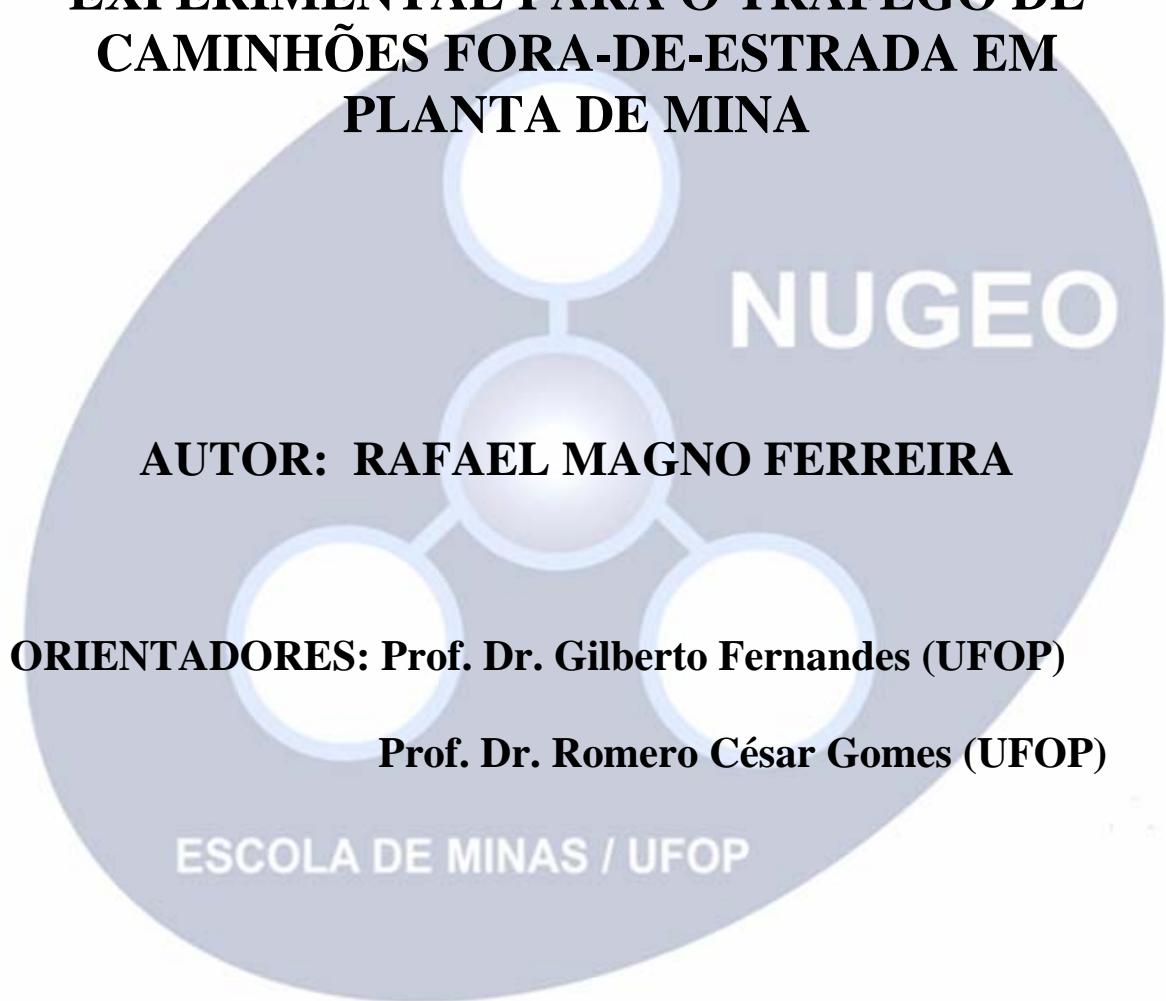


Dissertação de Mestrado

**DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO
EXPERIMENTAL PARA O TRÁFEGO DE
CAMINHÕES FORA-DE-ESTRADA EM
PLANTA DE MINA**



AUTOR: RAFAEL MAGNO FERREIRA

ORIENTADORES: Prof. Dr. Gilberto Fernandes (UFOP)

Prof. Dr. Romero César Gomes (UFOP)

ESCOLA DE MINAS / UFOP

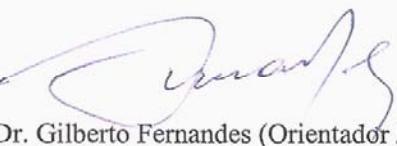
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA DA UFOP

OURO PRETO, 06 DE SETEMBRO DE 2007

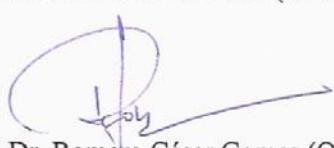
DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO EXPERIMENTAL PARA O TRÁFEGO DE CAMINHÕES FORA - DE - ESTRADA EM PLANTA DE MINA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**.

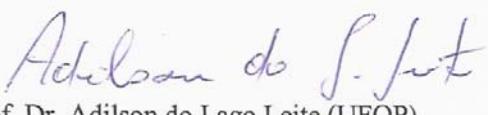
Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 06 de setembro de 2007, pela Banca Examinadora composta pelos membros:



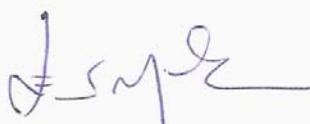
Prof. Dr. Gilberto Fernandes (Orientador / UFOP)



Prof. Dr. Romero César Gomes (Orientador / UFOP)



Prof. Dr. Adilson do Lago Leite (UFOP)



Prof. Dr. Ennio Marques Palmeira (UnB)

F383d Ferreira, Rafael Magno.
Dimensionamento de um pavimento experimental para tráfego de caminhões
fora-de- estrada em planta de mina [manuscrito] / Rafael Magno Ferreira - 2007.
xxvii, 277f. : il., color. graf.; tab.; mapas.
Orientadores: Prof. Dr. Gilberto Fernandes
Prof. Dr. Romero César Gomes.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de
Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em
Engenharia Civil.
Área de concentração: Geotecnia.
1. Pavimentos - Teses. 2. Estradas - Teses. 3. Caminhões - Teses.
I. Universidade Federal de Ouro Preto. II. Título
CDU: 624.13:67.05

Catalogação: sisbin@sisbin.ufop.br

“Aliás, na família começaria o melhor currículo, a melhor ferramenta para a vida: enxergar, escutar e questionar. Nem calar a boca como antigamente, nem gritar ou bagunçar ou ofender: dialogar, comunicar-se com naturalidade com irmãos, pais e outros. Isso estimularia a melhor arma para enfrentar o tsunami de informações, das mais positivas às mais loucas, que enfrentamos todos os dias: discernimento. O resto, meus caros, pode vir depois: apesar de todas as teorias, nomenclaturas, modernidades e instrumentação, é ornamento, é detalhe. Pouco servirá para quem não aprendeu a analisar e argumentar, com mais chances de se orientar neste caótico e admirável mundo nosso.”

Lya Luft (1938-).

À minha irmã Lúcia (*in memorian*), pela presença amiga e eterno modelo de dignidade.

Ao meu pai (*in memorian*), pelo exemplo de luta e perseverança.

Dedico

AGRADECIMENTOS

A DEUS, pela Divina Providência.

À família, pelos braços sempre estendidos.

À Uniani, pelo amor, paciência e força.

Ao professor Gilberto Fernandes (UFOP), mentor deste trabalho, pelo apoio e discussões em todas as etapas dessa jornada.

Ao professor Romero César Gomes (UFOP), pela infra-estrutura de aprendizagem, confiança e oportunidade de iniciação à Geotecnia.

Ao professor Luís Fernando Martins Ribeiro, pelo incentivo nesta caminhada.

Aos colegas Gustavo e Lúcius, pelas ajudas e contribuições; elementos certamente essenciais à concretização da pesquisa.

Aos eternos colegas do Núcleo de Geotecnia Aplicada, colegas da Engenharia Civil e do mestrado em Geotecnia da UFOP, pelos valorosos momentos de convivência.

Ao Edmar, Francisco e João Paulo, pelo apoio nas atividades de laboratório.

À Marianne, Rodrigo Pires e Sérgio Saraiva, pelas diversas contribuições e companheirismo.

Ao prof. Walter Dornelas, Róvia e Fabiana, pela colaboração ao longo desses anos.

Ao prof. Waldyr Lopes Filho (UFOP), Danilo e professores do Departamento de Engenharia Civil da UFV, pela cortesia e realização dos ensaios triaxiais.

Ao prof. Leonardo Godefroid e ao Sidnei, do Laboratório de Ensaios Mecânicos (DEMET-UFOP), pela gentileza na realização dos ensaios de calibração.

À prof. Angélica Chicarino (DEGEO-UFOP), pelos ensaios de difratometria de raios-x.

Aos professores Luiz Fernando Loureiro Ribeiro e José Geraldo A. A. Brito, pela disponibilização de transporte sempre que se fez necessário.

Ao Bruno (Patrol), pela disponibilização do equipamento *GeoGauge*.

Ao Cláudio Albernaz (DER-MG), pelas dicas e realização das retroanálises de módulo de resiliência.

Aos professores Alexandre Parreira (USP) e Laura Motta (COPPE/UFRJ), pelas contribuições no estudo de módulo de resiliência.

À Companhia Vale do Rio Doce, pela parceria e fomento à pesquisa.

À PROGEN e à Integral (mina de Fábrica), pelo suporte técnico, paciência e amizade.

À Fundação Gorceix, Escola de Minas e Universidade Federal de Ouro Preto, pelo apoio a este trabalho e pela minha formação.

RESUMO

Muitas estradas de mina em complexos mineradores de ferro são concebidas sem qualquer critério de dimensionamento, em comparação a rodovias de tráfego comum. Além disso, são executadas de forma empírica, compreendendo basicamente etapas de aterro, espalhamento e compactação no teor de umidade natural do estéril de minério de ferro, principal material da superestrutura viária. No entanto, esses procedimentos não contemplam a compactação dos materiais em camadas, nem tampouco um controle tecnológico de campo. A “compactação” é obtida apenas superficialmente, por ocasião da passagem de veículos do tipo fora-de-estrada, durante operações convencionais de produção da mina. Aliados a dispositivos de drenagem inadequados e ineficientes, os resultados indesejáveis são diversos: enfraquecimento precoce da plataforma da estrada, perda de agregados, formação de buracos, trilhas e corrugações, geração excessiva de material particulado (na ausência de chuvas) ou lama (em períodos chuvosos). Tais problemas se agravam ainda mais quando da condução de técnicas equivocadas de manutenção, que compreendem processos rotineiros de raspagem do leito com motoniveladoras, impactando sensivelmente na redução de vida útil do pavimento.

Esta pesquisa se desenvolveu nesta temática, voltando-se primordialmente ao estudo da mecânica de pavimentos com tráfego de caminhões fora-de-estrada.

Cinco diferentes tipos de estéreis de minério de ferro foram testados e caracterizados em laboratório, compreendendo ensaios de granulometria, limites de consistência, peso específico dos grãos, compactação, CBR, cisalhamento direto, triaxial de carregamento repetido e difratometria de raios-x. A partir de um dimensionamento mecanístico preliminar com o *software* de diferenças finitas ELSYM5, um pavimento experimental de 100 metros foi construído em uma mina a céu aberto, sendo dividido em quatro seções-testes com peculiaridades distintas. Destas, três seções foram executadas segundo procedimentos convencionais de terraplenagem, com a compactação de materiais por camadas e no teor de umidade ótima, abrangendo diferentes recursos de estabilização química da camada de base e tratamento contra pó, empregando-se materiais betuminosos. A quarta seção, no entanto, foi executada conforme procedimentos tradicionais da mina, segundo um aterro único e compactação efetuada via passagem de caminhões fora-de-estrada.

Os resultados obtidos no controle tecnológico de campo (levantamento de bacias deflectométricas com viga *Benkelman* e avaliação da rigidez e módulo de elasticidade das camadas do pavimento) permitiram se estabelecer uma comparação com os resultados dos ensaios triaxiais, a partir da retroanálise dos módulos de resiliência dos materiais.

Mais além, o pavimento foi monitorado continuamente durante dois meses de operação por meio de sensores de deformação e pressão, criteriosamente instalados na estrutura do pavimento; além do monitoramento das condições ambientais do local (pluviometria, temperatura e umidade internas). A partir da resposta mecânica do pavimento a todas essas variáveis, propôs-se um ábaco de dimensionamento de estradas mineiras, assumindo-se as mesmas condições de carregamento e execução, referenciando-se ao tráfego de caminhões fora-de-estrada com eixo padrão de 1.637kN (167tf).

ABSTRACT

Many mine roads in iron ore mining plants are developed with no design criteria, when compared to conventional roads. Further, they are constructed empirically and include basically fill, spreading and compaction steps, in the natural content moisture of the iron ore waste, the main superstructure material. However these procedures do not embrace the material compaction in layers nor a technologic field control. In fact compaction is obtained only at superficial levels due to the passage of off-highway vehicles during the conventional mine activities.

With inadequate and inefficient drainage devices, many undesirable results can occur: precocious weakness of the road structure, loss of materials, holes, trails and corrugations, excessive dustiness (at dry weathers) or mud (at rainy weathers). These problems can become larger with bad maintenance techniques that include routinist scraping activities by graders, resulting on sensitive reduction of the pavement life. This work was conducted in this context, reporting mainly studies of pavements' mechanic along with off-highway trucks traffic.

Five different kinds of iron ore wastes were tested and characterized in laboratory, including grain size analysis, Atterberg limits, specific weight of the grains, compaction, CBR, direct shear, resilient modulus test and x-ray difratometry. From a preliminary mechanistic design with ELSYM5, a finite differences software, a 100 meters experimental pavement was constructed in a open pit mine. It was divided in four distinct test sections with specific peculiarities. Three of them were performed according to conventional procedures of earthwork, with materials compacted in layers and in the optimum content moisture. There were also conducted different kinds of chemical stabilization of the base layer and treatment against dust, using bituminous materials. Nevertheless the fourth section was performed according mine traditional procedures with a single fill, compacted by the off-highway trucks traffic.

By means of the evaluation of the field technologic control (deflectometric basin analysis with Benkelman's beam and the measurement of stiffness and Young modulus), it allowed one to compare the triaxial tests results with the obtained in backcalculation of resilient modulus.

Furtherly, the pavement was operated and investigated continuously during two months by means of strain gauges and earth total pressure cells. It was evaluated also the environmental conditions throughout the experimental road (rainfall, internal temperature and content moisture). With a great date set it was proposed a design abacus related to mine roads. It takes into consideration the same loading and construction conditions, referring to the off-highway trucks traffic with dual wheel axle load standard of 1.637kN (167tf).

Lista de Figuras

Figura 1.1: Mapa geológico do Quadrilátero Ferrífero (Lana, 2004, <i>apud</i> Pereira, 2005)	2
Figura 1.2: Distribuição de investimentos pelos principais estados mineradores (Fonte: Departamento Nacional de Produção Mineral, 2005)	3
Figura 1.3: Distribuição do valor da produção de minério de ferro entre os principais estados mineradores (Fonte: Departamento Nacional de Produção Mineral, 2005)	3
Figura 1.4: Fluxograma típico do processo de mineração de ferro (Gomes, 2006)	4
Figura 2.1: Contrastess entre estradas não pavimentadas com boas e péssimas condições de rolamento (Baesso e Gonçalves, 2003).....	10
Figura 2.2: Teor de umidade ótimo, h_{ot} (%), <i>versus</i> teor de umidade <i>in situ</i> , h_{is} (%). (Morin e Todor, 1975, <i>apud</i> Medina e Motta, 2005).....	13
Figura 2.3: Esquema da variação das temperaturas do ar e do pavimento em um dia de verão, no Rio de Janeiro (Medina e Motta, 2005)	14
Figura 3.1: Distribuição das linhas de tráfego e distâncias de visibilidade em estradas de mina (Lima, 2006, modificada).....	18
Figura 3.2: Divisão entre vias de acesso a mina, empregando-se leiras de materiais de bota-fora.....	19
Figura 3.3: Disposição da polpa do rejeito de minério de ferro em uma barragem de contenção	20
Figura 3.4: Pilha de rejeitos arenosos de minério de ferro, executada em sucessivos alteamentos	21
Figura 3.5: Variabilidade de materiais em uma pilha de estéril de bota-fora	22
Figura 3.6: Relações minério-rejeito para diferentes tipos de minério (Abrão, 1978, modificada)	22

Figura 3.7: Curvas granulométricas de resíduos de mineração e misturas solo-resíduo (Fernandes, 2005)	23
Figura 3.8: Influência da adição de estéril nos parâmetros γ_d e w_{ot} da mistura entre estéril de itabirito dolomítico e solo residual argiloso (Fernandes, 2005, modificada)	25
Figura 3.9: Curvas granulométricas de estéreis e rejeitos de minério de ferro, enquadradas nas faixas “E” (acima) e “F” (abaixo), do DNIT (Saraiva, 2006, modificada)	27
Figura 3.10-a: Exemplo de falta de conformação da pista de rolamento, afetando as condições de trafegabilidade.....	29
Figura 3.10-b: Solução para o problema da seção transversal imprópria (Baesso e Gonçalves, 2003)	29
Figura 3.11: Níveis de severidade quanto à seção transversal inadequada	30
Figura 3.12: Caso de drenagem superficial inadequada em uma estrada de mina	31
Figura 3.13: Níveis de severidade quanto à deficiência de drenagem superficial.....	31
Figura 3.14: Corrugações na pista devido à ausência de manutenção (Baesso e Gonçalves, 2003)	32
Figura 3.15: Níveis de severidade quanto à ocorrência de corrugações na pista de rolagem	33
Figura 3.16: Condições precárias de visibilidade devido à excessiva formação de poeira	33
Figura 3.17: Condição operacional da via comprometida pela existência de buracos, potenciais causadores de danos a veículos (Baesso e Gonçalves, 2003).....	34
Figura 3.18: Níveis de severidade quanto à ocorrência e intensidade de buracos na estrada	35
Figura 3.19: Trilhamento formado, denotando problemas de suporte do subleito (Baesso e Gonçalves, 2003).....	36
Figura 3.20: Níveis de severidade quanto à ocorrência e intensidade das trilhas de roda	36

Figura 3.21: Caso crítico de perda de agregados na pista de rolamento (Baesso e Gonçalves, 2003)	38
Figura 3.22: Níveis de severidade quanto à deposição de agregados sobre a superfície da pista	38
Figura 3.23: Vista de um trecho devidamente concluído, com detalhe da superfície revestida em pedrisco (Baesso e Gonçalves, 2003).....	40
Figura 3.24: Modelos típicos de caminhões fora-de-estrada	42
Figura 3.25: Comparação visual entre os portes de um CFE e de um veículo de passeio.....	42
Figura 3.26: Áreas de contato entre pneu e pavimento (Senço, 1997)	44
Figura 3.27: Modelo de superposição de efeitos entre rodas adjacentes	45
Figura 3.28: Geometria do eixo de um veículo-tipo e a definição da área de contato das rodas (Giroud e Noiray, 1981 <i>apud</i> Ferreira Júnior, 1995).....	48
Figura 3.29: Espaçamento de pressões, admitindo uma camada homogênea	49
Figura 3.30: Tensões num elemento de um semi-espacô infinito, em coordenadas cilíndricas.....	50
Figura 3.31: Tensões num elemento de um semi-espacô infinito, sujeito a uma carga P, sob uma área carregada circular, em condições axissimétricas (Timoshenko e Goodier, 1970, modificada)	51
Figura 3.32: Tensões normais verticais e radiais em um sistema de três camadas, segundo <i>Burmiste</i>	53
Figura 3.33: Histograma das deflexões calculadas com os programas BAKFAA e ELSYM5 e medidas em campo com FWD (Silva, 2006).....	55
Figura 3.34: Precárias condições de tráfego impostas a uma estrada de mina, devido à excessiva geração de pó	62
Figura 3.35: Variação da geração de material particulado em uma estrada de mina ($\times 100\text{mg/m}^3$), após aspersão de água (Thompson e Visser, 1999, modificada).....	62

Figura 3.36: Curvas de dimensionamento no método do IG (<i>apud</i> Senço, 1997).....	66
Figura 3.37: Ábaco de dimensionamento de uma estrada mineira (Lima, 2006, modificada)	69
Figura 4.1: Situação da mina de Fábrica (indicada pela letra “A”), em relação a alguns municípios vizinhos e rodovias de acesso	72
Figura 4.2: Vista aérea parcial do pavimento experimental	73
Figura 4.3: Detalhe da região de implantação do trecho experimental, preliminarmente à sua execução	73
Figura 4.4: Avaliação do tipo de tráfego no trecho experimental	76
Figura 4.5: Caminhão fora-de-estrada modelo 785C, da <i>Caterpillar</i>	76
Figura 4.6: Dimensões do veículo-tipo de projeto.....	77
Figura 4.7: Pneu diagonal modelo HRL-4B E-4, da <i>Goodyear</i>	78
Figura 4.8: Estéreis de minério de ferro ensaiados em laboratório	79
Figura 4.9: Curva característica do ensaio de CBR (Senço, 1997).....	82
Figura 4.10: Primeiros modelos de comportamento tensão-deformação de solos, observados no Brasil (Medina e Motta, 2005).....	85
Figura 4.11: Representação tridimensional da resiliência segundo o modelo composto (Medina e Motta, 2005).....	86
Figura 4.12: Prensa e equipamentos acessórios empregados na compactação por pressão dos corpos-de-prova.....	86
Figura 4.13: Colocação da membrana de látex antes da fase de acondicionamento do corpo-de-prova.....	87
Figura 4.14: Execução dos ensaios, detalhando a prensa triaxial de carregamento repetido e o sistema de aquisição de dados.....	87
Figura 4.15: Difratômetro de raios-x e exemplos de amostras pulverizadas.....	88
Figura 4.16: Espalhamento de raios-x por uma família de planos de um cristal	89

Figura 4.17: Espectros de raios-x esquematizados na forma de um difratograma	89
Figura 4.18: Diferentes configurações simuladas no ELSYM5	93
Figura 4.19: Pontos de análise tomados na simulação via ELSYM5	94
Figura 4.20: Regularização do subleito, em CCM.....	99
Figura 4.21: Execução da camada de reforço do subleito, em CCM.....	101
Figura 4.22: Execução da camada de sub-base, em CCM.....	105
Figura 4.23: Detalhe do estabilizante químico <i>Dynabase</i>	118
Figura 4.24: Execução da camada base em CL na seção 1, estabilizada com <i>Dynabase</i>	106
Figura 4.25: Execução da camada base em CL na seção 2, sem estabilização	107
Figura 4.26: O reagente hidróxido de alumínio e o estabilizante químico, DS-328, em tambor de 200kg	109
Figura 4.27: Execução da camada de base em CL na seção 3, estabilizada com DS-328	111
Figura 4.28: Execução da seção 4, em CCM, segundo um aterro único (padrão adotado pela CVRD).....	112
Figura 4.29: Aparelho de <i>Speedy Test</i> , balança digital e ampolas de carbureto de cálcio	113
Figura 4.30: Execução dos ensaios com frasco de areia.....	114
Figura 4.31: Esquema da viga <i>Benkelman</i>	115
Figura 4.32: Levantamento de deflexões com a viga <i>Benkelman</i>	117
Figura 4.33: <i>GeoGauge</i> usado na avaliação estrutural da camada de base	118
Figura 4.34-a: Distribuição longitudinal da instrumentação no pavimento	120
Figura 4.34-b: Distribuição transversal da instrumentação no pavimento	121

Figura 4.35: Extensômetro elétrico-resistivo empregado nos testes.....	122
Figura 4.36: Etapas de montagem dos sensores de deformação (Saraiva, 2005, modificada)	124
Figura 4.37: Sensores de deformação confeccionados em laboratório.....	124
Figura 4.38: Geometria do sensor de deformação	124
Figura 4.39: Célula de pressão empregada no trecho experimental	126
Figura 4.40: Sensor de umidade empregado no trecho experimental.....	128
Figura 4.41: Sensores de temperatura empregado no trecho experimental	129
Figura 4.42: Componentes internos do pluviômetro e sua instalação no trecho experimental.....	130
Figura 4.43: Detalhe do sistema de aquisição de dados e elementos de proteção	131
Figura 4.44: Abrigo da central de dados.....	131
Figura 4.45: Variação do tempo de pulso de tensão vertical equivalente com a velocidade do veículo e a profundidade, segundo Barksdale e Hicks, <i>apud</i> Medina e Motta (2005)	132
Figura 4.46: Sistema de prevenção contra descargas atmosféricas, detalhando o pára-raios e o “aterramento” do sistema	133
Figura 4.47: Tela de aquisição de dados do <i>software LoggerNet 3.1</i>	134
Figura 4.48: Detalhes das caixas de passagem e da chegada dos cabos ao abrigo	134
Figura 4.49: Seqüência executiva da colocação dos sensores nas seções-testes	136
Figura 4.50: Primeiros testes no pavimento experimental, em modo controle.....	136
Figura 4.51: Geometria da caixa de testes	137
Figura 4.52: Caixa de testes e prensa de compressão uniaxial	138
Figura 4.53: Compactação do estéreis CL e a situação dos sensores no interior da caixa de testes	138
Figura 4.54: Equipamentos utilizados no tratamento contra pó, com detalhes do	

caminhão espargidor	140
Figura 4.55: Imprimação da base com CM-30	142
Figura 4.56: Aplicação de RR-1C sobre a base imprimada (1º banho)	143
Figura 4.57: Espalhamento dos estéreis sobre a base tratada	143
Figura 4.58: Banho duplo com RR-1C, nas seções 1 e 2.....	144
Figura 4.59: Espalhamento de agregado na seção 3, sobre a base tratada.....	144
Figura 4.60: Detalhes do TCP, nas seções 1, 2 e 3	145
Figura 4.61: Vista geral do trecho experimental após conclusão dos trabalhos	145
Figura 4.62: Perfil típico do pavimento experimental (dimensões em centímetros)...	146
Figura 5.1-a: Curvas granulométricas dos estéreis em relação à faixa “A” do DNIT .	149
Figura 5.1-b: Curvas granulométricas dos estéreis em relação à faixa “B” do DNIT .	149
Figura 5.1-c: Curvas granulométricas dos estéreis em relação à faixa “C” do DNIT .	150
Figura 5.1-d: Curvas granulométricas dos estéreis em relação à faixa “D” do DNIT .	150
Figura 5.1-e: Curvas granulométricas dos estéreis em relação à faixa “E” do DNIT .	151
Figura 5.1-f: Curvas granulométricas dos estéreis em relação à faixa “F” do DNIT ..	151
Figura 5.2-a: Curva de compactação do estéril IC.....	153
Figura 5.2-b: Curva de compactação do estéril IPA.....	154
Figura 5.2-c: Curva de compactação do estéril AL	154
Figura 5.2-d: Curva de compactação do estéril CCM	155
Figura 5.2-e: Curva de compactação do estéril CL	155
Figura 5.3: Variação do CBR com os teores de umidade testados	157
Figura 5.4: Envoltórias de resistência dos estéreis	159
Figura 5.5-a: Variação da tensão normal com a tensão cisalhante para o estéril IC ...	160
Figura 5.5-b: Variação da tensão normal com a tensão cisalhante para o estéril IPA ..	160
Figura 5.5-c: Variação da tensão normal com a tensão cisalhante para o estéril AL ...	161

Figura 5.5-d: Variação da tensão normal com a tensão cisalhante para o estéril CCM161	161
Figura 5.5-e: Variação da tensão normal com a tensão cisalhante para o estéril CL	162
Figura 5.6-a: Difratograma do estéril IC	166
Figura 5.6-b: Difratograma do estéril IPA.....	166
Figura 5.6-c: Difratograma do estéril AL	167
Figura 5.6-d: Difratograma do estéril CCM	167
Figura 5.6-e: Difratograma do estéril CL	168
Figura 5.7-a: Bacias de deflexão da camada de base (seções 1 a 4).....	172
Figura 5.7-b: Bacias de deflexão da camada de sub-base (seções 1 a 3).....	173
Figura 5.7-c: Bacias de deflexão da camada de reforço do subleito (seções 1 a 3).....	173
Figura 5.7-d: Bacias de deflexão do subleito (seções 1 a 3).....	174
Figura 5.8-a: Raios de curvatura da camada de base (seções 1 a 4)	174
Figura 5.8-b: Raios de curvatura da camada de sub-base (seções 1 a 3).....	175
Figura 5.8-c: Raios de curvatura da camada de reforço do subleito (seções 1 a 3).....	175
Figura 5.8-d: Raios de curvatura do subleito (seções 1 a 3)	176
Figura 5.9: Variação do módulo de elasticidade na camada de base, para as seções 1 a 4	181
Figura 5.10: Comparação entre módulos de resiliência (teóricos e experimentais) e módulo de <i>Young</i>	183
Figura 6.1-a: Resultados dos sensores de deformação no modo controle para a seção experimental 1.....	187
Figura 6.1-b: Resultados dos sensores de deformação no modo controle para a seção experimental 2.....	187
Figura 6.1-c: Resultados dos sensores de deformação no modo controle para a seção experimental 3.....	188
Figura 6.1-d: Resultados dos sensores de deformação no modo controle para a seção	

experimental 4.....	188
Figura 6.2-a: Resultados dos sensores de deformação vertical (superiores) no modo contínuo	191
Figura 6.2-b: Resultados dos sensores de deformação vertical (inferiores) no modo contínuo	191
Figura 6.2-c: Resultados dos sensores de deformação horizontal (superiores) no modo contínuo	192
Figura 6.2-d: Resultados dos sensores de deformação horizontal (inferiores) no modo contínuo	192
Figura 6.3-a: Deformação acumulada registrada pelos sensores em posição vertical-superior	193
Figura 6.3-b: Deformação acumulada registrada pelos sensores em posição vertical-inferior	193
Figura 6.3-c: Deformação acumulada registrada pelos sensores em posição horizontal-superior.....	194
Figura 6.3-d: Deformação acumulada registrada pelos sensores em posição horizontal-inferior.....	194
Figura 6.4: Resultados registrados para os sensores de pressão no modo controle.....	196
Figura 6.5-a: Comportamento da pressão-deformação para o topo do suleito (seção experimental 1)	197
Figura 6.5-b: Comportamento da pressão-deformação para o topo do suleito (seção experimental 2)	197
Figura 6.5-c: Comportamento da pressão-deformação para o topo do suleito (seção experimental 3)	198
Figura 6.5-d: Comportamento da pressão-deformação para o topo do suleito (seção experimental 4)	198
Figura 6.6-a: Valores máximos de pressão registrados no modo contínuo	200

Figura 6.6-b: Comparativo entre pressões máximas, observadas para os modos conínuo e controle.....	200
Figura 6.7: Variação da temperatura ao longo do tempo.....	201
Figura 6.8: Variação do teor de umidade ao longo do tempo.....	202
Figura 6.9: Registros pluviométricos para a mina João Pereira	202
Figura 6.10: Relatório de sensores de deformação inoperantes.....	211
Figura 6.11-a: Seção experimental 1, após 2 meses de tráfego, com detalhe dos danos observados para o 2º banho do TCP	212
Figura 6.11-b: Seção experimental 2, após 2 meses de tráfego, mostrando a região na qual o 2º banho do TCP se manteve	212
Figura 6.11-c: Detalhes da seção experimental 3, após 2 meses de tráfego	212
Figura 6.11-d: Seção experimental 4, após 2 meses de tráfego, com perda sensível de agregados	212
Figura 6.12: Carga transportada na área 1 da mina, no período de abr./2006 a abr./2007	214
Figura 6.13: Estimativa do número médio de repetições diárias (aplicado o fator de eixo)	214
Figura 6.14: Comparaçao entre deformação vertical acumulada e número de repetições do eixo padrão	217
Figura 6.15-a: Ábaco de dimensionamento para um pavimento com tráfego de caminhões fora-de-estrada, executado em canga laterita (CL).....	218
Figura 6.15-b: Ábaco de dimensionamento para um pavimento com tráfego de caminhões fora-de-estrada, executado em canga laterita (CCM)	218

Lista de Tabelas

Tabela 3.1-a: Caracterização de rejeitos e estéreis de minério de ferro (Fernandes, 2005, modificada)	24
Tabela 3.1-b: Classificação de alguns resíduos de minério de ferro (Fernandes, 2005, modificada)	24
Tabela 3.2: Propriedades geotécnicas de resíduos de minério de ferro (Fernandes, 2005, modificada)	25
Tabela 3.3: Resultados da caracterização de materiais de base e sub-base (Saraiva, 2006, modificada)	26
Tabela 3.4: Faixas granulométricas de materiais para revestimento primário (<i>South Dakota Local Transportation apud</i> Baesso e Gonçalves, 2003)	39
Tabela 3.5: Espessuras mínimas sugeridas para camadas de revestimento primário (<i>South Dakota Local Transportation Agency apud</i> Baesso e Gonçalves, 2003)	40
Tabela 3.6: Tipologia das pistas e de veículos em estradas de tráfego comum <i>versus</i> tráfego de CFE	43
Tabela 3.7: Coeficientes para o dimensionamento de estradas não pavimentadas propostas por Palmeira (1990, modificada)	68
Tabela 4.1: Dados médios de tráfego diário no trecho experimental	75
Tabela 4.2: Dimensões do veículo-tipo de projeto	77
Tabela 4.3: Especificações técnicas do pneu modelo HRL-4B E-4	78
Tabela 4.4: Especificações dos ensaios de compactação.....	81
Tabela 4.5: Tensões atuantes no pavimento, estimadas analiticamente	93
Tabela 4.6: Resumo da simulação com o programa ELSYM5.....	95
Tabela 4.7: Características gerais das seções experimentais	96

Tabela 4.8: Constantes das pontes resistivas completas	125
Tabela 5.1: Resultados dos ensaios de limites de consistência, peso específico dos grãos, índice de grupo e coeficientes de granulometria.....	152
Tabela 5.2: Classificação segundo ABNT, Sistema Unificado (USCS) e Sistema Rodoviário (AASHTO).....	152
Tabela 5.3: Resultados dos ensaios de compactação.....	153
Tabela 5.4: Resultados dos ensaios de CBR.....	156
Tabela 5.5: Correlação provável entre CBR e Classificação HRB (Senço, 1997, modificada)	158
Tabela 5.6: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto	159
Tabela 5.7: Faixas de ângulos de atrito para solos (Atkinson e Bransby, 1978, modificada)	163
Tabela 5.8-a: Resultados dos ensaios triaxiais de carga repetida no modelo arenoso-argiloso.....	163
Tabela 5.8-b: Resultados dos ensaios triaxiais de carga repetida no modelo composto.....	164
Tabela 5.9: Estimativa de módulos de resiliência.....	164
Tabela 5.10: Resultados de campo com frasco de areia e <i>Speedy Test</i>	170
Tabela 5.11-a: Deflexões calculadas para a camada de base, em todas as seções experimentais	170
Tabela 5.11-b: Deflexões calculadas para a camada de sub-base, nas seções experimentais 1, 2 e 3	171
Tabela 5.11-c: Deflexões calculadas para a camada de reforço, nas seções experimentais 1, 2 e 3	171
Tabela 5.11-d: Deflexões calculadas para o subleito, nas seções experimentais 1, 2,3	172
Tabela 5.12: Dados de campo obtidos com o <i>GeoGauge</i>	180
Tabela 5.13: Resumo da retroanálise dos resultados com viga <i>Benkelman</i>	183

Tabela 6.1: Terminologia utilizada na identificação dos sensores	186
Tabela 6.2-a: Resumo dos custos de estabilização química com o <i>Dynabase</i> (data-base: setembro/2006)	207
Tabela 6.2-b: Resumo dos custos de estabilização química com o DS-328 (data-base: setembro/2006)	208
Tabela 6.3: Quadro-resumo dos custos do TCP para a mina de Fábrica (data-base: fevereiro/2007).....	210
Tabela 6.4: Cálculo do fator de carga <i>FC</i>	215
Tabela 6.5: Fatores climáticos (Senço, 1997).....	215

Lista de Símbolos, Nomenclaturas e Abreviações

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
AL	Areia Laterítica
c	Intercepto de coesão do diagrama de Mohr
CCM	Canga Contaminada com Minério
C_c	Coeficiente de curvatura
CL	Canga Laterita
CFE	Caminhão Fora-de-Estrada
CBR	<i>California Bearing Ratio (= ISC)</i>
C_u	Coeficiente de uniformidade
CVRD	Companhia Vale do Rio Doce
D_{10}	Diâmetro equivalente a 10% do material passante, obtido da curva granulométrica (diâmetro efetivo). Similarmente para D_{30} , D_{50} etc.
DMT	Distância Média de Transporte
DER-MG	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
E	Módulo de elasticidade
EIS	Estéril de itabirito silicoso
EID	Estéril de itabirito dolomítico
GC	Grau de compactação
GEIPOT	Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes
GS	Densidade dos grãos
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IC	Itabirito Cinza
IG	Índice de Grupo

IPA	Itabirito Pobre Amarelo
ISC	Índice de Suporte Califórnia
MR	Módulo de resiliência
NP	Não Plástico
RF	Rejeito de minério de Ferro
TCP	Tratamento Contra Pó
USCS	Unified Soil Classification System
w	Teor de umidade
$w_{ótima}; w_{ot}$	Teor de umidade ótima
Δw	Desvio do teor de umidade
ϕ	Ângulo de atrito
$\mu\varepsilon$	Micro strain
$\rho_d; \rho_{d, máx}$	Massa específica aparente seca/ máxima
$\gamma_d; \gamma_{d, máx}$	Peso específico aparente seco/ máximo
γ_s	Peso específico dos sólidos

Lista de Apêndices

Apêndice A	Detalhes do Projeto Executivo do Pavimento Experimental
Apêndice B	Curvas de Calibração dos Sensores
Apêndice C	Registros dos Sensores de Deformação
Apêndice D	Registros dos Sensores de Pressão
Apêndice E	Registros das Condições Ambientais
Apêndice F	Resultados dos Ensaios Triaxiais de Carregamento Repetido

Índice

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS DA DISSERTAÇÃO.....	5
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	6

CAPÍTULO 2 – CARACTERÍSTICAS ESSENCIAIS DE UMA RODOVIA

2.1 Serviços de Manutenção.....	8
2.2 Aspectos Sócio-econômicos.....	9
2.3 Aspectos Técnicos.....	10
2.4 A Ação do Clima nos Pavimentos.....	11
2.5 A Umidade do Material do Subleito.....	12
2.6 A Temperatura Interna dos Pavimentos.....	13

CAPÍTULO 3 – ESTRADAS DE COMPLEXOS MINERADORES NO CONTEXTO DA ENGENHARIA RODOVIÁRIA

3.1 ASPECTOS GERAIS DE ESTRADAS EM MINAS A CÉU ABERTO.....	15
3.1.1 Projeto de Estradas Mineiras: Algumas Considerações.....	16
3.1.2 Elementos Característicos de Estradas de Mina.....	17
3.2 RESÍDUOS DE MINÉRIO DE FERRO – ALGUNS ESTUDOS REALIZADOS.....	19
3.3 INTERAÇÃO ENTRE ESTRADAS DE SERVIÇO, A ATIVIDADE MINERADORA E O MEIO-AMBIENTE.....	27
3.4 DEFEITOS MAIS COMUNS EM ESTRADAS DE MINA.....	28
3.4.1 Seção Transversal Imprópria.....	29
3.4.2 Drenagem Inadequada.....	30
3.4.3 Corrugações.....	32
3.4.4 Excesso de Material Particulado.....	33
3.4.5 Buracos.....	34
3.4.6 Trilhas de Roda.....	35
3.4.7 Perda de Agregados.....	37
3.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE REVESTIMENTOS PRIMÁRIOS.....	38

3.6 MECÂNICA DOS PAVIMENTOS APLICADA A ESTRADAS COM TRÁFEGO DE CAMINHÕES FORA-DE-ESTRADA.....	41
3.6.1 O Tráfego de Caminhões do Tipo Fora-de-estrada.....	42
3.6.2 Algumas Considerações sobre Tensões, Deformações e Deslocamentos....	44
3.6.3 Instrumentação de Sistemas Viários.....	57
3.7 ESTABILIZAÇÃO DE BASES RODOVIÁRIAS.....	58
3.8 TÉCNICAS DE TRATAMENTO CONTRA PÓ.....	60
3.9 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....	62
CAPÍTULO 4 – MATERIAIS E METODOLOGIA DE TRABALHO	
4.1 INTRODUÇÃO.....	70
4.2 CARACTERÍSTICAS DA MINA E DO TRECHO EXPERIMENTAL.....	71
4.2.1 Localização e Características Físicas.....	71
4.2.2 Características do Tráfego.....	75
4.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	78
4.3.1 Identificação dos Materiais.....	78
4.3.2 Ensaios de Caracterização Geotécnica.....	80
4.3.3 Compactação.....	81
4.3.4 Índice Suporte Califórnia.....	81
4.3.5 Cisalhamento Direto.....	83
4.3.6 Triaxial de Carregamento Repetido.....	84
4.3.7 Difratometria de Raios-x.....	87
4.4 PLANEJAMENTO, DIMENSIONAMENTO E PROJETO DO TRECHO EXPERIMENTAL.....	90
4.5 EXECUÇÃO DAS SEÇÕES EXPERIMENTAIS.....	96
4.5.1 Equipamentos.....	97
4.5.2 Regularização e Preparo do Subleito.....	97
4.5.3 Reforço do Subleito.....	99
4.5.4 Sub-base.....	101
4.5.5 Base.....	102
4.5.6 Seção Experimental 4: “Padrão CVRD”.....	102
4.6 ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DA CAMADA DE BASE.....	103
4.6.1 Seção Experimental 1: Aplicação do Estabilizante <i>Dynabase</i>	103

4.6.2 Seção Experimental 2: Sem Estabilização.....	107
4.6.3 Seção Experimental 3: Aplicação do Estabilizante DS-328.....	107
4.6.4 Seção Experimental 4: Sem Estabilização (“Padrão CVRD”.....	111
4.7 ENSAIOS DE CAMPO.....	112
4.7.1 Teor de Umidade <i>in Situ</i>	112
4.7.2 Massa Específica Aparente Seca <i>in Situ</i>	113
4.7.3 Controle Deflectométrico.....	115
4.7.4 Verificação da Rigidez e Módulo de Elasticidade <i>in Situ</i>	117
4.8 INSTRUMENTAÇÃO DAS SEÇÕES-TESTES.....	119
4.8.1 Sensores de Deformação.....	122
4.8.2 Sensores de Pressão.....	126
4.8.3 Sensores de Umidade.....	127
4.8.4 Sensores de Temperatura.....	129
4.8.5 Pluviometria.....	129
4.8.6 Cabeamento e Sistema de Aquisição de Dados.....	130
4.8.7 Instalação dos Sensores no Campo.....	135
4.8.8 Calibração dos Sensores em Laboratório.....	136
4.9 TRATAMENTO CONTRA PÓ.....	139
4.9.1 Seção Experimental 1.....	141
4.9.2 Seção Experimental 2.....	143
4.9.3 Seção Experimental 3.....	144
4.9.4 Seção Experimental 4.....	145

CAPÍTULO 5 – RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS

5.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	147
5.1.1 Análise Granulométrica e Limites de Consistência.....	147
5.1.2 Compactação.....	153
5.1.3 Índice Suporte Califórnia.....	156
5.1.4 Cisalhamento Direto.....	158
5.1.5 Triaxial de Carregamento Repetido.....	163
5.1.6 Difratometria de Raios-x.....	165
5.2 ENSAIOS DE CAMPO.....	169
5.2.1 Teor de Umidade e Peso Específico Aparente <i>in Situ</i>	169

5.2.2 Controle Deflectométrico com a Viga <i>Benkelman</i>	170
5.2.3 Módulo de Elasticidade e Rigidez <i>in Situ</i>	179
5.2 RETROANÁLISE DOS RESULTADOS DA VIGA BENKELMAN.....	181
CAPÍTULO 6 – RESULTADOS DE MONITORAMENTO DAS SEÇÕES-TESTES	
6.1 SENsoRES DE DEFORMAÇÃO.....	185
6.1.1 Testes no Modo Controle.....	186
6.1.2 Testes no Modo Contínuo.....	190
6.2 SENsoRES DE PRESSÃO.....	195
6.2.1 Testes no Modo Controle.....	196
6.2.2 Testes Modo Contínuo.....	199
6.3 SENsoRES DE TEMPERATURA, DE UMIDADE E PLUVIOMETRIA.....	201
6.4 DISPOsições CONSTRUTIVAS E ANÁLISES DE CUSTO.....	203
6.5 RESULTADOS PÓS-MONITORAMENTO.....	210
6.6 ÁBACO DE DIMENSIONAMENTO.....	213
CAPÍTULO 7 – CONCLUSÕES	
7.1 CONCLUSÕES DA PESQUISA.....	220
7.2 SUGESTÕES A PESQUISAS FUTURAS.....	226
REFERêNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	227
APêNDICE A	238
APêNDICE B	242
APêNDICE C	245
APêNDICE D	269
APêNDICE E	271
APêNDICE F	276

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, constitui a maior concentração mineral do mundo na atualidade, com volumes movimentados de minério e estéril da ordem de 450 milhões de toneladas por ano (Germani, 2002). A região é assim denominada em função dos vastos depósitos de minério de ferro, de sua geologia e de sua configuração geométrica (Figura 1.1), definida por um polígono de cerca de 7.000 km² de área.

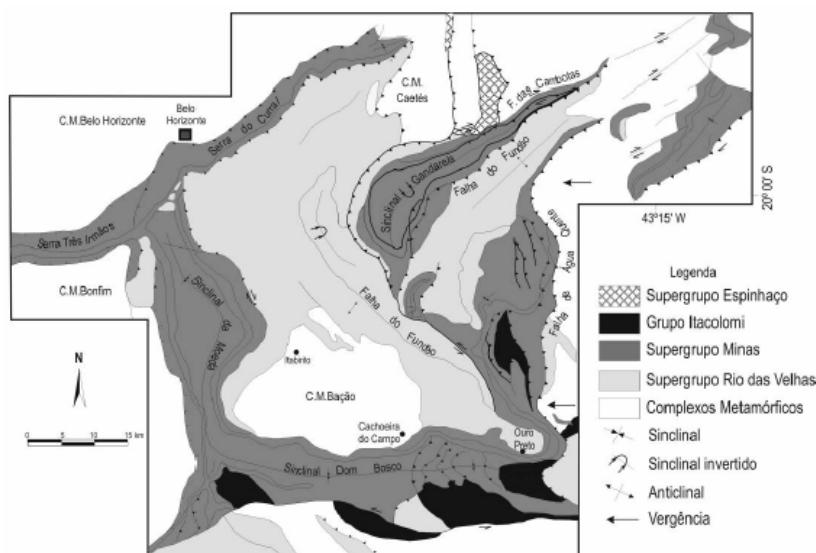


Figura 1.1: Mapa geológico do Quadrilátero Ferrífero (Lana, 2004, *apud* Pereira, 2005).

A região, delimitada pelas linhas que ligam as cidades de Itabira, Rio Piracicaba, Mariana, Congonhas, Casa Branca, Piedade de Paraopeba, Serra Azul e Belo Horizonte, e cortada pelos rios das Velhas e Paraopeba, é intensamente explorada por grandes conglomerados industriais e inúmeras minerações de médio e grande porte. Além das interessantes características geológicas, possui considerável expressão mundial em termos de depósitos de ferro, manganês, ouro, topázio imperial e bauxita, sendo passível de amplos investimentos do setor de mineração.

Os depósitos de minério de ferro ocorrem ao longo das rochas metamórficas do Supergrupo Minas (subdividida nos grupos Caraça, Itabira e Piracicaba). A Formação Cauê, do Grupo Itabira, concentra estes depósitos de ferro, representados principalmente por itabiritos laminados e metamorfoseados, em que os minerais de ferro são hematita, magnetita ou martita. Esta formação encontra-se alterada até grandes profundidades em produtos friáveis, possuindo enorme quantidade de água devido à sua natureza porosa ou fraturada (Gomes, 2006). Os minérios associados à Formação Cauê (Supergrupo Minas) são divididos em duas categorias principais: minério itabirítico e minério hematítico de alto grau. A hematita compacta é um tipo especial de minério de ferro de alto grau que contém características químicas e físicas especiais, alto teor em ferro, baixo teor de sílica e textura maciça, que permitem que esse minério seja usado como granulado nos processos de obtenção do ferro via redução direta.

Segundo o mais recente Plano Plurianual do DNPM¹ — Departamento Nacional de Produção Mineral, o consumo mundial de minério de ferro para o ano de 2010 foi projetado em 179,3 milhões de toneladas que, cotejado com aquele verificado em 1992, de 40,2 milhões de toneladas, indica a necessidade de suprimento adicional de 139,2 milhões de toneladas para atendimento ao aumento esperado do consumo. Quanto às reservas, o nível atual não justifica a recomendação de investimentos em prospecção e pesquisa mineral, uma vez que a disponibilidade atual é suficiente para sustentar a expansão projetada sem qualquer risco de escassez. As reservas mundiais de minério de ferro (medidas e indicadas) são da ordem de 370 bilhões de toneladas.

¹ Disponível em: www.dnpm.gov.br. Acessado em: 11 de julho de 2007.

Segundo o Anuário Mineral do DNPM, referente ao ano base de 2005, o Brasil possui uma reserva de minério de ferro potencialmente lavrável da ordem de 11,830 bilhões de toneladas, cujo teor de ferro é de 60,90%. Somente neste setor foram comercializados em 2005 cerca de R\$15,519 bilhões. Na região Sudeste, o estado de Minas Gerais representou 83,36% de participação na produção de ferro. A empresa CVRD é considerada a principal empresa produtora, com 40,24% de participação em relação às demais empresas mineradoras. O DNPM espera investir para o triênio 2006-2008 cerca de R\$9,277 bilhões, somente no setor de mineração de ferro. As Figuras 1.2 e 1.3 apresentam, respectivamente, a distribuição de investimentos e a produção de minério de ferro para os principais estados mineradores.

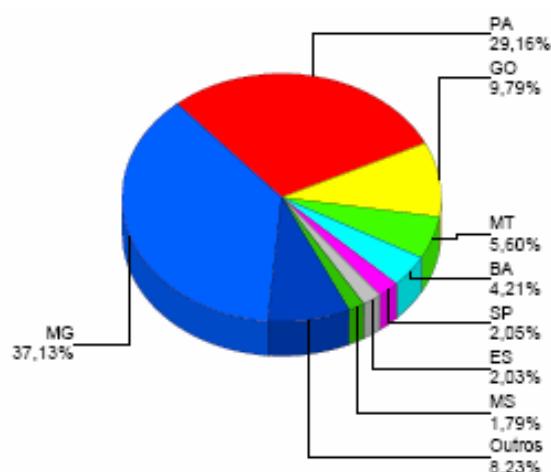


Figura 1.2: Distribuição de investimentos pelos principais estados mineradores
(Fonte: Departamento Nacional de Produção Mineral, 2005).

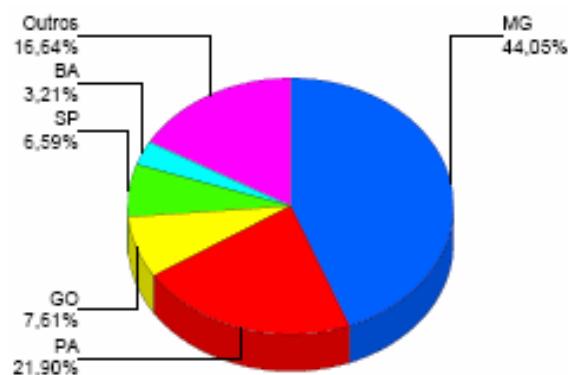


Figura 1.3: Distribuição do valor da produção de minério de ferro entre os principais estados mineradores
(Fonte: Departamento Nacional de Produção Mineral, 2005).

Segundo Albuquerque Filho (2004), com uma atividade extrativa tão intensiva e diversificada, o Brasil tornou-se modelo de aplicação de tecnologias de mineração a céu aberto. Estas evidências tornam clara a necessidade de crescentes investimentos no setor da mineração, incluindo o financiamento de pesquisas diversas que garantam às empresas uma maior produção a um custo mínimo possível. Com efeito, a engenharia tem muito a contribuir neste aspecto, sobretudo na busca contínua de técnicas mais aprimoradas de extração mineral e na aplicação de novos métodos de trabalho. Estudos voltados à infra-estrutura de minas têm se tornado cada vez mais promissores, ainda que atualmente sejam incipientes. Por outro lado, pesquisas relacionadas às propriedades dos resíduos de minério de ferro vêm agregar subsídios para o desenvolvimento de novas técnicas e alternativas diversas de disposição desses materiais, de forma a impactar o mínimo possível no meio ambiente.

Os materiais resultantes do decapamento de um corpo de minério constituem os estéreis da mina; portanto, resíduos que não foram gerados por processos de beneficiamento industrial. Por outro lado, no processo de isolamento e recuperação do elemento útil de interesse, diferentes resíduos são gerados e descartados comumente sob a forma de polpa, constituindo os chamados rejeitos da mineração. A Figura 1.4 apresenta um fluxograma básico do processo de lavra, beneficiamento e disposição dos resíduos de minério de ferro (Gomes, 2006).



Figura 1.4: Fluxograma típico do processo de mineração de ferro (Gomes, 2006).

1.2 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação, intitulada “Dimensionamento de um Pavimento Experimental para Caminhões Fora-de-estrada em Planta de Mina” é parte dos trabalhos desenvolvidos pelo Núcleo de Geotecnica da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, nas linhas de pesquisa referentes à engenharia de transportes e geotecnica aplicada à mineração. O principal foco desta pesquisa é investigar o comportamento geotécnico e mecânico de estéreis de minério de ferro aplicados como materiais de infra e superestrutura de estradas de mina.

Nesse âmbito, uma abordagem particularmente interessante se resume na aplicação de pesquisas geotécnicas à implementação de um plano racional de destino desses resíduos, sobretudo em pavimentos. Inserem-se nesta temática não só estudos relacionados à caracterização tecnológica dos materiais como, também, a difusão de conhecimentos advindos da engenharia rodoviária na previsão do comportamento mecânico desses materiais, quando empregados em caminhos de serviço. Por outro lado, estudar o tráfego de caminhões do tipo fora-de-estrada, comum em minas do tipo, constitui um quesito bastante desafiador, haja vista que a literatura se concentra, essencialmente, no tráfego de veículos comuns (carga por eixo padrão de 8,2tf).

Como consequência desta avaliação, os resultados almejados neste trabalho consistiram na proposta de uma metodologia de dimensionamento, construção e manutenção de estradas de minas, embasada em ampla campanha de ensaios de laboratório e de campo; tendo como dispositivo auxiliar de análise resultados de campo fornecidos por um trecho experimental instrumentado. Adicionalmente, um banco de dados para estudos futuros foi gerado, possibilitando também sua aplicação por empresas mineradoras de ferro. Discussões diversas são conduzidas no contexto de estradas de mina, mitigação da geração de material particulado, características geotécnicas de estéreis de minério de ferro e efeitos do tráfego de caminhões fora-de-estrada, tendo em vista a efetividade das manutenções em estradas e a maximização da vida útil dos pavimentos mineiros.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está estruturada segundo sete capítulos e seis apêndices. Neste Capítulo 1, são feitas considerações sobre estradas de mina, tráfego de caminhões fora-de-estrada e aspectos gerais envolvidos nestas duas temáticas, enfatizando sobretudo a motivação de estudá-los no âmbito do atual estágio da mineração de ferro no Brasil.

O Capítulo 2 se refere a uma revisão generalista acerca do projeto de uma rodovia, abordando elementos e parâmetros principais, características e condicionantes diversas que devem ser levadas em conta ao se fazer um projeto. Discorre, ainda, sobre a classificação de rodovias segundo diferentes sistemas de análise.

O Capítulo 3 trata especificamente de estradas de mina a céu aberto, em minerações de ferro, situando-as no contexto da engenharia rodoviária. Consiste em uma análise mais direcionada, levantando elementos e tráfego característicos de estradas mineiras. Aborda também alguns aspectos e estudos já desenvolvidos sobre resíduos de minério de ferro e, sobretudo, a aplicação de estéreis em obras viárias. Como elemento indispensável ao contexto da dissertação, apresenta uma revisão sucinta sobre métodos de dimensionamento de rodovias e instrumentação geotécnica de pavimentos.

O Capítulo 4 apresenta o trecho experimental, “carro-chefe” deste trabalho, e as peculiaridades da mina na qual o pavimento foi executado. Mostra, para tanto, os materiais pesquisados e os ensaios executados, além do planejamento, dimensionamento e especificações para a construção do pavimento experimental. Em seguida, apresenta os procedimentos empregados na execução das seções-testes, os equipamentos adotados e o controle tecnológico de campo. Ao final, inclui as técnicas de instrumentação do trecho, a estabilização química da camada de base e o tratamento contra pó.

O Capítulo 5 trata essencialmente dos resultados de ensaios de laboratório e de campo. Procurou-se estabelecer relações entre propriedades observadas em laboratório e o comportamento do pavimento *in situ*, desde o início de seu processo executivo à

abertura ao tráfego. As retroanálises efetuadas permitem uma comparação entre os resultados teóricos-experimentais e os obtidos em campo.

O Capítulo 6 apresenta os resultados obtidos no monitoramento das seções-testes, a partir de sensores instalados no pavimento. São analisados dados coletados tanto em caráter “estático” como em caráter “dinâmico”, de forma a estabelecer uma conexão com os resultados de ensaios e retroanálises. São expostas também algumas disposições construtivas, elaboradas a partir da experiência própria de campo e de aspectos observados a longo prazo. Um resumo da pesquisa é proposta na forma de um ábaco, que sintetiza dados relativos a número de repetições, deformações verticais acumuladas, módulo de resiliência e espessura necessária ao pavimento para dimensionamento.

O Capítulo 7 se refere às conclusões da pesquisa, avaliando qualitativamente os resultados esperados e aqueles efetivamente obtidos, bem como discrepâncias e problemas encontrados. Sugestões a trabalhos futuros nesta linha de pesquisa são propostas, de forma a contribuir no aperfeiçoamento das técnicas ora empregadas.

O Apêndice A traz adendos do Projeto Executivo apresentado à empresa CVRD, constando detalhes do esquema de ligações da instrumentação utilizada.

O Apêndice B inclui as curvas de calibração dos sensores de pressão e de deformação, obtidas em laboratório, a partir de um modelo experimental em escala reduzida.

O Apêndice C e o Apêndice D trazem, respectivamente, os dados coletados dos sensores de deformação e pressão, ao longo de dois meses de monitoramento.

O Apêndice E apresenta as informações coletadas dos sensores de temperatura e umidade, além de dados pluviométricos, retratando as condições ambientais vinculadas à resposta mecânica do pavimento, em termos de durabilidade. O Apêndice F, por sua vez, traz os resultados dos ensaios de determinação do módulo de resiliência dos estéreis (triaxiais de carregamento repetido).

CAPÍTULO 2

2 CARACTERÍSTICAS ESSENCIAIS DE UMA RODOVIA

O estado da superfície ou o leito carroçável de qualquer estrada depende do material, das intempéries, do tráfego e da manutenção. Uma boa rodovia deve ter largura da faixa de rolamento suficiente para acomodar o tráfego da região e resistência suficiente para suportar as cargas das rodas sem que ocorram deformações excessivas. Deve além disso conjugar, harmonicamente, o sistema de drenagem à durabilidade da via e à conservação ambiental ao entorno de sua faixa de domínio, englobando medidas satisfatórias de recuperação dos impactos nessa área.

Alguns aspectos encontram-se atrelados a essas diretrizes e constituem base sólida para o manejo e um estudo criterioso que vise reduzir as intervenções no pavimento. Desta forma, os serviços rotineiros de manutenção, aspectos sócio-econômicos e técnicos, além de efeitos diversos oriundos da ação de agentes físicos naturais, são fatores que detêm ligação direta com a qualidade e administração da vida útil da via.

2.1 SERVIÇOS DE MANUTENÇÃO

Os serviços de manutenção de estradas possuem como finalidade primordial a proteção física da estrutura básica do pavimento e de sua superfície de rolamento, evitando sua deterioração precoce e, consequentemente, a necessidade de serviços de reconstrução. Desta forma, englobam as atividades de *manutenção corretiva rotineira* e *manutenção*

preventiva periódica, sendo mais frequentemente empregadas em caso de rodovias que não possuem uma capa superficial de rolamento, isto é, estradas rurais e caminhos de serviço.

A manutenção corretiva rotineira consiste em um conjunto de operações normalmente executadas com o objetivo de manter todos os elementos da estrada com o mínimo possível de alterações, com as mesmas características e condições que apresentava, logo após sua construção ou recuperação. A manutenção preventiva periódica consiste de um conjunto de operações que normalmente são executadas com o intuito de evitar o surgimento ou agravamento dos defeitos, preservar características superficiais, a integridade estrutural e, consequentemente, a serventia da rodovia (Baesso e Gonçalves, 2003). Deve-se considerar ainda a reconstrução da estrada, que consiste na renovação completa dos padrões de serviço, com o objetivo de elevar sua capacidade operacional.

2.2 ASPECTOS SÓCIO-ECONÔMICOS

Alguns aspectos sócio-econômicos mostram-se atrelados ao planejamento dos serviços de manutenção de estradas: a redução dos custos de transporte e de viagem e a otimização da aplicação dos recursos públicos e privados.

À economia proporcionada a um veículo em combustível e reparos mecânicos, ao transitar numa estrada em boas condições, denomina-se *redução de custos operacionais*. Esta redução, aliada a outras economias como a redução do tempo de viagem e da distância média de transporte (DMT), resultam em “redução dos custos de transporte”. A boa manutenção das rodovias permite aos veículos que nelas trafegam o aumento de suas velocidades de operação e a redução do tempo de viagem dos usuários, sobretudo em épocas chuvosas. Além disso, a manutenção realizada de maneira planejada e periódica garante a conservação do patrimônio que essas estradas representam, explorando ao máximo a vida útil dos pavimentos e propiciando uma adequada gestão dos recursos destinados a este setor.

2.3 ASPECTOS TÉCNICOS

Segundo Santos *et al.* (1998), as características técnicas essenciais de uma estrada não pavimentada se resumem à capacidade de suporte e às condições de rolamento e aderência. A capacidade de suporte diz respeito às propriedades dos materiais constituintes da superfície de rolamento de manterem-se coesos frente às solicitações repetitivas advindas do tráfego. A ausência de tais características é intrínseca de deficiências técnicas localizadas no subleito, na camada de reforço ou em ambas. Oda (1995) afirma que a capacidade de suporte depende das características do material da superfície e da resistência do solo, à medida que o teor de umidade varia. Quando o problema está relacionado à capacidade de suporte, a utilização de solos adequados, aliada a uma eficiente compactação e drenagem, tornam-se fatores imprescindíveis à execução de uma boa infra-estrutura do pavimento.

Por outro lado, a presença de defeitos (buracos, ondulações etc.), de materiais granulares soltos na pista e o uso de materiais muito finos na camada de revestimento são os principais responsáveis pelas más condições de tráfego e geração de material particulado em estradas não pavimentadas e rodovias dotadas de revestimentos primários. Desta forma, as condições de rolamento dessas estradas encontram-se intimamente relacionadas à regularização da pista; já as condições de aderência, por sua vez, estão relacionadas ao atrito entre pneus do veículo e a pista. As Figuras 2.1-a e 2.1-b mostram, respectivamente, estradas não pavimentadas com péssimas e excelentes condições de rolamento. A figura 2.1-c traz um exemplo de estrada que, em períodos chuvosos, torna-se francamente suscetível a problemas de aderência, em virtude do material fino e solto na superfície do pavimento.



Figura 2.1: Contrastes entre estradas não pavimentadas com boas e péssimas condições de rolamento (Baesso e Gonçalves, 2003).

2.4 A AÇÃO DO CLIMA NOS PAVIMENTOS

São considerados *elementos básicos de clima*: umidade e temperatura atmosféricas, insolação e o índice pluviométrico, considerando-se valores médios anuais e mensais e os extremos diários — máximo e mínimo (temperatura) e mensais (chuva). Diferentemente, latitude geográfica, altitude e base, inclinação da base sólida em relação ao horizonte, cobertura vegetal e presença ou não de gelo e neve são considerados como *fatores de clima*.

A ação do clima tropical no comportamento do pavimento se dá, basicamente, mediante a ação da precipitação pluviométrica e da radiação solar. Dentro deste contexto, Medina e Motta (2005) enumeram os principais mecanismos que atuam sobre a durabilidade da estrutura do pavimento:

- i. A possibilidade de penetração da água de chuva no subleito pelos acostamentos, por infiltração não interceptada por drenos ou através de trincas, juntas e poros da superfície envelhecida, principalmente na ausência de revestimentos na superfície do pavimento;
- ii. A intemperização dos materiais — agregados minerais, resíduos, materiais betuminosos, concretos e misturas cimentadas — por ação da água e do calor, principalmente em ocasiões de meses quentes (época mais chuvosa do ano). A desagregação de materiais do pavimento expõe novas superfícies à ação físico-química, quando em contato com a água. Outras transformações também merecem ser relatadas, como a oxidação e a polimerização do asfalto, que o deixam mais frágil; e a tendência à alteração e expansão de minerais secundários, como é o caso de agregados provenientes de rochas basálticas;
- iii. O acúmulo de óleo e resíduos de pneumáticos podem tornar o pavimento mais escorregadio, com a possibilidade de ocorrência de hidroplanagem¹;
- iv. A migração de sais do solo ou dos agregados das camadas do pavimento, devido à capilaridade ascensional da água com sais dissolvidos, formando-se pequenos

¹ Formação de película de água entre o pneumático e a superfície de revestimento do pavimento, induzindo o veículo que trafega à derrapagem, principalmente quando em alta velocidade.

depósitos na superfície de rodagem. Agregados provenientes da britagem de resíduos de mineração, por exemplo, podem conter sulfetos que se oxidam em sais de sulfatos solúveis, agravando-se esta situação quanto mais árido for o clima.

Desta forma, pode-se concluir que os elementos básicos de clima variam conforme os fatores de clima predominantes para uma dada região. Posto isso, torna-se interessante um estudo da relação pavimento-clima em termos de análises pedológicas. Na classificação pedológica, os grandes tipos de solo são classificados em função de sua gênese e de suas propriedades fundamentais. Segundo Nóbrega *et al.* (2000), as classificações pedológicas podem se constituir em instrumentos valiosos para a engenharia, desde que se conheçam as relações entre as características e propriedades pedológicas e o comportamento hídrico e mecânico dos materiais.

2.5 A UMIDADE DO MATERIAL DE SUBLEITO

Quando se estuda a umidade de pavimentos rodoviários, tem-se especial interesse na definição da umidade de equilíbrio do subleito, entendido como o valor médio da gama de variação do teor de umidade ao longo do ano, logo após a fase de acomodação dos primeiros meses de serviço. Em solos naturais, a variação da umidade é função da pluviosidade e da evapotranspiração. Segundo Medina e Motta (2005), no caso de um solo artificialmente compactado a determinado teor de umidade, sobreposto ao terreno natural e recoberto pela estrutura em camadas do pavimento, é de se esperar algumas modificações do teor de umidade inicial de compactação até o solo entrar em equilíbrio hídrico. Mais além, a oscilação do lençol freático, em razão do acesso da água de chuva, pode acarretar variações da umidade do subleito, principalmente se o lençol se encontrar a pequenas profundidades.

Em pavimentos de rodovias bem projetadas e equipadas com dispositivos eficientes de drenagem, a experiência brasileira mostra que a umidade de equilíbrio pode ser considerada sempre inferior ao teor de umidade ótimo do ensaio *Proctor* normal de

compactação. Esta comparação constitui-se em estudos de alguns autores (Souza *et al.*, 1977 e Ricci *et al.*, 1983).

A Figura 2.2 traz, respectivamente, a relação entre teores de umidade ótimos e *in situ* de lateritas, para camadas de base (a) e sub-base (b).

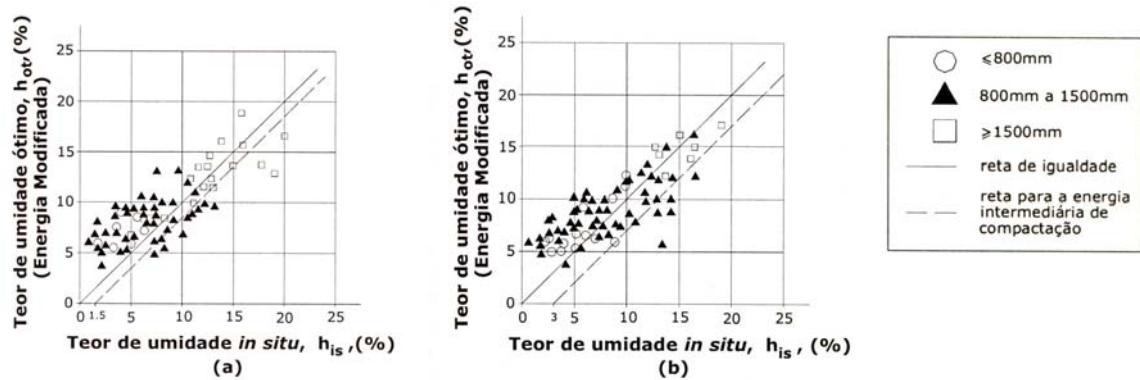


Figura 2.2: Teor de umidade ótimo, h_{ot} (%), versus teor de umidade *in situ*, h_{is} (%).
Morin e Todor (1975), *apud* Medina e Motta (2005).

2.6 A TEMPERATURA INTERNA DOS PAVIMENTOS

De certa forma, a temperatura do pavimento está associada ao nível de urbanização local: áreas pavimentadas absorvem mais calor durante o dia (aumentando a temperatura interna) e expelem calor durante a noite (resfriando-se). Mota (2003) acrescenta que a pavimentação implica um escoamento mais rápido da água superficial e, em consequência, ocorre um secamento mais breve do solo, diminuindo o processo de evaporação — resultando no resfriamento da superfície do pavimento. Há ainda que se considerar as atividades de máquinas e veículos transitando, contribuindo na produção de calor e aumento da temperatura, sobretudo em vias com revestimento asfáltico.

Conforme Medina e Motta (2005), o pavimento dificulta as trocas por evaporação do subleito, ao mesmo tempo em que inibe a infiltração de águas pluviais. Desta forma alteram-se, sensivelmente, os gradientes de temperatura a pequenas profundidades.

Diversos autores já estudaram a variação da temperatura ao longo das camadas de pavimentos, atendo-se primordialmente à região próxima da superfície. Uma das teorias que mais se aplicam à predição da temperatura dos pavimento é a proposta por Barber (1975), fundamentada a partir de dados meteorológicos dos Estados Unidos e do estudo da transferência de calor, apresentando uma solução analítica da equação de derivadas parciais do fluxo de calor unidimensional num meio semi-infinito. Aplica-se tanto a misturas asfálticas quanto a pavimentos em concreto *Portland*.

A teoria de Southgate (1968), modificada mais tarde por Motta (1979), se utiliza de dados experimentais e de tratamento estatístico ao estabelecer correlações aplicáveis a misturas asfálticas.

Outras referências podem ser tomadas nas expressões propostas pelo *Asphalt Institute* (2001) e nos estudos propostos por Ricci *et al.* (1983), Silva (2001) e Severi (2002) — estes dois últimos referenciados a pavimentos em concreto de cimento *Portland*.

A Figura 2.3 apresenta, neste contexto, um esquema do comportamento da temperatura do ar e de um pavimento a diferentes profundidades. Pode-se perceber, pois, que os pontos máximos das curvas se deslocam no sentido crescente de tempo, à medida que as profundidades de análise do pavimento aumentam.

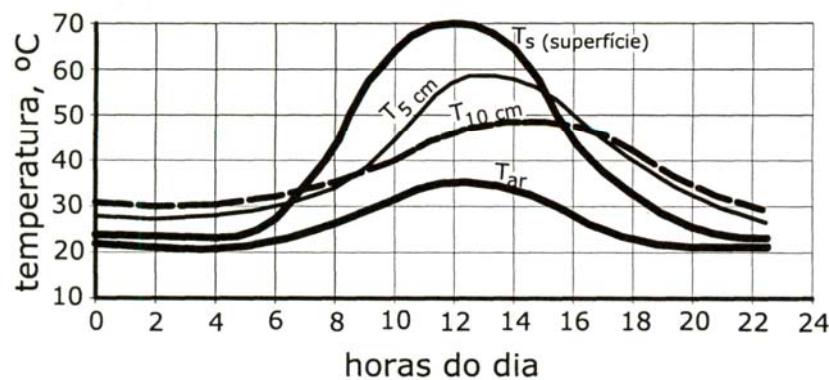


Figura 2.3: Esquema da variação das temperaturas do ar e do pavimento em um dia de verão, no Rio de Janeiro. (Medina e Motta, 2005).

CAPÍTULO 3

3 ESTRADAS DE COMPLEXOS MINERADORES NO CONTEXTO DA ENGENHARIA RODOVIÁRIA

3.1 ESTRADAS EM MINAS A CÉU ABERTO E RESÍDUOS DE MINÉRIO DE FERRO: ASPECTOS GERAIS

Em condições climáticas adversas, a grande maioria das estradas não pavimentadas apresenta sérios problemas de trafegabilidade. Medidas corretivas errôneas e a carente capacitação profissional dos responsáveis pela manutenção constituem os principais entraves à boa conservação dessas estradas, uma vez que os principais agentes de deterioração não são removidos. Nesse panorama, o leito das estradas não é convenientemente conformado, constituindo-se um potencial agente causador de degradação ambiental — principalmente no desencadeamento de processos erosivos, uma vez que não contam com dispositivos adequados de drenagem, dificultando o escoamento da produção rural. Nas estradas de serviço que compreendem as principais vias de acesso internas a empresas mineradoras, o estado de conservação não é diferente, apresentando técnicas de manutenção equivocadas e constantes, sistemas de drenagem deficientes e pouca ou nenhuma preocupação com a questão da deformação contínua do pavimento.

3.1.1 Projeto de Estradas Mineiras: Algumas Considerações

Além dos parâmetros que usualmente são levados em conta em projetos geométricos de rodovias de tráfego comum, as estradas internas a complexos mineradores podem englobar ainda aspectos diversos que variam de mina para mina, conforme o tipo do minério que é extraído e os processos de lavra empregados .

As características geológico-geotécnicas condicionam grande parte destes atributos e, na maioria dos casos, estão fortemente referenciados à demanda de produção e à disponibilidade de materiais ocorrentes na própria mina.

No caso particular de minas a céu aberto, os fatores governantes de projetos de estradas de mina basicamente são:

- Custo mínimo possível para se transportar o minério extraído e o estéril para fora da cava, ao longo de toda a vida útil da mina, acompanhando para tanto a dinâmica de *lay out* que minas do gênero costumam implementar;
- A minimização do tráfego característico da mina, em detrimento à maximização da segurança e da facilidade de acesso às operações mineiras;
- Restrições às áreas de instabilidade de taludes;
- Longevidade da vida útil da mina, implicando a redução dos custos de construção, operação e demanda de materiais de construção.

Outros aspectos podem ser ainda objetos de discussão dentro desta temática, a saber:

- A localização da saída da cava dependerá da localização do britador primário, bem como dos locais favoráveis à disposição de estéril;
- Um maior número de vias de acessos ao corpo de minério tem impacto sensível na relação estéril/minério, embora proporcione maior flexibilidade de operação no interior da mina;
- A melhor geometria e locação a serem conferidas à via de acesso: internas ou externas às paredes da cava de extração, temporárias ou semi-permanentes, em formato espiral ou em zig-zag etc.;

- As características de circulação das vias: duplo ou único sentido de direção, número de linhas (faixas) de tráfego, regras de preferência e de visibilidade etc.;
- As inclinações transversais e longitudinais mais adequadas às estradas, de forma a permitir o escoamento da produção em ocasiões de climas secos e chuvosos, atendendo à magnitude das cargas transportadas.

Uma revisão sobre o “Estado da Arte” relativo a estradas de minas, enfatizando o projeto, manutenção, controle de tráfego, operação e problemas da geração de pó, entre outros, é apresentada por Caldwell (2006).

3.1.2 Elementos Característicos de Estradas de Mina

Além dos elementos intrínsecos das atividades de lavra da mina, como altura e inclinação dos bancos, largura e inclinação necessária às estradas, linhas de cristas, entre outros, faz-se necessária ao projeto de uma estrada de mina a concepção prévia de elementos geométricos diversos. Segundo Thompson e Visser (1999), estes elementos podem ser:

- *Lay out* e alinhamento da rodovia, tanto em planos horizontais (raios de curva etc.) como em planos verticais (aclives, declives, gradientes de rampa, superelevação, depressões etc.);
- Distâncias de visão e de parada;
- Cruzamentos;
- Previsão de futuras variações na geometria das estradas.

Outros fatores essenciais podem ser agregados ao projeto, tais como as características do tráfego (dimensões dos veículos-tipos e as respectivas magnitudes de carregamento, velocidades diretrizes etc.), as características geológico-geotécnicas dos materiais de infra e superestrutura viária (capacidade de suporte, permeabilidade, coesão, resiliência, rugosidade, aderência etc.), sistemas de drenagem (drenagens superficial e profunda,

estruturas de dissipação etc.) e medidas de mitigação da geração de material particulado e de contenção de sedimentos (aspersores automáticos, pontos de abastecimento d'água para caminhões-pipas, *sumps* etc.), além de aspectos vinculados à demanda de produção da mina (acessibilidade, segurança, funcionalidade etc.). Dentro do quesito *segurança*, por exemplo, destacam-se as sinalizações e iluminação da via, vias de escape (rampas de emergência), “acostamentos”, entre outros.

A Figura 3.1 traz um esquema típico de estradas mineiras, no que tange a distribuição das linhas de tráfego e distâncias de visibilidade. Se for o caso, essas linhas (ou faixas) devem ter largura suficiente para acomodar vários veículos transitando em paralelo, de forma a se resguardar uma distância de segurança entre eles. Essa distância é, usualmente, tomada em cerca de metade da largura máxima do veículo-tipo. No caso de uma via com dois sentidos de circulação, a largura ideal para a estrada é considerada em cerca de 3,5 vezes a largura máxima do veículo-tipo. A separação entre vias é comumente feita a partir da execução de leiras (também conhecidas como *bermas*), empregando-se materiais da própria mina, conforme mostra a Figura 3.2.

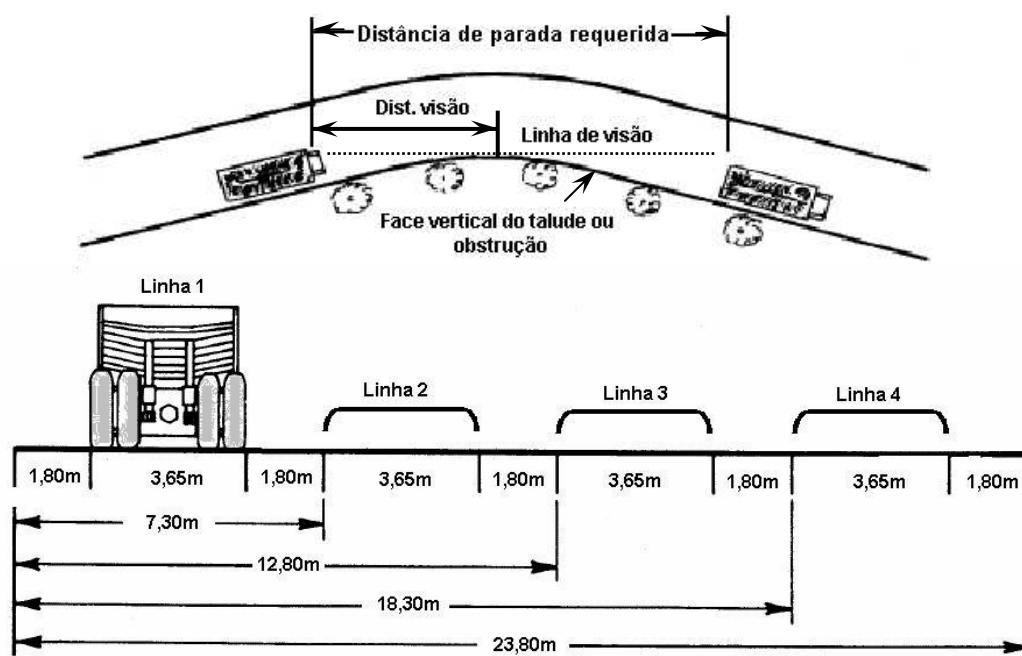


Figura 3.1: Distribuição das linhas de tráfego e distâncias de visibilidade em estradas de mina (Lima, 2006, modificada).



Figura 3.2: Divisão entre vias de acesso a mina, empregando-se leiras de materiais de bota-fora.

3.2 RESÍDUOS DE MINÉRIO DE FERRO — ALGUNS ESTUDOS REALIZADOS

Resíduos dos mais diversos tipos de atividades industriais e minerais têm sido estudados como materiais de construção alternativos, inclusive em sistemas estruturais viários. Além da mitigação dos efeitos causados ao meio ambiente, busca-se nesses estudos a construção de pavimentos de baixo custo, utilizando-se solos da faixa de domínio da obra, com desempenho estrutural satisfatório (Fernandes, 2005). Os benefícios, nesse caso, podem ser diversos: (i) constituem-se quase sempre de materiais inertes, possibilitando sua aplicação direta; (ii) são racionalmente empregados e destinados, em detrimento ao custo da exploração de jazidas fornecedoras de agregados; (iii) possuem, na grande maioria dos casos, boas características geotécnicas e (iv) permitem à própria empresa de mineração sua utilização em caminhos de serviço do próprio empreendimento minerador, otimizando as distâncias médias de transporte (quando da disposição desses resíduos em pilhas, bota-foras etc.).

Os resíduos de mineração são subprodutos sem grande valor econômico gerados pela atividade mineradora, compreendendo os *estéreis* e os *rejeitos*. O estéril é o material oriundo do processo de lavra, de baixo teor de minério, que é separado do mesmo no processo de decapamento do corpo de minério¹.

¹ Constituem-se basicamente de solos e rochas fragmentadas.

Os rejeitos são subprodutos remanescentes do processo de beneficiamento e concentração de minérios, cuja característica granulométrica é função do tipo de minério bruto e do processo industrial de beneficiamento (Gomes e Albuquerque Filho, 2002). Em virtude dos processos químicos e da solubilidade em água, estes rejeitos podem ser ativos (contaminantes) ou inertes (não contaminantes).

No caso específico do minério de ferro, os rejeitos são dispostos por via úmida sob a forma de aterros hidráulicos (Figura 3.3) e em barramentos construídos com ou sem a utilização dos próprios rejeitos (barragens de contenção); ou por via seca, mediante as chamadas “pilhas de rejeitos” (sem função de barramento), conforme mostra a Figura 3.4.

No Brasil, em geral, os rejeitos de minério de ferro são dispostos sob a forma de polpa (subproduto natural das atividades de concentração dos minérios, associada a grandes demandas de água), mas podem ainda ser dispostos após passarem por processos de espessamento (redução do volume de água, com consequente elevação do teor de sólidos), constituindo as “pastas” e o rejeito “a granel”.



Figura 3.3: Disposição da polpa do rejeito de minério de ferro em uma barragem de contenção.



Figura 3.4: Pilha de rejeitos arenosos de minério de ferro, executada em sucessivos alteamentos.

Os estéreis possuem uma estrutura heterogênea (Figura 3.5), sendo geralmente transportados por caminhões e dispostos sob a forma de pilha, em sucessivos alteamentos, em conformidade aos talvegues e encostas próximas à região de lavra — minimizando-se os custos de transportes destes materiais e promovendo uma inserção natural e direta das pilhas ao meio local. São utilizados, ainda, como materiais de construção em diques e taludes de barragens, substituindo materiais de áreas de empréstimo. O grande desafio, neste caso, se faz pela avaliação integrada dos seguintes aspectos: as características geotécnicas do estéril, a capacidade de armazenamento da área de destino, as condições de acesso, distância média de transporte, condições de percolação da pilha, adequação da mesma à geomorfologia local, possibilidade de impactos a jusante, fundações tipificadas por solos de baixa resistência, entre outros.

Na região do “Quadrilátero Ferrífero”, em Minas Gerais, estão localizadas imensas reservas de minério de ferro, cuja exploração intensa resulta em volumes consideráveis de resíduos.

A Figura 3.6 mostra a relação típica entre as quantidades de minério lavrado e de rejeitos produzidos em empresas de mineração.



Figura 3.5: Variabilidade de materiais em uma pilha de estéril de bota-fora.

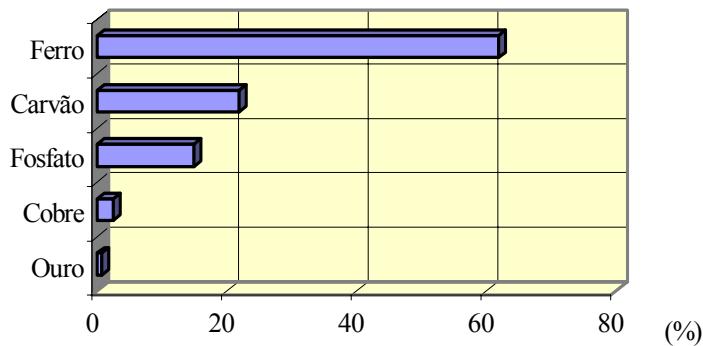


Figura 3.6: Relações minério-rejeito para diferentes tipos de minério (Abrão, 1978, modificada).

Neste contexto, a disposição final dos resíduos de mineração surge como uma terceira atuação essencial da indústria mineradora, ao lado dos processos de lavra e tratamento (ou beneficiamento). No que tange a utilização desses resíduos em obras de infraestrutura rodoviária, faz-se necessário estabelecer sua caracterização tecnológica para fins geotécnicos, em termos de ensaios laboratoriais e de campo. Variando desde materiais granulares não plásticos até solos com muitos finos e elevada plasticidade, os rejeitos de minério de ferro possuem variadas composições granulométricas, mineralógicas e físico-químicas, condicionadas às características da jazida e ao processo de exploração e de beneficiamento (Fernandes, 2005).

A Figura 3.7 apresenta curvas granulométricas de diferentes materiais oriundos de atividades de mineração de ferro.

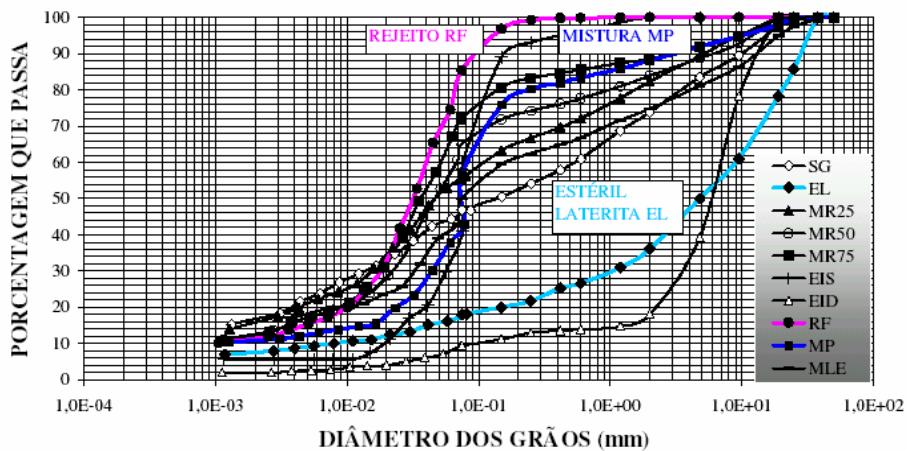


Figura 3.7: Curvas granulométricas de resíduos de mineração e misturas solo-resíduo² (Fernandes, 2005).

Fernandes (2005) avaliou o desempenho de resíduos de minério de ferro associados a geossintéticos em seções-testes de um pavimento ferroviário, atestando a boa qualidade desses materiais — desde que observada a funcionalidade dos dispositivos de drenagem do trecho experimental em questão.

Os resíduos arenosos (granulometria predominante acima de 0,074mm), constituídos de areias finas a médias não plásticas, de baixa compressibilidade e de elevadas permeabilidade e resistência ao cisalhamento, constituem os materiais mais adequados do ponto de vista da engenharia. Essas características, típicas de rejeitos provenientes do beneficiamento do minério de ferro, se aliam a características químicas e mineralógicas herdadas das rochas de origem, exercendo influência direta no comportamento geotécnico destes materiais. Um exemplo é o teor de ferro, que influencia no valor da densidade dos grãos que, em alguns casos, assume valores da ordem de 5.000kg/m³ (5,00g/cm³). Os parâmetros de resistência ao cisalhamento desses materiais encontram-se em faixas de 30° a 45° para ângulo de atrito, com coesão muito baixa ou nula.

A rigor, o conhecimento do resíduo de mineração como um material geotécnico definido é ainda bastante incipiente e a modelagem de problemas geotécnicos envolvendo estes materiais é tipicamente estabelecida a partir de uma generalização dos

² SG = solo granular; EL = estéril laterita; MR = mistura de estéril de itabirito dolomítico com solo residual argiloso, nas proporções de estéril indicadas; EIS = estéril de itabirito silicoso; EID = estéril de itabirito dolomítico; RF = rejeito de minério de ferro; MP = mistura de resíduos na pista; MLE = mistura de resíduos em laboratório, equivalente à mistura de pista.

princípios clássicos da mecânica dos solos (Gomes, 2002). Devido ao fato de resíduos de mineração não se comportarem necessariamente como solos, estabelece-se então uma lacuna entre os estudos desse tipo de material.

As Tabelas 3.1 (a-b) apresentam alguns dados acerca da caracterização geotécnica de resíduos de minério de ferro. Algumas propriedades geotécnicas de resíduos estabilizados, de particular interesse à engenharia rodoviária, são apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.1-a: Caracterização de rejeitos e estéreis de minério de ferro (Fernandes, 2005, modificada).

Propriedades		EIS	EID	RF
Índices de Vazios	$e_{máx}$	0,61	0,72	1,40
	$e_{mín}$	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

Tabela 3.1-b: Classificação de alguns resíduos de minério de ferro (Fernandes, 2005, modificada).

Materiais	EIS	EID	RF
IG (Índice de Grupo)	0,6	0	10
Classificação HRB	A-2-4	A-2-4	A-4
Classificação USCS	SM	SM	ML
Classificação Expedita	Areia Siltosa	Areia Siltosa	Silte Arenoso

Fernandes (2005) verificou ainda nas misturas de estéril e solo ensaiadas uma melhoria da trabalhabilidade do material: o peso específico máximo da mistura tendeu ao valor do peso específico do estéril e a umidade ótima comportou-se inversamente, ou seja, diminuiu com o acréscimo da porcentagem de estéril, tendendo também ao valor da umidade ótima do estéril, conforme mostra a Figura 3.8.

Tabela 3.2: Propriedades geotécnicas de alguns resíduos de minério de ferro
(Fernandes, 2005, modificada).

Amostras	G_s	ρ_d máx (kN/m^3)	$w_{\text{ótima}}$ (%)	CBR (%)	Expansão (%)
Estéril de Bota-Fora	3,450	18,25	12,50	12	0,077
Estéril de Itabirito Dolomítico	4,117	19,10	20,00	39	0,063
Mistura de Estéril (50% de Itabirito Dolomítico com Solo Residual Argiloso)	3,136	17,30	24,50	36	0,115
Mistura de Estéril (75% de Itabirito Dolomítico com Solo Residual Argiloso)	3,325	18,35	21,00	53	0,168
Mistura de Estéril (98% de Itabirito Dolomítico com 2% de Cal)	3,153	22,70	8,50	73	0,029
Mistura de Estéril (94% de Itabirito Dolomítico com 6% de Cimento)	3,029	22,78	11,00	-	0,048
Rejeito de Minério de Ferro	4,675	28,30	11,80	52	0,360

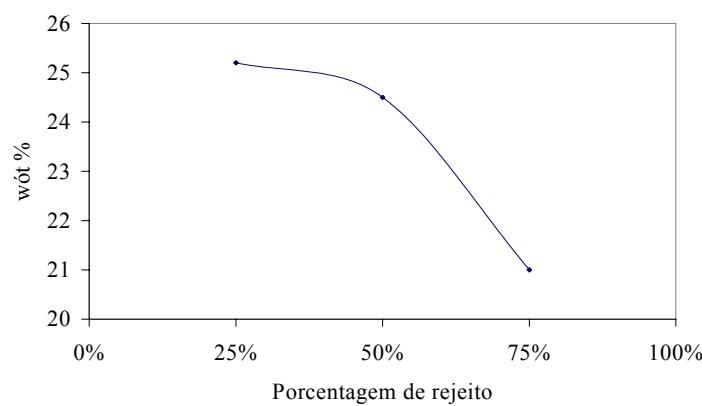
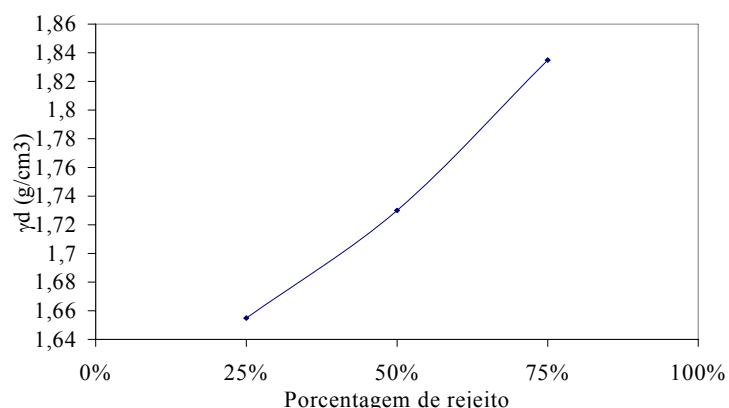


Figura 3.8: Influência da adição de estéril nos parâmetros ρ_d e $w_{\text{ótima}}$ da mistura entre estéril de itabirito dolomítico e solo residual argiloso (Fernandes, 2005, modificada).

As propriedades de rejeitos arenosos de minério de ferro têm sido objetos de várias pesquisas de laboratório (Presotti, 2002; Santos, 2004; Pereira, 2005) e de campo (Gomes e Albuquerque Filho, 2002; Albuquerque Filho, 2004). Vários outros estudos envolvendo rejeitos de minérios de ferro têm sido realizados, buscando-se, principalmente, obter parâmetros de resistência, aspectos relacionados à quantificação do potencial de liquefação e à influência dos métodos de deposição (Ribeiro, 2000; Espósito e Assis, 2002).

Estudos sobre a utilização de resíduos de minério de ferro em pavimentos foram implementados por Fernandes *et al.* (2002, 2004). Ferreira *et al.* (2006) estudaram cinco diferentes tipos de estéreis de minério de ferro, avaliando a aplicabilidade desses em estradas destinadas ao tráfego de CFE.

Saraiva (2006) estudou o comportamento geotécnico de resíduos de mineração de ferro misturados a solos argilosos, em diferentes teores, aplicando-os em um trecho experimental rodoviário, conforme mostra a Tabela 3.3. Parte das análises granulométricas dessas misturas e seus respectivos ajustes às faixas propostas pelo DNIT são apresentados na Figura 3.9.

Tabela 3.3: Resultados da caracterização de materiais de base e sub-base (Saraiva, 2006, modificada).

Mistura	Materiais (%)			Compactação (*)		CBR		Limites de Consistência		
	Jigue	Argila	Rejeito Fino	ρ_d máx (kg/m ³)	w ótima (%)	CBR (%)	Expansão (%)	W _L (%)	W _P (%)	IP (%)
M-01	50	25	25	2.323	10,3	33,8	0,000	30,0	21,6	8,4
M-02	50	50	0	2.241	14,3	24,7	0,200	28,4	19,1	9,3
M-03	60	20	20	2.390	9,2	65,0	0,000	25,0	18,6	6,4
M-04	60	40	0	2.345	10,7	26,3	0,320	23,8	16,2	7,6
M-05	70	20	10	2.400	8,8	73,0	0,030	15,0	11,2	3,8
6	Cascalho de Itabirito			2.741	9,9	89,7	0,018	NP		
7	Cascalho de Mina			2.429	11,5	67,8	0,120	NP		

(*) Energia intermediária de Proctor.

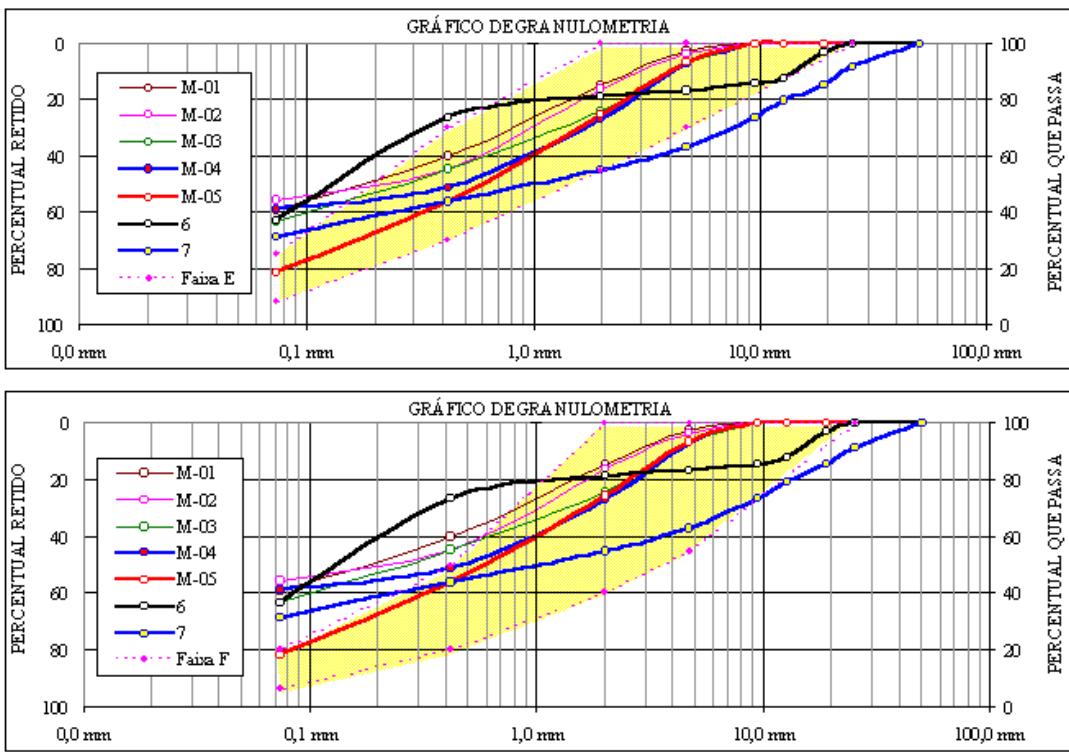


Figura 3.9: Curvas granulométricas de estérios e rejeitos de minério de ferro, enquadradas nas faixas “E” (acima) e “F” (abaixo), do DNIT (Saraiva, 2006, modificada).

3.3 INTERAÇÃO ENTRE ESTRADAS DE SERVIÇO, A ATIVIDADE MINERADORA E O MEIO-AMBIENTE

Segundo Baesso e Gonçalves (2003), as estradas de uma maneira geral podem interferir no meio ambiente sob as mais variadas formas, modificando os padrões naturais de drenagem e tendendo a promover a concentração de água de vários modos:

- A superfície compactada da pista dificulta a infiltração da água, promovendo um aumento da taxa de escoamento superficial (*run off*);
- Os cortes que conformam o gabarito da plataforma e as movimentações de terra associadas podem modificar as condições de fluxo das águas subterrâneas e superficiais;
- As áreas de corte e os corpos dos aterros são expostos às intempéries e suas superfícies tornam-se suscetíveis à ação erosiva, caso não estejam adequadamente protegidos;

- Os traçados das estradas consomem recursos naturais, podendo atuar como agentes de poluição e aceleradores de ocupação desordenada de terras adjacentes.

Para Ferreira *et al.* (2006), estradas de complexos mineradores demandam intervenções consideráveis em intervalos curtos de tempo que, aliadas à ausência de dispositivos satisfatórios de drenagem, implicam a adoção de medidas mitigadoras da emissão de material particulado. Em linhas gerais, para que as estradas sejam aceitas sob o ponto de vista ambiental, necessitam ser adequadamente planejadas e traçadas, a fim de se reduzir os impactos que elas inevitavelmente causam. Por outro lado, a necessidade de inserção no contexto do desenvolvimento tecnológico sustentável faz com que as empresas de mineração promovam, de forma adequada, o descarte dos materiais não aproveitados e resultantes do processo de beneficiamento do minério lavrado, que constituem os chamados resíduos de mineração. Desta forma, o aproveitamento de estéreis em obras viárias dos empreendimentos da mina torna-se uma medida alternativa para o problema da disposição do material em pilhas e bota-foras. Além disso, estes materiais são comumente arenosos e possuem boa capacidade de suporte, devido principalmente aos consideráveis teores de ferro e quartzo presentes em suas partículas.

Posto isso, conclui-se que a aplicabilidade desses materiais em obras de pavimentação constitui-se de uma prática altamente viável, seja como um meio racional de utilização dos resíduos gerados, seja como material de construção inerte altamente aproveitável nos próprios empreendimentos das empresas de mineração, desde que bem avaliados.

3.4 DEFEITOS MAIS COMUNS EM ESTRADAS DE MINA

O presente item discorre acerca dos defeitos mais comuns observados nas superfícies de rolamentos de estradas não pavimentadas, seguindo em grande parte a classificação proposta pelo *United States Army Corp of Engineers*. Em geral, os problemas mais comuns observados em estradas de mina estão associados à falta de capacidade de suporte das camadas mais superiores do pavimento, à compactação deficiente e ao mau desempenho da superfície de rolamento — devido principalmente à falta de coesão dos

materiais e à deficiência do sistema de drenagem. As classificações dos níveis de severidade, incluídos neste capítulo, foram feitas com referência aos trabalhos de Eaton *et al.* (1987) e RSMS (1991), *apud* Oda (1995).

3.4.1 Seção Transversal Imprópria

Existem diversas estradas de mina cujas seções transversais apresentam gabaritos muito aquém da demanda de tráfego, não permitindo uma adequada drenagem das águas superficiais. A solução, neste caso, consiste em se trabalhar a seção transversal com abaulamento de 4% de declividade da faixa de tráfego, provendo um ordenamento na condução de águas. A Figura 3.10-a apresenta o caso de uma estrada de mina com problema na seção transversal, cuja falta de conformação da pista de rolamento afetou significativamente as condições de trafegabilidade. Uma possível solução é apresentada a seguir, na Figura 3.10-b.



Figura 3.10-a: Exemplo de falta de conformação da pista de rolamento, afetando as condições de trafegabilidade.

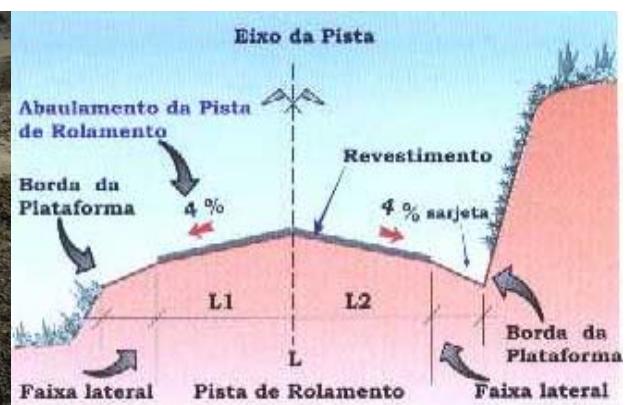


Figura 3.10-b: Solução para o problema da seção transversal imprópria (Baesso e Gonçalves, 2003).

No caso de seção transversal imprópria, conforme a extensão do defeito, o nível de severidade é considerado *baixo* se a superfície estiver completamente plana, sem declividade alguma; *médio*, se a superfície apresentar “bacias” ao longo de sua superfície e *alto* quando houver grandes depressões de trilhas de rodas na superfície da estrada (Figura 3.11).

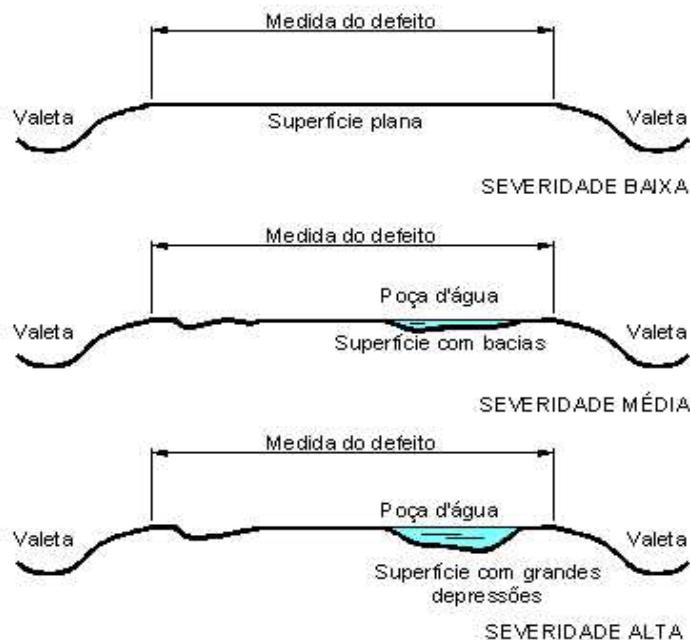


Figura 3.11: Níveis de severidade quanto à seção transversal inadequada.

3.4.2 Drenagem Inadequada

Este defeito é caracterizado pelo acúmulo de água na plataforma da pista, decorrente do mal funcionamento dos dispositivos de drenagem superficial e da ausência de drenagem profunda, além da falta de manutenção das obras de arte correntes. A solução para tal problema reside na recomposição da drenagem superficial (sarjetas ou valetas) e no tratamento do leito da pista porventura danificado (aeração, gradeamento e posterior compactação ou substituição por um material com melhor capacidade de suporte).

A Figura 3.12 mostra um caso típico de deficiências do sistema de drenagem em uma estrada de mina, que a longo prazo pode evoluir para defeitos mais severos.

Em termos de drenagem lateral inadequada, o nível de severidade pode ser considerado *baixo* se houver pequena quantidade de água empoçada nas valetas e nenhum matacão³ ou vegetação retidos nas mesmas; *médio*, se houver moderada quantidade de água

³ Segundo a NBR 6502/95, da ABNT, matacão é um “fragmento de rocha, transportado ou não, comumente arredondado por intemperismo ou abrasão, com dimensão compreendida entre 200mm e 1m”.

empoçada no interior das valetas, pequena quantidade de matacões ou vegetação em seu interior e indícios de erosão nas laterais das mesmas; *alto*, se houver a quase completa inatividade das valetas de drenagem, com grande quantidade de matacões, vegetação em seu interior e erosão nas laterais, sobretudo do lado interno da estrada (Figura 3.13).



Figura 3.12: Caso de drenagem superficial inadequada em uma estrada de mina.

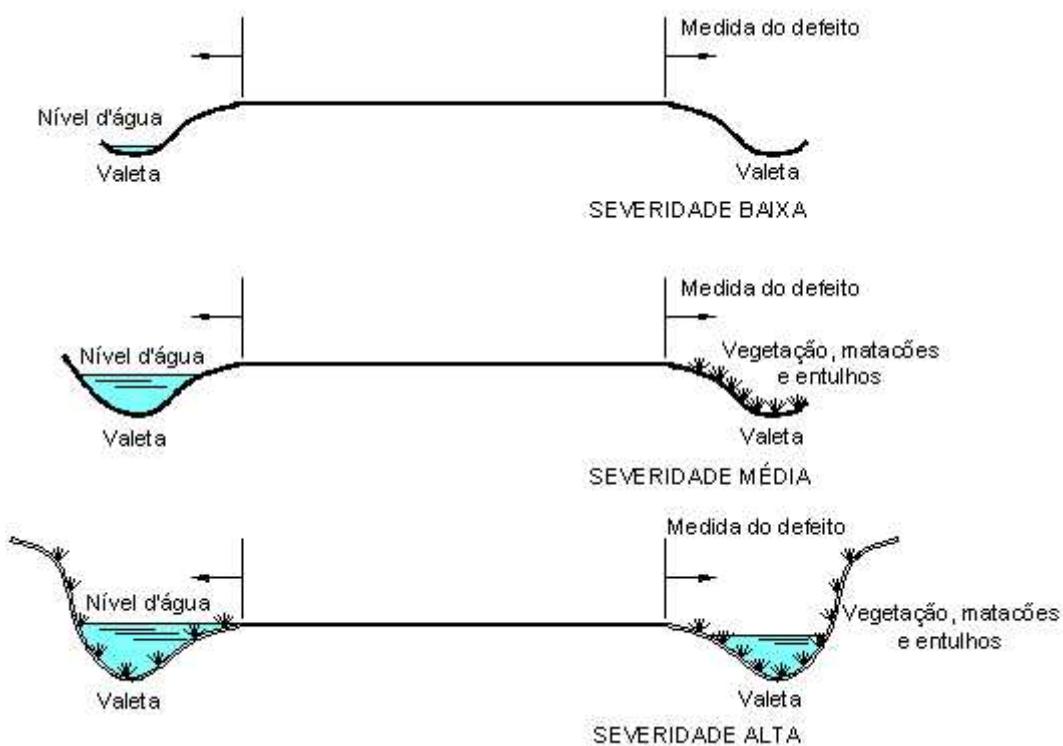


Figura 3.13: Níveis de severidade quanto à deficiência de drenagem superficial.

3.4.3 Corrugações

Conhecidas também como “costelas de vaca”, “costeletas” e “ondulações”, este tipo de problema é caracterizado por deformações que aparecem na pista de rolamento de estradas não pavimentadas, posicionadas em intervalos regulares e perpendiculares ao sentido de fluxo do tráfego. São atribuídas à presença de diversos fatores: (i) ação vibratória contínua do tráfego (incluindo forças de aceleração e desaceleração e interseções entre veículos); (ii) perda de agregados finos da camada de revestimento, base ou subleito; (iii) deficiências de suporte do material do subleito; (iv) abaulamento insuficiente e/ou v) revestimento de baixa qualidade, aliados a longos períodos de seca.

Uma solução para tal problema reside na utilização de um material de revestimento com composição balanceada, contando com certa fração plástica, conferindo-lhe aglutinação entre grãos e partículas. A Figura 3.14 mostra uma pista de rolamento revestida com material granular de boa qualidade que, no entanto, apresentou problemas de corrugações devido ao adiamento das manutenções periódicas.

Os níveis de severidade das corrugações podem ser avaliados da seguinte forma: *nível baixo*, no caso de corrugações com profundidade inferior a 2,5cm ou menos que 10% da área total da superfície da estrada coberta por corrugações; *nível médio*, no caso de corrugações com profundidades entre 2,5 e 7,5cm ou 30% da área total da superfície da estrada coberta por corrugações; *nível alto*, no caso de corrugações com profundidades superiores a 7,5cm ou uma área de corrugações superior a 30% da área total da superfície da estrada (Figura 3.15).



Figura 3.14: Corrugações na pista devido à ausência de manutenção (Baesso e Gonçalves, 2003).

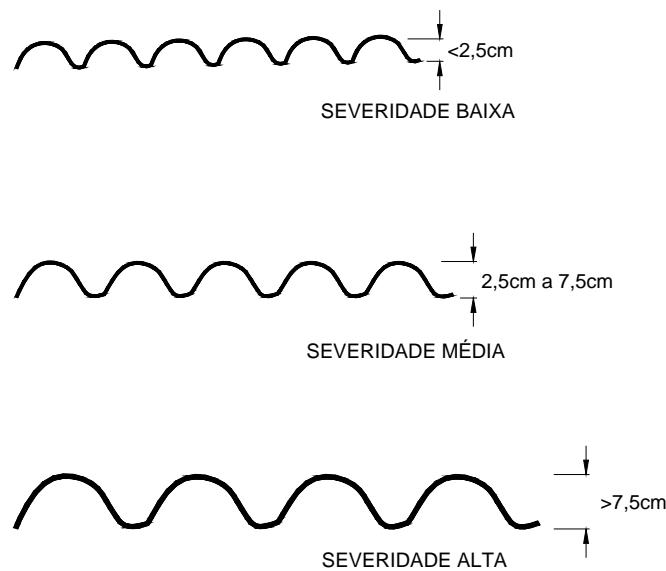


Figura 3.15: Níveis de severidade quanto à ocorrência de corrugações na pista de rolagem.

3.4.4 Excesso de Material Particulado

A ocorrência de excesso de poeira ao se trafegar sobre uma estrada de mina está condicionada à perda da fração fina de sua camada de revestimento ou base, caracterizando um teor excessivo desta sobre a pista. A Figura 3.16 comprova que a geração de poeira, além de prejudicar a visibilidade de motoristas e operadores, contribui para a poluição do ar e dificulta a posterior recomposição das frações de partículas e agregados das camadas mais nobres do pavimento.



Figura 3.16: Condições precárias de visibilidade devido à excessiva formação de poeira.

Os níveis de severidade de estradas, em termos de geração de poeira, podem ser analisados da seguinte forma: *nível baixo*, quando há formação de nuvens de poeira pouco densas, não obstruindo a visibilidade; *nível médio*, no caso de formação de nuvens de poeira densas que obstruem parcialmente a visibilidade e tornam o tráfego lento; *nível alto*, quando há a formação de nuvens bastante densas que podem chegar a parar o trânsito dos veículos.

3.4.5 Buracos

As principais causas de formação de buracos em estradas mineiras estão associadas a: (i) inexistência ou deficiência da camada de revestimento primário; (ii) ausência de partículas aglutinantes na composição dos materiais da superfície e/ou camadas e (iii) má drenagem da via.

Este tipo de problema está geralmente associado à perda de partículas sólidas do pavimento, com maior ocorrência em materiais de natureza arenosa a pedregulhosa, na qual o fator coesão não se verifica satisfatoriamente. A Figura 3.17 apresenta um caso clássico desse tipo de problema, observado em uma estrada não pavimentada. Medidas de correção podem variar desde operações “tapa-buracos” a reconformações da superfície de rolamento por meio de motoniveladoras.



Figura 3.17: Condição operacional da via comprometida pela existência de buracos, potenciais causadores de danos a veículos (Baesso e Gonçalves, 2003).

Em relação à extensão dos buracos que se formam em estradas de mina, os níveis de severidade podem ser avaliados da seguinte forma: *nível baixo*, no caso de buracos com profundidade inferior a 2,5cm e/ou diâmetro inferior a 30cm, menos que 10% da área total da superfície da estrada coberta por buracos e/ou menos que 5 buracos por seção; *nível médio*, no caso de buracos com profundidade entre 2,5 e 5,0cm e/ou diâmetro entre 30 e 60cm, além de possuir entre 10% e 30% da área total da superfície da estrada coberta por buracos e/ou menos que 5 a 10 buracos por seção; *nível alto*, no caso de buracos com profundidade superior a 7,5cm e/ou diâmetro maior que 60cm, mais que 30% da área total da superfície da estrada coberta por buracos e/ou mais que 10 buracos por seção (Figura 3.18).

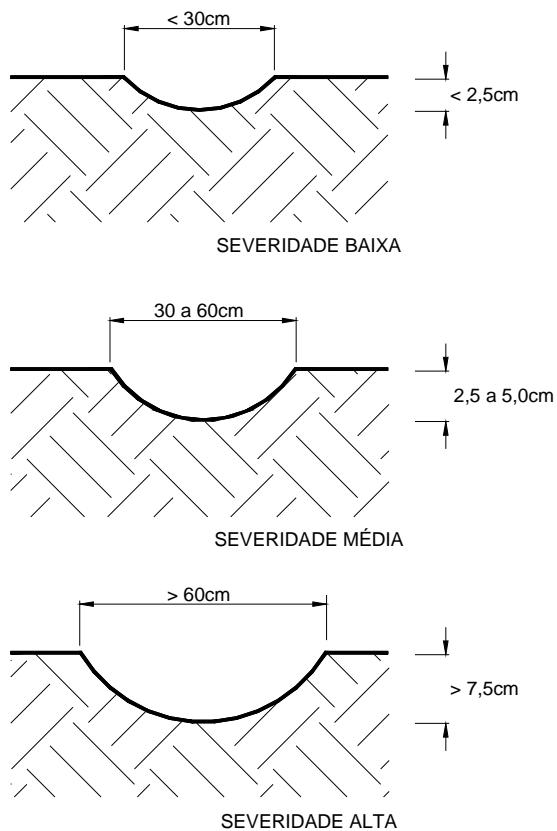


Figura 3.18: Níveis de severidade quanto à ocorrência e intensidade de buracos na estrada.

3.4.6 Trilhas de Roda

Caracterizadas por depressões formadas longitudinalmente ao eixo da estrada, as trilhas de roda são decorrentes da deformação permanente do subleito ou da camada de revestimento, oriunda da passagem repetida de veículos, da baixa capacidade de suporte

dos materiais ou da drenagem deficiente da plataforma (Figura 3.19). Conforme o grau crescente de severidade do problema, as alternativas de solução variam desde simples regularizações da plataforma com motoniveladoras a serviços mais rigorosos de drenagem, substituição ou adição de materiais, compactação e execução de camadas de revestimento primário.



Figura 3.19: Trilhamento formado, denotando problemas de suporte do subleito (Baesso e Gonçalves, 2003).

A severidade da extensão das trilhas de roda são classificadas da seguinte maneira: *nível baixo*, se houver sulcos com profundidade inferior a 2,5cm e menos que 10% da área total da superfície da estrada coberta por afundamentos; *nível médio*, se houver sulcos com profundidade entre 2,5cm e 7,5cm e entre 10% e 30% da área total da superfície da estrada coberta por afundamentos; *nível alto*, se houver sulcos com profundidade superior a 7,5cm e mais que 10% da área total da superfície da estrada coberta por afundamentos (Figura 3.20).

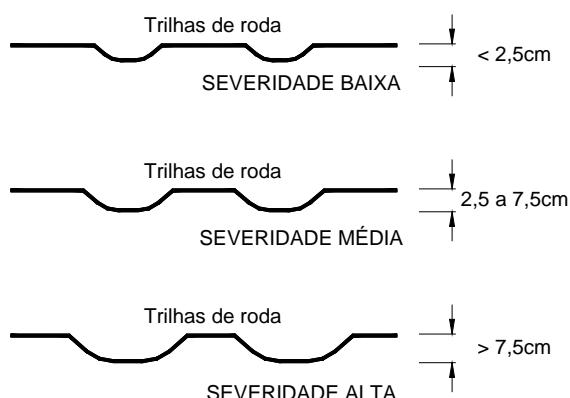


Figura 3.20: Níveis de severidade quanto à ocorrência e intensidade das trilhas de roda.

3.4.7 Perda de Agregados

A ausência de materiais ligantes em proporções adequadas é a principal responsável pela perda de agregados em estradas de minerações de ferro, uma vez que os materiais empregados na execução dessas estradas são tipicamente arenosos e silicosos, de baixíssima coesão. Conforme mostra a Figura 3.21, a perda de agregados está associada à segregação da fração grosseira de agregados, utilizados muitas vezes com dimensões irregulares e superiores àquelas recomendadas a estradas de tráfego comum.

Algumas alternativas de solução consistem de:

- a) regularização simples da pista de rolamento;
- b) regularização envolvendo a adição de materiais necessários à mistura de pista (estabilização);
- c) corte de toda a camada, adição de frações de agregados ausentes, mistura, umedecimento em teores ótimos, reconformação da pista e compactação final.

Os níveis de severidade em termos de perda de agregados de uma estrada podem ser classificados da seguinte maneira: *nível baixo*, quando há agregados soltos na superfície da estrada ou camadas de agregados de alturas inferiores a 5cm, na área menos trafegável, e menos que 10% da área total da superfície da estrada coberta por agregados soltos; *nível médio*, se houver camadas de agregados de 5 a 10cm de altura na área menos trafegável da estrada e entre 10% e 30% da área total da superfície da estrada coberta por agregados soltos; *nível alto*, quando há grande quantidade de agregados soltos na superfície da estrada ou camadas de altura superior a 10cm, na área menos trafegável, e mais que 30% da área total da superfície da estrada coberta por agregados soltos (Figura 3.22).



Figura 3.21: Caso crítico de perda de agregados na pista de rolamento (Baesso e Gonçalves, 2003).

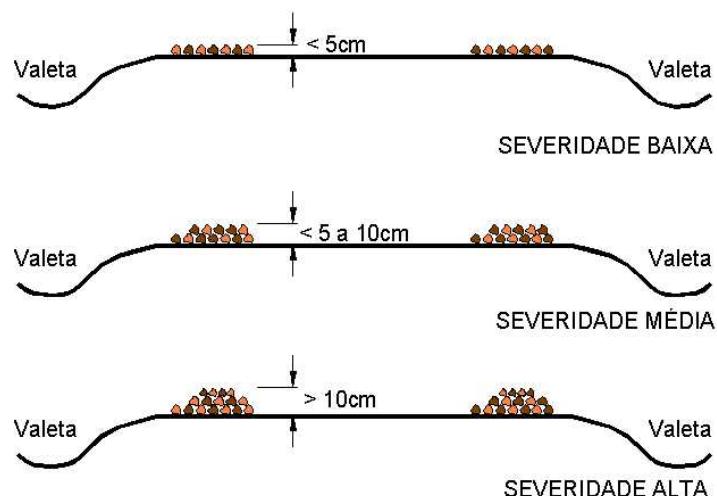


Figura 3.22: Níveis de severidade quanto à deposição de agregados sobre a superfície da pista.

3.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE REVESTIMENTOS PRIMÁRIOS

O revestimento primário constitui-se de uma camada colocada sobre o reforço do subleito ou diretamente sobre o subleito, na ausência das camadas de base e sub-base. Esta camada é obtida via compactação de uma mistura (natural ou preparada) de material argiloso com material essencialmente granular. A espessura desta camada deve levar em conta as características do tráfego local e as condições de suporte do subleito, variando geralmente entre 10 e 20cm (Santos *et al.*, 1998).

Os materiais destinados ao revestimento primário das estradas não pavimentadas provêm de várias fontes, sendo a principal delas as jazidas, cuja utilização prioriza aquelas situadas em distâncias compatíveis ao seu uso. Por outro lado, em caso de

escassez ou inexistência, pode-se recorrer às misturas que agreguem materiais naturais e/ou artificialmente produzidas, de maneira que produzam uma superfície de rolamento que atenda às demandas do tráfego (Baesso e Gonçalves, 2003).

Neste sentido, a estabilização granulométrica se torna uma prática comum quando o propósito é melhorar a composição da mistura. A adição de finos permite o preenchimento de vazios entre as partículas de maior graduação. A presença de agregados graúdos é essencial para prover a necessária capacidade de suporte das estradas, devendo estar presentes na camada de base e sub-base. Por outro lado, a presença de materiais aglutinantes — papel exercido pelas argilas — promove uma superfície compacta, cimentando as frações de agregado no seu todo.

De acordo com o Departamento de Estradas do Estado de *Dakota do Sul*, nos Estados Unidos, para que a camada de revestimento primário seja composta por materiais bem graduados, deve apresentar a composição granulométrica mostrada na Tabela 3.4. Materiais típicos de jazidas que atendem a essa especificação são: (i) seixos rolados; (ii) cascalhos provenientes de rochas intensamente fraturadas e (iii) pedregulhos.

Tabela 3.4: Faixas granulométricas de materiais para revestimento primário (*South Dakota Local Transportation apud BAESSO e GONÇALVES, 2003*).

Peneiras				
$\frac{3}{4}$ "	Nº. 4	Nº. 8	Nº. 40	Nº. 200
% Passando				
100	50 - 78	37 - 67	13 - 35	4 - 15
Índice de Plasticidade: 4 – 12				

A Figura 3.23 traz um caso típico de execução de revestimento primário. Apenas como elemento referencial é apresentada a Tabela 3.5, que relaciona o percentual de veículos pesados trafegando em estradas não pavimentadas com a espessura recomendada para o revestimento.



Figura 3.23: Vista de um trecho devidamente concluído, com detalhe da superfície revestida em pedrisco (Baesso e Gonçalves, 2003).

Tabela 3.5: Espessuras mínimas sugeridas para camadas de revestimento primário (*South Dakota Local Transportation Agency apud* Baesso e Gonçalves, 2003).

Volume Diário Estimado de Veículos Pesados (VMD)	Condição de Suporte do Subleito (CBR)	Espessura Mínima Sugerida (cm)
0 a 5	Baixo	16,5
	Médio	14,0
	Alto	11,5
5 a 10	Baixo	21,5
	Médio	18,0
	Alto	14,0
10 a 25	Baixo	29,0
	Médio	23,0
	Alto	18,0
25 a 50	Baixo	37,0
	Médio	29,0
	Alto	21,5

Nota: Baixo suporte – CBR \leq 3%; médio suporte – 3 < CBR \leq 10%; alto suporte – CBR $>$ 10%.

Sobretudo em épocas chuvosas do ano, a prática de se adotar uma camada de revestimento (“forro”) em estradas de mina é bastante comum. Neste caso, empregam-se materiais disponíveis no local, como cascalhos, lateritas e itabiritos, por exemplo. No Quadrilátero Ferrífero, a considerável presença de empresas siderúrgicas proporciona às empresas de mineração uma variante extra, isto é, a opção pela incorporação de resíduos siderúrgicos à camada de revestimento, como é o caso da escória de aciaria (ferrosilício).

Algumas mineradoras ainda empregam resíduos do próprio processo de beneficiamento do minério como camadas de revestimento em pavimentos, como é o caso do *sinter feed* e do *pellet feed*. No entanto, essas empresas têm agregado a estes materiais valor econômico considerável, tornando inviável sua aplicação em estradas. Em todos os casos, no entanto, o objetivo maior é melhorar as condições de rolamento das estradas, consistindo na cravação de material granular grosso diretamente sobre a base rodoviária, ou sobre uma camada de argila, oriunda de empréstimo. Essa camada de revestimento é executada, normalmente, sobre uma camada de aterro de cerca de 1,00m de espessura, em material arenoso pouco compacto — certamente um dos fatores agravantes da deterioração precoce do pavimento.

3.6 MECÂNICA DOS PAVIMENTOS APLICADA A ESTRADAS COM TRÁFEGO DE VEÍCULOS FORA-DE-ESTRADA

A mecânica dos pavimentos é uma disciplina associada à Engenharia Civil que enfatiza o pavimento, como um sistema em camadas, quando sujeito à ação das cargas transmitidas pelos veículos. Mais além, investiga o comportamento das tensões, deformações e deslocamentos experimentados pelas camadas do pavimento, relacionando esses esforços no âmbito das deformações permanentes e plásticas; além de incluir as variações sazonais e diárias de temperatura e umidade do pavimento e do subleito.

Os parâmetros de deformabilidade fornecidos pela mecânica dos pavimentos, em conjunto com dados de campo — ensaios *in situ*, deflectometria, registros de sensores, pesagens de veículos e avaliações de defeitos em pavimentos — constituem os fatores que governam a calibração de modelos estruturais de desempenho das rodovias, muitas vezes com o auxílio de bancos de dados e o envolvimento de ferramentas computacionais.

3.6.1 O Tráfego de Caminhões do Tipo Fora-de-estrada

Os veículos do tipo “fora-de-estrada” são hoje equipamentos corriqueiros em minerações de ferro, sobretudo devido à grande capacidade de carga que oferecem. Desta forma, otimizam o tempo de ciclo das máquinas carregadeiras e, em consequência, atingem o objetivo primordial da empresa mineradora: a produtividade. Consistem, para tanto, de veículos cujo tráfego ocorre em estradas apropriadas, devido às elevadas cargas que transmitem à rodovia. A Figura 3.24 apresenta alguns modelos clássicos de caminhões fora-de-estrada (CFE), empregados em atividades mineradoras. A Figura 3.25 faz uma comparação entre o porte entre um veículo de passeio e de um CFE.



Figura 3.24: Modelos típicos de caminhões fora-de-estrada.



Figura 3.25: Comparaçao visual entre os portes de um CFE e de um veículo de passeio.

O grande desafio no estudo de CFE é estabelecer a influênci a do tráfego destes veículos na resposta mecânica do pavimento, de forma a atuar na majoração da vida útil da via.

Os estudos existentes nessa área são ainda bastante incipientes, uma vez que a engenharia de rodovias se concentra essencialmente no tráfego de veículos rodoviários convencionais (ciclomotores, automóveis, ônibus, utilitários, caminhões, reboques e semi-reboques), cujos pesos máximos por eixo e pesos brutos (tara mais carga) não excedem 250kN (25,5tf)⁴ e 450kN (45,0tf), respectivamente.

O projeto de uma estrada mineira requer o conhecimento de determinadas peculiaridades relacionadas a esses veículos; principalmente as características mecânicas, geométricas e dados operacionais. A Tabela 3.6 apresenta alguns desses aspectos essenciais, comparando-os às características de rodovias de tráfego comum.

Tabela 3.6: Tipologia das pistas e de veículos em estradas de tráfego comum *versus* tráfego de CFE.

Características	Rodovias de Tráfego Comum (Trânsito de Caminhões)	Estradas de Mina (Trânsito de CFE)
Largura das pistas	7 a 10m (duplo sentido)	10 a 30m (sentido único)
Cargas por eixo simples, rodas duplas	100kN (10tf)	1.805kN (180,5tf)
Peso bruto máximo	450kN (45tf)	5.500kN (550tf)
Freqüência de repetição de cargas	Mais de 2000 veículos/dia; milhões ao longo da vida de serviço. O efeito da fadiga é importante.	Pequena: cerca de 50 a 100 CFE/dia. É variável a vida útil do pavimento.
Pressão interna dos pneus	0,15 a 0,60MPa (20 a 90psi)	0,24 a 1,1MPa (35 a 160psi)
Largura média dos pneus (sem carga)	19 a 31cm	39 a 98cm
Diâmetro total máximo dos pneus	1,120m	3,230m
Espaçamento médio entre rodas duplas	1,90m	4,30m
Distâncias de frenagem	Pequena (3m)	Média (15m)
Impacto do veículo sobre o pavimento	Pequeno	Médio ⁵
Ação de frenagem	Pouco relevante	Importante
Velocidades máximas diretrizes	110km/h	40km/h

⁴ Eixo triplo (tandem), rodas duplas.

⁵ Um impacto considerado “grande” poderia ser associado ao pouso de uma aeronave em pista.

3.6.2 Algumas Considerações sobre Análises de Tensões, Deformações e Deslocamentos

São várias as formulações matemáticas de análise do comportamento estrutural de pavimentos. Alguns modelos consideram o pavimento como um meio homogêneo; outros, porém, levam em conta a influência da estratificação das camadas. As cargas são consideradas, quase sempre, como sendo distribuídas uniformemente sobre a superfície da rodovia, segundo áreas circulares, mas atualmente há uma tendência de análise computacional numérica das solicitações a que o pavimento está sujeito. Segundo Senço (1997), a área de contato entre os pneus e o pavimento tem a forma aproximadamente elíptica e a pressão exercida descreve uma parábola, cujo ponto de máxima pressão se exerce no centro da área carregada (Figura 3.26).

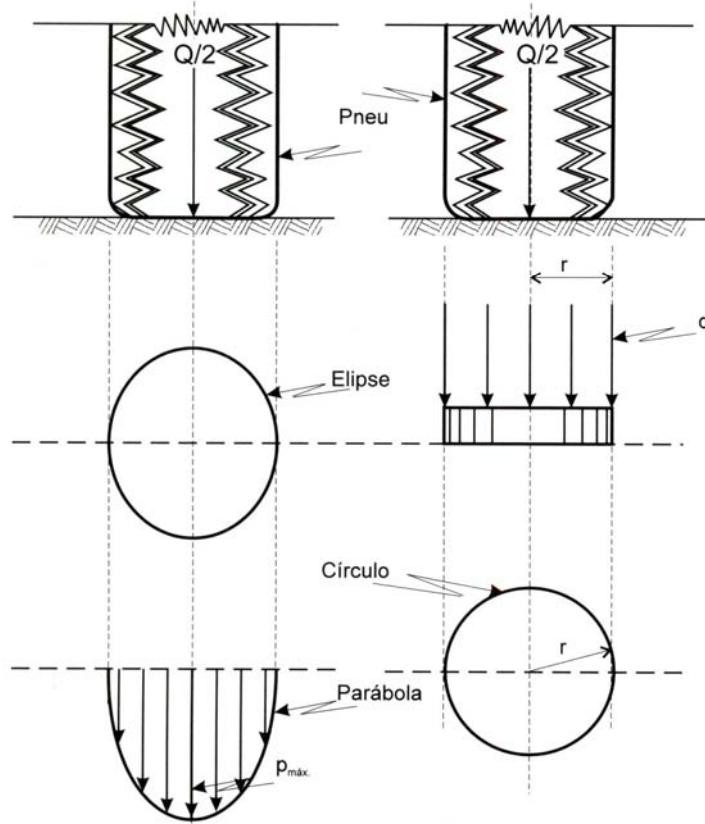


Figura 3.26: Áreas de contato entre pneu e pavimento (Senço, 1997).

Em relação ao estudo de cargas de roda, faz-se comum associar os efeitos transmitidos pelo conjunto de todas as rodas a uma única, tal que esta reproduza o mesmo efeito do sistema a uma dada profundidade. Na verdade, interessa saber como as cargas são conferidas ao pavimento e, em segunda instância, a carga total transmitida pelo veículo. Torna-se essencial, pois, o estabelecimento de uma equivalência de esforços tanto entre modelos distintos de contato como entre diferentes cargas transmitidas por um único sistema. A Figura 3.27 ilustra essa colocação, mostrando que cargas de rodas ou de eixos próximos induzem à superposição de efeitos em profundidade (triângulo ABC). Para tanto, Senço (1997) sugere a análise das seguintes zonas notáveis de distribuição de efeitos:

- Zona 1: do topo à profundidade $d/2$, onde a carga age isoladamente. A carga de roda equivalente, neste caso, vale $Q/2$;
- Zona 2: região compreendida entre as profundidades $d/2$ e $2L$, onde ocorre superposição dos efeitos das rodas e a intensidade varia em função do quadrado da profundidade. A carga de roda equivalente varia de $Q/2$ a Q ;
- Zona 3: região abaixo da profundidade $2L$, onde as duas rodas agem em conjunto mas, no entanto, a roda equivalente é Q .

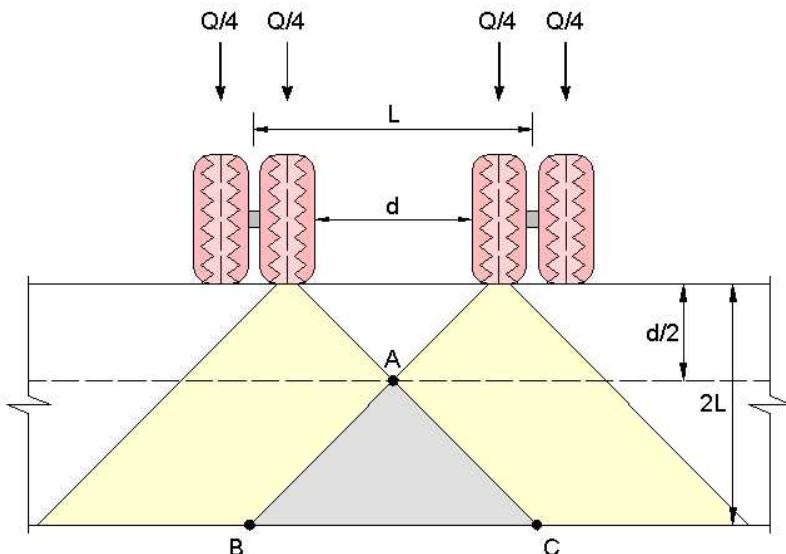


Figura 3.27: Modelo de superposição de efeitos entre rodas adjacentes.

No dimensionamento de pavimentos flexíveis, tem-se utilizado a carga de eixo simples de roda dupla de 80kN (8,2tf). Desta forma, para uma carga por roda de 20kN e a uma pressão interna do pneu de 550kPa (80psi), ter-se-á uma área de contato pneu-pavimento igual a 363cm³, com diâmetro de 21,4cm. Para tal, leva-se em consideração que a pressão de inflação do pneu é, aproximadamente, igual à pressão de contato entre o pneu e o pavimento, sendo a diferença desprezível para efeito de dimensionamento (Medina e Motta, 2005; Senço, 1997).

Todavia, uma área de contato mais próxima da realidade pode ser obtida experimentalmente, besuntando-se a superfície do pneu (banda de rodagem) com óleo ou tinta, estando este suspenso; a seguir, as rodas são pousadas sobre um painel de papel, de forma a lhe transferir a área efetiva de contato, que pode ser medida após nova suspensão da roda.

Giroud e Noiray (1981), *apud* Ferreira Júnior (1995), apresentam relações para o cálculo do carregamento imposto por um eixo simples de rodas duplas. O roteiro básico é apresentado a seguir.

d) Pressão de contato equivalente (uniformemente distribuída):

$$p_{ec} = \frac{p_c}{\sqrt{2}} \quad (3.1)$$

onde p_c é a pressão de calibragem dos pneus.

e) Área de contato de um pneu:

$$A_c = \frac{L B}{2} \quad (3.2)$$

onde L é o comprimento do retângulo de distribuição da carga de rodas duplas e B é a largura do retângulo de distribuição da carga das rodas duplas (Figura 3.28).

f) Carga do eixo:

$$P = 2 L B p_{ec} \quad (3.3)$$

g) Para caminhões de estrada:

$$L = \frac{B}{\sqrt{2}} \quad \text{e} \quad B = \left(\frac{P}{p_c} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.4)$$

h) Para caminhões fora-de-estrada:

$$L = \frac{B}{2} \quad \text{e} \quad B = \left(\frac{P \sqrt{2}}{p_c} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.5)$$

i) Espalhamento da pressão aplicada ao aterro:

$$p_{ec} L B = (B + 2 h_0 \operatorname{tg} \alpha_0)(L + 2 h_0 \operatorname{tg} \alpha_0)(p_0 - \gamma h_0) \quad (3.6)$$

onde γ é o peso específico do material do aterro, p_0 é a pressão na base do aterro sem reforço e α_0 é o ângulo de espalhamento do aterro sem reforço ($\operatorname{tg} \alpha_0 \sim 0,5$ a $0,7$).

j) Capacidade de carga elástica do solo de fundação:

$$q_e = \pi c_u + q_{lat} \quad (3.7)$$

onde c_u é a resistência não-drenada do subleito e q_{lat} é a sobrecarga lateral à pirâmide de espalhamento (subleito).

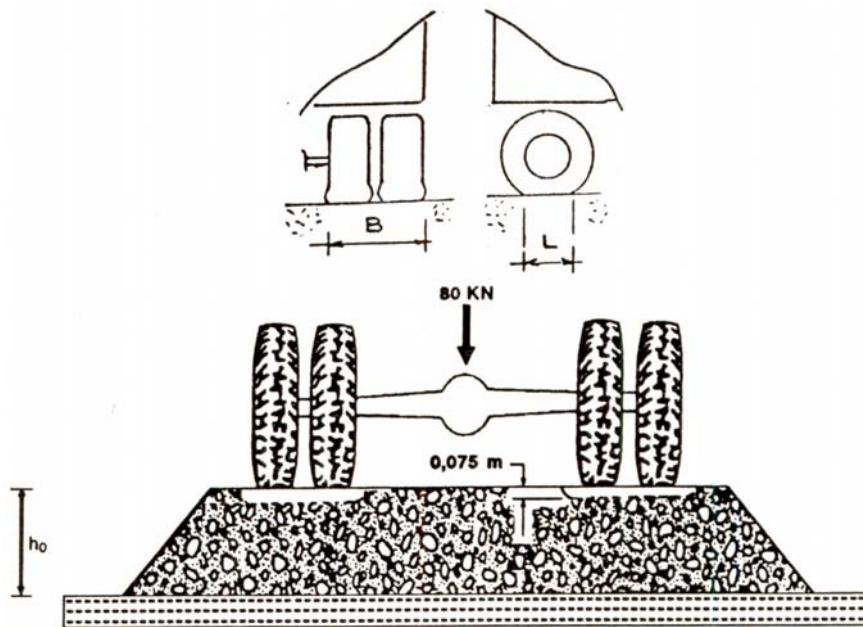


Figura 3.28: Geometria do eixo de um veículo-tipo e a definição da área de contato das rodas (Giroud e Noiray, 1981 *apud* Ferreira Júnior, 1995).

A Teoria da Elasticidade dos Meios Semi-Infinitos

Proposta por *Joseph Boussinesq* (1842-1929), essa teoria considera o pavimento como um meio semi-infinito, elástico, homogêneo e isotrópico, com forças de carregamento aplicadas sobre a superfície. Simplificações a este modelo sugerem a adoção de cargas verticais concentradas ou uniformemente distribuídas. Sendo assim, admitindo que as pressões aplicadas em superfície (profundidade $z=0$) se distribuem entre a camada do pavimento segundo um ângulo de espraiamento α , à uma profundidade z , situada na interface entre pavimento e subleito, tem-se uma pressão σ_z (Figura 3.29). Analiticamente, esta tensão pode ser obtida da forma:

$$\sigma_z = q \cdot \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{z}{r} \right) \cdot \operatorname{tg} \alpha} \right]^2 \quad (3.9)$$

onde Q é a carga por roda, r é o raio do círculo da área de contato pneu-pavimento e q é a pressão de contato nesta interface.

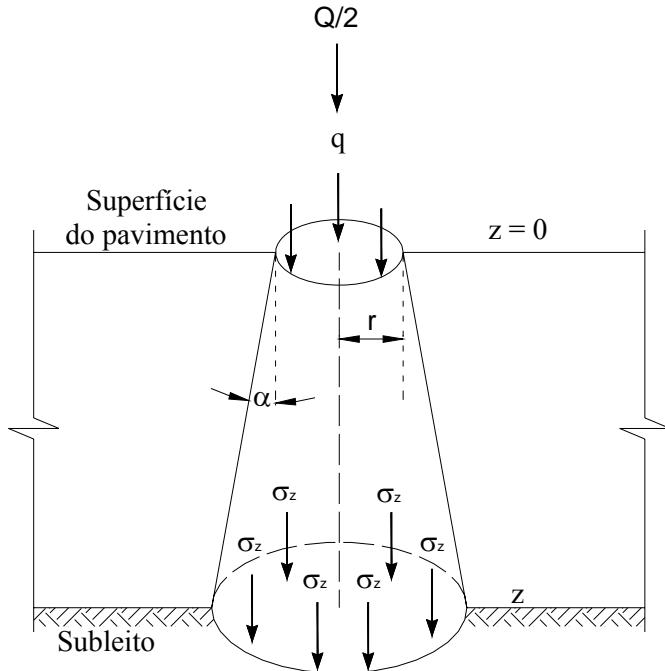


Figura 3.29: Espaçamento de pressões, admitindo uma camada homogênea.

Chamando de “potencial logarítmico de três variáveis”, *Boussinesq* desenvolveu a solução para o caso de uma carga concentrada vertical, em coordenadas cilíndricas, conforme mostra a Figura 3.30. As expressões das tensões, citadas por Medina e Motta (2005) são conforme se segue:

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left\{ (1 - 2\nu) \left[-\frac{1}{r^2} - \frac{z}{r^2} (r^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}} - 3r^2 z (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \right] \right\} \quad (3.10)$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2\pi} \left\{ (1 - 2\nu) \left[-\frac{1}{r^2} + \frac{z}{r^2} (r^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}} + z (r^2 + z^2)^{-\frac{3}{2}} \right] \right\} \quad (3.11)$$

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} z^3 (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \quad (3.12)$$

$$\tau_{rz} = \frac{P}{2\pi} r z^2 \left\{ (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \right\} \quad (3.13)$$

onde σ_r e σ_q são tensões radiais, τ_{rz} é a tensão cisalhante máxima, ν é o coeficiente de Poisson, r é o afastamento entre o centro da área carregada e o ponto central

considerado no elemento, z é a profundidade em análise do elemento e P a carga aplicada no centro da área carregada.

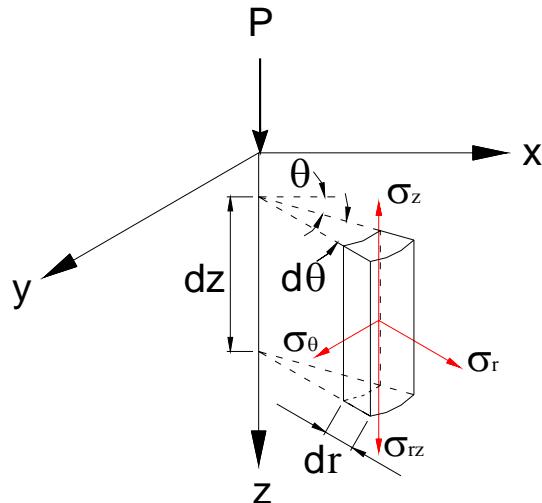


Figura 3.30: Tensões num elemento de um semi-espelho infinito, em coordenadas cilíndricas.

Neste caso, a área carregada pode ser subdividida em áreas elementares e as tensões num dado ponto são obtidas a partir do emprego dos ábacos de influência de *Newmark*⁶ e da *Portland Cement Association* (EUA).

Para o caso de uma área carregada circular (Figura 3.31), a solução em coordenadas cartesianas proposta por Timoshenko e Goodier (1970) passa a ser:

$$\sigma_x = \frac{P}{2} \left[(1+2v) - 2(1+v) \sin \alpha + \sin^3 \alpha \right] \quad (3.14)$$

$$\sigma_z = P \left[1 - \frac{z^3}{\sqrt{(z^2 + a^2)^3}} \right] \quad (3.15)$$

$$\tau_{\max} = \frac{P}{2} \left[\frac{1-2v}{2} + \frac{2}{9}(1+v)\sqrt{2(1+v)} \right] \quad (3.16)$$

⁶ Professor Nathan M. Newmark, da Universidade de Illinois, EUA.

onde $\sigma_x = \sigma_r = \sigma_\theta$ e τ_{max} é a tensão cisalhante máxima no eixo de simetria, sendo

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{z}{(z^2 + a^2)^{1/2}} \quad (3.17)$$

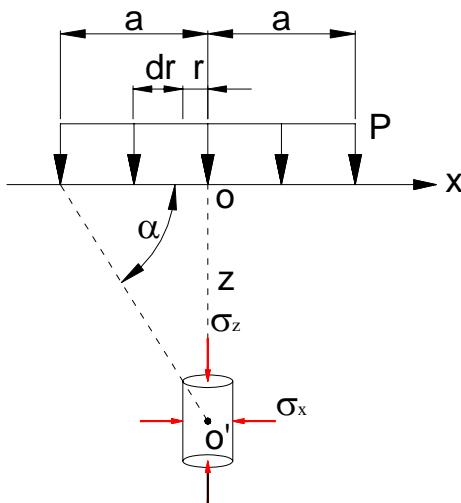


Figura 3.31: Tensões num elemento de um semi-espaco infinito, sujeito a uma carga P , sob uma área carregada circular, em condições axissimétricas (Timoshenko e Goodier, 1970, modificada).

A teoria de *Boussinesq*, apesar de limitada por não considerar a variabilidade e a anisotropia das camadas do pavimento, teve aplicações relevantes em estudos teórico-experimentais — sobretudo por ter propiciado a extração de curvas empíricas de dimensionamento de pavimentos flexíveis, do Departamento de Estradas da Califórnia, baseadas no índice de CBR para cargas de aviões.

A Teoria da Elasticidade de Meios Semi-Infinitos Estratificados

O sistema estratificado passou a ser considerado a partir dos estudos de *Burmister*⁷, que desenvolveu a teoria para um pavimento em duas camadas: a primeira, sendo o pavimento propriamente dito e a segunda, semi-infinita, tida como o subleito. Mais tarde, considerou o sistema em três camadas elásticas. Para tanto, admitiu que os materiais são elásticos, isotrópicos e homogêneos; a lei de *Hooke* é válida e os módulos de compressão e de tração são iguais. Por necessidade de simplificação adota-se o

⁷ Professor Donald Burmister (1943, 1945), da Universidade de Columbia, New York (EUA).

coeficiente de *Poisson* como sendo 0,5, tomando-o como um valor representativo único para a grande maioria dos materiais empregados na pavimentação.

Admite-se as seguintes condições de contorno no estudo do pavimento estratificado:

- Caso 1: considera-se que haja atrito entre as camadas. Desta forma, tem-se

$$\tau_{rz1} = \tau_{rz2}; u_1 = u_2; E_1 \neq E_2 \Rightarrow \sigma_{r1} \neq \sigma_{r2}; \sigma_{z1} = \sigma_{z2} \quad (3.18)$$

- Caso 2: não se considera atrito entre camadas, mas deslizamento entre elas:

$$\tau_{rz1} = \tau_{rz2} = 0; u_1 \neq u_2; \sigma_{z1} = \sigma_{z2} \quad (3.19)$$

onde u é o deslocamento radial experimentado pelo elemento, E é o módulo de elasticidade da camada do pavimento em questão e 1,2 designam, respectivamente, a primeira e a segunda camada do pavimento. A Figura 3.32 ilustra a aplicação da teoria de *Burmister*.

Pesquisadores do *Road Research Laboratory* da Inglaterra e da empresa de combustíveis *Shell* confeccionaram gráficos para o cálculo de tensões, deformações específicas e deflexões, empregando a teoria de *Burmister* e ferramentas de cálculo numérico.

Algumas contribuições a respeito podem ser encontradas em Fox (1948), Acum e Fox (1951), Jones (1962), Peattie (1962) e Poulos e Davis (1974), *apud* Medina e Motta (2005).

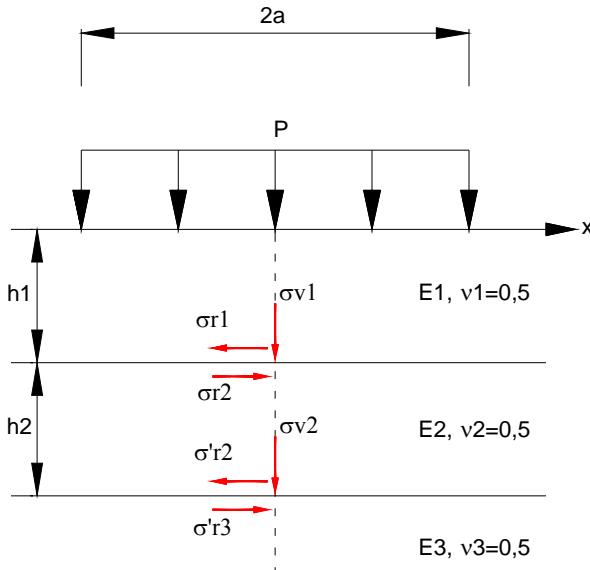


Figura 3.32: Tensões normais verticais e radiais em um sistema de três camadas, segundo *Burmister*.

Alguns Programas Computacionais Empregados na Pavimentação

É sabido que o solo não se comporta, na maioria dos casos, segundo um regime elástico-linear, dada sua heterogeneidade e consequente anisotropia. Posto isso, têm-se no mercado programas computacionais que trabalham baseados em ambas as vertentes, possibilitando também a análise do pavimento segundo a visão elástica não-linear. Os mais comuns são:

- ELSYM5 – trata-se de um programa de diferenças finitas que emprega a solução de *Burmister* para meios estratificados, ampliada para um sistema de cinco camadas. Possibilita a utilização de até cinco diferentes carregamentos e, no máximo, cem pontos distintos de análise. No que tange a superposição de efeitos, o cálculo é exato para a análise de deslocamentos mas, no entanto, aproximado para tensões. Assim como as teorias que empregam camadas homogêneas, isotrópicas e horizontalmente infinitas, além do subleito como camada semi-infinita, a principal deficiência deste programa reside na necessidade de se adotar módulo de elasticidade e coeficiente de *Poisson* constante para uma mesma camada (parâmetros de entrada referentes aos materiais; outros se referem à geometria do sistema e à locação dos pontos de análise). Desta forma, o módulo de resiliência do material em análise é tomado

como sendo igual ao módulo de elasticidade (módulo de *Young*) — fato este discutível, pois o módulo de resiliência varia conforme o nível de tensões e, este último, à medida que se avança em profundidade.

- FEPAVE2 – programa de elementos finitos que discretiza um meio contínuo segundo uma malha de elementos de dimensões finitas, ligados entre si por meio de pontos nodais e limitados por condições de fronteiras. Seu mérito maior é tirar proveito dos problemas de elasticidade não-linear, caráter essencial de bases de brita graduada, solo-brita, sub-bases arenosas etc. Seus dados de entrada são a geometria da malha e as propriedades dos materiais. O programa admite ainda a variação do coeficiente de *Poisson* com o estado de tensões, conforme proposto por Trichês (1985); bem como a opção por sete diferentes modelos de variação do módulo de resiliência. Metodologias de utilização simplificadas e análises criteriosas deste programa são encontradas em Silva (1995).

Como exemplos de outros *softwares* empregados na análise de pavimentos (sobretudo pavimentos asfálticos e flexíveis), podem ser citados os programas: “MECAF3D” (método das camadas finitas), “ILLI-PAVE” (elementos finitos), “BISTRO e BISAR”, “ELP15”, “ALISE”, “SENOL” (elementos finitos), “CRACKTIP” (elementos finitos), “KENLAYER” e “JULEA”. Para a escolha do programa mais adequado, faz-se necessário conhecer sua origem, ferramentas de cálculo e limitações. Uma comparação entre resultados obtidos pelos diferentes tipos de programas foi objeto de estudo de Darous e Motta (2004) e Huang (1993), *apud* Medina e Motta (2005).

Todavia, apesar de diferentes modelagens dos problemas, alguns autores encontraram boa concordância quando do emprego de programas lineares e não lineares. Darous (2003) comparou o desempenho de vários programas aplicados ao dimensionamento de pavimentos e, a partir de um pavimento flexível experimental, comparou os valores obtidos via modelagem numérica com valores obtidos experimentalmente. Os resultados fornecidos pelo FEPAVE2 (não linear) foram integralmente mais coerentes que os resultados observados para os programas de análise linear (ELSYM5, CJULEA e KENLAYER), tanto na magnitude dos efeitos como na tendência esperada de

comportamento, medida *in situ*. No entanto, a título de exemplo, as deformações verticais de compressão no topo da camada de subleito mostraram-se bastante próximas, em relação às análises efetuadas com o ELSYM5 e o FEPAVE2. Deformações radiais, neste caso, tenderam a apresentar comportamentos semelhantes (compressão ou tração), mas em grandezas razoavelmente distintas.

Silva *et al.* (2006) estudaram um pavimento flexível experimental de quatro e cinco camadas e, a partir de medidas de deflexões com um *Falling Weight Deflectometer* (FWD), efetuaram um processo de retroanálise da estrutura empregando-se o *software* BAKFAA. Utilizaram, ainda, os programas ELSYM5 — para calcular as deflexões quando a estrutura foi considerada linear — e o programa FEPAVE2, considerando a não linearidade da estrutura. Observou-se que os valores de deflexões calculados pelo programa ELSYM5 (análise linear), considerando a estrutura com cinco camadas, foram sempre menores que os valores medidos com o FWD e com os valores retroanalisados com o BAKFAA. Entretanto, quando se considerou a combinação de camadas granulares (base + subbase = camada equivalente), os valores das deflexões medidas com o FWD, retroanalisadas com o BAKFAA e calculadas com o ELSYM5, para todos os níveis de tensão aplicadas pelo FWD, foram bastantes semelhantes, conforme mostra a Figura 3.33. Já os valores de deflexão calculados com o FEPAVE2 (análise não-linear) mostraram-se inferiores aos determinados em campo.

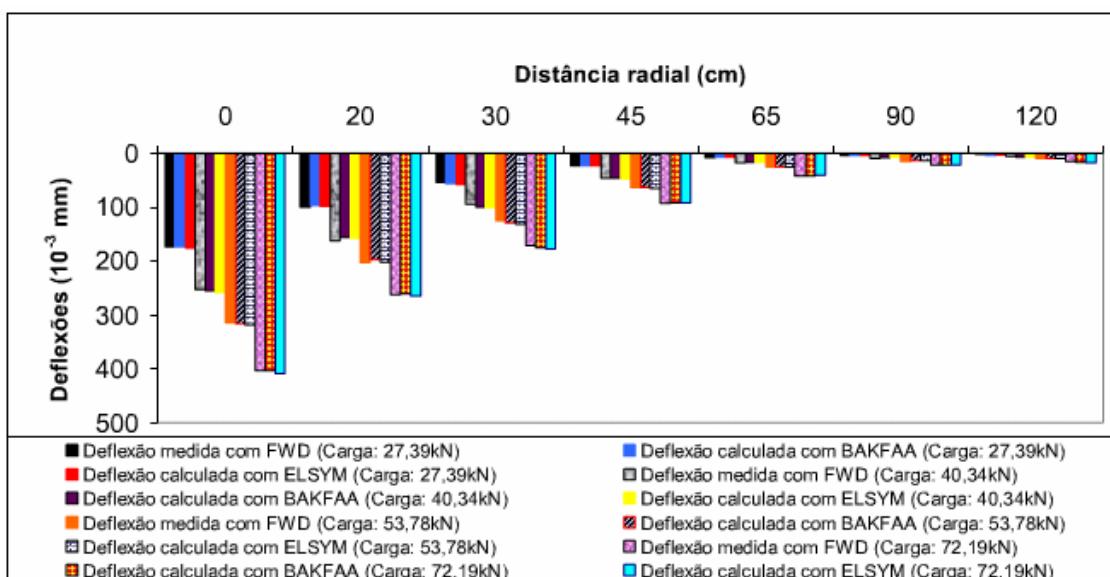


Figura 3.33: Histograma das deflexões calculadas com os programas BAKFAA e ELSYM5 e medidas em campo com FWD (Silva, 2006).

Ferreira *et al.* (2006) utilizaram os módulos resilientes de cinco diferentes tipos de estéreis de minério de ferro e analisaram as características de deformabilidade de um pavimento para tráfego de CFE. Variando os arranjos estruturais e os materiais empregados desde o subleito até a camada de base, verificaram boa resposta do pavimento, em termos de tensões, deformações e deslocamentos verticais no topo da camada de subleito — comparando as tensões aplicadas aos seguintes valores admissíveis de referência:

- Yoder e Witczack (1975):

$$\sigma v_{adm} = 0,553 \cdot CBR^{1,5} \cdot 0,007 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.20)$$

onde *CBR* é o índice de suporte Califórnia do material, em porcentagem.

- Motta (1991):

$$\sigma v_{adm} = \frac{0,006 MR}{(1 + 0,7 \log N)} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.21)$$

onde *MR* é o módulo resiliente do material (kgf/cm^2) e *N* é o número equivalente de operações de eixo padrão durante o período de projeto.

- Albernaz (2005):

$$\sigma v_{adm} = 0,60 p \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.22)$$

onde *p* é a pressão de contato entre pneu e pavimento normalmente admitida em projetos de pavimentos rodoviários.

3.6.3 Instrumentação de Sistemas Viários

No contexto da mecânica dos pavimentos, faz-se importante o cruzamento de informações mecanísticas com dados oriundos de testes em trechos experimentais e em sistemas de escala reduzida. Este feito pode ser alcançado via instrumentação do arranjo experimental, no qual diversos sensores são instalados em diferentes condições e conectados a equipamentos de aquisição de dados, propiciando a análise da resposta do pavimento aos esforços a ele aplicados, da influência dos meios ambientais ao sistema e da fadiga ao longo de sua vida útil. A fim de se conhecer o efeito das características de deformabilidade das camadas, incluindo o subleito, faz-se necessário conhecer a distribuição de tensões e deformações *in situ* através de medições sucessivas, que permitem avaliar a contribuição do deslocamento vertical de cada esforço na “deflexão superficial”; trata-se, pois, de se discutir a coerência de modelos matemáticos no cálculo de tensões e deformações (Medina e Motta, 2005).

Pereira *et al.* (2000), *apud* Medina e Motta (2005), estudaram o comportamento de placas de reforço de concreto muito finas⁸, submetidas ao empenamento térmico, no painel experimental da USP, em São Paulo.

Gonçalves (2000) empregou extensômetros elétrico-resistivos e células de pressão total para solo em uma pista de testes linear, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, no estudo de misturas asfálticas convencionais e modificadas com polímeros.

Silva (2001) instrumentou uma pista circular experimental do IPR/DNER com seis extensômetros, duas células de carga e termopares, para a investigação de *whitetopping*.

Müller (2005), *apud* Medina e Motta (2005), investigou um pavimento intertravado de blocos de concreto via instrumentação.

Fernandes (2005) instrumentou um trecho da ferrovia Vitória a Minas, em Barão de Cocais, Minas Gerais, estudando o comportamento mecânico da via quando da

⁸ WTUD ou *whitetopping ultra thin*.

passagem de locomotivas. Para tanto, empregou extensômetros elétrico-resistivos, termopares e sensores de umidade, conectados a um aquisidor de dados. Tal instrumentação permitiu a comparação dos dados coletados com os ensaios de campo (controle defletométrico e controle topográfico), permitindo mais tarde uma retroanálise dos resultados obtidos via ensaio triaxial de carga repetida e ensaios de determinação do módulo de rigidez e de elasticidade *in situ*.

Saraiva (2006) construiu um trecho rodoviário experimental flexível na cidade de Itabira, Minas Gerais, empregando resíduos de minério de ferro associados a geossintéticos como materiais de superestrutura.. O trecho foi monitorado através de extensômetros elétrico-resistivos e sensores de temperatura, durante toda a vida útil dos sensores. Os dados coletados — que correspondem às solicitações dinâmicas experimentadas pelo pavimento — foram comparados diretamente com as deflexões medidas no local. Uma análise minuciosa dos danos causados aos sensores, ao longo do tempo, faz observações importantes sobre esta metodologia de instrumentação, uma vez que retrata as características ambientais e do tráfego local, ressaltando sua influência sobre a resposta e durabilidade dos instrumentos.

3.7 ESTABILIZAÇÃO DE BASES RODOVIÁRIAS

Os objetivos primordiais das técnicas de tratamento de solos, enquanto materiais de construção e de fundação, podem ser descritos da seguinte forma:

- Aumento de resistência e capacidade de carga;
- Redução da compressibilidade e/ou aceleração desejada de recalques;
- Redução da permeabilidade e controle das condições de drenagem;
- Redistribution de tensões e deformações;
- Minimização de impactos ambientais;
- Redução de comportamentos geotécnicos desfavoráveis;
- Regularização de solos muito heterogêneos e/ou anisotrópicos.

É importante salientar que um tratamento de solo se faz mediante *reforço* e/ou *estabilização*. O primeiro caso se aplica quando a melhoria geotécnica é obtida através da inclusão de reforços na massa do solo (geossintéticos, lâminas, barras, fibras etc.). O segundo caso visa alterar as propriedades do solo ou remover parte dele, substituindo-o por materiais mais nobres. Posto isso, as formas de estabilização podem ser classificadas em três diferentes categorias:

- Estabilização mecânica: obtida através da aplicação de algum tipo de energia externa, comumente associada a processos de compactação, vibração ou impacto;
- Estabilização hidráulica: consta da remoção de água intersticial (adensamento, aceleração de recalques etc.);
- Estabilização física ou química: aplicação de processos físicos ou aditivos químicos ao solo original (eletrosmose, congelamento, mistura solo-cimento etc.);
- Estabilização biológica: emprego da biotecnologia na modificação das propriedades dos solos.

Em obras rodoviárias, os processos de estabilização física se fazem mais difundidos, mediante a aplicação de técnicas de estabilização granulométrica e de compactação. No que tange especificamente os processos de estabilização química, pode-se citar as seguintes variantes:

- Estabilização superficial por adição ou mistura de materiais. Englobam-se nesta categoria as misturas de solo-cimento (indicadas a solos arenosos, siltosos e argilas pouco plásticas), solo-cal (indicadas a solos finos) e solo-betume (adição de asfaltos diluídos, emulsões asfálticas e alcatrões). Outros aditivos podem também caracterizar uma estabilização química de solos: bentonita, resinas naturais e sintéticas, fosfogesso, cinza volante, compostos químicos específicos, entre outros.
- Estabilização em profundidade, por injeção. Consiste na injeção, comumente sob pressão, de fluidos viscosos nos poros e fraturas de maciços — aditivos em

suspensão (cimento, cal e emulsões asfálticas) e aditivos em solução (substâncias químicas).

Cabe ainda ressaltar que as técnicas de estabilização de pavimentos são mais comumente aplicadas às camadas de base e sub-base, por desempenharem boa resistência ao cisalhamento e à deformação. Segundo Senço (2001), uma base predominantemente arenosa apresenta superfície de rolamento razoável em épocas chuvosas e muita poeira em períodos de estiagem; por outro lado, bases argilosas apresentam razoáveis condições de rolamento em épocas secas e muita lama durante períodos chuvosos. Desta forma, solos estabilizados granulometricamente (adequada distribuição das diversas porções dos diâmetros dos grãos) ou com melhoria de suas propriedades via adição e/ou mistura de agentes químicos, são favoráveis a apresentarem melhor desempenho e durabilidade.

3.8 TÉCNICAS DE TRATAMENTO CONTRA PÓ

De uma maneira geral, o tratamento contra pó (TCP) consiste no espargimento de material betuminoso e aplicação de areia grossa ou pedrisco, seguida de compactação com rolo liso e/ou pneumático; obtendo-se uma camada impermeável de ligante betuminoso e agregado sobre uma base previamente impermeabilizada — utilizando-se, para tal, asfalto diluído.

Outros métodos de tratamento têm utilizado produtos químicos em adição ao solo da camada de tráfego, como os linosulfatos, cloreto de cálcio (CaCl_2) e cloreto de magnésio (MgCl_2). No entanto, estes métodos mostram viabilidade financeira de aplicação para um elevado volume médio diário de veículos (Baesso e Gonçalves, 2003).

Em estradas de complexos mineradores, a formação de pó na superfície de rolamento das estradas se deve, principalmente, à abrasão sofrida pelos agregados de baixa dureza e à perda da fração fina das partículas da base, camada constituída de materiais arenosos

majoritariamente. Posto isso, a premissa de um TCP em estradas do tipo é conferir ao pavimento maior coesão e impermeabilidade. Desta forma, os resultados poderão ser amplos: mais que a redução da poeira em ocasiões de clima seco, poderá se reduzir também a formação de lama em períodos chuvosos, contribuindo para a trafegabilidade do trecho e diminuindo sensivelmente o número de intervenções.

Ocorre que a prática corriqueira de mitigação da poeira gerada consiste, na maioria das mineradoras, da aspersão contínua de água sobre as vias, por meio de caminhões-pipas. Demanda, para tanto, a necessidade de vários desses veículos em trânsito simultaneamente, além de pontos estratégicos de coleta d'água nos domínios da mina. Tal medida tem se mostrado necessária mas, em contrapartida, pouco eficiente, haja vista a rápida percolação de água para o interior do pavimento, que drena com facilidade pelas características arenosas que geralmente possui. Mais além, o próprio tráfego de veículos, aliado à insolação, são elementos contribuintes à rápida secagem do pavimento, conforme ilustra a Figura 3.34.

Thompson e Visser (1999) mediram diferentes defeitos ocorrentes em uma particular estrada de mina e, atribuindo limites desejáveis, indesejáveis e inaceitáveis aos aspectos verificados, relacionaram a geração de material particulado com o tempo necessário para se atingir tais limites com o tráfego de veículos (Figura 3.35). Sendo assim, configurando um valor crítico como sendo o limite entre as situações “indesejável” e “inaceitável”, observaram que a aspersão d’água na estrada mostrava-se necessária a cada 70 minutos. Para tanto, consideraram a taxa de aspersão em $0,5\text{litro/m}^2$, a velocidade do vento em $1,7\text{m/s}$ ($6,2\text{km/h}$) e um único veículo padrão, trafegando à velocidade constante de 40km/h .

Estudos com maior riqueza de detalhes, referências, terminologias, estudos de casos, planos de prevenção e monitoramentos são discutidos no manual do *National Institute for Occupational Safety and Health* (2003) e no artigo técnico do órgão *Environment Australia* (1998).



Figura 3.34: Precárias condições de tráfego impostas a uma estrada de mina, devido à excessiva geração de pó.

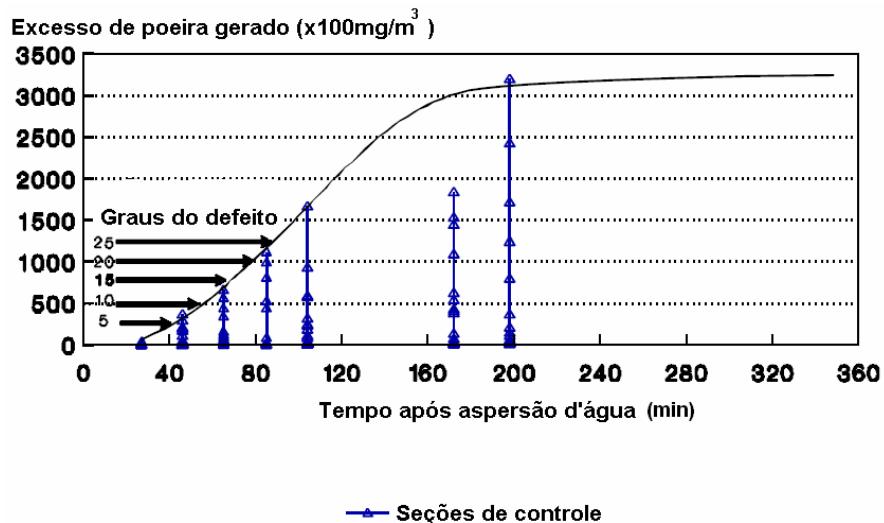


Figura 3.35: Variação da geração de material particulado em uma estrada de mina ($\times 100\text{mg}/\text{m}^3$), após aspersão de água (Thompson e Visser, 1999, modificada).

3.9 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

A finalidade básica do dimensionamento de um pavimento é estabelecer uma altura de aterro necessária à adequada distribuição dos carregamentos impostos pelos veículos, tal que as tensões aplicadas ao solo de fundação sejam inferiores à capacidade de carga (Ferreira Júnior, 1995). Conforme os princípios em que os métodos de dimensionamento se apóiam, estes podem ser classificados em *empíricos* ou *mecanísticos-empíricos*. Silva (2003) atribui a essência empírica aos métodos de dimensionamento baseados em experiências acumuladas ao longo dos anos, pela

observação pura do desempenho do pavimento e das propriedades dos materiais empregados. Por outro lado, os métodos empíricos-mecanísticos levam em conta modelos de múltiplas camadas apoiadas sobre um solo de fundação, obedecendo a regimes eláticos ou visco-elásticos; utilizam-se de ferramentas computacionais para a determinação de tensões e deformações, calibrando seus resultados com o emprego de correlações empíricas. O grande desafio é empregar um método de dimensionamento que conteemple, simultaneamente, aspectos quantitativos relativos à natureza do tráfego (carga e repetição) e à fiel geometria das camadas do pavimento (incluindo a distribuição não-linear de esforços); e aspectos qualitativos, baseados na distribuição sazonal e fatores climáticos diversos.

Estradas com tráfego de CFE estão sujeitas a cargas por eixo dianteiro da ordem de 800kN (80tf) e cargas por eixo traseiro da ordem de 1.700kN (170tf). Ocorre que a maioria dos critérios de dimensionamento de pavimentos rodoviários são referenciados ao tráfego de veículos comuns, isto é, abrangem cargas por eixo inferiores a 441kN (45tf). Além disso, atêm-se a parâmetros isolados, não compatibilizando satisfatoriamente aspectos vinculados à capacidade de suporte (CBR), elementos relacionados à mecânica do pavimento (resiliência, deflexões etc.) e características intrínsecas do material (tamanhos dos grãos, coesão, expansibilidade etc.). Mais além, se aplicam a pavimentos flexíveis e semi-rígidos, sendo escassos os critérios de dimensionamento voltados à “engenharia das não pavimentadas” ou estradas de serviço de complexos mineradores, sujeitas à ação de elevadas cargas e à manutenção constante.

A título de referência, pode-se citar o trabalho desenvolvido por Motta (1991), que propôs um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis envolvendo a resiliência dos materiais constituintes e o dimensionamento propriamente dito por um método mecanístico; com base em modelos de tensão *versus* deformação de materiais e com o auxílio de programas computacionais que utilizam resultados obtidos por *Boussinesq, Burmister, Odemark* e outros.

Porter (1950), *apud* Medina e Motta (2005), baseando-se na escolha de materiais que trouxessem proteção à fundação do pavimento, resultados de CBR e observações em

campo, elaborou um método empírico que correlaciona o índice CBR com a espessura necessária de aterro, por meio de curvas, de tal sorte a conferir ao subleito proteção contra o cisalhamento. O Corpo de Engenheiros do Exército Norte-americano, em 1962, retomou os estudos de Porter, incluindo o conceito de repetição de cargas e de fator de equivalência de carga. Estabeleceram, ainda, uma relação entre o número de operações de carga padrão de 18.000 lb (8.165kg) e a espessura de pavimento mínima, necessária para proteção contra a ruptura por cisalhamento de um subleito com um dado CBR.

Um método bastante clássico é o “Método do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem” (DNER), proposto pelo engenheiro Murillo Lopes de Souza, conforme descrito em Senço (1997) e Medina e Motta (2005). Segundo Silva (2003), trata-se de uma adaptação do método do Corpo de Engenheiros Norte-americanos, tendo como auxiliar o trabalho intitulado *“Design of Flexibles Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume”*, de autoria de Thurnbull, Foster e Ahlvin e algumas conclusões da pista de teste da AASHTO (EUA). Neste método, os materiais empregados nas camadas dos pavimentos recebem coeficiente de equivalência estrutural, em relação a um material padrão de coeficiente igual a 1. Estes coeficientes de equivalência estrutural convertem a espessura real de uma camada em espessura equivalente, para efeito de dimensionamento da estrutura. O método especifica os materiais adequados para serem utilizados na estrutura do pavimento, tais como:

- Reforço do subleito: materiais com CBR maior que o do subleito e expansão menor que 2%;
- Sub-base: materiais com CBR maior que 20%, expansão menor que 1% e índice de grupo igual a zero;
- Base: materiais com CBR maior que 80% (60% para $N < 10^6$) e expansão menor que 0,5%. O limite de liquidez deve ser menor ou igual a 25% e o índice de plasticidade menor ou igual a 6%.

Para vias de baixo volume de tráfego, o método do DNER fixa as espessuras mínimas de revestimento em 5cm para concreto asfáltico e recomenda a utilização de tratamentos superficiais quando $N < 10^6$ repetições equivalentes ao eixo padrão de 8,2tf. Para um

dado valor de CBR do subleito, o método apresenta um gráfico onde se obtém a espessura necessária em termos de material granular com coeficiente estrutural igual a 1; esta espessura total é, em seguida, desmembrada em espessuras de camadas sucessivas, com o uso de inequações e dos coeficientes estruturais de cada material.

O método do Índice de Grupo, concebido por *D. J. Steele*, engenheiro do *Bureau of Public Roads*, é um método empírico baseado no índice de grupo (IG) dos materiais. Portanto, depende apenas de resultados de ensaios de granulometria e de limites de consistência. Segundo Senço (1997), trata-se de um critério a ser empregado no pré-dimensionamento do pavimento, dadas as limitações impostas pelo classificador IG, que pesquisa apenas a fração fina do solo, não diferenciando as variações de atrito internas trazidas pela fração inerte. Esse método é, na verdade, um classificador das condições do material do subleito, que associa aspectos advindos do Sistema de Classificação Rodoviária (AASHTO). A partir da avaliação do IG a ser adotado para o material do subleito, opta-se pelos limites de tráfego leve, médio ou pesado⁹, referidos a veículos comerciais por dia; a partir daí, entra-se no ábaco da Figura 3.36 e obtém-se as seguintes espessuras do pavimento:

- Curva A: espessura necessária de sub-base (e_3);
- Curva B: espessura total de revestimento, base e sub-base ($e_1 + e_2 + e_3$), para tráfego leve;
- Curva C: espessura total de revestimento, base e sub-base ($e_1 + e_2 + e_3$), para tráfego médio;
- Curva D: espessura total de revestimento, base e sub-base ($e_1 + e_2 + e_3$), para tráfego pesado;
- Curva E: espessura adicional de base que pode substituir a sub-base dada pela curva A (quando for justificável técnica e economicamente).

A espessura do revestimento e_1 é arbitrada previamente e, pelo fato do revestimento não exercer papel estrutural no pavimento, é de praxe adotar esse valor como nulo.

⁹ Tráfego leve: menos de 50 veículos comerciais/dia; tráfego médio: entre 50 e 300 veículos comerciais/dia; tráfego pesado: acima de 300 veículos comerciais/dia.

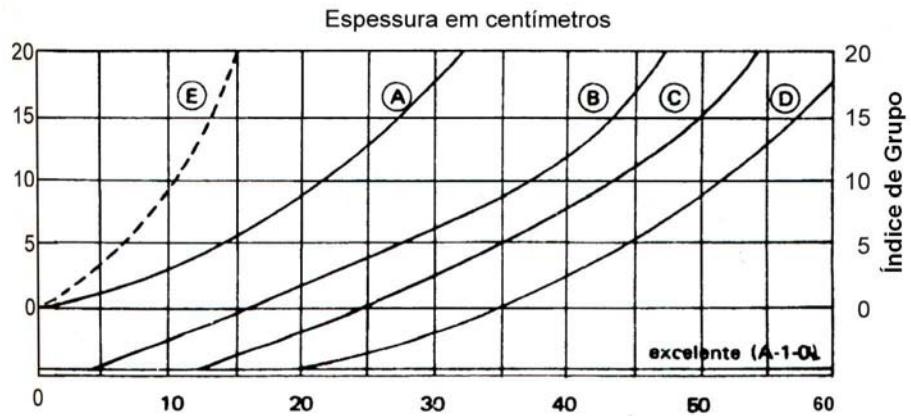


Figura 3.36: Curvas de dimensionamento no método do IG (*apud* Senço, 1997).

Giroud e Noiray (1981), *apud* Ferreira Júnior (1995) propuseram um método de projeto de estradas não pavimentadas com e sem reforço, permitindo a obtenção da altura de aterro necessária e a seleção adequada do tipo de reforço (geotêxtil). Basicamente, este estudo avalia os riscos de ruptura de um solo de fundação argiloso, aplicados a análises sob condições estáticas e dinâmicas.

Na análise sob condições estáticas, são admitidas as seguintes hipóteses: i) o carregamento é imposto por um eixo simples de rodas duplas; ii) o espraiamento da pressão aplicada na superfície do aterro com a profundidade é assumido ser em forma piramidal; iii) o tráfego de veículos sempre se desenvolve em uma única trilha e iv) o subleito está sujeito a uma pressão uniforme distribuída sob a pirâmide de espraiamento e a uma sobrecarga lateral a esta. As críticas feitas a este método são as seguintes: i) a obtenção da resistência não-drenada do solo subleito é feita através de correlação empírica com o índice de suporte Califórnia (CBR); ii) as características do material de aterro não são levadas em consideração, inviabilizando a utilização do método no caso de materiais de aterro de baixa qualidade e tipicamente arenosos e iii) considerando que o tráfego se desenvolve sempre na mesma trilha, não se leva em conta carregamentos aplicados de forma errática.

A expressão para a determinação da altura da camada de aterro h_0 de estradas não pavimentadas e sem reforços, por meio de cálculos iterativos, é:

$$\pi c_u = \frac{P}{2(B + 2h_0 \tan \alpha_0)(L + 2h_0 \tan \alpha_0)} \quad (3.23)$$

onde C_u é a resistência não-drenada do subleito; P é a carga por eixo; B é a largura do retângulo de distribuição da carga das rodas duplas; L é a largura do retângulo de distribuição da carga das rodas duplas e α_0 é o ângulo de espraiamento do aterro.

Webster e Alford (1978, *apud* Ferreira Júnior, 1995) apresentaram um gráfico que fornece a espessura da camada de aterro (h_0') como uma função do número de repetições (N) e do Índice Suporte Califórnia (CBR) do subleito, para um eixo padrão de 80kN, empregando-se como critério de ruptura uma rodeira de 75mm:

$$h_0' = \frac{0,19 \log N}{(CBR)^{0,63}} \quad (3.24)$$

Giroud e Noiray, utilizando as relações empíricas

$$c_u = 30 \text{ CBR (Pa)} \quad (3.25)$$

$$\log N \Leftrightarrow [\log N - 2,34(r - 0,075)] \quad (3.26)$$

expandiram a expressão de Webster e Alford para diferentes valores de rodeira (r) e carga de eixo do veículo (P), limitada a valores de N inferiores a 10^4 :

$$h_0' = \frac{1,6193 \log N + 6,3964 \log P - 3,7892 r - 11,8887}{(c_u)^{0,63}} \quad (3.27)$$

Posteriormente, Giroud *et al.* (1984, *apud* Ferreira Júnior, 1995) corrigiram esta expressão para a carga do eixo padrão (80kN):

$$h_0' = \frac{[125 \log N - 294(r - 0,075)]}{(c_u)^{0,63}} \quad (3.28)$$

que é a expressão para a determinação da altura da camada de aterro de estradas não pavimentadas e sem reforços, sob condições dinâmicas.

Palmeira (1990) apresenta expressões para o caso dinâmico, em substituição às equações e gráficos propostos por Giroud e Noiray (1981, *in* Ferreira Júnior, 1995), utilizando uma pressão de calibragem dos pneus p_c de 690kPa (100psi) e carga por eixo simples padrão P de 80kN (8,2tf). Para o caso de estradas sem reforço, a altura da camada de aterro é

$$h_0' = a_0 c_u^{b_0} \quad (3.29)$$

onde a_0 e b_0 são coeficientes apresentados na tabela 3.7.

Tabela 3.7: Coeficientes para o dimensionamento de estradas não pavimentadas propostas por Palmeira (1990, modificada).

$p_c=690\text{kPa}$ e $P=80\text{kN}$ (eixos simples e rodas duplas)		
$N=10^3$		
r (m)	a_0	b_0
0,075	4,86	-0,63
0,150	4,58	-0,63
0,300	4,01	-0,63
$N=10^4$		
r (m)	a_0	b_0
0,075	6,48	-0,63
0,150	6,19	-0,63
0,300	5,62	-0,63
$N=10^5$		
r (m)	a_0	b_0
0,075	8,10	-0,63
0,150	7,81	-0,63
0,300	7,25	-0,63

Um critério de análise comum na engenharia de minas tem sido um método bastante simplista, que emprega o CBR e a carga de roda como dados de entrada para se determinar as alturas necessárias a cada camada do pavimento, conforme apresentado por Lima (2006). Admite-se, geralmente, as seguintes condições de análise do ábaco mostrado na Figura 3.37:

- O peso bruto do CFE é distribuído em 33% para o eixo dianteiro e 67% para o eixo traseiro;
- A pressão de inflação dos pneus é da ordem de 620kPa (90 psi);
- A área de contato pneu-pavimento é admitida como circular;
- É comum se majorar a carga por roda em cerca de 20%, considerando as cargas superficiais transmitidas pelas rodas do eixo traseiro como situações mais desfavoráveis;
- O pavimento se comporta segundo um regime elástico-linear, sendo que o ângulo de espraiamento da carga é igual a 45°.

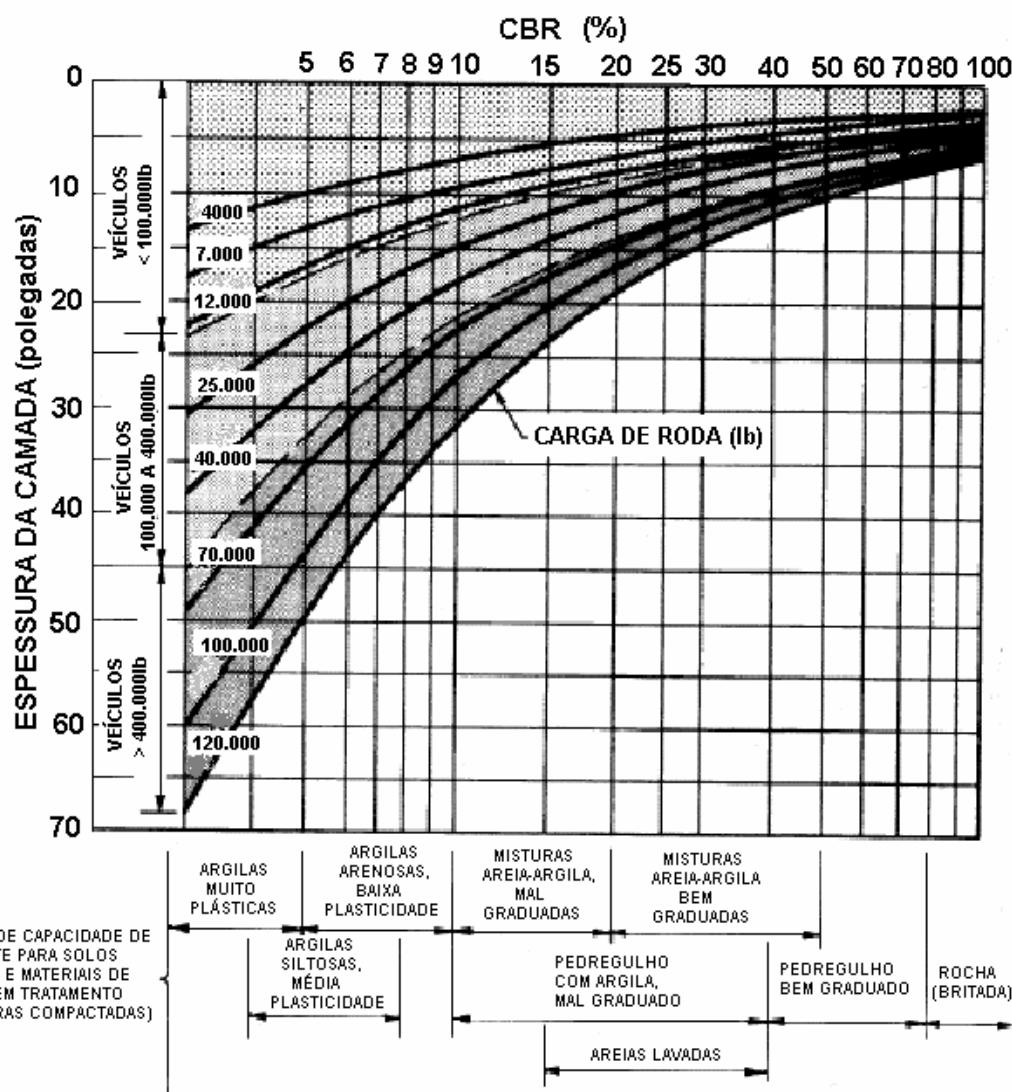


Figura 3.37: Ábaco de dimensionamento para estradas mineiras (Lima, 2006, modificada).

CAPÍTULO 4

4 MATERIAIS E METODOLOGIA DE TRABALHO

4.1 INTRODUÇÃO

De uma maneira geral, este trabalho fundamenta-se no planejamento, construção e monitoramento de um pavimento rodoviário experimental, em planta de mina, destinado ao tráfego de caminhões fora-de-estrada (CFE). Mais além, visa investigar a resposta mecânica e a durabilidade do pavimento ao longo do tempo, por meio de sensores criteriosamente instalados em quatro seções-testes, os quais fornecerão importante banco de dados; bem como os aspectos inerentes a cada sensor utilizado, os procedimentos de calibração em laboratório e os arranjos quando de sua implantação na pista de testes.

Todo o projeto foi amparado por uma ampla campanha de ensaios geotécnicos em laboratório, estudando-se cinco diferentes tipos de estéreis arenosos de minério de ferro, aqui colocados como os materiais disponíveis para a infra e superestrutura viária.

Além dos materiais ensaiados, este capítulo descreve acerca dos trabalhos de estabilização da camada de base, empregando-se diferentes tipos de estabilizadores químicos. Serão descritos, ainda, três diferentes técnicas de tratamento contra pó (TCP), aplicadas à superfície do pavimento em questão, entendidas como medidas mitigadoras da emissão excessiva de materiais particulados.

O mérito desta pesquisa reside em se estudar o comportamento de uma estrada de mina ante a aplicação de cargas brutas da ordem de 250.000kg, por ocasião da passagem de CFE. O pavimento construído teve como premissa seguir em grande parte a rotina de execução já adotada pela equipe de infra-estrutura de mina, de forma a não gerar procedimentos que implicassem gastos extras à empresa mineradora. A proposta inicial foi, para tanto, criar uma nova rotina, adaptada da já existente, que padronizasse e otimizasse as técnicas de execução de pavimentos em mina, ao mesmo tempo em que buscasse implementar a utilização racional de resíduos sólidos gerados pela própria mina em estudo, embasando-se em um acompanhamento tecnológico dos materiais e das técnicas empregadas. Posto isso, pode-se afirmar que a conjugação das três vertentes — concepção de estradas de mina, reutilização de resíduos de mineração e instrumentação de pavimentos — constituem o “tripé” básico e inicial para o estudo do comportamento mecânico de estradas do tipo, sobretudo dos caminhos de serviço de complexos mineradores.

4.2 CARACTERÍSTICAS DA MINA E DO TRECHO EXPERIMENTAL

4.2.1 Localização e Características Físicas

A mina de Fábrica está inserida no Complexo Minas de Itabirito, no Departamento de Ferrosos Sul da Companhia Vale do Rio Doce (CVRD). Situa-se no limite entre os municípios de Ouro Preto (distrito de Miguel Burnier) e Congonhas, em Minas Gerais, na região do Quadrilátero Ferrífero, a cerca de 100km de Belo Horizonte. A Figura 4.1 mostra a localização da mina em relação a alguns pontos geográficos notáveis.

A rigor, trata-se da antiga mineração FERTECO S.A., incorporada pela CVRD em 2003. Representa, hoje, importante papel dentro da empresa no que tange a produção de minério de ferro (pelotas), cuja previsão de minério produzido para 2007 é de 12 milhões de toneladas. Parte de sua produção é escoada até o porto de Tubarão, no

município de Vitória, Espírito Santo, por meio da ferrovia Vitória-Minas; a outra parte segue até o município fluminense de Sepetiba, por ferrovias da empresa MRS Logística.

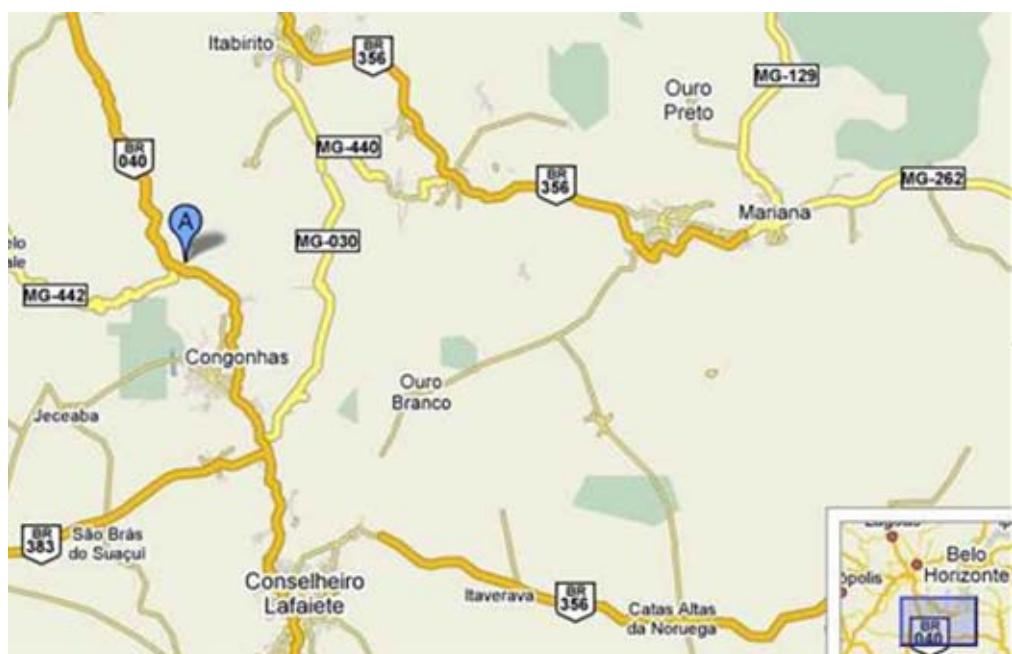


Figura 4.1: Situação da mina de Fábrica (indicada pela letra “A”), em relação a alguns municípios vizinhos e rodovias de acesso. (Fonte: *Google Maps*¹)

A mina de Fábrica compreende, além de unidades administrativas e industriais, as minas “João Pereira”, “Sossego” e “Feijão”. O local escolhido para a implantação do pavimento experimental situa-se em uma estrada que liga o *pit* da mina João Pereira aos britadores da unidade de beneficiamento, na Área 1². Localiza-se nas coordenadas 20° 25' 45" sul e 43° 54' 27" oeste.

A Figura 4.2 traz a configuração do trecho experimental planejado, ao passo que a Figura 4.3 apresenta uma visão aérea da região de implantação do pavimento, previamente à execução do experimento.

¹ Disponível em: www.maps.google.com. Acesso em 10 de abril de 2007.

² Zoneamentos internos definidos pelas equipes de infra-estrutura e supervisão da mina, identificando as regiões de lavra.

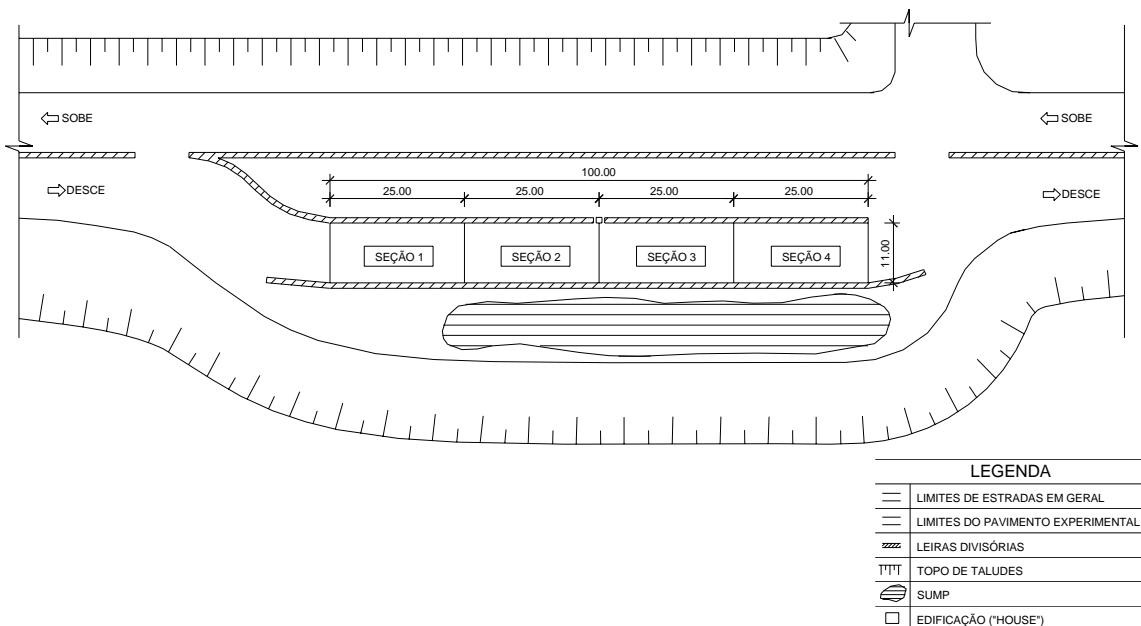


Figura 4.2: Vista aérea do pavimento experimental.



Figura 4.3: Detalhe da região de implantação do trecho experimental, preliminarmente à sua execução (Fonte: Google Earth³).

O trecho experimental tem uma extensão de 100m, constituído de quatro seções-testes de 25m cada, empregando-se para tal estéreis da própria mina, com arranjos estruturais específicos. A pista de testes foi locada aproximadamente segundo uma geometria em tangente, em suave rampa descendente (sentido em que os caminhões trafegam carregados). A largura da plataforma é de 11m, delimitada nas extremidades por leiras divisórias. As faixas possuem suave abaulamento sentido bordo interno-bordo externo, respeitando a tendência de sentido de escoamento de águas pluviais.

³ Disponível em: www.earth.google.com. Acesso em 10 de abril de 2007.

O propósito maior, em termos de escolha do local a se construir o pavimento, foi tirar proveito das condições de tráfego mais desfavoráveis possível; desta forma, optou-se por empregar uma via de acesso ao *pit* da mina, isto é, uma estrada por onde circulassem CFE plenamente carregados na ocasião das operações de produção. Além disso, a existência de um declive e de suave curva propiciariam efeitos nocivos à superfície do pavimento, sobretudo em operações de frenagem e conversão — situações perfeitamente nocivas à durabilidade do corpo estradal.

O sistema viário existente, de uma maneira geral, é caracterizado por estradas executadas com cangas⁴ e itabiritos, cujos revestimentos variam entre cangas (lateritas), cangas contaminadas com minério, itabiritos siliconosos e escórias de aciaria. É de praxe a execução do pavimento com espessura total da ordem de 1m, com acompanhamento topográfico. Processa-se, basicamente, via descarga de material sobre o leito da estrada ou rocha *in situ*, seguida de espalhamento e nivelamento, por meio de tratores de lâmina e motoniveladoras, respectivamente. A compactação é feita apenas superficialmente, através da passagem natural de CFE durante as operações de produção. Não se empregam, pois, quaisquer critérios de acompanhamento tecnológico adotados na terraplenagem convencional.

O sistema de manutenção é conduzido via nivelamento e molhagem do corpo estradal, por meio de motoniveladoras e caminhões-pipas. Este conjunto de procedimentos requer cortes de cerca de 20cm para raspagem da superfície de rolamento, o que causam consideráveis danos à mesma, como grandes trilhas e enfraquecimento da plataforma, tornando-a vulnerável à penetração da água superficial. Além dos custos operacionais, intrínsecos da qualidade da superfície do pavimento, as manutenções de caráter essencialmente corretivo são acionadas com relativa frequência e se mostram, na maioria das vezes, pouco eficazes. Desta forma, pode-se presumir que constituem-se em

⁴ Segundo a NBR 6502/95, da ABNT, canga é uma “rocha de textura vacuolar, ferruginosa, de cor geralmente avermelhada, muitas vezes matizada, constituída por uma mistura de óxidos de ferro e alumínio e por outros minerais, que ocorre habitualmente em zonas tropicais, em decorrência do fenômeno de laterização”. Também denominada “laterita”.

eventos que agregam custos adicionais à empresa — uma vez que os equipamentos são deslocados da produção para o desempenho dessas atividades. Apesar da boa drenabilidade dos materiais empregados nas estradas da mina, observa-se muitas vezes pouca eficiência dos dispositivos de drenagem, quando não ausentes; sobretudo em trechos sem abaulamentos, suscetíveis ao acúmulo de águas pluviais.

4.2.2 Características do Tráfego

A fim de se determinar com maior precisão o tráfego característico da mina, efetuou-se uma pesquisa de campo na qual foram computados os diferentes tipos de veículos que circulavam pelo trecho experimental, ao longo de cinco dias consecutivos, no período útil de trabalho (7h às 16h). O resultado desse levantamento é mostrado na Tabela 4.1, ao passo que uma estimativa da freqüência com que tais veículos circulam é apresentada na Figura 4.4. Tal procedimento teve como objetivo adicional aferir o volume diário médio de tráfego V_m para o pavimento em questão, em um único sentido de tráfego. Aqui a aplicação do método de dimensionamento do DNER torna-se impraticável, haja vista que a carga por eixo aplicada ao pavimento por um CFE extrapola os valores de carga por eixo propostos neste método (inferiores a 20tf, para eixo simples).

Tabela 4.1: Dados médios de tráfego diário no trecho experimental.

Eixos Simples (kN)	Número de Eixos	Descrição	V_m (veículos/dia)
39,2	2	Automóvel	3
58,8	2	Utilitário	24
98,1	2	Caminhão	3
98,1	2	Retroescavadeira	1
98,1	2	Pá-carregadeira	2
156,9	2	Motoniveladora	4
156,9	2	Trator de lâmina	1
294,2	2	Trator de lâmina (grande porte)	1
980,7	2	Pá-carregadeira (grande porte)	1
1.642,6	2	Caminhão fora-de-estrada	88
Eixos Tandem (kN)	Número de Eixos	Descrição	V_m (veículos/dia)
166,7	3	Caminhão	2
V_m Total (veículos/dia)			130

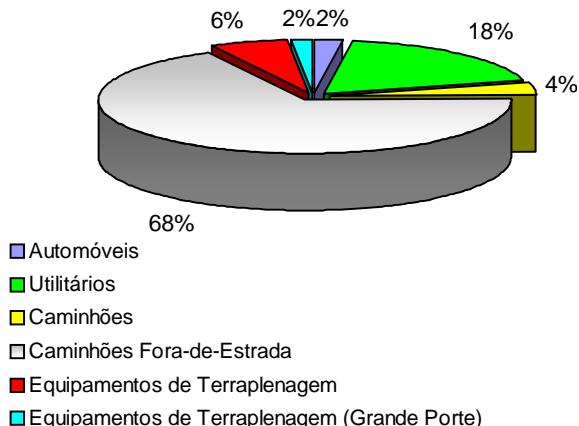


Figura 4.4: Avaliação do tipo de tráfego no trecho experimental.

O tráfego pesado predominante é de caminhões fora-de-estrada da marca *Catterpillar*, modelo 785C, com capacidade de carga nominal de 136.000kg que, quando carregados, operam com uma carga de 250.000kg (Figura 4.5). Segundo dados do fabricante, estes veículos trabalham com cerca de 33% da carga transmitida ao eixo dianteiro (810kN), quando carregados, distribuída em um eixo simples de rodas simples. Da mesma forma, o eixo traseiro recebe os 67% restantes do carregamento (1.640kN), distribuídos agora em um eixo simples de rodas duplas. A capacidade de carga de sua báscula chega a 78m³ de material. Para efeito de dimensionamento do pavimento experimental, este modelo de CFE fora escolhido como veículo-tipo de projeto. As dimensões desse veículo são apresentadas, concomitantemente, na Figura 4.6 e na Tabela 4.2. Os caminhões CAT 785C empregam pneus modelos 33.00-R51 (E4) e 33.00-R51 (E3). Para o veículo-tipo em questão optou-se pelo modelo de pneu diagonal HRL-4B E-4, do fabricante *Goodyear* (Figura 4.7), cujas especificações técnicas são apresentadas na Tabela 4.3.



Figura 4.5: Caminhão fora-de-estrada modelo 785C, da *Caterpillar*.

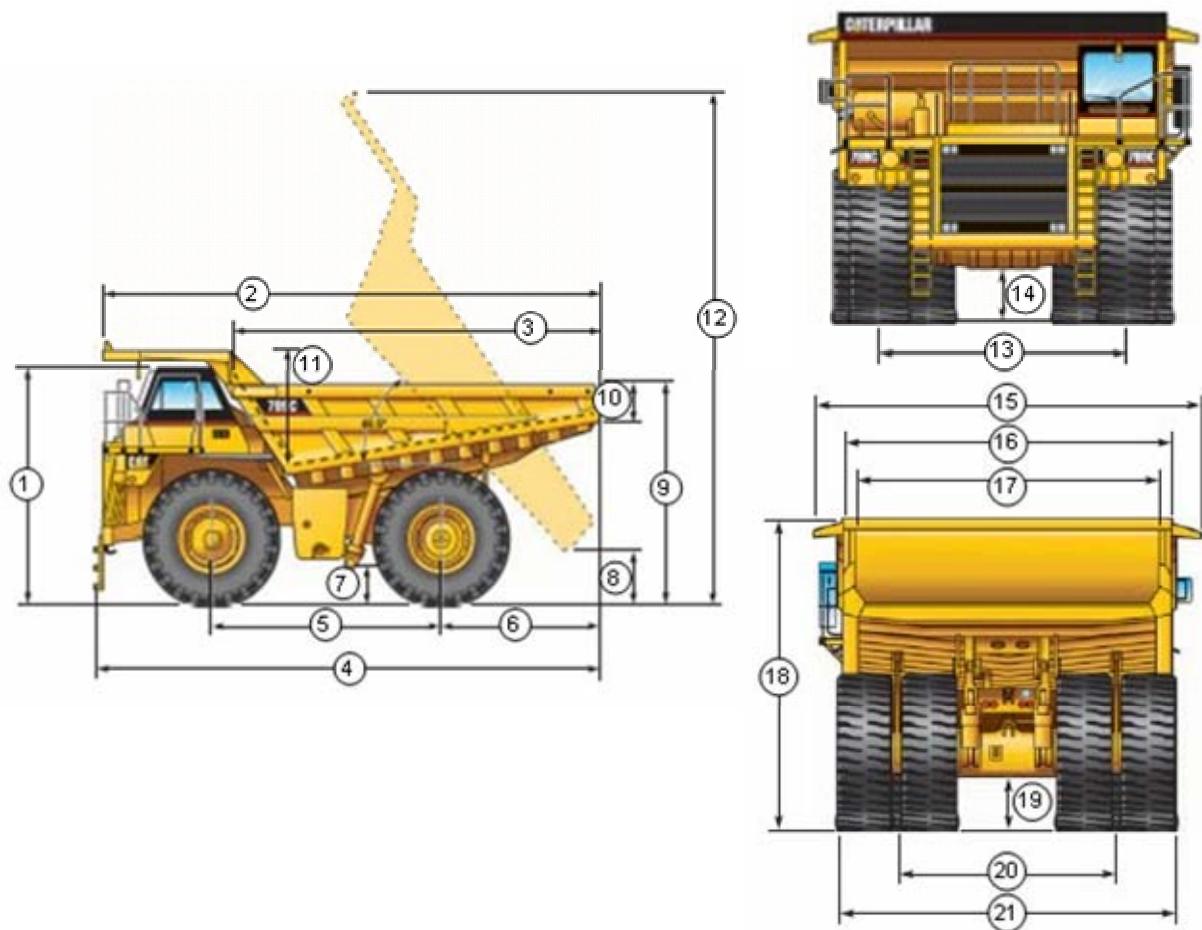


Figura 4.6: Dimensões do veículo-tipo de projeto (CAT 785C).

Tabela 4.2: Dimensões do veículo-tipo de projeto.

Código	Dimensão (m)	Código	Dimensão (m)
1	5,122	12	11,207
2	10,615	13	6,640
3	7,652	14	4,850
4	11,022	15	1,057
5	5,180	16	6,200
6	3,410	17	5,890
7	0,987	18	5,510
8	1,284	19	5,769
9	4,968	20	1,080
10	0,906	21	4,285
11	2,132	22	6,277

Fonte: Manual técnico “785C. Mining Truck” da Caterpillar. (Disponível em: www.cat.com.br. Acesso em 11 de abril de 2007).



Figura 4.7: Pneu diagonal modelo HRL-4B E-4, da *Goodyear*.

Tabela 4.3: Especificações técnicas do pneu modelo HRL-4B E-4.

Cap. de Lonas (PR)	Aros Admitidos	Pressão de Ar Recomendada (kPa)	Capacidade de Carga (kN)	Largura da Seção (mm)	Diâmetro Total (mm)	Raio Estático (mm)	Área de Contato (cm ²)	Profundidade do Desenho (mm)	Anel de Vedação (O'Ring)
52	22.00/4.5	551	294	823	2.904	1.318	5.594	78	OR 451
58	22.00/5.0	586	348	894	3.061	1.389	6.226	83	OR 451

Fonte: *Goodyear do Brasil Borrachas Ltda*. Disponível em: www.goodyear.com.br/tirecatalog/offroad. Acesso em 11 de abril de 2007.

4.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.3.1 Identificação dos Materiais

A etapa preliminar aos estudos de caracterização consistiu da identificação dos materiais existentes na própria mina, passíveis de serem utilizados no pavimento experimental, enfatizando-se os materiais potencialmente geradores de estéril e de menor distância média de transporte. Assim, foram identificados cinco diferentes estéreis arenosos locais (Figura 4.8), conforme a classificação rotineira empregada na mina: itabirito cinza (IC), itabirito pobre amarelo (IPA), areia laterítica (AL), canga laterita (CL) e canga contaminada com minério de ferro (CCM).



Figura 4.8: Estéreis de minério de ferro ensaiados em laboratório.

Vale ressaltar que, devido ao elevado peso próprio dos materiais, devido à presença de ferro em suas partículas, a extração de blocos indeformados tornou-se inviável. Cuidados foram tomados, então, no processo de preparação das amostras deformadas: normatizando-se os procedimentos prévios ao ensaio (manipulação, separação, armazenamento etc.) e procurando-se manter o máximo de representatividade dessas amostras evitou-se, assim, que a qualidade dos ensaios fosse comprometida logo nas primeiras fases. A preparação das amostras para os ensaios de caracterização e compactação foi conduzida segundo prescrições da NBR 6457/1986.

Todos estes materiais foram submetidos a ensaios de laboratório, a saber:

- Análise granulométrica;
- Peso específico dos grãos;
- Limites de consistência (liquidez e plasticidade);
- Compactação;
- Índice de suporte Califórnia (CBR);
- Cisalhamento direto;
- Triaxial de carregamento repetido;
- Difratometria de raios-x.

Os ensaios foram executados, em sua grande maioria, no LABOGEO (Laboratório de Geotecnica) e no Laboratório de Difratometria de Raios-x, ambos nas dependências da Universidade Federal de Ouro Preto. Os ensaios triaxiais foram conduzidos no Laboratório de Engenharia Civil, na Universidade Federal de Viçosa.

4.3.2 Ensaios de Caracterização Geotécnica

A metodologia do ensaio de granulometria foi conduzida segundo a NBR 7181/84, da ABNT. Desta forma, determinaram-se os pares de valores tamanho das partículas/porcentagem na qual elas ocorreram, utilizando-se como critério para separação entre os tipos de peneiramento (fino e grosso) as frações de material que passaram e que ficaram retidas na peneira de 2,0mm, respectivamente. No caso da fração fina fez-se, ainda, o uso da sedimentação combinada com o peneiramento fino. A partir de tais dados foram traçadas as respectivas curvas granulométricas dos estéreis e, em parceria com os resultados de limites de consistência, foram estabelecidas suas classificações, com base nos critérios propostos pela ABNT, *Unified Soil Classification System* (USCS ou sistema Unificado), *American Association State of Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e, ainda, segundo o índice de grupo (IG).

Na determinação do peso específico dos grãos obteve-se a massa específica do material passante na peneira de 4,8mm, por meio de um picnômetro pré-calibrado, através da realização de pelo menos dois ensaios. A metodologia foi conduzida segundo a NBR 6508/84, da ABNT.

Para as amostras de CL, CCM e AL, o limite de liquidez foi obtido via aparelho de *Casagrande*, adotando-se a metodologia descrita na NBR 6459/84; no caso das amostras de IC e IPA, optou-se pela análise através do método de penetração de cone (penetrômetro), conforme procedimentos descritos em Nogueira (1998). Esta distinção se mostrou necessária devido ao forte caráter arenoso e silicoso dessas amostras, cuja ausência de coesão inviabilizou sua análise conforme proposto por *Casagrande*.

O limite de plasticidade foi determinado conforme a NBR 7180/84. A partir do resultados encontrados, determinou-se o índice de plasticidade de cada amostra.

4.3.3 Compactação

A partir dos ensaios foram obtidas as curvas de compactação dos estéreis amostrados, isto é, determinou-se a massa específica aparente seca máxima no teor de umidade ótima dos materiais, gerando-se posteriormente suas curvas de saturação, conforme procedimentos descritos na NBR 7182/86, propostos inicialmente por *Proctor*. Procurou-se reproduzir as condições de carregamento a serem impostas ao trecho rodoviário experimental, quando do tráfego de CFE. Uma avaliação expedita, efetuada na ocasião da coleta de materiais para ensaios em laboratório e, a própria experiência local, anteciparam uma seleção prévia dos materiais passíveis de serem utilizados em camadas de base e sub-base (estéreis CCM e CL) e em camadas subjacentes (estéreis AL, IC e IPA). Desta forma, as energia de compactação foram pré-selecionadas, optando-se pelas condições de ensaio apresentadas na Tabela 4.4.

Importante ressaltar que os ensaios foram realizados com secagem prévia e sem reuso do material, sobre amostras preparadas a cerca de 5% abaixo da umidade ótima presumível (estimada a partir dos valores obtidos para os limites de consistência).

Tabela 4.4: Especificações dos ensaios de compactação.

Tipo de Estéril	Cilindro	Soquete	Energia de Compactação	Número de Camadas (Interior do Cilindro)	Número de Golpes/Camada
IC	Pequeno	Pequeno	Normal	03	26
AL	Pequeno	Grande	Intermediária	03	21
IPA	Pequeno	Grande	Intermediária	03	21
CL	Grande	Grande	Modificada	05	55
CCM	Grande	Grande	Modificada	05	55

4.3.4 Índice Suporte Califórnia

O índice suporte Califórnia (ISC ou CBR) pode ser definido como a relação percentual entre a pressão necessária para se fazer penetrar um pistão, de maneira padronizada, numa amostra de solo convenientemente preparada e a pressão para se fazer penetrar o mesmo pistão, à mesma profundidade, numa amostra padrão de brita ou equivalente, de

CBR igual a 100% (Senço, 1997). Para tanto, exige-se a pressão de 1.000psi (6.895kPa) para a penetração de 0,1" (2,54mm) ou a pressão de 1.500psi (10.342kPa) para a penetração de 0,2" (5,08mm).

A penetração foi efetuada com velocidade de 1,27mm/min, sendo as cargas lidas para as penetrações de 0,63; 1,25; 2,50; 5,00; 7,50; 10,00 e 12,50mm.

Os ensaios foram conduzidos de maneira similar aos ensaios de compactação, no que tange o critério de escolha das energias e sem o reuso das amostras. Foram moldados 5 corpos-de-prova de cada tipo de estéril, com teores de umidade inferiores, iguais e superiores aos teores de umidade ótima, indicados também pelos resultados dos ensaios de compactação. As medidas obtidas foram transferidas para um gráfico, a exemplo do que é mostrado na Figura 4.9. Nos casos em que a curva apresentou uma flexão inicial, fez-se a correção graficamente. Desta forma, definiu-se nova origem de contagem para a penetração. O CBR foi calculado juntamente com a expansão dos corpos-de-prova, que ficaram embebidos durante 4 dias, preliminarmente ao processo de penetração.

O ensaio seguiu a metodologia descrita na NBR 9895/87, da ABNT.

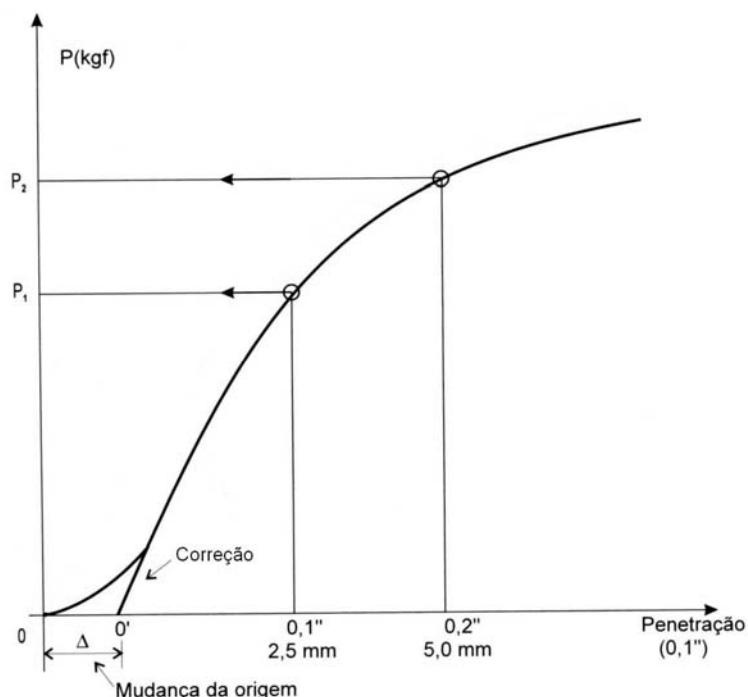


Figura 4.9: Curva característica do ensaio de CBR (Senço, 1997, modificada).

4.3.5 Cisalhamento Direto

Sabe-se que o suporte de cargas e a estabilidade do solo estão condicionados à resistência ao cisalhamento do material; quando esta é ultrapassada, tem-se uma ruptura de massa do solo. Na engenharia rodoviária essa abordagem se faz útil quando são levados em conta efeitos tangenciais de ruptura do pavimento, por ocasião da mudança de direção brusca de veículos, ações de frenagem e derrapagem. Assim, tornam-se importantes os ensaios de laboratório que visam ao estudo de propriedades de tensão, deformação e resistência dos solos. Neste caso, em particular, o ensaio foi executado sob “deformação controlada”, medindo-se por conseguinte tensões nos corpos-de-prova.

O objetivo deste ensaio foi obter os parâmetros c (intercepto de coesão) e ϕ (ângulo de atrito) dos cinco tipos de estéreis de minério de ferro, bem como a envoltória de resistência do solo e as relações de tensão-deformação, nas condições de compactação na umidade ótima em laboratório. Todos os subsídios necessários à realização do ensaio de cisalhamento direto são apresentados pela norma americana D3080-04 da ASTM e em Head (1986).

Apesar de se ter interesse em trabalhar com as mesmas cargas de trabalho aplicadas em campo, optou-se por faixas de carregamento inferiores, a fim de facilitar a execução dos ensaios; desta forma, foram empregadas tensões normais de 100, 200 e 400kPa. As condições precárias em termos de saturação do pavimento, passíveis de ocorrerem no trecho experimental, foram reproduzidas em laboratório a partir da inundação de 1 dia dos corpos-de-prova no instante do ensaio. Com base nas curvas de adensamento dos materiais, 24 horas antes da execução, obtiveram-se as velocidades ideais de cisalhamento. Da curva de adensamento (ordenadas) *versus* raiz do tempo (abscissas), traçaram-se duas retas pelos trechos lineares da curva, cujo ponto de interseção entre elas dá, no eixo das abscissas, o valor de $\sqrt{t_{100}}$ (100% de adensamento, em 24 horas de leitura). O tempo requerido para a ocorrência da ruptura é definido pela equação empírica de Gibson e Henkel (1954):

$$t_r = 12,7 \cdot t_{100} \text{ (min)} \quad (4.1)$$

4.3.6 Triaxial de Carregamento Repetido

As características de deformabilidade dos materiais que compõem a estrutura dos pavimentos rodoviários, em condições dinâmicas e em regime elástico, podem ser estudadas utilizando-se o módulo de resiliência (Nery *et al.*, 2006). A norma técnica do DNER-ME 131/94 estabelece um método para determinar os valores do módulo de resiliência de solos (arenosos ou pedregulhosos e argilosos ou siltosos), para vários níveis de tensões aplicadas. A norma T 307-99 da AASHTO refere-se também a um método de ensaio para a determinação do módulo de resiliência de solos coesivos e arenosos.

O módulo de resiliência (que passou a significar a deformação elástica dos pavimentos), nas condições do ensaio triaxial de carga repetida, pode ser obtido pelo uso da relação:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_e} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\Delta h / h} \quad (4.2)$$

onde: MR é o módulo de resiliência (kPa ou MPa); σ_d é a tensão-desvio axial repetida (kPa); σ_1 é a tensão principal maior; σ_3 é a tensão principal menor; ε_e é a deformação específica axial elástica ou resiliente, correspondente a um certo número de aplicações de σ_d ; h é a altura inicial do corpo-de-prova e Δh é o deslocamento axial elástico ou resiliente.

Constata-se que o valor do módulo de resiliência varia inversamente com a deformação resiliente; logo, quanto mais deformável for o material, menor será o valor do seu módulo de resiliência. A resposta resiliente dos solos tem como fator determinante o estado de tensões a que o material é submetido. Assim, a análise dos resultados dos ensaios consiste em ajustar modelos matemáticos que correlacionem o módulo de resiliência dos solos com os estados de tensões previstos nas metodologias para a execução destes ensaios. Neste contexto, os primeiros modelos de ajustes para solos, compactados no teor de umidade ótima do ensaio de *Proctor*, foram implementados conforme apresenta a Figura 4.10. É notável, para tanto, que o módulo de resiliência de

solos arenosos assume maior dependência da tensão confinante σ_3 e da tensão octaédrica θ , donde

$$\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3 \quad (\text{compressão triaxial}) \quad (4.3)$$

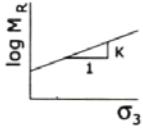
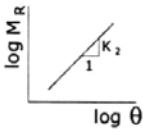
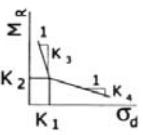
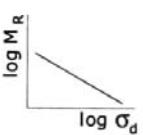
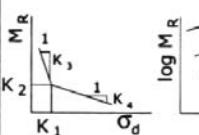
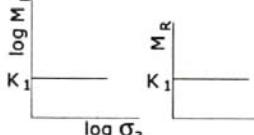
MODELO	EQUAÇÃO	MODELO	EQUAÇÃO
arenoso 	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	areno-argiloso 	$M_R = K_1 \theta^{K_2}$ $K_2 > 0$
argiloso 	$M_R = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$	areno-argiloso 	$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$ $K_2 < 0$
combinado 	$M_1 = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_1 = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$ $M_R = M_1 \sigma_3^{K_5}$	constante 	$M_R = K_1 = \text{constante}$

Figura 4.10: Primeiros modelos de comportamento tensão-deformação de solos, observados no Brasil (Medina e Motta, 2005).

Por outro lado, solos finos dependem, principalmente, da tensão-desvio σ_d , cujo ajuste é bilinear (estabelece-se um ponto de transição graficamente).

No estudo da resiliência de solos lateríticos, tem-se aplicado com êxito o modelo composto (Figura 4.11), proposto por Aranovich (1985), *apud* Medina e Motta (2005), que é função de cinco parâmetros:

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (4.4)$$

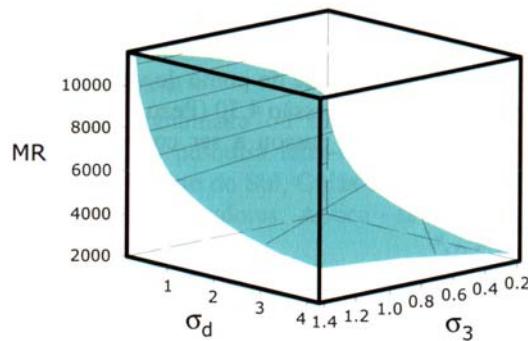


Figura 4.11: Representação tridimensional da resiliência segundo o modelo composto (Medina e Motta, 2005).

Na determinação do módulo de resiliência dos estéreis de mineração, os corpos-de-prova foram moldados com 7cm de diâmetro e 15cm de altura, compactados por pressão e não por impacto, visando-se facilitar a moldagem dos mesmos, sobretudo quando necessário o emprego da energia modificada. A mudança da metodologia de compactação constituiu-se, desta forma, de um artifício eficaz contra o problema da baixa coesão dos materiais arenosos (IC e IPA, principalmente), possibilitando-se aferir graus de compactação entre 99,7 e 101,9%.

Quanto ao critério de ajuste dos resultados experimentais, dar-se-á preferência neste trabalho ao emprego dos modelos composto e areno-argiloso (tensão octaédrica *versus* módulo de resiliência), por serem eles mais completos e “genéricos” em relação aos demais, uma vez que levam em consideração o comportamento resiliente de todas as faixas granulométricas dos materiais ensaiados. As Figuras 4.12, 4.13 e 4.14 mostram os dispositivos empregados nos ensaios de determinação do módulo de resiliência



Figura 4.12: Prensa e equipamentos acessórios empregados na compactação por pressão dos corpos-de-prova.



Figura 4.13: Colocação da membrana de látex antes da fase de acondicionamento do corpo-de-prova.

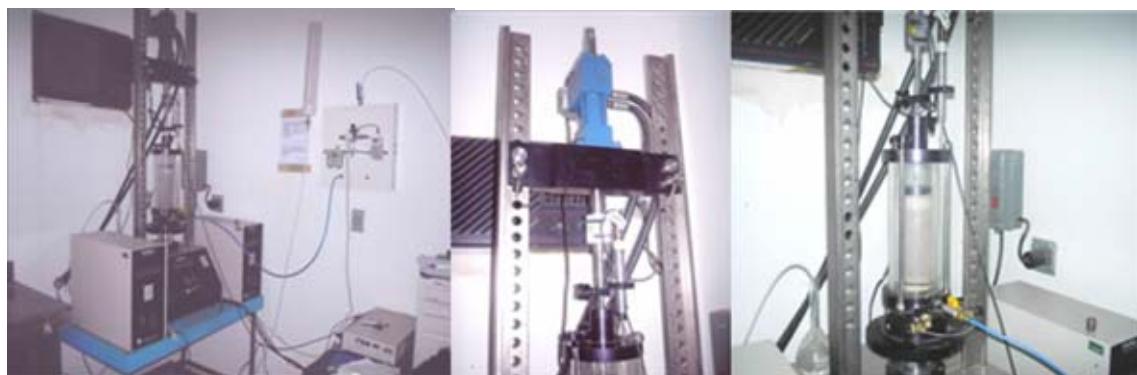


Figura 4.14: Execução dos ensaios, detalhando a prensa triaxial de carregamento repetido e o sistema de aquisição de dados.

4.3.7 Difratometria de Raios-x

A técnica de difratometria de raios-x tem como objetivo a caracterização de minerais e de suas estruturas em amostras pequenas de solo, previamente secas e pulverizadas. Não quantifica, para tanto, as frações mineralógicas das amostras mas, ao contrário, avalia qualitativamente as maiores incidências observadas na difração, com ocorrências acima de 5%, comparando-as com um banco de dados disponível para a caracterização dos minerais constituintes (compostos polimorfos).

Empregou-se nas análises o difratômetro da marca “Rigaku”, modelo D/MAX-B, com intervalo de varredura de 2° a 70°, radiação de 40kV-15mA e tubo de cobre (Figura 4.15). Ele é acoplado a microcomputadores e a alguns equipamentos acessórios, tais como: moinho de disco, orbital, disruptor celular, centrífugas e fornos elétricos.



Figura 4.15: Difratômetro de raios-x (à esquerda e no canto superior, à direita) e exemplos de amostras pulverizadas (canto inferior, à direita).

A metodologia deste ensaio consiste na emissão de uma radiação monocromática de raios-x às amostras, sob diversos ângulos de incidência (Figura 4.16). O espalhamento de diferentes comprimentos de onda obedece à lei de *Bragg* (para $n = 1$), representada pela equação:

$$n \lambda = 2 d \sin \theta \quad (4.5)$$

onde: λ é o comprimento da onda do tubo do aparelho (\AA), θ é o ângulo de incidência (graus) e d é a distância interplanar (\AA).

Os registros deste processo são coletados em um detector sob a forma de sinal elétrico amplificado, que é registrado na forma digital ou analógica, em difratogramas (Fernandes, 2005). Os difratogramas, por sua vez, relacionam a posição, intensidade e a forma da estrutura cristalina da amostra, conforme esquematiza a Figura 4.17.

Os maiores valores de d e os três picos mais intensos dos difratogramas são analisados em conjunto com tabelas específicas, na sua ordem de intensidade, associando picos de difração típicos a intensidades relativas de energia.

Os ensaios foram conduzidos seguindo-se os mesmos procedimentos empregados por Fernandes (2005). A velocidade adotada nos ensaios foi de 1,2 grau/minuto, com duração de 70 minutos.

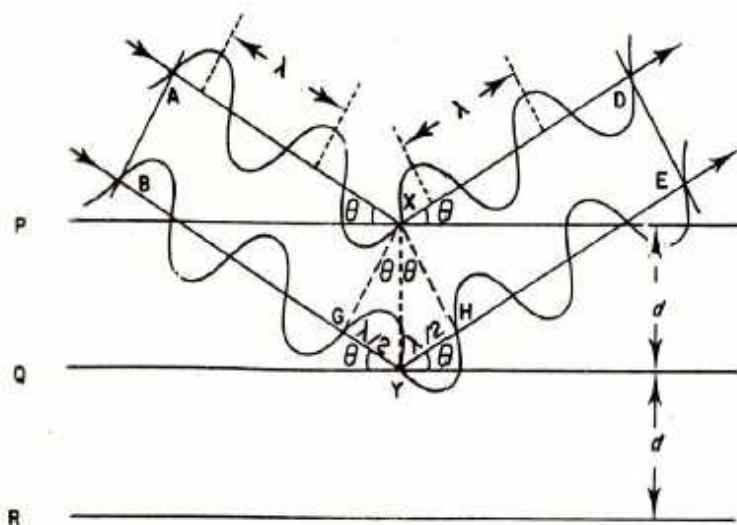


Figura 4.16: Espalhamento de raios-x por uma família de planos de um cristal.

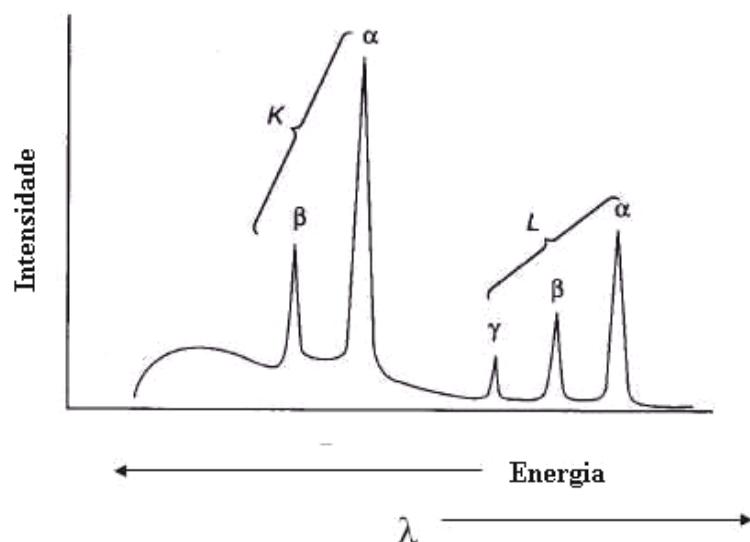


Figura 4.17: Espectros de raios-x esquematizados na forma de um difratograma.

4.4 PLANEJAMENTO, DIMENSIONAMENTO E PROJETO DO TRECHO EXPERIMENTAL

A concepção do trecho rodoviário experimental teve como foco a construção de um pavimento em camadas, com controle tecnológico de compactação; de tal sorte a conferir a esse pavimento boas condições de rolamento, durabilidade e suficiente capacidade de suporte. Mais além, procurou-se estabelecer uma forma de comparação entre o pavimento experimental e as outras estradas existentes na mina, sendo possível avaliar as características mecânicas de cada espécie. Além disso, priorizou-se uma metodologia acessível, eficiente e de baixo custo, de forma a não acarretar procedimentos extras às equipes de infra-estrutura de mina. A pista de testes deveria contemplar, ainda, a possibilidade de instalação dos instrumentos de monitoramento, empregando-se como materiais exclusivamente estéreis de mina.

No dimensionamento do pavimento empregou-se o *software* ELSYM5. Foram estimadas as tensões verticais e horizontais para cada camada do pavimento, admitindo-o inicialmente como um sistema em camadas de 20 e 30cm, alternando-se os materiais. A partir dos resultados do ensaio triaxial de carregamento repetido e empregando-se os modelos areno-argiloso e composto, obteve-se o módulo de resiliência representativo de cada camada do pavimento. Este foi tomado constante para uma mesma espessura, variando em profundidade conforme o nível de tensão estimado analiticamente. Este, por sua vez, foi confirmado por meio de retroanálise, conforme sugerido por Parreira (2006):

- i. Admitindo-se uma distribuição de tensões em profundidade segundo um ângulo de espraiamento constante, calcularam-se os valores de módulos de resiliência, substituindo os valores de tensão estimados analiticamente nos modelos areno-argiloso e composto, obtidos em ensaio;
- ii. Em seguida, avaliou-se o estado de tensões obtido via ELSYM5;
- iii. Os valores de tensões encontrados computacionalmente foram comparados novamente aos valores calculados analiticamente;

- iv. Os procedimentos foram então repetidos até se obter uma convergência satisfatória de valores de módulo de resiliência e/ou estado de tensões.

A seguir, avaliaram-se diferentes arranjos estruturais propostos para o pavimento e seus impactos sobre as tensões, deformações e deslocamentos experimentados pelo sistema, sempre referindo-se ao topo do subleito (Figura 4.18).

Após análise, os valores de tensões obtidos foram comparados ao valor admissível utilizado por Albernaz (2005), do DER-MG, correspondente a cerca de 60% da pressão de contato pneu-pavimento, normalmente admitida em projetos de pavimentos rodoviários. Outros critérios de obtenção da tensão admissível poderiam ser levados em conta, conforme o tipo de material empregado, como os propostos por Yoder e Witczack (1975) e Motta (1991); além de resultados obtidos a partir de ensaios *in situ*.

As tensões atuantes nas camadas do pavimento, calculadas analiticamente, estão apresentadas na Tabela 4.5. A geometria do problema proposto é mostrada na Figura 4.19. Os dados utilizados na análise são descritos a seguir:

i. Dados do veículo e do carregamento:

- Veículo-tipo: CFE da marca *Caterpillar*, modelo 785C;
- Eixo considerado: traseiro (eixo simples de rodas duplas);
- Carga bruta do veículo plenamente carregado: 2.446,5kN (249.480kgf);
- Carga total no eixo traseiro (veículo carregado): 1.639,2kN (167.151,6kgf);
- Carga por roda simples: 409,8kN (41.787,9kgf);
- Pressão de inflação dos pneus (fabricante): 586,0kPa (85psi);
- Área de contato (fabricante): $8,5 \times 10^{-3} \text{m}^2$ (5.594cm^2);
- Pressão de contato equivalente (Equação 3.1): 414,4kPa ($4,2 \text{kgf/cm}^2$);
- Pressão descarregada no pavimento: 784,5 kPa (8kgf/cm^2) ⁵;
- Raio da área de contato pneu-pavimento (r): 0,447m ⁶.

⁵ Pressão obtida analiticamente (espraiamento de tensões), sem levar em consideração a pressão de calibragem dos pneus.

⁶ Se considerada a geometria circular.

ii. Dados do subleito:

- Material: CL (rocha *in situ*, bastante alterada);
- Tensão vertical máxima de compressão admissível: 348kPa (60% do menor valor entre a pressão de inflação do pneu e a pressão de contato *a priori* considerada, ou seja, 586kPa);
- Módulo de resiliência adotado: 53.208kPa;
- Coeficiente de *Poisson* adotado, no caso de materiais arenosos (Medina e Motta, 2005; Yoder e Witczack, 1975): 0,35;
- Deformação máxima permitida no topo da camada (tomada com base na capacidade estimada para os sensores de deformação e pressão): 0,30%.

iii. Dados das demais camadas:

- Módulo de resiliência do estéril CL: 147.760kPa (base); 102.219kPa (sub-base);
- Módulo de resiliência do estéril CCM: 408.205kPa (base); 215.269kPa (sub-base); 119.842kPa (reforço);
- Módulo de resiliência do estéril AL: 181.508kPa (base); 143.096kPa (sub-base);
- Coeficiente de *Poisson* adotado (areia): 0,35;
- Deslocamento máximo recomendado no contato base/sub-base (estimado com base na capacidade dos sensores de deformação): 2,5mm.

iv. Dados geométricos da estrutura e pontos de análise:

- Número de camadas: 4;
- Espessura das camadas: 20cm (subleito semi-infinito);
- Número de pontos horizontais de análise: 1 ponto (centro da roda mais externa), de coordenadas X=Y=0;

- Número de pontos verticais de análise: 5 pontos, de coordenadas Z indicadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Tensões atuantes no pavimento, estimadas analiticamente.

Camada do Pavimento	Ponto de Análise	Distância da Superfície - Z (cm)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)
Base	1 (topo)	2	784,43	731,97
	2 (interface)	18	743,64	365,40
Sub-base	3	38	571,34	128,86
Reforço do subleito	4	58	394,72	47,37
Subleito	5	80	262,62	18,14

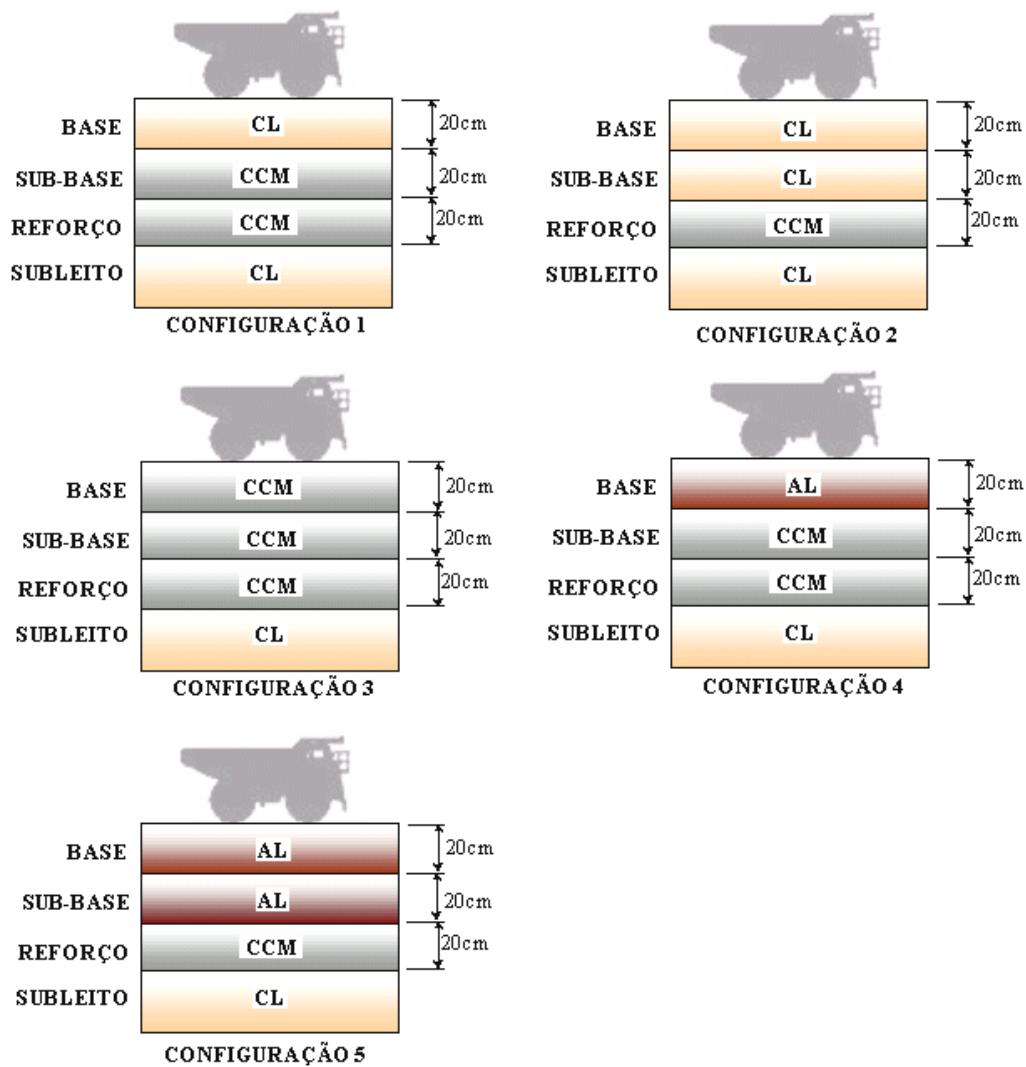


Figura 4.18: Diferentes configurações simuladas no ELSYM5.

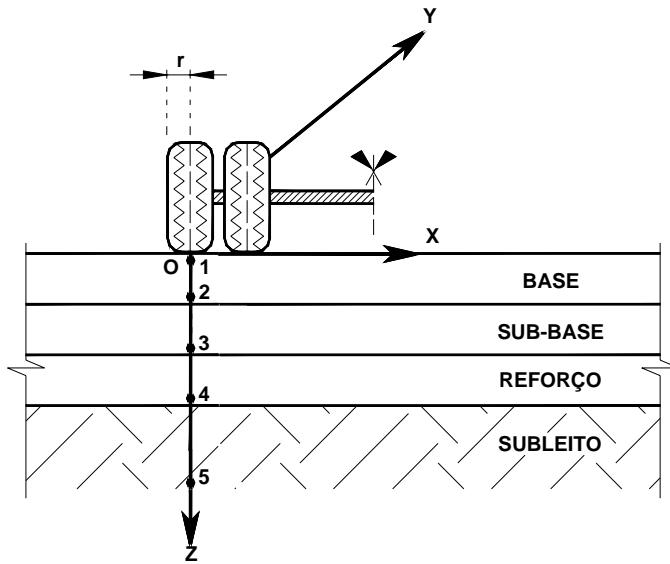


Figura 4.19: Pontos de análise tomados na simulação via ELSYM5.

Os resultados da análise computacional são apresentados na Tabela 4.6, em termos de tensões e deformações normais — em relação aos três eixos coordenados X, Y e Z. Os deslocamentos são apresentados somente segundo o eixo Z (verticais), uma vez que as condições de entrada no programa restringiram os deslocamentos u_X e u_Y a zero.

Verificaram-se que as tensões atuantes no topo da camada de subleito (ponto 4) ficaram em cerca de 30% da tensão admissível considerada. Tensões horizontais de compressão foram observadas com maior ocorrência em superfície, ao passo que em profundidade prevaleceram esforços de tração. Os maiores valores de deformação vertical foram observados para camadas mais superficiais, sendo a deformação máxima de compressão observada para o topo do subleito da ordem de 0,26%. O deslocamento máximo observado correspondeu a 2,3mm — valor perfeitamente compatível com os faixas de sensibilidade admissíveis de sensores de deformação e de pressão. A partir daí, pôde-se estabelecer um pré-dimensionamento e definir a espessura total do pavimento experimental: 60cm, incluindo três camadas de 20cm cada, apoiadas sobre um subleito em rocha (condicionante natural do local), regularizado. Em virtude da maior ocorrência dos estéreis CL e CCM na mina de Fábrica, optou-se pelo emprego destes materiais na superestrutura do pavimento. Outros tipos de estéreis, como IPA e IC, por exemplo, não foram levados em conta na simulação por se mostrarem inadequados a camadas superficiais de pavimento, devido ao elevado potencial de geração de material

particulado, observado *in loco*. O estéril AL, por sua vez, demandaria uma distância média de transporte razoável, inviabilizando sua aplicação na área 1 da mina, local dos testes. Todavia, optou-se pela campanha de ensaios envolvendo todos os materiais, a fim de se consolidar a caracterização e a investigação geotécnica de todos os estéreis ocorrentes na mina de Fábrica.

Tabela 4.6: Resumo da simulação com o programa ELSYM5.

Configuração	Ponto de Análise	σ_x (kPa)	σ_y (kPa)	σ_z (kPa)	u_z (mm)	ϵ_x (%)	ϵ_y (%)	ϵ_z (%)
1	1	-605	-605	-585	2,3	-0,13	-0,13	-0,11
	2	-315	-315	-529	2,2	-0,01	-0,01	-0,21
	3	109	109	-361	2,0	0,09	0,09	-0,20
	4	125	125	-229	1,8	0,14	0,14	-0,26
	5	1	1	-158	1,5	0,10	0,10	-0,30
2	1	-624	-624	-585	2,6	-0,14	-0,14	-0,10
	2	-212	-212	-542	2,4	0,03	0,03	-0,27
	3	-57	-57	-393	2,1	0,10	0,10	-0,34
	4	128	128	-250	1,9	0,14	0,14	-0,28
	5	-0,11	-0,11	-171	1,5	0,12	0,12	-0,32
3	1	-947	-947	-584	2,0	0,10	-0,10	-0,02
	2	-126	-126	-498	2,0	0,02	0,02	-0,10
	3	154	154	-314	1,8	0,10	0,10	-0,20
	4	123	123	-197	1,6	0,12	0,12	-0,24
	5	4	4	-136	1,3	0,09	0,09	-0,26
4	1	-659	-659	-585	2,2	-0,12	-0,12	-0,07
	2	-297	-297	-524	2,1	-0,01	-0,01	-0,17
	3	120	120	-352	2,0	0,09	0,09	-0,20
	4	125	125	-222	1,8	0,13	0,13	-0,26
	5	1	1	-154	1,5	0,10	0,10	-0,29
5	1	-670	-670	-585	2,3	-0,13	-0,13	-0,06
	2	-235	-235	-531	2,3	0,02	0,02	-0,20
	3	16	16	-370	2,1	0,10	0,10	-0,27
	4	129	129	-234	1,8	0,14	0,14	-0,27
	5	1	1	-160	1,5	0,11	0,11	-0,30

Onde: σ_z e $\sigma_x = \sigma_y$ são, respectivamente, as tensões vertical e horizontais normais; u_z é o deslocamento vertical; ϵ_z e $\epsilon_x = \epsilon_y$ são, respectivamente, as deformações vertical e horizontais normais. O sinal negativo se refere a esforços de compressão.

Após a etapa do dimensionamento, elaborou-se um protótipo que consistiu de quatro seções experimentais, cada uma com peculiaridades próprias (Tabela 4.7). Ressalta-se, no entanto, que a seção de número 4 foi executada conforme os procedimentos habituais empregados nas demais estradas da mina, doravante aqui denominada “padrão CVRD”. No que tange o procedimento de execução, a seção 4 difere das demais seções, ainda, por não ter sido satisfatoriamente compactada.

Tabela 4.7: Características gerais das seções experimentais.

Seção	Material de Base	Material de Sub-base	Material de Reforço	Material do Subleito	Estabilização Química da Base	Tratamento Contra Pó
1	CL	CCM	CCM	Rocha	Sim	Sim
2	CL	CCM	CCM	Rocha	Não	Sim
3	CL	CCM	CCM	Rocha	Sim	Sim
4		CCM		Rocha	Não	Não

Definido pela equipe de mina o melhor local para a implantação do trecho experimental, passou-se à elaboração do Projeto Executivo. Assim, a pista foi executada em um trecho em variante para, mais tarde, ser aberta definitivamente ao tráfego.

4.5 EXECUÇÃO DAS SEÇÕES EXPERIMENTAIS

As especificações relativas à execução do pavimento experimental vêm tão somente fornecer subsídios à interpretação do Projeto Executivo, comentando as técnicas implementadas e os materiais efetivamente aplicados na construção. O processo construtivo do trecho experimental é abordado por etapas, desde a construção das camadas estruturais, utilizando estéreis da mina, à estabilização química da camada de base, seguida do tratamento contra pó.

Os itens 4.5.2 a 4.5.5 se referem, essencialmente, às seções experimentais de número 1, 2 e 3, cujo pavimento foi executado em camadas de 20cm cada. O item 4.5.6 aborda, exclusivamente, o processo construtivo da seção de número 4, construída conforme procedimentos convencionais da CVRD. Neste caso, o pavimento foi executado segundo um aterro único de espessura igual a 60cm, empregando-se um único estéril.

4.5.1 Equipamentos

Para a execução de todas as camadas do trecho experimental (base, sub-base e reforço), além da regularização do subleito, foram utilizados os seguintes equipamentos:

- Escavadeira e pá-carregadeira para a escavação e carga de material;
- Veículos para o transporte dos materiais, como caminhões tipo “basculante” e caminhões fora-de-estrada;
- Motoniveladora (“patrol”) para a distribuição e escarificação de material na pista;
- Irrigadeira (caminhão-pipa) com capacidade mínima de 5.000 litros, equipada com motobomba, para fornecimento de água diretamente na pista (correção de umidade). Foram empregados caminhões-pipas convencionais e modelos fora-de-estrada;
- Rolo compactador autopropelido, “pata curta” (vibratório);
- Trator de lâmina, para o espalhamento de material mais grosso na pista (eventualmente);
- Trator agrícola com grade de disco pneumática para o destorramento de materiais na pista.

4.5.2 Regularização e Preparo do Subleito

Como a construção do trecho experimental foi executada sobre o leito antigo de uma estrada inativa, apoiada sobre rocha *in situ* (canga), fizeram-se necessárias regularizações da superfície via operações de terraplenagem, a fim de corrigir falhas existentes e conformar o leito transversal e longitudinalmente, conforme os perfis indicados em projeto.

Para a regularização do subleito se empregou, no entanto, o estéril CCM, por possuir granulometria mais adequada ao preenchimento de falhas. Para esta operação foram consumidas cerca de 100 toneladas de material (45m^3 ou 1 caminhão fora-de-estrada),

ao longo das seções de número 1, 2 e 3. Algumas imagens dessa etapa de construção são mostradas na Figura 4.20.

O processo de regularização e preparo do subleito constou das seguintes etapas:

- i. Escarificação de cerca de 20cm do leito pré-existente;
- ii. Revolvimento (desagregação) do material assim obtido, com a posterior eliminação de objetos estranhos, materiais contaminantes e *oversizes*⁷;
- iii. Controle topográfico (delimitação, alinhamento e nivelamento);
- iv. Aspersão d'água, de tal sorte a conferir ao material um teor de umidade equivalente à umidade ótima;
- v. Compactação;
- vi. Controle tecnológico de campo.

Durante as operações de terraplenagem foram, ainda, observados os seguintes detalhes:

- i. A regularização foi executada de modo a resultar numa seção transversal com inclinação de 1 a 2% correspondente à superelevação. Quanto à geometria, o subleito preparado deveria apresentar a mesma seção transversal exigida para a superfície final da estrada. Caso houvesse necessidade, a regularização poderia ser conduzida segundo sucessivos e pequenos aterros, evitando-se a escarificação da superfície antiga, já consolidada pelo tráfego;
- ii. O esquema de ação do rolo compactador seguiu a norma geral: da borda interna para a borda externa na curva, segundo passadas longitudinais;
- iii. O acabamento foi conduzido com motoniveladora e controlado por meio de régua própria, a qual, colocada longitudinalmente sobre o subleito, não deveria se afastar mais de 4cm do perfil estabelecido *a priori*. O término da etapa de acabamento consistiu de sucessivas passadas da motoniveladora, a fim de selar a superfície recém-compactada.

⁷ Materiais que extrapolam a granulometria desejada.



Figura 4.20: Regularização do subleito, em CCM.

4.5.3 Reforço do Subleito

O material da camada de reforço foi escolhido de tal forma a contribuir na absorção e distribuição das cargas ao subleito, sendo justificada devido à atuação de carregamentos elevados. Para essa camada preferiu-se utilizar um estéril de minério de ferro que apresentasse CBR superior a 10%, expansão quando imerso inferior a 2% e índice de grupo igual a zero, conforme recomendação do DNIT para rodovias convencionais.

A execução constou, basicamente, das seguintes etapas:

- i. Depósito de CCM na pista por meio de caminhões fora-de-estrada, alinhando-o segundo leiras ou pilhas ao longo da estrada. O espaçamento entre pilhas foi concebido de forma a se obter o volume de material desejado por metro linear de estrada. Para uma camada de espessura igual a 20cm foram consumidas 400 toneladas de estéril ($181m^3$ ou 3 caminhões fora-de-estrada), ao longo das seções de número 1, 2 e 3;
- ii. Espalhamento do material solto pela motoniveladora, conformando-o de acordo com o greide longitudinal e transversal, referenciando-se às estacas colocadas lateralmente, com marcações para o material solto e depois de compactado. O

- estéril foi espalhado sobre a pista na largura desejada e numa espessura solta tal que, após compactação, resultasse na espessura desejada (espessura de 30 a 50% maior que a espessura final);
- iii. O umedecimento anterior à compactação fora feito segundo sucessivas passagens do caminhão-pipa, seguido da misturação, visando prover ao material homogeneidade e o teor de umidade ótima determinado nos ensaios de compactação, com tolerância de 1% para mais ou para menos;
 - iv. Iniciou-se a operação de compactação segundo passadas longitudinais do rolo, evoluindo da borda interna para a borda externa, cobrindo sempre pelo menos metade da largura coberta na passada anterior;
 - v. Controle geométrico (alinhamento e nivelamento), observando-se que:
 - as larguras medidas obedecessem às previstas em projeto;
 - a espessura da camada nunca estivesse afastada em mais de 10% da espessura de projeto;
 - o afastamento fosse inferior a 2cm, no máximo; verificado com régua apropriada;
 - vi. Controle tecnológico de campo.

Durante as operações de terraplenagem foram, ainda, observados os seguintes detalhes:

- i. O processo de umedecimento da camada ocorreu em teores de 2% a 3% acima do teor de umidade ótima do material, a fim de se evitar as eventuais perdas por evaporação, principalmente por se tratar de uma matriz predominantemente arenosa, tipicamente drenante;
- ii. A compactação se iniciou com o rolo vibratório, sendo a regularização da superfície feita com a motoniveladora e o acabamento executado a seguir, com os próprios pneus da motoniveladora, segundo passagens sucessivas.

A Figura 4.21 mostra algumas das etapas da construção da camada de reforço do subleito, ressaltando a descarga, espalhamento, umedecimento e nivelamento do material sobre a pista.



Figura 4.21: Execução da camada de reforço do subleito, em CCM.

4.5.4 Sub-base

Analogamente à camada de reforço do subleito, na construção da sub-base empregou-se o estéril CCM. As características de suporte desejáveis para esta camada, conforme também as recomendações do DNIT, se basearam em um CBR mínimo de 30%, expansão quando imerso inferior a 1% e índice de grupo igual a zero.

Os procedimentos de execução, os quantitativos e equipamentos necessários à execução da camada são similares aos descritos para a construção do reforço do subleito, por se tratar do mesmo material e de uma mesma espessura acabada (20cm). Tais processos se aplicam, também, às seções experimentais de número 1, 2 e 3.

A Figura 4.22 mostra algumas das etapas da construção da sub-base, contemplando principalmente as atividades vinculadas à compactação do material.



Figura 4.22: Execução da camada de sub-base, em CCM.

4.5.5 Base

Para a construção da camada de base preferiu-se utilizar o estéril CL, por possuir maior fração pedregulhosa e argilosa ao mesmo tempo, com considerável predominância de material arenoso. Analogamente ao processo de execução das camadas inferiores, os procedimentos foram os mesmos no que tange as operações de espalhamento, umedecimento, compactação, controles geométrico e tecnológico; observando-se, no entanto, as cotas e afastamentos estabelecidos para a camada em questão definidos no Projeto Executivo. Foram consumidas 380 toneladas de estéril (181m^3 ou 3 caminhões fora-de-estrada), ao longo das seções de número 1, 2 e 3, para uma espessura de 20cm. O acabamento ficou condicionado, no entanto, ao método de estabilização planejado para algumas das seções experimentais, conforme será verá adiante.

4.5.6 Seção Experimental 4: “Padrão CVRD”

Como critério de comparação entre o pavimento experimental, construído em camadas e acompanhado de processos de compactação convencionais com controle tecnológico de campo, a quarta seção experimental foi executada segundo os procedimentos habituais da equipe de infra-estrutura da mina. Para tanto, o pavimento foi concebido em uma

camada única de 60cm, utilizando-se unicamente o estéril CCM. Para esta única seção foram consumidas cerca de 400 toneladas de material (165m³ ou 3 caminhões fora-de-estrada). O processo executivo constou, basicamente, das seguintes etapas:

- i. Descarga do material sobre o leito da estrada, segundo pilhas;
- ii. Espalhamento com um trator de lâmina e, eventualmente, com o auxílio de uma motoniveladora;
- iii. Tirando proveito apenas da umidade do estéril *in situ*, caminhões fora-de-estrada carregados “compactaram” o material assim espalhado, com sucessivas passadas;
- iv. Uma motoniveladora completou as atividades, com o nivelamento e a retirada do material excedente, além da concordância entre o trecho experimental e a via comunicadora seguinte.

Esclarece-se que estes procedimentos não contemplaram etapas de umedecimento com caminhão-pipa, ficando a compactação restrita apenas às camadas mais superficiais do aterro. Conforme já mencionado, não se incluem aqui controle tecnológico de campo.

4.6 ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DA CAMADA DE BASE

O objetivo maior da estabilização química da base foi conferir ao estéril empregado, predominantemente arenoso (CL), uma melhor coesão e durabilidade, de forma a resultar em menor perda da fração fina. Posto isso, a geração de material particulado seria também mitigada, com a possibilidade de ganho extra de resistência à deformação e ao cisalhamento.

4.6.1 Seção Experimental 1: Aplicação do Estabilizante *Dynabase*

Dynabase é um produto estabilizante de solo para uso no tratamento de base para pavimentação asfáltica, composto à base de hidróxido de cálcio. É um produto com característica física sólida, coloração acinzentada, com composição química própria que permite ser depositado a céu aberto por longo período sem que ocorra qualquer

alteração de qualidade. Pode ser manuseado sem qualquer agressão ao ser humano ou ao meio ambiente. Não é corrosivo ou inflamável. Seu mecanismo principal consiste em tornar perene a resistência dos solos tratados, por meio da impermeabilização e cimentação das partículas.

O fabricante (*Dynabase*) argumenta as seguintes vantagens em relação ao produto:

- i. Fácil aplicação;
- ii. Redução de 60% a 80% dos custos com remoção, transporte a bota-foras e importação de solos de áreas de empréstimo;
- iii. Ação efetiva no processo de impermeabilização do solo;
- iv. Introdução de novos parâmetros geomecânicos aos solos utilizados, devido ao seu efeito aglutinante e estabilizante;
- v. Aumento da capacidade de suporte (CBR) e redução da expansão, dispensando o uso de pedregulhos, cimento ou de outros agregados no processo de fixação da base;
- vi. Complementação da granulometria do solo, estimulando a obstrução de canais capilares e reduzindo o poder de sucção;
- vii. Oferece vantagem em relação a produtos similares hidrofobantes (estabilizantes químicos líquidos) e até mesmo sobre bases preparadas com outros agregados como brita, cascalho, seixo rolado e cimento, onde a camada tratada sofre infiltração e desagregação com a presença da água se não tiver recebido uma capa asfáltica.

a) Materiais

A aplicação do Dynabase (Figura 4.23) se deu em seu estado *in natura*, não requerendo o emprego de reagentes extras ou quaisquer outros aditivos, sendo misturado à CL na ocasião dos trabalhos de compactação da base.

Utilizou-se sua dosagem típica, sugerida em cerca de 6kg de estabilizante por metro quadrado de área tratada ou, alternativamente, na dosagem de 2,2% em peso, em relação

aos valores da densidade aparente seca máxima do solo. Foram consumidos na ocasião 2.000kg de estabilizante. O distribuidor recomenda que o produto seja aplicado no seu teor de umidade original.



Figura 4.23: Detalhe do estabilizante químico *Dynabase*.

b) Equipamentos

Para a estabilização com o *Dynabase* foram utilizados os seguintes equipamentos:

- Máquina niveladora com escarificador e lâmina (motoniveladora);
- Rolo compactador “pata curta”, vibratório;
- Caminhão-pipa;
- Pá-carregadeira, no auxílio ao espalhamento do estabilizante sobre a pista;
- Trator agrícola com grade de disco pneumática, para o destorroamento e homogeneização entre o estabilizante e o estéril CL.

c) Execução

A aplicação do *Dynabase* em campo se deu conforme os procedimentos e as exigências descritos a seguir. A Figura 4.24 apresenta algumas etapas da aplicação do produto e execução da base na seção experimental 1.

- i. Os serviços de locação e nivelamento foram executados nas posições correspondentes às estacas de locação, nos dois lados da pista;

- ii. A espessura da camada tratada e acabada seguiu as exigências de projeto (20cm), sendo compactada em duas etapas. Para tanto, fez-se necessária a retirada manual de materiais *oversizes*, como matacões;
- iii. Conformadas as seções transversal e longitudinal de projeto, o estabilizante foi distribuído uniformemente no trecho, na quantidade calculada previamente. Passou-se, a seguir, ao processo de escarificação dos materiais com os garfos da motoniveladora, pulverizando-os com caminhão-pipa até que a mistura estivesse uniformizada e homogeneizada em toda a seção 1;
- iv. Verificou-se a umidade final da mistura, comparando-a ao teor de umidade ótima de compactação, determinada em ensaio;
- v. A compactação iniciou-se com o rolo vibratório, do bordo interno ao bordo externo, de forma que em cada passada fosse atingida metade do rastro da passada anterior;
- vi. O grau de compactação almejado foi de, no mínimo, 100% em relação à massa específica aparente seca, máxima, obtida nos ensaios de compactação para a energia modificada de *Proctor*;
- vii. O acabamento final da superfície foi executado pela motoniveladora, trabalhando exclusivamente em operação de corte, de tal forma a não permitir material solto nem pequenos aterros que provocariam a formação de lamelas prejudiciais.



Figura 4.24: Execução da camada de base em CL, na seção 1, estabilizada com *Dynabase*.

4.6.2 Seção Experimental 2: Sem Estabilização

Sendo as seções de número 1, 2 e 3 executadas com os mesmos materiais de infra e superestrutura, optou-se pela estabilização de apenas duas delas, para que fosse estabelecida uma base de comparação entre as seções estabilizadas e uma não estabilizada. Posto isso, procedeu-se à compactação da CL na seção 2 sem qualquer método de estabilização de base. Parte do procedimento de execução é apresentado na Figura 4.25.



Figura 4.25: Execução da camada base em CL, na seção 2, sem estabilização.

4.6.3 Seção Experimental 3: Aplicação do Estabilizante DS-328

O DS-328 é um aditivo a base de óleos e resinas vegetais, desenvolvido para a estabilização de solos que são utilizados na pavimentação de estradas e diversos ramos da construção civil. Segundo o fabricante (*Dynasolo*), sua ação se dá através de um fenômeno de coesão estável e permanente entre as partículas do solo, protegendo-o da ação prejudicial da água. As camadas de solos tratadas com DS-328 tornam-se estabilizadas e dotadas de capacidade de suporte adequada para resistir às cargas oriundas do tráfego, permitindo utilizá-las como base, sub-base ou reforço do subleito de pavimentos em geral.

Este produto é desenvolvido em laboratório e sua tecnologia procura reproduzir os solos naturalmente estabilizados pela secreção produzida pelo cupim, que é capaz de envolver os grãos do solo e estabilizá-los. A seguir são apresentadas algumas de suas especificações técnicas:

- Estado físico: líquido;
- Cor: verde;
- Densidade a 25°C: 1,040 kg/m³;
- Solubilidade em água: total;
- Resfriamento (0°C a 5°C, 3 horas): não turva, não precipita e não muda de estado físico;
- Sólidos totais a 105°C: 40% (mínimo);
- Insolúveis em álcool etílico: 1% (máximo);
- pH (solução a 1%): 10,5 (mínimo);
- Vida útil quando devidamente acondicionado: 15 anos;
- Fornecimento: em tambores lacrados de 200kg.

O fabricante argumenta as seguintes vantagens de sua aplicação:

- Diminuição acentuada da distância média de transporte, do número de viagens e da exploração de jazidas, com o aproveitamento do solo local;
- Redução da absorção d'água pelo pavimento e da ascensão capilar;
- Ganho de CBR e redução da expansão;
- Permite remanejamentos sucessivos sem perda da qualidade adquirida;
- Não se deteriora com o tempo, podendo ser estocado por longo período;
- Não necessita de equipamentos sofisticados para sua aplicação, apresentando boa produção mesmo com equipe reduzida;
- É totalmente solúvel em água e aplicado por meio de um caminhão-tanque, sendo dissolvido na água de compactação;
- Permite a interrupção dos serviços, na eventualidade de chuvas inesperadas, por exemplo; visto que o DS-328 trabalha por coesão e não por cimentação;
- Não é corrosivo ou inflamável;

- Não necessita de aquecimento para a sua aplicação.

a) Materiais

A dosagem do DS-328 é calculada em função da massa de solo seco a ser estabilizada. Utilizou-se a dosagem típica, que é 1:1.000 (1kg de DS-328 para cada 1.000kg de CL seca), podendo variar de 1:1.000 a 1:2.000. O reagente a ser utilizado em conjunto com o DS-328 pode ser:

- Sulfato de alumínio: pó branco, fornecido em sacos de 40 kg. Sua dosagem é sempre 1:5.000, ou seja, 1 kg de sulfato de alumínio para 5.000 kg de solo seco. É solúvel em água e aplicado com o auxílio de um caminhão tanque. Deve ter, no mínimo, um teor de 16% de alumina;
- Cal hidratada ou cimento *Portland*: com dosagem de 1 a 3% em relação à massa de solo seco (10 a 30kg de reagente para cada 1.000kg de solo seco). Esses reagentes são, normalmente, utilizados para solos que possuem muitos finos. A cal hidratada deve ter, no mínimo, um teor de 65% de óxido de cálcio.

Em função da característica arenosa do estéril CL preferiu-se utilizar o sulfato de alumínio, além de implicar um menor consumo de reagente, em relação aos aglomerantes cal e cimento. Foram consumidos na ocasião 200kg de estabilizante e 25kg de sulfato. A Figura 4.26 apresenta o estabilizante químico e o reagente utilizados.



Figura 4.26: O reagente sulfato de alumínio (à esquerda) e o estabilizante químico, DS-328, em tambor de 200kg (à direita).

b) Equipamentos

Na estabilização de base com o DS-328 empregaram-se os seguintes equipamentos:

- Trator acoplado com grade escarificadora;
- Motoniveladora;
- Caminhão-pipa;
- Rolo “pata curta”, vibratório.

c) Execução

O procedimento executivo sumário seguido para a estabilização com o DS-328, utilizando o sulfato de alumínio como reagente foi:

- i. Escarificou-se e pulverizou-se o material de base com o garfo da motoniveladora e trator com grade, na profundidade de projeto;
- ii. Desagregou-se a CL com o trator, acoplado à grade de disco, eliminando-se manualmente os matacões;
- iii. Introduziu-se no tanque do caminhão-pipa o estabilizante DS-328 e 50% da água necessária para atingir a umidade ótima de compactação;
- iv. Distribuiu-se de maneira homogênea a solução de DS-328 sobre o pavimento (três passadas em cada faixa), homogeneizando a CL com o DS-328 por meio do trator com grade de disco;
- v. Dissolveu-se, a seguir, o reagente sulfato de alumínio em um tambor com água até a completa diluição, introduzindo-o no tanque do caminhão-pipa;
- vi. A solução de sulfato de alumínio foi distribuída no trecho por meio do caminhão-pipa, com o restante da água necessária para se atingir o teor de umidade ótima;
- vii. Homogeneizou-se muito bem a mistura CL+DS-328+sulfato de alumínio, com o trator e grade de disco;
- viii. Verificou-se a umidade do solo tratado, comparando-a com o valor determinado em laboratório;

- ix. Compactou-se a camada com rolo pé-de-carneiro até se atingir um grau de compactação de 100%, na energia modificada de *Proctor*;
- x. O acabamento foi conduzido em corte mínimo, com a lâmina da motoniveladora.

A Figura 4.27 mostra algumas das etapas da execução da base da seção 3, bem como o respectivo processo de estabilização química.



Figura 4.27: Execução da camada de base em C,L na seção 3, estabilizada com DS-328.

4.6.4 Seção Experimental 4: Sem Estabilização (“Padrão CVRD”)

Sem processo de estabilização, a execução da base na seção 4 seguiu os mesmos procedimentos já empregados pela CVRD quando do acabamento final da pista de rolamento, isto é, a compactação de CCM com CFE, em uma única camada, até se atingir a espessura desejada para o pavimento — conforme já descrito no item 4.5.6.

A Figura 4.28 apresenta algumas etapas da construção da seção 4.



Figura 4.28: Execução da seção 4, em CCM, segundo um aterro único (padrão adotado pela CVRD).

4.7 ENSAIOS DE CAMPO

Um dos objetivos maiores na construção do pavimento experimental foi avaliar até que ponto a execução de uma rodovia, segundo critérios rigorosos, faz-se necessária em estradas de mina. Mais além, procurou-se estabelecer este diferencial através da condução de ensaios geotécnicos de campo, a saber: determinação do teor de umidade, do grau de compactação, da rigidez e módulo de elasticidade, além do levantamento das bacias de deflexão. Obviamente, a base de comparação aqui proposta se faz, inicialmente, entre as seções 1, 2 e 3 — compactadas em camadas de 20cm — e, finalmente, entre essas seções e a seção 4, executada sem controle de compactação.

4.7.1 Teor de Umidade *in Situ*

A determinação do teor de umidade *in situ* foi conduzida conforme prescrições da ME052/94, do DNIT. Trata-se de um método bastante difundido e simples de se executar, baseado na análise de uma pequena amostra de material na câmara do aparelho “Speedy”, que é agitada em contato com esferas de aço e ampolas de carbureto de cálcio (Figura 4.29). Lacrado e sob pressão, este aparelho permite se medir a pressão interna, registrada no manômetro, indicando a reação de toda a água existente na

amostra com o carbureto. Essa pressão, por sua vez, é relacionada com o peso da amostra utilizado e com o teor de umidade da mesma, em relação à amostra total úmida, mediante a tabela de aferição do aparelho. O teor de umidade h , em relação ao peso do material seco, é obtido através da relação:

$$h = \frac{h_1}{100 - h_1} \cdot 100 \quad (4.6)$$

Onde h_1 é o teor de umidade do estéril, em relação ao peso total da amostra úmida, em porcentagem, dada pelo aparelho *Speedy*.

Foram feitas duas determinações do teor de umidade por seção, em cada camada estrutural, ou sempre que se fez necessário em etapas posteriores. Apesar das limitações deste método, como a aproximação do teor de umidade em função da tabela de aferição do aparelho, o *Speedy Test* se mostrou bastante útil e condizente com a realidade de campo.



Figura 4.29: Aparelho de *Speedy Test*, balança digital e ampolas de carbureto de cálcio.

4.7.2 Massa Específica Aparente Seca *in Situ*

O ensaio de determinação da massa específica aparente *in situ* foi conduzido conforme recomendações da NBR 7185/86, da ABNT. Os valores obtidos foram comparados ao valores determinados em laboratório e, daí, avaliaram-se os graus de compactação encontrados. Para tanto, foi utilizada a técnica do frasco de areia (Figura 4.30), que

consiste basicamente em se comparar o volume de areia deslocado para o interior de uma cavidade feita no pavimento. Importante lembrar que foi determinado em laboratório, previamente, a massa específica da areia utilizada. Foram feitas cerca de duas determinações por seção (seções 1 a 3), para cada camada do pavimento, totalizando 18 ensaios. A rigor, a massa específica aparente do estéril foi determinada pela expressão:

$$\rho_e = \rho_{ar} \frac{M_h}{M_{ar}} \cdot \frac{100}{100 + h} \quad (4.7)$$

onde ρ_e é a massa específica aparente seca do estéril *in situ*, ρ_{ar} é a massa específica aparente da areia, M_h é a massa de estéril extraída da cavidade feita no pavimento, M_{ar} é a massa de areia que preencheu a cavidade e h é o teor de umidade do estéril extraído, determinada pelo método do *Speedy Test*.

O grau de compactação considerado como critério para liberação da camada compactada foi $100\% \pm 5\%$, sendo obtido por meio da relação:

$$GC = \frac{\rho_e \text{ campo}}{\rho_e \text{ laboratório}} \cdot 100 (\%) \quad (4.8)$$

onde GC é o grau de compactação e ρ_e é a massa específica aparente seca, determinada em campo e laboratório, conforme o caso.



Figura 4.30: Execução dos ensaios com frasco de areia.

4.7.3 Controle Deflectométrico

Segundo a recomendação técnica RT.02.28.c, do Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais (DER-MG), *deformações elásticas* ou *deflexões* são deslocamentos verticais que surgem na superfície ou no interior do pavimento, toda vez que é submetido a esforços intermitentes ou transitórios, até um determinado limite. Cessados esses esforços, o sistema retorna à posição anterior.

Bacia de deformação ou *bacia de deflexão* consiste nos assentamentos resultantes do efeito de uma carga aplicada no pavimento, que se dissipam à medida que se afasta de seu ponto de aplicação. Sua representação gráfica é o *deflectograma*.

No caso do pavimento experimental, para se determinar essas deflexões e, consequentemente, as bacias de deflexão, utilizou-se a *viga Benkelman*. Trata-se de um dispositivo composto de um braço ou haste metálica, articulada e apoiada em um suporte também metálico. Possui três apoios, sendo um com altura regulável. As deflexões são obtidas a partir da leitura em um extensômetro, fixado ao suporte e posicionado em uma das extremidades da haste. O ponto de aplicação divide a haste em duas partes proporcionais, conforme esquema mostrado na Figura 4.31. As dimensões *a*, *b*, *c* e *d* são intrínsecas do equipamento, cuja proporcionalidade entre elas é estipulada em norma.

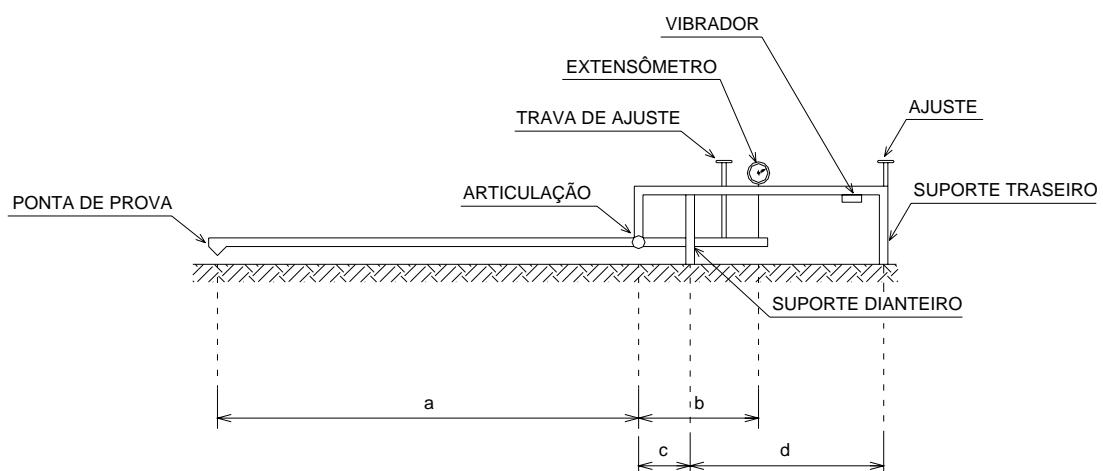


Figura 4.31: Esquema da viga Benkelman.

Os procedimentos empregados no ensaio constam nos métodos de ensaio ME 024/94 e ME 061/94, do DNER (DNIT). Basicamente, insere-se a ponta de prova do equipamento entre as rodas duplas de um caminhão basculante, carregado com 80,4kN (8,2tf) no eixo traseiro (eixo simples). A pressão de inflação dos pneus deve ser igual a 560kPa (80psi). O caminhão, posicionado a 0,90m da borda do pavimento, é deslocado para frente segundo distâncias fixas, até não exercer mais influência nas leituras do extensômetro.

A deflexão no pavimento é calculada a partir da relação

$$D_0 = (L_0 - L_f) \cdot \frac{a}{b} \quad (4.9)$$

onde D_0 é a deflexão real (centésimo de milímetro), L_0 é a leitura inicial (mm), L_f é a leitura final (mm) e a e b são as dimensões da viga *Benkelman*.

O raio de curvatura da bacia de deflexão, no ponto de prova, é calculado por meio de:

$$R = \frac{6.250}{2(D_0 - D_{25})} \quad (4.10)$$

onde R é o raio de curvatura (metros) e D_{25} é a deflexão a 25cm do ponto de prova (centésimo de milímetro).

Os ensaios foram realizados nas seções experimentais 1, 2 e 3, em todas as camadas do pavimento; na seção 4, entretanto, apenas na camada final (única) do pavimento. A Figura 4.32 mostra o emprego da viga na camada de sub-base.

Seguindo os mesmos critérios empregados por Fernandes (2005) e Saraiva (2006), conforme metodologia de Noureldin (1993), adaptada por Albernaz (1994), procedeu-se

à retroanálise das deflexões obtidas, a fim de se obter os módulos de resiliência das camadas do pavimento. Para tanto, utilizou-se o programa RETRAN5-L.



Figura 4.32: Levantamento de deflexões com a viga *Benkelman*.

4.7.4 Verificação da Rigidez e Módulo de Elasticidade *in Situ*

Na avaliação do módulo de elasticidade (módulo de *Young*) e da rigidez da camada de base do pavimento experimental foi utilizado o equipamento portátil *GeoGauge*, modelo H4140, do fabricante *Humboldt Mfg. Co.* (Figura 4.33). Neste caso, a pretenção não foi empregar o aparelho como um equipamento de controle de compactação mas, no entanto, como um instrumento complementar que fornecesse as características elásticas da camada de base, após ser compactada e estabilizada.

Seu princípio de funcionamento se baseia na medição de pequenas deflexões, a partir de uma vibração emitida. As deflexões produzidas são proporcionais ao raio do anel existente na base do aparelho, ao módulo de *Young* (E), ao módulo cisalhante (G) e ao coeficiente de *Poisson* (ν).

A rigor, o equipamento mede uma pressão⁸ aplicada ao pavimento em função do tempo de resposta do mesmo, em frequências de 100 a 196Hz. A rigidez é determinada para

⁸ Pressões muito pequenas, da ordem de 27kPa (4psi).

cada frequência e é computada a média de 25 leituras. Sendo assim, a rigidez K é processada da seguinte forma:

$$K = \frac{P}{\delta} \quad (4.11)$$

onde P é a força aplicada pelo aparelho e δ é o deslocamento experimentado pela superfície do pavimento.

Assumindo-se um valor para o coeficiente de *Poisson* (0,35), o módulo de *Young* e o módulo cisalhante foram obtidos da seguinte maneira:

$$P \approx \frac{1,77 R E}{(1 - \nu^2)} \delta \approx \frac{3,54 R G}{(1 - \nu)} \delta \quad (4.12)$$

onde R é o raio do anel de apoio, existente na base do *Geogauge*.

O equipamento mede rigidezes de 3 a 70MN/m e módulos de *Young* de 26,2 a 610MPa, com uma acurácia de $\pm 5\%$. A profundidade do pavimento efetivamente investigada pelo equipamento é da ordem de 22 a 31cm. Uma vez fornecido por leitura o desvio-padrão das 25 frequências emitidas pelo equipamento, adotou-se como validação das leituras de campo uma sequência mínima de 10 leituras por seção experimental, com desvio-padrão inferior a 2.



Figura 4.33: *GeoGauge*, usado na avaliação estrutural da camada de base.

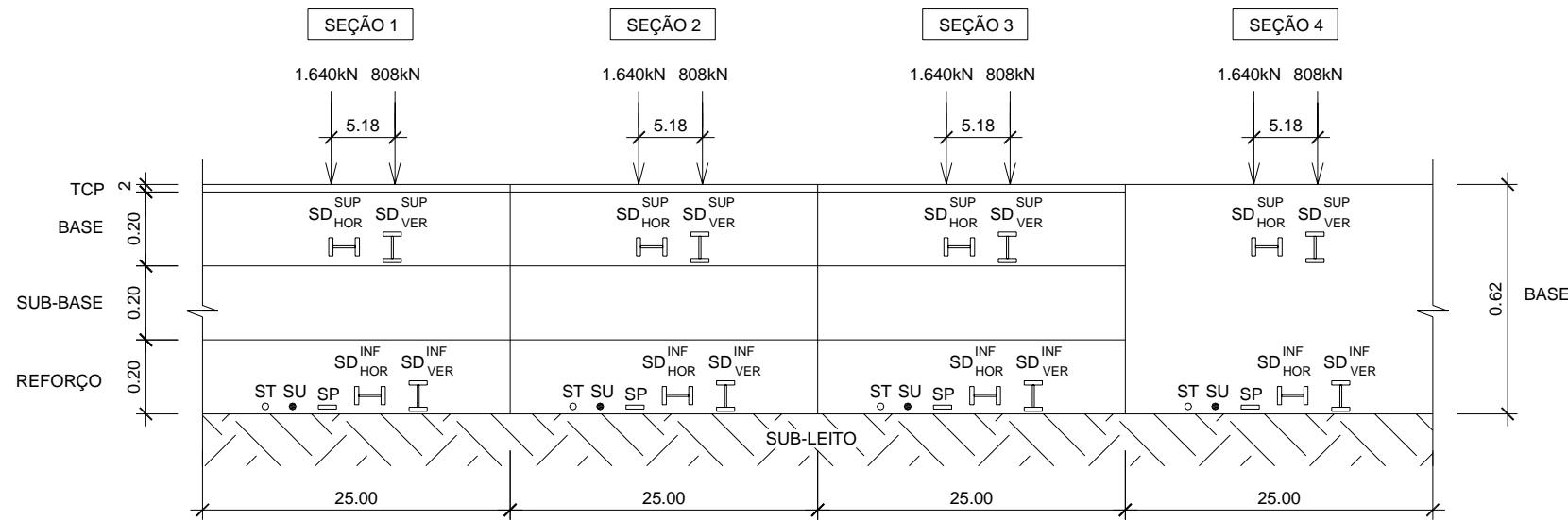
4.8 INSTRUMENTAÇÃO DAS SEÇÕES-TESTES

A premissa seguida no planejamento da instrumentação de campo visou, principalmente, coletar dados referentes ao comportamento mecânico do pavimento e avaliar a influência das condições ambientais envolvidas. Ao mesmo tempo, buscou-se uma base de comparação entre as quatro seções-testes através da repetibilidade dos instrumentos previstos para cada seção.

O trecho experimental contou com os seguintes instrumentos de monitoramento:

- 16 sensores de deformação, sendo 8 sensores para a leitura de deformações verticais e 8 sensores para a leitura de deformações horizontais. Por seção foram posicionados 2 sensores a 20cm de profundidade (interface entre base e sub-base) e 2 sensores a 60cm de profundidade (interface entre reforço e subleito);
- 4 sensores de pressão do solo, posicionados a 60cm de profundidade;
- 4 sensores de temperatura, posicionados a 60cm de profundidade;
- 4 sensores de umidade, posicionados a 60cm de profundidade;
- 1 pluviômetro, localizado externamente ao pavimento;
- sistema de aquisição de dados, incluindo cabeamento e alimentação.

Um detalhamento gráfico da instrumentação e do cabeamento é apresentado nas Figuras 4.34-a e 4.34-b, além do Apêndice A.



LEGENDA

SD	SENSOR DE DEFORMAÇÃO
SUP	POSIÇÃO SUPERIOR NA CAMADA
INF	POSIÇÃO INFERIOR NA CAMADA
HOR	POSIÇÃO HORIZONTAL NA CAMADA
VER	POSIÇÃO VERTICAL NA CAMADA
SP	SENSOR DE PRESSÃO
SU	SENSOR DE UMIDADE
ST	SENSOR DE TEMPERATURA
TCP	TRATAMENTO CONTRA PÓ

Figura 4.34-a: Esquema de distribuição longitudinal da instrumentação no pavimento.

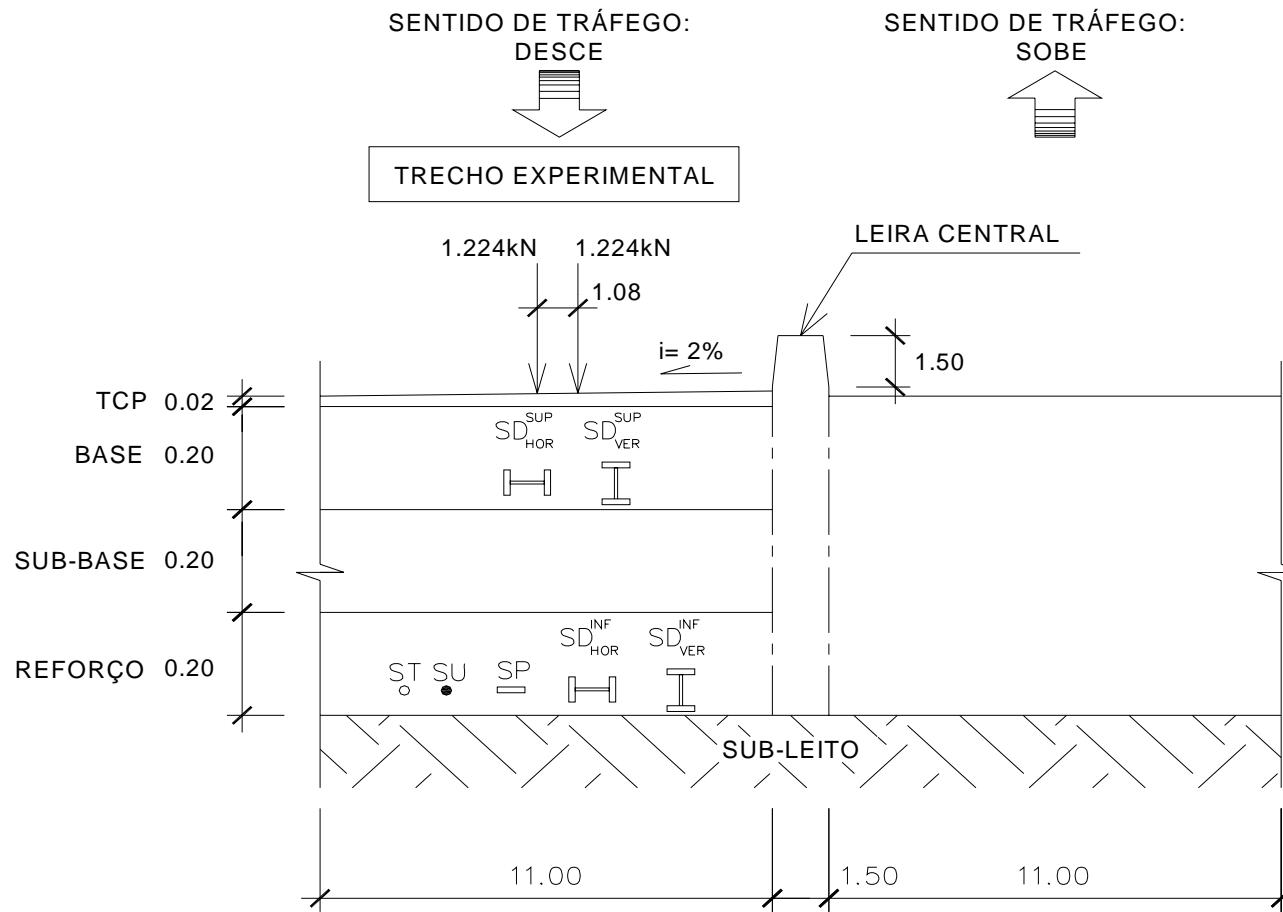


Figura 4.34-b: Esquema de distribuição transversal da instrumentação no pavimento.

4.8.1 Sensores de Deformação

Os sensores de deformação empregados foram concebidos a partir de pesquisas efetuadas por equipes do Laboratório de Pavimentação (LAPAV), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). No entanto, buscou-se adaptar as técnicas implementadas por Fernandes (2005) e Saraiva (2006), de forma a aperfeiçoar os sensores e evitar a inoperância precoce dos sensores com a passagem de caminhões fora-de-estrada, de elevadas cargas, sobretudo quando da aplicação de esforços diferenciais.

Nesta temática, foram utilizados extensômetros elétrico-resistivos (“strain gauges”) modelo KM120-W1M3, da marca *Kyowa*. Tratam-se de sensores produzidos em ligas de níquel e cobre, embutidos em bases de acrílico, com resistência nominal de $120\Omega \pm 1\%$, fator “gauge” igual a 2 e módulo de elasticidade igual a 2.750 MPa (Figura 4.35). Estes extensômetros são projetados para uma faixa de temperatura de -10° a 70°C, com um limite de deformação em esforço de tração de até 0,3%.

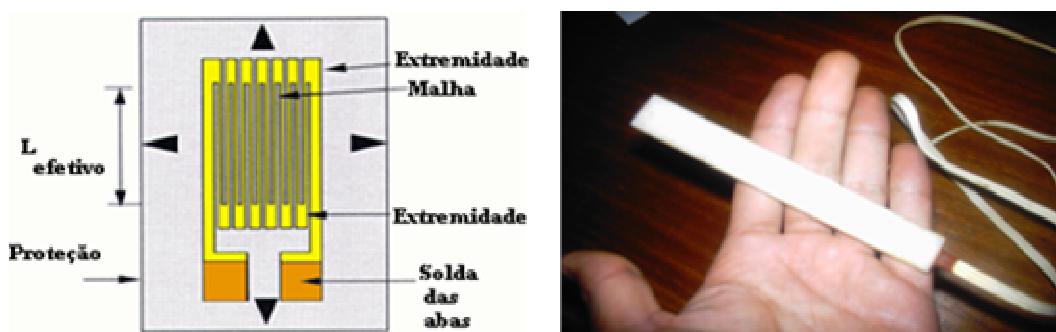


Figura 4.35: Extensômetro elétrico-resistivo empregado nos testes.

Operam sob o princípio de que quando uma tensão de compressão é aplicada ao extensômetro, sua resistência decresce proporcionalmente; desta forma, a variação de comprimento experimentada pelo fio metálico existente no extensômetro é convertida na forma de variação de resistência. Sendo assim, o calibre de tensão faz um papel de transdutor (Bolton, 2005):

$$\frac{\Delta R}{R} = k \frac{\Delta L}{L} = k \varepsilon \quad (4.13)$$

onde R é a resistência do circuito; ΔR é a variação de resistência; L é o comprimento inicial do resistor; ΔL é a variação no comprimento do resistor; ε é a deformação do resistor e k é o fator *gauge*, definido por

$$k = 1 + 2\nu + C(1 - 2\nu) \quad (4.14)$$

onde ν é o coeficiente de *Poisson* ($\approx 0,3$) e C é a constante de *Bridgman*.

O calibre de tensão é então conectado a um circuito de ponte de *Wheatstone*, com uma combinação de quatro calibres ativos (caso de ponte completa), de dois calibres (meia ponte) ou a um único calibre (um quarto de ponte). Nos circuitos confeccionados no trecho experimental, foram utilizados circuitos de ponte completa com três resistências.

Palmeira (1996) enumera as seguintes vantagens dos extensômetros elétrico-resistivos: i) alta sensibilidade; ii) suas dimensões podem ser bem pequenas e iii) flexibilidade na variação da resistência, em função da geometria do resistor. Analogamente, as principais desvantagens são: i) influência nociva da temperatura⁹; ii) linearidade deficiente, a depender do tipo de material; iii) necessidade de calibração individual e iv) custo relativamente elevado para a aquisição de poucas unidades.

Os sensores propriamente ditos consistiram da montagem mostrada na Figura 4.36, na qual o extensômetro é fixado nas suas extremidades em duas calotas cilíndricas, confeccionadas em resina acrílica. Tubos de PVC fizeram o papel de moldes. Após o endurecimento da resina na calota inferior (base do sensor), o estéril era administrado no interior do molde, em camadas de 2cm e na respectiva umidade ótima, sendo posteriormente compactado, cuidadosamente, com o auxílio de um bastão em aço.

⁹ A utilização de uma ponte de *Wheatstone* pode eliminar a influência da temperatura sobre o extensômetro.

Atingida a marca estipulada no interior do tubo com o material compactado, seguiu-se à colocação de nova camada de resina, na confecção da calota superior. Na tentativa de se minimizar a quebra precoce dos sensores por esforços diferenciais, conforme relatado por Saraiva (2006), a espessura da calota foi reduzida. A Figura 4.37 apresenta os sensores de deformação em seu estágio final e a Figura 4.38 detalha as dimensões do sensor.



Figura 4.36: Etapas de montagem dos sensores de deformação (Saraiva, 2005, modificada).



Figura 4.37: Sensores de deformação confeccionados em laboratório.

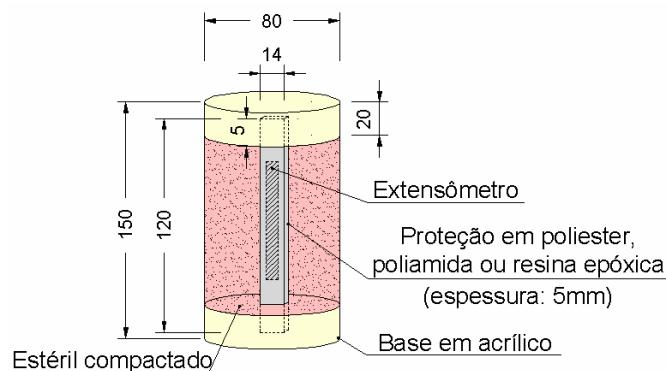


Figura 4.38: Geometria do sensor de deformação (dimensões em milímetros).

Os sensores de deformação, ao serem solicitados, emitem sinais em milivolt (mV). Estes, por caracterizarem sinais bastante tênuas e passíveis de sofrerem interferência da distância de percurso até a unidade de aquisição de dados, necessitam da ponte resistiva para sua amplificação. Com efeito, os dados registrados necessitam ser parametrizados por um valor constante específico de cada ponte resistiva. Esta constante (multiplicador) foi determinada para cada uma das pontes empregadas, através de medição com multímetro, englobando a associação de duas resistências passivas — de 1000Ω cada — e outra ativa, de 120Ω , mediante a aplicação de uma diferença de potencial.

As constantes de cada ponte, fornecidas pelo fabricante, encontram-se discriminadas na Tabela 4.8. Os resultados fornecidos pelo unidade de aquisição de dados, para tanto, foram convertidos de milivolt para microstrain ($\mu\varepsilon$), conforme se verá adiante.

Tabela 4.8: Constantes das pontes resistivas completas.

# Ponte	R1 (Ω)	R2 (Ω)	R3 (Ω)	Multiplicador
1	118,9	987	989	401,44
2	119,7	987	987	400,50
3	119,6	987	985	401,08
4	119,3	985	991	399,95
5	119,0	987	990	401,07
6	119,6	985	986	400,47
7	119,0	986	990	400,87
8	118,9	989	987	402,26
9	118,9	985	988	401,24
10	119,1	986	984	401,92
11	118,4	990	987	403,32
12	118,8	987	987	402,02
13	118,5	988	988	402,53
14	118,6	988	988	402,36
15	119,1	988	987	401,72
16	118,7	987	987	402,19

4.8.2 Sensores de Pressão

Para a coleta de dados relacionados à pressão interna do pavimento foram instaladas células de pressão total para solo, do fabricante “RST Instruments”, modelo LPTPC12-S (Figura 4.39). Tratam-se de sensores pneumáticos, construídos com duas placas circulares em aço inoxidável, soldadas entre si nas extremidades, de diâmetro sensível igual a 30cm (12”). O espaço existente entre as placas é preenchido com glicol deaerado, que é pressurizado quando se exerce um esforço sobre a face sensível da célula; este esforço, por sua vez, é medido através de um transdutor de pressão existente em um tubo conectado à célula, formando um sistema hidráulico fechado.



Figura 4.39: Célula de pressão empregada no trecho experimental.

As células empregadas operam com pressões de até 2MPa ($20\text{kgf}/\text{cm}^2$ ou 300psi), para uma faixa de temperatura de trabalho entre -40 e 120°C, com acurácia de $\pm 0,1\%$. Com base na curvas de calibração dos sensores, a unidade de aquisição de dados foi programada para fornecer os dados referentes às células de pressão em kgf/cm^2 .

Palmeira (1996) coloca a importância de se levar em conta a forma e a rigidez relativa da célula, como medida essencial ao bom desempenho da mesma. Células mais rígidas que o material envolvente tendem a concentrar esforços sobre si, registrando valores de tensões superiores aos reais; por outro lado, células muito menos rígidas que o material envolvente podem induzir ao “arqueamento” deste, subestimando o valor das tensões registradas. Para se evitar ambos os casos, é recomendável uma relação

espessura/diâmetro inferior a 0,2. No caso das células aqui descritas, a relação espessura/diâmetro é 0,04.

Outros fatores de erro levados em conta quando da escolha da célula de pressão, conforme sugerido por Dunncliff e Green (1988), *apud* Palmeira (1996), foram:

- Possibilidade de influência da escala ou dificuldade de instalação, devidos ao tamanho da célula. Neste caso, utilizou-se um tamanho intermediário de células (considerado entre 23 e 30cm);
- Leituras influenciadas por condições de confinamento, alterando o comportamento pressão-deformação real do material investigado. Para tanto, executou-se a calibração prévia dos sensores em laboratório, empregando-se os mesmos materiais pretendidos para aplicação em campo;
- Alterações de propriedades e do estado de tensões no entorno da célula, sendo mitigado por técnicas de instalação apropriadas;
- Excentricidade, cargas não uniformes ou pontuais e concentração de esforços nas bordas. Buscou-se majorar o diâmetro da célula em relação ao tamanho dos grãos (entre 20 a 40 vezes), tendo em vista a acomodação inadequada do sensor. Seu nivelamento adequado em campo constituiu-se, também, de uma medida fundamental ao seu bom funcionamento.

4.8.3 Sensores de Umidade

O teor de umidade no interior do pavimento foi monitorado com sensores do fabricante “Campbell Scientific”, modelo CS616 (Figura 4.40). Consistem de duas hastes em aço inox conectadas a uma placa de circuito eletrônico, protegida por plástico epóxi. Este equipamento opera com uma acurácia de $\pm 2,5\%$, resolução e precisão¹⁰ de 0,1%. As hastes metálicas possuem 300mm de comprimento; 3,2mm de diâmetro e são espaçadas entre si de 32mm.

¹⁰ Resolução se refere ao mínimo valor de permissividade elétrica que pode ser efetivamente detectado pelo sensor de umidade. Precisão se relaciona com a repetibilidade das medidas tomadas para um mesmo material.

São sensores que empregam métodos reflectométricos para se medir o volume de água existente, em relação ao volume do meio no qual estão inseridos. A informação acerca do teor de umidade é obtida da sensibilidade da sonda à constante dielétrica do material envolto às hastes do sensor. À medida que o teor de umidade do pavimento aumenta, a velocidade de propagação do pulso eletromagnético nas hastes decresce, devido ao fato de que a polarização das moléculas da água é lenta. Com efeito, é medido o sinal aplicado e percorrido por duas vezes ao longo do comprimento das hastes do sensor, que é refletido de volta à sonda. O tempo de resposta do sinal captado por essas hastes depende da permissividade dielétrica do meio que, por sua vez, depende do teor de umidade. Além disso, a frequência de oscilação com que os componentes do circuito eletrônico vibram é função também do teor de umidade. Dificuldades de resposta da sonda podem surgir em caso de atenuação do sinal captado pelas hastes do equipamento. O principal fator contribuinte, neste caso, é a presença de íons livres oriundos da dissolução de sais no material investigado, solos orgânicos e alguns tipos de argila.

A partir do programa configurado na unidade de aquisição de dados, o período de resposta da sonda é convertido em teor de umidade, através de equações de calibração fornecidas pelo fabricante. Mais além, o valor efetivamente fornecido pelo equipamento foi adequado às condições de campo, por meio de ensaios com a técnica do *Speedy Moisture Test* (determinação do teor de umidade *in situ*) e posterior adição de *offsets* às equações de calibração, impostas à rotina do programa.

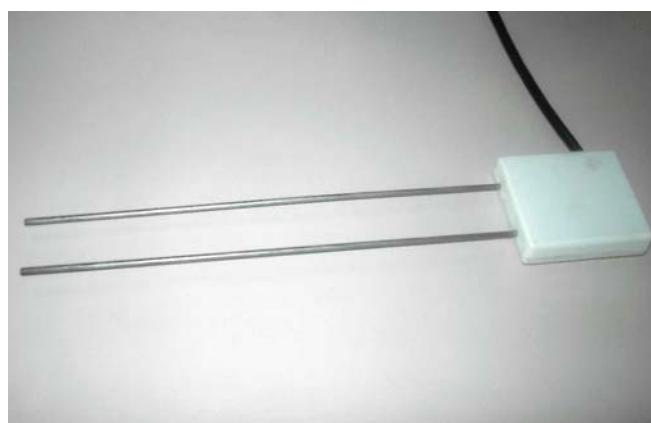


Figura 4.40: Sensor de umidade empregado no trecho experimental.

4.8.4 Sensores de Temperatura

Para o controle da temperatura interna foram empregados termopares do tipo “T”, modelo L165, blindados em alumínio e selados com cola adesiva (Figura 4.41). Visto que se tratam de dispositivos cuja medição é feita pontualmente, a temperatura foi determinada, então, para uma camada específica do pavimento (reforço). Os termopares foram conectados à aquisição de dados por meio de circuitos resistivos de meia-ponte.



Figura 4.41: Sensores de temperatura empregados no trecho experimental.

4.8.5 Pluviometria

Como complemento à análise da influência das condições climáticas locais na durabilidade da pista experimental, além dos sensores de temperatura e de umidade, foi instalado nas adjacências do pavimento um pluviômetro, para o cômputo da altura de chuva diária. Empregou-se o modelo “Rain Collector II”, do fabricante “Davis Instruments”. Consiste de um coletor em plástico ABS, de 16,5cm de diâmetro e 24cm de altura, com uma superfície coletora efetiva de 214cm². Em seu interior há um coletor que gira em torno de um eixo, no instante em que sua capacidade de armazenamento é atingida. Nesse instante, um pulso eletromagnético é transmitido à unidade de aquisição de dados. Por sua vez, a unidade de aquisição de dados armazena o total precipitado a cada hora. Desta forma, não se faz possível estimar a duração das chuvas e, conseqüentemente, da intensidade pluviométrica. A Figura 4.42 mostra o funcionamento interno do pluviômetro e o equipamento já instalado no trecho experimental.

O equipamento foi posicionado em uma base nivelada, sendo colocado em um local de fácil acesso para limpezas periódicas. Uma tela de plástico, fornecida juntamente com o equipamento, foi colocada no interior do coletor, protegendo-o contra a entrada indesejável de insetos e objetos de pequenas dimensões.



Figura 4.42: Componentes internos do pluviômetro e sua instalação no trecho experimental.

4.8.6 Cabeamento e Sistema de Aquisição de Dados

Todos os sensores utilizados em campo foram conectados ao sistema de aquisição de dados, compreendendo uma unidade central e duas multiplexadoras (Figura 4.43). Na unidade central foram ligados o pluviômetro, os sensores de pressão, de temperatura e de umidade. Utilizou-se o modelo CR1000, do fabricante “Campbell Scientific”, com 16 portas analógicas tipo “Single-Ended” (SE) ou 8 portas diferenciais (DIFF). As multiplexadoras receberam, exclusivamente, os sensores de deformação, adicionando ao sistema mais 16 portas analógicas, expansíveis em até 32 portas. Essas três unidades ficaram ligadas entre si, funcionando como um único sistema; protegido por uma caixa metálica com vedação externa em borracha e massa de calafetar, impedindo a entrada de poeira e umidade. Pequenos sachês de sílica gel também foram colocados no interior da caixa, a fim de minimizar o efeito nocivo da umidade ambiente. Além disso, improvisou-se um “abrigo” para se alocar tal sistema, em madeira compensada pintada em tinta a óleo. As dimensões internas do abrigo foram discriminadas no Projeto

Executivo, constantes no Apêndice A. O sistema de alimentação da unidade de aquisição de dados consistiu de uma bateria de lítio de 12V, com controlador de voltagem, acoplada a um painel solar de 80cmx45cm, de 20W. Analogamente à unidade de aquisição de dados, a bateria ficou também abrigada em uma caixa metálica selada. A Figura 4.44 mostra uma visão geral do abrigo e do painel solar instalado.

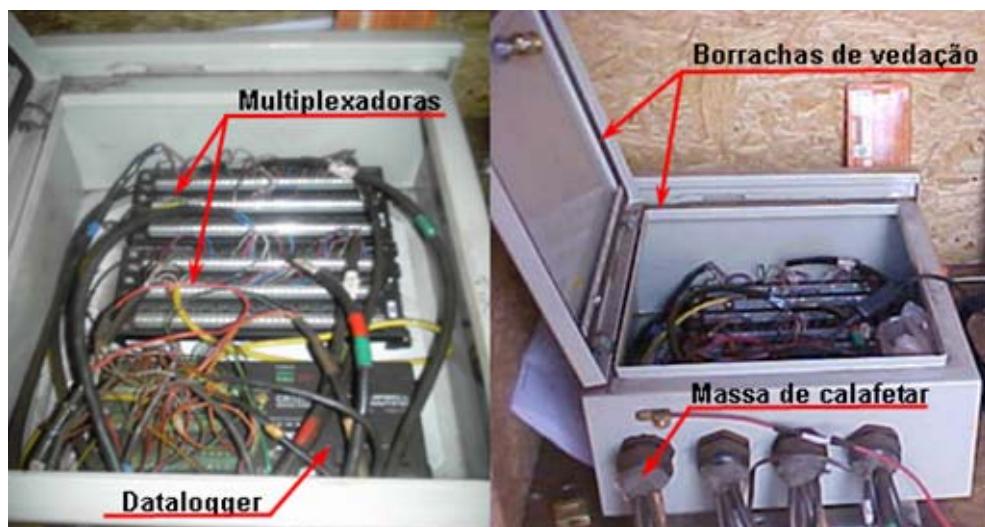


Figura 4.43: Detalhe do sistema de aquisição de dados e elementos de proteção.



Figura 4.44: Abrigo da central de dados e painel solar (em detalhe).

A aquisição de dados era realizada a cada 2 segundos, sendo os dados armazenados em uma memória virtual de 2MB. Durante a operação em *modo contínuo*, a unidade registrava as leituras armazenadas a cada hora, automaticamente; no *modo controle*, com a intervenção do usuário, a freqüência de varredura era de $\frac{1}{4}$ de segundo. Conceberam-se os intervalos de registros de dados conjugando-se a capacidade do equipamento com o seguinte critério:

- Modo contínuo: buscou-se compatibilizar o volume de dados gerados com a capacidade de armazenamento virtual da unidade de aquisição; excedido esse limite, os registros mais velhos seriam sobreescritos pelos registros mais novos, pois se utilizou um único arquivo de saída de dados. Faz-se importante ressaltar que as quatro seções-testes eram monitoradas durante 24 horas por dia, simultaneamente;
- Modo controle: definido que os testes seriam feitos em uma seção por vez e que cada um deles consumiria cerca de 9 segundos, com um CFE trafegando à velocidade média de 10km/h e percorrendo 25m em trajetória retilínea, a freqüência de varredura de dados foi estimada conforme o gráfico da Figura 4.45, proposto por Medina e Motta (2005); tomando-se, para tanto, uma profundidade de análise de 60cm. Além disso, os dados seriam salvos em arquivos de saída distintos para cada seção.

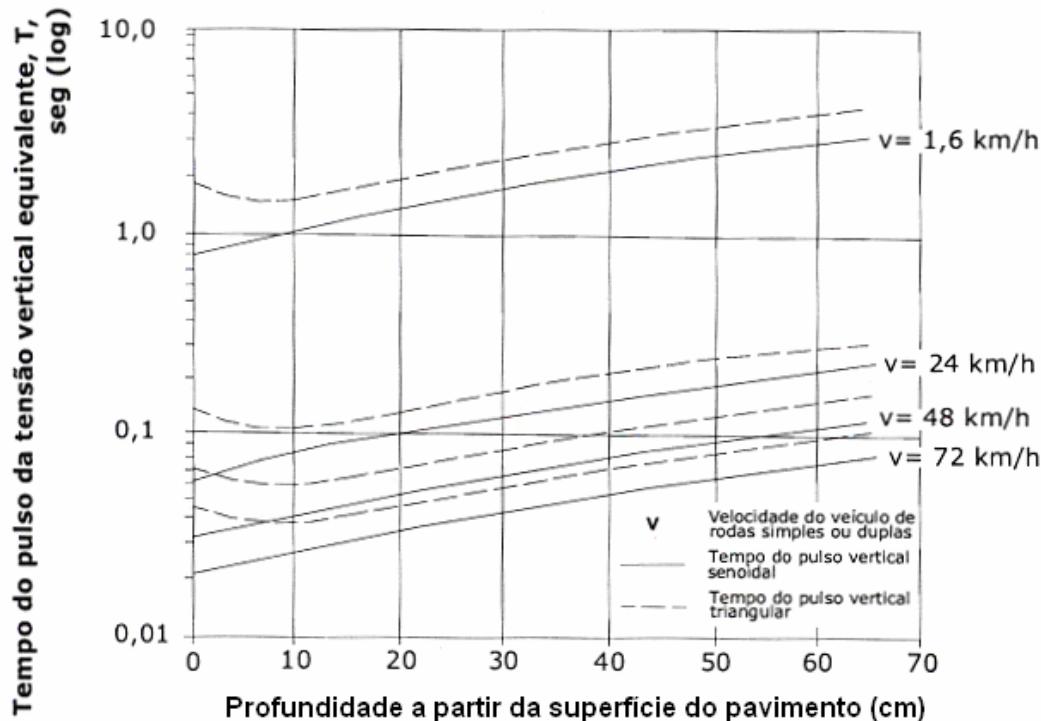


Figura 4.45: Variação do tempo de pulso de tensão vertical equivalente com a velocidade do veículo e a profundidade, segundo Barksdale e Hicks, *apud* Medina e Motta (2005).

A fim de se prevenir o sistema de aquisição de dados contra descargas atmosféricas, foi instalado ao lado do abrigo um pára-raios tipo “Franklin”, de forma a estabelecer uma proteção com 45° de abrangência, suspenso da superfície em 6m. O pára-raios foi

conectado a duas hastes de cobre, de 2,40m de comprimento cada (d) e cravadas verticalmente em uma leira, com 4,80m de espaçamento entre elas ($2d$). A comunicação entre pára-raios e hastes de cobre foi feita mediante uma cordoalha de cobre, de $\#16\text{mm}^2$, enquanto que a comunicação entre o aquisidor de dados e cordoalha de cobre foi feita com um fio de $\#2,5\text{mm}^2$.

O esquema de aterramento proposto no Projeto Executivo consta no Apêndice A. Uma visão geral do sistema de aterramento é apresentada na Figura 4.46.



Figura 4.46: Sistema de prevenção contra descargas atmosféricas, detalhando o pára-raios (ao centro) e o “aterramento” do sistema (à direita).

O *software* de aquisição de dados empregado foi desenvolvido pelo mesmo fabricante da unidade de aquisição de dados, intitulado “LoggerNet”, versão 3.1. Trata-se de um *software* que suporta programação, comunicação e recuperação de dados entre outras unidades da *Campbell* e um PC. Em campo, a comunicação era feita através de um cabo conversor USB-serial (RS-232), sendo os dados descarregados em um computador portátil para, posteriormente, serem levados para análise. A Figura 4.47 mostra a tela de aquisição de dados típica.

Tem-se ainda o cabeamento, que fez a comunicação entre a unidade de aquisição e os sensores, embutidos na estrutura do pavimento, conforme mostra a Figura 4.48. Neste trajeto, foram incluídas quatro caixas de passagem em PVC, uma por seção, a fim de se facilitar a passagem dos cabos e possíveis intervenções. Desta forma, grande parte das conexões ficaram localizadas dentro das caixas de passagem. Estas foram perfuradas em sua face inferior, de tal sorte a eliminar a possibilidade de acúmulo de água, apesar de

contarem com tampas e revestimento plástico adicional. As emendas entre cabos e sensores e/ou entre cabos foi conduzida por meio de “solda quente”, utilizando barras de liga de estanho e chumbo, seguida de vedação com fitas de auto-fusão. Todos os cabos foram passados dentro de eletrodutos rígidos de polietileno, com diâmetros de 20 e 25mm. Ao todo, foram consumidos 300m de eletroduto.

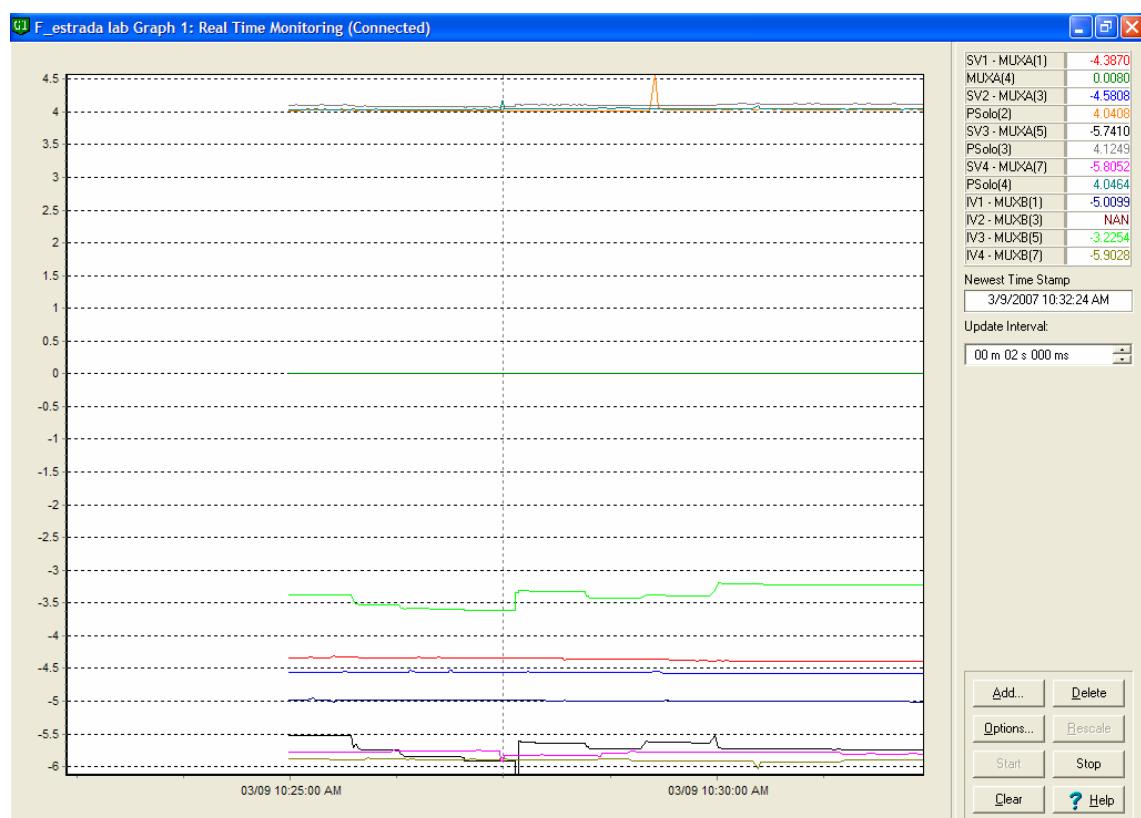


Figura 4.47: Tela de aquisição de dados do software *LoggerNet 3.1*.



Figura 4.48: Caixas de passagem (à esquerda e ao centro) e a chegada dos cabos ao abrigo (à direita).

4.8.7 Instalação dos Sensores no Campo

A colocação dos instrumentos de monitoramento nas seções experimentais seguiu um planejamento criterioso e extensivo, dada a necessidade de se obter bons sinais dos aparelhos, mediante a perfeita conexão entre cabos e sensores, com um mínimo de emendas.

A verificação do funcionamento dos sensores foi feita à medida que as ligações eram conduzidas, através de “testes de continuidade”, empregando-se um simples multímetro e verificando os valores de resistência obtidos. A existência de circuitos “em curto”, por exemplo, denotava a possibilidade de esmagamento de cabo ou vias de dreno se tocando. Valores de resistência nulos significavam “circuitos abertos”. A distribuição dos cabos por seção, bem como os esquemas de ligação dos sensores aos cabos são mostrados no Apêndice A.

Preliminarmente às emendas dos cabos e eletrodutos, surgiu a necessidade de se estabelecer uma metodologia de embutimento dos sensores nas seções-testes, de forma a causar o mínimo de distúrbio à estrutura do pavimento. Posto isso, valas de 50cm de largura e 60cm de profundidade foram abertas em todas as seções, manualmente, desde a extremidade da via até a posição previsível para a passagem do centro da roda mais externa do CFE (3,80m). Após isto, foram esculpidas aberturas nas paredes laterais internas das cavas, por meio de talhadeiras, de tal sorte a acomodar cada sensor na respectiva profundidade e orientação de cada um. Desta forma, preservaram-se as camadas compactadas sobrejacentes. Após a colocação dos sensores, os vazios foram cuidadosamente preenchidos com o mesmo material utilizado na camada do pavimento correspondente (Figura 4.49). O enchimento das valas também foi conduzido manualmente, com os mesmos materiais retirados inicialmente, sendo a compactação feita com um soquete.

As atividades de instalação dos sensores em campo tornaram-se possíveis mediante a execução da pista experimental em um trecho em variante, com acesso restrito. Desta forma, o tráfego oriundo da produção da mina transcorreu naturalmente através das vias

adjacentes. Somente após a conclusão das etapas de embutimento dos sensores no pavimento e ligação dos cabos, procedeu-se aos primeiros testes no modo controle. A pista foi aberta ao tráfego da mina mais tarde, após fechamento da estrada principal, operando em modo contínuo e, eventualmente, em modo controle. A Figura 4.50 mostra algumas etapas desse monitoramento.



Figura 4.49: Seqüência executiva da colocação dos sensores nas seções-testes.



Figura 4.50: Primeiros testes no pavimento experimental, em modo controle.

4.8.8 Calibração dos Sensores em Laboratório

Preliminarmente à execução dos trabalhos de campo, procedeu-se à calibração dos sensores de deformação e de pressão em laboratório. Com este propósito foi construída uma caixa em madeira, reforçada lateralmente por barras de aço rosqueadas, com as

dimensões mostradas na Figura 4.51. O intuito foi reproduzir em laboratório as mesmas condições de campo, porém em escala reduzida.

O carregamento imposto pelo CFE foi, então, simulado com uma prensa de compressão servo-hidráulica da marca “Instron”, modelo 8802, do Laboratório de Ensaios Mecânicos da Universidade Federal de Ouro Preto. Essa prensa, com capacidade de aplicação de cargas de até 245kN, recebeu uma adaptação para o perfeito apoio da caixa de testes, conforme mostra a Figura 4.52. A distribuição uniforme de cargas sobre a superfície do material compactado, reproduzindo a ação de um pneu de CFE no pavimento, foi simulada mediante a introdução de uma placa de aço-carbono de 300mm de espessura, com dimensões de 417x600mm. Outra placa, de dimensões maiores, foi posicionada sob a caixa, trabalhando como elemento de reação. O interior da caixa foi revestido com lona plástica, a fim de se evitar a perda de umidade para o ambiente e minimizar o efeito do atrito lateral. Dois orifícios foram previstos em uma das faces laterais da caixa, a fim de se introduzir a célula de pressão (com o cabo rígido posicionado externamente) e permitir a saída dos cabos flexíveis dos demais sensores para o sistema de aquisição de dados.

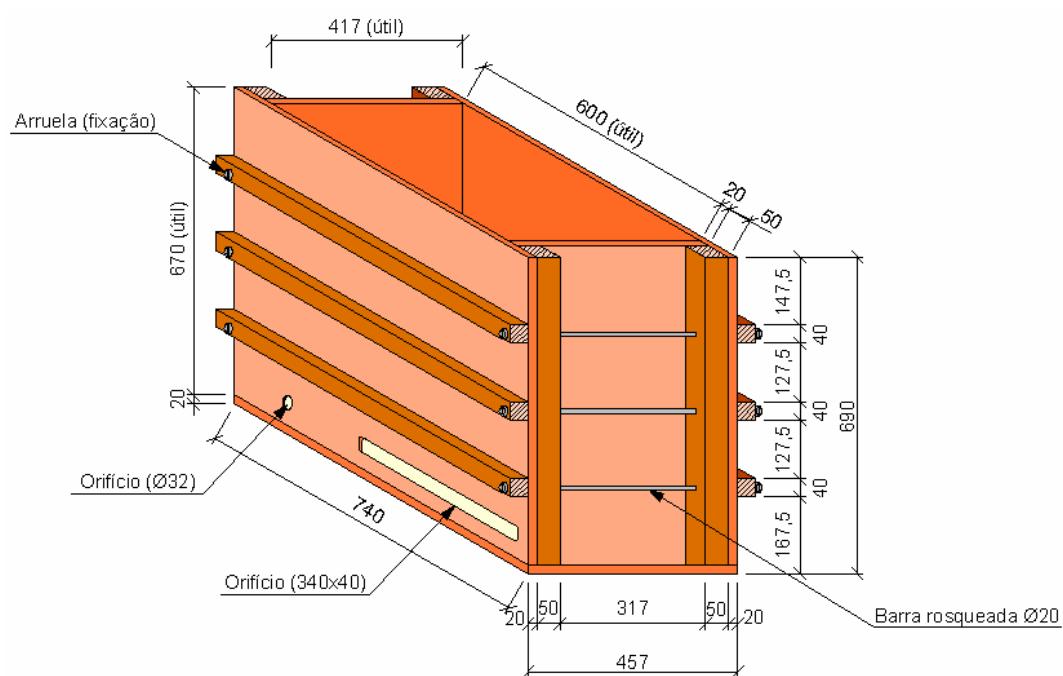


Figura 4.51: Geometria da caixa de testes (dimensões e bitolas em milímetros).



Figura 4.52: Caixa de testes e prensa de compressão uniaxial.

Na calibração, utilizaram-se os mesmos materiais a serem efetivamente empregados em campo (CL e CCM). Os materiais foram compactados em seus respectivos teores de umidade ótima, manualmente, por meio de soquetes metálicos. Os sensores foram posicionados no interior da caixa conforme esquematizado na Figura 4.53.

A prensa aplicou séries de carregamentos de 0 a 196kN (80% da capacidade nominal do equipamento), com uma velocidade constante de 1mm/min; à medida que um *software* específico do equipamento registrava carga, pressão e deslocamento vertical a cada incremento de 0,1kN. Trabalhando em sincronia com a prensa, a unidade de aquisição registrava informações a cada 10 segundos. Os resultados da calibração em laboratório são apresentados, pois, no Apêndice B.

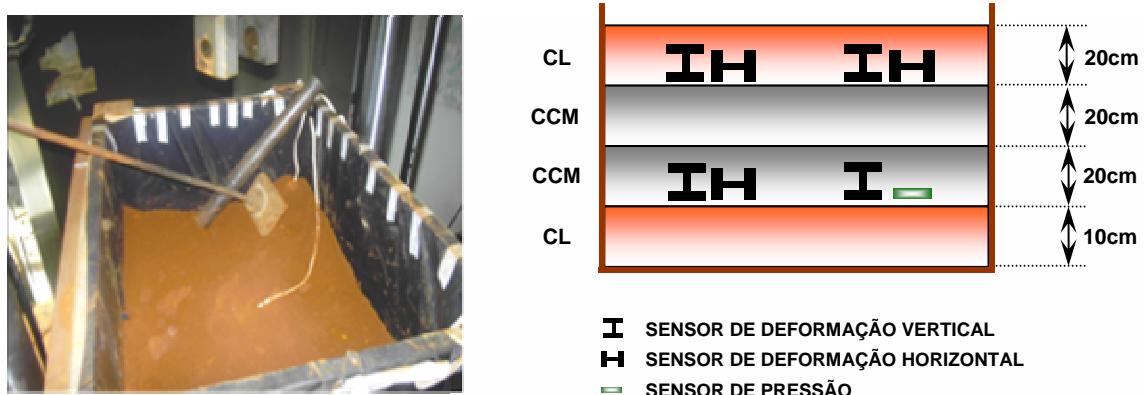


Figura 4.53: Compactação do estéreis CL (à esquerda) e a situação dos sensores no interior da caixa de testes (à direita).

4.9 TRATAMENTO CONTRA PÓ

Em geral, o TCP executado consistiu de uma forma de tratamento superficial simples por penetração invertida, isto é, um revestimento bastante delgado executado pela distribuição prévia de um ligante betuminoso sobre a base, previamente imprimada, sendo coberto imediatamente após com uma fina camada de estéril (agregado). Uma vez que o agregado é uma areia com considerável fração de pedregulhos, pode-se considerar tal tratamento como uma capa selante — um revestimento impermeável e antiderrapante.

É importante lembrar a observância de alguns aspectos necessários à boa execução deste tipo de trabalho. Não se permitiu a execução de serviços, objetos desta especificação, durante dias de chuva e em temperaturas ambientes inferiores a 10°C. A temperatura de aplicação do material betuminoso foi determinada para o ligante betuminoso RR-1C, em função da relação temperatura-viscosidade. Recomendou-se, para tanto, uma relação de 100-400 SSF (*Saybolt-Furol*) a 50°C, a uma temperatura de aplicação entre 55-65°C.

O controle da quantidade do material betuminoso é normalmente feito mediante pesagem do carro distribuidor, antes e depois sua aplicação. Na impossibilidade de controle por este método, sugerem-se as seguintes modalidades:

- Coloca-se na pista uma bandeja, de peso e área conhecida. Mediante uma pesagem, depois a passagem do carro distribuidor, tem-se a quantidade (taxa) de material ou
- Utiliza-se uma régua de madeira, pintada e graduada, capaz de fornecer antes e depois da operação a quantidade de material betuminoso consumido — por diferença de alturas do mesmo no interior do tanque do carro distribuidor.

O controle da quantidade de agregado aplicado pode ser feito de forma similar ao material betuminoso, empregando-se uma bandeja de peso e área conhecida.

O controle geométrico do tratamento superficial consta, geralmente, de uma verificação do acabamento que pode ser feita com duas réguas de 3,00m de comprimento, colocadas perpendicular e paralelamente ao eixo da estrada respectivamente. A variação da superfície, entre dois pontos quaisquer de contato, não deve exceder 0,5cm.

Na execução dessa modalidade de TCP foram necessários os seguintes equipamentos:

- Carro distribuidor de material betuminoso (Figura 4.54-a), provido de dispositivos de aquecimento e de rodas pneumáticas, calibradores, termômetro e espargidor manual (para o tratamento de pequenas superfícies e correções localizadas);
- Pá-carregadeira, para a descarga alternada do estéril IPA sobre a pista, representando a primeira fase do espalhamento (Figura 4.54-b);
- Motoniveladora, para o preparo prévio da base e posterior espalhamento definitivo do estéril, em nível (Figura 4.54-c);
- Caminhão basculante carregado, para a descarga e compressão de agregado, em substituição ao rolo liso ou pneumático¹¹ (Figura 4.54-d);
- Caminhão-pipa, para o pré-umedecimento da pista (Figura 4.54-e).



Figura 4.54: Equipamentos utilizados no tratamento contra pó, com detalhes do caminhão espargidor.

¹¹ Esta medida teve como objetivo simplificar a metodologia de execução, otimizando a demanda por equipamentos não empregados na mina. Apenas o caminhão espargidor necessitou ser alugado por empresa terceira.

4.9.1 Seção Experimental 1

Para a imprimação da base foi utilizado o CM-30, um asfalto diluído pouco viscoso, cuja taxa de aplicação foi sugerida em 1,3 litros/m². Sua função primordial, neste caso, foi conferir à base estabilizada um menor poder de absorção, a fim de que o tratamento superior não penetrasse na camada, inviabilizando o trabalho, além de promover condições de aderência entre a base e o revestimento (no caso, a emulsão asfáltica e o agregado).

Para a capa selante foi empregado o material betuminoso do tipo RR-1C, uma emulsão asfáltica catiônica¹² de ruptura rápida¹³ bastante viscosa e de aplicação econômica. Para o primeiro banho utilizou-se uma taxa de aplicação de 1,4 litro/m², enquanto que no 2º banho a emulsão fora diluída em água a 50%.

Nesta etapa do tratamento foram efetivamente aplicados 580 litros de RR-1C e 360 litros de CM-30. O agregado utilizado para a seção 1 foi o estéril IPA, cuja taxa de aplicação foi planejada em cerca de 13kg/m², consumindo-se cerca de 3.600kg (2,75m³). A opção por este material residiu em sua predominância arenosa, aliada à quase ausência de matacões. Logo, além da facilidade de espalhamento, o emprego do IPA justificou-se pela sua grande ocorrência na mina.

A seguir, é descrito o processo de aplicação do TCP para a seção experimental em questão:

- i. Com a motoniveladora providenciou-se o nivelamento da base executada em CL, sendo posteriormente umedecida com caminhão-pipa e selada, mediante sucessivas passagens da motoniveladora;
- ii. Aplicação de asfalto diluído CM-30, através do caminhão espargidor, a uma taxa constante, segundo três faixas. Apesar do processo de “cura” demandar 24 horas, deixou-se o material secar por 72 horas (Figura 4.55);

¹² Sistema constituído pela dispersão de uma fase asfáltica em uma fase aquosa (direta), ou de uma fase aquosa em uma fase asfáltica (inversa), apresentando partículas eletrizadas positivamente.

¹³ A água começa a se separar do asfalto cerca de 4 minutos após sua aplicação.

- iii. Aplicação da emulsão asfáltica RR-1C também via carro espargidor, de maneira uniforme, na quantidade e temperatura especificadas. Não houve necessidade de espalhamento manual, haja vista que todos os pontos foram alcançados pela aplicação do produto (Figura 4.56);
- iv. Espalhamento do estéril IPA uniformemente, em fina camada, através da pá-carregadeira (inicialmente) e da motoniveladora, na quantidade indicada no Projeto Executivo (Figura 4.57). Ambos os equipamentos trabalharam sob a ótica da técnica de “ponta de aterro”, isto é, o espalhamento do agregado sobre a superfície tratada sem, no entanto, haver contato entre os pneumáticos e o material betuminoso;
- v. Procedeu-se à compressão, no sentido longitudinal, progredindo-se do bordo mais baixo da pista para o bordo mais alto, por meio de um caminhão carregado, em sucessivas passagens, de forma a se eliminar ao máximo as irregularidades existentes;
- vi. Aplicação de um segundo banho de emulsão, diluído em água a 50%, à taxa de 1,4 litro/m², seguindo os mesmos cuidados quando da primeira aplicação do banho.

Antes da etapa de espalhamento e compactação, procedeu-se à retirada manual de alguns matacões depositados sobre a pista, de forma a facilitar o trabalho da motoniveladora. A abertura ao tráfego somente se fez após uma semana de conclusão dos trabalhos, apesar do período recomendado ser de apenas 4 horas.



Figura 4.55: Imprimação da base com CM-30.



Figura 4.56: Aplicação de RR-1C sobre a base imprimada (1º banho).



Figura 4.57: Espalhamento dos estéreis sobre a base tratada.

4.9.2 Seção Experimental 2

A execução do TCP para a seção 2 seguiu os mesmos moldes da seção 1, variando-se o tipo de estéril: CCM, em lugar de IPA. A intenção foi testar um material mais pedregulhoso, já que a CL possui quantidade excessiva de matacões, inviabilizando a execução de uma camada pouco espessa. Para esta seção gastou-se, praticamente, a mesma quantidade de estéril, emulsão asfáltica e asfalto diluído.

Analogamente à seção anterior, buscou-se sincronizar as operações de descarga e espalhamento do agregado, de forma a evitar o contato entre o pneumático e a superfície coberta pelo betume. A Figura 4.58 apresenta o banho duplo de emulsão asfáltica, executado após o espalhamento e nivelamento do agregado.

A etapa de acabamento consistiu, ainda, de se garantir um perfeito nivelamento entre as seções 1 e 2.



Figura 4.58: Banho duplo com RR-1C, nas seções 1 e 2.

4.9.3 Seção Experimental 3

De forma similar aos trabalhos de estabilização química da camada de base, estabeleceu-se um critério de comparação entre seções tratadas e não tratadas contra pó. Sendo assim, preferiu-se utilizar o seguinte diferencial para a seção 3: empregar uma vez mais o estéril IPA, sobre a base imprimada com CM-30 e recoberta por RR-1C sem, no entanto, aplicar o 2º banho de emulsão, conforme feito para as outras seções experimentais. Desta forma, o estéril compactado sobre o banho de RR-1C caracterizou-se como a última camada do TCP, após devida selagem com motoniveladora. O nivelamento entre as seções 2 e 3 consistiu na última etapa dos trabalhos.

Para esta modalidade foram consumidos 3.600kg de estéril, 385 litros de RR-1C e 360 litros de CM-30. Ressalta-se que as taxas de aplicação permaneceram imutáveis. A Figura 4.59 mostra o processo de espalhamento e nivelamento conduzido na seção experimental 3. A Figura 4.60 apresenta a feição das superfícies tratadas contra pó, para as seções 1, 2 e 3.



Figura 4.59: Espalhamento de agregado na seção 3, sobre a base tratada.



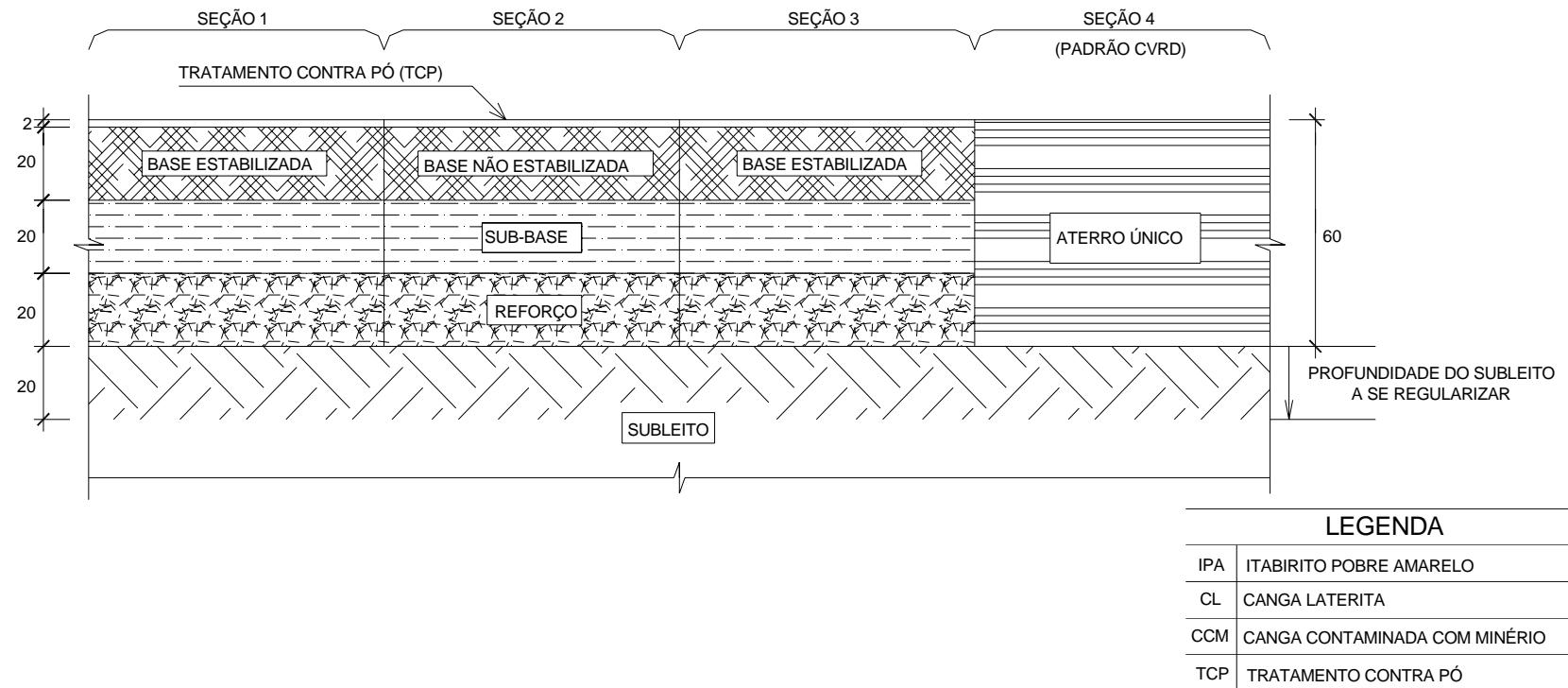
Figura 4.60: Detalhes do TCP, nas seções 1, 2 e 3 (da esquerda para a direita, respectivamente).

4.9.4 Seção Experimental 4 (“Padrão CVRD”)

Analogamente à etapa de estabilização da base, a seção 4 não recebeu TCP, uma vez que foi executada conforme os procedimentos empregados pela CVRD quando do acabamento final da pista de rolamento. A superfície final desta seção, executada com o estéril CCM, foi nivelada em relação às demais seções experimentais, sem quaisquer tipos de tratamento. A Figura 4.61 mostra toda a pista após a conclusão dos trabalhos. A Figura 4.62 resume a concepção geral do trecho experimental, no que tange a seleção de estéreis para as camadas do pavimento e as técnicas de estabilização química e tratamento contra pó.



Figura 4.61: Vista geral do trecho experimental, após conclusão dos trabalhos.



DESCRÍÇÃO DOS MATERIAIS A SEREM UTILIZADOS - TCP					ESTABILIZAÇÃO DA BASE			SUPERESTRUTURA				
SEÇÃO	IMPRIMAÇÃO	1º BANHO	AGREGADO	2º BANHO	SEÇÃO	ESTABILIZANTE	REAGENTE	SEÇÃO	BASE	SUB-BASE	REFORÇO	SUBLEITO
1	CM-30 (1,3 litro/m ²)	RR-1C (1,4 litro/m ²)	IPA (13 kg/m ²)	RR-1C (Diluído a 50%) (1,4 litro/m ²)	1	DYNABASE (6 kg/m ²)	---	1	CL	CCM	CCM	CL
2	CM-30 (1,3 litro/m ²)	RR-1C (1,4 litro/m ²)	CCM (13 kg/m ²)	RR-1C (Diluído a 50%) (1,4 litro/m ²)	2	---	---	2	CL	CCM	CCM	CL
3	CM-30 (1,3 litro/m ²)	RR-1C (1,4 litro/m ²)	IPA (13 kg/m ²)	---	3	DS-328 (1kg Estabilizante:1.000kg CL)	Sulfato de Alumínio (20kg Sulfato:1.000kg CL)	3	CL	CCM	CCM	CL
4	---	---	---	---	4	---	---	4	CCM	CCM	CCM	CL

Figura 4.62: Perfil típico do pavimento experimental (dimensões em centímetros).

CAPÍTULO 5

5 RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS

5.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

5.1.1 Análise Granulométrica e Limites de Consistência

As Figuras 5.1 (a-f) reúnem as curvas de distribuição granulométrica dos cinco materiais ensaiados em laboratório, enquadrando-as segundo as faixas granulométricas propostas pelo DNIT. Os resultados obtidos para limites de consistência, peso específico dos grãos, índice de grupo, coeficientes e frações granulométricas são apresentados na Tabela 5.1. A Tabela 5.2 resume a análise, mostrando a classificação dos materiais segundo três sistemas tradicionais de classificação.

Verifica-se que os estéreis ensaiados atendem, majoritariamente, às especificações do DNIT quando enquadradados nos parâmetros granulométricos das faixas “E” e “F”, concordando bem com os resultados obtidos por Saraiva (2006), também para resíduos de minério de ferro. O estéril CL, no entanto, atende às faixas “B”, “C” e “D”, mostrando-se como o material mais estabilizado, granulometricamente, para aplicação em rodovias.

Conforme Senço (1997), quanto à forma das curvas, o estéril CL aponta para uma granulometria mais contínua e razoavelmente densa em relação às demais; isto significa

que o material possui certa fração de finos que, ao preencher os vazios, aumenta a densidade do agregado. Os estéreis IPA e IC mostraram-se como materiais de granulometria mais descontínua, isto é, não possuem uniformidade entre as porções das diversas frações.

Segundo Caputo (1988), apenas o estéril AL apresentou uniformidade média (coeficiente de uniformidade C_u compreendido entre 5 e 15); os demais materiais sugerem ausência de uniformidade (coeficiente de uniformidade superior a 15). Nenhum dos estéreis podem ser enquadrados como materiais bem graduados, uma vez que não apresentaram coeficiente de curvatura compreendido entre 1 e 3.

As análises granulométricas e as classificações efetuadas revelaram a predominância das frações areia e pedregulho nos estéreis estudados, com pequena fração siltosa, creditando sobretudo aos materiais IC e IPA, bastante silicosos, a quase ausência de plasticidade, principal entrave na moldagem de corpos-de-prova em laboratório. Estes dois estéreis, em particular, mostraram-se pouco compressíveis e não tendem a se contrair ao secar. Em termos práticos, no entanto, quando empregados como camadas de pavimento podem se comprimir quase que instantaneamente em presença de elevadas cargas. Além disso, a presença de água intersticial pode induzir a lubrificação dos grãos constituintes, tornando a estrutura consideravelmente instável.

Os estéreis AL, CL e CCM, no entanto, tendem a mostrar bom comportamento enquanto materiais de base e sub-base, por apresentarem apreciáveis frações de areia e pedregulho. Além disso, o classificador IG coloca os estéreis estudados na faixa dos materiais de boa capacidade de suporte (valores próximos ou iguais a zero).

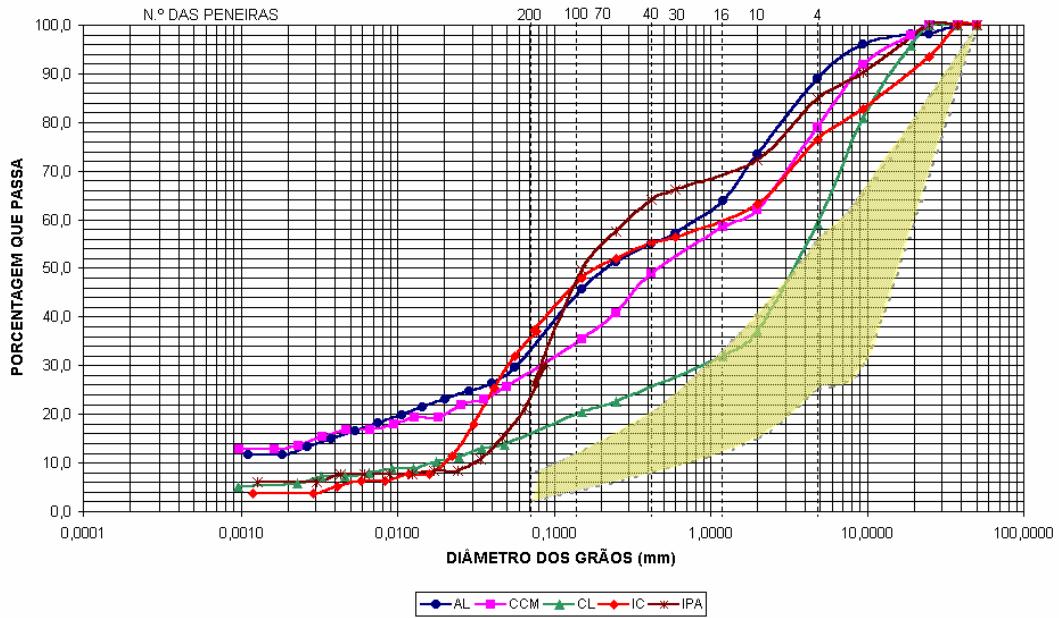


Figura 5.1-a: Curvas granulométricas dos estéreis em relação à faixa “A” do DNIT.

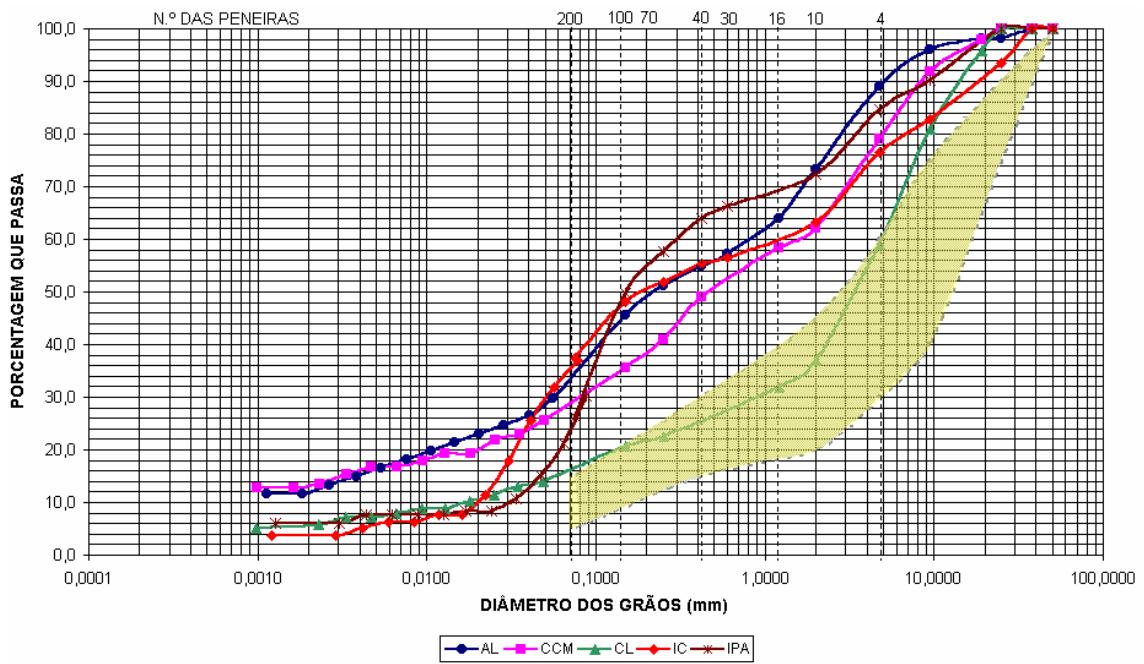
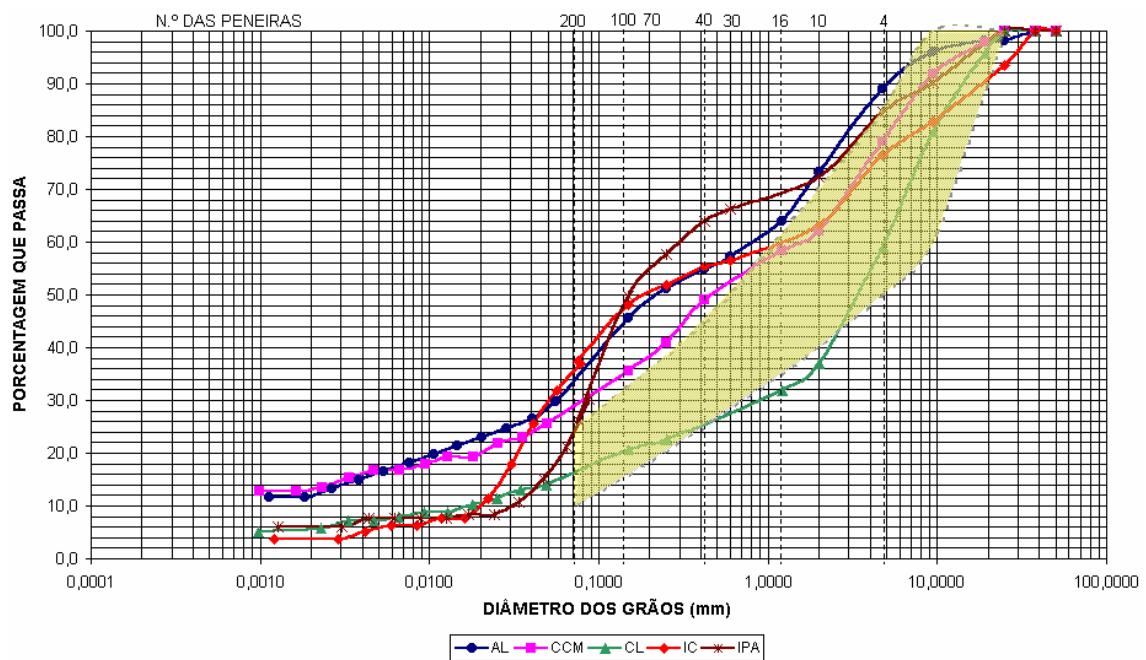
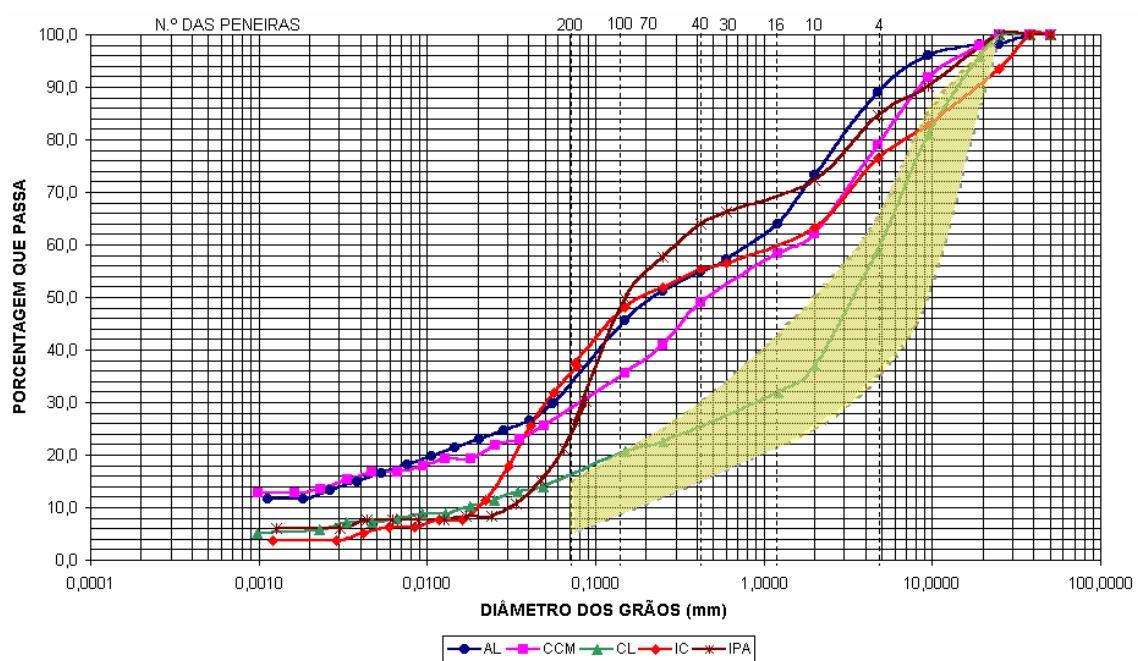


Figura 5.1-b: Curvas granulométricas dos estéreis em relação à faixa “B” do DNIT.



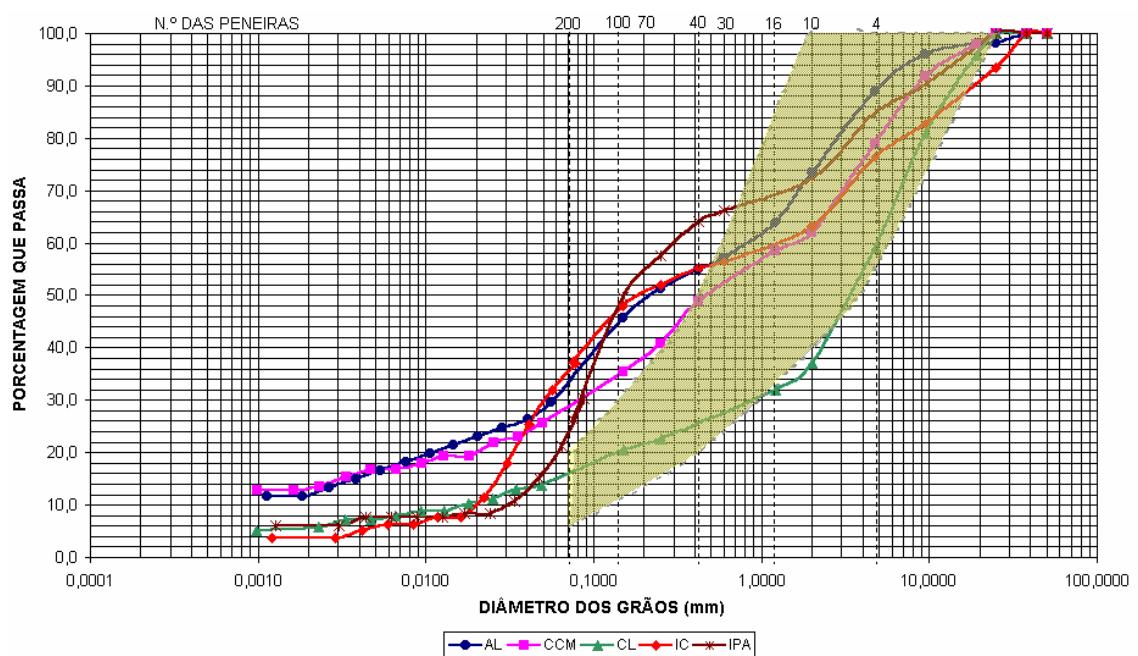


Figura 5.1-e: Curvas granulométricas dos estéreis em relação à faixa “E” do DNIT.

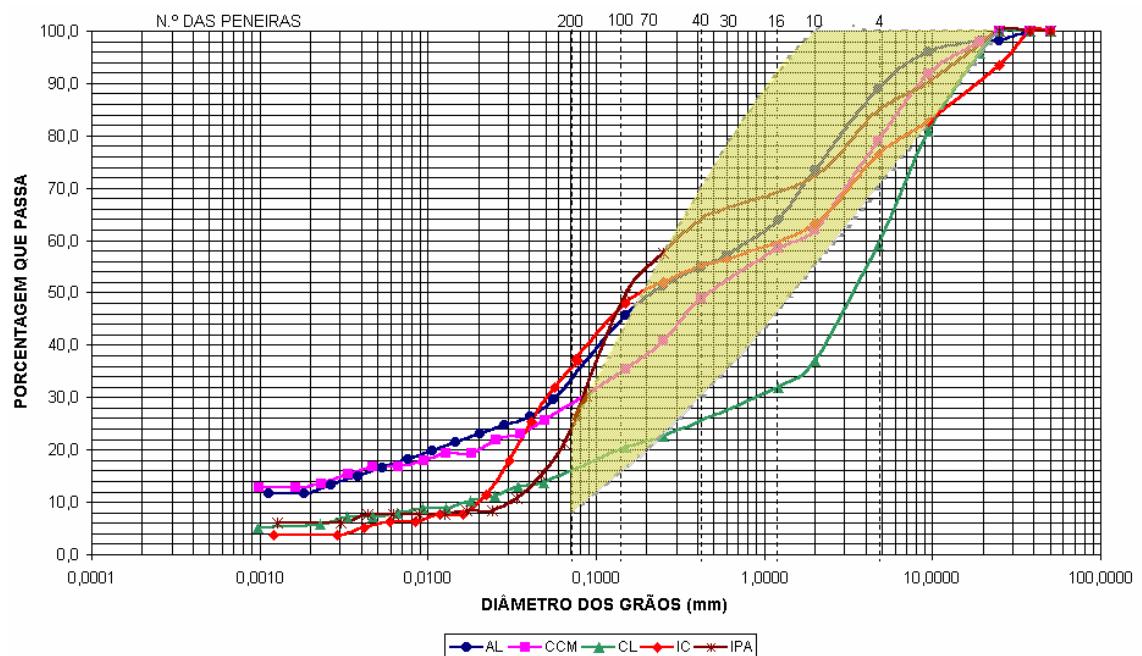


Figura 5.1-f: Curvas granulométricas dos estéreis em relação à faixa “F” do DNIT.

Tabela 5.1: Resultados dos ensaios de limites de consistência, peso específico dos grãos (γ_s), índice de Grupo (IG) e coeficientes de granulometria.

Amostras	IC	IPA	AL	CL	CCM
Limite de Liquidez (%)	19,3	22,4	35,0	21,7	20,2
Limite de Plasticidade (%)	NP	NP	27,6	17,9	16,3
Índice de Plasticidade (%)	---	---	7,3	3,8	3,9
γ_s (kN/m³)	33,618	31,049	36,659	45,132	42,817
IG	0,4	0	0	0	0
Cu	-	60	10	278	-
Cc	0,8	-	60	-	-
D85 (mm)	3,8000	12,5000	5,0000	12,0000	6,5000
D60 (mm)	0,8000	1,2000	0,3000	5,0000	1,5000
D50 (mm)	0,2200	0,1800	0,1600	3,4000	0,4800
D30 (mm)	0,0600	0,0500	0,0850	0,9000	0,0850
D15 (mm)	0,0038	0,0270	0,0480	0,0600	0,0030
D10 (mm)	-	0,0200	0,0300	0,0180	-

Tabela 5.2: Classificação segundo ABNT, Sistema Unificado (USCS) e Sistema Rodoviário (AASHTO).

Amostras	IC	IPA	AL	CL	CCM
ABNT	Pedregulho arenoso-siltoso	Areia fina com pedregulhos	Areia com pedregulhos	Pedregulho arenoso	Areia com pedregulhos
USCS	Areia siltosa (SM)	Areia siltosa (SM)	Areia siltosa (SM)	Areia siltosa (SM)	Areia siltosa (SM)
AASHTO	Silte (A-4)	Areia siltosa com pedregulhos (A-2-4)	Areia siltosa com pedregulhos (A-2-4)	Areia com pedregulhos (A-1-b)	Areia siltosa com pedregulhos (A-2-4)

De uma maneira geral, os estéreis apresentaram baixos valores de índice de plasticidade (IP), fator favorável à sua aplicação em estradas. Segundo a classificação proposta por IAEG, 1979, *apud* Fiori e Carmignani (2001), os estéreis CL e CCM caracterizam-se como materiais levemente plásticos ($1 < IP < 7$) e o estéril AL como moderadamente plástico ($7 < IP < 17$). Os estéreis IC e IPA, no entanto, denotaram total ausência de plasticidade. Segundo Pinto (2002), areias costumam apresentar peso específico dos sólidos da ordem de $26,5\text{kN/m}^3$ e, argilas lateríticas, valores de até 30kN/m^3 . No entanto, os materiais ensaiados apresentaram valores bastante superiores para o referido índice (variando entre 31 e 45kN/m^3), confirmando a presença de elevados teores de óxidos de ferro, apesar de não serem potencialmente lavráveis no âmbito da atividade mineradora. Caputo (1988) sugere valores em torno de $28,5\text{kN/m}^3$. A rigor, estão

bastante aquém do peso específico do minério de ferro (hematita), compreendido entre 49,0 e 53,0kN/m³ (Fiori e Carmignani, 2001).

5.1.2 Compactação

Os resultados dos ensaios de compactação estão sistematizados na Tabela 5.3 (em termos de peso específico aparente seco e teor de umidade). As Figuras 5.2 (a-e) apresentam as curvas de compactação dos estéreis ensaiados e suas respectivas curvas de saturação (em termos de massa específica aparente seca e teor de umidade).

Tabela 5.3: Resultados dos ensaios de compactação.

Amostras	IC	IPA	AL	CL	CCM
γ_d max. (kN/m ³)	21,722	22,654	17,799	21,575	27,753
w _{ot} (%)	10,5	10,2	22,4	17,0	9,8
Energia	Normal	Intermediária	Intermediária	Modificada	Modificada

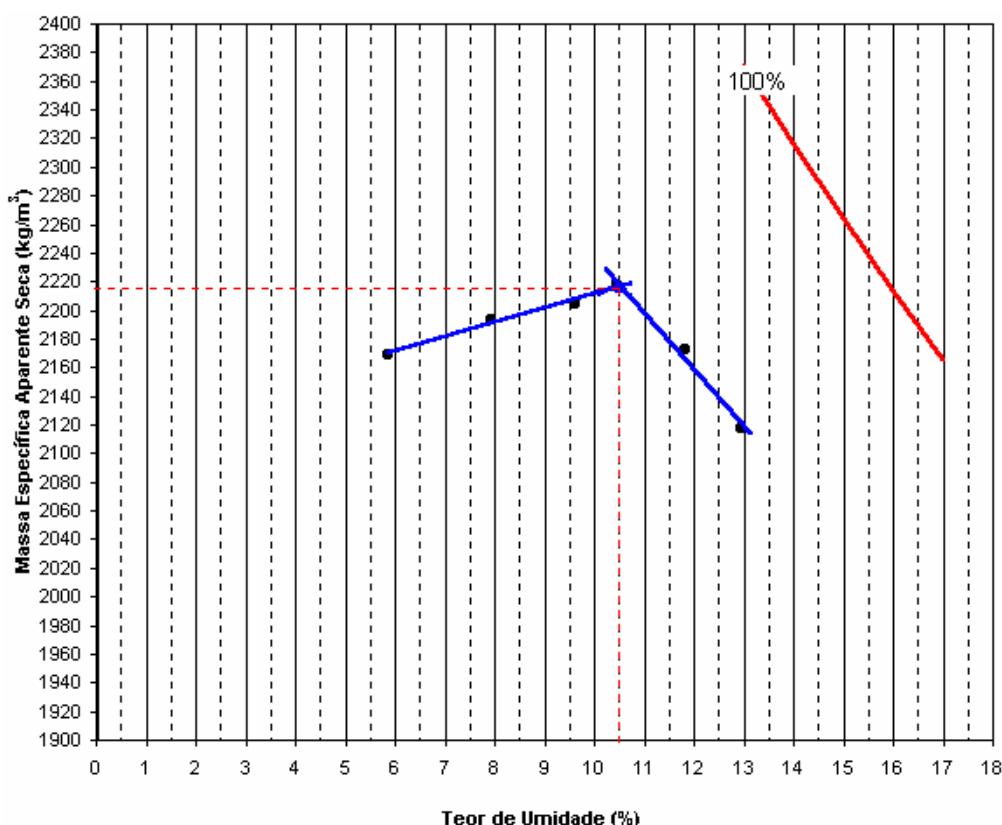


Figura 5.2-a: Curva de compactação do estéril IC.

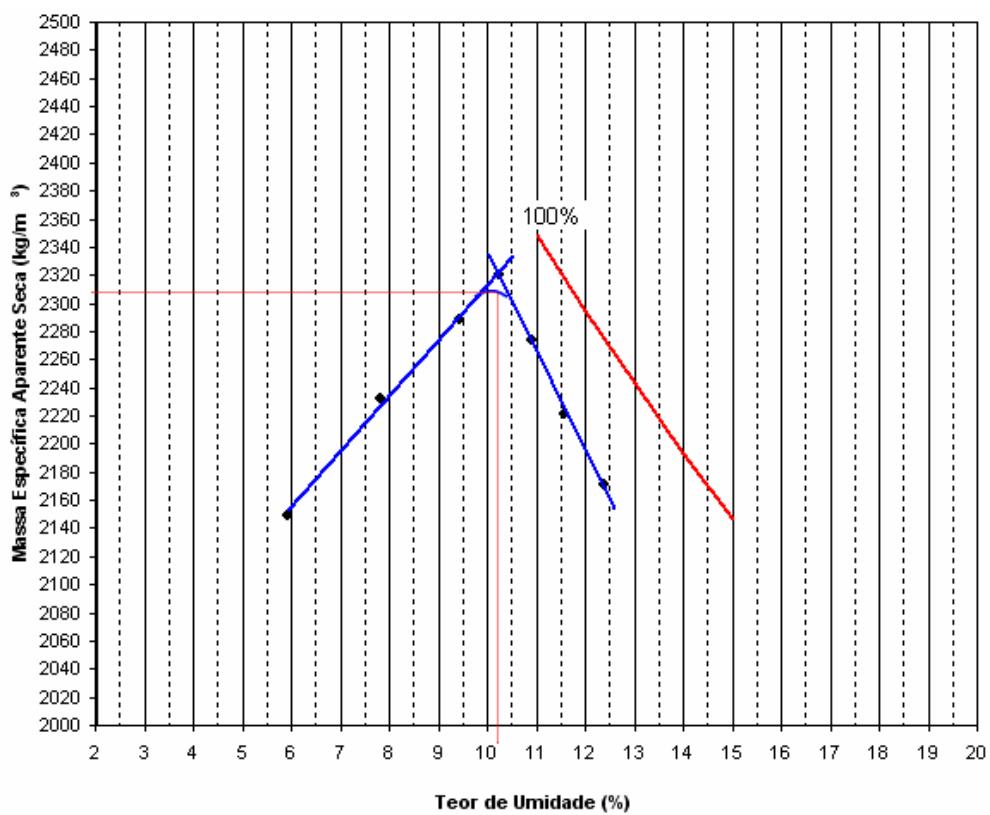


Figura 5.2-b: Curva de compactação do estéril IPA.

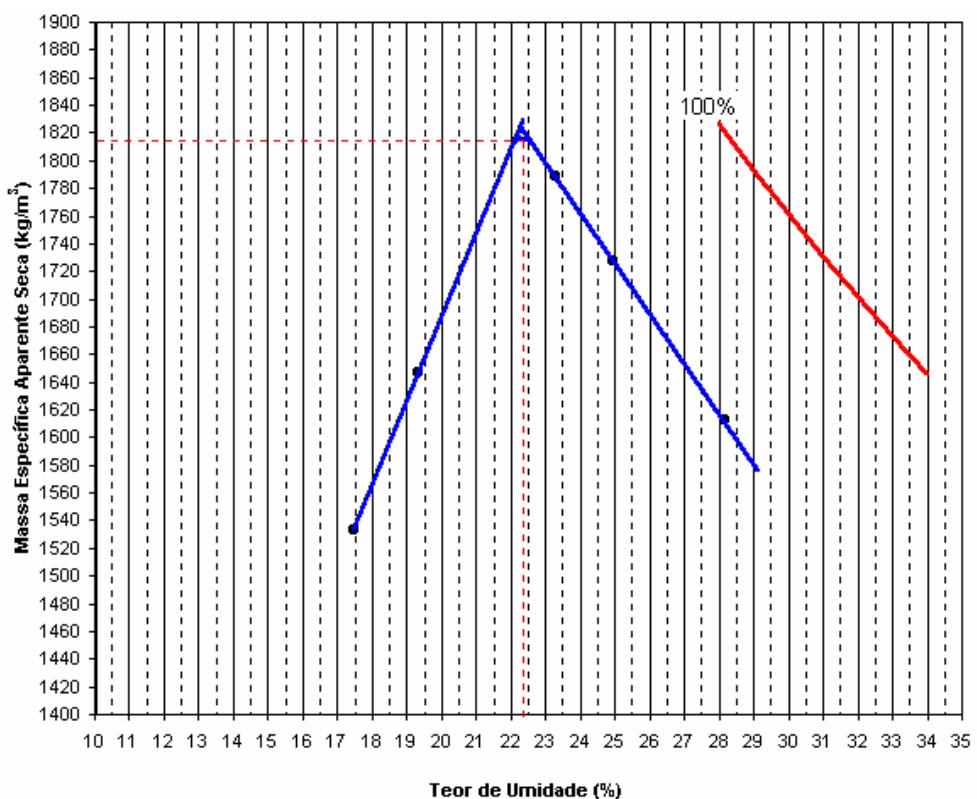


Figura 5.2-c: Curva de compactação do estéril AL.

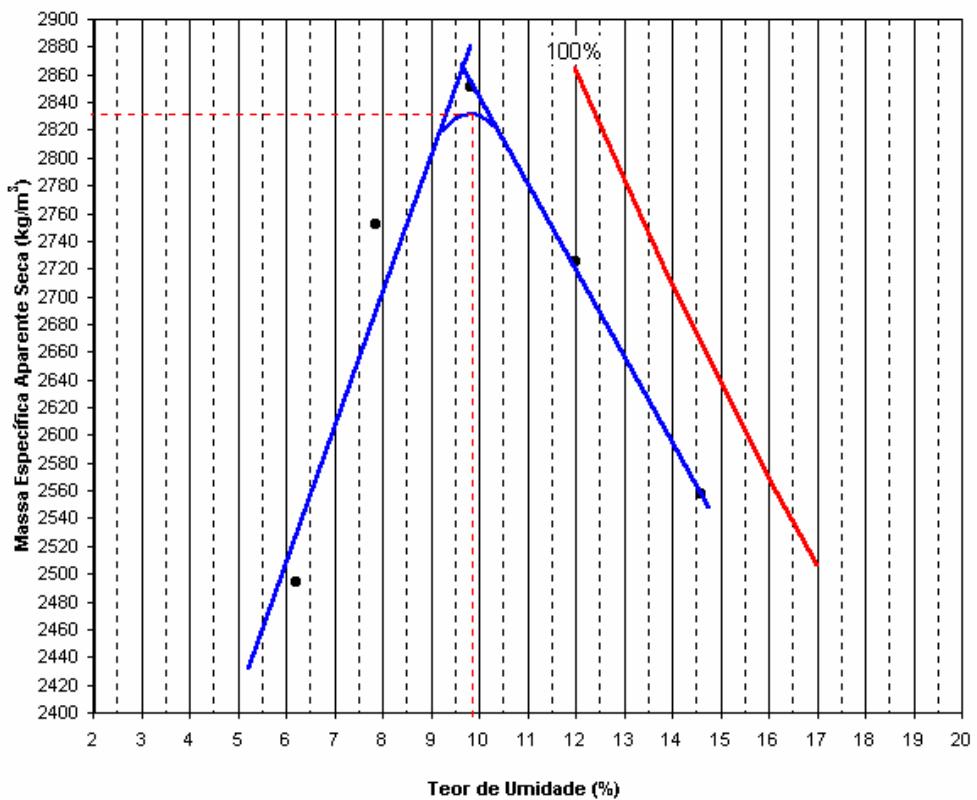


Figura 5.2-d: Curva de compactação do estéril CCM.

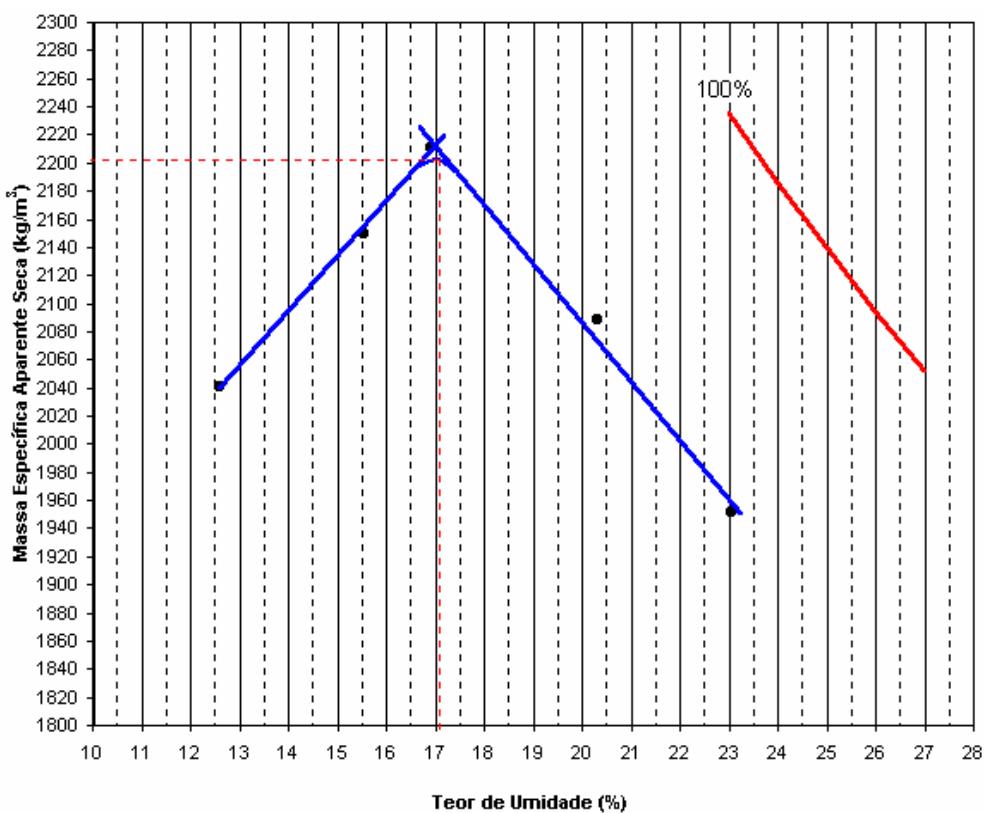


Figura 5.2-e: Curva de compactação do estéril CL.

Pinto (2002) sugere pesos específicos secos máximos entre 18 e 21kN/m³ para solos arenosos lateríticos com pedregulhos; e teores de umidade ótima entre 9 e 14%. À exceção do material AL, vê-se, neste caso, uma boa concordância dos teores de umidade ótima — apesar da influência da energia de compactação. Apesar disso, os elevados valores de peso específico seco obtidos nos ensaios refletem, mais uma vez, o teor de ferro presente nas partículas dos materiais, implicando boa resistência destes quando empregados na construção de terraplenos. Além disso, os valores obtidos para peso específico aparente seco máximo e teor de umidade concordam bem com os valores dos estéreis trabalhados por Fernandes (2005) e Saraiva (2006).

Os estéreis de plasticidade nula apresentaram as curvas de compactação mais abatidas em relação às demais, confirmado um comportamento típico de areias. Apesar das amostras serem majoritariamente arenosas, as frações de argila e silte chegaram a influenciar no pouco abatimento das curvas, sobretudo para os estéreis AL e CCM. Além disso, devido ao caráter laterítico dos materiais, era de se esperar os ramos ascendentes das curvas bastante íngremes, se comparados a solos transportados não laterizados e solos residuais.

5.1.3 Índice Suporte Califórnia

Os resultados de CBR obtidos para umidades próximas do teor ótimo de cada estéril e os respectivos valores de expansão dos corpos-de-prova são mostrados na Tabela 5.4. A variação do CBR com os teores de umidade ensaiados são apresentados na Figura 5.3.

Tabela 5.4: Resultados dos ensaios de CBR.

Amostras	IC	IPA	AL	CL	CCM
CBR (%)	19,14	71,06	37,72	73,93	75,00
Teor de Umidade (%)	13,36	11,53	18,93	13,17	9,77
Expansão (%)	0	0,2	0,2	0,3	0,2
Energia	Normal	Intermediária	Intermediária	Modificada	Modificada

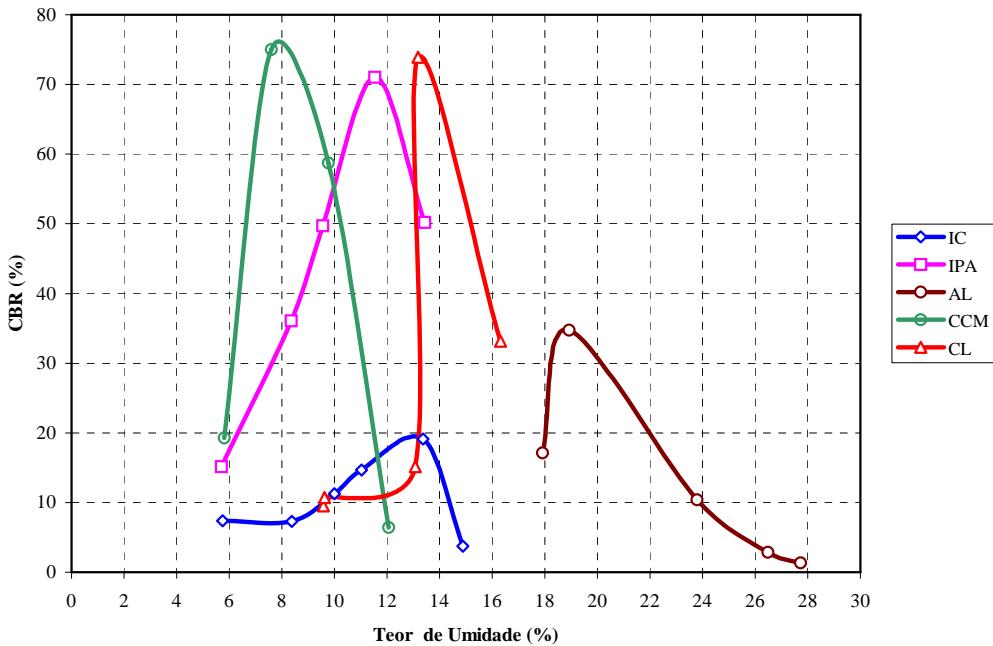


Figura 5.3: Variação do CBR com os teores de umidade testados.

Os estéreis CCM e CL apresentaram elevados valores de CBR, atestando a boa qualidade desses materiais enquanto camadas de pavimento, haja vista que para bases e sub-bases é sugerido um valor de CBR acima de 80%. Este comportamento era esperado, uma vez que se tratam de materiais bastante pedregulhosos e de maior ocorrência de óxidos de ferro, entre os materiais estudados. Surpreendentemente, o estéril IPA também apresentou um valor considerável de CBR, possivelmente creditado à matriz arenosa e rica em sílica e quartzo.

Os valores de CBR concordaram bem com a correlação entre CBR e classificação Rodoviária (ASSHTO), conforme é proposto na Tabela 5.5. No caso da classificação Unificada, entretanto, a correlação só se aplicou satisfatoriamente para os estéreis IC e AL.

Os valores máximos de expansão obtidos são perfeitamente compatíveis com os valores recomendados para bases rodoviárias (inferiores a 0,5%).

Tabela 5.5: Correlação provável entre CBR e Classificação HRB (Senço, 1997, modificada).

Material (Classificação HRB)	CBR Provável (%)
A-1-a	40 a 80 (ou mais)
A-1-b (estéril CL)	20 a 80 (ou mais)
A-2-4 e A-2-5 (estéreis IPA, IC, CCM e AL)	25 a 80 (ou mais)
A-2-6 e A-2-7	12 a 30
A-3	15 a 40
A-4	4 a 25
A-5	2 (ou menos) a 10
A-6 e A-7	2 (ou menos) a 5
Material (Classificação Unificada)	CBR Provável (%)
GW	40 a 80 (ou mais)
GP	30 a 60 (ou mais)
GM	20 a 60 (ou mais)
GC e SW	20 a 40
SP e SM (todos os estéreis)	10 a 40
SC	5 a 20
ML, CL e CH	2 (ou menos) a 15
MH	2 (ou menos) a 10
OL e OH	2 (ou menos) a 5

5.1.4 Cisalhamento Direto

Os pares de valores tensão normal-tensão cisalhante obtidos para cada estéril são mostrados na Tabela 5.6, com os respectivos parâmetros de ajuste linear, ângulos de atrito e interceptos de coesão, a partir das envolatórias de resistência (Figura 5.4).

Ao longo das Figuras 5.5 (a-e) é apresentado o comportamento da tensão cisalhante dos materiais, à medida que o corpo-de-prova experimenta deslocamento.

Tabela 5.6: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Estéril	σ (kPa)	τ_{PICO} (kPa)	Modelo	R^2	c (kPa)	$\phi_{\text{PICO}} (\circ)$
IC	100	58,86	$\tau = 0,6575\sigma + 2,1274$	0,99	2,0	33,3
	200	144,66				
	400	261,43				
IPA	100	72,45	$\tau = 0,90\sigma - 19,86$	1,00	0	41,9
	200	156,48				
	400	341,33				
AL	100	87,73	$\tau = 0,7967\sigma + 10,52$	0,99	10,0	38,5
	200	173,13				
	400	328,11				
CCM	100	72,92	$\tau = 0,79\sigma + 0,4728$	0,99	0,4	38,3
	200	168,30				
	400	313,20				
CL	100	87,18	$\tau = 1,0202\sigma - 16,914$	0,99	0	45,5
	200	183,99				
	400	392,19				

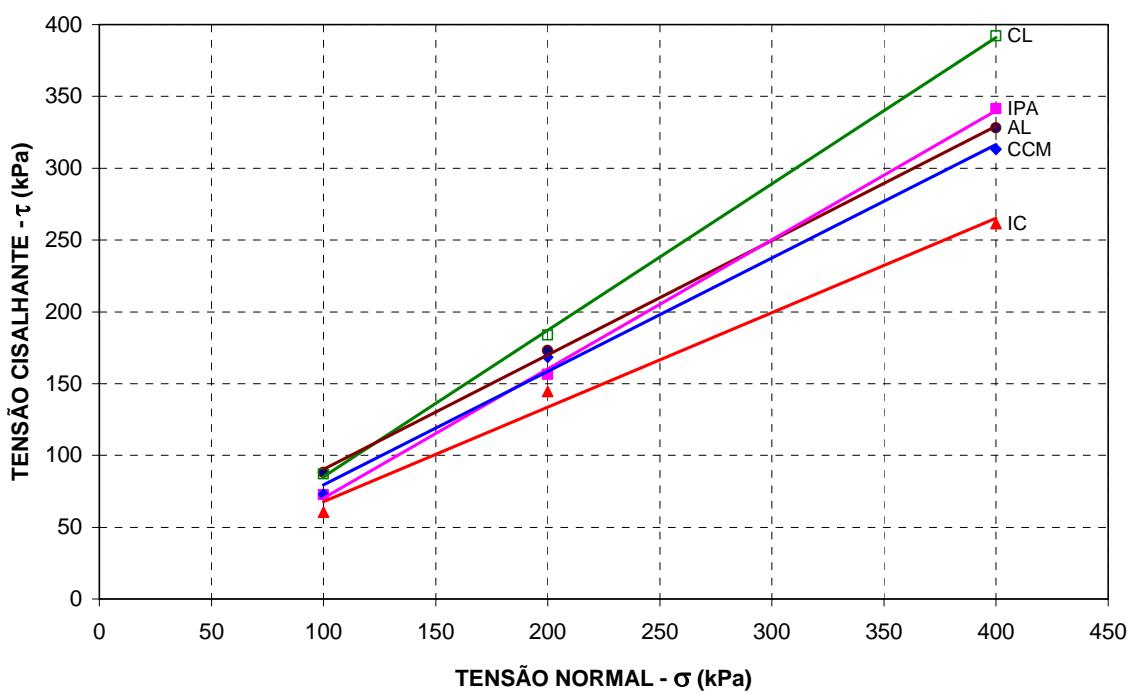


Figura 5.4: Envoltórias de resistência dos estéreis.

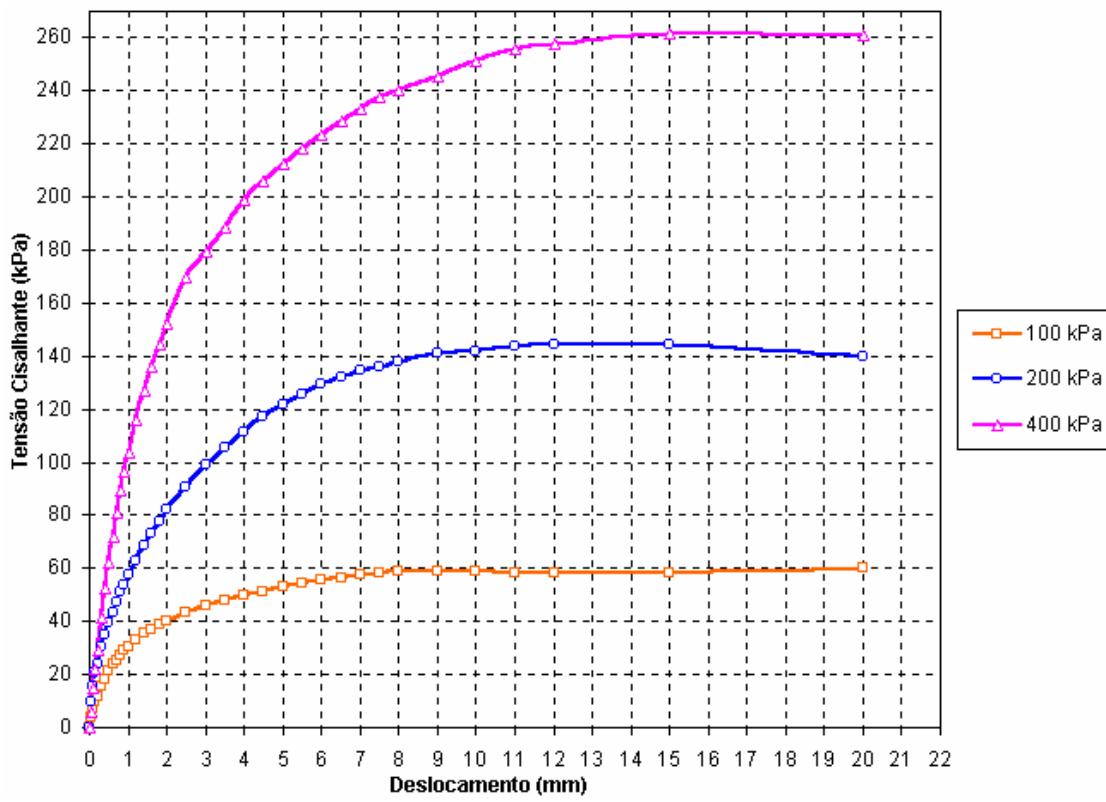


Figura 5.5-a: Variação da tensão normal com a tensão cisalhante para o estéril IC.

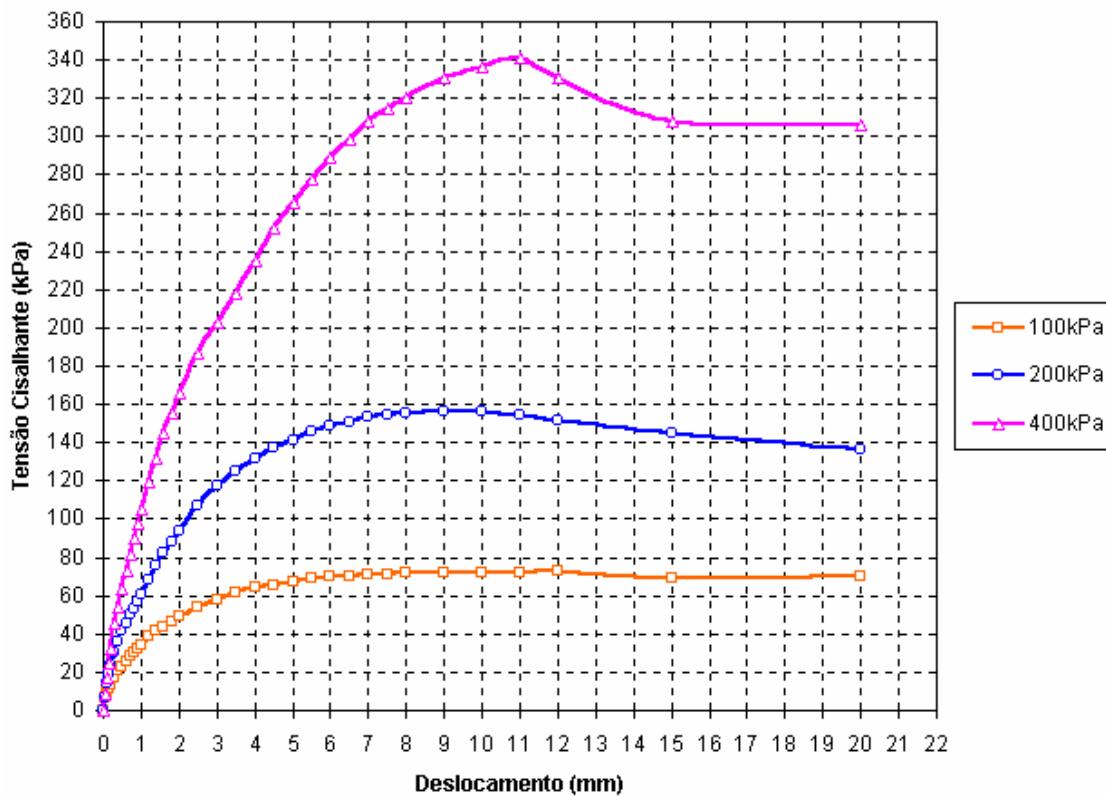


Figura 5.5-b: Variação da tensão normal com a tensão cisalhante para o estéril IPA.

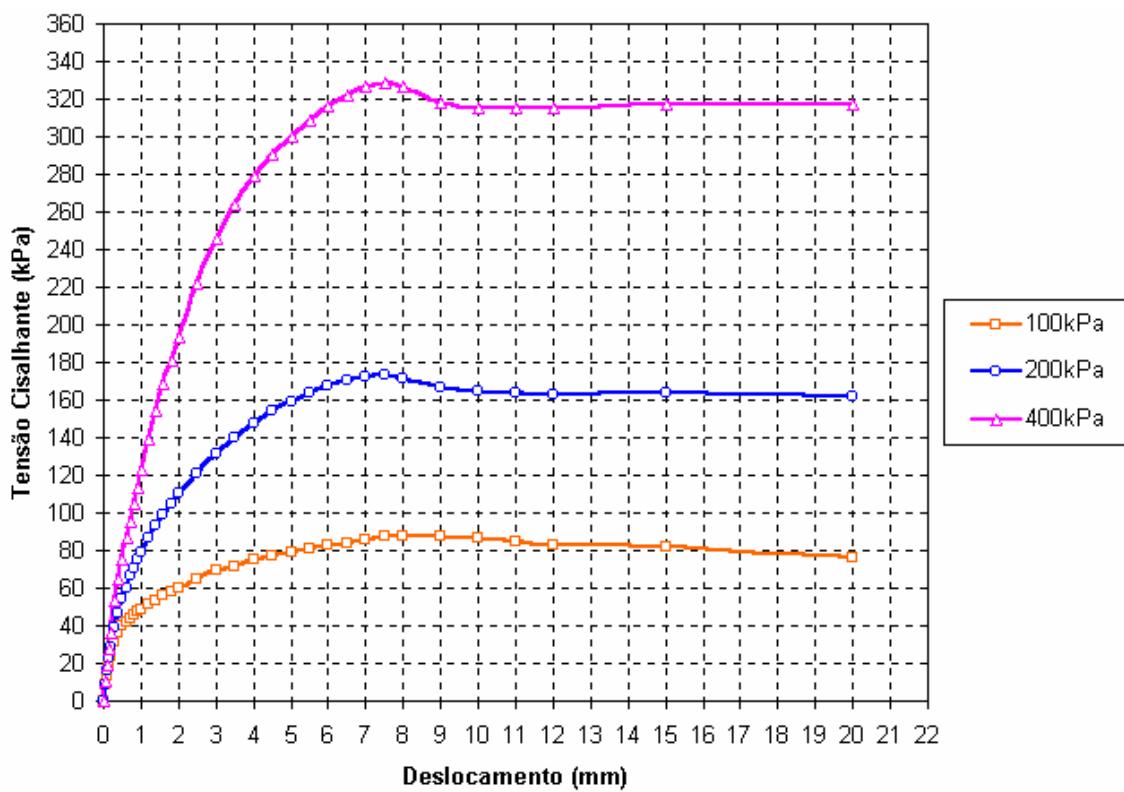


Figura 5.5-c: Variação da tensão normal com a tensão cisalhante para o estéril AL.

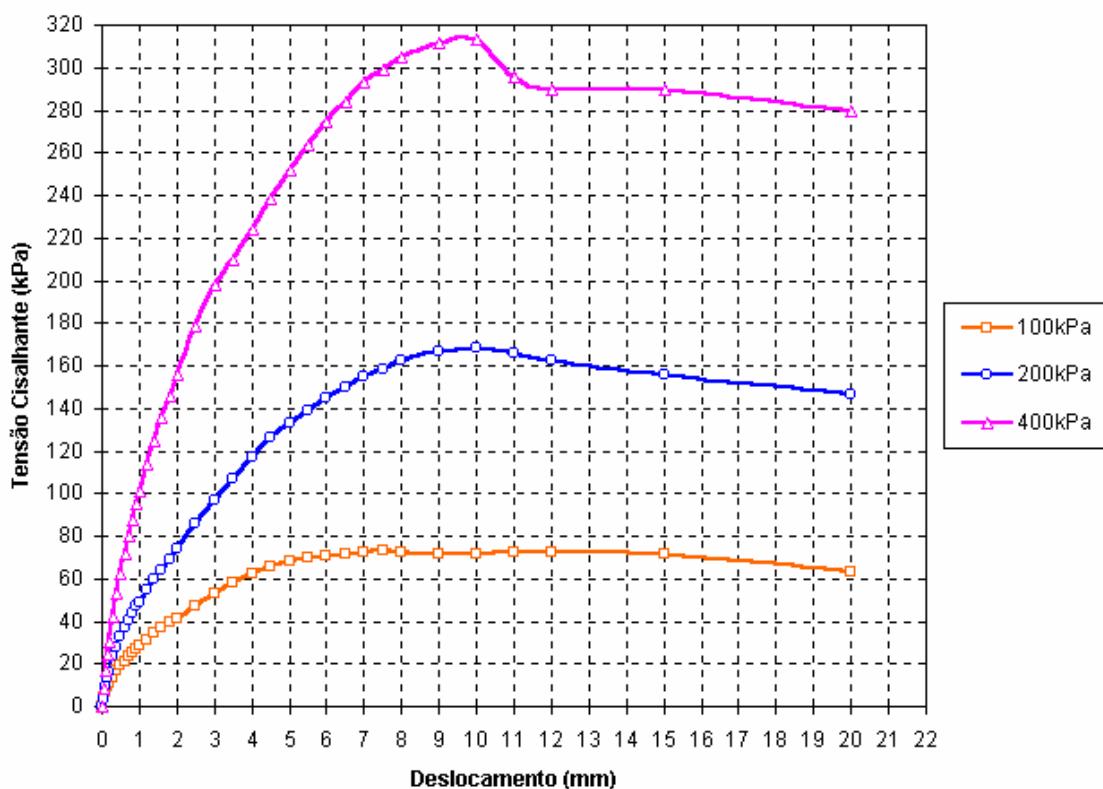


Figura 5.5-d: Variação da tensão normal com a tensão cisalhante para o estéril CCM.

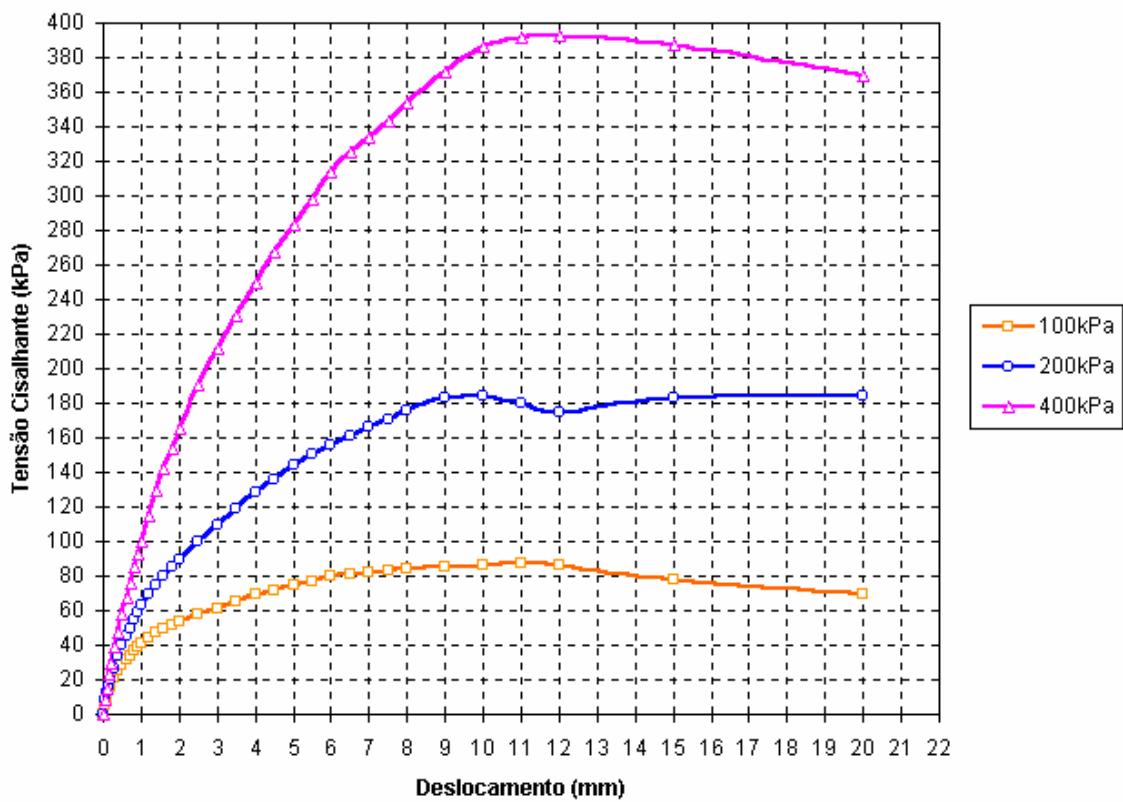


Figura 5.5-e: Variação da tensão normal com a tensão cisalhante para o estéril CL.

Apesar dos materiais serem compactados em seus respectivos teores de umidade ótima e tenderem a apresentar comportamento típico de areias pré-adensadas (densas), a saturação das amostras previamente aos ensaios influiu na forma das curvas apresentadas, sobretudo na condição pós-pico a elevadas tensões normais; com efeito, os estéreis AL, CL e, principalmente o IC, exibiram pouca redução da resistência ao cisalhamento após a ruptura, à medida que se segue a deformação do corpo-de-prova. Os estéreis CCM e IPA apresentaram picos mais definidos, caracterizando maior rigidez, isto é, um comportamento “strain softening” mais efetivo. As maiores tensões cisalhantes foram verificadas para os estéreis CL, AL e CCM. Em geral, os materiais apresentaram discreta expansão a pequenas deformações, mantendo um comportamento dilatante também a grandes deformações. Os estéreis CL e CCM, no entanto, mostraram discretas tendências à compressão para valores pós-picoss.

Os valores obtidos para ângulos de atrito concordam bem com os valores sugeridos por Atkinson e Bransby (1978), conforme mostrado na Tabela 5.7. Segundo estes autores,

os elevados valores obtidos classificam os estéreis globalmente como pedregulhos e areias, reforçando a classificação granulométrica. Mais além, o estéril AL apresentou o menor ângulo de atrito e o maior intercepto coesivo entre as amostras, confirmado uma maior presença de fração argilosa em relação aos demais. Os resultados também estão em conformidade com os valores obtidos por Fernandes (2005).

Tabela 5.7: Faixas de ângulo de atrito para solos (Atkinson e Bransby, 1978, modificada).

Tipo de Material	ϕ' CRÍTICO ($^{\circ}$)	ϕ' PICO ($^{\circ}$)	ϕ' RESIDUAL ($^{\circ}$)
Pedregulhos	30 - 35	35 - 50	
Misturas de pedregulhos e areias com finos	28 - 33	30 - 40	
Areias	27 - 37	32 - 50	
Siltes ou areias siltosas	24 - 32	27 - 35	
Argilas	15 - 30	20 - 30	5 - 15

5.1.5 Triaxial de Carregamento Repetido

Os parâmetros obtidos para os módulos de resiliência encontram-se resumidos nas Tabelas 5.8 (a-b), sendo apresentados apenas os melhores ajustes, creditados aos modelos “arenoso-argiloso” e “composto”. Foram obtidos a partir de planilha em *Excel*, elaborada por Ferreira (2002).

Das equações que governam o comportamento à resiliência dos estéreis ensaiados, empregando-se ambos modelos, foram estimados os módulos para cada camada do pavimento (Tabela 5.9).

Tabela 5.8-a: Resultados dos ensaios triaxiais de carga repetida no modelo arenoso-argiloso.

Modelo de Regressão: $MR = k_1 \theta^{k_2}$					
Parâmetros/Amostras	IC	IPA	AL	CL	CCM
k_1	25	1.004	6.445	773	123
k_2	1,4469	0,7440	0,4560	0,7358	1,1107
k_3	---	---	---	---	---
R^2	0,9578	0,8104	0,8573	0,8409	0,8001

Tabela 5.8-b: Resultados dos ensaios triaxiais de carga repetida no modelo composto.

Modelo de Regressão: $MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$					
Parâmetros/Amostras	IC	IPA	AL	CL	CCM
k_1	0	4.602	14.392	2.858	1.462
k_2	3,7558	0,1377	0,0506	0,0262	0,2568
k_3	0,2575	0,4549	0,3528	0,5972	0,5782
R^2	0,9983	0,9872	0,9742	0,9900	0,9608

Notas: k_1 , k_2 e k_3 são parâmetros de resiliência; $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$ (tensão octaédrica); σ_3 é a tensão confinante (menor); σ_1 é a tensão axial (maior) e $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (tensão-desvio). Utilizaram-se as mesmas unidades para módulo de resiliência e tensões aplicadas.

Tabela 5.9: Estimativa de módulos de resiliência.

Ponto de Análise	Módulo de Resiliência (MPa)				
	IC	IPA	AL	CL	CCM
Base (Meio da Camada)	297	200	165	145	333
Sub-base (Meio da Camada)	137	158	143	115	234
Reforço (Meio da Camada)	47	129	126	94	174
Subleito (Topo)	30	118	120	86	153

Algumas lateritas e materiais de base apresentados no banco de dados da COPPE/UFRJ, organizado por Ferreira (2002) segundo o modelo composto e para uma regressão linear média de 0,90, apresentam faixas de valores para o parâmetro k_1 de 2.100 a 10.400; para o parâmetro k_2 , variando entre 0,10 e 0,90; o coeficiente k_3 aparece, em grande maioria, com sinal negativo. Fernandes (2005) obteve para uma amostra de estéril laterita um k_1 igual a 366 e k_2 igual 0,41, para o modelo arenoso, com um ajuste linear de 0,83.

A rigor, o objetivo primordial dos ensaios triaxiais de carga foi investigar a fração fina dos estéreis, uma vez que sua natureza condiciona o comportamento à resiliência dos materiais (Medina e Motta, 2005). Posto isso, os ensaios foram conduzidos fazendo-se o escalo do fração retida na peneira de malha 4,76mm (#4). Apesar de se tratarem de amostras predominantemente arenosas, a fração fina mostrou-se bastante influente, haja vista a maior dependência do módulo de resiliência em relação à tensão desvio σ_d e à tensão octaédrica θ . No modelo arenoso, por exemplo, os coeficientes de regressão linear ficaram compreendidos entre 0,14 e 0,59, confirmado a pouca influência da tensão confinante σ_3 .

Faz-se importante ressaltar que a grande variabilidade dos módulos de resiliência de solos brasileiros está creditada a diversos fatores (Medina e Motta, 2005): a natureza do material (mineralogia, textura e plasticidade da fração fina), umidade, densidade e estado de tensões, além das características do próprio ensaio (frequência e tempo de carregamento, forma de onda etc.). Com efeito, a presença em maior ou em menor escala de óxidos de ferro nas amostras de estéreis certamente influiu nos resultados obtidos, estabelecendo para os materiais ensaiados um comportamento intermediário entre areia siltosa e pedregulhos de natureza laterítica.

Diversos autores tentaram estabelecer correlações entre módulo de resiliência e índices físicos de solos, porém sem sucesso (Ferreira, 2002). Na verdade, a grande maioria dessas correlações se referem a uma situação específica de ensaio, agregando características inerentes de cada solo ensaiado. Desta forma, nem sempre reproduzem com confiabilidade qualquer tipo de solo, a partir de sua granulometria e/ou plasticidade. Os estéreis, por se tratarem de materiais heterogêneos e oriundos de processos diversos de lavra (detonação, escavação mecânica etc.), não foram satisfatoriamente enquadrados neste grupo, por possuirem características geotécnicas específicas e histórico de tensões bastante complexo. A título de referência, no entanto, podem ser citadas aqui as correlações relatadas em Lelis (2004), propostas por Duncan e Chang (1970), Trindade *et al.* (2003), Visser *et al.* (1981), Heukelom e Klomp (1962), Brown *et al.* (1990), Cardoso (1987) e Rada e Witczak (1981).

5.1.6 Difratometria de Raios-x

Os difratogramas dos estéreis analisados com a técnica de difratometria de raios-x são apresentados nas Figuras 5.6 (a-e), relacionando-se as intensidades relativas de energia aos diversos ângulos de incidência. São apresentados, para tanto, os maiores valores de distância interplanar, associados aos três “picos” mais intensos.



Figura 5.6-a: Difratograma do estéril IC.

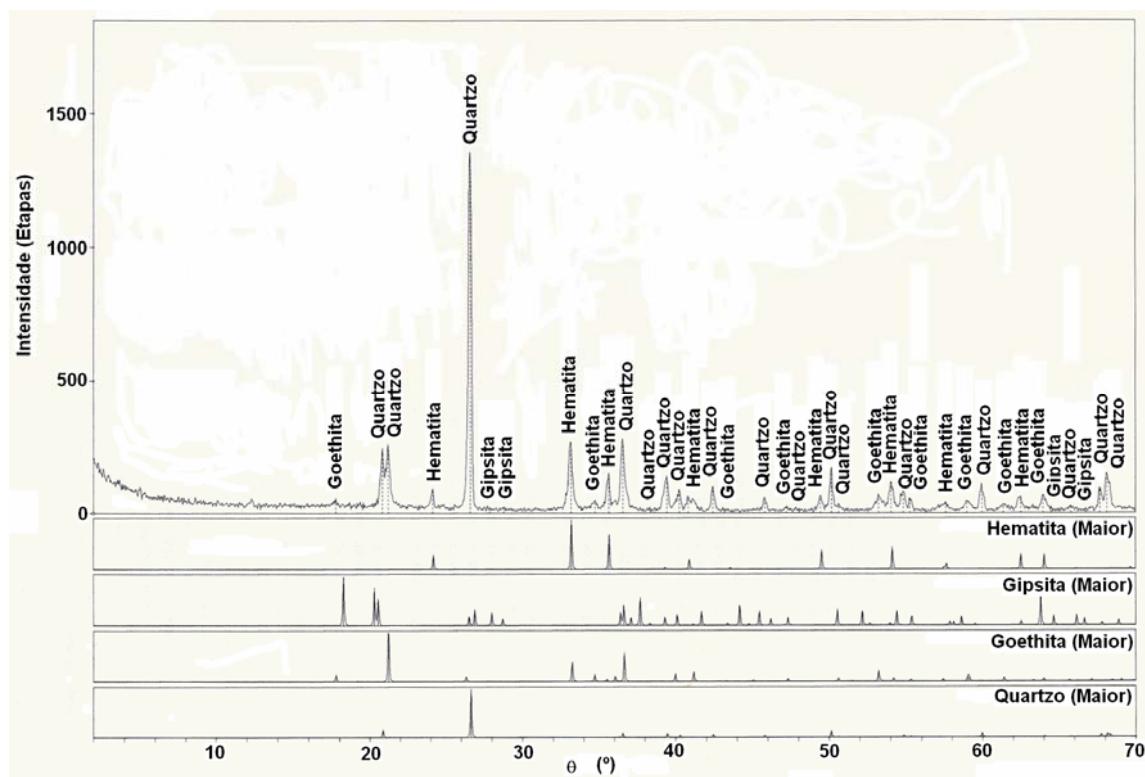


Figura 5.6-b: Difratograma do estéril IPA.

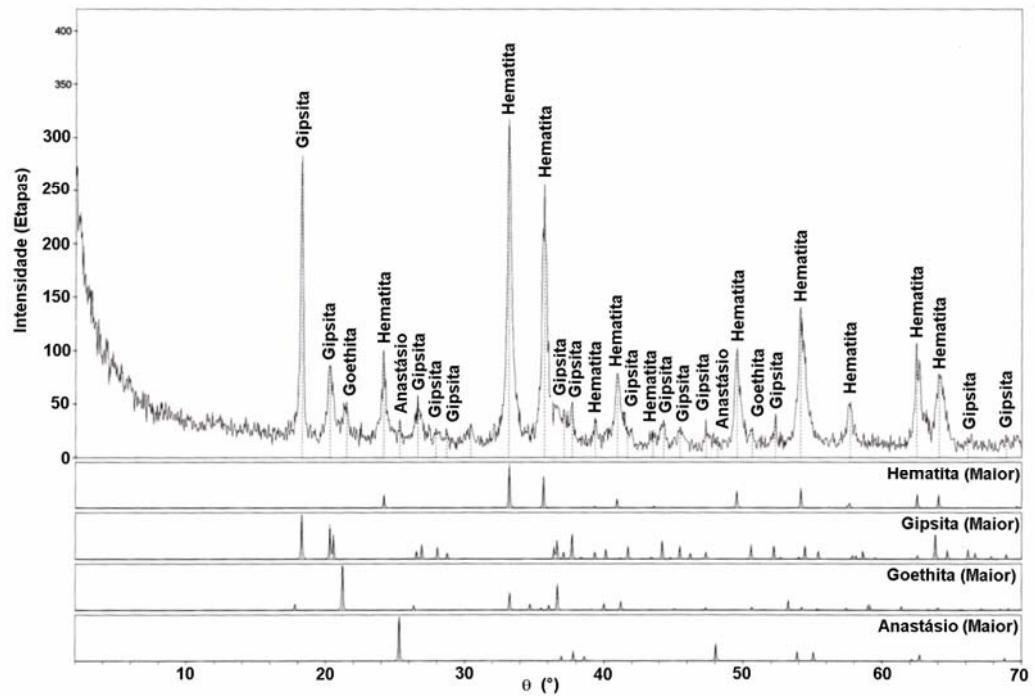


Figura 5.6-c: Difratograma do estéril AL.

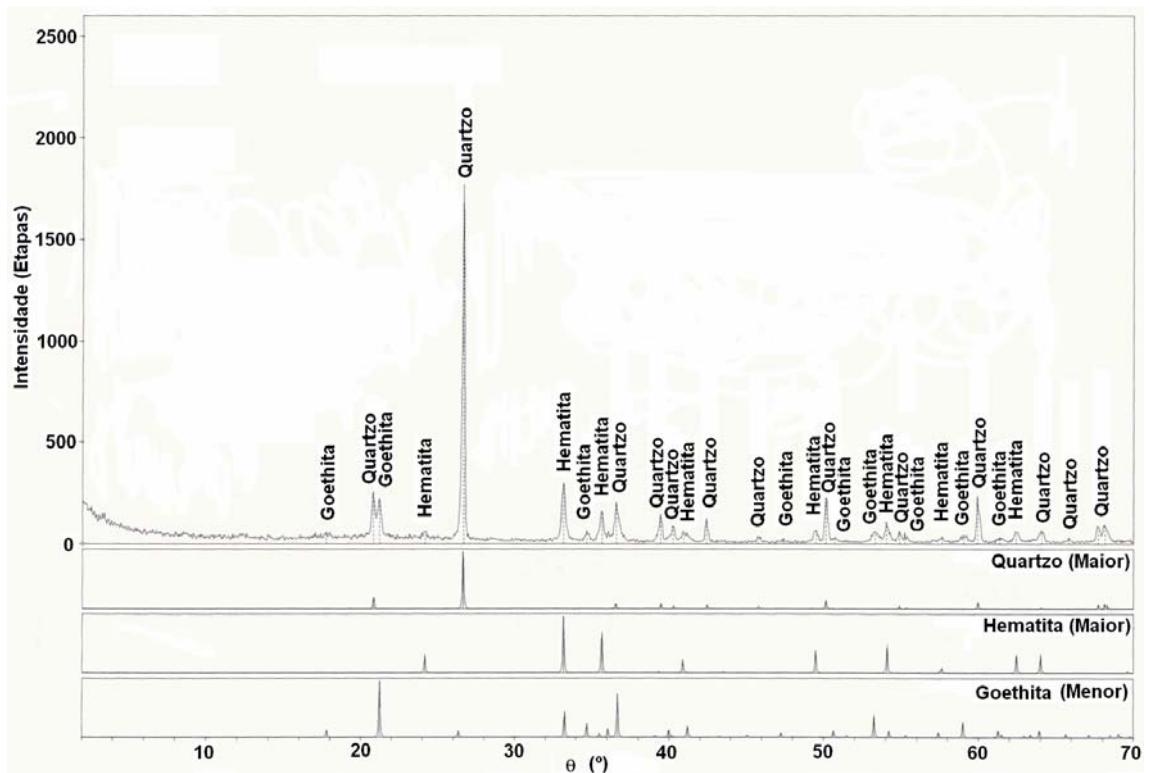


Figura 5.6-d: Difratorgrama do estéril CCM.

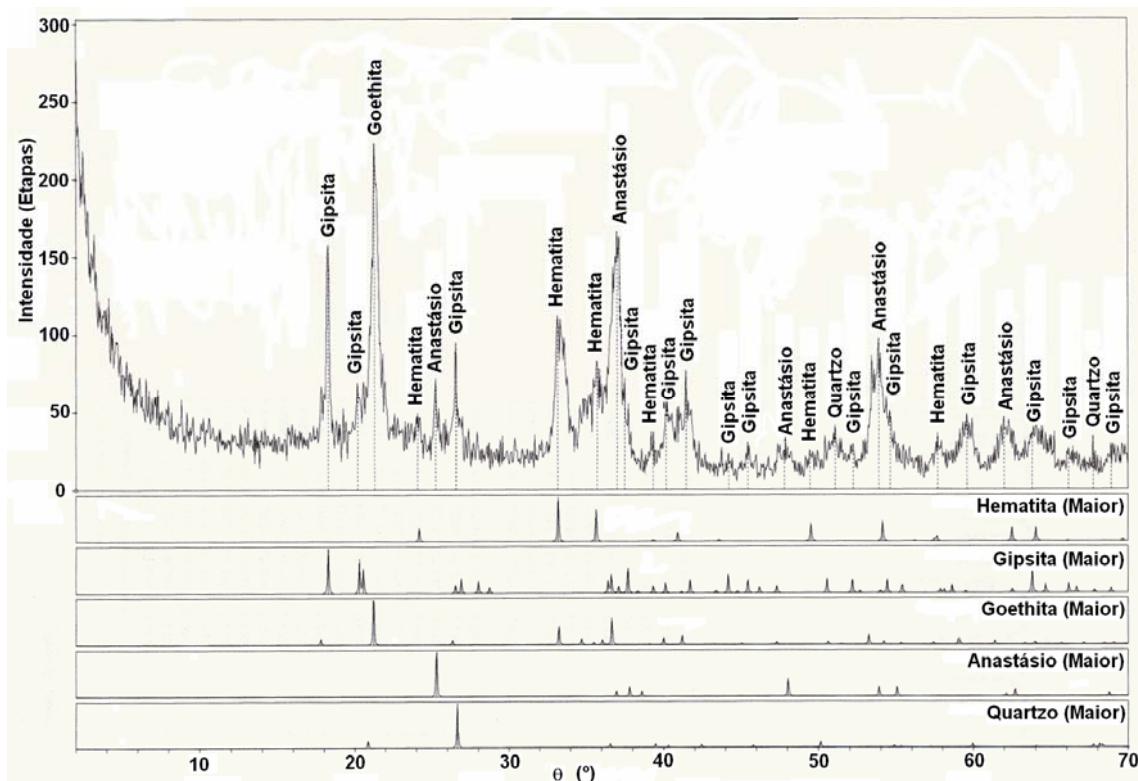


Figura 5.6-e: Difratograma do estéril CL.

Na análise da difratometria importa avaliar as maiores incidências verificadas, com ocorrências superiores a 5%. Sendo assim, observa-se uma maior incidência de quartzo (SiO_2) na amostra do estéril IC, que encontra-se impregnada com hematita (Fe_2O_3). Comportamento similar apresentou o estéril IPA, porém com ocorrências adicionais de gipsita ($\text{Al}(\text{OH})_3$) e goethita (FeO), em menor escala. A amostra de AL apresentou picos bem definidos de hematita e gipsita, com discretas ocorrências de anastásio (TiO_2) e goethita. O estéril CCM apresentou um pico bastante intenso de quartzo, intercalado com pequenas ocorrências de hematita e goethita. O estéril CL, por sua vez, exibiu picos bastante intensos de goethita, anastásio e gipsita, ocorrendo também impregnações de quartzo e hematita em menores quantidades.

Todos os estéreis possuem algum teor de ferro, principal produto da atividade mineradora em questão. Posto isso, interessa empregar em estradas materiais cujos teores de minério sejam o mais baixos possíveis, conjugando-os com as propriedades geotécnicas desejáveis.

A ocorrência de hematita, associada a goethita, implica um maior caráter ferruginoso das amostras. Em contrapartida, a presença de materiais silicosos são indesejáveis tanto à atividade de beneficiamento do minério como à aplicação em estradas, devido principalmente à geração de material particulado. Torna-se claro, pois, que ambos aspectos são constantes de todos os estéreis aqui analisados, à exceção do material AL, que não apresentou ocorrência apreciável de quartzo.

Na prática, observa-se que quanto maior o caráter silicoso do estéril menor é a coesão do material. Este fato gera na verdade uma dicotomia, pois ao mesmo tempo em que os estéreis silicosos são vulneráveis à presença de água e, portanto, indesejáveis à aplicação em estradas, estes materiais costumam exibir satisfatória capacidade de suporte e são relegados pela atividade mineradora como potencialmente descartáveis em pilhas e bota-foras.

5.2 ENSAIOS DE CAMPO

5.2.1 Teor de Umidade e Peso Específico Aparente *in Situ*

A Tabela 5.10 traz os resultados médios, obtidos em campo, para peso específico aparente seco e teor de umidade, utilizando o frasco de areia e o aparelho *Speedy Test*, respectivamente. Os dados de campo são comparados aos valores obtidos em laboratório e, daí, calculados os graus de compactação de cada camada do pavimento.

O critério empregado para a liberação das camadas ficou atrelado à determinação de um grau de compactação igual a $100 \pm 5\%$ e a um desvio do teor de umidade ótima de $\pm 2\%$. Os pontos de amostragem foram tomados, aleatoriamente, dentro dos limites de cada seção, de forma a se garantir ao máximo a representatividade dos dados.

Tabela 5.10: Alguns resultados de campo com frasco de areia e *Speedy Test*.

Seção	Camada	Material	Laboratório		Campo		Δw (%)	GC (%)
			γ_d max (kN/m ³)	w ótima (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)		
1	Base	CL	21,575	17,0	22,408	16,0	1,0	103,9
	Sub-base	CCM	27,753	9,8	27,116	11,2	-1,4	97,7
	Reforço	CCM	27,753	9,8	28,636	9,8	0	103,2
2	Base	CL	21,575	17,0	22,301	17,6	-0,6	103,4
	Sub-base	CCM	27,753	9,8	26,410	11,6	-1,8	95,1
	Reforço	CCM	27,753	9,8	28,763	10,1	-0,3	103,6
3	Base	CL	21,575	17,0	21,222	18,3	-1,3	98,3
	Sub-base	CCM	27,753	9,8	29,273	10,9	-1,1	105,5
	Reforço	CCM	27,753	9,8	29,195	10,9	-1,1	105,2

5.2.2 Controle Deflectométrico com a Viga Benkelman

As deflexões obtidas para cada camada do pavimento experimental, em todas as seções, são mostradas nas Tabelas 5.10 (a-d). As Figuras 5.7 (a-d) trazem a representação gráfica das bacias de deformação. Os raios de curvatura na posição mais crítica, isto é, a 25cm do centro da carga são apresentados nas Figuras 5.8 (a-d).

Tabela 5.11-a: Deflexões calculadas para a camada de base, em todas as seções experimentais.

Distância de Leitura (cm)	Deflexões da Camada de Base ($\times 10^{-2}$ mm)							
	Seção 1		Seção 2		Seção 3		Seção 4	
D ₀	19,37	30,98	34,86	77,76	50,35	46,48	92,95	108,44
D ₂₅	11,62	19,37	19,37	58,10	19,37	15,49	73,59	81,33
D ₅₀	7,75	11,62	11,62	19,37	7,75	7,75	50,35	27,11
D ₇₅	3,87	7,75	3,87	11,62	0	7,75	27,11	19,37
D ₁₀₀	0	7,75	3,87	7,75	-	3,87	19,37	11,62
D ₁₂₅	-	0	3,87	3,87	-	0	7,75	7,75
D ₁₅₀	-	-	0	0	-	-	7,75	0
D ₁₇₅	-	-	-	-	-	-	0	-

Tabela 5.11-b: Deflexões calculadas para a camada de sub-base, nas seções experimentais 1, 2 e 3.

Distância de Leitura (cm)	Deflexões da Camada de Sub-base ($\times 10^{-2}$ mm)					
	Seção 1		Seção 2		Seção 3	
D ₀	81,33	112,32	85,21	85,21	104,57	123,94
D ₂₅	65,84	92,95	69,71	61,97	85,21	104,57
D ₅₀	58,10	85,21	54,22	54,22	69,71	96,83
D ₇₅	42,60	77,46	34,86	38,73	46,48	77,46
D ₁₀₀	27,11	58,10	27,11	34,86	38,73	77,46
D ₁₂₅	23,24	58,10	19,37	23,24	23,24	50,35
D ₁₅₀	11,62	50,35	19,37	11,62	19,37	42,60
D ₁₇₅	7,75	19,37	7,75	3,87	11,62	30,98
D ₂₀₀	7,75	7,75	0	3,87	7,75	15,49
D ₂₂₅	0	0	-	0	7,75	7,75
D ₂₅₀	-	-	-	-	3,87	0
D ₂₇₅	-	-	-	-	0	-

Tabela 5.110-c: Deflexões calculadas para a camada de reforço, nas seções experimentais 1, 2 e 3.

Distância de Leitura (cm)	Deflexões da Camada de Reforço ($\times 10^{-2}$ mm)					
	Seção 1		Seção 2		Seção 3	
D ₀	100,70	185,90	135,56	154,92	151,05	139,43
D ₂₅	69,71	162,67	112,32	135,56	112,32	112,32
D ₅₀	65,84	139,43	96,83	143,30	77,46	104,57
D ₇₅	61,97	116,19	92,95	127,81	61,97	85,21
D ₁₀₀	61,97	108,44	73,59	104,57	46,48	54,22
D ₁₂₅	58,10	54,22	61,97	85,21	23,24	34,86
D ₁₅₀	38,73	34,86	61,97	77,46	23,24	27,11
D ₁₇₅	23,24	19,37	34,86	54,22	15,49	7,75
D ₂₀₀	19,37	11,62	30,98	54,22	7,75	3,87
D ₂₂₅	7,75	7,75	15,49	46,48	7,75	0
D ₂₅₀	3,87	0	15,49	42,60	3,87	-
D ₂₇₅	0	-	11,62	42,60	0	-
D ₃₀₀	-	-	0	0	-	-

Tabela 5.11-d: Deflexões calculadas para o subleito, nas seções experimentais 1, 2 e 3.

Distância de Leitura (cm)	Deflexões do Subleito ($\times 10^{-2}$ mm)					
	Seção 1		Seção 2		Seção 3	
D ₀	92,95	85,21	112,32	58,10	89,08	81,33
D ₂₅	69,71	69,71	92,95	46,48	77,46	58,10
D ₅₀	58,10	61,97	69,71	42,60	69,71	42,60
D ₇₅	46,48	46,48	58,10	42,60	58,10	30,98
D ₁₀₀	46,48	38,73	46,48	38,73	58,10	27,11
D ₁₂₅	34,86	30,98	42,60	34,86	42,60	15,49
D ₁₅₀	27,11	27,11	34,86	30,98	30,98	15,49
D ₁₇₅	19,37	11,62	23,24	19,37	27,11	11,62
D ₂₀₀	7,75	11,62	23,24	15,49	15,49	3,87
D ₂₂₅	7,75	0	15,49	15,49	0	3,87
D ₂₅₀	0	-	3,87	0	-	0
D ₂₇₅	-	-	0	-	-	-

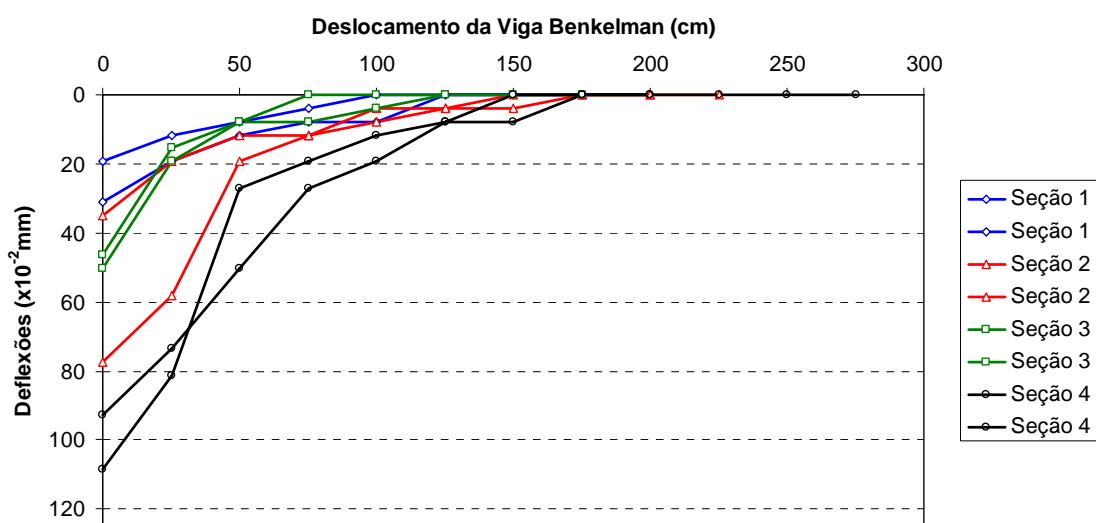


Figura 5.7-a: Bacias de deflexão da camada de base (seções 1 a 4).

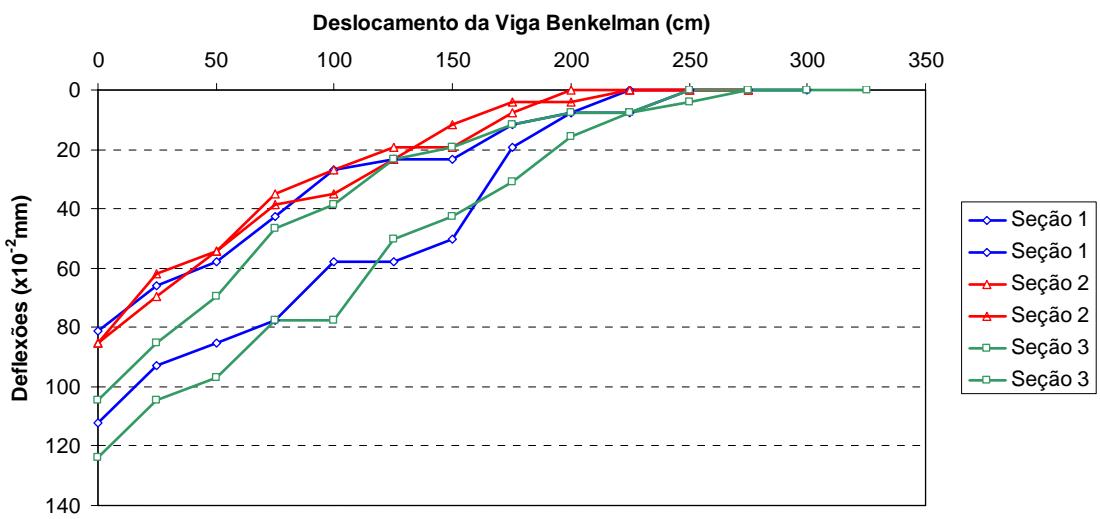


Figura 5.7-b: Bacias de deflexão da camada de sub-base (seções 1 a 3).

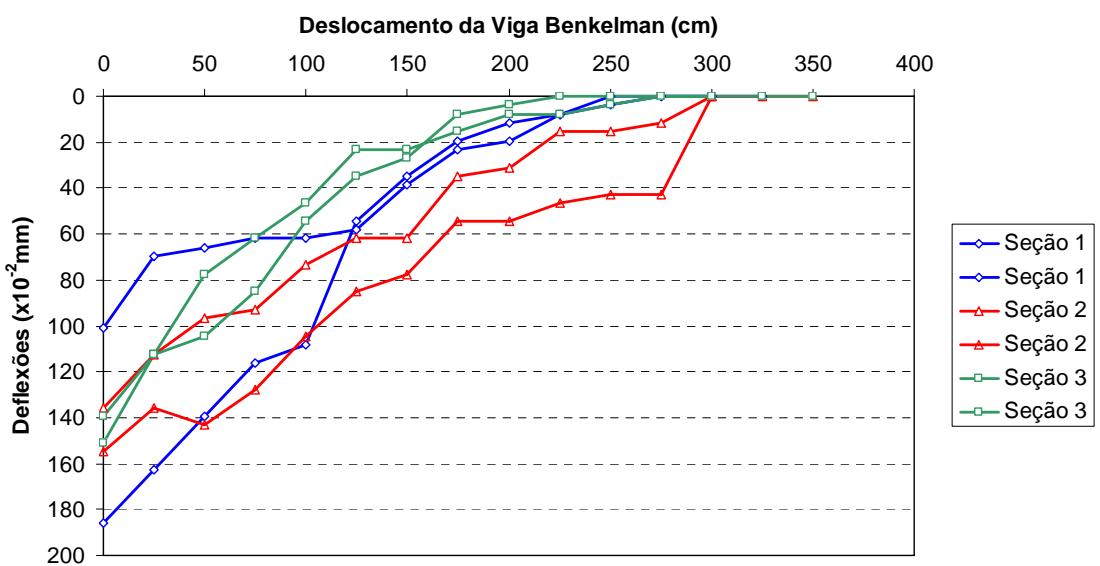


Figura 5.7-c: Bacias de deflexão da camada de reforço do subleito (seções 1 a 3).

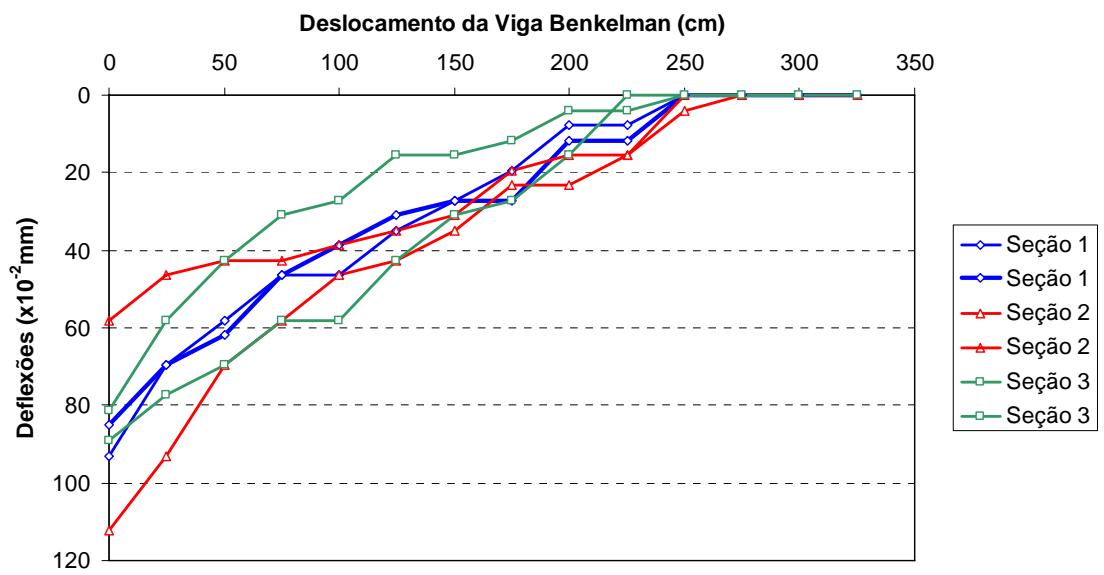


Figura 5.7-d: Bacias de deflexão do subleito (seções 1 a 3).

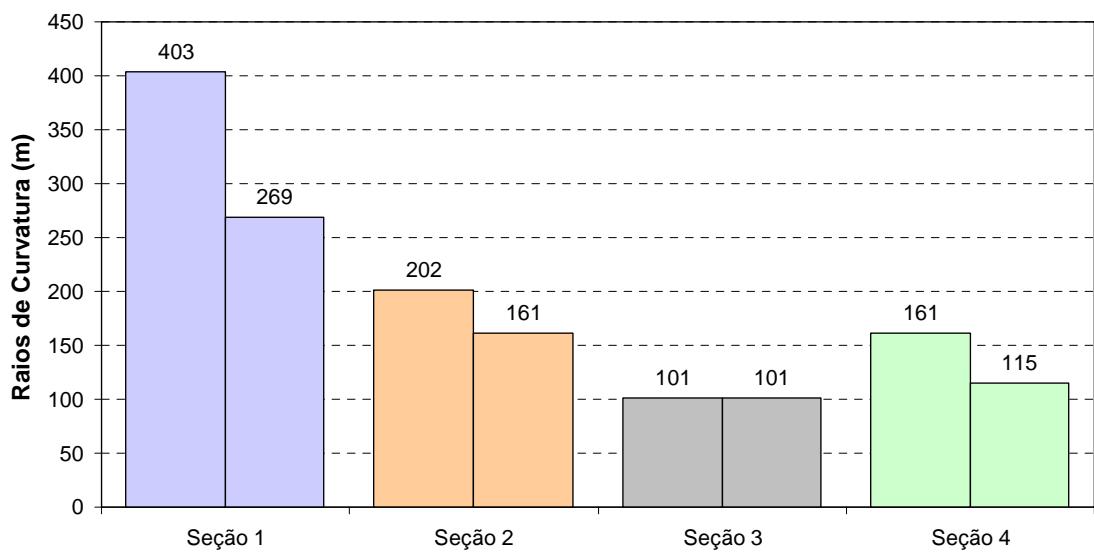


Figura 5.8-a: Raios de curvatura da camada de base (seções 1 a 4).

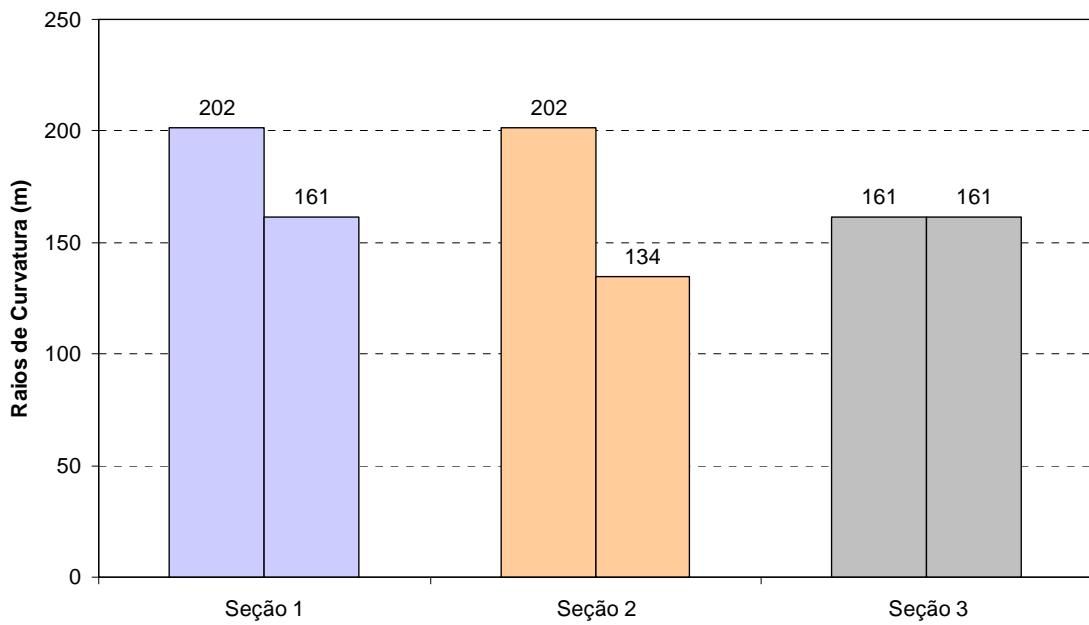


Figura 5.8-b: Raios de curvatura da camada de sub-base (seções 1 a 3).

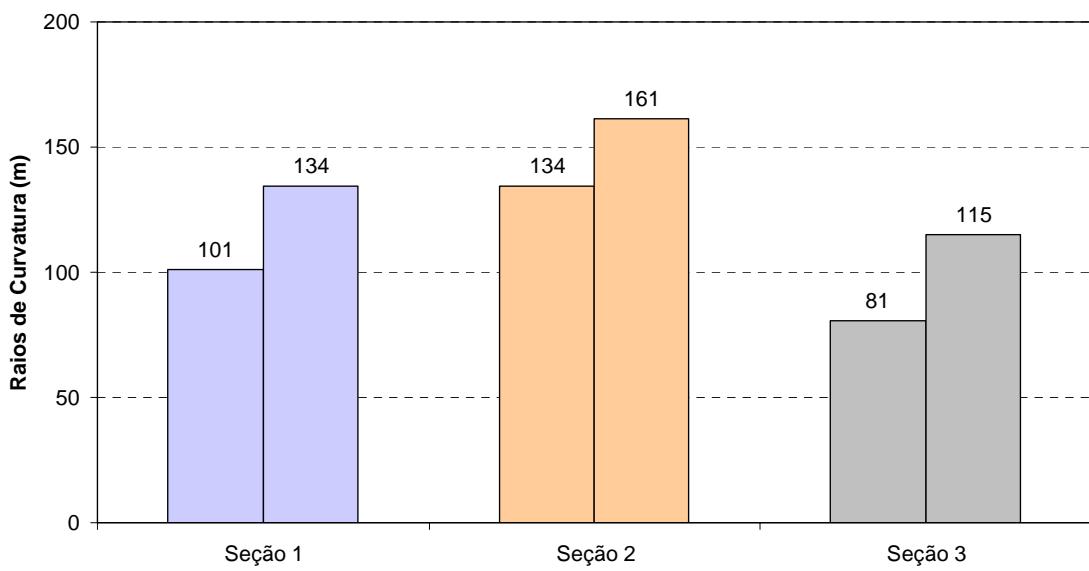


Figura 5.8-c: Raios de curvatura da camada de reforço do subleito (seções 1 a 3).

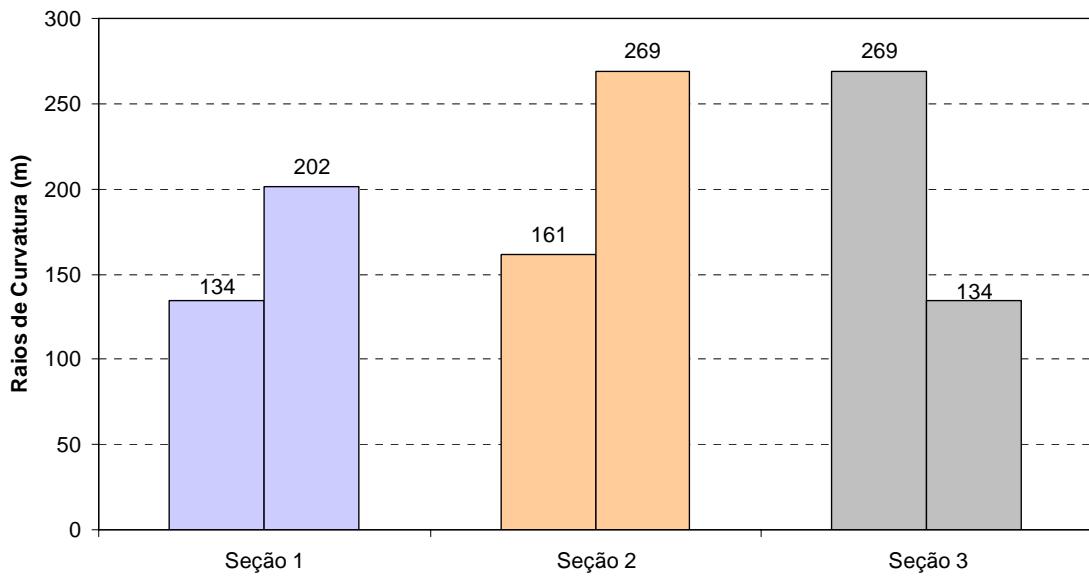


Figura 5.8-d: Raios de curvatura do subleito (seções 1 a 3).

Segundo Rocha Filho e Rodrigues (1998), *apud* Soares *et al.*(2000), os valores mais precisos medidos pela viga *Benkelman* são aqueles próximos do ponto de aplicação de carga. Tomando-se como referência valores médios de deflexão real ou verdadeira (D_0), pode-se observar o seguinte comportamento das camadas do pavimento quanto à deflectometria:

- Para a camada de base, a seção 4 apresentou a maior deflexão (1,0mm) e a seção 3 apresentou o menor valor (0,2mm);
- Na camada de sub-base a maior deflexão foi observada para a seção 1 (1,1mm), enquanto que 0,8mm foi verificado para a seção 2;
- Para a camada de reforço do subleito, verificaram-se valores aproximadamente iguais para as seções 1, 2 e 3, da ordem de 1,4mm;
- Similarmente à camada de reforço, os valores de deflexão do subleito (camada de regularização) são aproximadamente os mesmos para todas as seções (0,8 a 0,9mm).

No que tange a distribuição das deflexões à medida que o veículo de testes se afasta, observam-se curvas mais abatidas para a camada de base, em todas as seções, implicando a ocorrência de valores mais baixos de deformações resilientes. O alcance longitudinal das deformadas (sentido de tráfego) nessa camada também se mostra relativamente curto em relação às demais, mostrando que o eixo traseiro do veículo não mais exerce influência no ponto de prova após percorrido 1,50m. Como a deflexão real é um importante parâmetro para a compreensão do comportamento mecânico do pavimento e, quanto menor é seu valor, tanto menor é o comprometimento estrutural, pode-se confirmar a superioridade da base em relação às camadas subjacentes. Mais além, percebe-se um melhor desempenho das seções 1 e 3, em detrimento à seção 4, que apresentou as maiores deflexões. Torna-se pertinente observar que nesta seção efeitos de fadiga do pavimento deverão ser mais severos, haja vista que as deformações resilientes (ou recuperáveis) provocam a repetição do arqueamento das camadas mais superficiais do pavimento. O aumento dos valores das deflexões nesta seção pode ser atribuído tanto ao tipo de estéril (utilizou-se CCM, ao invés de CL) como à ausência de compactação. Verificam-se menores deflexões para o subleito, em relação à camada de reforço; fato este creditado à existência de rocha (canga), a qual foi regularizada com o estéril CCM.

À exceção da camada de reforço, que apresentou deflexões máximas de 1,8mm, em geral os valores medidos não foram elevados e estão dentro das faixas admissíveis para camadas de subleito regularizado. As especificações da Diretoria de Obras do DER-MG recomendam valores de deflexões inferiores a 1,2mm para subleito e 0,8mm para sub-base. Motta *et al.* (1995) relatam 0,5mm como valor admissível para a camada final de terraplenagem, nas obras da rodovia Carvalho Pinto. Porto (1978), *apud* Soares (2000), indica como limites admissíveis de deflexões: 2,0mm para subleito e 0,8mm para o topo da sub-base (utilizando uma carga por eixo de 10tf, diferente da carga padrão). Silva (1999), *apud* Saraiva (2006), relata os seguintes valores registrados nas obras de duplicação da rodovia Fernão Dias: 0,4 a 0,7mm para sub-base estabilizada granulometricamente com resíduos de minério de ferro; 0,5 a 0,9mm para sub-base estabilizada granulometricamente com cascalho e 0,5 a 0,8mm para sub-base de material local reciclado.

Como a deflexão máxima, isoladamente, não constitui elemento suficiente de análise estrutural do pavimento, torna-se necessário levar em conta a forma da deformada (Pinto e Preussler, 2002). Posto isso, em termos de valores médios de raio de curvatura, pode-se descrever o seguinte:

- Para a camada de base observou-se um melhor desempenho estrutural na seção 1, que apresentou o maior raio de curvatura (336m). O menor valor, neste caso, ocorreu para a seção 3 (101m);
- Os valores obtidos para a camada de sub-base são aproximadamente iguais para todas as seções, variando de 161m (seção 3) a 181m (seção 1);
- Na camada de reforço a seção 2 se mostrou superior (raio de curvatura igual a 147m), sendo o menor valor verificado para a seção 3 (98m);
- O maior raio de curvatura verificado para o subleito ocorreu na seção 2 (215m), ao passo que a seção 1 registrou o menor valor (168m).

Por ter apresentado menores deflexões na camada de base, a seção 1 obteve o maior raio de curvatura, indicando um suave arqueamento da deformada — a condição estrutural almejada. Saraiva (2006) obteve raios de curvatura máximos de 174m para o subleito e 313m para a camada de base de uma rodovia pavimentada. Como para o pavimento experimental em estudo foram obtidos raios de curvatura mínimos de 134m (sub-base e subleito) e 101m (base), pode-se atribuir boa concordância entre os valores relatados.

Há que se levantar alguns pontos que podem interferir no levantamento de bacias de deflexão com a viga *Benkelman*. Segundo Pinto e Preussler (2002), a viga não determina de forma confiável a forma e o tamanho da deformada de superfície, principalmente no caso de bacias grandes. Além disso, apresenta elevada variabilidade das medidas (observada *in loco*), não permitindo variar a carga aplicada durante o ensaio, procedimento fundamental na determinação do comportamento não linear dos materiais constituintes do pavimento.

5.2.3 Módulo de Elasticidade e Rigidez *in Situ*

Os dados referentes ao levantamento da camada de base, empregando-se o *GeoGauge*, encontram-se sistematizados na Tabela 5.12.

Na Figura 5.9, é apresentada, graficamente, a variação do módulo de elasticidade em cada seção, seguida do respectivo valor médio e desvio padrão. Cabe, aqui, notificar uma vez mais que o levantamento com *GeoGauge* foi realizado apenas para a camada de base, como elemento de complementação dos dados de campo e de laboratório; e não como um dispositivo auxiliar de controle de compactação.

O menor valor de rigidez obtido foi verificado para a seção 4 (14,43MN/m), ao passo que a seção 2 acusou o maior valor (36,92MN/m). A rigor, as rigidezes medidas para as seções 1, 2 e 3 mostraram-se bastante próximas, com um desvio padrão máximo de 5,29MN/m.

Com relação ao módulo de *Young*, observa-se que na média este valor situa-se entre 219 e 233MPa para as seções 1, 2 e 3, ao passo que a seção 4 atinge somente 180MPa. Esta diferença de comportamento pode ser atribuída, principalmente, à compactação deficiente da camada de base da seção 4, conforme já relatado.

Ao efetuar medições com *GeoGauge* na camada de base de uma rodovia experimental pavimentada, Saraiva (2006) obteve rigidezes da ordem de 13 a 47MN/m e módulos de elasticidade da ordem de 250MPa, para um trecho executado com estéril de minério de ferro sem reforço. Posto isso, verifica-se que os valores obtidos para o trecho experimental estão bastante próximos aos valores tomados como referência. Vale a pena enfatizar que Saraiva empregou como material de base uma mistura estabilizada granulometricamente, com CBR de 73% (jigue¹, rejeito fino e argila).

¹ Jigue é o principal resíduo oriundo do processo de “jigagem”, no beneficiamento do minério de ferro. Trata-se de um material essencialmente granular (pedrisco).

Tabela 5.12: Dados de campo obtidos com o *GeoGauge*.

Número da Leitura	Frequência (dB)	Desvio Padrão (dB)	Rigidez (MN/m)	Módulo de Young (MPa)
Seção Experimental 1				
1	18,41	1,647	26,81	232,58
2	17,24	1,699	31,45	272,80
3	17,13	1,668	28,94	251,04
4	21,64	1,893	19,28	167,28
5	18,46	1,241	26,95	233,80
6	20,75	1,496	20,14	174,69
7	16,12	1,635	34,69	300,96
8	20,96	1,856	19,66	170,56
9	19,20	1,512	23,17	200,99
10	19,53	1,776	22,42	194,49
Seção Experimental 2				
1	20,10	1,348	23,91	207,38
2	20,80	1,209	21,73	188,50
3	18,09	1,943	28,49	247,12
4	20,33	1,867	23,67	205,35
5	19,24	1,972	23,99	208,10
6	18,43	1,428	28,32	245,68
7	20,28	1,811	22,56	195,70
8	15,71	1,816	36,92	320,26
9	16,90	1,892	31,86	276,35
10	17,76	1,951	27,81	241,21
Seção Experimental 3				
1	19,30	1,734	24,07	208,83
2	20,19	1,735	23,82	206,66
3	19,31	1,616	25,42	220,48
4	17,95	1,662	27,78	241,00
5	18,43	1,954	27,62	239,61
6	21,58	1,413	20,45	177,44
7	18,11	1,826	27,24	236,34
8	16,79	1,664	33,84	293,59
9	18,43	1,986	28,80	249,87
10	20,78	1,830	22,08	191,53
Seção Experimental 4				
1	19,40	1,643	25,38	220,21
2	19,62	1,691	23,64	205,09
3	24,19	1,929	14,43	124,14
4	22,39	1,304	17,24	149,52
5	21,57	1,443	20,40	177,01
6	19,92	1,140	22,97	199,26
7	18,91	1,712	27,52	238,75
8	21,34	1,413	18,60	161,36
9	23,32	1,227	15,79	137,01
10	20,06	1,552	22,02	191,03

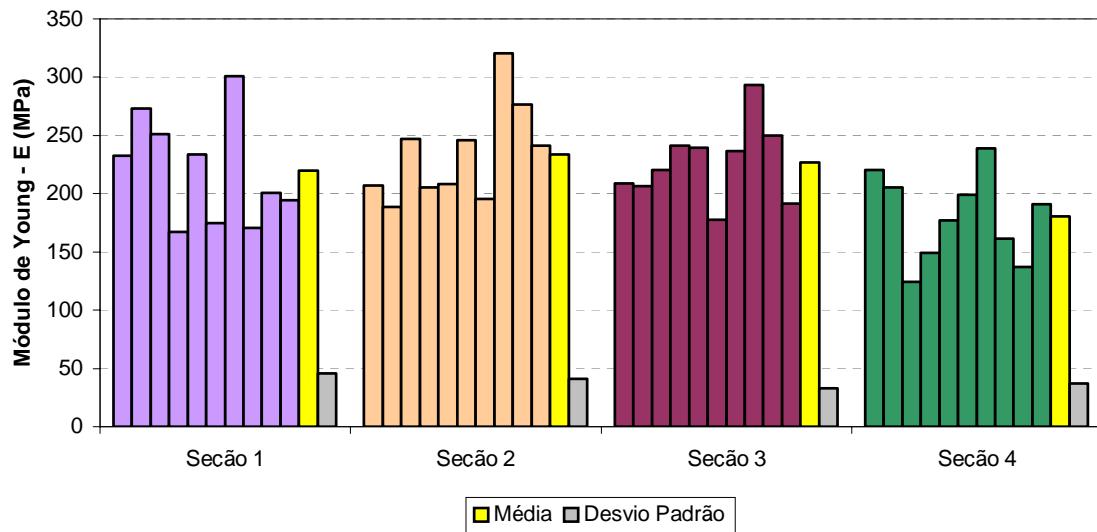


Figura 5.9: Variação do módulo de elasticidade na camada de base, para as seções 1 a 4.

5.3 RETROANÁLISE DOS RESULTADOS DA VIGA BENKELMAN

A retroanálise permitiu a comparação entre os valores de módulo de resiliência obtidos a partir das deflexões, medidas em campo com a viga *Benkelman*; os valores obtidos experimentalmente via ensaio triaxial de carregamento repetido e, no caso da camada de base, com os resultados obtidos via *GeoGauge*.

A fim de minimizar os erros inerentes da retroanálise, efetuada com o *software* RETRAN5-L, levaram-se em conta as seguintes condições de contorno:

- i. Análise da camada de base segundo 4 camadas: foram consideradas as deflexões medidas sobre a base, admitindo-se abaixo desta e na seqüência, as camadas de sub-base, reforço e a regularização do subleito (10cm);
- ii. Análise da camada de sub-base segundo 4 camadas: foram consideradas abaixo desta as camadas de reforço, regularização do subleito e o subleito propriamente dito (camada semi-infinita);
- iii. Análise da camada de sub-base segundo 3 camadas: consideradas as camadas de reforço e regularização do subleito;

- iv. Similarmente, a análise da camada de reforço foi efetuada segundo um sistema em 3 camadas (reforço + regularização + subleito semi-infinito) e em 2 camadas (reforço + regularização);
- v. Para o subleito, fez-se a análise para um sistema em 2 camadas (regularização + subleito semi-infinito) e em camada única; este, no entanto, não permitiu uma retroanálise confiável.

Considerou-se para todas as camadas do pavimento um coeficiente de *Poisson* de 0,35. Para o ajuste entre as bacias de deformação medidas em campo e as bacias retroanalisadas, adotou-se um limite de erro de 5%², conforme recomendado por Albernaz (2007). Um resumo dos resultados obtidos na retroanálise encontra-se relacionado na Tabela 5.13, segundo as diferentes concepções adotadas. A Figura 5.10 apresenta uma comparação entre os módulos de *Young* obtidos com o *GeoGauge*, os valores de módulo de resiliência obtidos experimentalmente (triaxial) e via retroanálise, a partir dos resultados da viga *Benkelman*. Neste contexto, são mostrados apenas os resultados que mais se aproximaram.

Conforme Albernaz (2007), módulos de resiliência de subleitos são tomados entre 10 e 40MPa. Tanto a retroanálise efetuada como os ensaios triaxiais apontam para valores entre 50 e 60MPa, concordando bem como os valores de referência e, ao mesmo tempo, manifestando a influência da camada rígida subjacente (*canga in situ*). Ainda segundo Albernaz, as discrepâncias observadas são naturais nesse tipo de análise, devido aos seguintes motivos: i) os materiais utilizados em pavimentos são geralmente particulados (grãos); ii) as condições de compactação (umidade e densidade) de um mesmo material na pista, geralmente, não são as mesmas do corpo-de-prova ensaiado e iii) o estado de tensões na pista não é exatamente o mesmo estimado analiticamente. Desta forma, pode-se afirmar que análises geotécnicas do tipo devem possuir um caráter probabilístico e nunca determinístico. Em retroanálises, faz-se importante levantar uma significativa quantidade de bacias em cada estaca (análise pontual), ou ao longo do segmento medido.

² Valor usualmente adotado em retroanálises de módulo de resiliência.

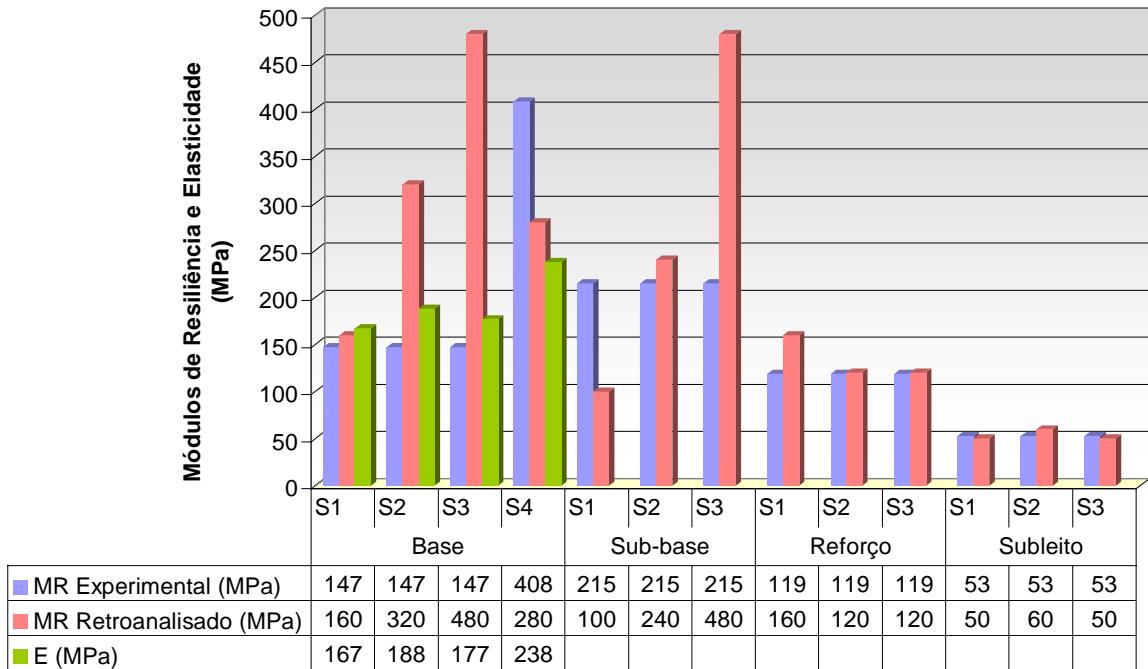


Figura 5.10: Comparação entre módulos de resiliência (teóricos e experimentais) e módulo de Young.

Tabela 5.13: Resumo da retroanálise dos resultados com viga Benkelman.

Camada	Seção	Material	MR Retroanalisado (MPa)	Critério de Análise	Erros de Ajuste (%)
Base	S1	CL + Dynabase	80 - 160	4 camadas	1,31 - 2,01
Base	S2	CL	320 - 480	4 camadas	1,59 - 2,40
Base	S3	CL+ DS-328	480	4 camadas	0
Base	S4	CCM	280 - 640	Camada única	2,84 - 3,11
Sub-base	S1	CCM	800 - 1.200	4 camadas	1,01 - 1,44
	S1	CCM	1.000 - 1.000	3 camadas	1,55 - 1,69
Sub-base	S2	CCM	1.200 - 1.200	4 camadas	0,44 - 1,18
	S2	CCM	1.000 - 1.000	3 camadas	1,41 - 2,39
Sub-base	S3	CCM	1.200 - 1.200	4 camadas	0,66 - 1,55
	S3	CCM	1.000 - 1.000	3 camadas	1,62 - 2,05
Reforço	S1	CCM	280	3 camadas	2,34
Reforço	S2	CCM	320 - 1.000	3 camadas	0,34 - 0,48
	S2	CCM	1.000	2 camadas	4,87
Reforço	S3	CCM	560	3 camadas	1,56
	S3	CCM	200	2 camadas	2,88
Subleito	S1	CL	800 - 1.000	2 camadas (regularização)	1,77 - 2,04
	S1	CL	50 - 50	Camada única (semi-infinito)	1,77 - 2,04
Subleito	S2	CL	800	2 camadas (regularização)	1,62
	S2	CL	40	Camada única (semi-infinito)	1,62
Subleito	S3	CL	560	2 camadas (regularização)	1,62
	S3	CL	70	Camada única (semi-infinito)	1,62

Segundo Núñez (1997), *apud* Fernandes (2005), os módulos das camadas obtidos por retronalises constituem apenas uma parte da avaliação estrutural de pavimentos, devido às dificuldades e limitações destes procedimentos, sendo que ensaios dinâmicos de laboratório ainda são imprescindíveis para tais abordagens.

Com base nos resultados apresentados, apesar de alguma concordância entre os valores obtidos via *GeoGauge*, triaxial e retroanálise, nada se pode afirmar, categoricamente, acerca do módulo de resiliência dos materiais analisados. Há que se lembrar que a distribuição de tensões nas camadas do pavimento é bastante complexa e, desta forma, não se pode aferir um valor exato de módulo a partir dos modelos obtidos nos ensaios triaxiais. Por outro lado, os resultados obtidos com a viga *Benkelman* e *GeoGauge* requerem uma ampla repetibilidade de leituras, para que se tenha uma faixa de valores confiável. Mais além, as retroanálises contemplam abordagens que podem influenciar nas bacias de deformação ajustadas.

CAPÍTULO 6

6 RESULTADOS DO MONITORAMENTO DAS SEÇÕES-TESTES

De uma maneira geral, este tópico trata dos resultados obtidos pela instrumentação colocada no trecho experimental, referenciando-os a uma análise lógica em termos da mecânica do pavimento e das variáveis ambientais envolvidas. Mais além, visa investigar a relação dos esforços a que o pavimento esteve sujeito ao longo do tempo com a durabilidade do mesmo, fazendo-se uma abordagem diferenciada para cada seção experimental. Desta forma, aspectos positivos e negativos são colocados ao final deste, na tentativa de se elaborar uma metodologia padrão de execução de pavimentos para caminhões fora-de-estrada. Uma relação mais completa do conjunto de dados gerados durante o monitoramento é apresentada integralmente nos Apêndices C, D e E.

6.1 SENsores de deformação

Os sensores de deformação foram posicionados no interior do pavimento em duas posições distintas: na interface entre as camadas de base e sub-base (20cm) e na interface entre a camada de reforço e o subleito (60cm). Além disso, variou-se a orientação destes sensores, sendo eles posicionados vertical e horizontalmente. No que tange a coleta de dados, procurou-se obter informações em caráter dinâmico e estático; sendo este último relacionado segundo dados de amostragem horária e valores totais.

Para tanto, os gráficos que se seguem são apresentados nesta temática, mostrando a deformação experimentada pelo extensômetro — convertida de *milivolt* (mV) para

microstrain ($\mu\epsilon$), em escala temporal. A fim de facilitar o tratamento dos dados e sua exibição em gráficos, empregou-se uma nomenclatura específica para estes sensores, conforme apresenta a Tabela 6.1. A título de exemplo, a terminologia “SD_{SUP,HOR}” implica, necessariamente, um sensor de deformação posicionado horizontalmente, a 20cm da superfície do pavimento.

Tabela 6.1: Terminologia utilizada na identificação dos sensores.

Sigla	Significado
SD	Sensor de deformação
SP	Sensor de pressão
ST	Sensor de temperatura
SU	Sensor de umidade
HOR	Posição horizontal do sensor
VER	Posição vertical do sensor
SUP	Posição superior do pavimento (20cm)
INF	Posição inferior do pavimento (60cm)

6.1.1 Testes no Modo Controle

Conforme já mencionado, o ensaio no modo controle reflete os dados registrados em intervalos de $\frac{1}{4}$ de segundo para cada seção experimental, isoladamente. Logo, engloba por seção experimental o cômputo de dois sensores de deformação horizontal (um superior e um inferior) e dois sensores de deformação vertical (um superior e um inferior). Fez-se a alternâncias entre as seções no programa *LoggerNet*, entrando-se com o número da seção no campo “selzone”. Cada ensaio durou, em média, 10 segundos por seção, sendo repetido diversas vezes e em diferentes ocasiões, sempre empregando-se o veículo-tipo de projeto (caminhão CAT 785C).

As Figuras 6.1 (a-d) mostram, graficamente, as faixas de deformação obtidas para cada seção experimental, quando da passagem do caminhão fora-de-estrada (CFE) tipo. Em cada gráfico são relacionados todos os sensores de deformação instalados na respectiva seção.

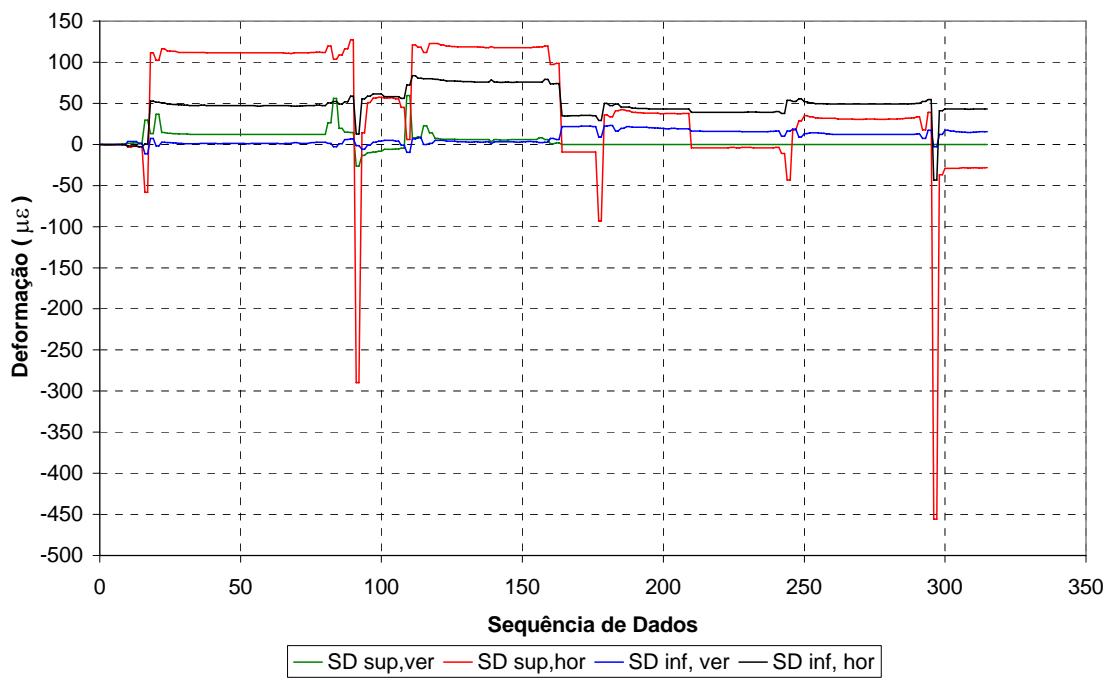


Figura 6.1-a: Resultados dos sensores de deformação no modo controle para a seção experimental 1.

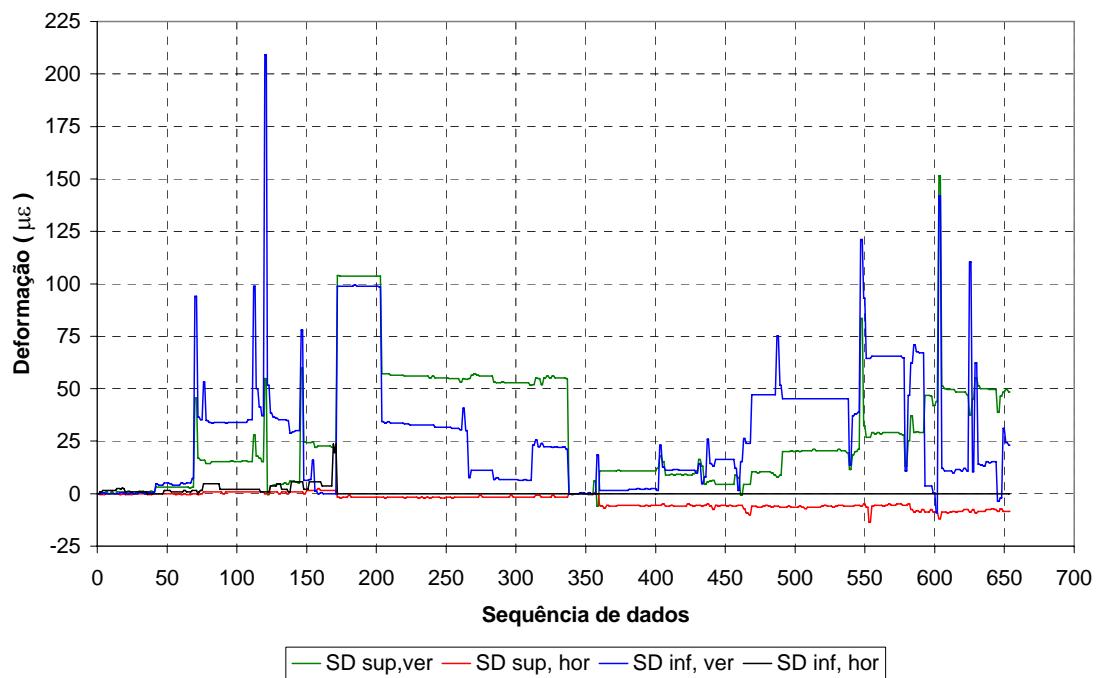


Figura 6.1-b: Resultados dos sensores de deformação no modo controle para a seção experimental 2.

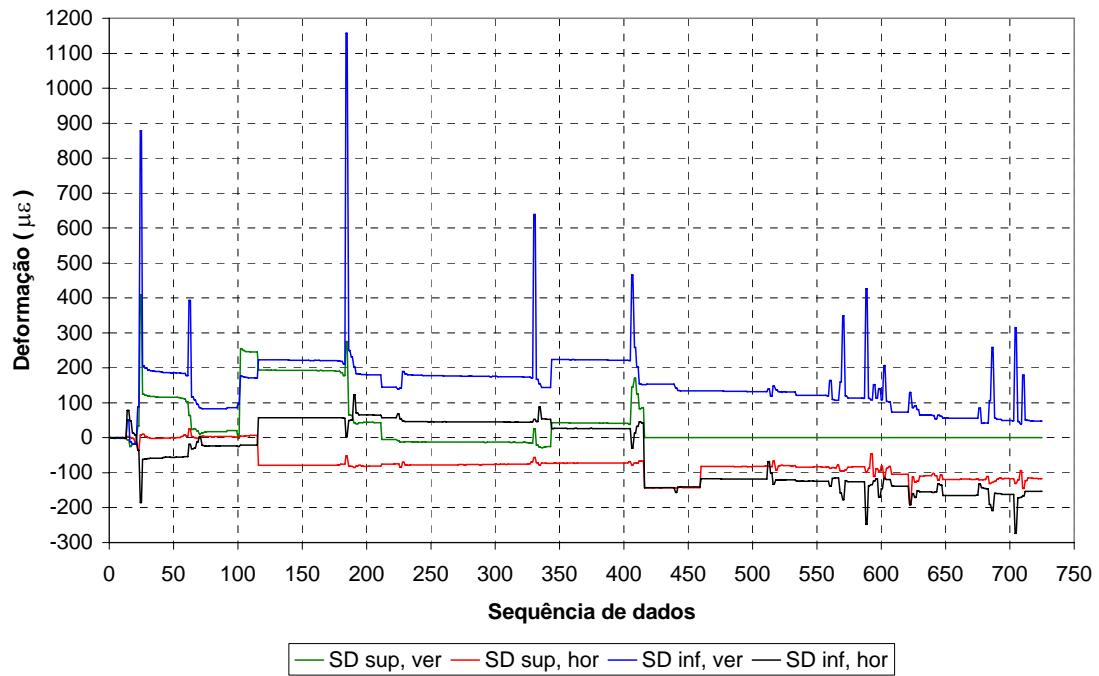


Figura 6.1-c: Resultados dos sensores de deformação no modo controle para a seção experimental 3.

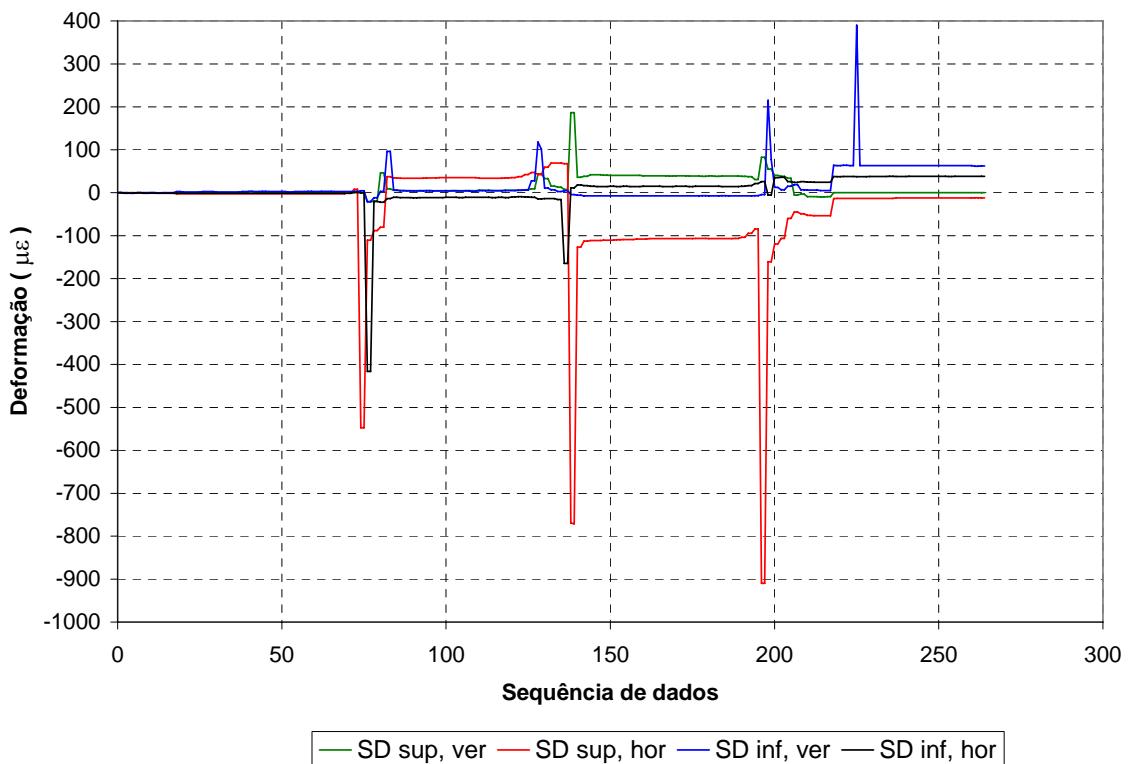


Figura 6.1-d: Resultados dos sensores de deformação no modo controle para a seção experimental 4.

Os maiores picos para sensores posicionados horizontalmente foram verificados para as seções 1 e 4, registrando $456\mu\varepsilon$ (456×10^{-6} m/m) e $910\mu\varepsilon$ (910×10^{-6} m/m), respectivamente. Observa-se uma maior tendência dos picos de valores acusarem valores negativos do gráfico, isto é, a passagem do caminhão induz fortes efeitos de tração nos sensores horizontais, observados sobretudo para os sensores superiores (posicionados a 20cm de profundidade). A seção 3 apresentou o maior pico de deformação vertical, com $1.156\mu\varepsilon$, sendo que as demais seções registraram deformações inferiores a $220\mu\varepsilon$. A seção 4 apresentou valores máximos entre 215 e $390\mu\varepsilon$, desempenhando um papel intermediário entre a seção 1 e as demais.

Estes valores mostram-se satisfatórios no que diz respeito à magnitude esperada dos efeitos efetivamente medidos e ao comportamento dos sensores quando da passagem do veículo de carga. Referem-se, para tanto, ao comportamento da estrutura a curto prazo, uma vez que foram tomados ao longo dos 30 dias que se seguiram após a abertura do trecho experimental ao tráfego da mina.

Na análise via ELSYM5 com um CFE carregado com 130.000kg, cujo eixo traseiro pesa 1.640kN e distribui 410kN em cada roda (eixo simples, rodas duplas), foram obtidos valores máximos de deformação vertical da ordem de 0,20%, para um ponto situado na interface entre base e sub-base. Por outro lado, empregando-se este mesmo veículo-tipo nos ensaios em modo controle, o maior valor de deformação vertical registrado (seção 3) acusa uma deformação da ordem de 0,04% para esta mesma profundidade de análise. Este comparativo indica que os resultados obtidos na simulação computacional para deformação mostram-se, de certa forma, conservadores aos valores medidos em campo. Obviamente, admitiu-se aqui que a deformação experimentada pelo extensômetro reflete integralmente a deformação a que o pavimento foi submetido.

Alguns aspectos devem ser levantados, ainda, em relação à variação dos resultados obtidos dos sensores de deformação: os extensômetros modelo KM120 apresentam razoável “flutuação” de valores, quando conectados a equipamentos de aquisição de

dados. Esta característica é intrínseca do próprio dispositivo e das condições de instalação dos mesmos. Com efeito, deve-se levar em consideração apenas os valores de pico dos gráficos ora apresentados, bem como suas tendências de evolução e comportamento — também acompanhadas em campo, na ocasião da coleta de dados com um computador portátil (numericamente e graficamente, por meio do *software LoggerNet*).

6.1.2 Testes no Modo Contínuo

O ensaio no modo contínuo se refere aquele executado continuamente ao longo do tempo, durante 24 horas por dia. Os dados foram coletados nas quatro seções-testes simultaneamente, a uma freqüência de varredura de 2 segundos. No entanto, os dados eram armazenados a cada hora inteira (amostragem e valores máximos registrados neste período de tempo).

A intenção de se analisar os dados nesse modo reside no interesse em se obter informações acerca das deformações plásticas experimentadas pelo pavimento, em detrimento ao modo controle, cujas deformações são tomadas em caráter majoritariamente elástico.

As Figuras 6.2 (a-d) apresentam as deformações registradas pelos sensores, no modo contínuo, ao longo de 2 meses de monitoramento. São mostrados, no entanto, apenas os valores máximos armazenados, por se tratarem de valores mais críticos do ponto de vista da engenharia rodoviária. Cada gráfico traz os valores obtidos por sensor, simultaneamente para as quatro seções experimentais. Os valores máximos acumulados neste período são mostrados nas Figuras 6.3 (a-d).

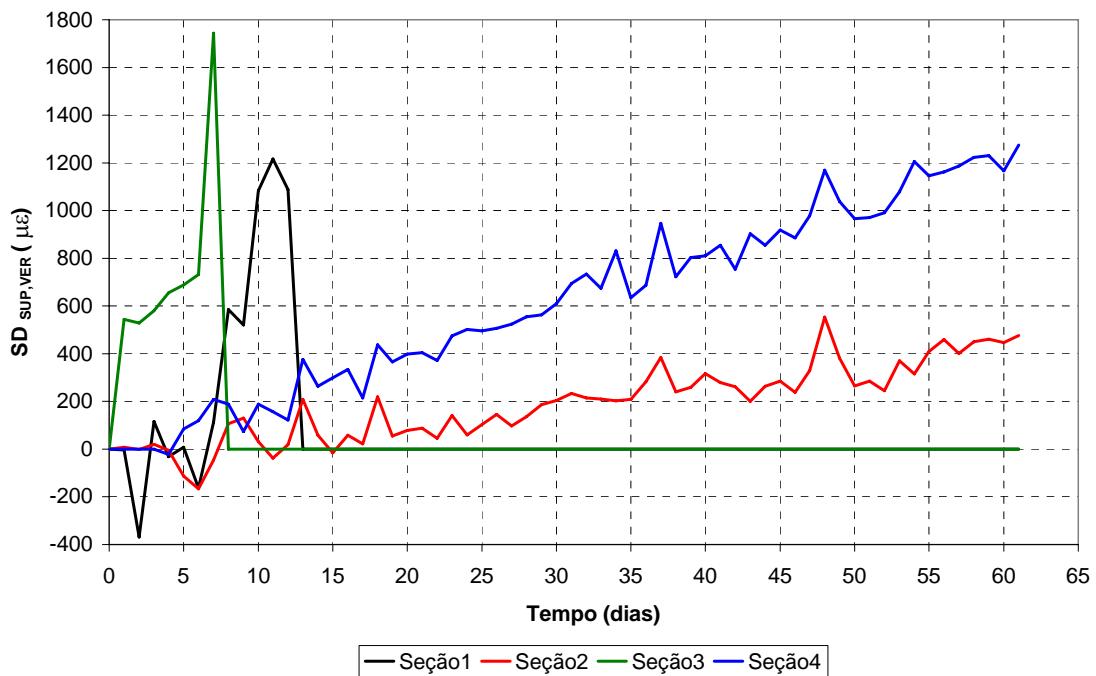


Figura 6.2-a: Resultados dos sensores de deformação vertical (superiores) no modo contínuo.

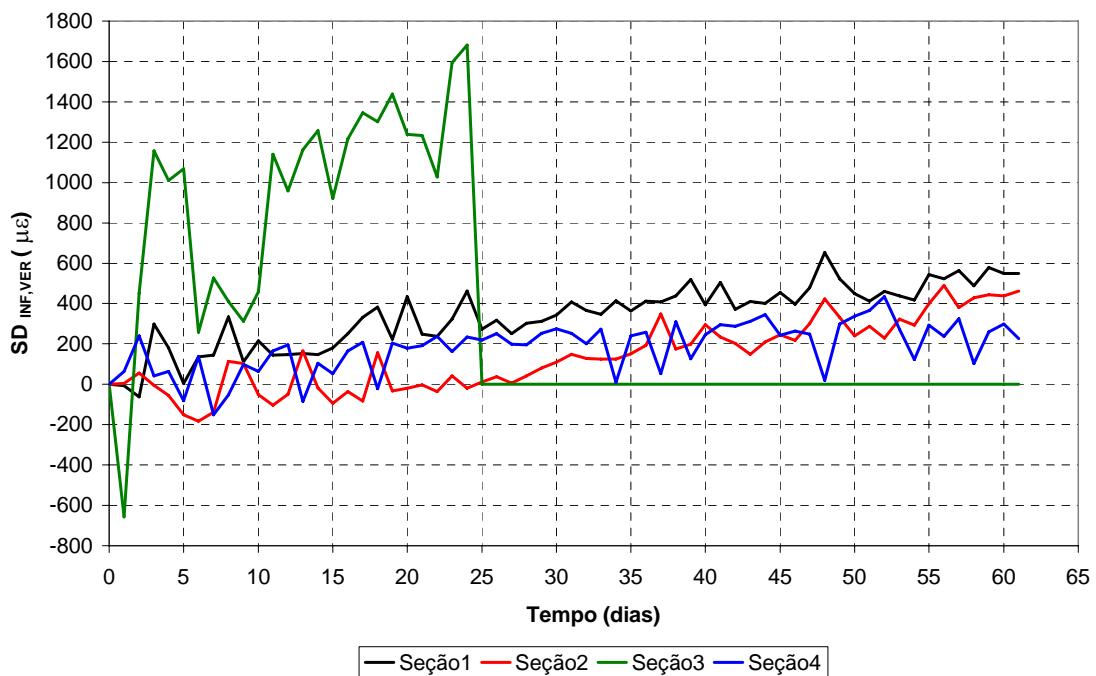


Figura 6.2-b: Resultados dos sensores de deformação vertical (inferiores) no modo contínuo.

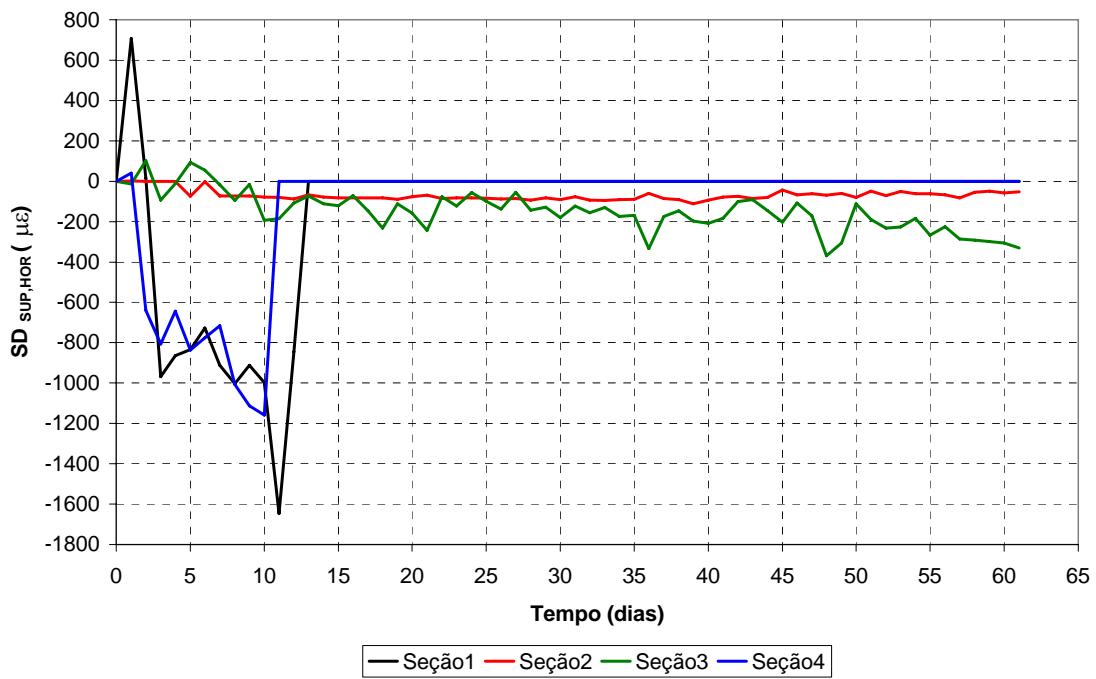


Figura 6.2-c: Resultados dos sensores de deformação horizontal (superiores) no modo contínuo.

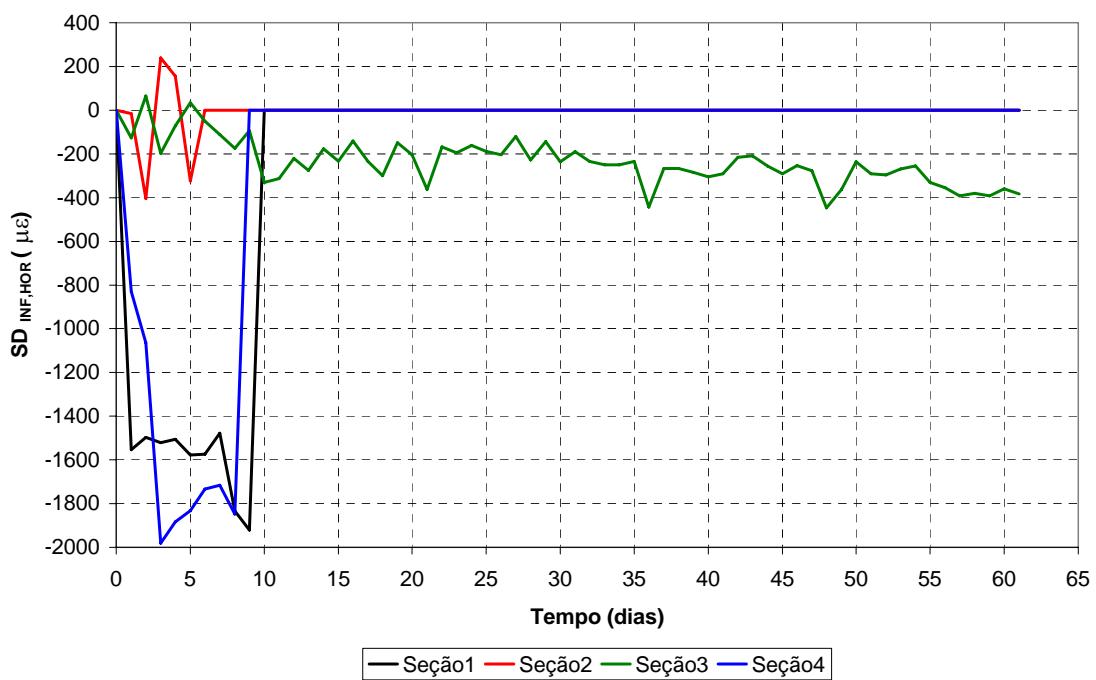


Figura 6.2-d: Resultados dos sensores de deformação horizontal (inferiores) no modo contínuo.

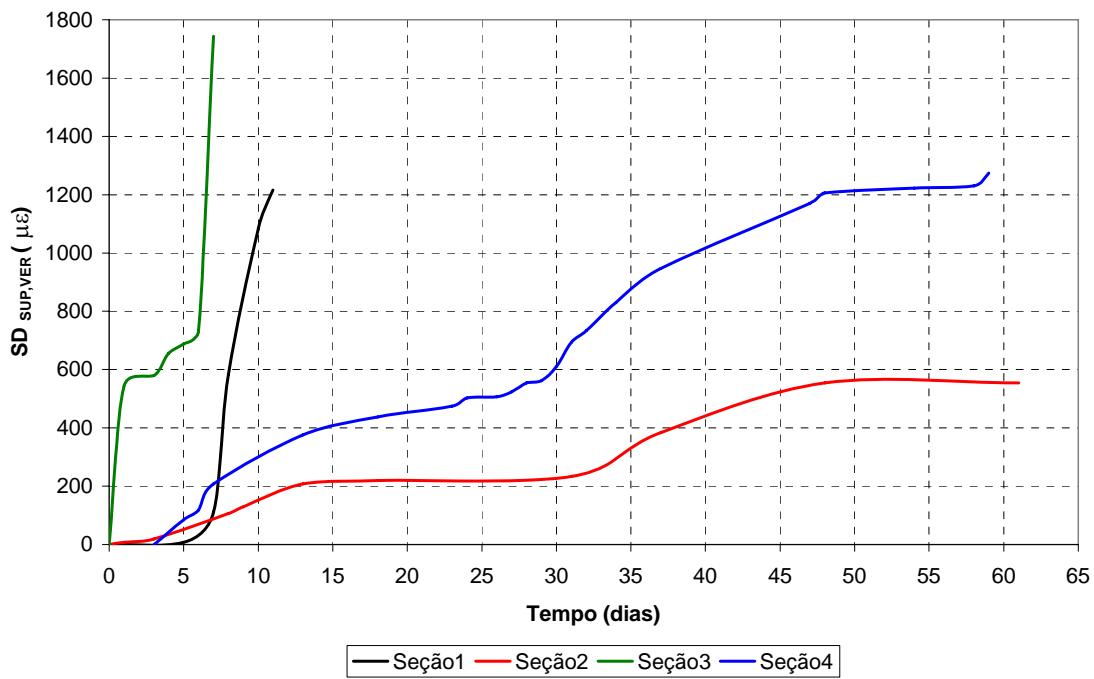


Figura 6.3-a: Deformação acumulada registrada pelos sensores em posição vertical-superior.

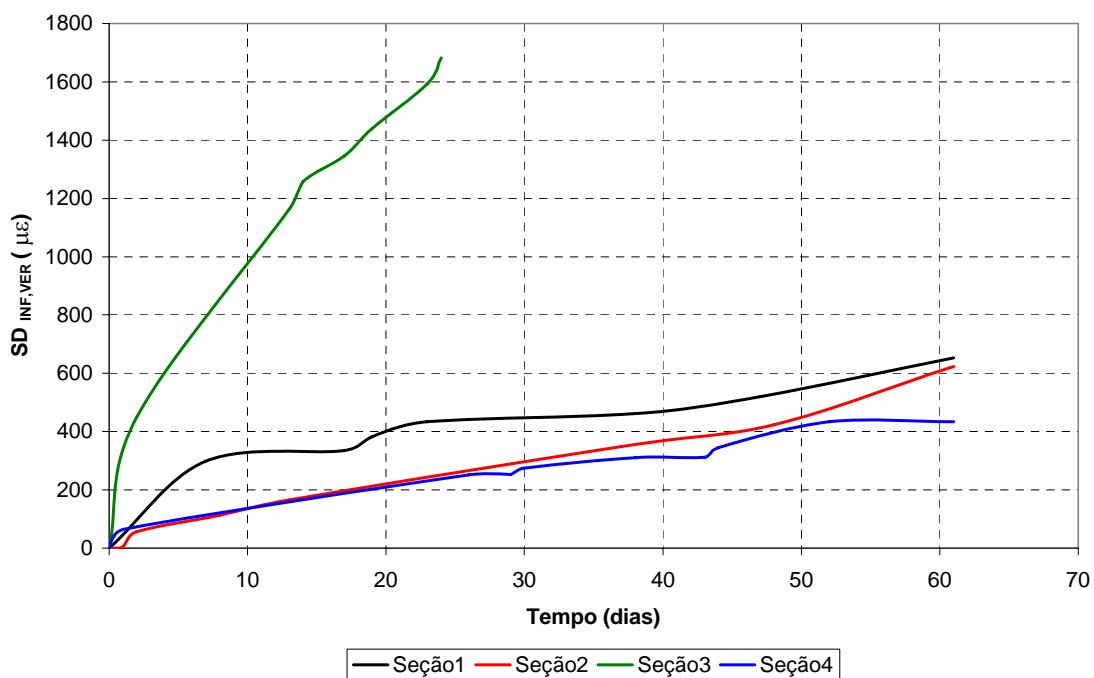


Figura 6.3-b: Deformação acumulada registrada pelos sensores em posição vertical-inferior.

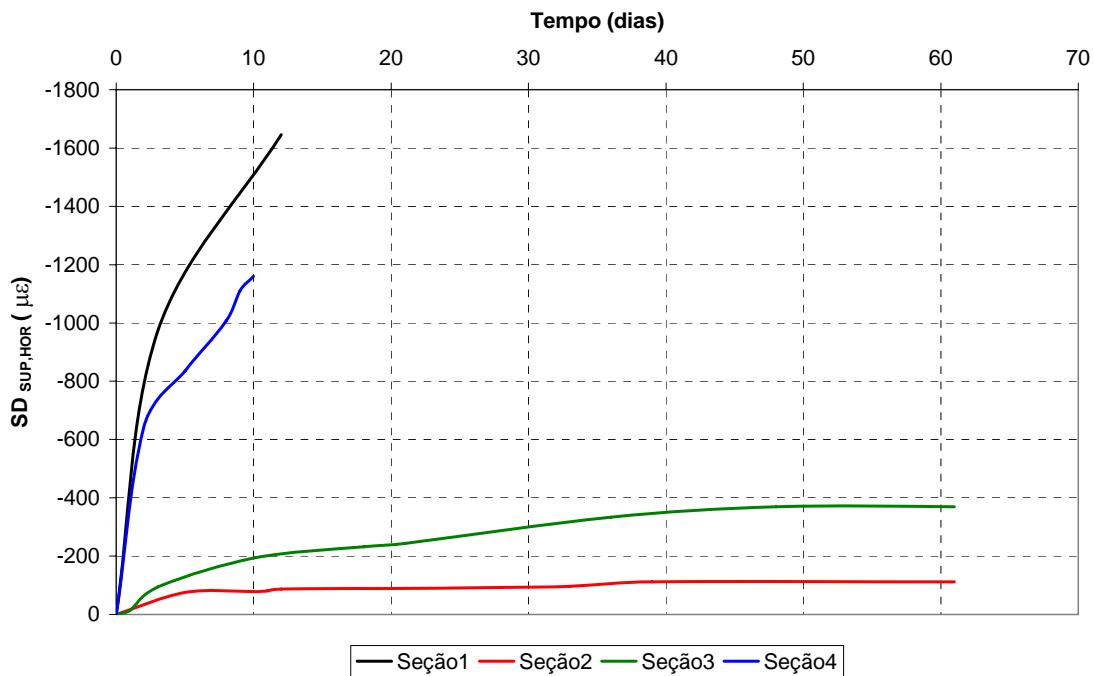


Figura 6.3-c: Deformação acumulada registrada pelos sensores em posição horizontal-superior.

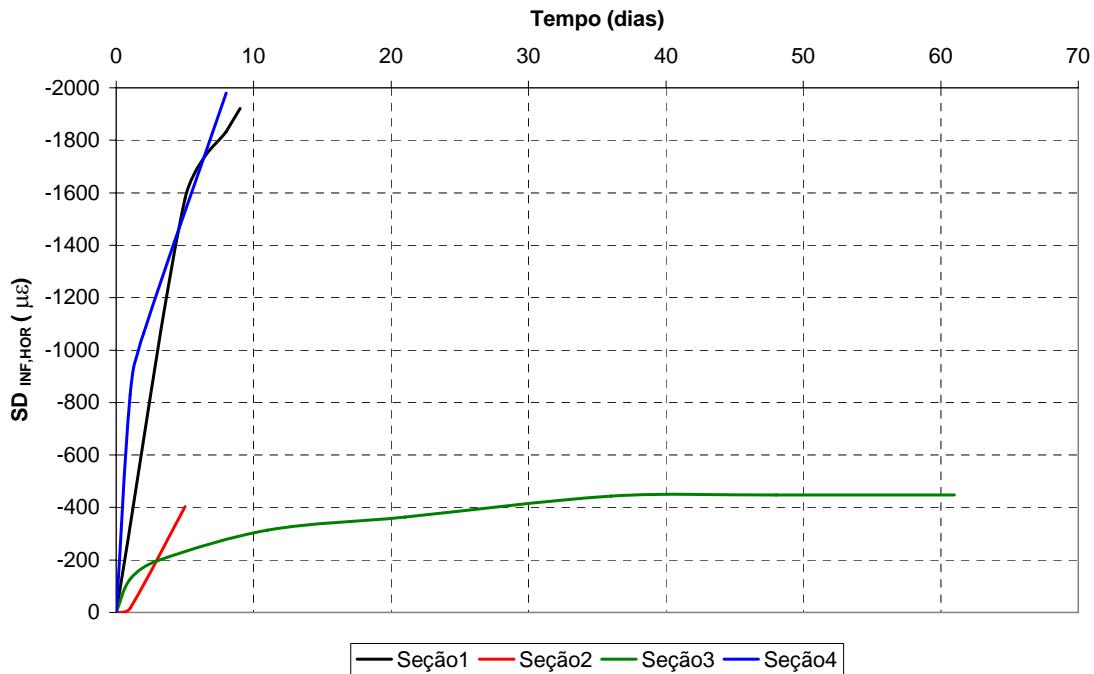


Figura 6.3-d: Deformação acumulada registrada pelos sensores em posição horizontal-inferior.

Os gráficos referentes aos sensores superiores-verticais mostram que nas seções 1 e 3 houve perda de dois sensores, em duas semanas de operação. A perda de sinal se deu no registro de picos de compressão de $1744 \mu\epsilon$ (seção 3) e $1000 \mu\epsilon$ (seção 1). Nas seções 2 e 4 as deformações foram incrementadas praticamente a uma mesma taxa. Em geral, as

maiores deformações foram verificadas para o sensores das seções 3 e 4. Para os sensores verticais inferiores houve perda na terceira seção após 3 semanas de operação, com registros de valores de compressão de até $1.680\mu\varepsilon$ — o maior valor obtido. As seções 1, 2 e 4 apresentaram uma mesma faixa de valores (inferiores a $600\mu\varepsilon$), com comportamento ascendente ao longo do tempo bastante similar. Ao contrário do modo dinâmico, as deformações mostraram-se ligeiramente mais acentuadas para os sensores colocados em posição superior.

Para os sensores horizontais prevaleceram esforços de tração. Desta forma, entre os sensores superiores os maiores picos foram observados para as seções 1 e 4 ($1200\mu\varepsilon$ e $1400\mu\varepsilon$, respectivamente); após estes registros (2^a semana), os sensores perderam os sinais. As seções 2 e 3 apresentaram valores de deformação inferiores a $400\mu\varepsilon$. Em relação aos sensores inferiores, os maiores valores foram obtidos também para as seções 1 e 4, com registros de deformações da ordem de $1900\mu\varepsilon$. Estes sensores perderam seus sinais após a primeira semana de operação, juntamente com o sensor da seção 2; este, no entanto, somente acusou valores inferiores a $400\mu\varepsilon$, tal qual a seção 3.

As ocasiões em que os sensores perderam seus sinais tornam-se mais claras quando da análise dos gráficos referentes a valores acumulados de deformação. A análise dos trechos dos gráficos correspondentes a todos os sensores operantes (1^a semana) permite avaliar um pior desempenho da seção 3, no caso de sensores verticais. Em termos de sensores horizontais, as seções 1 e 4 apresentaram os maiores valores de deformação, prevalecendo esforços de tração.

6.2 SENsoRES DE PRESSÃO

Os sensores de pressão foram posicionados a 60cm de profundidade, sendo colocado uma célula por seção experimental. Foram empregados tanto no fornecimento de dados no modo contínuo quanto no modo controle. Há que se ressaltar, no entanto, que suas leituras refletem não só a pressão resultante da carga dinâmica aplicada pelo CFE como também a pressão geostática das camadas sobrejacentes ao sensor.

6.2.1 Testes no Modo Controle

Os picos observados no gráfico da Figura 6.4 representam o instante em que o CFE passa à velocidade de 10km/h. Os maiores picos são atribuídos à passagem do eixo traseiro (mais pesado), enquanto que a ocorrência de um pico inferior imediatamente ao lado esquerdo indica a passagem do eixo dianteiro (mais leve). Pode-se notar que houve uma maior gama de resultados para as seções experimentais 2 e 3, creditada não à falência dos demais sensores mas, ao contrário, a uma maior repetibilidade dos testes para estas seções.

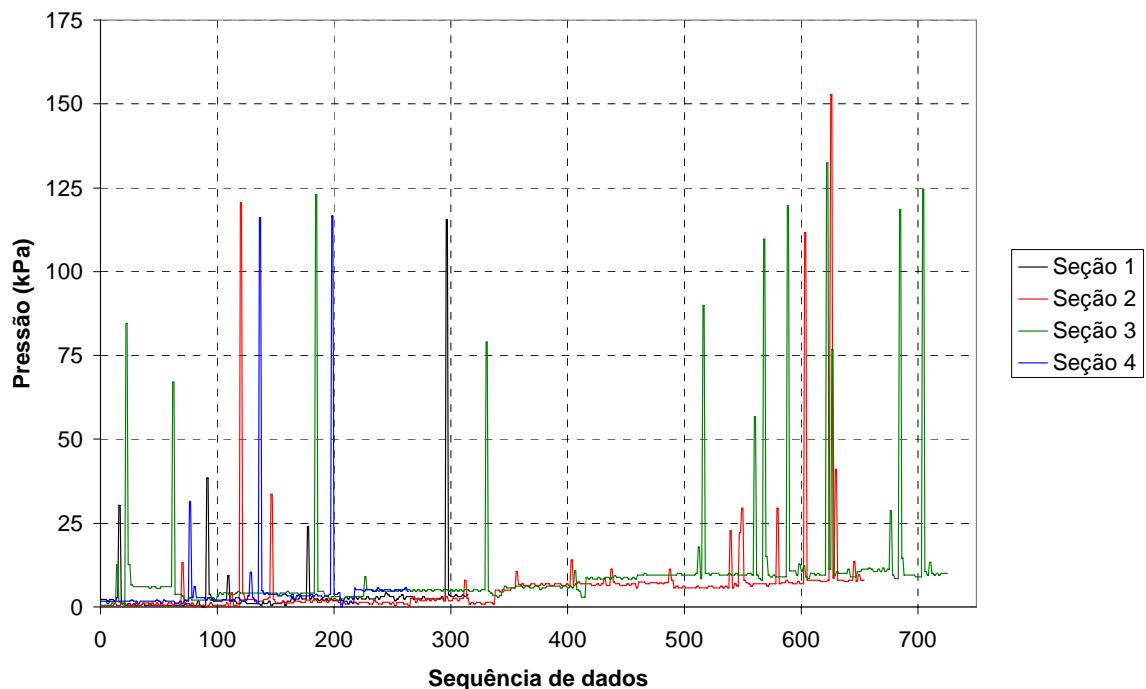


Figura 6.4: Resultados registrados para os sensores de pressão no modo controle.

Nota-se que os maiores valores de pressão registrados ocorreram para a seção 2 (máximo de 153kPa) e, mais freqüentemente, para a seção 3 (máximo de 133kPa). As seções 1 e 4 registraram máximos de 115kPa. A captação de maiores valores de pressão nas seções 2 e 3 pode ser atribuída, em primeira instância, a uma menor capacidade de suporte das camadas sobrejacentes do pavimento. Este parecer preliminar confere à seção 3 um comportamento deficitário em termos de elasticidade; com efeito, esta tendência é confirmada no modo controle, ao se levar em conta que esta seção exibiu a maior deformação vertical.

A partir dos resultados no regime controle, pôde-se relacionar a pressão registrada pelas células com a deformação vertical, registrada pelos sensores verticais inferiores. Os dados foram agrupados em pares de ordem crescente de magnitude. Este critério de seleção eliminou considerável massa de dados, dada a considerável variação de valores no modo controle. Todavia, tem-se uma idéia acerca do que ocorreu no topo do subleito em termos de pressão e deformação, conforme se apresenta nas Figuras 6.5 (a-d).

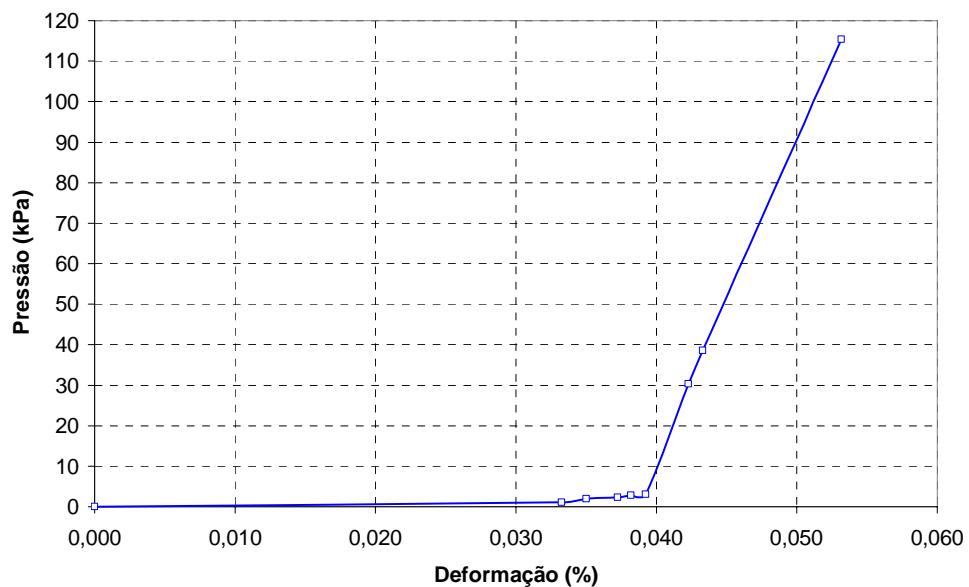


Figura 6.5-a: Comportamento da pressão-deformação para o topo do subleito (seção experimental 1).

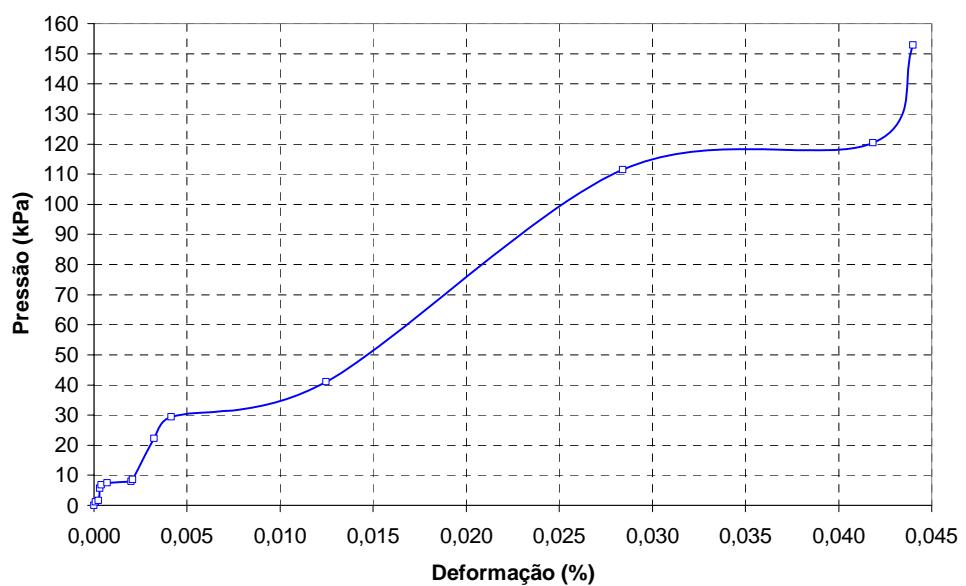


Figura 6.5-b: Comportamento da pressão-deformação para o topo do subleito (seção experimental 2).

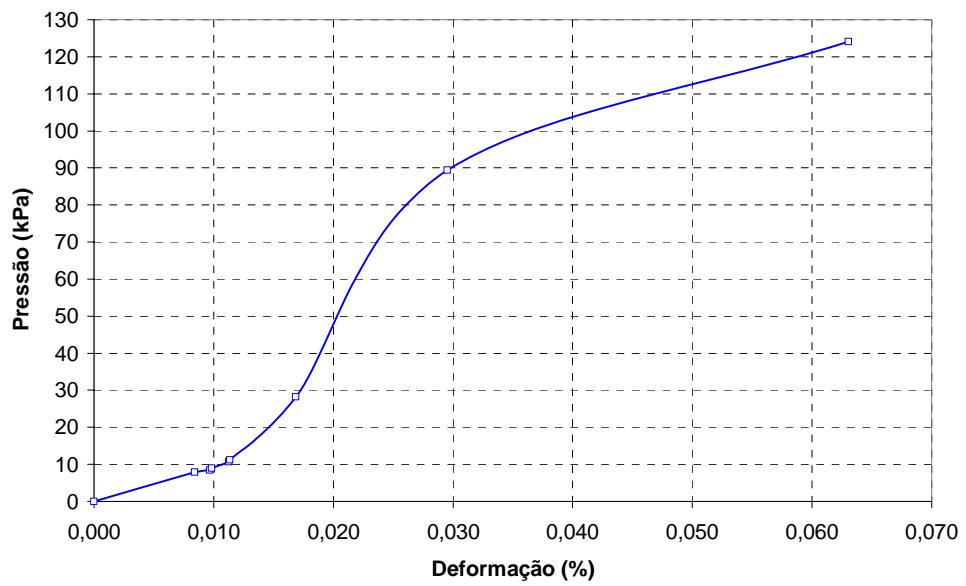


Figura 6.5-c: Comportamento da pressão-deformação para o topo do subleito (seção experimental 3).

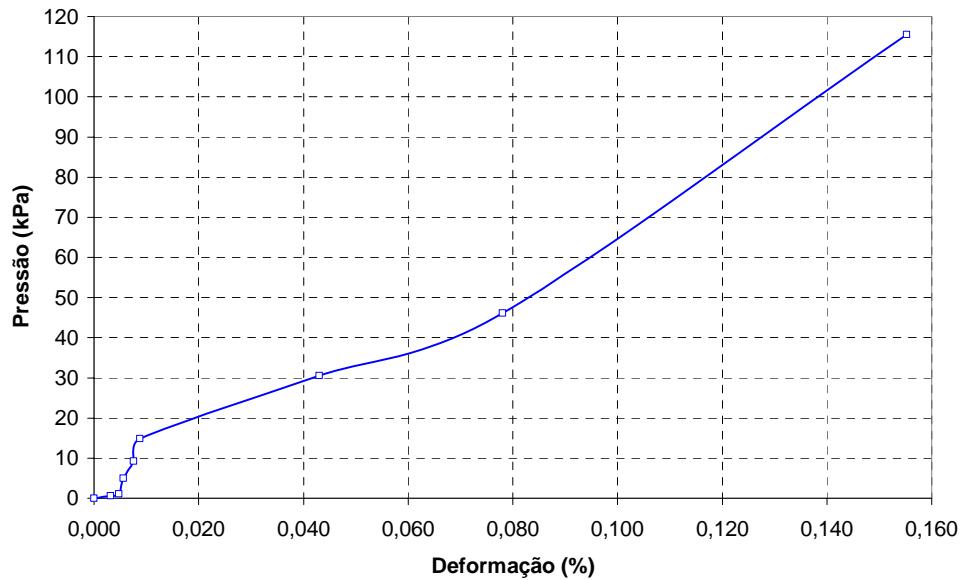


Figura 6.5-d: Comportamento da pressão-deformação para o topo do subleito (seção experimental 4).

Dada a essência elástica do comportamento do pavimento na análise do modo controle, a curto prazo, a análise dos gráficos acima permite concluir que:

- A seção 1 experimentou um processo inicial considerável de acomodação, caracterizado pela elevação súbita da deformação vertical a baixos níveis de

pressão; a partir daí, ocorreram incrementos de pressão sem, no entanto, implicar grandes variações de deformação;

- As seções 2 e 3 exibiram um comportamento bastante similar, elevando os valores de pressão e deformação a uma taxa praticamente igual;
- Apesar de trabalhar a baixas magnitudes de deformação inicialmente, a seção 4 apresentou os maiores valores de deformação. Enquanto as seções 1, 2 e 3 experimentaram de 0,04 a 0,06% de deformação para 120kPa de pressão mobilizada, a seção 4 se deformou 0,16% para este mesmo nível de pressão. Este comportamento pode ser creditado ao processo de acomodação da camada, fenômeno particularmente esperado por não haver uma compactação satisfatória do estéril. Posto isso, pode-se concluir que as camadas mais superiores do pavimento, nesta seção, não exerceram seu papel de atenuar as cargas oriundas do tráfego, uma vez que o subleito recebeu-as quase que integralmente. Em relação aos gráficos de deformação no modo controle, apresentados inicialmente, a análise conjunta da deformação e pressão permitem avaliar melhor a real situação das seções experimentais.

6.2.2 Testes no Modo Contínuo

As medições no modo contínuo dos sensores de pressão foram tomadas de forma similar aos sensores de deformação, no que diz respeito à freqüência de varredura e cômputo dos dados (amostragem e valores de pico).

A Figura 6.6-a apresenta as máximas pressões experimentadas pelas quatro seções-testes; enquanto que a Figura 6.6-b traz, de forma esquemática, um comparativo entre os valores máximos obtidos no modo controle e no modo contínuo. Eventuais quedas abruptas dos valores de pressão, exibidas simultaneamente pelas famílias de curvas do gráfico, não refletem necessariamente a passagem de CFE mas, ao contrário, oscilações de corrente elétrica no sistema de alimentação (aquisição de dados).

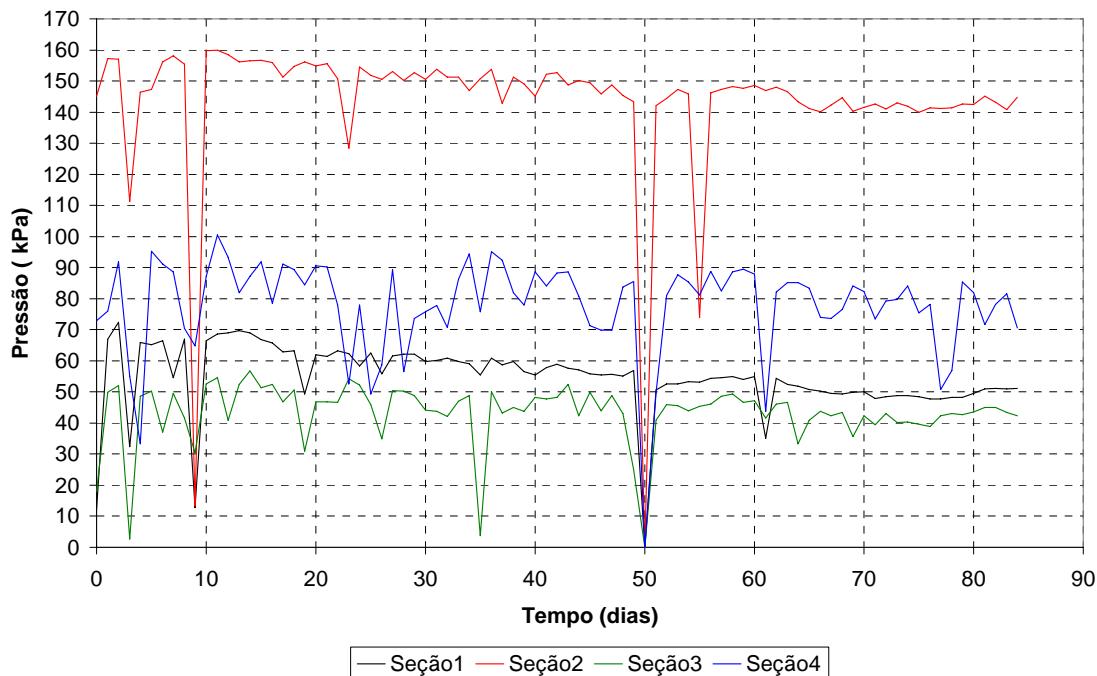


Figura 6.6-a: Valores máximos de pressão registrados no modo contínuo.

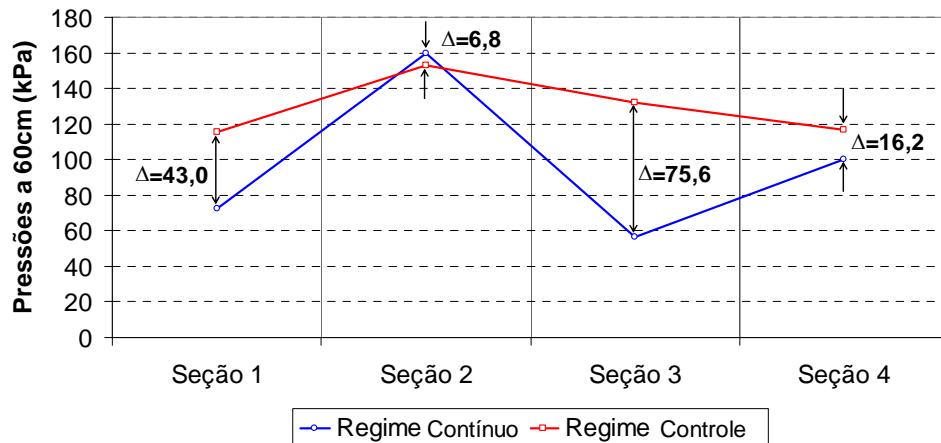


Figura 6.6-b: Comparativo entre pressões máximas, observadas para os modos contínuo e controle.

Os máximos valores de pressão no modo contínuo, registrados ao longo do período de observação, ocorreram para a seção experimental 2, que registrou com maior freqüência valores da ordem de 150kPa. Embora a seção 4 tenha apresentado valores inferiores a 100kPa, verifica-se uma maior oscilação dos resultados para esta seção, ao passo que a seção 1 exibiu um comportamento mais uniforme ao longo do tempo, com pressões inferiores a 73kPa. Segundo o gráfico de comparação entre pressões, observa-se relativa discrepância entre os resultados obtidos para as seções 1 e 3, nos modos contínuo e

controle. Esta variação pode ser atribuída, entre outros fatores, à dificuldade de registro de valores no modo contínuo, quando da passagem do CFE em velocidades superiores a 10km/h (velocidade empregada nos testes do modo controle). Com efeito, o modo controle, como era de se esperar, foi responsável pelo registro dos maiores valores de pressão. Por outro lado, as seções 2 e 4 apresentaram boa concordância.

6.3 SENsoRES DE TEMPERATURA, DE UMIDADE E PLUVIOMETRIA

Procurou-se reunir em um único tópico todas as informações relativas às variáveis ambientais envolvidas no estudo do pavimento experimental. Torna-se claro, pois, que se tratam de indicativos que se encontram intimamente ligados e merecem análise simultânea. Desta forma, foram agrupados nas Figuras 6.7 e 6.8, respectivamente, os dados obtidos pelos sensores de temperatura e de umidade, relacionados segundo os valores amostrais (coletados às 7h de cada dia) e os valores máximos ou de pico. A Figura 6.9 complementa a análise, expondo as alturas pluviométricas registradas segundo dois pluviômetros instalados na mina João Pereira: um deles localizado no próprio trecho experimental (Área 1 da mina) e outro de utilidade da CVRD, situado externamente à mina, com distância entre eles de aproximadamente 5km.

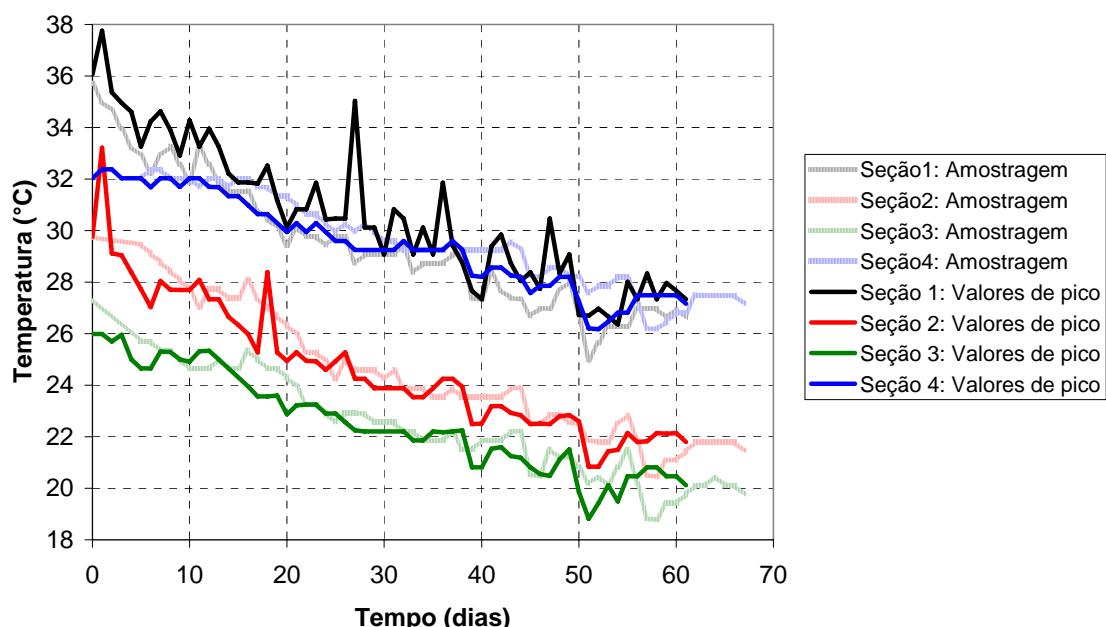


Figura 6.7: Variação da temperatura ao longo do tempo.

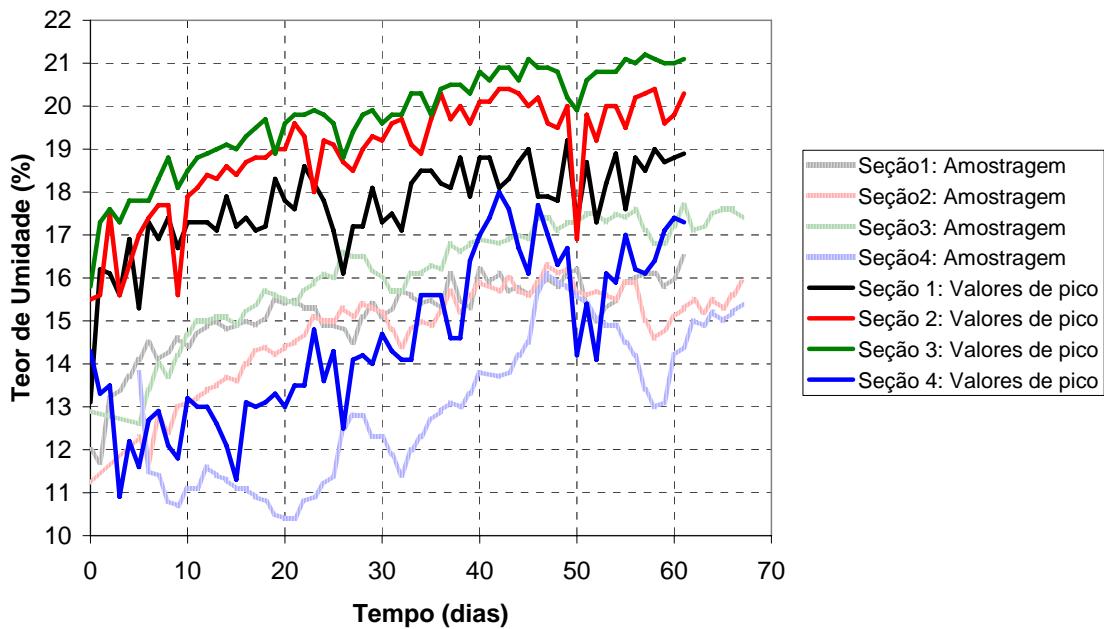


Figura 6.8: Variação do teor de umidade ao longo do tempo.

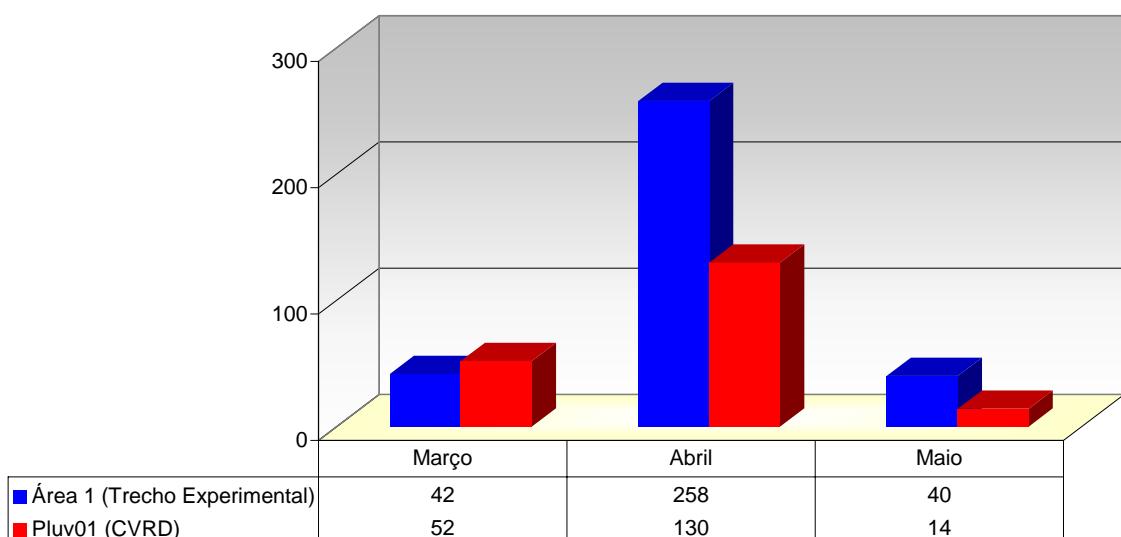


Figura 6.9: Registros pluviométricos para a mina João Pereira (em milímetros).

No gráfico de temperatura, observa-se pouca variação entre os valores amostrais e os valores máximos. São verificados maiores gradientes para as seções 1 e 4 (36° e 32°C , respectivamente), convergindo ambas as curvas para uma mesma faixa de temperatura, da ordem de 28°C . As menores temperaturas foram registradas para a seção experimental 3, chegando a 20°C após 2 meses de monitoramento. Em todas as seções, no entanto, observou-se um acentuado e constante declínio dos gradientes de temperatura, concordando bem com as condições climáticas locais, ao se aproximar a estação de inverno.

Os teores de umidade aumentaram significativamente com o aumento dos gradientes de temperatura, exibindo uma tendência bastante coerente entre as diversas seções. Com efeito, os maiores teores de umidade ao longo do período de monitoramento foram observados para as seções 2 e 3, ao contrário das curvas de temperatura, que acusaram valores mais baixos para estas seções. A partir dos dados amostrais, pode-se verificar que os valores iniciais de teor de umidade apontam para o valor de umidade ótima do estéril CCM, obtida em campo na ocasião dos trabalhos de compactação da camada de reforço do subleito (9,8%).

O aumento dos teores de umidade, observados para as seções experimentais, podem ser atribuídos ao maior índice pluviométrico registrado principalmente a partir do mês de abril. Nota-se relativa discrepância entre os dados amostrados pelo pluviômetro instalado no trecho experimental e o pluviômetro da CVRD, para o mês de abril. Esta diferença pode ser atribuída tanto à presença de material particulado que se depositou sobre o coletor de chuva, indicando uma “falsa” altura pluviométrica, como de fato a uma variação considerável entre regimes pluviométricos, ocorridos nas regiões da mina onde se encontram instalados os pluviômetros.

6.4 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS E ANÁLISES DE CUSTOS

Este tópico trata dos aspectos, condicionantes e observações construtivas a serem tomados na execução de pavimentos para caminhões fora-de-estrada, empregando-se como materiais de infra e superestrutura viária os estéreis de mina objetos de análise deste trabalho. Além disso, discorre acerca de detalhes a serem levados em conta quando da aplicação de técnicas de tratamento contra pó e estabilização química da camada de base, conforme relatado também nesta pesquisa. Adiante, são apresentados os custos envolvidos nos processos de estabilização e tratamento contra pó.

- **Da Seleção de Materiais**

Em todos os cinco tipos de estéreis ensaiados, observou-se a presença excessiva de pedregulhos e a predominância de matriz arenosa. No quesito trabalhabilidade, os estéreis AL, CL e CCM apresentaram melhor desempenho, por possuírem maior porcentagem argilosa.

O estéril IC se mostrou bastante silicoso e friável, com desprezível plasticidade. O estéril IPA, apesar de apresentar pouco pedregulho e matação, não se mostrou competente na ocasião dos trabalhos de compactação, precisando ser removido e substituído pelo estéril CCM. Este, por sua vez, apresentou fácil manejo e espalhamento, apesar de drenar com rapidez a água de compactação. No estéril CL há a maior ocorrência de matações, sua maior limitação. No entanto, demonstrou franca aplicabilidade e facilidade de compactação, cuja ocorrência de pedregulhos com diâmetro da ordem de 5cm favorece a confecção de camadas superficiais, conferindo à camada de base um aspecto de revestimento primário.

- **Das Técnicas de Compactação Empregadas**

Os estéreis de minério de ferro exibiram um bom comportamento sob a ótica das propriedades geotécnicas de materiais recomendados a estruturas de pavimentos. Estes aspectos foram verificados tanto nos resultados dos ensaios de laboratório quanto ao longo da execução do pavimento experimental e na execução dos ensaios de campo.

Por se tratarem de materiais predominantemente arenosos e com consideráveis concentrações de sílica, a principal deficiência observada durante as operações de compactação e em laboratório foi a quase ausência de coesão — sobretudo dos estéreis IC e IPA. Com efeito, o controle da compactação se torna uma medida imprescindível para se garantir o máximo de resistência desses materiais. Desta forma, os estéreis devem ser compactados no teor de umidade ótima, com desvios de umidade ligeiramente superiores, a fim de se compensar as eventuais perdas por evaporação e

drenagem da água irrigada sobre o pavimento. Outro fator importante é se garantir um grau de compactação mínimo de 100%, referente à energia modificada de *Proctor*.

A execução do pavimento deve seguir a regra geral de construção de rodovias, isto é, a compactação deve se iniciar da borda interna em direção à borda externa, segundo sucessivas passadas. Deve-se evitar a compactação de camadas cujas espessuras sejam superiores a 10cm. Matacões porventura existentes, com diâmetros superiores a esta dimensão devem, sempre que possível, ser removidos da pista por meio de gradeamento ou simples passagem da motoniveladora.

A utilização do rolo compactador vibratório constitui elemento crucial nas atividades de compactação, seguido do acabamento final (selagem), que pode ser feito segundo sucessivas passagens de um veículo pneumático. Para as operações de homogeneização dos materiais, o trator agrícola acoplado a grade de disco pode ser substituído pela grade da motoniveladora.

- **Do Controle de Compactação**

O controle de compactação poderá seguir os métodos convencionais empregados na terraplenagem (determinação da máxima massa específica aparente seca via frasco de areia ou cilindro biselado; determinação do teor de umidade por meio do *Speedy Test*). Outros métodos tradicionais (“frigideira”, balão de borracha, “óleo” etc.) devem ser descartados, por empregarem técnicas menos precisas.

Um método bastante rápido e de baixo custo-benefício pode ser conduzido pela utilização do *GeoGauge* como elemento auxiliar no controle de compactação. Desta forma, devem ser tomadas diversas medidas, ao longo de cada camada executada, aferindo-se para um grau de compactação igual a 100% (obtido por técnicas convencionais) uma respectiva faixa de valores representativos de módulo de elasticidade. No caso do estéril CL, em particular, essa faixa de valores pode ser tomada de 190 a 280MPa para módulo de *Young* e de 22 a 32MN/m, no caso de rigidez relativa.

A considerável amplitude entre estes valores é creditada à elevada heterogeneidade dos estéreis, dada a presença maciça de pedregulhos e matacões.

- **Da Drenagem Superficial da Via**

Na discussão relativa a estradas de mina, salientou-se a precariedade da drenagem de estradas mineiras, entendida como um mecanismo coadjuvante de deterioração precoce da via. Desta forma, o escoamento das águas superficiais deve ser conduzido de forma disciplinada para as bacias de retenção ou *sumps*, sendo todo ele feito pelas laterais da rodovia. As laterais do pavimento, neste caso, devem ser providas de sarjetas, valas ou camadas drenantes, que podem ser executadas no próprio material local, sem a necessidade de concretagem. Faz-se essencial, neste caso, a manutenção constante e periódica dessas estruturas, a fim de desobstruí-las.

Torna-se importante, também, a identificação das cotas de níveis d'água e de seus regimes de variação, de forma a se promover uma eficiente retirada do acúmulo excessivo da água subterrânea, por meio de estruturas adequadas de captação e armazenamento do afluxo que o pavimento naturalmente drena.

- **Dos Serviços de Manutenção e Conservação**

Especificamente para o caso da mina de Fábrica, o principal procedimento a ser eliminado nos serviços de manutenção das estradas é a raspagem freqüente da pista de rolamento com lâminas de motoniveladoras. Constitui-se, para tanto, de uma prática inadequada que induz a plataforma da estrada ao enfraquecimento precoce, tornando-a suscetível ao aparecimento de rodeiros.

A partir de uma compactação eficiente, executada em camadas, os serviços de manutenção devem compreender a remoção unicamente da espessura danificada do pavimento, quando se fizer estritamente necessária. O procedimento posterior mais adequado consiste na recompactação do material removido e/ou substituído, no teor de umidade ótima correspondente.

A conservação do pavimento está vinculada à questão da drenagem superficial, sobretudo em períodos chuvosos. Desta forma, serviços rotineiros de manutenção preventiva tornam-se elementos primordiais no controle da vida útil do pavimento.

- **Da Estabilização da Base**

Dada a característica essencialmente arenosa dos estéreis disponíveis na mina, a estabilização química ou granulométrica tornam-se artifícios certamente eficazes para se incrementar a coesão desses materiais.

O estabilizante *Dynabase*, apesar de se caracterizar como um produto de origem química, exerceu também o papel de estabilizante granulométrico, uma vez que preencheu a fração fina em deficiência. O estabilizante DS-328 atuou, majoritariamente, no sentido de aglutinar a fração fina já existente; porém, sua utilização é mais complexa por demandar a mistura prévia, em caminhão-pipa, do estabilizante à água e, posteriormente, do reagente. Em ambos os casos as dosagens empregadas em campo mostraram-se adequadas, mas devem ser tomadas como valores de referência mínimos.

As Tabelas 6.2 (a-b) apresentam os custos envolvidos nas etapas de estabilização da base, sem mão-de-obra, sendo atribuídos unicamente à aquisição dos produtos. Os insumos não cotados se referem a recursos próprios da CVRD.

Tabela 6.2-a: Resumo dos custos de estabilização química com *Dynabase* (data-base: setembro/2006).

Descrição	Unid.	Qtd.	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Estéril (DMT < 1km)	ton.	120,7	-	-
Fornecimento do estabilizante <i>Dynabase</i> ⁽¹⁾	kg	2.000	0,20	400,00
Motoniveladora	h	0,7	-	-
Pá-carregadeira	h	0,5	-	-
Caminhão-pipa	h	0,3	-	-
Trator agrícola com grade de disco ⁽³⁾	h	0,4	55,44	22,18
Rolo compactador pé-de-carneiro vibratório ⁽³⁾	h	0,5	140,93	70,46
Total (R\$)				492,64
Total/m³ (R\$)				6,89

Tabela 6.2-b: Resumo dos custos de estabilização química com DS-328 (data-base: setembro/2006).

Descrição	Unid.	Qtd.	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Estéril (DMT < 1km)	ton.	120,7	-	-
Fornecimento do estabilizante DS-328 ⁽²⁾	kg	200	10,53	2.106,00
Fornecimento do reagente sulfato de alumínio	kg	25	1,80	45,00
Motoniveladora	h	0,7	-	-
Pá-carregadeira	h	0,5	-	-
Caminhão-pipa	h	0,3	-	-
Trator agrícola com grade de disco ⁽³⁾	h	0,4	55,44	22,18
Rolo compactador autopropelido vibratório ⁽³⁾	h	0,5	140,93	70,46
Total (R\$)				2.243,64
Total/m³ (R\$)				31,38

⁽¹⁾ Não inclui translado do produto ao local (Contagem – mina de Fábrica).

⁽²⁾ Não inclui translado do produto ao local (São Paulo – mina de Fábrica).

⁽³⁾ Preços estimados, uma vez que tais equipamentos foram disponibilizados mediante contrato celebrado entre CVRD e empresa prestadora de serviços (data-base: abril/2007).

• Do Tratamento Contra Pó

A prática de TCP empregando-se material betuminoso e estéreis de minério de ferro mostrou-se satisfatória, salvas algumas modificações necessárias e controles mais rigorosos quando de sua execução. Recomenda-se que a espessura de agregado (estéril) lançada sobre o banho de emulsão seja inferior a 2cm, a fim de não resultar em excesso de material granular sobre a pista. Como em geral os materiais de mina são caracterizados por granulometria grosseira, os estéreis IPA e CCM tornam-se os materiais mais indicados na aplicação da técnica, pela quase ausência de matações e predominância arenosa. Pelas características apresentadas em laboratório, o estéril AL mostrou-se também apto a ser aplicado como agregado. A taxa de espalhamento do estéril poderá ser mantida conforme prevista em projeto, caracterizando um valor de referência máximo.

Cimentos asfálticos de petróleo (CAP's) ou a emulsão RR-2C, prevista inicialmente em projeto e mais tarde abdicada, tornam-se as opções mais adequadas para aplicação sobre a base previamente imprimada, por possuírem maior viscosidade em relação à emulsão

RR-1C, efetivamente utilizada por questões de disponibilidade na ocasião. Espera-se, assim, que o material betuminoso em alta temperatura “escorra” menos sobre a pista, principalmente em trechos de inclinação acentuada. Sua taxa de aplicação poderá sofrer acréscimo de até 20% ($1,7\text{litro/m}^2$), sobretudo no caso de um banho duplo, conforme executado nas seções 1 e 2. Valores superiores a este poderão ocasionar o fenômeno da exsudação.

A taxa de aplicação do asfalto diluído CM-30 mostrou-se adequada à impermeabilização da camada de base, inclusive na seção 2 (não estabilizada quimicamente), podendo ser mantida em $1,3\text{litro/m}^2$.

Em termos de execução, motoniveladoras de pequeno porte com lâminas em bom estado de conservação tendem a exibir melhor desempenho no espalhamento do estéril sobre a pista tratada. A rigor, um acabamento mais adequado poderá ser obtido mediante a inclusão de um distribuidor de agregados rebocável e de um rolo liso ou pneumático, na ocasião das etapas de espalhamento e compactação do agregado sobre a emulsão, respectivamente.

A título de se mostrar a viabilidade financeira de emprego da técnica de TCP, empregando-se material betuminoso e estéril, são apresentados na Tabela 6.3 os custos envolvidos no processo, especificamente para a mina de Fábrica. Nota-se que o maior impacto no preço dos serviços se deve à mobilização do caminhão espargidor; desta forma, o preço global do tratamento é sensivelmente mais baixo no caso de haver empresas locais que prestem serviços de pavimentação. Adicionalmente, na mobilização diária do equipamento se incluem 8 horas de trabalho, uma carga horária bastante superior à jornada de trabalho efetivamente consumida no trecho experimental. Assim como nos trabalhos de estabilização, a disponibilização do estéril e as operações de motoniveladora e pá-carregadeira não influenciam nos preços do TCP, por se tratarem de recursos disponíveis na mina (materiais e equipamentos da CVRD).

Tabela 6.3: Quadro-resumo de custos do TCP para a mina de Fábrica (data-base: fevereiro/2007).

Descrição	Unid.	Qtd.	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Estéril (DMT < 1km)	ton.	10,7	-	-
Fornecimento e aplicação de asfalto diluído CM-30 (taxa de 1,3 l/m ²)	m ²	825	3,30	2.722,50
Fornecimento e aplicação de emulsão asfáltica RR-1C (taxa de 1,4 l/m ²) - banho único	m ²	825	1,40	1.155,00
Fornecimento e aplicação de emulsão asfáltica RR-1C (taxa de 1,4 l/m ²) - 2º banho, diluído em água a 50%	m ²	550	1,15	632,50
Motoniveladora	h	4	-	-
Pá-carregadeira	h	3	-	-
Mobilização do caminhão espargidor (2 dias)	km	300	11,63	3.490,00
Total Investido (R\$)				8.000,00
Total/m² – Banho Simples (*) (R\$)				4,70
Total/m² – Banho Duplo (*) (R\$)				5,85

(*) Não inclui a mobilização do caminhão espargidor.

6.5 RESULTADOS PÓS-MONITORAMENTO

Após o período efetivo de monitoramento (2 meses), fez-se um balanço do comportamento do pavimento experimental desde sua abertura ao tráfego, procurando-se principalmente avaliar a durabilidade da estrutura da via e da instrumentação de campo.

Com base nas análises dos gráficos de deformação, pode-se pressupor que os elevados picos de valores observados nos gráficos, antecedentes à perda de sinal, caracterizam a quebra destes sensores — provavelmente pela aplicação de elevadas cargas excêntricas ao extensômetro, conforme já relatado por Saraiva (2006). Grande parte dos sensores perdidos foram aqueles de posição horizontal e superior. Outros problemas de perda de sinal podem estar associados a problemas com o cabeamento dos sensores ou, ainda, na própria unidade de aquisição de dados (curto-circuitos, por exemplo). Ademais, os sensores de temperatura, umidade e pressão mantiveram pleno funcionamento. A Figura 6.10 resume a evolução dos problemas observados nos sensores de deformação, ao longo do tempo.

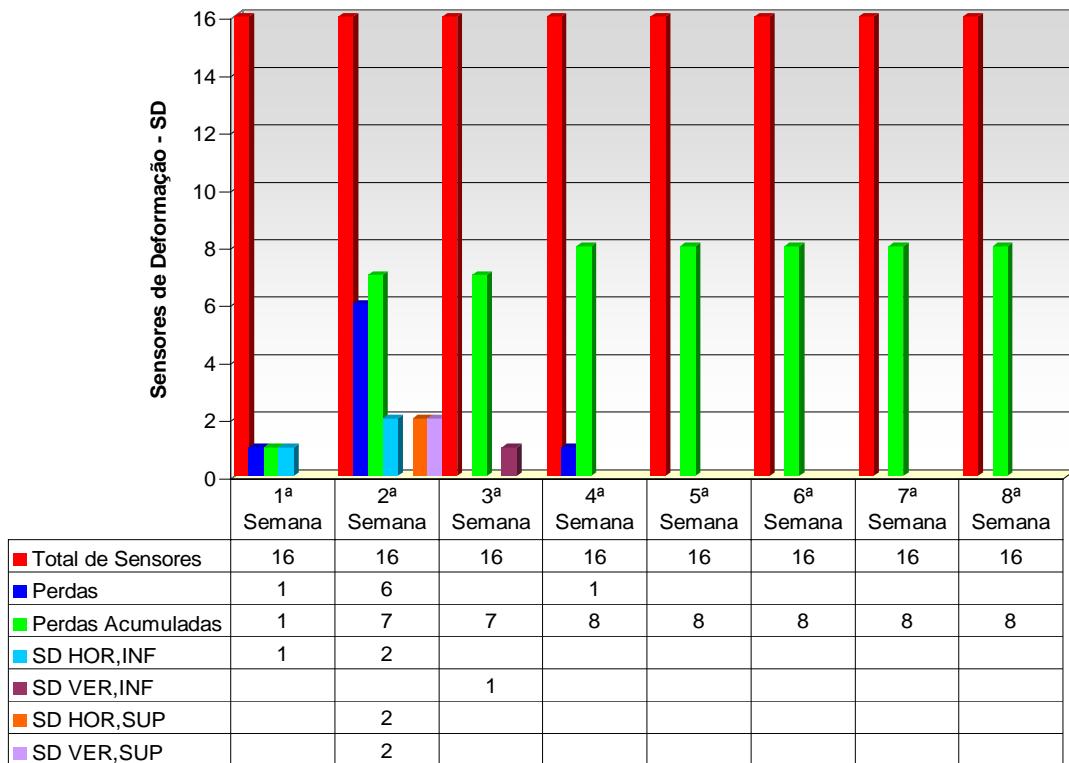


Figura 6.10: Relatório de sensores de deformação inoperantes.

Em geral, não foram observados quaisquer indícios de deformação generalizada do pavimento ou de qualquer problema mais severo relatado no tópico 3.4 deste trabalho. Entretanto, conforme mencionado anteriormente, ocorreram enrugamentos e perda parcial da camada mais superficial do TCP, formada pelo banho duplo de emulsão nas seções 1 e 2. A seção 3 (banho simples) não apresentou danos consideráveis, ao passo que na seção 4 (padrão CVRD) houve perda sensível de agregado. As Figuras 6.11 (a-d) mostram a feição final de cada seção experimental, enfatizando os problemas observados *in loco*.

O curto período de monitoramento não permitiu tecer críticas mais severas às seções experimentais 1 a 3, dado o bom comportamento destas, de uma maneira geral. A seção 4, em particular, tende a se tornar mais vulnerável em relação às demais, sobretudo em presença de precipitações intensas. Esta afirmativa procede na medida em que a camada mais superficial do pavimento, “compactada” pelo tráfego dos caminhões, mostrou-se sensivelmente danificada e desagregada; com efeito, é de se esperar que camadas subjacentes não suportem na mesma proporção a ação do tráfego, podendo resultar em rodeiros que mais tarde evoluirão para defeitos mais severos.



Figura 6.11-a: Seção experimental 1, após 2 meses de tráfego, com detalhe dos danos observados para o 2º banho do TCP.



Figura 6.11-b: Seção experimental 2, após 2 meses de tráfego, mostrando a região na qual o 2º banho do TCP se manteve.



Figura 6.11-c: Detalhes da seção experimental 3, após 2 meses de tráfego.



Figura 6.11-d: Seção experimental 4, após 2 meses de tráfego, com perda sensível de agregados.

6.6 ÁBACO DE DIMENSIONAMENTO

Os resultados obtidos pela instrumentação permitiram a confecção de um ábaco de dimensionamento, a partir dos dados de deformação vertical, relacionados com a número de operações do eixo padrão durante o período de monitoramento. Para tanto, procurou-se estabelecer um critério de análise baseado no método do DNER, embora referenciado a um eixo padrão simples de 8,2tf (80kN). Neste método, cargas por eixo superiores a este valor são atendidas mediante a aplicação de um fator de equivalência superior à unidade, contemplando cargas de até 20tf (196kN) e 30tf (294kN), para eixos simples e duplos, respectivamente. Estes valores estão, no entanto, bastante aquém da carga imposta por um veículo fora-de-estrada, cuja carga por eixo simples traseiro é da ordem de 167tf (1639kN). A Figura 6.12 apresenta o volume de estéril e minério transportado na mina João Pereira, área 1, no período de um ano.

De posse do número médio de repetições diárias a cada mês, referido ao veículo padrão de 167tf (eixo simples traseiro, de rodas duplas), aplicou-se um fator de equivalência de eixo (FE) de 1,5, procurando-se levar em conta a passagem do eixo dianteiro do CFE sobre o pavimento. Desta forma, admite-se que o carregamento imposto pelo eixo dianteiro corresponde a 50% da carga aplicada pelo eixo traseiro¹. Com efeito, obteve-se o gráfico da Figura 6.13. Adotando-se uma taxa de crescimento do tráfego da mina de 10% ao ano, para um período de projeto de apenas 1 ano, obteve-se o crescimento geométrico do tráfego por meio da expressão

$$V_p = V_1 \cdot \left(1 + \frac{t}{100}\right)^P \quad (6.1)$$

na qual t é a taxa de crescimento geométrico, P é o período de projeto, V_1 é o número de veículos atual (no instante da construção da estrada, com 100% dos veículos no sentido de tráfego dominante) e V_p é o número de veículos no período de projeto considerado.

¹ O eixo dianteiro recebe 33% da carga bruta do CFE (809kN), enquanto que o eixo traseiro trabalha os 67% restantes (1.642kN). Posto isso, torna-se razoável admitir que a passagem de 2 eixos dianteiros equivale à ação de um eixo traseiro ($2 \times 809\text{kN} = 1.618\text{kN} \approx 1.642\text{kN}$).

Admitindo-se, então, um valor médio atual de 88 veículos/dia, para a situação atual da área 1 da mina, pode-se admitir um valor de 97 veículos/dia, ao final de 1 ano.

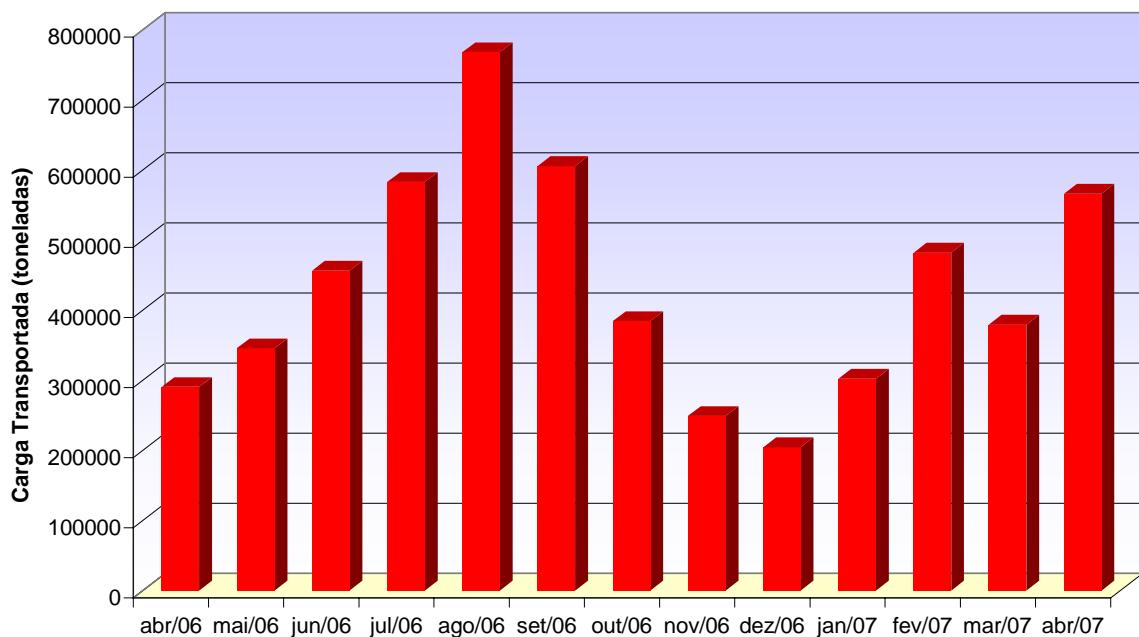


Figura 6.12: Carga transportada na área 1 da mina, no período de abril/2006 a abril/2007.

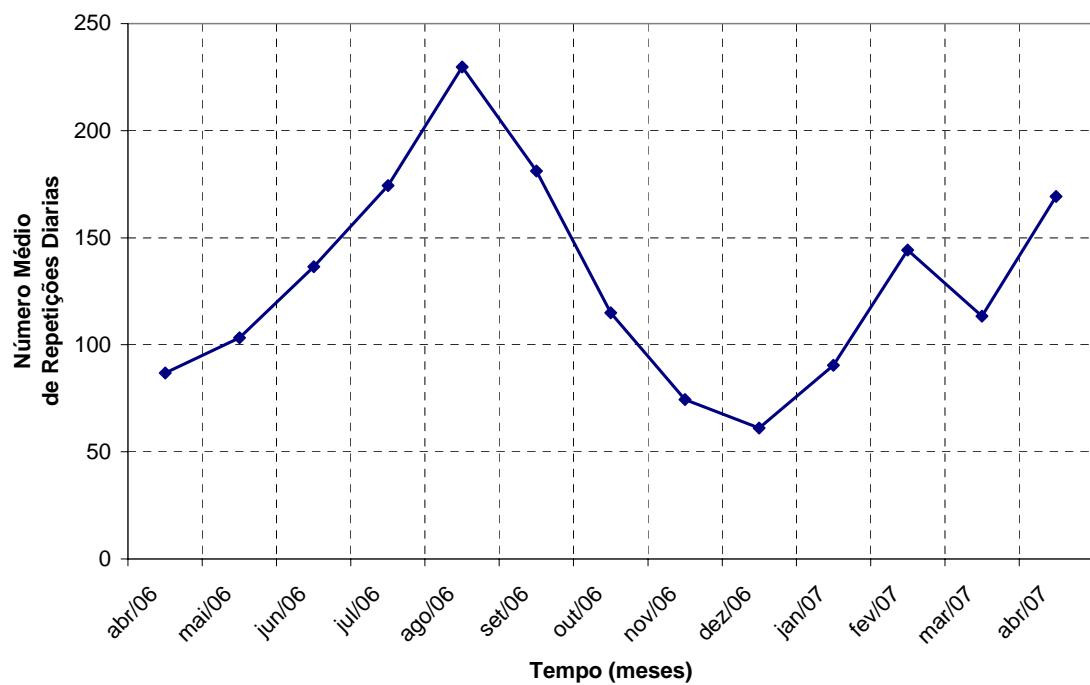


Figura 6.13: Estimativa do número médio de repetições diárias (aplicado o fator de eixo).

À luz do método do DNER, o cálculo do fator de carga (FC) baseou-se no conceito de equivalência de operações, a fim de se levar em conta, estritamente, a influência de demais veículos e equipamentos de terraplenagem que trafegam no trecho. Partindo dos dados apresentados na Tabela 4.1, chegou-se à estimativa de equivalência de operações mostrada na Tabela 6.4. Com efeito, tem-se um fator de carga de 1,25.

Tabela 6.4: Cálculo do fator de carga *FC*.

Eixos Simples (kN)	Freqüência (%)	Fator de Equivalência	Equivalência de Operações
< 49	2,3	-	-
59	18,5	0,200	3,7
98	4,6	3,000	13,8
137	3,9	25,000	97,5
Eixos Duplos (kN)	Freqüência (%)	Fator de Equivalência	Equivalência de Operações
167	1,5	7,000	10,5
$\Sigma (\text{FC} \times 100)$			125,5

Segundo Senço (1997), para se levar em conta as variações de umidade dos materiais do pavimento durante as diversas estações do ano — que se traduzem em variações de capacidade de suporte dos materiais — o número equivalente de operações do eixo, tomado como referência, deve ser multiplicado por um coeficiente que varia entre 0,2 (regiões onde prevalecem climas secos) a 5,0 (regiões de clima extremamente úmido). A partir de um regime pluviométrico de cerca de 1.200mm/ano², o fator climático regional (FR) para a mina pode ser estimado em 1,4, tomando-se como referência a Tabela 6.5.

Tabela 6.5: Fatores climáticos (Senço, 1997).

Altura Média Anual de Chuva (mm)	Fator Climático Regional (FR)
Até 800	0,7
De 800 a 1.500	1,4
Mais de 1.500	1,8

² Dados do pluviômetro “PLUV01”, da CVRD, situado nos domínios da mina de Fábrica.

Reunindo-se todas essas informações, pôde-se aferir um número de operações do eixo padrão durante o período de projeto adotado, por meio da relação proposta pelo DNER:

$$N = 365 \cdot V_m \cdot P \cdot FC \cdot FE \cdot FR \quad (6.2)$$

Fazendo $V_m = V_p$ (volume diário médio de tráfego igual ao volume diário médio durante o período de projeto), obtém-se um “N” da ordem de $9,3 \times 10^4$ operações equivalentes do eixo padrão.

Nessa ótica, relacionando-se os valores acumulados de repetições para um período de dois meses, correspondente ao período efetivo de monitoramento, com os valores de deformação vertical acumulada para a camada de base e topo do subleito, obteve-se o gráfico da Figura 6.14. Plotando-se as retas de ajuste concomitantemente, verifica-se que os valores de deformação alcançados pela canga laterita (CL), na camada de base, foram ligeiramente maiores que os valores de deformação acusados pela canga contaminada com minério (CCM) no topo do subleito; com efeito, admitiu-se que estes dois materiais possuem comportamento similar ante efeitos de deformação, para uma mesma condição de carregamento e compactação. As equações de correlação que regem esse sistema podem ser expressas da seguinte maneira:

$$\varepsilon = 0,0387N + 14,643$$

(6.3)

para o estéril CL ($R^2=0,9674$), a 20cm do ponto de aplicação da carga (base) e

$$\varepsilon = 0,037N + 8,4$$

(6.4)

para o estéril CCM ($R^2=0,9824$), a 60cm do ponto de aplicação da carga (topo do subleito).

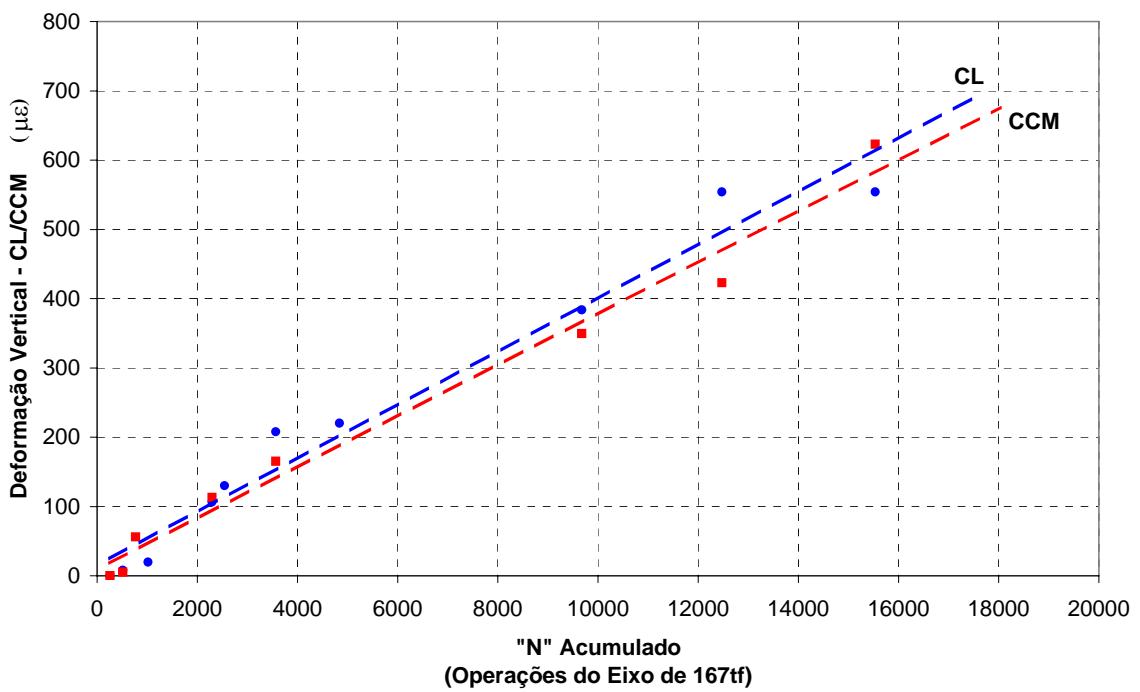


Figura 6.14: Comparação entre deformação vertical acumulada e número de repetições do eixo padrão.

Essa abordagem foi determinante para a confecção de um ábaco que permite relacionar simultaneamente as seguintes variáveis: módulo de resiliência, espessura necessária do pavimento para CFE, deformação vertical acumulada (inferida em campo) e o número de repetições do eixo padrão (Figuras 6.15-a e 6.15-b).

Sua concepção está baseada em dados de deformação obtidos apenas para dois pontos de análise, distantes do ponto de aplicação da carga de 20cm e 60cm; os demais pontos exibidos no ábaco foram obtidos por extração desses valores referenciais. Sendo assim, admitiu-se que o pavimento pode ser executado exclusivamente com o estéril CL ou com o estéril CCM ou, ainda, a partir da combinação destes materiais. Foram incluídos no ábaco, adicionalmente, o módulo de resiliência de cada profundidade assinalada, sendo determinado a partir do estado de tensões previsto, em conjugação com os modelos experimentais.

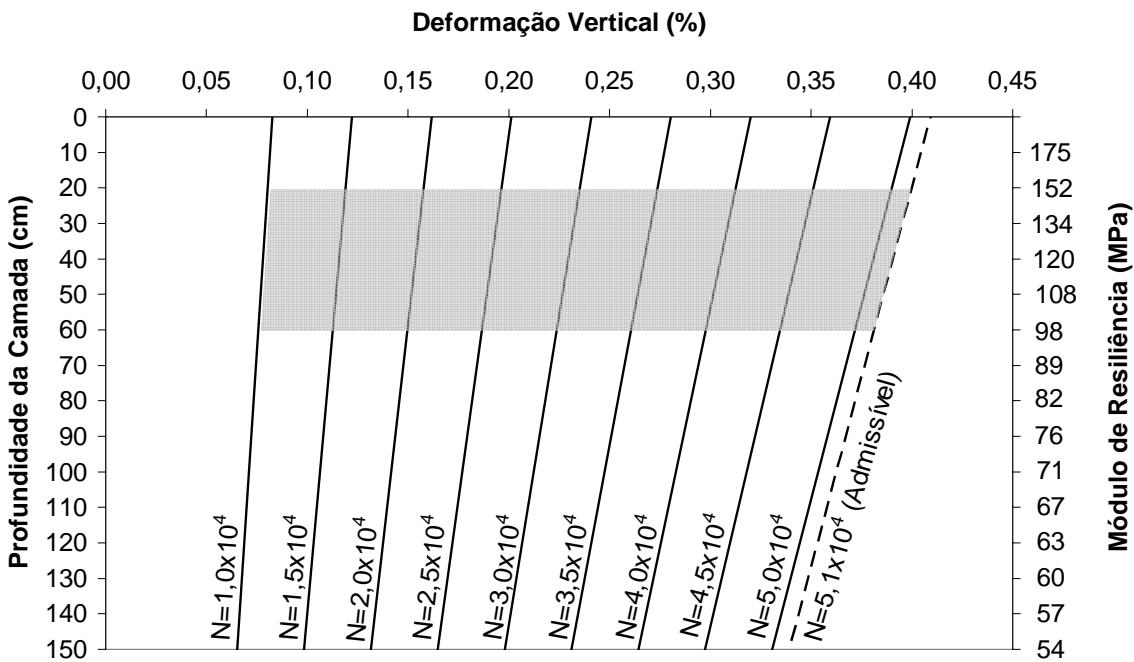


Figura 6.15-a: Ábaco de dimensionamento para um pavimento com tráfego de caminhões fora-de-estrada, executado em canga laterita (CL).

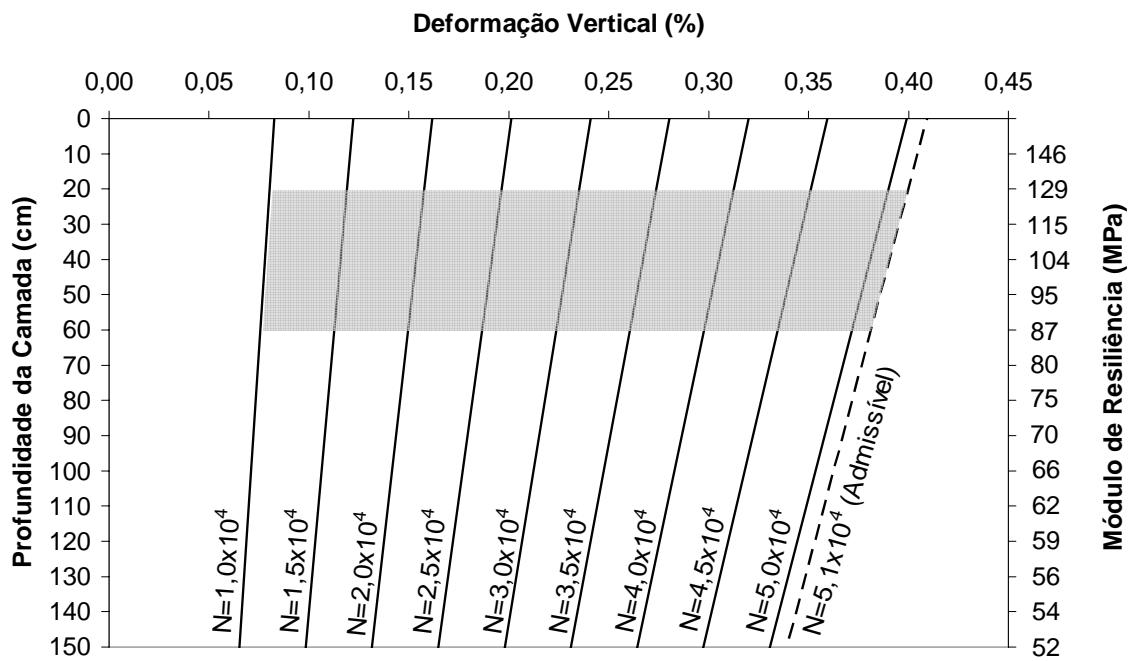


Figura 6.15-b: Ábaco de dimensionamento para um pavimento com tráfego de caminhões fora-de-estrada, executado em canga contaminada com minério (CCM).

Os ábacos propostos se aplicam somente a pavimentos executados com os estéreis especificados, compactados conforme metodologia descrita para as seções 1, 2 e 3.

Além disso, devem ser materiais cujas propriedades geotécnicas estejam em conformidade com os resultados dos ensaios apresentados neste trabalho, sobretudo no que tange módulo de resiliência.

Embora se tenha feito a análise para um período de projeto de 1 ano, a utilização do ábaco foi restringida a valores inferiores a $5,1 \times 10^4$ repetições, caracterizando um valor admissível de referência para a deformação imposta ao subleito ($2000\mu\epsilon$) — conforme seguido em projeto e adotado nos estudos de Thompson e Visser (2000) para caminhos de serviço em minas da África do Sul. Mais além, buscou-se destacar no ábaco a região na qual se inserem os resultados efetivamente obtidos em campo (cor cinza), compreendendo espessuras de pavimento entre 20 cm e 60cm, a deformações inferiores à admissível.

Uma estimativa do deslocamento vertical a que a camada do pavimento estará suscetível poderá ser obtida a partir da relação

$$u_z = 70 \cdot \varepsilon \quad (6.5)$$

Onde u_z é o deslocamento vertical (mm) e ε é a deformação considerada (decimal), obtida do ábaco; multiplicada pelo comprimento útil do extensômetro (70mm).

Admite-se que a deformação verificada no sensor é proporcional à deformação experimentada pela camada sobrejacente do pavimento. A título de exemplo, para $3,0 \times 10^4$ repetições do eixo padrão, um pavimento em canga laterita (CL) com 60cm de espessura está sujeito a uma deformação de 0,225% ($0,00225\text{m/m}$). Em termos de deslocamento vertical para esta camada, pode-se prever cerca de 0,2mm. Obviamente, as condições acima são válidas para um pavimento compactado conforme prescrições descritas neste trabalho.

CAPÍTULO 7

7 CONCLUSÕES

7.1 CONCLUSÕES DA PESQUISA

As principais conclusões dessa pesquisa são apresentadas nos itens a seguir.

i. Quanto ao processo de dimensionamento adotado e à metodologia executiva empregada:

- O *software ELSYM5* mostrou-se como uma ferramenta computacional bastante precisa na determinação dos esforços a que o pavimento estaria sujeito, na ocasião dos trabalhos de dimensionamento; principalmente em termos de deformação. Os valores obtidos pelo programa para as deformações horizontais seguiram a mesma tendência observada nos sensores horizontais de campo, manifestando compressão em camadas superiores do pavimento e, nas camadas inferiores, esforços de tração. As deformações verticais também se mostraram bastantes compatíveis, tanto em magnitudes quanto na redução destas com a profundidade. Na análise computacional, ocorreram valores da ordem de 0,26% para o topo do subleito (CCM), contra 0,30% especificado *a priori* como deformação máxima admissível para esta mesma profundidade. Por outro lado, os ensaios triaxiais de carregamento repetido apresentaram, para este material, deformações resilientes de 0,10 a 0,16%. Em campo, a maior deformação vertical registrada para o topo do suleito, em testes no modo controle, foi

0,23% ($1.156\mu\epsilon$). Sendo assim, os parâmetros de entrada empregados mostraram-se adequados à análise, bem como o estado de tensões estimado analiticamente, ainda que numa posição conservadora.

ii. Quanto ao desempenho dos estabilizadores químicos de base:

- A aplicação do estabilizante *Dynabase* na seção 1 propiciou uma melhoria na trabalhabilidade do material de base (estéril CL), perfeitamente notável na ocasião dos trabalhos de gradeamento e homogeneização. Com efeito, é de se esperar que o produto tenha atuado na composição da fração fina do estéril, induzindo-o a uma estabilização muito mais granulométrica que química, propriamente dita. Seu custo de aquisição mostrou-se bastante viável e sua aplicação é justificável também pelo papel ambiental que possui, uma vez que se trata também de um resíduo industrial inerte. Todavia, não acrescentou ao pavimento quaisquer incrementos de resistência e durabilidade que pudessem ser notados a curto prazo, visivelmente. Os resultados da instrumentação de campo, no entanto, apontaram para a seção 1 um melhor desempenho em termos mecânicos.
- O estabilizante DS-328, bastante conhecido no meio rodoviário, mostrou-se como um produto pouco viável financeiramente e de complexa aplicação. Além do custo unitário do produto ser relativamente alto, seu emprego requer a associação de um produto extra, no caso um reagente (cimento, cal ou hidróxido de alumínio, estipulados conforme as características granulométricas e de plasticidade dos materiais a serem tratados). Mais além, o produto apresenta pouco rendimento quando aplicado.

iii. Quanto ao desempenho do tratamento contra pó:

- As técnicas de TCP implementadas contribuíram na preservação da estrutura do pavimento experimental como um todo, na medida em que propiciou menor infiltração das águas superficiais, a partir da formação de uma capa selante na superfície. Esta mesma capa conferiu à estrada melhores condições de rolagem

sem, no entanto, sofrer desagregação considerável após 60 dias de monitoramento e inspeção visual. Vale a pena lembrar que os danos observados ocorreram somente na primeira semana de funcionamento e abertura ao tráfego.

- Os problemas verificados se restringiram somente à camada correspondente ao banho duplo (banho mais superficial), devidos principalmente à pouca viscosidade do RR-1C e à espessa camada de agregado (IPA ou CCM), espalhada sobre o primeiro banho de emulsão. Lançado em excesso, devido ao procedimento adaptado de execução e à dificuldade de se obter uma fina camada de material no espalhamento, dada a granulometria do estéril, o agregado não se aderiu perfeitamente ao segundo banho de emulsão.
- As técnicas de tratamento contra pó empregadas tendem a mostrar melhores resultados quando os requisitos mínimos de execução forem plenamente satisfeitos. Um controle mais apurado de execução deve compreender as seguintes premissas: a) seleção de um agregado (estéril) de granulometria suficientemente fina e livre de matacões; b) utilização de emulsão asfáltica RR-2C ou CAP (materiais mais viscosos), em substituição ao RR-1C empregado; c) espalhamento rigoroso do agregado, com controle da taxa de aplicação, por meio de um distribuidor de agregados em conjunto com a ação da motoniveladora; d) Compactação do agregado sobre a emulsão com um rolo liso ou pneumático apropriado.

iv. Quanto ao desempenho da instrumentação e ao comportamento das seções experimentais:

- As deformações horizontais compreenderam principalmente esforços de tração, sendo verificadas sobretudo em camadas inferiores, conforme previsto em análise computacional. Os maiores valores encontrados para deformação horizontal (modo controle) se referem à seção 4 (CVRD), para sensores inferiores; este comportamento é condizente com os resultados do modo contínuo, que sugerem a perda desses sensores após o registro de picos elevados. As seções 1 e 2 apresentaram bons resultados. Em contrapartida, a

seção 3 apresentou os maiores valores de deformação vertical, para o modo controle.

- Entre os resultados dos ensaios no modo contínuo, percebe-se que a seção 3 continuou a apresentar elevados valores de deformação, tanto em camadas superiores quanto em camadas inferiores, até a perda de sinal. Analisando tanto os resultados simples como os acumulados para os sensores superiores da seção 4 (CVRD), notam-se deformações de caráter essencialmente plástico, ao final de dois meses de monitoramento, a partir da mudança ascendente de referencial. Este comportamento não é verificado de forma tão acentuada, por exemplo, para a seção 2, nem tampouco para sensores inferiores.
- Os sensores de pressão definiram bem o comportamento previsto para o topo do subleito: empregando-se relações analíticas simplistas, que consideram uma distribuição de pressões segundo um ângulo constante de 45°, em uma camada única, homogênea e isotrópica, obtém-se para o subleito cerca de 20% da pressão descarregada em superfície. Segundo o modo controle, as pressões foram registradas em máximos de 150kPa e, no modo contínuo, em 160kPa; estes valores se situam, exatamente, entre 18 e 20% da pressão máxima admitida em projeto, no contato do pneu do CFE com a superfície de rolamento. Uma vez que no dimensionamento se trabalhou com esta faixa de valores, pode-se concluir que o subleito está protegido da ação do carregamento e, consequentemente, a estrutura do pavimento como um todo. No modo contínuo, embora a seção 1 tenha sido a mais solicitada entre as demais, verificou-se relativa uniformidade de valores, apresentando para tanto um melhor desempenho. Como o principal quesito aqui avaliado é a tendência e a ocorrência repetida de picos de sinal, pode-se perceber que a seção 4 (CVRD) denotou a maior variação de valores de pressão, implicando a ineficiência do processo de compactação. Torna-se fato que essa seção tende a apresentar uma menor vida útil em relação às demais, desde que o principal mecanismo de fadiga e ruptura da rodovia seja considerado a repetição de cargas elevadas.
- Com base no monitoramento das condições ambientais, pode-se notar que o mês de abril foi marcado por chuvas intensas (258mm) na região do trecho experimental; evento que pode estar associado também à perda dos sensores de

deformação (excesso de umidade, descargas atmosféricas etc.). O considerável regime pluviométrico desse mês pode ser constatado, também, pela tendência crescente e acentuada das curvas de umidade, do 10º ao 40º dia de monitoramento. A seção 4 exibiu teores de umidade sensivelmente mais baixos, sendo atribuído a ela também as maiores variações. Nas seções 2 e 3, as maiores magnitudes em termos de teor de umidade podem estar associadas à efetividade de compactação das camadas, implicando menor permeabilidade, em detrimento à seção 4. As seções 1 e 4 trabalharam com valores mais elevados de temperatura, ao passo que as seções 1 e 2 experimentaram maiores variações. Em todos os casos, porém, percebe-se claramente que os maiores gradientes de temperatura estão associados a menores teores de umidade, sendo que em nenhum momento verificou-se o equilíbrio hídrico da região próxima ao subleito. Este fato contraria a experiência brasileira, que admite a umidade de equilíbrio do pavimento com um teor abaixo da umidade ótima de compactação.

- Em termos de deflexões medidas pela viga *Benkelman*, a seção 4 apresentou os maiores valores de deflexão verdadeira (1,0mm), em comparação aos resultados obtidos para camada de base das seções 1 a 3. Os menores raios de curvatura foram observados para as seções 3 e 4. Como a seção 4 foi construída segundo um aterro único, tornou-se impossível a comparação com as camadas de sub-base, reforço e subleito das demais seções. Entre estas, no entanto, a seção 3 apresentou as maiores deflexões para a sub-base, confirmando o comportamento dos sensores de deformação vertical, que registraram os maiores valores para esta seção. Em camadas inferiores (reforço e regularização do subleito), os valores de deflexão foram semelhantes para todas essas seções. Embora as normas vigentes para determinação de bacias deflectométricas façam referência ao eixo padrão de 8,2tf (eixo empregado nos ensaios), diferentemente da carga por eixo do CFE (167tf), os resultados obtidos permitiram uma estimativa da vida útil do pavimento, com base nos valores de raios de curvatura encontrados.

v. Quanto ao contexto geral do trabalho:

- Pode-se resumir que a seção experimental 1 apresentou o melhor desempenho estrutural, de acordo com os resultados fornecidos pela instrumentação de campo. Ainda segundo este critério, as seções 3 e 4 apresentaram mais sensibilidade aos esforços transmitidos pela ação do tráfego. Embora ainda trabalhem em condições satisfatórias de durabilidade e capacidade de suporte, não denotando quaisquer vestígios de rupturas local ou generalizada, pode-se atribuir à seção 4 a maior suscetibilidade à ruptura por fadiga, implicando menor vida útil.
- Tornou-se evidente que o processo de compactação rigoroso, executado em camadas, sobressaiu-se em relação ao método de execução conduzido pela CVRD, sem compactação. Apesar dessa diferença não ser ainda discrepante, a estrutura da seção experimental 4 deu os primeiros indícios de uma compactação que não se efetivou em camadas inferiores, além da perda de agregados em excesso. Por outro lado, o pavimento executado pela associação dos estéreis CL e CCM mostrou-se competente ante a ação dos CFE e das intempéries. Tal afirmação é sustentada pelo seu bom estado de conservação após 2 meses de monitoramento, tempo superior à recorrência dos serviços de manutenção corretiva empregados na mina de Fábrica (geralmente, inferiores a 1 mês).
- A instrumentação do trecho e o conhecimento pleno de todas as atividades envolvidas no processo executivo do pavimento experimental, desde as etapas de planejamento, projeto e dimensionamento, permitiram a proposta de um ábaco de dimensionamento para pavimentos construídos nas mesmas condições e com as mesmas características. Trata-se, pois, de um estudo aplicado a estradas mineiras com atividades extractivas de minério de ferro. Desta forma, os resultados obtidos para a mina de Fábrica, a princípio, poderão ser estendidos a outras minas do Quadrilátero Ferrífero, assumindo que as propriedades geológico-geotécnicas dos estéreis ora estudados não difiram significativamente de uma mina para outra.

7.2 SUGESTÕES A PESQUISAS FUTURAS

Visando dar continuidade e aperfeiçoar os estudos implementados nesta pesquisa, são colocadas a seguir as seguintes sugestões a trabalhos futuros e afins:

- Realização de ensaios com estéreis de minério de ferro, empregando-se os estabilizantes químicos relatados neste trabalho, de tal sorte a aferir o impacto destes sobre as propriedades dos estéreis;
- Dar seqüência aos métodos de tratamento contra pó empregados no pavimento experimental, utilizando técnicas de execução mais acuradas, a partir dos problemas observados em campo, na mina de Fábrica;
- Estabelecimento de um sistema de gestão de estradas mineiras, a partir da identificação de graus de severidade de defeitos na pista (agente causador, magnitude do efeito e freqüência com que ocorre) e proposta de procedimentos preventivos e corretivos, de tal sorte a conferir ao pavimento a maximização de sua vida útil.
- Construção de trechos rodoviários experimentais instrumentados, com e sem reforços, destinados ao tráfego de caminhões fora-de-estrada, para fins de comparações futuras entre bancos de dados.
- Estudo do *GeoGauge* como equipamento de controle de compactação em estradas de mina, utilizando módulo de elasticidade e rigidez relativa como elementos de validação do grau de compactação, obtido por técnicas de controle convencionais.
- Análise numérica do pavimento experimental executado, segundo vários *softwares*; de tal forma a comparar os dados obtidos da instrumentação de campo e da análise via ELSYM5 com resultados fornecidos por programas de análise elástica não-linear.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS (2004). D3080-04. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Disponível em: www.astm.org. Acesso em: 13 de abril de 2007.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAYS OFFICIALS (1999). Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials, AASHTO Designation T 307-99, pp. 1084-1109.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6508 – Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 7185 – Solo – Determinação da Massa Específica Aparente, “in Situ”, com Emprego do Frasco de Areia. Rio de Janeiro. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6459 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7180 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 7182 – Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). NBR 9895 – Solo – Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro. 14p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 6457 – Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. Rio de Janeiro. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995). NBR 6502. Rochas e Solos. Rio de Janeiro. 18p.

ABRÃO P.C. e OLIVEIRA, S.L. (1998). Mineração. *In: Geologia de Engenharia. Oficina de Textos / CNPq / FAPESP*, 1^a ed., São Paulo, SP.

ABRÃO, P.C. (1978). 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/CBGE/CE, Rio de Janeiro, RJ. V1. pp. 1-10.

ALBERNAZ, Cláudio Ângelo Valadão. (2005, 2007). Comunicação pessoal.

ALBERNAZ, Cláudio Ângelo Valadão (1994). Método Simplificado de Retroanálise de Módulos de Resiliência de Pavimentos Flexíveis a partir da Bacia de Deflexão. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. 99p.

ALBUQUERQUE FILHO, L. H. (2004). Análise do Comportamento Geotécnico de Rejeitos em Pilhas e Barragens de Contenção através de Ensaios CPTU. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG. 175p.

ASPHALT INSTITUTE (2001). Superpave Mix Design. Superpave Series N.º2 (SP2). 3. Editon.

ATKINSON, J.H. e BRANSBY, P.L. (1978). The Mechanics of Soil - An Introduction to Critical State Soil Mechanics. McGraw Hill Book Company . Londres, Inglaterra.p.211.

BAESSO, D. P.; GONÇALVES, F. L. R. (2003). Estradas Rurais. Técnicas Adequadas de Manutenção. Florianópolis: DER. 236p.

BARBER, Edward s. Calculation of Maximum Pavement Temperatures from Weather Reports (1975). Bulletin n. 168, HRB (TRB), Washington, DC. p.1-8.

BOLTON, William. (2005). Instrumentação e Controle. Hemus. 197p.

CALDWELL, Jack A. (2006). Mine Haul Roads. *Technology Review*. Acesso em 09 de abril de 2007. Disponível em: www.infomine.com/publications/docs.

CAPUTO, Homero Pinto (1988). Mecânica dos Solos e suas Aplicações. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora. vol.2. 6^a ed. 236p.

CARDOSO, S. H. (1988). Estudo de Deformações Resilientes de Solos Lateríticos da região de Brasília. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 23, Florianópolis, 1988. Anais. Santa Catarina, ABPV. V. 1, p. 203-19.

CARDOSO, S. H. (1988). Estudo de Deformações Resilientes de Solos Lateríticos da região de Brasília. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 23, Florianópolis, 1988. Anais. Santa Catarina, ABPV. V. 1, p. 203-19.

FIORI, Alberto Pio e CARMIGNANI, Luigi (2001). Fundamentos de Mecânica dos Solos e das Rochas. Curitiba: Editora da UFPR. 550p.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (2004). Recomendação Técnica DER-RT.02.28.c – Projetos e Obras – Controle Deflectométrico na Execução de Camadas de Pavimento através da Viga Benkelman. Belo Horizonte. 3^a ed. 15p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). Norma rodoviária DNER-ME 061 – Pavimento – Delineamento da Linha de Influência Longitudinal da Bacia de Deformação por Intermédio da Viga Benkelman. Rio de Janeiro. 8p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). Norma rodoviária DNER-ME 024 – Pavimento – Determinação das Deflexões pela Viga Benkelman. Rio de Janeiro. 6p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). Norma rodoviária DNER-ME 052 – Solos e Agregados Miúdos – Determinação da Umidade com Emprego do “Speedy”. Rio de Janeiro. 4p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). Norma rodoviária DNER-ME 131 – Solos – Determinação do Módulo de Resiliência. Rio de Janeiro. 8p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL. Disponível em: www.dnpm.gov.br. Acesso em 11 de julho de 2007.

American Association of State Highways Officials, AASHTO Designation T 307-99, pp. 1084-1109, 1999

ENVIRONMENT AUSTRALIA. *Department of the Environment and Water Resources of Australia* (1998). Dust Control. Acesso em 09 de abril de 2007. Disponível em: www.natural-resources.org/minerals/CD/ea_dust.htm

ESPÓSITO, T.J. e ASSIS, A.P. Liquefaction Potential of Fine Tailings Dams. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, ICEG, 4. 2002, Rio de Janeiro. Proceedings... Lisse, Netherlands: Swets & Zeitlinger, 2002b. v. 1, p. 311-316.

FERNANDES, Gilberto (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, Universidade de Brasília, UnB, Brasília. 250 p.

FERNANDES, Gilberto; GOMES, Romero César; PALMEIRA, Ennio Marques (2002). Caracterização Tecnológica de Resíduos de Mineração de Ferro. 8º Congresso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, 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.

FERREIRA, José Gustavo H. M. (2002). Elaboração e Análise de Base de Dados de Ensaios Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. 130p.

FERREIRA JÚNIOR, Luíz Gonzaga F. (1995). Estudo da Influência do Reforço (Geotêxtil) nos Mecanismos de Deformação e Ruptura de Estradas Não-Pavimentadas através de Modelos Físicos. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, UnB, Brasília, DF. 181p.

FERREIRA, R. M.; FERNANDES, G.; GOMES, R. C.; MAURI, F. R.; SILVA, J. P. de S. e BIRCHAL, G. (2006). Utilização de Estérios de Minério de Ferro em Estradas Não Pavimentadas Destinadas ao Tráfego de Caminhões Fora-de-estrada. 37ª Reunião Anual de Pavimentação/ 11º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, 37ª RAPv/ 11º ENACOR, Goiânia, GO. nº. 04, seção 2.

GERMANI, D.J. (2002). A Mineração no Brasil. Relatório Final do Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento (PNUD), Rio de Janeiro, 54 p.

GIBSON, R.E., HENKEL, D.J. (1954). Influence of Duration of Tests at Constant Rate of Strain on Measured Drained Strength. *Geotechnique*, v. 4, p. 6-15.

GOMES, Romero C. (2006). Características Tecnológicas e Sistemas de Disposição de Resíduos de Mineração. Publicação do Núcleo de Geotecnica da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, 245p.

GOMES, Romero César e ALBUQUERQUE FILHO, Luiz Heleno (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.

GONÇALVES, Fernando Pugliero (2002). Estudo do Desempenho de Pavimentos Flexíveis a partir de Instrumentação e Ensaios Acelerados. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, RG. 404p.

HEAD, K. H. (1986). Manual of Soil Laboratory Testing. Pentech Press, London, UK.v. 1, 2 e 3. 1240p.

HEUKELOM, W.; FOSTER, C.R. (1960). Dynamic Testing of Pavements. *Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division*. V.86, n.1, p. 2.368-96.

LELIS, Thatiana Aparecida. (2004). Influência da Energia de Compactação nas Relações entre o Módulo Resiliente, CBR e Resistência à Compressão Não Confinada de Solos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG.

LIMA, Hernani Mota de (2006). Notas de aula. Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG.

MEDINA, J. PREUSSLER, E. S. (1980). Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos. Solos e Rochas. V.3, n.1, p. 3-26.

MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura M. Goretti da (2005). Mecânica dos Pavimentos. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 2^a ed. 574p.

MOTTA, L. Macedo (1991). Um Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis Desenvolvido no Brasil. In: 25^a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 25^a RAPv, ABPv. *Anais*. São Paulo, SP.

MOTTA, L. M. G.; MACÊDO, J. A. G.; MEDINA, J.; VIANNA, A. A. D. e RABAÇA, S. R. (1995). Avaliação Estrutural de Trechos Experimentais na Rodovia Carvalho Pinto – Análise Preliminar. In: 29^a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29^a RAPv, ABPv. *Anais*. Cuiabá, MG.

MOTTA, Laura Maria Goretti da (1979). O Estudo da Temperatura em Revestimentos Betuminosos. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. 146p.

MOTA, Suetônio (2003). Urbanização e Meio Ambiente. Rio de Janeiro: ABES, 3^a ed. p.32.

NATIONAL INSTITUTE FOR OCCUPATIONAL SAFETY AND HEALTH (2006). Handebook for Dust Control in Mining. *Information Circular IC 9465*. Acesso em 09 de abril de 2007. Disponível em: www.cdc.gov/niosh/mining/pubs/pdfs/2003-147.pdf.

NOURELDIN, A. S. (1993). A New Scenario for Backcalculation of Layer Moduli of Flexible Pavements. *Transportation Research Record*, 1384, p.23-28.

NERY, K. D.; REZENDE, D. de S. V.; CARVALHO, C. A. B. de; LIMA, D. C. de; SILVA, C. H. de C. (2006). Influência do Método de Compactação no Módulo de Resiliência de Dois Solos Típicos de Subleitos de Rodovias da Região de Viçosa-MG. 37^a Reunião Anual de Pavimentação/ 11º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, 37^a RAPv/ 11º ENACOR, Goiânia, GO. n°. 55, seção 2.

NÓBREGA, Maria T.; NUNES, Igo H. DAL SECO, Matheus P. (2000). Correlação entre Propriedades Pedológicas e Geotécnicas de Solos Tropicais do Noroeste Paranaense. Maringá, PR. Disponível em: www.dec.uem.br/eventos/enteca2000. Acesso em 26 de fevereiro de 2007.

NOGUEIRA, João Baptista (1998). Mecânica dos Solos: Ensaios de Laboratório. São Carlos: EESC-USP. p.83.

ODA, Sandra (1995). Caracterização de Uma Rede Municipal de Estradas Não-Pavimentadas. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, USP, São Carlos, SP, 186p.

PALMEIRA, Ennio Marques (1990). Estradas de Acesso – Manual Técnico Geotêxtil Bidim. RHODIA S.A. São Paulo, SP. 30p.

PALMEIRA, Ennio Marques (1996). Instrumentação Geotécnica. Notas de Aula. Pós-graduação em Geotecnia. Universidade de Brasília, UnB, Brasília, DF. Publicação nº. GAP 005A/96.

PARREIRA, Alexandre Benetti (2006). Comunicação Pessoal. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, EESC – USP. São Carlos, SP.

PEREIRA, Eleonardo Lucas (2005). Estudo do Potencial de liquefação de Rejeitos de Minério de Ferro sob Carregamento Estático. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG. 210p.

PINTO, Carlos de Sousa (2002). Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. São Paulo: Oficina de Textos. 2^a ed.

PINTO, Salomão e PREUSSLER, Ernesto (2002). Pavimentação Rodoviária: Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis. Rio de Janeiro: S. Pinto. 2^a ed. 269p.

PRESOTTI, Ednelson S. (2002). Influência 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. 153p.

RIBEIRO, Luiz Fernando M. (2002). Simulação Física do Processo de Formação dos Aterros Hidráulicos Aplicado a Barragens de Rejeitos. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, UnB, Brasília. 235 p..

RICCI, Eduardo; VASCONCELOS, Jorge Flamaron; KRAEMER, José Luiz (1983). Estudos Geotécnicos da Pesquisa para Avaliação Estrutural de Pavimentos (Documento de Trabalho n.º 2, IPR/DNER). Rio de Janeiro.

SANTHA, B. L. (1994). Resilient Modulus of Subgrade Soils: Comparison of Two Constitutive Equations. *Transportation Research Record*. V. 1462, p. 79-90.

SANTOS, Alexandre Gonçalves (2004). Influência do Teor de Ferro na Condutividade Hidráulica de Um Rejeito de Minério de Ferro. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG. 195p.

SARAIVA, S. L. C. (2006) Análise da Capacidade de Suporte da Estrutura de Pavimentos Rodoviários com Utilização de Solos Finos e/ou Resíduos de Mineração de Ferro Associados a Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG. 170p.

SENÇO, Wlastermiler de (1997). Manual de Técnicas de Pavimentação. São Paulo: PINI, v. I.

SENÇO, Wlastermiler de (2001). Manual de Técnicas de Pavimentação. São Paulo: Pini, v. II.

SEVERI, Andrea (2002). Estudo dos Gradientes Térmicos em Pavimentos de Concreto de Cimento Portland no Ambiente Tropical. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, USP, SP. 256p.

SILVA, Ben-Hur de Albuquerque (2003). Aplicação das Metodologias MCT e Resiliente a Solos Finos do Centro-Norte do Mato Grosso. Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, IME, Rio de Janeiro, RJ. 260p.

SILVA, Prepredigna Delmiro Elga de Almeida da. (1995). Contribuição para o Aperfeiçoamento do Emprego do Programa FEPAVE2 em Estudos e Projetos de Pavimentos Flexíveis. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

SILVA, Prepredigna Delmiro Elga de Almeida da. (2001). Estudo do Reforço de Concreto de Cimento Portalnd (Whitetopping) na Pista Circular Experimental do Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 403p.

SILVA, Prepredigna D. E. de Almeida da.; MOTTA, Laura Maria G. da; PINTO, Salomão (2006). Análise da Não-Linearidade dos Módulos de Resiliência Obtidos de Ensaios Triaxiais Dinâmicos e de Ensaios Deflectométricos com o FWD Realizados na Rodovia BR010/PA. 37ª Reunião Anual de Pavimentação/ 11º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, 37ª RAPv/ 11º ENACOR, Goiânia, GO. nº. 85, seção 4.

SOARES, Jorge B.; MOTTA, Laura M. G.; SOARES, Roberto F. (2000). Análise de Bacias Deflectométricas para o Controle de Construção de Pavimentos Asfálticos. Disponível em: www.redeasfalto.org.br. Acesso em 17 de maio de 2007.

SOUTHGATE, H. F. (1968). An Evaluation of Temperature Distribution Within Pavements and its Relationship to Asphalt Pavement Deflection . Research Report, KY, EUA: Kentucky Dep. of Highways. 129p.

SOUZA, Murillo Lopes de; MAGALHÃES, João Pessoa; SILVA, Rui Barbosa; SCHLOSSER, Richard. (1977). Pavement Performance Analysis and Attempt to Reevaluate Flexible Pavement Design Criteria Adopted by Brazil's National Highway Department. *Proceedings, 8. WORLD MEETING INTERNATIONAL ROAD FEDERATION*, 1977, Tóquio, D-1 AM-10, p. 41-5.

THOMPSON, R. J. e VISSER, A. T. (1999). Designing and Managing Unpaved Opencast Mine Haul Roads for Optimum Performance. American Society of Mining Engineers (SME) - Annual Meeting and Exhibition, Denver, CO., EUA, 1-3 (edição em CD).

TIMOSHENKO, S. P. e GOODIER, J. N. (1970). Theory of Elasticity. New York: McGraw-Hill Kogahusha. 4.ed.

TRICHÊS, Glicério. Determinação do Coeficiente de Poisson de Solos Compactados no Ensaio Triaxial Dinâmico e O Cálculo da Deflexão de Pavimentos. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 163p.

VICK, S.G. (1983). Planning, Design and Analysis of Tailings Dams. John Wiley & Sons, Inc., 369 p.

VISSER, A. T.; QUEIROZ, C.; HUDSON, W. R. (1994). A study of Resilient Characteristics of Tropical Soils for Use in Low-Volume Pavement Design. *Symposium on Pavement Management Systems*, Belo Horizonte, 1994, p. 1-25, mar.

YODER, E. J. e WITCZACK, M. W. (1975). Principles of Pavement Design. New York, John Wiley & Sons, Inc.

APÊNDICE A – DETALHAMENTOS DO PROJETO EXECUTIVO

Neste apêndice são apresentados alguns detalhes importantes do trecho experimental, relativos à ligação da instrumentação de campo, adicionalmente ao exposto no Capítulo 4 deste trabalho.

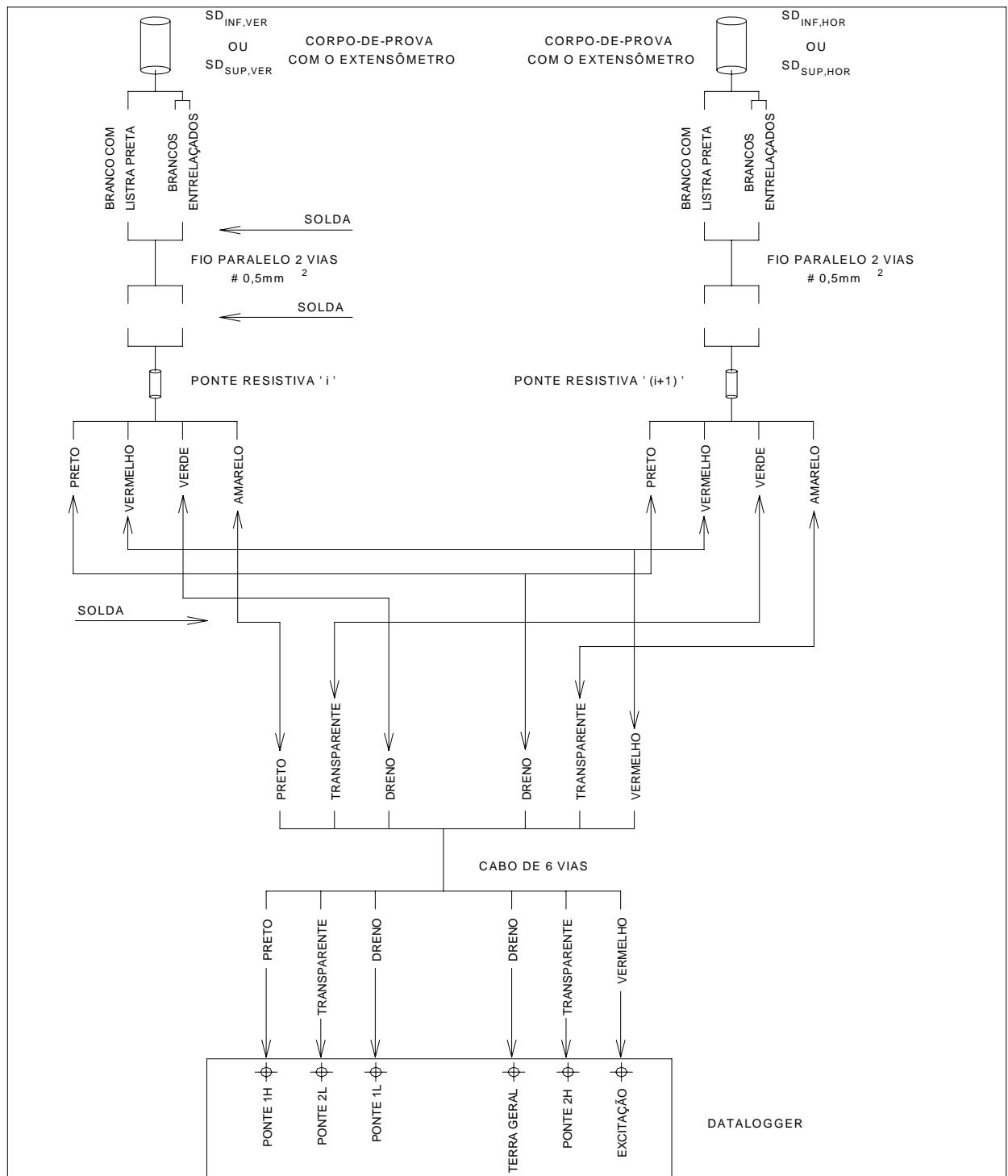


Figura A.1: Esquema de ligação dos sensores de deformação.

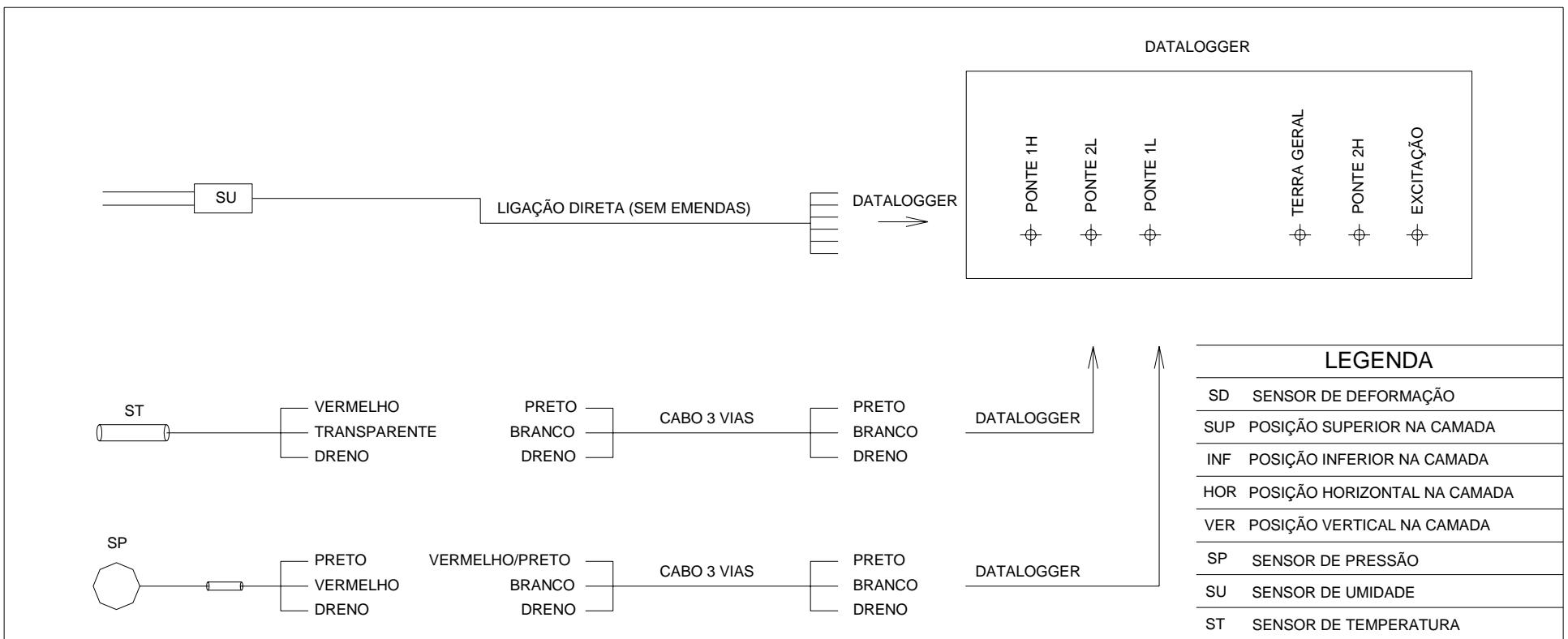


Figura A.2: Esquema de ligação dos sensores de temperatura, umidade e pressão.

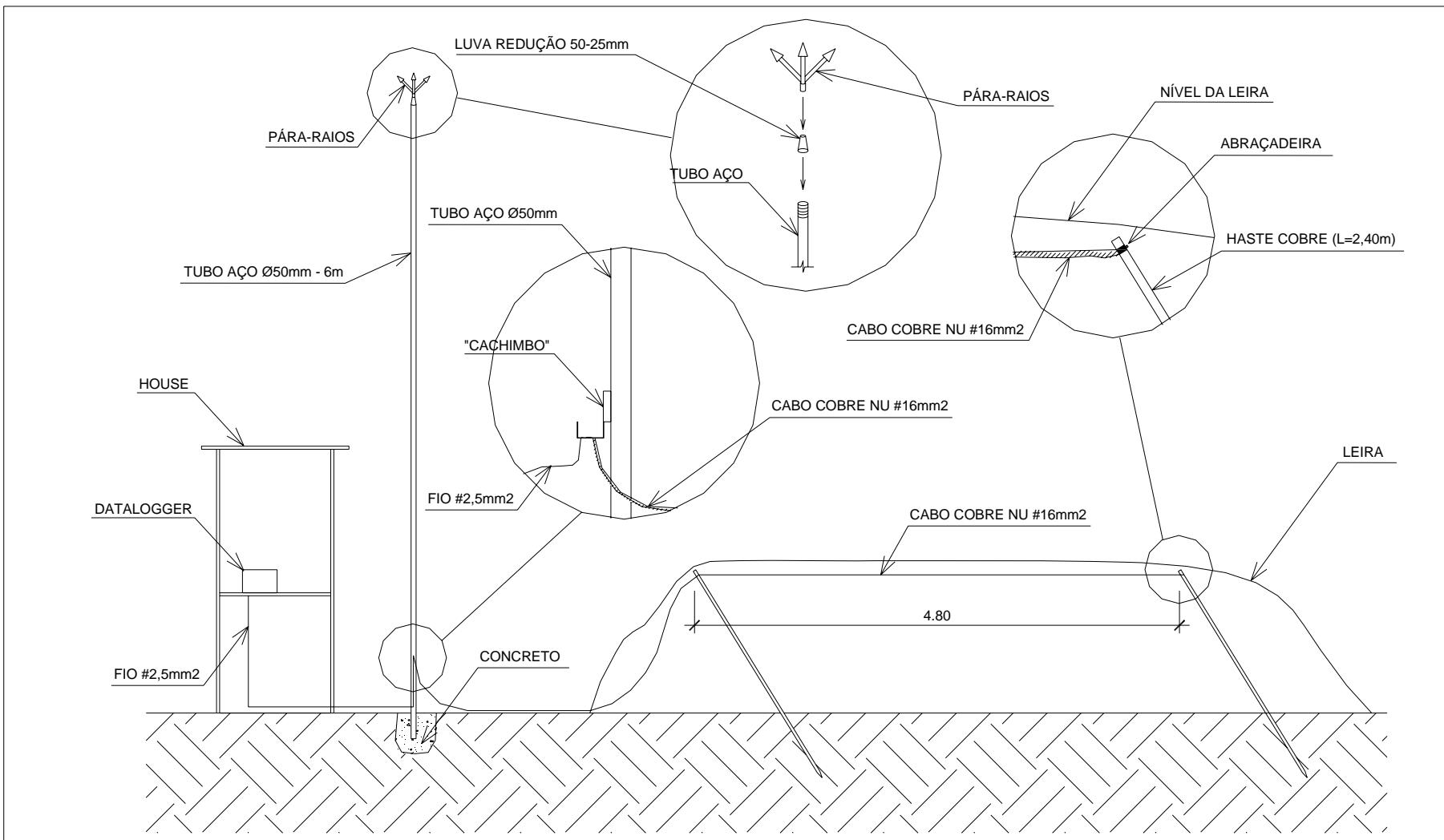


Figura A.3: Esquema de aterramento dos sensores.

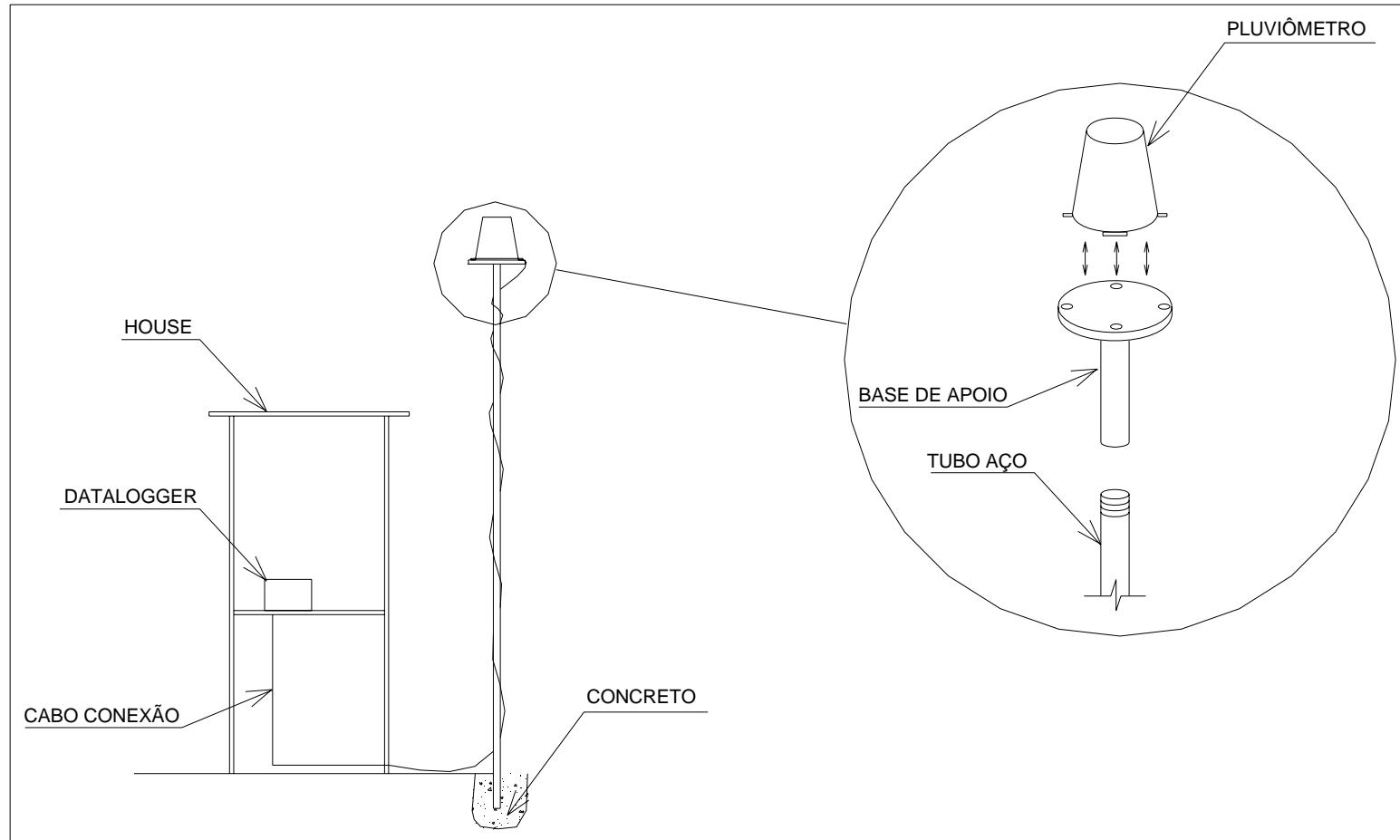


Figura A.4: Esquema de ligação do pluviômetro.

APÊNDICE B – CALIBRAÇÃO DOS SENSORES

Neste apêndice são apresentadas as curvas de calibração dos sensores de deformação e sensores de pressão.

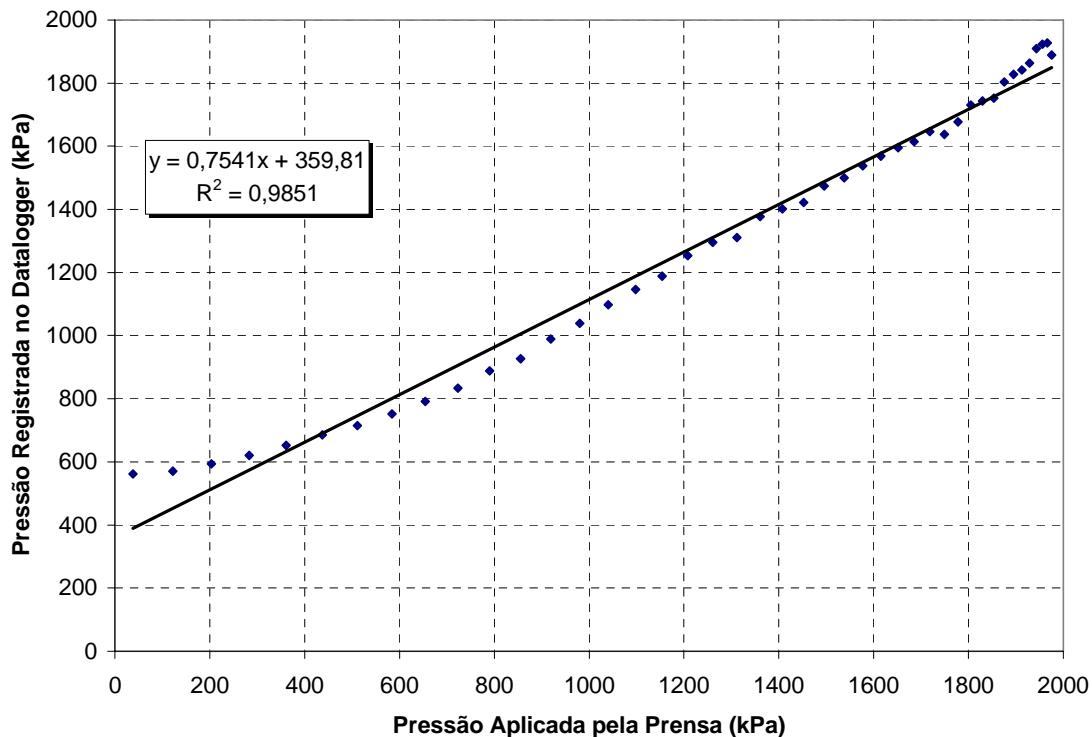


Figura B.1- Curva de calibração da célula de pressão

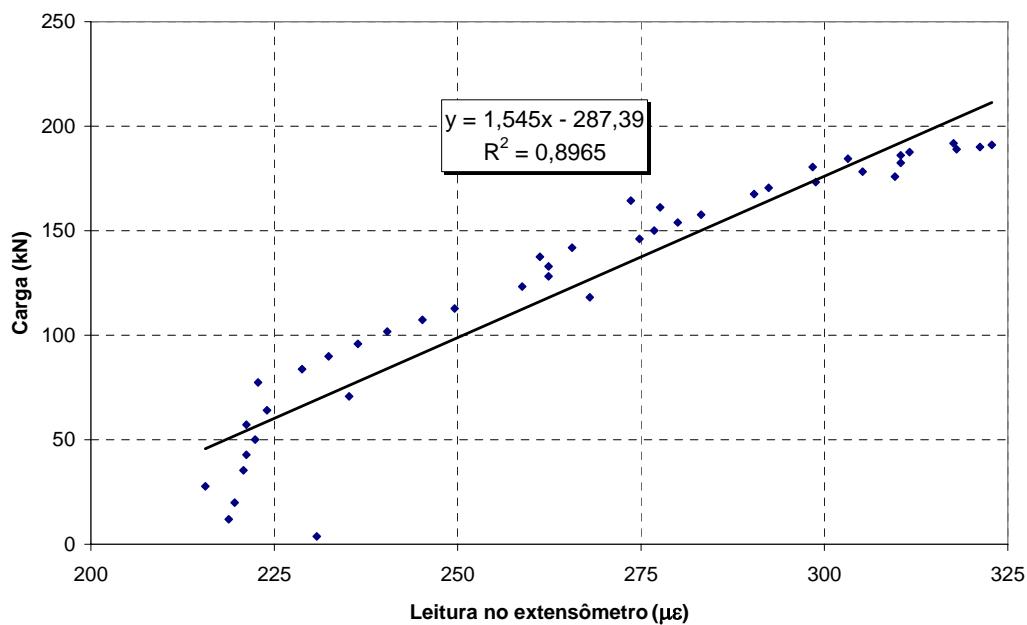


Figura B.2 – Curva de calibração para sensores instalados em posição horizontal, a 20 cm.

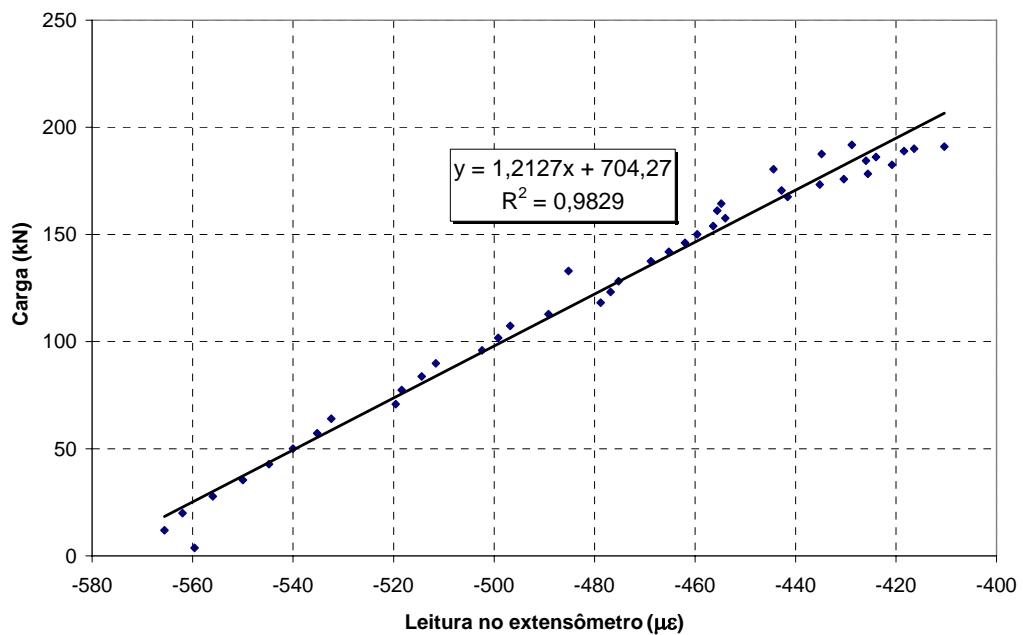


Figura B.3 – Curva de calibração para sensores instalados na posição vertical, a 20 cm

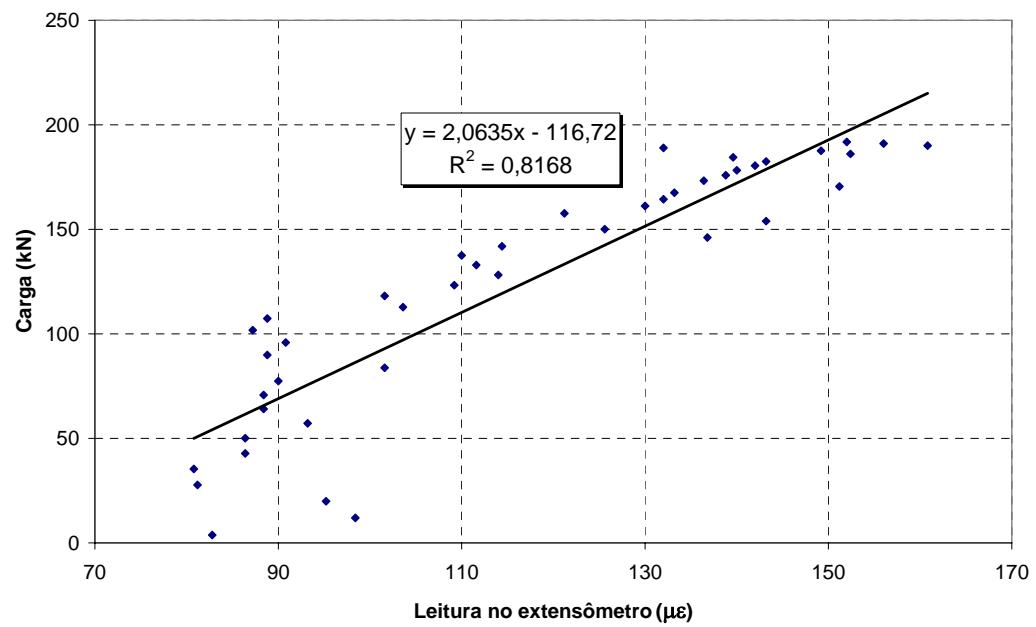


Figura B.4 – Curva de calibração para sensores instalados na posição horizontal, a 60 cm.

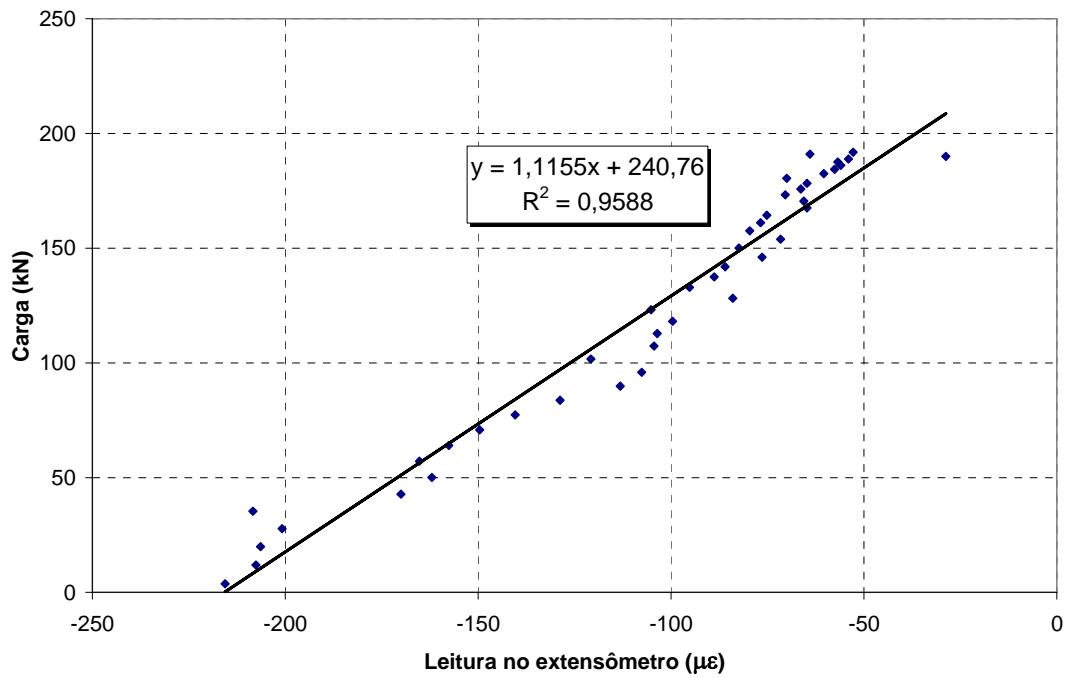


Figura B.5 – Curva de calibração para sensores instalados na posição vertical, a 60 cm.

APÊNDICE C – REGISTROS DE SENsoRES DE DEFORMAÇÃO

Neste apêndice são apresentados os bancos de dados gerados pelos sensores de deformação nos testes dinâmicos e estáticos em cada seção experimental.

Tabela C.1: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 1 (teste estático).

DATA	DIAS DECORRIDOS	SD _{SUP,VERT} ($\mu\epsilon$)	SD _{SUP,HOR} ($\mu\epsilon$)	SD _{INF,VERT} ($\mu\epsilon$)	SD _{INF,HOR} ($\mu\epsilon$)	DATA	DIAS DECORRIDOS	SD _{SUP,VERT} ($\mu\epsilon$)	SD _{SUP,HOR} ($\mu\epsilon$)	SD _{INF,VERT} ($\mu\epsilon$)	SD _{INF,HOR} ($\mu\epsilon$)
21/3/2007	0	0	0	0	0	11/4/2007	21	NA	NA	249,2	NA
22/3/2007	1	-4	706,8	-7,2	-1552,8	12/4/2007	22	NA	NA	238,4	NA
23/3/2007	2	-368	16,8	-63,2	-1497,6	13/4/2007	23	NA	NA	322,8	NA
24/3/2007	3	116	-968	298,8	-1521,6	14/4/2007	24	NA	NA	461,6	NA
25/3/2007	4	-32	-864,4	180,4	-1505,6	15/4/2007	25	NA	NA	273,6	NA
26/3/2007	5	8	-834,8	4	-1577,6	16/4/2007	26	NA	NA	317,2	NA
27/3/2007	6	-164	-727,2	135,2	-1573,6	17/4/2007	27	NA	NA	251,6	NA
28/3/2007	7	112	-912	145,6	-1477,6	18/4/2007	28	NA	NA	302,4	NA
29/3/2007	8	584	-1004	334,8	-1833,6	19/4/2007	29	NA	NA	311,2	NA
30/3/2007	9	520	-912,4	112,4	-1921,6	20/4/2007	30	NA	NA	343,6	NA
31/3/2007	10	1084	-998,4	215,6	NA	21/4/2007	31	NA	NA	408,4	NA
1/4/2007	11	1216	-1645,6	144,4	NA	22/4/2007	32	NA	NA	365,6	NA
2/4/2007	12	1088	-845,6	146,8	NA	23/4/2007	33	NA	NA	346,8	NA
3/4/2007	13	NA	NA	152,8	NA	24/4/2007	34	NA	NA	413,2	NA
4/4/2007	14	NA	NA	147,6	NA	25/4/2007	35	NA	NA	363,6	NA
5/4/2007	15	NA	NA	179,6	NA	26/4/2007	36	NA	NA	412	NA
6/4/2007	16	NA	NA	250	NA	27/4/2007	37	NA	NA	408	NA
7/4/2007	17	NA	NA	333,2	NA	28/4/2007	38	NA	NA	438,8	NA
8/4/2007	18	NA	NA	382,8	NA	29/4/2007	39	NA	NA	519,6	NA
9/4/2007	19	NA	NA	222,4	NA	30/4/2007	40	NA	NA	393,2	NA
10/4/2007	20	NA	NA	433,6	NA	1/5/2007	41	NA	NA	504	NA

Obs: “NA” significa que os sensores não registraram valores.

Tabela C.1: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 1 (teste estático) – continuação.

DATA	DIAS DECORRIDOS	SD SUP, VERT ($\mu\epsilon$)	SD SUP, HOR ($\mu\epsilon$)	SD INF, VERT ($\mu\epsilon$)	SD INF, HOR ($\mu\epsilon$)	DATA	DIAS DECORRIDOS	SD SUP, VERT ($\mu\epsilon$)	SD SUP, HOR ($\mu\epsilon$)	SD INF, VERT ($\mu\epsilon$)	SD INF, HOR ($\mu\epsilon$)
2/5/2007	42	NA	NA	372	NA	23/5/2007	63	NA	NA	730,4	NA
3/5/2007	43	NA	NA	409,6	NA	24/5/2007	64	NA	NA	592,4	NA
4/5/2007	44	NA	NA	401,2	NA	25/5/2007	65	NA	NA	442	NA
5/5/2007	45	NA	NA	454	NA	26/5/2007	66	NA	NA	406,8	NA
6/5/2007	46	NA	NA	398	NA	27/5/2007	67	NA	NA	500,4	NA
7/5/2007	47	NA	NA	478,4	NA	28/5/2007	68	NA	NA	554	NA
8/5/2007	48	NA	NA	652,8	NA	29/5/2007	69	NA	NA	588,8	NA
9/5/2007	49	NA	NA	524	NA	30/5/2007	70	NA	NA	555,2	NA
10/5/2007	50	NA	NA	448,8	NA	31/5/2007	71	NA	NA	526	NA
11/5/2007	51	NA	NA	411,2	NA	1/6/2007	72	NA	NA	515,2	NA
12/5/2007	52	NA	NA	460,8	NA	2/6/2007	73	NA	NA	632	NA
13/5/2007	53	NA	NA	438,4	NA	3/6/2007	74	NA	NA	666	NA
14/5/2007	54	NA	NA	417,6	NA	4/6/2007	75	NA	NA	543,6	NA
15/5/2007	55	NA	NA	543,2	NA	5/6/2007	76	NA	NA	554	NA
16/5/2007	56	NA	NA	522,4	NA	6/6/2007	77	NA	NA	574,8	NA
17/5/2007	57	NA	NA	564,8	NA	7/6/2007	78	NA	NA	606,4	NA
18/5/2007	58	NA	NA	488,8	NA	8/6/2007	79	NA	NA	577,6	NA
19/5/2007	59	NA	NA	578	NA	9/6/2007	80	NA	NA	735,2	NA
20/5/2007	60	NA	NA	549,6	NA	10/6/2007	81	NA	NA	662,8	NA
21/5/2007	61	NA	NA	550	NA	11/6/2007	82	NA	NA	624,4	NA
22/5/2007	62	NA	NA	528	NA	12/6/2007	83	NA	NA	633,2	NA

Tabela C.2: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 2 (teste estático).

DATA	DIAS DECORRIDOS	SD SUP. VERT. ($\mu\epsilon$)	SD SUP. HOR. ($\mu\epsilon$)	SD INF. VERT. ($\mu\epsilon$)	SD INF. HOR. ($\mu\epsilon$)	DATA	DIAS DECORRIDOS	SD SUP. VERT. ($\mu\epsilon$)	SD SUP. HOR. ($\mu\epsilon$)	SD INF. VERT. ($\mu\epsilon$)	SD INF. HOR. ($\mu\epsilon$)
21/3/2007	0	0	0	0	0	11/4/2007	21	88,4	-68,8	-3,2	NA
22/3/2007	1	8	1,2	5,2	-16	12/4/2007	22	45,6	-85,6	-36,4	NA
23/3/2007	2	-1,2	0	56	-404	13/4/2007	23	141,6	-81,6	41,6	NA
24/3/2007	3	19,6	-0,4	-4,8	240	14/4/2007	24	58,8	-81,6	-19,2	NA
25/3/2007	4	-5,2	-0,8	-54,4	156	15/4/2007	25	103,6	-84,4	11,6	NA
26/3/2007	5	-112,8	-75,2	-151,2	-324	16/4/2007	26	145,6	-88	37,6	NA
27/3/2007	6	-166,4	-1,6	-182	NA	17/4/2007	27	96,4	-86	6,8	NA
28/3/2007	7	-46,4	-73,2	-139,2	NA	18/4/2007	28	136	-92,4	40,8	NA
29/3/2007	8	106,4	-72	113,2	NA	19/4/2007	29	186	-82,8	80	NA
30/3/2007	9	130	-72	102,4	NA	20/4/2007	30	203,6	-90,8	110,8	NA
31/3/2007	10	30,8	-78,4	-50,8	NA	21/4/2007	31	233,2	-76,8	148,8	NA
1/4/2007	11	-37,2	-80,8	-104	NA	22/4/2007	32	215,2	-93,6	127,6	NA
2/4/2007	12	18,8	-86,8	-50	NA	23/4/2007	33	210	-96	124,4	NA
3/4/2007	13	208	-66,8	165,2	NA	24/4/2007	34	201,6	-90,8	125,2	NA
4/4/2007	14	58	-78,8	-17,6	NA	25/4/2007	35	208	-89,2	150,8	NA
5/4/2007	15	-16,4	-82,8	-93,2	NA	26/4/2007	36	282,8	-60,4	194	NA
6/4/2007	16	57,2	-82,8	-36,4	NA	27/4/2007	37	383,6	-86	349,6	NA
7/4/2007	17	22	-82,8	-82	NA	28/4/2007	38	239,2	-92	175,2	NA
8/4/2007	18	220	-81,2	156,4	NA	29/4/2007	39	258,4	-111,2	198,4	NA
9/4/2007	19	55,2	-88,8	-33,6	NA	30/4/2007	40	316,8	-92,4	295,6	NA
10/4/2007	20	77,6	-76,8	-19,6	NA	1/5/2007	41	278,8	-78,8	233,6	NA

Tabela C.2: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 2 (teste estático) – continuação.

DATA	DIAS DECORRIDOS	SD SUP, VERT ($\mu\epsilon$)	SD SUP, HOR ($\mu\epsilon$)	SD INF, VERT ($\mu\epsilon$)	SD INF, HOR ($\mu\epsilon$)	DATA	DIAS DECORRIDOS	SD SUP, VERT ($\mu\epsilon$)	SD SUP, HOR ($\mu\epsilon$)	SD INF, VERT ($\mu\epsilon$)	SD INF, HOR ($\mu\epsilon$)
2/5/2007	42	261,6	-75,2	202,8	NA	23/5/2007	63	648,4	-46	647,6	NA
3/5/2007	43	200	-85,6	148	NA	24/5/2007	64	579,2	-51,6	600	NA
4/5/2007	44	263,2	-79,6	209,2	NA	25/5/2007	65	501,6	-29,2	532	NA
5/5/2007	45	286	-43,6	245,6	NA	26/5/2007	66	366	-33,2	428,8	NA
6/5/2007	46	238,8	-67,6	216,8	NA	27/5/2007	67	510	-43,2	511,6	NA
7/5/2007	47	329,6	-62	300	NA	28/5/2007	68	516	-53,2	523,6	NA
8/5/2007	48	554	-68,4	423,2	NA	29/5/2007	69	511,2	-49,6	518	NA
9/5/2007	49	380,4	-60,4	332	NA	30/5/2007	70	434,8	-57,6	487,6	NA
10/5/2007	50	264,4	-80	239,6	NA	31/5/2007	71	461,2	-49,2	469,6	NA
11/5/2007	51	285,2	-49,2	288,4	NA	1/6/2007	72	430,4	-56	455,2	NA
12/5/2007	52	245,2	-70,8	228	NA	2/6/2007	73	588,8	-45,2	604,8	NA
13/5/2007	53	370	-50	322,4	NA	3/6/2007	74	612,4	-55,6	632,4	NA
14/5/2007	54	314,8	-62,4	292,8	NA	4/6/2007	75	529,2	-57,2	592,4	NA
15/5/2007	55	409,2	-60,8	399,6	NA	5/6/2007	76	504,4	-28	527,2	NA
16/5/2007	56	459,2	-67,6	490,4	NA	6/6/2007	77	531,2	-21,6	565,6	NA
17/5/2007	57	401,2	-81,2	380,8	NA	7/6/2007	78	557,2	-30,4	608	NA
18/5/2007	58	449,2	-54	429,2	NA	8/6/2007	79	536,8	-32	584	NA
19/5/2007	59	461,2	-48	444,4	NA	9/6/2007	80	594	-30,4	641,2	NA
20/5/2007	60	446,4	-57,6	438	NA	10/6/2007	81	615,6	-44,8	665,6	NA
21/5/2007	61	476	-51,6	462	NA	11/6/2007	82	728	-19,6	790,8	NA
22/5/2007	62	447,2	-65,6	431,6	NA	12/6/2007	83	699,6	-27,2	752	NA

Tabela C.3: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 3 (teste estático).

DATA	DIAS DECORRIDOS	SD _{SUP_VERT} ($\mu\epsilon$)	SD _{SUP_HOR} ($\mu\epsilon$)	SD _{INF_VERT} ($\mu\epsilon$)	SD _{INF_HOR} ($\mu\epsilon$)	DATA	DIAS DECORRIDOS	SD _{SUP_VERT} ($\mu\epsilon$)	SD _{SUP_HOR} ($\mu\epsilon$)	SD _{INF_VERT} ($\mu\epsilon$)	SD _{INF_HOR} ($\mu\epsilon$)
21/3/2007	0	0	0	0	0	11/4/2007	21	NA	-244	1233,6	-363,2
22/3/2007	1	544,4	-14	-657,6	-126,8	12/4/2007	22	NA	-76	1026,8	-168
23/3/2007	2	528	101,6	450,8	64,4	13/4/2007	23	NA	-122,8	1593,6	-195,2
24/3/2007	3	580	-93,2	1157,2	-197,2	14/4/2007	24	NA	-56,4	1681,6	-160,4
25/3/2007	4	656	-12,4	1011,2	-71,6	15/4/2007	25	NA	-99,2	NA	-188
26/3/2007	5	688	93,6	1067,6	33,2	16/4/2007	26	NA	-137,6	NA	-204
27/3/2007	6	732	54,8	257,6	-50,4	17/4/2007	27	NA	-53,6	NA	-120
28/3/2007	7	1744	-18	527,6	-112	18/4/2007	28	NA	-143,6	NA	-228
29/3/2007	8	NA	-95,6	410,8	-175,2	19/4/2007	29	NA	-128	NA	-144,4
30/3/2007	9	NA	-14,8	312,4	-94,8	20/4/2007	30	NA	-179,6	NA	-236
31/3/2007	10	NA	-193,2	458	-330	21/4/2007	31	NA	-122	NA	-190
1/4/2007	11	NA	-186	1139,6	-313,2	22/4/2007	32	NA	-156,8	NA	-234,4
2/4/2007	12	NA	-108,8	959,2	-221,2	23/4/2007	33	NA	-131,2	NA	-250
3/4/2007	13	NA	-73,6	1162,4	-276,4	24/4/2007	34	NA	-175,2	NA	-250,8
4/4/2007	14	NA	-112	1257,2	-176,4	25/4/2007	35	NA	-169,6	NA	-234
5/4/2007	15	NA	-120,4	921,2	-233,2	26/4/2007	36	NA	-334	NA	-443,2
6/4/2007	16	NA	-70,8	1216,8	-140,8	27/4/2007	37	NA	-175,2	NA	-266,4
7/4/2007	17	NA	-146,8	1346,4	-234	28/4/2007	38	NA	-146,4	NA	-266,8
8/4/2007	18	NA	-232,4	1302	-299,6	29/4/2007	39	NA	-196,4	NA	-284
9/4/2007	19	NA	-112	1439,2	-149,2	30/4/2007	40	NA	-208,8	NA	-305,6
10/4/2007	20	NA	-157,2	1237,6	-204	1/5/2007	41	NA	-183,6	NA	-291,2

Tabela C.3: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 3 (teste estático) - continuação.

DATA	DIAS DECORRIDOS	SD SUP, VERT ($\mu\epsilon$)	SD SUP, HOR ($\mu\epsilon$)	SD INF, VERT ($\mu\epsilon$)	SD INF, HOR ($\mu\epsilon$)	DATA	DIAS DECORRIDOS	SD SUP, VERT ($\mu\epsilon$)	SD SUP, HOR ($\mu\epsilon$)	SD INF, VERT ($\mu\epsilon$)	SD INF, HOR ($\mu\epsilon$)
2/5/2007	42	NA	-100,8	NA	-215,2	23/5/2007	63	NA	-358,8	NA	-401,6
3/5/2007	43	NA	-91,6	NA	-208,8	24/5/2007	64	NA	-422,4	NA	-512
4/5/2007	44	NA	-145,6	NA	-255,6	25/5/2007	65	NA	-309,6	NA	-412,8
5/5/2007	45	NA	-202,4	NA	-291,6	26/5/2007	66	NA	-293,2	NA	-356,8
6/5/2007	46	NA	-107,6	NA	-253,6	27/5/2007	67	NA	-261,6	NA	-348
7/5/2007	47	NA	-171,2	NA	-276,8	28/5/2007	68	NA	-284,4	NA	-401,6
8/5/2007	48	NA	-369,6	NA	-447,6	29/5/2007	69	NA	-347,6	NA	-450
9/5/2007	49	NA	-305,6	NA	-363,2	30/5/2007	70	NA	-346,8	NA	-442,4
10/5/2007	50	NA	-112	NA	-235,6	31/5/2007	71	NA	-301,2	NA	-370,8
11/5/2007	51	NA	-189,6	NA	-290,4	1/6/2007	72	NA	-237,2	NA	-314,8
12/5/2007	52	NA	-231,6	NA	-296,8	2/6/2007	73	NA	-302	NA	-382,8
13/5/2007	53	NA	-226,8	NA	-268	3/6/2007	74	NA	-441,2	NA	-530
14/5/2007	54	NA	-184	NA	-256	4/6/2007	75	NA	-316,8	NA	-413,2
15/5/2007	55	NA	-268	NA	-331,2	5/6/2007	76	NA	-342,8	NA	-415,6
16/5/2007	56	NA	-224,8	NA	-354,8	6/6/2007	77	NA	-318,4	NA	-361,6
17/5/2007	57	NA	-286,8	NA	-392,8	7/6/2007	78	NA	-379,6	NA	-456,4
18/5/2007	58	NA	-291,2	NA	-380,8	8/6/2007	79	NA	-340,4	NA	-420,4
19/5/2007	59	NA	-299,6	NA	-391,2	9/6/2007	80	NA	-466,4	NA	-567,6
20/5/2007	60	NA	-306	NA	-358,8	10/6/2007	81	NA	-343,6	NA	-475,6
21/5/2007	61	NA	-329,6	NA	-384	11/6/2007	82	NA	-389,6	NA	-442,4
22/5/2007	62	NA	-264,8	NA	-377,6	12/6/2007	83	NA	-442,8	NA	-559,6

Tabela C.4: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 4 (teste estático).

DATA	DIAS DECORRIDOS	SD SUP. VERT ($\mu\epsilon$)	SD SUP. HOR ($\mu\epsilon$)	SD INF. VERT ($\mu\epsilon$)	SD INF. HOR ($\mu\epsilon$)	DATA	DIAS DECORRIDOS	SD SUP. VERT ($\mu\epsilon$)	SD SUP. HOR ($\mu\epsilon$)	SD INF. VERT ($\mu\epsilon$)	SD INF. HOR ($\mu\epsilon$)
21/3/2007	0	NA	0	0	0	11/4/2007	21	404,8	NA	191,6	NA
22/3/2007	1	NA	40,4	64	-829,6	12/4/2007	22	370,8	NA	237,2	NA
23/3/2007	2	NA	-639,6	238,8	-1064	13/4/2007	23	474,4	NA	162	NA
24/3/2007	3	0	-807,6	41,2	-1980,4	14/4/2007	24	502,4	NA	234,4	NA
25/3/2007	4	-22	-643,6	64	-1884,4	15/4/2007	25	495,2	NA	220	NA
26/3/2007	5	84,4	-835,6	-80,4	-1832,4	16/4/2007	26	506,4	NA	251,6	NA
27/3/2007	6	118,4	-775,6	138,4	-1732,4	17/4/2007	27	524	NA	199,2	NA
28/3/2007	7	208,4	-715,6	-150,8	-1716,4	18/4/2007	28	554,4	NA	194,8	NA
29/3/2007	8	188,8	-1007,6	-53,2	-1848,4	19/4/2007	29	562,4	NA	252,8	NA
30/3/2007	9	73,2	-1111,6	99,2	NA	20/4/2007	30	610,4	NA	274,8	NA
31/3/2007	10	187,6	-1159,6	63,6	NA	21/4/2007	31	694,4	NA	252,8	NA
1/4/2007	11	156	NA	166	NA	22/4/2007	32	734,4	NA	200,8	NA
2/4/2007	12	121,6	NA	195,2	NA	23/4/2007	33	674,4	NA	273,6	NA
3/4/2007	13	376,4	NA	-84,4	NA	24/4/2007	34	830,4	NA	10	NA
4/4/2007	14	263,6	NA	104	NA	25/4/2007	35	634,4	NA	240,4	NA
5/4/2007	15	299,2	NA	52	NA	26/4/2007	36	686,4	NA	258	NA
6/4/2007	16	334,4	NA	165,2	NA	27/4/2007	37	946,4	NA	51,6	NA
7/4/2007	17	214,4	NA	208,4	NA	28/4/2007	38	722,4	NA	310,8	NA
8/4/2007	18	437,6	NA	-22,4	NA	29/4/2007	39	802,4	NA	126	NA
9/4/2007	19	365,2	NA	204	NA	30/4/2007	40	810,4	NA	244,8	NA
10/4/2007	20	398	NA	178,4	NA	1/5/2007	41	854,4	NA	294,8	NA

Tabela C.4: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 4 (teste estático) – continuação.

DATA	DIAS DECORRIDOS	SD _{SUP, VERT} ($\mu\epsilon$)	SD _{SUP, HOR} ($\mu\epsilon$)	SD _{INF, VERT} ($\mu\epsilon$)	SD _{INF, HOR} ($\mu\epsilon$)	DATA	DIAS DECORRIDOS	SD _{SUP, VERT} ($\mu\epsilon$)	SD _{SUP, HOR} ($\mu\epsilon$)	SD _{INF, VERT} ($\mu\epsilon$)	SD _{INF, HOR} ($\mu\epsilon$)
2/5/2007	42	754,4	NA	288,4	NA	23/5/2007	63	1234,4	NA	259,6	NA
3/5/2007	43	902,4	NA	311,2	NA	24/5/2007	64	1370,4	NA	228,8	NA
4/5/2007	44	854,4	NA	345,6	NA	25/5/2007	65	1354,4	NA	232	NA
5/5/2007	45	918,4	NA	243,6	NA	26/5/2007	66	1182,4	NA	456,8	NA
6/5/2007	46	886,4	NA	262,8	NA	27/5/2007	67	1342,4	NA	383,2	NA
7/5/2007	47	978,4	NA	248,8	NA	28/5/2007	68	1390,4	NA	301,2	NA
8/5/2007	48	1170,4	NA	20	NA	29/5/2007	69	1402,4	NA	287,6	NA
9/5/2007	49	1038,4	NA	299,6	NA	30/5/2007	70	1338,4	NA	346	NA
10/5/2007	50	966,4	NA	337,2	NA	31/5/2007	71	1418,4	NA	250,4	NA
11/5/2007	51	970,4	NA	366	NA	1/6/2007	72	1318,4	NA	428,4	NA
12/5/2007	52	990,4	NA	433,6	NA	2/6/2007	73	1326,4	NA	385,6	NA
13/5/2007	53	1078,4	NA	273,6	NA	3/6/2007	74	1474,4	NA	311,2	NA
14/5/2007	54	1206,4	NA	122,4	NA	4/6/2007	75	1370,4	NA	427,2	NA
15/5/2007	55	1146,4	NA	292,8	NA	5/6/2007	76	1398,4	NA	498,8	NA
16/5/2007	56	1162,4	NA	238	NA	6/6/2007	77	1478,4	NA	241,2	NA
17/5/2007	57	1186,4	NA	325,6	NA	7/6/2007	78	1402,4	NA	316,4	NA
18/5/2007	58	1222,4	NA	101,6	NA	8/6/2007	79	1546,4	NA	274	NA
19/5/2007	59	1230,4	NA	260,8	NA	9/6/2007	80	1418,4	NA	307,2	NA
20/5/2007	60	1166,4	NA	299,6	NA	10/6/2007	81	1466,4	NA	451,2	NA
21/5/2007	61	1274,4	NA	226	NA	11/6/2007	82	1494,4	NA	350,4	NA
22/5/2007	62	1326,4	NA	279,6	NA	12/6/2007	83	1674,4	NA	228	NA

Tabela C.5: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 1 (teste dinâmico).

Seqüência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)	Seqüência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)	Seqüência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)	Seqüência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)
0	0	0	0	0	2,26	33	12,4	112	0,8	47,2	0,59	66	12	110,8	1,2	47,2	0,59	99	-8,4	57,2	4	61,2	1,67
1	0	0	0	0	2,26	34	12,4	111,6	0,8	47,2	0,59	67	12	110,8	1,2	47,2	0,59	100	-8,4	57,2	4	61,2	1,67
2	-0,8	0	0	0	2,26	35	12,4	111,6	0,8	47,2	0,59	68	12	110,4	1,2	46,8	0,59	101	-6	56,4	4,8	58	1,67
3	-0,8	0	0	0	2,26	36	12,4	111,6	1,2	47,6	1,08	69	12	111,2	2	46,4	0,59	102	-6	56,4	4,8	58	1,67
4	0	-0,4	0	0	2,26	37	12,4	111,6	1,2	47,6	1,08	70	12	111,2	2	46,4	0,59	103	-6	56,8	4,8	58	1,67
5	0	-0,4	0	0	2,26	38	12,4	111,2	1,2	47,2	0,59	71	12	111,2	1,2	46,8	0,59	104	-6	56,8	4,8	58	1,67
6	0	0	0	0	1,67	39	12,4	111,2	1,2	47,2	0,59	72	12	111,2	1,2	46,8	0,59	105	-5,6	55,6	4	58	2,26
7	0	0	0	0	1,67	40	12	111,2	1,2	47,2	0,59	73	12,4	111,2	1,2	47,2	1,08	106	-5,6	55,6	4	58	2,26
8	0,4	0	-0,4	0	2,26	41	12	111,2	1,2	47,2	0,59	74	12,4	111,2	1,2	47,2	1,08	107	-4,8	44,8	-1,2	56	2,26
9	0,4	0	-0,4	0	2,26	42	12	111,2	0,8	47,2	1,08	75	12,4	111,6	2	47,2	1,08	108	-4,8	44,8	-1,2	56	2,26
10	1,2	-3,2	3,6	-2	2,26	43	12	111,2	0,8	47,2	1,08	76	12,4	111,6	2	47,2	1,08	109	59,6	5,6	-9,6	72,4	9,41
11	1,2	-3,2	3,6	-2	2,26	44	12,4	111,2	1,2	47,2	0,59	77	12	112,4	2,8	47,6	0,59	110	59,6	5,6	-9,6	72,4	9,41
12	1,6	-2,4	3,6	-2	1,67	45	12,4	111,2	1,2	47,2	0,59	78	12	112,4	2,8	47,6	0,59	111	8	120,8	6,8	83,6	1,67
13	1,6	-2,4	3,6	-2	1,67	46	12	111,2	1,2	47,2	0,59	79	12,4	112	2,4	47,2	0,59	112	8	120,8	6,8	83,6	1,67
14	1,6	-2,8	0,8	-2,8	2,75	47	12	111,2	1,2	47,2	0,59	80	12,4	112	2,4	47,2	0,59	113	8,8	118	8	80,4	2,26
15	1,6	-2,8	0,8	-2,8	2,75	48	12	111,2	1,2	47,2	0,59	81	26,4	119,6	1,2	50,4	0,59	114	8,8	118	8	80,4	2,26
16	29,6	-58,4	-11,6	0,4	30,30	49	12	111,2	1,2	47,2	0,59	82	26,4	119,6	1,2	50,4	0,59	115	22,8	112	0	80	1,67
17	29,6	-58,4	-11,6	0,4	30,30	50	12	111,2	1,2	47,2	0,59	83	56	103,6	-2,8	52	1,67	116	22,8	112	0	80	1,67
18	13,2	111,2	7,2	52,8	1,08	51	12	111,2	1,2	47,2	0,59	84	56	103,6	-2,8	52	1,67	117	14	122,8	1,2	80	1,08
19	13,2	111,2	7,2	52,8	1,08	52	12	111,2	0,8	47,2	0,59	85	19,6	108,8	0,8	48,8	0,59	118	14	122,8	1,2	80	1,08
20	36,8	102,4	-2	51,2	1,08	53	12	111,2	0,8	47,2	0,59	86	19,6	108,8	0,8	48,8	0,59	119	7,2	122,8	4,8	79,2	1,08
21	36,8	102,4	-2	51,2	1,08	54	12	111,2	1,2	47,2	0,59	87	14,8	116,4	6	51,6	0,00	120	7,2	122,8	4,8	79,2	1,08
22	14,4	116,4	2,4	50,4	0,59	55	12	111,2	1,2	47,2	0,59	88	14,8	116,4	6	51,6	0,00	121	6,4	120,8	4,8	78	1,67
23	14,4	116,4	2,4	50,4	0,59	56	12	111,2	1,2	46,4	0,59	89	14,4	127,2	6,8	58,4	0,00	122	6,4	120,8	4,8	78	1,67
24	13,6	113,6	2	48,8	1,08	57	12	111,2	1,2	46,4	0,59	90	14,4	127,2	6,8	58,4	0,00	123	6,4	119,6	4	77,2	1,67
25	13,6	113,6	2	48,8	1,08	58	12	111,2	1,2	47,2	0,59	91	-26,4	-290	-1,6	12,8	38,54	124	6,4	119,6	4	77,2	1,67
26	13,2	113,2	1,6	48,4	0,59	59	12	111,2	1,2	47,2	0,59	92	-26,4	-290	-1,6	12,8	38,54	125	6,4	119,2	4	77,2	1,08
27	13,2	113,2	1,6	48,4	0,59	60	12,4	111,2	1,2	47,2	0,59	93	-13,2	14	-6	55,6	3,82	126	6,4	119,2	4	77,2	1,08
28	12,8	112	1,2	48	1,08	61	12,4	111,2	1,2	47,2	0,59	94	-13,2	14	-6	55,6	3,82	127	5,6	118,4	3,2	76,8	1,08
29	12,8	112	1,2	48	1,08	62	12	111,2	1,2	47,2	0,59	95	-10	50,8	-1,2	58,4	2,75	128	5,6	118,4	3,2	76,8	1,08
30	12,8	112	0,8	47,6	0,59	63	12	111,2	1,2	47,2	0,59	96	-10	50,8	-1,2	58,4	2,75	129	6	118,4	3,2	76,4	1,08
31	12,8	112	0,8	47,6	0,59	64	12	111,2	0,8	47,2	0,59	97	-9,2	56,4	2,4	61,2	1,67	130	6	118,4	3,2	76,4	1,08
32	12,4	112	0,8	47,2	0,59	65	12	111,2	0,8	47,2	0,59	98	-9,2	56,4	2,4	61,2	1,67	131	6	118,4	2,4	76,4	1,08

Tabela C.5: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 1 (teste dinâmico) – continuação.

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)
132	6	118,4	2,4	76,4	1,08	165	NA	-9,2	21,6	34,4	2,45	198	NA	38	20	43,2	2,45	231	NA	-3,6	15,2	39,6	2,45
133	5,6	118,4	3,2	76	1,08	166	NA	-9,2	21,6	34,4	2,45	199	NA	37,2	19,6	43,2	1,96	232	NA	-4	15,2	39,6	2,45
134	5,6	118,4	3,2	76	1,08	167	NA	-9,2	21,6	34,8	2,45	200	NA	37,2	19,6	43,2	1,96	233	NA	-4	15,2	39,6	2,45
135	5,6	118	2,8	76	1,08	168	NA	-9,2	21,6	34,8	2,45	201	NA	37,6	19,2	43,2	1,96	234	NA	-4	15,2	39,2	2,45
136	5,6	118	2,8	76	1,08	169	NA	-9,2	21,6	34,8	2,45	202	NA	37,6	19,2	43,2	1,96	235	NA	-4	15,2	39,2	2,45
137	5,6	117,6	3,2	76	0,59	170	NA	-9,2	21,6	34,8	2,45	203	NA	37,6	19,6	43,2	1,96	236	NA	-4	15,2	39,2	3,04
138	5,6	117,6	3,2	76	0,59	171	NA	-9,2	22	35,2	3,04	204	NA	37,6	19,6	43,2	1,96	237	NA	-4	15,2	39,2	3,04
139	3,2	119,2	0,8	78,4	1,67	172	NA	-9,2	22	35,2	3,04	205	NA	37,2	19,2	43,2	2,45	238	NA	-4	16	39,2	2,45
140	5,6	117,6	3,2	76	1,08	173	NA	-9,2	22,4	35,2	2,45	206	NA	37,2	19,2	43,2	2,45	239	NA	-4	16	39,2	2,45
141	5,6	117,6	3,2	76	1,08	174	NA	-9,2	22,4	35,2	2,45	207	NA	37,6	19,2	43,2	1,96	240	NA	-3,6	16,4	40	3,04
142	5,2	117,6	3,2	75,6	1,08	175	NA	-9,2	21,6	34,8	2,45	208	NA	37,6	19,2	43,2	1,96	241	NA	-3,6	16,4	40	3,04
143	5,2	117,6	3,2	75,6	1,08	176	NA	-9,2	21,6	34,8	2,45	209	NA	37,6	19,2	43,2	2,45	242	NA	-11,2	10	37,6	3,04
144	5,2	117,6	3,2	76	1,67	177	NA	-93,2	8,8	29,2	23,93	210	NA	-4	16,4	38,8	3,04	243	NA	-11,2	10	37,6	3,04
145	5,2	117,6	3,2	76	1,67	178	NA	-93,2	8,8	29,2	23,93	211	NA	-4	16,4	38,8	3,04	244	NA	-43,2	16,4	53,6	4,12
146	5,6	117,6	3,2	75,6	0,59	179	NA	36	22,4	50	2,45	212	NA	-4,4	16,4	39,2	2,45	245	NA	-43,2	16,4	53,6	4,12
147	5,6	117,6	3,2	75,6	0,59	180	NA	36	22,4	50	2,45	213	NA	-4,4	16,4	39,2	2,45	246	NA	17,6	18,4	52,4	3,63
148	5,6	117,6	2,8	76	1,08	181	NA	33,6	23,2	47,2	3,04	214	NA	-4	16	39,2	3,04	247	NA	17,6	18,4	52,4	3,63
149	5,6	117,6	2,8	76	1,08	182	NA	33,6	23,2	47,2	3,04	215	NA	-4	16	39,2	3,04	248	NA	28,4	8,8	55,2	3,04
150	5,6	117,6	3,2	76	1,08	183	NA	40,8	16,4	48,8	2,45	216	NA	-4	16	39,2	2,45	249	NA	28,4	8,8	55,2	3,04
151	5,6	117,6	3,2	76	1,08	184	NA	40,8	16,4	48,8	2,45	217	NA	-4	16	39,2	2,45	250	NA	34,8	13,2	51,6	3,04
152	5,6	117,6	3,6	76	1,08	185	NA	42	19,6	45,6	2,45	218	NA	-4,4	16	39,2	3,04	251	NA	34,8	13,2	51,6	3,04
153	5,6	117,6	3,6	76	1,08	186	NA	42	19,6	45,6	2,45	219	NA	-4,4	16	39,2	3,04	252	NA	33,6	14	50,4	1,96
154	5,6	118	3,2	76	1,08	187	NA	40,8	21,6	45,2	1,96	220	NA	-4	16	39,2	2,45	253	NA	33,6	14	50,4	1,96
155	5,6	118	3,2	76	1,08	188	NA	40,8	21,6	45,2	1,96	221	NA	-4	16	39,2	2,45	254	NA	32	14	49,6	2,45
156	8	118,4	2	76	1,67	189	NA	39,2	20,8	44	2,45	222	NA	-4	16	39,2	3,04	255	NA	32	14	49,6	2,45
157	8	118,4	2	76	1,67	190	NA	39,2	20,8	44	2,45	223	NA	-4	16	39,2	3,04	256	NA	31,6	13,6	49,6	3,04
158	5,6	119,6	2,4	79,2	0,59	191	NA	38,4	20,8	43,6	1,96	224	NA	-3,6	15,6	39,2	2,45	257	NA	31,6	13,6	49,6	3,04
159	5,6	119,6	2,4	79,2	0,59	192	NA	38,4	20,8	43,6	1,96	225	NA	-3,6	15,6	39,2	2,45	258	NA	31,6	12,8	48,8	3,63
160	0,8	97,2	7,2	73,6	1,67	193	NA	38	20,8	43,6	2,45	226	NA	-4,4	16	39,2	2,45	259	NA	31,6	12,8	48,8	3,63
161	0,8	97,2	7,2	73,6	1,67	194	NA	38	20,8	43,6	2,45	227	NA	-4,4	16	39,2	2,45	260	NA	31,6	12	48,8	2,45
162	1,6	98,4	6	74	1,67	195	NA	38	20,4	43,2	1,96	228	NA	-3,6	15,2	39,2	3,04	261	NA	31,6	12	48,8	2,45
163	1,6	98,4	6	74	1,67	196	NA	38	20,4	43,2	1,96	229	NA	-3,6	15,2	39,2	3,04	262	NA	30,8	12,4	48,8	3,04
164	NA	-9,2	21,6	34,8	3,04	197	NA	38	20	43,2	2,45	230	NA	-3,6	15,2	39,6	2,45	263	NA	30,8	12,4	48,8	3,04

Tabela C.5: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 1 (teste dinâmico) – continuação.

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)
264	NA	30,8	12,4	48,8	3,04	276	NA	30,4	12	48,8	3,04	288	NA	32	12	49,6	2,45	300	NA	-29,2	17,2	43,2	3,04
265	NA	30,8	12,4	48,8	3,04	277	NA	30,4	12	48,8	3,04	289	NA	32	12	49,6	2,45	301	NA	-29,2	17,2	43,2	3,04
266	NA	30,8	12,4	48,8	3,04	278	NA	30,4	12	48,8	2,45	290	NA	33,6	12,8	50	2,45	302	NA	-29,2	16,4	43,2	3,04
267	NA	30,8	12,4	48,8	3,04	279	NA	30,4	12	48,8	2,45	291	NA	33,6	12,8	50	2,45	303	NA	-29,2	16,4	43,2	3,04
268	NA	30,4	12	48,8	2,45	280	NA	30,8	12	48,8	2,45	292	NA	17,6	7,2	52	3,04	304	NA	-29,2	15,2	43,2	3,63
269	NA	30,4	12	48,8	2,45	281	NA	30,8	12	48,8	2,45	293	NA	17,6	7,2	52	3,04	305	NA	-29,2	15,2	43,2	3,63
270	NA	30,4	12	48,8	2,45	282	NA	30,8	12	48,8	2,45	294	NA	39,2	17,2	54,4	1,96	306	NA	-28,4	14,8	43,2	3,04
271	NA	30,4	12	48,8	2,45	283	NA	30,8	12	48,8	2,45	295	NA	39,2	17,2	54,4	1,96	307	NA	-28,4	14,8	43,2	3,04
272	NA	30,8	12	48,8	2,45	284	NA	31,2	12	48,8	2,45	296	NA	-456	-2,8	-43,2	115,33	308	NA	-28,8	14,4	42,8	3,04
273	NA	30,8	12	48,8	2,45	285	NA	31,2	12	48,8	2,45	297	NA	-456	-2,8	-43,2	115,33	309	NA	-28,8	14,4	42,8	3,04
274	NA	30,8	12	48,8	2,45	286	NA	31,6	12,4	48,8	2,45	298	NA	-36,8	12	40,8	3,63	310	NA	-28,4	14,8	43,2	3,63
275	NA	30,8	12	48,8	2,45	287	NA	31,6	12,4	48,8	2,45	299	NA	-36,8	12	40,8	3,63	311	NA	-28,4	14,8	43,2	3,63

Tabela C.6: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 2 (teste dinâmico).

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)
0	0	0	0	NA	0,59	33	1,2	0	0,4	NA	0,59	66	2,8	-0,4	5,2	NA	1,18	99	15,2	0,8	34	NA	0,59
1	0	0	0	NA	0,59	34	0,8	0	0	NA	0,59	67	2,8	-0,4	5,2	NA	1,18	100	15,2	0,8	34	NA	0,59
2	0	-0,4	0	NA	0,10	35	0,8	0	0	NA	0,59	68	3,2	0	7,2	NA	0,59	101	15,2	0,8	34	NA	0,59
3	0	-0,4	0	NA	0,10	36	0	-0,4	0,8	NA	1,18	69	3,2	0	7,2	NA	0,59	102	15,2	0,8	34	NA	0,59
4	0	-0,4	0,4	NA	0,59	37	0	-0,4	0,8	NA	1,18	70	45,6	0	94	NA	13,24	103	15,2	0,8	34	NA	0,59
5	0	-0,4	0,4	NA	0,59	38	1,2	-0,4	0,4	NA	1,18	71	45,6	0	94	NA	13,24	104	15,6	0,8	34	NA	0,59
6	0,8	0	0	NA	0,10	39	1,2	-0,4	0,4	NA	1,18	72	16,8	-0,4	36,4	NA	1,18	105	15,6	0,8	34	NA	0,59
7	0,8	0	0	NA	0,10	40	0,8	0	0,8	NA	1,18	73	16,8	-0,4	36,4	NA	1,18	106	15,6	0,8	34	NA	0,59
8	0	0	0	NA	0,59	41	0,8	0	0,8	NA	1,18	74	16	0	35,2	NA	0,59	107	15,6	0,8	34	NA	0,59
9	0	0	0	NA	0,59	42	3,2	0	4,8	NA	0,59	75	16	0	35,2	NA	0,59	108	15,2	0,8	35,2	NA	1,18
10	0,8	0	0	NA	1,18	43	3,2	0	4,8	NA	0,59	76	16	0,8	53,2	NA	0,59	109	15,2	0,8	35,2	NA	1,18
11	0,8	0	0	NA	1,18	44	3,2	0	4	NA	1,18	77	16	0,8	53,2	NA	0,59	110	15,2	0,8	35,2	NA	0,00
12	0	0	0	NA	1,18	45	3,2	0	4	NA	1,18	78	14,4	0,8	34,8	NA	1,18	111	15,2	0,8	35,2	NA	0,00
13	0	0	0	NA	1,18	46	3,2	0	4	NA	0,59	79	14,4	0,8	34,8	NA	1,18	112	28	0,8	98,8	NA	4,41
14	0,8	0	0	NA	0,59	47	3,2	0	4	NA	0,59	80	14,4	0,8	34	NA	0,00	113	28	0,8	98,8	NA	4,41
15	0,8	0	0	NA	0,59	48	3,2	0	5,2	NA	1,18	81	14,4	0,8	34	NA	0,00	114	18	0,8	50	NA	0,59
16	0,8	-0,4	0,4	NA	0,59	49	3,2	0	5,2	NA	1,18	82	15,2	0,8	33,6	NA	0,59	115	18	0,8	50	NA	0,59
17	0,8	-0,4	0,4	NA	0,59	50	3,2	0	5,2	NA	0,59	83	15,2	0,8	33,6	NA	0,59	116	16,8	0,8	41,2	NA	0,59
18	0,8	0	0,4	NA	1,18	51	3,2	0	5,2	NA	0,59	84	15,2	0,8	34	NA	0,59	117	16,8	0,8	41,2	NA	0,59
19	0,8	0	0,4	NA	1,18	52	3,2	0	4,8	NA	1,18	85	15,2	0,8	34	NA	0,59	118	15,2	0,8	37,2	NA	0,00
20	0,8	-0,4	0	NA	1,18	53	3,2	0	4,8	NA	1,18	86	15,2	0,8	34	NA	0,59	119	15,2	0,8	37,2	NA	0,00
21	0,8	-0,4	0	NA	1,18	54	3,2	0	4	NA	0,59	87	15,2	0,8	34	NA	0,59	120	54,8	0	209,2	NA	120,52
22	1,2	-0,4	0	NA	0,10	55	3,2	0	4	NA	0,59	88	15,2	0,8	34	NA	0,59	121	54,8	0	209,2	NA	120,52
23	1,2	-0,4	0	NA	0,10	56	3,2	-0,4	4	NA	0,59	89	15,2	0,8	34	NA	0,59	122	-0,4	0	51,6	NA	3,92
24	0,8	-0,4	0,4	NA	0,59	57	3,2	-0,4	4	NA	0,59	90	15,2	0	34	NA	0,00	123	-0,4	0	51,6	NA	3,92
25	0,8	-0,4	0,4	NA	0,59	58	3,2	0	4	NA	1,18	91	15,2	0	34	NA	0,00	124	3,6	0,8	38,4	NA	2,26
26	0	0	0	NA	0,59	59	3,2	0	4	NA	1,18	92	15,2	0,8	33,6	NA	0,59	125	3,6	0,8	38,4	NA	2,26
27	0	0	0	NA	0,59	60	3,2	-0,4	5,2	NA	1,18	93	15,2	0,8	33,6	NA	0,59	126	4	0,8	36,4	NA	2,26
28	0,8	0	0	NA	0,59	61	3,2	-0,4	5,2	NA	1,18	94	15,2	0,8	34	NA	1,18	127	4	0,8	36,4	NA	2,26
29	0,8	0	0	NA	0,59	62	3,2	0	4,8	NA	0,59	95	15,2	0,8	34	NA	1,18	128	4,4	0,8	36	NA	2,26
30	1,2	0	0,8	NA	1,18	63	3,2	0	4,8	NA	0,59	96	15,6	0,8	34	NA	0,59	129	4,4	0,8	36	NA	2,26
31	1,2	0	0,8	NA	1,18	64	3,2	-0,4	5,2	NA	1,18	97	15,6	0,8	34	NA	0,59	130	4,4	0	35,2	NA	2,26
32	1,2	0	0,4	NA	0,59	65	3,2	-0,4	5,2	NA	1,18	98	15,2	0,8	34	NA	0,59	131	4,4	0	35,2	NA	2,26

Tabela C.6: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 2 (teste dinâmico) – continuação.

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)
132	4,4	0,8	35,2	NA	1,67	165	22,8	1,6	0	NA	1,18	198	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	231	56	-2	32,8	NA	0,88
133	4,4	0,8	35,2	NA	1,67	166	22,8	1,6	0	NA	1,67	199	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	232	56	-1,6	32,8	NA	0,88
134	5,2	0,8	35,2	NA	1,67	167	22,8	1,6	0	NA	1,67	200	103,6	-1,6	98,8	NA	2,55	233	56	-1,6	32,8	NA	0,88
135	5,2	0,8	35,2	NA	1,67	168	22	1,6	0	NA	1,67	201	103,6	-1,6	98,8	NA	2,55	234	56	-2	32,8	NA	1,96
136	4,4	0	34,8	NA	1,67	169	22	1,6	0	NA	1,67	202	103,6	-1,6	98,4	NA	2,06	235	56	-2	32,8	NA	1,96
137	4,4	0	34,8	NA	1,67	170	22	1,6	0	NA	1,67	203	103,6	-1,6	98,4	NA	2,06	236	56	-1,6	32,8	NA	1,37
138	6	0,8	28,8	NA	1,67	171	22	1,6	0	NA	1,67	204	57,2	-1,6	34,4	NA	1,47	237	56	-1,6	32,8	NA	1,37
139	6	0,8	28,8	NA	1,67	172	104	-1,6	98,8	NA	1,47	205	57,2	-1,6	34,4	NA	1,47	238	55,2	-2	32,8	NA	0,88
140	6	0,8	29,6	NA	2,26	173	104	-1,6	98,8	NA	1,47	206	57,2	-2	33,6	NA	0,88	239	55,2	-2	32,8	NA	0,88
141	6	0,8	29,6	NA	2,26	174	103,6	-2	98,8	NA	1,47	207	57,2	-2	33,6	NA	0,88	240	56	-1,6	32,8	NA	0,88
142	5,6	0,8	30	NA	2,26	175	103,6	-2	98,8	NA	1,47	208	57,2	-1,6	34,4	NA	1,47	241	56	-1,6	32,8	NA	0,88
143	5,6	0,8	30	NA	2,26	176	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	209	57,2	-1,6	34,4	NA	1,47	242	55,2	-1,6	31,6	NA	1,37
144	5,2	0,8	30	NA	2,75	177	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	210	56,4	-1,6	33,6	NA	0,88	243	55,2	-1,6	31,6	NA	1,37
145	5,2	0,8	30	NA	2,75	178	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	211	56,4	-1,6	33,6	NA	0,88	244	55,2	-1,6	31,6	NA	1,37
146	60	0,8	78	NA	33,54	179	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	212	56,4	-1,6	33,6	NA	0,88	245	55,2	-1,6	31,6	NA	1,37
147	60	0,8	78	NA	33,54	180	103,6	-0,8	98,8	NA	1,47	213	56,4	-1,6	33,6	NA	0,88	246	55,2	-2	31,6	NA	1,37
148	24,8	0	6,4	NA	2,26	181	103,6	-0,8	98,8	NA	1,47	214	56,4	-1,6	33,6	NA	1,37	247	55,2	-2	31,6	NA	1,37
149	24,8	0	6,4	NA	2,26	182	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	215	56,4	-1,6	33,6	NA	1,37	248	55,2	-2	31,6	NA	0,88
150	24,4	1,6	6,4	NA	1,18	183	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	216	56,4	-1,6	33,6	NA	1,37	249	55,2	-2	31,6	NA	0,88
151	24,4	1,6	6,4	NA	1,18	184	103,6	-1,6	99,6	NA	2,06	217	56,4	-1,6	33,6	NA	1,37	250	55,2	-1,6	31,6	NA	1,37
152	24,4	1,6	6,8	NA	1,18	185	103,6	-1,6	99,6	NA	2,06	218	56,4	-1,6	33,6	NA	1,37	251	55,2	-1,6	31,6	NA	1,37
153	24,4	1,6	6,8	NA	1,18	186	103,6	-1,6	98,8	NA	1,47	219	56,4	-1,6	33,6	NA	1,37	252	54,8	-1,6	31,6	NA	0,29
154	24,8	1,6	16	NA	1,18	187	103,6	-1,6	98,8	NA	1,47	220	56	-2	33,2	NA	0,88	253	54,8	-1,6	31,6	NA	0,29
155	24,8	1,6	16	NA	1,18	188	103,6	-1,6	98,8	NA	1,47	221	56	-2	33,2	NA	0,88	254	54,8	-2	31,2	NA	1,37
156	22	1,6	1,2	NA	1,67	189	103,6	-1,6	98,8	NA	1,47	222	56	-1,6	33,2	NA	1,37	255	54,8	-2	31,2	NA	1,37
157	22	1,6	1,2	NA	1,67	190	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	223	56	-1,6	33,2	NA	1,37	256	54,8	-1,6	31,2	NA	1,37
158	22,8	2,4	0	NA	1,18	191	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	224	56	-1,6	32,8	NA	1,37	257	54,8	-1,6	31,2	NA	1,37
159	22,8	2,4	0	NA	1,18	192	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	225	56	-1,6	32,8	NA	1,37	258	54,8	-1,6	31,2	NA	1,37
160	22,8	1,6	0,4	NA	1,18	193	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	226	56	-1,6	32,8	NA	1,37	259	54,8	-1,6	31,2	NA	1,37
161	22,8	1,6	0,4	NA	1,18	194	103,6	-1,6	98,8	NA	1,47	227	56	-1,6	32,8	NA	1,37	260	53,2	-1,6	30,4	NA	0,88
162	22,8	1,6	0	NA	1,18	195	103,6	-1,6	98,8	NA	1,47	228	56	-1,6	32,8	NA	1,37	261	53,2	-1,6	30,4	NA	0,88
163	22,8	1,6	0	NA	1,18	196	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	229	56	-1,6	32,8	NA	1,37	262	54,8	-1,6	40,8	NA	0,88
164	22,8	1,6	0	NA	1,18	197	103,6	-1,6	98,8	NA	2,06	230	56	-2	32,8	NA	0,88	263	54,8	-1,6	40,8	NA	0,88

Tabela C.6: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 2 (teste dinâmico) – continuação.

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)
264	54,4	-1,6	30	NA	0,29	297	52,8	-0,8	6,8	NA	3,04	330	55,2	-1,6	22	NA	1,37	363	10,8	-6,8	1,6	NA	6,37
265	54,4	-1,6	30	NA	0,29	298	52,8	-1,6	6,8	NA	1,96	331	55,2	-1,6	22	NA	1,37	364	10,8	-6,8	1,6	NA	6,37
266	54,8	-1,6	7,6	NA	2,55	299	52,8	-1,6	6,8	NA	1,96	332	55,2	-1,6	22	NA	1,37	365	10,8	-5,6	1,6	NA	6,37
267	54,8	-1,6	7,6	NA	2,55	300	52,8	-1,6	6,8	NA	1,96	333	55,2	-1,6	22	NA	1,37	366	10,8	-5,6	1,6	NA	6,37
268	56,4	-1,6	11,2	NA	3,04	301	52,8	-1,6	6,8	NA	1,96	334	55,2	-1,6	22,4	NA	1,37	367	10,8	-6	1,6	NA	6,37
269	56,4	-1,6	11,2	NA	3,04	302	52,8	-1,6	6,4	NA	2,55	335	55,2	-1,6	22,4	NA	1,37	368	10,8	-6	1,6	NA	6,37
270	57,2	-1,6	11,2	NA	1,37	303	52,8	-1,6	6,4	NA	2,55	336	54,8	-1,6	21,2	NA	0,88	369	10,8	-6	1,6	NA	6,86
271	57,2	-1,6	11,2	NA	1,37	304	52,8	-1,6	6,4	NA	2,55	337	54,8	-1,6	21,2	NA	0,88	370	10,8	-6	1,6	NA	6,86
272	56,4	-1,6	11,2	NA	2,55	305	52,8	-1,6	6,4	NA	2,55	338	0	0	0	NA	5,10	371	10,8	-6	1,6	NA	6,86
273	56,4	-1,6	11,2	NA	2,55	306	52,8	-1,6	6,8	NA	1,96	339	0	0	0	NA	5,10	372	10,8	-6	1,6	NA	6,86
274	56	-0,8	11,2	NA	1,96	307	52,8	-1,6	6,8	NA	1,96	340	-0,4	0	0	NA	5,10	373	11,2	-5,6	1,6	NA	6,37
275	56	-0,8	11,2	NA	1,96	308	52,8	-1,6	6,4	NA	2,55	341	-0,4	0	0	NA	5,10	374	11,2	-5,6	1,6	NA	6,37
276	56	-1,6	11,2	NA	1,96	309	52,8	-1,6	6,4	NA	2,55	342	0	0	0	NA	4,51	375	10,8	-5,6	1,6	NA	6,37
277	56	-1,6	11,2	NA	1,96	310	51,6	-1,6	6,4	NA	2,55	343	0	0	0	NA	4,51	376	10,8	-5,6	1,6	NA	6,37
278	56	-1,6	11,2	NA	1,96	311	51,6	-1,6	6,4	NA	2,55	344	0	0	0	NA	4,51	377	10,8	-5,6	1,6	NA	6,86
279	56	-1,6	11,2	NA	1,96	312	52	-1,6	23,2	NA	8,04	345	0	0	0	NA	4,51	378	10,8	-5,6	1,6	NA	6,86
280	56	-1,6	11,2	NA	2,55	313	52	-1,6	23,2	NA	8,04	346	0	0,4	0,4	NA	5,10	379	10,8	-5,6	1,6	NA	6,37
281	56	-1,6	11,2	NA	2,55	314	55,2	-0,8	25,6	NA	2,55	347	0	0,4	0,4	NA	5,10	380	10,8	-5,6	1,6	NA	6,37
282	56	-1,6	11,2	NA	1,96	315	55,2	-0,8	25,6	NA	2,55	348	0	0	0,4	NA	5,10	381	10,8	-5,6	2	NA	6,86
283	56	-1,6	11,2	NA	1,96	316	54,8	-0,8	22,4	NA	0,88	349	0	0	0,4	NA	5,10	382	10,8	-5,6	2	NA	6,86
284	53,2	-1,6	6,8	NA	2,55	317	54,8	-0,8	22,4	NA	0,88	350	0	0	0	NA	5,10	383	10,8	-5,6	2	NA	6,86
285	53,2	-1,6	6,8	NA	2,55	318	52	-1,6	24	NA	1,37	351	0	0	0	NA	5,10	384	10,8	-5,6	2	NA	6,86
286	52,8	-1,6	7,6	NA	1,96	319	52	-1,6	24	NA	1,37	352	-0,4	0	0,4	NA	5,69	385	10,8	-5,6	2	NA	6,37
287	52,8	-1,6	7,6	NA	1,96	320	55,2	-1,6	22,4	NA	0,88	353	-0,4	0	0,4	NA	5,69	386	10,8	-5,6	2	NA	6,37
288	52,8	-1,6	6,8	NA	2,55	321	55,2	-1,6	22,4	NA	0,88	354	-0,4	0	0	NA	5,69	387	10,8	-5,6	2,4	NA	6,37
289	52,8	-1,6	6,8	NA	2,55	322	56	-1,6	22,4	NA	1,37	355	-0,4	0	0	NA	5,69	388	10,8	-5,6	2,4	NA	6,37
290	53,2	-1,6	6,8	NA	2,55	323	56	-1,6	22,4	NA	1,37	356	6	0,4	0	NA	10,59	389	10,8	-6	2	NA	6,86
291	53,2	-1,6	6,8	NA	2,55	324	55,2	-1,6	22,4	NA	1,37	357	6	0,4	0	NA	10,59	390	10,8	-6	2	NA	6,86
292	52,8	-1,6	6,8	NA	2,55	325	55,2	-1,6	22,4	NA	1,37	358	-6	0	18,4	NA	6,77	391	10,8	-6	2	NA	6,86
293	52,8	-1,6	6,8	NA	2,55	326	56	-0,8	22	NA	0,88	359	-6	0	18,4	NA	6,77	392	10,8	-6	2	NA	6,86
294	52,8	-1,6	6,8	NA	1,96	327	56	-0,8	22	NA	0,88	360	10,8	-5,6	1,6	NA	6,37	393	10,8	-5,6	2,4	NA	6,86
295	52,8	-1,6	6,8	NA	1,96	328	55,2	-1,6	22,4	NA	0,88	361	10,8	-6	1,6	NA	6,86	394	10,8	-5,6	2,4	NA	6,86
296	52,8	-0,8	6,8	NA	3,04	329	55,2	-1,6	22,4	NA	0,88	362	10,8	-6	1,6	NA	6,86	395	10,8	-6	2	NA	6,37

Tabela C.6: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 2 (teste dinâmico) – continuação.

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)
396	10,8	-6	2	NA	6,37	429	10,8	-5,6	10	NA	6,86	462	-0,8	-5,6	15,2	NA	7,45	495	20	-6	45,2	NA	5,69
397	10,8	-5,6	2,4	NA	6,37	430	10,8	-5,6	10	NA	6,86	463	4,4	-7,2	26,4	NA	7,45	496	20	-6	45,2	NA	5,69
398	10,8	-5,6	2,4	NA	6,37	431	16,4	-5,6	14,4	NA	8,53	464	4,4	-7,2	26,4	NA	7,45	497	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69
399	10,8	-5,6	2,4	NA	6,86	432	16,4	-5,6	14,4	NA	8,53	465	4,4	-9,2	24	NA	7,45	498	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69
400	10,8	-5,6	2,4	NA	6,86	433	13,2	-6	4,8	NA	6,37	466	4,4	-9,2	24	NA	7,45	499	20	-6,4	45,2	NA	6,28
401	12	-5,6	1,6	NA	6,37	434	13,2	-6	4,8	NA	6,37	467	4,4	-10	24	NA	6,86	500	20	-6,4	45,2	NA	6,28
402	12	-5,6	1,6	NA	6,37	435	4,4	-5,6	8	NA	6,37	468	4,4	-10	24	NA	6,86	501	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69
403	18	-5,6	23,2	NA	14,02	436	4,4	-5,6	8	NA	6,37	469	10,4	-6	47,2	NA	6,86	502	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69
404	18	-5,6	23,2	NA	14,02	437	5,6	-4,8	26	NA	11,28	470	10,4	-6	47,2	NA	6,86	503	20	-6	45,2	NA	5,69
405	15,2	-4,8	12,8	NA	6,37	438	5,6	-4,8	26	NA	11,28	471	10,4	-6	47,2	NA	7,35	504	20	-6	45,2	NA	5,69
406	15,2	-4,8	12,8	NA	6,37	439	6	-6	14,4	NA	7,45	472	10,4	-6	47,2	NA	7,35	505	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69
407	8,8	-6	11,2	NA	6,86	440	6	-6	14,4	NA	7,45	473	10	-6,4	47,2	NA	7,35	506	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69
408	8,8	-6	11,2	NA	6,86	441	6,4	-7,6	13,2	NA	6,86	474	10	-6,4	47,2	NA	7,35	507	20,4	-7,2	45,2	NA	5,69
409	8,8	-6	11,2	NA	7,45	442	6,4	-7,6	13,2	NA	6,86	475	10,4	-6,4	47,2	NA	7,35	508	20,4	-7,2	45,2	NA	5,69
410	8,8	-6	11,2	NA	7,45	443	4,4	-5,6	16,4	NA	6,86	476	10,4	-6,4	47,2	NA	7,35	509	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69
411	9,2	-5,6	11,2	NA	6,86	444	4,4	-5,6	16,4	NA	6,86	477	10,4	-6	47,2	NA	6,86	510	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69
412	9,2	-5,6	11,2	NA	6,86	445	4,4	-6	16,4	NA	6,37	478	10,4	-6	47,2	NA	6,86	511	20,4	-6,4	45,2	NA	6,28
413	8,8	-6	11,6	NA	6,86	446	4,4	-6	16,4	NA	6,37	479	10,4	-5,6	47,2	NA	7,35	512	20,4	-6,4	45,2	NA	6,28
414	8,8	-6	11,6	NA	6,86	447	4,4	-5,6	16,4	NA	6,37	480	10,4	-5,6	47,2	NA	7,35	513	21,2	-6,4	45,2	NA	5,69
415	9,2	-6	11,6	NA	6,86	448	4,4	-5,6	16,4	NA	6,37	481	10,4	-6	47,2	NA	6,86	514	21,2	-6,4	45,2	NA	5,69
416	9,2	-6	11,6	NA	6,86	449	4,4	-5,6	16,4	NA	6,37	482	10,4	-6	47,2	NA	6,86	515	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69
417	9,2	-6	11,2	NA	6,86	450	4,4	-5,6	16,4	NA	6,37	483	10	-6,4	47,2	NA	7,35	516	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69
418	9,2	-6	11,2	NA	6,86	451	4,4	-6	16,4	NA	6,86	484	10	-6,4	47,2	NA	7,35	517	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69
419	8,8	-6	11,2	NA	6,86	452	4,4	-6	16,4	NA	6,86	485	8,8	-6	47,2	NA	7,35	518	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69
420	8,8	-6	11,2	NA	6,86	453	4,4	-5,6	16,4	NA	6,37	486	8,8	-6	47,2	NA	7,35	519	20,4	-6	45,2	NA	5,69
421	9,2	-6	11,2	NA	6,37	454	4,4	-5,6	16,4	NA	6,37	487	8	-6	75,2	NA	11,28	520	20,4	-6	45,2	NA	5,69
422	9,2	-6	11,2	NA	6,37	455	4,4	-6	16,4	NA	6,86	488	8	-6	75,2	NA	11,28	521	20,4	-5,6	45,2	NA	6,28
423	8,8	-4,8	11,2	NA	6,37	456	4,4	-6	16,4	NA	6,86	489	8,8	-6,4	51,6	NA	7,94	522	20,4	-5,6	45,2	NA	6,28
424	8,8	-4,8	11,2	NA	6,37	457	8,8	-6	12	NA	6,86	490	8,8	-6,4	51,6	NA	7,94	523	20,4	-6	45,2	NA	6,28
425	8,8	-5,6	11,2	NA	6,86	458	8,8	-6	12	NA	6,86	491	20	-6,4	45,2	NA	5,69	524	20,4	-6	45,2	NA	6,28
426	8,8	-5,6	11,2	NA	6,86	459	7,6	-5,6	1,6	NA	5,79	492	20	-6,4	45,2	NA	5,69	525	20,4	-6	45,2	NA	5,69
427	9,6	-6	11,2	NA	6,37	460	7,6	-5,6	1,6	NA	5,79	493	20	-6,4	45,2	NA	6,28	526	20,4	-6	45,2	NA	5,69
428	9,6	-6	11,2	NA	6,37	461	-0,8	-5,6	15,2	NA	7,45	494	20	-6,4	45,2	NA	6,28	527	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69

Tabela C.6: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 2 (teste dinâmico) – continuação.

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)
528	20,4	-6,4	45,2	NA	5,69	560	29,2	-5,6	65,6	NA	6,86	592	29,2	-7,6	67,2	NA	7,35	624	47,2	-7,6	10,8	NA	8,04
529	20,4	-6	45,2	NA	5,69	561	28,4	-5,6	65,6	NA	6,86	593	46,8	-8,8	3,6	NA	6,96	625	37,6	-8,8	110,4	NA	152,89
530	20,4	-6	45,2	NA	5,69	562	28,4	-5,6	65,6	NA	6,86	594	46,8	-8,8	3,6	NA	6,96	626	37,6	-8,8	110,4	NA	152,89
531	21,2	-5,6	45,2	NA	6,28	563	29,2	-6	65,6	NA	6,86	595	46,8	-8,8	3,6	NA	6,96	627	45,2	-7,6	10,4	NA	8,63
532	21,2	-5,6	45,2	NA	6,28	564	29,2	-6	65,6	NA	6,86	596	46,8	-8,8	3,6	NA	6,96	628	45,2	-7,6	10,4	NA	8,63
533	20,4	-5,6	45,2	NA	5,69	565	29,2	-5,6	65,6	NA	6,86	597	46,4	-7,6	3,6	NA	7,55	629	55,2	-9,2	62,4	NA	41,09
534	20,4	-5,6	45,2	NA	5,69	566	29,2	-5,6	65,6	NA	6,86	598	46,4	-7,6	3,6	NA	7,55	630	55,2	-9,2	62,4	NA	41,09
535	20,4	-6	45,2	NA	6,28	567	29,2	-4,8	65,6	NA	6,86	599	42	-8,8	0,4	NA	6,96	631	51,2	-8,4	14	NA	8,04
536	20,4	-6	45,2	NA	6,28	568	29,2	-4,8	65,6	NA	6,86	600	42	-8,8	0,4	NA	6,96	632	51,2	-8,4	14	NA	8,04
537	19,6	-6	45,2	NA	5,69	569	29,2	-5,6	65,6	NA	6,86	601	44	-8,8	-9,2	NA	6,96	633	50	-8,4	13,6	NA	8,04
538	19,6	-6	45,2	NA	5,69	570	29,2	-5,6	65,6	NA	6,86	602	44	-8,8	-9,2	NA	6,96	634	50	-8,4	13,6	NA	8,04
539	11,6	-6	13,6	NA	22,75	571	29,2	-5,6	65,6	NA	6,28	603	151,6	-12	142	NA	111,60	635	50	-8,4	13,2	NA	8,04
540	11,6	-6	13,6	NA	22,75	572	29,2	-5,6	65,6	NA	6,28	604	151,6	-12	142	NA	111,60	636	50	-8,4	13,2	NA	8,04
541	18,4	-6	37,2	NA	5,69	573	29,2	-4,8	65,6	NA	6,86	605	51,2	-8,8	12	NA	8,04	637	50	-7,6	15,2	NA	7,55
542	18,4	-6	37,2	NA	5,69	574	29,2	-4,8	65,6	NA	6,86	606	51,2	-8,8	12	NA	8,04	638	50	-7,6	15,2	NA	7,55
543	20	-5,6	38	NA	6,86	575	28,4	-4,8	65,6	NA	6,86	607	50	-8,8	10,8	NA	8,04	639	49,6	-7,6	14,8	NA	7,55
544	20	-5,6	38	NA	6,86	576	28,4	-4,8	65,6	NA	6,86	608	50	-8,8	10,8	NA	8,04	640	49,6	-7,6	14,8	NA	7,55
545	21,2	-5,6	38,8	NA	6,28	577	28	-5,6	64,8	NA	6,86	609	49,6	-9,2	10,8	NA	8,04	641	49,6	-7,2	15,2	NA	8,04
546	21,2	-5,6	38,8	NA	6,28	578	28	-5,6	64,8	NA	6,86	610	49,6	-9,2	10,8	NA	8,04	642	49,6	-7,2	15,2	NA	8,04
547	83,6	-6	121,2	NA	22,26	579	13,2	-5,6	10,8	NA	29,42	611	49,6	-8,8	10,8	NA	8,04	643	49,6	-7,6	15,2	NA	8,04
548	83,6	-6	121,2	NA	22,26	580	13,2	-5,6	10,8	NA	29,42	612	49,6	-8,8	10,8	NA	8,04	644	49,6	-7,6	15,2	NA	8,04
549	32,4	-4,8	93,2	NA	29,42	581	25,2	-4,8	46,8	NA	6,86	613	49,6	-8,4	10	NA	8,04	645	38,8	-8,4	-3,6	NA	13,53
550	32,4	-4,8	93,2	NA	29,42	582	25,2	-4,8	46,8	NA	6,86	614	49,6	-8,4	10	NA	8,04	646	38,8	-8,4	-3,6	NA	13,53
551	26,8	-6,4	64,4	NA	7,94	583	37,2	-7,6	62,4	NA	7,35	615	48,4	-8,8	11,6	NA	8,04	647	46,4	-7,2	-2	NA	7,55
552	26,8	-6,4	64,4	NA	7,94	584	37,2	-7,6	62,4	NA	7,35	616	48,4	-8,8	11,6	NA	8,04	648	46,4	-7,2	-2	NA	7,55
553	26,8	-13,6	64,4	NA	7,35	585	29,2	-8,8	70,8	NA	7,35	617	48,4	-8,4	11,6	NA	7,55	649	48,4	-8,4	31,2	NA	9,71
554	26,8	-13,6	64,4	NA	7,35	586	29,2	-8,8	70,8	NA	7,35	618	48,4	-8,4	11,6	NA	7,55	650	48,4	-8,4	31,2	NA	9,71
555	29,2	-6	65,6	NA	6,86	587	29,6	-8	67,6	NA	7,94	619	48,4	-8,4	10,8	NA	7,55	651	49,6	-8,4	24,4	NA	8,04
556	29,2	-6	65,6	NA	6,86	588	29,6	-8	67,6	NA	7,94	620	48,4	-8,4	10,8	NA	7,55	652	49,6	-8,4	24,4	NA	8,04
557	28,4	-5,6	65,6	NA	6,28	589	29,2	-8,8	67,2	NA	7,35	621	48,4	-7,6	12	NA	7,55	653	48,4	-8,4	23,2	NA	8,04
558	28,4	-5,6	65,6	NA	6,28	590	29,2	-8,8	67,2	NA	7,35	622	48,4	-7,6	12	NA	7,55	654	48,4	-8,4	23,2	NA	8,04
559	29,2	-5,6	65,6	NA	6,86	591	29,2	-7,6	67,2	NA	7,35	623	47,2	-7,6	10,8	NA	8,04	655	48,4	-8,4	23,2	NA	9,04

Tabela C.7: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 3 (teste dinâmico).

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)
0	0	0	0	0	0,49	33	118	-1,2	192	-58,8	5,98	66	25,6	0,8	108,8	-30	3,82	99	20,8	2	86	-23,6	2,16
1	0	0	0	0	0,49	34	117,6	-1,6	190,4	-58,8	5,98	67	25,6	0,8	108,8	-30	3,82	100	-1,2	0	96	-25,6	3,24
2	0	0	-0,8	-0,4	0,49	35	117,6	-1,6	190,4	-58,8	5,98	68	19,2	-1,6	96	-12,8	3,82	101	-1,2	0	96	-25,6	3,24
3	0	0	-0,8	-0,4	0,49	36	117,2	-1,2	189,6	-58,8	5,98	69	19,2	-1,6	96	-12,8	3,82	102	254,4	4,8	176,8	-21,2	4,31
4	0	-0,8	-1,2	0	0,49	37	117,2	-1,2	189,6	-58,8	5,98	70	10,8	0,8	85,6	3,2	3,24	103	254,4	4,8	176,8	-21,2	4,31
5	0	-0,8	-1,2	0	0,49	38	116,4	-1,2	189,2	-58,8	5,98	71	10,8	0,8	85,6	3,2	3,24	104	249,2	5,2	174,4	-21,2	3,82
6	0	0	-0,8	0	0,49	39	116,4	-1,2	189,2	-58,8	5,98	72	14,8	5,2	83,2	-21,6	2,16	105	249,2	5,2	174,4	-21,2	3,82
7	0	0	-0,8	0	0,49	40	116,4	-1,2	188,8	-58,4	5,98	73	14,8	5,2	83,2	-21,6	2,16	106	246,8	5,6	172,4	-21,2	4,31
8	-1,2	0,8	-0,8	0	0,49	41	116,4	-1,2	188,8	-58,4	5,98	74	16,4	4	83,2	-23,6	2,16	107	246,8	5,6	172,4	-21,2	4,31
9	-1,2	0,8	-0,8	0	0,49	42	115,6	-0,8	186	-56	5,49	75	16,4	4	83,2	-23,6	2,16	108	246	5,6	172	-21,2	4,31
10	-1,2	0,8	0	0	0,49	43	115,6	-0,8	186	-56	5,49	76	17,2	3,2	83,2	-24	2,75	109	246	5,6	172	-21,2	4,31
11	-1,2	0,8	0	0	0,49	44	115,6	-0,8	186	-55,6	5,98	77	17,2	3,2	83,2	-24	2,75	110	245,2	6,4	171,6	-21,2	3,82
12	-2	-1,2	0	-1,2	1,08	45	115,6	-0,8	186	-55,6	5,98	78	17,2	3,2	83,2	-23,6	2,16	111	245,2	6,4	171,6	-21,2	3,82
13	-2	-1,2	0	-1,2	1,08	46	115,6	-0,8	186	-55,6	5,98	79	17,2	3,2	83,2	-23,6	2,16	112	244,8	6,4	171,6	-21,2	3,82
14	-6,4	4	50,8	78,4	12,65	47	115,6	-0,8	186	-55,6	5,98	80	17,2	2	83,2	-23,6	2,16	113	244,8	6,4	171,6	-21,2	3,82
15	-6,4	4	50,8	78,4	12,65	48	115,6	0	185,6	-56	5,49	81	17,2	2	83,2	-23,6	2,16	114	244,8	6,4	170,8	-21,2	3,82
16	-24,8	0	-10,8	48,4	1,57	49	115,6	0	185,6	-56	5,49	82	18	3,2	83,2	-23,6	2,16	115	244,8	6,4	170,8	-21,2	3,82
17	-24,8	0	-10,8	48,4	1,57	50	115,6	-0,8	186	-56	5,49	83	18	3,2	83,2	-23,6	2,16	116	193,6	-79,2	223,2	57,6	4,12
18	-16,8	-1,2	-18,8	12,8	1,08	51	115,6	-0,8	186	-56	5,49	84	18	3,2	83,2	-24	2,16	117	193,6	-79,2	223,2	57,6	4,12
19	-16,8	-1,2	-18,8	12,8	1,08	52	115,6	0	185,6	-55,6	5,98	85	18	3,2	83,2	-24	2,16	118	194	-79,2	223,2	57,6	4,71
20	-14,4	-12,4	-17,6	8,4	0,00	53	115,6	0	185,6	-55,6	5,98	86	18	3,2	83,2	-23,6	2,16	119	194	-79,2	223,2	57,6	4,71
21	-14,4	-12,4	-17,6	8,4	0,00	54	114,4	0,8	185,6	-55,6	5,98	87	18	3,2	83,2	-23,6	2,16	120	193,6	-79,2	223,2	57,6	4,12
22	33,2	-34	88	-36,4	84,63	55	114,4	0,8	185,6	-55,6	5,98	88	18	3,2	83,2	-23,6	2,16	121	193,6	-79,2	223,2	57,6	4,12
23	33,2	-34	88	-36,4	84,63	56	112,8	3,6	184,8	-55,6	5,98	89	18	3,2	83,2	-23,6	2,16	122	193,6	-78,8	223,2	57,6	4,12
24	408,8	8,4	878,4	-186	12,65	57	112,8	3,6	184,8	-55,6	5,98	90	18	3,2	83,2	-23,6	2,16	123	193,6	-78,8	223,2	57,6	4,12
25	408,8	8,4	878,4	-186	12,65	58	111,2	8,4	184	-54,4	5,98	91	18	3,2	83,2	-23,6	2,16	124	192,8	-78,8	223,2	57,6	4,12
26	124	9,6	205,2	-62	6,57	59	111,2	8,4	184	-54,4	5,98	92	20,4	3,2	86	-23,6	2,75	125	192,8	-78,8	223,2	57,6	4,12
27	124	9,6	205,2	-62	6,57	60	102,8	4,8	178	-54,4	5,98	93	20,4	3,2	86	-23,6	2,75	126	193,6	-79,2	222,4	57,6	4,12
28	120,8	3,2	199,2	-60	5,98	61	102,8	4,8	178	-54,4	5,98	94	20,8	3,2	86	-22,8	2,16	127	193,6	-79,2	222,4	57,6	4,12
29	120,8	3,2	199,2	-60	5,98	62	64	24,8	392,8	-18,4	67,08	95	20,8	3,2	86	-22,8	2,16	128	193,6	-79,2	222,4	57,2	4,12
30	118,8	0,8	194,4	-59,2	5,98	63	64	24,8	392,8	-18,4	67,08	96	20,4	2,4	86	-23,6	2,75	129	193,6	-79,2	222,4	57,2	4,12
31	118,8	0,8	194,4	-59,2	5,98	64	23,6	3,2	116,8	-31,2	3,82	97	20,4	2,4	86	-23,6	2,75	130	192,8	-79,2	222,4	57,6	4,12
32	118	-1,2	192	-58,8	5,98	65	23,6	3,2	116,8	-31,2	3,82	98	20,8	2	86	-23,6	2,16	131	192,8	-79,2	222,4	57,6	4,12

Tabela C.7: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 3 (teste dinâmico) – continuação.

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)
132	192,8	-79,2	222,4	57,6	4,12	165	192,4	-78,8	220,8	57,2	4,12	198	44,4	-81,6	180,8	65,2	3,04	231	-11,2	-77,6	182	46	5,20
133	192,8	-79,2	222,4	57,6	4,12	166	192	-78,8	220,8	56,8	4,12	199	44,4	-81,6	180,8	65,2	3,04	232	-11,2	-78,4	180,4	46,4	5,20
134	192,8	-78,8	222,4	57,6	4,12	167	192	-78,8	220,8	56,8	4,12	200	44,4	-81,6	180,4	65,2	3,04	233	-11,2	-78,4	180,4	46,4	5,20
135	192,8	-78,8	222,4	57,6	4,12	168	192	-78,8	220,4	56,8	4,12	201	44,4	-81,6	180,4	65,2	3,04	234	-11,2	-77,6	180,4	46,4	4,61
136	192,8	-79,2	222,4	57,6	4,12	169	192	-78,8	220,4	56,8	4,12	202	44,4	-80,8	180,4	65,2	3,04	235	-11,2	-77,6	180,4	46,4	4,61
137	192,8	-79,2	222,4	57,6	4,12	170	192	-78,8	220,8	56,8	3,53	203	44,4	-80,8	180,4	65,2	3,04	236	-12	-77,6	179,2	46	5,20
138	192,8	-79,2	222,4	57,2	4,12	171	192	-78,8	220,8	56,8	3,53	204	44,4	-80,8	180,4	65,2	3,04	237	-12	-77,6	179,2	46	5,20
139	192,8	-79,2	222,4	57,2	4,12	172	192	-78,8	220,4	57,2	4,12	205	44,4	-80,8	180,4	65,2	3,04	238	-11,2	-77,6	179,2	46	4,61
140	192,8	-78,8	222	57,2	4,12	173	192	-78,8	220,4	57,2	4,12	206	43,6	-80,8	180,4	64,8	2,45	239	-11,2	-77,6	179,2	46	4,61
141	192,8	-78,8	222	57,2	4,12	174	192	-78,4	220,4	56,8	4,12	207	43,6	-80,8	180,4	64,8	2,45	240	-12	-77,6	179,2	46,4	5,20
142	192,4	-78,8	222	57,6	4,12	175	192	-78,4	220,4	56,8	4,12	208	43,6	-80,8	180,4	64,8	2,45	241	-12	-77,6	179,2	46,4	5,20
143	192,4	-78,8	222	57,6	4,12	176	191,2	-78,4	220,4	57,2	4,12	209	43,6	-80,8	180,4	64,8	2,45	242	-12	-77,2	178,8	46	4,61
144	192,8	-79,2	221,6	57,2	4,12	177	191,2	-78,4	220,4	57,2	4,12	210	43,6	-80,4	180	64,8	3,04	243	-12	-77,2	178,8	46	4,61
145	192,8	-79,2	221,6	57,2	4,12	178	190,8	-77,2	220	57,2	4,12	211	43,6	-80,4	180	64,8	3,04	244	-11,2	-77,6	178,4	46	4,61
146	192,4	-78,8	221,6	57,2	4,12	179	190,8	-77,2	220	57,2	4,12	212	-4,4	-75,2	145,2	57,2	3,04	245	-11,2	-77,6	178,4	46	4,61
147	192,4	-78,8	221,6	57,2	4,12	180	186,4	-75,2	218,8	57,2	4,12	213	-4,4	-75,2	145,2	57,2	3,04	246	-12	-77,6	178,4	46	4,61
148	192,8	-78,8	221,6	57,2	4,12	181	186,4	-75,2	218,8	57,2	4,12	214	-4,4	-75,2	145,2	57,2	3,04	247	-12	-77,6	178,4	46	4,61
149	192,8	-78,8	221,6	57,2	4,12	182	178	-75,6	210,8	55,6	4,12	215	-4,4	-75,2	145,2	57,2	3,04	248	-12	-77,6	178,4	45,6	4,61
150	192,4	-78,8	222	57,2	4,12	183	178	-75,6	210,8	55,6	4,12	216	-4,4	-75,2	145,2	57,2	3,04	249	-12	-77,6	178,4	45,6	4,61
151	192,4	-78,8	222	57,2	4,12	184	274,8	-51,6	1156,8	4,4	122,98	217	-4,4	-75,2	145,2	57,2	3,04	250	-12	-77,6	178,4	46	4,61
152	192,4	-78,8	221,6	56,8	3,53	185	274,8	-51,6	1156,8	4,4	122,98	218	-4,4	-75,2	145,2	57,2	3,04	251	-12	-77,6	178,4	46	4,61
153	192,4	-78,8	221,6	56,8	3,53	186	65,6	-80,4	249,2	49,2	4,71	219	-4,4	-75,2	145,2	57,2	3,04	252	-12	-77,2	178,4	45,6	5,20
154	192,4	-78,8	221,6	57,2	4,12	187	65,6	-80,4	249,2	49,2	4,71	220	-4,4	-75,2	145,2	56,8	3,04	253	-12	-77,2	178,4	45,6	5,20
155	192,4	-78,8	221,6	57,2	4,12	188	63,6	-82	231,6	50,4	4,71	221	-4,4	-75,2	145,2	56,8	3,04	254	-12,4	-77,2	178,4	45,6	4,61
156	192,4	-78,8	220,8	57,2	4,12	189	63,6	-82	231,6	50,4	4,71	222	-5,2	-74,4	145,2	57,2	3,04	255	-12,4	-77,2	178,4	45,6	4,61
157	192,4	-78,8	220,8	57,2	4,12	190	43,2	-85,6	202,8	123,6	4,71	223	-5,2	-74,4	145,2	57,2	3,04	256	-12,4	-77,2	177,6	45,6	5,20
158	192,4	-78,8	220,8	57,2	4,12	191	43,2	-85,6	202,8	123,6	4,71	224	-7,6	-74,4	139,6	68,8	3,04	257	-12,4	-77,2	177,6	45,6	5,20
159	192,4	-78,8	220,8	57,2	4,12	192	39,6	-80,8	183,6	71,2	3,53	225	-7,6	-74,4	139,6	68,8	3,04	258	-12	-77,2	177,6	45,6	5,20
160	192,4	-78,4	221,6	57,2	4,71	193	39,6	-80,8	183,6	71,2	3,53	226	-12	-84	142,8	54,4	9,02	259	-12	-77,2	177,6	45,6	5,20
161	192,4	-78,4	221,6	57,2	4,71	194	42,8	-79,2	182	65,6	3,04	227	-12	-84	142,8	54,4	9,02	260	-12	-77,2	177,2	46	5,20
162	192	-78,8	221,6	56,8	4,12	195	42,8	-79,2	182	65,6	3,04	228	-12,8	-70,4	190	47,2	5,20	261	-12	-77,2	177,2	46	5,20
163	192	-78,8	221,6	56,8	4,12	196	43,6	-80,4	181,6	65,2	2,45	229	-12,8	-70,4	190	47,2	5,20	262	-12,4	-77,2	177,2	45,6	5,20
164	192,4	-78,8	220,8	57,2	4,12	197	43,6	-80,4	181,6	65,2	2,45	230	-11,2	-77,6	182	46	5,20	263	-12,4	-77,2	177,2	45,6	5,20

Tabela C.7: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 3 (teste dinâmico) – continuação.

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)
264	-12,4	-77,2	177,2	45,6	5,20	297	-12,8	-76,8	174,8	44,8	5,20	330	25,2	-56,4	638,4	52,8	78,94	363	42	-73,6	223,2	26,8	5,69
265	-12,4	-77,2	177,2	45,6	5,20	298	-12,8	-76,8	175,6	44,8	4,61	331	25,2	-56,4	638,4	52,8	78,94	364	42	-72,8	223,2	26,4	6,28
266	-12,4	-77,2	177,2	45,6	4,61	299	-12,8	-76,8	175,6	44,8	4,61	332	-20,8	-71,2	167,6	46,4	4,61	365	42	-72,8	223,2	26,4	6,28
267	-12,4	-77,2	177,2	45,6	4,61	300	-12,8	-76	175,6	44,8	5,20	333	-20,8	-71,2	167,6	46,4	4,61	366	41,6	-72,8	223,2	26,4	6,28
268	-12,4	-77,2	176,4	45,6	5,20	301	-12,8	-76	175,6	44,8	5,20	334	-26,8	-77,2	154	87,6	4,12	367	41,6	-72,8	223,2	26,4	6,28
269	-12,4	-77,2	176,4	45,6	5,20	302	-12,8	-76,8	174,8	44,8	4,61	335	-26,8	-77,2	154	87,6	4,12	368	42	-72,8	223,2	26,4	5,69
270	-12,4	-77,2	177,2	45,6	4,61	303	-12,8	-76,8	174,8	44,8	4,61	336	-28	-72	144	54,4	3,53	369	42	-72,8	223,2	26,4	5,69
271	-12,4	-77,2	177,2	45,6	4,61	304	-12,8	-76	174,8	44,8	5,20	337	-28	-72	144	54,4	3,53	370	42	-72,8	223,2	26,4	5,69
272	-12,4	-76,8	176,4	45,6	5,20	305	-12,8	-76	174,8	44,8	5,20	338	-26,4	-72,4	144	53,6	3,53	371	42	-72,8	223,2	26,4	5,69
273	-12,4	-76,8	176,4	45,6	5,20	306	-12,8	-76	174,8	44,8	4,61	339	-26,4	-72,4	144	53,6	3,53	372	42	-72,8	223,2	26,4	6,28
274	-12,4	-76,8	176	45,6	4,61	307	-12,8	-76	174,8	44,8	4,61	340	-25,6	-73,6	143,6	52,8	2,94	373	42	-72,8	223,2	26,4	6,28
275	-12,4	-76,8	176	45,6	4,61	308	-12,8	-76,8	174,8	44,4	5,20	341	-25,6	-73,6	143,6	52,8	2,94	374	41,6	-72,8	223,2	26,8	6,28
276	-12,8	-77,2	176	45,6	5,20	309	-12,8	-76,8	174,8	44,4	5,20	342	-25,6	-73,6	144	52,8	3,53	375	41,6	-72,8	223,2	26,8	6,28
277	-12,8	-77,2	176	45,6	5,20	310	-12,8	-76	174,8	44,8	4,61	343	-25,6	-73,6	144	52,8	3,53	376	41,6	-72,8	222,4	26,4	5,20
278	-12,8	-76,8	176	45,6	4,61	311	-12,8	-76	174,8	44,8	4,61	344	42,8	-73,6	224	26,4	5,20	377	41,6	-72,8	222,4	26,4	5,20
279	-12,8	-76,8	176	45,6	4,61	312	-13,6	-76	174,8	44,4	5,20	345	42,8	-73,6	224	26,4	5,20	378	41,6	-72,4	223,2	26,4	5,69
280	-12,8	-76,8	176,4	45,6	5,20	313	-13,6	-76	174,8	44,4	5,20	346	42,8	-72,8	224	26,8	6,28	379	41,6	-72,4	223,2	26,4	5,69
281	-12,8	-76,8	176,4	45,6	5,20	314	-12,8	-75,6	174,8	44,4	5,20	347	42,8	-72,8	224	26,8	6,28	380	41,6	-72,4	223,2	26,4	5,69
282	-12,4	-76,8	176	45,6	5,20	315	-12,8	-75,6	174,8	44,4	5,20	348	42,8	-73,6	224	26,8	5,69	381	41,6	-72,4	223,2	26,4	5,69
283	-12,4	-76,8	176	45,6	5,20	316	-14	-75,6	174,4	44,8	4,61	349	42,8	-73,6	224	26,8	5,69	382	41,2	-72,4	222,4	26,4	6,28
284	-12,4	-76,8	176	45,6	4,61	317	-14	-75,6	174,4	44,8	4,61	350	42,8	-72,8	224	26,8	5,69	383	41,2	-72,4	222,4	26,4	6,28
285	-12,4	-76,8	176	45,6	4,61	318	-13,6	-76	174,8	44,4	4,61	351	42,8	-72,8	224	26,8	5,69	384	41,6	-72,4	222,4	26,4	6,28
286	-12,8	-76,8	176	44,8	5,20	319	-13,6	-76	174,8	44,4	4,61	352	42,8	-72,8	224	26,8	5,69	385	41,6	-72,4	222,4	26,4	6,28
287	-12,8	-76,8	176	44,8	5,20	320	-13,6	-76	174,4	44,4	5,20	353	42,8	-72,8	224	26,8	5,69	386	41,6	-72,4	222,4	26,4	6,28
288	-12,8	-77,2	176	44,8	5,20	321	-13,6	-76	174,4	44,4	5,20	354	42,8	-73,6	223,6	26,8	5,69	387	41,6	-72,4	222,4	26,4	6,28
289	-12,8	-77,2	176	44,8	5,20	322	-12,8	-75,6	174	44,4	5,20	355	42,8	-73,6	223,6	26,8	5,69	388	41,2	-72,4	222	25,6	6,28
290	-12,8	-76,8	176	44,8	5,20	323	-12,8	-75,6	174	44,4	5,20	356	42,8	-72,8	224	26,4	6,28	389	41,2	-72,4	222	25,6	6,28
291	-12,8	-76,8	176	44,8	5,20	324	-13,6	-76	174	44,4	4,61	357	42,8	-72,8	224	26,4	6,28	390	41,2	-72,4	222	26,4	6,28
292	-13,6	-76,8	175,6	44,8	4,61	325	-13,6	-76	174	44,4	4,61	358	42	-72,8	223,2	26,4	6,28	391	41,2	-72,4	222	26,4	6,28
293	-13,6	-76,8	175,6	44,8	4,61	326	-14,4	-74	173,2	44,4	5,20	359	42	-72,8	223,2	26,4	6,28	392	41,2	-72,4	222	25,6	6,28
294	-12,8	-76,8	175,6	44,8	5,20	327	-14,4	-74	173,2	44,4	5,20	360	42	-72,8	223,6	26,4	6,28	393	41,2	-72,4	222	25,6	6,28
295	-12,8	-76,8	175,6	44,8	5,20	328	-16	-68,8	171,2	45,6	5,20	361	42	-72,8	223,6	26,4	6,28	394	41,2	-72,4	222	26,4	5,69
296	-12,8	-76,8	174,8	44,8	5,20	329	-16	-68,8	171,2	45,6	5,20	362	42	-73,6	223,2	26,8	5,69	395	41,2	-72,4	222	26,4	5,69

Tabela C.7: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 3 (teste dinâmico) – continuação.

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)
396	41,2	-72,4	222	25,6	6,28	429	NA	-144	152,8	-142,4	8,34	462	NA	-82,4	134	-117,6	9,61	495	NA	-82,4	132,8	-118,4	10,10
397	41,2	-72,4	222	25,6	6,28	430	NA	-143,2	153,2	-142,4	8,34	463	NA	-82,4	134	-117,6	9,61	496	NA	-82,8	132,4	-118,4	10,10
398	41,2	-72	222	26,4	6,28	431	NA	-143,2	153,2	-142,4	8,34	464	NA	-81,6	134	-117,6	9,61	497	NA	-82,8	132,4	-118,4	10,10
399	41,2	-72	222	26,4	6,28	432	NA	-143,2	152,8	-142,4	8,83	465	NA	-81,6	134	-117,6	9,61	498	NA	-82,8	132,4	-118,4	9,61
400	41,2	-72,4	222	26,4	5,69	433	NA	-143,2	152,8	-142,4	8,83	466	NA	-81,6	134	-117,6	10,10	499	NA	-82,8	132,4	-118,4	9,61
401	41,2	-72,4	222	26,4	5,69	434	NA	-143,2	152,8	-142,4	8,83	467	NA	-81,6	134	-117,6	10,10	500	NA	-81,6	132,4	-118,4	9,61
402	41,2	-72	222	26,4	6,28	435	NA	-143,2	152,8	-142,4	8,83	468	NA	-81,6	134	-117,6	9,61	501	NA	-81,6	132,4	-118,4	9,61
403	41,2	-72	222	26,4	6,28	436	NA	-143,2	152,8	-142,4	8,34	469	NA	-81,6	134	-117,6	9,61	502	NA	-82,4	132,4	-118,4	9,61
404	38	-67,6	220,4	26,4	5,69	437	NA	-143,2	152,8	-142,4	8,34	470	NA	-81,6	134	-117,6	9,61	503	NA	-82,4	132,4	-118,4	9,61
405	38	-67,6	220,4	26,4	5,69	438	NA	-143,2	153,2	-142,4	8,83	471	NA	-81,6	134	-117,6	9,61	504	NA	-81,6	132,4	-118,4	9,61
406	144,4	-77,6	466	-30	10,69	439	NA	-143,2	153,2	-142,4	8,83	472	NA	-81,6	134	-117,6	9,61	505	NA	-81,6	132,4	-118,4	9,61
407	144,4	-77,6	466	-30	10,69	440	NA	-144,4	142,4	-156,4	9,41	473	NA	-81,6	134	-117,6	9,61	506	NA	-81,6	132,4	-118,4	9,61
408	170,4	-70,8	258,4	12,8	5,20	441	NA	-144,4	142,4	-156,4	9,41	474	NA	-81,6	134	-117,6	9,61	507	NA	-81,6	132,4	-118,4	9,61
409	170,4	-70,8	258,4	12,8	5,20	442	NA	-141,2	135,6	-141,6	8,83	475	NA	-81,6	134	-117,6	9,61	508	NA	-81,6	132,4	-118,4	9,61
410	126	-72,8	203,2	32	4,61	443	NA	-141,2	135,6	-141,6	8,83	476	NA	-81,6	134	-118,4	9,61	509	NA	-81,6	132,4	-118,4	9,61
411	126	-72,8	203,2	32	4,61	444	NA	-141,2	134	-140,8	8,83	477	NA	-81,6	134	-118,4	9,61	510	NA	-81,2	131,6	-118,4	10,10
412	82,8	-66	154,8	45,6	2,94	445	NA	-141,2	134	-140,8	8,83	478	NA	-82,4	133,2	-118,4	9,61	511	NA	-81,2	131,6	-118,4	10,10
413	82,8	-66	154,8	45,6	2,94	446	NA	-142,4	134	-140,4	8,34	479	NA	-82,4	133,2	-118,4	9,61	512	NA	-81,6	139,6	-67,6	17,85
414	85,6	-66,4	152,4	42,4	2,94	447	NA	-142,4	134	-140,4	8,34	480	NA	-82,4	133,2	-118,4	9,61	513	NA	-81,6	139,6	-67,6	17,85
415	85,6	-66,4	152,4	42,4	2,94	448	NA	-142,4	134	-140,4	8,83	481	NA	-82,4	133,2	-118,4	9,61	514	NA	-82,8	118,8	-101,2	8,43
416	NA	-144,4	152,4	-142,4	8,83	449	NA	-142,4	134	-140,4	8,83	482	NA	-81,6	133,2	-118,4	9,61	515	NA	-82,8	118,8	-101,2	8,43
417	NA	-144,4	152,4	-142,4	8,83	450	NA	-142,4	134	-140,4	8,83	483	NA	-81,6	133,2	-118,4	9,61	516	NA	-66,4	147,6	-133,2	89,93
418	NA	-144	152,8	-142,4	8,34	451	NA	-142,4	134	-140,4	8,83	484	NA	-81,6	133,2	-118,4	9,61	517	NA	-66,4	147,6	-133,2	89,93
419	NA	-144	152,8	-142,4	8,34	452	NA	-142,4	134	-140,4	8,34	485	NA	-81,6	133,2	-118,4	9,61	518	NA	-92,8	137,6	-120,4	10,10
420	NA	-144	153,2	-142,4	8,83	453	NA	-142,4	134	-140,4	8,34	486	NA	-82,8	133,2	-118,4	9,61	519	NA	-92,8	137,6	-120,4	10,10
421	NA	-144	153,2	-142,4	8,83	454	NA	-142,4	134	-140,4	8,34	487	NA	-82,8	133,2	-118,4	9,61	520	NA	-80,8	132,4	-121,6	10,10
422	NA	-144,4	153,2	-142,4	8,34	455	NA	-142,4	134	-140,4	8,34	488	NA	-82,8	133,2	-118,4	9,61	521	NA	-80,8	132,4	-121,6	10,10
423	NA	-144,4	153,2	-142,4	8,34	456	NA	-142,4	134	-140,4	8,83	489	NA	-82,8	133,2	-118,4	9,61	522	NA	-78,4	131,2	-120,8	9,61
424	NA	-143,2	152,8	-142,4	8,34	457	NA	-142,4	134	-140,4	8,83	490	NA	-82,8	132,8	-118,4	9,61	523	NA	-78,4	131,2	-120,8	9,61
425	NA	-143,2	152,8	-142,4	8,34	458	NA	-142,4	134	-140,4	8,34	491	NA	-82,8	132,8	-118,4	9,61	524	NA	-79,6	131,6	-121,6	10,10
426	NA	-143,2	153,2	-142,4	8,83	459	NA	-142,4	134	-140,4	8,34	492	NA	-82,4	132,8	-118,4	9,61	525	NA	-79,6	131,6	-121,6	10,10
427	NA	-143,2	153,2	-142,4	8,83	460	NA	-81,6	134	-117,6	9,61	493	NA	-82,4	132,8	-118,4	9,61	526	NA	-79,6	131,2	-120,8	10,10
428	NA	-144	152,8	-142,4	8,34	461	NA	-81,6	134	-117,6	9,61	494	NA	-82,4	132,8	-118,4	10,10	527	NA	-79,6	131,2	-120,8	10,10

Tabela C.7: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 3 (teste dinâmico) – continuação.

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psono (kPa)
528	NA	-80	131,2	-120,8	10,10	561	NA	-87,2	164,4	-138,8	56,88	594	NA	-110,4	152,4	-123,6	10,69	627	NA	-127,2	91,2	-170,8	76,69
529	NA	-80	131,2	-120,8	10,10	562	NA	-85,6	109,6	-115,6	9,61	595	NA	-110,4	152,4	-123,6	10,69	628	NA	-123,2	80,4	-151,2	9,51
530	NA	-80,8	130,8	-120,8	9,61	563	NA	-85,6	109,6	-115,6	9,61	596	NA	-88,8	114	-117,2	9,61	629	NA	-123,2	80,4	-151,2	9,51
531	NA	-80,8	130,8	-120,8	9,61	564	NA	-86,4	107,6	-115,2	8,43	597	NA	-88,8	114	-117,2	9,61	630	NA	-109,6	64,8	-154,4	10,59
532	NA	-80	130,8	-120,8	9,61	565	NA	-86,4	107,6	-115,2	8,43	598	NA	-94,4	140,8	-169,6	12,85	631	NA	-109,6	64,8	-154,4	10,59
533	NA	-80	130,8	-120,8	9,61	566	NA	-77,6	107,2	-115,2	7,94	599	NA	-94,4	140,8	-169,6	12,85	632	NA	-109,6	65,6	-154,4	10,10
534	NA	-84	121,6	-124	9,61	567	NA	-77,6	107,2	-115,2	7,94	600	NA	-80,8	108,8	-146	10,69	633	NA	-109,6	65,6	-154,4	10,10
535	NA	-84	121,6	-124	9,61	568	NA	-94,4	160	-158	109,74	601	NA	-80,8	108,8	-146	10,69	634	NA	-108,8	64,8	-154,4	10,10
536	NA	-84	121,6	-124,8	9,61	569	NA	-94,4	160	-158	109,74	602	NA	-113,2	206,8	-116	12,36	635	NA	-108,8	64,8	-154,4	10,10
537	NA	-84	121,6	-124,8	9,61	570	NA	-95,6	348,8	-177,2	15,10	603	NA	-113,2	206,8	-116	12,36	636	NA	-108,4	65,6	-154,4	10,10
538	NA	-84	121,2	-124	10,10	571	NA	-95,6	348,8	-177,2	15,10	604	NA	-87,2	103,6	-118,8	9,02	637	NA	-108,4	65,6	-154,4	10,10
539	NA	-84	121,2	-124	10,10	572	NA	-92	120,4	-122,4	9,61	605	NA	-87,2	103,6	-118,8	9,02	638	NA	-108,4	64,8	-154,4	10,10
540	NA	-84	121,6	-124,8	9,61	573	NA	-92	120,4	-122,4	9,61	606	NA	-82,4	102,4	-118,8	8,43	639	NA	-108,4	64,8	-154,4	10,10
541	NA	-84	121,6	-124,8	9,61	574	NA	-84	114	-125,6	9,02	607	NA	-82,4	102,4	-118,8	8,43	640	NA	-102,4	63,2	-156,8	11,18
542	NA	-84	121,2	-124,8	9,61	575	NA	-84	114	-125,6	9,02	608	NA	-104	73,6	-138	10,10	641	NA	-102,4	63,2	-156,8	11,18
543	NA	-84	121,2	-124,8	9,61	576	NA	-84	114	-125,6	9,61	609	NA	-104	73,6	-138	10,10	642	NA	-108,4	54,4	-154,4	8,92
544	NA	-84	121,2	-124	10,10	577	NA	-84	114	-125,6	9,61	610	NA	-104	73,6	-138,4	10,10	643	NA	-108,4	54,4	-154,4	8,92
545	NA	-84	121,2	-124	10,10	578	NA	-82,8	114	-125,6	9,02	611	NA	-104	73,6	-138,4	10,10	644	NA	-121,2	64,8	-132	8,92
546	NA	-84	121,6	-124	9,61	579	NA	-82,8	114	-125,6	9,02	612	NA	-104	73,6	-138,4	9,51	645	NA	-121,2	64,8	-132	8,92
547	NA	-84	121,6	-124	9,61	580	NA	-82,8	113,6	-125,6	9,02	613	NA	-104	73,6	-138,4	9,51	646	NA	-106,4	61,2	-135,2	8,92
548	NA	-83,2	121,6	-124,8	9,61	581	NA	-82,8	113,6	-125,6	9,02	614	NA	-104	73,6	-138,4	10,10	647	NA	-106,4	61,2	-135,2	8,92
549	NA	-83,2	121,6	-124,8	9,61	582	NA	-82,8	113,6	-125,6	9,02	615	NA	-104	73,6	-138,4	10,10	648	NA	-118,8	56,4	-165,2	10,59
550	NA	-82,8	121,2	-124,8	9,61	583	NA	-82,8	113,6	-125,6	9,02	616	NA	-104	72,8	-138,4	9,51	649	NA	-118,8	56,4	-165,2	10,59
551	NA	-82,8	121,2	-124,8	9,61	584	NA	-83,2	113,6	-125,6	9,02	617	NA	-104	72,8	-138,4	9,51	650	NA	-118,8	57,2	-165,2	10,59
552	NA	-82,8	121,2	-124,8	9,61	585	NA	-83,2	113,6	-125,6	9,02	618	NA	-104	72,8	-138,4	9,51	651	NA	-118,8	57,2	-165,2	10,59
553	NA	-82,8	121,2	-124,8	9,61	586	NA	-82,8	113,2	-125,6	9,02	619	NA	-104	72,8	-138,4	9,51	652	NA	-118,8	56,4	-165,2	11,18
554	NA	-84	121,6	-124,8	10,10	587	NA	-82,8	113,2	-125,6	9,02	620	NA	-104	72,8	-138,4	9,51	653	NA	-118,8	56,4	-165,2	11,18
555	NA	-84	121,6	-124,8	10,10	588	NA	-99,2	426,4	-247,2	119,64	621	NA	-104	72,8	-138,4	9,51	654	NA	-118,8	56,4	-165,2	11,18
556	NA	-84	121,6	-124,8	10,10	589	NA	-99,2	426,4	-247,2	119,64	622	NA	-192,4	129,6	-190,8	132,29	655	NA	-118,8	56,4	-165,2	11,18
557	NA	-84	121,6	-124,8	10,10	590	NA	-87,2	113,2	-137,2	10,69	623	NA	-192,4	129,6	-190,8	132,29	656	NA	-118,8	56,4	-165,2	11,18
558	NA	-82,8	120	-124,8	9,61	591	NA	-87,2	113,2	-137,2	10,69	624	NA	-111,6	86	-159,6	11,18	657	NA	-118,8	56,4	-165,2	11,18
559	NA	-82,8	120	-124,8	9,61	592	NA	-46,4	108,4	-134,8	10,69	625	NA	-111,6	86	-159,6	11,18	658	NA	-118,8	56,4	-165,2	11,67
560	NA	-87,2	164,4	-138,8	56,88	593	NA	-46,4	108,4	-134,8	10,69	626	NA	-127,2	91,2	-170,8	76,69	659	NA	-118,8	56,4	-165,2	11,67

Tabela C.7: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 3 (teste dinâmico) – continuação.

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)
660	NA	-118,8	56,4	-165,2	11,18	676	NA	-120,4	84,4	-132	28,73	692	NA	-114,8	53,2	-160	9,51	708	NA	-94	40,4	-170,4	9,51
661	NA	-118,8	56,4	-165,2	11,18	677	NA	-120,4	84,4	-132	28,73	693	NA	-114,8	53,2	-160	9,51	709	NA	-94	40,4	-170,4	9,51
662	NA	-118	56,4	-165,2	10,59	678	NA	-120	41,2	-143,2	9,51	694	NA	-116,8	49,2	-162	9,51	710	NA	-145,2	179,2	-166,4	13,34
663	NA	-118	56,4	-165,2	10,59	679	NA	-120	41,2	-143,2	9,51	695	NA	-116,8	49,2	-162	9,51	711	NA	-145,2	179,2	-166,4	13,34
664	NA	-118	56,4	-165,2	10,59	680	NA	-118,8	42	-145,2	8,43	696	NA	-116,4	49,2	-162	9,51	712	NA	-122	50,8	-153,2	10,10
665	NA	-118	56,4	-165,2	10,59	681	NA	-118,8	42	-145,2	8,43	697	NA	-116,4	49,2	-162	9,51	713	NA	-122	50,8	-153,2	10,10
666	NA	-118	56,4	-165,2	11,18	682	NA	-110,4	41,6	-146,4	8,43	698	NA	-115,6	49,2	-162	8,92	714	NA	-115,2	49,2	-153,2	9,51
667	NA	-118	56,4	-165,2	11,18	683	NA	-110,4	41,6	-146,4	8,43	699	NA	-115,6	49,2	-162	8,92	715	NA	-115,2	49,2	-153,2	9,51
668	NA	-118,4	56,4	-165,2	10,59	684	NA	-130,8	106,4	-191,2	118,46	700	NA	-116,8	49,2	-162	8,92	716	NA	-115,2	48,4	-153,2	10,10
669	NA	-118,4	56,4	-165,2	10,59	685	NA	-130,8	106,4	-191,2	118,46	701	NA	-116,8	49,2	-162	8,92	717	NA	-115,2	48,4	-153,2	10,10
670	NA	-118,8	56,4	-165,2	11,67	686	NA	-127,6	257,6	-208	14,51	702	NA	-116,8	48,4	-162	8,92	718	NA	-115,6	48	-153,2	9,51
671	NA	-118,8	56,4	-165,2	11,67	687	NA	-127,6	257,6	-208	14,51	703	NA	-116,8	48,4	-162	8,92	719	NA	-115,6	48	-153,2	9,51
672	NA	-118,8	56,4	-165,2	10,59	688	NA	-124,4	55,6	-158,4	9,51	704	NA	-131,2	315,2	-273,6	124,54	720	NA	-115,6	48	-153,2	10,10
673	NA	-118,8	56,4	-165,2	10,59	689	NA	-124,4	55,6	-158,4	9,51	705	NA	-131,2	315,2	-273,6	124,54	721	NA	-115,6	48	-153,2	10,10
674	NA	-116,8	56,4	-164	11,18	690	NA	-118	53,2	-160	9,51	706	NA	-120,4	46	-171,6	10,59	722	NA	-116,8	48	-153,2	10,10
675	NA	-116,8	56,4	-164	11,18	691	NA	-118	53,2	-160	9,51	707	NA	-120,4	46	-171,6	10,59	723	NA	-116,8	48	-153,2	10,10

Tabela C.8: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 4 (teste dinâmico).

Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\epsilon$)	SH ($\mu\epsilon$)	IV ($\mu\epsilon$)	IH ($\mu\epsilon$)	Psolo (kPa)
0	0	0	0	0	1,67	33	0,8	-2,4	1,6	-1,6	1,08	66	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,08	99	4,4	35,2	4	-11,2	2,16
1	0	0	0	0	1,67	34	0,8	-2,4	1,6	-1,2	1,67	67	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,08	100	4,4	35,2	4	-10,8	2,16
2	-0,4	-1,2	0	-0,8	1,67	35	0,8	-2,4	1,6	-1,2	1,67	68	0,8	-2,4	2,4	-1,6	1,67	101	4,4	35,2	4	-10,8	2,16
3	-0,4	-1,2	0	-0,8	1,67	36	0,8	-2,4	1,6	-1,2	1,67	69	0,8	-2,4	2,4	-1,6	1,67	102	5,2	35,2	4	-10,8	2,16
4	0	-0,8	-1,6	-0,8	1,67	37	0,8	-2,4	1,6	-1,2	1,67	70	1,2	0	2,4	-1,6	1,08	103	5,2	35,2	4	-10,8	2,16
5	0	-0,8	-1,6	-0,8	1,67	38	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	71	1,2	0	2,4	-1,6	1,08	104	4,4	35,2	4	-11,2	2,16
6	-0,4	-0,8	0	0	1,08	39	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	72	2,8	8	2,4	0,8	2,16	105	4,4	35,2	4	-11,2	2,16
7	-0,4	-0,8	0	0	1,08	40	2,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	73	2,8	8	2,4	0,8	2,16	106	5,2	35,2	4	-10,8	2,16
8	-0,4	-1,2	0	-0,8	1,67	41	2,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	74	-0,8	-547,6	4,4	0	1,67	107	5,2	35,2	4	-10,8	2,16
9	-0,4	-1,2	0	-0,8	1,67	42	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	75	-0,8	-547,6	4,4	0	1,67	108	4,4	35,2	3,2	-10,8	2,16
10	0	-0,8	0	-0,8	1,67	43	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	76	-21,2	-110,4	-20,8	-416	31,38	109	4,4	35,2	3,2	-10,8	2,16
11	0	-0,8	0	-0,8	1,67	44	0,8	-2,4	2,8	-1,2	1,67	77	-21,2	-110,4	-20,8	-416	31,38	110	5,6	34	5,2	-10,8	2,16
12	-0,4	-1,2	-0,4	-0,8	1,67	45	0,8	-2,4	2,8	-1,2	1,67	78	-20	-88	-12	-20	2,75	111	5,6	34	5,2	-10,8	2,16
13	-0,4	-1,2	-0,4	-0,8	1,67	46	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	79	-20	-88	-12	-20	2,75	112	5,6	34	4,4	-10,8	1,67
14	-0,4	-1,2	0	-0,8	1,67	47	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	80	46	-80	2,8	-22,4	6,08	113	5,6	34	4,4	-10,8	1,67
15	-0,4	-1,2	0	-0,8	1,67	48	0,8	-2,4	2,4	-1,2	2,16	81	46	-80	2,8	-22,4	6,08	114	5,2	34	4,4	-11,2	2,16
16	-0,8	-1,2	0	-0,8	1,67	49	0,8	-2,4	2,4	-1,2	2,16	82	8,8	37,2	20	-14	2,75	115	5,2	34	4,4	-11,2	2,16
17	-0,8	-1,2	0	-0,8	1,67	50	1,2	-2,4	2,4	-1,6	1,67	83	8,8	37,2	20	-14	2,75	116	5,2	34	4,4	-10,8	2,75
18	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	51	1,2	-2,4	2,4	-1,6	1,67	84	5,6	34,4	5,6	-10,8	2,75	117	5,2	34	4,4	-10,8	2,75
19	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	52	0,8	-2,4	1,6	-1,2	1,08	85	5,6	34,4	5,6	-10,8	2,75	118	5,6	34,4	5,2	-11,2	2,75
20	0	-2,4	1,6	-1,2	1,67	53	0,8	-2,4	1,6	-1,2	1,08	86	4,4	34	4,8	-11,2	2,75	119	5,6	34,4	5,2	-11,2	2,75
21	0	-2,4	1,6	-1,2	1,67	54	0,8	-2,4	2,4	-1,2	2,16	87	4,4	34	4,8	-11,2	2,75	120	5,6	35,2	5,2	-9,6	2,16
22	0	-2,4	1,6	-1,2	1,67	55	0,8	-2,4	2,4	-1,2	2,16	88	4,4	34	4,4	-11,2	2,75	121	5,6	35,2	5,2	-9,6	2,16
23	0	-2,4	1,6	-1,2	1,67	56	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	89	4,4	34	4,4	-11,2	2,75	122	5,6	37,2	5,6	-9,2	2,16
24	0,8	-2,4	1,6	-1,2	1,67	57	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	90	4,4	34	4	-12	2,16	123	5,6	37,2	5,6	-9,2	2,16
25	0,8	-2,4	1,6	-1,2	1,67	58	0,4	-2,4	2,8	-1,2	1,67	91	4,4	34	4	-12	2,16	124	6,8	42,4	6	-9,6	2,16
26	0,8	-2,4	2,4	-1,6	2,16	59	0,4	-2,4	2,8	-1,2	1,67	92	5,2	34	4	-11,2	2,75	125	6,8	42,4	6	-9,6	2,16
27	0,8	-2,4	2,4	-1,6	2,16	60	0,8	-2,4	2,4	-1,6	1,67	93	5,2	34	4	-11,2	2,75	126	8,8	47,2	27,6	-10,8	3,24
28	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	61	0,8	-2,4	2,4	-1,6	1,67	94	5,2	34,4	4,4	-11,2	2,75	127	8,8	47,2	27,6	-10,8	3,24
29	0,8	-2,4	2,4	-1,2	1,67	62	1,2	-2,4	2,8	-1,2	1,67	95	5,2	34,4	4,4	-11,2	2,75	128	43,6	42,4	38	-14,4	10,40
30	0,8	-2,4	1,6	-1,2	1,67	63	1,2	-2,4	2,8	-1,2	1,67	96	4,4	34,4	4	-11,2	2,16	129	43,6	42,4	38	-14,4	10,40
31	0,8	-2,4	1,6	-1,2	1,67	64	0,4	-2,4	2,8	-1,6	1,08	97	4,4	34,4	4	-11,2	2,16	130	32,8	59,6	10,8	-14	2,75
32	0,8	-2,4	1,6	-1,6	1,08	65	0,4	-2,4	2,8	-1,6	1,08	98	4,4	35,2	4	-11,2	2,16	131	32,8	59,6	10,8	-14	2,75

Tabela C.8: Banco de dados dos sensores de deformação na seção 4 (teste dinâmico) – continuação.

Sequência de dados	SV ($\mu\varepsilon$)	SH ($\mu\varepsilon$)	IV ($\mu\varepsilon$)	IH ($\mu\varepsilon$)	Psono (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\varepsilon$)	SH ($\mu\varepsilon$)	IV ($\mu\varepsilon$)	IH ($\mu\varepsilon$)	Psono (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\varepsilon$)	SH ($\mu\varepsilon$)	IV ($\mu\varepsilon$)	IH ($\mu\varepsilon$)	Psono (kPa)	Sequência de dados	SV ($\mu\varepsilon$)	SH ($\mu\varepsilon$)	IV ($\mu\varepsilon$)	IH ($\mu\varepsilon$)	Psono (kPa)
132	15,2	68,8	7,2	-14	2,16	165	39,2	-107,2	-7,6	14,8	3,82	198	55,2	-161,2	77,6	-5,6	116,60	231	NA	-13,2	62,8	37,6	5,20
133	15,2	68,8	7,2	-14	2,16	166	39,2	-107,2	-7,6	14,4	2,16	199	55,2	-161,2	77,6	-5,6	116,60	232	NA	-13,2	62,8	37,6	5,20
134	13,2	69,2	2,4	-15,6	1,08	167	39,2	-107,2	-7,6	14,4	2,16	200	40,4	-119,6	12,4	35,2	3,82	233	NA	-13,2	63,2	37,6	4,61
135	13,2	69,2	2,4	-15,6	1,08	168	38,8	-107,2	-7,6	14,4	3,24	201	40,4	-119,6	12,4	35,2	3,82	234	NA	-13,2	63,2	37,6	4,61
136	7,6	67,6	4,4	-164,4	116,01	169	38,8	-107,2	-7,6	14,4	3,24	202	38	-106,4	6,8	35,6	3,82	235	NA	-13,2	62,8	38	4,61
137	7,6	67,6	4,4	-164,4	116,01	170	39,2	-107,2	-7,6	14,8	3,82	203	38	-106,4	6,8	35,6	3,82	236	NA	-13,2	62,8	38	4,61
138	186,4	-769,2	-4,4	11,6	4,90	171	39,2	-107,2	-7,6	14,8	3,82	204	34	-60	14,8	25,6	4,41	237	NA	-12,4	62,8	37,6	5,79
139	186,4	-770,8	-4,4	11,6	4,90	172	39,2	-107,2	-7,6	14,8	3,24	205	34	-60	14,8	25,6	4,41	238	NA	-12,4	62,8	37,6	5,79
140	36	-126,8	-6	18	3,82	173	39,2	-107,2	-7,6	14,8	3,24	206	-5,6	-45,2	18,8	24	0,00	239	NA	-12,4	62,8	37,6	5,20
141	36	-126,8	-6	18	3,82	174	38,8	-107,2	-7,2	14,4	3,24	207	-5,6	-45,2	18,8	24	0,00	240	NA	-12,4	62,8	37,6	5,20
142	38,4	-112,8	-7,6	16,4	4,41	175	38,8	-107,2	-7,2	14,4	3,24	208	-3,6	-49,2	7,2	26	1,67	241	NA	-12,4	62,8	38	4,61
143	38,4	-112,8	-7,6	16,4	4,41	176	38,8	-106,4	-7,6	14,8	3,24	209	-3,6	-49,2	7,2	26	1,67	242	NA	-12,4	62,8	38	4,61
144	41,6	-111,2	-7,6	14,8	3,82	177	38,8	-106,4	-7,6	14,8	3,24	210	-9,2	-53,2	6	24,8	1,67	243	NA	-12,4	62,8	38	5,20
145	41,6	-111,2	-7,6	14,8	3,82	178	38	-106,4	-6,8	14,8	3,24	211	-9,2	-53,2	6	24,8	1,67	244	NA	-12,4	62,8	38	5,20
146	41,6	-111,2	-7,6	14,4	3,82	179	38	-106,4	-6,8	14,8	3,24	212	-9,2	-53,6	6	24,4	1,08	245	NA	-12,4	62,8	38	5,20
147	41,6	-111,2	-7,6	14,4	3,82	180	39,2	-107,2	-7,2	14,8	3,82	213	-9,2	-53,6	6	24,4	1,08	246	NA	-12,4	62,8	38	5,20
148	40,8	-110,4	-7,6	14,4	3,82	181	39,2	-107,2	-7,2	14,8	3,82	214	-10	-53,6	5,2	24,4	1,67	247	NA	-12,4	62,8	38	5,20
149	40,8	-110,4	-7,6	14,4	3,82	182	38	-107,2	-7,6	14,8	3,24	215	-10	-53,6	5,2	24,4	1,67	248	NA	-12,4	62,8	38	5,20
150	40,4	-110,4	-7,6	14,8	3,82	183	38	-107,2	-7,6	14,8	3,24	216	-9,2	-53,6	5,2	24,4	1,08	249	NA	-12,4	62,8	38	4,61
151	40,4	-110,4	-7,6	14,8	3,82	184	38,8	-107,2	-6,8	14,4	3,82	217	-9,2	-53,6	5,2	24,4	1,08	250	NA	-12,4	62,8	38	4,61
152	40,4	-109,6	-7,6	14,4	3,24	185	38,8	-107,2	-6,8	14,4	3,82	218	NA	-14	64	37,6	5,79	251	NA	-12,4	62,8	38	4,61
153	40,4	-109,6	-7,6	14,4	3,24	186	38,8	-107,2	-7,6	14,4	3,24	219	NA	-13,2	63,2	37,2	5,20	252	NA	-12,4	62,8	38	4,61
154	40,4	-109,2	-7,6	14,8	3,24	187	38,8	-107,2	-7,6	14,4	3,24	220	NA	-13,2	63,2	37,2	5,20	253	NA	-12,4	62,8	37,6	5,20
155	40,4	-109,2	-7,6	14,8	3,24	188	38,8	-106,4	-7,6	14,4	3,24	221	NA	-13,2	64	37,6	5,20	254	NA	-12,4	62,8	37,6	5,20
156	40	-108,8	-7,6	14,4	3,82	189	38,8	-106,4	-7,6	14,4	3,24	222	NA	-13,2	64	37,6	5,20	255	NA	-12,4	62,8	38	5,20
157	40	-108,8	-7,6	14,4	3,82	190	38	-104	-7,2	14,8	2,75	223	NA	-13,2	63,2	37,6	5,20	256	NA	-12,4	62,8	38	5,20
158	40	-108	-7,6	14,4	3,82	191	38	-104	-7,2	14,8	2,75	224	NA	-13,2	63,2	37,6	5,20	257	NA	-12,4	62,8	38	4,61
159	40	-108	-7,6	14,4	3,82	192	37,2	-94,8	-7,6	16,4	3,24	225	NA	-13,2	63,2	37,2	4,61	258	NA	-12,4	62,8	38	4,61
160	39,2	-108	-7,6	14,8	3,24	193	37,2	-94,8	-7,6	16,4	3,24	226	NA	-13,2	63,2	37,2	4,61	259	NA	-12,4	62,8	38	5,20
161	39,2	-108	-7,6	14,8	3,24	194	30,8	-84,8	-6,8	21,6	3,24	227	NA	-13,2	62,8	37,2	5,20	260	NA	-12,4	62,8	38	5,20
162	39,2	-107,2	-7,6	14,8	3,24	195	30,8	-84,8	-6,8	21,6	3,24	228	NA	-13,2	62,8	37,2	5,20	261	NA	-11,6	61,6	38	5,79
163	39,2	-107,2	-7,6	14,8	3,24	196	82,4	-910	-4,4	25,6	3,82	229	NA	-13,2	62,8	37,6	5,20	262	NA	-11,6	61,6	38	5,79
164	39,2	-107,2	-7,6	14,8	3,82	197	82,4	-910	-4,4	25,6	3,82	230	NA	-13,2	62,8	37,6	5,20	263	NA	-12,4	62,4	38	4,61

APÊNDICE D – REGISTRO DOS SENsoRES DE PRESSÃO

Neste apêndice são apresentados os bancos de dados gerados pelos sensores de pressão em cada seção experimental, para os testes estáticos.

Tabela D: Registro de dados máximos dos sensores de pressão, em regime estático.

DATA	DIAS DECORRIDOS	PRESSÃO DO SOLO SEÇÃO 1 (kPa)	PRESSÃO DO SOLO SEÇÃO 2 (kPa)	PRESSÃO DO SOLO SEÇÃO 3 (kPa)	PRESSÃO DO SOLO SEÇÃO 4 (kPa)
21/3/2007	0	12,26	34,03	17,95	72,86
22/3/2007	1	67,08	46,09	49,92	76,00
23/3/2007	2	72,37	45,80	52,07	91,79
24/3/2007	3	32,36	0,00	2,65	55,11
25/3/2007	4	66,00	35,21	48,54	33,24
26/3/2007	5	65,12	36,09	50,31	95,32
27/3/2007	6	66,39	45,01	37,07	91,20
28/3/2007	7	54,52	46,88	49,52	88,55
29/3/2007	8	66,98	44,13	41,68	70,41
30/3/2007	9	12,85	30,00	30,50	64,82
31/3/2007	10	66,49	48,44	52,56	87,08
1/4/2007	11	68,55	48,74	54,52	100,42
2/4/2007	12	69,04	47,27	40,89	93,36
3/4/2007	13	69,63	45,01	52,47	81,98
4/4/2007	14	69,04	45,21	56,68	87,18
5/4/2007	15	66,78	45,40	51,39	91,89
6/4/2007	16	65,70	44,82	52,47	78,45
7/4/2007	17	62,76	40,01	46,78	91,10
8/4/2007	18	63,25	43,54	50,60	89,24
9/4/2007	19	49,33	44,91	30,99	84,53
10/4/2007	20	61,88	43,74	46,78	90,52
11/4/2007	21	61,39	44,33	46,78	90,22
12/4/2007	22	63,15	39,52	46,68	78,06
13/4/2007	23	62,37	17,26	54,13	52,56
14/4/2007	24	58,35	43,35	52,17	77,96
15/4/2007	25	62,57	40,60	45,99	49,43
16/4/2007	26	55,90	39,42	35,01	58,74
17/4/2007	27	61,59	41,78	50,50	89,24
18/4/2007	28	62,08	39,03	50,21	56,49
19/4/2007	29	62,08	41,58	48,84	73,65
20/4/2007	30	59,82	39,42	44,13	75,90
21/4/2007	31	60,21	42,66	43,84	77,77
22/4/2007	32	60,90	40,01	42,17	70,71
23/4/2007	33	59,82	40,11	47,07	86,30
24/4/2007	34	59,13	35,70	48,74	94,34
25/4/2007	35	55,41	39,52	3,73	75,90
26/4/2007	36	60,80	42,66	50,11	95,12
27/4/2007	37	58,64	31,58	43,25	92,38
28/4/2007	38	59,82	40,11	45,01	81,98
29/4/2007	39	56,58	37,85	43,84	78,06
30/4/2007	40	55,41	34,03	48,25	88,55
1/5/2007	41	57,86	40,99	47,76	84,14

Tabela D: Registro de dados máximos dos sensores de pressão, em regime estático – continuação.

DATA	DIAS DECORRIDOS	PRESSÃO DO SOLO SEÇÃO 1 (kPa)	PRESSÃO DO SOLO SEÇÃO 2 (kPa)	PRESSÃO DO SOLO SEÇÃO 3 (kPa)	PRESSÃO DO SOLO SEÇÃO 4 (kPa)
2/5/2007	42	58,84	41,58	48,35	88,16
3/5/2007	43	57,66	37,56	52,37	88,55
4/5/2007	44	57,07	39,03	42,27	80,81
5/5/2007	45	55,80	38,34	49,82	71,29
6/5/2007	46	55,51	34,62	43,93	69,82
7/5/2007	47	55,70	37,56	48,84	69,82
8/5/2007	48	55,11	34,13	42,95	83,75
9/5/2007	49	56,88	32,17	25,01	85,61
10/5/2007	50	0,00	0,00	0,00	0,00
11/5/2007	51	50,60	30,89	40,80	49,72
12/5/2007	52	52,66	33,15	45,99	81,00
13/5/2007	53	52,66	36,09	45,50	87,77
14/5/2007	54	53,35	34,72	43,93	85,42
15/5/2007	55	53,05	37,17	45,31	81,20
16/5/2007	56	54,33	35,11	46,09	88,75
17/5/2007	57	54,52	36,19	48,64	82,47
18/5/2007	58	54,92	37,07	49,33	88,65
19/5/2007	59	53,94	36,38	46,58	89,44
20/5/2007	60	54,92	37,36	47,17	87,97
21/5/2007	61	35,11	35,70	41,68	43,74
22/5/2007	62	54,33	36,77	46,09	82,18
23/5/2007	63	52,37	35,30	46,68	85,22
24/5/2007	64	51,88	32,17	33,34	85,22
25/5/2007	65	50,70	30,01	40,89	83,45
26/5/2007	66	50,31	28,93	43,84	74,04
27/5/2007	67	49,52	31,09	42,36	73,65
28/5/2007	68	49,43	33,44	43,44	76,59
29/5/2007	69	49,92	29,03	35,60	84,04
30/5/2007	70	50,01	30,30	42,27	82,28
31/5/2007	71	47,95	31,48	39,52	73,55
1/6/2007	72	48,44	29,81	42,95	79,24
2/6/2007	73	48,74	31,77	40,11	79,83
3/6/2007	74	48,84	30,69	40,40	84,04
4/6/2007	75	48,44	28,73	39,62	75,41
5/6/2007	76	47,76	30,20	38,93	78,16
6/6/2007	77	47,66	30,01	42,36	50,80
7/6/2007	78	48,25	30,11	42,95	56,98
8/6/2007	79	48,35	31,38	42,76	85,32
9/6/2007	80	49,52	31,28	43,64	81,98
10/6/2007	81	50,99	34,03	45,01	71,59
11/6/2007	82	51,09	31,97	45,11	78,16
12/6/2007	83	50,99	29,62	43,44	81,59
13/6/2007	84	51,19	33,54	42,36	70,51

APÊNDICE E – REGISTRO DE DADOS AMBIENTAIS

Neste apêndice são apresentados os registros de dados ambientais. Nas Tabelas E.1 e E.2 encontram-se os dados de temperatura e teor de umidade no interior do pavimento.

Na Tabela E.3 encontram-se os dados pluviométricos da seção experimental.

Tabela E.1: Registro de dados ambientais máximos (seções 1 e 2).

DATA	DIAS DECORRIDOS	TEMPERATURA DO SOLO SEÇÃO 1 (º C)	UMIDADE DO SOLO SEÇÃO 1(%)	TEMPERATURA DO SOLO SEÇÃO 2 (º C)	UMIDADE DO SOLO SEÇÃO 2 (%)
21/3/2007	0	36,06	13,1	29,76	15,5
22/3/2007	1	37,76	16,2	33,22	15,6
23/3/2007	2	35,36	16,1	29,12	17,5
24/3/2007	3	34,96	15,6	29,05	15,6
25/3/2007	4	34,61	16,9	28,38	16,3
26/3/2007	5	33,26	15,3	27,73	17
27/3/2007	6	34,23	17,3	27,03	17,4
28/3/2007	7	34,62	16,9	28,04	17,7
29/3/2007	8	33,91	17,4	27,71	17,7
30/3/2007	9	32,91	16,7	27,69	15,6
31/3/2007	10	34,27	17,3	27,69	17,9
1/4/2007	11	33,26	17,3	28,08	18,1
2/4/2007	12	33,96	17,3	27,34	18,4
3/4/2007	13	33,26	17,1	27,33	18,3
4/4/2007	14	32,22	17,9	26,65	18,6
5/4/2007	15	31,87	17,2	26,33	18,4
6/4/2007	16	31,87	17,4	25,98	18,7
7/4/2007	17	31,82	17,1	25,28	18,8
8/4/2007	18	32,52	17,2	28,38	18,8
9/4/2007	19	31,17	18,3	25,28	19
10/4/2007	20	30,12	17,8	24,94	19
11/4/2007	21	30,82	17,6	25,28	19,6
12/4/2007	22	30,82	18,6	24,94	19,3
13/4/2007	23	31,86	18,2	24,93	18
14/4/2007	24	30,44	17,8	24,59	19,2
15/4/2007	25	30,47	17,1	24,93	19,1
16/4/2007	26	30,47	16,1	25,28	18,7
17/4/2007	27	35,03	17,2	24,24	18,5
18/4/2007	28	30,12	17,2	24,25	19
19/4/2007	29	30,12	18,1	23,89	19,3
20/4/2007	30	29,07	17,3	23,89	19,2
21/4/2007	31	30,82	17,5	23,89	19,6
22/4/2007	32	30,47	17,1	23,89	19,7
23/4/2007	33	29,07	18,2	23,54	19,1
24/4/2007	34	30,12	18,5	23,54	18,9
25/4/2007	35	29,07	18,5	23,89	19,7
26/4/2007	36	31,86	18,2	24,24	20,3
27/4/2007	37	29,42	18,1	24,24	19,7
28/4/2007	38	28,76	18,8	23,94	20
29/4/2007	39	27,67	17,9	22,49	19,6
30/4/2007	40	27,34	18,8	22,51	20,1
1/5/2007	41	29,39	18,8	23,19	20,1

Tabela E.1: Registro de dados ambientais máximos (seções 1 e 2) – continuação.

DATA	DIAS DECORRIDOS	TEMPERATURA DO SOLO SEÇÃO 1 (º C)	UMIDADE DO SOLO SEÇÃO 1(%)	TEMPERATURA DO SOLO SEÇÃO 2 (º C)	UMIDADE DO SOLO SEÇÃO 2 (%)
2/5/2007	42	29,84	18,1	23,19	20,4
3/5/2007	43	28,72	18,3	22,93	20,4
4/5/2007	44	28,04	18,7	22,84	20,3
5/5/2007	45	28,37	19	22,49	20
6/5/2007	46	27,74	17,9	22,51	20,2
7/5/2007	47	30,47	17,9	22,49	19,6
8/5/2007	48	28,33	17,8	22,79	19,5
9/5/2007	49	29,07	19,2	22,84	20
10/5/2007	50	26,72	17,3	22,59	16,9
11/5/2007	51	26,7	18,7	20,84	19,8
12/5/2007	52	26,97	17,3	20,84	19,2
13/5/2007	53	26,67	18,2	21,44	20
14/5/2007	54	26,36	18,9	21,5	20
15/5/2007	55	28,02	17,6	22,14	19,5
16/5/2007	56	27,33	18,8	21,79	20,2
17/5/2007	57	28,34	18,5	21,82	20,3
18/5/2007	58	27,33	19	22,14	20,4
19/5/2007	59	27,97	18,7	22,11	19,6
20/5/2007	60	27,67	18,8	22,14	19,8
21/5/2007	61	27,33	18,9	21,79	20,3
22/5/2007	62	30,5	18,9	22,49	20,3
23/5/2007	63	27,3	18,6	22,44	20,3
24/5/2007	64	26,62	19,3	21,09	20,2
25/5/2007	65	25,67	19,1	20,4	20
26/5/2007	66	24,62	18,5	19,79	20,7
27/5/2007	67	25,32	18,5	20,05	20,6
28/5/2007	68	25,28	19,3	20,4	20,3
29/5/2007	69	25,57	19,3	20,4	19,8
30/5/2007	70	25,29	18,9	19,79	20,3
31/5/2007	71	25,32	19,2	19,44	21
1/6/2007	72	24,97	19,4	19,44	21
2/6/2007	73	25,92	19,8	20,05	20,7
3/6/2007	74	25,57	19,4	20,05	20,9
4/6/2007	75	24,97	19,4	19,79	21
5/6/2007	76	25,24	19,8	19,4	20,9
6/6/2007	77	25,23	20,1	19,7	20,6
7/6/2007	78	25,57	20,2	20,05	20,8
8/6/2007	79	25,28	19,8	19,77	20,8
9/6/2007	80	26,6	19,7	20,4	21
10/6/2007	81	26,97	19,8	20,75	20,8
11/6/2007	82	26	19,9	21,06	20,6
12/6/2007	83	26,97	19,8	20,7	20,6
13/6/2007	84	26,72	20	20,48	20,6

Tabela E.2: Registro de dados ambientais máximos (seções 3 e 4).

DATA	DIAS DECORRIDOS	TEMPERATURA DO SOLO SEÇÃO 3 (º C)	UMIDADE DO SOLO SEÇÃO 3(%)	TEMPERATURA DO SOLO SEÇÃO 4 (º C)	UMIDADE DO SOLO SEÇÃO 4 (%)
21/3/2007	0	25,99	15,8	32,38	14,3
22/3/2007	1	25,98	17,3	32,68	13,3
23/3/2007	2	25,7	17,6	32,03	13,5
24/3/2007	3	25,96	17,3	32,68	10,9
25/3/2007	4	25	17,8	33,08	12,2
26/3/2007	5	24,65	17,8	32,69	11,6
27/3/2007	6	24,65	17,8	31,68	12,7
28/3/2007	7	25,31	18,3	32,33	12,9
29/3/2007	8	25,29	18,8	32,33	12,1
30/3/2007	9	25	18,1	32,03	11,8
31/3/2007	10	24,92	18,5	32,34	13,2
1/4/2007	11	25,32	18,8	32,03	13
2/4/2007	12	25,34	18,9	31,69	13
3/4/2007	13	25	19	32,33	12,6
4/4/2007	14	24,65	19,1	31,34	12,1
5/4/2007	15	24,3	19	35,12	11,3
6/4/2007	16	23,95	19,3	31,68	13,1
7/4/2007	17	23,57	19,5	31,68	13
8/4/2007	18	23,57	19,7	33,39	13,1
9/4/2007	19	23,6	18,9	35,52	13,3
10/4/2007	20	22,87	19,6	32,03	13
11/4/2007	21	23,22	19,8	30,29	13,5
12/4/2007	22	23,25	19,8	30,99	13,5
13/4/2007	23	23,25	19,9	30,64	14,8
14/4/2007	24	22,9	19,8	30,29	13,6
15/4/2007	25	22,9	19,6	30,29	14,3
16/4/2007	26	22,56	18,8	29,59	12,5
17/4/2007	27	22,24	19,4	30,61	14,1
18/4/2007	28	22,21	19,8	29,59	14,2
19/4/2007	29	22,21	19,9	29,59	14
20/4/2007	30	22,21	19,6	29,24	14,7
21/4/2007	31	22,21	19,8	30,29	14,3
22/4/2007	32	22,21	19,8	29,94	14,1
23/4/2007	33	21,86	20,3	29,59	14,1
24/4/2007	34	21,86	20,3	29,59	15,6
25/4/2007	35	22,21	19,8	29,24	15,6
26/4/2007	36	22,18	20,4	29,24	15,6
27/4/2007	37	22,21	20,5	31,93	14,6
28/4/2007	38	22,24	20,5	29,31	14,6
29/4/2007	39	20,81	20,3	28,55	16,4
30/4/2007	40	20,81	20,8	28,21	17
1/5/2007	41	21,54	20,6	28,57	17,4

Tabela E.2: Registro de dados ambientais máximos (seções 3 e 4) – continuação.

DATA	DIAS DECORRIDOS	TEMPERATURA DO SOLO SEÇÃO 3 (º C)	UMIDADE DO SOLO SEÇÃO 3(%)	TEMPERATURA DO SOLO SEÇÃO 4 (º C)	UMIDADE DO SOLO SEÇÃO 4 (%)
2/5/2007	42	21,6	20,9	28,64	18
3/5/2007	43	21,25	20,9	28,55	17,6
4/5/2007	44	21,19	20,6	28,57	16,7
5/5/2007	45	20,81	21,1	27,85	16,1
6/5/2007	46	20,55	20,9	28,2	17,7
7/5/2007	47	20,48	20,9	27,86	17
8/5/2007	48	21,11	20,8	28,85	16,3
9/5/2007	49	21,51	20,2	28,2	16,7
10/5/2007	50	19,86	19,9	26,9	14,2
11/5/2007	51	18,81	20,6	26,21	15,4
12/5/2007	52	19,42	20,8	26,2	14,1
13/5/2007	53	20,11	20,8	27,15	16,1
14/5/2007	54	19,5	20,8	27,13	15,9
15/5/2007	55	20,46	21,1	27,5	17
16/5/2007	56	20,46	21	27,83	16,2
17/5/2007	57	20,81	21,2	27,5	16,1
18/5/2007	58	20,81	21,1	28,15	16,4
19/5/2007	59	20,46	21	27,5	17,1
20/5/2007	60	20,46	21	27,5	17,4
21/5/2007	61	20,11	21,1	27,85	17,3
22/5/2007	62	20,15	21,4	27,83	16,3
23/5/2007	63	19,77	21,3	27,5	17,3
24/5/2007	64	19,42	20,9	27,15	14,8
25/5/2007	65	18,72	21,4	26,46	15,7
26/5/2007	66	18,05	21,4	25,51	15,9
27/5/2007	67	18,11	21,4	25,76	14,5
28/5/2007	68	18,08	21,5	26,08	15,9
29/5/2007	69	18,72	21,2	26,46	17,1
30/5/2007	70	18,72	21,3	26,11	17,2
31/5/2007	71	18,11	21,4	25,76	17,6
1/6/2007	72	17,77	21,8	25,45	16,6
2/6/2007	73	18,09	21,5	25,49	16,4
3/6/2007	74	18,37	21,2	25,76	17,4
4/6/2007	75	18,12	21,2	25,5	16,8
5/6/2007	76	17,72	21,6	25,11	17
6/6/2007	77	17,76	21,7	25,73	15,6
7/6/2007	78	18,34	21,6	25,41	16,4
8/6/2007	79	18,38	21,6	26,41	15,9
9/6/2007	80	19,07	21,6	26,12	14,8
10/6/2007	81	19,08	21,7	26,18	14,9
11/6/2007	82	18,8	21,5	26,52	15,1
12/6/2007	83	19,02	21,6	26,79	14,3
13/6/2007	84	18,8	21,5	26,2	15,4

Tabela E.3: Registro de dados pluviométricos do trecho experimental.

DATA	DIAS DECORRIDOS	DADOS PLUVIOMETRICOS (mm)	DATA	DIAS DECORRIDOS	DADOS PLUVIOMETRICOS (mm)
21/3/2007	0	2,4	2/5/2007	42	0
22/3/2007	1	2,4	3/5/2007	43	0
23/3/2007	2	10,8	4/5/2007	44	0
24/3/2007	3	15,6	5/5/2007	45	0
25/3/2007	4	0,4	6/5/2007	46	0
26/3/2007	5	8,4	7/5/2007	47	0
27/3/2007	6	0	8/5/2007	48	0
28/3/2007	7	0	9/5/2007	49	0,8
29/3/2007	8	0,8	10/5/2007	50	0,8
30/3/2007	9	0,8	11/5/2007	51	0
31/3/2007	10	0	12/5/2007	52	0
1/4/2007	11	0	13/5/2007	53	0
2/4/2007	12	0	14/5/2007	54	0
3/4/2007	13	0	15/5/2007	55	0
4/4/2007	14	0	16/5/2007	56	0,4
5/4/2007	15	0,4	17/5/2007	57	0
6/4/2007	16	0,4	18/5/2007	58	0,4
7/4/2007	17	6,4	19/5/2007	59	0
8/4/2007	18	12	20/5/2007	60	0
9/4/2007	19	24,4	21/5/2007	61	0,4
10/4/2007	20	0,8	22/5/2007	62	0
11/4/2007	21	0	23/5/2007	63	18
12/4/2007	22	0	24/5/2007	64	0,4
13/4/2007	23	1,6	25/5/2007	65	0
14/4/2007	24	0,4	26/5/2007	66	0
15/4/2007	25	0	27/5/2007	67	22
16/4/2007	26	29,2	28/5/2007	68	0
17/4/2007	27	0	29/5/2007	69	0
18/4/2007	28	33,6	30/5/2007	70	0
19/4/2007	29	0	31/5/2007	71	0
20/4/2007	30	0	1/6/2007	72	0,8
21/4/2007	31	1,2	2/6/2007	73	0,8
22/4/2007	32	25,6	3/6/2007	74	2,8
23/4/2007	33	34	4/6/2007	75	0,4
24/4/2007	34	0	5/6/2007	76	0,8
25/4/2007	35	0	6/6/2007	77	0,4
26/4/2007	36	0	7/6/2007	78	0
27/4/2007	37	58,4	8/6/2007	79	0
28/4/2007	38	24,4	9/6/2007	80	0
29/4/2007	39	4,8	10/6/2007	81	0
30/4/2007	40	5,2	11/6/2007	82	0
1/5/2007	41	0	12/6/2007	83	0

APÊNDICE F – MÓDULO DE RESILIÊNCIA

No apêndice F são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais de carregamento repetido para os materiais estudados. Os valores estão representados nas Tabelas F.1 a F.5.

Tabela F.1: Ensaios de módulo de resiliência da areia laterítica – AL.

σ_3 Nominal Máxima (kPa)	σ_3 Média (kPa)	σ_d Nominal Máxima (kPa)	σ_d Média (kPa)	$S_d - \sigma_d$ (kPa)	θ Médio (kPa)	ε_R Média (%)	$S_d - \varepsilon_R$ (%)	MR Médio (kPa)	$S_d - MR$ (kPa)
35	35,13	35	34,48	0,1446	103,58	0,05	0,00	64871	1650,90
35	35,40	70	69,08	0,0949	207,33	0,08	0,00	76368	602,60
35	35,58	105	104,70	0,1334	314,23	0,11	0,00	87632	896,16
52,5	53,06	52	50,30	0,1213	151,02	0,06	0,00	72108	1616,70
52,5	53,16	105	104,80	0,4773	314,88	0,10	0,00	90181	381,75
52,5	53,22	157,5	157,30	0,0998	472,00	0,14	0,00	100410	1477,50
70	70,44	70	68,54	0,1189	205,74	0,08	0,00	78728	881,03
70	70,42	140	139,80	0,1261	419,53	0,13	0,00	98144	253,87
70	70,47	210	209,90	0,1473	629,85	0,16	0,00	116590	698,80
105	105,50	105	104,40	0,3866	313,59	0,10	0,00	91295	1121,60
105	105,50	210	209,70	0,6151	629,72	0,16	0,00	116520	1214,40
105	105,40	315	313,20	0,3689	939,97	0,20	0,00	138920	363,85
140	139,70	140	139,90	0,2091	419,91	0,12	0,00	100980	291,19
140	139,90	280	279,30	0,4167	838,32	0,18	0,00	137180	1091,40
140	139,60	420	416,70	0,2023	1250,30	0,22	0,00	172920	1247,90

Tabela F.2: Ensaios de módulo de resiliência da canga laterita – CL.

σ_3 Nominal Máxima (kPa)	σ_3 Média (kPa)	σ_d Nominal Máxima (kPa)	σ_d Média (kPa)	$S_d - \sigma_d$ (kPa)	θ Médio (kPa)	ε_R Média (%)	$S_d - \varepsilon_R$ (%)	MR Médio (kPa)	$S_d - MR$ (kPa)
35	35,13	35	34,48	0,1446	103,58	0,05	0,00	64871	1650,90
35	35,40	70	69,08	0,0949	207,33	0,08	0,00	76368	602,60
35	35,58	105	104,70	0,1334	314,23	0,11	0,00	87632	896,16
52,5	53,06	52	50,30	0,1213	151,02	0,06	0,00	72108	1616,70
52,5	53,16	105	104,80	0,4773	314,88	0,10	0,00	90181	381,75
52,5	53,22	157,5	157,30	0,0998	472,00	0,14	0,00	100410	1477,50
70	70,44	70	68,54	0,1189	205,74	0,08	0,00	78728	881,03
70	70,42	140	139,80	0,1261	419,53	0,13	0,00	98144	253,87
70	70,47	210	209,90	0,1473	629,85	0,16	0,00	116590	698,80
105	105,50	105	104,40	0,3866	313,59	0,10	0,00	91295	1121,60
105	105,50	210	209,70	0,6151	629,72	0,16	0,00	116520	1214,40
105	105,40	315	313,20	0,3689	939,97	0,20	0,00	138920	363,85
140	139,70	140	139,90	0,2091	419,91	0,12	0,00	100980	291,19
140	139,90	280	279,30	0,4167	838,32	0,18	0,00	137180	1091,40
140	139,60	420	416,70	0,2023	1250,30	0,22	0,00	172920	1247,90

Tabela F.3: Ensaios de módulo de resiliência do itabirito pobre amarelo – IPA.

σ_3 Nominal Máxima (kPa)	σ_3 Média (kPa)	σ_d Nominal Máxima (kPa)	σ_d Média (kPa)	$S_d - \sigma_d$ (kPa)	θ Médio (kPa)	ε_R Média (%)	$S_d - \varepsilon_R$ (%)	M_R Médio (kPa)	$S_d - M_R$ (kPa)
35	35,49	35	34,68	0,2458	104,29	0,08	0,00	38707	723,81
35	35,64	70	67,32	0,3165	202,28	0,12	0,00	49489	637,78
35	35,73	105	103,10	0,8657	310,17	0,15	0,00	61569	294,74
52,5	53,39	52	50,20	0,2428	150,84	0,09	0,00	47635	545,90
52,5	53,27	105	102,80	0,3140	308,71	0,14	0,00	63535	562,07
52,5	53,28	157,5	156,70	0,1124	470,21	0,17	0,00	83686	397,53
70	70,53	70	67,58	0,5425	203,28	0,11	0,00	55989	660,16
70	70,59	140	138,70	0,3829	416,48	0,16	0,00	76761	394,61

Tabela F.4: Ensaios de módulo de resiliência da canga contaminada com minério – CCM.

σ_3 Nominal Máxima (kPa)	σ_3 Média (kPa)	σ_d Nominal Máxima (kPa)	σ_d Média (kPa)	$S_d - \sigma_d$ (kPa)	θ Médio (kPa)	ε_R Média (%)	$S_d - \varepsilon_R$ (%)	M_R Médio (kPa)	$S_d - M_R$ (kPa)
35	35,06	35	34,70	0,1305	104,23	0,10	0,00	29464	348,66
35	35,17	70	67,54	0,4981	203,12	0,16	0,00	38001	252,86
35	35,28	105	101,00	0,5024	303,50	0,16	0,00	55494	541,02
52,5	52,65	52	51,17	0,2537	153,76	0,12	0,00	39085	523,02
52,5	52,77	105	101,20	0,1241	303,72	0,15	0,00	58840	664,85

Tabela F.5: Ensaios de módulo de resiliência do itabirito cinza – IC.

σ_3 Nominal Máxima (kPa)	σ_3 Média (kPa)	σ_d Nominal Máxima (kPa)	σ_d Média (kPa)	$S_d - \sigma_d$ (kPa)	θ Médio (kPa)	ε_R Média (%)	$S_d - \varepsilon_R$ (%)	M_R Médio (kPa)	$S_d - M_R$ (kPa)
41,37	41,83	13,79	13,76	0,1005	139,25	0,03	0,00	30768	944,56
41,37	42,28	27,58	27,36	0,2296	154,20	0,06	0,00	38438	481,14
41,37	42,22	41,37	40,73	0,2446	167,39	0,08	0,00	41739	762,77
41,37	42,13	55,16	54,93	0,1139	181,32	0,10	0,00	45390	678,05