

**ESTUDO DO DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS
A PARTIR DE INSTRUMENTAÇÃO E ENSAIOS
ACELERADOS**

Fernando José Pugliero Gonçalves

Porto Alegre
Dezembro 2002

FERNANDO JOSÉ PUGLIERO GONÇALVES

**ESTUDO DO DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS
A PARTIR DE INSTRUMENTAÇÃO E ENSAIOS
ACELERADOS**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 11 de dezembro de 2002

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)
D.Sc. pela COPPE
orientador

Prof. Régis Martins Rodrigues (ITA)
D.Sc. pela COPPE
co-orientador

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof.a Liedi Légi Bariani Bernucci (EPUSP)
Dra. pela EPUSP

Prof. Glicério Trichês (UFSC)
Dr. pelo ITA

Prof. Antônio Fortunato Marcon (UFSC)
Dr. pelo ITA

Prof. Washington Perez Nuñez (UFRGS)
Dr. pela UFRGS

GONÇALVES, FERNANDO PUGLIERO

Estudo experimental do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados: PPGEC/UFRGS, 2002.

n p. 467

Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; Doutor. Orientador: Jorge Augusto Pereira Ceratti.

1. Pavimentos I. PPGEC/UFRGS

CCAA2

Dedico este trabalho a meus pais Marlene e Sílvia.

AGRADECIMENTOS

No desenvolvimento deste trabalho participaram, de diversas formas, pessoas, empresas e instituições. Agradeço a todos que de alguma maneira contribuíram para o estado atual de evolução das pesquisas propostas. De modo especial registro as seguintes participações:

- Prof. Ceratti, orientador deste trabalho, pela responsabilidade, participação e competência com que coordenou as atividades realizadas.
- Prof. Régis, co-orientador deste trabalho, pela participação na elaboração da proposta de estudo e na interpretação dos resultados obtidos no campo.
- Prof. Bica pela sua participação no projeto e construção da câmara de calibração e pelo apoio nas atividades de coleta e interpretação dos dados obtidos nesta pesquisa.
- Prof. Brito pela disponibilidade e pelas informações acerca da instrumentação no campo.
- Dionísio pela sua criatividade, responsabilidade e pelo desenvolvimento do sistema de aquisição de dados concebido neste trabalho. Participou da calibração dos sensores em laboratório e da instrumentação dos pavimentos no campo.
- Rodrigo pela sua capacidade de trabalho e pela responsabilidade na investigação do comportamento das pistas experimentais. Foi responsável pelas medições periódicas das deflexões, pelo monitoramento das trincas, pelos levantamentos de irregularidade e pelas medidas de temperatura. Auxiliou-me, também, nas calibrações do simulador de tráfego e na interpretação dos resultados observados no campo.
- Engenheiros Oliveira e Somacal, pela atenção dispensada a pesquisa realizada. Também, de modo especial, agradeço a participação do Cledir.
- Ivan pelo auxílio e dedicação nos ensaios realizados na câmara de calibração.
- Os técnicos da Área de Testes Ivo, Croaci e Vinícius, pela participação na avaliação das pistas experimentais.

- Prof^a. Liedi por ter permitido e auxiliado na realização dos ensaios de ATR com o simulador de tráfego da EPUSP.
- Edson pela disposição e apoio na realização dos ensaios de ATR na EPUSP.
- Mantáras pelos diálogos e pelo auxílio nas análises numéricas com o ANSYS.
- Os colegas e professores do PPGEC pelo convívio no período.
- Prof^a. Wai pela consideração dispensada nos momentos em que compartilhamos o mesmo espaço de trabalho.
- Prof. Washington pelo trabalho realizado no sentido da aquisição de instrumentos utilizados nesta pesquisa.
- Ipiranga Asfaltos. Em especial, ao Eng. Marcelo Almeida, responsável pela execução do revestimento das pistas experimentais.
- Eng. Paulo Francisco pela participação nas atividades de construção das pistas experimentais.
- CONCEPA pelo apoio na execução das pistas experimentais.
- CIFALI pela participação na execução das pistas experimentais.
- STE pelos levantamentos deflectométricos realizados com o FWD.
- OBER pela cessão do geotêxtil para drenagem das pistas experimentais.
- AREOP pelos recursos financeiros destinados a manutenção da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos UFRGS-DAER.
- Cnpq pela bolsa de estudos que possibilitou a minha dedicação aos estudos.
- Minha esposa Cristina pelo apoio durante o desenvolvimento deste trabalho. Principalmente por ter sido em muitos momentos mãe e pai da Luiza.

RESUMO

GONÇALVES, F.P. Estudo do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados. 2002. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Neste trabalho, são apresentados os resultados obtidos em estudos realizados com o propósito de compreender e quantificar o desempenho de estruturas de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico submetidas a ensaios acelerados em escala real com um simulador linear de tráfego. Para tornar possível o monitoramento evolutivo da degradação oferecida por pavimentos flexíveis ao longo do tempo, em termos dos mecanismos principais que condicionam a vida de serviço deste tipo de estrutura, foram construídas e instrumentadas seis seções experimentais, das quais duas foram submetidas aos esforços das cargas do tráfego durante o desenvolvimento deste trabalho. O monitoramento das condições funcional e estrutural das pistas experimentais permitiu o estabelecimento de modelos de regressão que reproduzem o desempenho dos pavimentos em termos da evolução do trincamento do revestimento asfáltico, ocorrência de afundamentos em trilha de roda e evolução das tensões verticais no subleito. Os pavimentos foram instrumentados com medidores de tensões e deformações instalados em diferentes pontos no seu interior. Analisam-se processos para cálculo de tensões e deformações em estruturas de pavimentos flexíveis com base na interpretação da instrumentação instalada nas pistas experimentais. Foram investigados aspectos relativos à previsão do desempenho estrutural das seções avaliadas, visando trazer subsídios para a estruturação de modelos de previsão de desempenho. Foi confirmada uma tendência logarítmica de crescimento dos afundamentos em trilha de roda com o tráfego acumulado. Conclui-se pela necessidade da identificação de fatores de correção para determinação de tensões através de células de tensão total em solos. Os resultados das avaliações realizadas revelam que os módulos de elasticidade retroanalisados do FWD e da viga eletrônica se mostraram adequados à interpretação do desempenho estrutural dos pavimentos experimentais. Em contrapartida, os módulos de elasticidade derivados de ensaios laboratoriais, realizados em diferentes épocas, não refletiram as condições apresentadas pelos pavimentos no campo.

Palavras-chave: desempenho de pavimentos, instrumentação, ensaios acelerados.

ABSTRACT

GONÇALVES, F.P. Study of the performance of flexible pavement based on instrumentation and accelerated tests. 2002. Thesis (Ph.D. in Civil Engineering) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The objective of this study is to present the results of a research about the performance of flexible asphalt concrete pavements submitted to accelerated tests in full-scale conditions using a linear traffic simulator. Six experimental sections were prepared and instrumented for monitoring the progressive degradation produced in flexible asphalt concrete pavements, taking into consideration the main mechanisms that determine the service life of this kind of pavement. Two of the sections were exposed to traffic load. The monitoring of functional and structural conditions of the experimental lanes provided the definition of regression models that reproduce the pavement performance regarding the evolution of surface cracking of the asphalt mixes, occurrence of rutting and evolution of the vertical stress of the subsurface. The pavement was instrumented by means of stress and strain measurement equipment installed in different points. Processes for establishing the stress and strain in flexible pavement were analyzed according to the reading of the instruments installed in the experimental lanes. Some aspects related to the prediction of the sections structural performance were investigated with the aim of providing resources for the development of performance prediction models. A logarithmic increase trend of the rutting due to accumulated traffic was confirmed. Therefore, it is necessary to identify corrective factors for determining the stress through total pressure cells in the soil. The results of these evaluations revealed that backcalculation elasticity modulus of the FWD and the electronic deflectometer are appropriate to the interpretation of the structural performance of experimental pavements. On the other hand, the elasticity modulus provided by laboratory tests, performed at different moments, did not present the same conditions observed in the field investigations.

Key words: pavement performance, instrumentation, accelerated tests.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVA	1
1.2 OBJETIVO PRINCIPAL	4
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE	7
2 EMBASAMENTO TEÓRICO	10
2.1 ESTUDOS EM PISTAS EXPERIMENTAIS DE PAVIMENTOS.....	10
2.2 ENSAIOS ACELERADOS DE PAVIMENTOS.....	12
2.2.1 Estudos envolvendo ensaios acelerados e o desempenho de pavimentos.....	13
3 A CONSTRUÇÃO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS	60
3.1 PLANEJAMENTO DO EXPERIMENTO	60
3.2 ESTUDO DOS MATERIAIS.....	64
3.2.1 Caracterização das misturas asfálticas.....	66
3.2.2 Configuração geométrica	75
3.2.3 Caracterização da brita graduada e do solo argiloso.....	76
3.2.4 Densidade aparente das misturas asfálticas <i>in situ</i>	80
3.2.5 Módulo de resiliência e resistência à tração das misturas asfálticas....	83

3.2.6 Ensaio de fadiga.....	86
3.2.7 Ensaio de ATR com o simulador de tráfego LCPC/EPUSP.....	87
3.2.8 Caracterização dos ligantes recuperados.....	96
3.3 SISTEMA DE DRENAGEM DAS PISTAS EXPERIMENTAIS.....	100
4 CALIBRAÇÃO E INSTALAÇÃO DOS INSTRUMENTOS.....	101
4.1 INSTRUMENTAÇÃO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS.....	102
4.2 SELEÇÃO DOS INSTRUMENTOS.....	108
4.2.1 Identificação dos locais de instalação.....	111
4.3 Calibração dos sensores em laboratório.....	115
4.3.1 Células de tensão total.....	115
4.3.2 Extensômetros de resistência elétrica.....	145
4.3.3 Efeito da temperatura nas células de tensão total.....	145
4.4 INSTALAÇÃO DOS SENSORES NAS PISTAS EXPERIMENTAIS.....	146
4.4.1 Montagem e instalação dos sensores.....	146
4.4.2 Cabos e conexões.....	159
4.4.3 Instrumentação do solo argiloso de subleito.....	161
4.4.4 Instrumentação das camadas granulares.....	164
4.5 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS.....	168
4.5.1 Configuração do sistema de aquisição de dados.....	168
4.5.2 Softwares utilizados para aquisição e tratamento de dados.....	170
4.5.3 Fonte de alimentação.....	172

4.5.4 Tratamento de dados.....	172
5 LEITURAS DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES SOB CARGAS	177
5.1 O SIMULADOR DE TRÁFEGO UFRGS-DAER.....	177
5.1.1 Carregamento aplicado.....	180
5.1.2 Deslocamento do trem de cargas.....	182
5.2 HISTÓRICO DE CARREGAMENTO.....	183
5.2.1 Distribuição transversal das cargas.....	184
5.3 CÁLCULO DAS TENSÕES NO INTERIOR DAS CAMADAS DOS PAVIMENTOS	186
5.4 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS.....	188
5.5 TENSÕES VERTICAIS SOB CARREGAMENTO ESTÁTICO.....	190
5.6 TENSÕES VERTICAIS SOB CARREGAMENTO DINÂMICO.....	200
5.7 TENSÕES HORIZONTAIS SOB CARREGAMENTO DINÂMICO ..	208
5.8 DEFORMAÇÕES VERTICAIS NO SUBLEITO SOB CARREGAMENTO ESTÁTICO	209
5.9 DEFORMAÇÕES VERTICAIS NO SUBLEITO SOB CARREGAMENTO DINÂMICO	214
5.10 MEDIDAS DE DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS NAS CAMADAS ASFÁLTICAS	218
5.10.1 Leituras de deformações horizontais na pista com geotêxtil	218
5.10.2 Leituras de deformações horizontais nas pistas 1 e 4	227
5.11 EFEITO DA PRESSÃO DE INFLAÇÃO DOS PNEUS	231

5.12 MEDIDAS DE TENSÕES DURANTE A COMPACTAÇÃO DAS CAMADAS GRANULARES.....	234
5.12.1 Tensões em camadas granulares.....	234
5.12.2 Leituras das células após a passagem do rolo compactador.....	236
6 RESULTADOS SOB CARGAS REPETIDAS	245
6.1 Levantamentos deflectométricos.....	246
6.1.1 Controle das deflexões durante a execução dos pavimentos.....	248
6.1.2 Levantamentos deflectométricos com o FWD.....	249
6.1.3 Efeito do nível de carga nas deflexões medidas com o FWD.....	251
6.1.4 Determinação dos módulos de elasticidade das camadas.....	252
6.1.5 Monitoramento das deflexões durante o período de ensaios.....	255
6.1.6 Efeito do nível de carga nas deflexões medidas com a viga Benkelman.....	260
6.2 MONITORAMENTO DA EVOLUÇÃO DE AFUNDAMENTOS EM TRILHA DE RODA.....	263
6.2.1 Evolução de ATR na pista 1.....	269
6.2.2 Evolução de ATR na pista 4.....	270
6.2.3 Abertura de trincheiras nas pistas experimentais.....	272
6.3 O TRINCAMENTO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS.....	277
6.3.1 Evolução do trincamento na pista 1 (SBS).....	281
6.3.2 Evolução do trincamento na pista 4 (CAP-20).....	285

6.4 PARÂMETROS AMBIENTAIS.....	292
7 ANÁLISE DO DESEMPENHO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS ..	299
7.1 SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	299
7.1.1 Definição do carregamento.....	302
7.1.2 Cálculo de tensões e deformações.....	300
7.1.3 Análise dos afundamentos em trilha de roda.....	308
7.1.4 Análise do trincamento.....	315
7.1.5 Análise das tensões verticais medidas.....	318
7.1.6 Efeito da magnitude do carregamento nas tensões verticais.....	325
8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	331
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	338
ANEXOS.....	357
ANEXO 1 Fotografias	
ANEXO 2 Calibração das células de tensão total	
ANEXO 3 Leituras de tensões e deformações sob cargas	
ANEXO 4 Levantamentos deflectométricos (FWD e Viga Benkelman)	
ANEXO 5 Irregularidade transversal das pistas experimentais	

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Heavy Vehicle Simulator.....	30
Figura 2.2: Seção típica de um pavimento flexível em concreto asfáltico....	47
Figura 3.1: Planejamento da pesquisa.....	63
Figura 3.2: Localização das seções experimentais.....	65
Figura 3.3: Composição granulométrica das misturas asfálticas.....	67
Figura 3.4: Densidade <i>versus</i> teor de asfalto.....	71
Figura 3.5: Teor de vazios <i>versus</i> teor de asfalto.....	71
Figura 3.6: Vazios no agregado mineral <i>versus</i> teor de asfalto.....	72
Figura 3.7: Fluência <i>versus</i> teor de asfalto.....	72
Figura 3.8: Relação betume-vazios <i>versus</i> teor de asfalto.....	73
Figura 3.9: Estabilidade Marshall <i>versus</i> teor de asfalto.....	73
Figura 3.10: Módulo de resiliência <i>versus</i> teor de asfalto.....	74
Figura 3.11: Resistência à tração <i>versus</i> teor de asfalto.....	74
Figura 3.12: Módulo de resiliência <i>versus</i> resistência à tração.....	75
Figura 3.13: Módulo de resiliência da brita graduada.....	79

Figura 3.14: Distribuição granulométrica do solo argiloso e da brita graduada.....	79
Figura 3.15: Espessura da camada asfáltica versus densidade aparente.....	81
Figura 3.16: Densidade aparente determinada em corpos de prova extraídos no campo versus valores estimados.....	83
Figura 3.17: Efeito da temperatura no módulo de resiliência (CAP-20).....	85
Figura 3.18: Efeito da temperatura no módulo de resiliência (SBS).....	85
Figura 3.19: Leis de fadiga à tensão controlada em compressão diametral..	87
Figura 3.20: ATR em estrutura de pavimento flexível submetido a tráfego pesado.....	89
Figura 3.21: Simulador de tráfego tipo LCPC do LTP da EPUSP.....	91
Figura 3.22: Corpos de prova extraídos das seções experimentais para ensaios de ATR.....	91
Figura 3.23: Evolução de ATR nas placas extraídas das pistas experimentais.....	92
Figura 3.24: Placas moldadas em laboratório para ensaios de afundamentos em trilha de roda.....	94
Figura 3.25: ATR em placas moldadas em laboratório (espessura = 5 cm)..	95
Figura 3.26: ATR em placas moldadas em laboratório (espessura = 10 cm)	95
Figura 3.27: Sistema de drenagem das seções experimentais.....	100

Figura 4.1: Zona de tração crítica em um pavimento flexível com revestimento em concreto asfáltico.....	111
Figura 4.2: Pista experimental instrumentada (vista lateral).....	112
Figura 4.3: Pista experimental instrumentada.....	113
Figura 4.4: Representação esquemática da instalação de sensores no subleito (fase 1).....	114
Figura 4.5: Configuração do sensor para medição de deformação vertical no subleito.....	115
Figura 4.6: Câmara de calibração.....	116
Figura 4.7: Curva de calibração do transdutor de pressão.....	117
Figura 4.8: Calibração de células de tensão total.....	118
Figura 4.9: Repetibilidade das leituras.....	118
Figura 4.10: Calibração de células de tensão total em areia.....	120
Figura 4.11: Medição de pressões vertical e horizontal em areia fofa ($K_0=PH/PV$).....	121
Figura 4.12: Pressão aplicada <i>versus</i> pressão lida.....	121
Figura 4.13: Histerese verificada em ciclos de carga e descarga em areia...	122
Figura 4.14: Câmara de calibração e processo de compactação de um solo argiloso.....	123

Figura 4.15: Instalação de célula em solo argiloso compactado no interior da câmara de calibração.....	124
Figura 4.16: Solo argiloso após a calibração das células.....	124
Figura 4.17: Instalação de células em solo argiloso.....	125
Figura 4.18: Instalação de células em solo argiloso.....	126
Figura 4.19: Grau de compactação do solo argiloso no interior da câmara de calibração.....	127
Figura 4.20: Tensões verticais medidas em diferentes profundidades no interior da câmara.....	127
Figura 4.21: Leituras de tensões verticais em diferentes meios (célula com capacidade de carga máxima de 200 kPa).....	128
Figura 4.22: Histerese verificada em ciclos de carga e descarga em solo argiloso.....	130
Figura 4.23: Tensões vertical e horizontal em solo argiloso (ciclos de carga).....	130
Figura 4.24: Configuração geométrica para as simulações numéricas	133
Figura 4.25: Malha de elementos finitos.....	133
Figura 4.26: Tensões verticais calculadas na análise numérica (sem restrição de deslocamento na direção vertical).....	134
Figura 4.27: Tensões calculadas em diferentes profundidades no interior da câmara (com restrição de deslocamento na direção vertical).....	134

Figura 4.28: Instalação de células nas posições vertical e horizontal em brita graduada.....	136
Figura 4.29: Câmara de calibração com brita graduada compactada.....	136
Figura 4.30: Instalação de células para calibração em brita graduada.....	137
Figura 4.31: Instalação das células com os dispositivos de fixação utilizados no campo.....	138
Figura 4.32: Resultados típicos obtidos na calibração de células em brita graduada (célula número 6Y0670002).....	139
Figura 4.33: Leituras de tensões verticais em diferentes meios (célula com capacidade de carga máxima de 500 kPa).....	139
Figura 4.34: Testes com uma placa de CBUQ.....	142
Figura 4.35: Leituras de tensões em brita graduada com a placa de CBUQ.	144
Figura 4.36: Leituras de tensões em brita graduada com a placa de CBUQ e com os dispositivos de fixação.....	144
Figura 4.37: Resposta de um extensômetro de resistência elétrica obtida em laboratório.....	145
Figura 4.38: Efeito da temperatura nas tensões medidas.....	146
Figura 4.39: Montagem do extensômetro de resistência elétrica.....	148
Figura 4.40: Furos para instalação dos sensores no subleito.....	148
Figura 4.41: Deformação vertical registrada sob carregamento dinâmico....	149

Figura 4.42: Sensor tipo H-gage.....	149
Figura 4.43: Células de tensão total.....	150
Figura 4.44: Configuração dos extensômetros para registro de deformações horizontais na face inferior do revestimento asfáltico.....	151
Figura 4.45: Extensômetro de resistência elétrica tipo H-gage para medição de deformação em camadas asfálticas.....	151
Figura 4.46: Localização dos medidores de deformação.....	153
Figura 4.47: Instalação de extensômetros de resistência elétrica na face inferior da camada asfáltica.....	154
Figura 4.48: Deformação de tração medida na face inferior da camada asfáltica (direção longitudinal).....	155
Figura 4.49: Deformação de tração medida na face inferior da camada asfáltica (direção transversal).....	155
Figura 4.50: Representação esquemática de uma pista experimental instrumentada.....	157
Figura 4.51: Conectores para aquisição de dados no campo.....	160
Figura 4.52: Tubos de aço para condução dos cabos.....	160
Figura 4.53: Instalação de células nas pistas experimentais.....	162
Figura 4.54: Instalação de <i>strain gages</i> no subleito (data 16/06/2000).....	163

Figura 4.55: Locais de instalação das células de tensão total no interior da brita graduada.....	165
Figura 4.56: Dispositivos para instalação de células para medição de tensões horizontais e verticais durante a compactação da brita graduada.	166
Figura 4.57: Instalação de células no interior da brita graduada.....	166
Figura 4.58: Leituras de tensões após a execução da base granular.....	167
Figura 4.59: Leituras de tensões com sentidos opostos de deslocamento do caminho.....	167
Figura 4.60: Forma típica dos pulsos de tensões registrados na base granular.....	168
Figura 4.61: Circuito elétrico utilizado para balanceamento da ponte de Wheatstone.....	169
Figura 4.62: Tela principal do programa configurado para calibração das células de tensão total em laboratório.....	171
Figura 4.63: Fluxograma de programa escrito em HP-VEE.....	171
Figura 4.64: Sinais coletados.....	173
Figura 4.65: Taxa de aquisição de dados.....	174
Figura 4.66: Tratamento dos sinais coletados.....	175
Figura 4.67: Leituras registradas pelos softwares SAD e HPVEE no interior do subleito.....	176

Figura 5.1: Simulador linear de tráfego UFRGS-DAER (vista lateral).....	178
Figura 5.2: Simulador linear de tráfego UFRGS-DAER (detalhe do trem de prova).....	179
Figura 5.3: Período para aplicação de 10 6 repetições de carga com o simulador linear de tráfego da UFRGS-DAER.....	179
Figura 5.4: Curva de calibração do simulador linear de tráfego UFRGS-DAER.....	181
Figura 5.5: Área carregada pelo trem de cargas do simulador de tráfego.....	181
Figura 5.6: Histórico de carregamento aplicado com o simulador de tráfego na pista 1.....	183
Figura 5.7: Histórico de carregamento aplicado com o simulador de tráfego na pista 4.....	184
Figura 5.8: Distribuição transversal do carregamento.....	185
Figura 5.9: Forma típica da tensão vertical no subleito sob ciclos de carga e descarga.....	187
Figura 5.10: Efeito do nível de carga nas tensões medidas no subleito.....	187
Figura 5.11: Configuração dos strain gages para registro das deformações horizontais no concreto asfáltico.....	189
Figura 5.12: Aplicação de carga com trem de provas sobre uma placa de aço.....	190

Figura 5.13: Leituras de tensões verticais na base granular e no subleito sob carga estática (pista 1; N=17441; CAF = 1,0).....	192
Figura 5.14: Efeito do nível de carga nas tensões verticais geradas no interior subleito (CAF =1,0).....	193
Figura 5.15: Leituras de tensões verticais na estrutura sob carga estática (pista 1; CAF = 1,0).....	194
Figura 5.16: Leituras de tensões verticais no subleito sob carga estática (pista 4; N=13100; CAF = 1,0).....	195
Figura 5.17: Leituras de tensões verticais na base granular sob carga estática (pista 4; N=13.100; CAF = 1,0).....	196
Figura 5.18: Leituras de tensões verticais na base granular e no subleito sob carga estática (pista 4; N=13.100; CAF = 1,0).....	196
Figura 5.19: Leituras de tensões verticais no subleito sob carga estática (pista 4; CAF = 1,0).....	197
Figura 5.20: Leituras de tensões verticais na base granular e no subleito sob carga estática (pista 4; N=61.941; CAF = 1,0).....	197
Figura 5.21: Leituras de tensões verticais no subleito sob carga estática (pista 4; CAF = 1,0).....	198
Figura 5.22: Leituras de tensões verticais Na base granular e no subleito sob carga estática (pista 4; N=148.302; CAF = 1,0).....	198
Figura 5.23: Leituras de tensões verticais no subleito sob carga estática (pista 4; CAF = 1,0).....	199

Figura 5.24: Leituras de tensões verticais no subleito sob carga estática (pista 4; CAF = 1,0).....	199
Figura 5.25: Tensão vertical medida na interface base/subleito (ciclo 1).....	200
Figura 5.26: Tensão vertical medida na interface base/subleito (ciclo 2).....	201
Figura 5.27: Forma típica do pulso de tensão (célula instalada na base granular).....	202
Figura 5.28: Efeito da posição do trem de cargas nas tensões medidas ao longo da profundidade do pavimento (SBS; CAF = 1,0).....	204
Figura 5.29: Variação da tensão vertical medida no subleito com o número de repetições de carga (z = 450 mm).....	204
Figura 5.30: Variação da tensão vertical medida no subleito com o número de repetições de carga (z = 550 mm).....	205
Figura 5.31: Tensões verticais medidas no subleito sob diferentes níveis de carga (pista 1; N = 47.000).....	206
Figura 5.32: Tensões verticais em diferentes profundidades (pista 4; CAF = 1,0).....	206
Figura 5.33: Tensões verticais medidas no subleito da pista 4.....	207
Figura 5.34: Tensões verticais medidas na base granular (pista 4 dinâmico; z = 20 cm).....	207
Figura 5.35: Tensões verticais medidas na interface base granular/CBUQ (pista 4 dinâmico).....	208

Figura 5.36: Evolução das tensões horizontais na interface base/subleito (pista 1; CAF = 1,0).....	209
Figura 5.37: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=61661).....	211
Figura 5.38: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=61661).....	211
Figura 5.39: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=162693).....	212
Figura 5.40: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=162693).....	212
Figura 5.41: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=162693).....	213
Figura 5.42: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=162693).....	213
Figura 5.43: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=162.693).....	214
Figura 5.44: Deformação vertical medida no topo do subleito.....	215
Figura 5.45: Deformações verticais no subleito versus tempo.....	216
Figura 5.46: Deformação vertical no subleito (pista 1).....	216
Figura 5.47: Deformação vertical no subleito (pista 4).....	217
Figura 5.48: Forma típica da deformação horizontal medida sob ciclos de carga e descarga.....	219
Figura 5.49: Pulso de deformação horizontal na direção longitudinal.....	220
Figura 5.50: Pulso de deformação horizontal na direção transversal.....	220
Figura 5.51: Registro da deformação de tração no concreto asfáltico com o deslocamento transversal da carga (d = 80 cm).....	221

Figura 5.52: Efeito do nível de carga na deformação de tração no concreto asfáltico.....	222
Figura 5.53: Deformações medidas no interior do revestimento asfáltico....	223
Figura 5.54: Variação da temperatura no período de ensaios.....	223
Figura 5.55: Deformações medidas no interior do revestimento asfáltico....	224
Figura 5.56: Variação das deformações medidas no interior do revestimento asfáltico ao longo do dia.....	224
Figura 5.57: Deformações horizontais ao longo da profundidade do pavimento.....	226
Figura 5.58: Deformação de tração medida na face inferior da camada asfáltica (direção longitudinal).....	227
Figura 5.59: Deformações medidas na face inferior da camada asfáltica.....	228
Figura 5.60: Deformações máximas de tração na face inferior da camada asfáltica (pista 1).....	229
Figura 5.61: Deformações mínimas de tração na face inferior da camada asfáltica (pista 1).....	229
Figura 5.62: Deformações horizontais medidas (pista 4).....	230
Figura 5.63: Efeito do nível de carga e da pressão de inflação dos pneus nas deformações verticais geradas no subleito.....	231
Figura 5.64: Tensões verticais no subleito versus pressão de inflação dos pneus (ensaios realizados na pista 4).....	232

Figura 5.65: Tensões verticais medidas no subleito versus pressão de inflação dos pneus (ensaios realizados na pista 1).....	233
Figura 5.66: Instalação de células para medição de tensões durante a compactação da brita graduada.....	237
Figura 5.67: Leituras realizadas após cada passada do rolo compactador....	238
Figura 5.68: Repetibilidade das leituras das células de tensão total.....	239
Figura 5.69: Velocidade de deslocamento do rolo compactador.....	240
Figura 5.70: Tensões horizontais sob carregamento dinâmico (células instaladas nas proximidades da interface base/subleito).....	240
Figura 5.71: Leituras sob carregamento dinâmico.....	241
Figura 5.72: Leituras realizadas durante a compactação da base granular...	242
Figura 5.73: Leituras realizadas durante e após a execução das pistas.....	242
Figura 5.74: Leituras durante e após a compactação da base granular.....	243
Figura 5.75: Leituras realizadas durante a compactação da base granular...	243
Figura 5.76: Valores de K0 durante a compactação da brita graduada.....	244
Figura 6.1: Viga Benkelman.....	246
Figura 6.2: Viga Eletrônica.....	247
Figura 6.3: Falling Weight Deflectometer.....	247

Figura 6.4: Deflexões medidas pelo FWD na pista 1 com nível de carga médio = 36 kN.....	249
Figura 6.5: Deflexões medidas pelo FWD na pista 1 com nível de carga médio = 57 kN	250
Figura 6.6: Deflexões medidas pelo FWD na pista 1 com nível de carga médio = 76 kN.....	250
Figura 6.7: Deflexões máximas medidas pelo FWD nas pistas experimentais 1 e 4 (HR = 4 cm).....	251
Figura 6.8: Seção de pavimento considerada.....	253
Figura 6.9: Bacias deflectométricas medidas pela viga eletrônica num mesmo ponto (pista 1).....	257
Figura 6.10: Evolução das deflexões medidas pela viga Benkelman nas pistas 1 e 4.....	258
Figura 6.11: Evolução das deflexões medidas pela viga Benkelman na pista 1.....	258
Figura 6.12: Evolução das deflexões medidas pela viga Benkelman na pista 4.....	259
Figura 6.13: Evolução das deflexões medidas pela viga Benkelman na pista 4.....	259
Figura 6.14: Efeito do nível de carga nas deflexões da pista 1.....	260

Figura 6.15: Evolução das deflexões medidas pela viga eletrônica nas pistas 1 e 4.....	261
Figura 6.16: Evolução das deflexões medidas pelas vigas Benkelman e Eletrônica na pista 1.....	261
Figura 6.17: Perfilógrafo.....	263
Figura 6.18: Evolução da irregularidade transversal do pavimento da pista 1.....	264
Figura 6.19: Evolução da irregularidade transversal do pavimento da pista 4.....	265
Figura 6.20: Evolução de ATR na pista 1.....	269
Figura 6.21: ATR medido <i>versus</i> ATR estimado na pista 1.....	269
Figura 6.22: Análise de resíduos para a pista 1.....	270
Figura 6.23: Evolução de ATR na pista 4.....	270
Figura 6.24: ATR medido <i>versus</i> ATR estimado na pista 4.....	271
Figura 6.25: Análise de resíduos para a pista 4.....	271
Figura 6.26: Interfaces das camadas do pavimento na pista 1.....	272
Figura 6.27: Interfaces das camadas do pavimento na pista 4.....	272
Figura 6.28: Tensão vertical no subleito <i>versus</i> ATR na pista 1.....	274
Figura 6.29: Tensão vertical no subleito <i>versus</i> ATR na pista 4.....	275

Figura 6.30: Evolução de ATR nas pistas experimentais 1 e 4.....	276
Figura 6.31: Simulador LCPC/EPUSP <i>versus</i> simulador UFRGS-DAER...	276
Figura 6.32: Registro das trincas em papel milimetrado.....	279
Figura 6.33: Grade metálica de referência utilizada para avaliação do trincamento (escala).....	280
Figura 6.34: Padrão característico do trincamento.....	281
Figura 6.35: Densidade do trincamento.....	282
Figura 6.36: Densidade acumulada do trincamento.....	282
Figura 6.37: Comprimento das trincas.....	283
Figura 6.38: Comprimento acumulado das trincas.....	283
Figura 6.39: Degradação da pista 1.....	284
Figura 6.40: Densidade do trincamento.....	285
Figura 6.41: Densidade acumulada do trincamento.....	286
Figura 6.42: Comprimento das trincas.....	286
Figura 6.43: Comprimento acumulado das trincas.....	287
6.44: Comparação do início e desenvolvimento das trincas nas pistas 1 e 4	288
6.45: Evolução da área trincada.....	289
6.46: Trincamento observado versus trincamento estimado na pista 1.....	290

6.47: Análise de resíduos para o trincamento da pista 1.....	290
6.48: Trincamento observado versus trincamento estimado na pista 4.....	291
6.49: Análise de resíduos para o trincamento da pista 4.....	291
Figura 6.50: Termômetro digital para determinação da temperatura do CBUQ.....	296
Figura 6.51: Temperatura do ar <i>versus</i> temperaturas a diferentes profundidades no interior do revestimento asfáltico.....	297
Figura 7.1: Tensões calculadas <i>versus</i> tensões medidas no subleito da pista 1.....	302
Figura 7.2: Tensões calculadas <i>versus</i> tensões medidas no subleito da pista 4.....	303
Figura 7.3: Relações σ_v/σ_v calculadas com os módulos do FWD.....	305
Figura 7.4: Efeito da posição da carga nas tensões verticais.....	305
Figura 7.5: Módulo de elasticidade do solo de subleito medido na pista 1...	307
Figura 7.6: Módulo de elasticidade do subleito medido na pista 4.....	307
Figura 7.7: Contribuição do subleito nos afundamentos em trilha de roda...	309
Figura 7.8: Modelo logarítmico para os afundamentos em trilha de roda....	311
Figura 7.9: Afundamentos em trilha de roda após a consolidação inicial.....	313
Figura 7.10: Evolução do trincamento na pista 1.....	317

Figura 7.11: Tensões verticais medidas no subleito sob cargas dinâmicas nas pistas 1 e 4.....	319
Figura 7.12: Tensões verticais no subleito.....	320
Figura 7.13: Tensões verticais medidas no subleito a partir de 50 000 aplicações da carga de 41 kN.....	321
Figura 7.14: Tensões verticais versus número de ciclos de carga para a pista 1.....	321
Figura 7.15: Tensões medidas versus tensões calculadas.....	324
Figura 7.16: Tensões verticais medidas no subleito sob carga estática (calibração em solo argiloso).....	326
Figura 7.17: Tensões verticais calculadas nas pistas 1 e 4.....	329
Figura 7.18: Tensões medidas versus tensões calculadas (pistas 1; N=61.661).....	330

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Coeficientes de ajuste para estimativa do módulo dinâmico do CBUQ.....	19
Tabela 2.2: Verificação do método do IA para deformações verticais máximas no subleito.....	24
Tabela 2.3: Resumo de ensaios acelerados realizados no LCPC.....	28
Tabela 2.4: Modelos avaliados no CAL/APT para previsão da vida de fadiga dos pavimentos.....	31
Tabela 2.5: Evolução do trincamento nas seções experimentais.....	33
Tabela 2.6: Deformações horizontais calculadas na face inferior da camada de recapeamento das seções experimentais.....	33
Tabela 2.7: Deformações verticais calculadas no topo do subleito das seções experimentais.....	34
Tabela 2.8: Deformações medidas nas seções experimentais.....	34
Tabela 2.9: Variação das tensões verticais no topo do subleito e das deformações de tração na face inferior do concreto asfáltico.....	35
Tabela 2.10: Programas estabelecidos para realização de ensaios acelerados em pavimentos.....	38
Tabela 2.11: Coeficiente de ATR.....	40

Tabela 2.12: Coeficientes para diferentes modelos de ATR.....	42
Tabela 2.13: Determinação comparativa da ocorrência de ATR.....	42
Tabela 2.14: Contribuição individual das camadas para a deformação permanente total.....	43
Tabela 2.15: Modelo da Shell para previsão de ATR.....	43
Tabela 2.16: Evolução de deformações plásticas versus deformação vertical de compressão no topo do subleito.....	46
Tabela 2.17: Coeficientes de fadiga.....	48
Tabela 2.18: Vida de fadiga versus deformação de tração no concreto asfáltico.....	49
Tabela 2.19: Equações de fadiga.....	53
Tabela 2.20: Fatores de calibração (f_0) na temperatura de referência (25 °C).....	54
Tabela 2.21: Fatores de calibração (f_0) na temperatura de campo (54 °C)..	54
Tabela 2.22: Modelos de regressão para vida de fadiga (N_f).....	56
Tabela 2.23: Modelos de regressão para rigidez inicial (S_0).....	56
Tabela 2.24: Modelo da mecânica da fratura aplicado aos dados da OCDE	58
Tabela 3.1: Granulometria dos agregados.....	66
Tabela 3.2: Composição granulométrica da mistura dos agregados.....	67

Tabela 3.3: Caracterização dos agregados.....	67
Tabela 3.4: Parâmetros Marshall da mistura (SBS).....	68
Tabela 3.5: Parâmetros Marshall da mistura (CAP-20).....	68
Tabela 3.6: Módulo de resiliência e resistência à tração da mistura (SBS)..	69
Tabela 3.7: Módulo de resiliência e resistência à tração da mistura (CAP20).....	69
Tabela 3.8: Caracterização do BETUFLEX B 80/60.....	70
Tabela 3.9: Matriz experimental.....	77
Tabela 3.10: Propriedades do solo argiloso de reforço do subleito.....	78
Tabela 3.11: Características da brita graduada da base.....	78
Tabela 3.12: Espessura do revestimento asfáltico das pistas experimentais 1 e 4.....	82
Tabela 3.13: Resultados dos ensaios mecânicos nas misturas.....	84
Tabela 3.14: Parâmetros de ajuste da equação 3.2.....	85
Tabela 3.15: Resultados dos ensaios mecânicos nas misturas.....	86
Tabela 3.16: Espessura das placas extraídas em pista.....	90
Tabela 3.17: Teor de asfalto de amostras extraídas das pistas experimentais.....	97

Tabela 3.18: Características dos ligantes asfálticos recuperados das pistas experimentais.....	97
Tabela 3.19: Composição granulométrica dos agregados.....	98
Tabela 3.20: Caracterização do asfalto modificado por polímero (SBS).....	98
Tabela 3.21: Caracterização do asfalto convencional (CAP 20).....	99
Tabela 3.22: Caracterização dos ligantes recuperados.....	99
Tabela 3.23: Resultados de ensaios para efeitos comparativos.....	99
Tabela 4.1: Procedimentos para estimativa da tensão vertical no subleito de pavimentos flexíveis.....	103
Tabela 4.2: Tensão vertical admissível no subleito.....	103
Tabela 4.3: Leituras realizadas em solo argiloso.....	129
Tabela 4.4: Parâmetros dos materiais utilizados nas análises numéricas.....	132
Tabela 4.5: Parâmetros de calibração de células em brita graduada em laboratório	140
Tabela 4.6: Leituras com a placa de CBUQ.....	143
Tabela 4.7: Características das células de tensão total.....	150
Tabela 4.8: Locais de instalação das células de tensão total na pista 4.....	157
Tabela 4.9: Locais de instalação das células de tensão total na pista 1.....	158

Tabela 4.10: Constantes “K” de calibração das células de tensão total em laboratório (calibração em ar).....	159
Tabela 5.1: Segmentos de análise.....	182
Tabela 5.2: Caracterização do percurso do trem de carga.....	182
Tabela 5.3: Leituras de tensões verticais sob carga estática (pista 1; N=17441).....	191
Tabela 5.4: Tensões registradas ao longo da profundidade do pavimento....	203
Tabela 5.5: Coeficientes de ajuste C1 e C2.....	205
Tabela 5.6: Identificação dos medidores de deformação vertical.....	210
Tabela 5.7: Parâmetros de ajuste da equação 1.....	232
Tabela 6.1: Deflexões medidas com a viga Benkelman no topo do subleito	248
Tabela 6.2: Deflexões medidas com a viga Benkelman após a execução da base granular.....	248
Tabela 6.3: Parâmetros de ajuste.....	252
Tabela 6.4: Módulos de elasticidade das camadas (sistema de 3 camadas)..	254
Tabela 6.5: Deflexões medidas pela viga eletrônica na pista 1.....	256
Tabela 6.6: Deflexões medidas pela viga eletrônica na pista 4.....	256
Tabela 6.7: Evolução de ATR nas pistas experimentais 1 e 4.....	266
Tabela 6.8: Parâmetros para estimativa de ATR.....	268

Tabela 6.9: Principais fatores que influem na vida de fadiga de misturas asfálticas.....	277
Tabela 6.10: Parâmetros do trincamento.....	287
Tabela 6.11: Estimativa da temperatura do revestimento em pavimentos com tratamento superficial ($^{\circ}\text{C}$).....	293
Tabela 6.12: Estimativa da temperatura do revestimento em pavimentos com CBUQ - $h < 6$ cm ($^{\circ}\text{C}$) - profundidade entre 3 e 4 cm.....	293
Tabela 6.13: Estimativa da temperatura do revestimento em pavimentos com CBUQ - 8 cm $< h < 11,5$ cm ($^{\circ}\text{C}$) - profundidade entre 5 e 7 cm.....	294
Tabela 6.14: Temperatura do CBUQ ($z = 3$ cm).....	298
Tabela 7.1: Tensões e deformações calculadas com os módulos de elasticidade de laboratório.....	301
Tabela 7.2: Faixas de módulos de resiliência M1, M2 e M3.....	302
Tabela 7.3: Tensões e deformações verticais calculadas na pista 1.....	304
Tabela 7.4: Tensões e deformações verticais calculadas na pista 4.....	304
Tabela 7.5: Estimativa do CBR in situ.....	306
Tabela 7.6: Afundamentos em trilha de roda após $N = 105$ repetições de carga.....	306
Tabela 7.7: Estimativa da vida de fadiga.....	316
Tabela 7.8: Tensões verticais medidas (pista 1).....	322

Tabela 7.9: Variação das tensões verticais no subleito (pista 4).....	322
Tabela 7.10: Tensões medidas versus tensões calculadas sob a placa de aço.....	323
Tabela 7.11: Valores medidos versus valores calculados.....	325
Tabela 7.12: Tensões e deformações verticais calculadas na pista 1 para diferentes níveis de carga.....	327
Tabela 7.13: Tensões e deformações verticais calculadas na pista 4 para diferentes níveis de carga.....	328

SIGLAS

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

APT: Accelerated Pavement Testing

ATR: Afundamentos em trilha de roda

CAF: Cell action factor

CAL/APT: Programa de ensaios acelerados do departamento de transportes do estado da Califórnia e da Universidade de Berkeley

CALTRANS: Departamento de transportes do estado da Califórnia

CAM: Cracking activity meter

CAPTIF: APT facility in New Zealand

CBR: California bearing ratio

CBUQ: Concreto betuminoso usinado a quente

CEDEX: Centro de estudos de carreteras de Madri

CNT: Confederação nacional do transporte

COST: Intergovernmental framework for European Co-operation in the field of Scientific and Technical Research

CSIR: Council for Scientific and Industrial Research

DAER: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Estado Rio Grande do Sul

DECIV: Departamento de Engenharia Civil

DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

EPUSP: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

FAA: Agência Federal da Aviação Americana

FBBT: Flexural bending beam test

FHWA: Federal Highway Administration

FURG: Fundação Universidade do Rio Grande

FWD: Falling Weight Deflectometer
HVS: Heavy Vehicle Simulator
IBRI: Icelandic Building Research Institute
IPR: Instituto de Pesquisas Rodoviárias
IRI: International Roughness Index
ITA: Instituto Tecnológico de Aeronáutica
K-ATL: Centro para ensaios acelerados do estado do Kansas
LCPC: Laboratoire des Ponts et Chaussées, France
LTPP: Long-Term Pavement Performance
MDD: Mult-depth deflectometer
MNDOT: Departamento de transportes do estado de Minnessota
NCAT: Centro Nacional para a Tecnologia do Asfalto
OECD: Organisation for Economic Co-operation and Development
PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
PSI: Present serviceability index
RTM: Máquina dinamarquesa para ensaios acelerados de pavimentos
SCÉTAUROUTE: Agência Francesa de Engenharia Rodoviária
SHIFT FACTOR: Fator de calibração laboratório-campo
SHRP: Strategic Highway Research Program
SNRA: Swedish National Road Administration
STRO: Scandinavian Tyre and Rim Organisation
TPPT: Finnish National Road Structures Research Programme
TRB: Transportation Research Board
TxMLS: Texas Mobile Load Simulator
UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul
USP: Universidade de São Paulo
VTI: Swedish National Road and Transport Research Institute
VTT: Technical Research Centre of Finland

1. INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVA

A modelagem do processo evolutivo da degradação oferecida por estruturas de pavimentos exige o entendimento claro de como os principais mecanismos de deterioração se originam e se desenvolvem sob a ação das cargas do tráfego e das variações climáticas. Tal compreensão é dificultada em vista da complexidade presente na estimativa do desempenho futuro de uma estrutura de pavimento; principalmente pelo fato de ser este dependente da interação de uma série de fatores, tais como: tráfego, clima, processos construtivos, condições de drenagem, tipo de estrutura, materiais de construção utilizados e política de manutenção adotada.

O fato da grande maioria dos métodos tradicionais que vêm sendo aplicados para o dimensionamento de pavimentos asfálticos não considerarem de maneira efetiva os mecanismos pelos quais a degradação estrutural se processa, revela inconsistências sérias e pode levar a subdimensionamentos. Em função disso, surgiram, e vêm sendo continuamente aperfeiçoados, os modelos de previsão de desempenho do tipo mecanístico-empírico. As funções de transferência, responsáveis por traduzir o significado das tensões e deformações produzidas na estrutura de pavimento pelas cargas de roda constituem o principal componente desses modelos. Existe, entretanto, elevada discordância entre as diversas formulações adotadas atualmente para as funções de transferência.

Atualmente, o grande desafio da Mecânica dos Pavimentos é a validação prática das teorias concebidas a partir das pesquisas realizadas nos últimos 20 anos. Tal comparação passa pela calibração experimental das estimativas teóricas de resultados permitidos por modelos do tipo mecanístico-empírico. Neste sentido, esforços significativos têm sido desenvolvidos com propósito de obter calibrações experimentais nos estudos do programa LTPP (Long-Term Pavement Performance) do FHWA (Federal Highway Administration), que tem por objetivo o desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho mais confiáveis através do monitoramento, durante 20 anos, de seções experimentais, abrangendo as mais variadas condições nos Estados Unidos e Canadá.

Também, o uso de fatores de equivalência de cargas tem se revelado um fator de inconsistência para os modelos atualmente utilizados, a ponto de se planejar, para a próxima versão do Guia da AASHTO, a análise completa dos espectros de cargas de eixo quando do projeto de um pavimento novo ou de um pavimento restaurado. O procedimento chamado AASHTO-2002 será disponibilizado na forma de um programa computacional abrangente e deverá permitir o dimensionamento mecânico de pavimentos novos e reforço.

No Brasil, a grande maioria dos pavimentos rodoviários possui revestimento asfáltico e camada de base granular. Nestes, as etapas de projeto de pavimentos novos e definição das estratégias de manutenção são influenciadas pelo tipo e/ou estado atual do revestimento. Dentre os diversos modos de deterioração aos quais estão submetidos os pavimentos com revestimento em concreto asfáltico, conforme comprovado em diversas pesquisas já realizadas, destaca-se de maneira preponderante a ocorrência de trincamento das camadas asfálticas sob a repetição das cargas do tráfego.

Vale registrar que, nos dias atuais, a partir do momento em que a tecnologia existente permite, no caso de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico, identificar os processos principais que concorrem para a queda da serventia das estruturas após sua abertura ao tráfego resta então, fundamentalmente, serem estabelecidos critérios e modelos de estimativa de desempenho que possibilitem prever a vida de serviço dos pavimentos em termos da evolução dos seus mecanismos principais de deterioração.

RODRIGUES (1998) discute a rede de fatores que influenciam no desempenho de uma determinada estrutura de pavimento, cujos efeitos interagem uns com os outros. De acordo com o autor, as necessidades reais de manutenção futura de um pavimento só podem ser identificadas se forem aplicados modelos de previsão de desempenho confiáveis. Tais modelos são funções que buscam relacionar as características do pavimento e suas condições atuais à evolução com o tempo dos defeitos de superfície ou do nível de serventia, sob dadas condições climáticas e de tráfego a que o pavimento está submetido.

A importância de efetuar investimentos em pesquisas que possibilitem o aumento da eficácia econômica dos investimentos em infra-estrutura no Brasil se justifica e impõe urgência, na medida em que a malha rodoviária brasileira representa um patrimônio aproximado de R\$ 250 bilhões. Conforme o extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER),

somente as rodovias federais constituem um patrimônio de R\$ 150 bilhões. Estatísticas mais recentes do extinto GEIPOT (1999), apontam que o Brasil possui cerca de 1.725.000 km de rodovias interurbanas (federais, estaduais e municipais) dos quais apenas 9,5% (164.000 km) são pavimentados, e destes, menos de 5% constituem rodovias de pista dupla. Sendo que da malha viária federal, 51.370 km são pavimentados (79%) e 14.046 km não pavimentados (21%). Portanto, fundamentalmente, além da preocupação com o desempenho a ser oferecido por pavimentos novos, é preciso que sejam desenvolvidas, em nosso país, metodologias baseadas no desempenho que possibilitem, principalmente, a preservação do patrimônio existente.

Conforme EPPS & ARDILA (1997) nos Estados Unidos são gastos anualmente em torno de 15 bilhões de dólares em misturas asfálticas. Tal volume de investimentos fez com que fossem aplicados recursos significativos na pesquisa SHRP com vistas à caracterização dos asfaltos e para identificação das relações existentes entre as suas propriedades e a expectativa do desempenho de pavimentos em serviço.

A interpretação do desempenho a ser oferecido pelas estruturas de pavimentos em serviço é, sem dúvida, a maior dificuldade encontrada para atingir a racionalização de investimentos em infra-estrutura viária. Outro ponto importante a ser observado é que a preservação dos investimentos realizados em pavimentação em nosso meio exige a adoção de medidas de manutenção altamente eficazes, uma vez que, em termos da idade dos pavimentos que constituem a malha rodoviária federal, 85% destes possuem mais de 10 anos, 14% entre 5 e 10 anos e apenas 1% menos de 5 anos.

Na atualidade, mais da metade das rodovias pavimentadas brasileiras está em acentuado estágio de deterioração. Pesquisa divulgada recentemente pela Confederação Nacional do Transporte (CNT) mostra que 59,1% das rodovias federais estão em condições deficientes, ruins ou péssimas. O levantamento indica que apenas 35,8% das estradas estão boas e que somente 5,1% podem ser classificadas como ótimas. A pesquisa foi feita por equipes da CNT entre 5 de agosto e 6 de setembro de 2002 em 47.103 quilômetros de rodovias, o que corresponde a 68,7% de toda malha rodoviária brasileira.

Contribui, ainda, para a necessidade do estabelecimento de procedimentos mais eficazes para projeto e avaliação de pavimentos em serviço em nosso meio, o fato de que, no Brasil, 58% do transporte de cargas e 96% do transporte de passageiros é efetuado por meio rodoviário. Levando-se em conta que o custo total dos transportes é constituído pelo somatório dos custos de construção, manutenção, custo operacional dos veículos e tempo de viagem, percebe-se claramente a importância de se definir critérios que possibilitem maximizar a vida de serviço a ser oferecida por estruturas de pavimentos no Brasil.

A exemplo de outros programas de pesquisas realizados ou em desenvolvimento em diversos países, a proposta apresentada nesta tese buscou a obtenção de parâmetros através dos quais se possa racionalizar as etapas de projeto e interpretação do desempenho de estruturas de pavimentos do tipo flexíveis em concreto asfáltico. Neste sentido, uma série de procedimentos foram desenvolvidos para levantamentos de campo envolvendo o registro de tensões e deformações em estruturas de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico submetidas a cargas dinâmicas e estáticas aplicadas pelo simulador linear de tráfego UFRGS-DAER.

1.2 OBJETIVO PRINCIPAL

O objetivo da presente pesquisa é avaliar o desempenho de estruturas de pavimentos submetidas à aplicação das cargas do tráfego impostas em escala real pelo trem de cargas do simulador linear de tráfego UFRGS-DAER. Para tanto, foram construídas seis pistas experimentais com revestimentos constituídos por misturas de concretos asfálticos convencional e modificados por polímero. Tais seções foram instrumentadas de modo a possibilitar que seu comportamento fosse monitorado quando da repetição das cargas do tráfego ao longo do processo evolutivo de degradação. Neste estudo, são apresentados os resultados derivados de ensaios realizados em duas pistas experimentais de pavimentos.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

A presente pesquisa tem como um de seus objetivos específicos principais analisar resultados derivados de instrumentação instalada em pistas experimentais de pavimentos flexíveis e

investigar aspectos relativos ao desempenho estrutural sob tráfego dessas seções, visando trazer subsídios para a estruturação de modelos de previsão de desempenho.

Ao longo do período de desenvolvimento da pesquisa, foi realizada uma ampla revisão bibliográfica sobre ensaios acelerados, instrumentação e desempenho de pavimentos em escala real, para identificação e estudo das metodologias usualmente adotadas para projeto e avaliação do desempenho de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros. Para atingir os objetivos da pesquisa proposta, foi elaborado um plano de desenvolvimento dos serviços. As seguintes atividades principais foram executadas e constituem a estrutura da presente tese:

- Estudo bibliográfico acerca de experiências com o uso de simuladores de tráfego, lineares ou circulares, em especial no que diz respeito à interpretação dos desempenhos observados e técnicas de instrumentação disponíveis. Foram realizados dois seminários abordando questões relacionadas com a instrumentação e o desempenho de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico;
- Planejamento do experimento;
- Concepção, projeto e desenvolvimento de um sistema de aquisição de dados de modo a permitir a instrumentação de pavimentos no campo;
- Projeto e construção de uma câmara para calibração de células de carga em laboratório;
- Calibração de instrumentos em laboratório;
- Caracterização do solo de subleito e dos agregados utilizados como material de base das pistas experimentais;
- Caracterização dos ligantes asfálticos;
- Realização de ensaios de laboratório em concretos asfálticos, para seleção das misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros;
- Remoção dos pavimentos antigos existentes na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos UFRGS-DAER;
- Projeto e dimensionamento de pistas experimentais;
- Execução dos pavimentos;
- Instrumentação dos pavimentos;

- Definição da metodologia para monitoramento do desempenho dos pavimentos;
- Aquisição de dados e manutenção da instrumentação;
- Avaliação estrutural dos pavimentos experimentais;
- Determinação dos módulos de elasticidade efetivos in situ das camadas;
- Execução dos ensaios com o trem de provas do simulador linear de tráfego UFRGS-DAER;
- Leituras de bacias de deflexões de superfície;
- Medição de temperatura na camada asfáltica;
- Manutenção e operação do equipamento simulador de tráfego;
- Medidas de afundamentos em trilha de roda e avaliação do estado de superfície dos pavimentos;
- Interpretação do desempenho observado nas pistas experimentais à luz de modelos existentes.

Com o desenvolvimento das atividades listadas, buscou-se contribuir para a geração de critérios a serem utilizados em projetos de pavimentos flexíveis. Num primeiro momento, foram avaliadas, em laboratório, composições de misturas asfálticas submetidas a diferentes tipos de solicitações, no que se refere aos seguintes aspectos principais: tipo de asfalto (convencional e modificado por polímeros) e demais materiais disponíveis e utilizados, tráfego atuante, tipo de estrutura do pavimento no qual a mistura seria incorporada e condições climáticas.

Na seqüência, após a conclusão das obras de construção das pistas experimentais de pavimentos no mês de setembro de 2000, foi avaliado o comportamento das misturas asfálticas no campo, sendo, para tanto, utilizado o simulador linear de tráfego instalado na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos UFRGS-DAER.

A condição estrutural dos pavimentos foi monitorada através da realização de ensaios deflectométricos. Para tanto, num primeiro momento, antes do início das solicitações das pistas experimentais pelo simulador de tráfego, foram efetuados levantamentos com o *Falling Weight Deflectometer*. Tais ensaios foram realizados com três níveis distintos de cargas e

foram utilizados como elementos auxiliares no processo de interpretação do desempenho oferecido pelas seções experimentais.

Os levantamentos deflectométricos rotineiros ao longo do período de testes foram realizados através da utilização de viga Benkelman convencional e de viga automatizada. Uma vez que as propriedades do concreto asfáltico são altamente dependentes da temperatura (rigidez da camada), as deformações e as deflexões lidas foram corrigidas para uma temperatura de referência. Neste sentido, no presente estudo, foram realizadas investigações em busca de um fator de correção local que permita levar em conta o efeito da temperatura nas deformações medidas nas camadas asfálticas e nas deflexões determinadas na superfície do pavimento.

Também foram realizadas simulações teóricas com o propósito de validar as características de desempenho oferecidas pelas pistas experimentais submetidas a solicitações de carga pelo trem-de-prova do simulador linear de tráfego. Sendo, para tanto, aplicados modelos de previsão de desempenho estabelecido em pesquisas anteriores que permitem avaliar o comportamento de estruturas de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico a partir de informações fundamentais.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Em síntese, a presente tese está estruturada, além deste capítulo introdutório, em mais sete capítulos, descritos a seguir:

Capítulo 2: Embasamento teórico

No sentido de inserir o presente trabalho no estado atual do desenvolvimento de pesquisas envolvendo a realização de ensaios acelerados de pavimentos asfálticos em escala real, neste capítulo, apresenta-se de maneira resumida alguns dos esforços principais estabelecidos em diversos locais do mundo. Destacam-se, neste contexto, estudos recentemente realizados ou em desenvolvimento e a importância das investigações em verdadeira grandeza para a evolução da engenharia de pavimentos.

Capítulo 3: A construção das pistas experimentais

Para viabilizar o acompanhamento da evolução da degradação das pistas experimentais de pavimentos foram executadas seis seções de pavimentos na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos da UFRGS-DAER. Neste capítulo, estão descritos as características dos materiais utilizados, a configuração geométrica das seções e o processo construtivo das pistas experimentais.

Capítulo 4: Calibração e instalação dos instrumentos

Neste capítulo analisam-se fatores de importância significativa para a realização de medidas de tensões e deformações em pontos críticos das estruturas de pavimentos solicitadas pelo simulador de tráfego. Principalmente, discute-se os procedimentos adotados para a calibração e instalação dos instrumentos em diferentes pontos no interior das pistas experimentais de pavimentos. São discutidos aspectos relevantes levados em conta na concepção de uma câmara de calibração concebida para testes dos instrumentos em laboratório. Também, apresenta-se o sistema desenvolvido para coleta das respostas no campo.

Ainda, neste capítulo, são discutidas as características dos instrumentos utilizados para determinação de tensões e deformações no interior das camadas das seções de pavimentos durante o período de investigação do desempenho em escala real. Apresentam-se, também, os pontos escolhidos para instalação dos instrumentos no interior dos pavimentos mesmos.

Capítulo 5: Leituras de tensões e deformações sob cargas

São apresentados os resultados dos registros realizados através dos instrumentos instalados nas camadas das pistas experimentais de pavimentos. Os levantamentos efetuados incluem a determinação de respostas sob carregamentos estáticos e dinâmicos envolvendo a aplicação de diferentes níveis de cargas. Foram quantificadas tensões verticais e horizontais, deformações verticais no subleito e deformações horizontais na fibra inferior do revestimento asfáltico.

Capítulo 6: Resultados sob cargas repetidas

Apresentam-se os principais resultados derivados do monitoramento do desempenho oferecido pelas pistas experimentais de pavimentos submetidas às solicitações de cargas impostas pelo simulador linear de tráfego. Foram quantificados os processos evolutivos de ocorrência de trincamento e de afundamentos em trilha de roda na pista experimental com

revestimento asfáltico convencional e na pista experimental com revestimento asfáltico modificado por polímeros. Também são apresentados os resultados obtidos no monitoramento da evolução da deformabilidade elástica e da irregularidade dos pavimentos.

Capítulo 7: Análise do desempenho das pistas experimentais

Os resultados registrados durante os testes realizados com o simulador de tráfego são comparados com aqueles derivados de análises teóricas. Tais análises envolvem o cálculo de tensões e deformações para estruturas de referência que reproduzem as condições oferecidas pelas pistas experimentais. Também são discutidos resultados derivados da aplicação de modelos de previsão de desempenho do tipo mecanístico-empírico às condições oferecidas pelas pistas experimentais.

Capítulo 8: Conclusões e sugestões para futuras pesquisas

Neste capítulo, são discutidos os principais resultados derivados da presente tese. É apresentada uma síntese dos estudos realizados e são apontados caminhos para o desenvolvimento de pesquisas e de análises teóricas e experimentais que possam contribuir de maneira significativa para que sejam atingidos outros objetivos específicos identificados ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

2. EMBASAMENTO TEÓRICO

Neste capítulo são discutidos os objetivos da realização de ensaios acelerados em estruturas de pavimentos em escala real. São apresentados os principais estudos que envolvem a utilização de ensaios acelerados de pavimentos e algumas características de equipamentos simuladores de tráfego e sua influência no processo de degradação de estruturas de pavimentos. Faz-se, ainda, algumas considerações acerca de resultados relevantes obtidos a partir da realização de ensaios acelerados em verdadeira grandeza.

2.1 ESTUDOS EM PISTAS EXPERIMENTAIS DE PAVIMENTOS

A necessidade de realizar ensaios acelerados deriva das incertezas incorporadas nos modelos utilizados para o dimensionamento de pavimentos novos e em projetos de restauração de pavimentos. Procedimentos para o dimensionamento de estruturas de pavimentos numa dada situação climática, de disponibilidade de materiais e de solicitação do tráfego somente podem ser ditos adequados ou racionais na medida que permitem estimar de modo confiável o desempenho do pavimento em termos dos mecanismos principais que irão condicionar a sua vida de serviço.

O volume de estudos desenvolvidos nos últimos anos envolvendo a realização de ensaios acelerados em estruturas de pavimentos conduziu ao estabelecimento, no ano de 2000, de um comitê específico denominado Full Scale/Accelerated Pavement Testing (A2B09) por parte do Transportation Research Board (TRB). A este comitê foram atribuídas as seguintes atividades principais:

- Assimilar e resumir atividades envolvendo ensaios acelerados de pavimentos;
- Avaliar e estabelecer diretrizes para condução de pesquisas envolvendo investigações do comportamento de pavimentos em escala real;
- Permitir uma comunicação adequada entre os programas de pesquisas melhorando o fluxo de informações sobre ensaios acelerados de pavimentos.

Alguns resultados derivados de pesquisas envolvendo a investigação do comportamento de seções de pavimentos submetidos aos esforços do tráfego estão sendo divulgados através do seguinte endereço na internet: <http://www.ksu.edu/pavements/trb/A2B09/index.htm>. Conforme um relatório elaborado pelo Comitê sobre Projetos de Pavimentos Flexíveis durante o 79º Encontro Anual do TRB, realizado no ano de 2000 em Washington, nos Estados Unidos, existem atualmente discordâncias significativas entre as diversas formulações que vêm sendo adotadas para as chamadas funções de transferência.

Tais funções são responsáveis por traduzir o significado das tensões e deformações produzidas na estrutura de pavimento pelas cargas de roda e constituem o principal componente dos modelos de previsão de desempenho do tipo mecanístico-empírico. É recomendável, sempre que possível, utilizar, em projetos, os módulos de elasticidade oriundos de retroanálises de levantamentos deflectométricos, em relação aos módulos decorrentes de ensaios de cargas repetidas em laboratório.

Nenhum modelo inteiramente mecanístico para quantificação e estimativa da evolução de defeitos foi desenvolvido até o momento. Embora, de acordo com LYTON (2000), não exista nenhuma razão para que estes não possam ser formulados e estabelecidos. Já os modelos oriundos da interpretação do desempenho funcional do pavimento prevêm, de modo geral, o *Present Serviceability Index* (PSI) e o grau de conforto e segurança oferecidos pela via. Procuram refletir quanto o pavimento atende às necessidades de conforto e segurança do usuário ao trafegar pela via. Existem, ainda, aqueles derivados tanto dos modelos de desempenho funcionais quanto dos estruturais, acrescentando-se a determinação dos fatores de equivalência de cargas.

A tarefa de melhorar o desempenho dos pavimentos é complexa e se constitui num desafio constante. Para vencê-lo, diversos programas de pesquisas vêm sendo desenvolvidos ao longo do tempo em vários países, tais como: SHRP, LTPP e COST. Tais estudos têm como objetivo comum propiciar, aos responsáveis pelo processo de tomada de decisão e aos técnicos rodoviários, informações e ferramentas capazes de auxiliá-los nas atividades de projeto e manutenção dos pavimentos, de modo que estes possam oferecer um bom desempenho ao longo de sua vida de serviço.

Muitos fatores afetam o projeto estrutural de um pavimento, dentre estes, destacam-se: o número e a magnitude das cargas, os materiais componentes das camadas, a natureza do solo de subleito, condições de drenagem e aspectos ambientais. Uma abordagem puramente empírica para projeto de pavimentos é baseada em observações de desempenho, sem considerar teoricamente as contribuições dos vários fatores. Por outro lado, uma abordagem puramente mecanística define matematicamente os fatores individuais específicos, concluindo acerca do momento preciso e o modo principal de deterioração.

Abordagens empíricas estão restritas às condições para as quais foram desenvolvidas e qualquer extrapolação desses limites podem resultar em interpretações grosseiras. Modelos analíticos e numéricos são usualmente confinados a problemas específicos, como as respostas das cargas ou temperatura, e combinações desses modelos para explicar completamente o comportamento de um pavimento tornam-se impossibilitadas. Uma forma para resolver essas diferenças é a realização de experimentos em escala real, onde seções de pavimentos são instrumentadas com o propósito de obter parâmetros e respostas em pontos críticos da estrutura (CERATTI, J. A. 1993).

2.2 ENSAIOS ACELERADOS DE PAVIMENTOS

A idéia principal quando da realização de ensaios acelerados é reproduzir, num curto espaço de tempo, a deterioração que irá ocorrer num pavimento ao longo do seu período de projeto. Para permitir a aceleração da degradação do pavimento durante a realização deste tipo de ensaio, de modo geral, são utilizados níveis de solicitações de cargas superiores àqueles aos quais as estruturas estarão submetidas na realidade, preconizados pela legislação acerca do excesso de carga vigente em cada país.

Os resultados derivados das pesquisas realizadas envolvendo ensaios acelerados em escala real permitiram avanços significativos na prática da engenharia de pavimentos. Atualmente, o uso de ensaios acelerados tem sido cada vez mais difundido como uma ferramenta de apoio ao processo de tomada de decisão, no que se refere à utilização de novos materiais e no estabelecimento de procedimentos que possibilitem a análise da relação benefício-custo de

estratégias alternativas tanto para construção de pavimentos novos como em projetos de engenharia de restauração rodoviária.

Uma síntese das pesquisas envolvendo ensaios acelerados em estruturas de pavimentos foi apresentada na Conferência sobre Ensaios Acelerados realizada em Reno, nos Estados Unidos, no ano de 1999.

2.2.1 Estudos envolvendo ensaios acelerados e o desempenho de pavimentos

Conforme o histórico evolutivo apresentado pelo comitê A2B52 do TRB (1999), os ensaios acelerados de pavimentos em escala real foram introduzidos no ano de 1909 numa seção-teste de pavimento construída em Detroit. Na seqüência, diversos centros de pesquisas em vários locais do mundo estabeleceram instalações adequadas para investigação da degradação controlada de estruturas de pavimentos.

Avanços significativos da engenharia de pavimentos devem-se a conclusões estabelecidas a partir de investigações das respostas oferecidas por estruturas observadas em verdadeira grandeza. O exemplo clássico é a aplicação prática ainda nos tempos atuais dos resultados derivados das interpretações realizadas nos ensaios desenvolvidos pela AASHO Road Test (atualmente, American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO). Essa pesquisa foi desenvolvida nos Estados Unidos, próximo de Ottawa, Illinois, por um período de dois anos (entre outubro de 1958 e novembro de 1960). Foram construídas 468 seções de pavimentos flexíveis e 368 seções de pavimentos rígidos. Sendo aplicadas 1.114.000 repetições de vários tipos de eixos de carga.

Os dados obtidos nos estudos realizados nesta pesquisa estão sendo interpretados sob diferentes enfoques até os dias atuais. Infelizmente, os modelos de desempenho estabelecidos a partir dos estudos realizados na pista experimental da AASHO e de outros estudos conduzidos sob condições similares não são, em geral, diretamente aplicáveis a pavimentos em outras áreas. Isto se deve principalmente às diferenças relativas a fatores, tais como: cargas do tráfego, materiais do pavimento e solos de subleito, qualidade e controle construtivo e condições climáticas do local.

Muitos dos procedimentos utilizados para o dimensionamento de estruturas de pavimentos empregados em vários países do mundo foram estabelecidos com base nos resultados obtidos na pista experimental da AASHO Road Test.

No Brasil, assim como em outros países com condições climáticas e de constituição dos materiais utilizados para pavimentação diferentes daquelas da pista experimental construída em Illinois, os resultados empíricos derivados dos ensaios da AASHO Road Test precisam ser cuidadosamente interpretados, sob pena de comprometimentos sérios no que se refere à expectativa de desempenho obtida, nestes locais com condições diferentes. Neste sentido, pesquisadores de diversas partes do mundo vêm se esforçando para definir as suas próprias equações de dimensionamento que permitam levar em conta aspectos fundamentais como características dos materiais e parâmetros climáticos locais.

Após a conclusão da AASHO Road Test, acreditou-se que a qualidade do rolamento expressa pelo PSI (*Present Serviceability Index*) seria suficiente como indicador do desempenho do pavimento. Contudo, as medições objetivas utilizadas para estimar a qualidade do rolamento atribuíram pouca significância à ocorrência de trincamento por fadiga e aos afundamentos em trilha de roda.

Concluiu-se que a degradação física que se relaciona à conservação do investimento não está relacionada de maneira unívoca à irregularidade do pavimento. Embora as trincas, por si mesmas, pouco influam na capacidade do pavimento de servir ao tráfego, elas servem como uma indicação de que algo acerca do projeto do pavimento está inadequado e que sua ruptura é provável que ocorra em uma época mais cedo do que se nenhum trincamento tivesse aparecido. A equação 2.1 foi estabelecida na pista experimental da AASHO para modelar o desempenho funcional de pavimentos:

$$p = p_0 - (p_0 - p_f) \left(\frac{w}{\rho} \right)^\beta \quad (2.1)$$

onde:

p = PSI atual;

p_0 = serventia inicial;

p_f = PSI terminal;

w = tráfego acumulado;

ρ e β = parâmetros determinados a partir do desempenho observado.

A equação 2.2 foi desenvolvida originalmente por KIRK (1973) com base na AASHO Road Test e adaptada posteriormente por ULLIDTZ (1983) a partir de dados obtidos com o FWD em 157 seções de rodovias em serviço na Europa e expressa a deterioração funcional em função do tráfego acumulado (N) e o valor máximo da tensão principal maior (σ_i) na “camada crítica”, definida como aquela que leva à menor vida de serviço para a seção, quando se aplica o modelo verificando-se os resultados em todas as camadas granulares ou de solos. O modelo é expresso por:

$$p_i - p_t = \left[0,91 \left(\frac{N}{10^6} \right) \left(\frac{\sigma_i / 0,12 \text{ MPa}}{\left(E_i / 160 \text{ MPa} \right)^\alpha} \right) \right]^{3,12} \quad (2.2)$$

onde:

E_i = módulo de elasticidade da camada i ;

p_i = índice de serventia inicial;

p_t = índice de serventia terminal;

$\alpha = 1,16$ se $E_i < 160$ MPa e $\alpha = 1,00$ nos demais casos.

Nos últimos anos, no sentido de avaliar o desempenho de pavimentos em serviço, diversos estudos têm sido feitos envolvendo a construção de pistas experimentais e a realização de ensaios acelerados de pavimentos. Para tanto, foram planejados e desenvolvidos diversos

programas de pesquisa. Dentre os mais expressivos, podem ser citados: Nardo Road Test, Corpo dos Engenheiros do Exército Americano, Pista Experimental de Nantes, Virtaa Test Track, Alberta Research Council e Pista Experimental de Madri. O propósito comum destas pesquisas é possibilitar a obtenção de parâmetros fundamentais, através dos quais se possa racionalizar as etapas de projeto e avaliação de pavimentos.

No que se refere à instrumentação de seções de pavimentos, destaca-se o estudo que está sendo desenvolvido pelo Departamento de Transportes do Estado de Minnesota (Mn/DOT), Estados Unidos, que planejou e implementou um programa de pesquisas denominado Minnesota Road Research Project (Mn/Road), o qual representa, sem sombra de dúvidas, um grande passo no campo de experimentos em escala real para ensaios de pavimentos (<http://www.mrr.dot.state.mn.us/research/>).

A instrumentação realizada inclui a instalação de aproximadamente 3.000 sensores, os quais permitem monitorar a resposta dos pavimentos, tanto em relação às cargas do tráfego, como no que se refere às condições ambientais (temperatura e umidade). Os dados coletados no Mn/DOT são usados para avaliar os métodos de projeto atualmente disponíveis, assim como para auxiliar no desenvolvimento de novas metodologias para avaliação e projetos de estruturas de pavimentos.

Além disso, é feito um esforço no sentido de desenvolver modelos de previsão de desempenho do tipo mecanístico. Nessa pesquisa, são feitas observações relativas a variação das respostas, tanto em períodos curtos como em períodos longos, dentro do período de projeto. Uma descrição detalhada da instrumentação no Mn/Road foi apresentada por VAN DEUSEN *et al.* (1992).

Existem dois conjuntos principais de instrumentos instalados no Mn/Road, os quais são classificados como estáticos e dinâmicos. Os instrumentos dinâmicos (*strain gages*) são usados para obtenção de respostas da estrutura devido às cargas do tráfego e permitem monitorar de forma contínua o pavimento, enquanto que os estáticos são utilizados para obter informações ambientais.

Os sensores estáticos são lidos em intervalos de 15 minutos e possibilitam a determinação de parâmetros como temperatura e teor de umidade das camadas do pavimento. Os sinais

transmitidos são, num primeiro momento, enviados para um sistema temporário de armazenamento, instalado nas proximidades da pista. Em uma segunda etapa, as informações são transferidas para um computador central.

As medidas de deformação na fibra inferior do revestimento asfáltico são realizadas a partir da instalação de *strain gages* espaçados transversalmente sob as trilhas de roda. O intervalo transversal utilizado é necessário para assegurar que as deformações sejam capturadas sob o espaço efetivamente ocupado pelas cargas de roda.

Uma vez que as propriedades do concreto asfáltico são altamente dependentes da temperatura (rigidez da camada), as deformações lidas são corrigidas para uma temperatura padrão (25 °C), com o propósito de assegurar que elas representem efetivamente e somente o efeito devido às cargas do tráfego. As leituras de temperatura são realizadas através de termopares instalados no interior da camada asfáltica. A equação 2.3 resume o fator de correção da temperatura utilizado pela equipe do Mn/DOT.

$$\varepsilon_{25} = \varepsilon_i \frac{1}{0.000051T^3 - 0.00047T^2 + 0.0072T + 0.305} \quad (2.3)$$

sendo:

ε_{25} = deformação estimada a 25 °C;

ε_i = deformação medida na temperatura T.

Vale destacar que essa equação foi derivada a partir de medições feitas nas seções-teste do Mn/Road e não se aplica de modo genérico a todos os tipos de pavimentos asfálticos. Já no programa computacional denominado *MnPAVE*, o qual foi desenvolvido num esforço conjunto da Universidade de Minnesota e do Departamento de Transportes daquele Estado, é utilizada a equação 2.4 para estimativa da temperatura no interior do revestimento asfáltico. O referido software, na sua versão atual, permite a realização de análises lineares em sistemas multicamadas. A calibração dos modelos adotados para estimativa do desempenho dos

pavimentos vem sendo realizada com base nos resultados derivados dos estudos desenvolvidos pelo Mn/Road.

$$T_p = T_A \times \left(1 + \frac{1}{z+4} \right) - \frac{34}{z+4} + 6 \quad (2.4)$$

sendo:

T_p = temperatura média do pavimento numa dada estação do ano (°F);

T_A = temperatura média do ar numa dada estação do ano (°F);

z = profundidade na qual a temperatura está sendo estimada (polegadas).

Para estimativa do módulo dinâmico do concreto asfáltico, foi adotada a equação 2.5 derivada de análises de regressão realizadas por WITCZACK & FONSECA (1996). Os coeficientes de ajuste do modelo estão apresentados na Tabela 2.1. O coeficiente de Poisson das misturas asfálticas é estimado através da equação 2.6.

$$\log E = a_0 + a_1 p_{200} + a_2 (p_{200})^2 + a_3 p_4 + a_4 V_a + a_5 \frac{V_b}{V_b + V_a} + \frac{a_6 + a_7 p_4 + a_8 p_{3/8} + a_9 (p_{3/8})^2 + a_{10} p_{3/4}}{1 + e^{(a_{11} + a_{12} \times \log f + a_{13} \times \log \eta)}} \quad (2.5)$$

sendo:

E = módulo dinâmico do CBUQ (10^5 psi);

η = viscosidade do ligante asfáltico (10^6 poise);

f = frequência do carregamento (Hz);

V_a = teor de vazios de ar (% em volume);

V_b = teor efetivo de ligante asfáltico (% em volume);

$p_{3/4}$ = % acumulado retido na peneira 3/4" (por peso total de agregados);

$p_{3/8}$ = % acumulado retido na peneira 3/8" (por peso total de agregados);
 p_4 = % acumulado retido na peneira número 4 (por peso total de agregados);
 p_{200} = % passando na peneira número 200 (por peso total de agregados).

Tabela 2.1: Coeficientes¹ de ajuste para estimativa do módulo dinâmico do CBUQ

Coeficiente	Valor
a ₀	-1,249937
a ₁	0,029232
a ₂	-0,001767
a ₃	-0,002841
a ₄	-0,058097
a ₅	-0,802208
a ₆	3,871977
a ₇	-0,0021
a ₈	0,003958
a ₉	0,000017
a ₁₀	0,00547
a ₁₁	-0,603313
a ₁₂	-0,313351
a ₁₃	-0,393532

$$\mu = 0,15 + \frac{0,35}{1 + e^{b_0 + b_1 \times E}} \quad (2.6)$$

sendo:

E = módulo dinâmico do CBUQ (10⁵ psi);

μ = coeficiente de Poisson do CBUQ;

b₀ e b₁ = constantes de ajuste (b₀ = -1,63 e b₁ = 0,00000384).

¹ Coeficientes obtidos a partir de dados da pesquisa LTPP.

BROWN (1997) discute a evolução de abordagens estabelecidas para o dimensionamento e análise da condição estrutural de pavimentos flexíveis. KANDHAL & CHAKRABORTY (1996) investigaram o efeito da espessura do filme de ligante em torno das partículas dos agregados. A seguinte relação linear foi encontrada entre os valores dos módulos de resiliência obtidos após a moldagem (MR) e para as misturas envelhecidas (MR_E):

$$MR_E = -198,12 + 1,675MR \quad (2.7)$$

O módulo de resiliência da mistura envelhecida foi relacionado com a espessura do filme de asfalto através da seguinte relação:

$$MR_E = 3267,6 - 456,75\mu + 17,55\mu^2 \quad (2.8)$$

sendo:

μ = espessura do filme de asfalto (microns);

MR_E = módulo de resiliência da mistura envelhecida (ksi).

VON QUINTUS (2001) apresenta modelos para estimativa do desempenho de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico. Dois critérios são propostos, sendo:

a) Critério de proteção do subleito contra a ocorrência de deformações plásticas excessivas

$$\log N_{fv} = b_3[\log(MR_S)] - b_2[\log(\epsilon_{vs})] - [\phi_v b_1] \quad (2.9)$$

sendo:

N_{fv} = número de repetições de carga para ATR igual a 13 mm;

MR_s = módulo de resiliência do solo de subleito (psi);

ε_{vs} = deformação vertical de compressão no topo do subleito;

$b1, b2$ e $b3$ = constantes obtidas a partir das propriedades do solo (ensaios triaxiais);

φ_v = fator de calibração laboratório-campo;

$\varphi_v b1 = 10,90$;

$b2 = 4,082$;

$b3 = 0,955$.

b) Critério de trincamento por fadiga do revestimento asfáltico

$$\log N_f = \beta_t \times k1 - k2 \left[\log \left(\frac{\varepsilon_t}{10^6} \right) \right] - k3 \left[\log \left(\frac{E}{10^3} \right) \right] \quad (2.10)$$

sendo:

N_f = número de repetições de carga para atingir um nível específico de trincamento por fadiga;

ε_t = deformação de tração no fundo da camada asfáltica;

E = módulo de elasticidade do concreto asfáltico (psi);

$k1, k2$ e $k3$ = constantes obtidas a partir das propriedades do CBUQ (ensaios de fadiga);

β_t = fator de calibração laboratório-campo;

$\beta_t k1 = 14,820$ (para início do trincamento);

$\beta_t k1 = 15,947$ (para extensão de área trincada $\leq 10\%$);

$\beta_t k1 = 16,086$ (para extensão de área trincada $> 45\%$);

$$k_2 = 3,291;$$

$$k_3 = 0,854.$$

BALADI, (1989), propôs, com base em estudos de laboratório, a seguinte relação para estimativa da evolução de afundamentos em trilha de roda (ATR) em estruturas de pavimentos flexíveis com revestimento em concreto asfáltico:

$$\begin{aligned} \log(ATR) = & -1,6 + (0,067) \times v_v - (1,4)[\log(HR)] + (0,07)(T) - (0,000434) \times V + (0,15)[\log(N)] - (0,4) \\ & [\log(MR_s)] - (0,50)[\log(MR_B)] + (0,1)[\log(D)] + (0,01)[\log(\epsilon_c)] - (0,7)[\log(H_{eq}) + (0,09) \\ & [\log(50 - (HR + H_{eq}))]] \end{aligned} \quad (2.11)$$

sendo:

ATR = afundamento em trilha de roda;

V_v = teor de vazios (entre 3 e 7%);

HR = espessura do revestimento asfáltico;

T = temperatura média anual (°F);

V = viscosidade cinemática do asfalto a 275 °F (AASHTO T-201);

N = número de repetições de carga do eixo padrão rodoviário

H_{eq} = espessura equivalente do pavimento;

MR_s = módulo de resiliência do solo de fundação (psi);

MR_B = módulo de resiliência da base (psi);

D = deflexão na superfície do pavimento;

ϵ_c = deformação de compressão no fundo da camada asfáltica.

Considerando que todas as camadas do pavimento contribuem para os afundamentos plásticos podem ser escritas relações do tipo:

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \rho_i a N^b \quad (2.12)$$

sendo:

ε_p = deformação plástica acumulada na camada de espessura h_i após N repetições de carga;

ε_r = deformação resiliente no centro da camada h_i ;

ρ = fator de calibração laboratório-campo;

a e b = constantes obtidas em função das propriedades dos materiais.

$$ATR = \sum \left[\varepsilon_{pi}(N) h_i \right] \quad (2.13)$$

sendo:

ATR = afundamento em trilha de roda;

$\varepsilon_{pi}(N)$ = deformação plástica acumulada após N repetições de cargas;

h_i = espessura da camada i .

Com base em resultados verificados em ensaios acelerados realizados no Danish Road Machine, LARSEN & ULLIDTZ (1998), propuseram a seguinte relação para estimativa de ATR em pavimentos flexíveis:

$$ATR = 1,44 \times 10^{-6} \times N^{0,23} \times \varepsilon_z^{1,536} \quad (2.14)$$

Os autores também verificaram nas interpretações realizadas que a evolução da irregularidade longitudinal do pavimento poderia ser modelada da seguinte forma:

$$IRI = 0,49 \times 10^{-6} \times N^{0,23} \times \varepsilon_z^{1,536} \quad (2.15)$$

O critério do Instituto do Asfalto (IA) para limitação das deformações máximas no topo do subleito foi verificado em estudos realizados no California Department of Transportation Accelerated Pavement Testing (CAL/APT). Nestes foram efetuados ensaios com o FWD e com o HVS. Os resultados obtidos estão sintetizados na Tabela 2.2. A seção de pavimento testada possui 137 mm de revestimento em concreto asfáltico, 76 mm de camada asfáltica drenante, 183 mm de base granular e 229 mm de sub-base granular assente sobre um solo argiloso de subleito. O deslocamento transversal do HVS foi realizado no espaçamento de 1 m.

Tabela 2.2: Verificação do método do IA para deformações verticais máximas no subleito (HARVEY *et al.*, 1998)

Caso	Número de repetições cargas estimado pelo critério do IA	Número de repetições de cargas do HVS para ruptura por fadiga	Relação campo/critério IA
1	18.770 000	8.056 000	0,4
2	26.535 000	18.133 000	0,7
3	30.050 000	52.951 000	1,8
4	33.279 000	292.237 000	8,8
5	5.239 000	3.129 000	0,6

Outro programa interessante desenvolvido em escala real foi realizado no Campo de Testes de Nardo, Nardo, Itália em 1984. O programa de testes, inicialmente preocupado com a realização de medidas de deformação em camadas asfálticas, envolveu o esforço de pesquisadores de 10 países. Sendo que cada equipe apresentou seus próprios objetivos e utilizou projetos individuais de instrumentos.

Durante a construção da camada de concreto asfáltico, para permitir uma taxa elevada de sobrevivência dos sensores, foram adotados cuidados especiais como utilização de

compactador não vibratório e baixa temperatura da mistura asfáltica. A taxa de mortalidade pós-construção ficou em torno de 13% (foram instalados 200 sensores). O sucesso variou de equipe para equipe de acordo com a atenção destinada à proteção dos instrumentos. A maioria desses foram presumidamente sucumbido pela intrusão de agregados.

Mesmo com as precauções adotadas, foram registradas perdas significativas durante a construção, principalmente com os sensores cuja proteção era de alumínio. Os testes realizados em Nardo não servem para refletir condições reais de pavimentos em serviço devido, principalmente, às precauções de proteção adotadas durante a construção (compactação e temperatura da mistura).

Também merecem destaque as pistas de testes de pavimentos construídas em Madri, na Espanha, Nantes, na França, e em Nevada, nos Estados Unidos, as quais possibilitam que sejam realizados ensaios acelerados em pavimentos rodoviários em escala real. Na pista de Nevada, os ensaios consistem em fazer trafegar veículos sobre os pavimentos de modo a poder analisar suas respostas ante as cargas e acompanhar o surgimento e evolução de defeitos. Já nas pistas de Nantes e de Madri, são utilizados simuladores de tráfego.

As instalações concebidas permitem ensaiar e comparar estruturas distintas de pavimentos simultaneamente. Seus principais objetivos são a calibração de métodos analíticos de dimensionamento, avaliação de pavimentos, comparação da capacidade de suporte e vidas de serviço de diferentes seções estruturais de pavimentos, comparação de diferentes tipos de revestimentos, medição de tensões e deformações em pontos críticos das estruturas, verificações e calibração de modelos teóricos de desempenho de pavimentos e investigação do comportamento de novos materiais para rodovias.

Na Pista de Testes de Madri existem seis seções de ensaios de 25 metros cada, situadas nos trechos retos (<http://www.cedex.es/presentacion/datos/instalaciones/ins1.html>). As seções foram construídas com materiais e equipamentos comumente utilizados nas rodovias espanholas. A simulação do tráfego é realizada por dois simuladores de tráfego guiados por uma viga de concreto. As características dos simuladores correspondem as de um caminhão com máxima carga legal permitida na Espanha.

As respostas do pavimento, quando submetido às cargas do tráfego e sua evolução com o tempo, são medidas por instrumentos instalados no pavimento. O sistema de aquisição de dados existente está preparado para monitorar até 400 sensores. O centro de controle, completamente automatizado, situa-se na parte interna da pista oval. A capacidade inicial de aplicação de cargas (um milhão de ciclos ao ano para cada simulador de tráfego) deve ser dobrada com a possibilidade da circulação simultânea dos dois simuladores de tráfego. As principais características do Centro de Testes de Madri são:

- Distância total de ensaio de 150 m;
- Seções de ensaios com largura de 8 m e 2,6 m de profundidade, construídas sobre uma plataforma de concreto em forma de U;
- As seções são cobertas e existe um dispositivo que permite a simulação de chuvas;
- Dois veículos simuladores de tráfego pesado. Características: carga por gravidade, semi-eixo simples, velocidade de 60 km/h, largura de atuação de 1,3 m, carga variável entre 55 e 75 kN;
- O controle dos simuladores de tráfego é realizado através de um programa específico com transmissão das ações via cabo com funcionamento totalmente automático não sendo necessária presença contínua de pessoal.

Uma extensa pesquisa envolvendo ensaios acelerados em escala real em estruturas de pavimentos foi realizada pelo LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) e pela Scétauroute (Agência Francesa de Engenharia Rodoviária) entre os anos de 1990 e 1994. O propósito principal dos estudos realizados era estabelecer correlações acerca do desempenho oferecido em termos de trincamento por fadiga de misturas asfálticas aplicadas em diferentes configurações geométricas. Ao todo, foram aplicadas em torno de 7×10^6 repetições de cargas com o simulador de tráfego circular do LCPC em 12 seções experimentais de pavimentos.

Uma discussão detalhada dos resultados obtidos nos estudos realizados está apresentada em ODÉON *et al.* (1997). Dentre estes, se destacam os registros da evolução da ocorrência de trincamento com o número de repetições de carga e da magnitude das deformações medidas nas camadas asfálticas. Alguns dos resultados obtidos na pesquisa realizada com o simulador

de tráfego do LCPC está apresentada na Tabela 2.3. Características comuns aos testes realizados incluem:

- Nível de carregamento aplicado de 65 kN;
- Pressão de inflação dos pneus de 0,8 MPa;
- Deslocamento transversal do trem de provas de 1 metro;
- Foram testadas 4 diferentes estruturas em cada ensaio;
- A fonte dos agregados utilizados nas composições asfálticas foi a mesma para todas as estruturas;
- A sub-base é a mesma para todas as seções (40 cm de material granular);
- O subleito é constituído por material com valores de CBR entre 5% e 10%;
- Velocidade do tráfego entre 60,6 e 72,0 km/h.

Nos três conjuntos de experimentos realizados na pista circular do LCPC, as deformações medidas na direção longitudinal em relação ao deslocamento do trem de provas são bem superiores às deformações medidas na direção transversal. Concordando, de acordo com os autores, com a aparência do trincamento observado nos pavimentos experimentais, o qual ocorreu de modo preponderante na direção transversal ao deslocamento do tráfego.

BROWN & BRODRICK (1999) relatam os resultados obtidos nos estudos envolvendo ensaios acelerados de pavimentos desenvolvidos ao longo de 25 anos em Nottingham, na Inglaterra. Também apresentam um histórico acerca da utilização de simuladores de tráfego na Inglaterra desde a construção da primeira máquina projetada para provocar a deterioração acelerada de pavimentos, no ano de 1912 no antigo National Physical Laboratory.

Durante as décadas de 70 e 80, foram realizadas pesquisas importantes em diversos outros países (os resultados dos ensaios acelerados obtidos foram significativamente mais importantes que nos EUA). Contribuições significativas foram feitas pela Austrália, Dinamarca, África do Sul, França e Inglaterra.

Ainda, com respeito à instrumentação de pavimentos *in situ*, sem dúvida, uma das maiores contribuições oferecidas foi a interpretação dos resultados obtidos através da utilização do Heavy Vehicle Simulator (HVS) sul-africano. O primeiro protótipo do equipamento foi

desenvolvido no final da década de 60 pelo CSIR (Council for Scientific and Industrial Research) da África do Sul. Além da simulação de carga, são utilizados equipamentos adicionais para instrumentação, que inclui os seguintes testes: medidas de deslocamentos a diferentes profundidades através do *multh-deph deflectometer* (MDD), perfilômetros, *cracking activity meter* (CAM), defletômetro de superfície e termopares.

Tabela 2.3: Resumo de ensaios acelerados realizados no LCPC

	Estruturas			
	I	II	III	IV
Espessura do revestimento (cm)	8,1	8,0	8,9	10,1
Temperatura (°C)	19,5	19	19	17,5
Deformação transversal (<i>ustrain</i>)	124	89	41	87
Deformação longitudinal (<i>ustrain</i>)	136	92	75	78
Deformação vertical no subleito (<i>ustrain</i>)	632	554	410	691
Número de ciclos $\times 1000$ (50% trincas)	1100	1450	2000	2700
Espessura do revestimento (cm)	9,3	7,8	10,8	5,8
Temperatura (°C)	10	13	16	16
Deformação transversal (<i>ustrain</i>)	91/111	132/149	153	264
Deformação longitudinal (<i>ustrain</i>)	19	55/191	17/340	81/344
Deformação vertical subleito (<i>ustrain</i>)	755	-	147	-
Número de ciclos $\times 1000$ (50% trincas)	1000	315	375	360
Espessura do revestimento (cm)	8,6	8,4	9,1	11,1
Temperatura (°C)	11	7,5	8	11
Deformação transversal (<i>ustrain</i>)	53/58	64	35/40	52
Deformação longitudinal (<i>ustrain</i>)	84/106	87/115	63/73	51/71
Deformação vertical subleito (<i>ustrain</i>)	548/978	-	-	-
Número de ciclos $\times 1000$ (50% trincas)	600	1100	1250	3500

A configuração atual do HVS está mostrada na Figura 2.1. A partir dos ensaios acelerados *in situ* realizados, foram derivados modelos de previsão de desempenho para a consideração do trincamento por fadiga da base cimentada em pavimentos semi-rígidos.

A aplicação das cargas do tráfego pelo HVS pode ser feita numa única direção ou de modo bidirecional. A velocidade máxima de deslocamento é de 8 km/h, podendo aplicar até 17.000 repetições de cargas por dia. O comprimento de viagem é de 7,5 m e o deslocamento lateral

programável de até 1,5 m. Podem ser aplicadas cargas de até 200 kN. Também se pode medir a sucção a várias profundidades com pressômetros. Os sensores de deslocamento, instalados no pavimento, permitem acompanhar a resposta das várias camadas do pavimento ao longo de carregamentos sucessivos, de várias intensidades e distâncias transversais.

Conforme HORAK *et al.* (1999), a realização de testes acelerados em estruturas de pavimentos vem sendo cada vez mais aceita como uma importante ferramenta para o processo de decisão e investigação da adequação de procedimentos para projeto de pavimentos. Na África do Sul, a utilização do HVS tem permitido avanços significativos no conhecimento acerca do comportamento dos materiais locais para uso em estruturas de pavimentos. Os estudos realizados também refletem a importância e têm possibilitado a incorporação de variáveis ambientais na modelagem do comportamento dos pavimentos em serviço. O sistema HVS provou ser uma ferramenta sem similar para o estabelecimento de conclusões acerca da relação benefício-custo de estratégias de pavimentos. Um aspecto importante é o fato do HVS ter permitido uma integração clara e benéfica entre pesquisadores, empreiteiros e os responsáveis pela administração do sistema viário sul-africano, auxiliando na transferência de tecnologia.

Ainda, de acordo com HORAK *et al.* (1999), na Engenharia de pavimentos, nota-se uma freqüente falta de comunicação entre as atividades de pesquisa e a prática rodoviária. Tal entendimento pode ser visto como um elemento-chave para a transferência de tecnologia derivada de pesquisas e conseqüente inovação tecnológica. Portanto, a associação entre pesquisadores e profissionais da prática rodoviária torna-se indispensável para a racionalização das atividades relacionadas à pavimentação. O HVS da África do Sul provou ser um elemento adequado para promover tal interação entre profissionais que atuam em atividades complementares de pesquisa e prática rodoviária.

HARVEY *et al.* (1998), realizaram estudos envolvendo ensaios de laboratório e análises mecánísticas para prever a vida de fadiga dos pavimentos no CAL/APT. Na Tabela 2.4, estão apresentados os modelos investigados para interpretação dos resultados derivados de ensaios com o HVS e os fatores de calibração laboratório-campo (*shift factors*) identificados. Foram avaliadas duas estruturas de pavimentos, sendo uma drenada e outra não drenada. Em todos os casos analisados um aumento nas cargas do tráfego causou uma redução na vida de fadiga.

Para ambas as estruturas, a vida de fadiga sob um carregamento de 40 kN foi aproximadamente 5 vezes maior que aquela determinada sob um carregamento de 80 kN e aproximadamente 10 vezes aquela obtida sob o carregamento de 100 kN. Portanto, a carga de 100 kN provocou 10 vezes mais dano que a carga de 40 kN. Isto resulta num coeficiente $n = 2,5$ (aproximadamente) para a equação do fator de equivalência de cargas.



Figura 2.1: Heavy Vehicle Simulator (Fonte: <http://www.its.berkeley.edu/techtransfer/>)

NOKES *et al.* (1996) apresentam o planejamento do programa de ensaios acelerados de pavimentos CAL/APT do Departamento de Transportes da Califórnia (CALTRANS). Após a realização de um programa piloto de testes em uma pista experimental da África do Sul, concluiu-se que o caminho mais adequado para investigação do desempenho de pavimentos em escala real na Califórnia seria a utilização do HVS.

Resultados da aplicação do HVS na Califórnia, em testes realizados para investigar o comportamento de diferentes composições asfálticas na restauração de um trecho rodoviário com revestimento original constituído por concreto cimento, estão apresentados em MARTIN *et al.* (2001).

Tabela 2.4: Modelos avaliados no CAL/APT para previsão da vida de fadiga dos pavimentos

Modelo	Fonte ²	shift factor
$N_f = 4,06 \times 10^{-8} \times \varepsilon_t^{-3,348} (V_v = 6,8\%)$	SHRP A-003 ^A	13
$N_f = 8,36 \times 10^{-8} \times \varepsilon_t^{-3,420} (V_v = 3,7\%)$	SHRP A-003 ^A	13
$N_f = 2,738 \times 10^5 \exp^{0,077VFB} (\varepsilon_t)^{-3,624} (S_{mix} \times \text{sen}\phi)^{-2,720}$	SHRP A-003 ^A	10 - 13
$\log N_f = 15,947 - 3,291 \log\left(\frac{\varepsilon_t}{10^{-6}}\right) - 0,854 \left(\frac{S_{mix}}{10^3}\right)$	Instituto do Asfalto	13
$N_f = \left[\varepsilon_t \times 0,278 \times \left(\frac{\pi \times S_{mix} \times \text{sen}\phi}{C}\right)^{0,57} \right]^{\frac{1}{0,77(m-1)}}$	Shell	10 - 20

sendo:

N_f = número de repetições de carga para ocorrência do trincamento;

V_v = teor de vazios (%);

VFB = vazios preenchidos com betume (%);

S_{mix} = rigidez da mistura asfáltica;

ε_t = deformação de tração.

HARVEY *et al.* (2001) apresentam resultados de uma pesquisa ampla envolvendo ensaios acelerados efetuados com o HVS para investigar de maneira comparativa o desempenho de misturas asfálticas densas e de asfalto-borracha para recapeamento sobre revestimentos com trincamento severo. O experimento realizado incluiu a instrumentação e a interpretação dos resultados em quatro pistas experimentais. As variáveis principais investigadas foram:

² <http://www4.trb.org>

- Tipo de recapeamento: asfalto borracha (ARHM-GG) com granulometria descontínua (*gap-graded*) e concreto asfáltico denso convencional (DGAC);
- Espessura de recapeamento: 3,7 cm em ambas as situações;
- Condição de drenagem: drenada e não drenada.

De acordo com os autores, os resultados obtidos deverão permitir que sejam verificadas as premissas do procedimento atualmente utilizado pelo CALTRANS para projeto de restauração de pavimentos asfálticos. Também, após a completa interpretação dos resultados obtidos no campo, deverá ser possível a definição de novas metodologias aplicáveis ao dimensionamento de alternativas para restauração de pavimentos.

Nas avaliações do desempenho oferecido pelas pistas experimentais, o número de repetições de carga imposto pelo HVS (entre 80 e 100 kN) foi convertido para um número equivalente ao eixo padrão de 80 kN através da equação 2.16.

O critério de ruptura adotado em termos de reflexão de trincas foi o da presença de densidade de 2,5 m/m². Os resultados registrados em termos de trincamento estão resumidos na Tabela 2.5. Quanto à ocorrência de afundamentos em trilha de roda, nenhuma das seções atingiu o critério de ruptura estabelecido, ou seja, 13 mm. As deformações horizontais de tração calculadas na camada asfáltica e as deformações verticais determinadas no topo do subleito em testes com diferentes níveis de carregamento aplicados pelo FWD estão apresentadas nas Tabelas 2.6 e 2.7.

No procedimento mecanístico atualmente utilizado no CALTRANS para projeto de restauração a deformação de tração na camada asfáltica e a deformação vertical no topo do subleito são utilizadas para estimativas de desempenho em termos de trincamento por fadiga e ocorrência de deformações permanentes respectivamente. Pode-se perceber na Tabela 2.6 que a magnitude da deformação de tração determinada sob carregamento de 40 kN nas seções com asfalto borracha foi significativamente superior aquela obtida na seção com mistura asfáltica convencional. Os resultados obtidos nas medidas de deformações efetuadas durante a realização dos testes em escala real estão mostrados na Tabela 2.8.

$$N = N_{HVS} \times \left[\frac{CR}{80} \right]^\alpha \quad (2.16)$$

sendo:

N = número equivalente de repetições do eixo padrão;

N_{HVS} = número de repetições de carga do simulador de tráfego;

CR = magnitude do carregamento (2 x semi-eixo do trem de cargas);

α = expoente de equivalência de carga (o Caltrans adota $\alpha = 4,2$).

Tabela 2.5: Evolução do trincamento nas seções experimentais

Seção		Densidade do trincamento			
		0,5 m/m ²		2,5 m/m ²	
		HVS (10 ³)	N (10 ³)	HVS (10 ³)	N (10 ³)
Drenada	Convencional	648	11	890	30
	Asfalto borracha	810	22	1.190	44
Não drenada	Convencional	1.060	35	1.700	68
	Asfalto borracha	492	13	750	27

Tabela 2.6: Deformações horizontais calculadas na face inferior da camada de recapeamento das seções experimentais

Carga (kN)		Deformação de tração (x 10 ⁻⁶)			
		Drenada		Não drenada	
		Estágio do ensaio	Convencional	Asfalto borracha	Convencional
40	Início	238	403	315	443
	Final	560	821	721	638
100	Início	581	847	737	860
	Final	744	1.048	850	812

Tabela 2.7: Deformações verticais calculadas no topo do subleito das seções experimentais

Deformação vertical no subleito ($\times 10^{-6}$)					
		Drenada		Não drenada	
Carga (kN)	Estágio do ensaio	Convencional	Asfalto borracha	Convencional	Asfalto borracha
40	Início	306	338	264	360
	Final	815	675	439	510
100	Início	1.276	1.121	1.245	1.026
	Final	1.775	1.387	1.217	1.026

Tabela 2.8: Deformações medidas nas seções experimentais

Deformação ($\times 10^{-6}$)			
Seção	Teste	Deformação de tração (concreto asfáltico)	Deformação vertical (subleito)
Antes dos ensaios com o HVS			
Convencional drenada	1	81,5	183,5
Asfalto borracha drenada	1	91,9	152,1
	2	55,7	126,8
Convencional não drenada	1	84,6	131,7
	2	49,8	99,2
Asfalto borracha não drenada	1	166,6	155,4
	2	98,8	139,2
Após os ensaios com o HVS			
Convencional drenada	1	156,4	351,3
Convencional não drenada	1	78,5	82,6
Asfalto borracha não drenada	1	237,9	126,6

VIJAYANATH *et al.* (1999), discutem resultados obtidos em ensaios realizados em duas seções-teste de pavimentos executadas no centro para ensaios acelerados do estado do Kansas, nos Estados Unidos (K-ATL). O objetivo do estudo efetuado foi medir respostas no interior das seções experimentais. Sendo, para tanto, instalados *strain gages* para determinação das deformações horizontais e células de pressão para determinação das tensões verticais no topo

do subleito. Além das leituras de tensões e deformações, foram efetuados levantamentos deflectométricos com o FWD. As tensões e deformações medidas foram comparadas com valores calculados através do programa computacional ELSYM5.

As seções instrumentadas possuíam 15 cm de revestimento asfáltico e 23 cm de base granular, assente sobre o solo da fundação. Durante os ensaios acelerados foi utilizado um trem de provas em tandem duplo. A magnitude do carregamento aplicado foi de 150 kN com pressão de inflação dos pneus de 620 kPa. Os valores médios registrados durante os ensaios acelerados estão apresentados na Tabela 2.9.

De acordo com os autores, os resultados obtidos mostram que as tensões verticais medidas no subleito e as deformações de tração geradas quando da aplicação do FWD possuem valores próximos dos calculados através do ELSYM5. Já nos resultados registrados quando da aplicação de cargas do simulador de tráfego K-ATL, as tensões e deformações apresentaram magnitudes superiores que aquelas determinadas teoricamente.

Tabela 2.9: Variação das tensões verticais no topo do subleito e das deformações de tração na face inferior do concreto asfáltico

N	Deformação de tração (<i>ustrain</i>)				Tensão vertical (kPa)			
	0	10.000	20.000	30.000	0	10.000	20.000	30.000
Seção 1	231	256	260	270	52	55,3	56,6	54,4
Seção 1	163	162	159	146	38,7	39,8	41,1	40
Seção 1	289	326	334	343	34,2	30,5	30,8	30,3
Seção 2	157	157	160	171	49,7	45,6	43,7	39,3
Seção 2	172	178	179	204	36	35	33,9	32,4
Seção 2	221	233	234	239	34,7	25,3	27,4	27,5

Os valores dos módulos de elasticidade obtidos a partir de retroanálises das deflexões do FWD foram corrigidos para a temperatura de ensaio (38 °C) através do algoritmo para correção de temperatura derivado na pesquisa LTPP. Ainda, conforme os autores, as diferenças verificadas entre os valores medidos e aqueles calculados podem dever-se a fatores como: critérios de correção de temperatura para o módulo do concreto asfáltico e hipóteses

assumidas na concepção do ELSYM5 (teoria da elasticidade aplicada a um sistema multicamadas).

METCALF (1996) identificou 35 instalações para realização de ensaios acelerados de pavimentos. Destas, apenas 19 possuíam programas de pesquisas ativos à época. Neste contexto, é preciso esclarecer as diferenças existentes entre os programas propostos para investigação do comportamento de pavimentos em áreas de testes e aqueles desenvolvidos numa rodovia. Nos testes realizados em rodovias, o carregamento é imposto pelo tráfego real, enquanto que nas áreas de testes, a solicitação é feita por sistemas mecânicos projetados especialmente para impor níveis de carga compatíveis com aqueles dos veículos. A Tabela 2.10 mostra uma síntese acerca dos recursos disponibilizados para o desenvolvimento dessas pesquisas.

Um estudo efetuado por HUGO *et al.* (1999), apresentado no relatório TRB E-C004, traz informações coletadas dos programas de ensaios acelerados no que se refere a equipamentos simuladores de tráfego, instrumentação, seções de pavimentos para testes e procedimentos de levantamento de dados. O relatório fornece uma visão geral e alguns detalhes de práticas adotadas para aquisição de dados.

Dentre os principais centros de pesquisas que utilizam simuladores de tráfego destacam-se Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), na França, e o Centro de Estudos de Carreteras (CEDEX), na Espanha. Ambos receberam investimentos financeiros vultuosos e representam esforços significativos no sentido de se compreender o processo evolutivo de degradação dos pavimentos.

Os dispositivos lineares de carregamento móveis são utilizados em muitos programas de pesquisa; incluindo os do USACE-CRREL, o simulador móvel do Texas (TxMLS), o do departamento de transportes da Califórnia (CAL/APT), o simulador do FHWA (PTF), Louisiana, Finlândia, Suécia, África do Sul, Austrália e China, bem como os simuladores lineares e circulares fixos, como a máquina dinamarquesa (RTM), o LINTRACK (Países Baixos) e os dos Departamentos de Transportes de Indiana e de Ohio.

A partir da metade da década de 80, vem ocorrendo uma renovação de programas de pesquisas envolvendo ensaios acelerados de pavimentos. Nos Estados Unidos, foram

realizados investimentos significativos pela FHWA, pelo USACE e pelos Estados de Minnesota, Califórnia, Texas, Louisiana. A Agência Federal da Aviação Americana (FAA) possui a maior máquina para realização de ensaios acelerados de pavimentos do mundo. Recentemente, também o Estado da Flórida e o Centro Nacional para a Tecnologia do Asfalto (NCAT), com a colaboração do Departamento de Transportes do Estado do Alabama; iniciaram um programa de pesquisa envolvendo a utilização de ensaios acelerados de pavimentos. Provavelmente, tal programa seja o primeiro proposto neste novo século.

MACDONALD & ZHANG (1997) apresentaram o planejamento e os primeiros resultados obtidos através da instrumentação de camadas de pavimentos num estudo proposto para investigação do comportamento do solo de subleito quando solicitado pela máquina para ensaios acelerados da Dinamarca.

Em 1997, a Finlândia e a Suécia investiram conjuntamente na aquisição de um HVS sul africano. Tal aquisição foi produto de uma pesquisa de cooperação conjunta entre os dois países, com o propósito de investigar o desempenho de pavimentos submetidos a ensaios acelerados e identificação da relação dos resultados com o desempenho de pavimentos ao longo de sua vida de serviço (WIMAN, 2001). Nesta pesquisa, diversas seções foram instrumentadas e submetidas a diferentes níveis de cargas. Atualmente, os resultados obtidos estão sendo interpretados. O término da pesquisa está previsto para o ano de 2003.

Atualmente, um dos esforços significativos estabelecidos no intuito de racionalizar investimentos no setor de infra-estrutura de pavimentos é o programa COST, o qual reúne diversos países. Neste programa, vem sendo feitas pesquisas envolvendo ensaios acelerados de pavimentos. O planejamento do programa COST, assim como os resultados obtidos até o momento, estão disponíveis no seguinte endereço da internet: <http://www.pave-test.org/>.

Tabela 2.10: Programas estabelecidos para realização de ensaios acelerados em pavimentos

Denominação	país	Local	ano	custo (milhões US\$)	carga de roda (kN)	velocidade (km/h)
MnRoad	EUA	Minneapolis	1993	25	356 - 453,9	56 - 104
Nardo	Itália	Brindisi	1979	-	-	30
PTI	EUA	Univ. Pennsylvania	1971	-	71 - 120	36
PWRI	Japão	Tsukuba	1979	0,5	60 - 160	40
WesTrack	EUA	Nevada	1995	-	-	65
C-TIC	Canadá	Saskatchewan	1978	0,4	40 - 60	18 - 28
CAPTIF	N. Zelândia	Univ. de Canterbury	1987	0,3	21 - 60	1 - 50
ISETH	Suíça	Zurich	1979	0,75	50 - 80	60
IUT	EUA	Univ. de Illinois	1963	-	14,53	3 - 15
JHPC	Japão	Machida	1979	-	0 - 30	10 - 60
LCPC	França	Nantes	1978	5	40 - 140	30 - 100
Road Machine	Inglaterra	Harmondsworth	1963	-	49 - 67	-
RRT	Romênia	Tech. Univ. Iassy	1982	0,42	45,5	5 - 40
Shell	Holanda	Amsterdam	1967	-	1 - 20	1 - 20
S-KSD	Eslováquia	Bratislava	1994	-	83 - 130	10 - 50
UCF	EUA	Florida	1988	0,25	45,4 - 136,2	24 - 48
UNAM	México	Cidade do México	1970	0,48	80 - 100	4 - 40
WSU	EUA	Washington	1965	-	50,5	-
ALF	Austrália	Melbourne	1984	1	40 - 80	1 - 20
FHWA-PTF	EUA	Washington	1986	1,1	40 - 110	20
RIOH-ALF	China	Beijing	1990	1	40 - 80	20
PRF-LA	EUA	Univ. Louisiana	1995	1,8	40 - 80	20
DRTM	Dinamarca	Tech. Univ. Denmark	1973	0,2	65	25 - 30
EPFL	Suíça	Lausane	1977	-	120	10
HVS	Áfr. do Sul	CSIR	1971	-	20 - 100	12
CAL-APT	EUA	Richmond	1994	1,75	20 - 100	12
LINTRACK	Holanda	Delft	1991	1	15 - 100	20
Minne-ALF	EUA	Minneapolis	1990	0,2	110	88
PTF	Inglaterra	Crowthorne	1984	1,7	100	1 - 20
INDO/PURDUE	EUA	Indiana	1992	0,14	90,7	8
TxMLS	EUA	Texas	1995	2,5	22,2 - 111,2 ou 35,6 - 191,3	32,2
CEDEX	Espanha	Madri	1987	2,1	55 - 75	1 - 60
BASt	Alemanha	Bergisch Gladbach	1963	-	20 - 100	-
MSU	EUA	Michigan	1990	0,1	45	88
PHRI	Japão	Yokosuka	1969	-	-	-

A instrumentação de um pavimento *in situ* foi feita pela primeira vez, no Brasil, em 1976 na pista experimental do IPR na BR - 101/SC, localizada em Nova Brasília, município de Imbituba. Nesse estudo, foram envolvidos 12 subtrechos de 54 m cada, construídos com diferentes composições de misturas de solo estabilizado com cinzas volantes. Os subtrechos incluíram perfis com base granular; tal pesquisa está descrita em PINTO *et al.* (1977). Em 6 seções transversais de dois subtrechos, procedeu-se a instrumentação com 12 células de tensão total, 19 sensores eletromagnéticos de deformação e 23 termopares, nas várias camadas e no subleito.

As células funcionaram bem durante cerca de 4 meses. Os sensores de deformação não funcionaram, e os termopares tiveram bom desempenho, a exemplo dos que se instalaram no painel experimental de pavimento asfáltico de 5 por 12 metros, construído na Ilha do Fundão, UFRJ, na mesma época (MOTTA, 1979). De acordo com MEDINA (1979), no caso da pista experimental de Santa Catarina, tanto os medidores de deformação como as células de pressão total não funcionaram.

No que diz respeito a investigações de campo envolvendo a realização de ensaios acelerados, merece destaque as pesquisas realizadas por NUÑEZ (1997) e por SILVA (2001). Sendo que no primeiro estudo foram estabelecidas conclusões acerca da capacidade do basalto alterado como material para rodovias de baixo volume de tráfego no Estado do Rio Grande do Sul. Nesta pesquisa foram gerados os primeiros resultados de ensaios acelerados realizados com a utilização do simulador de tráfego UFRGS-DAER.

No estudo realizado por SILVA, foi investigada a viabilidade de utilização de revestimento do tipo *whitetopping* na Pista Experimental Circular do Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR, do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER. O objetivo da pesquisa foi verificar a possibilidade de recuperar, com a utilização de concreto, pistas experimentais originalmente construídas com revestimentos asfálticos.

Inicialmente, o pavimento flexível foi submetido à ação 20.500 giros do trem de prova, que provocaram deformações permanentes da ordem de 15 mm em alguns pontos, sendo então executado o revestimento com o *Whitetopping*, numa espessura de 15 cm. A pesquisa realizada envolvendo a instrumentação de pavimentos no campo serviu como base para o Manual de *Whitetopping*, publicado pelo DNER no ano de 1998.

PEREIRA *et al.* (2000) instalaram *strain gages* para determinação da magnitude das deformações atuantes em placas de *Whitetopping* Ultradelgado na pista experimental do campus da Universidade de São Paulo. MEDINA & MOTTA (1995), apontam que o benefício que se pode tirar de sensores de tensão total, deformações e deslocamentos num pavimento de rodovia fica comprometido pelo desconhecimento do peso dos eixos que transitam e na excessiva solicitação de repetições de cargas que acabam por afetar os sensores.

Diversas relações foram estabelecidas buscando correlacionar a degradação dos pavimentos asfálticos com a magnitude da deformação vertical de compressão que ocorre no subleito. A ocorrência de ATR em pavimentos flexíveis tem sido modelada através de relações do tipo:

$$N_d = f_1 \varepsilon_v^{-f_2} \quad (2.17)$$

sendo:

N_d = número de repetições de cargas admissíveis;

ε_v = deformação vertical de compressão no topo do subleito;

f_1 e f_2 = constantes do material.

Alguns valores de f_1 e f_2 derivados de pesquisas envolvendo esforços no sentido de se estabelecer modelos que possibilitem estimar a presença de deformação plástica em estruturas de pavimentos flexíveis são apresentados na Tabela 2.11.

Tabela 2.11: Coeficiente de ATR

	Fonte	f_1	f_2
1	Transport & Road Research Laboratory	$1,130 \times 10^{-6}$	3,57
2	Belgian Road Research Center (BRRC)	$3,050 \times 10^{-9}$	4,35
3	U. S. Army Corps of Engineers	$1,807 \times 10^{-15}$	6,527
4	Instituto do Asfalto	$1,365 \times 10^{-9}$	4,477
5	SHELL Research	$6,150 \times 10^{-7}$	4
6	CHEVRON	$1,337 \times 10^{-9}$	4,484

TOMPSON *et al.* (1998) apresentam uma revisão detalhada e uma síntese cronológica de modelos desenvolvidos a partir de estudos de laboratório para caracterização do comportamento resiliente de solos e materiais granulares. BROWN & BELL (1977) apresentam a seguinte expressão para estimativa da vida de serviço de pavimentos flexíveis em termos de ATR:

$$N = \left(\frac{8511}{\varepsilon_v} \right)^{7,14} \quad (2.18)$$

sendo:

N = número de repetições de carga;

ε_v = deformação de compressão no topo do subleito.

Esta relação considera como o término da vida de serviço do pavimento a presença de uma deformação plástica de 25 mm.

Ainda, BROWN (1984) realizou estudos com o propósito de aprofundar a questão da previsão da ocorrência de deformações permanentes ao longo da vida de serviço de pavimentos na Inglaterra. Para tanto, foram consideradas diferentes configurações estruturais de pavimentos flexíveis. Os resultados obtidos indicam a seguinte relação:

$$\varepsilon_v = \frac{21.600}{\left(\frac{N}{f_{atr}} \right)^{0,28}} \quad (2.19)$$

onde:

ε_v = deformação vertical no subleito;

N = número de aplicações de carga para a ocorrência de 20 mm de ATR;

f_{atr} = fator de correção dependente do tipo de material da base (variando entre 1 e 1,56).

KESTLER *et al.* (1997), em estudos realizados para investigação do desempenho de rodovias de baixo volume de tráfego, utilizaram a equação 2.20 para estimar deformações plásticas em pavimentos flexíveis:

$$N_s = 10^{\left[\frac{l}{m} (\log l - \log \varepsilon_v) \right]} \quad (2.20)$$

sendo:

N_s = número de repetições de carga para causar ruptura devido à deformação vertical de compressão excessiva no subleito;

m = constante (0,25);

l = constante ($2,8 \times 10^{-2}$);

ε_v = deformação vertical no topo do subleito

As Tabelas 2.12 e 2.13 mostram, respectivamente, parâmetros de modelos estabelecidos para previsão da ocorrência de ATR e resultados obtidos através da utilização dos modelos concebidos.

Tabela 2.12: Coeficientes para diferentes modelos de ATR (Fonte: RODWAY & WARDLE, 1998)

Método de projeto	K	B	base de desenvolvimento	Nível de confiança (%)
Austroroads (1992)	0,008511	7,14	<i>CBR</i>	80 – 90
Shell (1985)	0,028	4,0	<i>AASHO Road Test</i>	50
Shell (1985)	0,018	4,0	<i>AASHO Road Test</i>	95
Universidade de Nottingham (Brown/Brunton, 1984)	0,0216	3,57	<i>U. K. Road Note 29</i>	-
British Airports Authority (Woodman, 1992)	0,00582	5,747	<i>U. S. Army Corps of Engineers Aircraft Test Pavements</i>	50
Wardle/Rodway (1998)	0,004276	6,635	<i>U. S. Army Corps of Engineers Aircraft Test Pavements</i>	50

Tabela 2.13: Determinação comparativa da ocorrência de ATR (Fonte: RODWAY & WARDLE, 1998)

$$N = \left[\frac{K}{\varepsilon} \right]^B$$

Deformação vertical no subleito	0,0005	0,0008	0,0010	0,0015	0,0020
Austroroads (1992)	618×10^6	22×10^6	$4,4 \times 10^6$	240,000	30,000
Shell (1985)	$9,8 \times 10^6$	$1,5 \times 10^6$	620,000	120,000	38,000
Shell (1985)	$1,7 \times 10^6$	260,000	105,000	21,000	6,500
Universidade de Nottingham	620×10^3	130,000	58,000	14,000	5,000
British Airports Authority	$1,3 \times 10^6$	90,000	25,000	2,400	460
Wardle/Rodway (1998)	$1,5 \times 10^6$	68,000	15,000	1,000	160

Na Tabela 2.14 estão apresentados os percentuais determinados na pista experimental da AASHO referentes à contribuição de cada camada para a deformação permanente total medida na superfície do pavimento.

Tabela 2.14: Contribuição individual das camadas para a deformação permanente total (Fonte: HUANG, 1993)

Camada do pavimento	Contribuição na deformação permanente total (%)
Revestimento em concreto asfáltico	32
Base de brita graduada	14
Sub-base	45
Subleito	9

GROENENDJK *et al.* (1997) apresentam os resultados da aplicação de cargas de roda com um simulador de tráfego do tipo vai-vem (LINTRACK - *linear tracking device*) em experimentos realizados na Holanda envolvendo duas seções-teste de pavimento do tipo *full-depth*, com 0,15 e 0,08 m de espessura da camada asfáltica, assentes sobre um solo de subleito arenoso. Durante a realização do estudo foram investigadas diversas variáveis de resposta com vistas a identificação do comportamento estrutural das seções avaliadas (ATR, deformações, temperatura, trincamento e deflexões com o FWD).

A análise dos valores medidos de ATR indica que a deformação permanente total (ϵ_{SL}) detectada nas seções-teste avaliadas pode ser atribuída ao subleito. Além disso, os autores concluem que houve uma concordância entre o desempenho observado nas seções trafegadas pelo LINTRACK e aquele previsto pelo critério médio definido para previsão de ATR no método de projeto da Shell. Sendo que o modelo da Shell é embasado nas equações mostradas na Tabela 2.15 para 3 níveis de confiança.

Tabela 2.15: Modelo da Shell para previsão de ATR

Modelo	Nível de confiança (%)
$\epsilon_{SL} = 2,8 \times 10^{-2} N^{-0,25}$	50
$\epsilon_{SL} = 2,1 \times 10^{-2} N^{-0,25}$	85
$\epsilon_{SL} = 1,8 \times 10^{-2} N^{-0,25}$	95

OWSU-ANTWI (1998) descreve o trabalho realizado no intuito de desenvolver um modelo mecânico para previsão da ocorrência de deformações plásticas em estruturas de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico. Para tanto, foram utilizados dados experimentais obtidos através da pesquisa LTPP. O procedimento adotado para estabelecimento do modelo baseia-se no princípio de que a formação de ATR em pavimentos asfálticos envolve o acúmulo das deformações plásticas que ocorrem em cada camada do pavimento quando da passagem individual das cargas do tráfego.

Dessa forma, assumindo que o surgimento de ATR é provocado por compressão vertical, a taxa de crescimento de deformação permanente em cada elemento de uma dada camada devido à repetição das cargas do tráfego é proporcional à deformação resiliente apresentada, ou seja:

$$\frac{\partial \varepsilon_a}{\partial N} = \mu N^{-\alpha} \varepsilon_r \quad (2.21)$$

sendo:

ε_a = deformação permanente;

N = número de repetições de carga;

ε_r = deformação resiliente;

α = expoente de deformação permanente;

μ = coeficiente de deformação permanente.

LEAHY & WITCZACK (1995), apresentam valores típicos de α e μ que variam de 0,006 até 0,92 e 0,006 até 8,82, respectivamente. Diversas tentativas têm sido feitas no sentido de relacionar esses parâmetros com características de ensaios e propriedades dos materiais. Entretanto, até este momento, resultados de extensos estudos de laboratório mostram que α e μ não são significativamente influenciados pelos parâmetros de projeto da mistura assim como pelos parâmetros de ensaio. Os fatores investigados incluem temperatura, tensão desvio, tipo e teor de asfalto e tipo de agregado.

No programa CAMAS, desenvolvido pelo Instituto do Asfalto com o propósito de auxiliar projetistas na elaboração de misturas asfálticas com base no desempenho, o modelo adotado para procurar minimizar a magnitude das deformações cisalhantes repetidas no subleito é:

$$N_v = d_0 \times \varepsilon_v^{d_1} \quad (2.22)$$

onde:

ε_v é a deformação vertical de compressão no topo do subleito. No método de ensaio MS-1 do IA, os coeficientes foram: $d_0 = 1,365 \times 10^{-9}$ e $d_1 = -4,477$, para a ruptura definida por afundamentos em trilha de roda na superfície, devido apenas à deformação do subleito, na faixa entre 13 e 19 mm.

Para a previsão da contribuição das deformações permanentes no concreto asfáltico para os afundamentos em trilha de roda, o programa CAMAS utiliza o seguinte modelo:

$$\log \varepsilon_p = -14,97 + 0,408 \log N + 6,865 \log T + 1,107 \log \sigma_d - 0,117 \log V_{is} + 1,908 \log P_{eff} + 0,971 \log V_v \quad (2.23)$$

onde:

P_{eff} = percentual em volume de asfalto efetivo;

V_v = percentual em volume de vazios de ar;

σ_d = tensão desvio (psi);

V_{is} = viscosidade a 21 °C (poises $\times 10^6$);

T = temperatura (°F).

RODRIGUES (2000) aponta que, em se tratando da elaboração do diagnóstico acerca da condição estrutural oferecida por um determinado pavimento, com relação aos afundamentos em trilha de roda (ATR), deve-se pesquisar, em princípio, a existência de correlação com a

deformação vertical de compressão no topo do subleito (ε_v). Se ela existir, é sinal de que é o subleito que está contribuindo de forma decisiva para a geração dos afundamentos plásticos, sendo possível, então, calibrar-se um modelo como:

$$N_v = F_c \times 1,6 \times 10^{-8} \times \varepsilon_v^{-4,26} \quad (2.24)$$

sendo:

F_c é o fator de calibração. Para $F_c = 1$ tem-se um modelo que representa a média dos principais modelos que foram desenvolvidos na Europa e nos EUA. Algumas relações estabelecidas no sentido de modelar a evolução de ATR em função da deformação que ocorre no topo do subleito estão apresentadas na Tabela 2.16.

Tabela 2.16: Evolução de deformações plásticas *versus* deformação vertical de compressão no topo do subleito

Modelo	Fonte	f_1	f_2
$N_d = f_1 \varepsilon_v^{-f_2}$	Transport & Road Research Laboratory	$1,130 \times 10^{-6}$	3,57
	Belgian Road Research Center (BRRC)	$3,050 \times 10^{-9}$	4,35
	U. S. Army Corps of Engineers	$1,807 \times 10^{-15}$	6,527
	Instituto do Asfalto	$1,365 \times 10^{-9}$	4,477
	SHELL Research	$6,150 \times 10^{-7}$	4,00
	CHEVRON	$1,337 \times 10^{-9}$	4,484

Na maioria dos procedimentos disponíveis atualmente para projeto de estruturas de pavimentos flexíveis com revestimento em concreto asfáltico a expectativa do desempenho a ser oferecido, em termos de trincamento e da ocorrência de deformações permanentes excessivas, é assumida como estar relacionada às deformações de tração e de compressão que ocorrem em pontos críticos da estrutura. De modo geral, na fibra inferior do revestimento asfáltico e topo do subleito, como representado na Figura 2.2.

Em função disso, a realização de medidas de deformação *in situ* é importante devido, principalmente, ao fato de que estas podem ser usadas para verificar as hipóteses assumidas quando do estabelecimento de critérios utilizados tanto no dimensionamento de pavimentos

novos como em projetos de restauração. Além disso, as deformações determinadas em verdadeira grandeza podem também colaborar como elemento auxiliar na investigação dos efeitos provocados por diferentes tipos e pressão de inflação de pneus, níveis de carga, tipos de suspensão e geometria dos eixos dos veículos no desempenho de pavimentos. Em camadas de concreto asfáltico ou concreto de cimento as medidas de deformações *in situ* são geralmente realizadas através da utilização de *strain gages* instalados em pontos críticos da estrutura do pavimento.

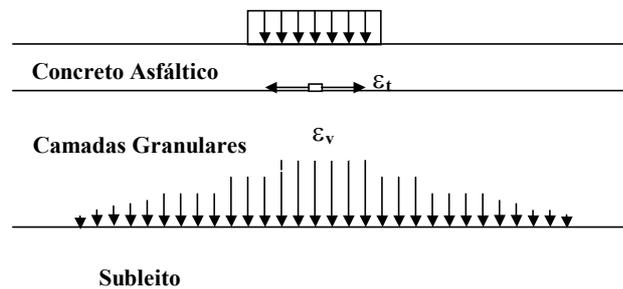


Figura 2.2: Seção típica de um pavimento flexível em concreto asfáltico

Várias pesquisas demonstram que a ocorrência do trincamento por fadiga em pavimentos flexíveis está relacionada com a deformação máxima de tração que ocorre no fundo da camada asfáltica quando da passagem das cargas do tráfego. O desenvolvimento de modelos para avaliação da vida de fadiga de estruturas de pavimentos tem sido feito principalmente através do estabelecimento de funções de transferência derivadas de estudos de laboratório. Os resultados desses ensaios são geralmente expressos da seguinte forma:

$$N_f = f_1 \varepsilon_t^{-f_2} E_1^{-f_3} \quad (2.25)$$

sendo:

N_f = número de repetições de carga para ocorrência de trincamento por fadiga;

ε_t = deformação de tração no fundo da camada asfáltica;

E_I = módulo de elasticidade do concreto asfáltico;
 f_1, f_2 e f_3 = coeficientes (campo e laboratório).

Este tipo de modelo exige o estabelecimento de fatores de calibração para se incluir os efeitos de fatores que não puderam ser explicitados no modelo, como as relações passagem-cobertura, o clima, as práticas construtivas de manutenção, os efeitos dinâmicos das cargas do tráfego e as próprias deficiências teóricas do modelo adotado. Tal procedimento tem levado a resultados inconsistentes, o que se reflete na absurda faixa de valores que tem sido obtida para os fatores de calibração, que pode variar de 20 a 100. Coeficientes de alguns modelos de fadiga são apresentados na Tabela 2.17.

Tabela 2.17: Coeficientes de fadiga

	Fonte	f_1	f_2	f_3
1	Dep. de Transportes de Illinois	5,00E-06	3	0
2	Transport & Road Research Laboratory	1,66E-10	4,32	0
3	Belgian Road Research Center (BRRC)	4,92E-14	4,76	0
4	Austin Research Engineers (ARE)	9,73E-15	5,16	0
5	Federal Highway Administration	7,56E-12	4,68	0
6	Instituto do Asfalto	0,0796	3,291	0,854
7	SHELL Research	0,0685	5,671	2,363
8	U. S. Army Corps of Engineers	497,156	5	2,665
9	Dep. de Transportes do Arizona	9,33E-7	3,84	0

Algumas relações estabelecidas no sentido de correlacionar a degradação dos pavimentos asfálticos em termos de trincamento com a magnitude da deformação de tração que ocorre na face inferior do concreto asfáltico estão apresentadas na Tabela 2.18.

Tabela 2.18: Vida de fadiga *versus* deformação de tração no concreto asfáltico

Modelo	Referência
$\log_{10} N_f = 2,4136 - 3,16 \log_{10} \varepsilon - 1,4 \log E^* $	FHWA-IL-UI- 208 (1985)
$N_f = 7,56 \times 10^{-12} \times (\varepsilon_t)^{-4,68}$	Majidazadeh e Ilves (1983)
$N_f = C \times 18,4 (4,32 \times 10^{-3}) (\varepsilon)^{-3,29} (E^*)^{-0,854}$	The Asphalt Institute (MS-1,1981)
$N_f = f_i \times 2,67 \times 10^{-10} \times (BETA)^5 \times (\varepsilon_t)^{-5} \times (E^*)^{-1,4}$	FHWA-IL-UI-207 (1984)
$\log N_f = 14,82 - 3,291 \log(\varepsilon_t) - 0,854 \log(E_{ac})$	Finn <i>et al</i> (1986)
$N_f = 2,738 \times 10^5 \times e^{0,077VFB} \times \varepsilon_0^{-3,624} \times S_0^{n-2,720}$	Tayebali <i>et al</i> (1994)
$\log N_f = 34,5326 - 6,1447 \log \varepsilon_0 - 3,3950 \log E + 0,3864 \log V_b \times MF - 0,00788 V_v$	Myre (1992)
$N_f = 0,0685 \times (\varepsilon_t)^{-5,671} \times (E_{ac})^{-2,363}$	Shell (1978)
$N_f = 18,4 \times \left(10^{4,84 \times \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} - 0,69 \right)} \right) \times 0,004325 \times (\varepsilon_t)^{-3,291} \times (E_{ac})^{-0,854}$	Finn <i>et al.</i> (1986)
$N_f = 0,0796(\varepsilon_{xx}) - 3,291 E_{ac}^{-0,854}$	Chen (1997) Texas Mobile Load Simulator (TxMLS)
$\log W_{80f} = -3,13 - (0,854 \times \log S) - (3,291 \times \log \varepsilon_t) + \left(\frac{h}{380} \right)$	Uzan (1997)
$N_f = k_1 \left[\frac{1}{\varepsilon_t} \right]^{k_2} \times \left[\frac{1}{E} \right]^{k_3}$	Wöhler
$\varepsilon_t = \left[(0,856 \times V_b + 1,08) S_{mix.}^{-0,036} \times N^{-0,2} \right]$	Shell
$\log \varepsilon_t = \frac{14,39 \log V_b + 24,2 \log T_{RB} - 40,7 - \log N}{5,13 \log V_b + 8,63 \log T_{RB} - 15,8}$	Universidade de Nottingham
$N = \frac{b^{(1-n/2)} \left[1 - \left(\frac{c_0}{b} \right)^{1-nq} \right]}{A(1-nq)(E_r)^n} \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^n$	Universidade de Delft

TAYEBALLI *et al.* (1995), com base em estudos desenvolvidos no projeto SHRP A-003A, destacam que a ocorrência de trincamento por fadiga em misturas asfálticas convencionais é amplamente dependente de duas propriedades fundamentais do concreto asfáltico: a perda de rigidez da mistura e a proporção de vazios preenchidos com asfalto. Resultados obtidos em

ensaios de fadiga envolvendo 44 diferentes misturas asfálticas conduziram ao estabelecimento dos seguintes modelos para estimativa da vida de fadiga em laboratório:

$$N_f = 2,738 \times 10^5 \exp^{0,077VFA} (\epsilon_0)^{-3,624} (S_0)^{-2,720} \quad (2.26)$$

$$N_f = 2,365 \exp^{0,0069VFA} (w_0)^{-1,8824} \quad (2.27)$$

sendo:

N_f = número de repetições de carga para o início do trincamento;

ϵ_0 = deformação inicial (in/in);

S_0 = perda de rigidez inicial (psi);

w_0 = energia inicial dissipada por ciclo de carga (psi);

VFA = porcentual de vazios preenchidos com asfalto.

GOMEZ & THOMPSON (1984) estabeleceram valores para fatores de calibração a partir da aplicação de modelos desse tipo para 23 seções-teste de pavimentos estabelecidas na AASHO Road Test. Todavia, uma análise posterior daqueles dados revela uma correlação entre o trincamento observado e o consumo a fadiga calculado através de uma lei de fadiga de laboratório. Esta correlação é:

$$TR = 1,40 - 0,108C_F \quad (2.28)$$

sendo:

TR = trincamento na superfície, expresso como 0 para seções não trincadas, 1 para aquelas cujo trincamento estava começando e 3 para aquelas com trincamento acentuado.

$CF = N/N_f$ é a relação entre o tráfego acumulado e a vida de fadiga. Conforme RODRIGUES (1998) esta relação indicou uma tendência irracional, uma vez que o crescimento de CF implica em uma redução da área trincada. Uma regressão mais adequada àqueles dados seria da forma:

$$TR = 2,363 - 5,454 \times 10^{-3} \times h_1 \quad (2.29)$$

sendo h_1 a espessura do concreto asfáltico em mm ($r^2 = 0,604$).

Variações elevadas tem sido identificadas nos valores de *shift factors* (2 até 700). Além da natureza estocástica do desempenho do pavimento, esta variação é consequência do fato que a vida de fadiga não é função somente de ϵ_t que ocorre na parte inferior da camada asfáltica. A progressão da trinca através da espessura tem uma velocidade dependente de fatores que não são levados em conta na determinação de ϵ_t .

A forte correlação estabelecida entre trincamento e espessura da camada asfáltica observada nos dados da AASHO Road Test pode ser explicada pelo fato de que a presença do trincamento na superfície do pavimento não é um evento discreto que ocorre quando o consumo a fadiga atinge um valor unitário. O que se espera é uma propagação contínua de microfissuras sob a repetição das cargas do tráfego e, portanto o processo deve ser descrito utilizando a mecânica da fratura.

O asfalto é um material visco-elasto-plástico, cujas propriedades dependem da velocidade de deformações cisalhantes, da temperatura e do grau de intemperização a que foi submetido. A temperaturas extremamente baixas, o asfalto tem um comportamento quase completamente frágil. Contudo, nas temperaturas normais de serviço, ele mostra um certo fluxo plástico durante as deformações e no processo de ruptura. Apesar deste fluxo plástico, diversos estudos mostraram que se pode aplicar a Mecânica da Fratura Elástica Linear para a interpretação do comportamento à fadiga das misturas asfálticas.

HOSSAIN *et al.* (1998), realizaram um estudo com propósito de analisar o desempenho oferecido por misturas asfálticas concebidas através da metodologia Superpave. Para tanto,

foram selecionados dois projetos implementados no estado do Kansas (K-177 e US-50). Inicialmente, foram moldados corpos de prova para estudos de laboratório (vigotas com dimensões de 75 x 100 x 400 mm). Para a determinação do módulo de rigidez e da deformação específica de tração foram utilizadas as seguintes equações:

$$E_s = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{4bh^3\Delta} \quad (2.30)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E_s} = \frac{12h\Delta}{3L^2 - 4a^2} \quad (2.31)$$

sendo:

E_s = módulo de rigidez na flexão (MPa);

h = altura do corpo de prova (mm);

ε_t = deformação de tração inicial (mm/mm);

P = carregamento dinâmico (N);

b = largura (mm);

L = comprimento (mm);

a = espaçamento entre o suporte e o ponto de aplicação do primeiro carregamento (mm);

Δ = deflexão no centro da viga (mm).

De posse dos dados obtidos nos ensaios de laboratório as equações de fadiga mostradas na Tabela 2.19 foram derivadas para as misturas em estudo.

Tabela 2.19: Equações de fadiga

Mistura	Equação de fadiga	Coefficiente de correlação
1	$N_f = 0.0336 \times \varepsilon_t^{-1.766}$	0,81
2	$N_f = 1.264 \times \varepsilon_t^{-1.397}$	0,88
3	$N_f = 0.000446 \times \varepsilon_t^{-2.1012}$	0,85

PREUSSLER (1983) realizou ensaios de tração indireta com cargas de fadiga para determinação da vida de fadiga de misturas asfálticas concebidas com dois tipos de ligantes (50/60 e 85/100). Para as misturas estudadas foi estabelecida a seguinte relação de fadiga:

$$N_f = 2,99 \times 10^{-6} \left(\frac{1}{\varepsilon_{mis.}} \right)^{2,153} \quad (2.32)$$

sendo, $\varepsilon_{mis.}$ a deformação específica inicial, definida pela razão entre a tensão de tração repetida e o módulo resiliente. PINTO (1991) estabeleceu, com base em ensaios de fadiga realizados em laboratório, a seguinte equação de fadiga para misturas asfálticas ($R^2 = 0,96$ e $n = 82$):

$$N_{lab.} = 9,07 \times 10^{-9} \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,65} \left(\frac{1}{MR} \right)^{-0,033} \quad (2.33)$$

onde, ε_t é a deformação específica de tração e MR é o módulo de resiliência da mistura. Foram realizados ensaios a tensão controlada em seis diferentes misturas asfálticas. O modelo estabelecido fornece o número de aplicações de cargas necessárias para provocar a ruptura completa do concreto asfáltico. Ainda, nesse estudo, foram definidos fatores de ajuste com vistas a calibrar a equação definida em laboratório para condições de campo. O procedimento de calibração adotado consistiu na determinação do um fator f_0 da seguinte equação:

$$N_{C(TR)} = f_0 \times N_{lab}. \quad (2.34)$$

onde: $N_{C(TR)}$ é o número de operações do eixo padrão rodoviário necessário para que o revestimento atinja uma percentagem de área trincada TR . O modelo de fadiga de laboratório foi estabelecido a partir de ensaios realizados a 25 °C, onde o módulo de resiliência e a deformação de tração devem ser referidos, para os perfis experimentais, nesta mesma temperatura. As Tabelas 2.20 e 2.21 apresentam os fatores de calibração determinados para três segmentos rodoviários.

Tabela 2.20: Fatores de calibração (f_0) na temperatura de referência (25 °C)

	segmento		
	1	2	3
$N_{lab.}$	$4,08 \times 10^2$	$4,07 \times 10$	$2,6 \times 10^2$
TR(%)	0	0	0
N_C	$4,0 \times 10^6$	$4,0 \times 10^6$	$4,0 \times 10^6$
F_0	$9,80 \times 10^3$	$9,83 \times 10^4$	$1,54 \times 10^4$
$N_{lab.}$	$4,08 \times 10^2$	$4,07 \times 10$	$2,6 \times 10^2$
TR(%)	14	28	15
N_C	$8,0 \times 10^6$	$8,0 \times 10^6$	$8,0 \times 10^6$
F_0	$1,96 \times 10^4$	$1,97 \times 10^5$	$3,08 \times 10^4$
$N_{lab.}$	$4,08 \times 10^2$	$4,07 \times 10$	$2,6 \times 10^2$
TR(%)	18	40	22
N_C	$1,2 \times 10^7$	$1,2 \times 10^7$	$1,2 \times 10^7$
F_0	$2,94 \times 10^4$	$2,95 \times 10^5$	$4,62 \times 10^4$

Tabela 2.21: Fatores de calibração (f_0) na temperatura de campo (54 °C)

	Segmento		
	1	2	3
$N_{lab.}$	$2,68 \times 10$	$2,77$	$2,92 \times 10$
TR(%)	0	0	0
N_C	$4,0 \times 10^6$	$4,0 \times 10^6$	$4,0 \times 10^6$
F_0	$1,49 \times 10^5$	$1,44 \times 10^6$	$1,37 \times 10^5$
$N_{lab.}$	$2,68 \times 10$	$2,77$	$2,92 \times 10$
TR(%)	14	28	15
N_C	$8,0 \times 10^6$	$8,0 \times 10^6$	$8,0 \times 10^6$
F_0	$2,98 \times 10^5$	$2,89 \times 10^6$	$2,74 \times 10^5$
$N_{lab.}$	$2,68 \times 10$	$2,77$	$2,92 \times 10$
TR(%)	18	40	22
N_C	$1,2 \times 10^7$	$1,2 \times 10^7$	$1,2 \times 10^7$
F_0	$4,48 \times 10^5$	$4,33 \times 10^6$	$4,11 \times 10^5$

HARVEY & TSAI (1998) realizaram um estudo de laboratório envolvendo ensaios de misturas asfálticas com o equipamento denominado FBBT (*flexural bending beam test*), o qual é um dos principais produtos derivados da pesquisa SHRP no projeto A-003A. O FBBT possibilita a realização de ensaios acelerados de misturas asfálticas tanto para a rigidez na flexão quanto para estabelecimento da vida de fadiga, sob condições de deformação controlada com sistema de aquisição e controle de dados completamente automatizado. Os ensaios realizados envolveram a utilização de um único agregado e de diversas combinações em termos de teores de asfalto e vazios de ar na mistura (cinco teores de asfalto e três teores de vazios de ar).

Os resultados obtidos mostram claramente os benefícios de se utilizar teores mais baixos de vazios tanto na vida de fadiga quanto na rigidez inicial. Outra verificação foi que a elevação do teor de asfalto na mistura implica no aumento da vida de fadiga e na redução da sua rigidez inicial.

Modelos alternativos para prever vida de fadiga e rigidez inicial usando parâmetros da mistura tais como: teor de asfalto, teor de vazios, vazios do agregado mineral e concentrações de asfalto e agregado foram estabelecidos e avaliados. A teoria das camadas elásticas foi usada para simular o efeito do teor de vazios e do teor de asfalto na vida de fadiga de estruturas de pavimentos recapeadas avaliadas como exemplo usando para tanto os modelos derivados dos estudos de laboratório para prever vida de fadiga e rigidez da mistura. A simulação realizada indicou um aumento na vida de fadiga para teores inferiores de vazios e superiores de asfalto.

O projeto do experimento no laboratório incluiu a realização de um fatorial completo envolvendo 3 teores de vazios de ar, 5 teores de asfalto, 2 níveis de deformação e 3 repetições, resultando em 90 testes ($3 \times 5 \times 2 \times 3$). Os modelos de regressão derivados das investigações realizadas em laboratório estão apresentados nas Tabelas 2.22 e 2.23.

Tabela 2.22: Modelos de regressão para vida de fadiga (N_f)

Variáveis dependentes	Modelo	Coefficiente de correlação
$\ln \varepsilon_t, \ln S_0$	$\ln N_f = -25.912 - 3.759 \ln \varepsilon_t + 0.623 \ln S_0$	0,767
AV, AC, $\ln \varepsilon_t$	$\ln N_f = -22.191 - 0.164 AV + 0.594 AC - 3.729 \ln \varepsilon_t$	0,916
Vagg, Vasp, $\ln \varepsilon_t$	$\ln N_f = -35.812 + 0.129 V_{agg} + 0.432 V_{asp} - 3.740 \ln \varepsilon_t$	0,918
VFB, $\ln \varepsilon_t$	$\ln N_f = -23.255 + 0.044 VFB - 3.742 \ln \varepsilon_t$	0,875
VFB, $\ln \varepsilon_t, \ln S_0$	$\ln N_f = -17.470 + 0.053 VFB - 3.761 \ln \varepsilon_t - 0.726 \ln S_0$	0,885
VFB, $\ln \varepsilon_t, \ln LS_0$	$\ln N_f = -14.894 + 0.056 VFB - 3.731 \ln \varepsilon_t - 1.123 \ln LS_0$	0,882

Tabela 2.23: Modelos de regressão para rigidez inicial (S_0)

Variáveis dependentes	Modelo	Coefficiente de correlação
AV, AC	$\ln S_0 = 10.725 - 0.076 AV - 0.171 AC$	0,684
AV, AC, interação AVAC	$\ln S_0 = 10.229 - 0.067 AV - 0.162 AC - 0.002 AVAC$	0,684
Vagg, Vasp	$\ln S_0 = 1.901 + 0.086 V_{agg} - 0.0004 V_{asp}$	0,682
VFB	$\ln S_0 = 8.188 + 0.012 VFB$	0,308

sendo:

N_f = vida de fadiga da mistura;

AV = teor de vazios de ar (%);

AC = teor de asfalto (%);

S_0 = rigidez inicial (MPa);

$LS_0 = S_0 \sin(\text{ang. fase})$, MPa;

V_{agg} = concentração de volume de agregado (%);

V_{asp} = concentração de volume de asfalto (%);

VFB = vazios preenchidos com betume (%);

ε_t = deformação de tração na fibra inferior da viga;

$AVAC$ = interação existente entre os fatores AV e AC.

RODRIGUES (1997), adaptou o modelo de JAYAWICKRAMA & LYTTON (1987), desenvolvido com o objetivo de previsão de reflexão de trincas em recapamentos asfálticos, para previsão da vida de fadiga de pavimentos asfálticos flexíveis. O expoente n da lei de Paris foi considerado como igual a 3,29, como indicado pela fórmula de fadiga do Instituto do Asfalto (MS-1, 1981). O Parâmetro A foi calculado através de uma relação derivada de uma análise de propagação de trincas em ensaios de fadiga em compressão diametral:

$$\log_e A = -1,4224 - 4,2713n \quad (2.35)$$

Analisando dados de desempenho gerados pela OCDE (1991) na pista circular de Nantes, RODRIGUES (2000) aponta que para as estruturas I e II avaliadas (constituídas de pavimentos flexíveis com 280 mm de base granular e espessuras do revestimento de 67 e 140 mm, respectivamente) as vidas de fadiga previstas com base na equação 2.35 de laboratório são $N_I = 1,72 \times 10^2$ repetições para a estrutura I e $N_{II} = 1,50 \times 10^4$ repetições para a estrutura II. A relação entre estas vidas ($= 87$) é maior que a observada no campo ($= 3,6$). Se o expoente da relação de fadiga for dividido por dois, como no caso da fórmula do Instituto do Asfalto, a previsão torna-se: $N_I = 1,79 \times 10^5$ e $N_{II} = 1,76 \times 10^6$ e a relação cai para 9,8.

Nos testes realizados em Nantes, sob cargas de eixo de 100 kN (eixo de rodas duplas com 50 kN cada), a temperatura da superfície variou de 10 a 26 °C. As primeiras trincas foram observadas na superfície do pavimento após 103.000 passagens para a estrutura I e 370.000 passagens para a estrutura II, sob uma carga de eixo de 100 kN.

$$N_f = 4,02 \times 10^{20} \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{6,43} \quad (2.36)$$

A deformação de tração sob carregamento de 100 kN foi calculada pela teoria das camadas elásticas como:

$$\varepsilon_t = 4,323 \times 10^{-4} \text{ para estrutura I}$$

$$\varepsilon_t = 2,158 \times 10^{-4} \text{ para estrutura II}$$

A aplicação do modelo de JAYAWICKRAMA & LYTTON, com as modificações descritas anteriormente, conduz aos resultados mostrados na Tabela 2.24, para as três hipóteses relacionadas ao nível de entrosamento dos agregados nas paredes da trinca. Uma previsão excelente da relação entre as vidas de serviço determinadas experimentalmente para as duas seções pode ser percebida. Fatores de calibração variam entre 0,5 e 2,6 em função do grau de entrosamento dos agregados. O fator de calibração mais adequado é 2,6 devido a distribuição lateral das cargas e ao intervalo de aplicação das cargas. Isto corresponde a um baixo nível de entrosamento dos agregados.

Tabela 2.24: Modelo da mecânica da fratura aplicado aos dados da OCDE (RODRIGUES, 2000)

Entrosamento dos agregados	$N_I (10^4)$	$N_{II} (10^4)$	$N_{II}/N_I (10^4)$
alto	19,5	71,8	3,7
médio	6,99	23,7	3,4
baixo	3,90	14,1	3,6

Pesquisadores da Ecole Polytechnique Federale de Lausanne (1983) aplicaram a equação 2.37 para análises da vida de fadiga de seções-teste de pavimentos asfálticos submetidos a ensaios acelerados realizados com um simulador linear de tráfego.

$$\varepsilon = (4,102 \times IP - 0,205 \times IP \times vb + 1,094 \times vb - 2,707) \times Sm^{-0.36} \times N^{-0.2} \quad (2.37)$$

sendo:

ε = deformação de tração (-)

Sm = módulo de elasticidade do CBUQ ($N.m^{-2}$)

IP = índice de penetração do betume;

vb = teor de asfalto (em volume)

N = número de repetições de carga para a ruptura

admitindo-se:

$$IP = 0,67$$

$$Sm = 2,38 \times 10^9 \text{ N.m}^{-2}$$

$$vb = 11,33\% \text{ (em volume)}$$

tem-se:

$$N = (218,2422 \times \epsilon)^{-5}$$

3. A CONSTRUÇÃO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

As pistas experimentais de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico construídas nesta pesquisa tiveram sua execução concluída no dia 02 de setembro de 2000. Neste capítulo, discute-se o processo de escolha dos materiais utilizados, suas características e a metodologia adotada para a definição da configuração geométrica das estruturas, bem como o planejamento da pesquisa desenvolvida neste trabalho.

3.1 PLANEJAMENTO DO EXPERIMENTO

O projeto do experimento desenvolvido nesta pesquisa foi elaborado no ano de 1998 e seu título original era "Estudo do desempenho de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros em pavimentos flexíveis em concreto asfáltico". Tal proposta foi, imediatamente após a sua concepção no mês de maio de 1998, encaminhada para apreciação do Ministério de Ciência e Tecnologia (MCT), dentro do programa denominado PRONEX – III, cuja finalidade é o estabelecimento de Núcleos de Excelência para o desenvolvimento de tecnologias em domínios específicos do conhecimento.

Na seqüência, o projeto concebido foi aprovado pelo MCT e vem sendo desenvolvido desde então. A aprovação da proposta formulada ao PRONEX e o andamento das pesquisas preconizadas deverão permitir a evolução da tecnologia disponível no país para avaliação econômica e de desempenho de pavimentos em serviço. Além disso, os objetivos do projeto são de fundamental importância e certamente irão contribuir de forma decisiva para a racionalização dos investimentos em infra-estrutura no Brasil.

O Núcleo de pesquisas estabelecido é constituído pela UFRGS, ITA, EPUSP e FURG. A partir da sua constituição, a qual representa um esforço conjunto de instituições com relevantes serviços prestados ao desenvolvimento tecnológico brasileiro, os grupos que o integram vem atuando de maneira complementar, no sentido de contribuir conjuntamente para que os objetivos estabelecidos sejam atingidos.

Com a evolução das pesquisas propostas, sob ponto de vista tecnológico, será possível avaliar, de forma ampla e integrada, o desempenho em serviço de misturas asfálticas. Tal análise permitirá, a partir de estudos desenvolvidos no campo e em laboratório, o estabelecimento de conclusões acerca da evolução dos principais mecanismos de deterioração que concorrem para a queda da serventia de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico, ou seja:

- Formação e crescimento de trincas nas camadas asfálticas do revestimento, decorrentes da fadiga provocada pela repetição das cargas do tráfego;
- Geração de afundamentos em trilha de roda ou de ondulações na superfície em decorrência do acúmulo de deformações plásticas em todas as camadas, sob a repetição das cargas do tráfego;
- Desgaste com exposição de agregados e perda da macrotextura da superfície do pavimento, em decorrência da abrasão provocada pelos veículos, mesmo os leves, acelerado pelo intemperismo (oxidação do asfalto), levando à queda do coeficiente de atrito;
- Envelhecimento do ligante betuminoso por oxidação, que fragiliza a mistura asfáltica e facilita seu trincamento e o arrancamento de agregados;
- Influência de variáveis ambientais (pluviometria e temperatura).

Nesta pesquisa, para avaliar o desempenho de misturas asfálticas em serviço, foram construídas seis pistas experimentais na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos da UFRGS-DAER. Tais seções foram instrumentadas e tiveram seu desempenho monitorado durante a realização de ensaios acelerados *in situ* com simulador linear de tráfego UFRGS-DAER. Da configuração dos pavimentos experimentais existentes até então no local de realização dos ensaios, foi mantida apenas a camada de reforço do subleito. As demais camadas foram removidas.

A seqüência de trabalho para o desenvolvimento das atividades propostas está apresentada na Figura 3.1. Foram estabelecidos bancos de dados referentes aos estudos realizados no campo com base nos resultados obtidos na presente pesquisa, os quais estarão disponíveis para estudos futuros envolvendo:

- Configuração geométrica e caracterização dos materiais que integram as pistas experimentais;
- Medições de tensões e deformação nas seções experimentais;
- Registros da temperatura nas camadas asfálticas a diferentes profundidades;
- Levantamentos de irregularidade;
- Levantamentos deflectométricos;
- Histórico de cargas aplicadas pelo simulador de tráfego;
- Desempenho oferecido pelas seções experimentais em termos da ocorrência de trincamento e de deformações plásticas (afundamentos em trilha de roda).

As etapas principais do processo construtivo das pistas experimentais estão ilustradas no anexo 1 deste trabalho. Nos ensaios realizados em escala real, foi quantificado o nível de deterioração oferecido pelos pavimentos. Os processos principais registrados foram a ocorrência de trincamento e de deformações permanentes; sendo estes avaliados em termos de sua extensão e severidade na superfície dos pavimentos. Os resultados obtidos revelam a identificação do tempo necessário para que as cargas aplicadas pelo simulador linear de tráfego ao pavimento provoquem níveis de deterioração acima dos quais o mesmo não mais oferece condições aceitáveis de conforto ao rolamento e de segurança para o usuário.

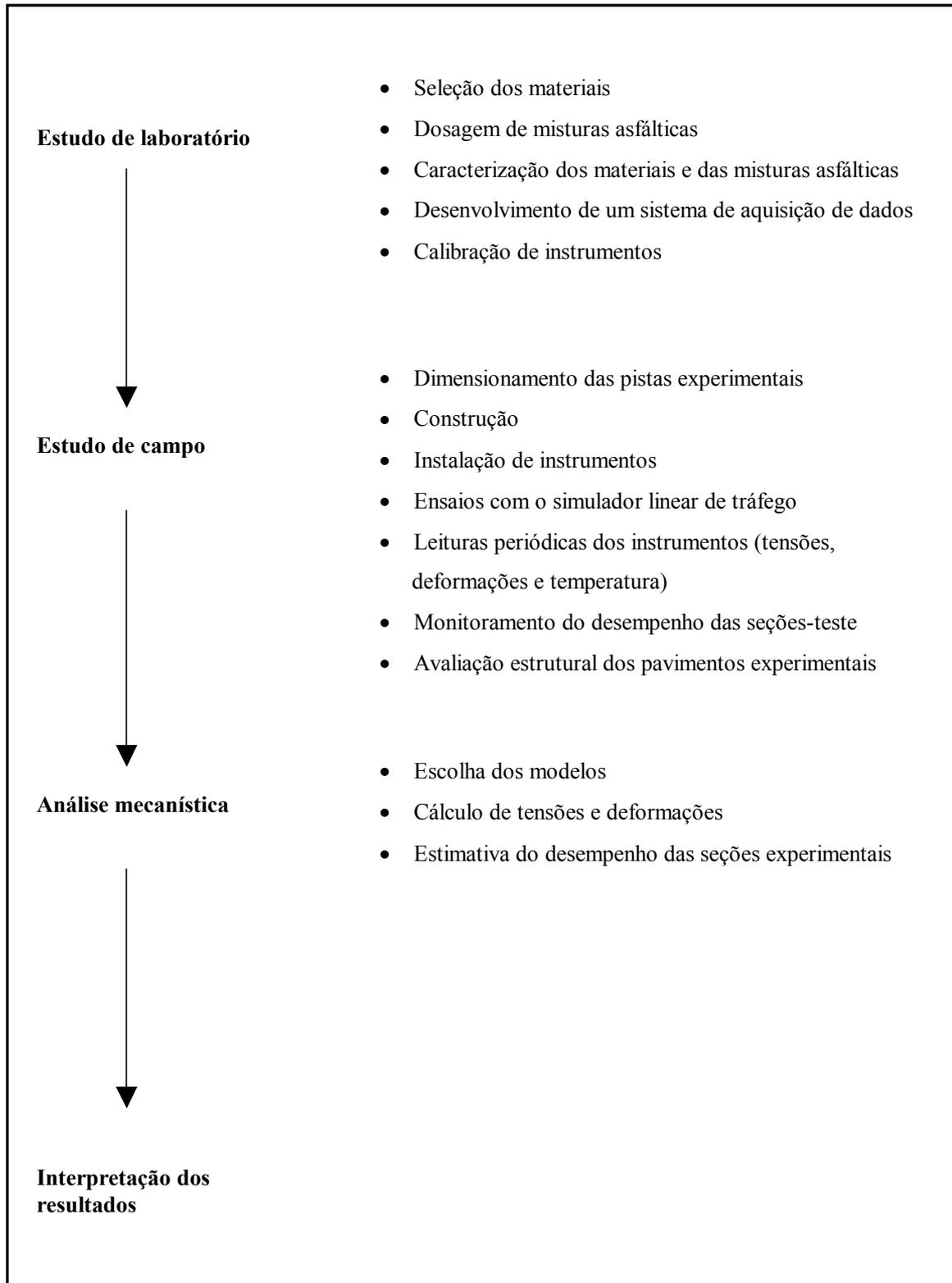


Figura 3.1: Planejamento da pesquisa

3.2 ESTUDO DOS MATERIAIS

Os materiais integrantes das camadas dos pavimentos experimentais foram selecionados a partir da identificação daqueles representativos das obras rodoviárias executadas para níveis de tráfego significativo no Estado do Rio Grande do Sul. Primeiramente, foram realizados estudos de laboratório com vistas à caracterização dos materiais a serem utilizados. Foram executados os ensaios preconizados pelo Método Marshall, adotando-se uma curva granulométrica enquadrada na Faixa B da especificação ESP-16/91, do DAER/RS. Na seqüência, para as diferentes composições, foram realizados ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração.

A localização das pistas experimentais construídas nesta pesquisa no interior da Área de Testes de Pavimentos da UFRGS-DAER está mostrada na Figura 3.2. As dimensões das seções são de 3,5 x 20 metros. Para a caracterização das misturas asfálticas em laboratório foram realizadas as seguintes etapas principais:

FASE 1: Elaboração do Projeto das Misturas Asfálticas – Faixa B (DAER)

- Dosagem através do método Marshall;
- Módulo de resiliência e resistência à tração.

FASE 2: Ensaios complementares para definição das misturas asfálticas

- Fadiga;
- Deformação permanente;
- Afundamentos em trilha de roda;
- Desgaste;
- Condutividade hidráulica;

FASE 3: Ensaios nas misturas lançadas no campo

- Módulo de resiliência e resistência à tração.
- Fadiga;
- Deformação permanente;
- Afundamentos em trilha de roda.



Figura 3.2: Localização das seções experimentais

3.2.1 Caracterização das misturas asfálticas

Inicialmente, foram realizados estudos de laboratório para caracterização e seleção dos materiais a serem utilizados na construção dos pavimentos experimentais. Tais investigações foram desenvolvidas nos laboratórios de pavimentação da UFRGS e do DAER. Uma excelente discussão acerca dos procedimentos de dosagem de misturas asfálticas vigentes em diversos países está apresentada em HUNTER (1994).

Em função dos materiais disponíveis e da compatibilidade com a prática vigente na pavimentação rodoviária do Estado do Rio Grande do Sul, foi adotada a faixa granulométrica "tipo B" da especificação 16/91 do DAER, incluindo a participação de areia média (Figura 3.3). As composições granulométricas individuais dos agregados utilizados estão apresentadas na Tabela 3.1. Já as distribuições granulométricas das misturas de agregados e as suas densidades obtidas em laboratório estão mostradas nas Tabelas 3.2 e 3.3, respectivamente. Foram definidos os seguintes percentuais para a composição de agregados:

- Brita 3/4": 25%
- Brita 3/8" + Pó de pedra: 70%
- Areia Média: 5%

Tabela 3.1: Granulometria dos agregados

Peneira	Brita 3/4" (%)	Brita 3/8" + pó de pedra (%)	Areia média (%)
3/4 "	100,0	-	-
1/2"	70,0	-	-
3/8"	34,6	100,0	-
n.º 4	1,2	82,7	-
n.º 8	0,6	57,3	100,0
n.º 30	0,5	23,6	99,7
n.º 50	0,4	15,6	96,7
n.º 100	0,4	10,6	35,4
n.º 200	0,3	8,0	2,6

Tabela 3.2: Composição granulométrica da mistura dos agregados

Peneira	Mistura de agregados	Faixa B (DAER)	Faixa de trabalho
3/4"	100,0	100	100
1/2"	92,5	80 - 100	86,5 - 98,5
3/8"	83,7	70 - 90	77,7 - 90,0
n.º 4	63,2	50 - 70	57,2 - 70,0
n.º 8	45,3	35 - 50	41,3 - 49,3
n.º 30	21,6	18 - 29	18,0 - 25,6
n.º 50	15,9	13 - 23	13,0 - 19,9
n.º 100	9,3	8 - 16	8,0 - 12,3
n.º 200	5,8	4 - 10	4,0 - 7,8

Tabela 3.3: Caracterização dos agregados

Fração	% retida	Densidade real	Densidade aparente
3/4" - n.º 10	58	2,820	2,730
pas. n.º 10	48	2,720	-
Densidade efetiva			2,751

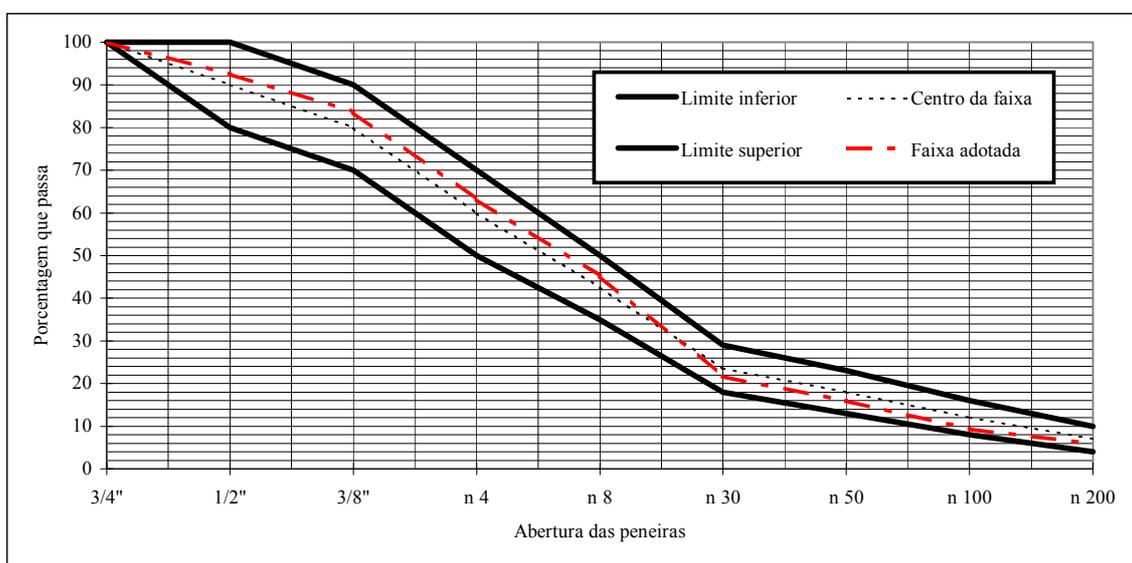


Figura 3.3: Composição granulométrica das misturas asfálticas

Com base na análise integrada dos resultados dos ensaios realizados em laboratório e levando-se em conta as condições de carregamento as quais as misturas asfálticas seriam submetidas nos testes com o simulador de tráfego, foi selecionado o teor de asfalto ótimo correspondente ao índice de vazios de 5,3%. Resultando na porcentagem de 5,0% de ligante. Os corpos de prova foram moldados aplicando-se 75 golpes em cada face. As características Marshall das misturas asfálticas concebidas estão apresentadas nas Tabelas 3.4 a 3.7. A íntegra dos ensaios realizados em laboratório para caracterização das misturas asfálticas investigadas nesta pesquisa está apresentada em CARDOSO (2002).

Tabela 3.4: Parâmetros Marshall da mistura (SBS)

Parâmetro	Unidade	Projeto	Esp. 16/91 (DAER)
massa específica aparente	kg/dm ³	2,404	97% (mínimo)
estabilidade 60°C	Kgf	1.205	800 (mínimo)
Índice de vazios	%	5,3	3 – 5
Fluência 60°C	1/100”	9,1	8 – 16
relação betume vazios	%	67,3	75 – 82
vazios de agregado mineral	%	16,0	15

Tabela 3.5: Parâmetros Marshall da mistura (CAP-20)

Parâmetro	Unidade	Projeto	Esp. 16/91 (DAER)
massa específica aparente	kg/dm ³	2,404	97% (mínimo)
estabilidade 60 °C	Kgf	1.282	800 (mínimo)
índice de vazios	%	5,3	3 - 5
fluência 60°C	1/100”	8,4	8 - 16
RBV	%	67,3	75 - 82
VAM	%	16,1	15

Tabela 3.6: Módulo de resiliência e resistência à tração da mistura (SBS)

teor de SBS (%)	módulo de resiliência (MPa)	resistência à tração (MPa)
4,5	3.356	1,165
5,0	3.414	1,016
5,5	2.870	1,199
6,0	2.040	0,983
6,5	2.175	1,025

Tabela 3.7: Módulo de resiliência e resistência à tração da mistura (CAP20)

teor de CAP-20 (%)	módulo de resiliência (MPa)	resistência à tração (MPa)
4,5	3.592	1,025
5,0	3.330	0,926
5,5	2.580	0,962
6,0	2.485	0,946
6,5	2.085	0,856

Os resultados obtidos nos ensaios realizados e na determinação dos parâmetros do Método Marshall para as misturas concebidas estão apresentados nas Figuras 3.4 a 3.12. O tipo de asfalto utilizado nas composições asfálticas convencionais é o CAP 20. O motivo da sua escolha deve-se ao fato de que este é o tipo de ligante utilizado em praticamente a totalidade das misturas asfálticas lançadas no Estado do Rio Grande do Sul. Enquanto que o asfalto modificado por polímero utilizado na composição das misturas modificadas é o BETUFLEX B 80/60, fornecido pela Ipiranga Asfaltos S.A. (teor de polímero de 3%). Na Tabela 3.8, estão apresentadas as suas principais características. Sua obtenção é feita a partir da modificação do cimento asfáltico com copolímeros em bloco de estireno e butadieno (SBS). Em decorrência

das alterações reológicas promovidas no ligante original, as seguintes mudanças foram verificadas no produto derivado³:

- Menor suscetibilidade à oxidação;
- Redução da penetração;
- Aumento do ponto de amolecimento e da viscosidade;
- Redução do fluxo viscoso;
- Aumento da ductilidade e do ponto de ruptura Fraas a baixas temperaturas.

Tabela 3.8: Caracterização do BETUFLEX B 80/60

Parâmetro	Valor
Viscosidade a 70°C, poise	20.000
Viscosidade a 135°C, cps	1.750
Viscosidade a 177°C, eps	400
Penetração a 25°C (100g, 5s), dmm	65
Ponto de amolecimento (°C)	73 = 87
Ponto de ruptura Fraas (°C), mín.	-18
Intervalo de plasticidade, °C	105 (91)
Índice de suscetibilidade térmica, mín.	3
Densidade	1.018
Ponto de fulgor (°C), mín.	240
Tensão de tração (kgf/cm ²), mín.	0.5
Ductilidade a 25 °C, mín.	100
Ductilidade a 10 °C, mín.	90
Recuperação elástica a 25°C, % mín.	90
Recuperação elástica a 10°C, % mín.	80
Compatibilidade a 160°C (°C máx.)	2

³ Boletim técnico da Ipiranga Asfaltos S.A, 1995

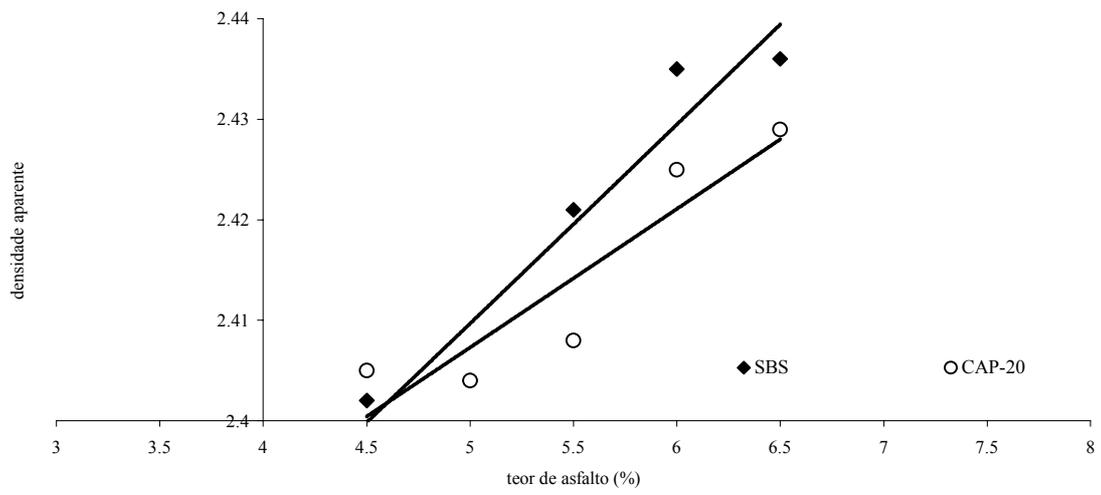


Figura 3.4: Densidade *versus* teor de asfalto

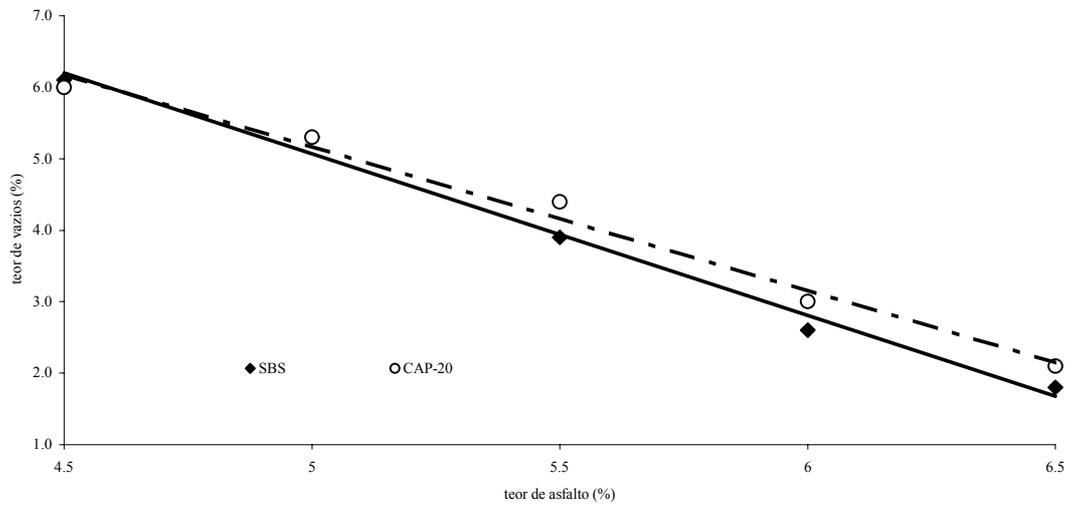


Figura 3.5: Teor de vazios *versus* teor de asfalto

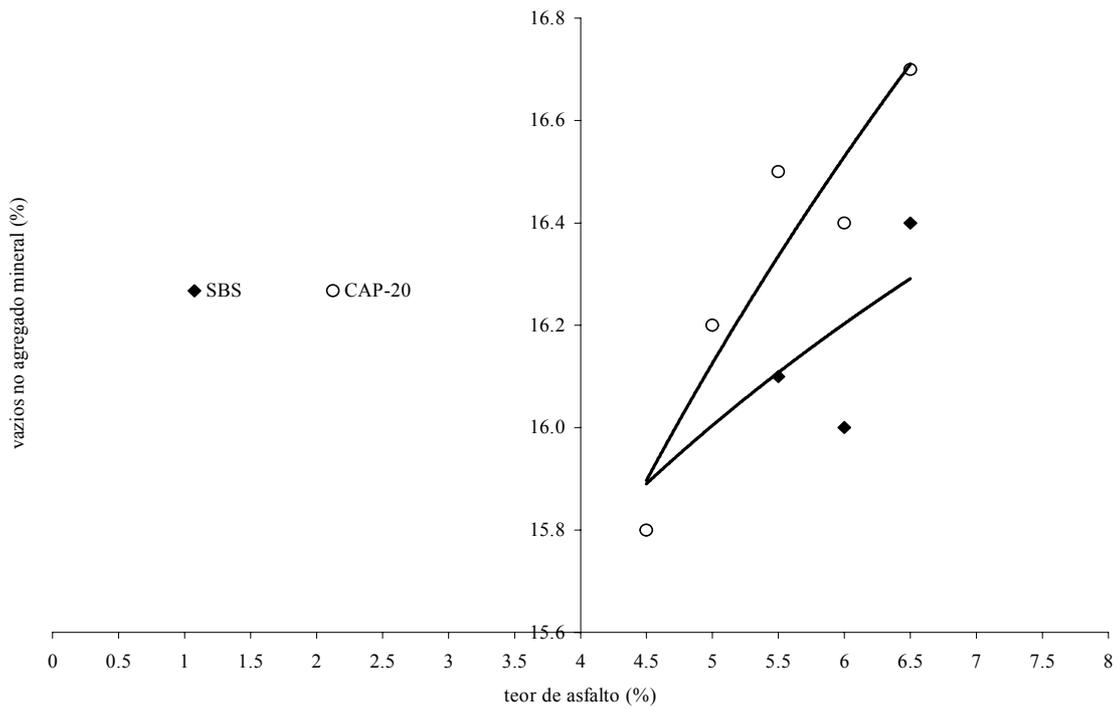


Figura 3.6: Vazios no agregado mineral *versus* teor de asfalto

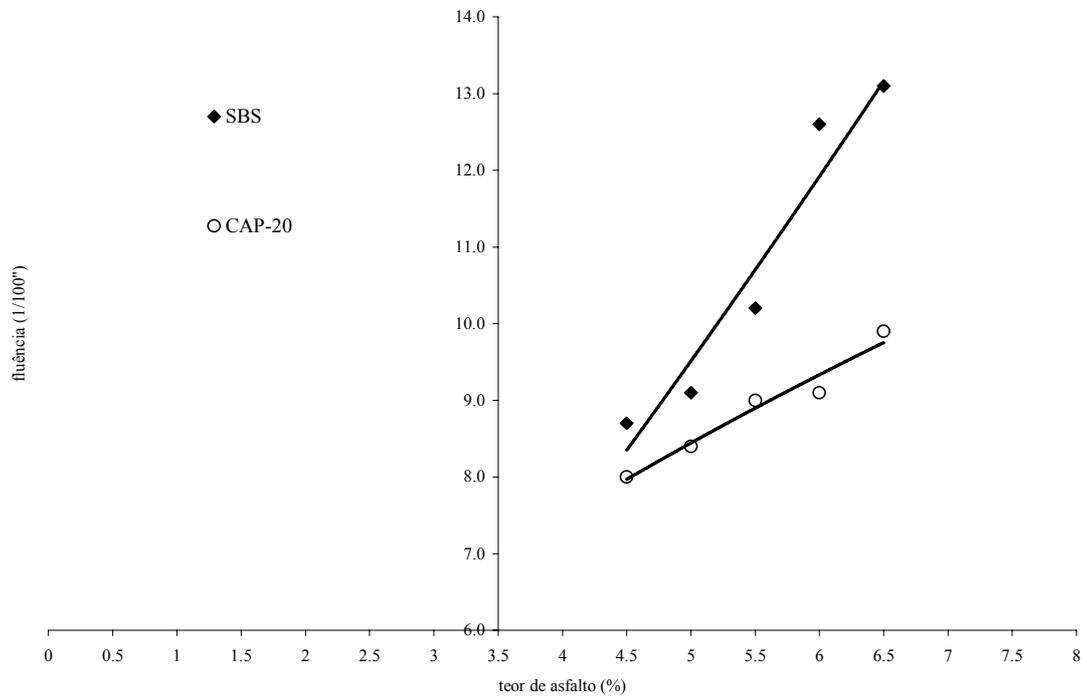


Figura 3.7: Fluência *versus* teor de asfalto

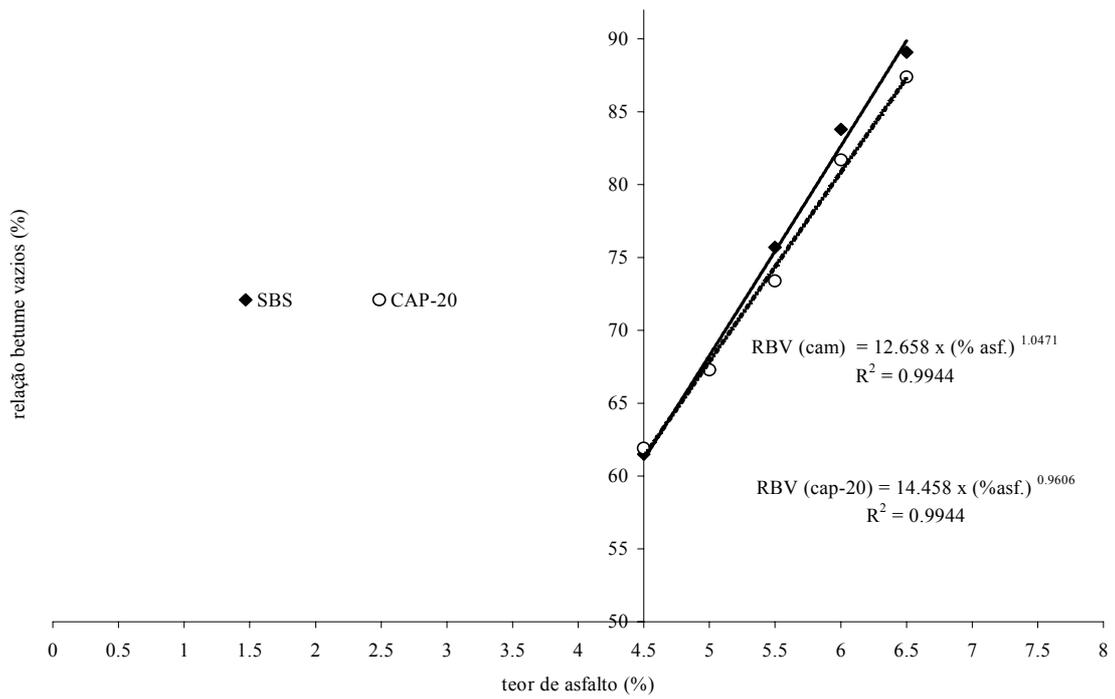


Figura 3.8: Relação betume-vazios *versus* teor de asfalto

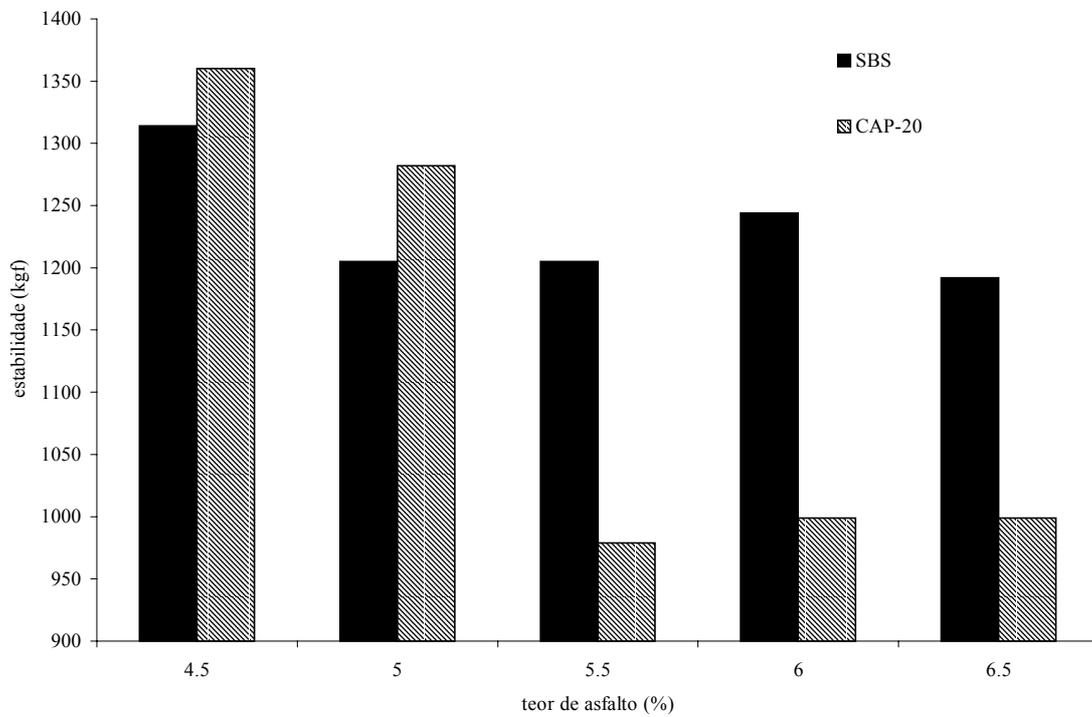


Figura 3.9: Estabilidade Marshall *versus* teor de asfalto

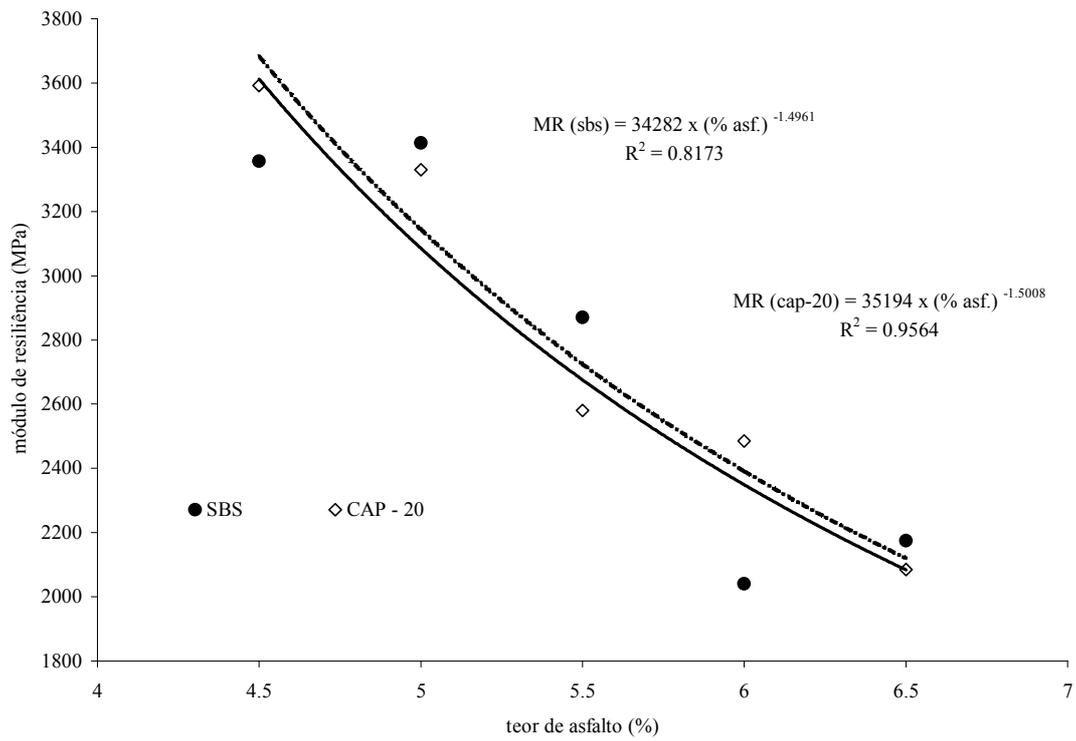


Figura 3.10: Módulo de resiliência *versus* teor de asfalto

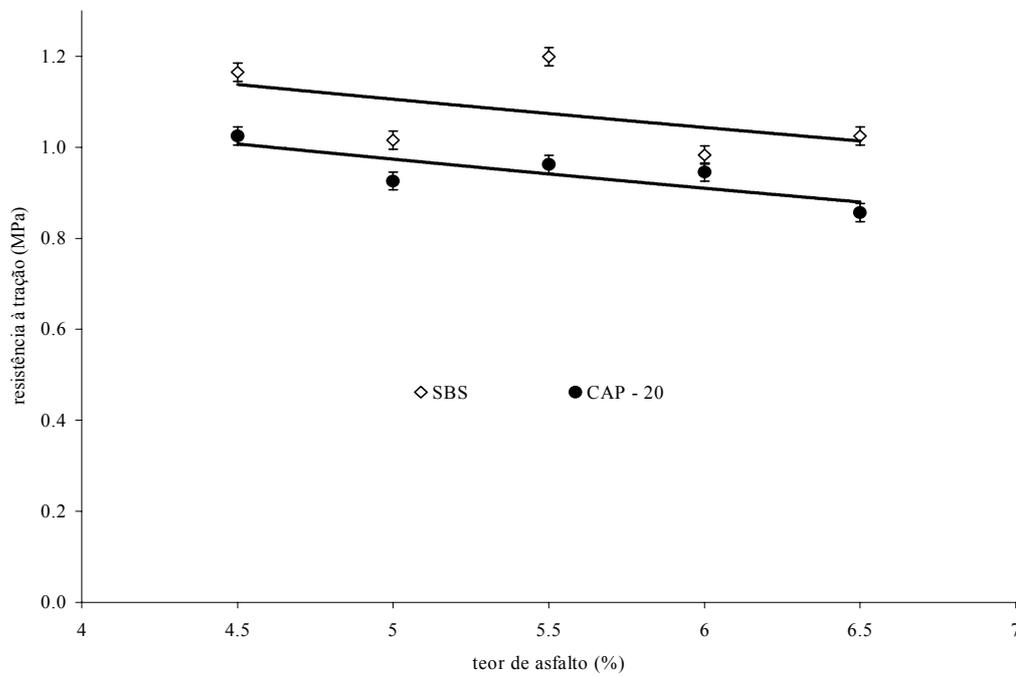


Figura 3.11: Resistência à tração *versus* teor de asfalto

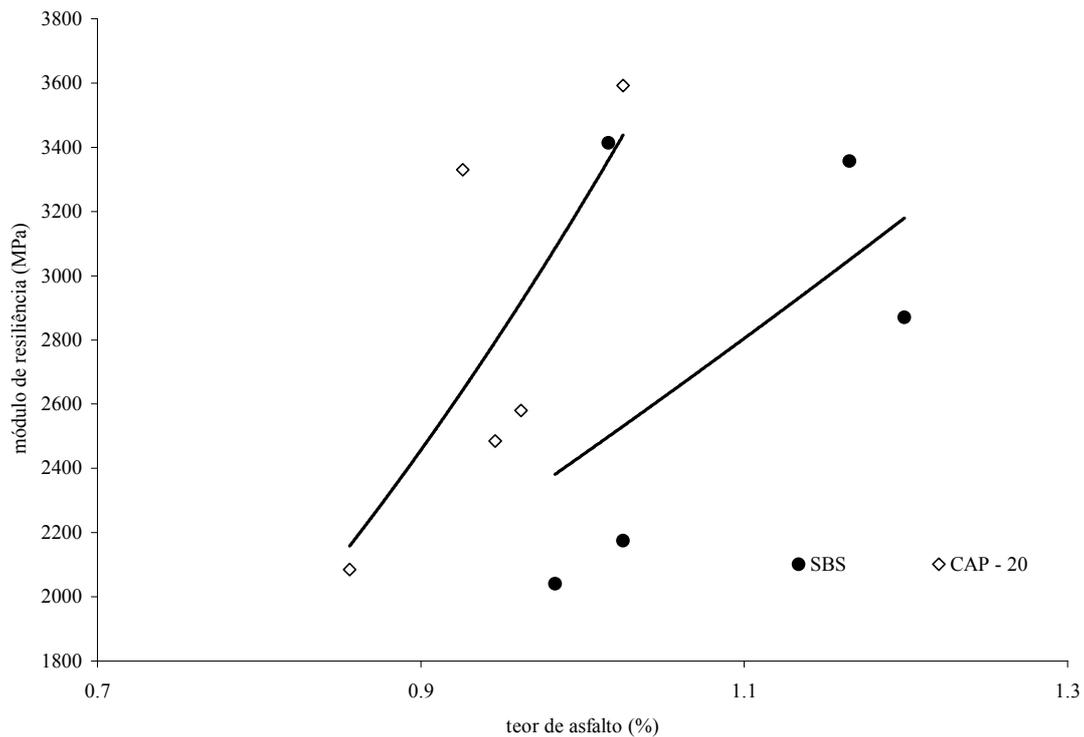


Figura 3.12: Módulo de resiliência *versus* resistência à tração

3.2.2 Configuração geométrica

Para investigar o comportamento de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros no campo, foram executadas seis seções experimentais de pavimentos. Sendo três seções constituídas por revestimento asfáltico com espessuras de 40, 60 e 80 mm, base granular de brita graduada de 30 mm e 50 mm de solo argiloso de reforço do subleito. As outras três seções apresentam a mesma configuração geométrica das anteriores, porém, possuem revestimento em concreto asfáltico modificado por polímeros.

Diversos pesquisadores (VAN DEUSEN *et al.*, 1992; NANNI & RIBEIRO, 1987) destacam a importância do planejamento para otimização de experimentos, possibilitando a redução de recursos financeiros e de tempo, sem sacrifício da qualidade das informações resultantes. Na

seqüência, estão apresentados os fatores controláveis eleitos para investigação na fase de estudos no campo:

- Espessura da camada de revestimento asfáltico (H): É um fator fixo a três níveis (40, 60 e 80 mm);
- Carga de eixo (C): É um fator fixo a três níveis (82, 100 e 130 kN);
- Tipo de mistura asfáltica (M): É um fator fixo a dois níveis (concreto asfáltico convencional e modificado com polímeros).

Para que seja possível levar em conta a não-linearidade das relações entre as variáveis dependentes e os fatores controláveis, os níveis foram combinados como mostra a matriz experimental, derivada com auxílio do software *Statistica*, apresentada na Tabela 3.9. Nesta, pode-se ver que o experimento definido ficou bem equilibrado. Os números -1, 0 e 1 representam os níveis baixo, médio e alto de cada fator, respectivamente.

No projeto em questão, têm-se três fatores controláveis, sendo: dois a três níveis (carga aplicada e espessura do revestimento) e um terceiro a dois níveis (tipo de mistura). Para ter-se um projeto cruzado, seria necessário os resultados de pelo menos 18 testes, sem incluir repetições. Devido às restrições intrínsecas à pesquisa desenvolvida, deverão ser ensaiados 12 setores, sendo dois em cada pista experimental.

3.2.3 Caracterização da brita graduada e do solo argiloso

A camada de base granular é constituída de brita graduada com granulometria compatível com a classificação faixa B e classe A do DAER-RS. Os resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência realizados na brita graduada utilizada nas seções experimentais estão apresentados na Figura 3.13. Nas Tabelas 3.10 e 3.11, as principais características do solo argiloso do reforço do subleito e da brita graduada da base estão demonstradas. Na Figura 3.14, estão ilustradas as distribuições granulométricas do solo argiloso e da brita graduada de base. A base granular foi compactada no campo em duas camadas com 15 cm de espessura cada.

Tabela 3.9: Matriz experimental

Pista	Seção	Mistura asfáltica	Espessura do revestimento (mm)	Carga de eixo (kN)	M	H	C	M*H	M*C	H*C	M*H*C
1	1	SBS	40	130	1	-1	1	-1	1	-1	-1
1	2	SBS	40	82	1	-1	-1	-1	-1	1	1
2	1	SBS	60	130	-1	-1	1	1	-1	-1	1
2	2	SBS	60	82	-1	-1	-1	1	1	1	-1
3	1	SBS	80	130	-1	0	1	0	-1	0	0
3	2	SBS	80	120	-1	0	-1	0	1	0	0
4	1	CBUQ	40	130	1	0	1	0	1	0	0
4	2	CBUQ	40	120	1	0	-1	0	-1	0	0
5	1	CBUQ	60	130	1	1	1	1	1	1	1
5	2	CBUQ	60	100	1	1	-1	1	-1	-1	-1
6	1	CBUQ	80	130	-1	1	1	-1	-1	1	-1
6	2	CBUQ	80	100	-1	1	-1	-1	1	-1	1

Tabela 3.10: Propriedades do solo argiloso de reforço do subleito

Propriedade do solo	Valor
Fração argilosa, %	24
Limite de liquidez, %	42
Limite de plasticidade, %	26
Índice de plasticidade, %	16
Densidade real dos grãos	2,85
Teor de umidade ótimo, %	22,7
Peso específico aparente seco máximo, kN/m ³	16,3
Classificação MCT	LG'
Classificação USC	CL
Classificação HRB	A-7-6
Índice de Suporte Califórnia máximo, %	15
Índice de Suporte Califórnia mínimo, %	10
Expansão, %	0,19
k	2700
n	-0,56
Módulo de resiliência (MPa)	230

Tabela 3.11: Características da brita graduada da base

Propriedade da brita	Valor
Teor de umidade ótimo, %	8,7
Densidade aparente	2,362
% que passa na peneira 200	4,3
Equivalente de areia, %	> 50
Índice de lamelaridade, %	< 40
Absorção, %	1,20
Diâmetro máximo, polegada	3/4

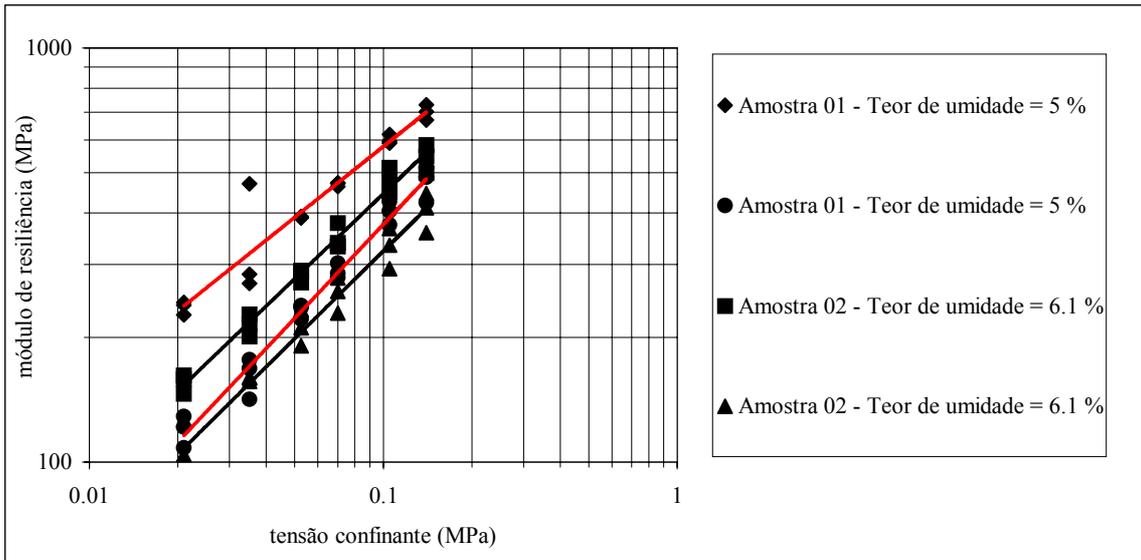


Figura 3.13: Módulo de resiliência da brita graduada

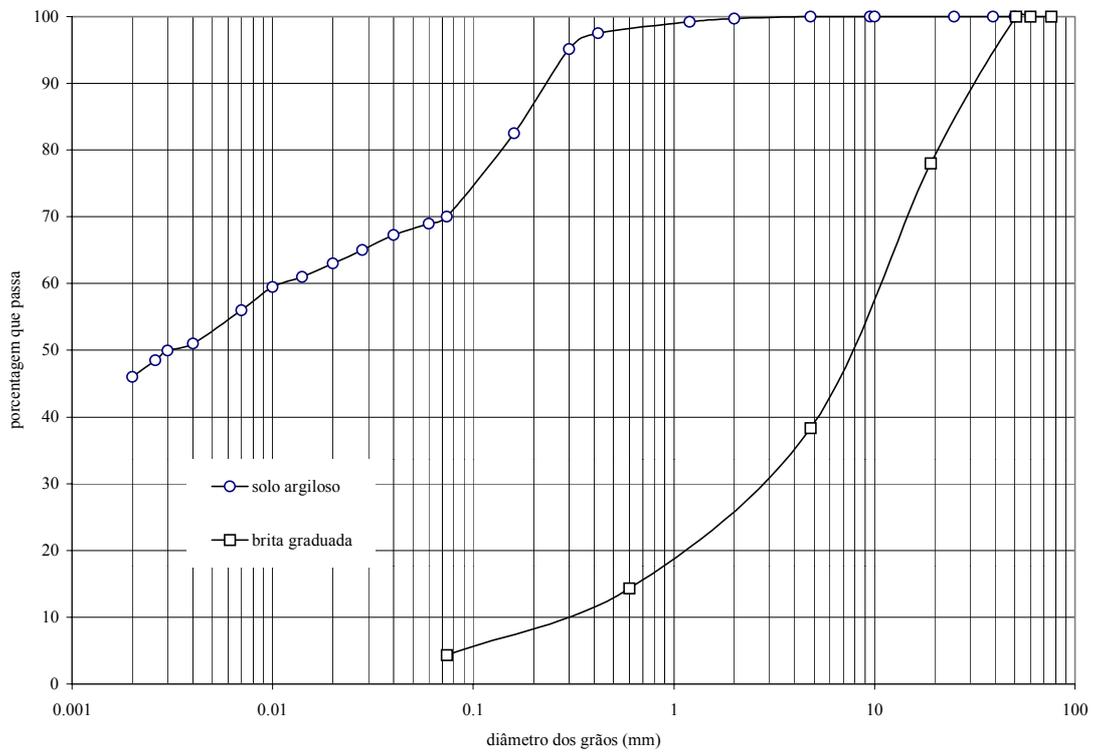


Figura 3.14: Distribuição granulométrica do solo argiloso e da brita graduada

3.2.4 Densidade aparente das misturas asfálticas *in situ*

Nesta pesquisa, as pistas experimentais com revestimentos asfálticos com espessura de 4 cm foram submetidas a ensaios acelerados com o simulador linear de tráfego. Antes dos testes realizados com o simulador de tráfego, foram extraídos corpos de prova para investigação do comportamento mecânico das misturas asfálticas lançadas nas pistas experimentais. Os resultados obtidos nos ensaios realizados para determinação da densidade aparente das camadas asfálticas compactadas no campo estão sintetizados na Tabela 3.12.

O motivo pelo qual as camadas mais delgadas apresentaram graus de compactação inferiores àqueles observados nas camadas mais espessas pode ser devido a redução diferenciada na queda da temperatura da massa asfáltica em função do seu volume. A temperatura de compactação das misturas asfálticas variou entre 139 e 148 °C. As espessuras determinadas nas amostras retiradas dos pavimentos estão apresentadas na Tabela 3.12. O processo de controle da espessura do revestimento asfáltico permitido pela vibro-acabadora utilizada na execução das pistas experimentais foi do tipo manual.

Na Figura 3.15, estão ilustrados os resultados derivados dos ensaios de densidade aparente realizados em corpos de prova extraídos no campo. A relação apresentada na equação 5 traduz o efeito da espessura da camada asfáltica na densidade atingida pelos rolos compactadores durante a execução dos pavimentos. A variabilidade oferecida pela equação 1 na estimativa da densidade aparente atingida no campo está ilustrada na Figura 3.16.

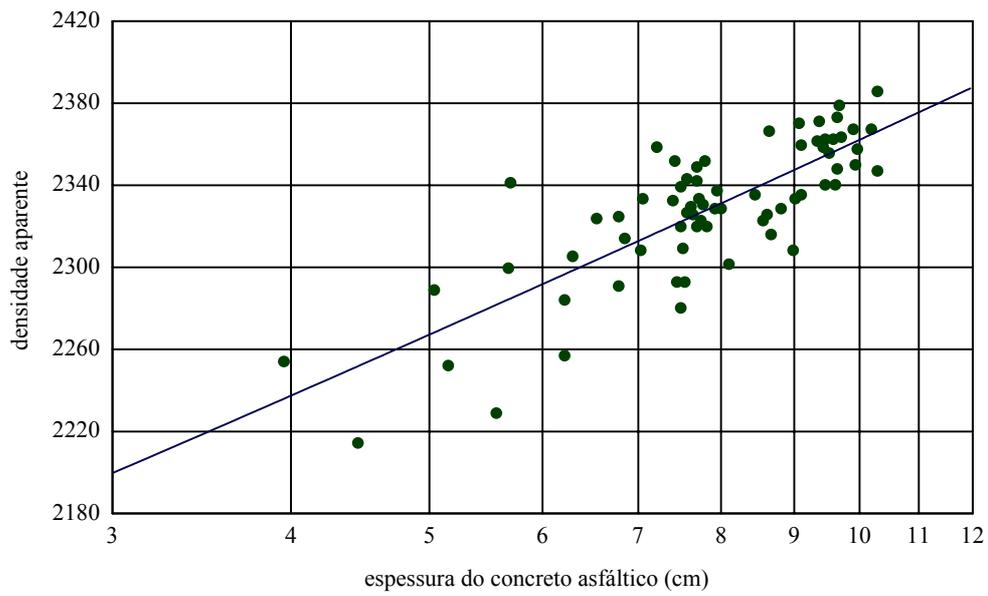


Figura 3.15: Espessura da camada asfáltica *versus* densidade aparente

$$\delta = 2061,204 \times (HR)^{0,05918189} \quad (3.1)$$

sendo:

δ = densidade aparente;

HR = espessura do concreto asfáltico (cm).

Tabela 3.12: Espessura do revestimento asfáltico das pistas experimentais 1 e 4

Pista	Densidade aparente	Espessura (cm)
SBS	2.291,3	6,8
SBS	2.299,9	5,7
SBS	2.252,7	5,1
SBS	2.222,0	6,2
SBS	2.280,0	5,5
SBS	2.268,0	5,3
SBS	2.248,0	5,3
SBS	2.229,0	5,3
SBS	2.246,0	5,6
SBS	2.270,0	5,7
Média	2.260,7	5,6
Desvio-padrão	25,7	0,5
CAP-20	2.314,0	5,3
CAP-20	2.339,0	5,1
CAP-20	2.330,0	4,9
CAP-20	2.215,3	4,5
CAP-20	2.289,7	5,0
CAP-20	2.254,3	4,0
CAP-20	2.316,0	4,8
CAP-20	2.337,0	5,4
CAP-20	2.319,0	5,3
CAP-20	2.267,0	4,0
CAP-20	2.258,0	4,7
Média	2.294,5	4,8
Desvio-padrão	40,6	0,5

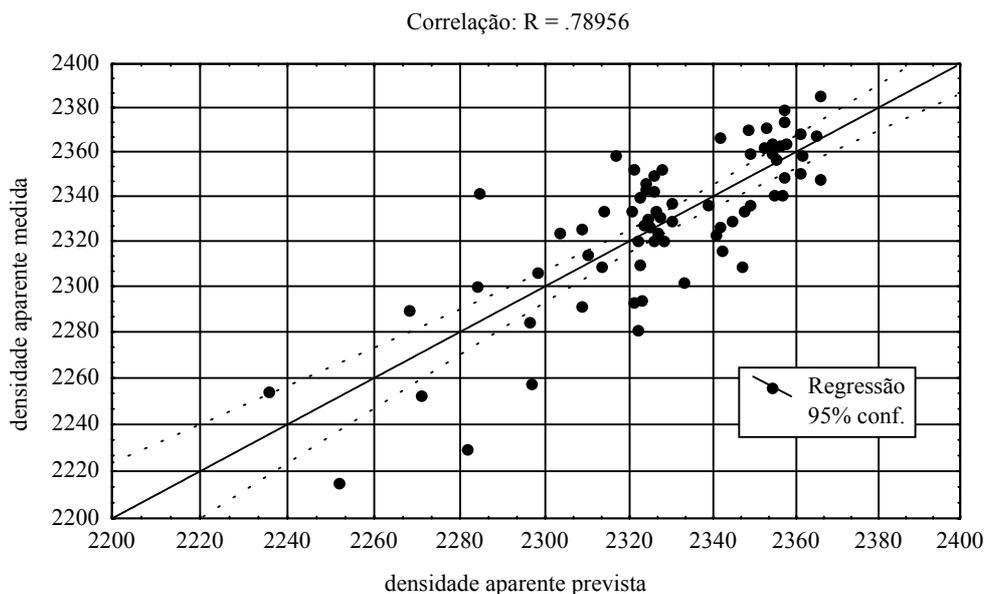


Figura 3.16: Densidade aparente determinada em corpos de prova extraídos no campo *versus* valores estimados

3.2.5 Módulo de resiliência e resistência à tração das misturas asfálticas

Os ensaios de módulo de resiliência em amostras extraídas dos pavimentos experimentais foram realizados em três níveis de temperatura: 10, 25 e 40 °C. Os resultados obtidos, juntamente com os valores derivados dos ensaios de resistência à tração obtidos na temperatura de 25 °C, estão mostrados na Tabela 3.13. Ainda, na referida tabela, são apresentados os valores determinados para a deformação de ruptura em tração (ϵ_R), estimada através da relação entre o módulo de resiliência e resistência à tração (R_T/M_R). Os valores obtidos a partir de ensaios de módulo de resiliência em compressão diametral em diferentes temperaturas para os dois tipos de ligantes utilizados (CAP-20 e SBS) foram sintetizados pela equação 3.2, derivada dos ajustes ilustrados nas Figuras 3.17 e 3.18. Os parâmetros de ajuste estão apresentados na Tabela 3.14.

$$MR = (A) * \exp(T/(-(B)))^{(C)} \quad (3.2)$$

sendo:

T = temperatura em °C;

A, B e C = coeficientes de ajuste.

Tabela 3.13: Resultados dos ensaios mecânicos nas misturas
(CARDOSO, 2002)

Tipo de ligante	Espessura do revestimento (cm)	Temperatura (°C)	M _R (MPa)	R _T (MPa)	ε _R (10 ⁻⁴)
CAP-20	4,0	10	3.973	-	
		25	2.385	0,47	1,97
		40	929	-	
CAP-20	6,0	10	7.784	-	
		25	3.515	0,56	1,61
		40	1.920	-	
CAP-20	8,0	10	6.849	-	
		25	4.521	0,63	1,39
		40	1.928	-	
SBS (3%)	4,0	10	4.498	-	
		25	3.831	0,68	1,79
		40	1.660	-	
SBS (3%)	6,0	10	6.629	-	
		25	2.610	0,53	2,05
		40	1.428	-	
SBS (3%)	8,0	10	5.284	-	
		25	3.938	0,58	1,48
		40	1.574	-	

Tabela 3.14: Parâmetros de ajuste da equação 3.2

	A	B	C	R
SBS	8.071,38	2.284,81	85,43	0,92
CAP-20	10.149,25	1.624.32	80.04	0,87

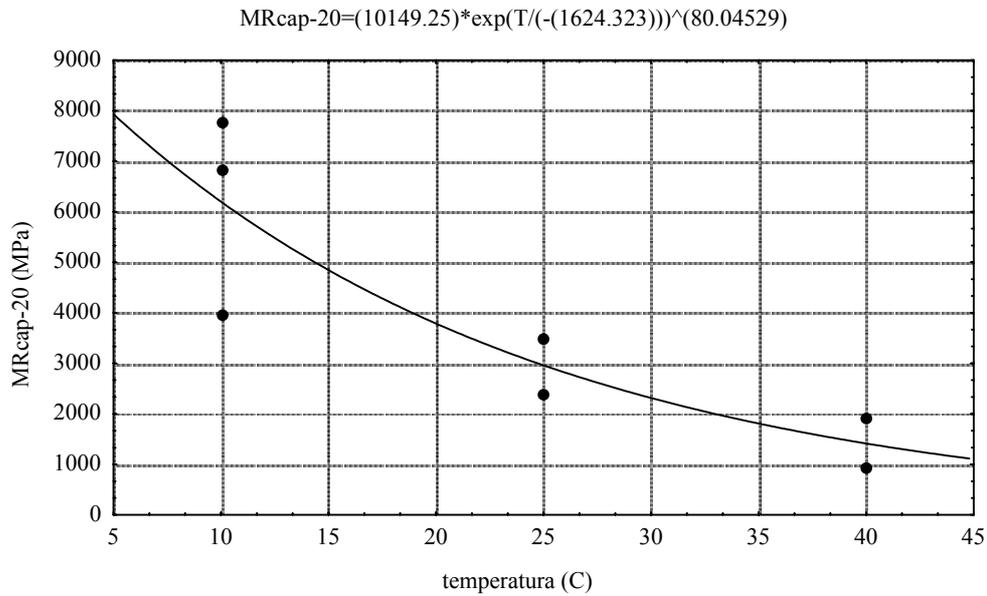


Figura 3.17: Efeito da temperatura no módulo de resiliência (CAP-20)

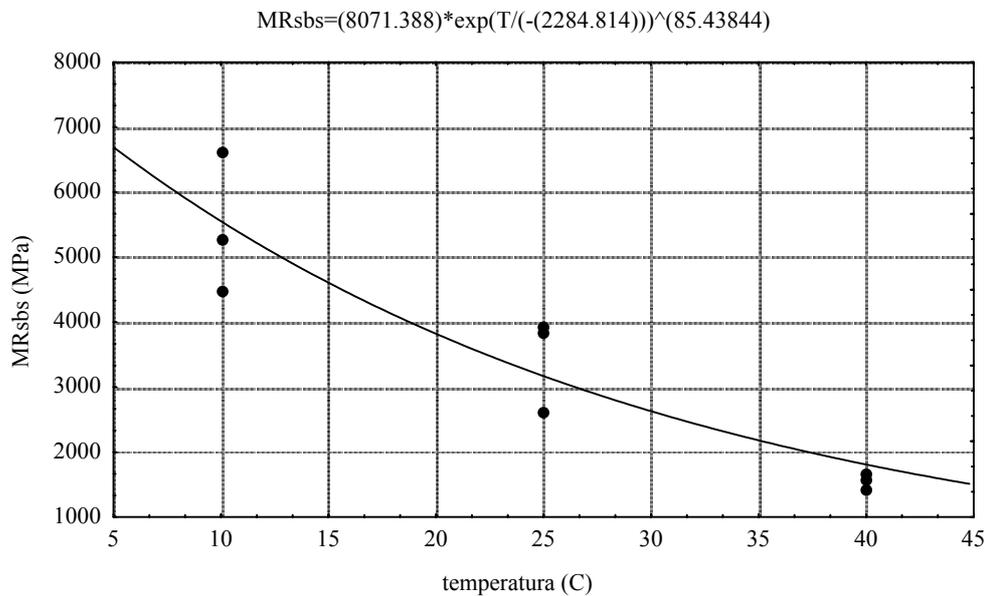


Figura 3.18: Efeito da temperatura no módulo de resiliência (SBS)

3.2.6 Ensaios de fadiga

Os ensaios de fadiga a tensão controlada em corpos de prova cilíndricos extraídos através de sonda rotativa das seções experimentais, realizados em compressão diametral, foram utilizados para se desenvolver a seguinte lei de fadiga:

$$N_f = K_1 \times \left[\frac{1}{\sigma_t} \right]^n \quad (3.3)$$

onde σ_t é a tensão horizontal de tração atuante ao longo do plano diametral vertical do corpo de prova cilíndrico. Os parâmetros da lei de fadiga (K_1 e n) obtidos são mostrados na Figura 3.19 e Tabela 3.15, juntamente com a resistência à tração estática em compressão diametral (R_T), o módulo de resiliência (M_R), ambos medidos a 25°C e a deformação de ruptura em tração (ϵ_R estimado por R_T/M_R).

Tabela 3.15: Resultados dos ensaios mecânicos nas misturas

Mistura	K_1	n	M_R (MPa)	R_T (MPa)	ϵ_R (10^{-4})
CAP-20	4,26E+04	3,5265	3.474	0,56	1,60
Polímero	9,45E+03	2,5595	3.459	0,60	1,74

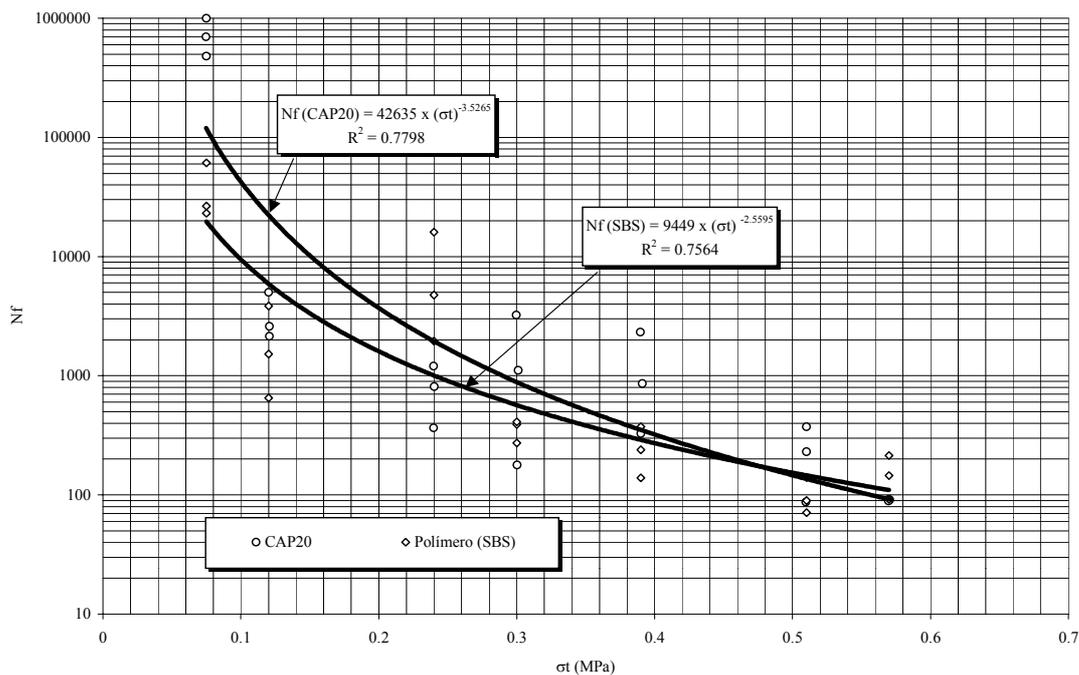


Figura 3.19: Leis de fadiga à tensão controlada em compressão diametral

3.2.7 Ensaio de ATR com o simulador de tráfego LCPC/EPUSP

Nesta pesquisa, para investigação da evolução de deformações permanentes nas misturas asfálticas convencionais (CBUQ) e modificadas por polímeros (SBS), foram realizados ensaios com a utilização dos simuladores de tráfego dos tipos LCPC/EPUSP e UFRGS-DAER.

A ocorrência de afundamentos em trilha de roda (ATR) na superfície dos pavimentos asfálticos é consequência das deformações plásticas e da consolidação que se desenvolvem nas camadas que constituem a estrutura e no subleito. A previsão da evolução de afundamentos em trilha de roda é um problema complexo e requer o conhecimento detalhado das características de estado dos materiais e da deformabilidade elástica, plástica e de viscosidade dos diferentes materiais que constituem as camadas do pavimento.

Para reduzir os afundamentos por consolidação, requer-se um serviço de compactação adequado, de modo a reduzir vazios nos materiais e a compactação adicional pelo tráfego. Em vários métodos de projeto existentes, o procedimento adotado para proteção da estrutura contra a ocorrência de deformações plásticas excessivas consiste em limitar a deformação ou tensão vertical de compressão no topo do subleito. Esse procedimento assume que a deformação plástica na superfície do pavimento é proveniente principalmente do subleito e irá permanecer abaixo de limites tidos como toleráveis se o limite de deformação ou de tensão no topo do subleito não é excedido. Portanto, estes procedimentos não levam em conta as deformações que ocorrem nas camadas superiores do pavimento (reforço do subleito, sub-base, base e revestimento).

Estudos de campo e de laboratório mostram que a densificação e a fluência plástica de camadas de pavimentos flexíveis podem ser caracterizados da seguinte maneira:

- Deformação plástica vertical nas camadas do pavimento (revestimento, base, sub-base e subleito);
- Fluência plástica horizontal na camada asfáltica do revestimento.

O acúmulo de deformações permanentes em uma camada de concreto asfáltico é causado por uma combinação de redução volumétrica e deformação cisalhante, devido à repetição das cargas do tráfego. Diversos estudos desenvolvidos indicam que a causa-chave para a ocorrência de deformações plásticas na camada asfáltica de revestimento são o excessivo teor de asfalto utilizado e o baixo teor de vazios de ar. Também podem ser causadas por deficiências de densificação das camadas durante a etapa de construção ou pelo movimento plástico da mistura asfáltica em temperaturas elevadas.

Em parte, a ocorrência de deformações plásticas pode ser minimizada através de projetos adequados da mistura asfáltica e pelo controle eficiente durante a construção. Para que a mistura asfáltica a ser utilizada seja menos suscetível à ocorrência de deformações plásticas é fundamental a existência de uma especificação dos vários componentes da mistura, tais como: tipo e teor de asfalto, tipo e granulometria do agregado, grau de compactação (teor de vazios de ar).

A influência do asfalto nas deformações permanentes é altamente dependente das condições a que a mistura é submetida. Os efeitos do asfalto são significativos, porém, sua influência é pequena em relação aos efeitos do agregado e dos vazios de ar, especialmente a temperaturas mais elevadas ou quando a mistura é submetida a estados de tensões que amplificam a influência do agregado.

Além disso, a simulação das condições de campo em laboratório envolvendo uma grande variedade de ensaios realizados em temperaturas específicas, aplicando cargas de magnitude específicas, aplicação de carregamento repetido e variando a duração dos ciclos de carga aplicados vêm sendo usados na tentativa de obter misturas asfálticas que não ofereçam deformações plásticas excessivas. No entanto, estas irão ocorrer de qualquer maneira, causadas pela densificação e pelas deformações de cisalhamento dos materiais do pavimento devido às cargas do tráfego. A Figura 3.20 ilustra a presença de ATR numa estrutura de pavimento flexível com revestimento em concreto asfáltico submetida à ação de tráfego pesado, canalizado e lento.



Figura 3.20: ATR em estrutura de pavimento flexível submetido a tráfego pesado

O simulador de tráfego do tipo LCPC/EPUSP está mostrado na Figura 3.21. Neste estudo, para avaliação da ocorrência de afundamentos em trilha de roda, foram realizados ensaios em misturas asfálticas extraídas de seções experimentais de pavimentos e em corpos de prova moldados em laboratório. Os ensaios com o simulador de tráfego LCPC/EPUSP foram realizados no laboratório de pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Os corpos de prova ensaiados estão mostrados na Figura 3.22. As espessuras dos corpos de prova estão apresentadas na Tabela 3.16.

As técnicas adotadas para preparação e condicionamento dos corpos de prova estão descritas em MOURA (2001) e em COELHO & SÓRIA (1995). Os resultados obtidos em ensaios realizados em seis corpos de prova com dimensões de 180 x 50 x 500 mm estão mostrados na Figura 3.23. Os ensaios foram realizados numa temperatura de 60 °C, sempre com dois corpos de prova, um de cada lado do aparelho. Também foram controlados o nível do carregamento aplicado e a frequência de ensaio. Na referida figura, também estão apresentadas as equações de ajuste obtidas para as duas composições asfálticas (SBS e CAP-20).

Tabela 3.16: Espessura das placas extraídas em pista

Espessura (cm)				
Placa nº	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Média
1	4,0	4,2	4,0	4,1
2	5,8	6,0	6,7	6,2
3	6,6	7,4	7,3	7,1
4	4,5	3,8	3,8	4,0
5	6,3	6,4	4,4	5,7
6	7,9	8,2	7,7	7,9



Figura 3.21: Simulador de tráfego tipo LCPC do LTP da EPUSP



Figura 3.22: Corpos de prova extraídos das seções experimentais para ensaios de ATR

De acordo com as recomendações francesas para realização de ensaios com esse tipo de simulador de tráfego, a modelagem da evolução de ATR deve ser feita plotando-se os valores

lidos contra o número de repetições de carga em um gráfico log-log. Sendo definidos modelos do tipo:

$$ATR = A \left(\frac{N}{1000} \right)^b \quad (3.4)$$

sendo:

ATR = afundamento em trilha de roda (mm);

b = inclinação da curva;

A = constante;

N = número de ciclos de carga.

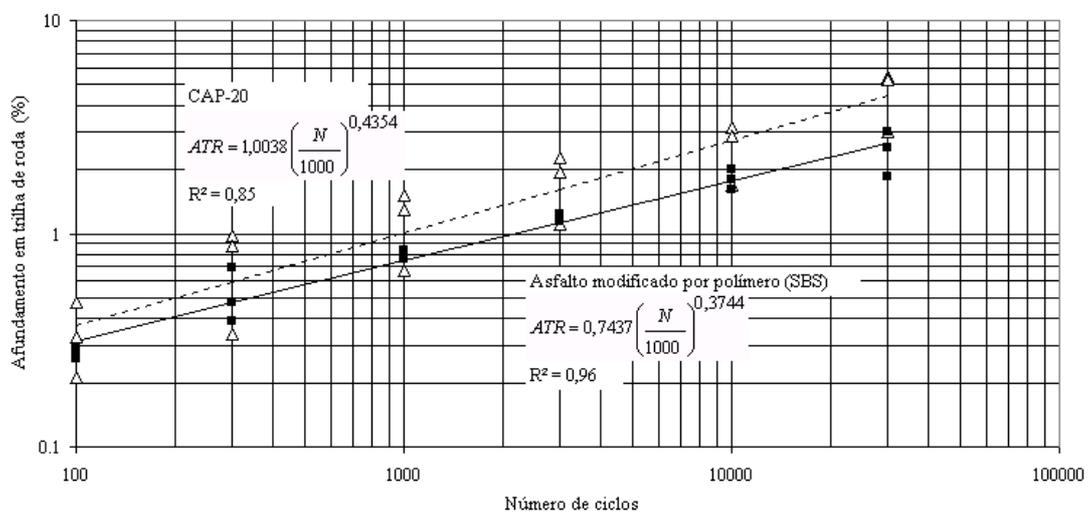


Figura 3.23: Evolução de ATR nas placas extraídas das pistas experimentais

Também foram realizadas investigações acerca do comportamento das misturas asfálticas em estudos através de ensaios de afundamentos em trilha de roda com o simulador de tráfego tipo LCPC/EPUSP em corpos de prova moldados em laboratório. Sendo, para tanto, concebidas quatro placas com espessuras de 5 e 10 cm. Para a moldagem dos corpos de prova, foi adotado o mesmo traço estabelecido na fase inicial do desenvolvimento da pesquisa. As placas submetidas aos testes estão apresentadas na Figura 3.24. Os resultados obtidos nos ensaios realizados estão apresentados nas Figuras 3.25 e 3.26. Nestas, pode-se perceber que a magnitude dos afundamentos em trilha de roda registrados nas amostras moldadas em laboratório é bem superior àquela obtida nos testes realizados com as placas extraídas do campo.

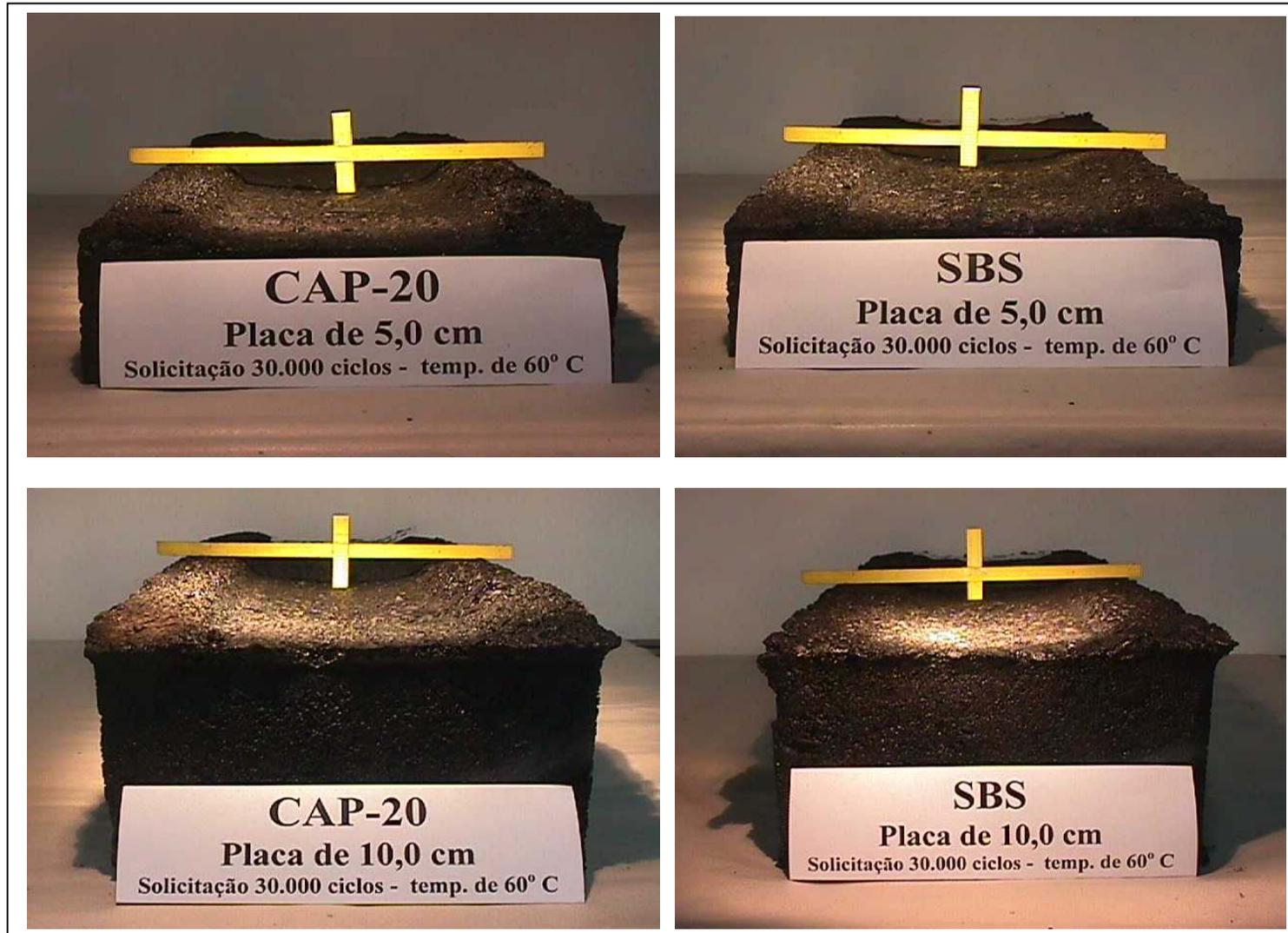


Figura 3.24: Placas moldadas em laboratório para ensaios de afundamentos em trilha de roda

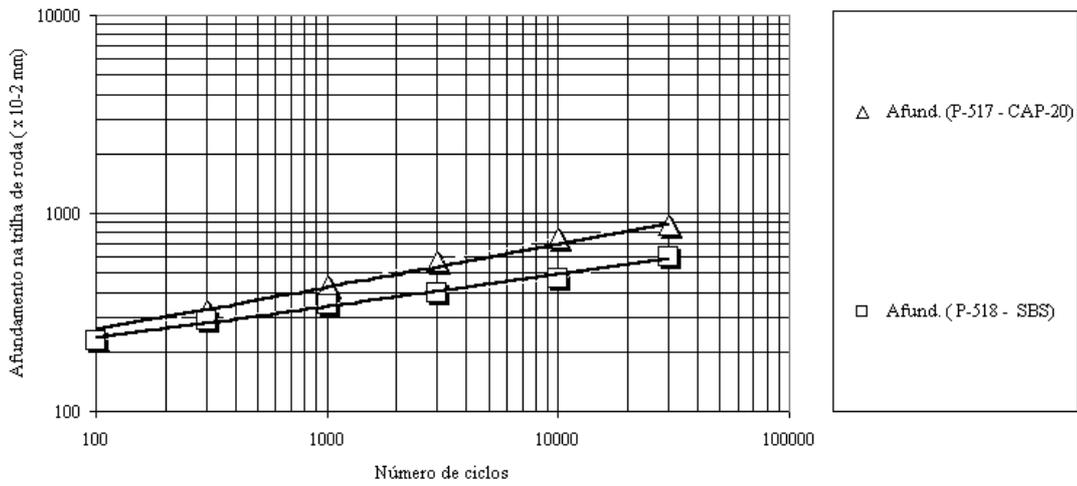


Figura 3.25: ATR em placas moldadas em laboratório (espessura = 5 cm)

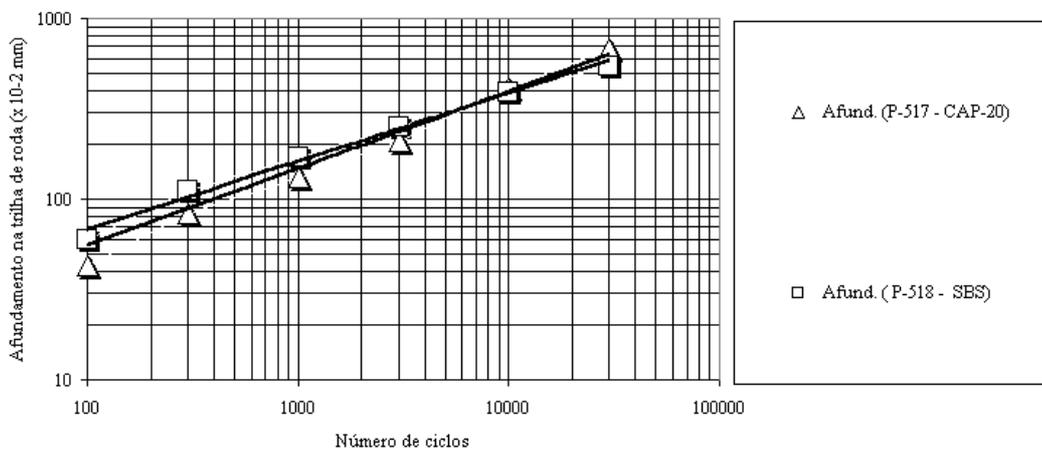


Figura 3.26: ATR em placas moldadas em laboratório (espessura = 10 cm)

3.2.8 Caracterização dos ligantes recuperados

No que se refere às propriedades dos ligantes utilizados nas composições asfálticas, foram feitas diversas investigações para identificação das propriedades oferecidas *in situ*. Os resultados obtidos nos ensaios realizados para caracterização das propriedades dos ligantes recuperados de amostras coletadas dos pavimentos experimentais estão apresentados nas Tabelas 3.17 a 3.22.

Com base nas análises efetuadas, foi possível identificar com clareza a presença de deficiências no processo construtivo. Tendo em vista que a temperatura de compactação foi monitorada e se manteve em níveis aceitáveis, pode-se concluir que ocorreu o craqueamento do ligante durante o processo de usinagem. Isto fez com que houvesse alterações das propriedades reológicas por oxidação dos ligantes conduzindo a níveis de penetração, viscosidade e de recuperação elástica incompatíveis com os valores especificados pelas normas técnicas para os asfaltos utilizados.

A recuperação dos ligantes asfálticos utilizados nas camadas de revestimento das pistas experimentais foi realizada com base no método ASTM D 1856-95. A identificação da composição granulométrica foi realizada com base no procedimento descrito na norma de ensaio DNER-ME 083/98. Para efeitos comparativos, alguns resultados típicos obtidos em ensaios realizados em ligantes dos tipos SBS (3%) e CAP-20 estão mostrados na Tabela 3.23.

Tabela 3.17: Teor de asfalto de amostras extraídas das pistas experimentais

Amostras	Teor de asfalto (%)	
	CAP 20	SBS
1	4,7	4,4
2	4,8	4,9
3	5	4,6
4	5,2	4,5
5	4,9	4,7
6	5	4,5
7	4,6	4,4
8	4,3	4,4
9	4,7	4,6
10	4,6	4,6
Média	4,78	4,56

Tabela 3.18: Características dos ligantes asfálticos recuperados das pistas experimentais

Ensaio	Resultados				
	pista 2	pista 3	pista 4	pista 5	pista 6
Teor de asfalto ⁴ (%)	4,2	4,4	3,8	4,2	3,8
Ponto de amolecimento ⁵ (°C)	59,6	66,7	66	62	64
Penetração ⁶ (Dmm)	35	27	20	26	19
Viscosidade ⁷ (cP)					
135	1005	1820	1605	1330	1452
145	592	1025	906	763	840
175	170,5	254	227,5	205	217
Recuperação elástica ⁸ (%)	37,5	36,6	-	44	33,3

⁴ ASTM D 2172-95

⁵ NBR 6560

⁶ NBR 6576

⁷ ASTM D 4402-87

⁸ NBR 6293

Tabela 3.19: Composição granulométrica dos agregados

Peneiras	Faixa B	Faixa de projeto	Faixa de trabalho	Pista 2	Pista 3	Pista 4	Pista 5	Pista 6
¼	100	100	100	100	100	100	100	100
½	80 – 100	92,5	86,5 – 98,5	88,04	89,24	90,8	92,02	88,38
3/8	70 – 90	83,7	77,7 – 90	78,55	79,91	80,18	82,84	77,15
n ^o 04	50 – 70	63,2	57,2 – 70	58,38	61,08	59,38	61,72	56,82
n ^o 08	35 – 50	45,3	41,3 – 49,3	40,68	42,00	39,59	42,29	36,33
n ^o 30	18 – 29	21,6	18 – 25,6	13,97	19,91	19,30	20,28	18,47
n ^o 50	13 – 23	15,9	13 – 19,9	9,76	14,13	13,92	14,41	13,82
n ^o 100	8 – 16	9,3	8 – 12,3	8,3	9,99	9,60	10,12	9,65
n ^o 200	4 – 10	5,8	4 – 7,8	5,9	5,81	5,22	5,66	5,41

Tabela 3.20: Caracterização do asfalto modificado por polímero (SBS)

Ensaio	Método	Especificação	Pista 1
Teor de Betume (%)	ASTM D 2172-95	-	4,56
Ponto de Amolecimento (°C)	NBR 6560	55 - 65	66,7
Penetração, Dmm (100g, 5s, 25°C)	NBR 6576	50 - 70	27
Viscosidade, cP (Visc. Brookfield)			
	135°C ASTM D 4402-87	3000 (máximo)	1820
	145°C	2000 (máximo)	1025
	175°C	450 (máximo)	254
Recuperação elástica a 25°C, cm (%)	NBR 6293	60 (mínimo)	36,6

Tabela 3.21: Caracterização do asfalto convencional (CAP 20)

Ensaio	Método	Especificação	Pista 4
Teor de Betume (%)	ASTM D 2172-95	-	4,78
Ponto de Amolecimento (°C)	NBR 6560	-	64,7
Penetração, Dmm (100g, 5s, 25°C)	NBR 6576	50 (mínimo)	26
Viscosidade a 135°C, SSF,	MB 517	120 (mínimo)	694,4
Viscosidade a 177°C, SSF,	MB 517	30-150	98,4
Ductilidade a 25°C, cm,	NBR 6293	20 (mínimo)	18,3

Tabela 3.22: Caracterização dos ligantes recuperados

Ensaio	Norma	SBS (3%)	CAP-20
Penetração (25°C, 5s, 100g), 0,1 mm	ASTM D 5	27	15
Ponto de Amolecimento, °C	ASTM D 36	61	70
Índice de Susceptibilidade Térmica	-	+ 0,6	+ 3,0
Viscosidade Brookfield, 135°C, cP	ASTM D 4402	2465	2755
Viscosidade Brookfield, 177°C, cP	ASTM D 4402	277	306
Viscosidade Brookfield, 177°C, cP	ASTM D 4402	277	306
Viscosidade Brookfield, 177°C, cP	ASTM D 4402	277	306
Ductilidade (25°C, 5cm/min), cm	ASTM D 113	< 10	-

Tabela 3.23: Resultados de ensaios para efeitos comparativos (fonte: Refinaria Presidente Getulio Vargas)

Ensaio	Norma	SBS (3%)	CAP 20
Penetração (25°C, 5s, 100g), 0,1 mm	ASTM D 5	45	52
Ponto de Amolecimento, °C	ASTM D 36	55	48
Índice de Susceptibilidade Térmica	-	- 0,2	- 1,0
Viscosidade Brookfield, 135°C, cP	ASTM D 4402	800	350
Viscosidade Brookfield, 177°C, cP	ASTM D 4402	160	60
Ductilidade (25°C, 5cm/min), cm	ASTM D 113	> 100	> 100

3.3 SISTEMA DE DRENAGEM DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

No sentido de evitar a ocorrência de alterações significativas nas condições de umidade no interior das camadas granulares e de solos das seções experimentais de pavimentos durante a fase de ensaios com o simulador de tráfego, foi executado um sistema de drenagem para captação das águas de superfície. Tal sistema incluiu a execução de valas com 1,0 metro de largura por 1,50 metro de profundidade. O material granular de preenchimento do dreno consiste de uma brita com diâmetro de $\frac{3}{4}$ de polegadas. A brita utilizada foi encapsulada com geotêxtil, conforme ilustrado na Figura 3.27.



Figura 3.27: Sistema de drenagem das seções experimentais

4. CALIBRAÇÃO E INSTALAÇÃO DOS INSTRUMENTOS

Neste capítulo são discutidos os fatores principais que influenciam no comportamento de instrumentos utilizados para determinação de respostas no interior das estruturas de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico. Também, são apresentadas as características das células de tensão total e dos extensômetros de resistência elétrica instalados para o monitoramento de tensões e deformações durante o período de solitação das pistas experimentais de pavimentos através do simulador linear de tráfego. Para interpretação adequada das leituras obtidas nos ensaios realizados em escala real foi necessário o desenvolvimento de investigações de campo e de laboratório no sentido de estabelecer curvas de calibração para as células de tensão total. Detalhes acerca dos procedimentos de calibração adotados também estão descritos ao longo deste capítulo.

Estudos recentes realizados destacam a importância da instrumentação como elemento auxiliar na interpretação do desempenho oferecido por estruturas de pavimentos. Atualmente existem diversos tipos de instrumentos disponíveis para instalação em estruturas de pavimentos. Tais instrumentos permitem a determinação em escala real de parâmetros como tensões e deformações verticais, tensões e deformações horizontais, afundamentos na superfície do pavimento, sucção, temperatura e pluviometria.

Entretanto, a experiência acumulada ao longo dos anos aponta dificuldades para a determinação de medidas confiáveis de tensões verticais e horizontais no interior das camadas de pavimentos. Tais dificuldades devem-se aos seguintes aspectos principais: (a) a relação existente entre a rigidez da célula de tensão total e rigidez do solo e (b) ao uso de técnicas inadequadas de instalação dos instrumentos (HADALA 1967, HVORSLEV 1976, DUNNICLIFF 1988).

Diversas pesquisas realizadas nos últimos anos tiveram como propósito principal a redução dos erros devidos aos aspectos relatados acima (BROWN 1977, TABATABAEE e SEBAALY 1990, BAKER *et al.* 1994, SELIG *et al.* 1997).

Ao longo dos anos, diferentes pontos de vista vem sendo expressos na literatura com respeito à utilização de células de tensão instaladas no interior de camadas de solo. Alguns pesquisadores possuem a opinião de que as medidas realizadas por tais instrumentos

instalados no interior de camadas de solo apresentam níveis aceitáveis de acurácia quando verificados contra testes de calibração realizados em solo. Já outros estudiosos do assunto consideram que células de tensão instaladas no interior de camadas de solo apresentam resultados difíceis de serem interpretados de maneira confiável e sugerem a não utilização de tais instrumentos. Principalmente, para determinação de tensões no interior de materiais granulares.

Neste trabalho foram obtidos resultados em aplicações envolvendo a utilização de células de tensão total instaladas em diferentes locais ao longo da profundidade de estruturas de pavimentos flexíveis. A solicitação das estruturas de pavimentos foi realizada através da utilização de um simulador linear de tráfego. Todas as células utilizadas foram submetidas a extensas investigações de comportamento realizadas em laboratório. Também, foram feitas várias calibrações *in situ* através da aplicação de diferentes níveis de cargas.

4.1 INSTRUMENTAÇÃO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

Na seqüência, são apresentados os trabalhos desenvolvidos para viabilizar o registro de tensões e deformações nas pistas experimentais de pavimentos. A finalidade principal da instrumentação de estruturas de pavimentos *in situ* é a obtenção de subsídios que possibilitem explicar racionalmente o desempenho oferecido pelos mesmos ao longo da sua vida de serviço. Esforços consideráveis têm sido feito em diversos países para avaliar e quantificar o comportamento de pavimentos a partir da instalação de instrumentos em pistas experimentais. Sendo, para tanto, planejados e desenvolvidos vários programas de pesquisas, cujo foco principal é a interpretação da degradação evolutiva de pavimentos experimentais, em termos dos processos principais de degradação que comumente condicionam o término da sua vida de serviço.

Dentre as respostas principais monitoradas através de instrumentos instalados em estruturas de pavimentos, destaca-se a realização de leituras de deslocamentos, deformações e tensões. Também, na maioria das pesquisas que envolvem estudos experimentais acerca do comportamento de pavimentos, de modo geral, são instalados sensores para registro de parâmetros ambientais que importam para o comportamento estrutural. Dentre estes, destaca-

se o registro da temperatura (do ar e das camadas do pavimento) e do nível periódico de precipitação pluviométrica.

Diversos pesquisadores ao longo dos anos propuseram valores limites para as tensões verticais no topo do subleito de estruturas de pavimentos. As equações propostas por YODER & WITCZAK (1975) e por KÖSTENBERGER (1989) estão apresentadas na Tabela 4.1. MOTTA (1991) em sua tese de doutorado sugere os valores apresentados na Tabela 4.2 para tensão vertical admissível no subleito.

Tabela 4.1: Procedimentos para estimativa da tensão vertical no subleito de pavimentos flexíveis

Tensão vertical admissível	Unidade	Referência
$\sigma_v = \left(0,553 \times CBR^{1,5}\right) \times 0,07$	Kgf/cm ²	YODER & WITCZAK (1975)
$\sigma_v = \frac{0,006 \times E}{1 + 0,7 \times \log N}$	MN/m ²	KÖSTENBERGER (1989)

Tabela 4.2: Tensão vertical admissível no subleito (MOTTA, 1991)

Módulo de resiliência (MPa)	Tensão vertical no subleito (MPa)			
	N = 10 ⁵	N = 10 ⁶	N = 10 ⁷	N = 10 ⁸
25	0,029	0,025	0,023	0,021
50	0,058	0,051	0,045	0,041
75	0,087	0,076	0,068	0,062
100	0,115	0,102	0,091	0,082
200	0,231	0,203	0,182	0,164
300	0,346	0,305	0,273	0,247
500	0,577	0,508	0,455	0,411

Várias revisões bibliográficas foram publicadas sobre instrumentação de pavimentos flexíveis (BROWN, 1977; TABATABAEE & SEBAALY, 1990; TABATABAEE *et al.*, 1992, VAN DEUSEN *et al.*, 1992). Para os casos envolvendo a instalação de células de tensão total no interior de camadas de solos uma exigência fundamental para sua utilização é destacada: a presença da célula não deve alterar o estado de distribuição de tensões existente na camada. Na prática, tal exigência é muito difícil de ser atendida, tendo em vista que as células atualmente utilizadas proporcionam uma inclusão rígida no interior das camadas de solo.

SELIG *et al.* (1997) investigaram o comportamento de dois tipos de células de tensão total fornecidas por diferentes fabricantes para determinação de tensões no interior do subleito de estruturas de pavimentos. Foram realizados diversos testes em laboratórios e identificou-se que as células apresentaram respostas completamente distintas sob condições idênticas de carregamento.

O efeito principal da presença de uma célula no interior do solo é a redistribuição causada no estado de tensões nas proximidades do local de instalação. Tal rearranjo poderá fazer com que os valores medidos sejam maiores ou menores dos que seriam registrados num campo livre de tensões (U.S. Army Waterways Experiment Station, 1944).

Diversos autores apontam que os erros verificados nos registros obtidos a partir de células instaladas em solos dependem da relação existente entre a espessura t da célula e o seu diâmetro d (relação de forma) e da rigidez da célula (expressa como a relação entre o diâmetro do diafragma e a deflexão Δ registrada na região central da célula). Diversos valores limite foram recomendados ao longo dos anos para d/Δ (U.S. Army Waterways Experiment Station, 1944; WEILER e KULHAWY, 1982).

Com base em análises do tipo linear elástica, TORY e SPARROW (1967) demonstraram que o fator de atuação da célula (CAF) o qual é definido como sendo a relação entre o valor de tensão medido pela célula num determinado meio sujeito a um nível de tensões e o valor registrado num campo livre de tensões depende tanto da relação de forma como do fator de flexibilidade do sistema solo-célula.

Sendo que o fator de flexibilidade é uma relação do tipo $(E_s \cdot d)/(E_c \cdot t)$ onde E_c e E_s são os módulos de Young's do material do diafragma e do solo, respectivamente. Quanto maior o fator de flexibilidade, menor deverá ser o valor do CAF. Além disso, quanto maior a relação de forma, menor deverá ser o CAF. Fatores de flexibilidade menores que 0,5 e relações de forma menores do que 1/6 tem sido recomendados para que sejam obtidos valores considerados aceitáveis de CAF. Estudos similares, porém considerando diferentes tipos de células, foram descritos em ASKEGAARD (1963).

Vários outros efeitos são conhecidos e relacionados com o desempenho de células instaladas em solos, tais como: tamanho das partículas, método de instalação, carregamento aplicado, nível de temperatura e corrosão (BROWN 1977; WEILER e KULHAWY 1982).

Os tipos principais de células utilizadas na instrumentação de pavimentos são: (a) célula tipo diafragma com um LVDT interno para registro das deflexões; (b) célula tipo diafragma com *strain gages* (BROWN, 1977), (c) célula tipo diafragma com um diafragma externo que transmite as tensões do solo através de compartimentos preenchidos com fluidos, os quais através de vasos comunicantes comprimem *strain gages* internos (VAN DEUSEN *et al.* 1992), e (d) células de pressão preenchidas com fluido conectadas a um transdutor de pressão externo de pressão (BAKER *et al.*, 1994). As células dos tipos (c) e (d) tem sido as mais utilizadas em estruturas de pavimentos.

A instalação de sensores para registro de tensões e deformações em estruturas de pavimentos pode ser realizada durante ou após a conclusão do processo construtivo. Os locais mais comuns de instalação de sensores são o fundo da camada asfáltica e o topo do subleito. Um aspecto importante a ser observado na escolha dos instrumentos a serem utilizados em estruturas de pavimentos é que a instalação de um sensor no interior das camadas da estrutura distorce a distribuição esperada de tensões e deformações. Isto faz com que seja exigido que o instrumento concorde ao máximo possível com o material constituinte da camada na qual será instalado.

Portanto, características desejáveis de sensores para registros de tensões e deformações em estruturas de pavimentos incluem rigidez mínima para permitir durabilidade e flexibilidade suficiente para deformar com o material. Na seqüência, são apresentadas as principais técnicas de instalação comumente utilizadas para medir deformações em camadas asfálticas de pavimentos. Tais técnicas estão descritas em detalhes em BAKER *et al.* (1994).

Um aspecto importante a ser considerado é que a maioria dos *strain gages* comercialmente disponíveis não podem ser incorporados diretamente aos materiais asfálticos e cimentados que compõe uma estrutura de pavimento. Existem três métodos principais de preparação de sensores para registro de deformações em estruturas de pavimentos flexíveis:

1. H-gages;
2. *Strain gages* preparados em laboratório (blocos moldados);
3. *Strain gages* colados em blocos retirados diretamente do pavimento.

O H-gage consiste de uma faixa de um dado material no qual um *strain gage* está encapsulado. As extremidades da faixa são conectadas com barras metálicas de seções retangulares que atuam como âncoras, formando a letra H. Estes transdutores são colocados, em geral, no fundo da camada de concreto asfáltico.

Os *strain gages* instalados em blocos extraídos de camadas asfálticas são instrumentados e depois recolocados no pavimento. A principal preocupação nesse procedimento é a descontinuidade existente entre a parte instrumentada e o pavimento propriamente dito. Se o agente colante, que é usualmente um tipo de epoxy, possibilita uma rigidez diferente daquela apresentada pela camada asfáltica, deverá ocorrer uma concentração de tensões em torno da parte instrumentada; fato este que deverá contribuir para o desenvolvimento acelerado de trincas na região.

Experiências de campo demonstram que existem diversas misturas do tipo epoxy comercialmente disponíveis que possuem compatibilidade adequada para serem inseridas em camadas asfálticas. Estudos realizados ao longo dos anos apontam dificuldades para a determinação de medidas confiáveis de tensões no interior das camadas de pavimentos. Tais dificuldades devem-se aos seguintes aspectos principais:

1. A relação existente entre a rigidez da célula de tensão total e a rigidez do solo e;
2. Ao uso de técnicas inadequadas de instalação dos instrumentos.

De acordo com VAN DEUSEN *et al.* (1992) não existem comprovações acerca do método ideal para instalação de sensores em estruturas de pavimentos. Entretanto, diversos estudos realizados apontam que as instalações de instrumentos no interior de estruturas de pavimentos realizadas durante a fase de construção permitem um melhor desempenho que aquelas efetuadas após o pavimento construído.

No que se refere aos blocos instrumentados em laboratório, a preocupação principal é com a compatibilidade do material utilizado com aquele existente no pavimento. Os dois devem ser similares de modo a impedir que grandes descontinuidades nas propriedades dos mesmos sejam estabelecidas. O entrosamento entre o material moldado em laboratório e o material existente é de importância fundamental.

A retirada de material do pavimento para instrumentação apresenta diversos problemas com relação às respostas obtidas pelos instrumentos instalados (desempenho oferecido). Estes se devem, principalmente, ao fato de que quando uma parte retirada do pavimento é instrumentada e reintroduzida na estrutura, surgem dificuldades de aderência e de entrosamento entre esta e o material do pavimento existente. Nesse procedimento, a cimentação da parcela retirada ao material existente na camada pode ser feita por diversos meios, por exemplo, com a utilização de epoxy, o que irá influenciar nos valores medidos. A grande dificuldade, portanto, consiste em se prever qual a incerteza relativa das medidas.

Por outro lado, uma das vantagens desse método é o fato de que o mesmo não está propenso aos esforços da fase de construção, podendo, portanto, ser usado para a recolocação de sensores que apresentem defeitos durante a construção e, também, para instrumentar seções de pavimentos existentes. Procedimentos para compactação de solos nas zonas próximas de células de carga estão discutidos em CLAYTON & MILITITSKY (1986).

Um dos principais objetivos específicos propostos na pesquisa realizada nesta tese consiste na instrumentação de estruturas de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico para monitoramento de respostas que pudessem auxiliar na identificação da adequação estrutural oferecida durante o período de solicitação destas pelo simulador linear de tráfego. Neste sentido, ao longo do período de testes, foram efetuadas diversas investigações, incluindo registros de tensões e deformações, tanto sob carregamento estático quanto sob carregamento dinâmico.

Ainda, durante os ensaios realizados no campo, também foram avaliados outros efeitos significativos para o desempenho de pavimentos em serviço, tais como: nível de carga aplicado, temperatura do revestimento asfáltico, pressão de inflação dos pneus e forma do carregamento imposto. Resultados obtidos nas calibrações realizadas em laboratório estão apresentados no anexo 2 desta tese.

4.2 SELEÇÃO DOS INSTRUMENTOS

Durante a execução das pistas experimentais foram instalados instrumentos configurados com o propósito de permitirem a investigação de respostas fundamentais dos pavimentos quando estes fossem submetidos às cargas repetidas do tráfego. Tais respostas incluem a medição de tensões e deformações no interior das camadas dos pavimentos. O grupo principal de sensores utilizados na instrumentação das pistas experimentais é constituído por células de tensão total e extensômetros de resistência elétrica (*strain gages*).

No que se refere aos critérios para escolha dos instrumentos para medir respostas no interior de estruturas de pavimentos, de maneira ideal, devido a exigências referentes à qualidade do sinal gerado quando das solicitações impostas pelas cargas de roda, devem ser utilizados preferencialmente sensores cuja fiação possibilite o estabelecimento contínuo (sem emendas) da transmissão dos sinais registrados até o sistema de aquisição de dados.

Outro aspecto importante a ser levado em conta é a necessidade de proteção da fiação de modo a resguardá-la dos esforços excessivos aos quais serão submetidas na fase de construção dos pavimentos. Quanto à resistência mecânica dos sensores, estes precisam de uma rigidez mínima para assegurar um desempenho confiável, no entanto, não devem introduzir níveis de distribuição de tensões diferenciados localizados nos materiais das camadas em estudo.

A seleção de um sensor para a realização de medidas de tensões e deformações em estruturas de pavimentos deve ser baseada em diversos fatores, dentre os quais destacam-se (VAN DEUSEN *et al.*, 1992):

- Durabilidade;
- Acurácia das medidas (precisão);
- Repetibilidade;
- Magnitude das respostas;
- Resistência mecânica (capacidade de sobrevivência na fase de construção);
- Configuração geométrica;
- Vida de fadiga;
- Locais de instalação (pontos críticos);

- Estabilidade.

Segundo TABATABAEE & SEBAALY (1990), os sensores mais adequados para a realização de medidas de deformação em estruturas de pavimentos são os *strain gages* de resistência elétrica (camadas cimentadas). Num artigo escrito por SEBAALY *et al.*, (1995), publicado pela American Society for Testing and Materials, discute-se a aplicabilidade de sensores de efeito Hall para realização de medidas de deformação em estruturas de pavimentos flexíveis.

De acordo com os responsáveis pela pesquisa, o sensor configurado apresentou vantagens significativas quando comparado com *strain gages* de resistência elétrica. Tal conclusão é baseada em experimentos de campo e de laboratório. Nesse estudo, diferentes sensores foram testados simultaneamente e comparados em termos de aspectos como: durabilidade, repetibilidade e custos.

Para permitir a investigação do comportamento dos pavimentos das pistas experimentais durante o período de ensaios com o simulador de tráfego foram instalados instrumentos configurados para permitirem o registro de respostas fundamentais quando da aplicação de cargas repetidas. O monitoramento das respostas geradas no interior dos pavimentos foi realizado através dos seguintes instrumentos principais:

- Extensômetros de resistência elétrica;
- Células de tensão total;
- Termômetros digitais para controle da temperatura nas camadas asfálticas.

Ao longo dos anos, diferentes pontos de vista vêm sendo expressos na literatura com respeito à utilização de células de tensão instaladas no interior de camadas de solo. Alguns pesquisadores possuem a opinião de que as medidas realizadas por tais instrumentos instalados no interior de camadas de solo apresentam níveis aceitáveis de acurácia quando verificados contra testes de calibração realizados em solo. Já outros estudiosos do assunto consideram que células de tensão instaladas no interior de camadas de solo apresentam resultados difíceis de serem interpretados de maneira confiável e sugerem a não-utilização de

tais instrumentos, principalmente para determinação de tensões no interior de materiais granulares. BURNHAM (2001), relata a experiência do Mn/Road na instalação de células para determinação de tensões em diferentes tipos de materiais.

Os extensômetros elétricos de resistência, mais conhecidos simplesmente por *strain gages*, são os dispositivos mais usados atualmente em todo mundo na análise experimental de deformações em estruturas de pavimentos. A descoberta do princípio, no qual se baseia o método dos extensômetros elétricos de resistência, é devido a LORD KELVIN (1856), que notou que a resistência elétrica variava, quando fios de cobre e ferro eram deformados. Muitos anos se passaram para a utilização prática desse princípio. Somente 80 anos depois, tornou-se de uso comercial. O país que mais progresso apresentou, até o momento na tecnologia dos *strain gages* é os Estados Unidos. No Brasil, os *strain gages* foram introduzidos no início da década de 50, sendo o ITA um dos primeiros a utilizá-los.

O extensômetro elétrico de resistência consiste basicamente de um elemento resistivo que é montado em uma base de papel ou plástico. Este conjunto é então colado na superfície de uma estrutura, no ponto onde se deseja medir a deformação. A propriedade fundamental do elemento resistivo é a variação de sua resistência com a deformação. Esta propriedade é definida em termos do fator de sensibilidade do extensômetro.

Para determinação das deformações horizontais na fibra inferior do revestimento asfáltico, foram utilizados *strain gages* encapsulados em resina epóxi com duas configurações: roseta a 45° e *H-gage*. O motivo da adoção de tais configurações deve-se à necessidade de ancoragem do instrumento no interior da massa asfáltica e também para que se possa assegurar a sua horizontalidade. Já para o registro das tensões geradas pelas cargas do tráfego em diferentes pontos ao longo da profundidade do pavimento, foram utilizadas células de tensão total comerciais do tipo diafragma. A parte ativa deste tipo de célula é constituída por uma face metálica revestida por uma membrana que transmite as tensões geradas no solo para uma cavidade preenchida com fluído a qual está em contato com um uma ponte de *strain gages* disposta no interior do diafragma.

4.2.1 Identificação dos locais de instalação

Para a identificação dos pontos críticos onde serão instalados os sensores para medir tensões e deformações, é preciso, inicialmente, identificar o tipo de estrutura de pavimento a ser instrumentada. No caso de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico, a distribuição das tensões e deformações geradas na estrutura pelas cargas de roda do tráfego, se dá de modo que as camadas de revestimento e base aliviem as tensões verticais de compressão no subleito por meio da “absorção” de tensões cisalhantes.

Neste processo ocorrem tensões e deformações de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico, que provocarão seu trincamento por fadiga com a repetição das cargas do tráfego. Logo, nesse caso, conforme o esquema representado na Figura 4.1, o local ideal para realização de medidas de deformação de tração é no fundo da camada de revestimento.

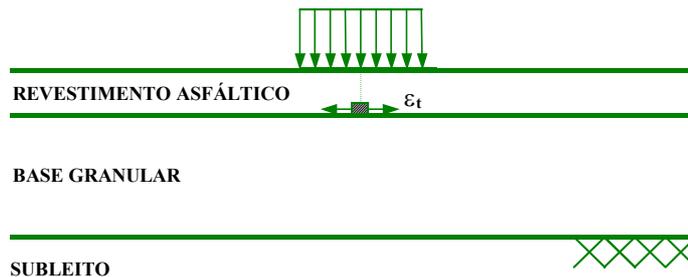


Figura 4.1: Zona de tração crítica em um pavimento flexível com revestimento em concreto asfáltico

Nesta pesquisa, os locais definidos para a instalação dos instrumentos nas pistas experimentais de pavimentos incluem pontos críticos ao longo da profundidade das estruturas, conforme a representação esquemática mostrada nas Figuras 4.2 e 4.3.

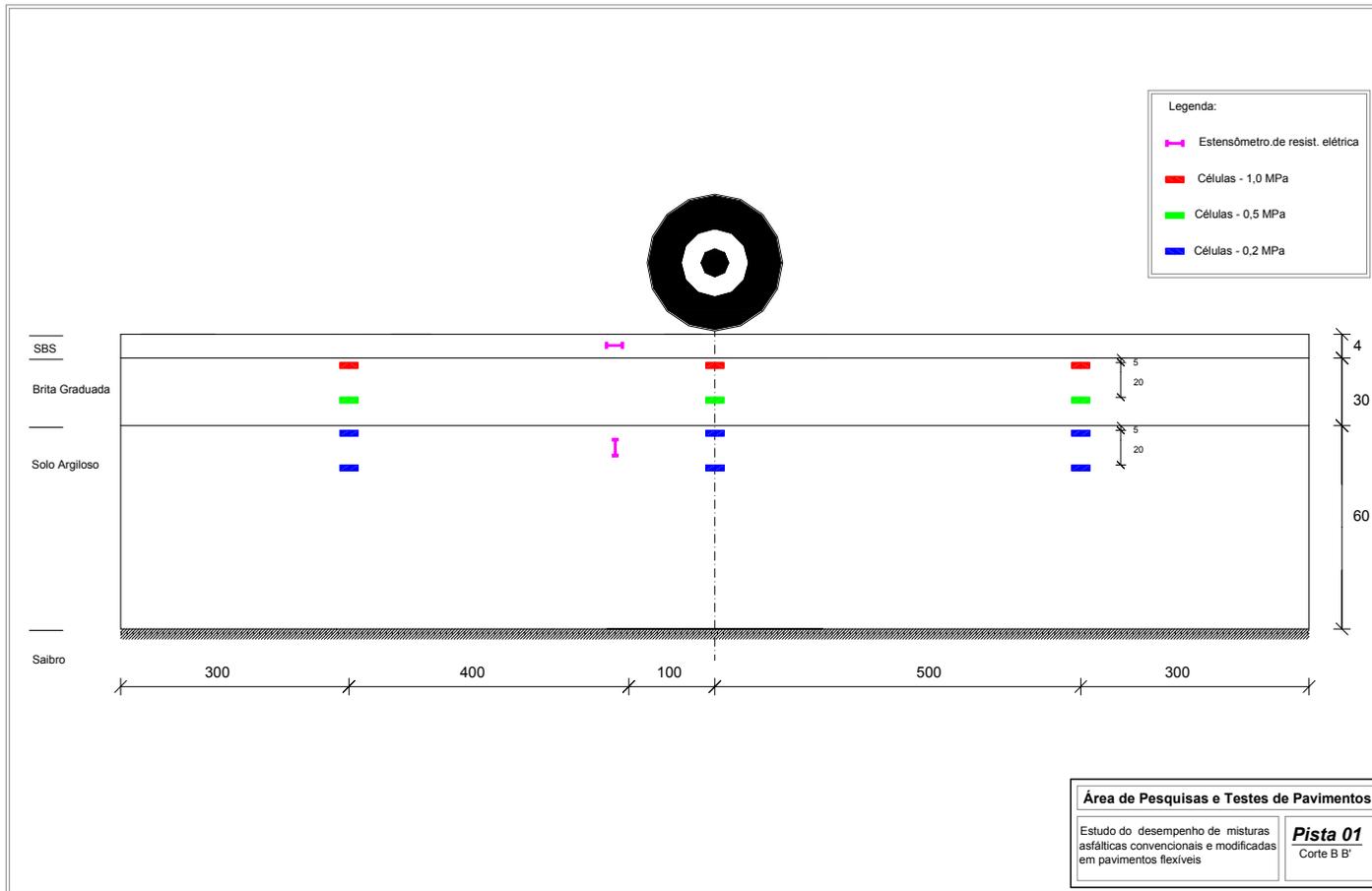


Figura 4.2: Pista experimental instrumentada (vista lateral)

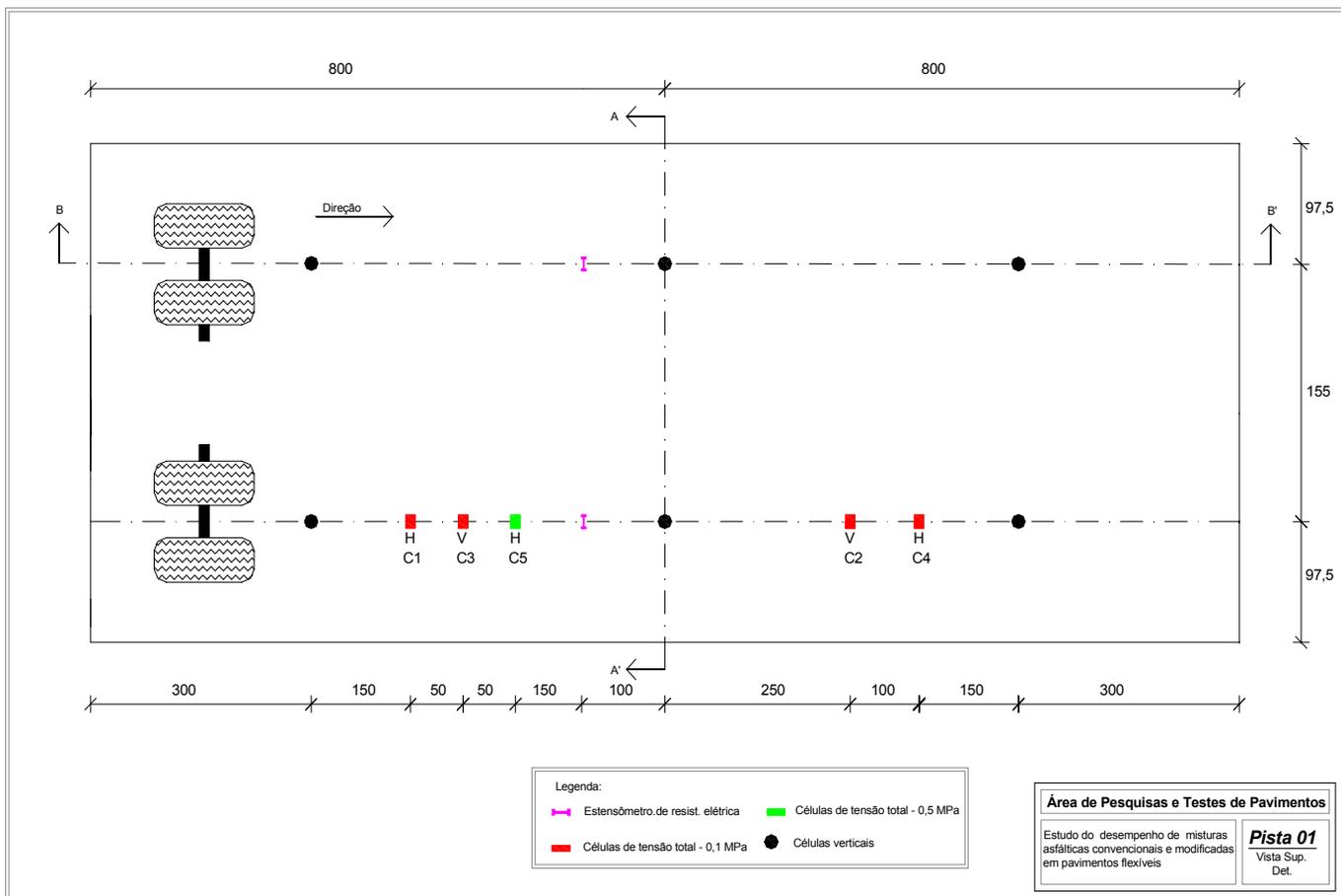


Figura 4.3: Pista experimental instrumentada

Na Figura 4.4 está ilustrada a configuração inicial concebida para realização dos testes no princípio envolvendo a determinação de deformações verticais em escala real no interior da camada de solo argiloso que constitui a fundação das pistas experimentais de pavimentos em estudo. Os primeiros testes realizados no campo foram efetuados no ano de 1997. Nestes, foram efetuadas medições de deformação vertical no subleito de uma seção-teste de pavimento através da utilização de extensômetros de resistência elétrica. As dimensões do aparato montado para determinação das deformações verticais estão mostradas na Figura 4.5.

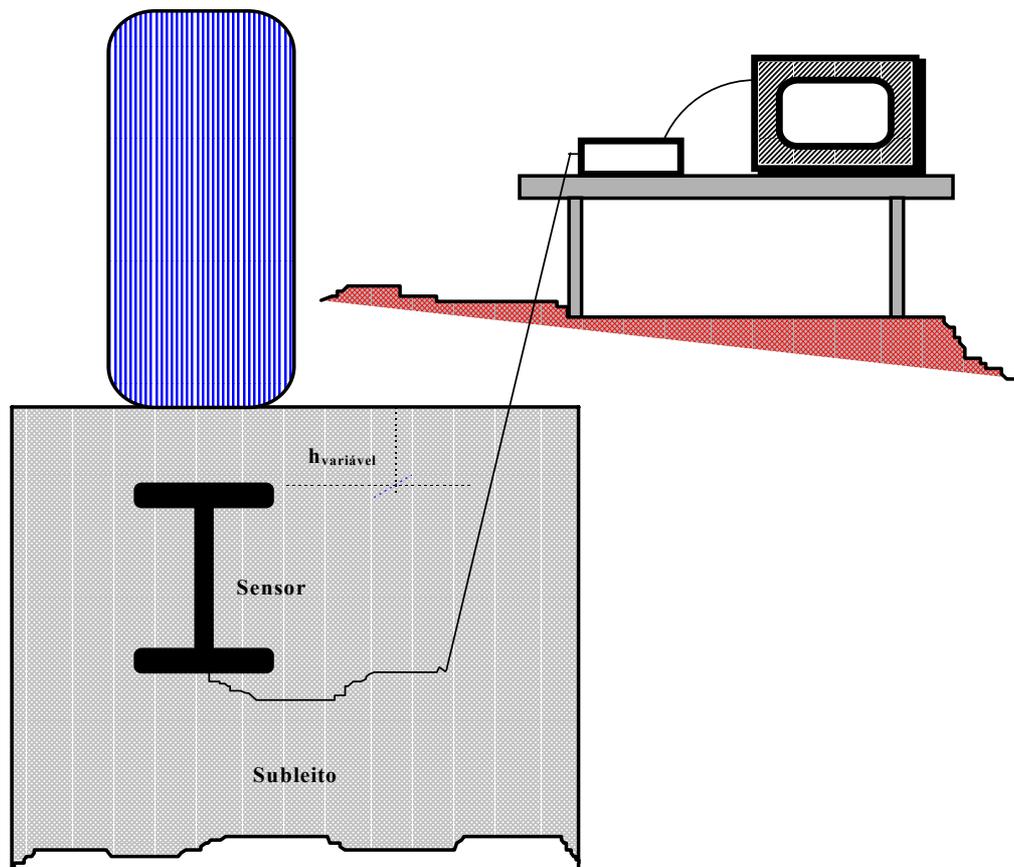


Figura 4.4: Representação esquemática da instalação de sensores no subleito (fase 1)

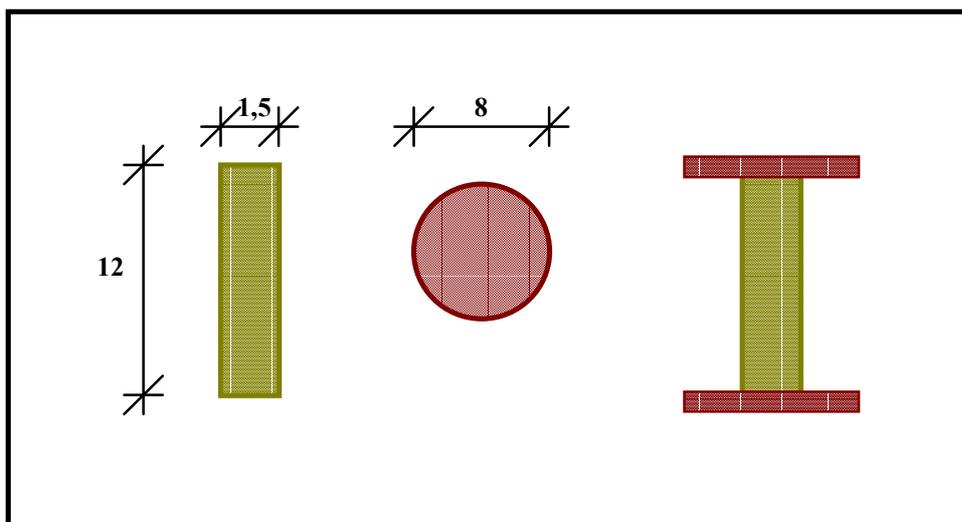


Figura 4.5: Configuração do sensor para medição de deformação vertical no subleito

4.3 CALIBRAÇÃO DOS SENSORES EM LABORATÓRIO

4.3.1 Células de tensão total

Após a seleção e aquisição dos instrumentos para medição de tensões e deformações nas pistas experimentais de pavimentos, foram efetuados diversos testes de funcionamento dos mesmos em laboratório. Para tornar possível uma investigação preliminar acerca do comportamento oferecido pelas células de tensão total em face de ciclos de carga e descarga, foi construída uma câmara de calibração que permite reproduzir as condições nas quais estas deverão se encontrar no campo.

Tal câmara de calibração, construída com aço, possui forma circular com 50 cm de diâmetro e 40 cm de profundidade. A representação esquemática da câmara está mostrada na Figura 4.6. Inicialmente, a calibração das células no laboratório foi feita através da aplicação de pressão de ar, sendo que a magnitude do carregamento foi controlada através de um transdutor de pressão instalado na tampa da câmara de calibração.

A uniformidade de distribuição da pressão de ar na superfície foi assegurada através de uma membrana de borracha instalada na interface, entre a tampa da câmara e o material no qual a célula está inserida. Numa segunda etapa de testes em laboratório, foram efetuadas calibrações nos seguintes meios:

- Areia;
- Solo argiloso;
- Brita graduada.

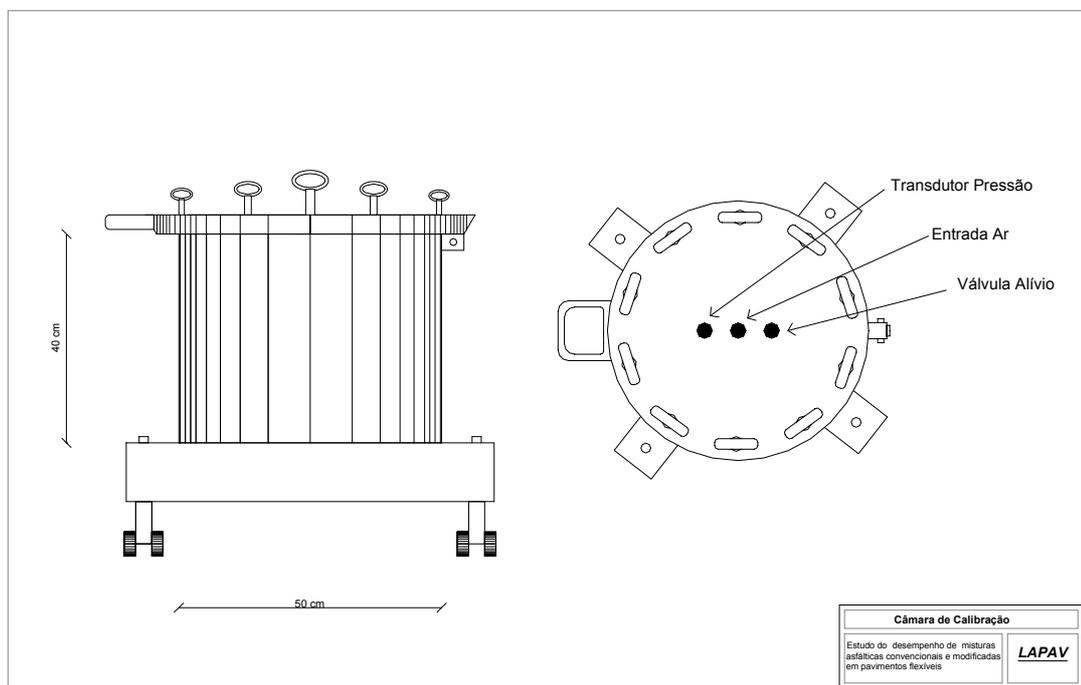


Figura 4.6: Câmara de calibração

O controle da pressão de ar aplicada no interior da câmara de calibração foi realizado de maneira automática através de um transdutor de pressão instalado na tampa da mesma. Também foi instalado um manômetro de precisão para verificação complementar do nível da pressão de ar aplicada durante a calibração das células.

Na Figura 4.7, os resultados obtidos durante a calibração do transdutor de pressão utilizado para controle do nível de carregamento imposto nos testes de laboratório estão demonstrados. Já nas Figuras 4.8 e 4.9 estão apresentados resultados típicos obtidos em ensaios envolvendo a aplicação de pressão de ar sobre as células de carga.

Foram realizadas calibrações das 24 células adquiridas para instrumentação das pistas experimentais. Destas, duas células com capacidade máxima de carga de 1,0 MPa apresentaram defeitos e foram encaminhadas para o fabricante para conserto. De modo geral, com base nos ensaios realizados envolvendo a aplicação de pressão de ar, foi observada uma excelente repetibilidade dos valores medidos e também uma correlação do tipo linear das pressões lidas com o aumento das pressões aplicadas através do transdutor de pressão.

Nesta pesquisa, foram realizados ensaios no sentido de avaliar a presença de histerese e a sua influência no estabelecimento das curvas de calibração dos materiais. Os testes foram efetuados através da aplicação de ciclos de carga e descarga nos diferentes meios investigados (ar, areia, argila e brita graduada).

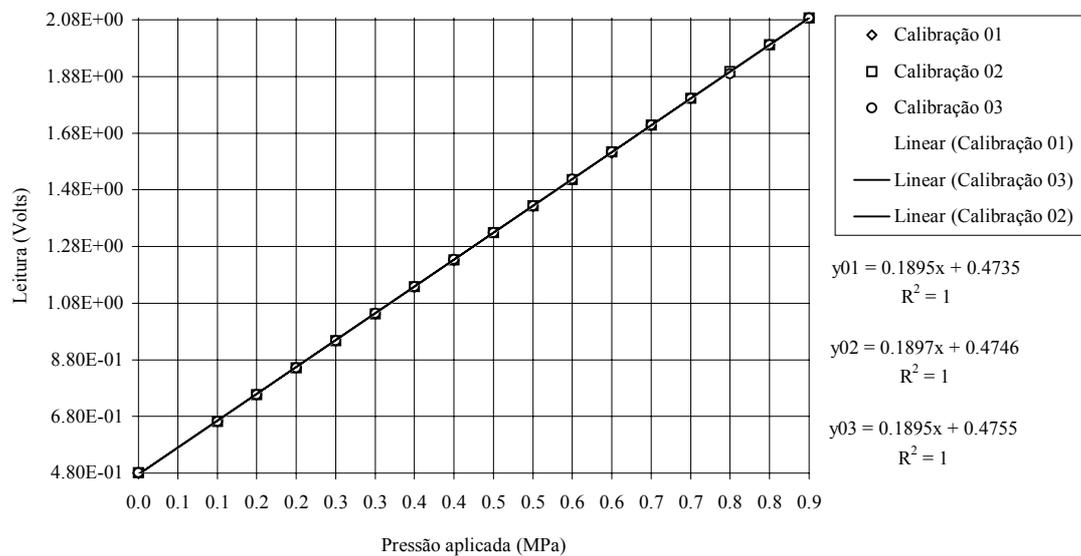


Figura 4.7: Curva de calibração do transdutor de pressão

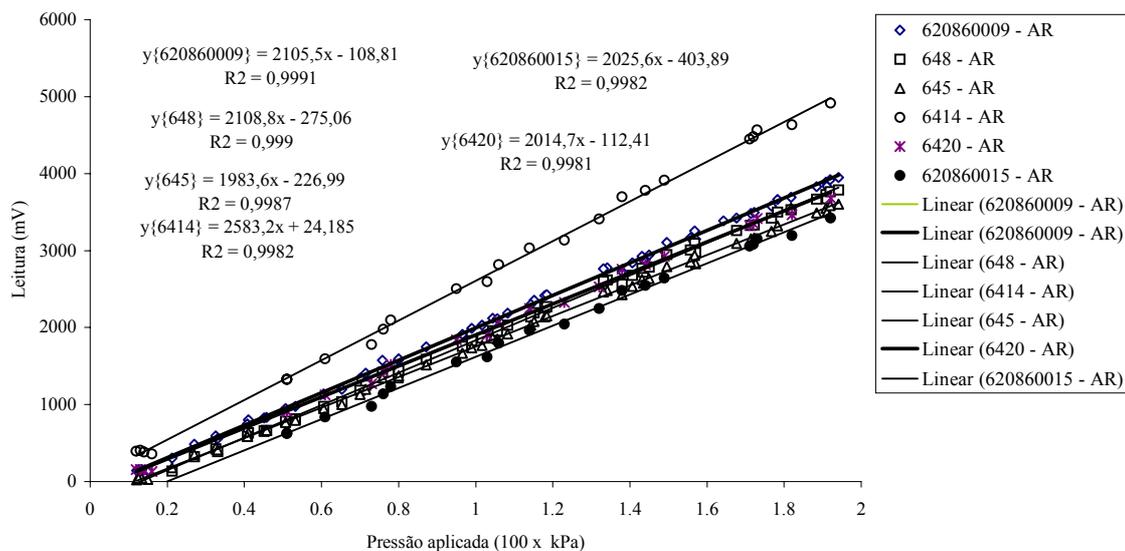


Figura 4.8: Calibração de células de tensão total

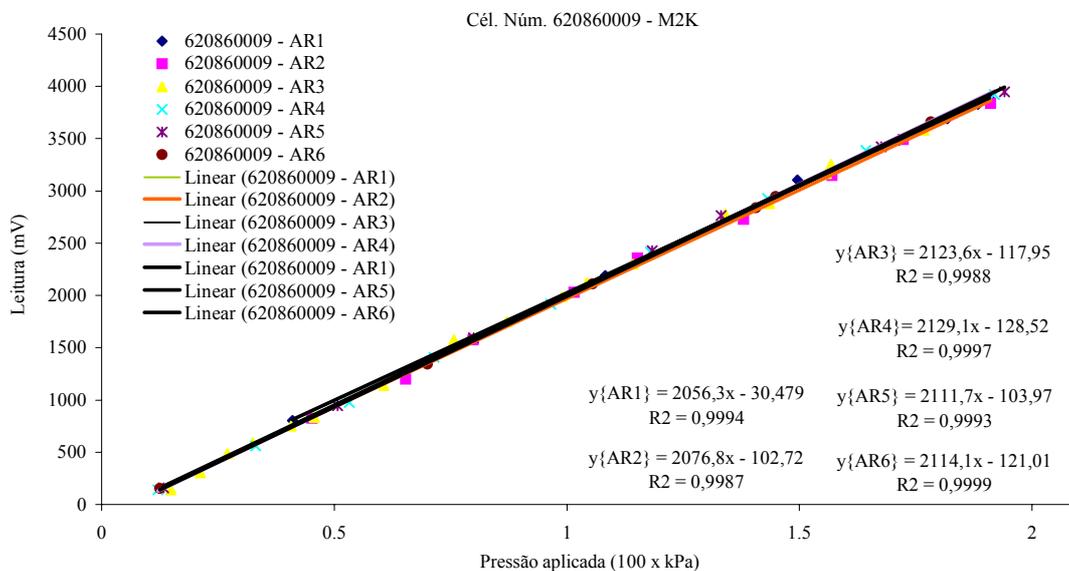


Figura 4.9: Repetibilidade das leituras

Na seqüência, após a realização dos primeiros testes na câmara de calibração, foi fixado um dispositivo cilíndrico metálico na sua parede interna que possibilitou a disposição de células na posição vertical. Tal procedimento permitiu o registro de tensões horizontais geradas no interior da câmara. Os primeiros testes com a nova configuração foram realizados com a

introdução de células no interior da câmara de calibração preenchida com areia. Não foi adotado nenhum procedimento específico para compactação da areia. Apenas realizou-se um controle da densidade relativa apresentada antes e após os ensaios.

Uma visão geral da calibração de células em areia está ilustrada na Figura 4.10. A síntese dos testes realizados em areia está mostrada na Figura 4.11, na qual são apresentadas as relações encontradas entre as tensões horizontais e verticais (k_0) obtidas com diferentes células instaladas na profundidade de 20 cm. Alguns resultados obtidos também estão ilustrados nas Figuras 4.12 e 4.13. Aplicando-se a relação 4.1 preconizada por JAKY (1944), ao coeficiente K_0 médio derivado dos testes realizados, obtêm-se um ângulo de atrito interno efetivo do solo (ϕ) de aproximadamente 45 graus.

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad (4.1)$$

Nos ensaios realizados em laboratório, com os materiais que integram as pistas experimentais, um aspecto importante a ser destacado no processo de calibração realizado é o fato destes possuírem propriedades idênticas a do solo argiloso e da brita graduada que constituem as camadas de base e de reforço do subleito dos pavimentos das pistas experimentais (origem, teor de umidade, composição granulométrica e grau de compactação).



Figura 4.10: Calibração de células de tensão total em areia

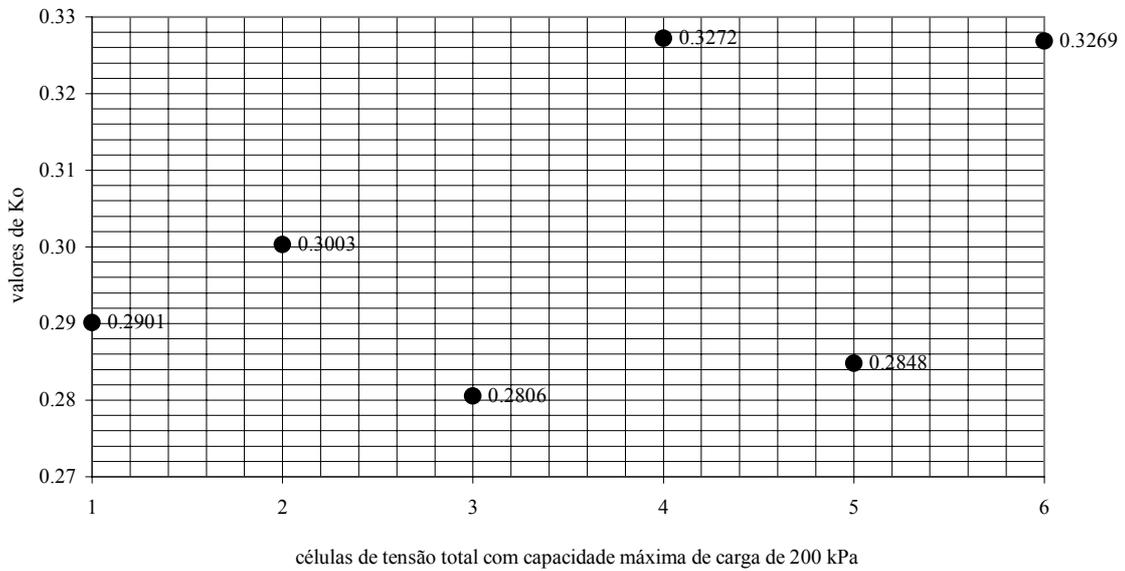


Figura 4.11: Medição de pressões vertical e horizontal em areia fofa ($K_0 = P_H/P_V$)

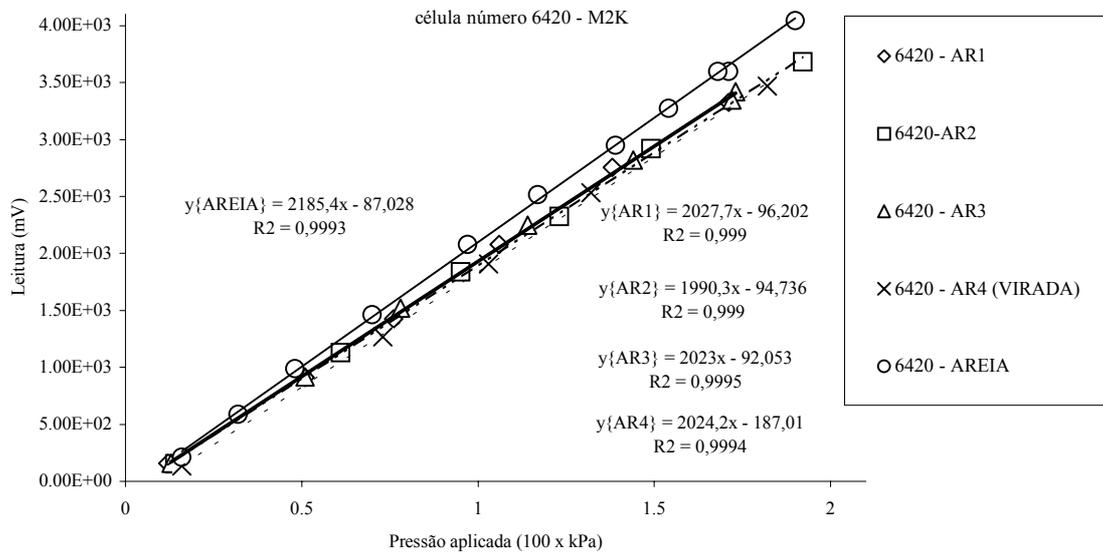


Figura 4.12: Pressão aplicada *versus* pressão lida

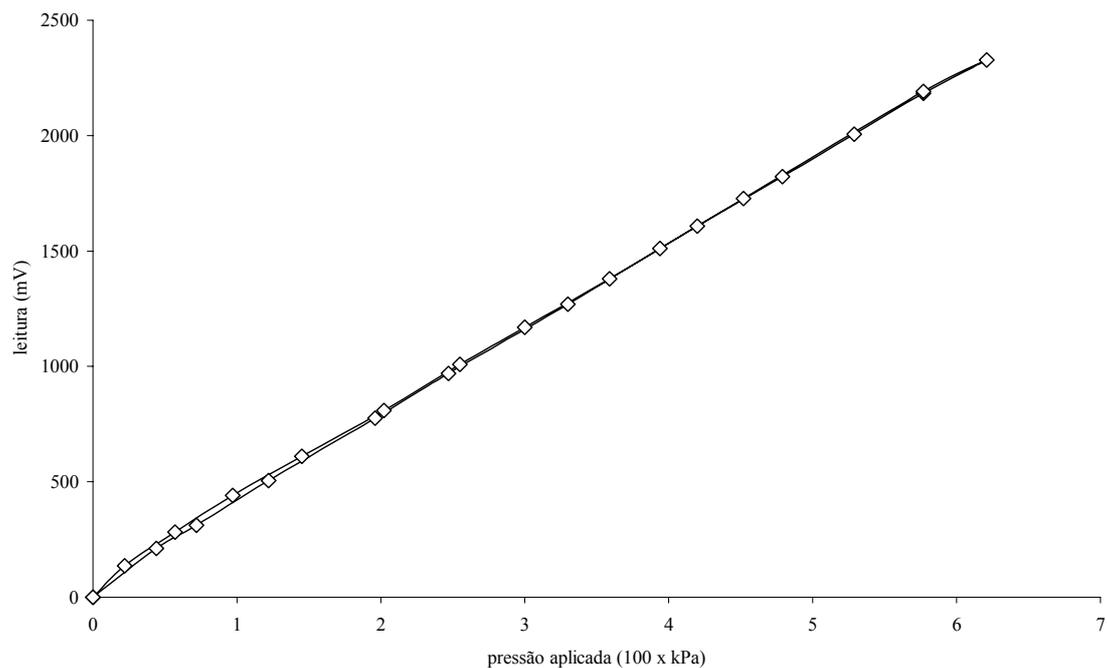


Figura 4.13: Histerese verificada em ciclos de carga e descarga em areia

Nas Figuras 4.14 a 4.18 estão ilustrados alguns dos procedimentos adotados no processo de calibração das células em solo argiloso. A compactação do solo no interior da câmara foi realizada em camadas individuais através de um soquete adaptado a uma placa cilíndrica com diâmetro de 30 cm soldada em sua base. Foram utilizados um tubo de PVC e uma tábua de madeira, improvisados para facilitar a instalação das células no solo argiloso e retirada dos cabos pelos orifícios da câmara. Durante o processo de compactação foram controlados a densidade e o teor de umidade do solo de modo a se reproduzir às condições de compactação oferecidas no campo.

O nível de compactação atingido num dos ensaios realizados em diferentes pontos escolhidos de maneira aleatória no interior da câmara está apresentado na Figura 4.19. Na compactação do solo disposto nas proximidades das células foram tomados cuidados adicionais para evitar danos às mesmas (redução do esforço de compactação e aumento do número de golpes). As amostras correspondentes aos números 3 e 4 mostrados na Figura 4.19 foram retiradas nas imediações dos locais de instalação das células. Leituras de tensões realizadas nas profundidades de 13 e 27 cm no interior da câmara estão demonstradas na Figura 4.20. Com

base nos resultados obtêm-se uma relação igual a 0,58 entre as tensões registradas na célula inferior e as tensões registradas na célula superior. Verifica-se, portanto, que a distribuição das tensões no interior da câmara de calibração com solo argiloso compactado não é uniforme.

Com base nos resultados obtidos, pode-se concluir que as alterações introduzidas no processo de compactação não permitiram níveis inferiores de densificação do solo nas imediações das células.

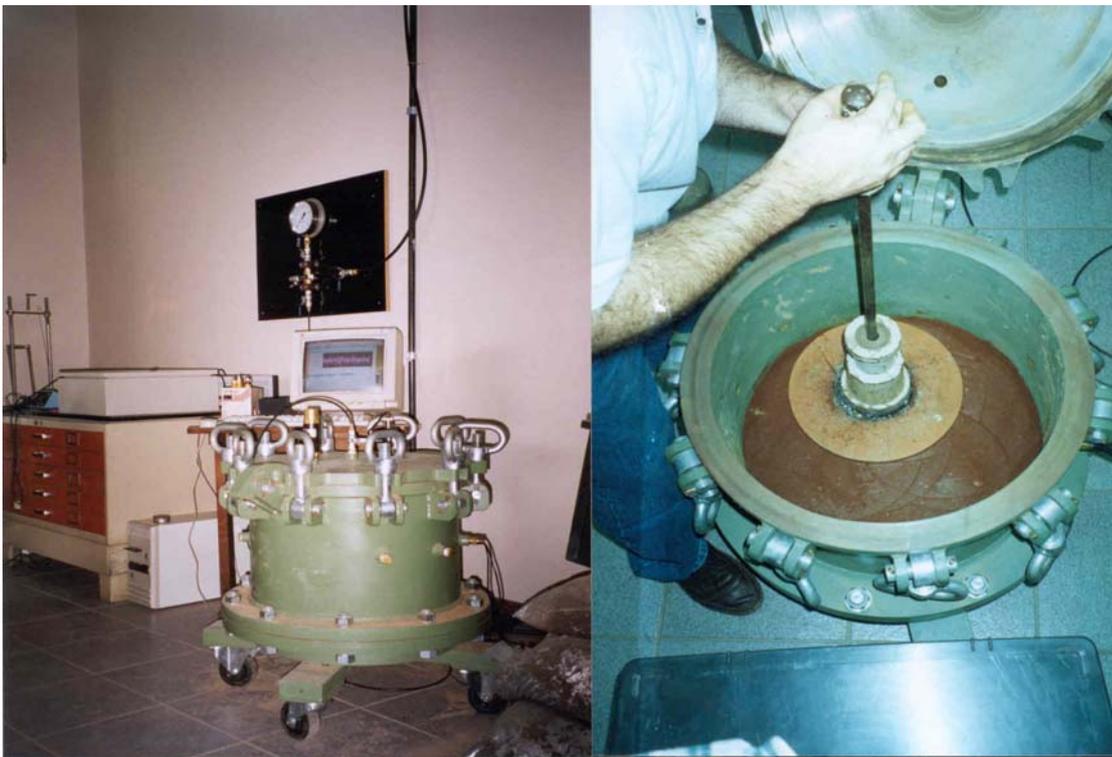


Figura 4.14: Câmara de calibração e processo de compactação de um solo argiloso

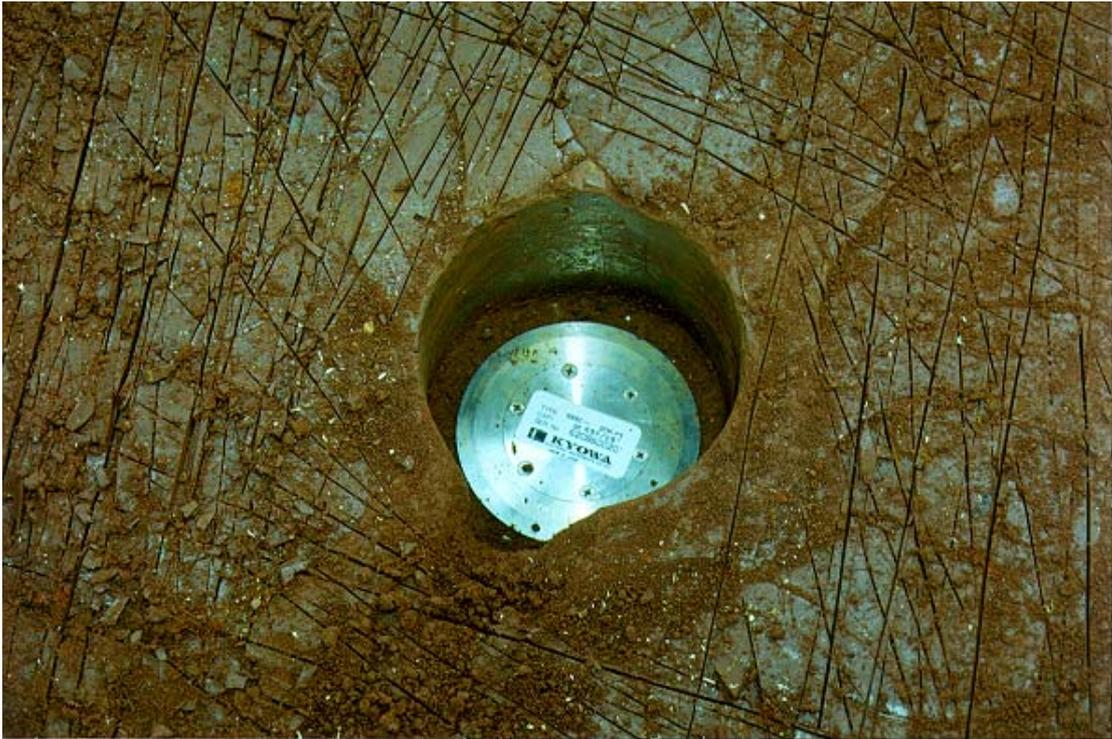


Figura 4.15: Instalação de célula em solo argiloso compactado no interior da câmara de calibração



Figura 4.16: Solo argiloso após a calibração das células

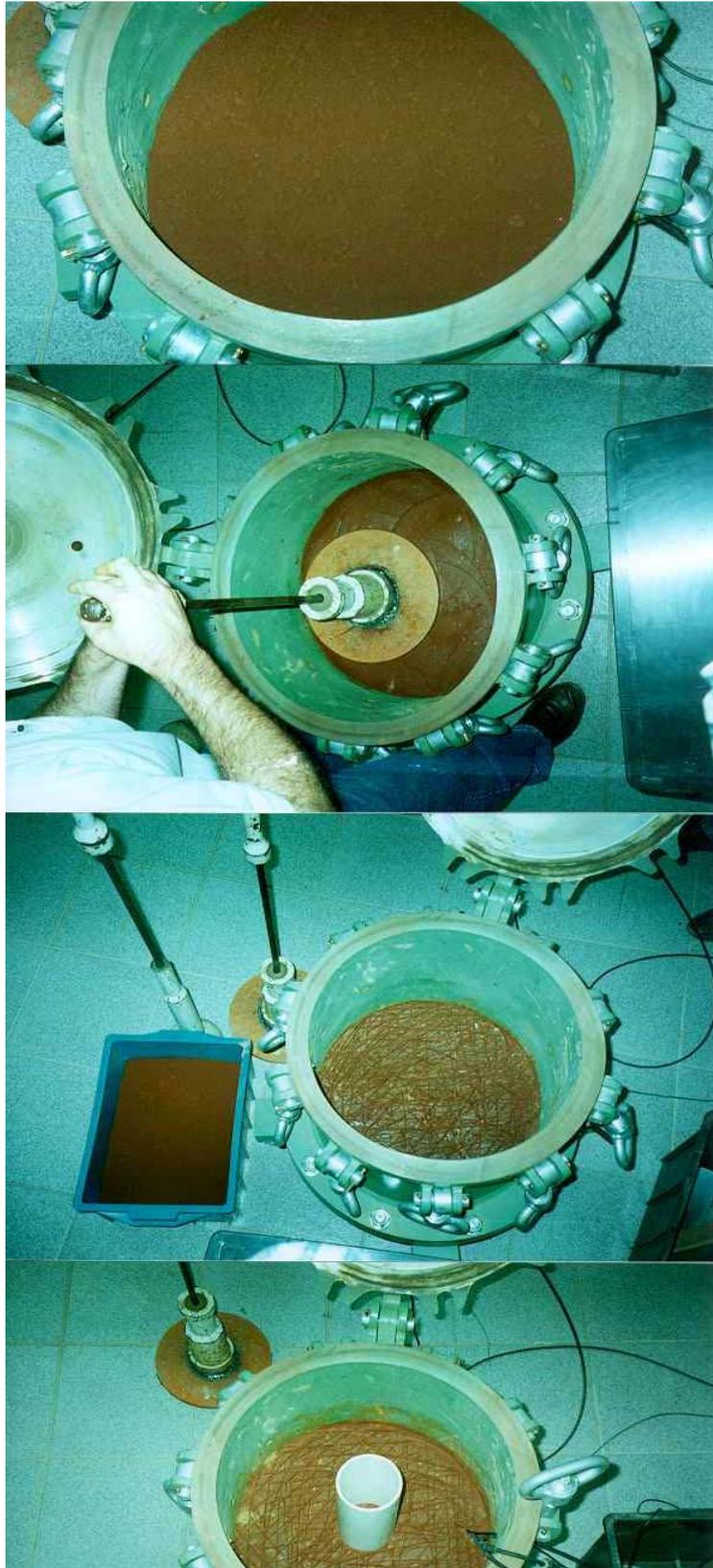


Figura 4.17: Instalação de células em solo argiloso



Figura 4.18: Instalação de células em solo argiloso

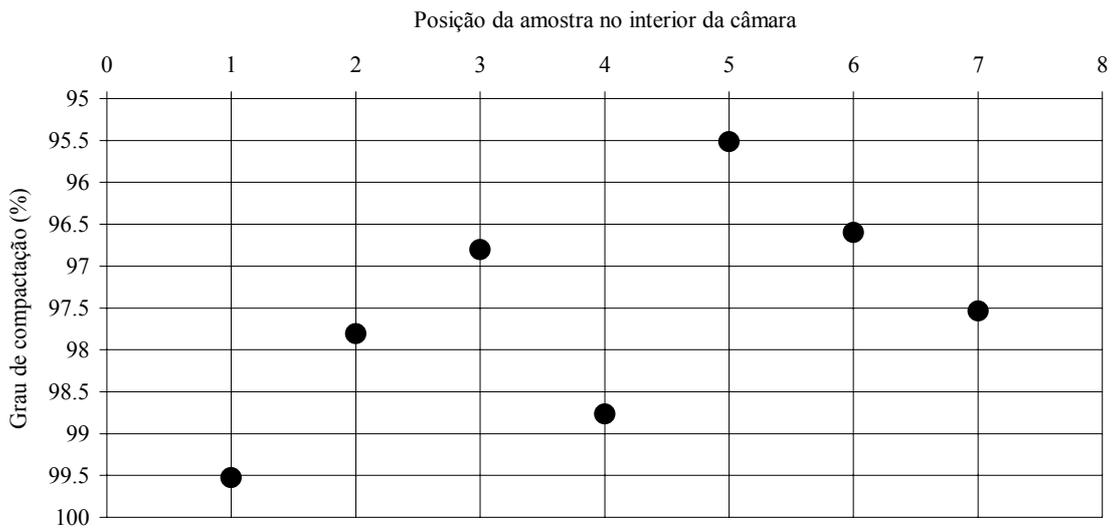


Figura 4.19: Grau de compactação do solo argiloso no interior da câmara de calibração

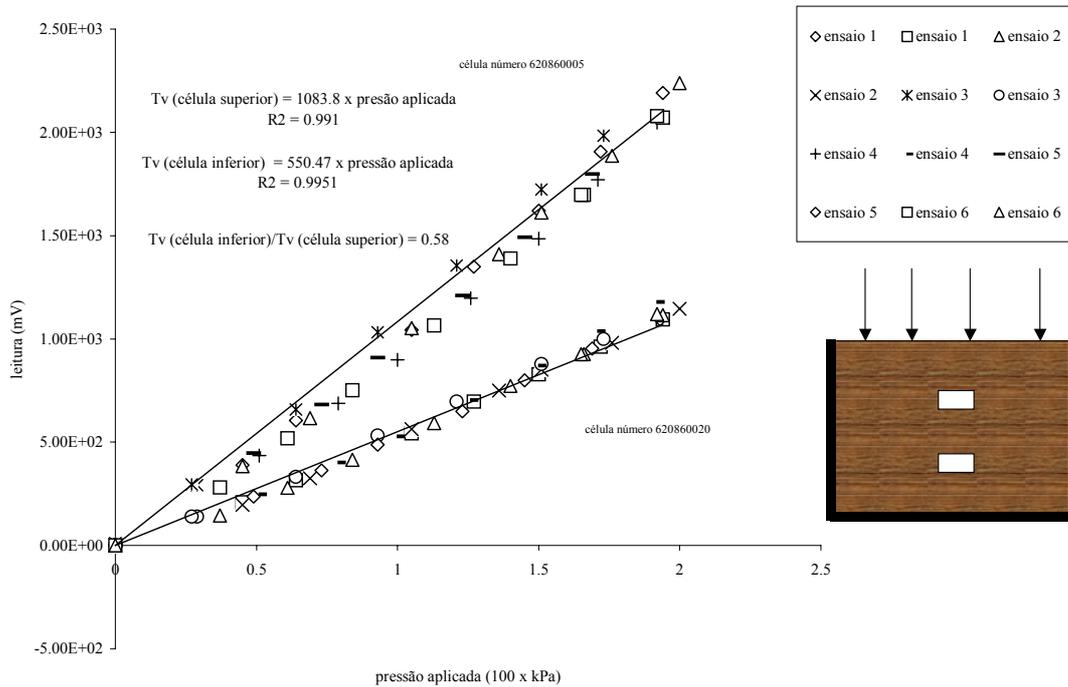


Figura 4.20: Tensões verticais medidas em diferentes profundidades no interior da câmara

Nas Figuras 4.21 e 4.22, estão apresentadas leituras efetuadas em células instaladas em solo argiloso. A relação obtida entre a tensão horizontal e vertical registrada na parte central da câmara (20 cm de profundidade) foi da ordem de 0,50, conforme os resultados mostrados na Tabela 4.3. Leituras realizadas com as células nas posições vertical e horizontal estão demonstradas na Figura 4.23.

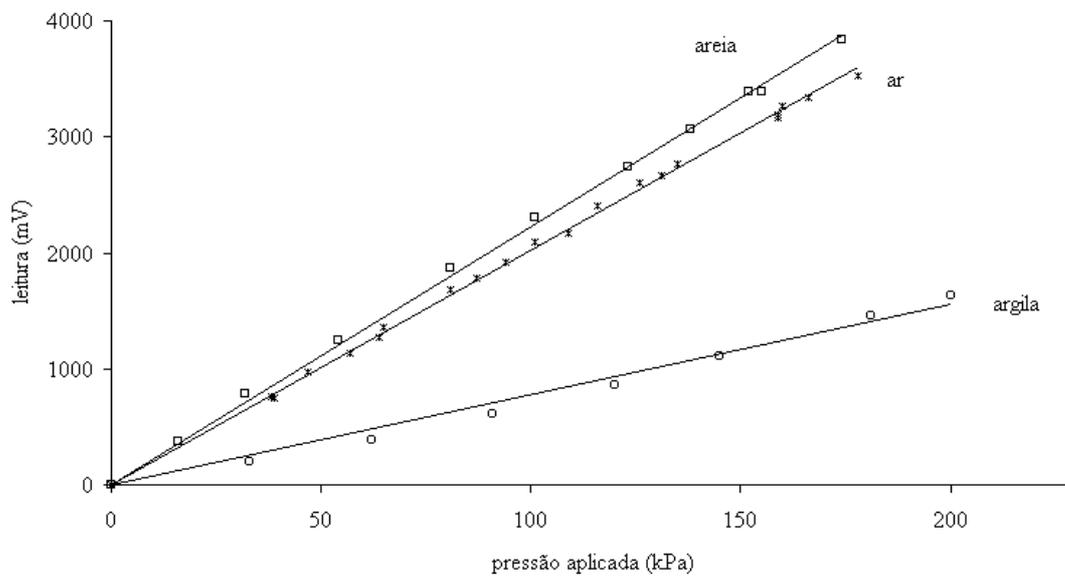


Figura 4.21: Leituras de tensões verticais em diferentes meios (célula com capacidade de carga máxima de 200 kPa)

Tabela 4.3: Leituras realizadas em solo argiloso

Ensaio 01					
Pressão aplicada (100 x kPa)	Leitura vertical ⁹ (mV)	Leitura horizontal ¹⁰ (mV)	Inclinação 1	Inclinação 2	K0
0	0	0	835,260811	424,2386	0,51
0,33	193,95	115,72			
0,62	383,38	244,29			
0,91	610,02	393,25			
1,2	861,88	536,41			
1,45	1108,89	606,46			
1,81	1463,81	726,87			
2	1636,53	855,34			
1,45	1195,95	672,6			
0,98	830,53	549,69			
0,34	296,65	337,87			
0	19,94	82,38			
Ensaio 02					
0	0	0	815,222642	401,8939	0,49
0,41	217,38	113,38			
0,71	435,7	261,84			
1	667,52	411,14			
1,26	881,8	536,23			
1,52	1135,91	610,95			
1,78	1383,63	679,28			
2	1599,99	778,77			
1,54	1238,12	622,08			
0,97	779,95	467,85			
0,38	289,7	279,57			
0,01	3,36	22,09			
Ensaio 03					
0	0	0	807,736205	404,7082	0,50
0,47	251,36	156,05			
0,94	620,91	403,5			
1,5	1127,59	631,95			
1,93	1534,96	750,31			
0,99	799,13	462,01			
0,35	272,19	259,44			
0	8,22	10,2			

⁹ número da célula: 620860020¹⁰ número da célula: 620860005

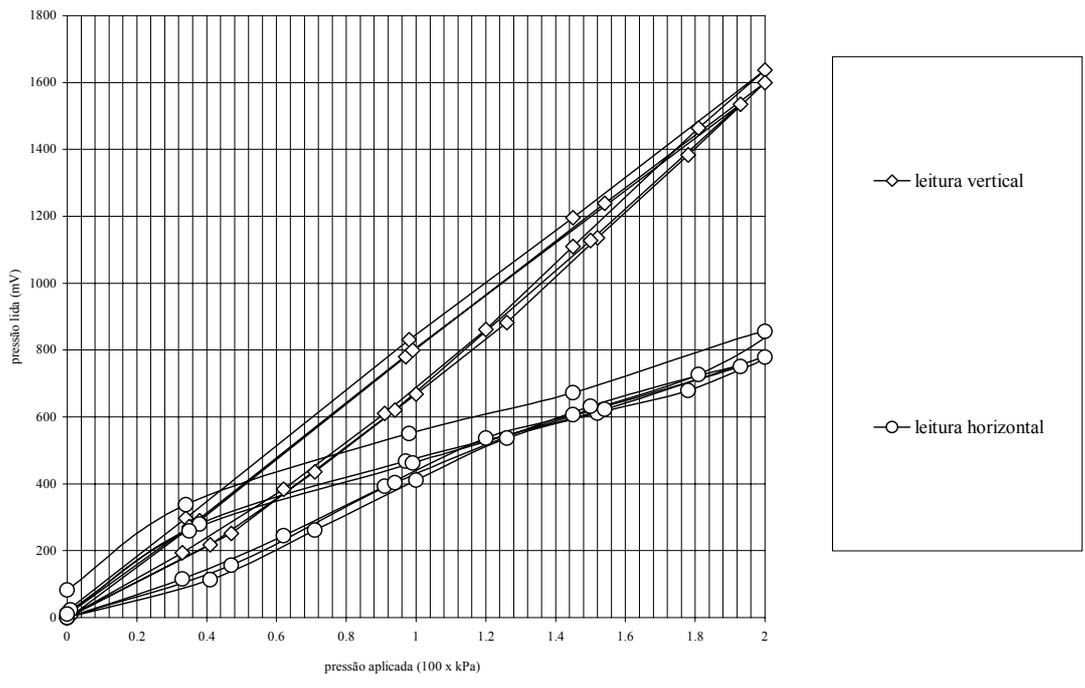


Figura 4.22: Histerese verificada em ciclos de carga e descarga em solo argiloso

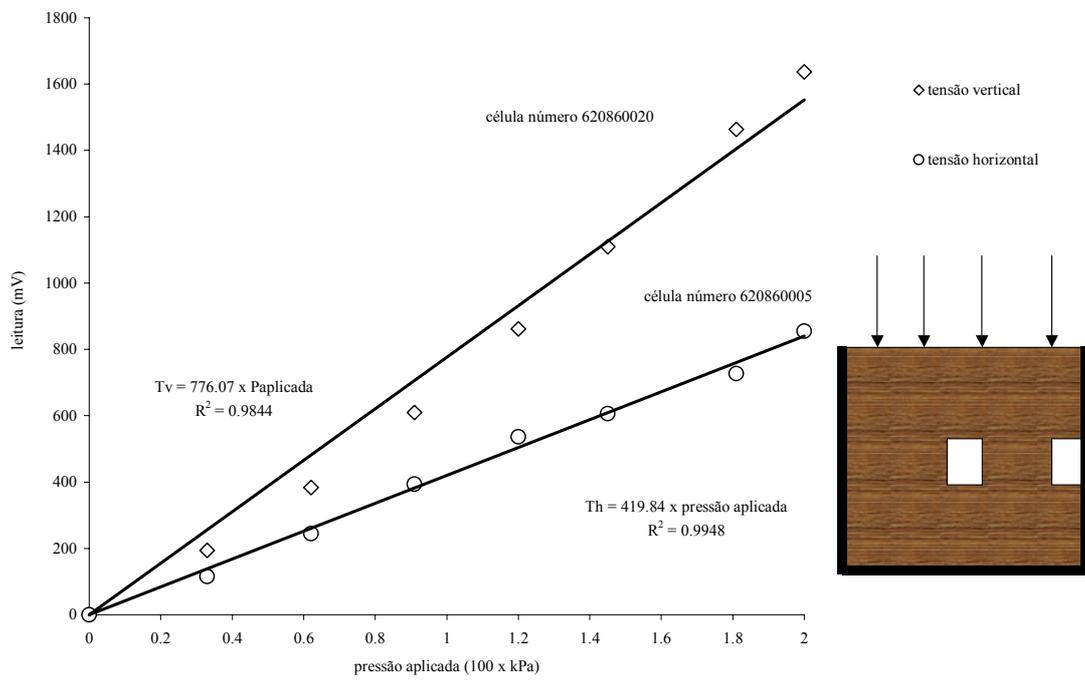


Figura 4.23: Tensões vertical e horizontal em solo argiloso (ciclos de carga)

Após as leituras em solo argiloso, foram realizadas algumas simulações numéricas com o propósito de comparar os resultados medidos em laboratório com aqueles derivados do cálculo de tensões e deformações através da aplicação de modelos teóricos. Tais análises foram efetuadas através da aplicação do programa computacional ANSYS (versão 5.4). Nestas, pode-se investigar o efeito da posição da instalação das células de tensão total no interior do solo argiloso nas tensões medidas. Para representação do comportamento do solo argiloso foi utilizado o modelo linear-perfeitamente plástico com o critério de plastificação de Drucker-Prager e fluxo associado, ou seja, considerando-se a hipótese de o ângulo de atrito interno efetivo e o ângulo de dilatância do solo serem iguais. Uma descrição detalhada do critério de plastificação de Drucker-Prager está apresentada em THOMÉ (1999). Os parâmetros do modelo utilizado são os seguintes:

- Coesão efetiva do material (c');
- Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ');
- Ângulo de dilatância (ψ);
- Módulo de elasticidade (E);
- Coeficiente de Poisson (ν).

Os valores dos parâmetros do modelo elástico-perfeitamente plástico utilizado na simulação estão apresentados na Tabela 4.4. Destes, apenas E e γ_{nat} foram determinados em laboratório, sendo os demais assumidos. As condições de contorno estabelecidas para as verificações efetuadas estão mostradas na Figura 4.24 e na malha de elementos finitos apresentada na Figura 4.25. As tensões verticais foram determinadas nos elementos 150 e 158. O carregamento máximo aplicado na superfície da câmara foi de 0,20 MPa. Sendo tal magnitude estabelecida em função da capacidade máxima das células utilizadas para registro de tensões em solo argiloso nesta pesquisa. A distribuição das tensões verticais observadas no interior da câmara e alguns resultados derivados das simulações realizadas estão apresentados nas Figuras 4.26 e 4.27.

Tabela 4.4: Parâmetros dos materiais utilizados nas análises numéricas

Parâmetros	C' (MPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	ν	γ_{nat} (kN/m ³)
Aço (câmara)	4000	-	2,1E06	0,25	78,0
Célula de carga	4000	-	2,1E06	0,25	78,0
Solo argiloso	0,01	45,0	230,0	0,40	18,0

Os resultados obtidos através da aplicação do ANSYS se mostraram promissores, apontando que verificações deste tipo possuem um potencial grande para a validação de resultados obtidos através da calibração de sensores instalados no interior de câmaras de calibração. Principalmente, no que diz respeito à identificação dos efeitos das condições de contorno definidas (efeito da rigidez das paredes da câmara, concentrações de tensões devido à presença da célula, forma de aplicação e distribuição do carregamento e relações existentes entre a configuração geométrica da célula e as dimensões da câmara). Outro aspecto de importância significativa que poderá ser avaliado em estudos futuros, através de análises numéricas, é a influência efetiva da utilização de membranas de borracha na parede interna da câmara nas respostas medidas pelas células.

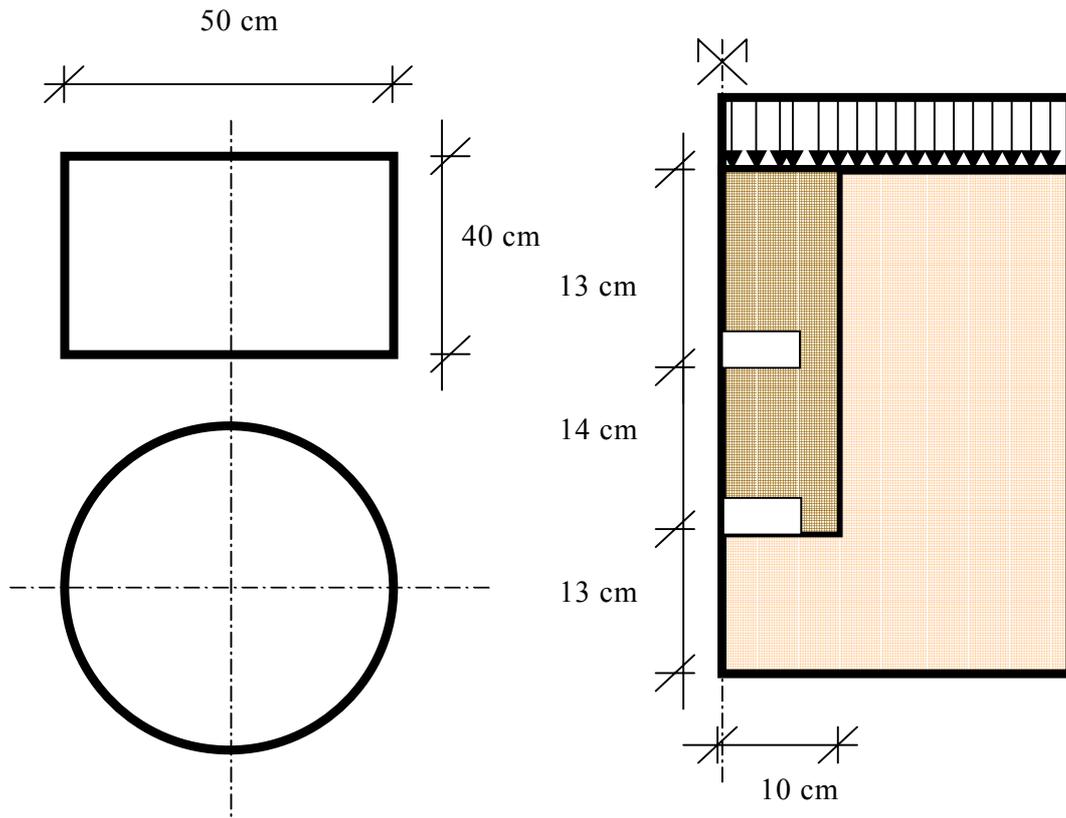


Figura 4.24: Configuração geométrica para as simulações numéricas

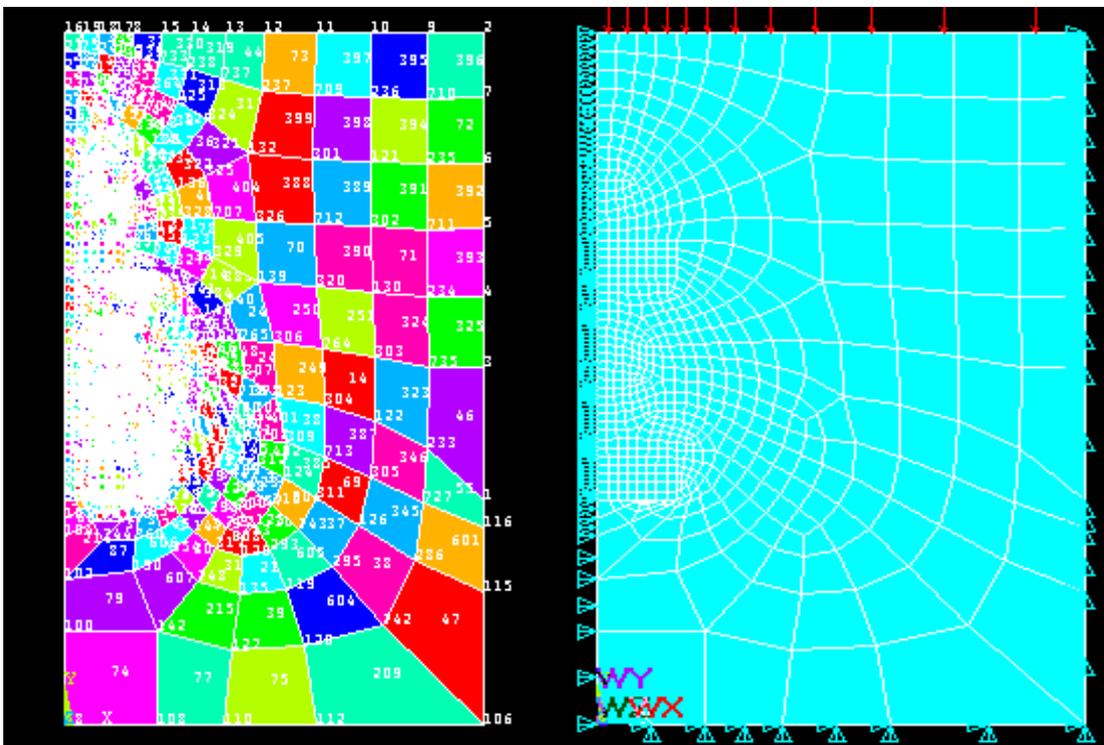


Figura 4.25: Malha de elementos finitos

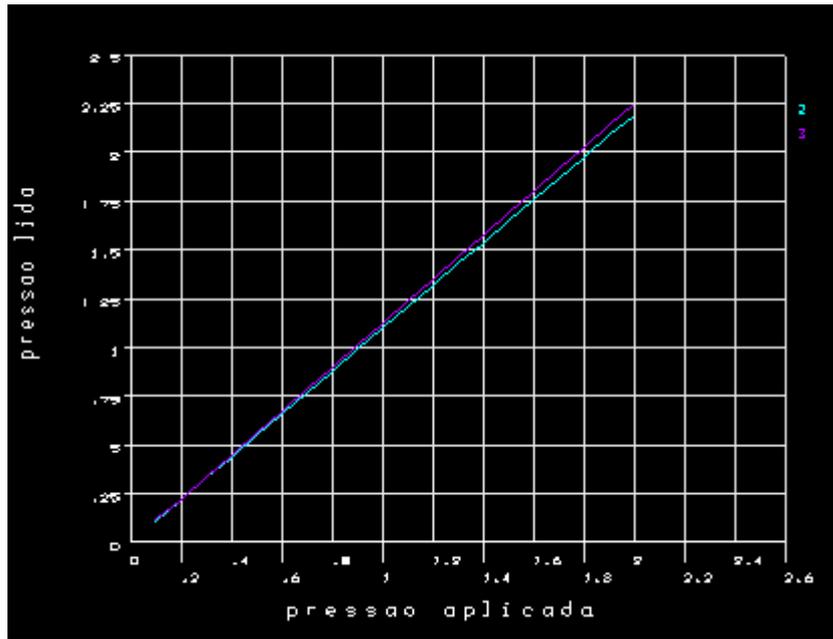


Figura 4.26: Tensões verticais calculadas na análise numérica (sem restrição de deslocamento na direção vertical)

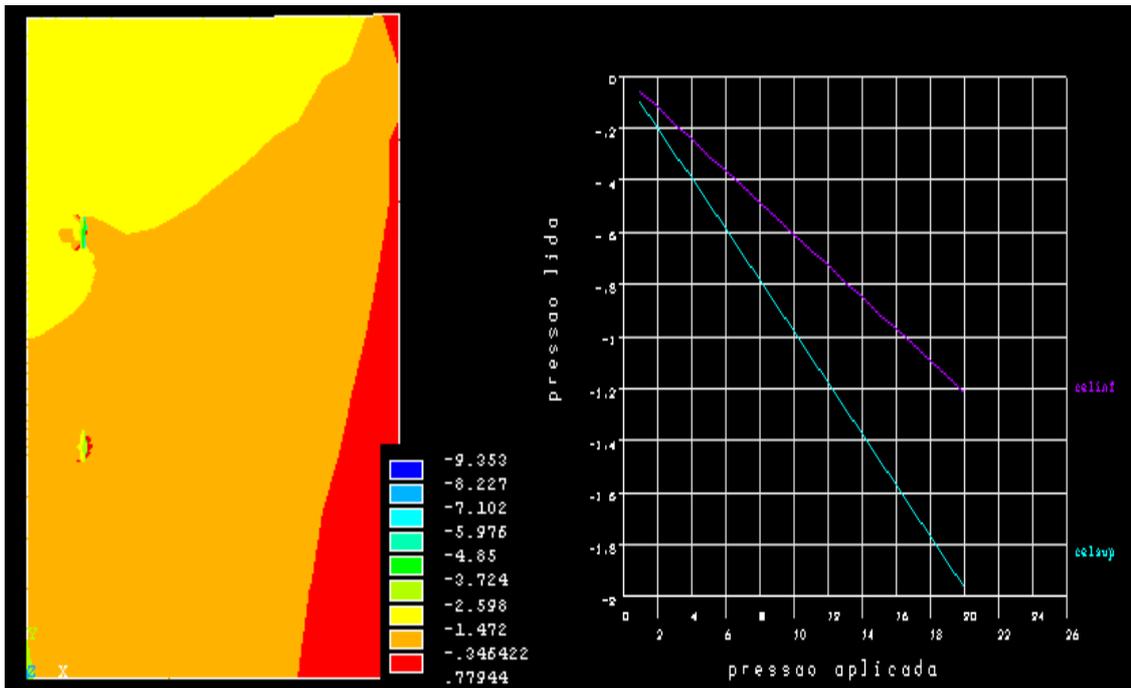


Figura 4.27: Tensões calculadas em diferentes profundidades no interior da câmara (com restrição de deslocamento na direção vertical)

Na calibração de células no interior da brita graduada utilizada como material de base das pistas experimentais, foram verificadas dificuldades na fase de identificação do processo de compactação a ser adotado. Não foram encontrados relatos na literatura acerca de procedimentos para compactação de brita graduada no interior de câmaras de calibração similares a que foi utilizada nesta pesquisa. Num primeiro momento, foram realizadas tentativas de compactação de camadas através da utilização de vibradores mecânicos. Os resultados obtidos não foram satisfatórios. Já numa segunda etapa, foi utilizado um procedimento manual para a compactação da brita graduada no interior da câmara. Os resultados obtidos foram considerados aceitáveis, uma vez que foram atingidos níveis de compactação homogêneos e compatíveis com aqueles observados no campo.

Alguns dos procedimentos adotados para instalação e calibração das células em brita graduada estão ilustrados nas Figuras 4.28 a 4.30. Para instalação das células na posição horizontal (leituras de tensões verticais) foi utilizado um tubo de PVC, conforme ilustrado na Figura 4.30. O objetivo da adoção deste procedimento foi permitir uma compactação adequada da brita graduada disposta nas proximidades da célula. No sentido de evitar o contato direto da face ativa das células com os agregados foi utilizada uma fina camada de areia em torno da mesma. Tal artifício contribuiu de forma decisiva para tornar possível o nivelamento horizontal das células.

Ainda, durante a fase de testes em laboratório, foram realizados ensaios utilizando os dispositivos metálicos desenvolvidos para fixação das células durante a compactação da brita graduada no campo. Tais dispositivos estão apresentados na Figura 4.31. Resultados obtidos estão representados nas Figuras 4.32 e 4.33.



Figura 4.28: Instalação de células nas posições vertical e horizontal em brita graduada



Figura 4.29: Câmara de calibração com brita graduada compactada



Figura 4.30: Instalação de células para calibração em brita graduada



Figura 4.31: Instalação das células com os dispositivos de fixação utilizados no campo

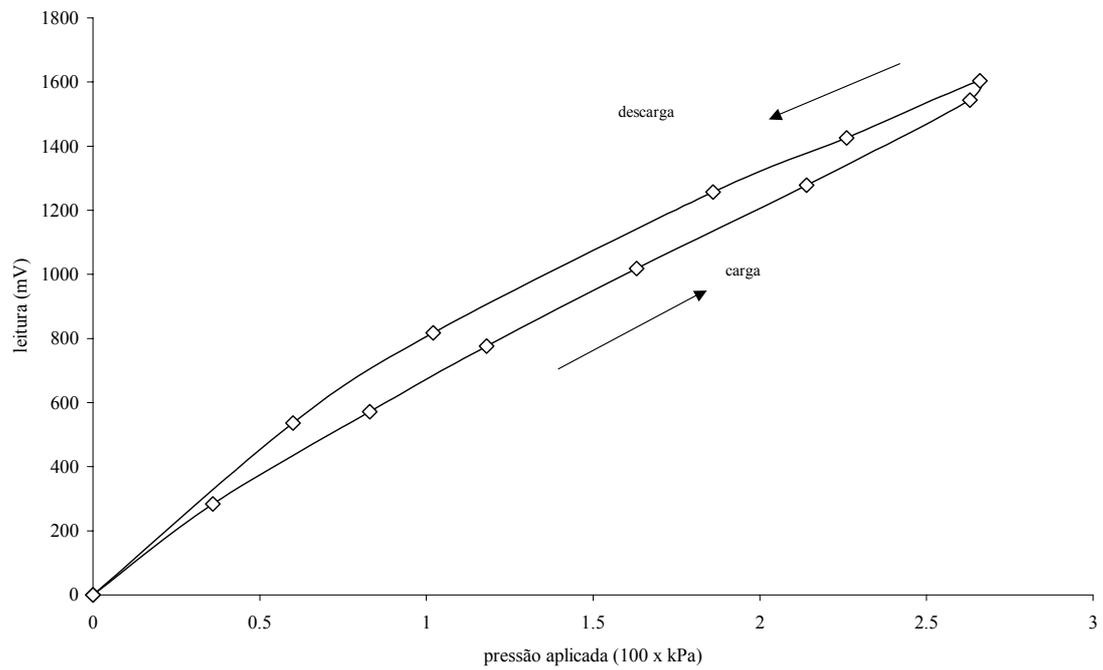


Figura 4.32: Resultados típicos obtidos na calibração de células em brita graduada (célula número 6Y0670002)

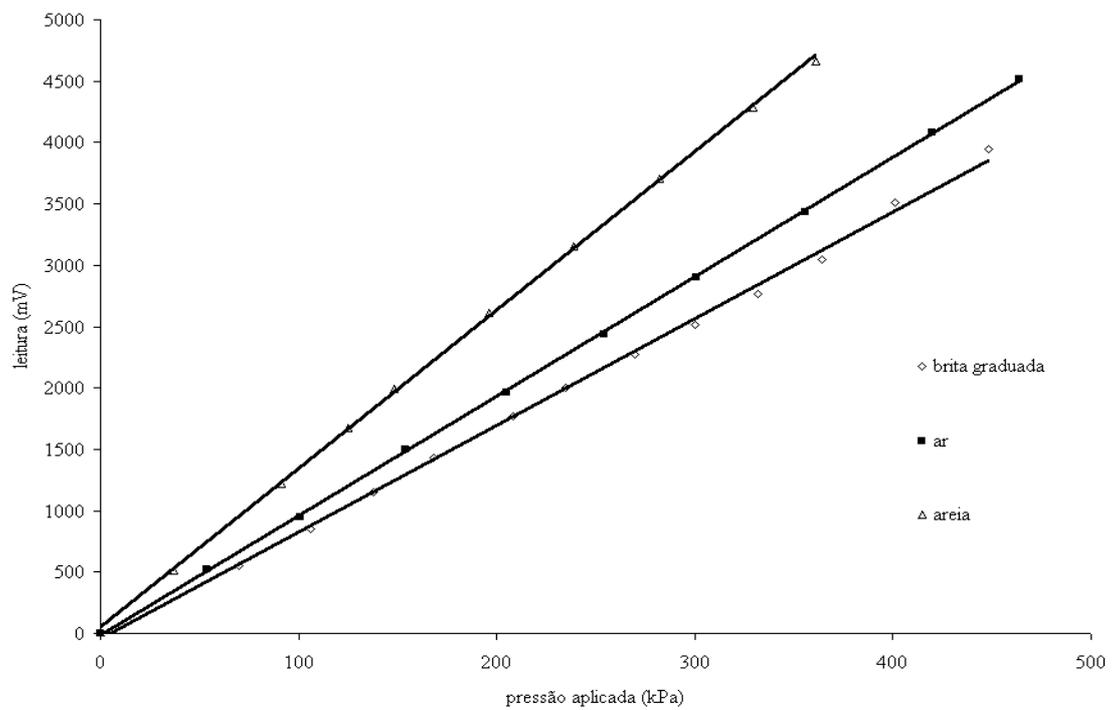


Figura 4.33: Leituras de tensões verticais em diferentes meios (célula com capacidade de carga máxima de 500 kPa)

A síntese dos resultados obtidos nos ensaios realizados em brita graduada no laboratório está apresentada na Tabela 4.5. São mostrados os parâmetros derivados de um ajuste linear efetuado entre as pressões aplicadas no topo da câmara de calibração e as pressões lidas pelas células instaladas na brita graduada nas posições verticais e horizontais. A equação de ajuste utilizada é do tipo:

$$Y = A * X + B \quad (4.1)$$

sendo:

Y = leitura (mV);

A = coeficiente angular da reta;

X = pressão aplicada no topo da câmara;

B = Intercepto da curva de calibração.

Tabela 4.5: Parâmetros de calibração de células em brita graduada em laboratório

Célula	Posição	Profundidade (cm)	A	B	R ²	Observação
4732	centro	20	870,99	238,24	0,99	camada de brita = 27 cm; restante com solo argiloso
6432	lateral	20	497,78	311,16	0,99	camada de brita = 27 cm; restante com solo argiloso
6431	centro	20	593,74	36,089	0,99	câmara somente com brita; peso de brita = 144,687 kg
6435	lateral	20	243,65	198,59	0,99	câmara somente com brita; peso de brita = 144,687 kg
620740002	centro	13,5	641,59	398,74	0,99	peso de brita = 90,392 kg
4732	lateral	20	137,13	132,7	0,99	peso de brita = 90,392 kg
620860015	centro	25	862,01	114,98	0,99	célula no solo argiloso
6435	centro	18,5	757,76	159,76	0,99	camada de brita = 26 cm; 14 cm de solo argiloso
6436	centro	20	311,67	304,58	0,99	ensaio somente com brita
6431	lateral	20	114,66	15,06	0,99	ensaio somente com brita
6437	centro	20	924,75	96,95	0,99	ensaio somente com brita
6436	lateral	20	238,77	766,7	0,99	ensaio somente com brita

Na fase final dos testes realizados em laboratório com as células de carga foi feita uma tentativa de determinação das tensões verticais e horizontais geradas no interior da brita graduada instalando-se uma placa circular de concreto asfáltico (CBUQ) com espessura de 11 cm na parte interna superior da câmara de calibração. A colocação da placa de CBUQ na câmara de calibração está ilustrada na Figura 4.34.

O propósito deste experimento foi buscar, através do uso da placa de CBUQ, quantificar o efeito do revestimento asfáltico das pistas experimentais de pavimentos em escala real nas respostas das células instaladas na base granular. A placa de CBUQ utilizada foi extraída de revestimento asfáltico recém executado numa obra de restauração de uma rodovia em serviço. Neste processo, foram identificados diversos problemas relacionados com as condições de contorno verificadas. Alguns resultados dos registros efetuados estão apresentados na Figuras 4.35. Leituras realizadas estão apresentadas na Tabela 4.6.

Foi identificada uma variação significativa nos resultados obtidos nos ensaios realizados em brita graduada com as células de capacidade máxima de carga de 1,0 MPa. Resultados derivados de ensaios realizados com os dispositivos metálicos concebidos para fixação das células no interior da brita graduada no campo estão representados na Figura 4.36.



Figura 4.34: Testes com uma placa de CBUQ

Tabela¹¹ 4.6: Leituras com a placa de CBUQ

Leitura inicial (sem cobertura)					
Pressão aplicada (100 x kPa)	C1 (mV)	C2 (mV)	C3 (mV)	C4 (mV)	C5 (mV)
0	0	0	0	0	0
Leitura com cobertura (antes do fechamento da tampa da câmara)					
0	5,94	57,73	28,53	19,23	29,67
Leitura com cobertura (após o fechamento da tampa)					
0	3,87	78,11	36,33	21,95	30,06
Calibração normal					
0,02	16,08	74,88	35,24	14,66	22,58
0,47	123,18	780,45	221,77	150,29	291,6
0,71	207,8	1226,17	338,98	235,71	465,28
1,11	320,06	1814,29	503,08	351,28	698,22
1,44	432,53	2382,58	665,33	464,85	919,95
1,79	543,38	2916,75	817,74	568,6	1124,84
2,13	655,29	3418,33	968,33	671,4	1313,14
2,37	757,67	3853,25	1096,4	762,8	1480,33
2,68	852,28	4358,71	1241,63	867,49	1661,51
3,03	963,71	4847,5	1399,4	979,23	1853,44
2,62	836,98	4352,78	1259,31	895,95	1680,33
2,28	739,22	3941,15	1159,35	820,64	1536,62
1,91	624,98	3436,98	1036,01	732,32	1360,88
1,44	479,09	2753,51	856,05	602,06	1107,9
1,03	340,18	2026,52	650,77	451,78	822,48
0,6	219,94	1302,04	429,09	292,97	525,84
0,32	129,85	723,33	242,08	161,34	282,52
0,04	17,57	87,64	39,1	18,62	25,93

¹¹ Profundidade de instalação das células = 20 cm

C1 lateral = 620740005/6435m5k
C2 centro = 620740001/6431m5k
C3 720170004/10k
C4 710350002/10k
C5 710350005/10k

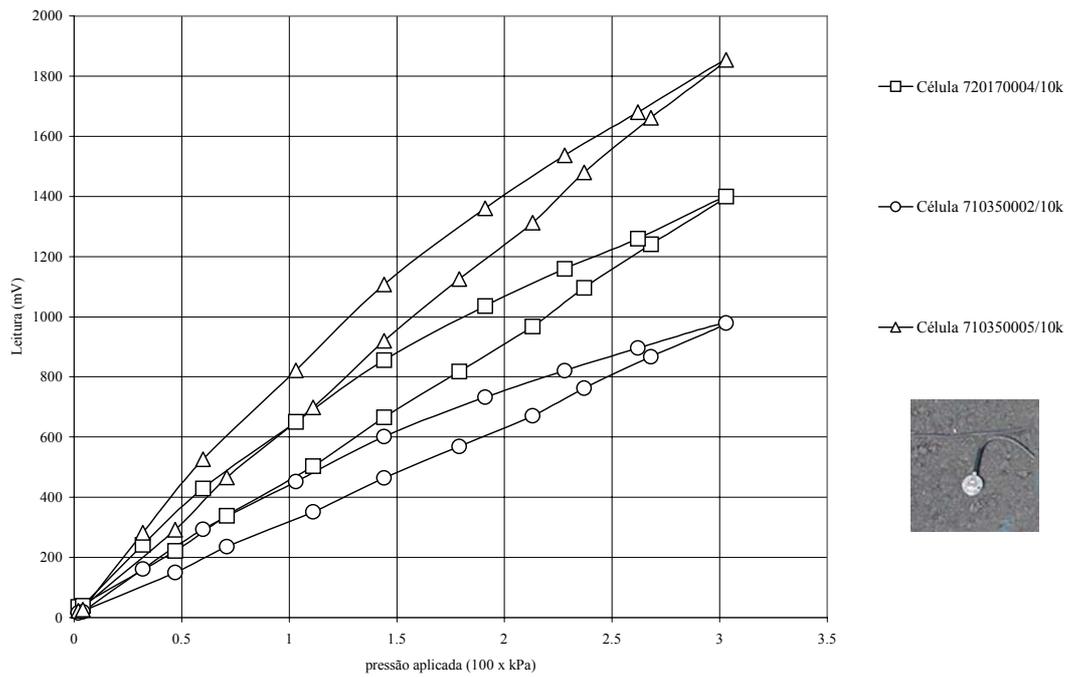


Figura 4.35: Leituras de tensões em brita graduada com a placa de CBUQ

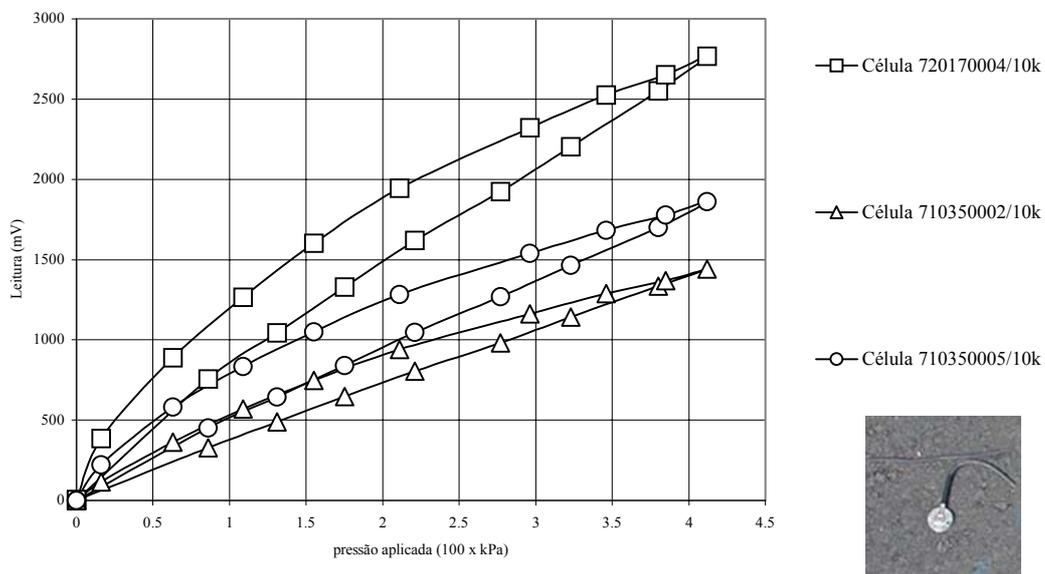


Figura 4.36: Leituras de tensões em brita graduada com a placa de CBUQ e com os dispositivos de fixação

4.3.2 Extensômetros de resistência elétrica

Na fase inicial desta pesquisa, foram realizados testes em laboratório no sentido de quantificar as respostas dos *strain gages* encapsulados em epóxi. Uma curva de calibração obtida e o sistema configurado para a calibração dos sensores estão ilustrados na Figura 4.37.

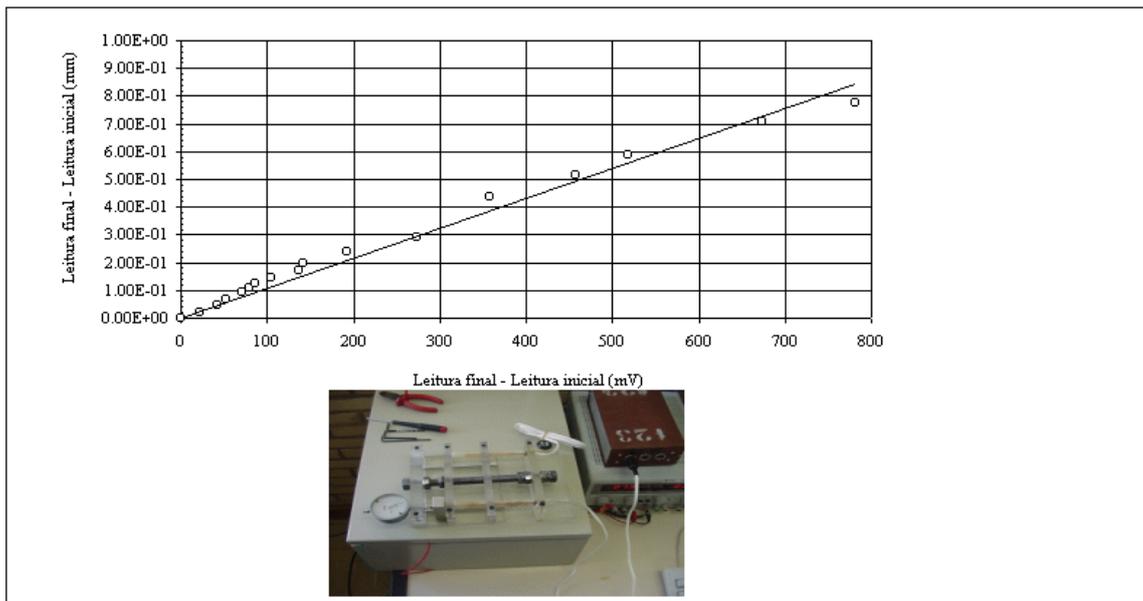


Figura 4.37: Resposta de um extensômetro de resistência elétrica obtida em laboratório

4.3.3 – Efeito da temperatura nas células de tensão total

Para verificação do efeito da variação de temperatura nas respostas das células de tensão total durante o período de monitoramento do desempenho dos pavimentos foram realizados testes em laboratório. Tais procedimentos consistiram na colocação das células no interior de uma estufa. Os resultados obtidos apontam que na faixa de temperatura na qual os ensaios foram efetuados não há uma influência significativa nas tensões medidas no campo. Resultados típicos obtidos estão ilustrados na Figura 4.38.

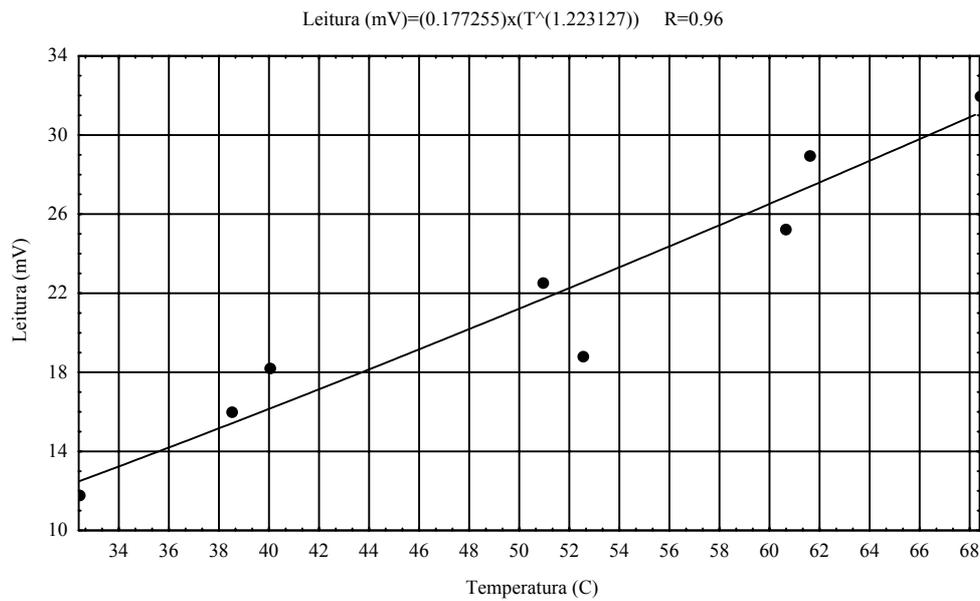


Figura 4.38: Efeito da temperatura nas tensões medidas

4.4 INSTALAÇÃO DOS SENSORES NAS PISTAS EXPERIMENTAIS

4.4.1 Montagem e instalação dos sensores

Os sensores utilizados para medição de deformação vertical no subleito são compostos pelo conjunto formado por duas calotas, fabricadas com a mistura de resinas, e um extensômetro do tipo elétrico-resistivo (*strain gage* tipo KM - 120). Vale registrar que a configuração adotada para a instalação dos sensores de deformação vertical no subleito é baseada em estudos realizados por pesquisadores do LCPC no Centro de Pesquisas de Nantes. Para a confecção das calotas foram utilizados os seguintes equipamentos:

- Balança eletrônica de precisão;
- Copo de Becker;
- Bastão de vidro;
- Moldes de plástico;
- Resinas.

A parte inferior dos moldes foi configurada com o fundo de garrafas plásticas. Para a fabricação de 3 moldes são necessárias 100 g de resina tipo GY 260, 30 g do tipo HY 830 e 30 g do tipo HY 850. Após a colocação das resinas no copo de Becker, de acordo com a proporção indicada, faz-se a homogeneização da mistura com o bastão de vidro. A seguir, faz-se o derrame do material nos moldes e a penetração da extremidade do extensômetro na mistura. Para assegurar a perpendicularidade do extensômetro, montou-se um equipamento de madeira que o prende na posição vertical (Figura 4.39). Na seqüência, com o molde preenchido pela mistura e a extremidade do extensômetro fixa, aguarda-se até que ocorra o endurecimento da resina (± 1 h). Na Figura 4.40, está ilustrada a abertura de furos para instalação dos *strain gages* a diferentes profundidades no subleito. A execução dos furos foi realizada através da utilização de um trado mecânico.

Os primeiros testes realizados no campo estão descritos em GONÇALVES *et al.* (1998). As profundidades para determinação da deformação vertical no subleito foram de 18 e 30 cm. Uma resposta sob carregamento dinâmico imposto por um caminhão com eixo padrão rodoviário está mostrada na Figura 4.41. Na seqüência, em uma segunda etapa de desenvolvimento da pesquisa, foram definidos procedimentos para realização de medidas de deformação horizontal (longitudinal e transversal) na fibra inferior do revestimento asfáltico. As dimensões do sensor estão apresentadas na Figura 4.42.

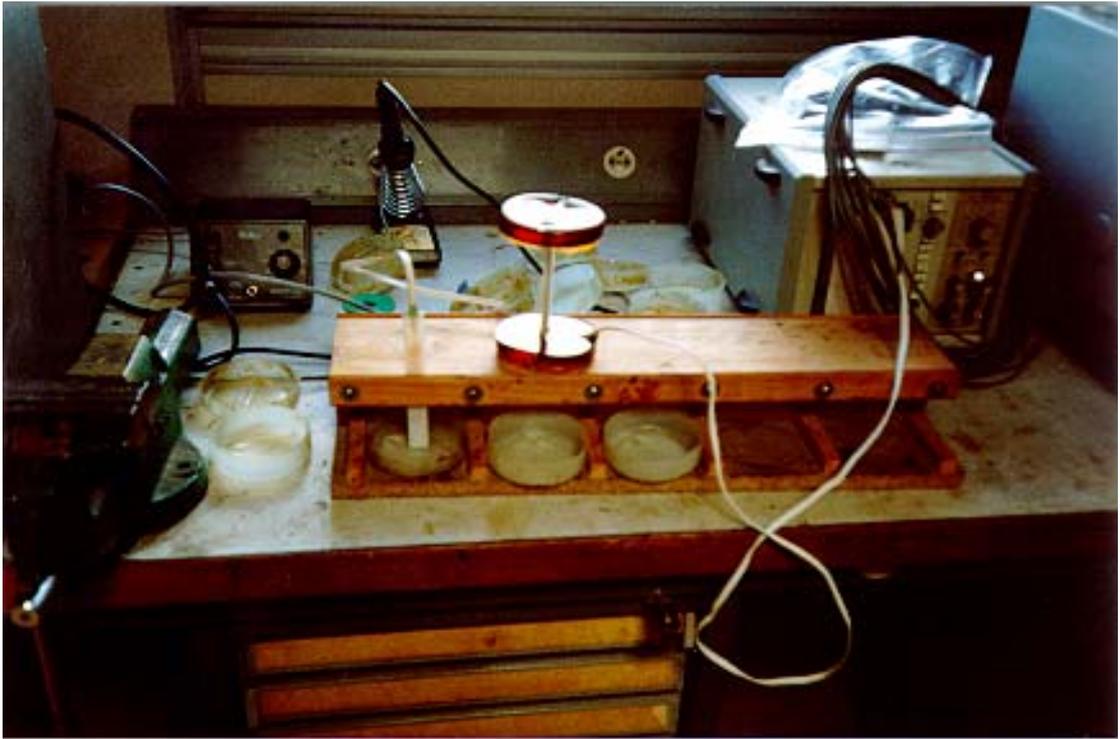


Figura 4.39: Montagem do extensômetro de resistência elétrica



Figura 4.40: Furos para instalação dos sensores no subleito

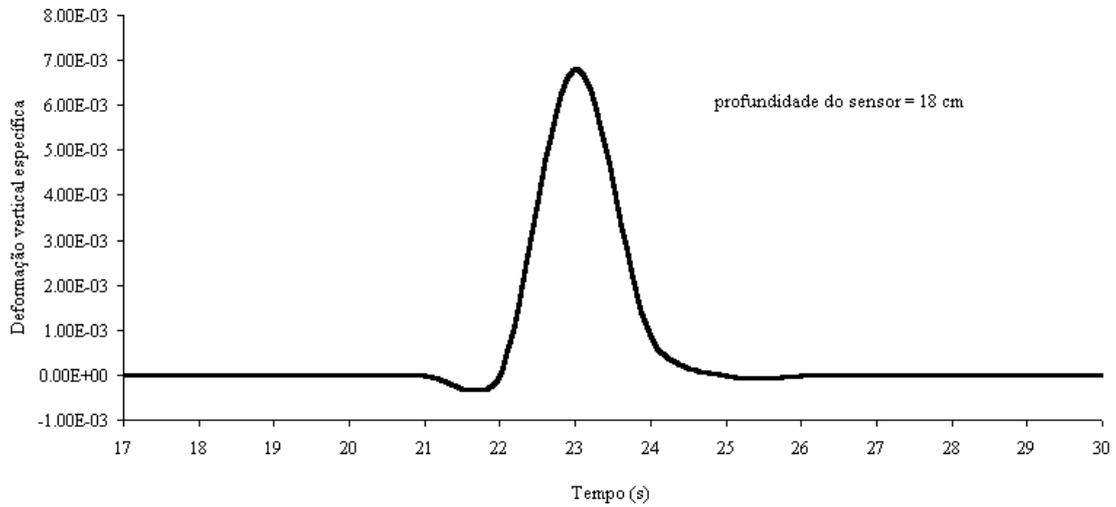


Figura 4.41: Deformação vertical registrada sob carregamento dinâmico

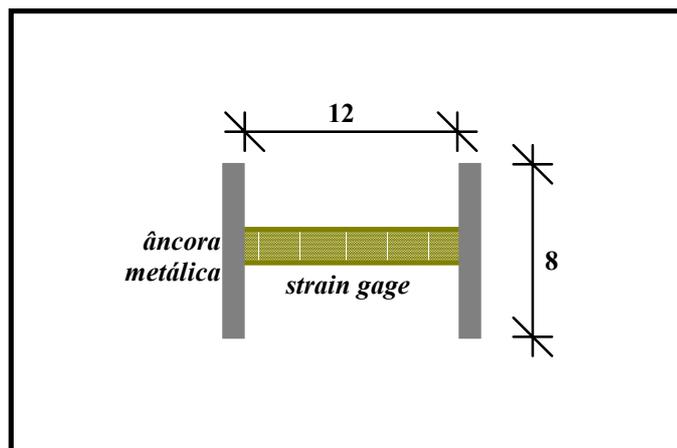


Figura 4.42: Sensor tipo *H-gage*

Os medidores de deformação horizontal e as células de tensão total instaladas nos pavimentos experimentais, nesta pesquisa, estão mostrados nas Figuras 4.43 a 4.45. As principais características das células de tensão total estão apresentadas na Tabela 4.7. Todas as células utilizadas neste estudo foram submetidas a extensas investigações de comportamento realizadas em laboratório. Também foram feitas várias calibrações *in situ* através da aplicação de diferentes níveis de cargas.

Tabela 4.7: Características das células de tensão total

Capacidade de carga (MPa)	Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Voltagem de excitação máxima	Diâmetro sensível (mm)	Local de instalação
0,2	94	18,2	10	80	Subleito
0,5	94	18,2	10	80	Base
1,0	30	9	4	27	Base

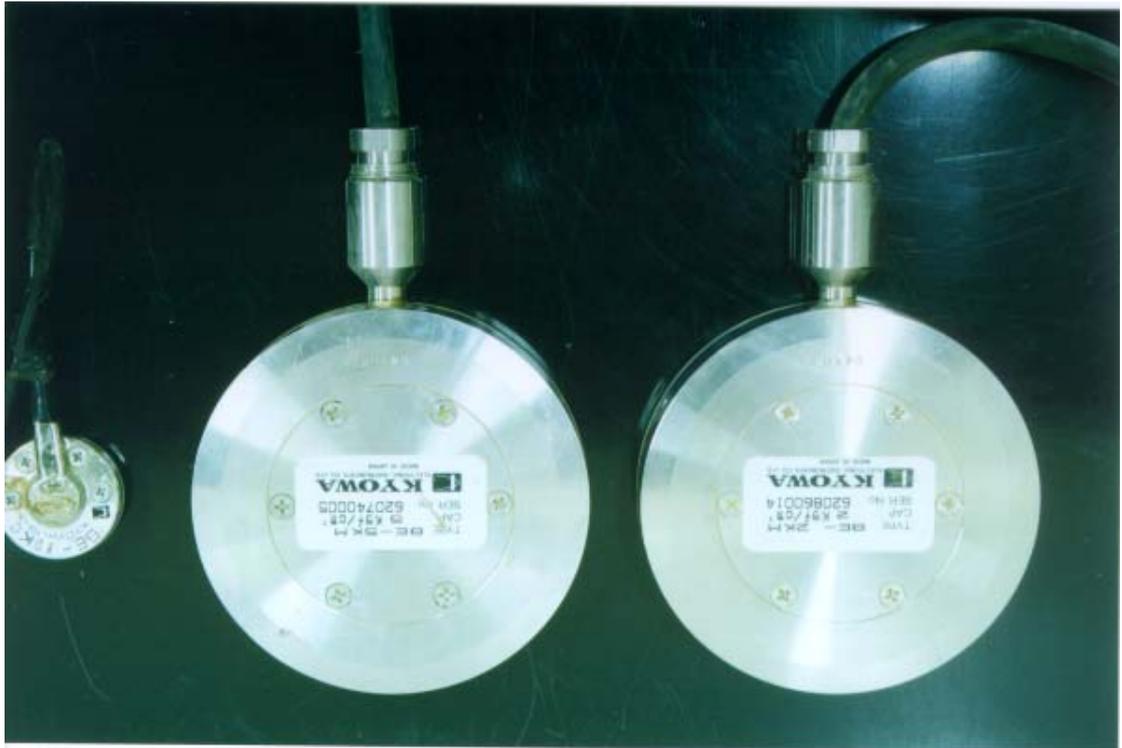


Figura 4.43: Células de tensão total

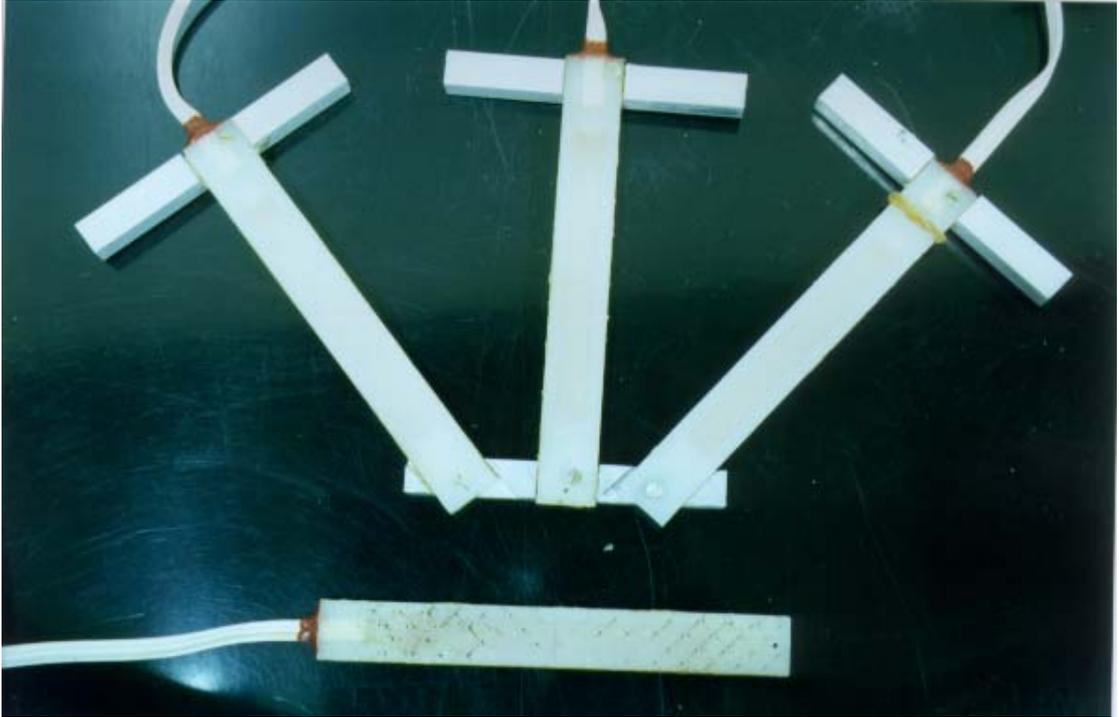


Figura 4.44: Configuração dos extensômetros para registro de deformações horizontais na face inferior do revestimento asfáltico

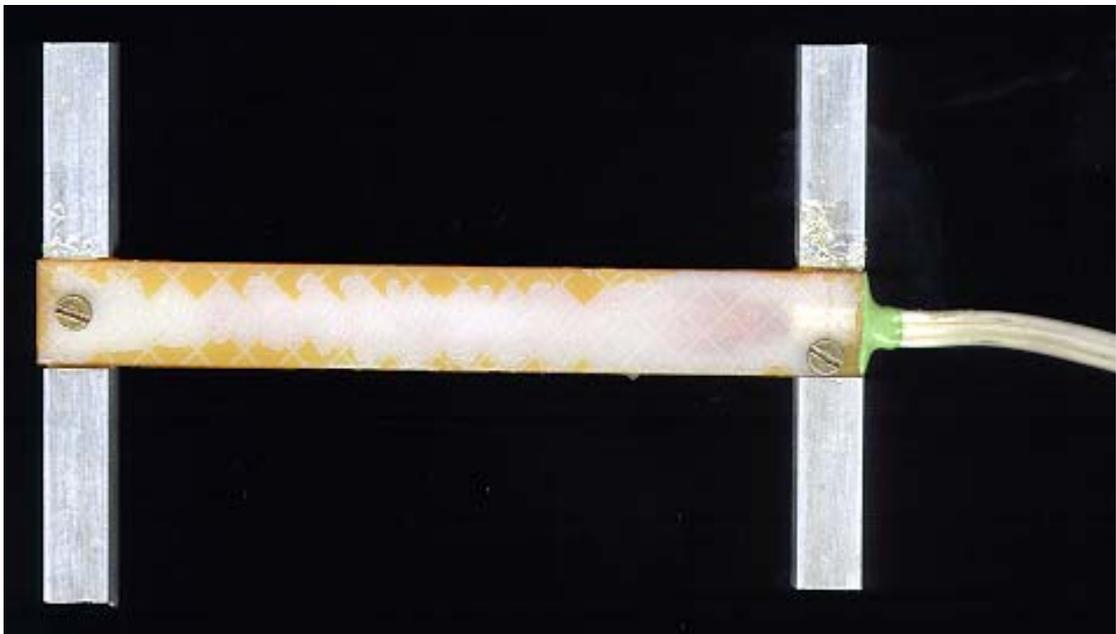


Figura 4.45: Extensômetro de resistência elétrica tipo *H-gage* para medição de deformação em camadas asfálticas

Após a calibração dos instrumentos em laboratório partiu-se para a instalação destes no interior de pistas experimentais de pavimentos. Num primeiro momento, para investigação de técnicas de instalação adequadas e testes do sistema configurado para aquisição dos dados no campo, foram instalados extensômetros de resistência elétrica durante o recapeamento de uma pista experimental de pavimento com concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ).

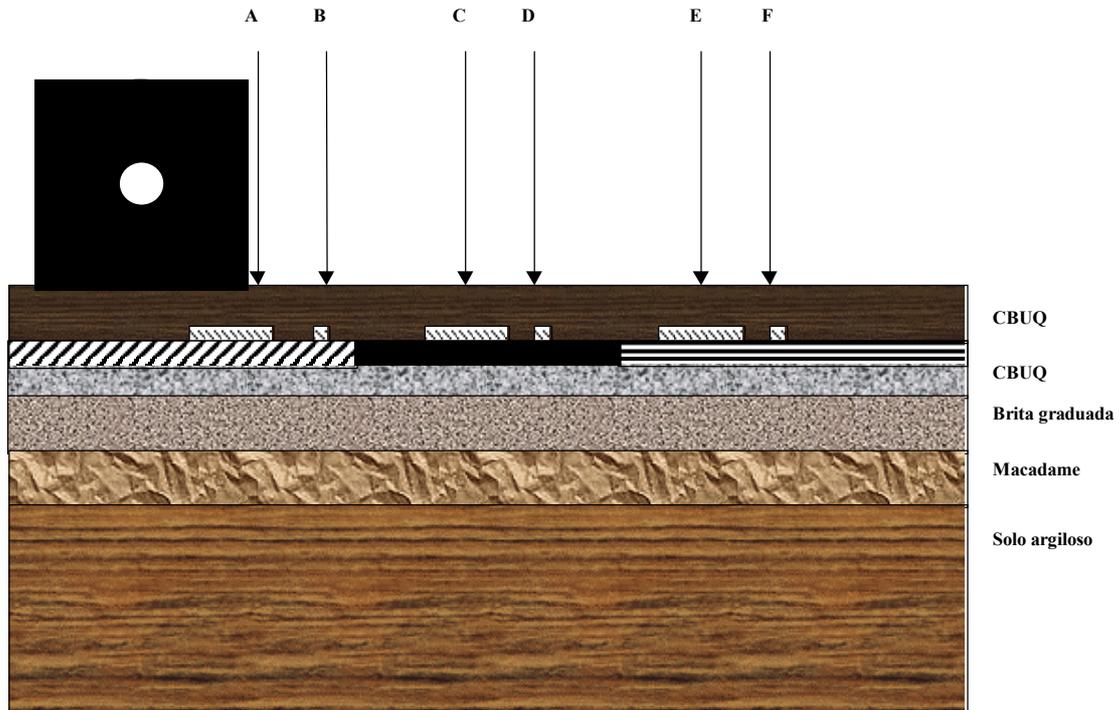
Neste estudo, até o momento, foram realizadas medições de deformações horizontais na face inferior de uma camada asfáltica de recapeamento instrumentada conforme a representação esquemática mostrada na Figura 4.46. Na primeira fase dos testes, foram instalados seis medidores de deformação horizontal do tipo *H-gage* na face inferior do revestimento asfáltico. Na Figura 4.47 está mostrado o processo de instalação dos *H-gages* na face inferior do revestimento asfáltico. Sendo três no sentido transversal ao sentido de deslocamento do trem de prova e os outros três no sentido do tráfego. O recapeamento em CBUQ foi realizado numa pista experimental construída com o propósito principal de investigar o fenômeno da reflexão de trincas em camada asfálticas de recapeamento.

Durante a instalação dos sensores e a execução do revestimento asfáltico, foram adotados procedimentos com vistas a protegê-los, evitando que os mesmos fossem danificados pelos equipamentos pesados. Dentre os cuidados observados destacam-se: limpeza da superfície de instalação, utilização de areia fina para o assentamento, proteção dos cabos elétricos e lançamento manual da massa asfáltica sobre os sensores e os cabos elétricos.

Os sensores do tipo extensômetros de resistência elétrica ou *strain gages* de 120 Ohms, instalados para determinação da deformação horizontal na face inferior do revestimento asfáltico, foram medidos em circuito tipo ponte de *Wheatstone*. Sendo que para se completar a ponte utilizou-se, além do sensor inserido na camada asfáltica, outros três (03) *strain gages* com características similares os quais foram colados numa superfície metálica, fazendo-se assim um perfeito balanceamento do circuito. As primeiras leituras de deformação horizontal através de *strain gages* foram realizadas no ano de 1999.

Os pulsos típicos das deformações de tração registrados nos primeiros ensaios estão apresentados nas Figuras 4.48 e 4.49. Na pesquisa em desenvolvimento, está sendo realizada uma investigação para interpretar o desempenho oferecido por uma seção-teste, cujo revestimento asfáltico foi construído em duas camadas de 4 e 5 cm de espessura. Sendo que foram serradas trincas transversais e longitudinais e aplicada uma camada intermediária de

geotêxtil na primeira camada fim de se efetuar um estudo especial acerca do fenômeno da reflexão de trincas em camadas asfálticas de recapeamento. O planejamento do experimento e os resultados parciais da pesquisa proposta estão descritos em VIERA (2002).



- A** - extensômetro longitudinal - geotêxtil - 01
- B** - extensômetro transversal - geotêxtil - 01
- C** - extensômetro longitudinal - CBUQ
- D** - extensômetro transversal - CBUQ
- E** - extensômetro longitudinal - geotêxtil - 02
- F** - extensômetro transversal - geotêxtil - 02

Figura 4.46: Localização dos medidores de deformação



Figura 4.47: Instalação de extensômetros de resistência elétrica na face inferior da camada asfáltica

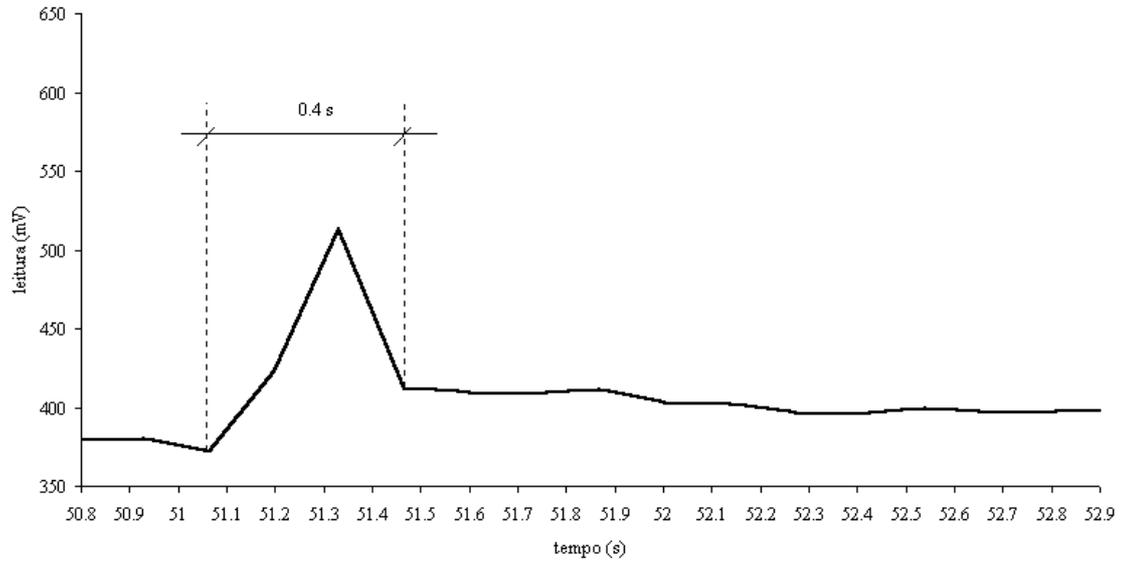


Figura 4.48: Deformação de tração medida na face inferior da camada asfáltica (direção longitudinal)

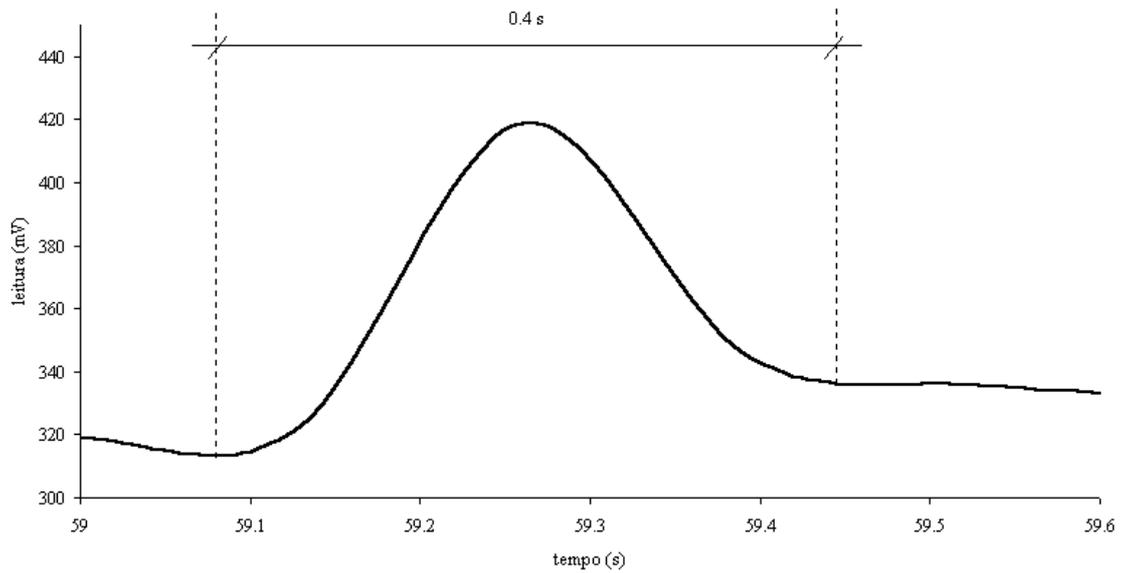


Figura 4.49: Deformação de tração medida na face inferior da camada asfáltica (direção transversal)

Na segunda fase da instrumentação de pavimentos realizada nesta pesquisa, durante a construção das pistas experimentais referidas no Capítulo três desta tese, foram instalados seis medidores de deformação vertical, quarenta medidores de deformação horizontal e dezoito células de tensão total, todos da marca Kyowa. Sendo que seis células foram instaladas com o propósito de permitir o monitoramento do acréscimo das tensões horizontais e verticais com a passagem dos rolos compactadores no interior das camadas granulares de base durante o processo executivo.

O *layout* planejado para instrumentação das pistas experimentais está representado de maneira esquemática na Figura 4.50. Na instalação dos sensores realizada durante a execução do revestimento asfáltico foram adotados procedimentos com vistas a protegê-los evitando que estes fossem danificados pelos equipamentos pesados. Dentre os cuidados observados destacam-se: limpeza da superfície de instalação, utilização de areia fina e de emulsão asfáltica para o assentamento de *strain gages*, proteção dos cabos elétricos e lançamento manual da massa asfáltica sobre os sensores e os cabos elétricos.

No caso da pista 1, as células foram instaladas na fase de construção dos pavimentos. Foi prevista a instalação de células através da abertura de furos nos pavimentos para as demais seções experimentais. As células utilizadas nesta pesquisa, instaladas nas pistas experimentais, estão listadas nas Tabelas 4.8 e 4.9. Já as constantes de calibração (K) das células obtidas em fluido estão apresentadas na Tabela 4.10.

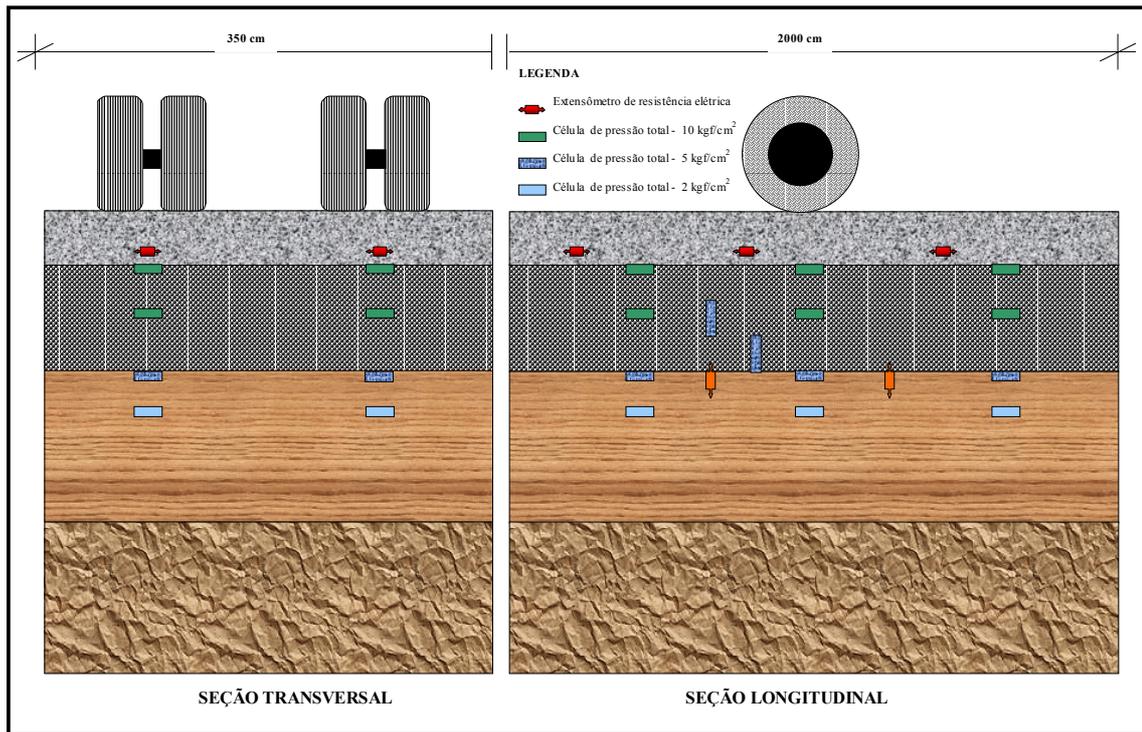


Figura 4.50: Representação esquemática de uma pista experimental instrumentada

Tabela 4.8: Locais de instalação das células de tensão total na pista 4

Célula	Capacidade de carga (MPa)	Camada
C41-1	1,0	Base
C41-2	0,5	Base
C41-3	0,2	Subleito
C41-4	0,2	Subleito

Tabela 4.9: Locais de instalação das células de tensão total na pista 1

Célula ¹²	Capacidade máxima de carga (MPa)	Camada
C11-1	1,0	Base
C11-2	0,5	Base
C11-3	0,2	Subleito
C11-4	0,2	Subleito
C12-1	1,0	Base
C12-2	0,5	Base
C12-3	0,2	Subleito
C12-4	0,2	Subleito
C13-1	1,0	Base
C13-2	0,5	Base
C13-3	0,2	Subleito
C13-4	0,2	Subleito

¹² CXY-Z

X = número da pista experimental; Y = local de instalação; Z= identificação da célula de tensão total

Tabela 4.10: Constantes “K” de calibração das células de tensão total em laboratório (calibração em ar)

Célula	Capacidade máxima de carga (MPa)	K
620860020	0,2	0,00192
620860015	0,2	0,00191
620860014	0,2	0,00149
620860009	0,2	0,00183
620860008	0,2	0,00182
620860005	0,2	0,00195
4z0110003	0,5	0,00397
620740002	0,5	0,00369
620740005	0,5	0,00368
620740001	0,5	0,00368
620740007	0,5	0,00398
620740006	0,5	0,00373
610070003	1,0	0,0334
710350004	1,0	0,0324
720170001	1,0	0,0351
710350003	1,0	0,0342
6Y0670002	1,0	0,0347
720170004	1,0	0,0362
50170003	1,0	0,0351
710350005	1,0	0,0328
710350002	1,0	0,0358
720170002	1,0	0,0338

4.4.2 Cabos e conexões

Em vista da necessidade de redução do ruído externo gerado pelo simulador de tráfego, foram utilizados cabos blindados (marca 4-AWG). Em função da placa amplificadora adquirida para a coleta dos dados possuir 8 canais de entrada foram adaptadas conexões para facilitar o registro das respostas dos instrumentos instalados nas pistas experimentais. Os conectores e o sistema de identificação utilizado estão ilustrados ns Figura 4.51. Foram utilizados tubos metálicos para condução dos cabos dos locais de instalação das células até o sistema de aquisição e tratamento dos dados (Figura 4.52). Diversos aterramentos também foram feitos com barras de cobre com comprimentos variáveis entre 1,5 e 3,0 metros.



Figura 4.51: Conectores para aquisição de dados no campo

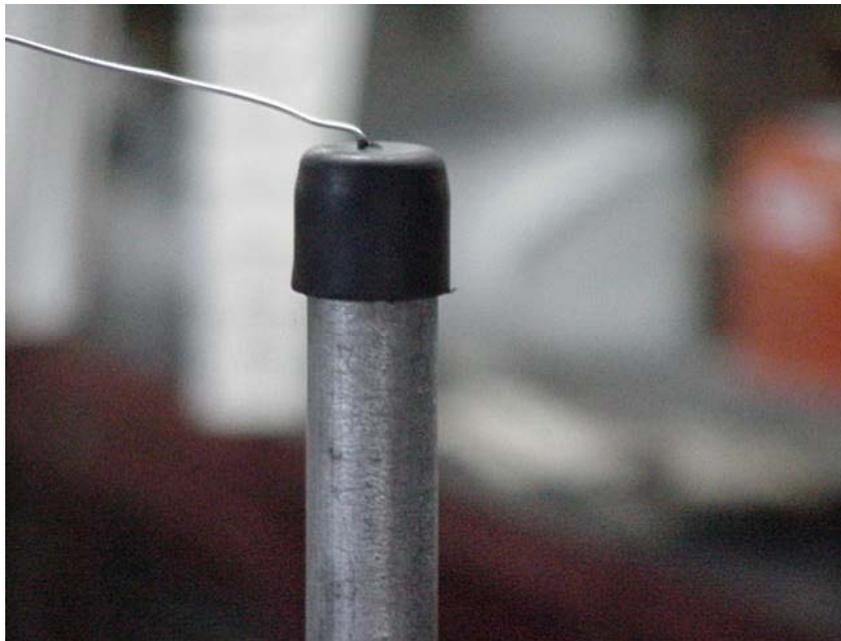


Figura 4.52: Tubos de aço para condução dos cabos

4.4.3 Instrumentação do solo argiloso de subleito

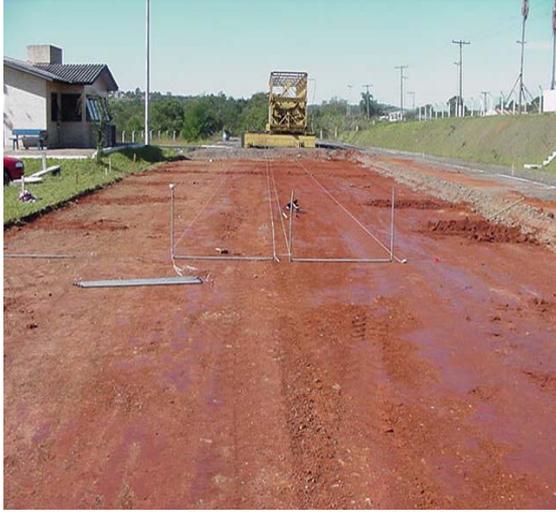
A instalação dos sensores no subleito foi realizada imediatamente após a compactação. Sendo que, para tanto, foram abertas valas e furos conforme ilustrado nas Figuras 4.53 e 4.54. A compactação nas proximidades dos sensores foi realizada manualmente. Na fase que antecedeu a execução da base granular, foram instaladas células de tensão total na pista 1 e *strain gages* para determinação das deformações verticais no subleito das pistas 1 e 4. Nas pistas experimentais 2, 3, 4, 5 e 6 foram instalados tubos metálicos para a retirada da futura fiação a ser utilizada quando da instrumentação durante a construção.

As células da pista 1 (primeiro experimento) foram instaladas na fase de construção das pistas experimentais. O procedimento de instalação inclui as seguintes etapas:

- Compactação mecânica do solo de subleito;
- Abertura de valas para instalação da tubulação para permitir a retirada dos cabos elétricos e a instalação das células;
- Compactação manual do solo sobre as células;
- Lançamento da camada de brita graduada;
- Compactação mecânica da camada granular.

As células da pista 4 (segundo experimento) foram instaladas após a construção das seções experimentais. O procedimento de instalação inclui as seguintes etapas:

- Abertura de um furo na estrutura do pavimento (diâmetro de 15 cm);
- Instalação das células;
- Compactação manual nas adjacências das células;
- Recomposição das camadas de base e revestimento com os mesmos materiais utilizados na construção das pistas experimentais;
- A compactação do revestimento asfáltico foi realizada pelo trem de provas do simulador de tráfego.



a) Fundação das pistas experimentais



b) abertura de furo para instrumentação

Figura 4.53: Instalação de células nas pistas experimentais



Figura 4.54: Instalação de *strain gages* no subleito (data 16/06/2000)

4.4.4 Instrumentação das camadas granulares

Para investigação do comportamento dos materiais que constituem as camadas do pavimento, no que diz respeito às tensões geradas quando das solicitações dinâmicas impostas pelo trem de carga do simulador de tráfego, foram instaladas células de tensão total em diferentes pontos no interior da estrutura. Tais células foram dispostas na estrutura de modo a permitirem a realização de leituras tanto na direção vertical quanto na horizontal. Uma ampla discussão acerca dos fatores relevantes para a determinação de tensões *in situ* em estruturas de pavimentos foi apresentada por SELIG (1989).

As camadas granulares de base foram compactadas através da aplicação de rolo vibratório e rolo de pneus. Foram realizadas medidas em intervalos correspondentes a cada passagem dos equipamentos de compactação. Sendo registrados os efeitos sob o carregamento dinâmico e as respostas lidas imediatamente após a retirada da carga imposta pelo rolo compactador. Os locais de instalação das células de tensão total para investigação das tensões verticais e horizontais ocasionadas durante a compactação da brita graduada estão apresentados na Figura 4.55.

As técnicas adotadas para a instalação de células para leituras na brita graduada durante a compactação incluem o uso de elementos de fixação para possibilitar registros nas direções vertical e horizontal e a utilização de uma pequena quantidade de areia fina para assentamento e nivelamento das células. Tais procedimentos estão ilustrados na Figura 1. Os dispositivos configurados para a instalação das células de tensão total no interior das camadas de brita graduada estão mostrados nas Figuras 4.56 e 4.57. Vale destacar que a calibração dos instrumentos utilizados no campo foi realizada em laboratório nos mesmos materiais e tipo de configuração adotado para as leituras realizadas durante a compactação das camadas do pavimento.

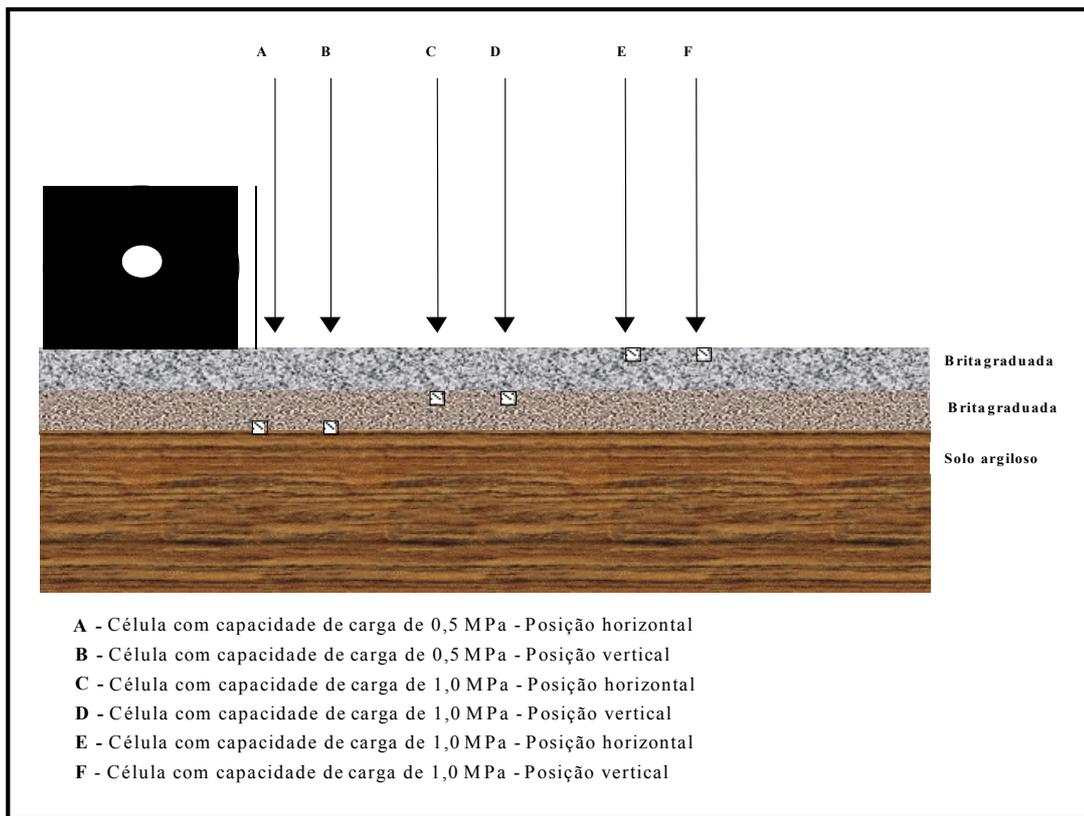


Figura 4.55: Locais de instalação das células de tensão total no interior da brita graduada

Foram realizadas leituras das células instaladas no interior da brita graduada imediatamente após a execução da base granular. Nos testes iniciais efetuados, o carregamento foi aplicado através de um caminhão com 8,2 tf no eixo traseiro. Alguns resultados obtidos estão mostrados nas Figuras 4.59 até 4.61. A relação entre a tensão horizontal máxima e a tensão vertical máxima observada no conjunto de células instalado na interface da base granular e o solo de subleito foi de 0,34. Já no par de células instalado na metade da base granular (15 cm) esta relação foi de 0,22.

Nos ensaios realizados com o caminhão não foi possível a identificação exata da posição do semi-eixo em relação às células de carga. Um aspecto importante de ser observado é a configuração geométrica distinta das células instaladas ao longo da profundidade da base granular.



Figura 4.56: Dispositivos para instalação de células para medição de tensões horizontais e verticais durante a compactação da brita graduada



Figura 4.57: Instalação de células no interior da brita graduada

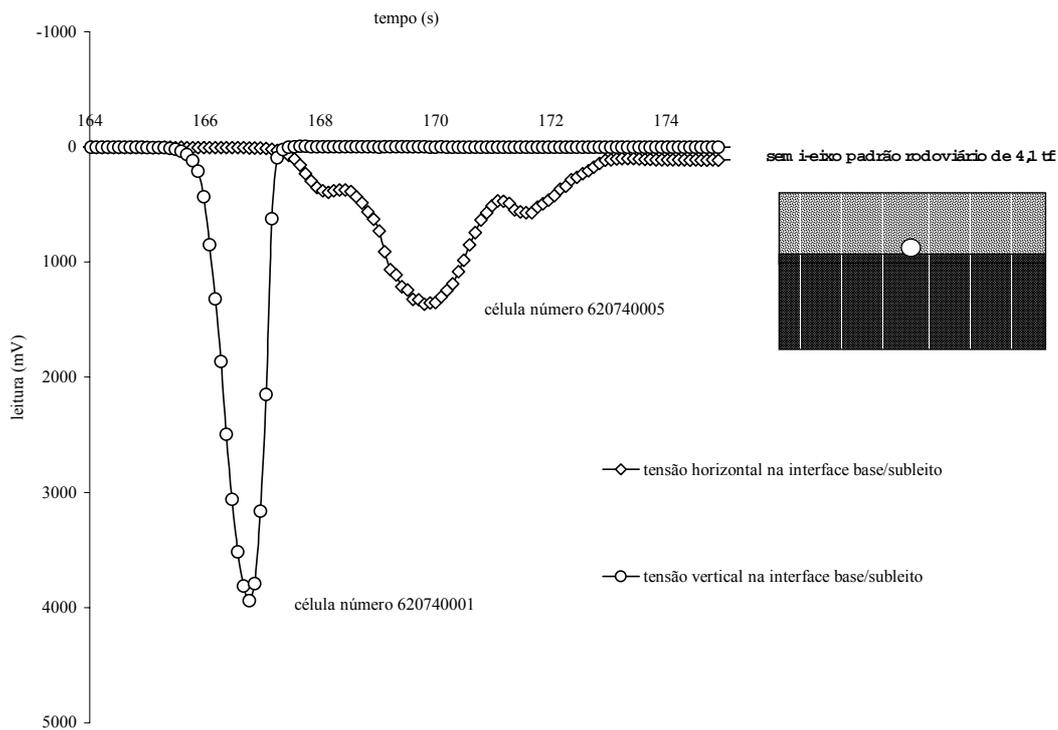


Figura 4.58: Leituras de tensões após a execução da base granular

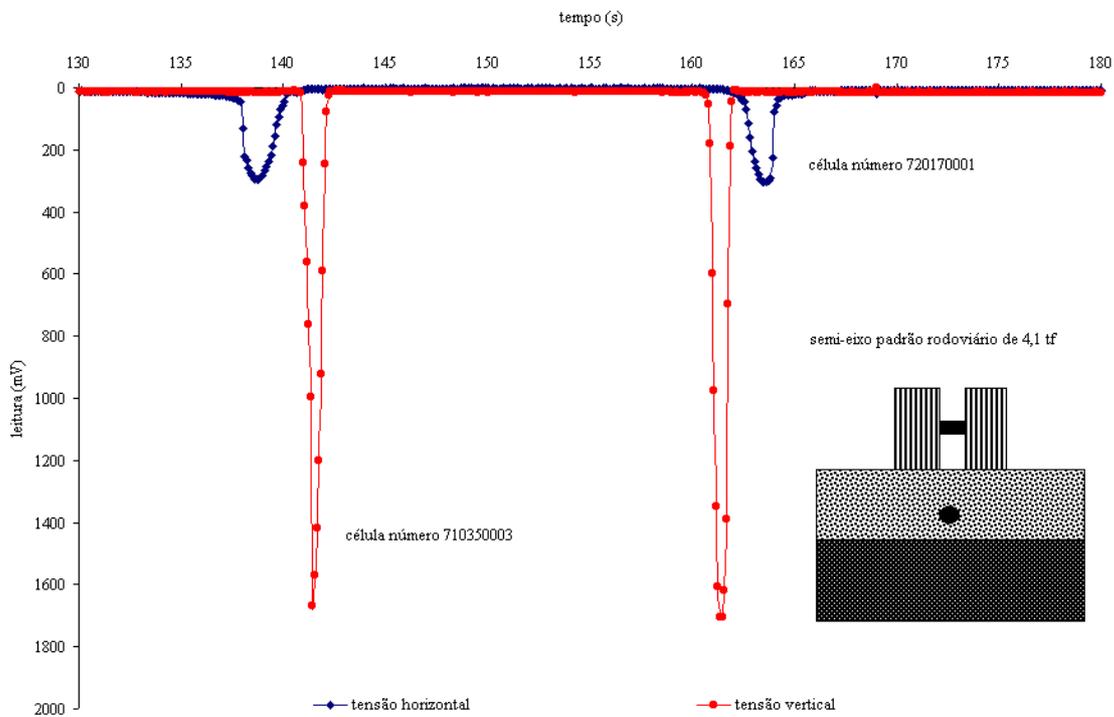


Figura 4.59: Leituras de tensões com sentidos opostos de deslocamento do caminhão

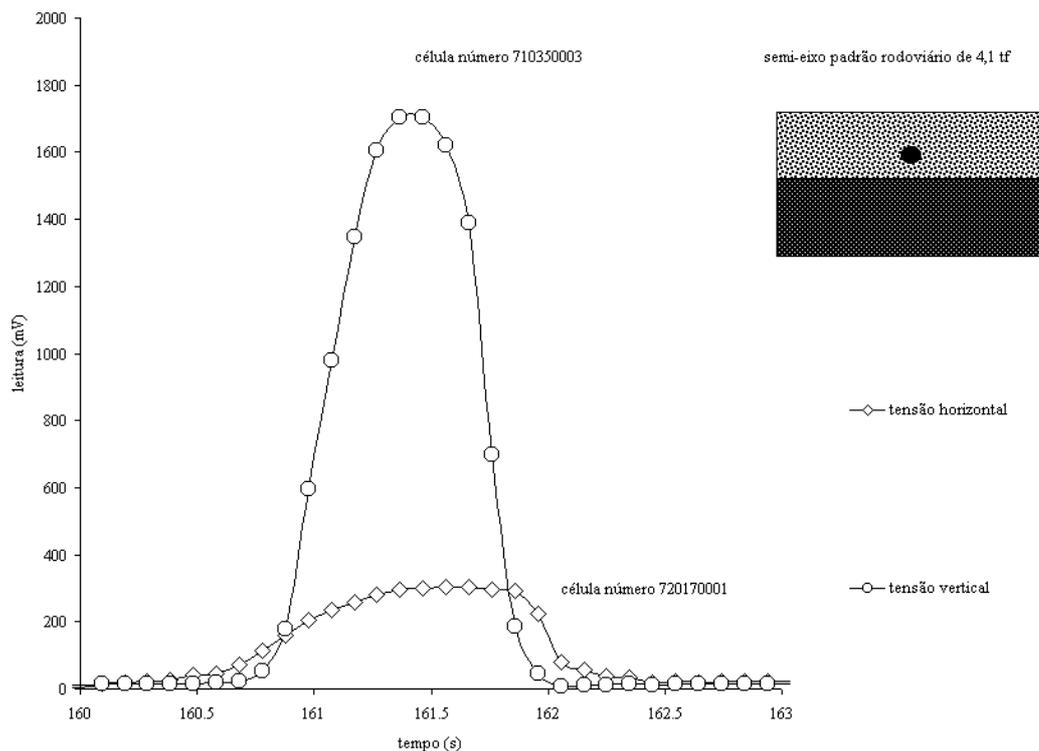


Figura 4.60: Forma típica dos pulsos de tensões registrados na base granular

4.5 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

Durante os trabalhos realizados nesta pesquisa, foi desenvolvido um sistema de aquisição de dados que permite, de maneira operacional, o registro dos sinais emitidos pelos instrumentos instalados no interior das estruturas experimentais de pavimentos. Tal sistema está em operação na Área de Testes de Pavimentos UFRGS-DAER.

4.5.1 Configuração do sistema de aquisição de dados

Tendo em vista as dificuldades identificadas no sistema de aquisição na sua concepção inicial, para o armazenamento das respostas lidas, da sua baixa taxa de aquisição de leituras nos ensaios sob carregamento dinâmico e impossibilidade para a automatização das rotinas de aquisição necessárias para atendimento dos propósitos estabelecidos, foi desenvolvido um novo sistema para a aquisição automática de dados no campo.

Neste, os sensores do tipo extensômetros de resistência elétrica ou *strain gages* de 120 Ohms, utilizados para determinação da deformação horizontal na face inferior do revestimento asfáltico, são medidos em circuito tipo ponte de *Wheatstone*. Sendo que para completar a ponte utilizou-se, além do sensor, um resistor de alta precisão de 120 Ohms e um *trimpot* multivoltas, fazendo-se assim um perfeito balanceamento do circuito. A representação esquemática da configuração utilizada inicialmente está mostrada na Figura 4.61.

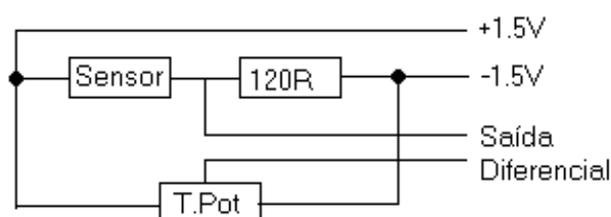


Figura 4.61: Circuito elétrico utilizado para balanceamento da ponte de *Wheatstone*

Numa segunda etapa, foi utilizado um potenciômetro multivoltas de precisão de 1KOhms em substituição aos resistores. Tal procedimento permitiu que o circuito se tornasse mais flexível nas atividades de balanceamento da ponte de *Wheatstone*. Também foram utilizados filtros do tipo passa baixa com a função de eliminar sinais de alta frequência que estejam somados ao sinal do extensômetro. Tais sinais são oriundos de motores, rádios, televisores, aparelhos celulares entre outros. O circuito amplificador substituiu o multímetro.

O circuito estabelecido além de ler o sinal oriundo da ponte de *Wheatstone* aumenta a sua amplitude em 500 vezes. Com isso atinge-se valores de tensão que são digitalizados pelo circuito A/D (analógico para digital). Após a digitalização, o sinal é lido por um microcomputador e processado por programas específicos.

O sistema de aquisição de dados configurado é formado por uma placa amplificadora e uma placa conversora analógica para digital (A/D). As principais características da placa amplificadora são:

- Marca *ComputerBoards* (tipo CIO-SSH16);
- Possui 4 canais de leitura (padrão) expansível até 16 canais (foram instalados 12 canais). Tempo de aquisição de 4 μ s;

- Taxa máxima de aquisição de 250Khz;
- Amplificação de: 1x, 10x, 100x, 200x, 300x, 500x, 600x, 700x, 800x e;
- Precisão: 0,01% \pm 1bit.

O ganho aplicado durante o processo de aquisição de dados foi ajustado individualmente para cada instrumento.

4.5.2 Softwares utilizados para aquisição e tratamento de dados

Foram utilizados vários *softwares* nas atividades de aquisição de dados, dentre os quais destacam-se: HP-VEE, SAD, Microsoft Excel, Microsoft Windows 98 e Microsoft Word. Os programas de controle foram desenvolvidos em um software comercial chamado HP-VEE, desenvolvido pela Hewlett Packard. Tal software está disponível especificamente para aquisição de dados e controle de processos e suas principais características são: (1) programação visual (2) permite a utilização de sub-rotinas pré-programadas e (3) facilita a interface com outros aplicativos. Foram concebidos vários programas em HP-VEE ao longo do desenvolvimento da pesquisa. Sendo alguns destes para aquisição de dados sob carregamento estático e outros para aquisição sob carregamento dinâmico.

Na Figura 4.62 está mostrada a tela principal do programa desenvolvido para calibração sob carregamento estático. O diagrama de blocos de um dos programas escritos em HP-VEE está representado de maneira esquemática na Figura 4.63. Os dados gerados pelos programas concebidos são organizados em planilhas do Microsoft Excel.

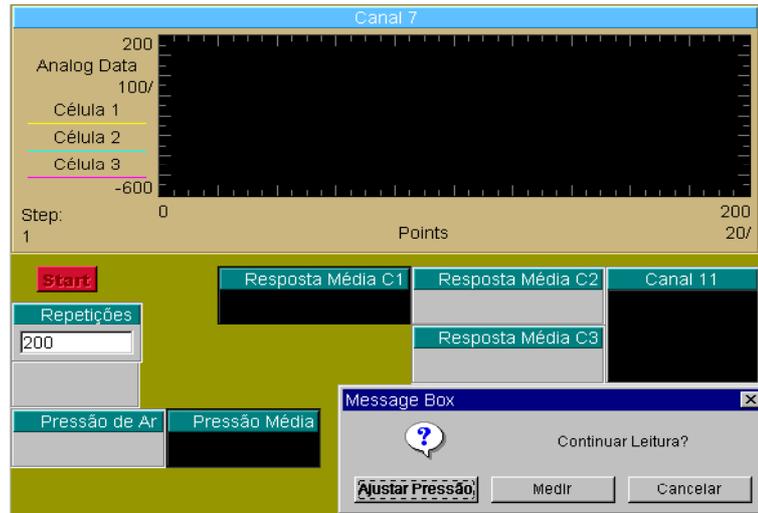


Figura 4.62: Tela principal do programa configurado para calibração das células de tensão total em laboratório

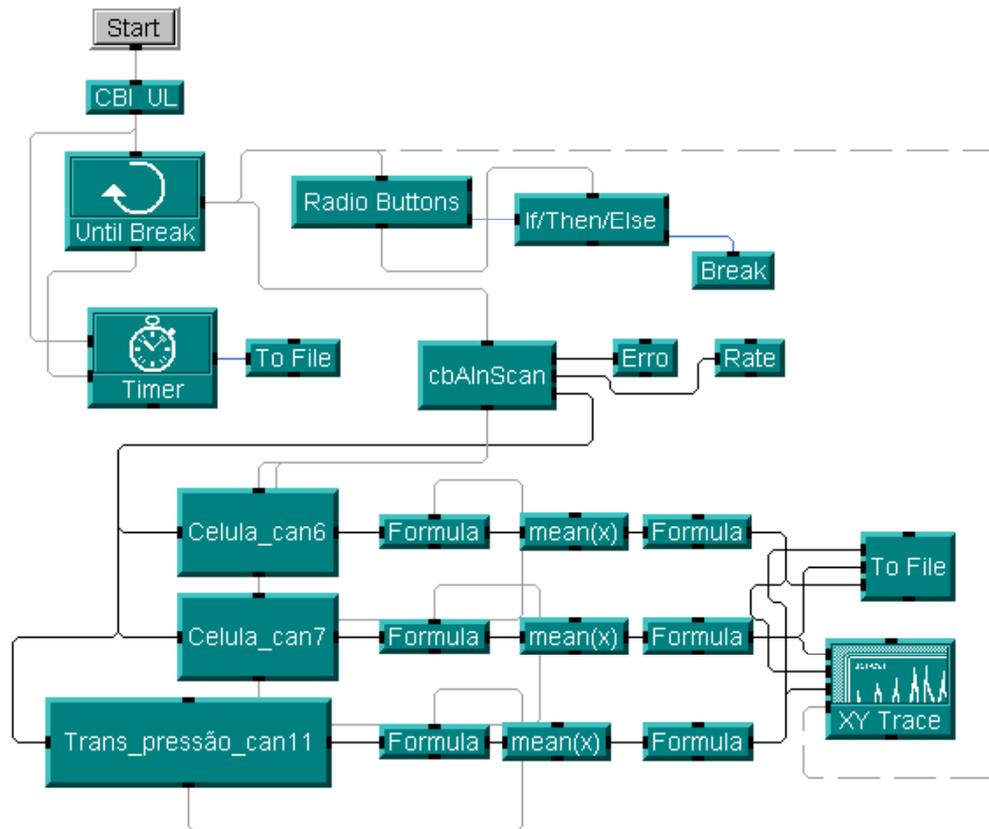


Figura 4.63: Fluxograma de programa escrito em HP-VEE

4.5.3 Fonte de alimentação

A fonte de alimentação adquirida para excitação das células de tensão total e dos extensômetros de resistência elétrica possui as seguintes características que garantem confiabilidade para a utilização da fonte em circuitos de instrumentação:

- Saída simétrica (de 0 a 30 volts ajustáveis);
- Saída independente de 5 volts;
- Corrente máxima de saída de 2 Ampere;
- Estabilidade e baixo nível de ruído.

4.5.4 Tratamento de dados

Devido a dificuldades encontradas no processo de registro das respostas emitidas pelos sensores durante a realização de ensaios sob carregamento dinâmicos com a utilização do software HP-VEE, partiu-se para a utilização do sistema SAD, desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da UFRGS.

Uma das características principais do SAD favorável ao processo de aquisição dos dados no campo é a facilidade em se realizar tratamentos pós-aquisição através de filtros digitais disponíveis no próprio ambiente de aquisição. Alguns exemplos de utilização de filtros do tipo média móvel (MM) e butterworth (BW) estão mostrados na Figura 4.64.

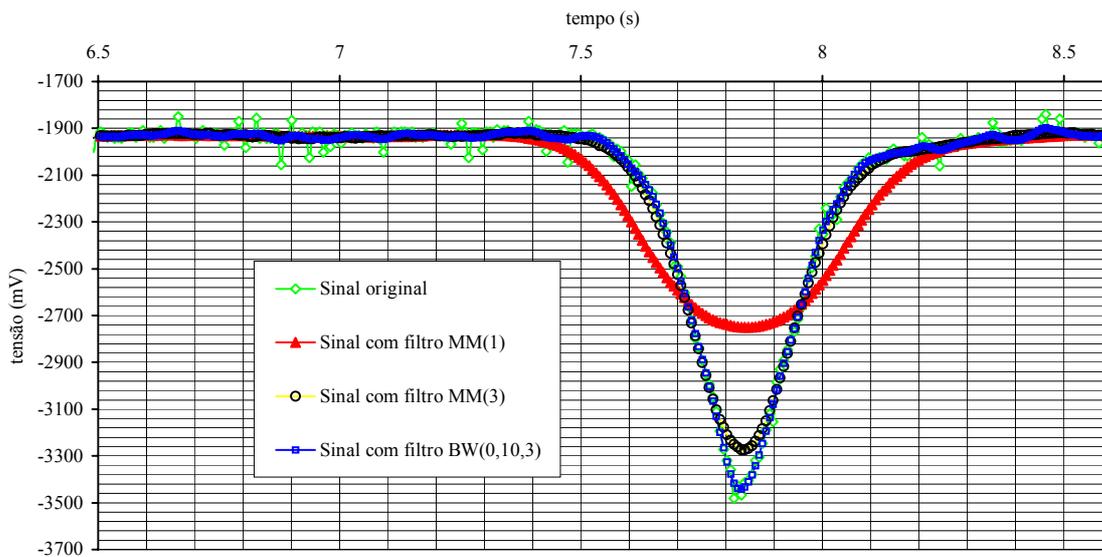


Figura 4.64: Sinais coletados

Uma das etapas que mereceu atenção especial na fase de desenvolvimento do sistema de aquisição para registro de tensões e deformações sob carregamento dinâmico foi a definição da taxa de coleta adequada das respostas geradas pelos diferentes instrumentos de modo a assegurar um nível de confiabilidade aceitável do sistema. Alguns resultados interessantes obtidos nas investigações realizadas no período de testes envolvendo diferentes taxas de aquisição de dados estão apresentados na Figura 4.65.

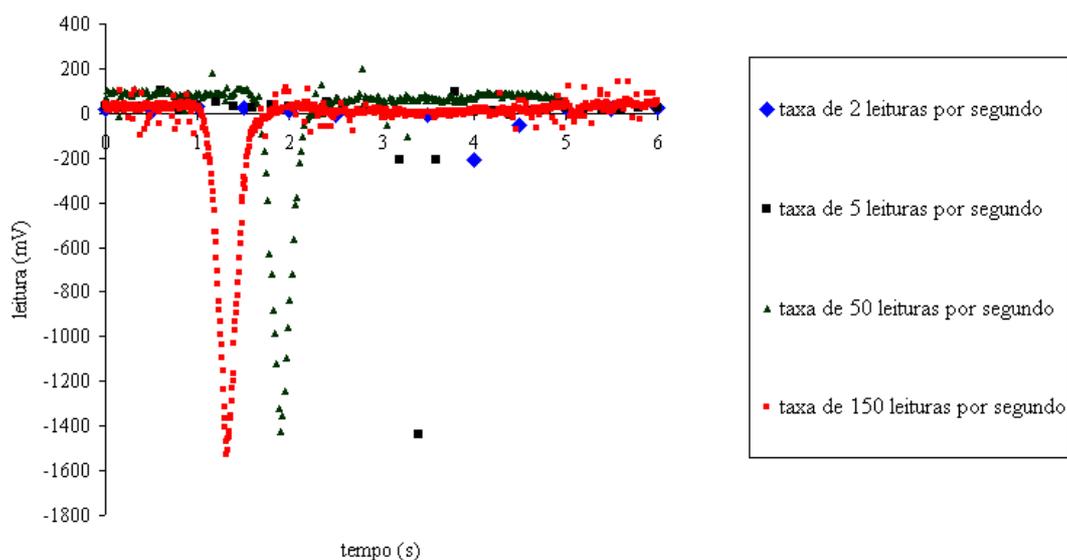


Figura 4.65: Taxa de aquisição de dados

Um sistema eletrônico baseado nas características dos *strain gages* foi desenvolvido para realização das medidas de deformações horizontais no interior das camadas asfálticas das pistas experimentais sob carga dinâmica. O circuito-base para a medição de deformação com *strain gages* desenvolvido é constituído por um sistema do tipo $\frac{1}{4}$ de ponte de Wheatstone.

A configuração estabelecida possui um *strain gage* ativo, um *strain gage* inativo (*dummy gage*) e um potenciômetro. Sendo que os *strain gages* foram instalados nas mesmas condições de temperatura no interior da camada asfáltica. O potenciômetro é utilizado para realização do balanceamento da ponte, ou seja, tornar sua saída zero quando o *strain gage* ativo não estiver sendo deformado.

A magnitude das deformações medidas no interior do CBUQ quando da ação das cargas do tráfego é altamente influenciada por fatores externos (por exemplo, a temperatura do CBUQ e a presença de ruídos elétricos). No intuito de minimizar tais efeitos durante os testes iniciais realizados no campo, foram aplicados filtros digitais. Tais filtros estão disponíveis no software utilizado para a aquisição dos dados (SAD2 -32bits 2.61.03mb) e se mostraram eficientes para a retirada da parcela do sinal dependente dos efeitos externos ao carregamento imposto pelo simulador de tráfego.

Para definição dos filtros a serem utilizados, foi realizada uma análise espectral. Com o uso destes filtros foi possível remover a variação do sinal mantendo-se a parcela de interesse inalterada. A forma típica do sinal antes e após o tratamento está ilustrada na Figura 4.66. O cálculo da deformação horizontal gerada sob a passagem do trem de carga é efetuado a partir do valor máximo registrado a cada ciclo de carga.

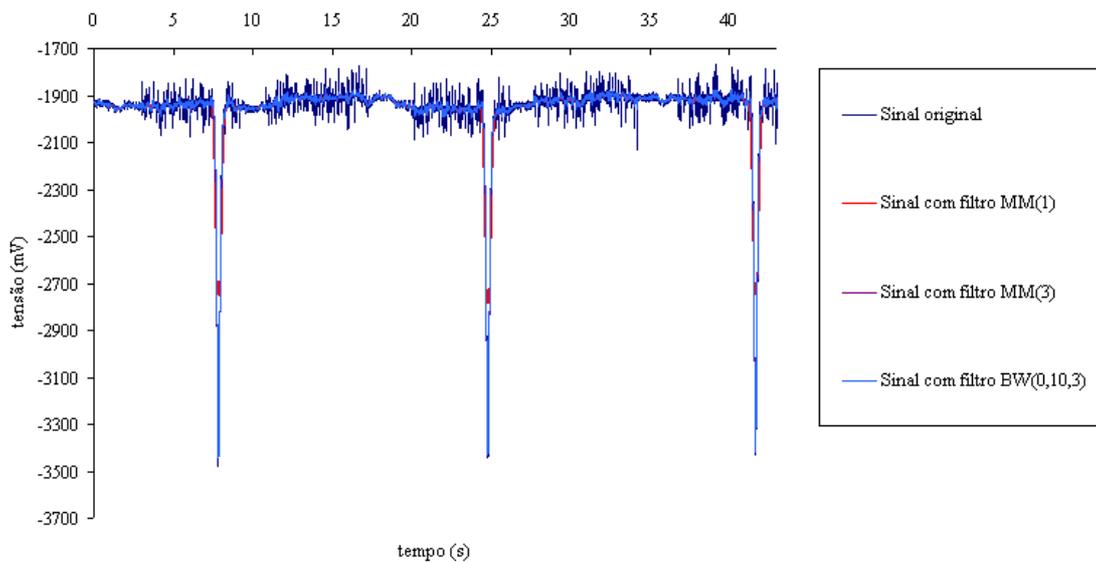


Figura 4.66: Tratamento dos sinais coletados

Com base numa análise espectral do sinal oriundo dos sensores instalados nas camadas das seções experimentais, foi possível a identificação do filtro disponível mais adequado para o tratamento ideal dos registros efetuados durante a passagem das cargas cíclicas do simulador de tráfego. Tal filtro é responsável pela retirada total das componentes do sinal de menor frequência e pela manutenção do restante do sinal intacto. Os extensômetros podem ser utilizados em diversas configurações eletrônicas. O *dummy gage* instalado no interior do CBUQ sensor serve para completar a ponte dando maior estabilidade térmica ao circuito. Inicialmente, foram utilizados resistores para o balanceamento do circuito.

Foram realizados diversos testes para identificação de um fator de correção entre os programas de aquisição configurados nos softwares HPVEE e SAD. Alguns resultados obtidos em leituras efetuadas numa célula instalada no subleito, a 450 mm de profundidade, estão demonstrados na Figura 4.67. A análise espectral realizada está descrita em DOERING & GONÇALVES (2001) e consistiu basicamente na aplicação de séries de Fourier para decomposição do sinal registrado durante os ciclos de carga do simulador de tráfego.

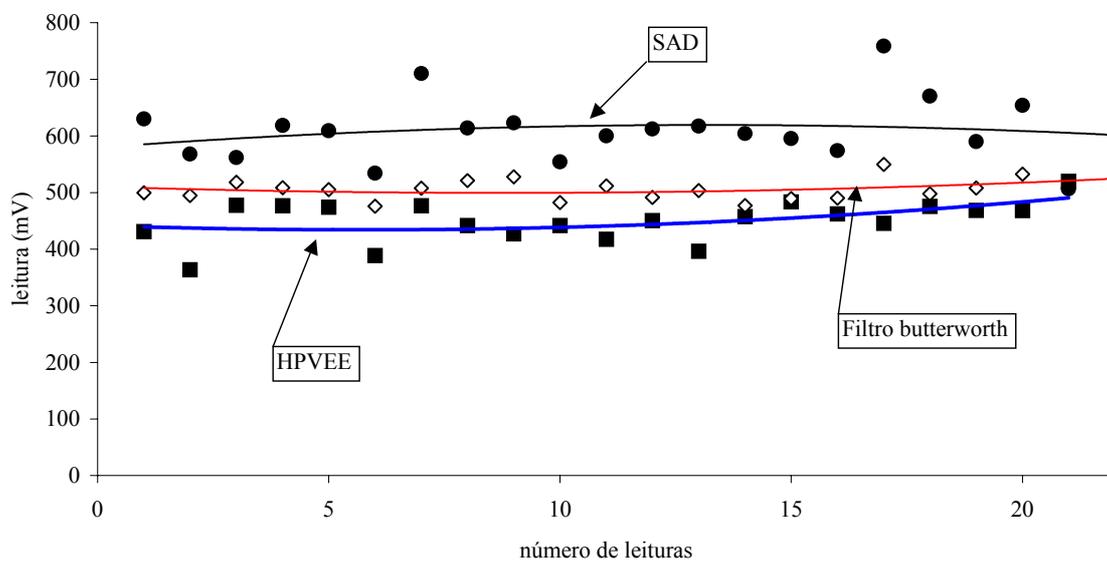


Figura 4.67: Leituras registradas pelos softwares SAD e HPVEE no interior do subleito

5. LEITURAS DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES SOB CARGAS

Após a instalação dos instrumentos nas pistas experimentais de pavimentos, conforme a descrição apresentada no capítulo 4 desta tese, iniciaram-se as leituras de tensões e deformações. Inicialmente, foram realizados diversos testes para verificação da qualidade do sinal adquirido durante as solicitações dinâmicas das cargas impostas pelo trem de cargas do simulador linear de tráfego e para o estabelecimento de conclusões acerca do funcionamento do sistema de aquisição de dados configurado naquele momento. Neste capítulo, são apresentados resultados de leituras de tensões e deformações medidas em diferentes pontos no interior dos pavimentos experimentais.

5.1 O SIMULADOR LINEAR DE TRÁFEGO UFRGS-DAER

O trabalho experimental descrito nesta tese foi realizado com a utilização do simulador linear de tráfego construído pela UFRGS e pelo DAER-RS. O equipamento está instalado no Campus do Vale da UFRGS, num local denominado de Área de Testes de Pavimentos. Uma descrição detalhada das instalações disponíveis para a realização de ensaios em escala real em estruturas de pavimentos foi apresentada em CERATTI *et al.* (2000).

O simulador de tráfego UFRGS-DAER teve sua primeira aplicação na pesquisa realizada por NUÑEZ (1997). O foco principal deste estudo foi à verificação da viabilidade do uso de basaltos alterados como materiais de pavimentação para estradas de baixo volume de tráfego. Tal equipamento possui as seguintes características principais na sua configuração atual:

- Velocidade de deslocamento regulável (até 10 km/h);
- Carga máxima aplicável: 65 kN;
- Comprimento: 15 m;
- Largura: 2,5 m;
- Altura: 4,3 m;
- Espaço de aplicação da carga sobre o pavimento: 8 m;
- Espaço de aceleração e desaceleração: 3 m;
- Sistema de rodado: simples ou duplo;
- Tipo de carregamento aplicado: linear, unidirecional e não tracionado.

O simulador linear de tráfego UFRGS-DAER permite a realização de ciclos de carga num espaçamento de tempo compreendido entre 16 e 18 s, possibilitando a aplicação de 225 ou 200 ciclos de carga por hora de operação. Estudos realizados pelo Corpo dos Engenheiros do Exército Norte-Americano mostram uma passagem de eixos com cargas de 100 e 130 kN equivale, do ponto de vista destrutivo, a 3,5 e 17,6 passagens do eixo padrão de 82 kN, respectivamente.

Uma vista lateral do simulador de tráfego está apresentada na Figura 5.1. Já na Figura 5.2, está mostrado o trem de provas utilizado para simular o efeito do tráfego nas seções experimentais em detalhes. O comprimento do segmento solicitado pelo simulador de tráfego nas pistas experimentais foi de 7,41 metros. Na Figura 5.3, estão apresentados os tempos necessários para que o simulador de tráfego UFRGS-DAER consiga reproduzir a ocorrência de um tráfego rodoviário de nível médio (10^6 ciclos de carga do eixo padrão).



Figura 5.1: Simulador linear de tráfego UFRGS-DAER (vista lateral)



Figura 5.2: Simulador linear de tráfego UFRGS-DAER (detalhe do trem de prova)

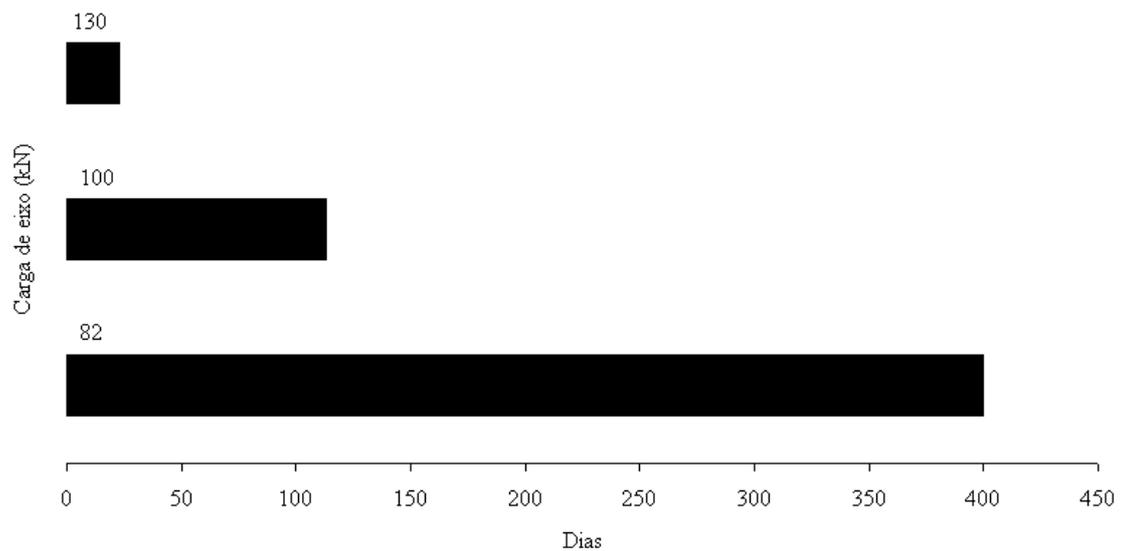


Figura 5.3: Período para aplicação de 10^6 repetições de carga com o simulador linear de tráfego da UFRGS-DAER (Fonte: NUÑEZ, 1997)

5.1.1 Carregamento aplicado

Durante o período de ensaios realizados nesta pesquisa, foi aplicado, através do trem de cargas, um nível de carregamento de 41 kN e mantida a pressão de inflação dos pneus em 560 kPa. Também foram efetuados diversos testes variando-se os níveis e a forma de carregamento, bem como a pressão de inflação dos pneus. Tais investigações permitiram a obtenção de respostas acerca do efeito da magnitude do carregamento imposto pelo trem de carga do simulador de tráfego nas tensões e deformações, monitoradas através de instrumentos instalados no interior das camadas dos pavimentos experimentais.

De acordo com os engenheiros que idealizaram o simulador de tráfego UFRGS-DAER, para que sejam reproduzidas as condições de tráfego as quais está submetida uma rodovia em serviço, o equipamento foi concebido de modo a permitir a aplicação do carregamento num único sentido. Antes da realização dos testes, foram realizadas calibrações do simulador de tráfego. A curva de calibração estabelecida está apresentada na Figura 5.4 e a superfície carregada está ilustrada na Figura 5.5.

Pesquisas recentes realizadas com o HVS nórdico na Suécia e na Finlândia (PIHLAJAMÄKI & SIKIÖ, HUHTALA & PIHLAJAMÄKI e KANGAS *et al.*) mostram que a aplicação de cargas de modo bidirecional não afeta de modo significativo a evolução de afundamentos em trilha de roda na superfície do pavimento. Foram aplicados ciclos de carga unidirecionais (1.500.000 ciclos) e bidirecionais (350.000 ciclos) e verificou-se que a evolução de ATR ocorreu exatamente da mesma forma em ambos os experimentos. Os autores concluem, portanto, que é perfeitamente possível a aplicação de cargas de modo bidirecional, reduzindo o tempo de realização dos ensaios com o HVS.

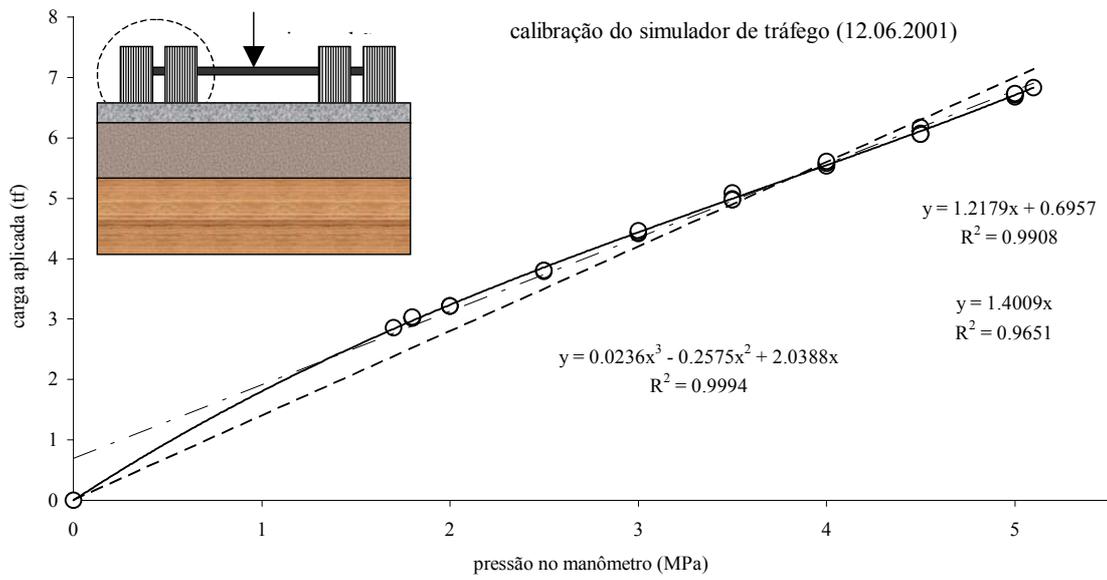


Figura 5.4: Curva de calibração do simulador linear de tráfego UFRGS-DAER

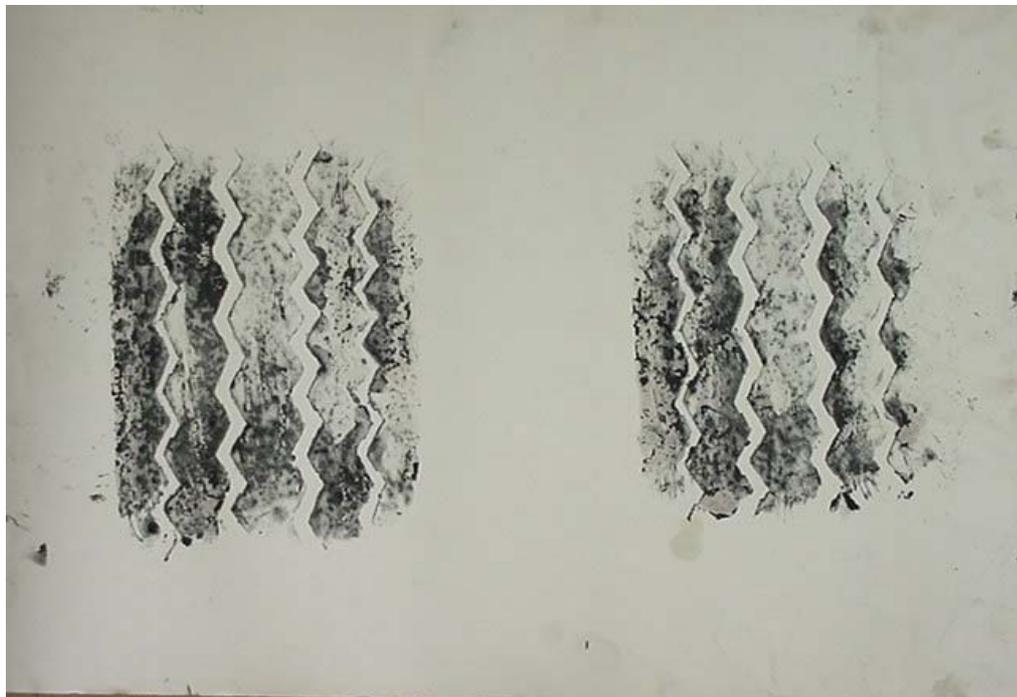


Figura 5.5: Área carregada pelo trem de cargas do simulador de tráfego

5.1.2 Deslocamento do trem de cargas

Para definição das seções de análise da degradação em cada pista experimental, inicialmente foram realizadas investigações acerca do movimento de percurso longitudinal do trem de cargas ao longo de um ciclo de carga. Os segmentos individuais considerados estão apresentados na Tabela 5.1. Para caracterização do movimento do trem de carga do simulador de tráfego, foram definidas as equações apresentadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.1: Segmentos de análise

Trecho	Extensão (m)	Tempo (s)	Velocidade inicial (m/s)	Velocidade final (m/s)	Aceleração (m/s ²)
1	0,13				
2	0,27	2,044000	0,132094	0,132094	0,000000
3	0,76	1,655700	0,132094	1,801644	1,008356
4	5,48	3,041700	1,801644	1,801644	0,000000
5	0,66	1,111300	1,801644	0,000000	-1,621277
6	0,11				

Tabela 5.2: Caracterização do percurso do trem de carga

Trecho	Equação do movimento
	d = distância t = tempo
2	$d = 0.13 + 0.132 \times t$
3	$d = 0.13 + 0.132 \times t + 0.504 \times t^2$
4	$d = 1.16 + 1.802 \times t$
5	$d = 6.64 + 1.802 \times t + 0.811 \times t^2$

5.2 HISTÓRICO DE CARREGAMENTO

O período de ensaios e o número de repetições de cargas impostas nas pistas experimentais solicitadas pelo simulador de tráfego nesta pesquisa estão apresentados nas Figuras 5.6 e 5.7. O histórico do carregamento imposto pelo simulador de tráfego às estruturas de pavimentos monitoradas é constituído pela aplicação de $4,20 \times 10^5$ ciclos do trem de carga. O nível de carga aplicado ao longo do período de ensaios foi de 82 kN. Sendo que foram aplicados $3,00 \times 10^3$ ciclos de carga com magnitude de 60 kN na fase inicial de cada teste. O propósito da aplicação de níveis de cargas mais baixos nos primeiros ciclos é se evitar a ocorrência prematura de deformações permanentes excessivas na fase de consolidação inicial dos materiais que integram as estruturas dos pavimentos.

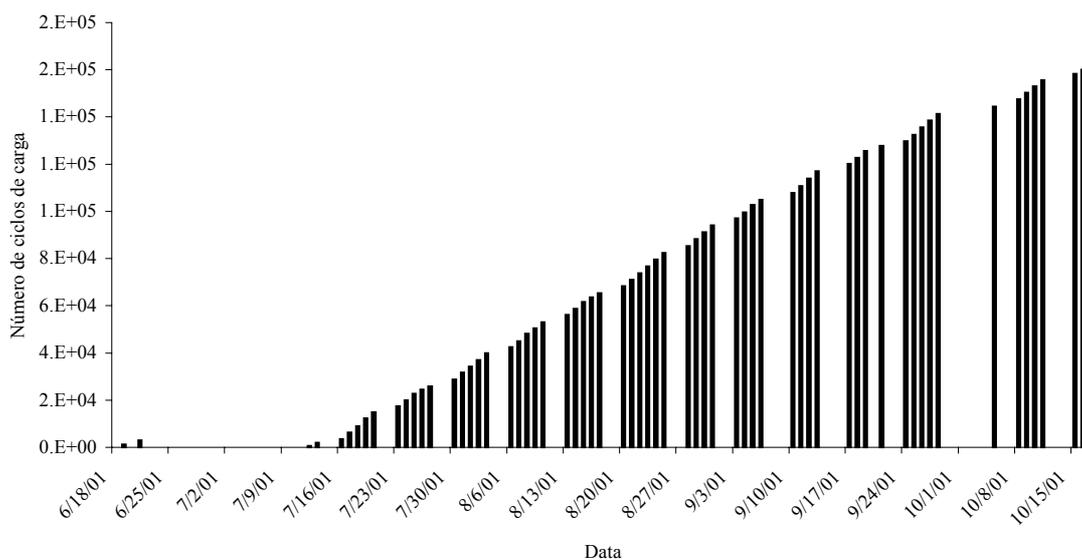


Figura 5.6: Histórico de carregamento aplicado com o simulador de tráfego na pista 1

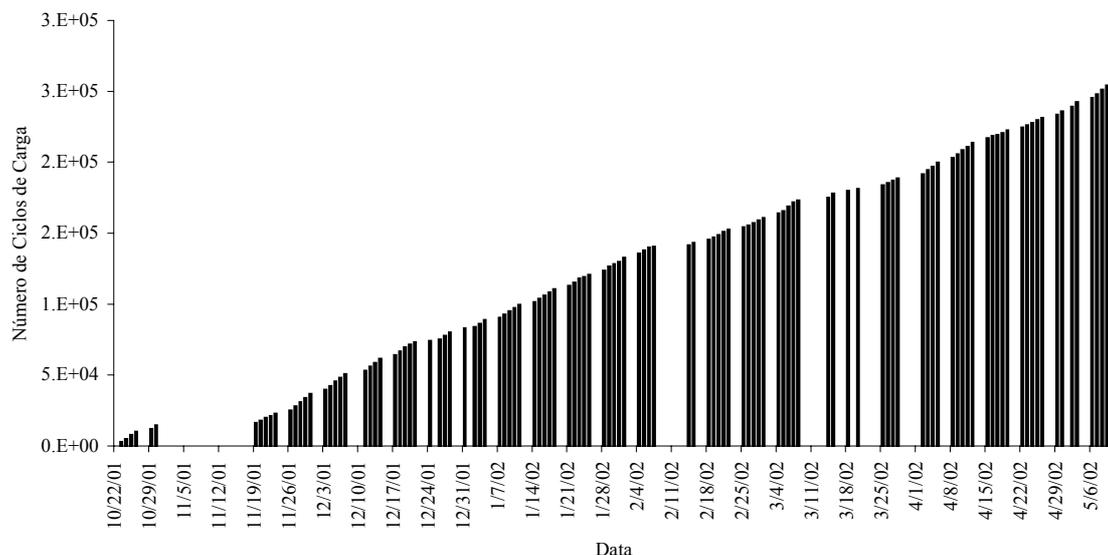


Figura 5.7: Histórico de carregamento aplicado com o simulador de tráfego na pista 4

O critério de ruptura estabelecido *a priori* e que determinou o encerramento dos ensaios com o simulador de tráfego nas pistas experimentais foi a ocorrência de treze milímetros de afundamentos em trilha de roda ou o registro de 50% de área com presença de trincas.

5.2.1 Distribuição transversal das cargas

Durante a operação, o simulador de tráfego permite um deslocamento transversal coordenado com o longitudinal, de modo a impedir a ocorrência de afundamentos em trilha de roda de forma canalizada. A largura de atuação do trem de carga foi de 0,8 metro, sendo utilizada a mesma configuração para todos os testes realizados. A distribuição transversal do carregamento aplicado está apresentada na Figura 5.8.

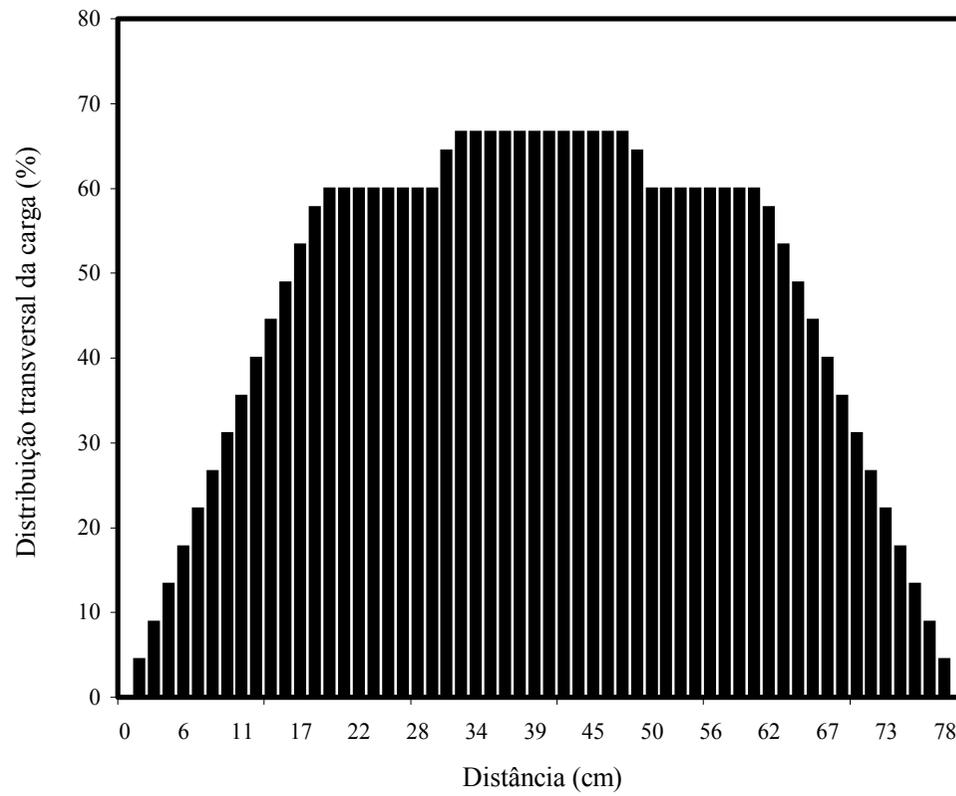


Figura 5.8: Distribuição transversal do carregamento

5.3 CÁLCULO DAS TENSÕES NO INTERIOR DAS CAMADAS DOS PAVIMENTOS

Alguns resultados obtidos através de leituras realizadas em células de carga instaladas na pista 1 sob diferentes níveis de cargas estão mostrados nas Figuras 5.9 e 5.10. O cálculo das tensões geradas pelas cargas do tráfego no interior das camadas do pavimento nesta pesquisa foi efetuado através da equação 5.1.

$$\sigma = \left(\frac{L_0 \times 1000 \times k}{g \times A_I \times 10} \right) \quad (5.1)$$

sendo:

σ = tensão medida (MPa);

L_0 = leitura (mV);

k = sensibilidade ($\mu\text{V}/\text{V}$);

g = ganho de amplificação;

A_I = voltagem de excitação (V).

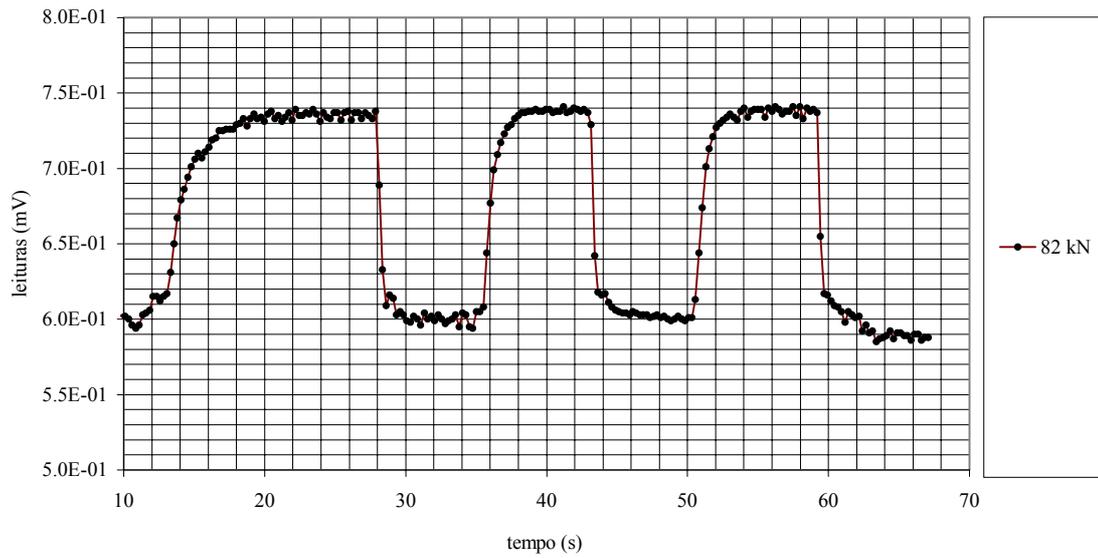


Figura 5.9: Forma típica da tensão vertical no subleito sob ciclos de carga e descarga

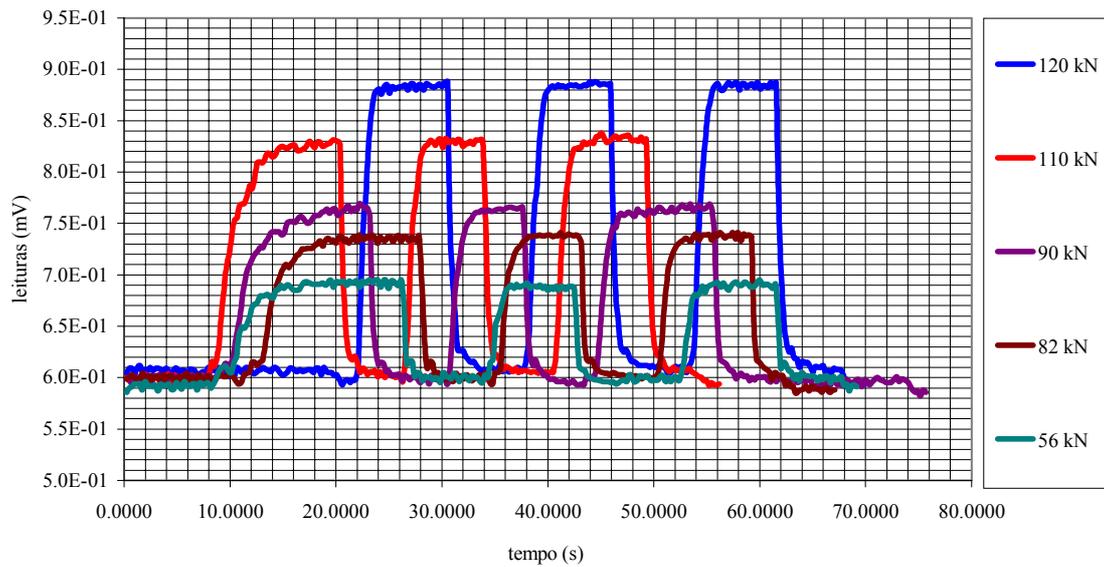


Figura 5.10: Efeito do nível de carga nas tensões medidas no subleito

5.4 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS

A configuração tipo roseta para a instalação de *strain gages* nas camadas asfálticas está apresentada na Figura 5.11. A proteção dos cabos durante o processo executivo do revestimento asfáltico, foi realizada através de uma manta de geotêxtil. O *gage factor* utilizado foi fornecido pelo fabricante (igual a 2,0). As deformações nas direções principais foram determinadas através das equações 5.2 a 5.4.

$$\varepsilon_1 = \left(\varepsilon_x + \varepsilon_y \right) \times \frac{1}{2} + \sqrt{\left(\varepsilon_x - \varepsilon_y \right)^2 + \gamma_{xy}^2} \times \frac{1}{2} \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_2 = \left(\varepsilon_x + \varepsilon_y \right) \times \frac{1}{2} - \sqrt{\left(\varepsilon_x - \varepsilon_y \right)^2 + \gamma_{xy}^2} \times \frac{1}{2} \quad (5.3)$$

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{\gamma_{xy}}{\left(\varepsilon_x - \varepsilon_y \right)} \quad (5.4)$$

sendo:

ε_x = deformação horizontal na direção x

ε_y = deformação horizontal na direção y

θ = ângulo formado entre o eixo principal e o eixo x

$\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{xy}$

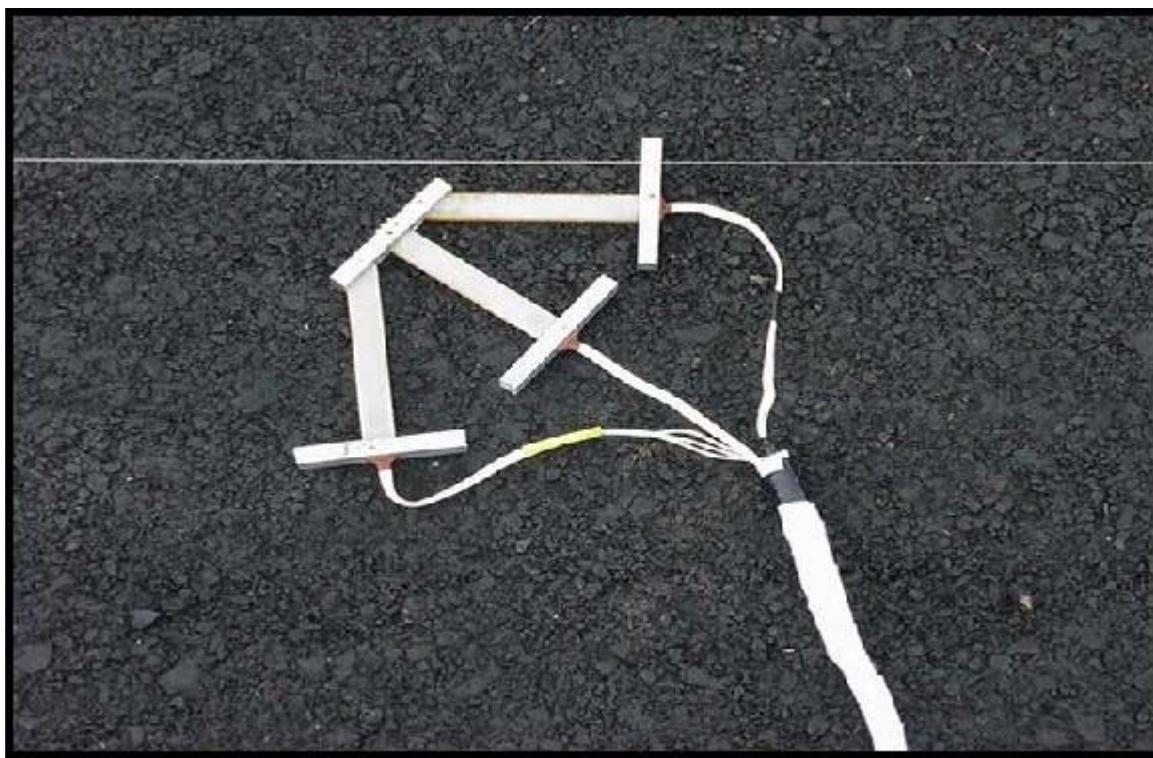


Figura 5.11: Configuração dos *strain gages* para registro das deformações horizontais no concreto asfáltico

5.5 TENSÕES VERTICAIS SOB CARREGAMENTO ESTÁTICO

Na fase inicial da aquisição de dados no campo foram realizados diversos testes para identificação dos procedimentos mais adequados para o monitoramento das respostas no interior das camadas do pavimento durante os ensaios com o simulador de tráfego.

A primeira tentativa para determinação da magnitude das tensões verticais sob carregamento estático foi realizada na pista 1 através da utilização de uma placa retangular de aço instalada sob o trem de cargas do simulador de tráfego. As dimensões da referida placa estão mostradas na representação esquemática da Figura 5.12. Para facilitar a distribuição das pressões transmitidas pelas cargas de roda foi utilizada uma camada fina de areia sob a placa de aço.

Os resultados obtidos em ensaios realizados estão apresentados na Tabela 5.3. Nestes, pode-se perceber que a placa de aço não permitiu uma distribuição uniforme das cargas de roda. Uma ilustração das tensões medidas está mostrada na Figura 5.13. Também, a rotina de aquisição de dados através deste procedimento ficou extremamente demorada. Sendo que a maior dificuldade encontrada se refere ao esforço necessário para manter o trem de cargas sobre a placa durante o registro das tensões. Em função dos aspectos relatados as leituras sob carga estática utilizando a placa de aço foram abandonadas ainda na fase de testes iniciais da coleta de dados.

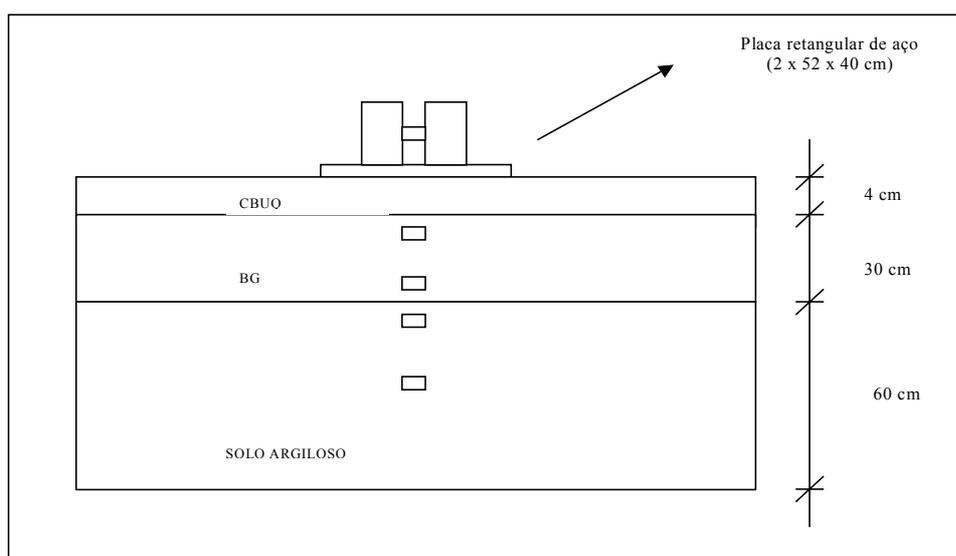


Figura 5.12: Aplicação de carga com trem de provas sobre uma placa de aço

Tabela 5.3: Leituras de tensões verticais sob carga estática (pista 1; N=17441)

Data	Pressão (MPa)	Carga(kN)	Distância (cm)	σ_{vBG} (kPa)	σ_{hBG} (kPa)	σ_{vBG} (kPa)	σ_{vSL} (kPa)	σ_{vSL} (kPa)
23/7/01	0,56	82	0	329,41	21,59	54,41	10,47	13,51
	0,56	82	10	331,60	14,72	26,26	9,90	13,98
	0,56	82	20	309,17	12,76	5,80	5,57	8,76
	0,56	82	30	213,13	12,56	1,08	1,94	3,31
	0,56	82	40	205,20	14,23	0,56	0,83	1,47
	0,56	82	50	168,81	14,23	1,19	1,32	2,41
	0,56	82	60	154,31	21,00	0,61	0,36	0,66
	0,56	82	70		16,49	0,97	0,20	0,24
	0,56	82	80		16,68			
	0,56	82	90		13,35			
	0,56	82	100		11,87			
	0,56	82	110		11,38			
	0,56	82	120		11,19			
23/7/01	0,56	90	0	352,94	24,83	101,05	15,22	21,63
	0,56	90	10	337,35	23,55	100,91	15,47	21,56
	0,56	90	20	314,64	15,70	7,80	5,93	9,79
	0,56	90	30	210,40	14,72	0,94	1,65	3,11
	0,56	90	40	161,70	15,70	0,94	0,86	1,57
	0,56	90	50	160,33	11,78	0,44	0,45	0,78
	0,56	90	60	154,58	18,25			
	0,56	90	70		17,86			
	0,56	90	80		15,11			
	0,56	90	90		13,93			
	0,56	90	100		12,95			
	0,56	90	110		11,87			
	0,56	90	120		11,38			
23/7/01	0,56	100	0	335,43	28,85	95,91	19,29	26,52
	0,56	100	10	355,68	29,44	48,25	14,00	20,36
	0,56	100	20	366,62	19,82	7,66	6,55	10,62
	0,56	100	30	222,98	18,65	0,92	1,63	2,89
	0,56	100	40	171,82	19,63	0,53	0,70	1,31
	0,56	100	50	162,52	15,01	0,33	0,58	1,00
	0,56	100	60	155,40	18,65	0,72	0,29	0,57
	0,56	100	70		18,15			
	0,56	100	80		15,60			
	0,56	100	90		14,23			
	0,56	100	100		13,15			
	0,56	100	110		11,97			
	0,56	100	120		11,19			

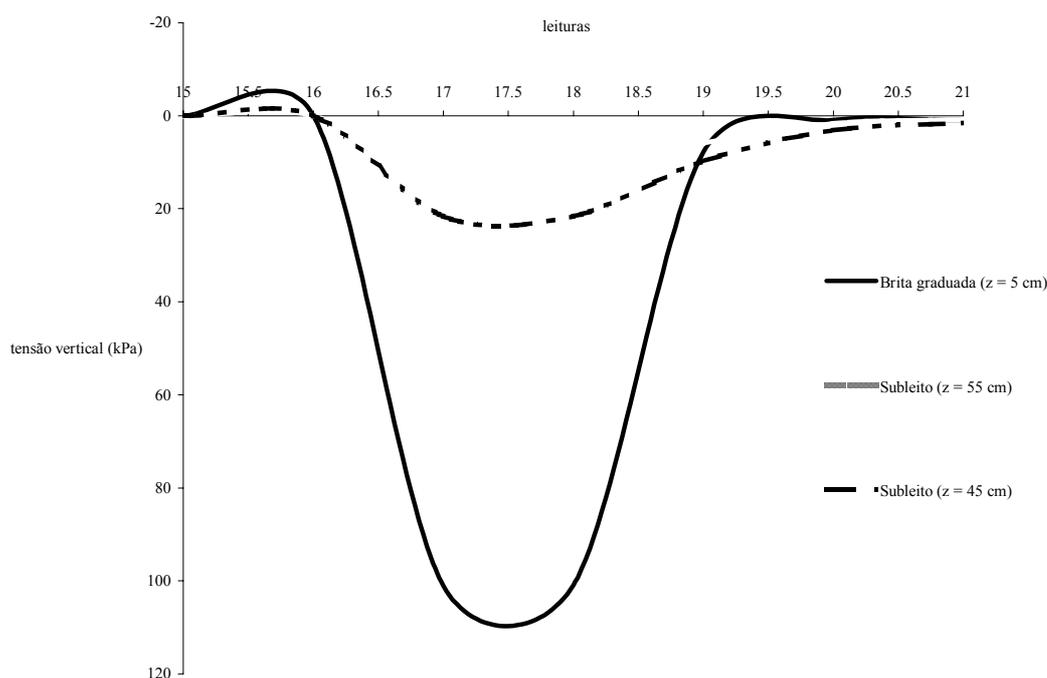


Figura 5.13: Leituras de tensões verticais na base granular e no subleito sob carga estática (pista 1; $N=17441$; $CAF = 1,0$)

Alguns resultados obtidos em ensaios realizados com os pneus do trem de cargas do simulador de tráfego aplicado diretamente sobre o revestimento asfáltico estão ilustrados na Figura 5.14. Os testes foram realizados variando-se a posição longitudinal do semi-eixo em relação à posição das células instaladas no interior do subleito (ciclos de cargas estáticos). Foram efetuadas leituras com as células C11-1, C11-3 e C11-4 instaladas durante a construção da pista 1 nas seguintes posições:

C11-1 = brita graduada ($z = 5$ cm);

C11-3 = solo argiloso do subleito ($z = 45$ cm);

C11-4 = solo argiloso do subleito ($z = 55$ cm).

A célula C11-2 que havia sido instalada na metade da camada de base não funcionou adequadamente.

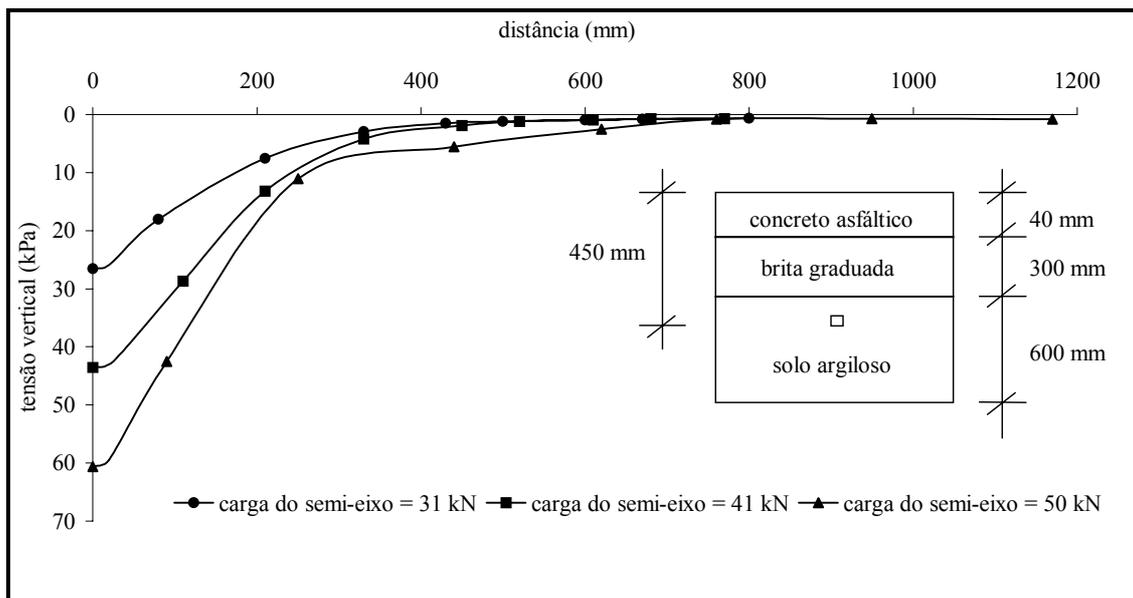


Figura 5.14: Efeito do nível de carga nas tensões verticais geradas no interior subleito (CAF =1,0)

Com base nos resultados obtidos nos testes iniciais realizados com a aplicação do trem de cargas diretamente sobre o revestimento asfáltico em termos de repetibilidade das leituras de tensões e da possibilidade da quantificação dos efeitos do nível de carga e da pressão de inflação dos pneus esta rotina foi adotada para realização dos testes sob carga estática. Os ensaios foram realizados da seguinte maneira:

- Leituras das células em diferentes épocas do período de ensaios com o simulador de tráfego;
- Leituras em diferentes pontos identificados na direção longitudinal em relação ao deslocamento do trem de cargas;
- Aplicação de diferentes níveis de carga e diferentes níveis de pressão de inflação dos pneus.

Os resultados registrados nos ensaios realizados sob cargas estáticas em diferentes períodos do monitoramento das seções experimentais estão apresentados no anexo 3 deste trabalho. Também, nas Figuras 5.15 a 5.24 estão ilustrados alguns registros de tensões efetuados no campo.

As tensões verticais medidas sob carga estática durante o período de degradação da pista 1 (Figura 5.15) apresentaram um nível de variação elevado. Principalmente, aquelas registradas

através de uma célula com capacidade de carga máxima de 1,0 MPa instalada na interface CBUQ/BG. Um aspecto interessante de ser observado é a diferença na magnitude das tensões medidas com este tipo de célula nas pistas 1 e 4 (Figuras 5.15 e 5.23). Como os valores registrados pelas células instaladas mais próximas da superfície são mais afetados pela posição da carga, uma das hipóteses para justificar as diferenças verificadas é, sem dúvida, a localização (transversal e longitudinal) do trem de provas no momento da coleta de dados. Pode-se, também, cogitar o efeito da superfície de contato célula-brita estabelecida em função do diâmetro dos grãos.

Os testes realizados com diferentes níveis de cargas apontam um acréscimo das tensões no subleito e na base granular com o aumento da magnitude do carregamento aplicado pelo trem de cargas do simulador de tráfego. Os resultados demonstrados na Figura 5.21 revelam uma excelente repetibilidade nos valores registrados para as tensões verticais medidas a uma profundidade de 45 cm na pista 4. Na Figura 5.24 estão demonstrados registros de tensões verticais sob carregamento estático e dinâmico obtidos em diferentes períodos dos testes com o simulador de tráfego na pista 4. O fato de não terem sido observadas diferenças significativas na magnitude das tensões registradas nestas situações para os diferentes modos de solicitação pode ser atribuído a baixa velocidade de deslocamento do simulador de tráfego UFRGS-DAER.

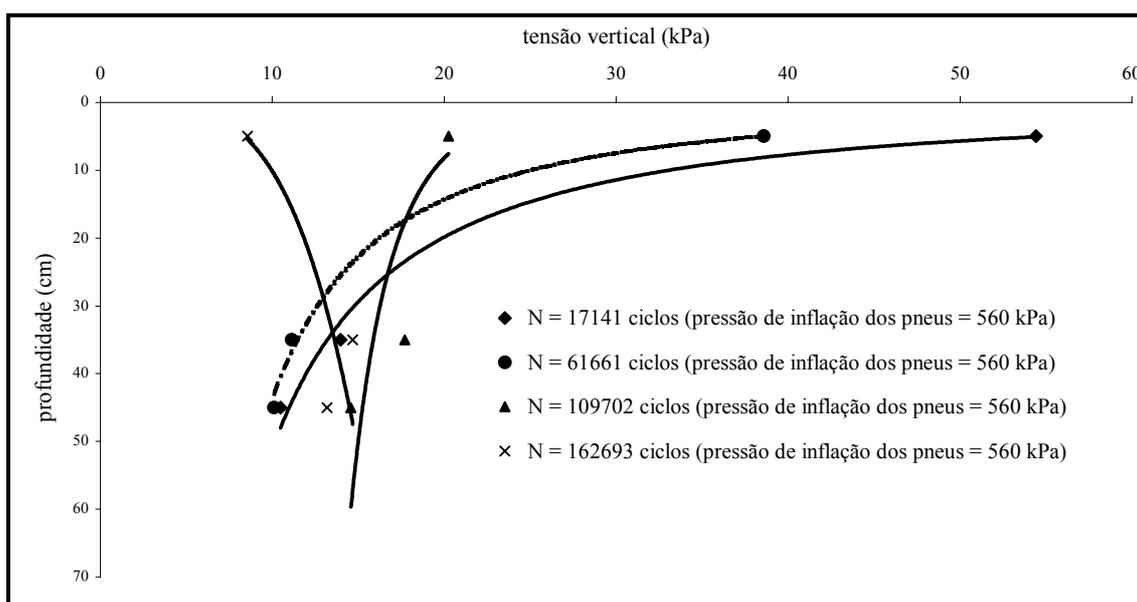


Figura 5.15: Leituras de tensões verticais na estrutura sob carga estática (pista 1; CAF = 1,0)

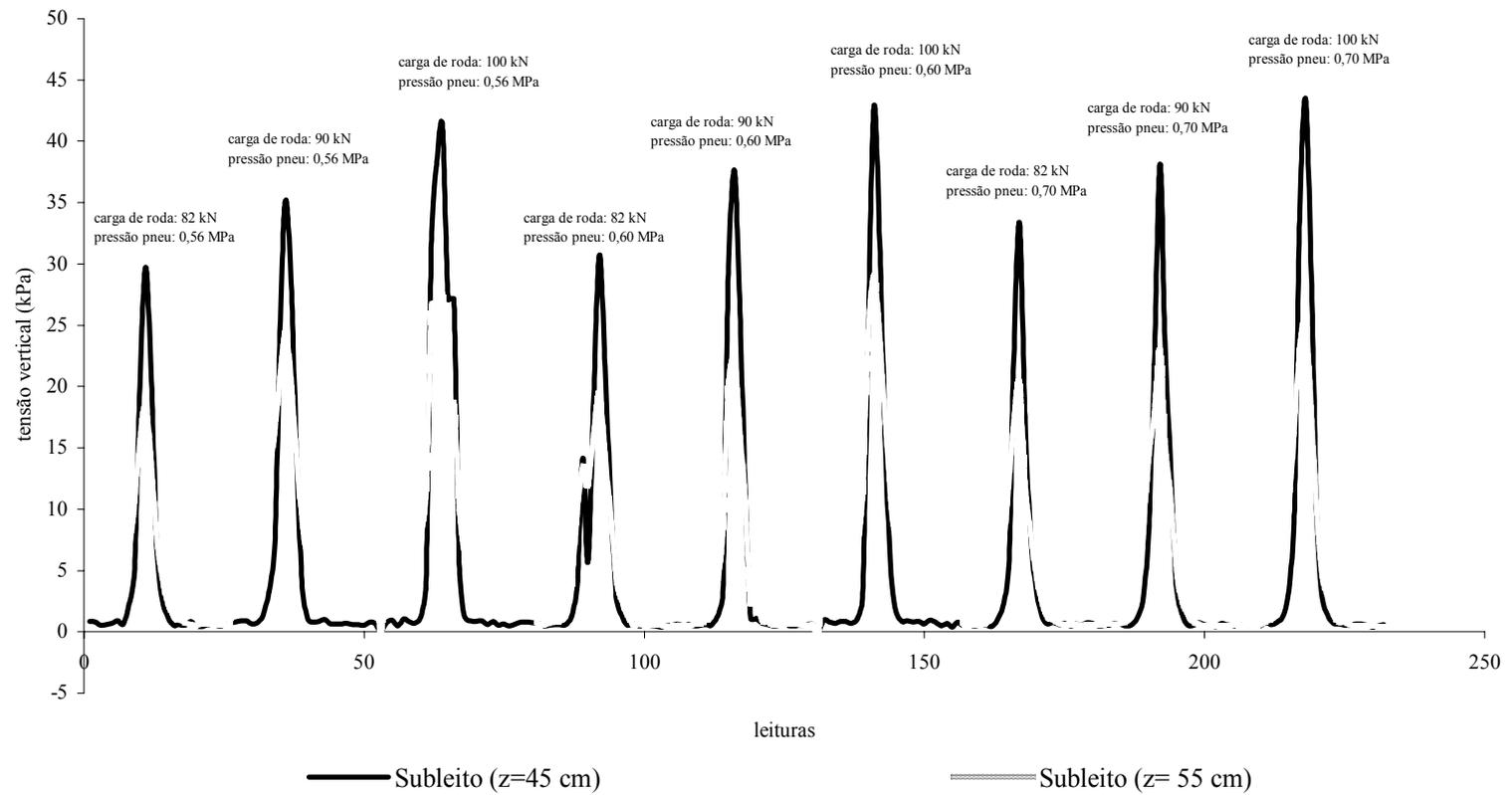


Figura 5.16: Leituras de tensões verticais no subleito sob carga estática (pista 4; $N=13.100$; $CAF = 1,0$)

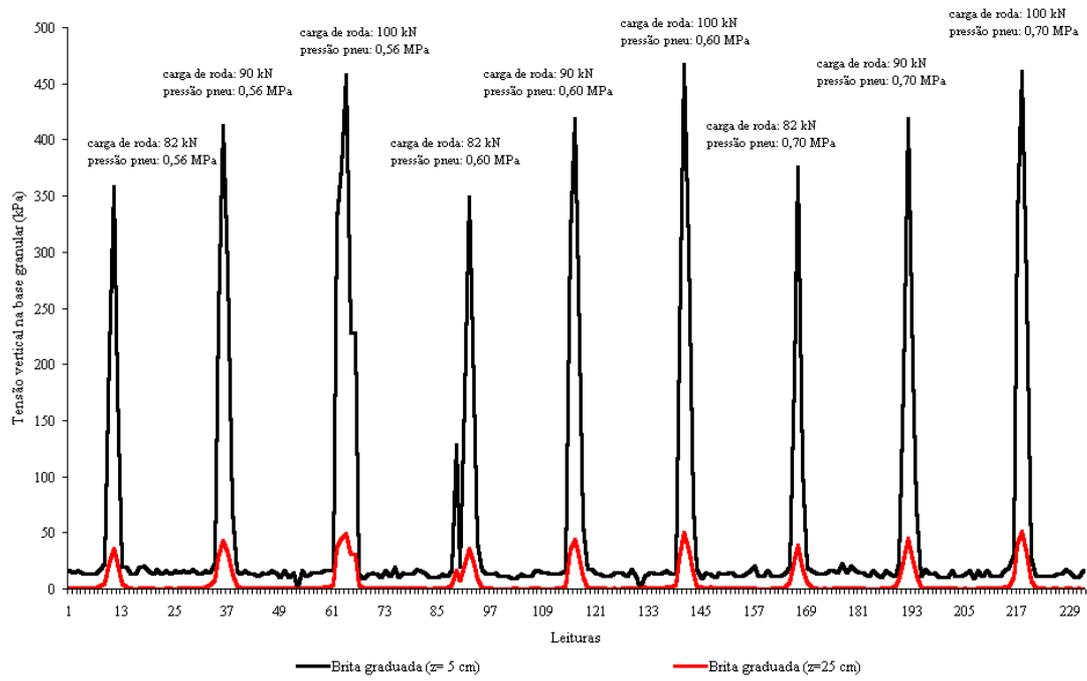


Figura 5.17: Leituras de tensões verticais na base granular sob carga estática (pista 4; N=13.100; CAF = 1,0)

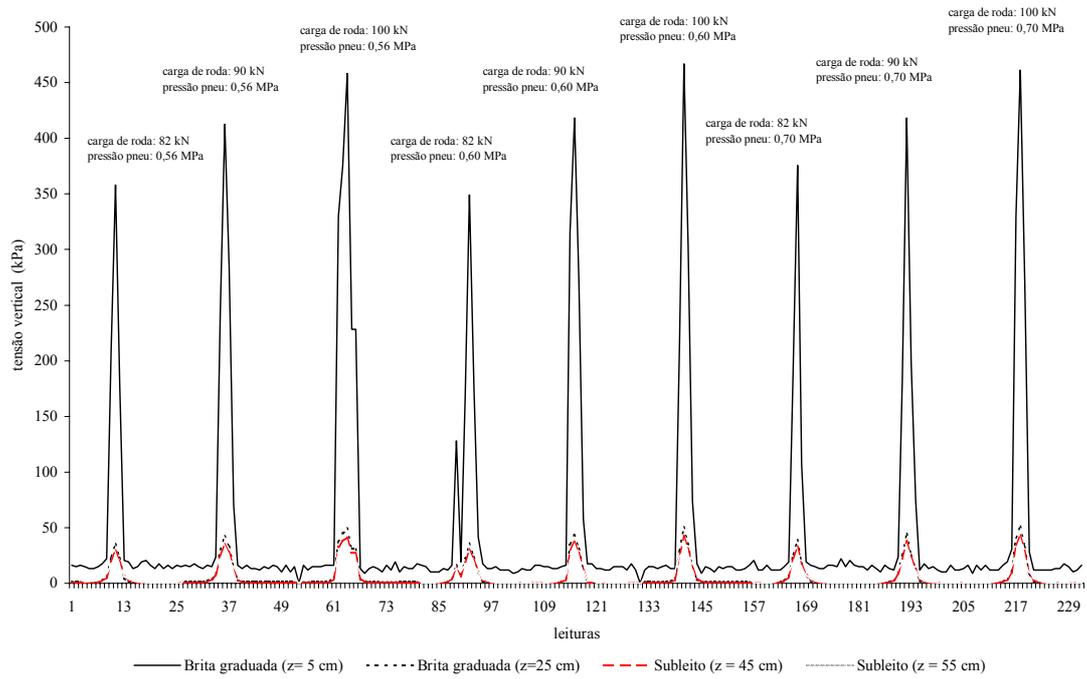


Figura 5.18: Leituras de tensões verticais na base granular e no subleito sob carga estática (pista 4; N=13.100; CAF = 1,0)

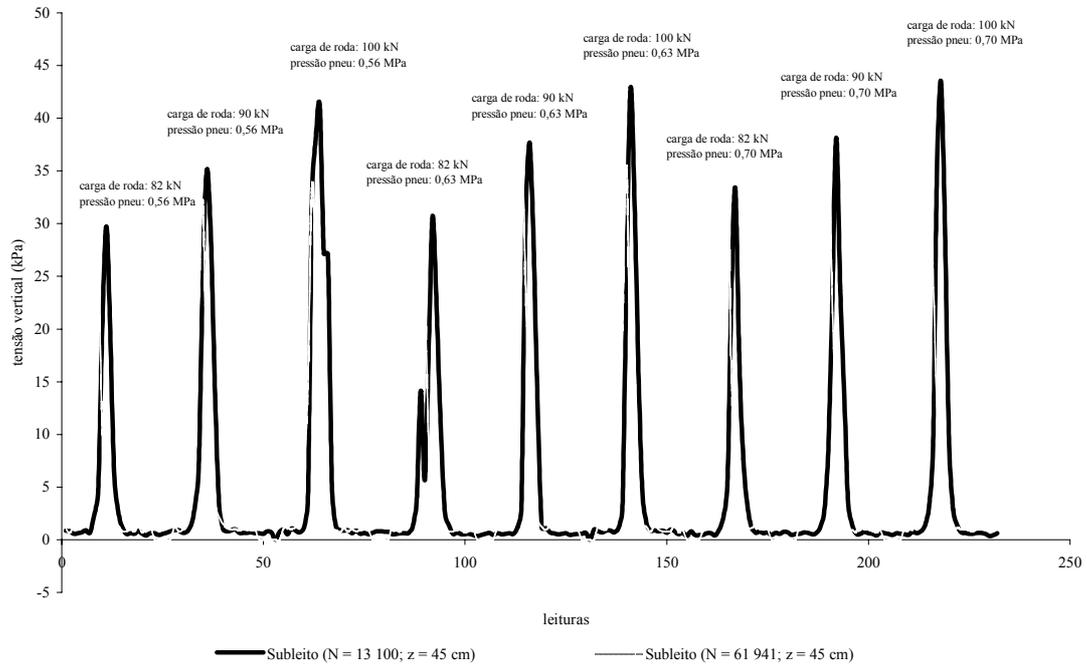


Figura 5.19: Leituras de tensões verticais no subleito sob carga estática (pista 4; CAF = 1,0)

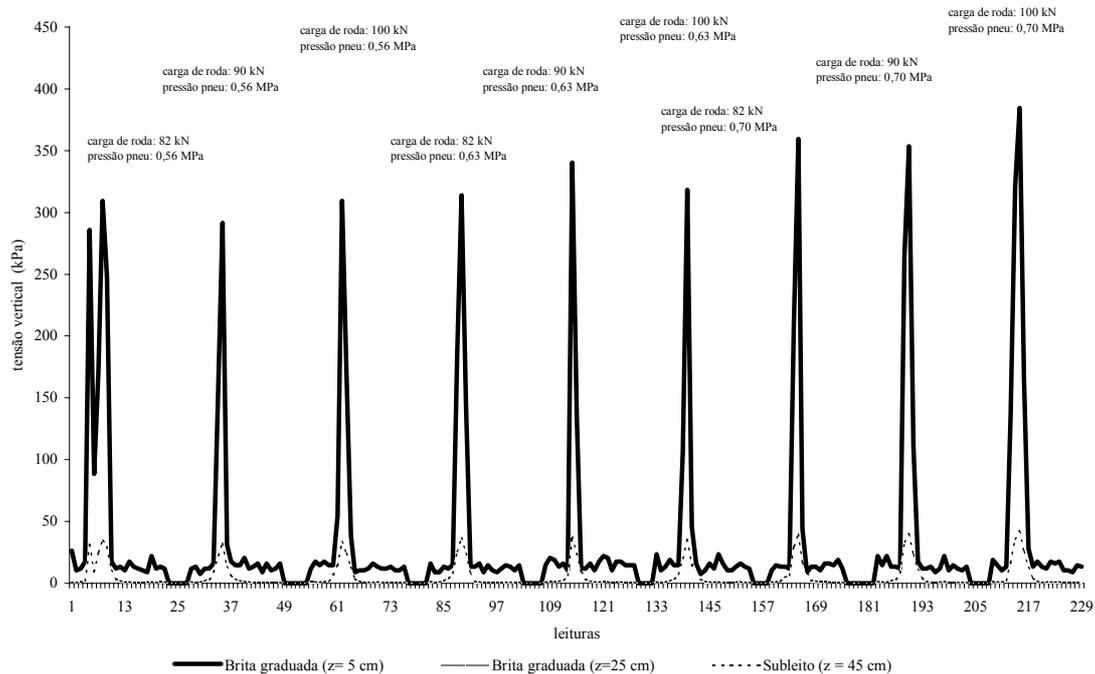


Figura 5.20: Leituras de tensões verticais na base granular e no subleito sob carga estática (pista 4; N=61.941; CAF = 1,0)

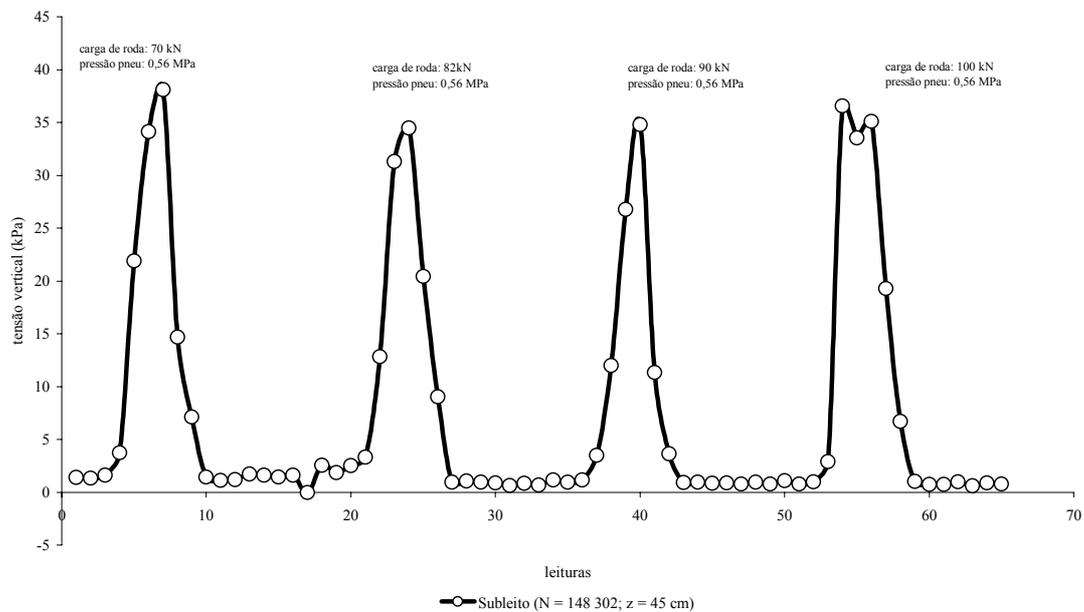


Figura 5.21: Leituras de tensões verticais no subleito sob carga estática (pista 4; CAF = 1,0)

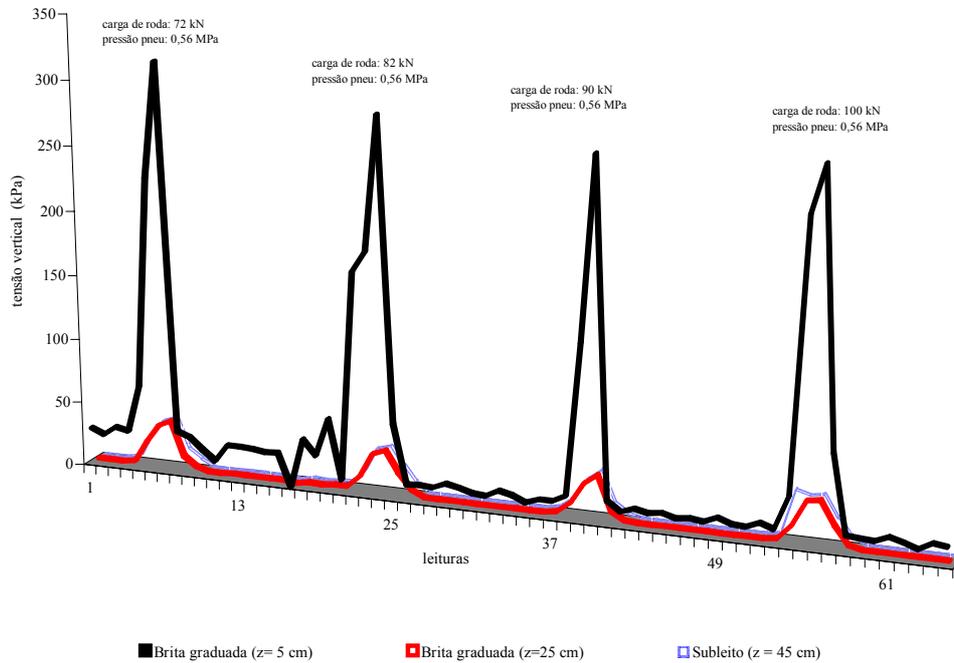


Figura 5.22: Leituras de tensões verticais na base granular e no subleito sob carga estática (pista 4; N=148.302; CAF = 1,0)

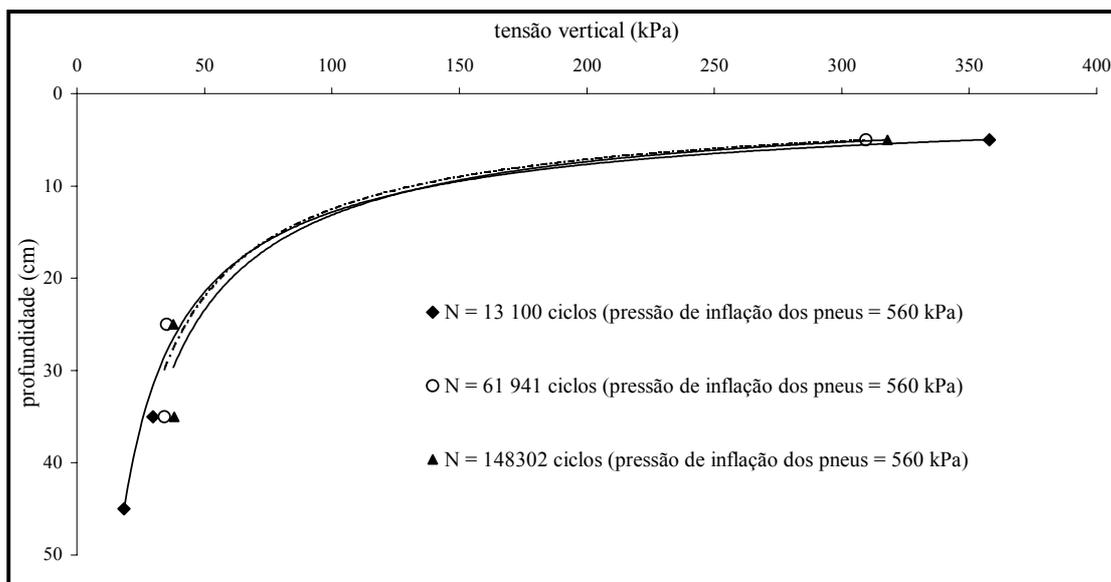


Figura 5.23: Leituras de tensões verticais no subleito sob carga estática (pista 4; CAF = 1,0)

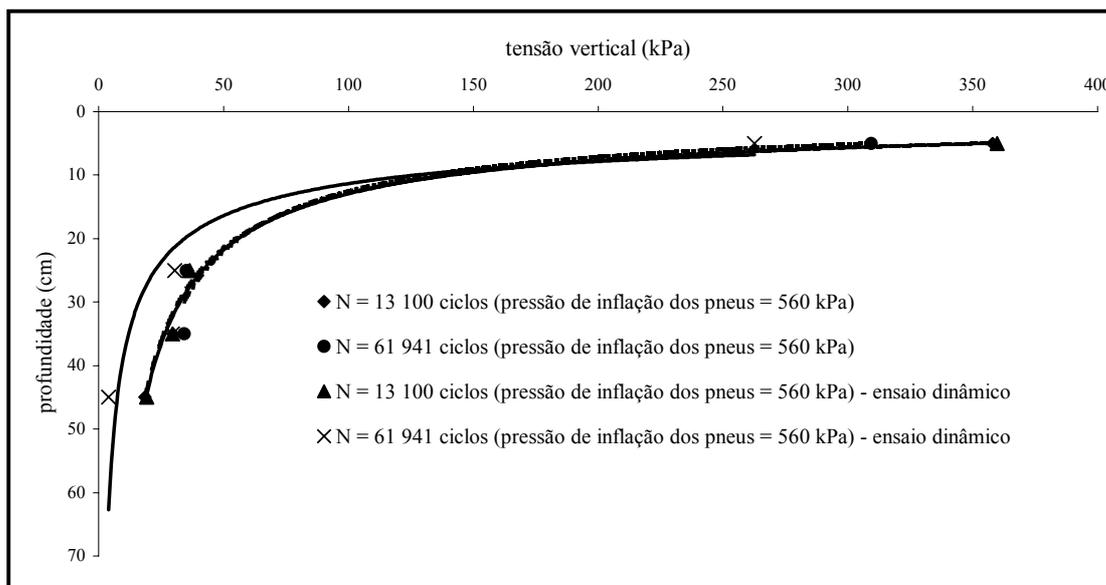


Figura 5.24: Leituras de tensões verticais no subleito sob carga estática (pista 4; CAF = 1,0)

5.6 TENSÕES VERTICAIS SOB CARREGAMENTO DINÂMICO

Resultados obtidos através de células instaladas na pista 1 estão apresentados nas Figuras 5.25 e 5.26. O carregamento foi imposto por um caminhão com a carga padrão de 82 kN. Os testes foram realizados no mesmo dia dos ensaios deflectométricos com o FWD (27/1200) e incluíram três passagens em cada ponto. A magnitude da tensão vertical medida no topo do subleito através da célula número 620740001 instalada para monitoramento das tensões geradas durante a compactação da brita graduada foi de 178 kPa. Já a tensão horizontal medida no topo do subleito

foi da ordem de 162 kPa. Em ambos os casos as tensões foram calculadas aplicando-se as constantes de calibração obtidas em fluido.

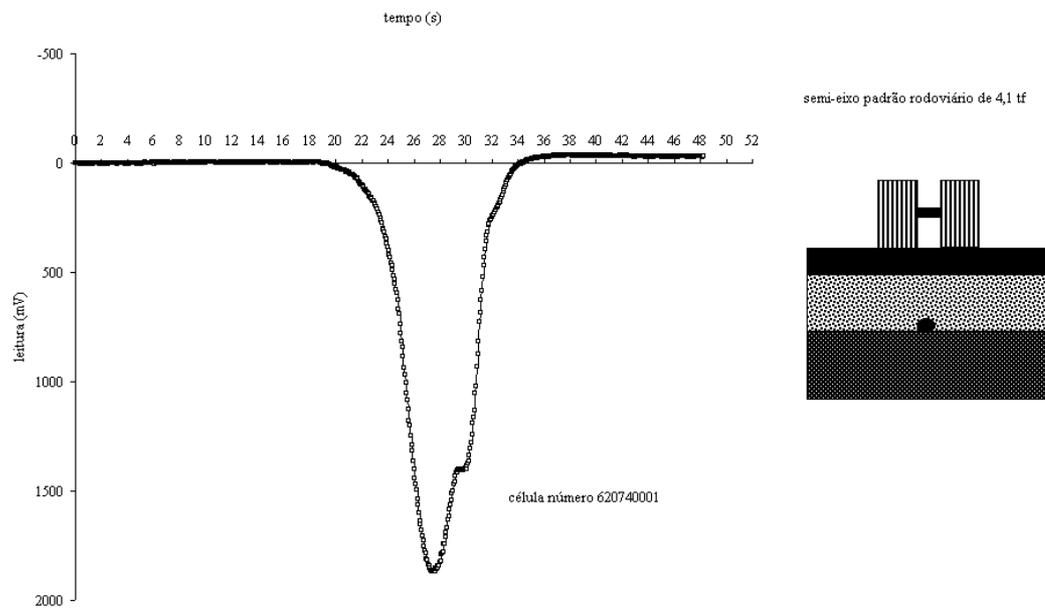


Figura 5.25: Tensão vertical medida na interface base/subleito
(ciclo 1)

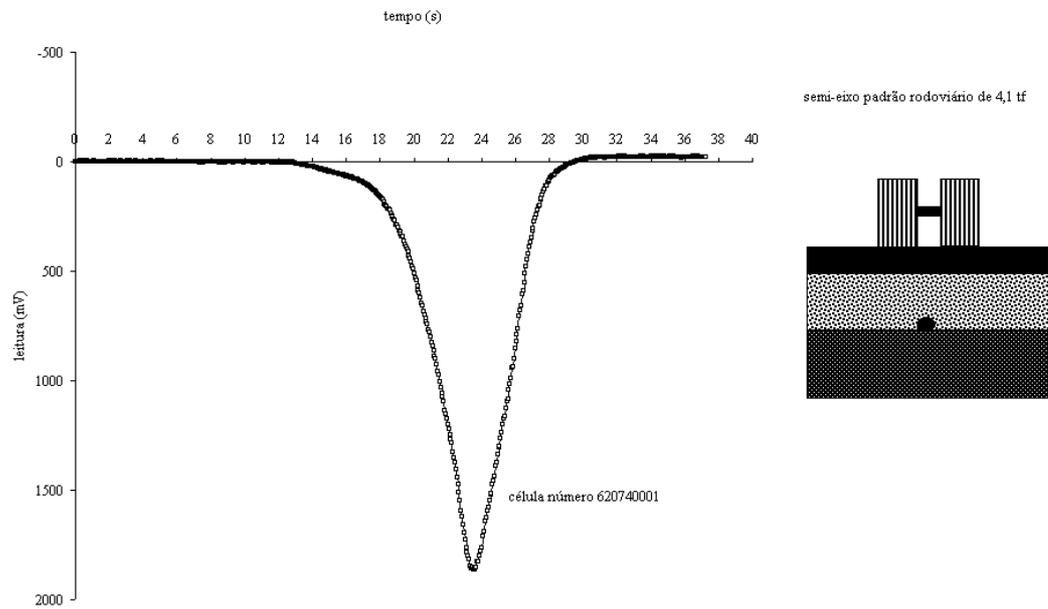


Figura 5.26: Tensão vertical medida na interface base/subleito
(ciclo 2)

Na Figura 5.27, está representada a forma típica do sinal correspondente ao pulso de tensão vertical medida no interior da camada granular de base que constitui as pistas experimentais quando da aplicação das cargas do trem de provas do simulador de tráfego. Nota-se que o pulso de tensão retorna ao valor inicial imediatamente após o descarregamento.

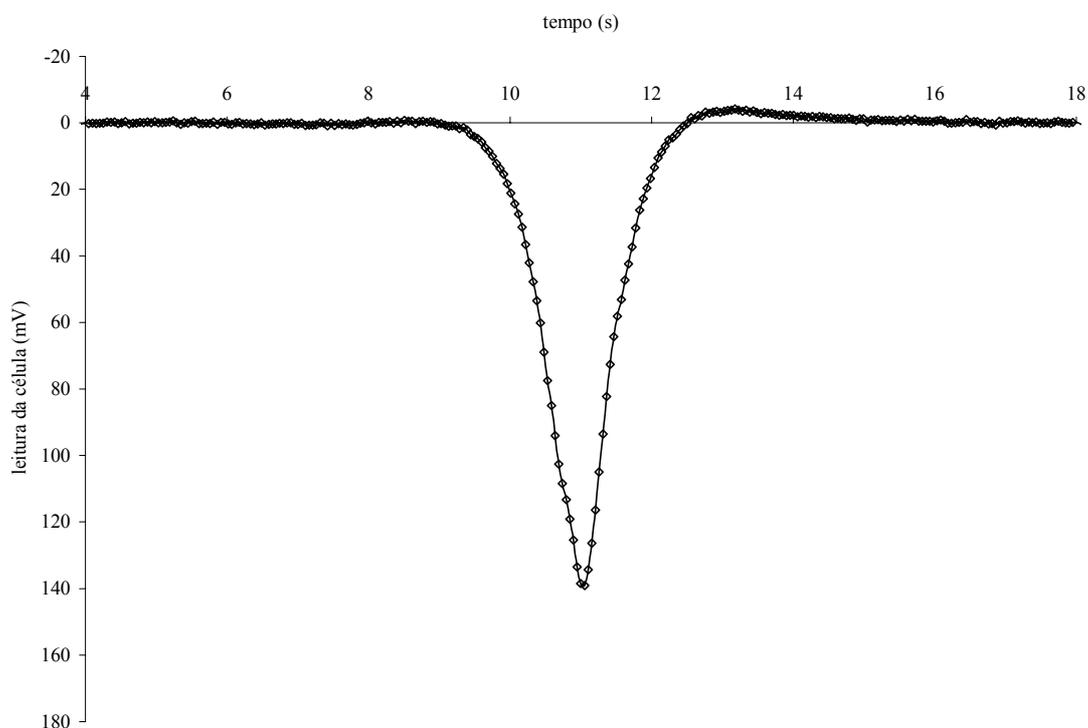


Figura 5.27: Forma típica do pulso de tensão (célula instalada na base granular)

Resultados obtidos através das leituras de tensões no interior das seções experimentais sob a ação das cargas do trem de cargas do simulador de tráfego estão ilustrados nas Figuras 5.28 a 5.35. Nos testes iniciais realizados com o simulador de tráfego, foi investigado o efeito da posição do carregamento aplicado nas tensões verticais determinadas ao longo da profundidade do pavimento. Os resultados obtidos nos testes realizados para investigação do efeito da posição transversal do trem de carga do simulador de tráfego estão ilustrados na Figura 5.28. Nesta, percebe-se uma maior variação nas tensões medidas no interior da camada granular de brita graduada em relação àquelas registradas no solo de subleito. As tensões verticais medidas no interior do subleito ao longo do período de ensaios com o simulador de tráfego nas pistas 1 e 4 estão apresentadas nas Figuras 5.29 a 5.32.

O fato da célula C11-4, instalada a uma profundidade maior na pista 1 ter registrado valores de tensão vertical maior do que a célula C11-3, instalada numa profundidade menor, em determinados testes, deve-se, provavelmente, as condições de contato existente entre o solo e a

face ativa nas redondezas das células. Pode-se cogitar, ainda, a possibilidade de ter ocorrido algum efeito da posição do trem de cargas no momento das leituras.

Pesquisadores do Icelandic Building Research Institute (IBRI) em estudos realizados recentemente com o HVS na Suécia registraram valores maiores de tensões verticais a profundidades maiores. Na referida pesquisa foram utilizadas células de pressão desenvolvidas na Universidade de Nottingham. A carga aplicada foi de 60 kN e a pressão de inflação dos pneus de 500 kPa. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 5.4. Conforme relatos de pesquisadores da África do Sul os distúrbios observados nas redondezas das células de pressão (falta de contato apropriado entre a célula e o solo), em pesquisas realizadas no final da década de 70 e início dos anos 80, foi um dos fatores que influenciou de maneira decisiva o desenvolvimento e a adoção do MDD como principal instrumento para auxílio a interpretação do desempenho de seções de pavimentos ensaiadas com o HVS.

Tabela 5.4: Tensões registradas ao longo da profundidade do pavimento¹³

Profundidade (mm)	Tensão vertical (kPa)	Camada
42	250 – 300	Base
112	350 – 400	Base

¹³ Relato apresentado ao grupo de discussão acerca de ensaios acelerados na internet (Pave-Test) no mês de setembro de 2002.

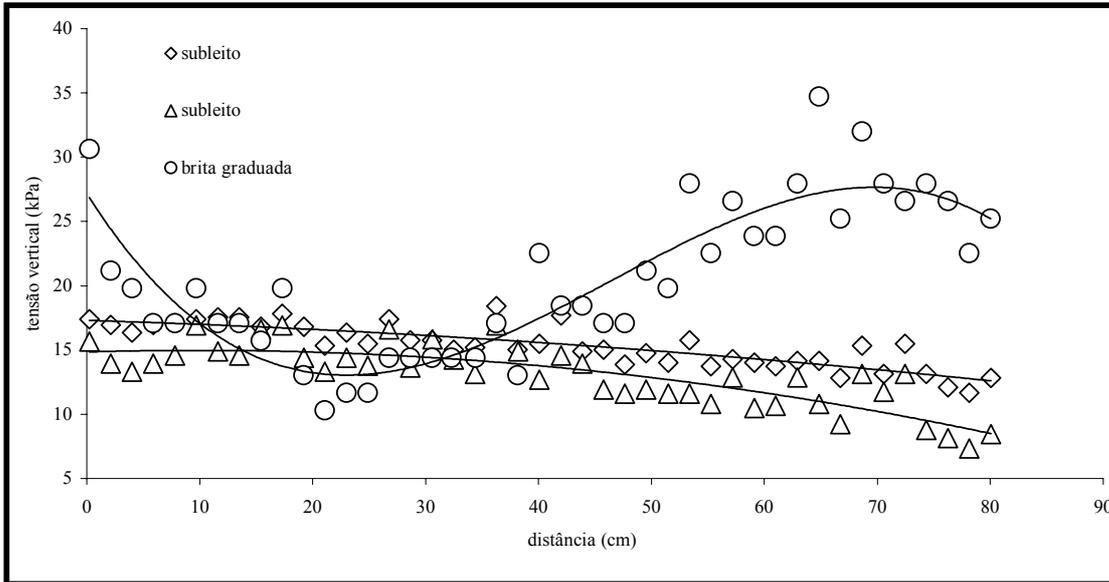


Figura 5.28: Efeito da posição do trem de cargas nas tensões medidas ao longo da profundidade do pavimento (SBS; CAF = 1,0)

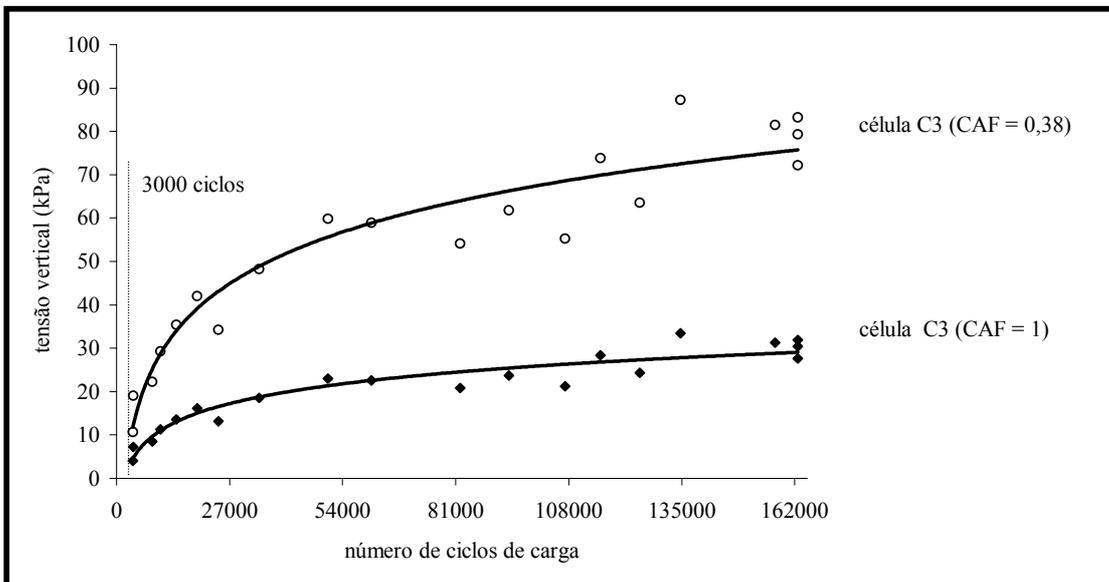


Figura 5.29: Variação da tensão vertical medida no subleito com o número de repetições de carga ($z = 450$ mm)

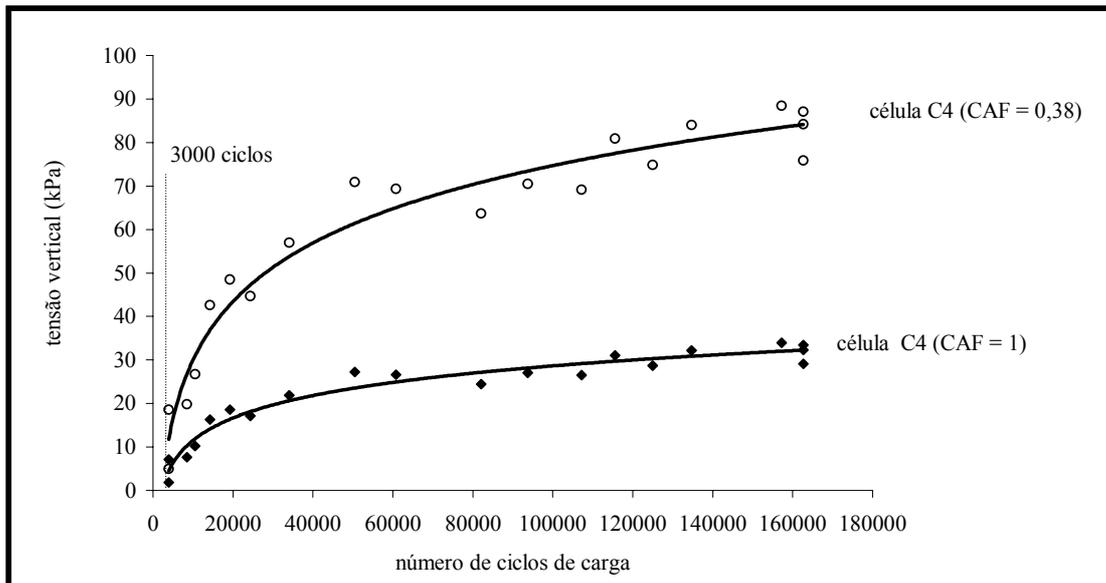


Figura 5.30: Variação da tensão vertical medida no subleito com o número de repetições de carga ($z = 550$ mm)

Os registros de tensão vertical realizados no subleito durante os ensaios com o simulador de tráfego na pista 1 podem ser representados por uma relação da forma: $\sigma_v = C_1 \ln(N) - C_2$. Os valores dos coeficientes C_1 e C_2 obtidos a diferentes profundidades estão apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5: Coeficientes de ajuste C_1 e C_2

Profundidade (mm)	C_1	C_2	R^2
450	17,178	130,38	0,92
550	19,422	148,92	0,95

Na Figura 5.31, estão apresentadas algumas leituras de tensões verticais realizadas sob diferentes níveis de cargas na pista 1. As leituras de tensões verticais ao longo da profundidade das estruturas registradas no período de testes com o simulador de tráfego estão representadas nas Figuras 5.32 a 5.35.

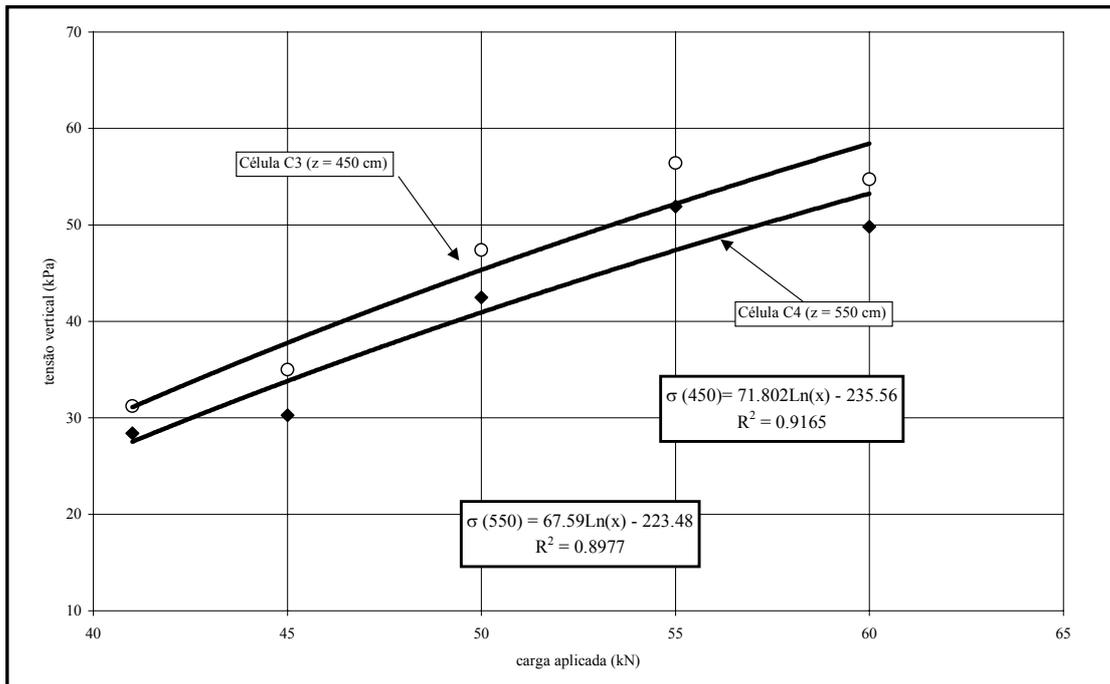


Figura 5.31: Tensões verticais medidas no subleito sob diferentes níveis de carga (pista 1; N = 47.000)

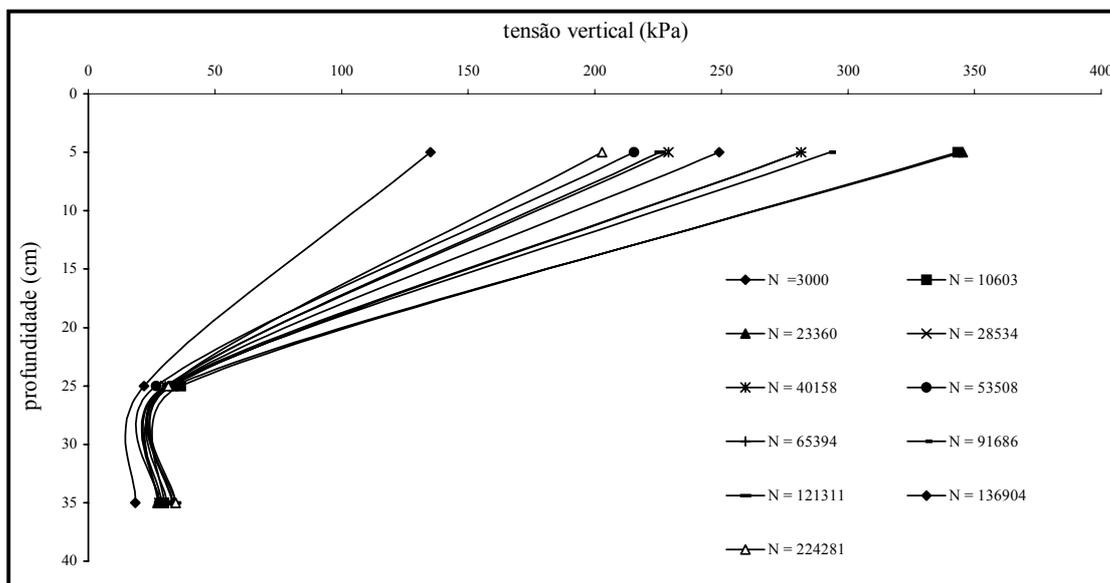


Figura 5.32: Tensões verticais em diferentes profundidades (pista 4; CAF = 1,0)

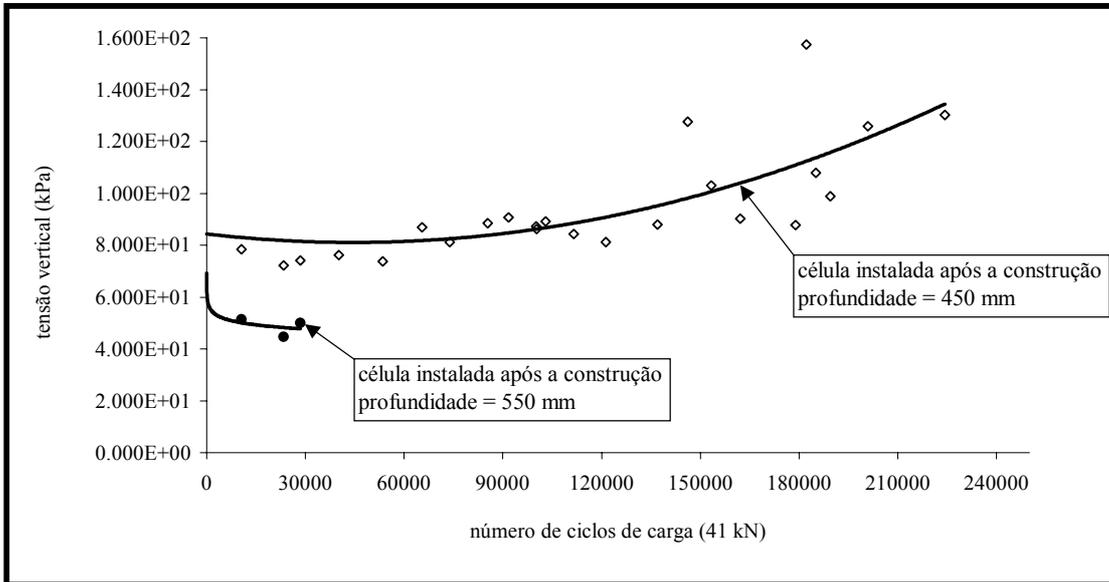


Figura 5.33: Tensões verticais medidas no subleito da pista 4

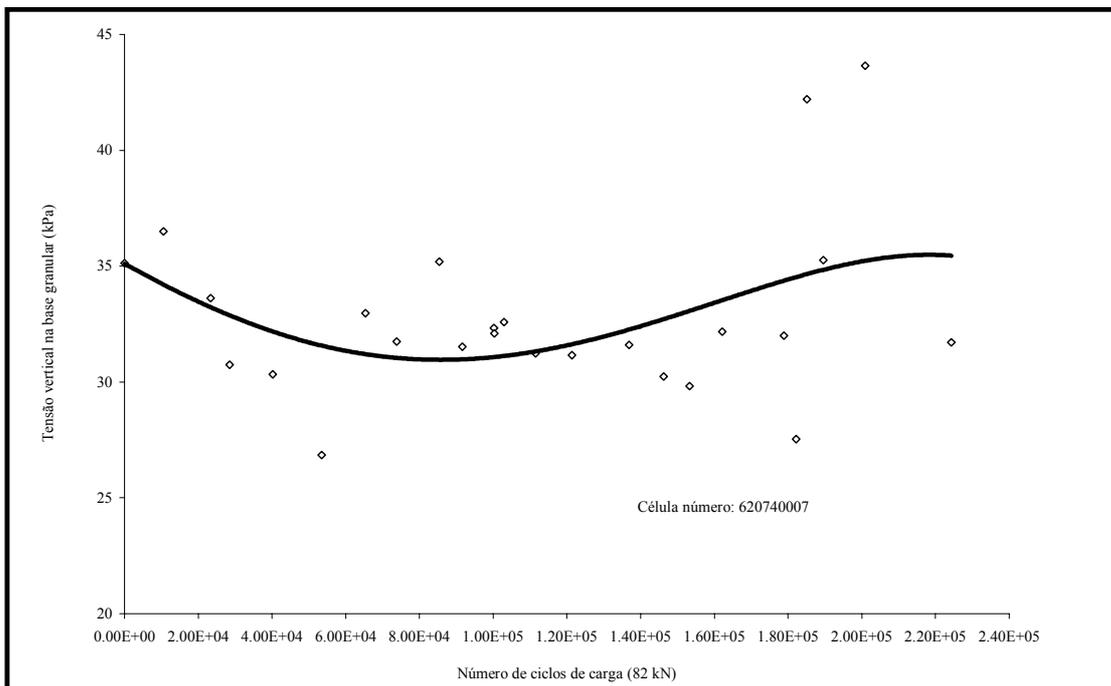


Figura 5.34: Tensões verticais medidas na base granular (pista 4 dinâmico; z = 20 cm)

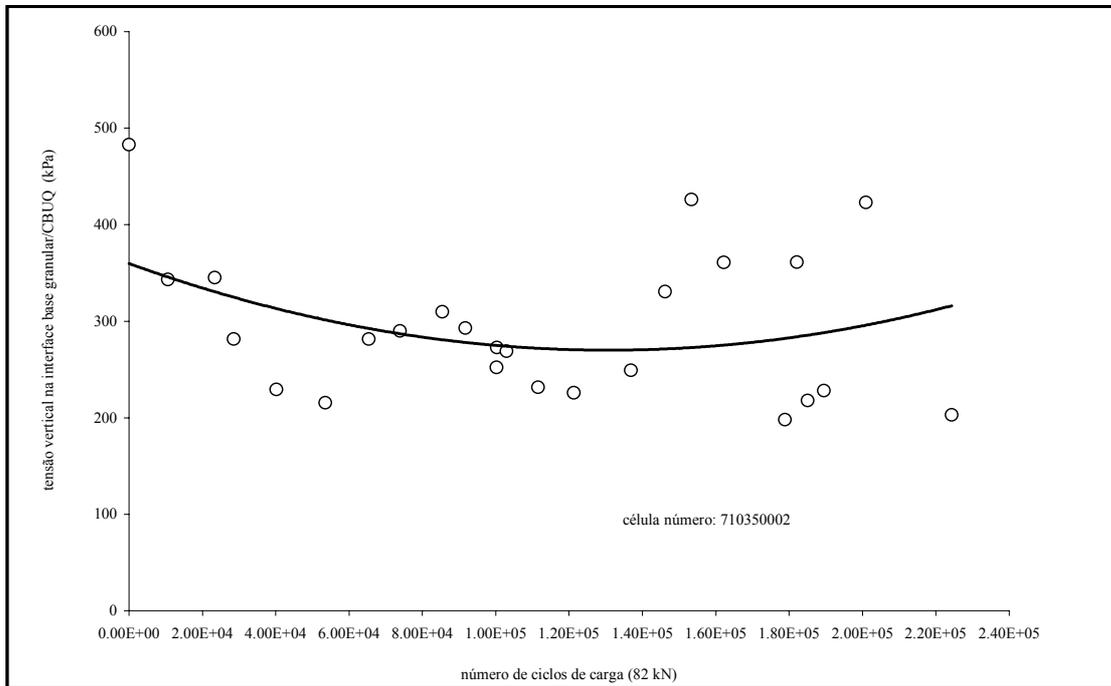


Figura 5.35: Tensões verticais medidas na interface base granular/CBUQ (pista 4 dinâmico)

5.7 TENSÕES HORIZONTAIS SOB CARREGAMENTO DINÂMICO

As tensões horizontais devidas às cargas do tráfego medidas na direção longitudinal em relação ao sentido de deslocamento do trem de cargas do simulador de tráfego na interface base/subleito podem ser representadas através da equação 5.5 (coeficiente de correlação igual a 0,78). Os resultados obtidos nas medições realizadas estão apresentados na Figura 5.36.

$$\sigma_h = 1.5568 \times e^{3E-06 \times N} \quad (5.5)$$

sendo:

σ_h = tensão horizontal na interface base/subleito

N = número de repetições de carga do semi-eixo padrão rodoviário (41 kN)

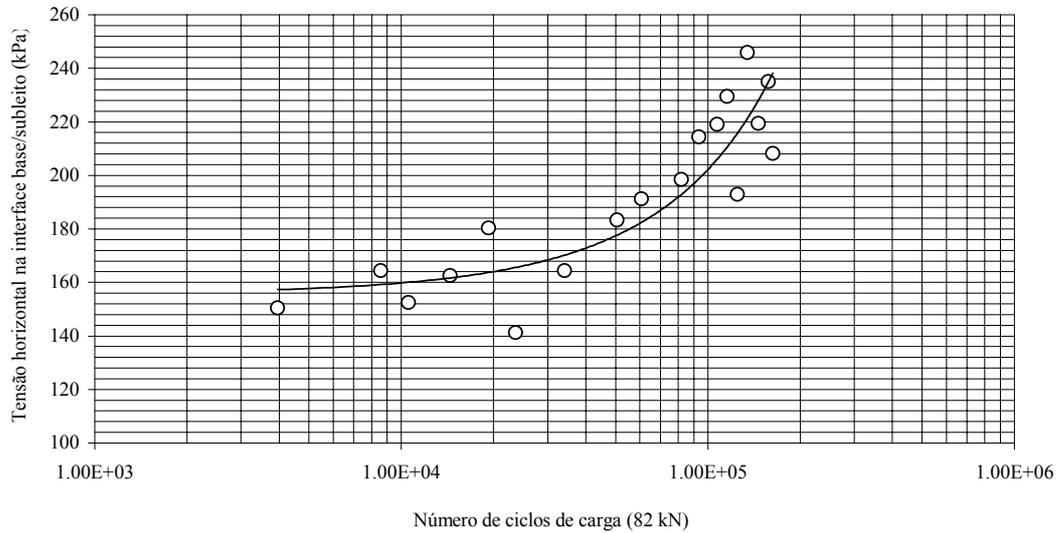


Figura 5.36: Evolução das tensões horizontais na interface base/subleito (pista 1; CAF = 1,0)

Nas análises efetuadas não foi considerado o efeito introduzido pelo dispositivo metálico de instalação da célula no campo. Nas investigações feitas nas pistas experimentais através de poços abertos após os testes com o simulador de tráfego verificou-se que os dispositivos utilizados asseguraram a verticalidade e o posicionamento original das células. Um caminho para quantificar o efeito da redistribuição das tensões nas proximidades da célula em função da presença dos dispositivos de aço é a realização de análises numéricas que possibilitem comparar os valores medidos com aqueles que deveriam ser registrados caso os instrumentos estivessem ausentes.

5.8 DEFORMAÇÕES VERTICAIS NO SUBLEITO SOB CARREGAMENTO ESTÁTICO

Nesta pesquisa, durante o período de desenvolvimento dos ensaios de campo, foram realizados diversos testes no sentido de identificar a magnitude das deformações verticais geradas no subleito dos pavimentos das pistas experimentais quando da aplicação das cargas do tráfego.

Os *strain gages* utilizados para determinação das deformações verticais no interior do subleito das pistas experimentais foram instalados antes da execução das camadas granulares de brita graduada. Foram instalados quatro *strain gages* em cada pista. Na pista experimental, cujo revestimento asfáltico é constituído por uma mistura do tipo convencional, além dos sensores instalados na fase de construção dos pavimentos, também foi instalado um *strain gage* após a pista executada através de um furo aberto ao longo da profundidade do pavimento. Informações acerca dos medidores de deformação vertical estão apresentadas na Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Identificação dos medidores de deformação vertical

denominação	Pista	Profundidade (cm)	Fase de instalação ¹⁴
P1S1	1	45	C
P1S2	1	40	C
P4S1	2	45	C
P4S2	2	40	C
P4S3	2	40	AE

Os resultados registrados quando da aplicação de diferentes níveis de cargas e variando-se a pressão de inflação dos pneus estão mostrados no anexo 3 desta tese. Tais respostas foram registradas através de *strain gages* instalados no subleito na época da construção dos pavimentos experimentais. A maior dificuldade para determinação das deformações verticais deve-se à identificação da posição longitudinal exata do trem de cargas no momento de registro das respostas. Para facilitar a localização do carregamento neste tipo de teste, de maneira ideal,

¹⁴ C = *strain gage* instalado na fase de construção

AE = *strain gage* instalado após o pavimento executado

deveria ser utilizado um sistema de posicionamento automático. Estão ilustrados alguns resultados obtidos em ensaios realizados com diferentes níveis de cargas nas Figuras 5.37 a 5.43.

As deformações verticais demonstradas na Figura 5.37 revelam um aumento na sua magnitude com o acréscimo do carregamento aplicado na superfície. Nos ensaios realizados neste trabalho envolvendo a aplicação de diferentes níveis de cargas observou-se em alguns testes uma redução na magnitude das deformações para níveis de carga acima de 120 kN. Tal fato pode ser decorrente de dificuldades do sistema hidráulico de aplicação de cargas do trem de provas do simulador de tráfego em manter níveis mais altos de carregamento.

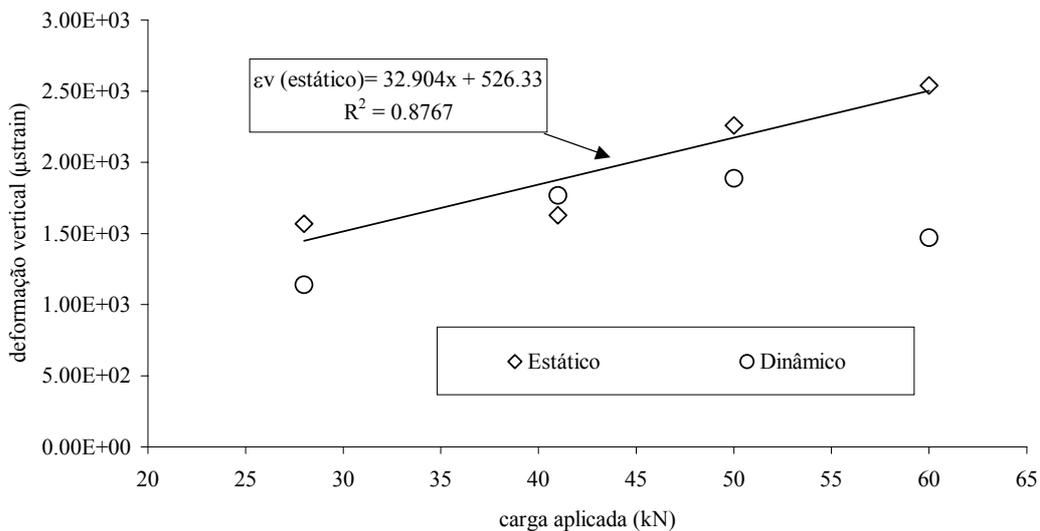


Figura 5.37: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=61661)

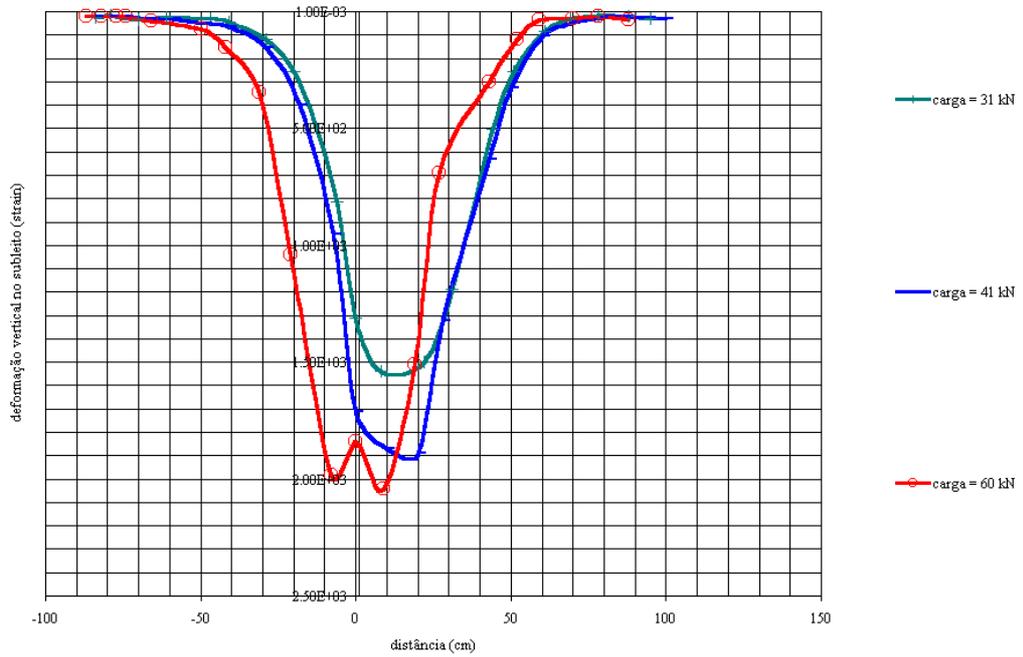


Figura 5.38: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=61661)

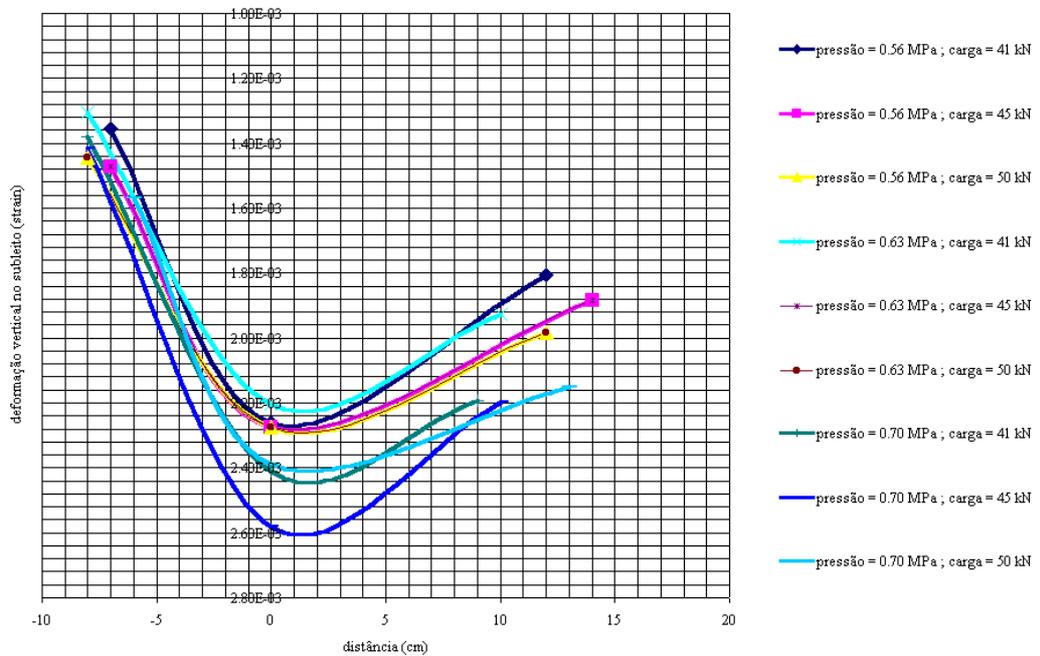


Figura 5.39: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=162693)

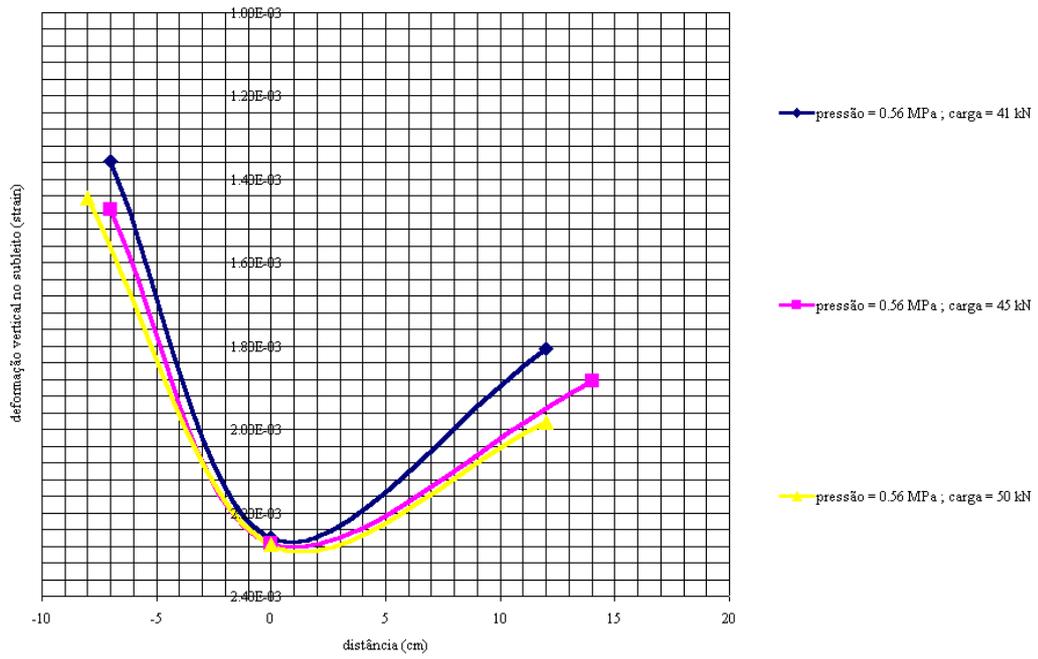


Figura 5.40: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=162693)

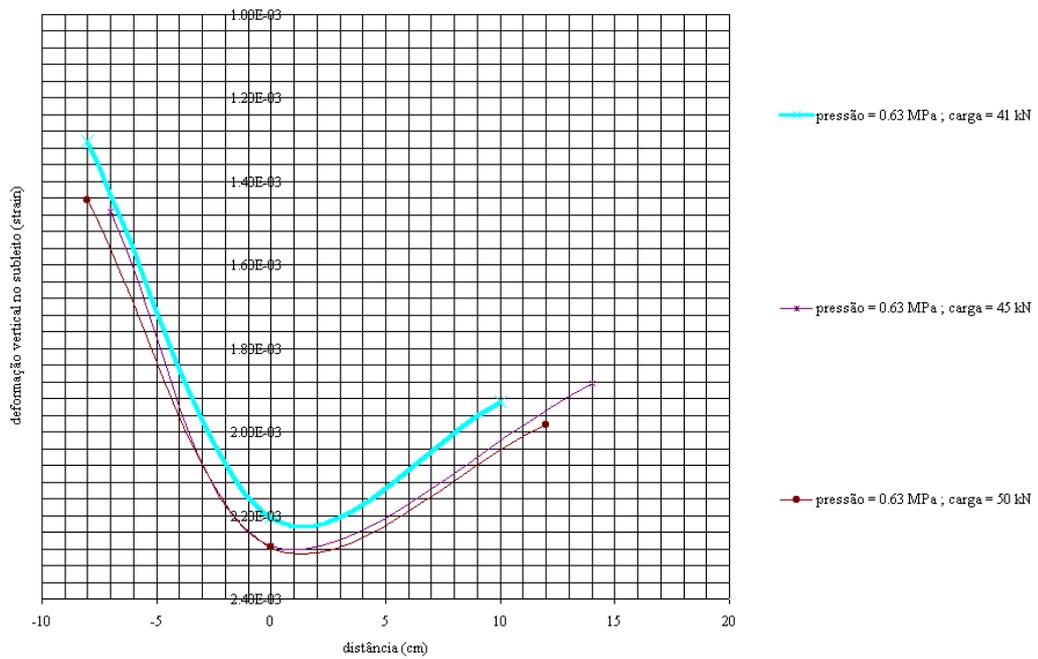


Figura 5.41: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=162693)

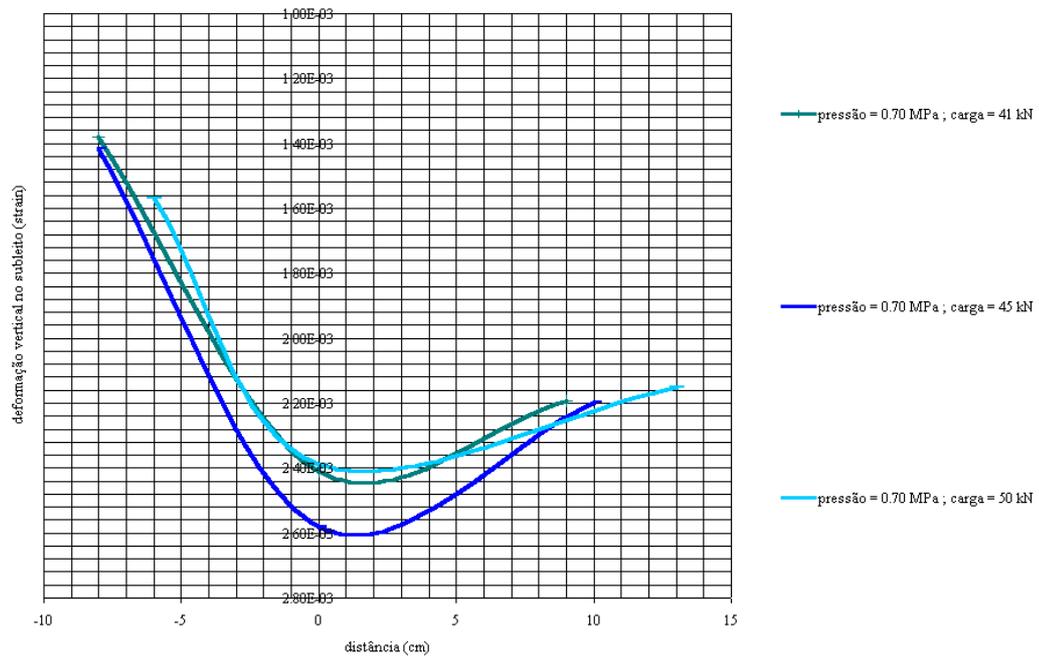


Figura 5.42: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=162693)

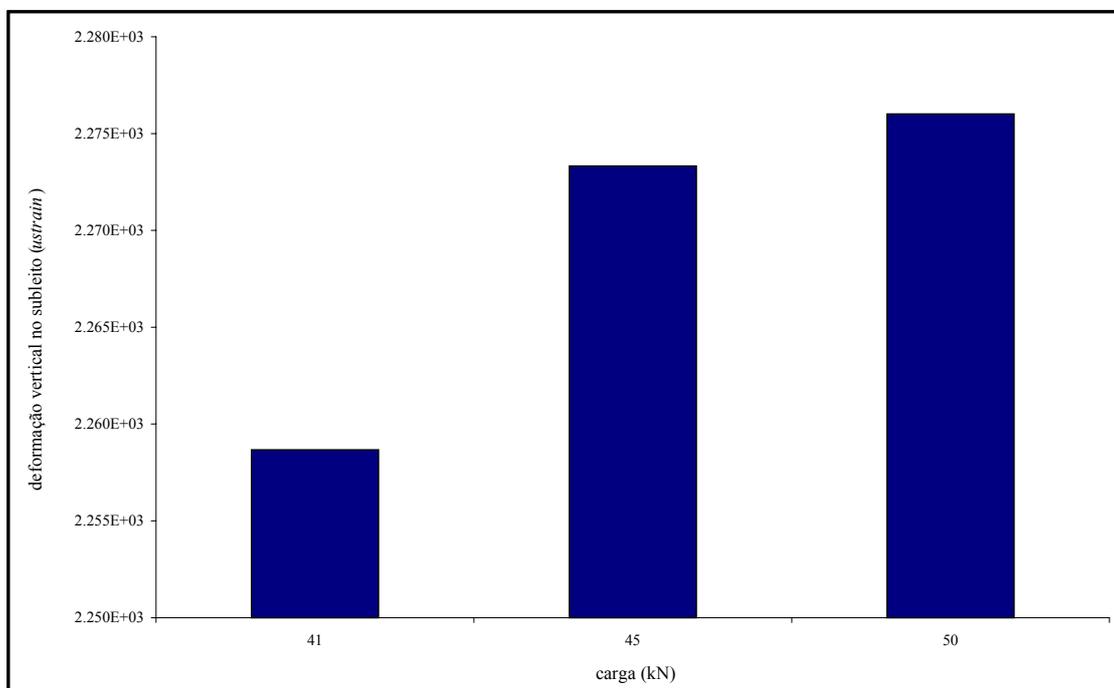


Figura 5.43: Deformações verticais no subleito (pista 1; N=162.693)

5.9 DEFORMAÇÕES VERTICAIS NO SUBLEITO SOB CARREGAMENTO DINÂMICO

As respostas de um pavimento flexível quando submetido às cargas do tráfego (tensões, deformações, deslocamentos) são significativamente influenciadas pelo subleito. Uma percentagem elevada da deflexão que ocorre na superfície do pavimento é acumulada no subleito. Neste estudo, para possibilitar uma caracterização adequada do subleito ao longo do tempo (efeito da sazonalidade e da variação climática), foram instalados sensores no topo do subleito e a 200 mm de profundidade. O pulso típico de deformação vertical registrado e a taxa de leituras no topo do solo argiloso do subleito da pista 4 estão ilustrados na Figura 5.44.

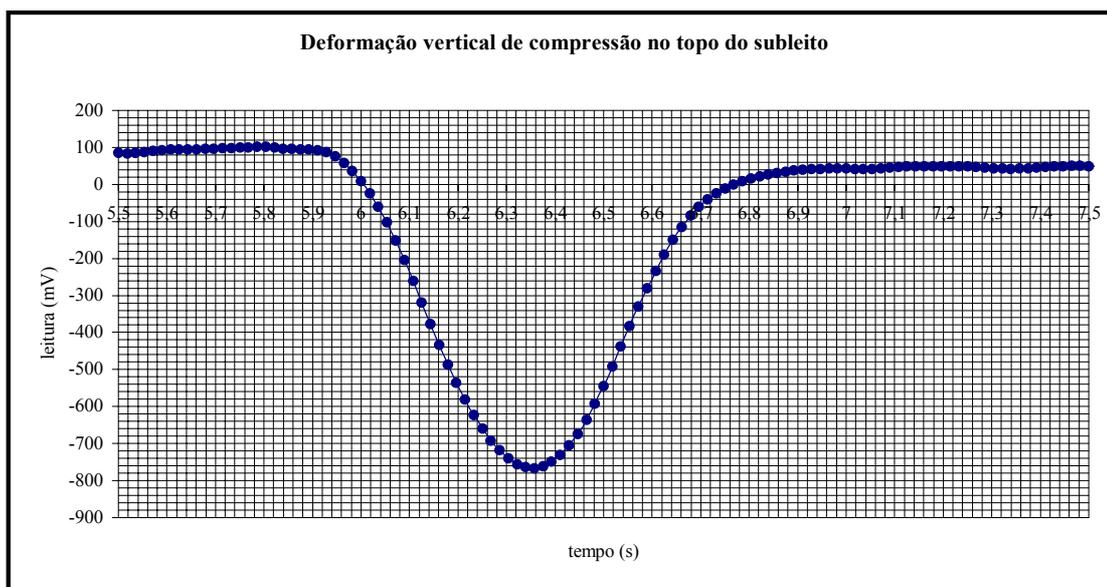


Figura 5.44: Deformação vertical medida no topo do subleito

As investigações realizadas na fase inicial dos testes efetuados no campo revelaram que a posição transversal do trem de cargas não influencia de modo significativo nos valores de deformação vertical medido no interior do subleito dos pavimentos. A magnitude das deformações verticais registradas durante o deslocamento transversal do trem de cargas está ilustrada na Figura 5.45. Com base nas análises preliminares efetuadas, foi definida para a leitura das deformações

verticais, durante os ensaios dinâmicos com o simulador de tráfego, uma rotina de coleta de dados que inclui a realização de nove leituras em diferentes períodos do processo de degradação das seções experimentais. Também foram realizados ensaios em épocas específicas, onde foram feitas três leituras sob carregamento dinâmico. A síntese dos resultados obtidos através dos *strain gages* instalados no subleito das pistas experimentais 1 e 4 está apresentada nas Figuras 5.46 e 5.47.

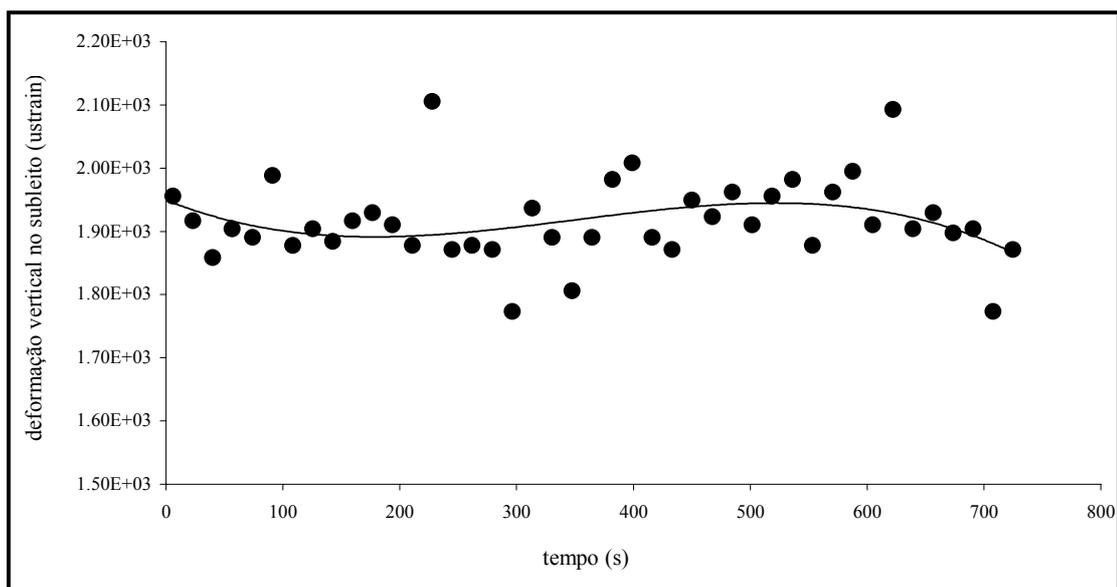


Figura 5.45: Deformações verticais no subleito *versus* tempo

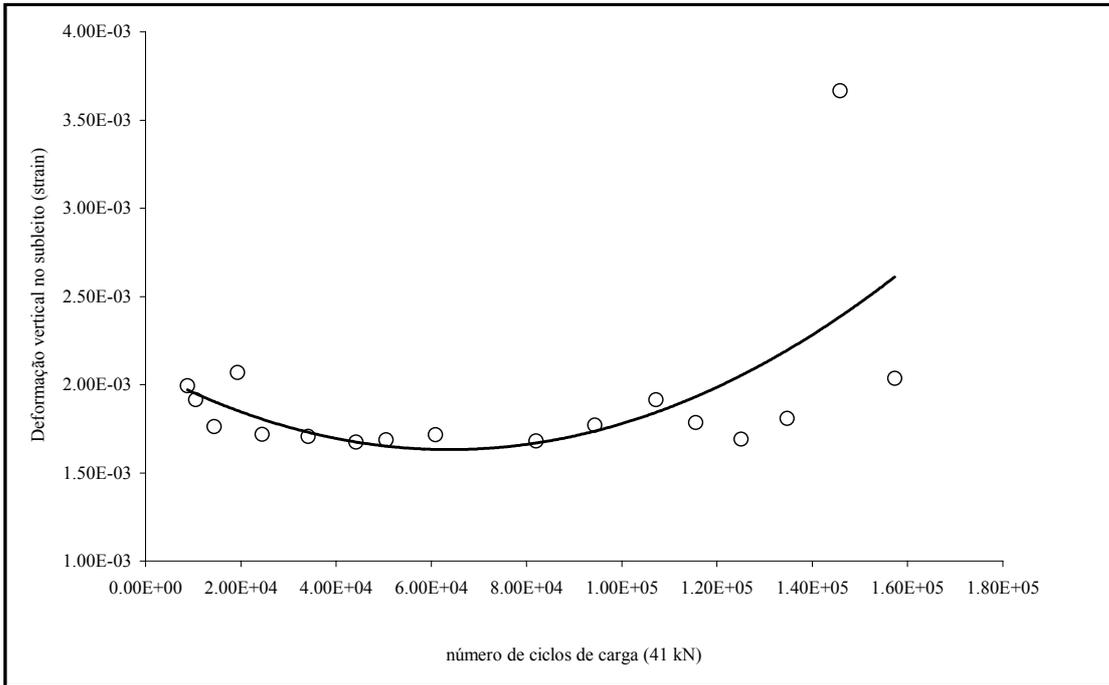


Figura 5.46: Deformação vertical no subleito (pista 1)

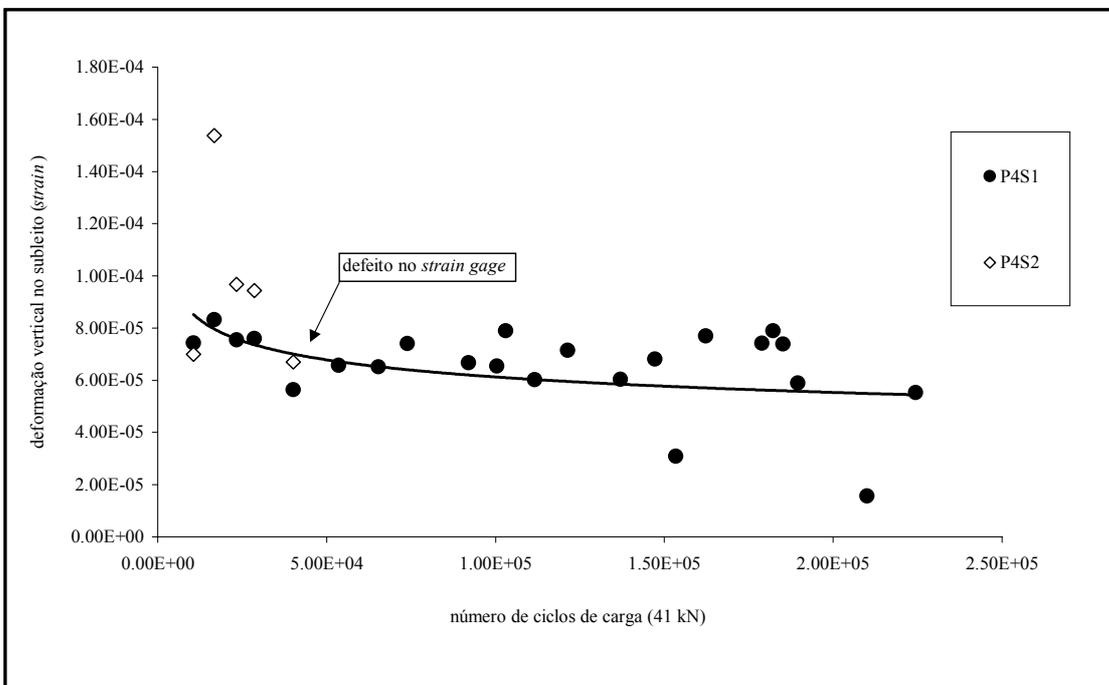


Figura 5.47: Deformação vertical no subleito (pista 4)

5.10 MEDIDAS DE DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS NAS CAMADAS ASFÁLTICAS

5.10.1 Leituras de deformações horizontais na pista com geotêxtil

Algumas respostas registradas no campo na pista experimental com geotêxtil estão ilustradas nas Figuras 5.48 a 5.56. O nível de carga aplicado pelo simulador de tráfego foi de 50 kN. As deformações de tração medidas nas direções longitudinal e transversal ao sentido do carregamento (Figuras 5.49 e 5.50) apresentaram magnitudes próximas dos registros efetuados por NILSSON (1996). Os valores de deformações horizontais demonstrados na Figura 5.48 apontam a repetibilidade das leituras obtidas sob ciclos de carga e descarga aplicados pelo trem de provas do simulador de tráfego.

Para a determinação da deformação máxima de tração na face inferior do CBUQ foi necessária a realização de leituras contínuas durante o deslocamento transversal do trem de provas do simulador de tráfego, conforme demonstrado na Figura 5.51. As seguintes relações foram obtidas entre as deformações horizontais registradas sob diferentes níveis de cargas aplicados pelo simulador de tráfego:

$$\varepsilon_T = 8 \times 10^{-5} e^{0,0072 \times C} \quad R^2 = 0,90 \quad (5.6)$$

$$\varepsilon_L = 5 \times 10^{-5} e^{0,0101 \times C} \quad R^2 = 0,98 \quad (5.7)$$

sendo:

ε_T = deformação específica horizontal na direção transversal ao deslocamento do tráfego;
 ε_L = deformação específica horizontal na direção longitudinal ao deslocamento do tráfego;
 C = carga aplicada (kN).

A variação da temperatura do ar e das temperaturas registradas a 5 e 9 cm no interior do CBUQ no período considerado está apresentada na Figura 5.54. Leituras de deformação realizadas ao longo de um único dia estão demonstradas na Figura 5.56. A faixa de variação aproximada da temperatura do ar no intervalo de coleta das leituras foi de 8 °C.

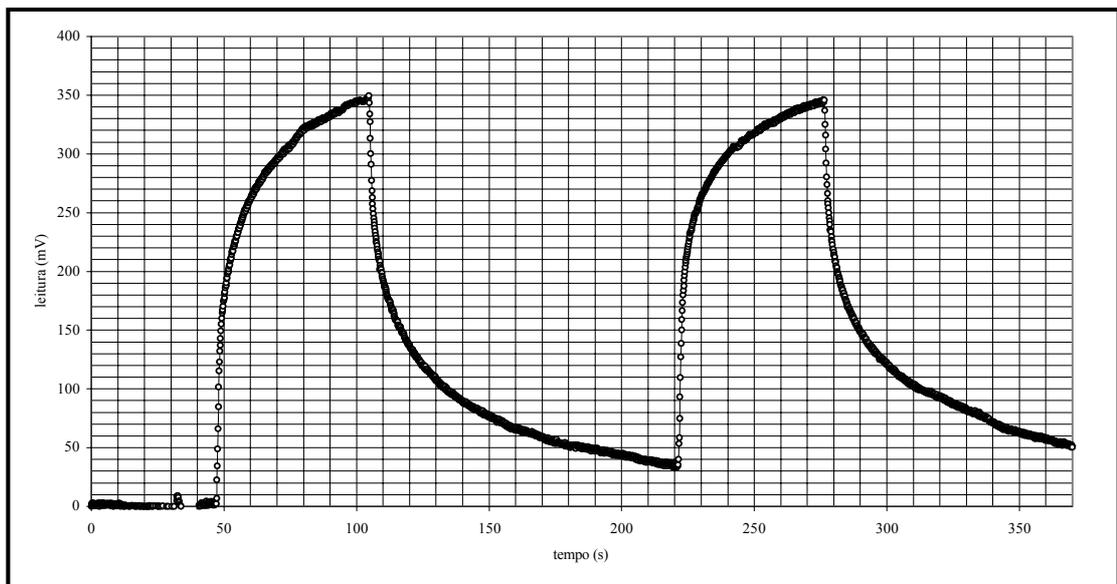


Figura 5.48: Forma típica da deformação horizontal medida sob ciclos de carga e descarga

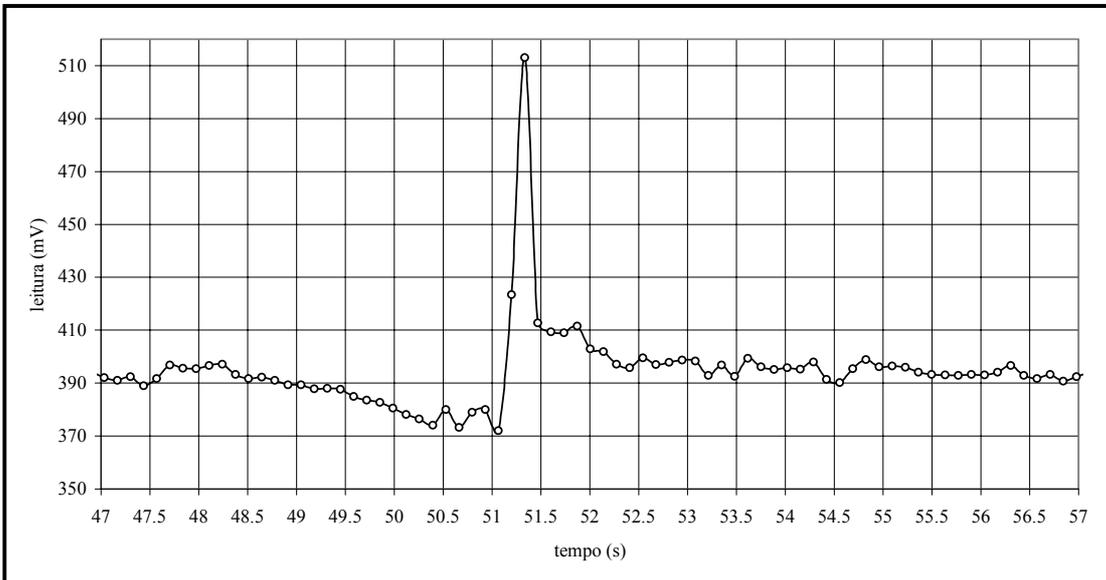


Figura 5.49: Pulso de deformação horizontal na direção longitudinal

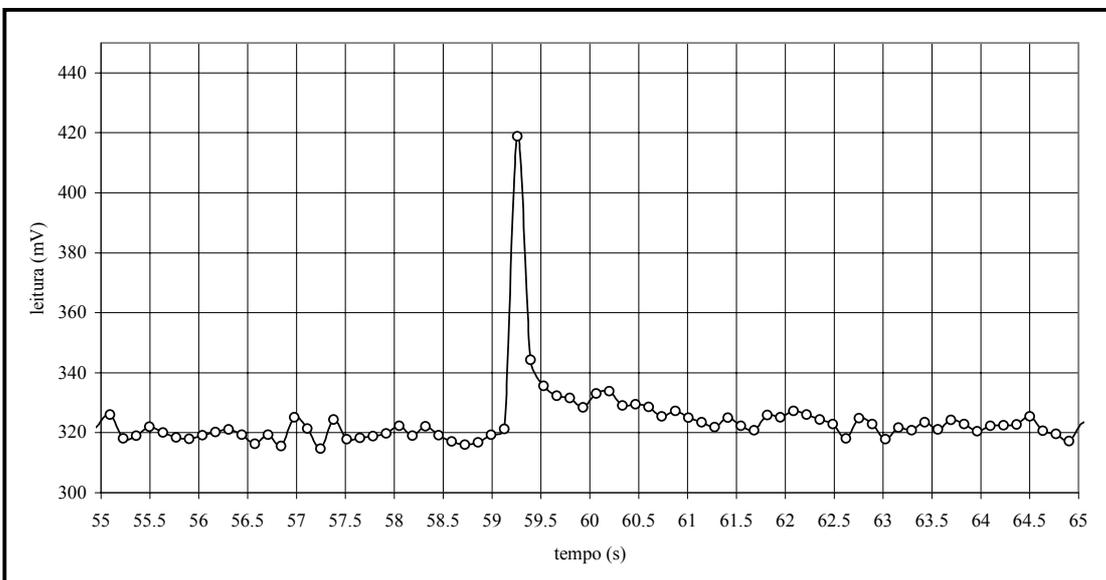


Figura 5.50: Pulso de deformação horizontal na direção transversal

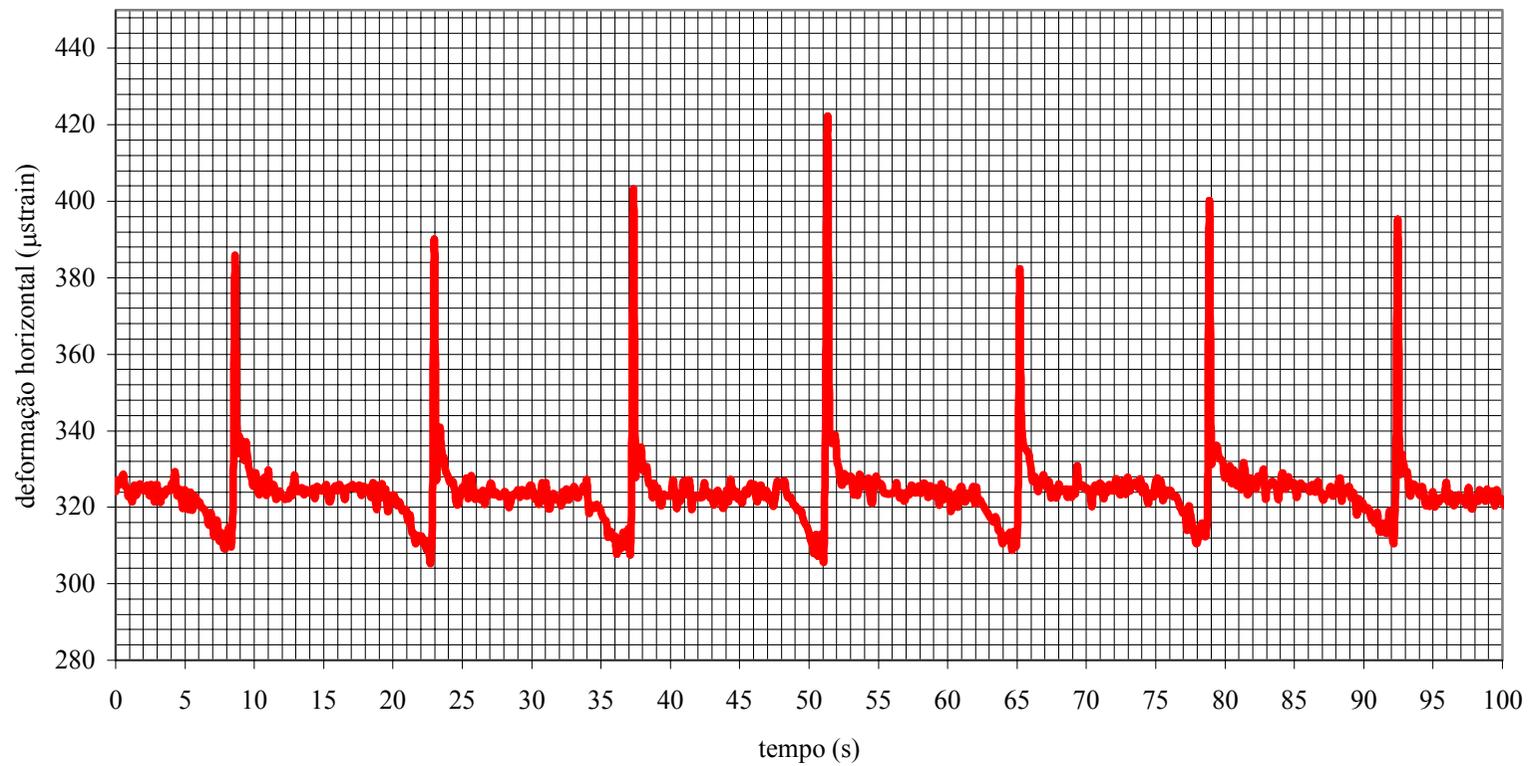


Figura 5.51: Registro da deformação de tração no concreto asfáltico com o deslocamento transversal da carga ($d = 80 \text{ cm}$)

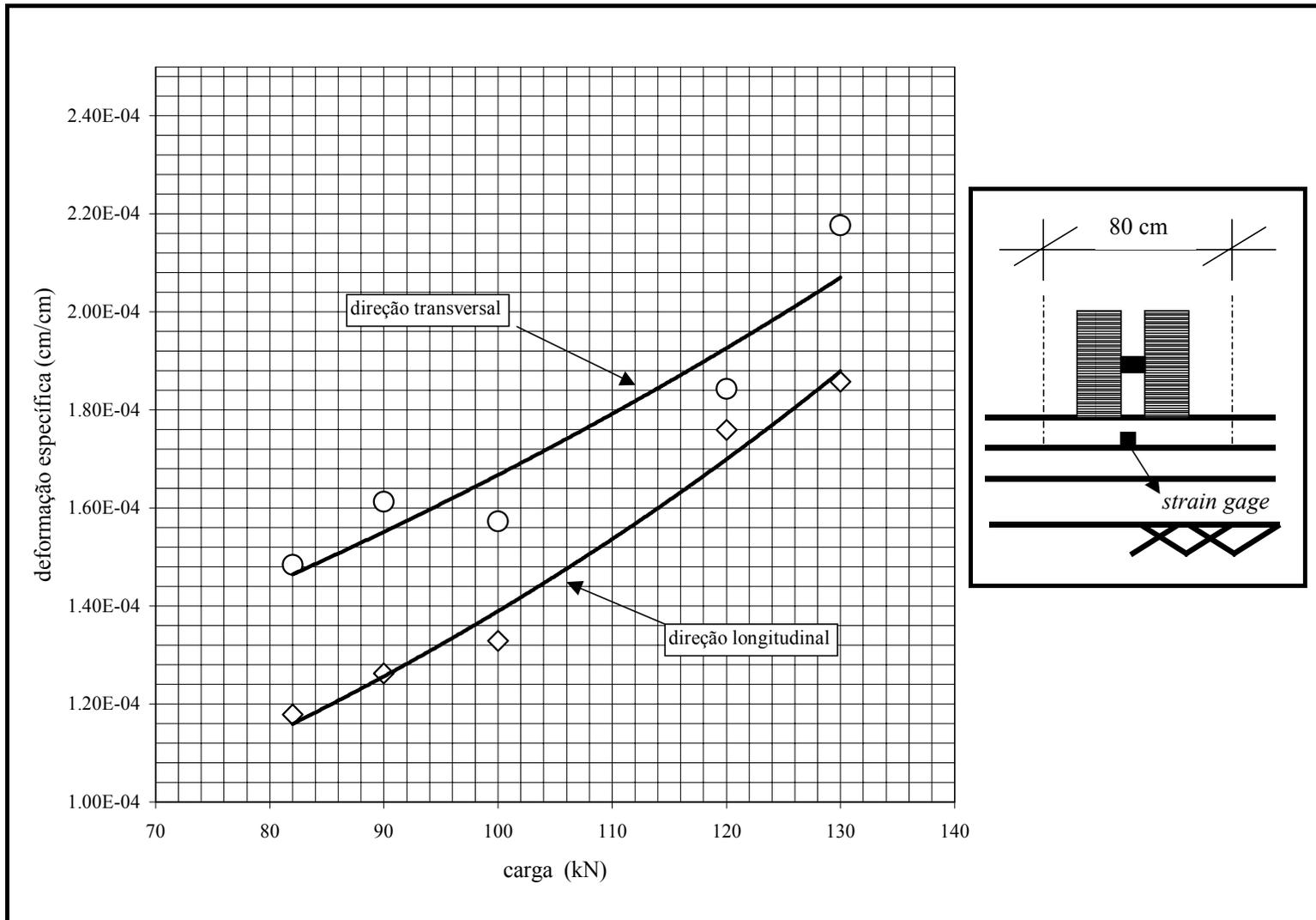


Figura 5.52: Efeito do nível de carga na deformação de tração no concreto asfáltico

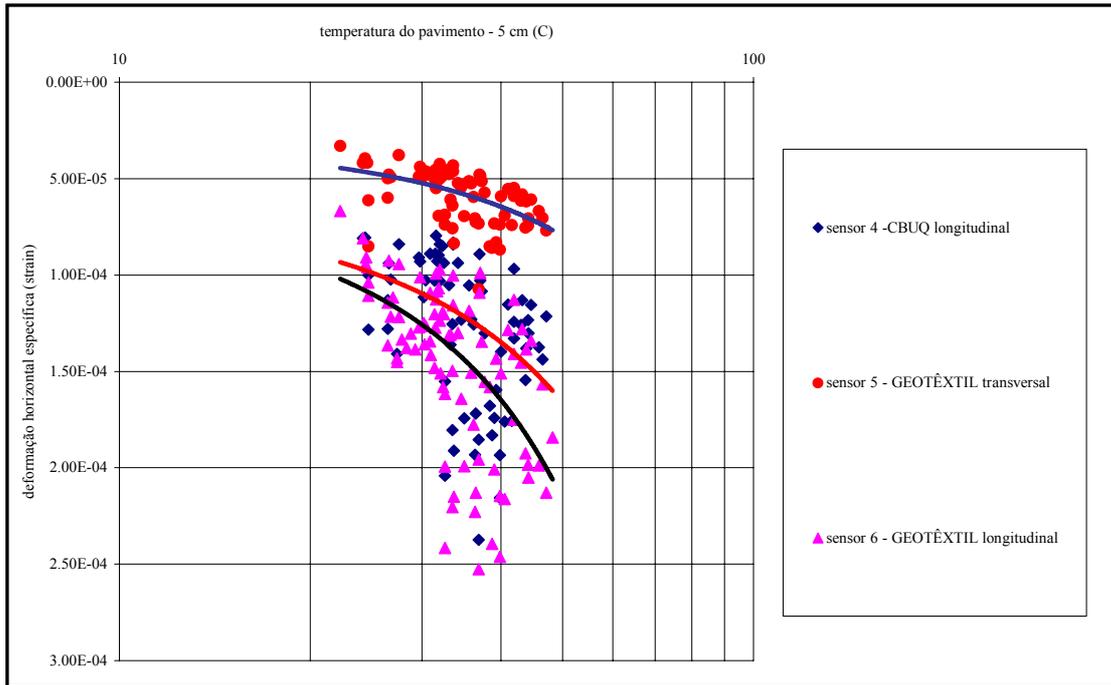


Figura 5.53: Deformações medidas no interior do revestimento asfáltico

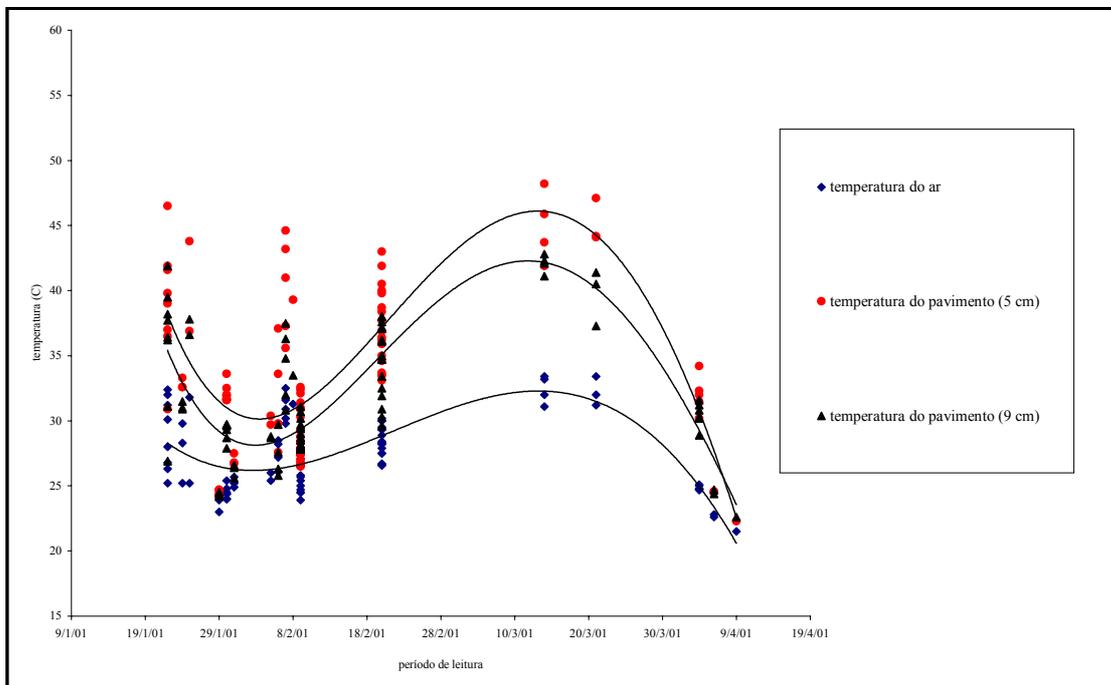


Figura 5.54: Variação da temperatura no período de ensaios

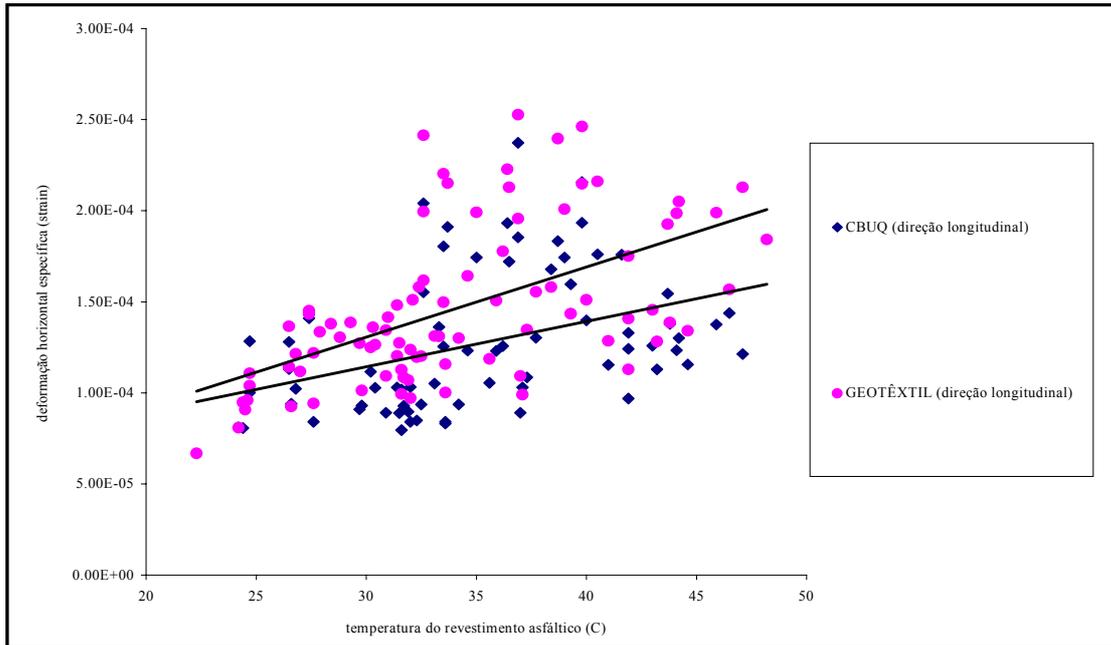


Figura 5.55: Deformações medidas no interior do revestimento asfáltico

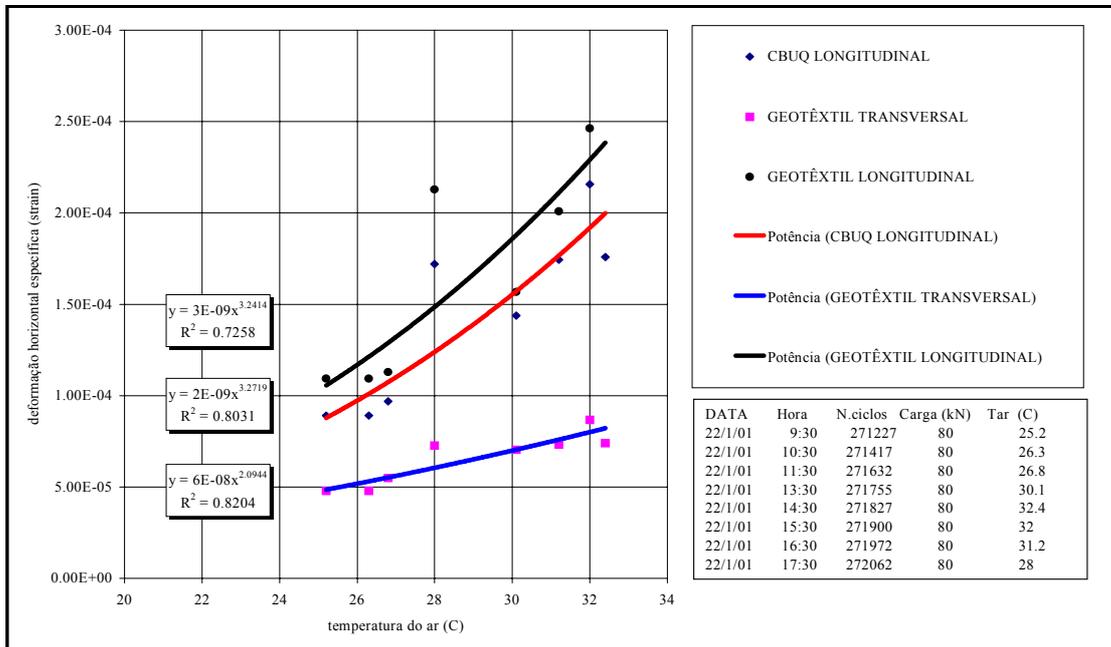


Figura 5.56: Variação das deformações medidas no interior do revestimento asfáltico ao longo do dia

Nos primeiros testes realizados com os sensores instalados na pista experimental com geotêxtil para registro das deformações horizontais em camadas asfálticas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos UFRGS-DAER, pode-se destacar os seguintes aspectos principais:

- Foram instalados seis extensômetros de resistência elétrica. Destes, cinco sobreviveram às etapas de construção;
- O experimento ainda em desenvolvimento deverá permitir o acompanhamento da evolução da magnitude das deformações horizontais na face inferior da camada asfáltica de recapeamento com o aumento da degradação da estrutura do pavimento em termos de seus principais mecanismos de deterioração (trincamento e ocorrência de deformações permanentes). Tal monitoramento deverá, ainda, possibilitar uma investigação comparativa do comportamento das deformações horizontais transversais e longitudinais nas seções com recapeamento convencional e naquelas com diferentes tipos de geotêxteis como camada intermediária;
- Foram realizadas análises numéricas com objetivo de avaliar de maneira comparativa os resultados derivados da instrumentação efetuada com aqueles obtidos através de programas computacionais. As deformações calculadas através do programa FLAPS, utilizando-se os módulos de elasticidade obtidos em ensaios laboratoriais, estão demonstradas na Figura 5.57.

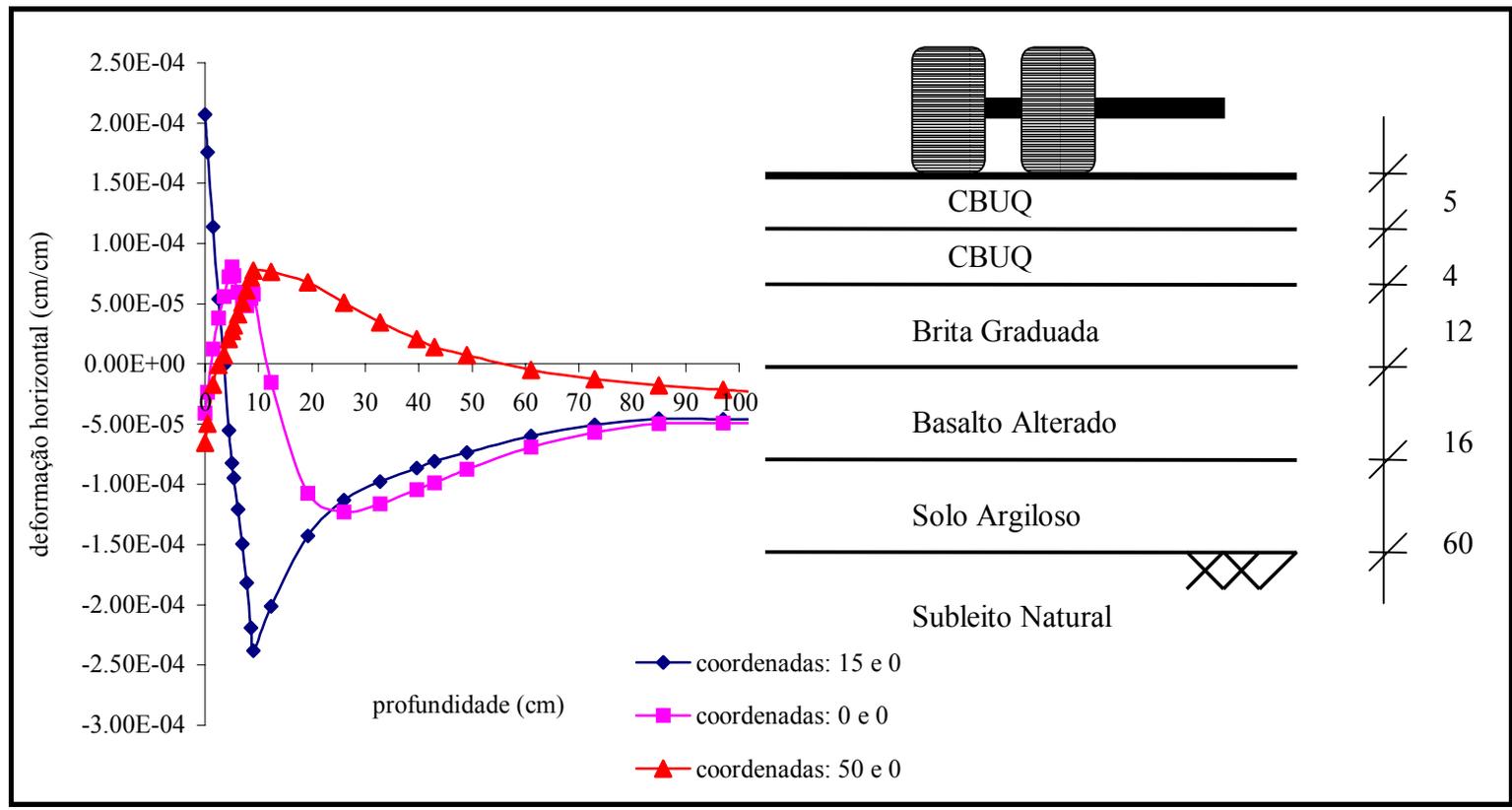


Figura 5.57: Deformações horizontais ao longo da profundidade do pavimento

5.10.2 Leituras de deformações horizontais nas pistas 1 e 4

Nas pistas experimentais 1 e 4 foram utilizadas dois tipos de configurações: a) H-gages e; b) Roseta a 45°. O processo de instalação e as características dos *strain gages* estão deacritos no capítulo 4 deste trabalho. Nas Figuras 5.58 a 5.62 estão demonstrados resultados obtidos em medições realizadas por sensores instalados na face inferior da camada asfáltica das pistas 1 e 4. O pulso típico de deformação de tração registrado na direção longitudinal por um *strain gage* instalado na pista 4 está demonstrado na Figura 5.58. Já na Figura 5.59 estão ilustrados as deformações registradas durante uma passagem do trem de provas do simulador de tráfego por uma roseta instalada na pista 4 nas três direções: longitudinal, transversal e a 45°. Outros resultados das leituras de deformação horizontal no interior de camadas asfálticas realizadas estão apresentados no anexo 3 desta tese.

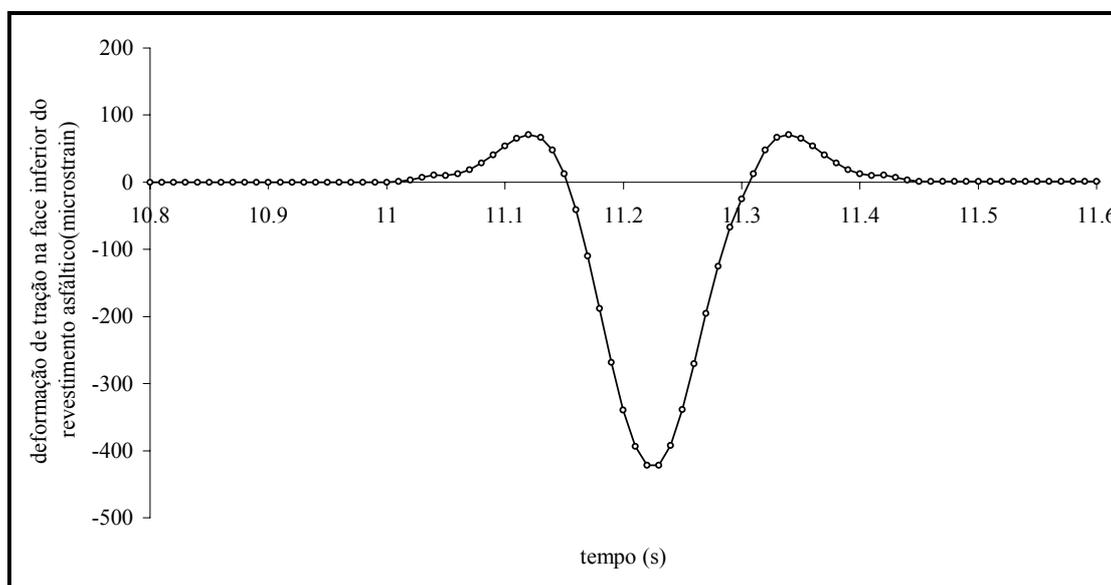


Figura 5.58: Deformação de tração medida na face inferior da camada asfáltica (direção longitudinal)

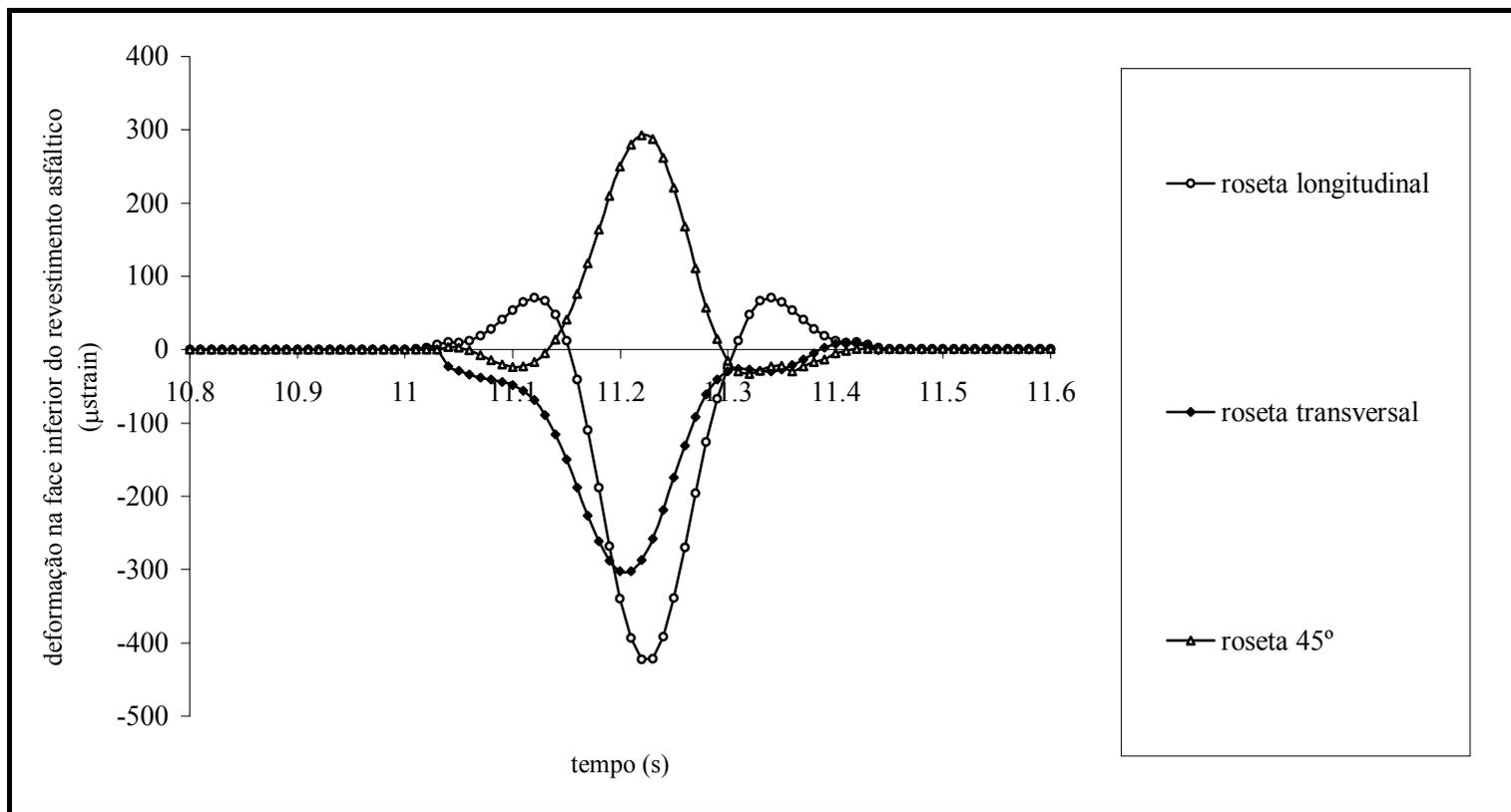


Figura 5.59: Deformações medidas na face inferior da camada asfáltica

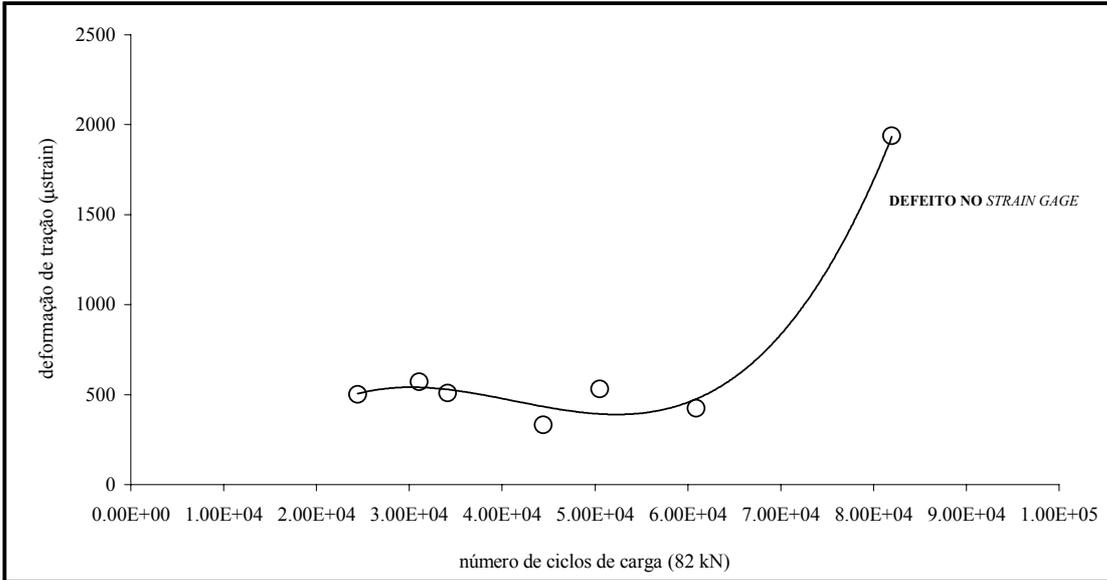


Figura 5.60: Deformações máximas de tração na face inferior da camada asfáltica (pista 1)

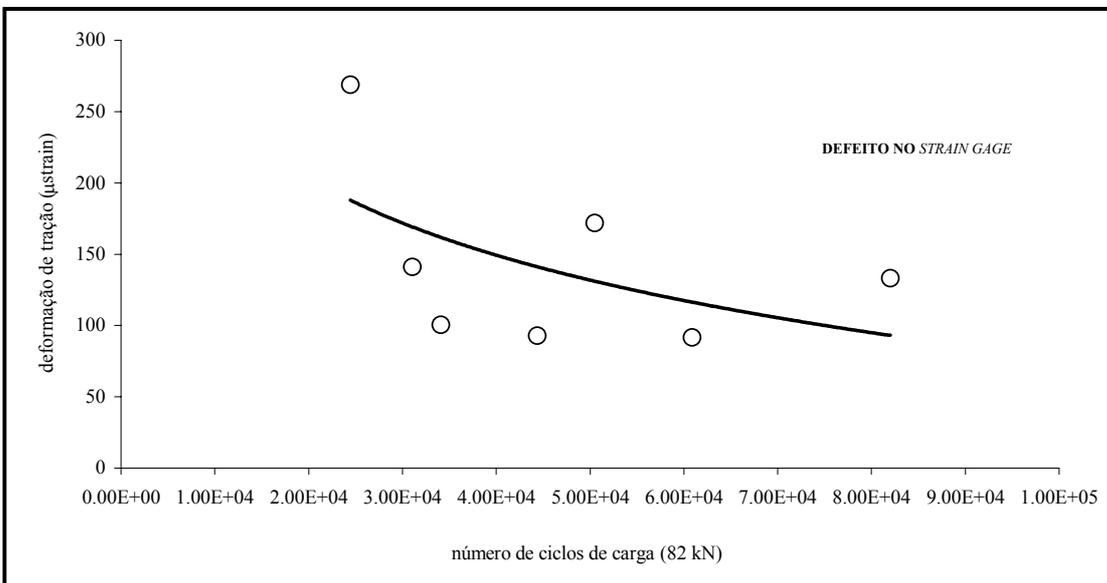


Figura 5.61: Deformações mínimas de tração na face inferior da camada asfáltica (pista 1)

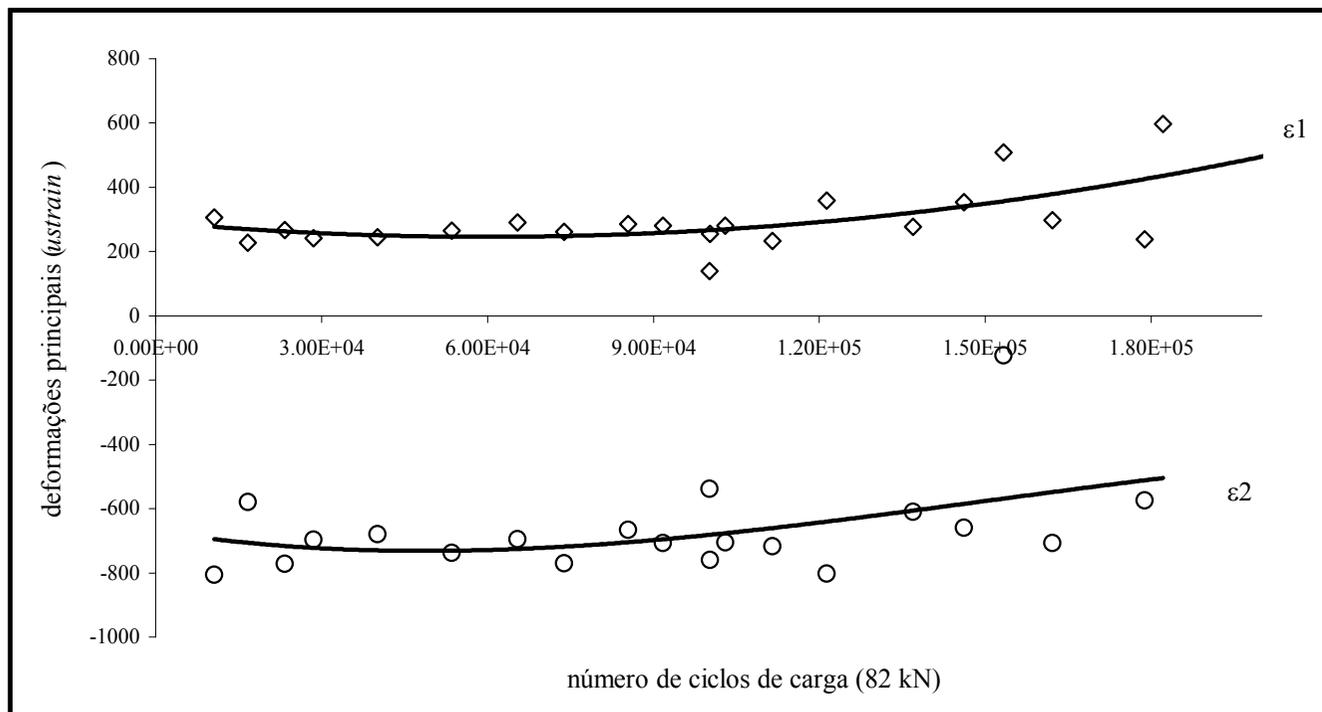


Figura 5.62: Deformações horizontais medidas (pista 4)

5.11 EFEITO DA PRESSÃO DE INFLAÇÃO DOS PNEUS

Em intervalos regulares, durante os testes com o simulador de tráfego, foram realizados experimentos com o propósito de identificar o efeito da pressão de inflação dos pneus nas respostas medidas no interior da estrutura do pavimento. Os testes efetuados incluem medidas sob carregamentos dinâmicos e estáticos impostos pelo trem de carga do simulador de tráfego. Nas Figuras 5.63 e 5.64 estão mostradas algumas análises do efeito da variação da pressão do pneu e do nível de carga nas tensões e deformações verticais no interior do subleito das pistas experimentais. O banco de dados estabelecido nesta pesquisa deverá ser objeto de avaliações detalhadas em estudos futuros. Os coeficientes de ajuste da equação 5.23 estão apresentados na Tabela 5.7.

Registros de tensões verticais sob carregamento dinâmico com diferentes níveis de pressão de inflação dos pneus do trem de provas estão demonstrados na Figura 5.65.

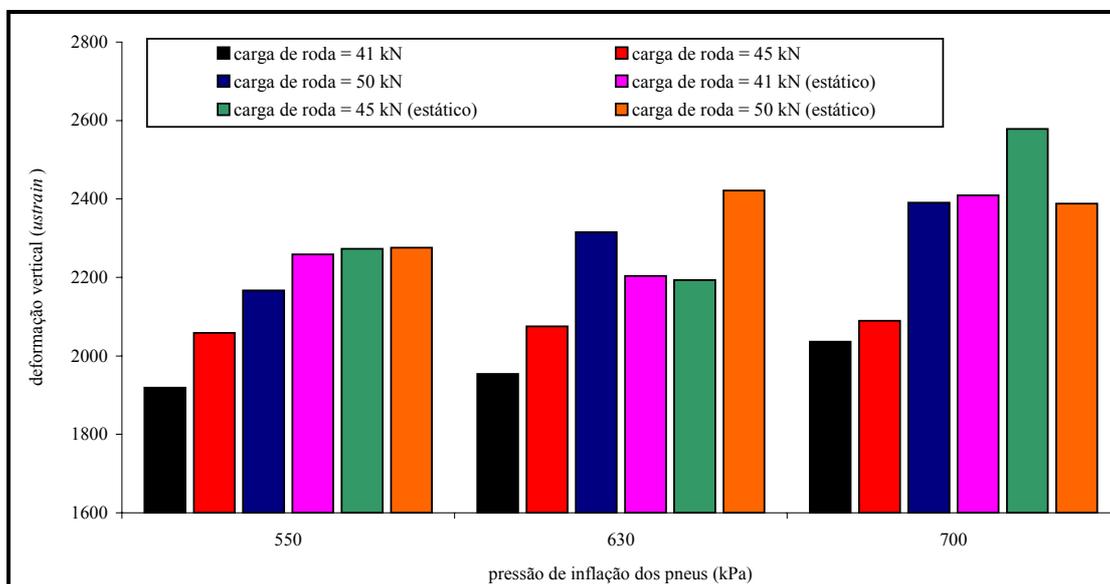


Figura 5.63: Efeito do nível de carga e da pressão de inflação dos pneus nas deformações verticais geradas no subleito

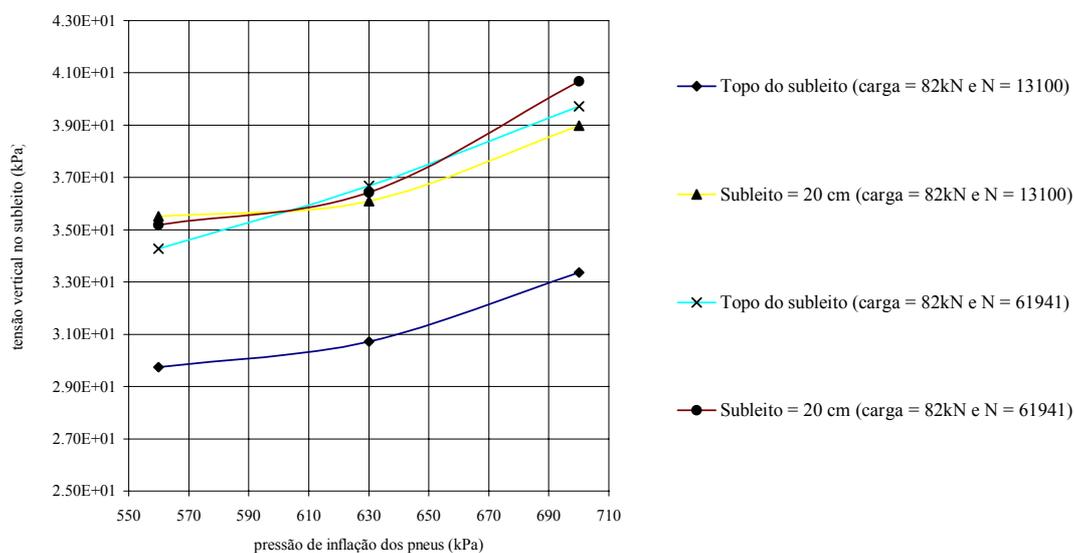


Figura 5.64: Tensões verticais no subleito *versus* pressão de inflação dos pneus (ensaios realizados na pista 4)

$$\sigma_{vSL} = A \times e^{B \times PIP} \quad (5.23)$$

sendo:

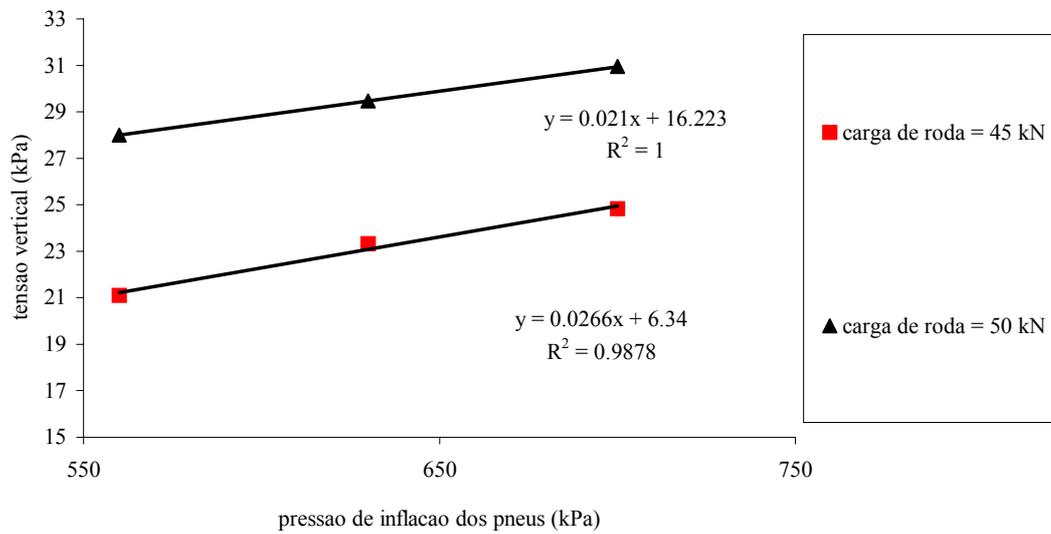
σ_{vSL} = tensão vertical no subleito (kPa);

PIP = pressão de inflação dos pneus (kPa);

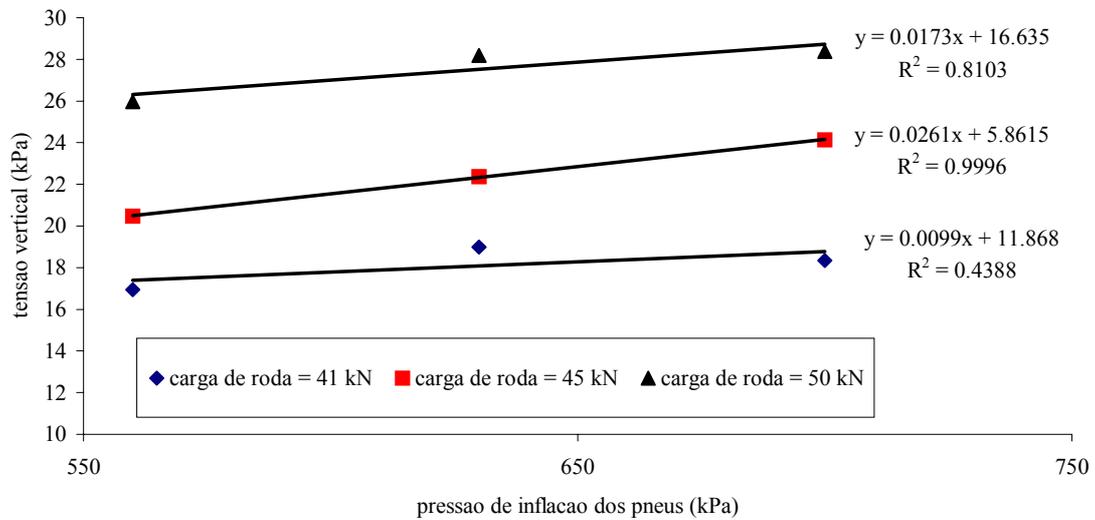
A e B = coeficientes de ajuste determinados experimentalmente.

Tabela 5.7: Parâmetros de ajuste da equação 5.23

Célula	N	Carga (kN)	A	B	R ²
620740007	1,31E+04	82	24,205	7,00E-04	0,88
62080015	1,31E+04	82	18,639	8,00E-04	0,94
620740007	6,19E+04	82	19,425	1,00E-03	0,92
62080015	6,19E+04	82	18,958	1,00E-03	0,99



a) $z = 450$ mm



b) $z = 550$ mm

Figura 5.65: Tensões verticais medidas no subleito *versus* pressão de inflação dos pneus (ensaios realizados na pista 1)

5.12 MEDIDAS DE TENSÕES DURANTE A COMPACTAÇÃO DAS CAMADAS GRANULARES

5.12.1 Tensões em camadas granulares

O desconhecimento sobre o comportamento *in situ* de materiais granulares que constituem as camadas de base e de sub-base em estruturas de pavimentos tem levado a utilização de metodologias para previsões de desempenho sem acurácia adequada. O acúmulo de deformações plásticas sob cargas repetidas em materiais granulares é altamente dependente do estado de tensões efetivas e estas são desconhecidas, na medida em que o processo de compactação de uma camada granular induz elevadas tensões horizontais residuais cuja estimativa é ainda incerta.

Os modelos utilizados para calcular as tensões e as deformações induzidas no pavimento pelas cargas do tráfego fazem simplificações quanto ao comportamento real da estrutura. Em geral, considera-se um comportamento elástico linear, com extensões para o tratamento de comportamentos dependentes do tempo (viscoelasticidade) ou do estado de tensões. Algumas hipóteses são comuns a quase todos os modelos até hoje desenvolvidos, além de sua base na teoria da elasticidade. Por exemplo, a carga de roda aplicada é, em geral, tratada como um carregamento estático, deixando-se a consideração dos efeitos dinâmicos para serem embutidos nos módulos de elasticidade dos materiais das camadas.

Para RODRIGUES (1998) este procedimento estático equivalente é razoável, na medida em que os efeitos inerciais têm pequena influência, para as velocidades usuais e para as irregularidades comumente existentes nas vias. A razão disto está na massa elevada do pavimento, cuja frequência de ressonância é muito diferente das frequências associadas às cargas móveis dos veículos ou aeronaves. Outras hipóteses comuns, embora não sejam obrigatórias em análises pelo método dos elementos finitos, incluem:

- Materiais isotrópicos e com propriedades idênticas quanto às deformações em tração e em compressão;
- Aderência perfeita entre as camadas;

- A carga de roda aplica apenas pressões verticais.

As propriedades dos materiais a serem utilizadas deveriam ser determinadas por meio de ensaios que simulem, o melhor possível em termos práticos, as condições de sollicitação que ocorrem sob a ação de uma carga de roda em movimento, bem como as condições *in situ* de compactação, temperatura e umidade. Dessa forma, o grau de confiança com que se pode utilizar resultados de ensaios de laboratório em análises estruturais depende do quanto os métodos de ensaio adotados modelizam aquelas condições.

Quando se aplica um programa de computador pela teoria de camadas elásticas a um pavimento flexível e não são consideradas as tensões horizontais residuais deixadas pela compactação nas camadas granulares é comum observar-se tensões horizontais de tração na fibra inferior destas camadas. Como os materiais granulares têm resistência à tração extremamente baixa (apenas decorrente da sucção e do entrosamento de agregados), esta é claramente uma condição de ruptura, que viola o critério de Mohr-Coulomb. Este fato está em contradição, contudo, com o desempenho observado no campo, onde não se registra acúmulos de deformações plásticas excessivas devido à contribuição da camada granular de base.

A explicação para este aparente paradoxo está nas tensões horizontais residuais de compressão que ficam armazenadas na camada granular, desde os primeiros ciclos de carga a que a camada é submetida. Assim, mesmo que o acréscimo de tensões provocado pela aplicação das cargas cíclicas seja de tração, o estado de tensões resultante é sempre de compressão, não violando, portanto, o critério de Mohr-Coulomb.

A consideração das tensões horizontais residuais deixadas pela compactação em camadas granulares é fundamental quando são aplicados programas de computador pela teoria de camadas elásticas ou pelo método dos elementos finitos em análises em que é levada em conta a sensibilidade ao estado de tensões do módulo de resiliência. Caso contrário, chegar-se-á à conclusão errônea de que, com o aumento da espessura de uma base granular, o seu módulo de elasticidade efetivo cairá de forma acentuada.

Quando se considera a correlação obtida, a partir de medidas de deflexões, por DORMON & METCALF (Shell, 1981) entre o módulo efetivo de uma camada de base ou sub-base e o módulo efetivo do subleito subjacente, a qual varia com a espessura da camada de base:

$$E_2 = 0,2 \times (h_2)^{0,45} \times E_3 \quad (5.8)$$

em que

E_2 = módulo de elasticidade da camada granular de base (MPa)

h_2 = espessura da camada de base (mm)

E_3 = módulo de elasticidade do subleito (MPa)

Nota-se que há uma tendência contrária: o módulo efetivo da camada granular aumenta com a sua espessura. Em que pese a simplificação associada à correlação acima, ela retrata resultados experimentais que indicam que as tensões residuais da compactação não podem ser desconsideradas, quando do uso de modelos de resiliência não lineares na análise estrutural de pavimentos.

5.12.2 Leituras das células após a passagem do rolo compactador

Em função dos aspectos expostos, na presente pesquisa, foram medidas as tensões horizontais e verticais geradas durante a compactação das camadas granulares de base que integram seções experimentais de pavimentos. Sendo, nesta tese, apresentados alguns resultados obtidos nos levantamentos de campo e as análises preliminares realizadas.

Para investigação da evolução das tensões verticais e horizontais ocasionadas durante a compactação da brita graduada, foram instaladas seis células de tensão total em diferentes pontos

localizados ao longo da profundidade das camadas de brita graduada de uma seção experimental de pavimento. O objetivo principal dos ensaios realizados foi de investigar resultados preliminares estabelecidos em pesquisas precedentes os quais apontam indícios acerca do armazenamento de tensões horizontais residuais deixadas pela compactação em camadas granulares.

As técnicas adotadas para a instalação incluem o uso de elementos de fixação para possibilitar a realização de leituras nas posições vertical e horizontal e a utilização de uma pequena quantidade de areia fina para assentamento e nivelamento das células. Tais procedimentos estão ilustrados na Figura 5.66.

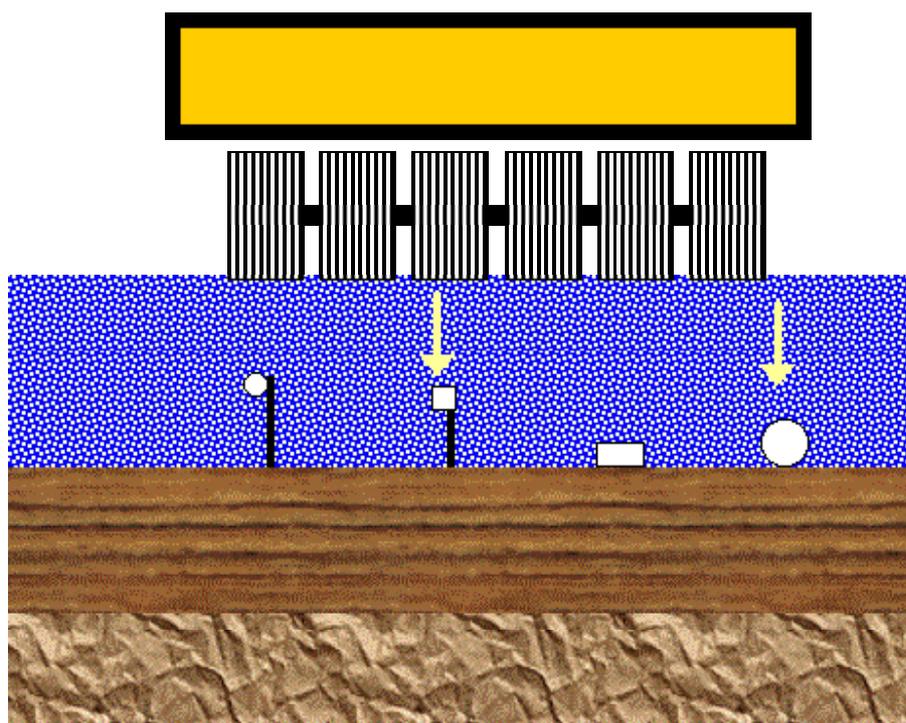


Figura 5.66: Instalação de células para medição de tensões durante a compactação da brita graduada

Durante o processo de compactação das camadas de brita graduada foram realizados dois tipos de leituras com os pares de células de tensão total instalados ao longo da profundidade da estrutura

de pavimento: (a) leituras sob carregamento dinâmico e; (b) leituras imediatamente após a passagem do rolo compactador. Alguns registros de tensões obtidas durante a compactação da brita graduada estão ilustrados na Figura 5.67. A referida figura apresenta leituras em *miliVolts* em função do número de passadas do rolo compactador.

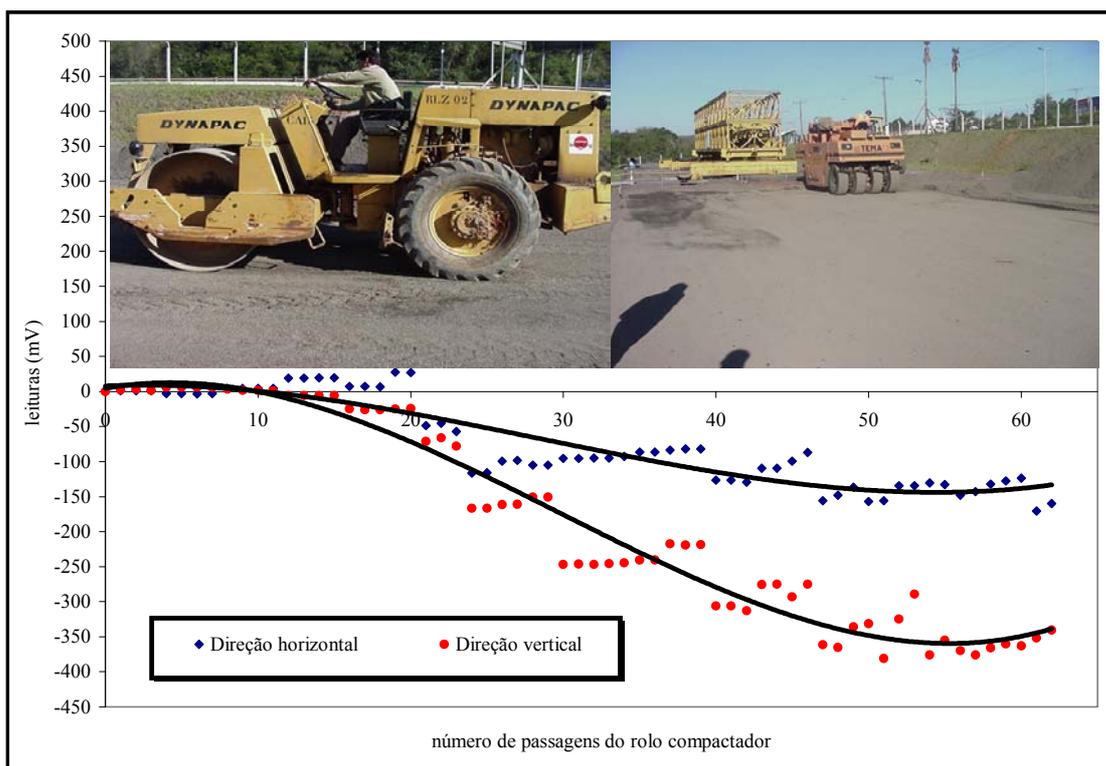


Figura 5.67: Leituras realizadas após cada passada do rolo compactador

Para verificação da repetibilidade dos sinais emitidos pelos sensores instalados nas camadas de brita graduada, foram realizadas leituras quando da passagem do semi-eixo padrão rodoviário de 41 kN. Os testes realizados permitem concluir que a repetibilidade das leituras é excelente. Também as leituras realizadas permitiram a identificação da influência do sentido de deslocamento do carregamento na forma do pulso de tensão horizontal gerado no interior da brita graduada. Alguns resultados obtidos na investigação efetuada após a execução da primeira camada de brita graduada estão ilustrados na Figura 5.68.

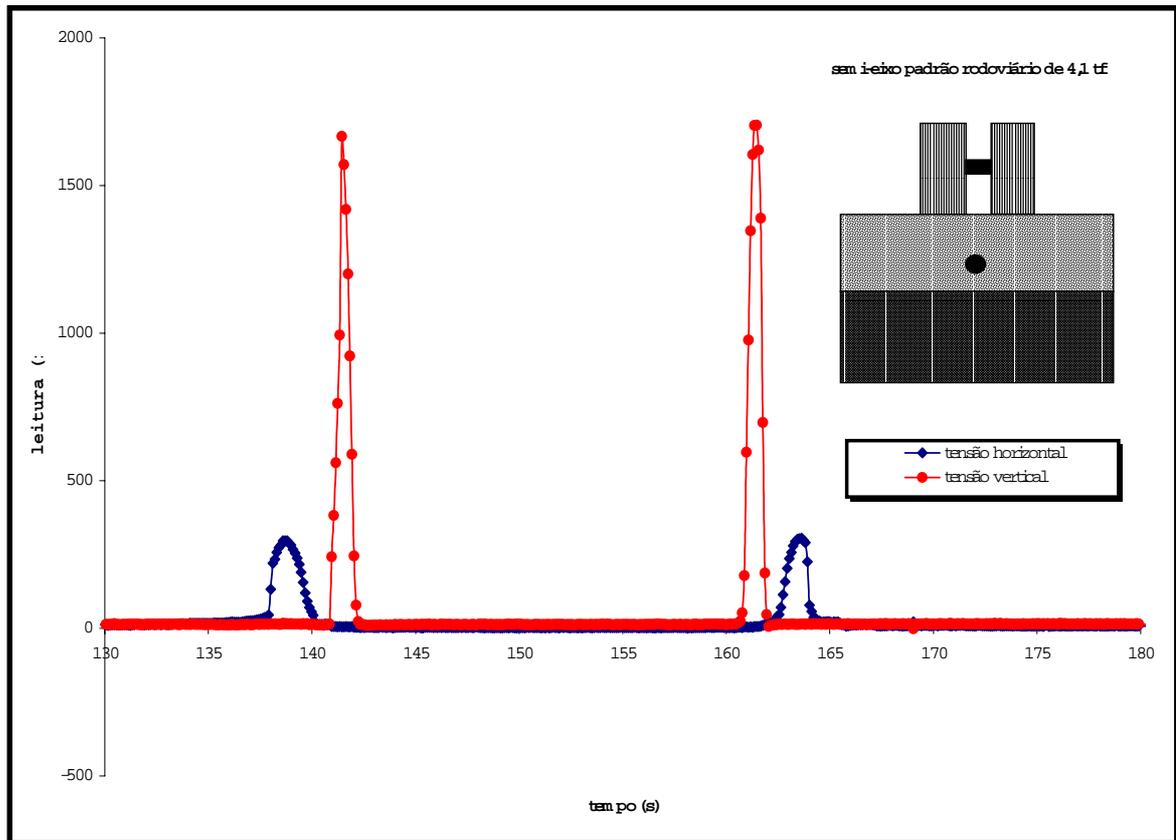


Figura 5.68: Repetibilidade das leituras das células de tensão total

As leituras realizadas sob carregamento dinâmico foram efetuadas com diferentes velocidades de deslocamento dos rolos compactadores. Alguns registros da velocidade de deslocamento dos rolos compactadores estão representados na Figura 5.69. O efeito do tempo de aplicação do carregamento imposto pelo rolo compactador nas respostas obtidas pelas células instaladas para leituras de tensões horizontais e verticais na camada de sub-base está ilustrado, de maneira comparativa para duas velocidades distintas, na Figura 5.70. Na Figura 5.71 está ilustrado um pulso típico de tensão na camada de brita graduada quando da passagem de rolo pneumático.

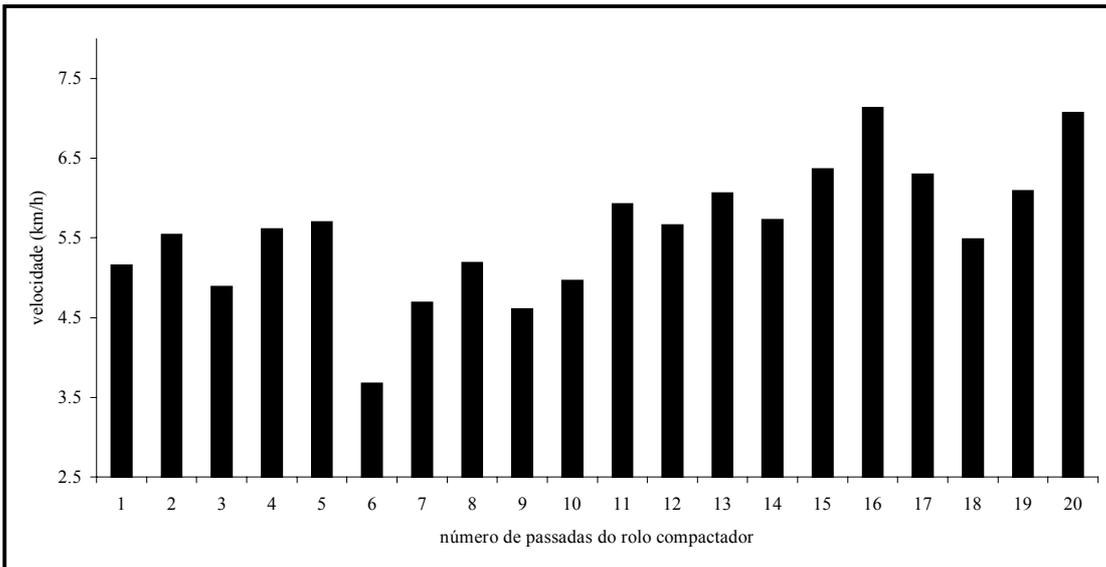


Figura 5.69: Velocidade de deslocamento do rolo compactador

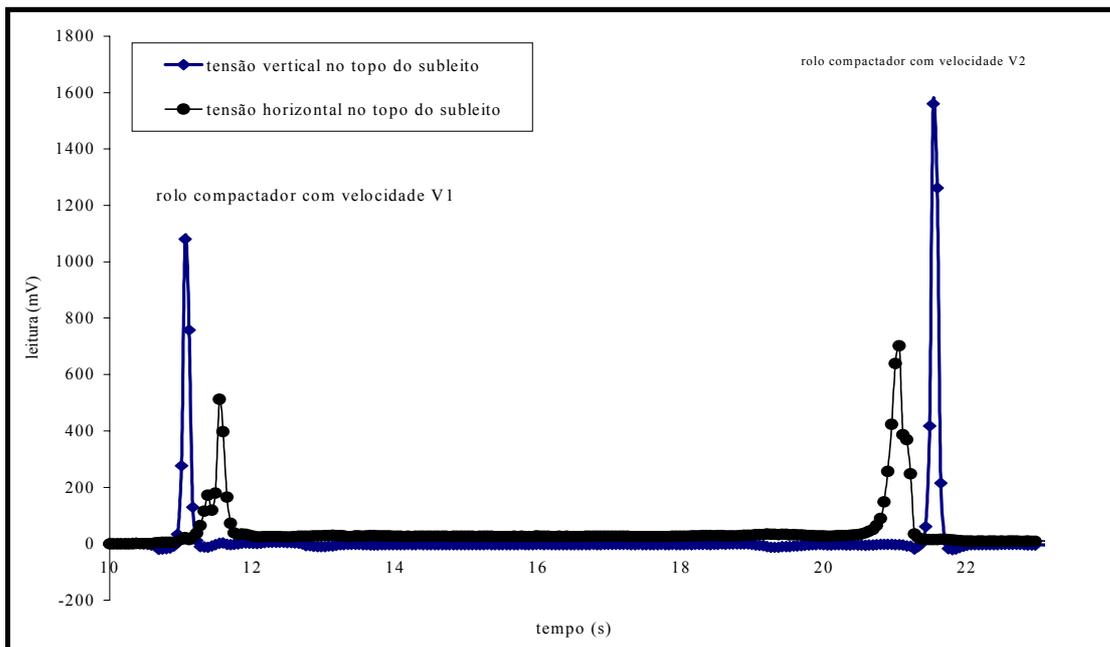


Figura 5.70: Tensões horizontais sob carregamento dinâmico (células instaladas nas proximidades da interface base/subleito)

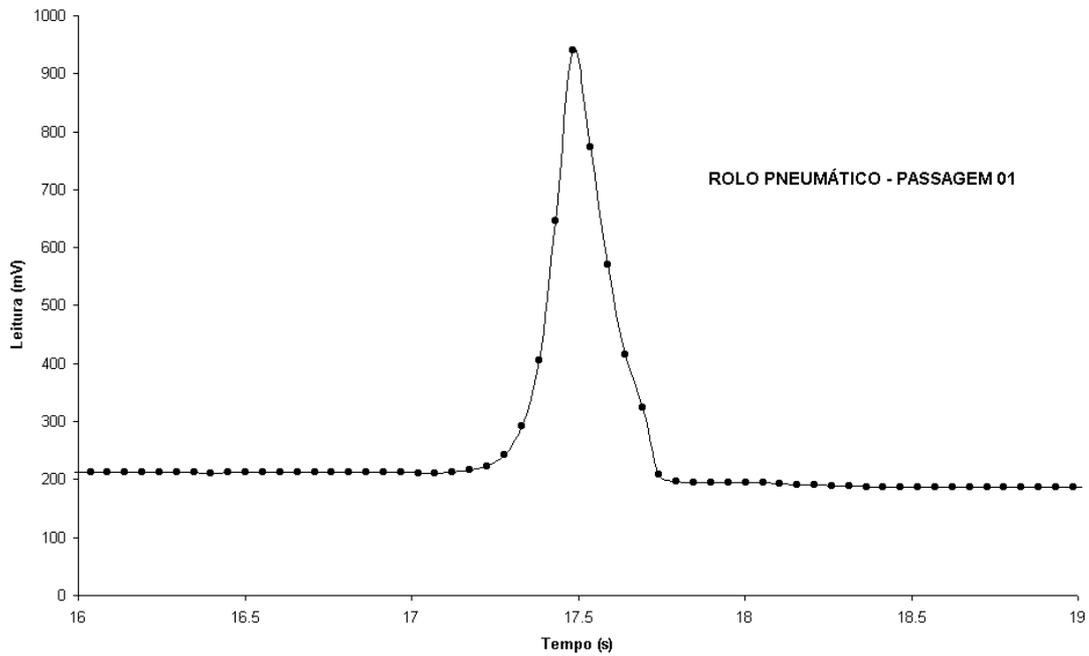


Figura 5.71: Leituras sob carregamento dinâmico

Nas Figuras 5.72 a 5.76 estão apresentadas leituras efetuadas após a passagem dos rolos compactadores durante a execução das camadas granulares (resultados coletados imediatamente após a retirada da carga). Os gráficos das Figuras 5.72 a 5.75 ilustram os valores acumulados após cada passada do rolo compactador. A camada granular de base das pistas experimentais possui espessura total de 300 mm. Sendo que a compactação foi realizada em duas camadas de 150 mm cada. Na Figura 5.76 estão demonstradas as tendências observadas no campo de redução das relações entre as tensões horizontais e verticais (K_0) medidas em diferentes profundidades. Os valores de K_0 registrados no final da compactação das camadas de brita graduada foi da ordem de 0,47.

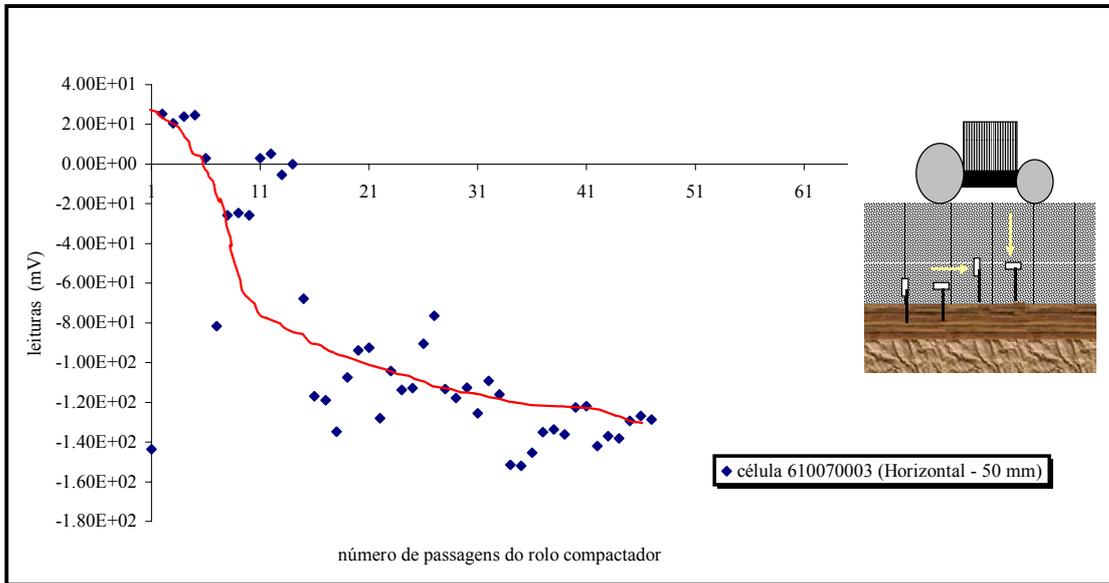


Figura 5.72: Leituras realizadas durante a compactação da base granular

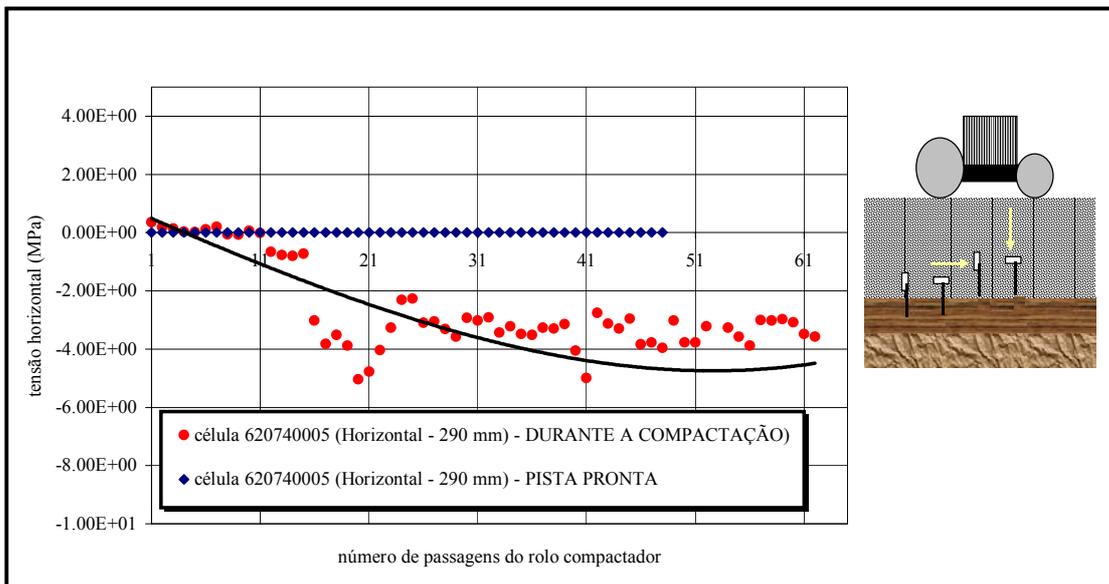


Figura 5.73: Leituras realizadas durante e após a execução das pistas

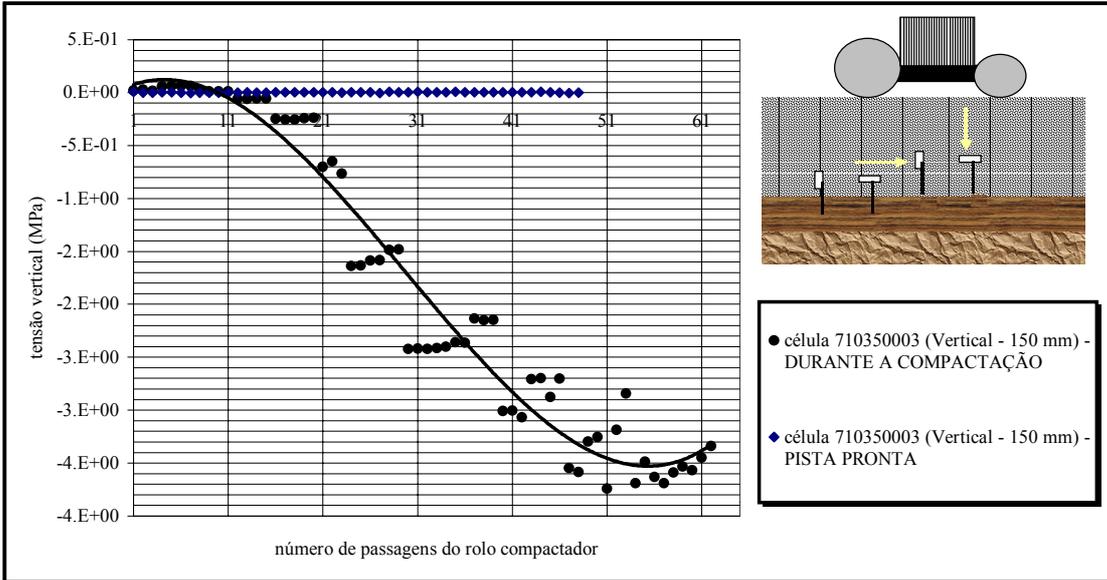


Figura 5.74: Leituras durante e após a compactação da base granular

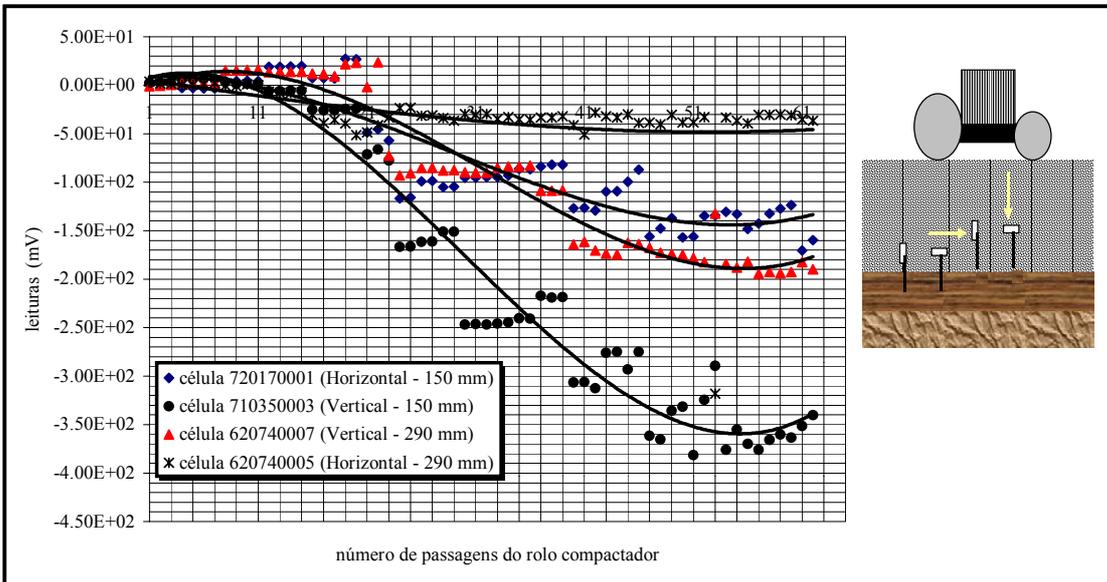


Figura 5.75: Leituras realizadas durante a compactação da base granular

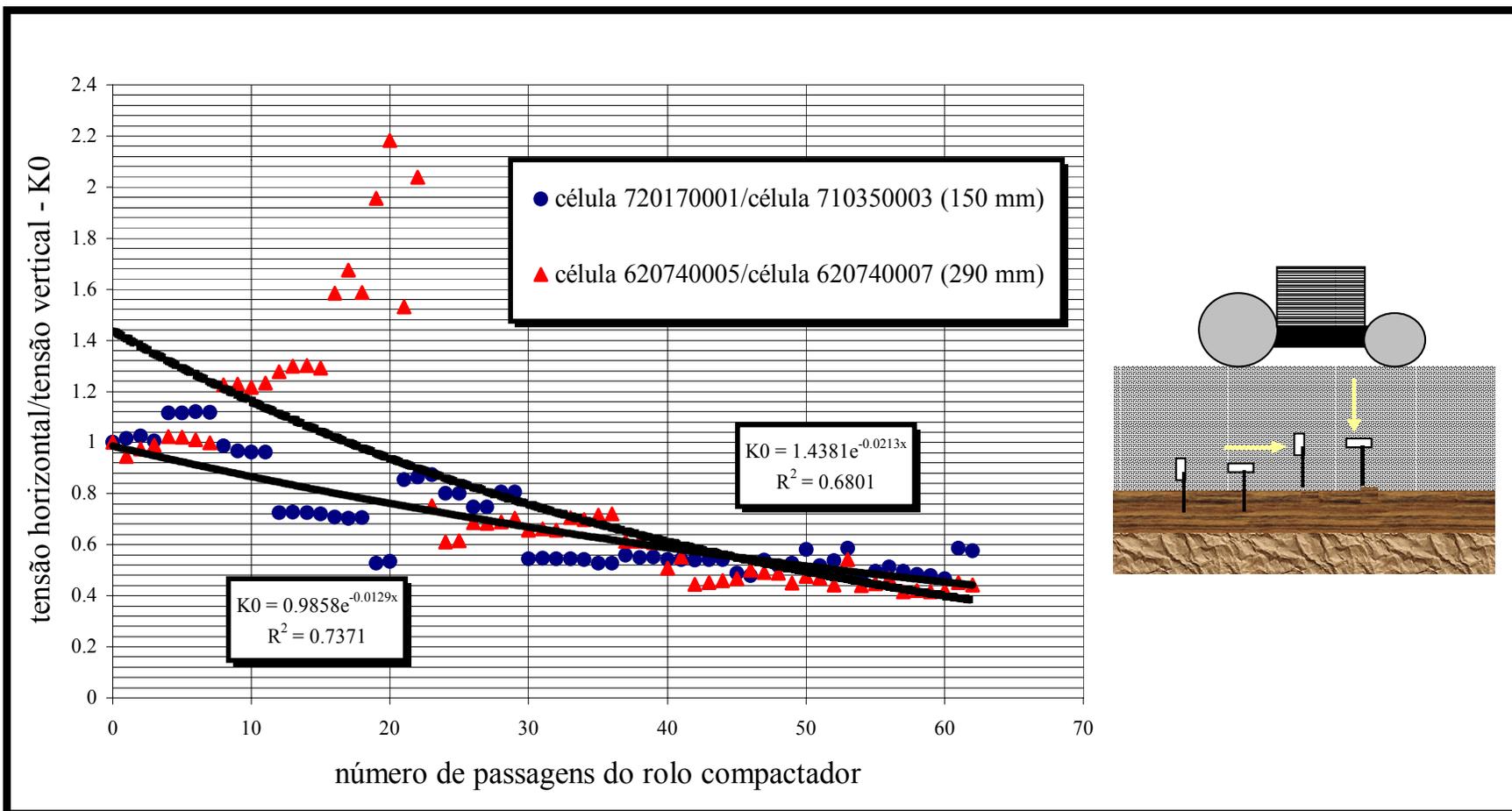


Figura 5.76: Valores de K_0 durante a compactação da brita graduada

6. RESULTADOS SOB CARGAS REPETIDAS

Durante o período de realização dos ensaios acelerados com o simulador de tráfego, a deterioração evolutiva dos pavimentos das pistas experimentais foi monitorada. As seguintes respostas principais foram registradas nas avaliações efetuadas: deflexões elásticas, afundamentos em trilha de roda, trincamento do revestimento asfáltico e irregularidade. Além disso, na fase de acompanhamento do desempenho das pistas experimentais, foram anotadas as temperaturas do ar e do revestimento asfáltico. Também foi observado o desempenho dos instrumentos instalados em diferentes pontos no interior das estruturas de pavimentos.

A condição estrutural dos pavimentos das pistas experimentais foi monitorada através da realização de ensaios deflectométricos. Para tanto, num primeiro momento, antes do início das solicitações das seções-teste pelo simulador de tráfego, foram efetuados levantamentos com o FWD. Tais ensaios, realizados com três níveis distintos de cargas, foram utilizados como elementos auxiliares no processo de interpretação do desempenho oferecido pelas pistas experimentais.

Os levantamentos deflectométricos rotineiros efetuados ao longo do período de testes foram realizados através da utilização de viga Benkelman convencional e de viga automatizada. Uma vez que as propriedades do concreto asfáltico são altamente dependentes da temperatura (rigidez da camada), as deformações e as deflexões lidas deverão ser corrigidas para uma temperatura de referência. Neste sentido, no presente estudo, foram realizadas investigações em busca de um fator de correção local que permita levar em conta o efeito da temperatura nas deformações medidas nas camadas asfálticas e nas deflexões determinadas na superfície do pavimento.

A metodologia definida para o monitoramento do desempenho oferecido pelas pistas experimentais é composta pelas seguintes atividades principais:

- Registro do histórico de aplicação de cargas;
- Medidas de afundamentos em trilha de roda;
- Registro das irregularidades transversais e longitudinais;
- Levantamentos deflectométricos;

- Medidas de temperatura;
- Avaliação da condição de superfície;
- Leituras dos instrumentos instalados nos pavimentos.

6.1 LEVANTAMENTOS DEFLECTOMÉTRICOS

Para que o desempenho dos pavimentos das seções experimentais pudesse ser interpretado à luz de modelos mecanístico-empíricos, tornou-se necessário poder calcular, de forma confiável, as tensões e as deformações transientes geradas na estrutura pela passagem da carga do trem de provas. Com este objetivo, a condição estrutural dos pavimentos foi monitorada através dos seguintes equipamentos: viga Benkelman, viga eletrônica e FWD (Figuras 6.1 até 6.3).

Tal avaliação permitiu a determinação dos módulos de elasticidade efetivos *in situ* dos materiais das camadas e foi complementada pelos resultados medidos pela instrumentação instalada nos pavimentos. Foram realizadas medidas semanais de deflexões com as vigas Benkelman e automatizada.



Figura 6.1: Viga Benkelman



Figura 6.2: Viga Eletrônica



Figura 6.3: Falling Weight Deflectometer

6.1.1 Controle das deflexões durante a execução dos pavimentos

A magnitude das deflexões antes da execução das camadas granulares foi obtida diretamente sobre o subleito compactado através da viga eletrônica. Alguns dos resultados dos levantamentos realizados estão apresentados na Tabela 6.1. Após a compactação e imprimação da base granular de brita graduada, foram realizados novos levantamentos deflectométricos. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.1: Deflexões medidas com a viga Benkelman no topo do subleito

Pista	faixa	D0 (0,01 mm)
1	esquerda	53
2	esquerda	125
3	esquerda	70
1	esquerda	54
2	esquerda	93
3	direita	83
	média	72
	desvio-padrão	27

Tabela 6.2: Deflexões medidas com a viga Benkelman após a execução da base granular

Pista	Faixa	D0 (0,01 mm)
1	esquerda	162
2	esquerda	223
3	esquerda	135
4	esquerda	73
5	esquerda	44
6	esquerda	32
1	direita	202
2	direita	133
3	direita	270
4	direita	222
5	direita	49
6	direita	39
	média	132
	desvio-padrão	84

6.1.2 Levantamentos deflectométricos com o FWD

Após a execução das pistas experimentais, foram realizados levantamentos deflectométricos com o FWD. Tais investigações foram efetuadas antes do início dos ensaios com o simulador de tráfego. A metodologia definida para os levantamentos incluiu a aplicação três níveis de carregamento em cada ponto de ensaio.

Algumas bacias deflectométricas obtidas em três seções da pista 1 estão mostradas nas Figuras 6.4 a 6.6. A íntegra dos levantamentos realizados com o FWD nesta pesquisa está apresentada no anexo 4 desta tese. Na Figura 6.7 estão mostradas as deflexões máximas medidas pelo FWD nas pistas experimentais 1 e 4.

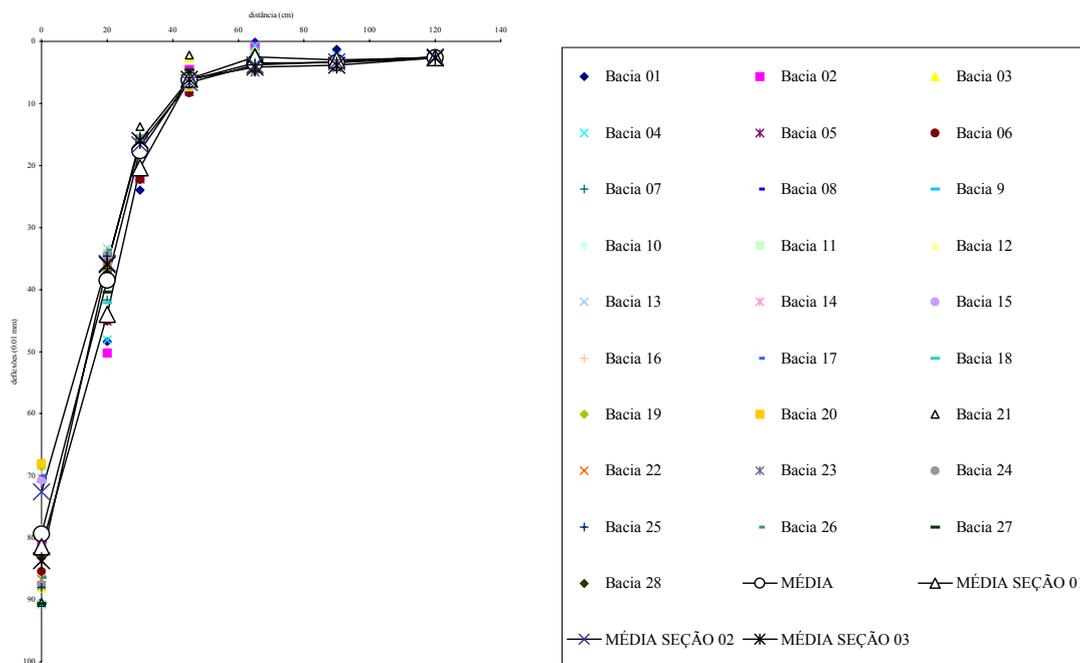


Figura 6.4: Deflexões medidas pelo FWD na pista 1 com nível de carga médio = 36 kN

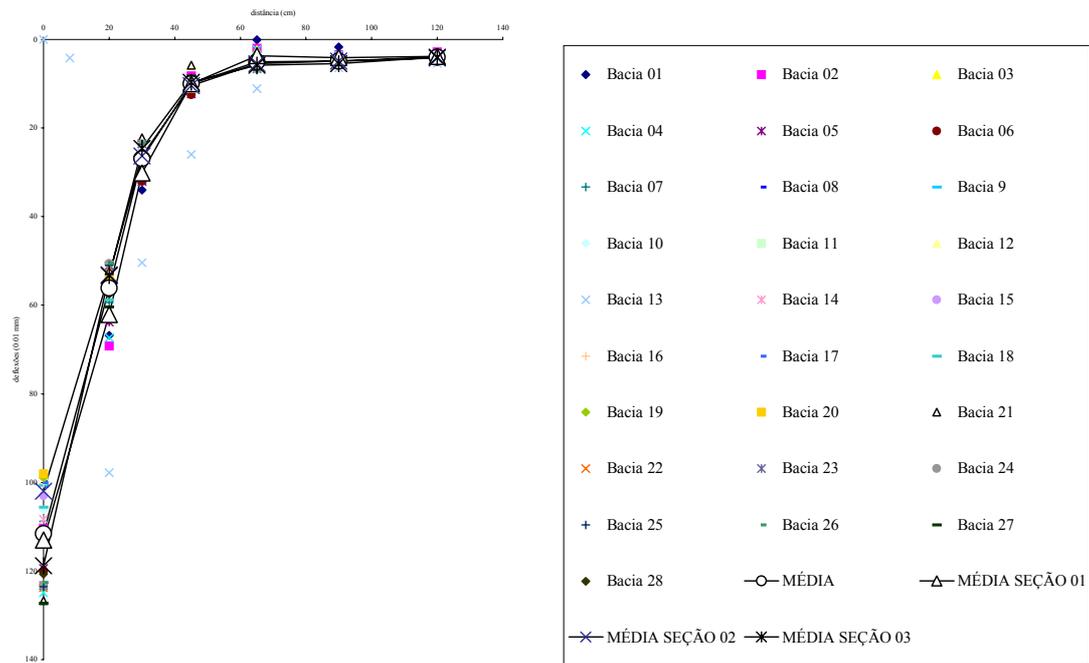


Figura 6.5: Deflexões medidas pelo FWD na pista 1 com nível de carga médio = 57 kN

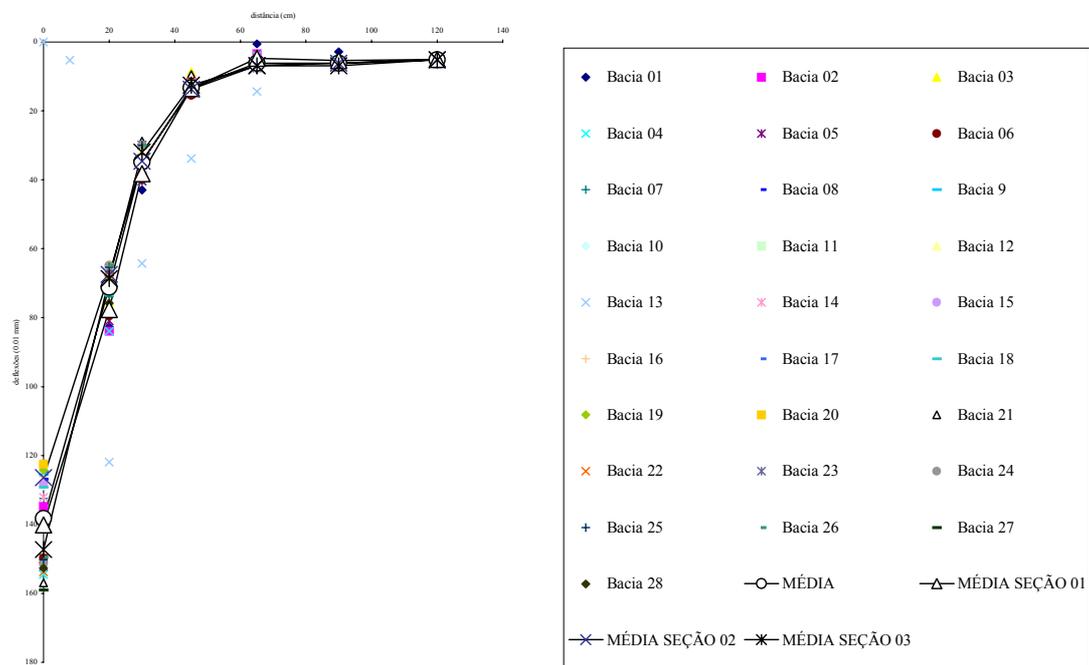


Figura 6.6: Deflexões medidas pelo FWD na pista 1 com nível de carga médio = 76 kN

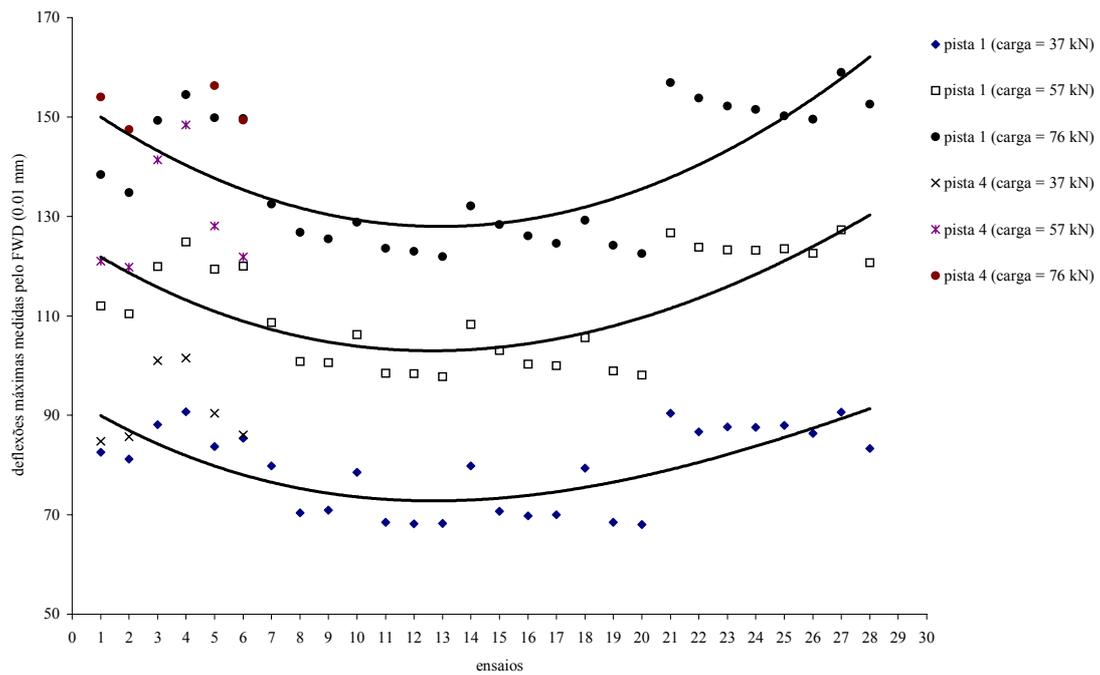


Figura 6.7: Deflexões máximas medidas pelo FWD nas pistas experimentais 1 e 4 (HR = 4 cm)

6.1.3 Efeito do nível de carga nas deflexões medidas com o FWD

O efeito do nível de carregamento aplicado pelo FWD nas deflexões medidas pode ser traduzido através da equação 6.1. Os parâmetros de ajuste a e b para cada pista experimental estão apresentados na Tabela 6.3.

$$D_{m\acute{a}x} = a \times F^b \tag{6.1}$$

sendo:

D_{máx.} = deflexão máxima medida pelo FWD (0,01 mm);

F = nível de carga aplicado (kN);

a e b = constantes de ajuste.

Tabela 6.3: Parâmetros de ajuste

Pista	tipo de mistura asfáltica	HR (cm)	nível de carga (kN)	n	a	b	R ²
1	SBS	4	37 57 76	84	4,7855	0,7775	0,99
2	SBS	6	37 57 76	21	5,2959	0,7268	0,99
3	SBS	8	37 57 76	18	5,1101	0,7437	0,99
4	CBUQ	4	37 57 76	18	6,1392	0,7494	0,99
5	CBUQ	6	37 57 76	18	6,3746	0,7713	0,99
6	CBUQ	8	37 57 76	18	4,3797	0,8015	0,99

6.1.4 Determinação dos módulos de elasticidade das camadas

Para determinação dos módulos de elasticidade *in situ* dos materiais constituintes das camadas das pistas experimentais foi utilizado o sistema Laymod4. Os critérios adotados pelo programa para a retroanálise são mostrados em RODRIGUES (2000). Foram analisadas estruturas de pavimentos de acordo com a seção de referência indicada na Figura 6.8.

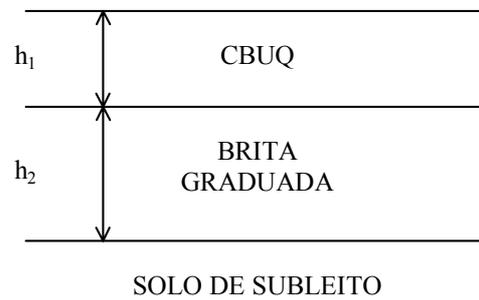


Figura 6.8: Seção de pavimento considerada

A Tabela 6.4 mostra a síntese dos resultados da retroanálise das bacias do FWD, medidas sob 3 níveis distintos de carga considerando-se um sistema de referência de 3 camadas, sendo:

- E_1 = módulo da camada de recapeamento em CBUQ;
- E_2 = módulo da camada granular de base (30 cm);
- E_3 = módulo da fundação, constituída por cerca de 50 cm de solo argiloso e pelo solo de subleito.

Para os cálculos dos módulos de elasticidade, foram utilizadas apenas as leituras dos quatro primeiros geofones, já que os três últimos apresentaram defeitos.

Tabela 6.4: Módulos de elasticidade das camadas (sistema de 3 camadas)

Pista	Carga (MPa)	D0 (0,01 mm)	D20 (0,01 mm)	D30 (0,01 mm)	D45 (0,01 mm)	Tar (°C)	Tsup (°C)	Erro (%)	E1 (MPa)	E2 (MPa)	E3 (MPa)	T _{REV} (°C)	Modelo	K	n
1-1	360	81,4	44,0	20,4	6,0	38,0	45,0	2,15	7.508	63,7	509,6	41,5	N. Linear	880,2	-0,669
1-2	360	72,6	35,8	16,7	6,7	38,0	45,0	1,72	4.964	95,5	341,7	41,5	N. Linear	1209,4	-0,483
1-3	360	83,7	36,0	16	6,1	38,0	45,0	0,72	3.000	89,8	356,0	41,5	N. Linear	1184,7	-0,538
1-1	570	113	62,1	30,1	10,0	38,0	45,0	1,88	8.965	74,2	461,8	41,5	N. Linear	1339,2	-0,575
1-2	570	102	53,1	26,3	10,4	38,0	45,0	1,29	7.516	99,3	371,2	41,5	N. Linear	1580,3	-0,461
1-3	570	118,8	53,3	24,6	9,6	38,0	45,0	0,52	3.717	98,1	364,8	41,5	N. Linear	1606,5	-0,504
1-1	760	140,1	77,6	38,2	13,6	38,0	45,0	1,9	9.566	82,3	434,2	41,5	N. Linear	1664,6	-0,526
1-2	760	126,4	67,4	34,6	13,8	38,0	45,0	0,98	9.234	103,0	383,6	41,5	N. Linear	1863,5	-0,437
1-3	760	147,2	68,6	32	12,5	38,0	45,0	0,86	4.556	102,5	378,8	41,5	N. Linear	1914,6	-0,498
4	370	91,6	47,2	22,9	8,8	35,0	42,0	1,39	5.228	71,6	282,3	38,5	N. Linear	938,2	-0,488
4	590	130,1	70,6	36,2	14,5	35,0	42,0	1,26	7.281	76,2	290,0	38,5	N. Linear	1237,3	-0,435
4	780	160,7	90,2	48,3	20,7	35,0	42,0	1,3	8.672	81,4	268,1	38,5	N. Linear	1407,7	-0,373
2	360	72,9	38,4	17,3	4,9	37,0	46,0	2,41	2.328	71,4	650,5	41,5	N. Linear	951,8	-0,751
2	580	100,5	54,1	25	7,8	37,0	46,0	2,54	2.832	84,0	637,7	41,5	N. Linear	1560,6	-0,677
2	770	122,9	67,0	32,2	10,7	37,0	46,0	2,17	3.297	90,6	616,9	41,5	N. Linear	1981,1	-0,616
5	370	103,1	59,1	31,3	12,5	35,0	43,0	1,65	2.262	52,0	244,6	39,0	N. Linear	734,0	-0,447
5	580	147,1	87,7	49	21,2	35,0	43,0	1,44	2.890	55,8	228,2	39,0	N. Linear	940,6	-0,368
5	770	180,6	110,5	64,3	29,7	35,0	43,0	1,27	3.439	60,5	212,9	39,0	N. Linear	1074,5	-0,305
3	360	74,9	40,1	19,1	6,7	37,0	46,0	2,69	1.043	71,4	460,0	41,5	N. Linear	950,4	-0,623
3	580	103,6	57,4	28,8	10,8	37,0	46,0	2,35	1.401	80,3	471,1	41,5	N. Linear	1431,4	-0,549
3	770	127,8	71,6	37,6	15,0	37,0	46,0	1,83	1.612	86,9	439,8	41,5	N. Linear	1737,7	-0,481
6	370	79,4	46,9	25,4	10,8	36,0	44,0	2,15	1.458	63,9	303,7	40,0	N. Linear	920,5	-0,421
6	580	113,7	68,0	38,4	17,3	36,0	44,0	1,71	1.697	71,0	286,8	40,0	N. Linear	1197,3	-0,358
6	770	141,5	86,3	49,6	23,3	36,0	44,0	1,79	1.901	76,1	278,0	40,0	N. Linear	1371,9	-0,32

6.1.5 Monitoramento das deflexões durante o período de ensaios

A série completa de levantamentos deflectométricos durante o período de ensaios acelerados das pistas experimentais foi realizada através da viga Benkelman. Também foram efetuados diversos testes e ensaios com a viga eletrônica. Tal equipamento foi utilizado em duas versões e apresentou problemas de funcionamento e dificuldades de manutenção.

A influência da temperatura do revestimento asfáltico nas deflexões medidas pela viga eletrônica pode ser avaliada através dos resultados apresentados na Figura 6.9 para medidas realizadas num mesmo dia. A relação identificada para temperaturas do pavimento variando entre 14 e 20 °C está mostrada na equação 6.2.

As deflexões máximas registradas com a viga eletrônica nas pistas 1 e 4 estão apresentadas nas Tabelas 6.5 e 6.6. Já as deflexões medidas pela viga Benkelman estão ilustradas nas Figuras 6.10 até 6.13.

$$D_0 = 1,713 \times (T_{\text{sup.}}) + 59,785 \quad R^2 = 0,88 \quad (6.2)$$

sendo:

D_0 = deflexão máxima medida pela viga eletrônica (0,01 mm);

$T_{\text{sup.}}$ = temperatura da superfície do pavimento (°C).

Tabela 6.5: Deflexões medidas pela viga eletrônica na pista 1

Número de ciclos (41 kN)	Seção (S1)	Seção (S2)	Seção (S3)	Média
1	61,7	61,3	72,0	65,0
2.976	45,0	53,0	59,3	52,4
8.017	51,3	62,3	61,7	58,4
16.561	60,3	73,0	67,7	67,0
124.389	63,0	79,0	68,0	71,0
154.658	62,7	71,3	68,0	67,3

Tabela 6.6: Deflexões medidas pela viga eletrônica na pista 4

Número de ciclos (41 kN)	Seção (S1)	Seção (S2)	Seção (S3)	Média
56.377	53,3	68,3	-	60,8
89.660	53,0	67,7	70,3	63,7
144.790	47,0	64,3	64,7	58,7
190.358	55,0	68,8	78,5	67,4
226.713	50,9	56,4	-	54,2
254.850	49,3	64,3	-	56,8

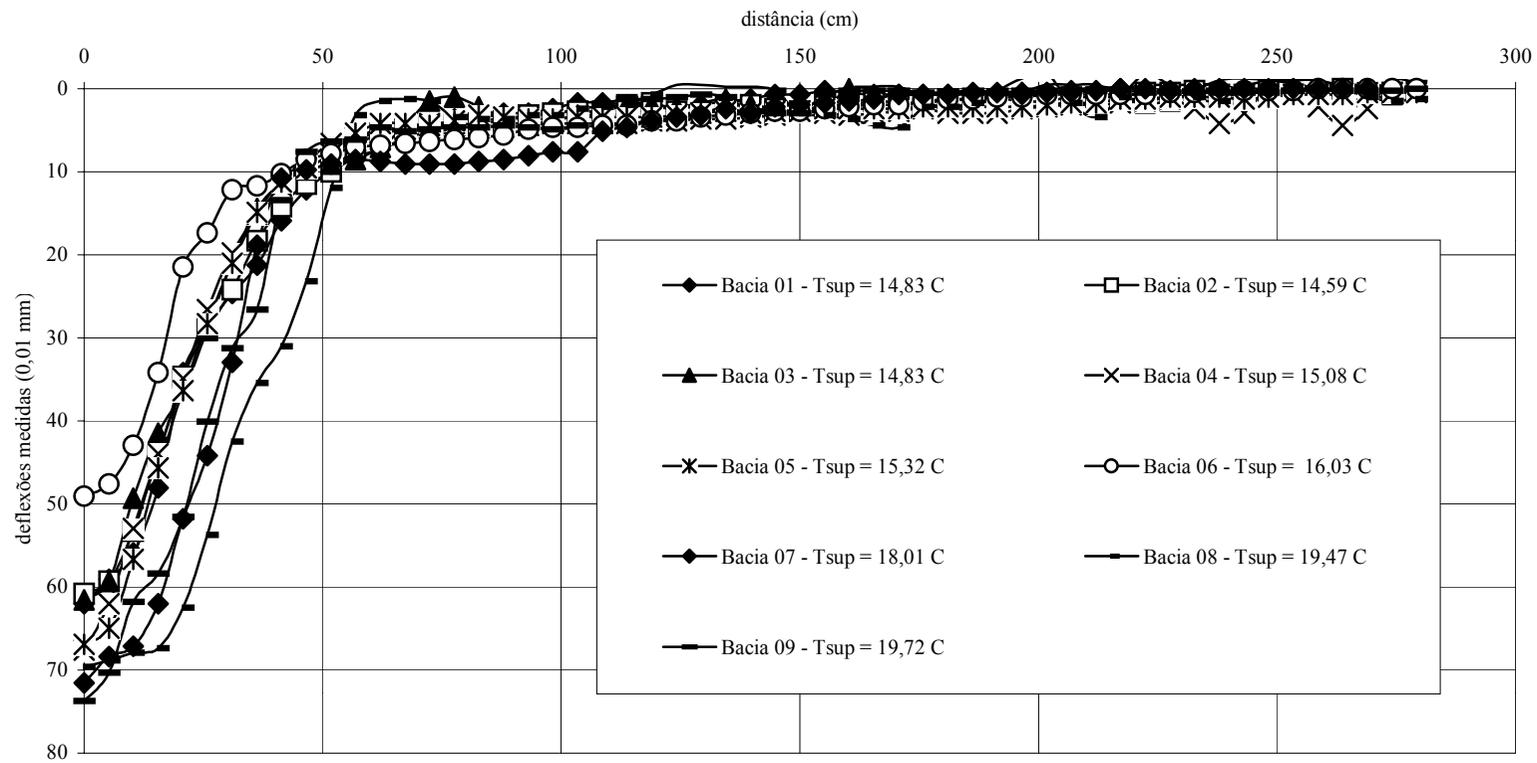


Figura 6.9: Bacias deflectométricas medidas pela viga eletrônica num mesmo ponto (pista I)

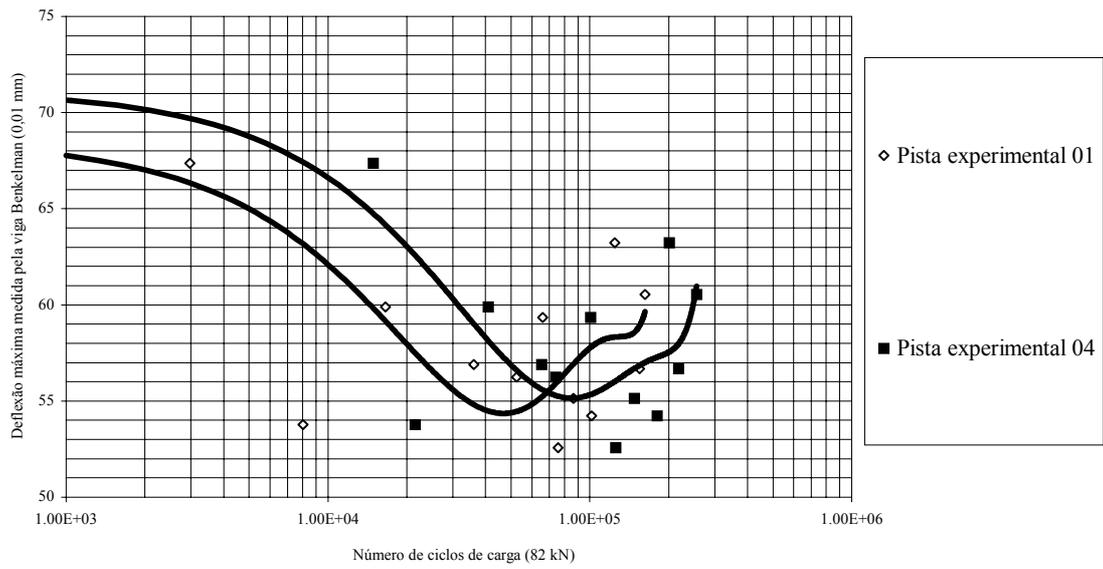


Figura 6.10: Evolução das deflexões medidas pela viga Benkelman nas pistas 1 e 4

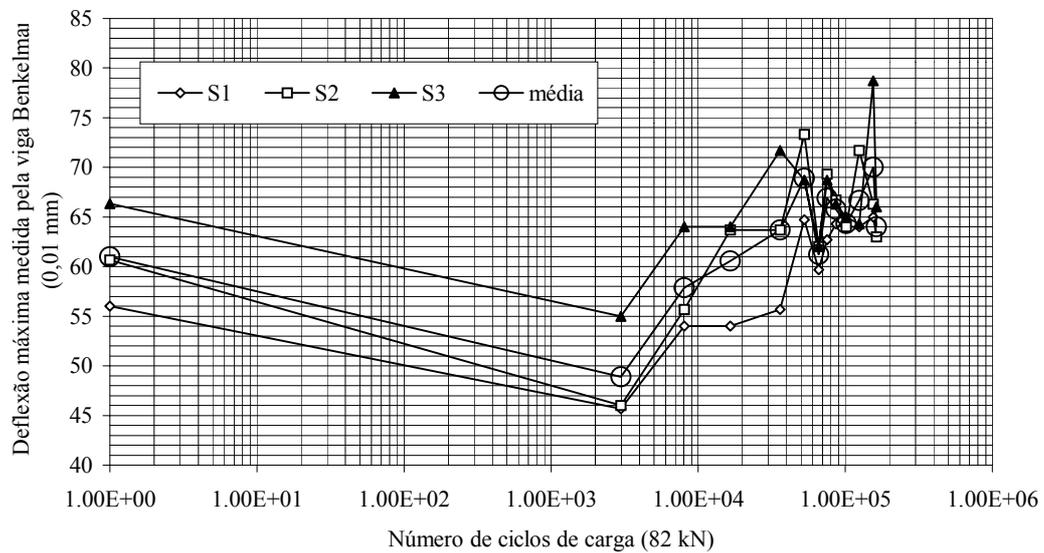


Figura 6.11: Evolução das deflexões medidas pela viga Benkelman na pista 1

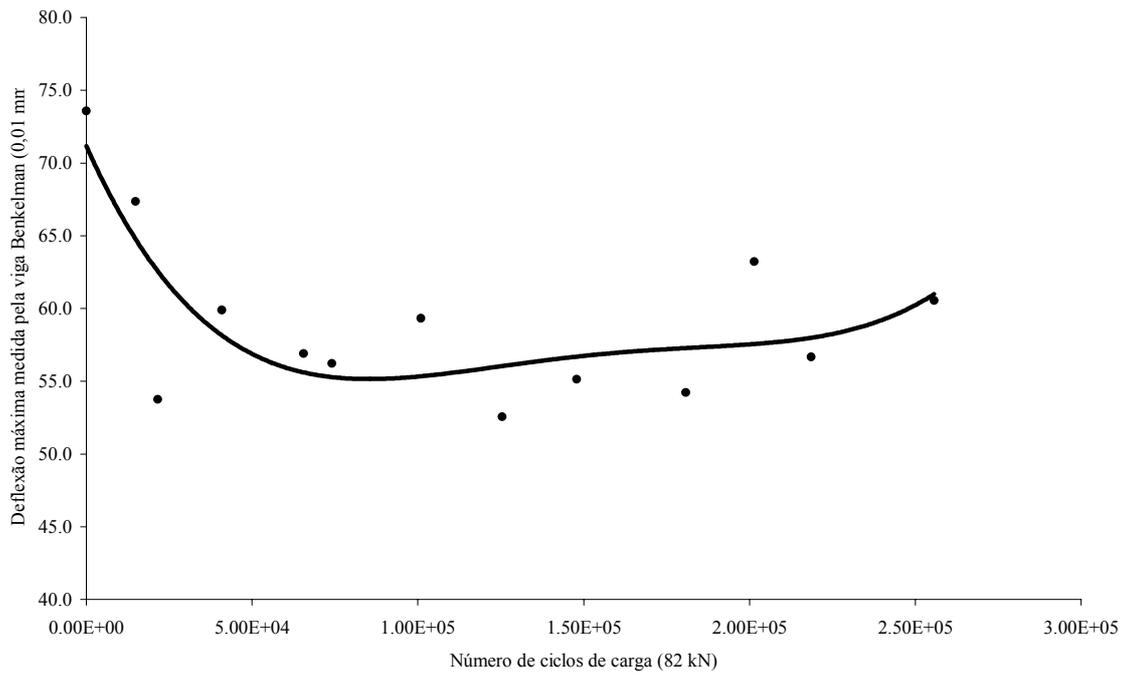


Figura 6.12: Evolução das deflexões medidas pela viga Benkelman na pista 4

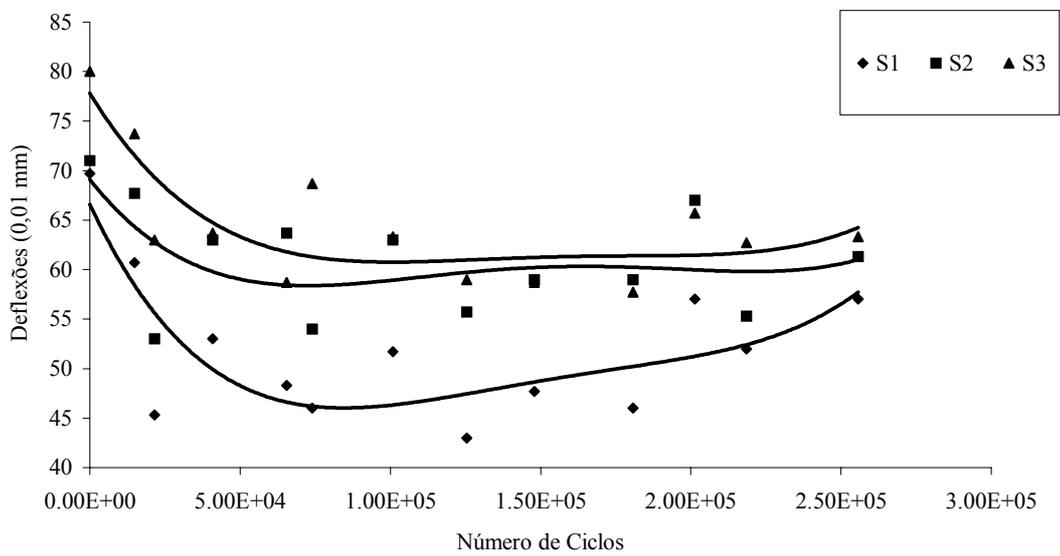


Figura 6.13: Evolução das deflexões medidas pela viga Benkelman na pista 4

6.1.6 Efeito do nível de carga nas deflexões medidas com a viga Benkelman

Durante o período de ensaios acelerados através das solicitações de cargas aplicadas pelo simulador de tráfego, nas pistas experimentais de pavimentos foram realizados levantamentos deflectométricos e medições periódicas da temperatura do concreto asfáltico, com o propósito de verificar o comportamento da deformabilidade elástica dos pavimentos sob diferentes níveis de cargas (Figura 6.14). Os resultados obtidos para as pistas 1 e 4 estão apresentados no anexo 4 desta tese. Nas Figuras 6.15 e 6.16 estão mostradas as deflexões máximas medidas sob a carga de 41 kN ao longo dos ensaios realizados com as vigas Eletrônica e Benkelman.

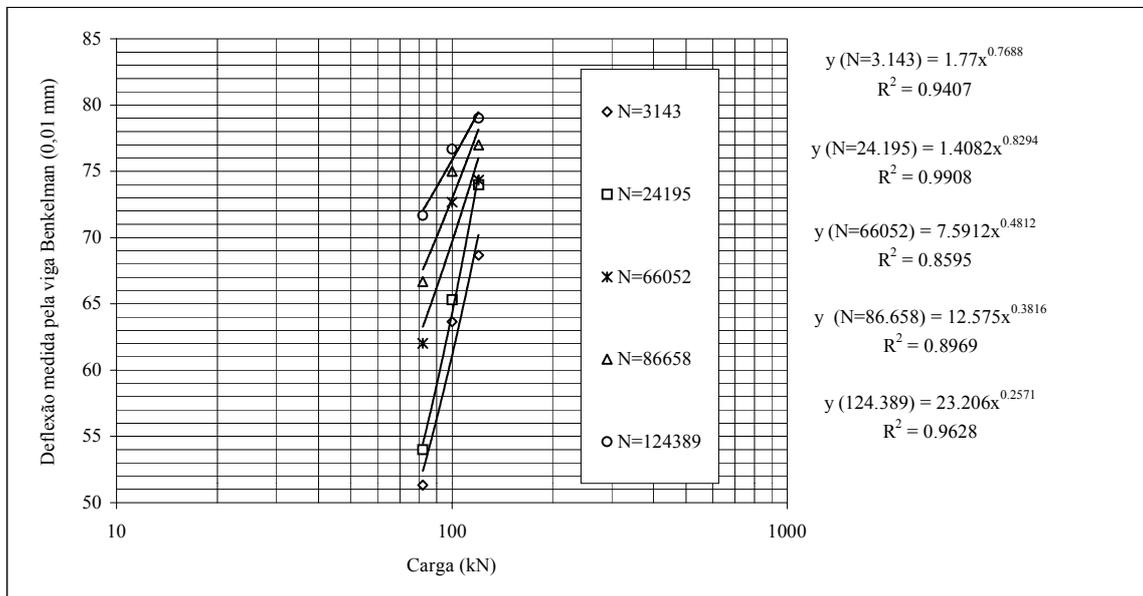


Figura 6.14: Efeito do nível de carga nas deflexões da pista 1

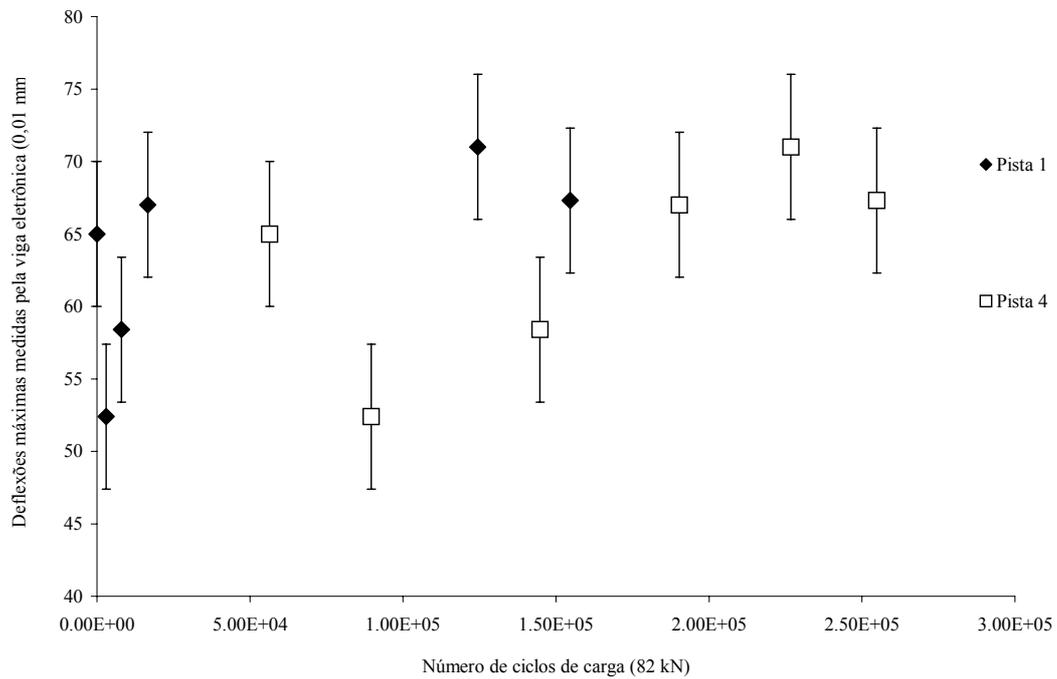


Figura 6.15: Evolução das deflexões medidas pela viga eletrônica nas pistas 1 e 4

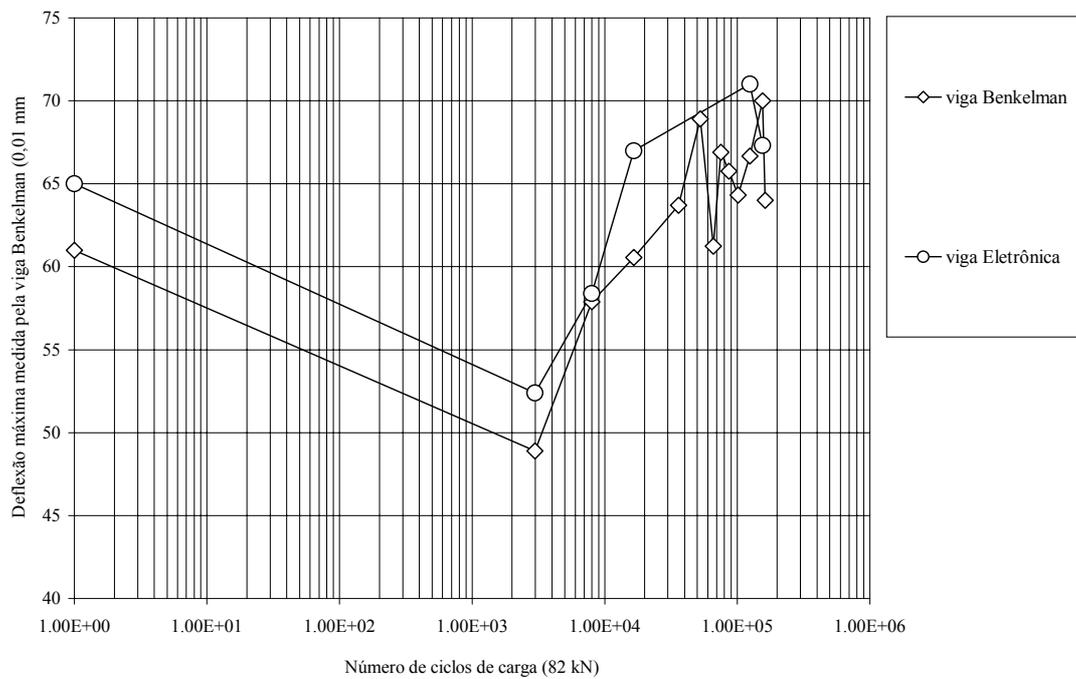


Figura 6.16: Evolução das deflexões medidas pelas vigas Benkelman e Eletrônica na pista 1

Para retroanálise das bacias deflectométricas obtidas com a viga eletrônica, tendo em vista a elevada dispersão, foi analisada apenas a bacia média dos ensaios realizados com a viga eletrônica na Pista 1. Foram selecionados os seguintes pontos:

$r = 0$	$D_1 = 64,75 \times 10^{-2} \text{ mm}$
$r = 20,69 \text{ cm}$	$D_2 = 40,42 \times 10^{-2} \text{ mm}$
$r = 31,03 \text{ cm}$	$D_3 = 25,47 \times 10^{-2} \text{ mm}$
$r = 46,55 \text{ cm}$	$D_4 = 11,20 \times 10^{-2} \text{ mm}$
$r = 62,07 \text{ cm}$	$D_5 = 5,67 \times 10^{-2} \text{ mm}$
$r = 87,93 \text{ cm}$	$D_6 = 4,56 \times 10^{-2} \text{ mm}$
$r = 118,96 \text{ cm}$	$D_7 = 2,55 \times 10^{-2} \text{ mm}$

Os dois pontos mais afastados revelaram-se inconsistentes com o restante da bacia; a partir do gráfico Módulo de Superfície *versus* distância, de modo que foram excluídos da análise. Para as cinco leituras restantes, os resultados obtidos através do programa Laymod4 foram:

$$E_1 = 20.000 \text{ MPa}$$

$$E_2 = 78 \text{ MPa}$$

$$E_3 = 300 \text{ MPa}$$

Estes resultados se comparam bem com o que foi obtido através do FWD ($E_1 = 17.234 \text{ MPa}$, $E_2 = 90 \text{ MPa}$ e $E_3 = 400 \text{ MPa}$), de modo que se pode concluir ser a viga eletrônica um equipamento confiável para a determinação dos módulos de elasticidade das camadas, desde que seja utilizada a bacia média de uma série de leituras (a fim de minimizar os efeitos da dispersão experimental) e que se eliminem da retroanálise as leituras que se revelarem inconsistentes com o restante da bacia em termos da variação do Módulo de Superfície com a distância.

6.2 MONITORAMENTO DA EVOLUÇÃO DE AFUNDAMENTOS EM TRILHA DE RODA

Durante o período de ensaios com o simulador linear de tráfego nas pistas 1 e 4, foram realizadas medidas semanais de afundamentos em trilha de roda (ATR). Sendo, para tanto, utilizado o perfilógrafo ilustrado na Figura 6.17. Para o monitoramento da evolução de ATR cada uma das pistas experimentais submetidas aos esforços do tráfego foi dividida em três setores denominados s1, s2 e s3. Os resultados médios derivados dos levantamentos realizados no campo estão apresentados na Tabela 6.7. A íntegra dos levantamentos de ATR realizados nesta pesquisa está apresentada no anexo 5 deste trabalho.



Figura 6.17: Perfilógrafo

Nos levantamentos realizados com o perfilógrafo, foram registrados os perfis com irregularidades transversais e longitudinais das seções experimentais. A evolução das elevações relativas das pistas 1 e 4 estão apresentadas nas Figuras 6.18 e 6.19 .

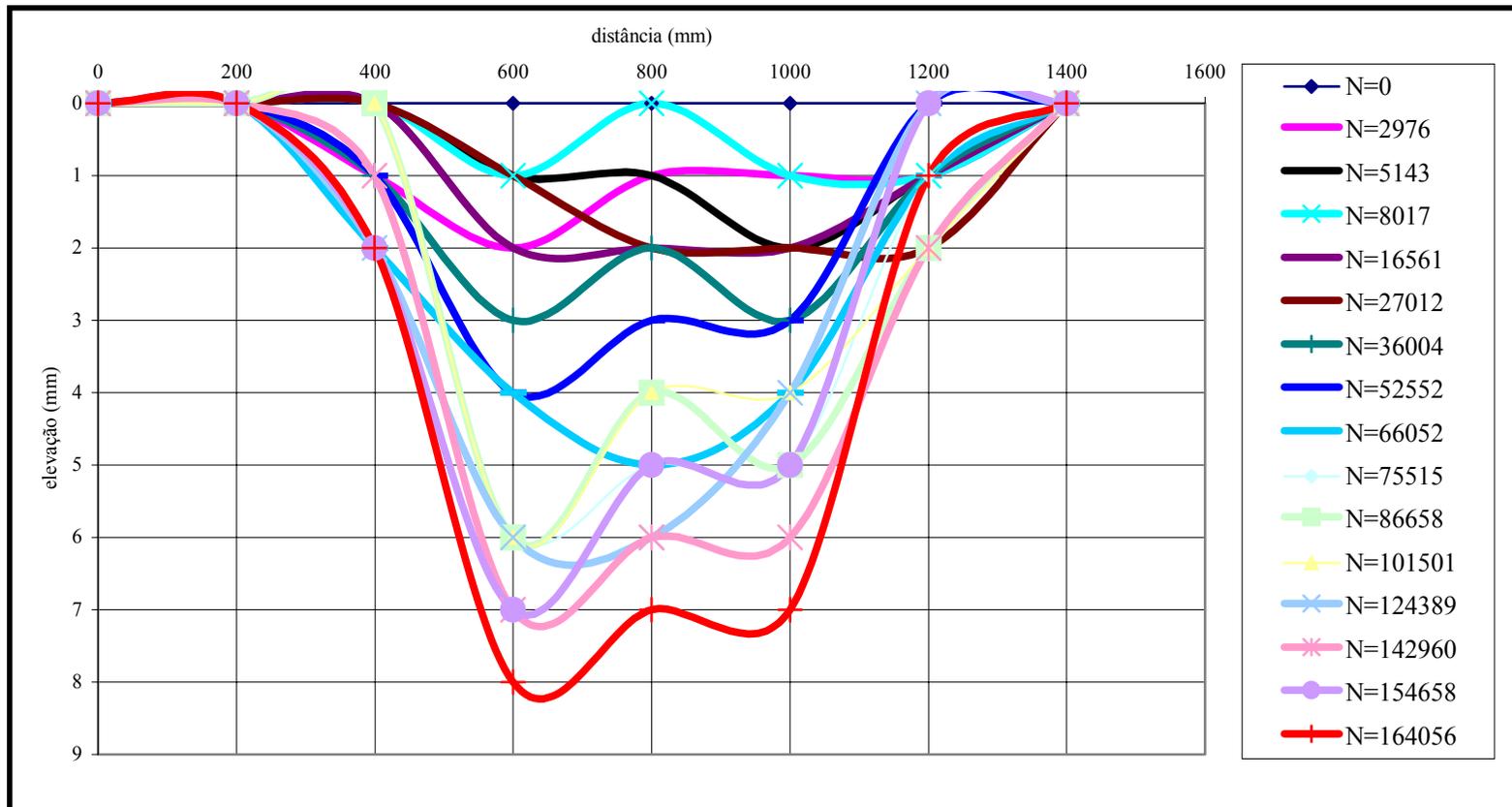


Figura 6.18: Evolução da irregularidade transversal do pavimento da pista l

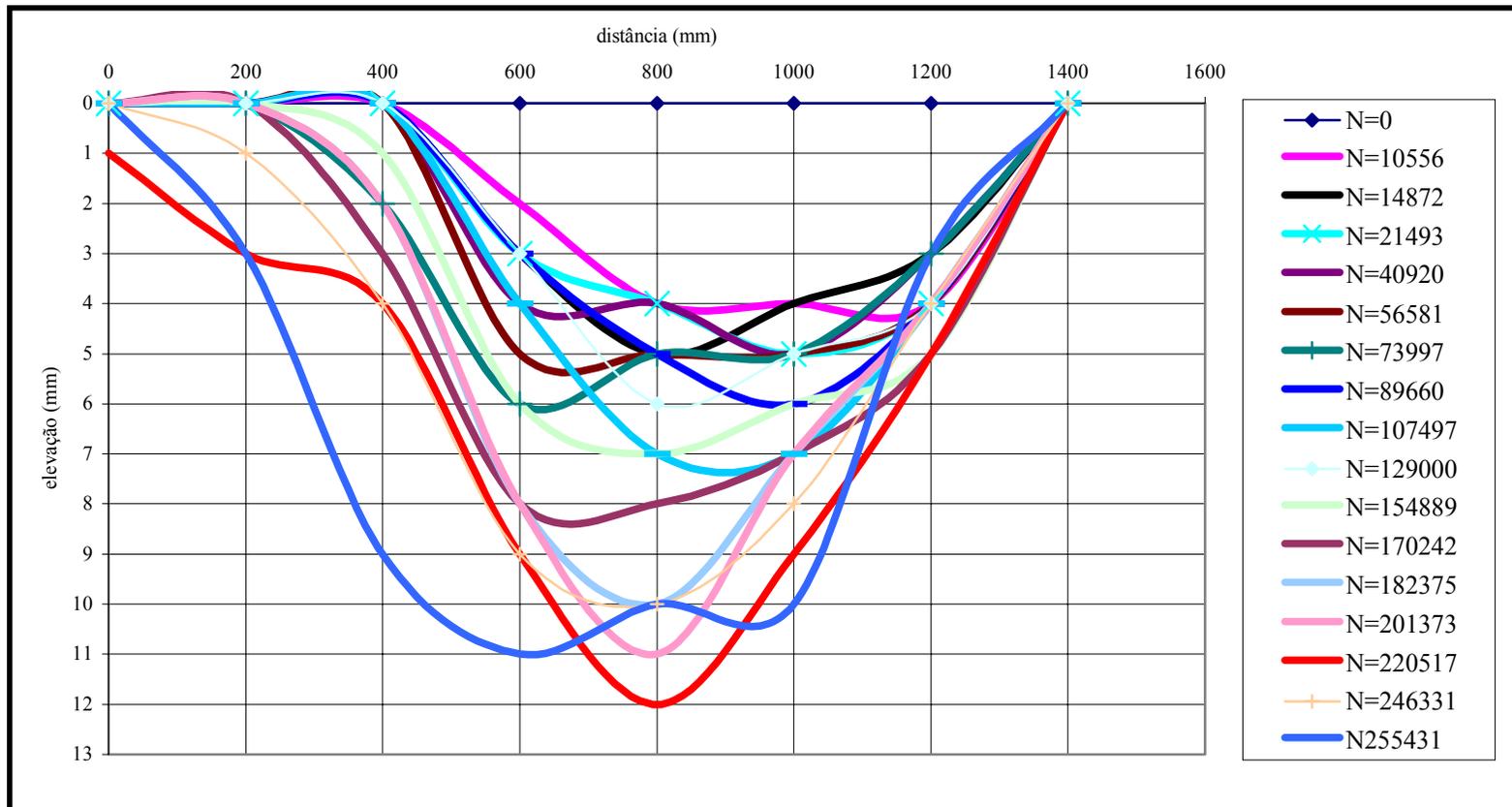


Figura 6.19: Evolução da irregularidade transversal do pavimento da pista 4

Tabela 6.7: Evolução de ATR nas pistas experimentais 1 e 4

Pista 1 (SBS)		Pista 4 (CAP-20)	
N (10 ⁴)	ATR médio (mm)	N (10 ⁴)	ATR médio (mm)
1	0,0	1	0,0
2976	1,7	10556	4,0
5143	2,7	14872	4,7
8017	2,3	21493	5,3
16561	2,3	40920	5,3
27012	3,0	56581	6,7
36004	3,3	73997	7,0
52552	4,0	89600	7,3
66052	5,0	107497	8,0
75515	5,3	129000	10,0
86658	5,3	136726	8,7
101501	5,7	146272	9,7
124389	6,7	154889	10,7
142960	7,0	170242	11,3
154658	7,0	182375	12,0
164056	7,7	201373	11,7
		220517	11,7
		246331	10,7
		255431	11,0

No estudo experimental desenvolvido pela OCDE (1991) na pista experimental de Nantes, foi adotado o modelo geral da equação 6.3 para previsão de afundamentos em trilha de roda:

$$ATR = ATR_0 + AN^{0,5} \quad (6.3)$$

sendo:

N = número acumulado de repetições de carga;

ATR = afundamento em trilha de roda (mm);

ATR_0 = intercepto, que caracteriza uma fase de consolidação logo após a abertura ao tráfego, função da estrutura, dos materiais e do processo construtivo.

O parâmetro A traduz a influência da carga aplicada, da temperatura e da estrutura do pavimento.

De acordo com RODRIGUES (1998), uma das vantagens introduzidas pelo uso do modelo dado pela expressão geral da equação 6.3 está em projetos de restauração de

pavimentos, onde a estrutura existente será aproveitada (caso típico é o do recapeamento por uma camada de concreto asfáltico). Neste caso, a evolução posterior dos afundamentos em trilha de roda pode ser prevista considerando-se $ATR_0 = 0$, uma vez que a estrutura existente já teria sido pré-consolidada. Dependendo da espessura da camada asfáltica de recapeamento e do clima, faltaria apenas acrescentar-se uma parcela devido às deformações plásticas na camada asfáltica de recapeamento, prevendo-se uma redução do volume de vazios de ar que ocorre nas trilhas de roda durante o primeiro verão após a abertura ao tráfego.

A equação 6.3 deve ser associada a resultados experimentais referentes a rodovias em serviço, a fim de que seus parâmetros (ATR_0 e A) reflitam o desempenho em verdadeira grandeza de pavimentos rodoviários. Para tanto, dispõe-se de dados de desempenho no Brasil que se encontram resumidos nos modelos de previsão utilizados pelo programa HDM-III do Banco Mundial (PATERSON, 1987). Efetuando-se esta associação, obtêm-se os seguintes resultados:

$$ATR_0 = 1,54 \text{ mm}$$
$$A = 5,0 \times 10^{16} H_T^{-8.87} CBR^{-4.73}$$

Onde $H_T = 2h_1 + h_2$ é a espessura total do pavimento (em cm), em termos de brita graduada, acima do solo de subleito.

Em estudos desenvolvidos na África do Sul, foi adotada a equação 6.4 para modelar a evolução de afundamentos em trilha de roda em seções experimentais de pavimentos submetidos a ensaios acelerados com o HVS:

$$y = (mx + a)(1 - e^{-bx}) \quad (6.4)$$

onde:

y = deformação permanente na superfície do pavimento;

m = variável indicativa da velocidade da ocorrência da deformação na superfície;

x = número de repetições de carga;

a = flecha inicial;

b = constante que controla a curvatura da fase inicial de consolidação.

Alguns resultados obtidos através desta modelagem estão apresentados na Tabela 6.8. Detalhes acerca do nível de carregamento imposto e da configuração geométrica das seções experimentais estão apresentados em STEYN & SADZIK (1998).

Tabela 6.8: Parâmetros para estimativa de ATR

Parâmetro	Modelo	Nível de confiança (%)	R ²
A	$exp(-0,973508+152,199/CBR_{IN\ SITU})$	90	0,36
B	$exp(8,4265-0,0188379 \times CBR_{IN\ SITU})$	95	0,58
M	$-16,8619 + (4303,56/ CBR_{IN\ SITU})$	95	0,73

6.2.1 Evolução de ATR na pista 1

Nas Figuras 6.20 a 6.22, estão mostrados os resultados obtidos em análises efetuadas com os valores médios derivados dos levantamentos de ATR realizados na pista 1 durante o período de ensaios com simulador linear de tráfego.

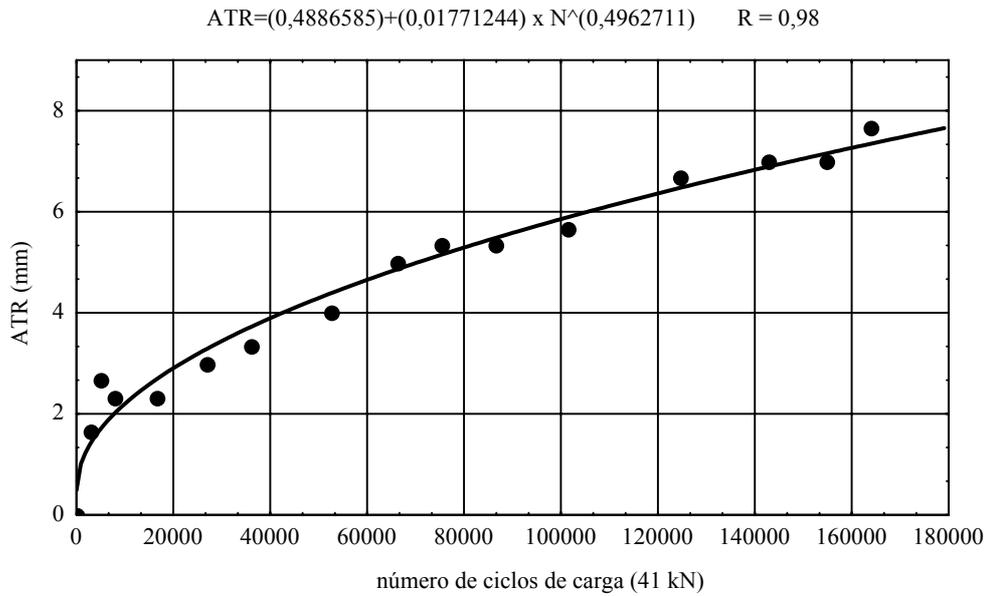


Figura 6.20: Evolução de ATR na pista 1

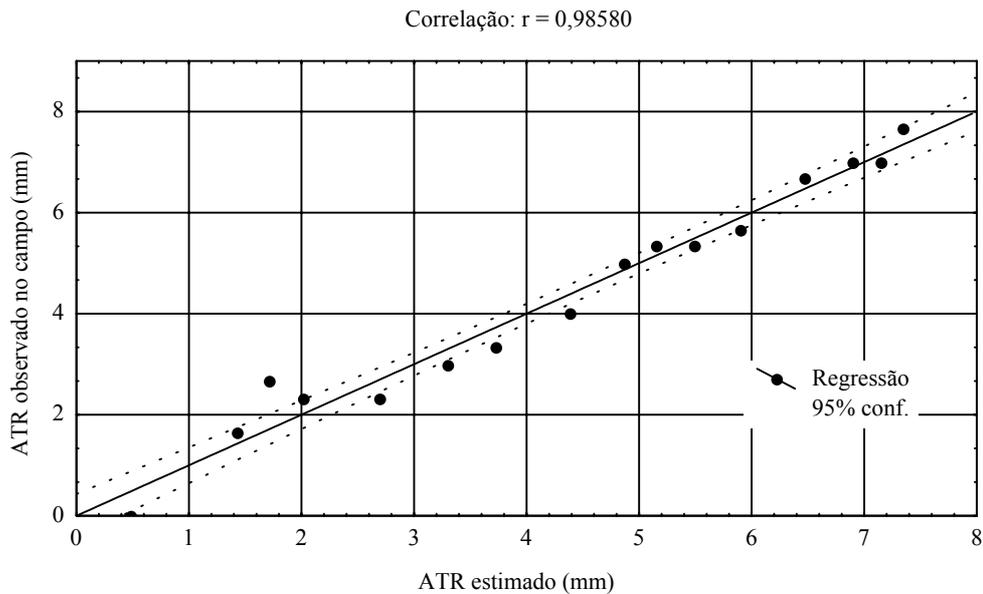


Figura 6.21: ATR medido *versus* ATR estimado na pista 1

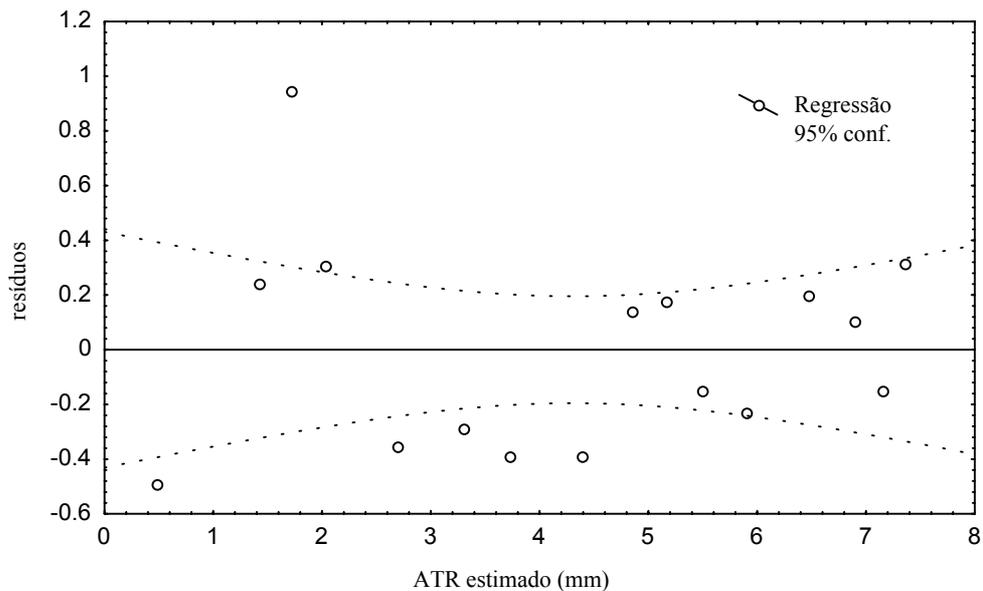


Figura 6.22: Análise de resíduos para a pista 1

6.2.2 Evolução de ATR na pista 4

Nas Figuras 6.23 a 6.25, estão mostrados os resultados obtidos em análises realizadas com os valores médios derivados dos levantamentos de ATR efetuados na pista 4.

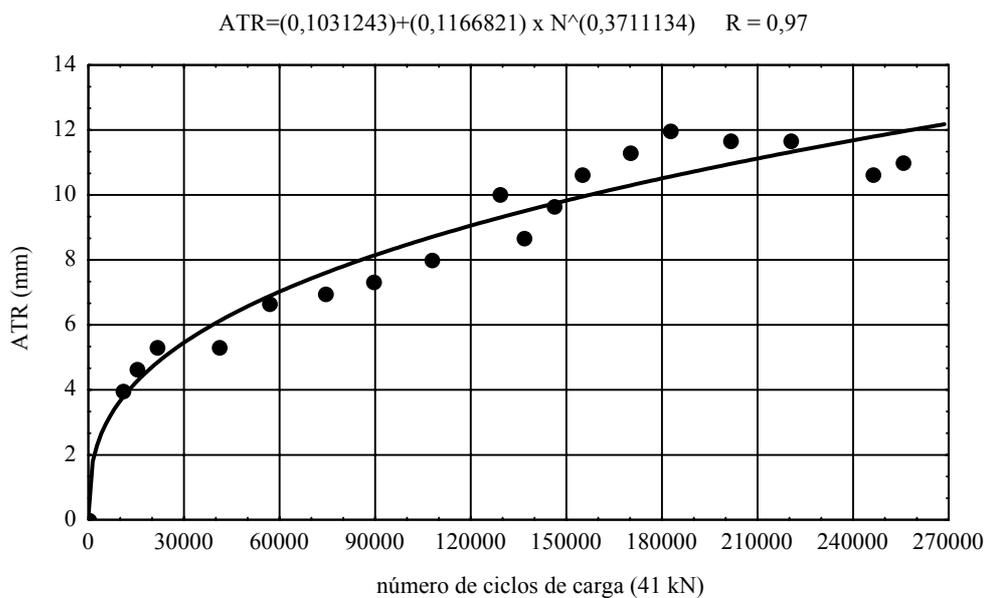


Figura 6.23: Evolução de ATR na pista 4

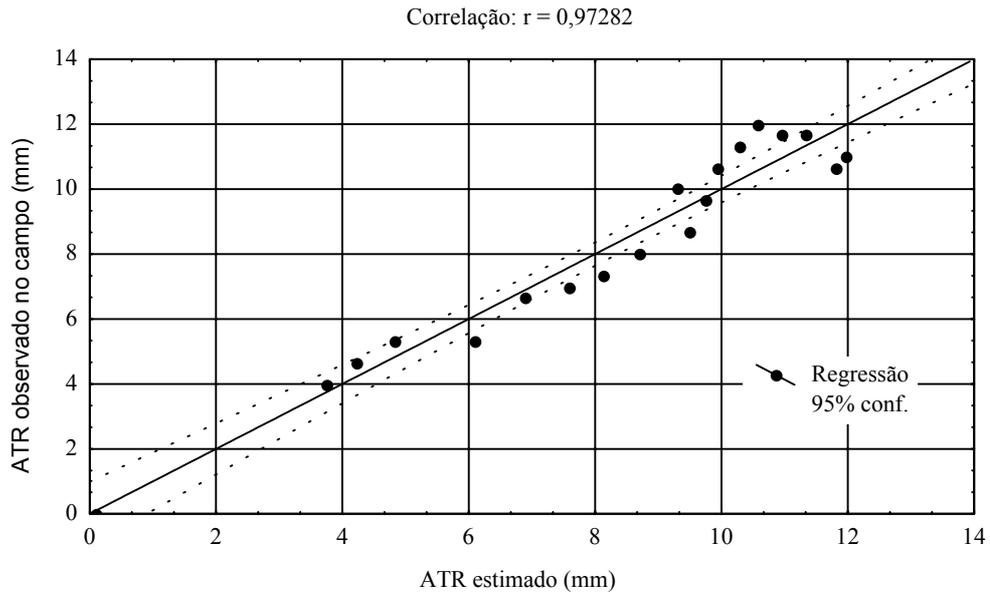


Figura 6.24: ATR medido *versus* ATR estimado na pista 4

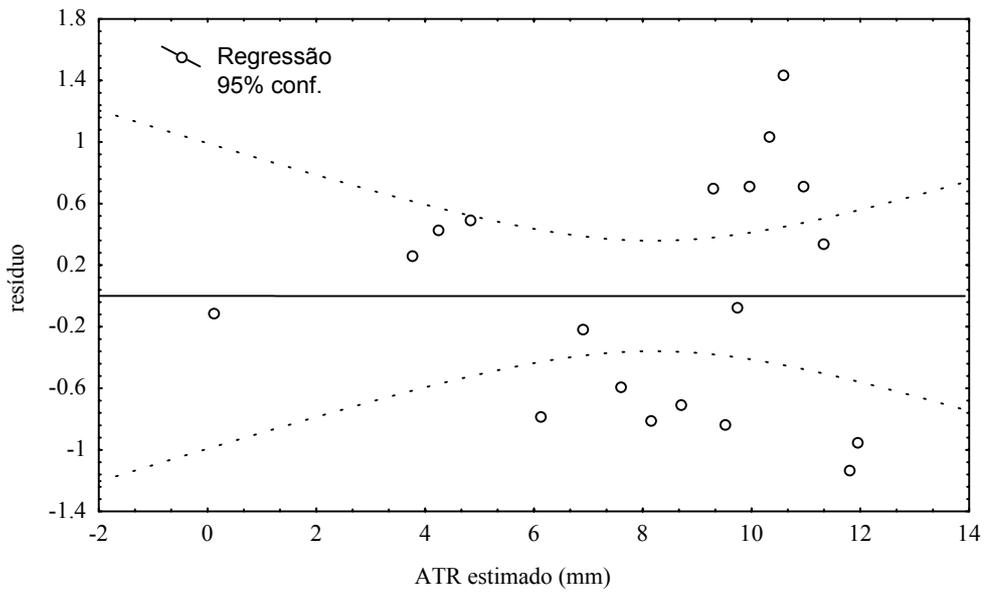


Figura 6.25: Análise de resíduos para a pista 4

6.2.3 Abertura de trincheiras nas pistas experimentais

Ao final dos testes com o simulador de tráfego, foram realizadas investigações através de aberturas de trincheiras para identificar a contribuição individual das camadas para o acúmulo das deformações permanentes que foram registradas na superfície do pavimento. Os perfis transversais das estruturas derivados das medidas efetuadas nos locais de abertura das trincheiras estão apresentados na Figuras 6.26 e 6.27.

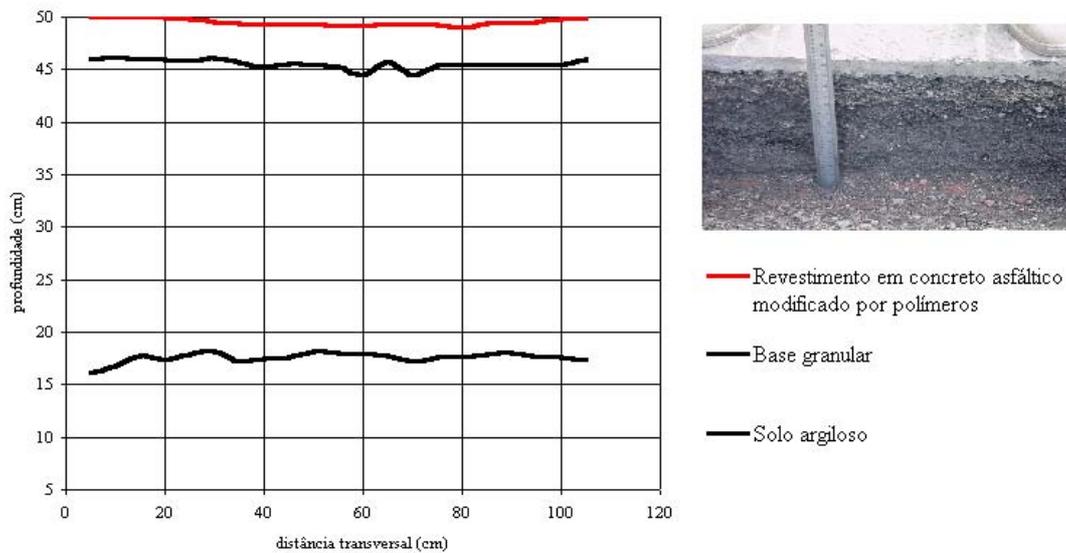


Figura 6.26: Interfaces das camadas do pavimento na pista 1

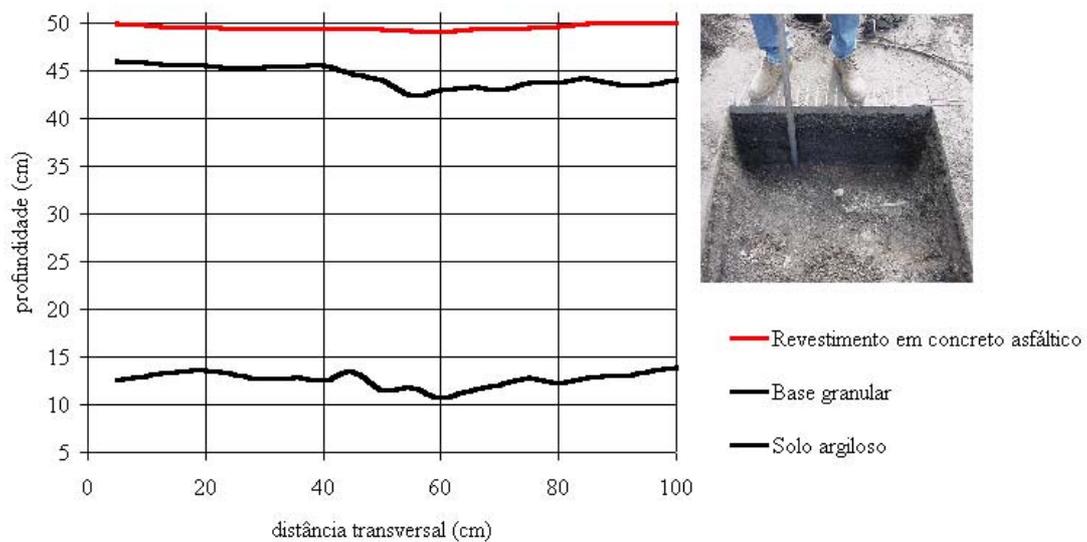


Figura 6.27: Interfaces das camadas do pavimento na pista 4

Durante a abertura das trincheiras também foram feitas investigações acerca das condições dos instrumentos instalados nas pistas experimentais. A relação observada no campo entre a evolução das tensões verticais no interior do subleito e a presença de ATR nas pistas experimentais 1 e 4 estão apresentadas nas Figuras 6.28 e 6.29.

As tensões verticais apresentadas na Figura 6.29 foram calculadas através da constante de calibração obtida nos ensaios realizados com o solo de fundação das pistas experimentais compactado na câmara de calibração, conforme a descrição apresentada no capítulo 4 deste trabalho.

Para ambas as pistas, nota-se uma tendência clara de crescimento das tensões verticais no subleito com o aumento das trilhas de roda. As diferenças observadas na fase inicial da degradação podem ser atribuídas às técnicas de instalação das células de carga no solo argiloso, conforme discutido no capítulo 4 desta tese. Na Figura 6.30, estão apresentados os registros de ATR efetuados nas pistas 1 e 4.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados nesta pesquisa com os simuladores de tráfego UFRGS-DAER e LCPC/EPUSP estão mostrados na Figura 6.31. Vale registrar que as condições de realização dos testes são completamente distintas em termos de aspectos fundamentais, tais como: temperatura do ensaio, nível e forma de carregamento aplicado. Os ensaios realizados com simulador tipo LCPC/EPUSP foram efetuados em amostras extraídas das pistas experimentais 1 e 4.

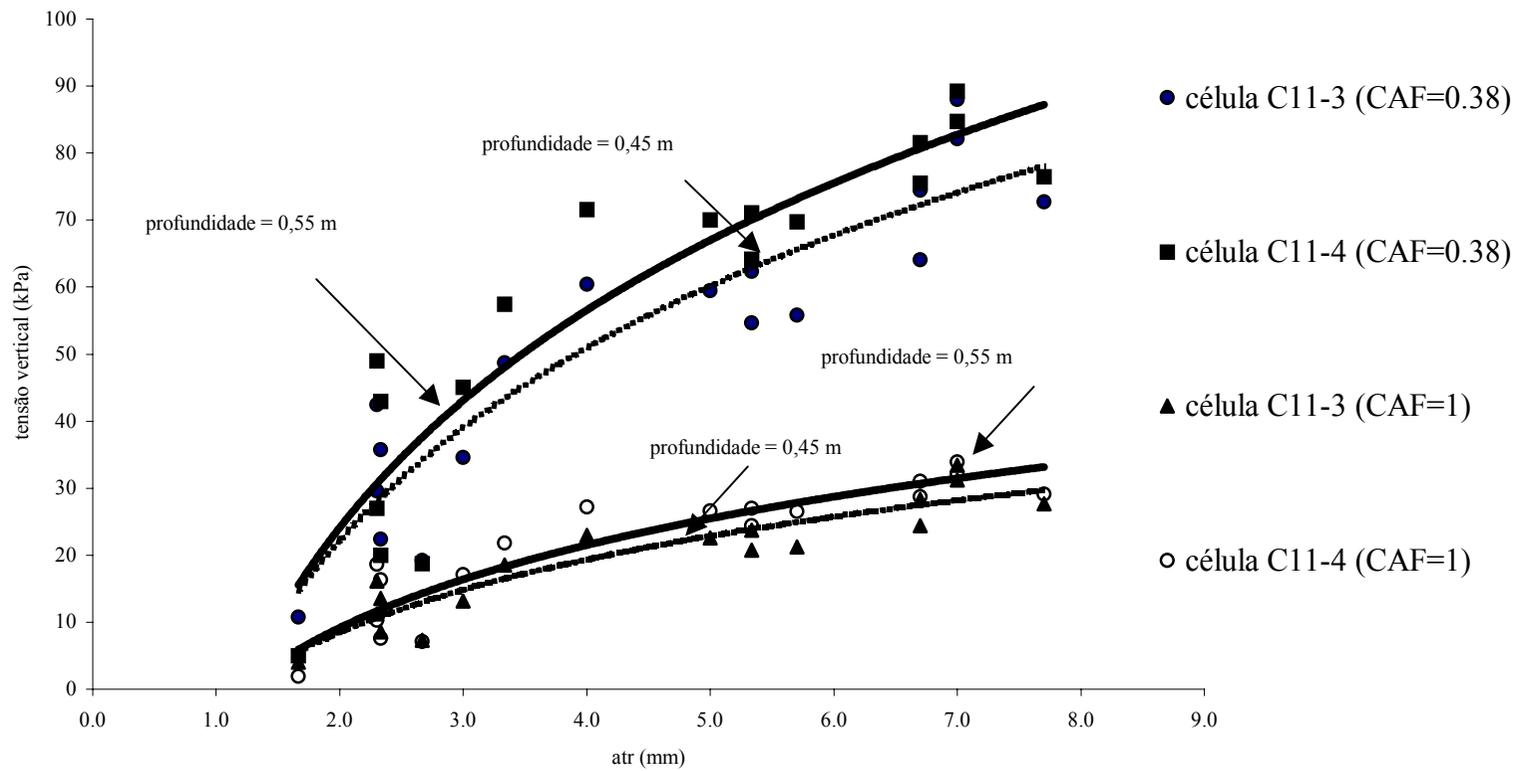


Figura 6.28: Tensão vertical no subleito *versus* ATR na pista 1

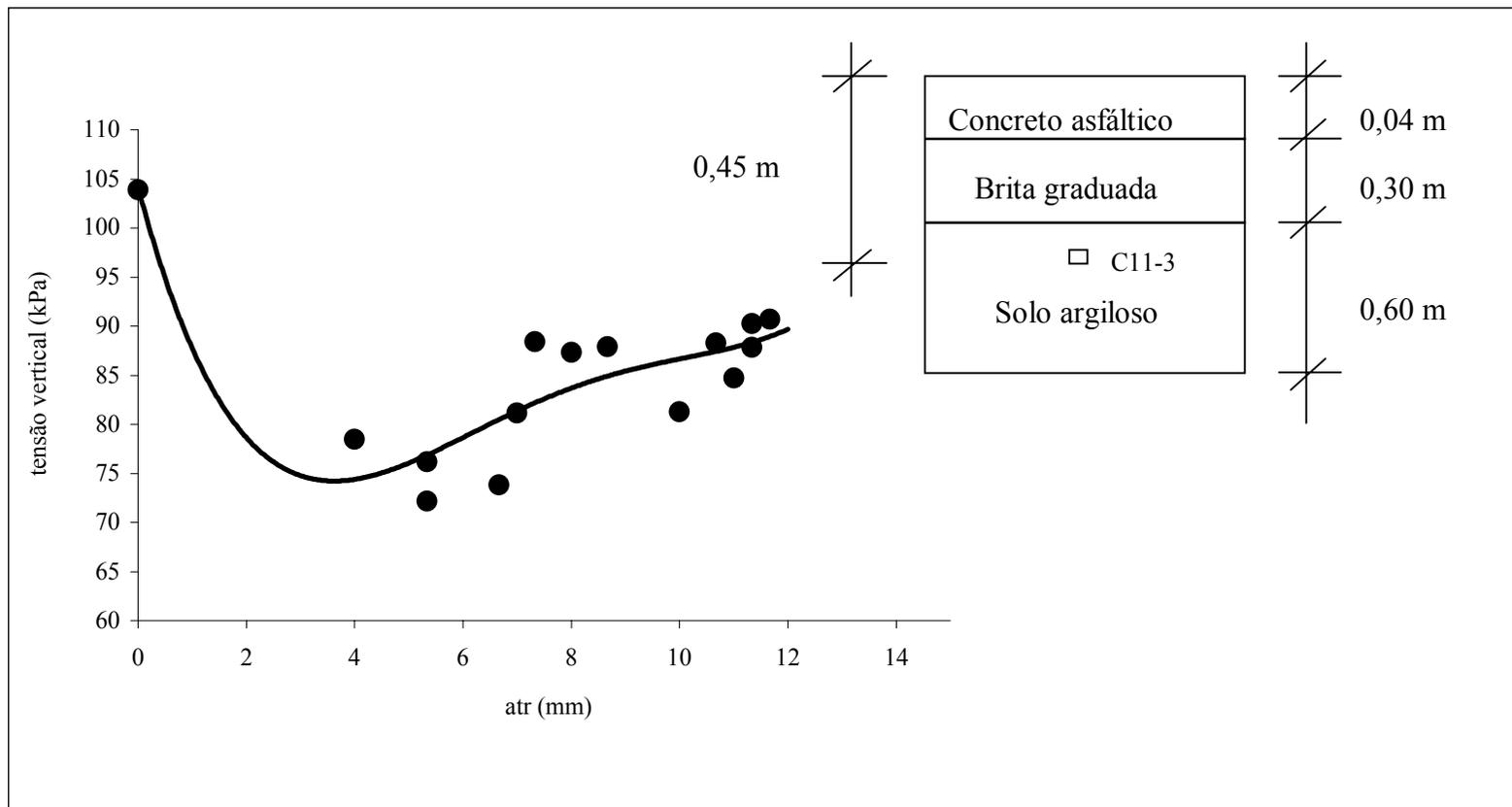


Figura 6.29: Tensão vertical no subleito *versus* ATR na pista 4

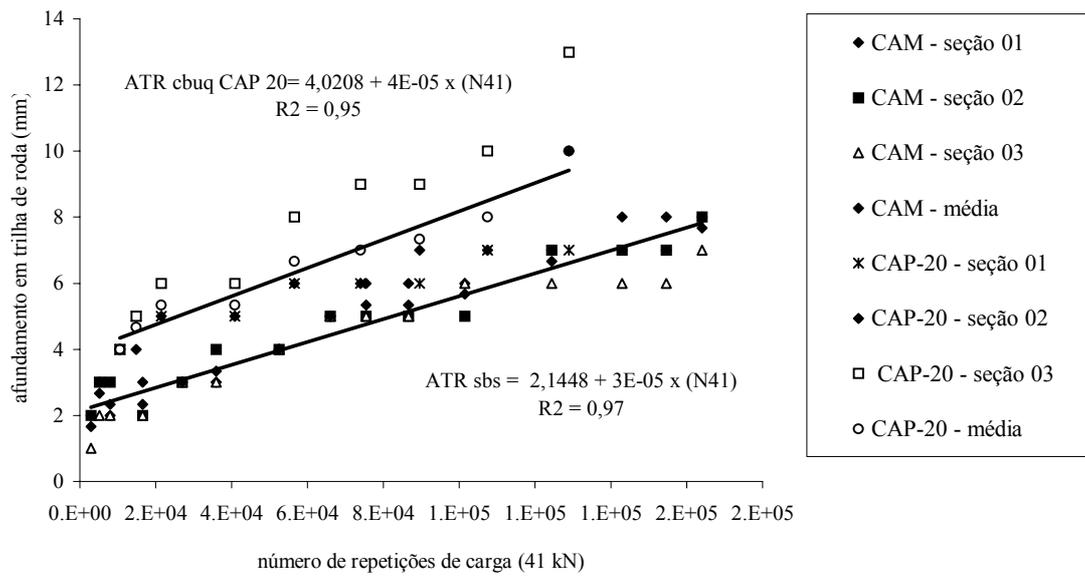


Figura 6.30: Evolução de ATR nas pistas experimentais 1 e 4

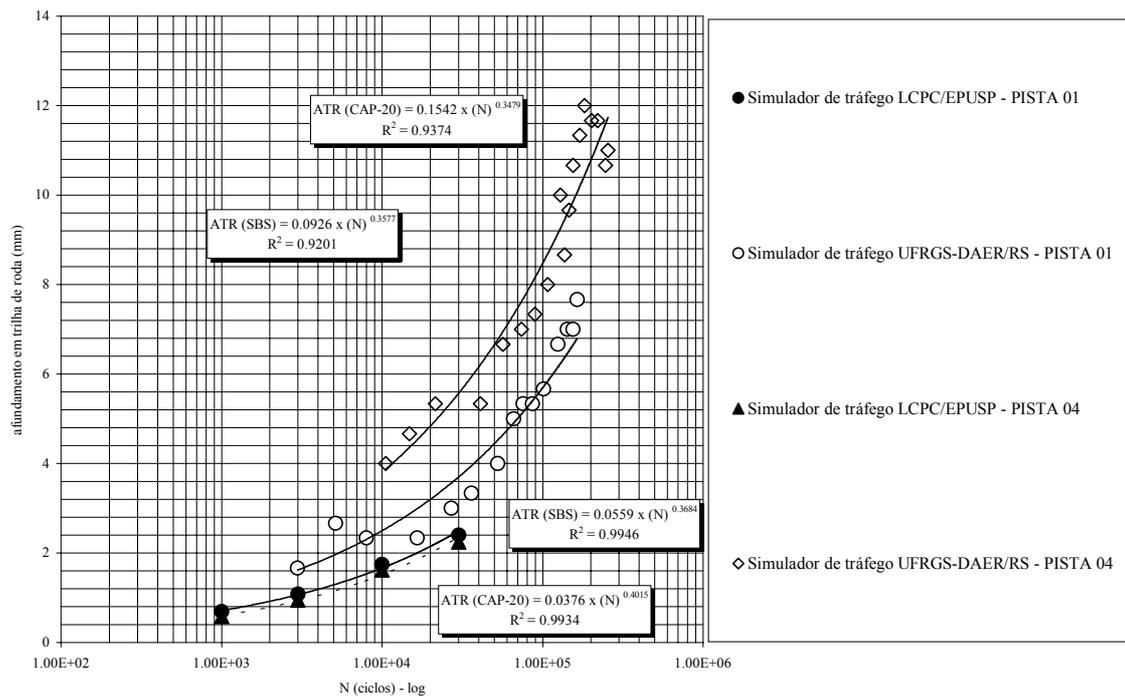


Figura 6.31: Simulador LCPC/EPUSP versus simulador UFRGS-DAER

6.3 O TRINCAMENTO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

O trincamento dos pavimentos asfálticos pode ser devido a um grande número de motivos. A presença de trincas em camadas asfálticas tem sido categorizada em dois grandes grupos: trincas devido às cargas do tráfego e trincas que decorrem de outras causas, como as solicitações térmicas, deficiências construtivas e intemperismo. De modo geral, importa para efeito de projeto as trincas de fadiga, o trincamento por reflexão e, em climas frios, o trincamento térmico a baixas temperaturas. Na Tabela 6.9, estão listados os principais fatores que afetam a vida de fadiga de misturas asfálticas.

Tabela 6.9: Principais fatores que influem na vida de fadiga de misturas asfálticas

Fatores da mistura	Fatores de carga	Fatores ambientais
tipo de cimento asfáltico	magnitude do carregamento	temperatura
teor de asfalto	tipo de carregamento	umidade
temperatura na mistura	freqüência	
temperatura na compactação	histórico de tensões	
método de compactação	forma de carregamento: triangular, quadrado, etc.	
tipo, forma, granulometria e textura do agregado índice de vazios		

O aparecimento de trincas na superfície de um pavimento traz conseqüências prejudiciais ao desempenho estrutural e funcional da rodovia, tais como:

- Perda de impermeabilização da superfície, permitindo a infiltração de água na estrutura e causando uma perda na capacidade de suporte do solo e a abertura de panelas;
- Degradação progressiva do revestimento próximo à trinca, devido à concentração dos esforços nos bordos da trinca, o que leva ao aumento da irregularidade;
- Aumento nas tensões verticais que atuam nas camadas subjacentes, devido à queda na rigidez da camada trincada.

A propagação de trincas decorrentes das diversas solicitações a que uma estrutura de pavimento está submetida é, em geral, um resultado de três etapas, com mecanismos diferentes:

- Início do fissuramento;
- Crescimento estável da trinca;
- Propagação instável da trinca (aparecimento e propagação na superfície).

Para cada etapa, diferentes leis físicas podem ser aplicadas, de acordo com o tipo de estrutura e condições de carregamento predominantes. O tempo que a trinca leva para aparecer na superfície aumenta com a espessura da camada de revestimento. A natureza da camada de revestimento também é importante porque a trinca propaga-se mais rapidamente através de um material mais friável. As principais forças dirigidas para o início e propagação das trincas são:

- Cargas do tráfego;
- Variações de temperatura;
- Variações hídricas do solo.

Os bordos das trincas se movimentam sob o efeito da passagem dos veículos, da variação da temperatura e de variações de volume dos solos. Existem três tipos de movimentação dos bordos de uma trinca:

- Modo I: abertura da trinca provocada pela retração térmica, por ressecamento do ligante ou por tração na fibra inferior do revestimento devido às cargas de rodas;
- Modo II: cisalhamento da camada sob o efeito das cargas do tráfego;
- Modo III: rasgamento da mistura asfáltica.

Esforços consideráveis têm sido feitos no sentido de se estabelecer procedimentos de projeto que possibilitem minimizar a ocorrência de trincamento em pavimentos asfálticos. Para determinação das propriedades que controlam o trincamento de misturas asfálticas densas, são usualmente adotados os seguintes procedimentos:

- Ensaios de laboratório para estabelecimento de leis de fadiga para as misturas asfálticas;
- Estimativas das propriedades de fadiga com base em estudos realizados em materiais similares ou a partir de avaliação do desempenho de pavimentos em serviço através da análise comparativa do trincamento observado.

Nesta pesquisa, o início e a evolução de trincas na superfície das pistas experimentais 1 e 4 foram monitorados ao longo do período de ensaios com o simulador linear de tráfego. A metodologia definida para os levantamentos incluiu o desenho das trincas em papel milimetrado, conforme a ilustração apresentada na Figura 6.32. Para quantificar as trincas de superfície, foi utilizada uma grade metálica de referência. Tal dispositivo possui dimensões de 1m x 1m, com subdivisões a cada 10 cm. A grade metálica utilizada nesta pesquisa está apresentada na Figura 6.33. O critério de ruptura estabelecido em termos da presença de área trincada foi uma presença mínima de 50% de área trincada.

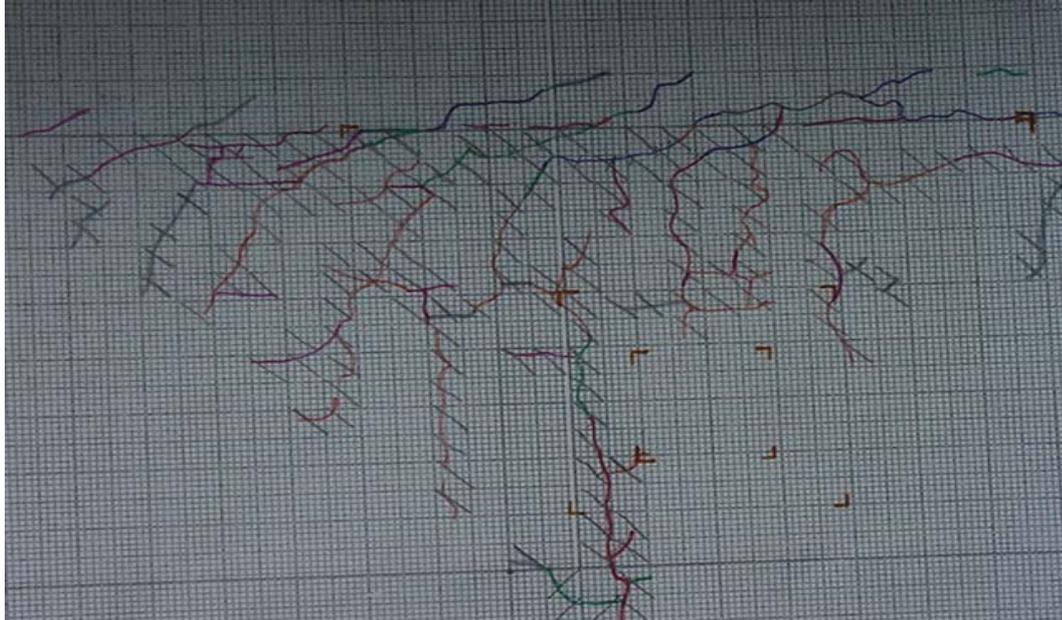


Figura 6.32: Registro das trincas em papel milimetrado



Figura 6.33: Grade metálica de referência utilizada para avaliação do trincamento (escala)

Durante o período de ensaios com o simulador de tráfego, para tornar possível a diferenciação do período de surgimento das trincas, foi definido um código de cores. Sendo que cada cor utilizada identifica as trincas registradas num dado momento de solicitação do pavimento. O padrão típico do trincamento observado nas pistas experimentais está mostrado na Figura 6.34, sendo que o surgimento das primeiras trincas em ambas as seções ocorreu na parte externa à zona solicitada pelo trem de cargas (ver trincas de cor azul).



Figura 6.34: Padrão característico do trincamento

6.3.1 Evolução do trincamento na pista 1 (SBS)

A síntese dos resultados das avaliações realizadas na pista 1 em termos da evolução da ocorrência de trincamento na superfície do revestimento asfáltico está apresentada nas Figuras 6.35 até 6.38. Nesta, o revestimento asfáltico é constituído por uma mistura asfáltica modificada por polímeros. Uma visão geral do trincamento observado no campo após a aplicação de 164.000 ciclos da carga de 41 kN está apresentada na Figura 6.39.

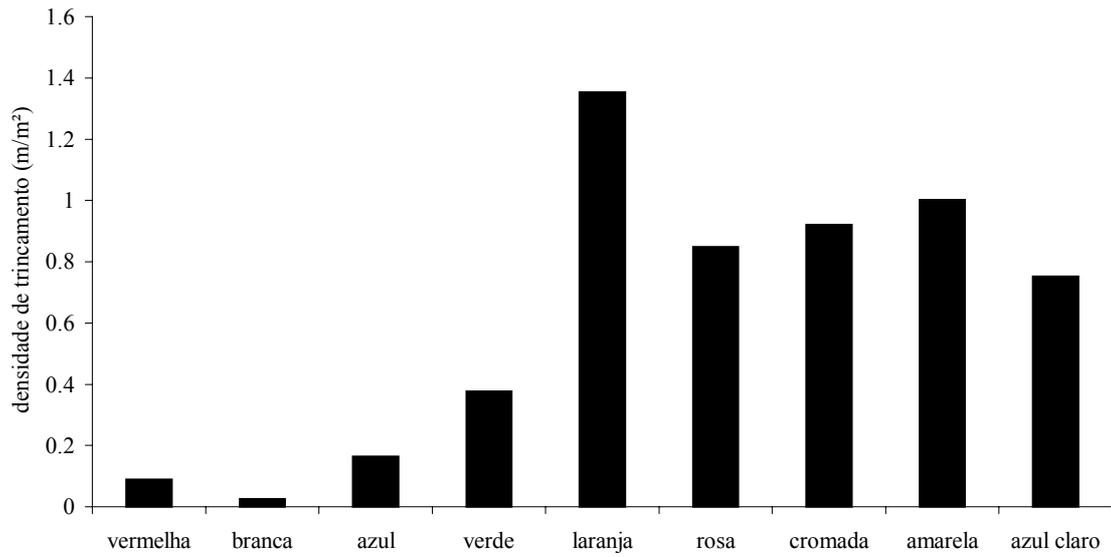


Figura 6.35: Densidade do trincamento

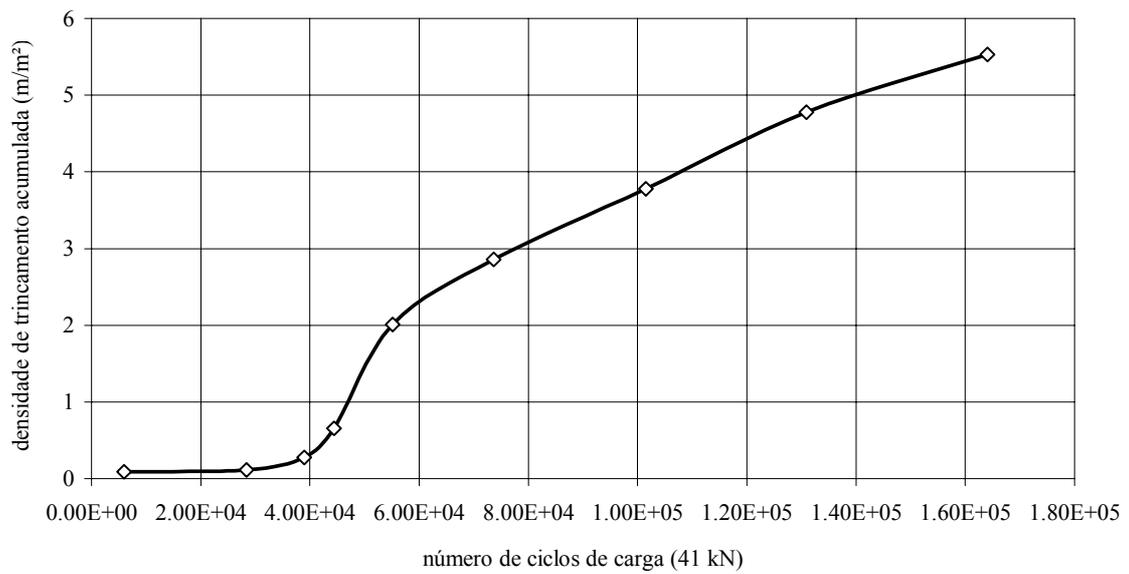


Figura 6.36: Densidade acumulada do trincamento

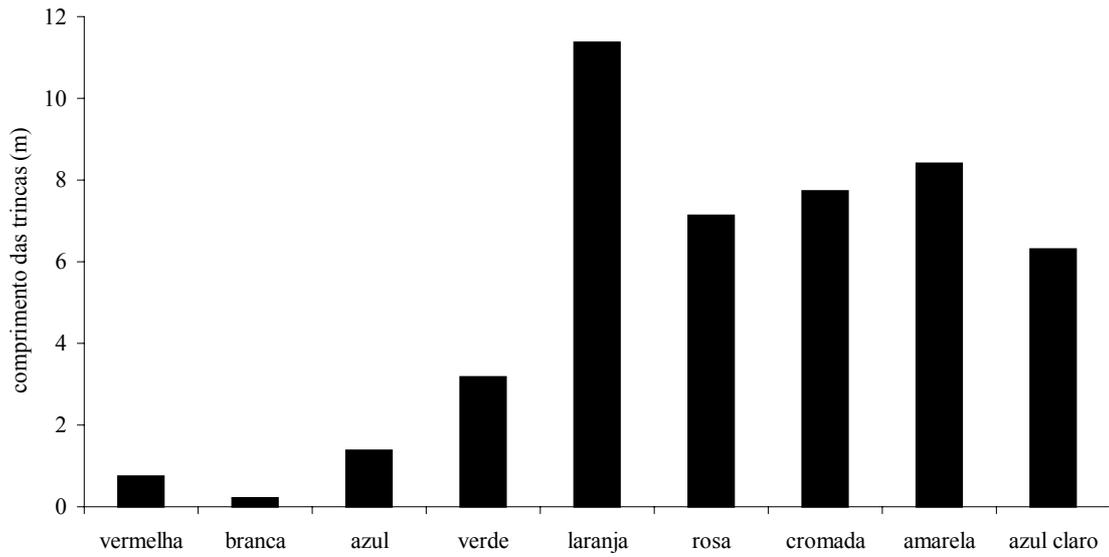


Figura 6.37: Comprimento das trincas

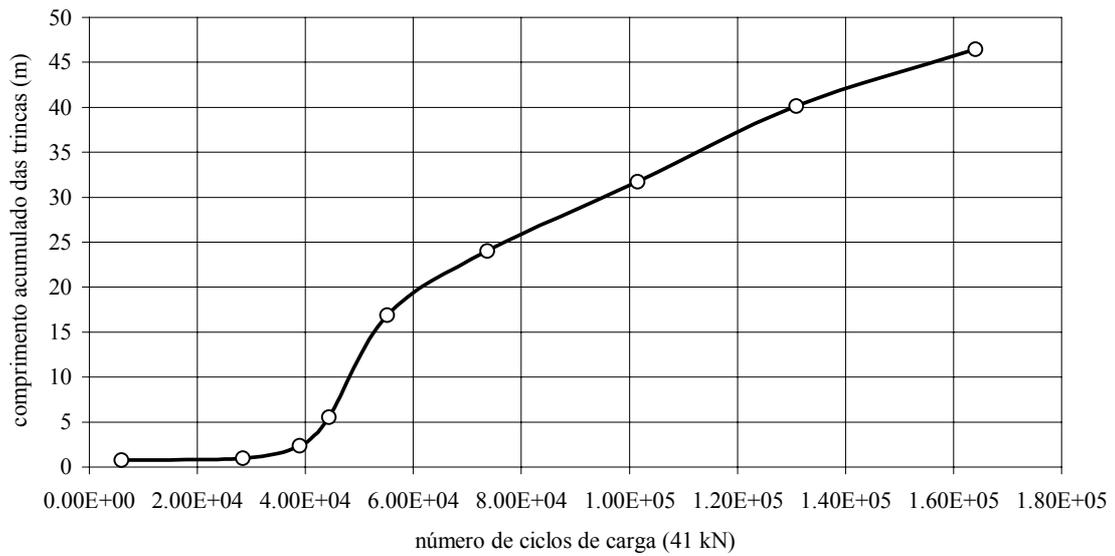


Figura 6.38: Comprimento acumulado das trincas



Figura 6.39: Degradação da pista 1

6.3.2 Evolução do trincamento na pista 4 (CAP-20)

A síntese dos resultados das avaliações realizadas durante os ensaios com o simulador de tráfego na pista 4, em termos da evolução da ocorrência de trincamento na superfície do revestimento asfáltico, está apresentada nas Figuras 6.40 a 6.43. O revestimento asfáltico é constituído por uma mistura asfáltica convencional comumente utilizada na execução de pavimentos asfálticos em nosso meio.

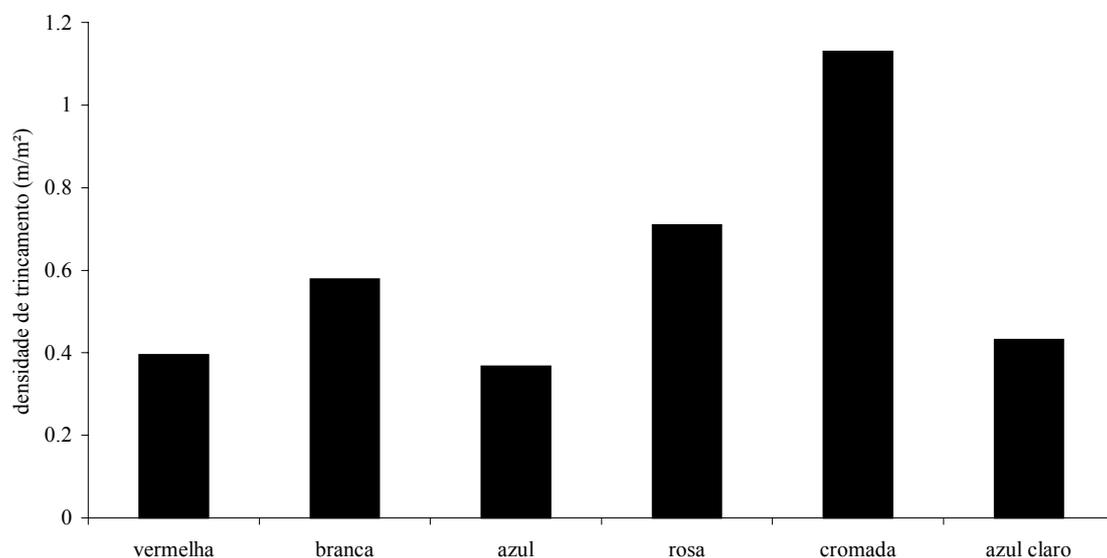


Figura 6.40: Densidade do trincamento

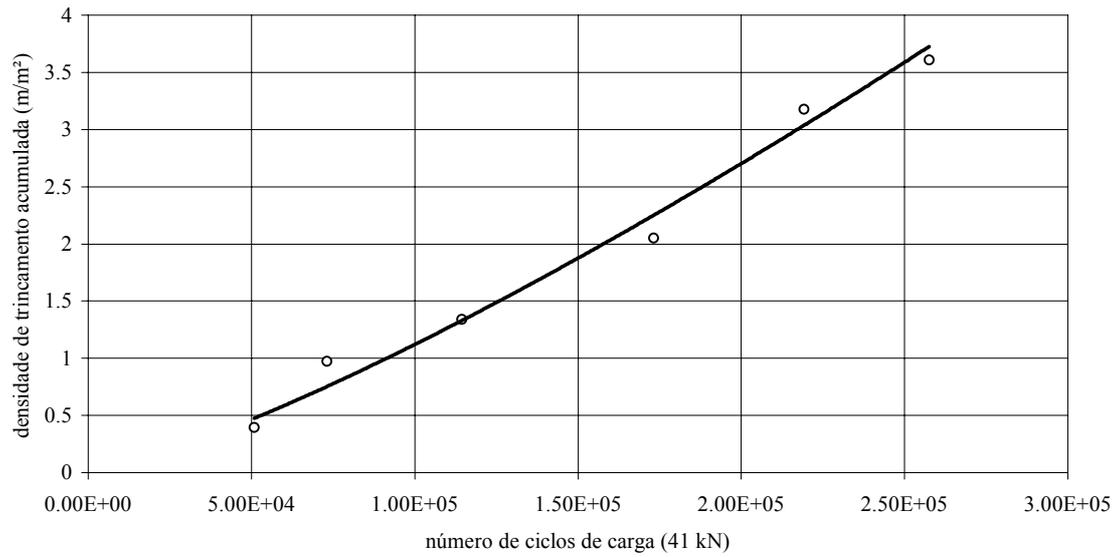


Figura 6.41: Densidade acumulada do trincamento

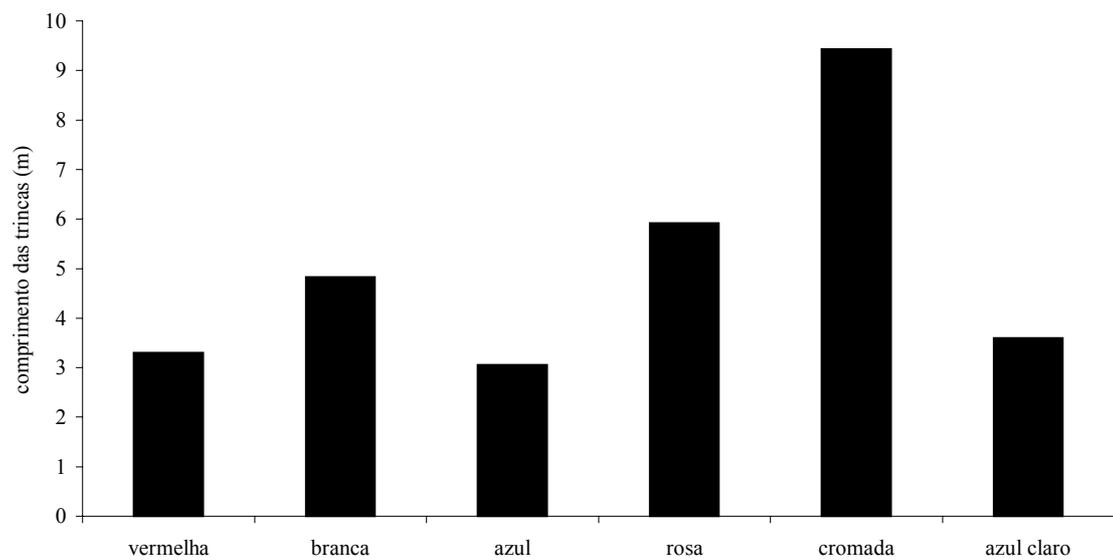


Figura 6.42: Comprimento das trincas

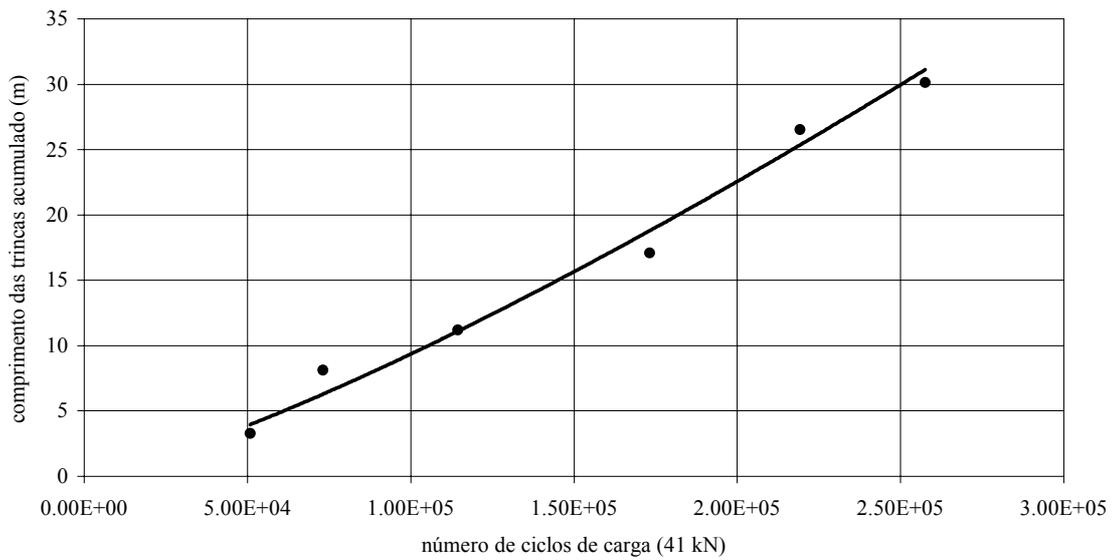
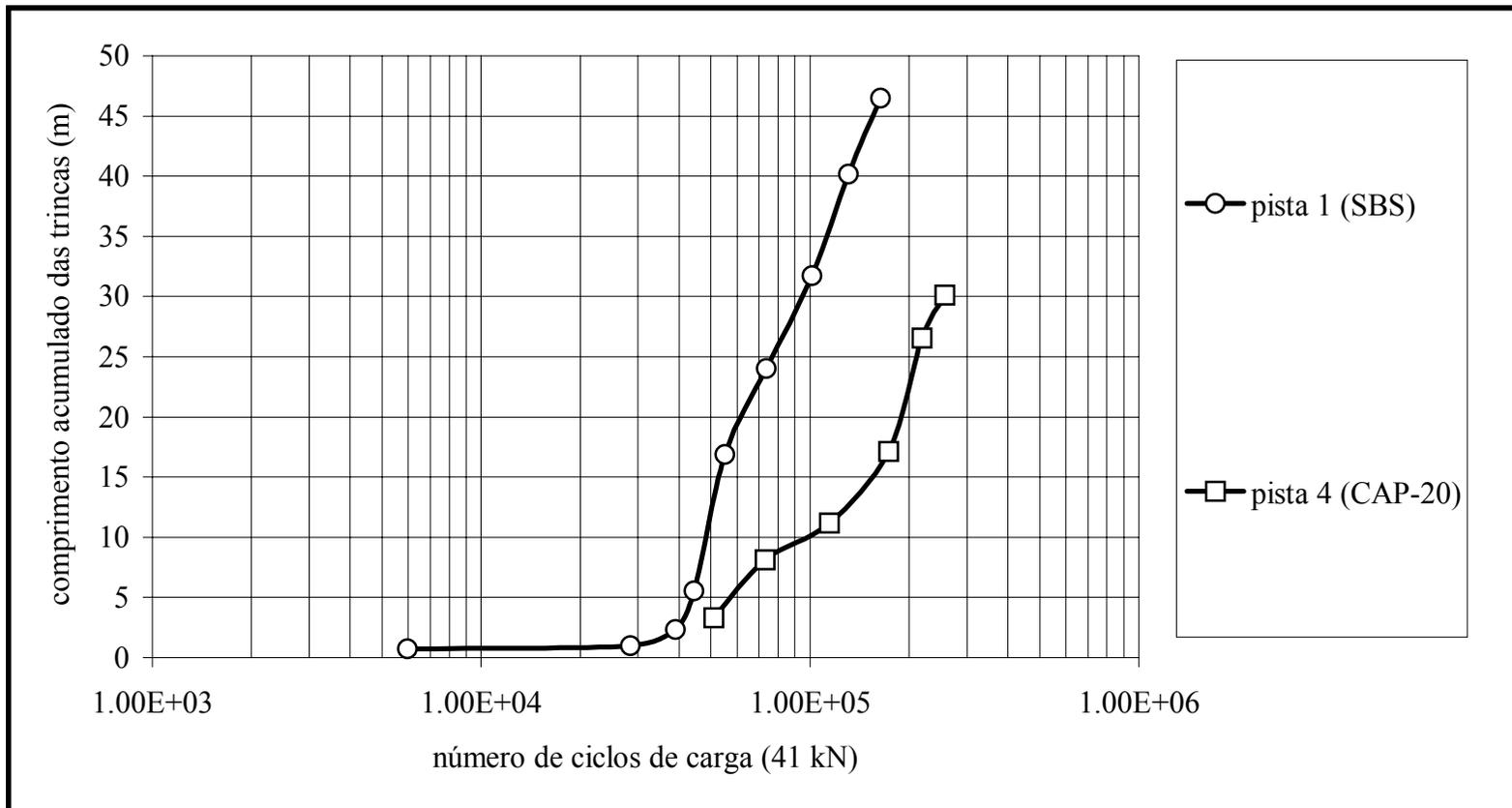


Figura 6.43: Comprimento acumulado das trincas

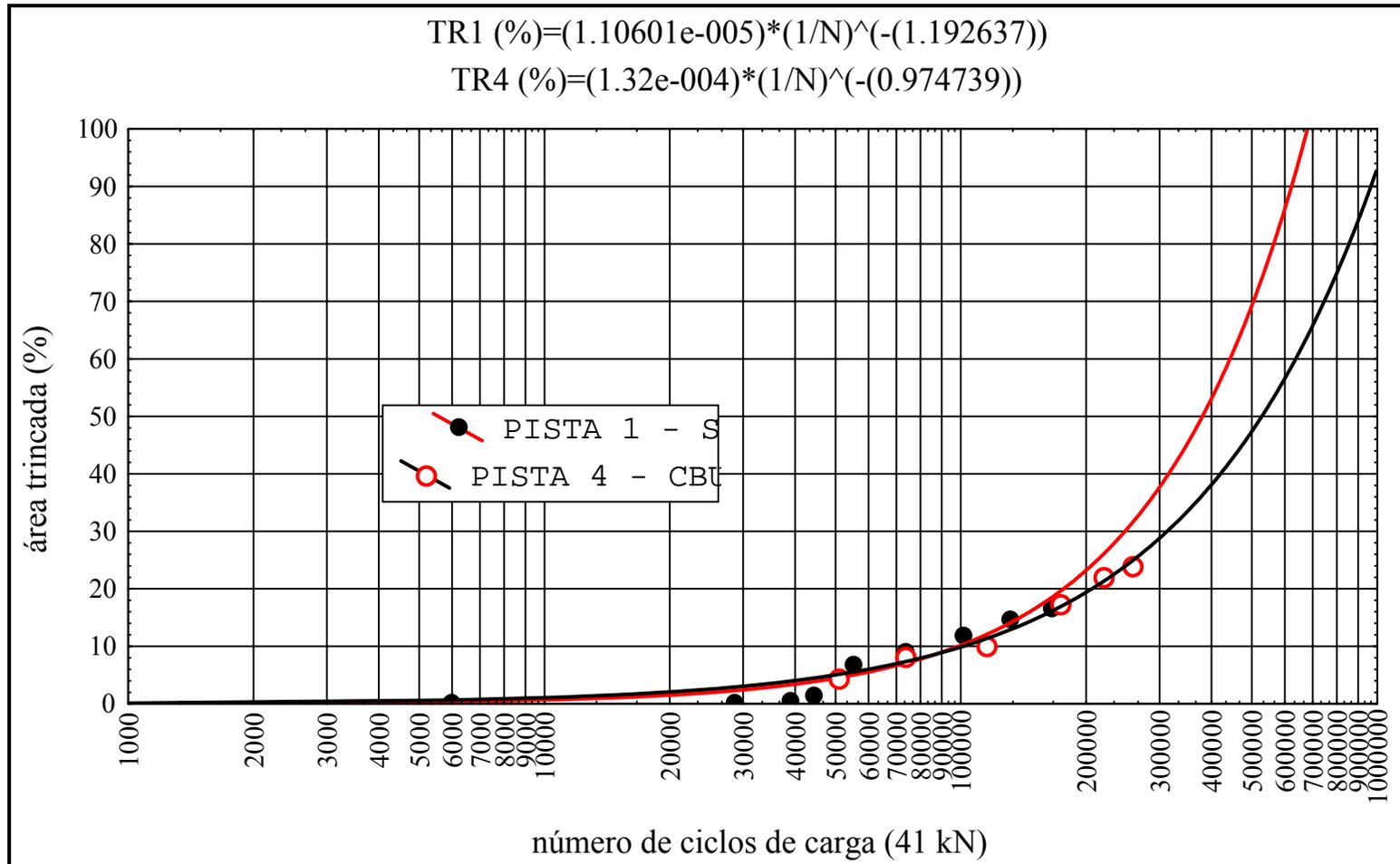
A evolução do trincamento registrada para as pistas 1 e 4 foi modelada, num primeiro momento, através de uma relação do tipo: $TR (\%) = f1 \times (1/N)^{f2}$. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 6.10. A evolução do comprimento das trincas e da área trincada observada em ambas as pistas experimentais está ilustrada nas Figuras 6.44 e 6.45. Os resultados das análises estatísticas realizadas estão apresentados nas Figuras 6.46 a 6.49.

Tabela 6.10: Parâmetros do trincamento

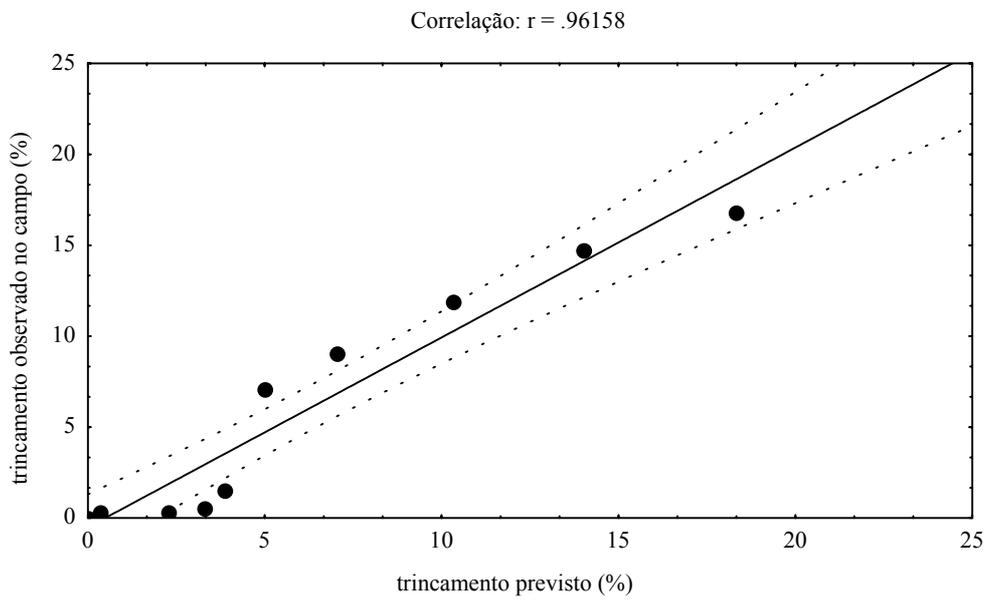
Pista	$f1$	$f2$	R^2
1	0,000011	1,192637	0,96
4	0,000132	0,974739	0,99



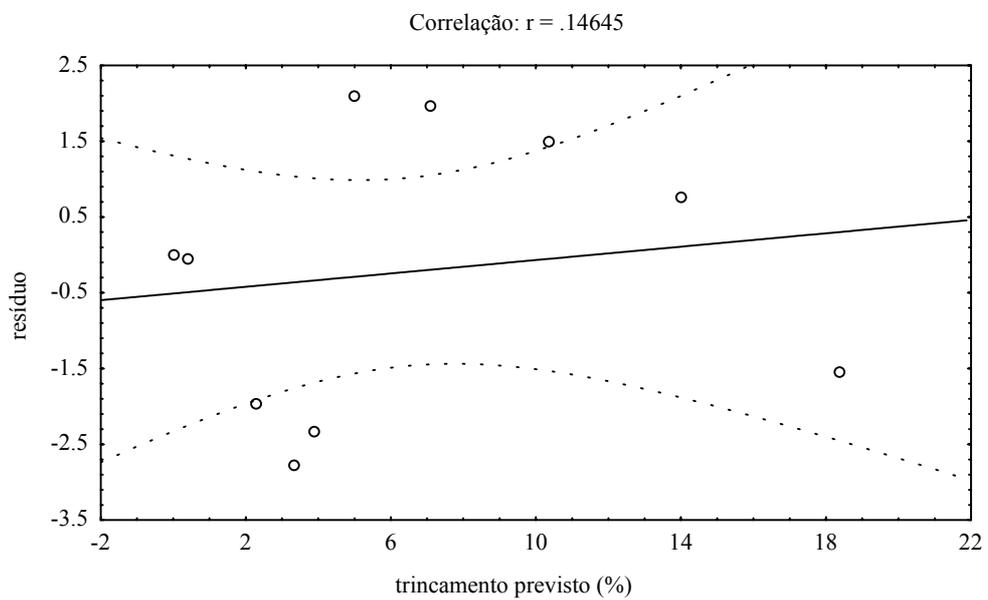
6.44: Comparação do início e desenvolvimento das trincas nas pistas 1 e 4



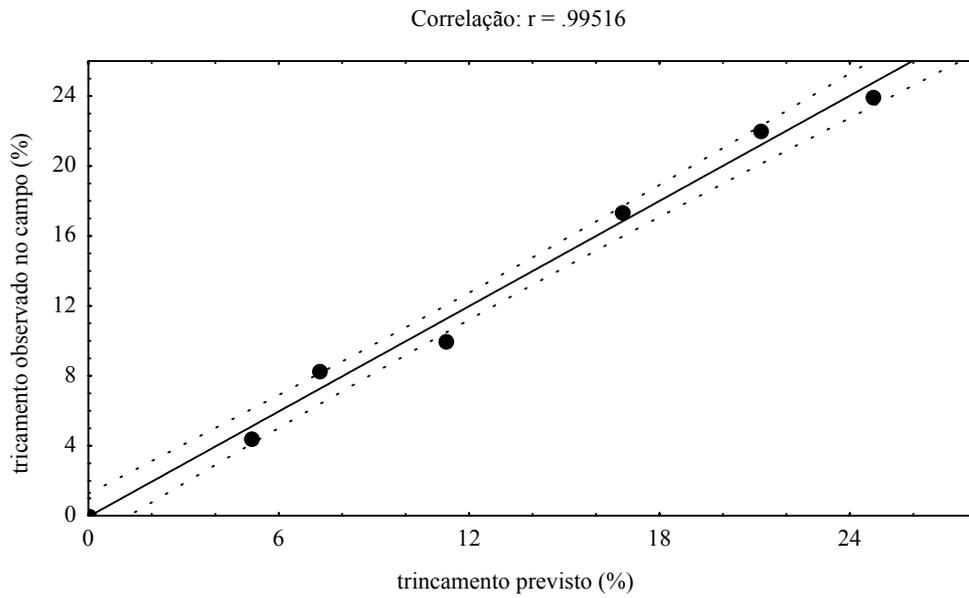
6.45: Evolução da área trincada



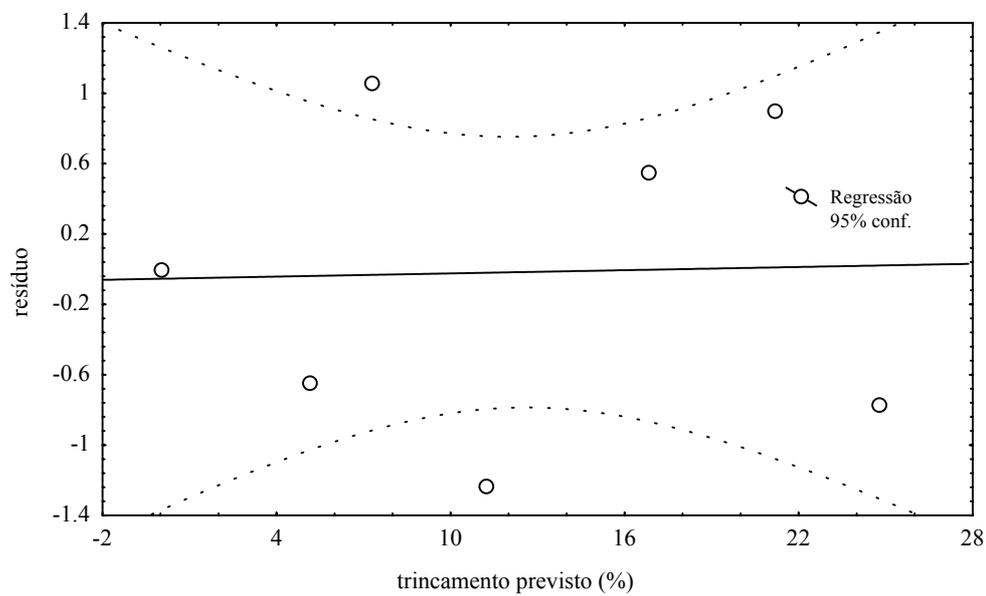
6.46: Trincamento observado *versus* trincamento estimado na pista 1



6.47: Análise de resíduos para o trincamento da pista 1



6.48: Trincamento observado *versus* trincamento estimado na pista 4



6.49: Análise de resíduos para o trincamento da pista 4

6.4 PARÂMETROS AMBIENTAIS

O comportamento das camadas de uma estrutura de pavimento flexível, quando submetidas aos esforços das cargas do tráfego, é altamente influenciado pelas variações de umidade e de temperatura. Diversas investigações já foram realizadas com vistas a identificar o relacionamento existente entre variáveis climáticas e propriedades estruturais de pavimentos. ALI *et al.*, (1996), apresentam a equação 6.5 para estabelecimento de um fator de correção do módulo da camada asfáltica do pavimento obtido por retroanálise de levantamentos deflectométricos realizados com o FWD.

$$E_1 = e^{(9.37196 - 0.03608145 \times T_1)} \quad (6.5)$$

sendo:

E_1 = módulo de elasticidade do concreto asfáltico;

T_1 = temperatura a 25 mm abaixo da superfície.

O fator de correção é definido como:

$$C = \frac{E_1 \text{ na temperatura de referência } (21^\circ \text{ C})}{E_1 \text{ na temperatura medida } (^\circ \text{ C})} = \frac{e^{(9.37196 - 0.03608145 \times 21)}}{e^{(9.37196 - 0.03608145 \times T)}} = e^{(0.03608145 \times T - 0.75771)}$$

OVIK, *et al.*, (1999), investigaram o efeito da sazonalidade de parâmetros climáticos no comportamento de propriedades mecânicas dos pavimentos flexíveis em concreto asfáltico. Os resultados obtidos a partir de ensaios de módulo de resiliência em compressão diametral, realizados a diferentes temperaturas para dois tipos de ligantes (120/150 e AC 20), foram sintetizados através das equações 6.6 e 6.7 (ambas com $R^2 = 0,97$).

$$MR = 17270 \times \exp \frac{(T+30)^2}{-1630} \quad (6.6)$$

$$MR = 13920 \times \exp \frac{(T+15)^2}{-1170} \quad (6.7)$$

onde:

MR = módulo de resiliência do concreto asfáltico

T= temperatura em °C

MOTTA (1991), apresentou correlações estabelecidas entre as temperaturas do ar e da camada asfáltica para diferentes regiões do Brasil. Tais equações, mostradas nas Tabelas 6.11 a 6.13, foram desenvolvidas com base nos dados derivados da Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos (PAEP) do IPR/DNER.

Tabela 6.11: Estimativa da temperatura do revestimento em pavimentos com tratamento superficial (°C)

Região	Correlação	T _{rev.} mín.	T _{rev.} máx.	T _{ar} mín.	T _{ar} máx.	R
sul	T _{rev.} = - 0,03 + 1,31 T _{ar}	9	53	7	32	0,89
sudeste	T _{rev.} = - 7,40 + 1,55 T _{ar}	20	54	16	36	0,90
nordeste	T _{rev.} = - 6,90 + 1,58 T _{ar}	20	54	20	36	0,88

Tabela 6.12: Estimativa da temperatura do revestimento em pavimentos com CBUQ - h < 6 cm (°C) - profundidade entre 3 e 4 cm.

Região	Correlação	T _{rev.} mín.	T _{rev.} máx.	T _{ar} mín.	T _{ar} máx.	R
sul	T _{rev.} = - 6,51 + 1,61 T _{ar}	14	60	12	37	0,92
sudeste	T _{rev.} = - 11,39 + 1,76 T _{ar}	18	58	14	41	0,84
nordeste	T _{rev.} = - 8,37 + 1,63 T _{ar}	16	57	14	38	0,88

Tabela 6.13: Estimativa da temperatura do revestimento em pavimentos com CBUQ - 8 cm ≤ h ≤ 11,5 cm (°C) - profundidade entre 5 e 7 cm.

Região	Correlação	T _{rev.} mín.	T _{rev.} máx.	T _{ar} mín.	T _{ar} máx.	R
sul	T _{rev.} = - 1,18 + 1,45 T _{ar}	13	63	8	39	0,87

sudeste	$T_{rev.} = - 1,32 + 1,26 T_{ar}$	15	49	9	38	0,83
Nordeste	$T_{rev.} = - 8,29 + 1,69 T_{ar}$	21	56	18	35	0,88

Também, com base nos resultados obtidos na PAEP, RODRIGUES (1991) estabeleceu a equação 6.8 para determinação da temperatura do revestimento:

$$T(x) = T_{sup.} + (T_{sup.} + T_{ar}) [1 - \exp(0,06855 - 0,002633x)x] \quad (6.8)$$

sendo:

$T(x)$ = temperatura na profundidade x do revestimento;

$T_{sup.}$ = temperatura da superfície do pavimento;

T_{ar} = temperatura do ar próxima ao pavimento.

Foi definida a equação 6.9 na AASHO Road Test, que relaciona módulo de elasticidade da camada asfáltica (E_1) e a temperatura do revestimento (ULLIDTZ & LARSEN, 1983).

$$E_1(t) = 15000 - 7900 \log_{10} T \quad (6.9)$$

Tal relação foi proposta com base nas análises efetuadas a partir de levantamentos deflectométricos. A faixa de variação de temperatura considerada foi de 0 a 40 °C.

De acordo com BARKER *et al.* (1977), a temperatura na superfície da camada asfáltica pode ser estimada a partir da temperatura do ar através da equação 6.10.

$$T_{asf.} = 1,2 \times T_{ar} + 3,2 \text{ - temperatura em } ^\circ \text{C} \quad (6.10)$$

Pesquisadores do C.R.O.W. (1990), apresentaram resultados derivados de investigações realizadas em 10 trechos selecionados em rodovias da Holanda. Os estudos foram realizados com o propósito de buscar um melhor entendimento acerca do processo de trincamento prematuro ocorrido em pavimentos asfálticos. A motivação principal para o estabelecimento da pesquisa foi à verificação *in situ* de que, em muitas situações, as trincas na camada asfáltica surgiam a partir da superfície do revestimento e não a partir da sua fibra inferior. Tal constatação foi feita principalmente em casos de ocorrência de trincamento prematuro em pavimentos novos.

Também foram feitas tentativas de se identificar correlações entre parâmetros que expressam a adequação estrutural do pavimento e a condição visual identificada num dado momento da vida de serviço. A equação 6.11 foi adotada para correção da deflexão máxima medida no campo com o FWD para uma temperatura de referência de 20 °C:

$$D0_{20} = \frac{D0_T(3,76 - 0,07 \times T)}{2,36} \quad (6.11)$$

onde:

D0 = deflexão ajustada para a temperatura de 20 °C

D0_T = deflexão medida na temperatura T

T = temperatura do ar (°C)

Uma vez que as propriedades do concreto asfáltico são altamente dependentes da temperatura (rigidez da camada), nesta pesquisa, os parâmetros ambientais foram registrados através de uma Estação Meteorológica, instalada nas imediações das pistas experimentais. A aquisição e o armazenamento de dados foram realizados automaticamente em intervalos de meia hora. Sendo registradas as seguintes informações:

- Temperatura do ar (máxima, média e mínima);
- Radiação e energia solar;
- Pressão atmosférica

- Velocidade e direção do vento;
- Precipitação pluviométrica;
- Umidade do ar.

As leituras de temperatura foram realizadas diariamente através do termômetro digital mostrado na Figura 6.50. As temperaturas registradas no revestimento asfáltico durante o período de ensaios com o simulador de tráfego nas pistas 1 e 4 na profundidade de 300 mm estão apresentadas na Tabela 6.14. Os valores de temperaturas medidas nas profundidades de 500 e 900 mm estão ilustrados na Figura 6.51.



Figura 6.50: Termômetro digital para determinação da temperatura do CBUQ

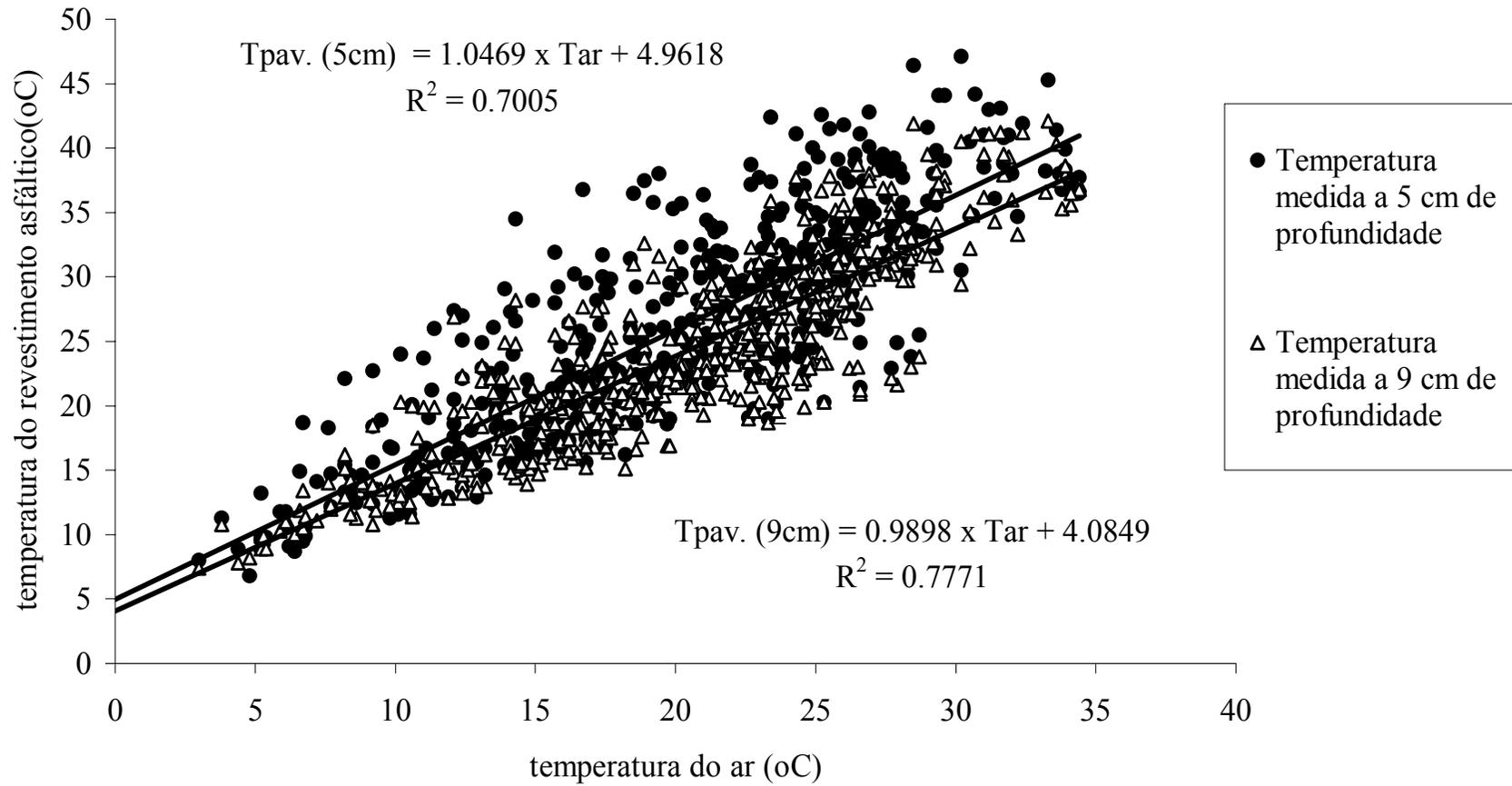


Figura 6.51: Temperatura do ar *versus* temperaturas a diferentes profundidades no interior do revestimento asfáltico

Tabela 6.14: Temperatura do CBUQ (z= 3cm)

Pista 1		Pista 4	
N	T (°C)	N	T (°C)
0	18,3	0	22,6
3143	16,2	10603	26,4
8017	15,3	14872	24,5
16561	16,3	16666	36,8
24196	13,3	21493	29,9
36004	16,1	23360	28,6
52552	14,9	28534	22,8
66052	18,4	40158	32
75515	16,6	40920	32,7
86658	21,1	53508	36,6
101501	21,4	65308	30,5
124389	15,6	65562	36,0
142960	20,5	73864	26,8
158188	30,2	73997	38,4
162683	23,0	85391	33,9
Média	18,5	91992	32,2
		100319	28,2
		100856	34,9
		102994	32,5
		111552	34
		121359	23,6
		125389	35,2
		136954	35,1
		147239	44,2
		147917	38,9
		153353	31,4
		178898	41,8
		180771	35,7
		182190	29,5
		185125	32,1
		189559	27,7
		200990	39
		201372	34,3
		201372	24,3
		210005	35
		218550	24,3
		224330	27,8
		226713	28,2
		243857	36,9
		254850	21,1
		255685	24,4
		Media	31,5

7. ANÁLISE DO DESEMPENHO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo, são apresentadas análises realizadas para interpretação do desempenho das pistas experimentais observado durante os ensaios com o simulador linear de tráfego UFRGS-DAER e das leituras efetuadas com os instrumentos instalados em diferentes profundidades no interior das estruturas de pavimentos. Ainda, são discutidos resultados obtidos a partir da aplicação de modelos de previsão de desempenho para estimativa da evolução de degradação dos pavimentos em termos das ocorrências de trincamento por fadiga e de afundamentos em trilha de roda.

7.1 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Hoje, existem diversos programas de computador disponíveis que permitem a resolução numérica das equações da Teoria da Elasticidade para sistemas multicamadas. No caso de pavimentos flexíveis e semi-rígidos, os programas pela teoria de camadas elásticas são úteis quando é razoável considerar-se cada camada como tendo um comportamento linear elástico. Em geral, permitem a consideração de cargas de rodas múltiplas. Os programas pelo Método dos Elementos Finitos permitem a consideração de comportamentos não lineares. Os programas tridimensionais não têm esta limitação, embora sejam de utilização mais trabalhosa.

Com a finalidade de avaliar de maneira comparativa a magnitude das tensões e deformações medidas no campo com aquelas calculadas teoricamente nesta pesquisa, foi utilizado o programa computacional FLAPS (Finite Layer Analysis Pavement Structures). O FLAPS foi desenvolvido no ITA (RODRIGUES, 1998), com base no método das camadas finitas e concilia os recursos de aplicação de cargas de rodas múltiplas com a não linearidade dos materiais das camadas. Cada camada é dividida em subcamadas horizontalmente infinitas, no centro das quais se calcula um estado de tensões médio, que é utilizado para calcular o módulo de resiliência correspondente a cada profundidade. Modelos usuais para expressar o módulo de resiliência dos solos e dos materiais granulares são utilizados no FLAPS de forma iterativa.

7.1.1 Definição do carregamento

O nível de carregamento e a pressão de inflação dos pneus adotados foram idênticos aos que os pavimentos experimentais estiveram submetidos durante os ensaios realizados com o simulador linear de tráfego. Nas análises teóricas efetuadas foram definidos os seguintes parâmetros referentes ao carregamento imposto pelo tráfego:

- Carga do semi-eixo: 41 kN;
- Carga por pneu: 20,5 kN;
- Pressão de inflação dos pneus: 0,57 MPa;
- Distância entre rodas: 300 mm.

As camadas do pavimento foram consideradas como tendo comportamento linear elástico. Cada camada foi dividida em subcamadas horizontalmente homogêneas e infinitas, no centro das quais foi calculado o estado de tensões.

7.1.2 Cálculo de tensões e deformações

Num primeiro momento, com os módulos de elasticidade obtidos em laboratório, foram calculadas as tensões e deformações geradas no interior da estrutura do pavimento quando da aplicação das cargas do tráfego. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 7.1. Os módulos médios derivados dos ensaios de laboratório são:

Pista 1:

$$E1 = 3.460 \text{ MPa (SBS)}$$

$$E2 = 250 \text{ MPa (Brita graduada)}$$

$$E3 = 230 \text{ MPa (Subleito)}$$

Pista 4:

E1 = 3.475 MPa (CAP-20)

E2 = 250 MPa (Brita graduada)

E3 = 230 MPa (Subleito)

Tabela 7.1: Tensões e deformações calculadas com os módulos de elasticidade de laboratório

Profundidade (cm)	σ_v centro da roda (kPa)	σ_v entre rodas (kPa)	ε_v centro da roda (cm/cm)	ε_v entre rodas (cm/cm)	σ_v/ε_v centro da roda (MPa)	σ_v/ε_v entre rodas (MPa)
7	363,2	174,9	1,39E-03	4,06E-04	261	431
13	244,6	177,5	1,23E-03	4,75E-04	198	374
19	165,0	182,8	9,24E-04	6,13E-04	179	298
25	119,7	157	6,42E-04	5,84E-04	187	269
31	91,9	126,2	4,76E-04	4,96E-04	193	255
34	78,0	101	3,78E-04	4,16E-04	206	243
38	71,3	79,29	3,28E-04	3,68E-04	217	215
48	52,4	57,98	2,98E-04	3,34E-04	176	173
64	34,6	37,56	2,23E-04	2,50E-04	155	150
115	15,2	15,86	1,50E-04	1,65E-04	101	96

A variação das tensões verticais com a profundidade foi avaliada com o programa FLAPS também para um sistema de 4 camadas. A distribuição das tensões foi calculada ao longo de dois eixos verticais: no centro de uma roda e entre as rodas.

Três conjuntos de módulos de elasticidade foram considerados: M_1 , M_2 e M_3 . Os valores estão apresentados na Tabela 7.2. Como demonstrado nas Figuras 7.1 e 7.2, existe uma melhor concordância quando as tensões verticais calculadas no interior do subleito são comparadas com as tensões medidas interpretadas aplicando-se um valor de CAF = 0,38.

Tabela 7.2: Faixas de módulos de resiliência M1, M2 e M3

Camada do pavimento	M ₁ , MPa	M ₂ , MPa	M ₃ , MPa
Concreto asfáltico	3.100	3.100	3.100
Brita graduada	250	200	100
Solo argiloso	230	230	230
Solo residual	110	110	110

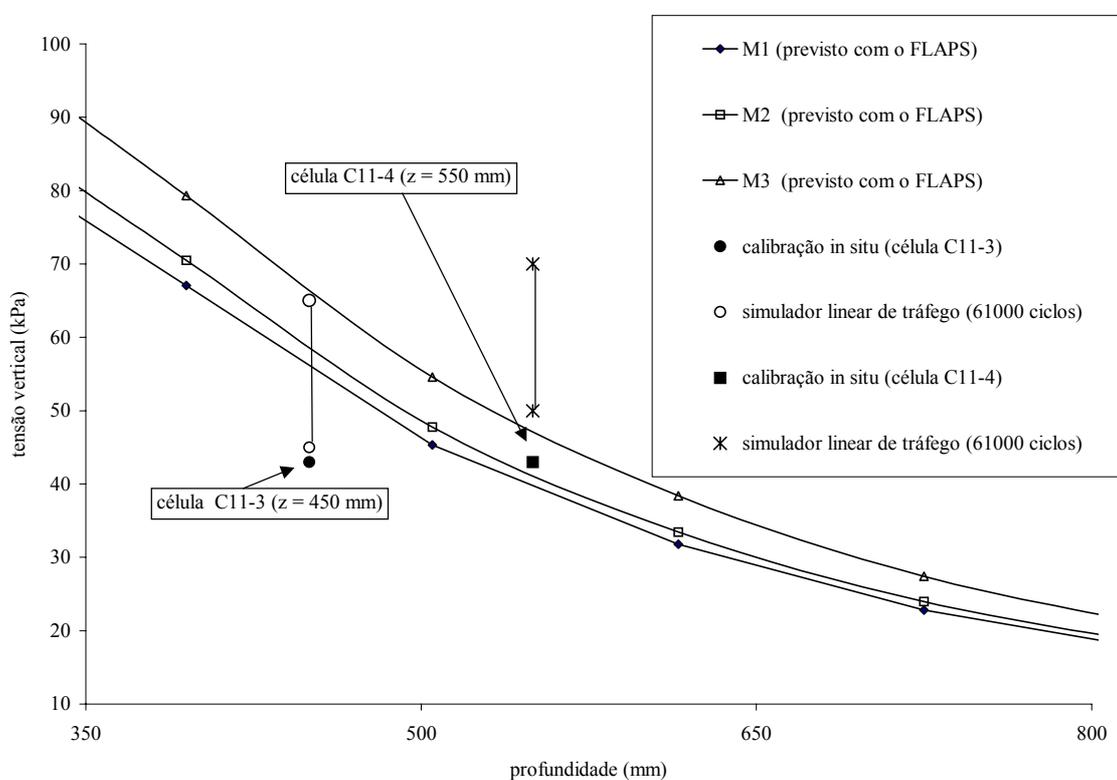


Figura 7.1: Tensões calculadas *versus* tensões medidas no subleito da pista 1

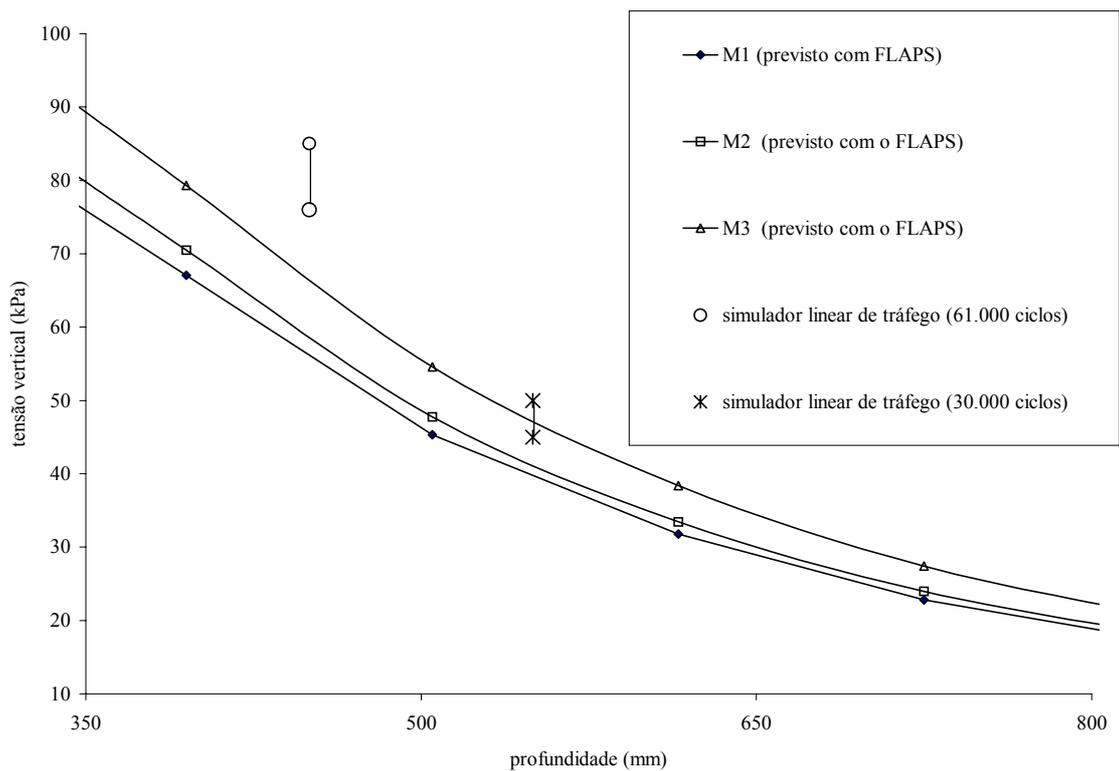


Figura 7.2: Tensões calculadas *versus* tensões medidas no subleito da pista 4

Numa segunda etapa, com os módulos de elasticidade obtidos nas retroanálises, foram calculadas, novamente, as tensões e deformações verticais no interior das estruturas dos pavimentos das pistas 1 e 4. Os resultados obtidos estão apresentados nas Tabelas 7.3 e 7.4. As relações σ_v/ε_v encontradas para ambas as seções estão demonstradas na Figura 7.3.

O pavimento da Pista 1 tem os seguintes módulos de elasticidade nas suas camadas:

$$E_1 = 6560 \text{ MPa (SBS)}$$

$$E_2 = 90 \text{ MPa (Brita graduada)}$$

$$E_3 = 400 \text{ MPa (Subleito)}$$

Já o pavimento da Pista 4 tem os seguintes módulos:

$$E_1 = 7060 \text{ MPa (CAP-20)}$$

$$E_2 = 76 \text{ MPa (Brita graduada)}$$

$$E_3 = 280 \text{ MPa (Subleito)}$$

O efeito da posição do carregamento imposto pelo semi-eixo padrão, identificado através das simulações realizadas com o FLAPS, está ilustrado na Figura 7.4.

Tabela 7.3: Tensões e deformações verticais calculadas na pista 1

Profundidade (cm)	σ_v centro da roda (kPa)	σ_v entre rodas (kPa)	ε_v centro da roda (cm/cm)	ε_v entre rodas (cm/cm)	σ_v/ε_v centro da roda (MPa)	σ_v/ε_v entre rodas (MPa)
7	241	194	2,18E-03	1,60E-03	110	121
13	186	180	1,83E-03	1,68E-03	102	107
19	148	159	1,47E-03	1,54E-03	101	103
25	124	138	1,18E-03	1,31E-03	105	105
31	105	118	8,94E-04	1,01E-03	117	117
34	96	109	7,52E-04	8,59E-04	127	126
34	95	107	2,05E-04	2,34E-04	462	457
38	86	97	1,89E-04	2,15E-04	456	451
48	65	73	1,50E-04	1,70E-04	434	428
64	44	48	1,05E-04	1,16E-04	415	410
115	19	20	4,70E-05	4,97E-05	397	394
197	4	4	1,10E-05	1,06E-05	368	368
279	3	3	7,24E-06	7,42E-06	382	382
361	2	2	4,61E-06	4,58E-06	370	369
443	1	1	3,92E-06	3,94E-06	372	372

Tabela 7.4: Tensões e deformações verticais calculadas na pista 4

Profundidade (cm)	σ_v centro da roda (kPa)	σ_v entre rodas (kPa)	ε_v centro da roda (cm/cm)	ε_v entre rodas (cm/cm)	σ_v/ε_v centro da roda (MPa)	σ_v/ε_v entre rodas (MPa)
7	222	188	2,37E-03	1,85E-03	94	102
13	175	173	2,02E-03	1,91E-03	87	90
19	140	152	1,64E-03	1,74E-03	86	87
25	118	131	1,33E-03	1,48E-03	89	89
31	100	113	1,02E-03	1,15E-03	98	98
34	91	103	8,67E-04	9,89E-04	105	104
34	90	102	2,80E-04	3,20E-04	322	318
38	82	92	2,59E-04	2,95E-04	317	314
48	63	70	2,07E-04	2,33E-04	303	299
64	42	46	1,45E-04	1,60E-04	290	287
115	18	19	6,54E-05	6,92E-05	277	275
197	4	4	1,55E-05	1,51E-05	258	258
279	3	3	1,02E-05	1,04E-05	268	267
361	2	2	6,53E-06	6,50E-06	259	259
443	1	1	5,54E-06	5,57E-06	261	261

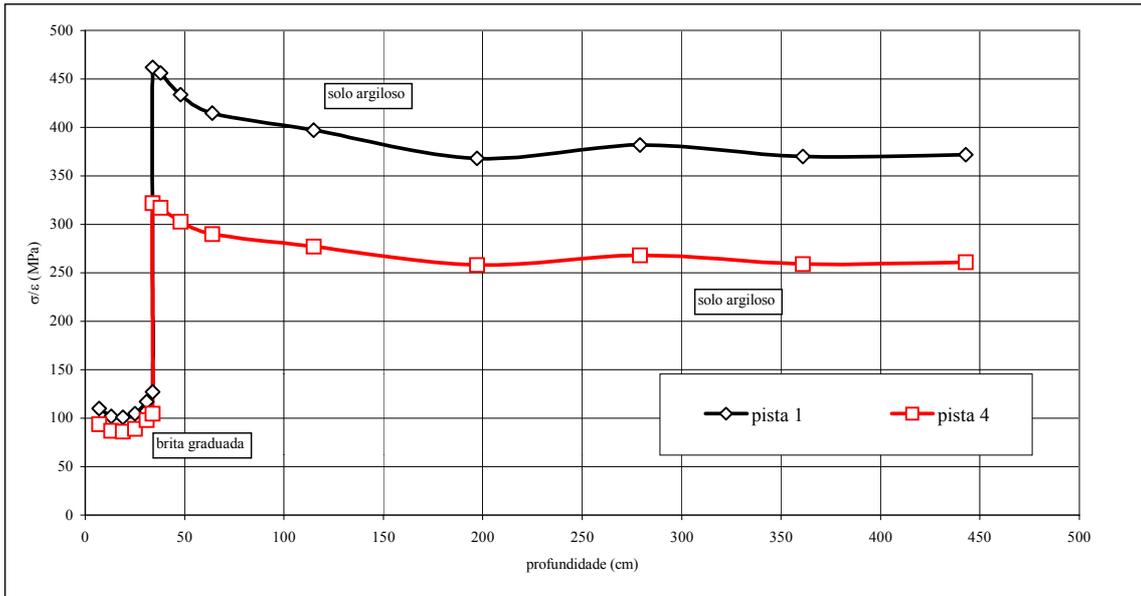


Figura 7.3: Relações σ_v/ϵ_v calculadas com os módulos do FWD

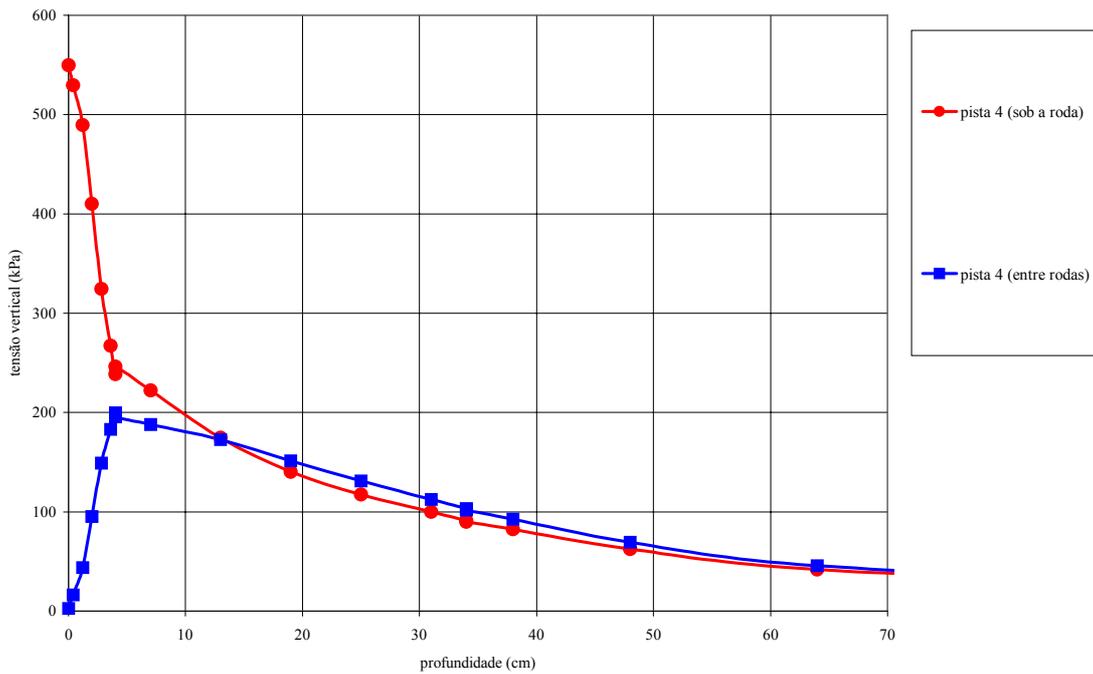


Figura 7.4: Efeito da posição da carga nas tensões verticais

Considerando as seguintes relações entre o módulo de elasticidade e o CBR:

Brita graduada: $E/CBR = 1,7$

Solo argiloso do subleito: $E/CBR = 15,0$

para E dado em MPa, resultam as estimativas apresentadas na Tabela 7.5 para o CBR *in situ* das camadas:

Tabela 7.5: Estimativa do CBR *in situ*

Camada	Pista 1	Pista 4
Brita Graduada	53	45
Subleito Argiloso	27	19

Os valores anteriores são necessários, junto com os módulos de elasticidade, para o programa Pavesys9 (RODRIGUES, 2000), cuja aplicação levou aos resultados apresentados na Tabela 7.6, referentes aos afundamentos em trilha de roda produzidos por $N = 10^5$ repetições de carga:

Tabela 7.6: Afundamentos em trilha de roda após $N = 10^5$ repetições de carga

Pista	ATR experimental (mm)	ATR do Pavesys9 (mm)
1	5,85	6,27
4	8,47	8,23

Verifica-se uma concordância excelente entre os valores previstos e medidos. A comparação foi feita apenas para $N = 10^5$, em vista de este ter sido um número de repetições de carga suficiente para uma definição clara da tendência dos dados experimentais quanto à geração dos afundamentos em trilha de roda. Comparações para valores de tráfego acumulado bem maiores que este não têm sentido, uma vez que o Pavesys9 está calibrado experimentalmente para reproduzir o comportamento observado em rodovias em serviço, onde se observam velocidades de progressão dos afundamentos em trilha de roda a longo prazo bem inferiores à que é usualmente registrada em simuladores de tráfego.

Nas Figuras 7.5 e 7.6 estão ilustradas a evolução dos módulos de elasticidade medidos no subleito das pistas 1 e 4 durante os ensaios dinâmicos realizados nesta pesquisa ($MR = \sigma_v/\epsilon_v$).

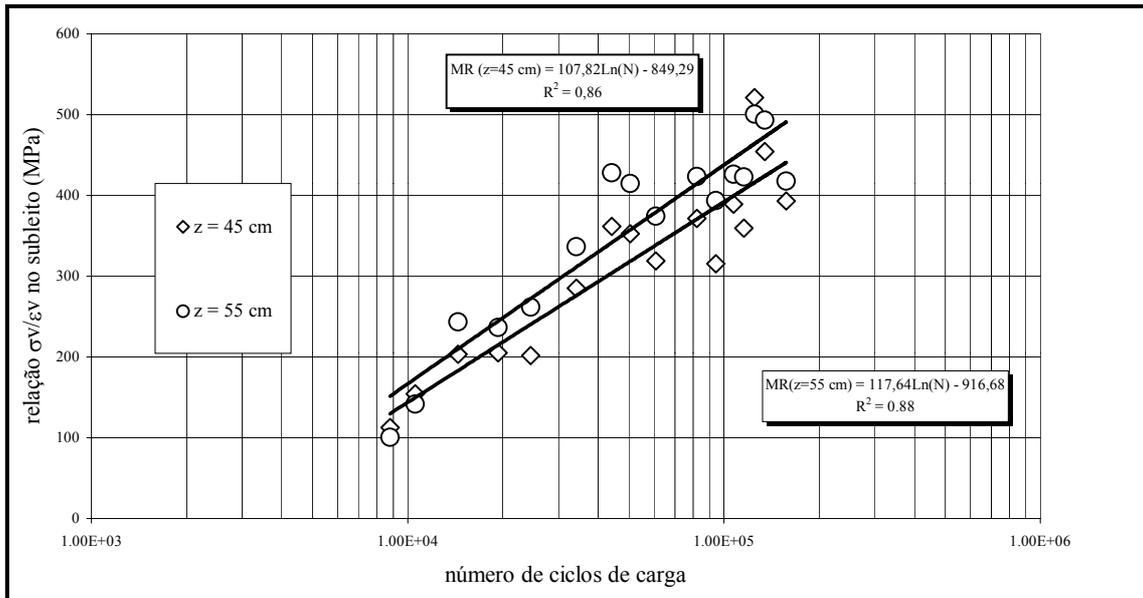


Figura 7.5: Módulo de elasticidade do solo de subleito medido na pista
1

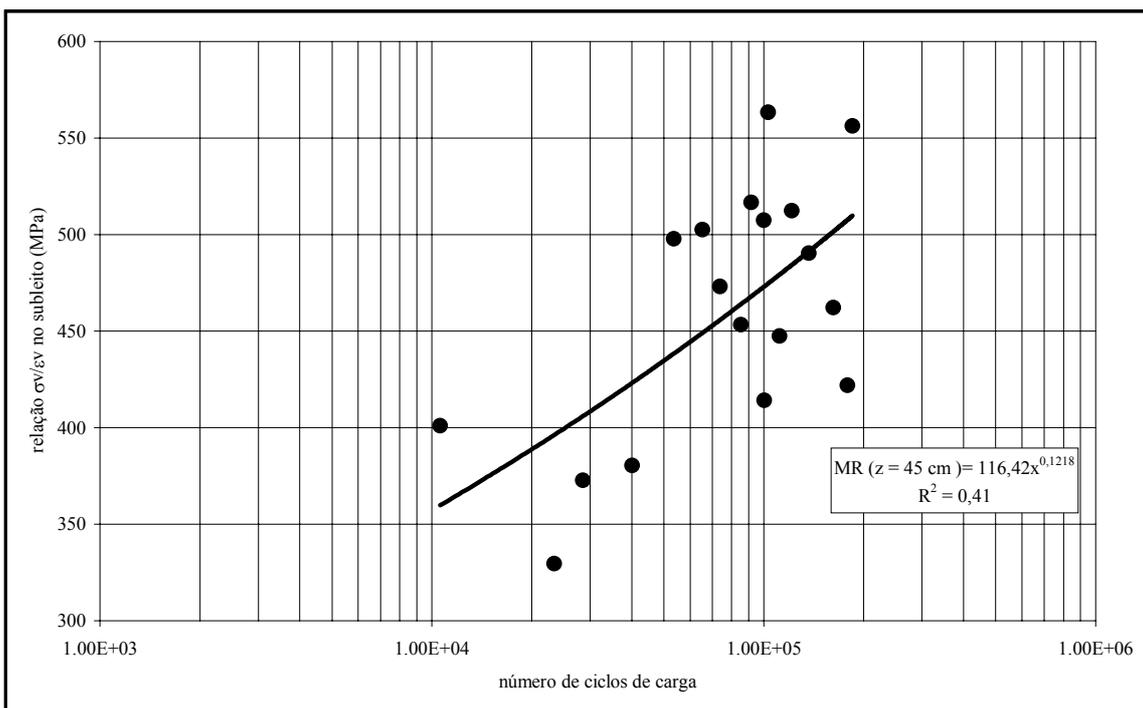


Figura 7.6: Módulo de elasticidade do subleito medido na pista 4

Analisando os gráficos σ_v/ϵ_v versus N , verifica-se que houve um crescimento de σ_v/ϵ_v com N até 30.000 ciclos de carga. Depois disto, não se verifica, um crescimento que possa ser comprovado com base nos ensaios realizados nesta pesquisa. Logo, a tendência de

crescimento inicial de σ_v/ϵ_v com N pode ser atribuída ao efeito do condicionamento aplicado pelo trem de cargas na fase inicial de solitação dos pavimentos. Este condicionamento afetou a distribuição das tensões na estrutura enquanto se processava (ou seja, $N < 30.000$). Depois disto, as estruturas se estabilizaram. Portanto, as variações de σ_v/ϵ_v para $N > 30.000$ podem ser vistas apenas como variações experimentais normais (sazonalidade climática e variabilidade inerente aos processos de medição).

7.1.3 Análise dos afundamentos em trilha de roda

Sob a carga de eixo de 82 kN, as tensões de cisalhamento máximas atuantes no solo de subleito, calculadas pelo FLAPS com os módulos de elasticidade retroanalisados do FWD, são iguais a:

$$\text{Pista 1: } \tau = 0,026 \text{ MPa}$$

$$\text{Pista 4: } \tau = 0,024 \text{ MPa}$$

A diferença entre as tensões atuantes nas duas seções é mínima, sendo incapaz de explicar por si só a geração de afundamentos em trilha de roda mais rápida na Pista 4. Por outro lado, o módulo de elasticidade efetivo *in situ* do solo de subleito na Pista 4 é menor que na Pista 1, indicando que o CBR *in situ* na Pista 4 deve ser menor. A relação τ / CBR deve ser investigada, portanto, quanto a seu poder explicativo para os diferentes comportamentos das seções.

Considerando, por exemplo, $\text{ATR} = 15 \text{ mm}$, este valor foi atingido na Pista 1 após $N = 7,42 \times 10^5$ passagens da carga de eixo, ou $N = 4,73 \times 10^5$ repetições de carga na Pista 4. Em média, obteve-se:

$$\frac{\text{ATR}}{\sqrt{\frac{N}{10^5}}} = 5,53 \quad (7.1)$$

para a Pista 1, e:

$$\frac{ATR}{\sqrt{\frac{N}{10^5}}} = 6,55 \quad (7.2)$$

para a Pista 4. Estes resultados levam à Figura 7.7, que indica, aproximadamente, o modelo:

$$\frac{ATR}{\sqrt{\frac{N}{10^5}}} = 0,55 \frac{\tau}{CBR} \quad (7.3)$$

onde ATR é o afundamento em trilha de roda, em mm, produzido após N repetições da tensão de cisalhamento τ no topo do subleito.

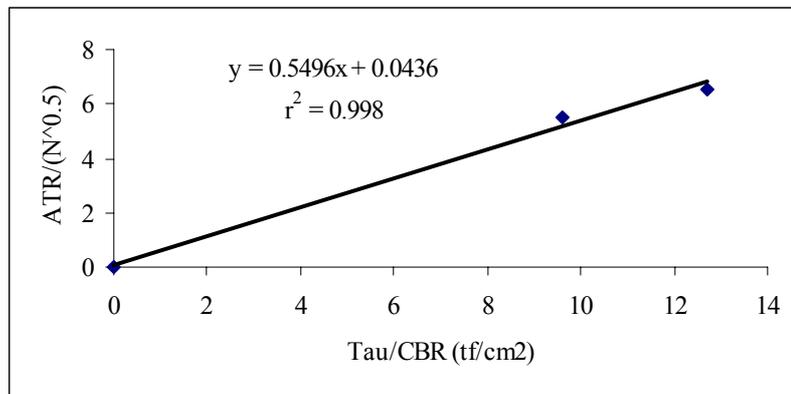


Figura 7.7: Contribuição do subleito nos afundamentos em trilha de roda

Para a geração do gráfico da Figura 7.7, inseriu-se um ponto na origem, uma vez que este deve ser considerado um ponto experimental (N repetições de uma tensão praticamente nula não seriam capazes de produzir afundamentos em trilha de roda).

Este resultado mostra agora uma consistência maior, com a hipótese de que os afundamentos em trilha de roda possam ser explicados por deformações plásticas que tenham ocorrido

essencialmente no solo de subleito. Não se deve descartar, contudo, uma contribuição da camada granular de base, uma vez que seus módulos de elasticidade são bastante baixos para o que seria de se esperar de uma Brita Graduada com 30 cm de espessura. O valor mais baixo para $E_2 = 76$ MPa na Pista 4 em relação ao da Pista 1 ($E_2 = 90$ MPa) sugere que possa ter havido maior densificação da camada de base decorrente da passagem repetida do trem de cargas na Pista 4 em relação à Pista 1, ajudando a explicar os maiores afundamentos em trilha observados na Pista 4. Conclui-se, portanto, que a contribuição do solo de subleito foi mais importante neste processo.

Um modelo da forma:

$$ATR(N) = ATR_0 + aN^b \quad (7.4)$$

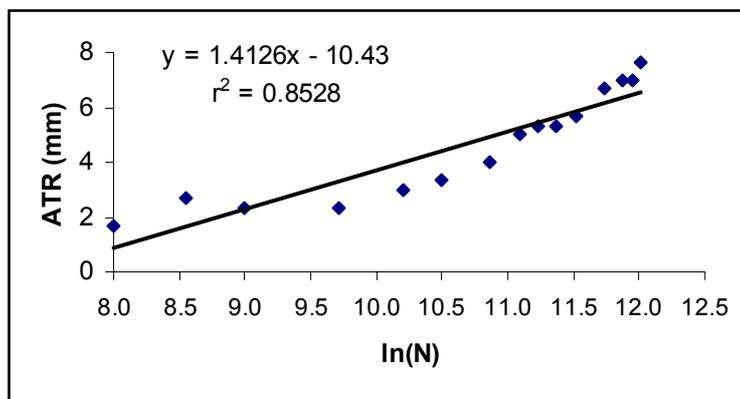
vem sendo utilizado para expressar os resultados de ensaios acelerados, usualmente fixando-se $b = 0,5$. Os resultados obtidos nesta pesquisa mostram que não há motivo para que b deva ser fixado em 0,5 uma vez que a Pista 4 indicou um valor bem diferente ($b = 0,37$). De fato, resultados de ensaios de *creep* em solos tendem a levar a modelos do tipo (MITCHELL, 1976):

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = At^{-1} \left(\frac{\sigma}{\sigma_f} \right)^B \quad (7.5)$$

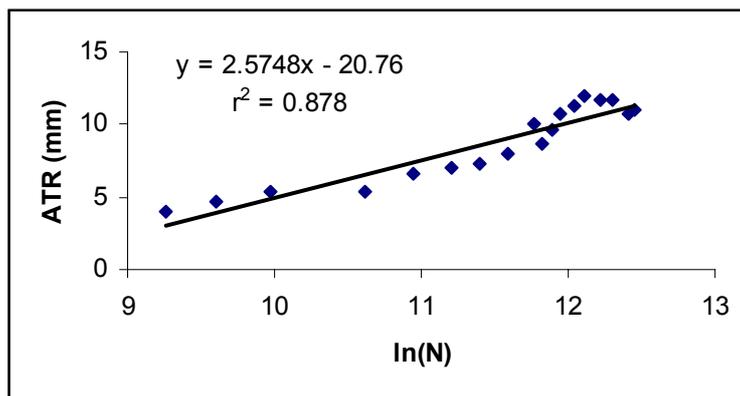
para a velocidade de deformação, onde σ é a tensão-desvio aplicada e A , B e σ_f são parâmetros do solo, com σ_f tendo o significado de uma tensão de ruptura. Aplicando-se este modelo à previsão da deformação plástica sob cargas repetidas, resulta:

$$\varepsilon(N) = \varepsilon_R \left(\frac{\sigma}{\sigma_f} \right)^B \ln(N) \quad (7.6)$$

onde ε_R é relacionado à deformação de ruptura do solo (seria a deformação plástica atingida após 3 ciclos de uma tensão $\sigma = \sigma_f$). Um modelo deste tipo está em conflito com a fórmula acima para $ATR = f(N)$ se b for da ordem de 0,5. Para verificar se os dados aqui obtidos dos ensaios acelerados apóiam a validade da fórmula geral acima para $\varepsilon(N)$ deduzida a partir de ensaios de *creep*, será avaliado se os afundamentos em trilha de roda apresentam uma relação linear com $\ln(N)$, como é requerido pelo modelo acima. A Figura 7.8 mostra o resultado obtido para os afundamentos médios em trilha de roda das seções experimentais.



Pista 1



Pista 4

Figura 7.8: Modelo logarítmico para os afundamentos em trilha de roda

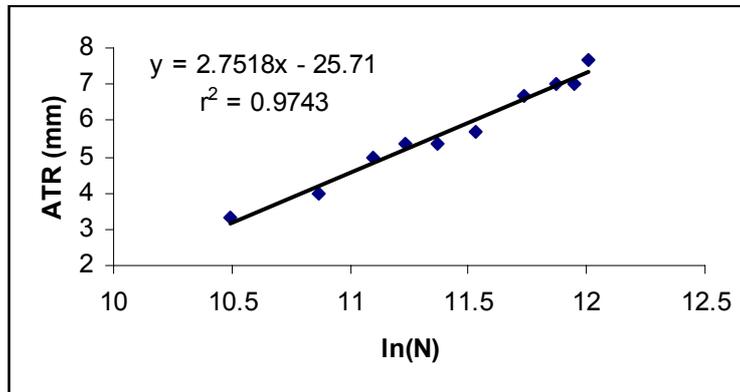
Aparentemente, o ajuste não é tão bom quanto o foi para o modelo: $ATR(N) = ATR_0 + a N^b$. Contudo, observando a Figura 7.8, pode-se notar a existência de duas fases distintas. Uma primeira, que durou até cerca de $N = 3 \times 10^4$ ciclos de carga, durante a qual uma consolidação inicial (ATR_0) foi dada ao pavimento, seguida por uma outra, quando a relação linear entre ATR e $\ln(N)$ é nítida. Esta segunda fase está indicada na Figura 7.9, de onde se pode deduzir os modelos:

Pista 1:

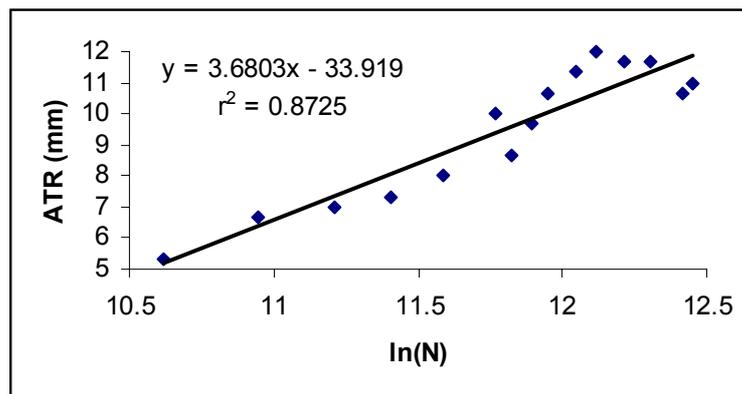
$$\begin{aligned} ATR(N) &= -25,71 + 2,7518 \ln(N) \\ ATR_0 &= 2,7 \text{ mm} \\ N_0 &= 3 \times 10^4 \end{aligned} \quad (7.7)$$

Pista 4:

$$\begin{aligned} ATR(N) &= -33,92 + 3,6803 \ln(N) \\ ATR_0 &= 4,0 \text{ mm} \\ N_0 &= 3 \times 10^4 \end{aligned} \quad (7.8)$$



Pista 1



Pista 4

Figura 7.9: Afundamentos em trilha de roda após a consolidação inicial

O fato de se ter ATR_0 maior na Pista 4 que na Pista 1 está de acordo com a avaliação estrutural feita através dos levantamentos defletométricos, que indicaram valores mais baixos para os módulos de elasticidade das camadas de base e subleito na Pista 4, retratando uma compactação mais deficiente que na Pista 1 e, desta forma, provocando uma consolidação inicial pelo tráfego maior.

ULLIDTZ (1987) aponta um valor típico para o parâmetro B (expoente da tensão aplicada) por volta de 1,6 para a maior parte dos materiais granulares e solos. Utilizando este valor e considerando que a deformação de ruptura ε_R varia pouco para um mesmo material em função de sua condição, pode-se escrever:

$$\frac{\varepsilon_I}{\varepsilon_4} = \left(\frac{\sigma_{f4}}{\sigma_{f1}} \right)^{1,6} = \left(\frac{CBR_4}{CBR_1} \right)^{1,6} \quad (7.9)$$

onde se admite (conforme já verificado) que as tensões atuantes nas camadas do pavimento sejam as mesmas para as Pistas 1 e 4, e que haja proporcionalidade direta entre a resistência ao cisalhamento dos materiais e o CBR. Considerando a contribuição da camada granular de base, a relação acima para as deformações plásticas das duas seções seria dada por:

$$\frac{\varepsilon_I}{\varepsilon_4} = \left(\frac{CBR_4}{CBR_1} \right)^{1,6} = \left(\frac{760}{900} \right)^{1,6} = 0,76 \quad (7.10)$$

Já levando em conta a contribuição do solo de subleito:

$$\frac{\varepsilon_I}{\varepsilon_4} = \left(\frac{CBR_4}{CBR_1} \right)^{1,6} = \left(\frac{2800}{4000} \right)^{1,6} = 0,57 \quad (7.11)$$

onde os cálculos foram feitos admitindo proporcionalidade direta entre o módulo de elasticidade e o CBR. A relação entre os parâmetros que medem a velocidade de acúmulo de deformações plásticas nas seções e que deve ser comparada aos valores acima é:

$$\frac{\left(\frac{dATR}{d\ln N}\right)_1}{\left(\frac{dATR}{d\ln N}\right)_4} = \left(\frac{2,7518}{3,6803}\right) = 0,75 \quad (7.12)$$

valor que não está muito distante dos valores obtidos acima para a camada de base (0,76) e para o subleito (0,57). Dessa forma, utilizar, para a previsão de afundamentos em trilha de roda, um modelo derivado do que é apontado por resultados de ensaios de *creep* (modelo logarítmico em termos de N) parece ser justificável.

7.1.4 Análise do trincamento

Para a Pista 1 foram considerados os seguintes valores para os parâmetros representativos das condições estruturais:

$$E_1 = M_R \text{ a } 25^{\circ}\text{C} = 3460 \text{ MPa e } R_T = 0,6 \text{ MPa}$$

$$h_1 = 5,6 \text{ cm (média dos CP's extraídos)}$$

$$E_2 = 90 \text{ MPa (FWD)}$$

$$E_3 = 400 \text{ MPa (FWD)}$$

$$\text{Lei de fadiga a tensão controlada: } K_1 = 9,45 \times 10^3 \text{ e } n = 2,5595$$

Para a Pista 4:

$$E_1 = M_R \text{ a } 25^{\circ}\text{C} = 3474 \text{ MPa e } R_T = 0,56 \text{ MPa}$$

$$h_1 = 4,8 \text{ cm (média dos CP's extraídos)}$$

$$E_2 = 76 \text{ MPa (FWD)}$$

$$E_3 = 280 \text{ MPa (FWD)}$$

$$\text{Lei de fadiga a tensão controlada: } K_1 = 4,26 \times 10^4 \text{ e } n = 3,5265$$

Aplicando a carga de semi-eixo de 41 kN que foi utilizada nos testes, resultam os seguintes valores para as solicitações críticas na camada asfáltica (programa FLAPS):

Pista 1:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= 2,42 \text{ MPa} \\ \varepsilon_t &= 5,365 \times 10^{-4} \\ \tau_{\text{máx}} &= 0,483 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Pista 4:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= 2,94 \text{ MPa} \\ \varepsilon_t &= 6,419 \times 10^{-4} \\ \tau_{\text{máx}} &= 0,542 \text{ MPa}\end{aligned}$$

A lei de fadiga de laboratório ($N_f = K_1 \sigma_t^{-n}$) não pode ser aplicada diretamente, uma vez que se refere a ensaios de compressão diametral, onde a distribuição de tensões no corpo-de-prova é bastante diferente daquela no campo. O parâmetro de valor que pode ser extraído destes ensaios é o expoente n da lei de fadiga, o qual é idêntico ao que seria obtido por meio de ensaios de fadiga em flexão alternada, cujos resultados seriam expressos por:

$$N_f = K \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^n \quad (7.13)$$

Os parâmetros K e n não são independentes, mas estão relacionados por:

$$n = -0,1093 \log_e K + 1,4749 \quad (7.14)$$

A Tabela 7.7 mostra a estimativa da vida de fadiga obtida por este processo.

Tabela 7.7: Estimativa da vida de fadiga

Pista	n	K	ε_t	N_f
1	2,5595	$4,90266 \times 10^{-5}$	$5,365 \times 10^{-4}$	11.511
4	3,5265	$7,04916 \times 10^{-9}$	$6,419 \times 10^{-4}$	1.278

Verifica-se que seria de esperar um desempenho superior em termos de trincamento por fadiga do pavimento da Pista 1 em relação àquele da Pista 4. O desempenho real, contudo, foi claramente o oposto, com a Pista 1 atingindo na seção 1 cerca de TR = 45% de área trincada (Figura 7.10) após 7×10^4 passagens da carga de teste enquanto que a Pista 4 teve apenas TR = 8% de área trincada sob este mesmo nível de tráfego. Dessa forma, não há explicação, em termos de leis de fadiga, para o desempenho superior da Pista 4 em relação à Pista 1 no que diz respeito ao trincamento. A explicação provável para este resultado pode estar no padrão através do qual as trincas no revestimento surgiram e se propagaram dentro das pistas. Este padrão não foi condizente com um processo normal em que trincas transversais apareceriam primeiro dentro das áreas mais trafegadas, devido à maior deformação de tração na direção do eixo da pista (efeito da roda dupla). Assim, é possível que todo o comportamento das pistas em termos de trincamento tenha sido governado pela presença de microfissuras iniciais deixadas pela compactação.

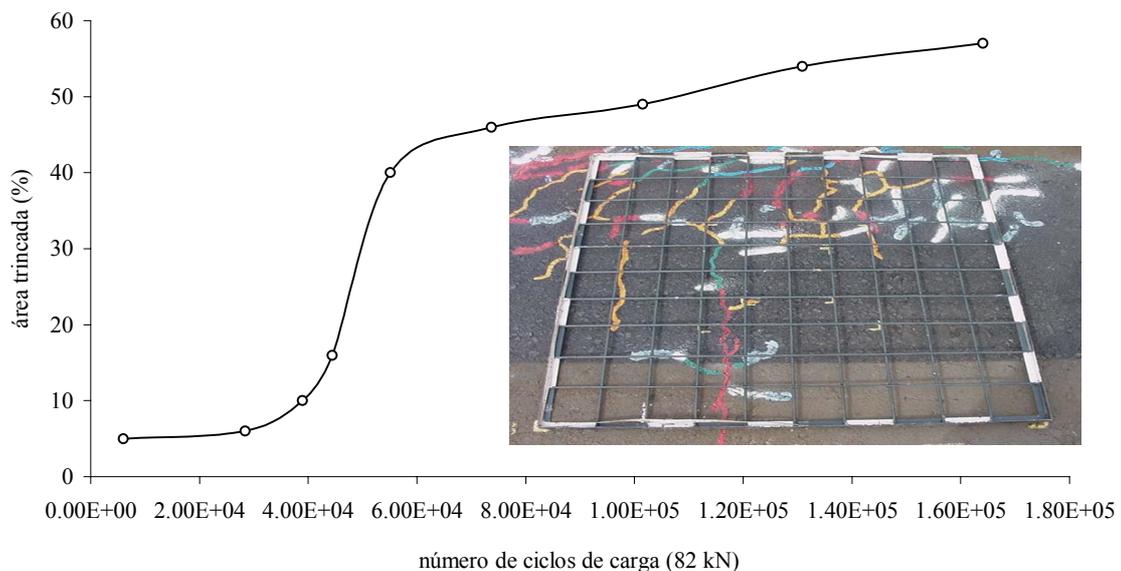


Figura 7.10: Evolução do trincamento na pista 1

7.1.5 Análise das tensões verticais medidas

As tensões verticais medidas no subleito durante os ensaios realizados nas pistas 1 e 4 estão mostradas de maneira comparativa na Figura 7.11. Os valores apresentados foram determinados aplicando-se o fator de calibração obtido nos ensaios de laboratório (CAF = 0,38). Observando-se as tendências de evolução das tensões nota-se valores muito próximos para os ciclos mais elevados de carga. Indicando, um crescimento das tensões medidas no subleito em ambos os experimentos. As diferenças identificadas na fase inicial apontam a influência do processo de instalação das células. Uma vez que na pista 1, estas foram instaladas ainda na fase de construção das pistas experimentais e, na pista 4, a instalação foi feita através de um furo com diâmetro aproximado de 150 mm aberto no pavimento já executado. Na Figura 7.12 estão demonstrados os ajustes para as tensões medidas no subleito, aplicando-se uma relação do tipo: $\sigma_v = K1 * \ln(N) - K2$.

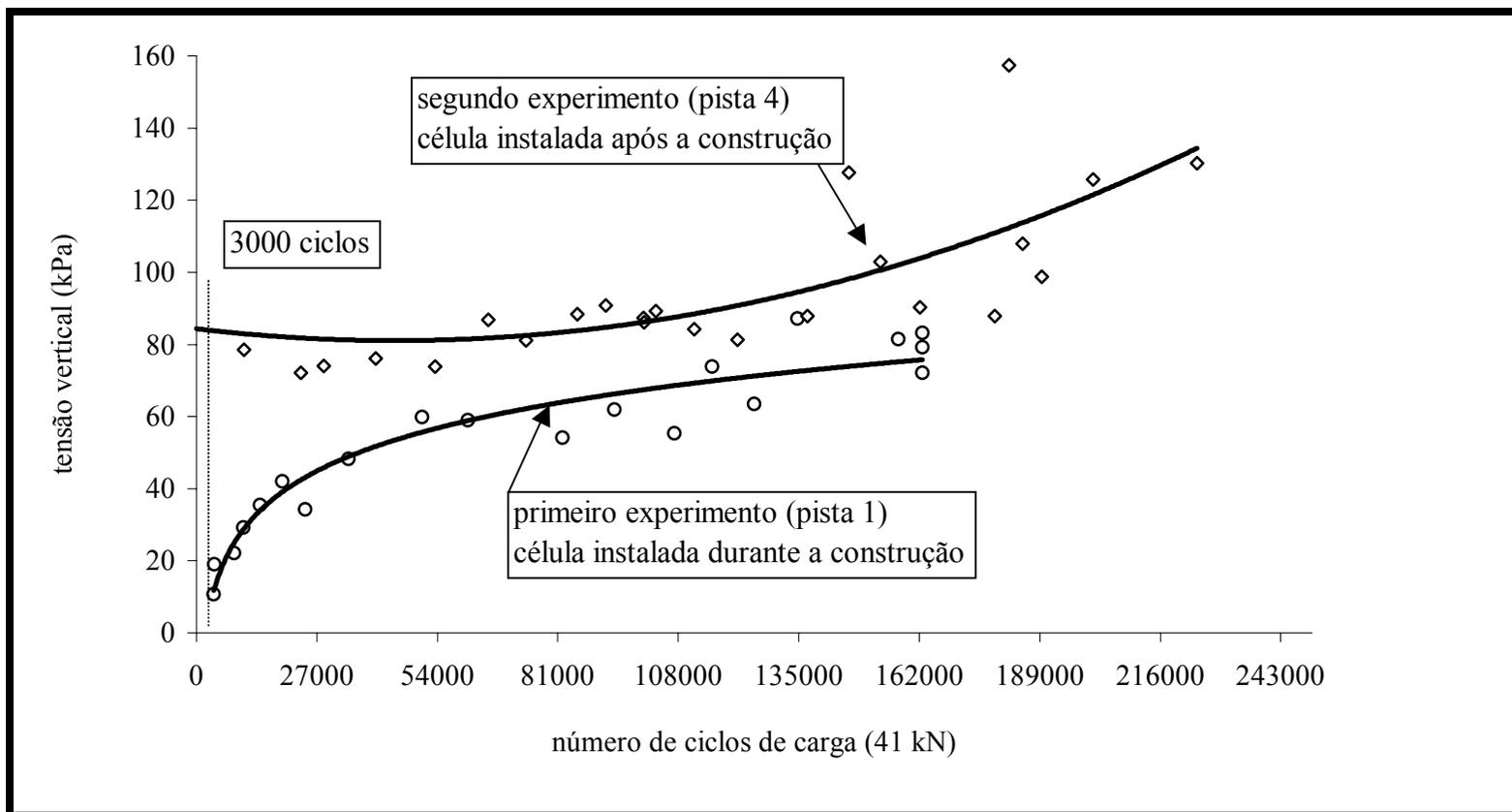


Figura 7.11: Tensões verticais medidas no subleito sob cargas dinâmicas nas pistas 1 e 4

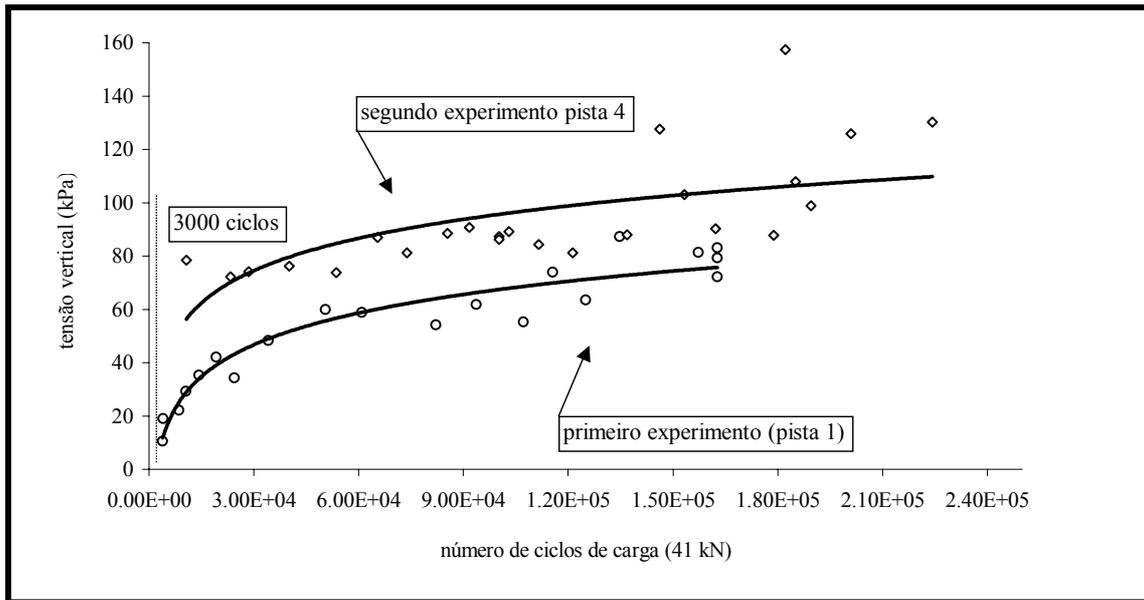


Figura 7.12: Tensões verticais no subleito

Ao considerar somente as leituras realizadas a partir de 50 000 ciclos em ambos os experimentos obtêm-se expoentes de mesma ordem para relações do tipo: $\sigma_v = K1 * e^{k2 * N}$. Os resultados obtidos para as pistas 1 e 4 estão demonstrados na Figura 7.13. Os coeficientes de correlação são aproximados para ambos os ensaios. Com isso, pode-se confirmar que a taxa de crescimento das tensões verticais no subleito foi muito similar para as duas pistas experimentais. Aplicando-se um modelo do tipo $N = K1 \times (Tv)^{-K2}$ aos valores derivados dos ensaios realizado na pista 1 obtém-se as relações mostradas na Figura 7.14. As tensões registradas sob carregamento dinâmico imposto pelo simulador linear de tráfego estão apresentadas nas Tabelas 7.8 e 7.9.

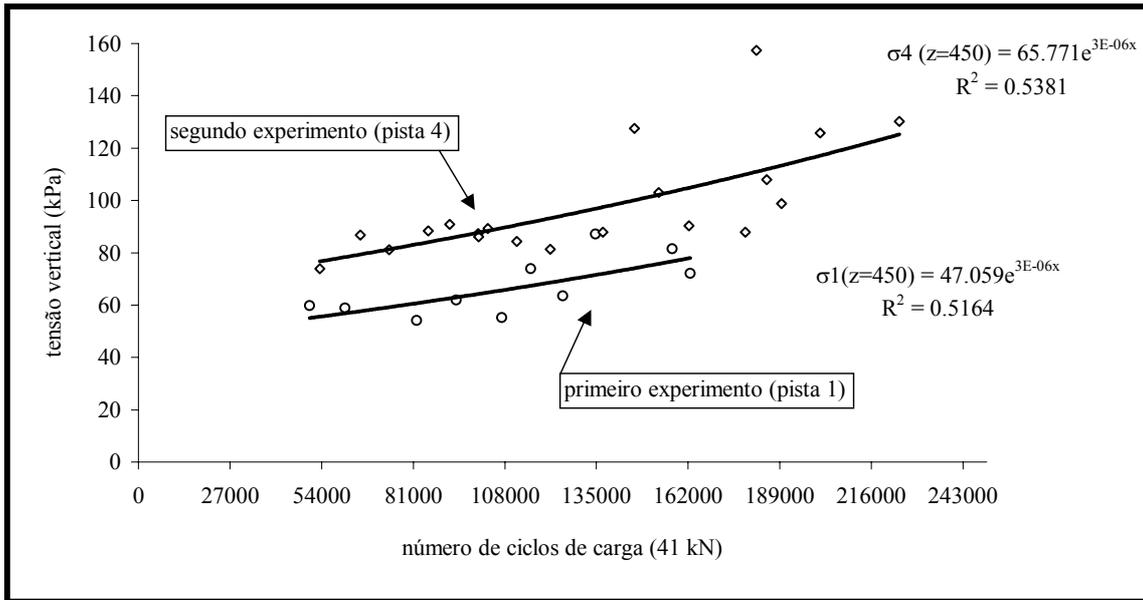


Figura 7.13: Tensões verticais medidas no subleito a partir de 50.000 aplicações da carga de 41 kN

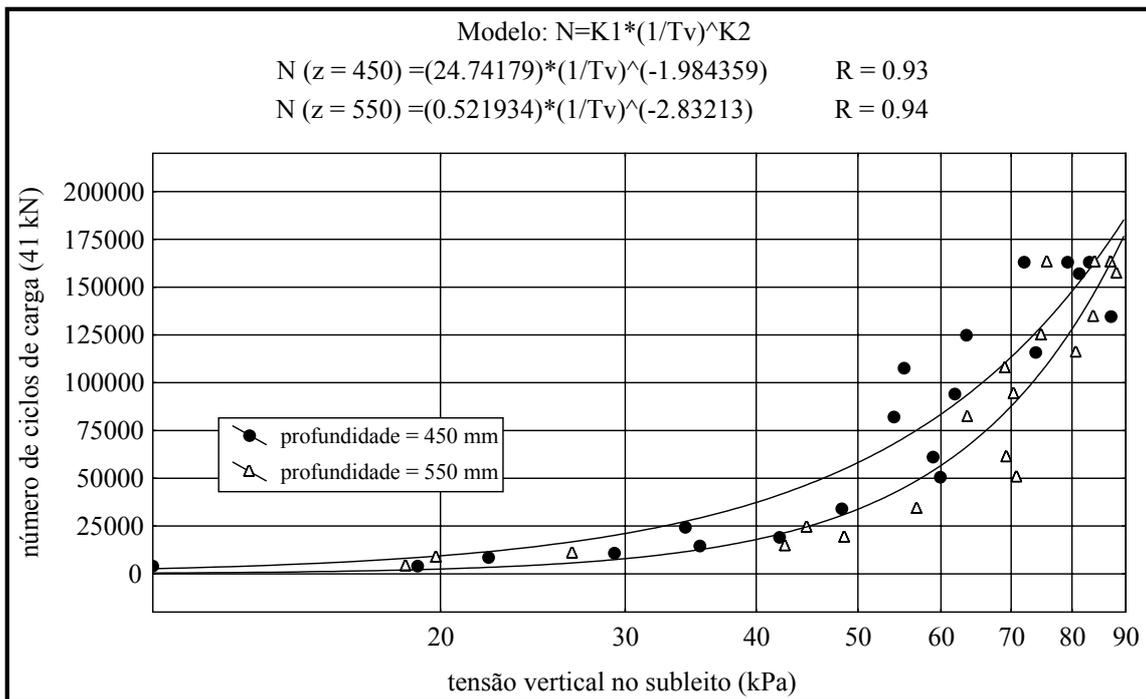


Figura 7.14: Tensões verticais *versus* número de ciclos de carga para a pista 1

Tabela 7.8: Tensões verticais medidas (pista 1)

N	σ_{vSL} (kPa)	σ_{vSL}/CAF (kPa)	σ_{vSL} (kPa)	σ_{vSL}/CAF (kPa)	σ_{vBG} (kPa)
3,93E+03	4,08E+00	1,07E+01	1,89E+00	4,97E+00	2,34E+02
3,96E+03	7,30E+00	1,92E+01	7,12E+00	1,87E+01	2,15E+02
8,50E+03	8,52E+00	2,24E+01	7,60E+00	2,00E+01	1,81E+02
1,05E+04	1,12E+01	2,95E+01	1,03E+01	2,71E+01	1,95E+02
1,43E+04	1,36E+01	3,58E+01	1,63E+01	4,29E+01	1,83E+02
1,92E+04	1,61E+01	4,24E+01	1,86E+01	4,89E+01	2,31E+02
2,44E+04	1,32E+01	3,47E+01	1,71E+01	4,50E+01	2,15E+02
3,41E+04	1,85E+01	4,87E+01	2,18E+01	5,74E+01	2,88E+02
5,05E+04	2,30E+01	6,05E+01	2,72E+01	7,16E+01	2,61E+02
6,08E+04	2,26E+01	5,95E+01	2,66E+01	7,00E+01	2,02E+02
8,20E+04	2,08E+01	5,47E+01	2,44E+01	6,42E+01	1,88E+02
9,37E+04	2,37E+01	6,24E+01	2,70E+01	7,11E+01	1,95E+02
1,07E+05	2,12E+01	5,58E+01	2,65E+01	6,97E+01	1,21E+02
1,16E+05	2,83E+01	7,45E+01	3,10E+01	8,16E+01	1,09E+02
1,25E+05	2,44E+01	6,42E+01	2,87E+01	7,55E+01	1,25E+02
1,35E+05	3,35E+01	8,82E+01	3,22E+01	8,47E+01	1,15E+02
1,57E+05	3,12E+01	8,21E+01	3,39E+01	8,92E+01	8,71E+01
1,63E+05	2,77E+01	7,29E+01	2,91E+01	7,66E+01	1,52E+02
1,63E+05	3,04E+01	8,00E+01	3,23E+01	8,50E+01	9,17E+01

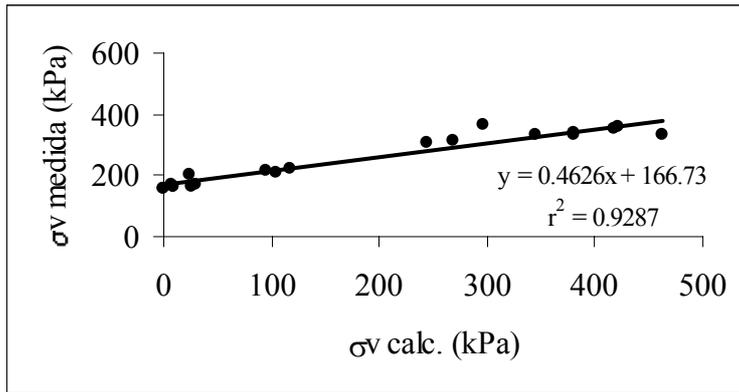
Tabela 7.9: Variação das tensões verticais no subleito (pista 4)

N	σ_{vSL} (kPa)	σ_{vSL}/CAF (kPa)	σ_{vSL} (kPa)	σ_{vSL}/CAF (kPa)
3	3,947E+01	1,039E+02	2,627E+01	6,914E+01
10603	2,983E+01	7,849E+01	1,955E+01	5,146E+01
23360	2,742E+01	7,216E+01	1,0,70E+01	4,474E+01
28534	2,814E+01	7,406E+01	1,900E+01	5,000E+01
40158	2,894E+01	7,616E+01	DEFEITO	DEFEITO
53508	2,806E+01	7,383E+01		
65394	3,301E+01	8,688E+01		
73858	3,084E+01	8,117E+01		
85385	3,360E+01	8,842E+01		
91686	3,450E+01	9,079E+01		
100164	3,319E+01	8,734E+01		
100266	3,275E+01	8,617E+01		
102947	3,389E+01	8,919E+01		
111506	3,203E+01	8,429E+01		
121311	3,089E+01	8,130E+01		
136904	3,340E+01	8,791E+01		
146187	4,850E+01	1,276E+02		
153304	3,913E+01	1,030E+02		
162165	3,429E+01	9,025E+01		
178848	3,337E+01	8,780E+01		
182141	5,982E+01	1,574E+02		
185076	4,102E+01	1,079E+02		
189509	3,755E+01	9,882E+01		
200940	4,781E+01	1,258E+02		
224281	4,946E+01	1,302E+02		

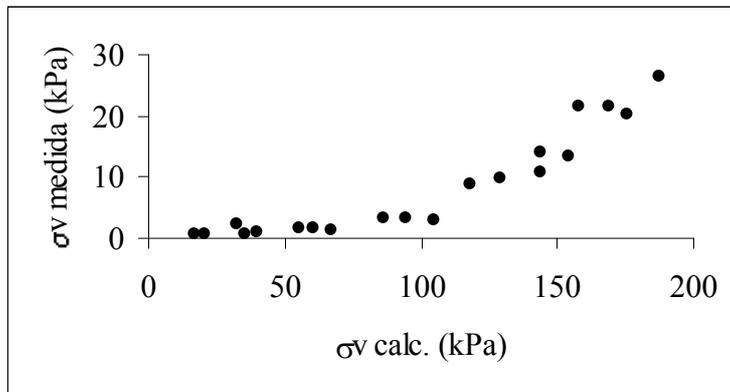
Considerando as leituras de tensões verticais realizadas sob carregamento estático sobre uma placa retangular de aço, a Tabela 7.10 mostra a comparação obtida entre os valores que foram medidos e aqueles que foram calculados com o programa FLAPS utilizando os módulos de elasticidade retroanalizados do FWD para a pista 1 ($E_1 = 6560$ MPa, $E_2 = 90$ MPa, $E_3 = 400$ MPa). Como pode ser observado na Figura 7.15, não há uma concordância aceitável para valor de CAF = 1,0, exceto para as tensões mais elevadas registradas pela célula de carga situada à profundidade $z = 5$ cm.

Tabela 7.10: Tensões medidas versus tensões calculadas sob a placa de aço

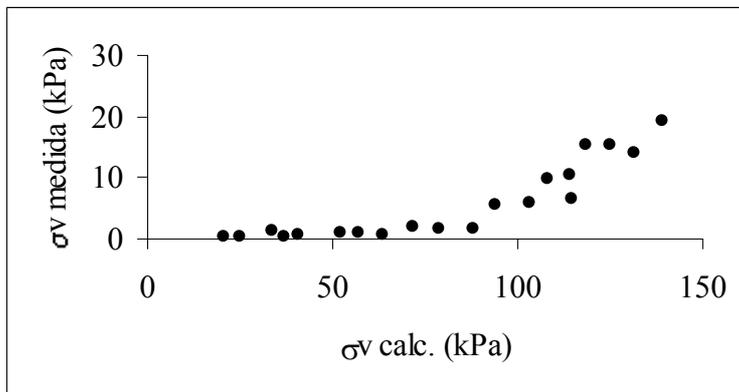
Carga (kN)	r (cm)	σ_v calc.	σ_v med.	σ_v	σ_v calc.	σ_v med.	σ_v	σ_v calc.	σ_v med.	σ_v
		z = 5 cm (kPa)	z = 5 cm (kPa)	med./CAF z = 5 cm (kPa)	z = 45 cm (kPa)	z = 45 cm (kPa)	med./CAF z = 45 cm (kPa)	z = 55 cm (kPa)	z = 55 cm (kPa)	med./CAF z = 55 cm (kPa)
82	0	380,0	329,41	374,3	154,0	13,51	35,6	114,00	10,47	27,6
82	10	346,0	331,60	376,8	144,0	13,98	36,8	108,00	9,90	26,1
82	20	244,0	309,17	351,3	118,0	8,76	23,1	94,00	5,57	14,7
82	30	96,0	213,13	242,2	86,0	3,31	8,7	72,00	1,94	5,1
82	40	24,0	205,20	233,2	55,0	1,47	3,9	52,00	0,83	2,2
82	50	8,0	168,81	191,8	32,4	2,41	6,3	33,60	1,32	3,5
82	60	0,0	154,31	175,4	17,0	0,66	1,7	20,60	0,36	0,9
90	0	417,1	352,94	401,1	169,0	21,63	56,9	125,12	15,22	40,1
90	10	379,8	337,35	383,4	158,0	21,56	56,7	118,54	15,47	40,7
90	20	267,8	314,64	357,5	129,5	9,79	25,8	103,17	5,93	15,6
90	30	105,4	210,40	239,1	94,4	3,11	8,2	79,02	1,65	4,3
90	40	26,3	161,70	183,8	60,4	1,57	4,1	57,07	0,86	2,3
90	50	8,8	160,33	182,2	35,6	0,78	2,1	36,88	0,45	1,2
100	0	463,4	335,43	381,2	187,8	26,52	69,8	139,02	19,29	50,8
100	10	422,0	355,68	404,2	175,6	20,36	53,6	131,71	14,00	36,8
100	20	297,6	366,62	416,6	143,9	10,62	27,9	114,63	6,55	17,2
100	30	117,1	222,98	253,4	104,9	2,89	7,6	87,80	1,63	4,3
100	40	29,3	171,82	195,3	67,1	1,31	3,4	63,41	0,70	1,8
100	50	9,8	162,52	184,7	39,5	1,00	2,6	40,98	0,58	1,5
100	60	0,0	155,40	176,6	20,7	0,57	1,5	25,12	0,29	0,8



$z = 5$ cm



$z = 45$ cm



$z = 55$ cm

Figura 7.15: Tensões medidas *versus* tensões calculadas

Aplicando-se os módulos obtidos na retroanálise das deflexões medidas pelo FWD ao programa FLAPS, sob carregamento do eixo padrão rodoviário de 82 kN, o qual foi utilizado nos ensaios das pistas experimentais, resulta a comparação mostrada na Tabela 7.11 entre as respostas calculadas e as que foram medidas num teste sob carga estática na pista 1, em termos de tensões verticais (σ_v) e deflexões entre rodas (D_0). No caso das deflexões, é apresentada a deflexão medida com a viga eletrônica.

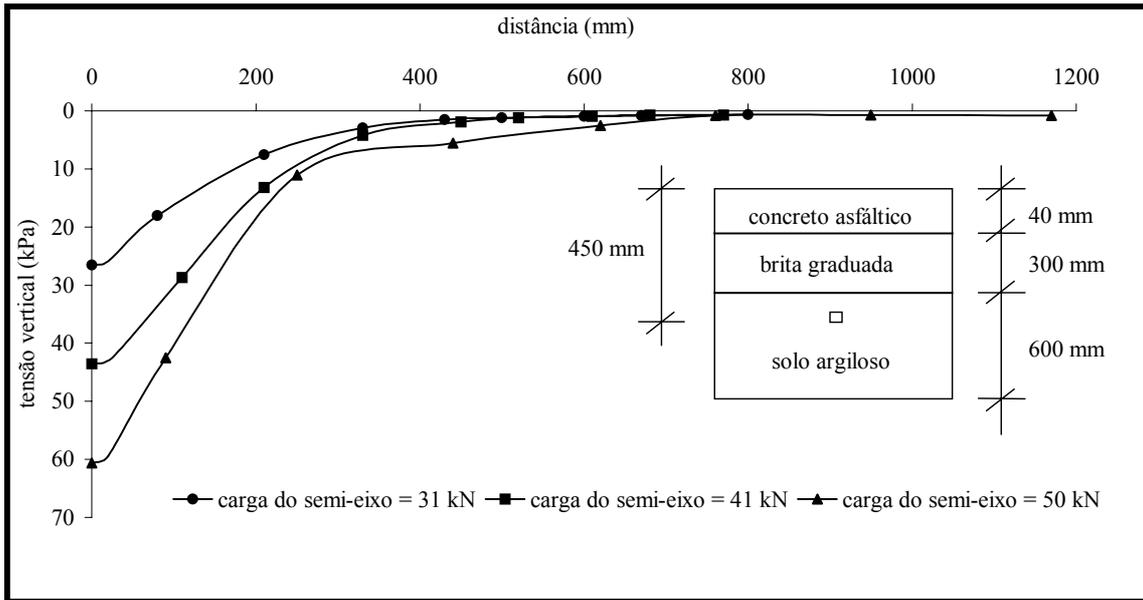
Tabela 7.11: Valores medidos *versus* valores calculados

Parâmetro	Valor Medido	FLAPS
D_0	$64,8 \times 10^{-2}$ mm	$62,5 \times 10^{-2}$ mm
σ_v (z = 5 cm)	290 kPa	230 kPa
σ_v (z = 20 cm)	32 kPa	125 kPa
σ_v (z = 45 cm)	92 kPa	60 kPa
σ_v (z = 55 cm)	52 kPa	47 kPa

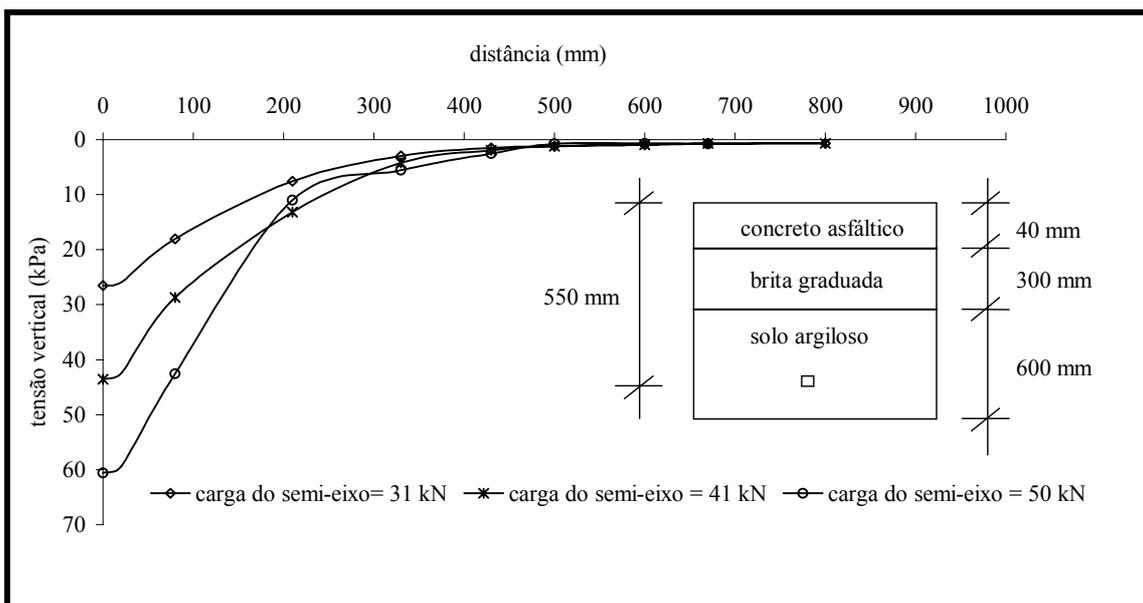
Verifica-se uma discordância elevada apenas no caso da tensão vertical à profundidade $z = 20$ cm (célula de carga situada na metade da camada granular de base). A relação: $\sigma_v(z=55\text{cm}) / \sigma_v(z=45\text{cm})$ é igual a 0,78 no caso do FLAPS e igual a 0,57 no caso experimental, mostrando esta comparação não leva a valores muito compatíveis. As leituras de σ_v em $z = 20$ cm estão claramente erradas nesta situação, não apenas por serem completamente distantes do valor calculado pelo FLAPS, mas por serem incompatíveis com as demais células.

7.1.6 Efeito da magnitude do carregamento nas tensões verticais

Para investigar o efeito do nível de carga nas tensões geradas no interior do subleito foram realizadas comparações entre os valores das tensões calculadas pelo FLAPS e os valores registrados no campo sob carga estática. Alguns valores de tensões medidas sob carga estática no subleito da pista 1 ($N = 61.661$) estão demonstrados na Figura 7.16. O efeito da magnitude do carregamento aplicado na superfície do pavimento verificado através das análises teóricas realizadas para as pistas 1 e 4 está demonstrado nas Figuras 7.12 e 7.13.



(a) profundidade = 450 mm



(b) profundidade = 550 mm

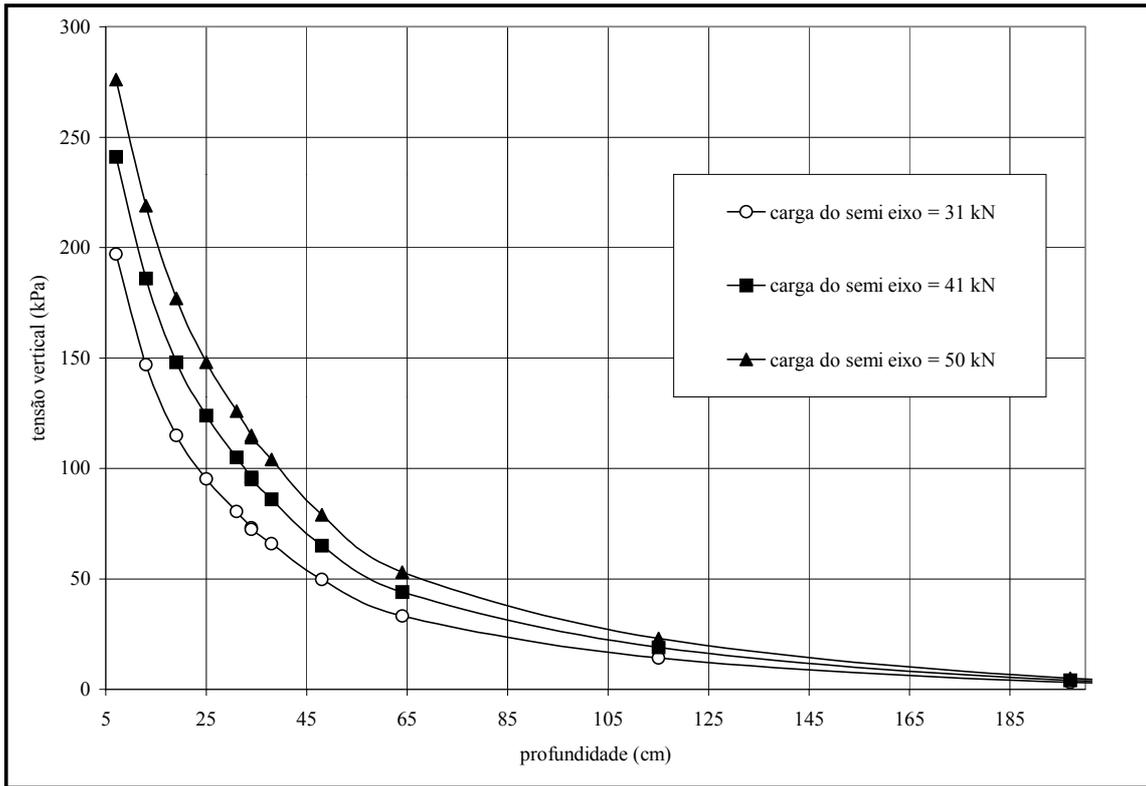
Figura 7.16: Tensões verticais medidas no subleito sob carga estática (calibração em solo argiloso).

Tabela 7.12: Tensões e deformações verticais calculadas na pista 1 para diferentes níveis de carga

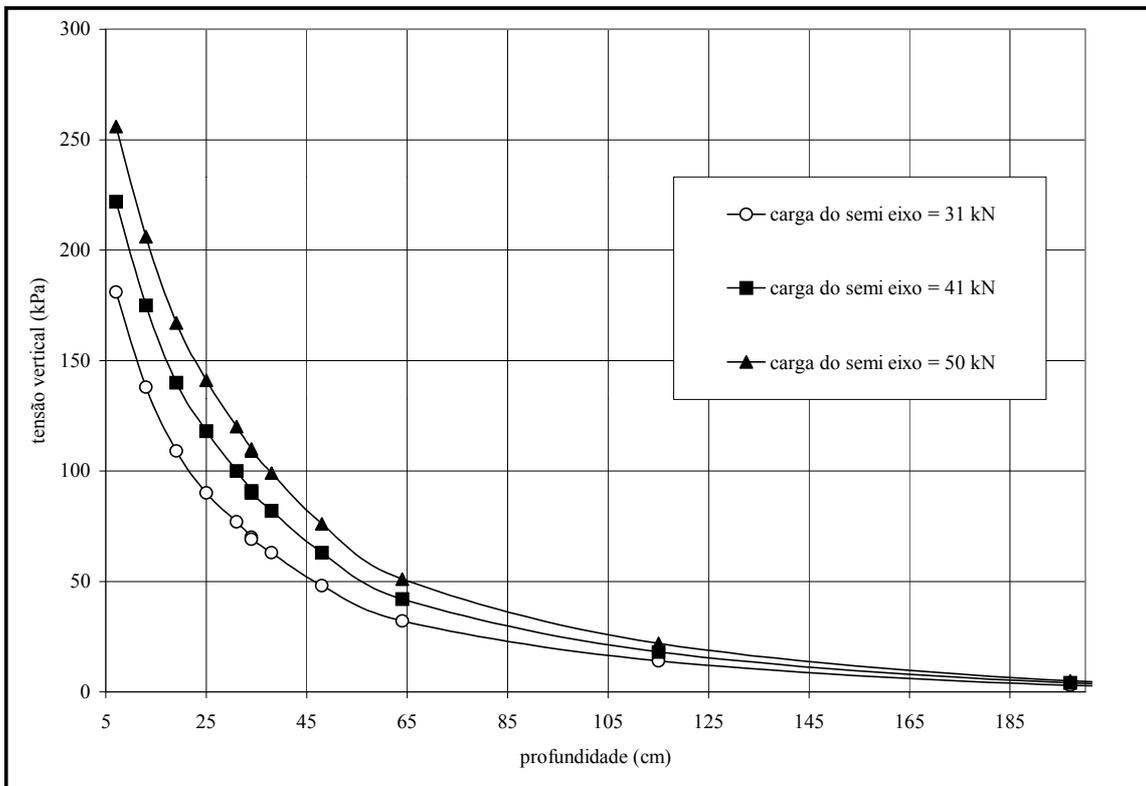
Profundidade (cm)	Carga = 31 kN				Carga = 41 kN				Carga = 50 kN			
	σ_v centro da roda (kPa)	σ_v entre rodas (kPa)	ε_v centro da roda (cm/cm)	ε_v entre rodas (cm/cm)	σ_v centro da roda (kPa)	σ_v entre rodas (kPa)	ε_v centro da roda (cm/cm)	ε_v entre rodas (cm/cm)	σ_v centro da roda (kPa)	σ_v entre rodas (kPa)	ε_v centro da roda (cm/cm)	ε_v entre rodas (cm/cm)
7	197	146	1,81E-03	1,20E-03	241	194	2,18E-03	1,60E-03	276	237	2,47E-03	1,96E-03
13	147	138	1,46E-03	1,28E-03	186	180	1,83E-03	1,68E-03	219	218	2,13E-03	2,04E-03
19	115	122	1,14E-03	1,18E-03	148	159	1,47E-03	1,54E-03	177	191	1,74E-03	1,85E-03
25	95,2	106	9,10E-04	1,00E-03	124	138	1,18E-03	1,31E-03	148	166	1,41E-03	1,57E-03
31	80,5	90,6	6,87E-04	7,73E-04	105	118	8,94E-04	1,01E-03	126	142	1,07E-03	1,21E-03
34	73,2	83,1	5,76E-04	6,58E-04	96	109	7,52E-04	8,59E-04	115	131	9,07E-04	1,04E-03
34	72,4	81,7	1,57E-04	1,79E-04	95	107	2,05E-04	2,34E-04	114	129	2,46E-04	2,81E-04
38	65,9	74,2	1,45E-04	1,65E-04	86	97	1,89E-04	2,15E-04	104	117	2,28E-04	2,59E-04
48	49,7	55,4	1,15E-04	1,30E-04	65	73	1,50E-04	1,70E-04	79	88	1,81E-04	2,05E-04
64	33,2	36,3	8,01E-05	8,84E-05	44	48	1,05E-04	1,16E-04	53	58	1,27E-04	1,41E-04
115	14,1	14,9	3,57E-05	3,78E-05	19	20	4,70E-05	4,97E-05	23	24	5,71E-05	6,05E-05
197	3,05	2,96	8,27E-06	8,03E-06	4	4	1,10E-05	1,06E-05	5	5	1,34E-05	1,30E-05
279	2,1	2,15	5,49E-06	5,63E-06	3	3	7,24E-06	7,42E-06	3	3	8,84E-06	9,05E-06
361	1,29	1,29	3,50E-06	3,48E-06	2	2	4,61E-06	4,58E-06	2	2	5,62E-06	5,59E-06
443	1,11	1,11	2,98E-06	2,99E-06	1	1	3,92E-06	3,94E-06	2	2	4,78E-06	4,81E-06

Tabela 7.13: Tensões e deformações verticais calculadas na pista 4 para diferentes níveis de carga

Profundidade (cm)	Carga = 31 kN				Carga = 41 kN				Carga = 50 kN			
	σ_v centro da roda (kPa)	σ_v entre rodas (kPa)	ε_v centro da roda (cm/cm)	ε_v entre rodas (cm/cm)	σ_v centro da roda (kPa)	σ_v entre rodas (kPa)	ε_v centro da roda (cm/cm)	ε_v entre rodas (cm/cm)	σ_v centro da roda (kPa)	σ_v entre rodas (kPa)	ε_v centro da roda (cm/cm)	ε_v entre rodas (cm/cm)
7	181	142	1.95E-03	1.39E-03	222	188	2,37E-03	1,85E-03	256	229	2.70E-03	2.25E-03
13	138	132	1.60E-03	1.46E-03	175	173	2,02E-03	1,91E-03	206	209	2.36E-03	2.31E-03
19	109	116	1.27E-03	1.34E-03	140	152	1,64E-03	1,74E-03	167	182	1.95E-03	2.10E-03
25	90	101	1.02E-03	1.14E-03	118	131	1,33E-03	1,48E-03	141	158	1.59E-03	1.78E-03
31	77	86	7.84E-04	8.83E-04	100	113	1,02E-03	1,15E-03	120	136	1.23E-03	1.39E-03
34	70	79	6.64E-04	7.57E-04	91	103	8,67E-04	9,89E-04	110	125	1.05E-03	1.19E-03
34	69	78	2.15E-04	2.45E-04	90	102	2,80E-04	3,20E-04	109	123	3.37E-04	3.85E-04
38	63	71	1.99E-04	2.26E-04	82	92	2,59E-04	2,95E-04	99	112	3.12E-04	3.55E-04
48	48	53	1.58E-04	1.78E-04	63	70	2,07E-04	2,33E-04	76	84	2.50E-04	2.81E-04
64	32	35	1.11E-04	1.22E-04	42	46	1,45E-04	1,60E-04	51	56	1.76E-04	1.94E-04
115	14	15	4.97E-05	5.26E-05	18	19	6,54E-05	6,92E-05	22	23	7.95E-05	8.40E-05
197	3	3	1.17E-05	1.14E-05	4	4	1,55E-05	1,51E-05	5	5	1.90E-05	1.85E-05
279	2	2	7.72E-06	7.90E-06	3	3	1,02E-05	1,04E-05	3	3	1.24E-05	1.27E-05
361	1	1	4.95E-06	4.93E-06	2	2	6,53E-06	6,50E-06	2	2	7.97E-06	7.93E-06
443	1	1	4.20E-06	4.22E-06	1	1	5,54E-06	5,57E-06	2	2	6.77E-06	6.81E-06



a) pista 1



b) pista 4

Figura 7.17: Tensões verticais calculadas nas pistas 1 e 4

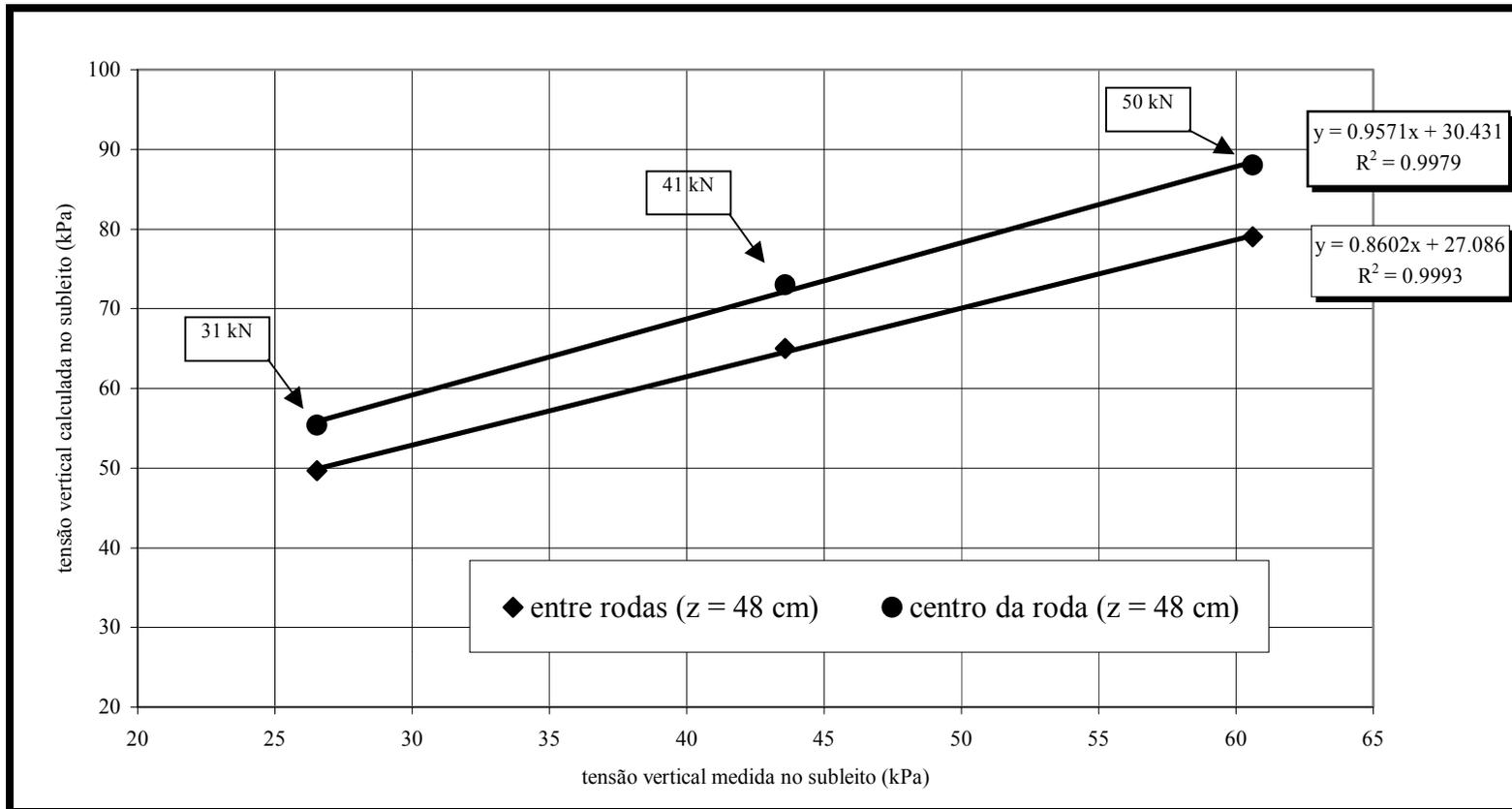


Figura 7.18: Tensões medidas versus tensões calculadas (pista 1; N = 61.661)

8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

A presente pesquisa permitiu o estabelecimento das seguintes conclusões principais:

1. Os registros dos acúmulos de afundamentos em trilhas de roda efetuados nesta pesquisa permitiram o questionamento e a validação de modelos de previsão de desempenho propostos em estudos anteriores. Os resultados verificados no campo apresentaram uma concordância excelente com a expectativa de desempenho em termos de evolução de ATR derivada do modelo Pavsys9.
2. As modificações identificadas das propriedades reológicas dos ligantes recuperados (aumento de viscosidade, queda de recuperação elástica e redução de penetração) foram fatores de influência preponderante no desempenho oferecido pelas pistas experimentais. O processo construtivo das camadas dos pavimentos avaliados nesta pesquisa também contribuiu de modo decisivo para a degradação observada no campo, em especial no que se refere ao trincamento da camada asfáltica.
3. Foram medidas deformações horizontais na face inferior das camadas asfálticas das pistas 1 e 4. Não se verificou um acréscimo significativo das deformações de tração com a degradação do pavimento. Foram identificados os pulsos típicos de deformação horizontal nas direções longitudinal e transversal ao sentido do tráfego. As leituras de deformações horizontais na face inferior do revestimento asfáltico sob diferentes temperaturas permitiram o estabelecimento de algumas correlações empíricas entre estes parâmetros, as quais indicam que estas aumentam de modo significativo com a temperatura.
4. Com base em análises estatísticas realizadas foram estabelecidos modelos de regressão para a evolução dos afundamentos em trilha de roda observado nas pistas experimentais com revestimento asfáltico convencional e modificado por polímeros. Foi confirmada uma tendência logarítmica de crescimento dos afundamentos em trilha de roda com o tráfego acumulado.

5. Foi projetada e construída uma câmara para calibração de células de tensão total em laboratório. Esse equipamento possibilitou a investigação do comportamento das células nos meios nos quais seriam instaladas no campo. Tal procedimento foi identificado como de fundamental importância para interpretação das leituras de tensões realizadas no interior das camadas dos pavimentos.
6. Foi estabelecida uma metodologia para calibração de células de tensão total em laboratório. O fator de correção para o solo argiloso investigado nesta pesquisa foi identificado como igual a 0,38. A aplicação deste fator conduz a uma boa aproximação entre os valores de tensões medidos e os que foram calculados com base na teoria da elasticidade. No caso da inserção de células em brita graduada foram observados fatores bastante variáveis. Para interpretação das leituras realizadas nas camadas granulares, nesta tese, foi adotado, com base nos testes realizados, um valor de fator de calibração igual a 0,88.
7. Foi projetado e desenvolvido um sistema de coleta de dados para os ensaios de campo e de laboratório. O sistema de aquisição configurado permitiu a leitura dos sensores de deformação e das células de tensão instalados no pavimento de maneira operacional e confiável.
8. Foram escritas rotinas computacionais que permitiram a leitura e o armazenamento dos sinais emitidos pelos instrumentos durante a sua solicitação pelo trem de provas do simulador de tráfego.
9. O software SAD revelou-se vantajoso no processo de aquisição e tratamento de dados, em relação ao software HPVEE. Destacam-se as rotinas disponíveis no SAD para análises pós-aquisição do sinal coletado. O uso de filtros foi identificado como um procedimento adequado para tratamento dos pulsos de tensões e deformações sob cargas dinâmicas.
10. O processo de compactação de uma camada de brita graduada foi monitorado no campo através do registro de medidas de tensões de compressão nas direções vertical e horizontal. Nesta tese foram apresentados alguns resultados preliminares, que confirmam indícios apontados em pesquisas precedentes acerca do armazenamento de tensões horizontais residuais deixadas pela compactação em camadas granulares.

11. Os módulos de elasticidade retroanalizados do FWD e da viga eletrônica se mostraram adequados à interpretação do desempenho estrutural dos pavimentos experimentais avaliados nesta pesquisa. Em contrapartida, os módulos de elasticidade derivados de ensaios laboratoriais, realizados em diferentes épocas, não refletiram as condições apresentadas pelos pavimentos no campo.
12. A viga eletrônica se mostrou adequada para avaliação da condição estrutural dos pavimentos experimentais, permitindo a obtenção de módulos de elasticidade compatíveis com aqueles derivados de retroanálises com dados do FWD.
13. Nesta pesquisa foram instalados instrumentos para medição de tensões e deformações nas pistas experimentais através de dois procedimentos. Num primeiro, os instrumentos foram instalados na fase de construção dos pavimentos e, no segundo, estes foram introduzidos através de um furo com diâmetro aproximado de 15 cm. Diferenças significativas foram observadas nas respostas obtidas durante os ensaios, principalmente na fase de consolidação inicial. Estas diferenças podem ser atribuídas à distribuição das tensões nas adjacências dos instrumentos proporcionada pelos diferentes processos, associada a deficiências de compactação do solo adjacente ao sensor (heterogeneidade no grau de compactação);
14. As tensões verticais medidas no subleito dos pavimentos experimentais tiveram sua magnitude aumentada com o número de ciclos de carga aplicados. Este aumento foi, contudo, significativo apenas durante a fase inicial de consolidação da estrutura pela carga do trem de provas ($N < 3 \times 10^4$ ciclos de carga), quando uma compactação adicional da camada de base granular deve ter sido produzida. Os baixos módulos de elasticidade retroanalizados para a brita graduada suportam esta hipótese, na medida em que a compactação efetuada quando da construção das pistas não deve ter sido adequada. Além disso, acomodações das células de carga ao longo do teste não devem ser descartadas como explicação para este fenômeno. As deformações verticais medidas no subleito não aumentaram de modo significativo com a repetição das cargas aplicadas pelo trem de provas do simulador linear de tráfego, o que está em contradição com o aumento registrado para as tensões, na medida em que maiores tensões atuantes implicariam em maiores deformações, a menos que o solo de subleito estivesse sofrendo enrijecimento ao longo das passagens do trem de provas. Neste caso,

além da base, também o solo de subleito estaria sendo submetido a uma compactação adicional pela carga do trem de provas.

15. Foram quantificados os efeitos da magnitude do carregamento e da pressão de inflação dos pneus nas tensões e deformações medidas ao longo da profundidade dos pavimentos. Os resultados obtidos podem ser previstos através da teoria da elasticidade usando os módulos retroanalizados do FWD.
16. As tensões e deformações medidas pelas células de tensão total e pelos *strain gages* instalados no interior das camadas dos pavimentos experimentais apresentaram magnitudes compatíveis com os valores determinados através da aplicação de modelos teóricos.
17. O banco de dados acerca de parâmetros climáticos, estabelecido nesta pesquisa, torna possível a identificação de correlações entre a temperatura do ar e do revestimento asfáltico a diferentes profundidades. Tais relações deverão ter importância fundamental no desenvolvimento de pesquisas futuras.
18. A realização de simulações numéricas através de programas de elementos finitos revelou-se como um caminho adequado para avaliação do comportamento de células de tensão total submetidas a carregamento no interior da câmara de calibração.
19. Foram identificadas em laboratório relações entre as tensões horizontais e verticais (K_o) em solo argiloso, brita graduada e areia, as quais concordam com experiências anteriores. Para a brita graduada também foi medido o valor de K_o durante a compactação no campo.
20. Nesta pesquisa foram estabelecidas correlações entre a deflexão máxima medida pela viga eletrônica e a temperatura do revestimento asfáltico, indicando que a recuperação elástica do concreto asfáltico está diretamente relacionada com a temperatura.
21. Diversos fatores contribuíram de maneira decisiva para a elevada mortalidade dos *strain gages* instalados durante a compactação das camadas asfálticas das pistas experimentais 1 e 4, dentre estes destacam-se o uso de vibro-acabadora inadequada e a falta de treinamento da equipe envolvida na fase construtiva dos pavimentos.

22. O principal fator identificado como responsável pelo não funcionamento adequado de algumas células de tensão instaladas nas pistas experimentais foi a presença de umidade nas emendas realizadas nos cabos elétricos.
23. As células de carga com capacidade de 100 kPa utilizadas nesta pesquisa para leituras de tensões em camadas de brita graduada se revelaram, na sua maioria, inadequadas para tal finalidade, uma vez que os registros efetuados apresentaram variações significativas.

Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para continuidade da presente pesquisa, pode-se indicar:

1. Desenvolvimento de um sistema automático de posicionamento do trem de provas que permita assegurar a posição exata do carregamento aplicado em relação aos instrumentos instalados no interior das pistas experimentais. O projeto e os equipamentos necessários para implantação do referido sistema foram adquiridos nesta pesquisa e estão disponíveis na Área de Testes de Pavimentos UFRGS-DAER.
2. Execução de recapeamentos asfálticos com espessuras variáveis sobre as pistas experimentais instrumentadas nesta pesquisa para investigação do desempenho em escala real de diferentes composições asfálticas.
3. Assegurar o controle tecnológico na execução das futuras pistas experimentais, evitando reproduzir nas pesquisas envolvendo a construção de seções-teste o mesmo erro que se comete atualmente em grande parte das obras de pavimentação que tem revelado desempenho inadequado no Brasil, ou seja, a não reprodução das características mecânicas projetadas em laboratório para as composições asfálticas durante a construção.
4. Quando da execução de trechos experimentais é preciso lançar mão da melhor base tecnológica. Sugere-se, como exemplo, o uso de densímetros para controle da densidade *in situ* das camadas dos pavimentos. Outro aspecto fundamental é o planejamento e a realização de testes prévios no processo de usinagem do concreto asfáltico a ser lançado no campo.

5. Dar continuidade às análises numéricas através da utilização de programas de elementos finitos para um melhor entendimento acerca da distribuição das tensões no interior da câmara de calibração e do efeito do atrito das paredes da câmara nas respostas medidas.
6. Introduzir água no subleito para verificar o efeito da variação de umidade nas respostas medidas através da instrumentação. Instalar dispositivos que possibilitem o controle automatizado da temperatura e da radiação solar. Investigar novos caminhos para instalação de medidores de tensões em camadas granulares.
7. Repetir testes para registros de tensões horizontais durante a compactação de camadas granulares. O experimento deve ser planejado de modo que se possa assegurar a identificação da posição e a velocidade do carregamento aplicado pelos rolos compactadores no momento das leituras (efeito da superposição das tensões).
8. No que se refere às simulações teóricas realizadas comprovou-se a evolução e a capacidade de programas computacionais de atuarem como ferramenta auxiliar a avaliação estrutural de pavimentos. Merece ser explorada a possibilidade de fazer avaliações do comportamento viscoelástico dos materiais componentes das camadas asfálticas a partir da utilização de modelos como os de Maxwell e de Kelvin para materiais viscoelásticos.
9. Ampliação do sistema de aquisição de dados desenvolvido nesta pesquisa, de modo a atender a demanda de informações que deverão ser coletadas com a intensificação natural das atividades de instrumentação da Área de Testes de Pavimentos UFRG-DAER. Tal sistema deverá permitir o estabelecimento de um banco de dados reunindo as respostas obtidas, tanto em termos de parâmetros referentes ao comportamento estrutural (tensões, deformações e deflexões) das seções-teste, como aquelas relativas às condições ambientais.
10. Aprimoramento e expansão do planejamento inicial apresentado nesse trabalho com vistas a desenvolver um projeto integrado de instrumentação e avaliação de diferentes tipos de estruturas de pavimentos no que se refere a tipo de materiais e configuração geométrica. Possibilitando, dessa maneira o desenvolvimento de uma análise mecânica mais aprofundada (quando da realização de ensaios acelerados *in situ* com o simulador de tráfego) de modo a obter diagnósticos mais detalhados e, também efetuar uma análise estatística mais acurada e que possibilite identificar de

maneira racional os efeitos dos diversos parâmetros em estudo sobre as variáveis de respostas eleitas na fase inicial;

11. Realização de levantamentos deflectométricos periódicos com o FWD nas seções-teste localizadas na Área de Testes de Pavimentos UFRGS-DAER com vistas a obter uma avaliação mais precisa da condição estrutural dos pavimentos existentes;
12. Aprofundar as análises teóricas do comportamento das seções-teste através da utilização de programas computacionais, complementando esses estudos através da realização de ensaios de laboratório;
13. Interpretação adequada dos resultados obtidos nas calibrações realizadas em areia no laboratório. Utilização da câmara de calibração desenvolvida nesta tese em estudos que envolvam a investigação do efeito da inserção de sensores com diferentes configurações em camadas de solos.
14. Desenvolver um sistema para controle da radiação solar incidente nas pistas experimentais. Evitando, dessa forma, as interrupções freqüentes dos ensaios com o simulador linear de tráfego nos períodos de temperaturas elevadas.
15. Avaliar o efeito dos dispositivos metálicos utilizados nesta pesquisa para fixação de células de carga no interior de camadas granulares nas tensões medidas. Tal investigação poderá ser feita através de simulações numéricas com programas de elementos finitos.
16. O tempo e os recursos financeiros utilizados nesta pesquisa foram significativos. Sugere-se, portanto, que se prossiga com a coleta de dados no campo. Destaca-se, também, a importância da interpretação dos resultados derivados das leituras realizadas à luz de modelos teóricos existentes. Para isto, é preciso, o envolvimento de um número maior de pesquisadores neste desafio, de modo que possam ser respondidas questões fundamentais para a interpretação do desempenho oferecido pelos pavimentos no campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (1986). *The AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*. Federal Highway Administration, Washington, DC.
- ALI, H. A. AND TAYABJI, S.D. (2000) Computation of plastic deformation parameters for asphalt concrete pavements using transverse profile data. Transportation Research Board, 79th Annual Meeting, Washington, D.C.
- AL-QADI, I. L.; NASSAR, W. N.; LOULIZI, A.; FLINTSCH, G. W. e FREEMAN, T. (2000) Flexible pavement instrumentation at the Virginia Smart Road. Transportation Research Board, 79th Annual Meeting, Washington, D.C.
- ASKEGAARD, V. (1963) Measurement of pressure in solids by means of pressure cells, Bulletin No. 17, Structural Research Laboratory, Technical University of Denmark, Copenhagen.
- BAKER, H.B., BUTH, M.R. AND VAN DEUSEN, D.A. (1994) Minnesota Road Research Project – Load Response Instrumentation Installation and Testing Procedures, Report No. MN/PR-94/01, Minnesota Department of Transportation, Mapplewood, MN.
- BALADI, G. (1989) Fatigue life and permanent deformation characteristics of asphalt concrete mixes. TRB 1227, pp. 75 - 87
- BHUVANGIRI K. VIJAYANATH;ZHONG WU; MUSTAQUE HOSSAIN; ANDREW J. (1999) Instrumentation of the Superpave test sections at the Kansas accelerated testing laboratory.international Conference on Accelerated Pavement Testing, Reno, Nevada.
- BROWN, E.R. (1990) Density of asphalt concrete – how much is needed? 69th annual meeting of the Transportation Research Board, Washington, D. C.

- BROWN, S. F. & BRODRICK, B. V. (1999) 25 years experience with the pilot-scale Nottingham Pavement Test Facility. International Conference on Accelerated Pavement testing Reno, Nevada.
- BROWN, S.F. & BUSH, D. I. (1972) Dynamic response of model pavement structure - Transportation Engineering Journal. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 98, pp. 1005 -1021.
- BROWN, S.F. & PELL, P.S. (1967) An experimental investigation of the stresses, strains and deflection in a layered pavement structure subjected to dynamic loads - International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 2 , pp. 487 -504.
- BROWN, S.F. & PELL, P.S. (1967) Subgrade stress and deformation under dynamic load. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, pp. 17 - 46.
- BROWN, S.F. (1977) "State-of-the-Art Report on Field Instrumentation for Pavement Experiments," Transportation Research Record, No. 640, pp. 13-28.
- BROWN, S.F. (1996) Soil mechanics in pavement engineering. Geotechnique 46, nº 3, pp. 383 - 426.
- BROWN, S.F. (1997) Achievements and challenges in asphalt pavement engineering. 8th International Conference on Asphalt Pavements, Seattle.
- BURNHAM, T. R. (2001) Construction report for Mn/Road PCC test cells 32, 52 and 53. Final Report Minnesota Department of Transportation. Minnesota Department of Transportation.
- C.R.O.W. Record 4 Centre for Research and Contract Standardization in Civil and Traffic Engineering. The Netherlands, Surface Cracking in Asphalt Layers, March, 1991
- CARDOSO, A. (2002) Estudo em laboratório do comportamento mecânico de misturas asfálticas betuminosas utilizadas em pistas experimentais. Dissertação de mestrado, PPGEC/UFRGS.

- CERATTI, J. A., NÚÑEZ, W. P., GEHLING, W. Y., OLIVEIRA, J. A. (2000) A full-scale study of rutting of thin pavements - Transportation Research Board, 79 th Annual Meeting, Washington, D. C.
- CERATTI, J.A. (1993) Equipamento para teste acelerado de pavimentos. COPPEGEO/93. Simpósio Geotécnico Comemorativo dos 30 anos da COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro/1993, pp. 369 - 382.
- CHEN, D.; FULTS, K. AND MURPHY, M. (1997) Primary results for the first texas mobile load simulator test pad. TRR/1570, pp. 30-38.
- CLAYTON, C.R.I & MILITITSKY (1986) Earth pressure and earth-retaining structures. Published by Surrey University Press.
- CLAYTON, C.R.I., AND BICA, A.V.D. (1993) "The design of diaphragm-type boundary total stress cells," Geotechnique, Vol. 43, No. 4, pp. 523-535.
- CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S.A.; BICA, A.V.D. AND SIDDIQUE, A. (1989) The use of hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 12, nº 1, pp. 69 - 76.
- COELHO, V. E SÓRIA, M.(1995) Influência da granulometria e da temperatura nas deformações permanentes das trilhas de roda. 29ª Reunião Anual de Pavimentação, pp. 404-431, v2, Cuiabá.
- COETZEE, N. F.; NOKES, W.; MONISMITH, C.; METCALF, J. AND MAHONEY, J. (2000) Full-scale/accelerated pavement testing: current status and future directions A2B52: task force on full-scale/accelerated pavement testing
- CRONEY, D. (1977). The Design and Performance of Road Pavements. Transport and Road Research Laboratory, London.
- DEACON, J. A., LEAHY, R. B. & MONISMITH, C. L. (1995) Mix testing and analysis systems resulting from SHRP contract A-003A, Transportation Congress, San Diego, CA, USA.
- DEACON, J.; COPLANTZ, A.; TAYEBALI, A. AND MONISMITH, C. (1994) Temperature considerations in the asphalt-aggregate mixture analysis and design, TRR, TRB, pp. 97-112.

- DNER (1998) MANUAL DE *WHITETOPPING* Memorial descritivo dos tópicos da pesquisa - Ministério de Transportes e Comunicações. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico –IPR.
- DOERING & GONÇALVES (2001) Instrumentação de pavimentos In: XVI Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia (CRICTE), Ijuí, RS.
- DUNNICLIFF, J. (1988) Geotechnical instrumentation for monitoring field performance, John Wiley and Sons, New York.
- EPPS, J. & ARDILA-COULSON, M. (1997) Summary of SHRP research and economic benefits of asphalt. Federal Highway Administration, Report N^o FHWA-SA-98-012, 28 p.
- FINN, F.; SARAF, C.L.; KULKARNI, R.; NAIR, K.; SMITH, W. AND ABDULLAH, A. (1986). Development of pavement structural subsystems. NCHRP Report 291, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- FINN, F.N., NAIR, K. AND HILLIARD, J.M. (1978). Minimizing premature cracking in asphaltic concrete pavement. NCHRP Report 195, Transportation Research Board, Washington, DC.
- GOMEZ, M. & THOMPSON, R. (1984) Mechanistic design concepts for full-depth asphalt concrete pavements. Report No. FHWA-IL-UI-207, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- GONÇALVES, F. P.; SILVEIRA, J.; NUÑEZ; W. P.; BICA; A. V. E CERATTI, J. A. (1988) Avaliação de medidas de deformação vertical no subleito de uma estrutura de pavimento flexível. XI COBRAMSEG, ABMS, Brasília, DF.
- GROENENDJK, J.; VOGELZANG, C. H.; MOLENAAR, A. A. AND DOHMEN, L. M. (1997) Rutting development in linear tracking test pavements to evaluate shell subgrade strain criterion - TRR – 1570, pp. 23 - 29.
- GROENENDJK, J.; VOGELZANG, C. H; MIRADI, A.; MOLENAAR, A. AND DOHMEN, L. M. (1997) Linear tracking performance tests on full-depth asphalt pavement - TRR – 1570, pp. 39 - 47.

- GUSTAFSSON, K. & HUHTALA, M. (1999) Nordic co-operation in accelerated pavement testing. 2nd European Road Research Conference. Brussels. Pre-Proceedings. pp 131-133
- HADALA, P.F. (1967) The effect of placement method on the response of soil stress gages, Technical Report No. 3-803, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- HANNA, T.H. (1985) Field Instrumentation in Geotechnical Engineering - Trans Tech Publications. First Edition.
- HARVEY, J. & POPESCU, L. (2000) Rutting of Caltrans asphalt concrete and asphalt-rubber hot mix under different wheels, tires and temperatures – Accelerated Pavement Testing Evaluation. Pavement Research Center. Institute of Transportation Studies University of California, Berkeley.
- HARVEY, J.; BEJARANO, M.; FANTONI, A.; HEATH, A. AND SHIN, H. (2001) Performance of Caltrans asphalt concrete and asphalt rubber hot mix overlays at moderate temperatures, 2000. <http://www.ksu.edu/pavements/trb/A2B09/index.htm>. Accessed december 2, 2001.
- HARVEY, J.; HUNG, D.; PROZZI, J.; LOUW, L.; GUADA, I. AND SCHEFFY, C. (1998) CAL/APT program: test results from accelerated pavement test on pavement structure containing aggregate base-section 503RF. California Department of Transportation, Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley.
- HARVEY, J.; MONISMITH, C.L. AND SOUSA, J. (1994). An investigation of field and laboratory compacted asphalt-rubber, SMA, recycled and conventional asphalt-concrete mixes using SHRP project A-003A equipment. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 63.
- HARVEY, J.; ROESLER, J.; COETZEE, N. F. AND MONISMITH, C. L. (2000) Caltrans Accelerated Pavement Test (CAL/APT) Program Summary Report Six Year Period: 1994–2000. Pavement Research Center. Institute of Transportation Studies. University of California, Berkeley. Report No. FHWA/CA/RM-2000/15

- HICKS, R. G.; FINN, F.; N., MONISMITH, C. L. AND LEAHY, R. B. (1993) Validation of SHRP binder specification through mix testing". Proceedings AAPT, Volume 62, pp. 565 - 608.
- HIGHWAY RESEARCH BOARD (1962). The AASHO Road Test: Summary report, HRB special report 616. Publication No 1061. National Academy of Sciences. National Research Council, Washington, DC.
- HORAK, E.; KLEYN, E. G.; JOSEPH A. DU PLESSIS,ETTIENNE, M. DE VILLIERS, ALAN J. THOMSON (1999) The impact and management of the heavy vehicle simulator (HVS) fleet in South Africa. 7 International Conference on Asphalt Pavement.
- HUANG, Y.H. (1993). *Pavement Analysis and Design*. Prentice Hall, New Jersey.
- HUBER, G. A. (1993) SUPERPAVE™ Software: A Tool for Mixture Design. Proceedings AAPT, Volume 62, pp. 529 - 543.
- HUBER, G. A.(1999) Methods to achieve rut-resistant durable pavements - National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). Synthesis of Highway Practice 274, Washington D.C.
- HUGO, F.; DE FORTIER S. A. AND WARREN, P. (1999) TRB Circular E-C004: Report on APT data survey. TRB, National Research Council, Washington D.C.
- HUHTALA, M. & PIHLAJAMÄKI, J. (2000). The activity of the first period in Finland 1997-1999. Finnish National Road Administration, Finnra Reports 21/2000. 50 p.
- HUHTALA, MATTI; PIHLAJAMÄKI, JARI; HALONEN, PECA (1997) Pavement response due to dynamic axle loads. 8ht International Conference on Asphalt Pavements. Seattle, 10 – 14. Vol. 1. International Society for Asphalt Pavements (ISAP). Seattle. pp. 471 - 485.
- HUHTALA, MATTI; PIHLAJAMÄKI, JARI; HALONEN, PEKKA (1999) HVS-NORDIC, results from the first year in Finland. International Conference on Accelerated Pavement Testing. October 18-20, 1999 Reno, Nevada. 19 pp. CD-ROM.

- HUHTALA, M. & WIMAN, L.G. (1998) Accelerated pavement testing- HVS NORDIC. TPPT Symposium, pp 133-147.
- HUNTER, R. (1994) *Bituminous mixtures in road construction*. 441 p., London.
- HVORSLEV, M.J. (1976) The changeable interaction between soils and pressure cells; tests and reviews at the Waterways Experiment Station, Technical Report S-767, U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- HVS-Nordic: Research programme for full scale accelerated pavement testing in Finland and Sweden 1997-2003. Linköping 1998. 10 pp.
- International Conferences on Structural Design of Asphalt Pavements (1962, 1967, 1972, 1977, 1982, 1987, 1992). University of Michigan, Ann Arbor, and Delft University of Technology, The Netherlands.
- JAKY, J. (1944) The coefficient of earth pressure at rest. *J. Soc. Hungarian Architects and Engrs* 78 (22), 355 – 358.
- JAYAWICKRAMA, P.W. AND LYTTON, R.L. (1987). *Methodology for predicting asphalt concrete overlay life against reflection cracking*. Sixth Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements, Univ. of Michigan, pp. 912-924.
- KANDHAL, P. & CHAKRABORTY, S. (1996) Effect of asphalt film thickness on short and long term aging of asphalt paving mixtures. NCAT Report N^o 96-1, 31 pp.
- KANDHAL, P. S. e PARKER, F. (1998) Aggregate tests related to asphalt concrete performance in pavements. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Report 405, Washington, D. C.
- KANGAS H., ONNINEN H. AND SAARELAINEN S. (2000) Testing a pavement on thawing, frost-susceptible subgrade with the Heavy Vehicle Simulator, Finnish National Road Administration, Finnra reports 31/2000. 69 p.
- KARAMIHAS, S., GILLESPIE, T.D., PERERA, R. W. AND KOHN, S.D. (1999) Guidelines for longitudinal pavement profile measurement. Report 434, TRB, National Research Council, Washington D.C.

- KENNEDY, T. W., MOULTHROP, J. S. & HUBER, G. A. (1993) Development of SHRP mixture specification and design and analysis system, Proceedings AAPT, Volume 62, pp. 508 - 528.
- KESTLER, M. A., BERG, R. L. AND MOORE, T. L. (1997) Reducing damage to low-volume roads by using trucks with reduced tire pressures. Transportation Research Record n.º 1589, pp. 09 - 18
- KÖSTENBERGER, H (1989) Design of roadway surface course in Austria. 2º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço. Rio de Janeiro, RJ.
- LARSEN, H. & ULLIDTZ, P. (1998) Development of improved mechanistic deterioration models for flexible pavements. Danish Road Institute, Report Nº 89.
- LEAHY, R.B., HICKS, R.G., MONISMITH, C.L. AND FINN, F.N. (1995). Framework for performance-based approach to mix design and analysis. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 64, pp. 431-473.
- LYTTON, R.(2000) Characterizing asphalt pavement for performance. Transportation Research Board, 79th Annual Meeting, January, Washington, D.C.
- LYTTON, R.L. (1987) Concepts of pavement performance prediction and modeling. Second North American Conference on Managing Pavements. Toronto, Ontario, Canada. November 2-6, pp. 2.3 - 2.19.
- MACDONALD, R. & ZHANG, W. (1997) Construction, instrumentation and load testing of the Danish Road Testing machine for the international pavement subgrade performance study. TRR 1596 pp. 7-14. TRB, Washington, D.C.
- MARTIN, J.; HARVEY, J.; FENELLA, L.; LEE, E.; MONISMITH, C. AND HERRITT, K.(2001) Long-life rehabilitation design and construction I-710 Freeway, Long Beach, California. Perpetual Bituminous Pavements. Transportation Research Circular, number 503, pp. 50 – 65.
- MAY, R. W. AND WITCZAK, M. (1992) An automated asphalt concrete mix analysis system. Proceedings AAPT, pp. 154-187.

- MEDINA, J. (1979) Pesquisas em pavimentos. Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, Associação Brasileira de Pavimentação, Rio de Janeiro.
- MEDINA, J. (1997). *Mecânica dos Pavimentos*. Editora UFRJ, Rio de Janeiro.
- MEDINA, J. E MOTTA, L. (1995) Análise do pulso de carga em pavimentos. 29^a Reunião Anual de Pavimentação, pp. 419 – 449, Cuiabá/MT.
- METCALF, J. B. (1996) NCHRP Synthesis of Highway Practice 235: Application of full-scale accelerated pavement testing. TRB, National Research Council, Washington D.C.
- MITCHELL, J.K. (1976) *Fundamentals of Soil Behaviour*. John Wiley & Sons, New York, p. 292.
- MOLENAAR, A.A.A. (1984) Fatigue and reflection cracking due to traffic loads. *Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists*, pp. 440-473.
- MONISMITH, C. L., EPPS, J. A., KASIANCHUK, D. A. & MCLEAN, D. B.(1971) Asphalt mixture behavior in repeated flexure, Report TE 70-5, university of California, Berkeley.
- MONISMITH, C.L. (1992). Analytically based asphalt pavement design and rehabilitation: theory to practice, 1962 - 1992. Transportation Research Record 1354.
- MONISMITH, C.L. AND TAYEBALI, A.A. (1988). "Permanent deformation (rutting) considerations in asphalt concrete pavement sections." *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 57, pp. 414 - 463.
- MOTTA, L. (1979) Um ano de medições de temperatura do painel experimental da COPPE - Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, Rio de Janeiro.
- MOTTA, L.M. (1991) Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: Critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

- MOURA, E. (2001) Estudo do Efeito de Aditivos Químicos e da Cal como Melhoradores de Adesividade em Misturas Asfálticas Densas. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.
- NANNI, L. F. E RIBEIRO, J. L. (1987) Planejamento e Avaliação de Pavimentos, Caderno de Engenharia, CPGEC-UFRGS.
- NEWCOMB, D.E., CHADBOURN, B.A., VAN DEUSEN, D.A. (1997) Relationship Between Statistical Distributions of Traffic Loads and Pavement Responses - Journal of Testing and Evaluation, Vol. 25, nº 2, pp. 190 – 196.
- NEWCOMB, D.E., VAN DEUSEN, D.A., BURNHAM, T. R. (1994) Characterization of the Subgrade Soils at Minnesota Road Research Project. Minnesota Department of Transportation - Mn/Road.
- NILSSON, R. N., OOST, J. AND HOPMAN, P. C. (1996) Viscoelastic analysis of full-scale pavements: validation of VEROAD, TRR 1539, TRB, Washington, D.C., pp. 81 – 87.
- NOKES, W. A., STOLARSKI, P. J., MONISMITH, C. L., HARVEY, J. T. (1996) Establishing the California Department of Transportation Accelerated Pavement Testing Program - TRR/1540, pp. 91 - 96
- NÚÑEZ, W. P. (1997) Análise Experimental de Pavimentos Rodoviários Delgados com Basaltos Alterados, Tese DSc, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- OCDE (1991) *Essai OCDE en vraie grandeur des superstructures routières. Recherche en matiere de routes et de transports routiers*, DIRR N° 125145, Paris, France.
- OCDE (1991). *Essai OCDE en Vraie Grandeur des Superstructures Routières. Recherche en Mattiere de Routes et de Transports Routiers*. Organisation de Coopération et de Développement Économiques, Paris.
- ODÉON, H.; GRAMSAMMER, J. AND CAROFF, G. (1997) Asphalt mix fatigue behavior: Experimental structures and modeling. 8th International Conference on Asphalt Pavements, Seattle.

- OECD (1991) Full Scale Pavement Test. Organization for Economic Co-operation and Development (OECD). Road Transport Research. Scientific Expert Group I4. Paris. 266 p.
- OECD (1991) Scientific Group OECD full-scale pavement test, IRRD No. 837329, Paris, France.
- OECD DIVINE (1998). Dynamic Interaction Between Vehicle and Infrastructure Experiment: Technical report. Organization for Economic Co-operation and Development (OECD). Road Transport Research. Scientific Expert Group. Paris.
- OVIK, J.; BIRGISSON, B. and NEWCOMB, D. (1999) Characterizing Seasonal Variations in Flexible Pavement Material Properties. Journal of the Transportation Research Board n^o 1684, Issues in the Design of New and Rehabilitated Pavements. National Research Council, Washington, D.C.
- OWUSU-ANTWI, E. B., TITUS-GLOVER, L., AND KHAZANOVICH, L. (1998) A rutting model for implementation in mechanistic-based design procedures - 77th Annual Meeting - Transportation Research Board - Washington, D.C.
- PAPAGIANNAKIS, T., DANCEA, A. ALI, N. CHAN, J. AND BERGAN, A. T. (1991) Application of ASTM E1049-85 in Calculating Load Equivalence Factors from in Situ Strains - Transportation Research Record, n^o 1307, Washington, D.C.
- PATERSON, W.D.O. (1987) Road deterioration and maintenance effects. The World Bank, Washington, D.C.
- PEREIRA, D.; BALBO, J.; SEVERI, A; RODOLFO, M. E SOUZA, A. (2000) Pista experimental instrumentada com whitetopping ultradelgado. 32^a Reunião Anual de Pavimentação, pp 892 – 903, Brasília, DF.
- PEREIRA, P. A., PAIS, J. & SOUZA, J. (1997) Comparison between laboratorial and field bituminous mixtures. Mechanical Tests for Bituminous Materials, pp 291-297, Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium, Lyon, France.
- PIGOIS, M. L.; DUMONT, A.G. & HEFTI, J. J. (1983) Superstructures routières dans des conditions climatiques extremes. Comportement des chaussées sous l'effet du

simulateur de trafic lourd Essai N^o 1: fondation en grave. Ecole Polytechnique Federale de Lausanne.

PIHLAJAMÄKI, J. & SIKIÖ, J. (2001) Research Report N^o2. Tests 09 - 10, high trafficked pavements on Ring Road II. Finnish Road Administration, Finnra Reports 29/2001. 40 p.

PIHLAJAMÄKI, J. & HUHTALA, M. (1998) Full-scale accelerated pavement testing in Finland and Sweden. Proceedings of the Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields. Trondheim, Norway, 6-8. Volume II. Trondheim 1998. pp

PINTO, S., NARDI, J. E MARCON, A. (1977) Misturas do Tipo Areia-Cal-Cinzas Volantes. Pista Experimental de Santa Catarina, 13^a Reunião Anual de Pavimentação, Curitiba/PR.

POTTER, J.F., MAYHEW, H.C., MAYO A.P. (1969) Instrumentation of the Full-Scale Experiment on A₁ Trunk Road at Conington, Huntingdonshire - Structural Properties - Road Research Laboratory - Crowthorne, Berkshire, pp. 1 - 55.

RADA, G.R., LOPEZ, A., ELKINS, G.E., RICHTER, C.A., HENDERSON, B. Long-Term Pavement Performance Seasonal Monitoring Program: Instrumentation Selection and Installation - Transportation Research Record, n^o 1432, pp. 32 - 43.

RODRIGUES, R. M. (1997). Prediction of fatigue cracking on flexible highway pavements. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Balkema, Rotterdam. pp. 381 - 385.

RODRIGUES, R.M. (1991) Estudo do trincamento dos pavimentos. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

RODRIGUES, R.M. (1994). Análise de Tensões e Deformações em Estruturas de Pavimentos pelo Método das Camadas Finitas". X COBRAMSEF da ABMS, Foz do Iguaçu, novembro.

RODRIGUES, R.M. (1998). Performance prediction model for asphalt overlays with geotextile interlayers on cracked pavements". Sixth International Conference on

Geosynthetics, Atlanta, Georgia, 25-29, IGS - International Geotextile Society, Vol. 2, pp. 973-976.

RODRIGUES, R.M. (2000) Performance Prediction Models for Highway and Airport Pavements in Brazil, Research Report FAPESP No.1999/09012-2, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, São Paulo, Brazil.

RODWAY, B, AND WARDLE, L. (1998) Layered elastic design of heavy duty and industrial pavements - Proc. AAPA Pavements Industry Conf., Surfers Paradise, Australia <http://www.mincad.com.au/AAPA98/AAPA98f.htm>

ROLLINGS, R.S., PITTMAN, D.W. (1992) Field Instrumentation and Performance Monitoring of Rigid Pavements. Journal of Transportation Engineering, Vol. 118, nº 3, pp. 361 - 370, American Society of Civil Engineers American.

SAARELAINEN, S., ONNINEN, H., KANGAS, H. & PIHLAJAMÄKI, J. (1999) Full-scale accelerated testing of a pavement on thawing, frost-susceptible subgrade. International Conference on Accelerated Pavement Testing. Reno, Nevada. 9p. CD-ROM.

SEBAALY, P.E., TABATABAEE, N., KULAKOWSKI, B. (1995) Evaluation of the Hall Effect Sensor for Pavement Instrumentation. American Society for Testing and Materials.

SELIG, E.T. (1980) "Soil Stress Gauge Calibration," Geotechnical Testing Journal, Vol. 3, No. 4, pp. 153-158.

SELIG, E.T. (1989) "In Situ Stress Measurements," State-of-the-Art of Pavement Response Monitoring Systems for Roads and Airfields, U. S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hannover, NH.

SELIG, E.T., ZHANG, J., AND EBERSÖHN, W. (1997) "Evaluation of Dynamic Earth Pressure Cells for Subgrade," Transportation Research Record, No. 1596, pp. 1-6.

Shell International Petroleum Company Ltd. (1978) *Shell Pavement Design Manual*. London.

- SHRP A/WP - 90 - 008 (1990) Hypotheses and Models Employed in the SHRP Asphalt Research Program, National Research Council, Washington D.C.
- SHRP Long-Term Pavement Performance: Proceedings of the SHRP Midcourse Assessment Meeting. Report SHRP-LTPP/UWP-91-514, National Research Council, Washington, D.C.
- SILVA, P. D. (2001) Estudo do reforço de concreto de cimento portland (whitetopping) na pista circular experimental do Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.
- SPARROW R. W. AND TORY, A.C. (1996) Behavior of Soil Mass Under Dynamic Loading - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division - Proceedings of the American Society of Civil Engineers, pp. 59 - 83.
- STEYN W. & SADZIK E. (1998) Evaluation of Superlight Pavements Under Accelerated Traffic. TRB, National Research Council, Washington, D.C.
- TABATABAEE, N., AL-QADI, I.L., AND SEBAALY, P. (1992) "Field Evaluation of Pavement Instrumentation Methods," Journal of Testing and Evaluation, Vol. 20, pp. 144 - 151.
- TABATABAEE, N., AL-QADI, I.L., SEBAALY P.E. (1992) Field Evaluation of Pavement Instrumentation Methods - Journal of Testing and Evaluation, Vol. 20, Nº 2, pp. 144 – 151.
- TABATABAEE, N., AND SEBAALY, P. (1990) "State-of-the-Art: Pavement Instrumentation," Transportation Research Record, No. 1260, pp. 246-255.
- TANGELLA, S.C.S.R., CRAUS, J., DEACON, J.A. AND MONISMITH, C.L. (1990) Summary Report on Fatigue Response of Asphalt Mixtures. Report TM-UCB-A-003A-89-3 for SHRP Project A-003-A. Institute of Transportation Studies, University of California at Berkeley.
- TAYEBALI, A. A. (1994). Fatigue response of asphalt-aggregate mixtures. Report A404. SHRP A003A.
- TAYEBALI, A.A.; DEACON, J.A. AND MONISMITH, C.L. (1995). "Development and evaluation of surrogate fatigue models for SHRP A-003A abridged mix

design procedure". Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 64, pp. 340-366.

TAYEBALI, A.A.; DEACON, J.A.; COPLANTZ, J.S. AND MONISMITH, C.L. (1993) Modelling Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 62, pp. 385 - 421.

TENG, P. & COMINSKY, R. J. (1993) Post-SHRP Binder and Mixture Specifications. Proceedings AAPT, Volume 62, pp. 639 - 660.

THE ASPHALT INSTITUTE (1981) Thickness Design Manual (MS-1), 9th Edition, College Park, Maryland.

THOMÉ, A. (1999) Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais. Tese de doutorado, PPGEC/UFRGS.

TOMPSON, M. R.; TUTUMLUER, E. E BEJARANO, M. (1998) Granular material and soil moduli, review of the literature. Final Report, COE Report n^o 1, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana Champaign, Urbana, Illinois, fevereiro. <http://uiairpave.ce.uiuc.edu/enhanced/index.html>.

TORY, A.C., AND SPARROW, R.W. (1967) "The Influence of Diaphragm Flexibility on the Performance of a Lateral Earth Pressure Cell," *Journal of Scientific Instruments*, Vol. 44, pp. 781-785.

U.S. Army Waterways Experiment Station (1944) "Soil Pressure Cell Investigation," Technical Memorandum 210-1, U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

ULLIDTZ, P. (1987) *Pavement Analysis*. Elsevier, Amsterdam.

UZAN, J. (1982) Permanent deformation in pavement design and evaluation. Proc. of the Int. Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields. Trondheim, June 23 - 25, Vol. 2, pp. 658 - 669.

UZAN, J. (1997) Evaluation of fatigue cracking. Transportation Research Record - TRR/1570, pp. 89-95

- VAN DEUSEN, D.A., NEWCOMB, D.E., AND LABUZ, J.F. (1992) A Review of Instrumentation Technology for the Minnesota Road Research Project. Department of Civil and Mineral Engineering, University of Minnesota, Minneapolis, MN.
- VAN DEUSEN, D.A.; LENNGREN, C.A. AND NEWCOMB, D.E. (1994) A Comparison of Laboratory and Field Subgrade Moduli at Minnesota Road Research Project - Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli (Second Volume). ASTM STP 1198. American Society of Testing and Materials, pp. 361 - 379 Philadelphia.
- VERSTRAETEN, J.; VEVERKA, V. AND FRANCKEN, L. (1982). Rational and Practical Designs of Asphalt Pavements to avoid Cracking and Rutting. Fifth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, The Delft University of Technology, The Netherlands, pp. 45-58, Vol 1.
- VIERA, C. (2002) Desempenho de um pavimento flexível solicitado por simulador de tráfego. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, PPGEC/UFRGS.
- VIJAYANATH, B. K.; WU, Z.; HOSSAIN, M. AND GISI, A. (1999) Instrumentation of the Superpave Test Sections at the Kansas Accelerated Testing Laboratory. International Conference on Accelerated Pavement Testing, Reno, Nevada
- VON QUINTUS, H. (2001) Hot-mix asphalt layer thickness design for longer-life bituminous pavements. Transportation Research Circular N^o 503 pp. 66 – 78. TRB, National Research Council, Washington, D.C.
- VON QUINTUS, H.L., SCHEROCMAN, J.A., HUGHES, C.S. AND KENNEDY, T.W. (1991). Asphalt Aggregate Mixture Analysis System (AAMAS). NCHRP Report 338.
- WEILER, W.A., AND KULHAWY, F.H. (1982) “Factors Affecting Stress Cell Measurements in Soil,” Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No.GT12, pp. 1529-1548.
- WIMAN, L. G. (2001) Accelerated load testing of pavements HVS-NORDIC tests in Sweden. VTI Repport 477A, 93 p.

- WITCZACK, M. W. & FONSECA, O. (1996) A revised model for the dynamic (Complex) modulus of asphaltic mixtures, TRB Record, Washington, D.C.
- WITCZACK, M. W.; VON QUINTUS, H. L. AND SHWARTZ, C. W. (1998) Superpave suport and performance models management: evaluation of the SHRP performance models system. <http://www.ence.umd.edu/superpave>.
- YODER, E.J. & WITCZAK, M.W. (1975) *Principles of Pavement Design*. Second Edition, John Wiley & Sons, New York, p. 268.

PUBLICAÇÕES RELACIONADAS COM O TRABALHO

- GONÇALVES, F. J. P.; CERATTI, J. A. P. AND BERNUCCI, L. B. (2002) Permanent deformations in asphalt concrete layers in Brasil In: 6th international RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials, PTEBM '03, Zurich, Switzerland.
- GONÇALVES, F. J. P.; CERATTI, J. A. P. AND BICA, A. V. D. (2002) The Use Of Embedded Stress Cells For Monitoring Pavement Performance *Geotechnical Testing Journal*.
- GONÇALVES, F. J. P & CERATTI, J. A. P. (2002) Instrumentação de pavimentos flexíveis In: XII Panamerican Traffic & Transport Engineering Conference, Quito.
- GONÇALVES, F. J. P.; CERATTI, J. A. P. E RODRIGUES, R. M. (2002) Results of Accelerated Tests on Flexible Pavements in Brazil Using the UFRGS-DAER Simulator In: Ninth International Conference on Asphalt Pavements, Copenhagen.
- GONÇALVES, F. J. P.; CERATTI, J. A. P. AND BERNUCCI, L. B. (2002) Study of permanent deformations in asphalt concrete layers In: 4 European symposium performance of bituminous and hydraulic materials in pavements, Nottingham.
- GONÇALVES, F. J. P.; CERATTI, J. A. P. E SOMACAL, L. (2002) O desempenho de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico. *Revista Estradas* , p.39 – 45.

- GONÇALVES, F. J. P.; CERATTI, J. A. P.; RODRIGUES, R. M. E SOMACAL, L. (2001) Análise do Desempenho de uma Pista Experimental de Pavimento Flexível em Concreto Asfáltico In: 33 a Reunião Anual de Pavimentação, Florianópolis.
- GONÇALVES, F. J. P.; BERNUCCI, L. B.; CERATTI, J. A. P. E OLIVEIRA, J. A. (2001) Deformações permanentes em camadas asfálticas In: 11 O Congresso Ibero-Latinoamericano del Asfalto (CILA), Lima.
- GONÇALVES, F. J. P., CERATTI, J. A. P., RODRIGUES, R. M. E SOMACAL, L. (2001) Ensaio Acelerados e Instrumentação de Pavimentos Flexíveis In: 11 O Congresso Ibero-Latinoamericano del Asfalto (CILA), Lima.
- DOERING, D. & GONÇALVES, F. J. P. (2001) Instrumentação de pavimentos In: XVI Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia (CRICTE), Ijuí.
- GONÇALVES, F. J. P.; CERATTI, J. A. P.; RODRIGUES, R. M. E OLIVEIRA, J. A. (2001) Investigação de Parâmetros que Governam a Reflexão de Trincas em Camadas Asfálticas Lançadas Sobre Geotêxteis In: 11 O Congresso Ibero-Latinoamericano del Asfalto (CILA), Lima.
- GONÇALVES, F. J. P.; CERATTI, J. A. P. E SOMACAL, L. (2001) Resultados de ensaios acelerados em pistas experimentais de pavimentos no campus da UFRGS In: Seminário de Engenharia Geotécnica, Santa Maria.
- MALYSZ, R.; GONÇALVES, F. J. P. E CERATTI, J. A. P. (2001) Tensões geradas no subleito de uma seção experimental de pavimento flexível In: XVI Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnologia em Engenharia, Ijuí.
- GONÇALVES, F. J. P.; CERATTI, J. A. P.; RODRIGUES, R. M. E SOMACAL, L. (2000) Estudo Experimental do Desempenho de Pavimentos Flexíveis em Concreto Asfáltico: Construção e Instrumentação de Seções-teste In: 32 Reunião Anual de Pavimentação, Brasília.
- GONÇALVES, F. J. P.; CERATTI, J. E SOMACAL, L. (2000) Investigação do Desempenho de Misturas Asfálticas Convencionais e Modificadas com Polímeros: Proposição de um Estudo Envolvendo Ensaio Acelerados de

Pavimentos com um Simulador Linear de Tráfego In: Simpósio Internacional de Manutenção e Restauração de Pavimentos e Controle Tecnológico, São Paulo.

GONÇALVES, F. J. P (2000) Estudo do desempenho de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros. Exame de qualificação, PPGEC/UFRGS. 569 p.

GONÇALVES, F. J. P.; CERATTI, J. A. P. E OLIVEIRA, J. A. (2000) Medidas de Deformações Horizontais em Camadas Asfálticas In: 32 Reunião Anual de Pavimentação, 2000, Brasília.

GONÇALVES, F. J. P (1999) O desempenho dos pavimentos flexíveis. Seminário II de doutorado, PPGEC/UFRGS.

GONÇALVES, F. J. P., SILVEIRA, J., NUNEZ, W., BICA, A., CERATTI, J. (1998) Avaliação de Medidas de Deformação Vertical no Subleito de uma Estrutura de Pavimento Flexível In: XI COBRAMSEG, Brasília.

GONÇALVES, F. J. P (1998) Instrumentação de pavimentos flexíveis. Seminário I de doutorado, PPGEC/UFRGS.

Anexos

Anexo 1: Fotografias



Figura A1: Execução das pistas experimentais

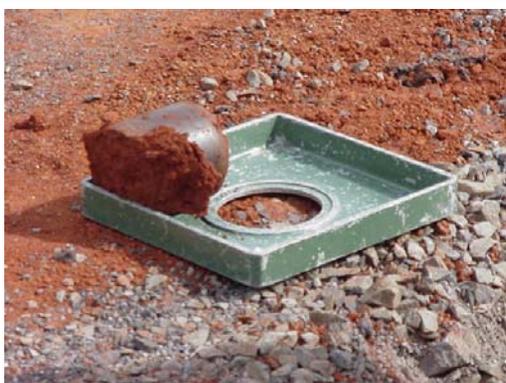


Figura A2: Execução das pistas experimentais



Figura A3: Execução das pistas experimentais



Figura A4: Execução das pistas experimentais



Figura A5: Execução das pistas experimentais



Figura A6: Execução das pistas experimentais

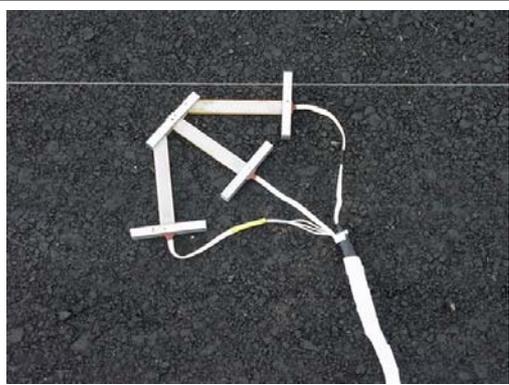


Figura A7: Instalação de *strain gages* na camada asfáltica



Figura A8: Instalação de *strain gages* na camada asfáltica



Figura A9: Instalação de *strain gages* na camada asfáltica



Figura A10: Execução do revestimento asfáltico



Figura A11: Drenagem das pistas experimentais



Figura A12: Construção das pistas experimentais

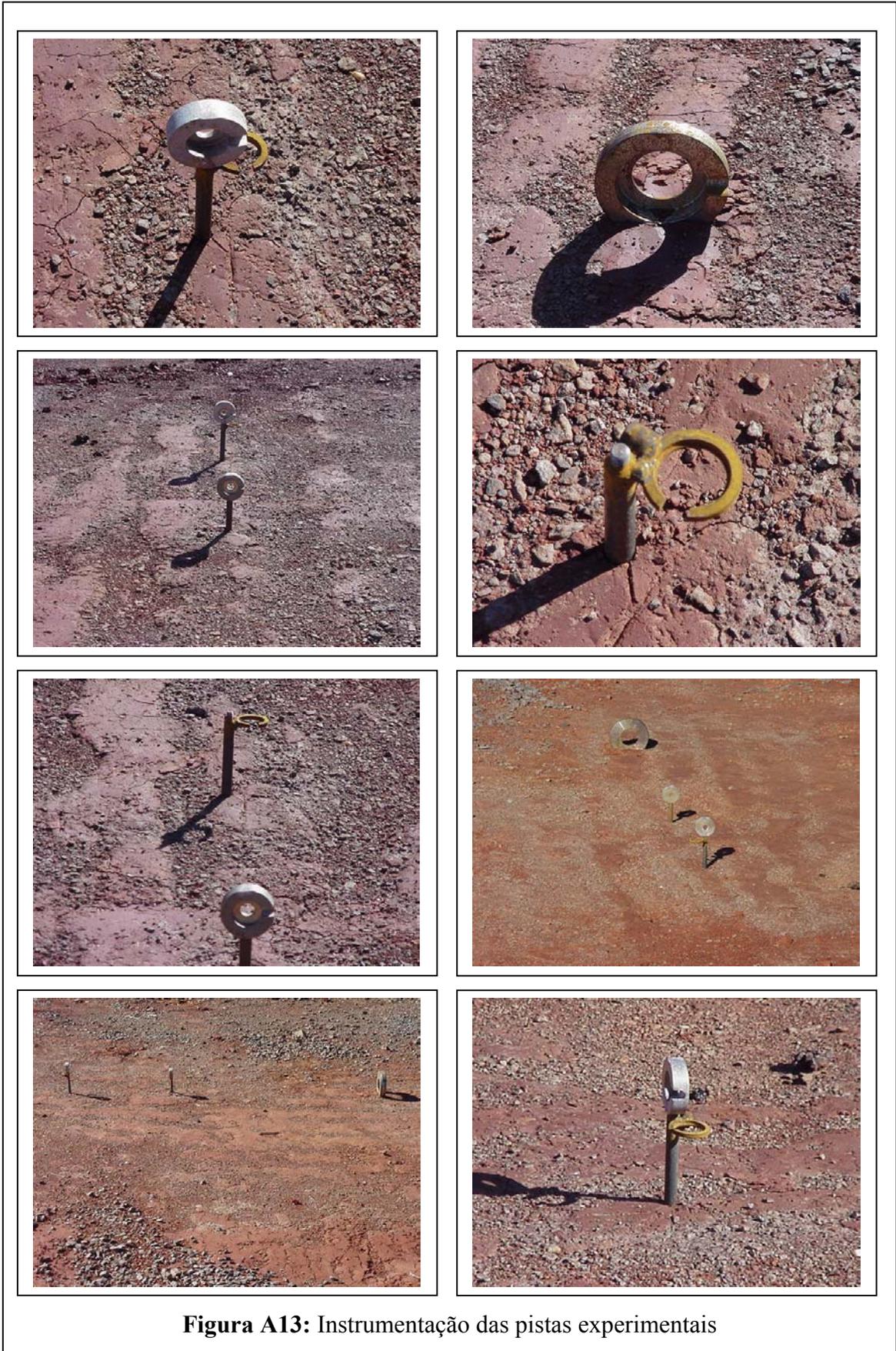




Figura A14: Instrumentação das pistas experimentais

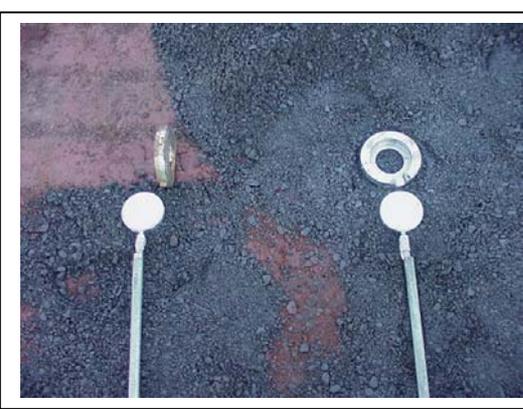


Figura A15: Instrumentação das pistas experimentais

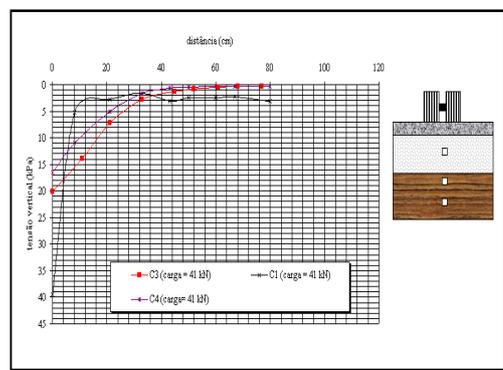
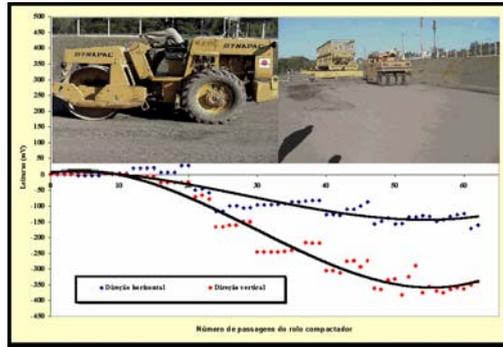
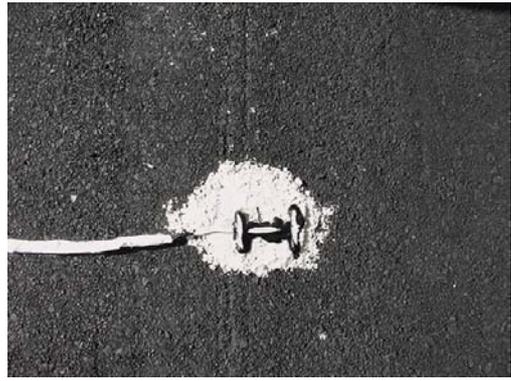
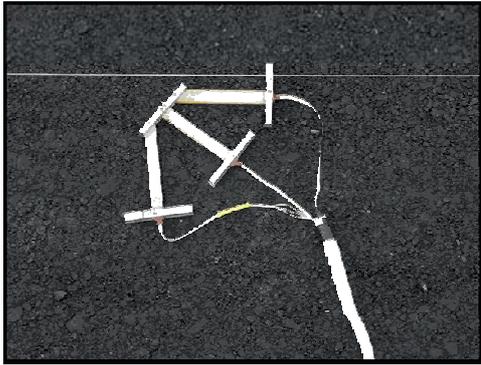


Figura A16: Instalação dos instrumentos no campo

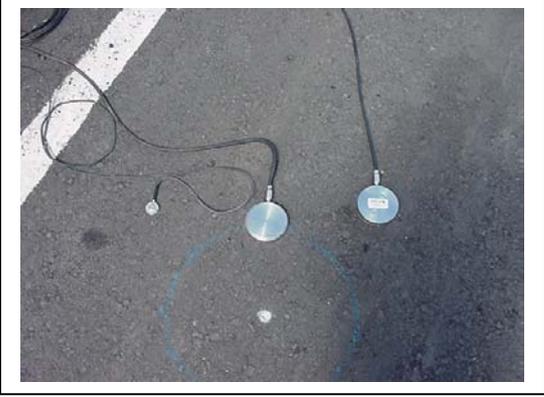


Figura A17: Instrumentação da pista 4

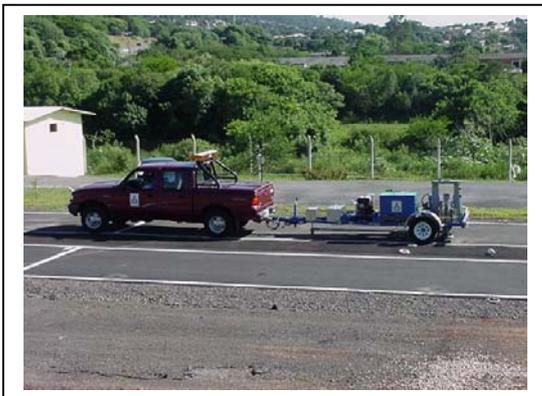
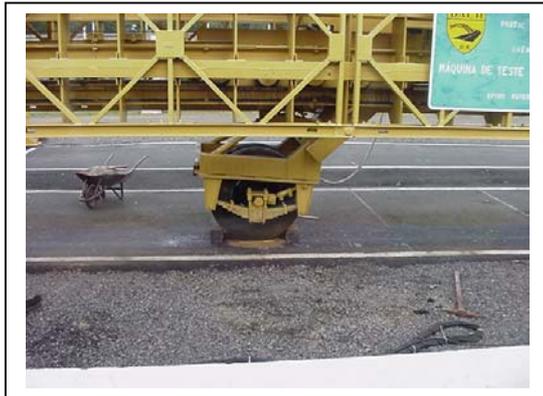


Figura A18: Avaliação estrutural das pistas experimentais

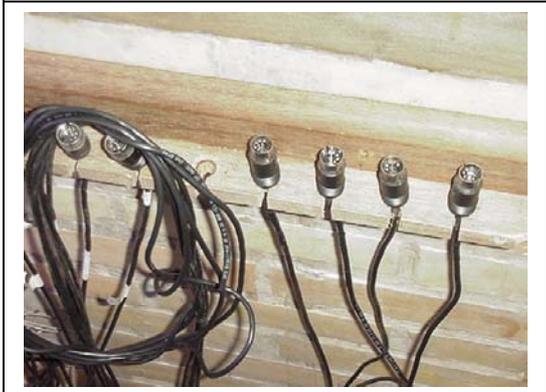
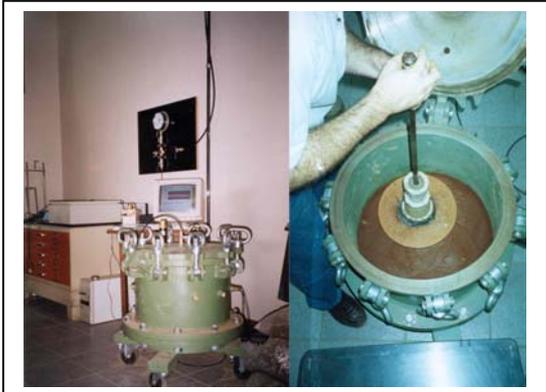
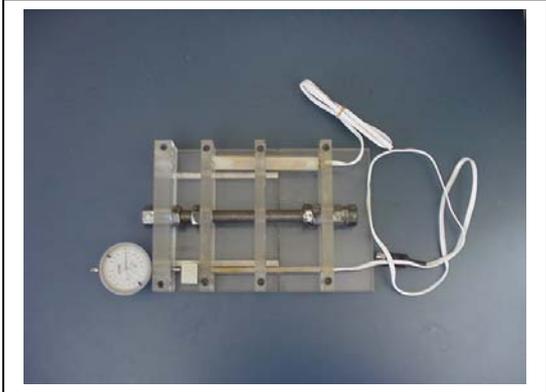
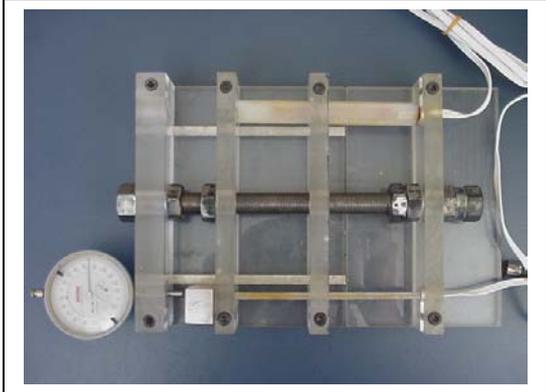
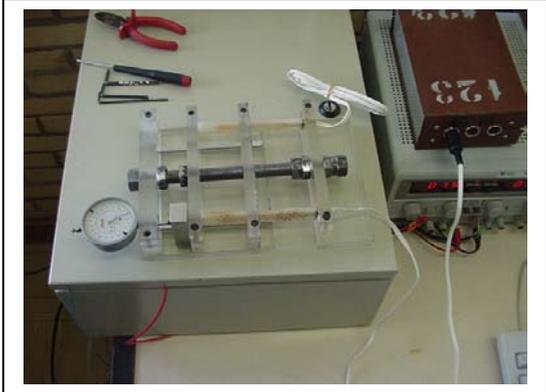


Figura A19: Calibração dos instrumentos em laboratório

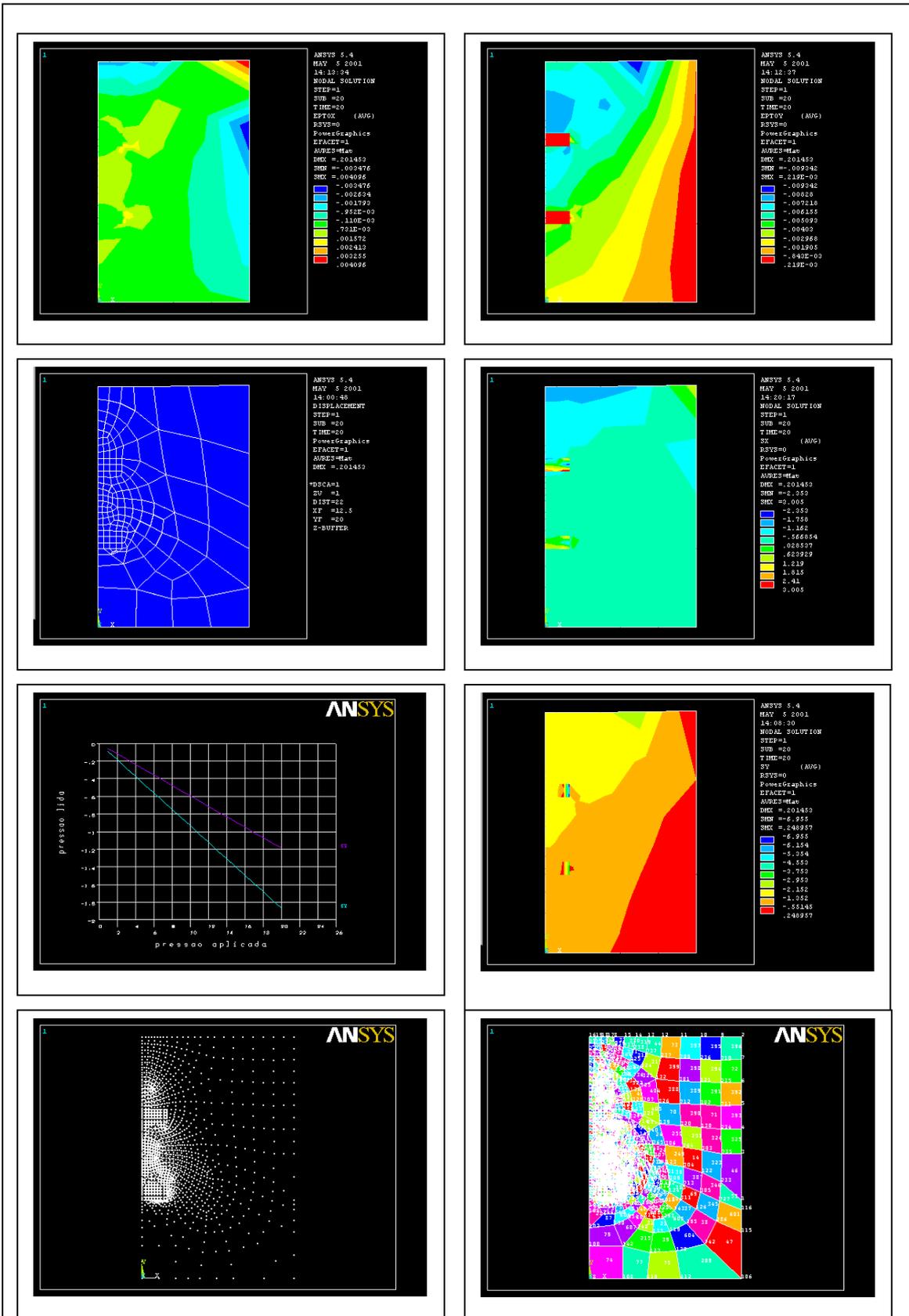


Figura A20: Análise numérica das tensões e deformações na câmara de calibração

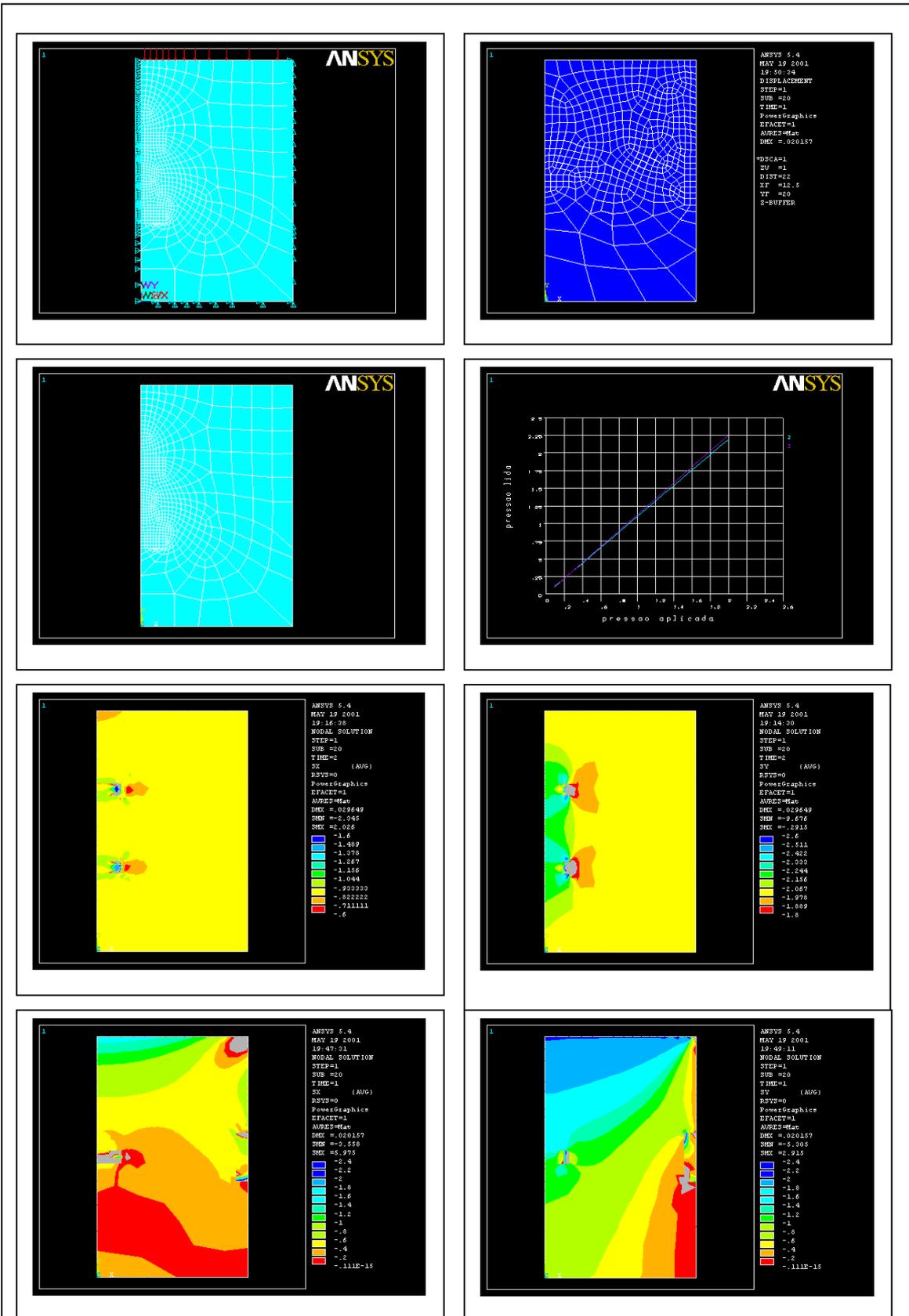


Figura A21: Análise numérica das tensões e deformações na câmara de calibração

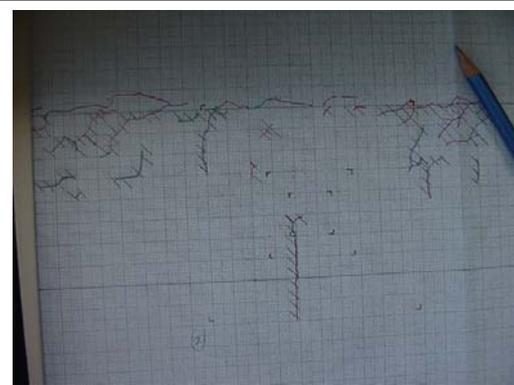
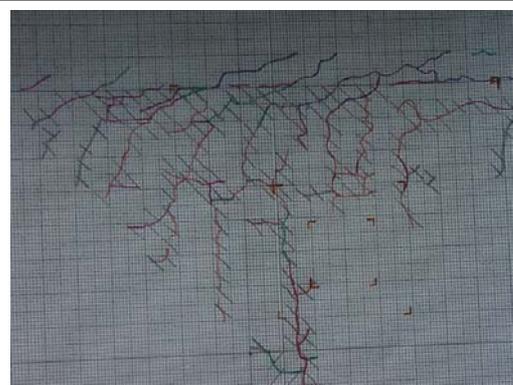


Figura A22: Monitoramento do desempenho das pistas experimentais

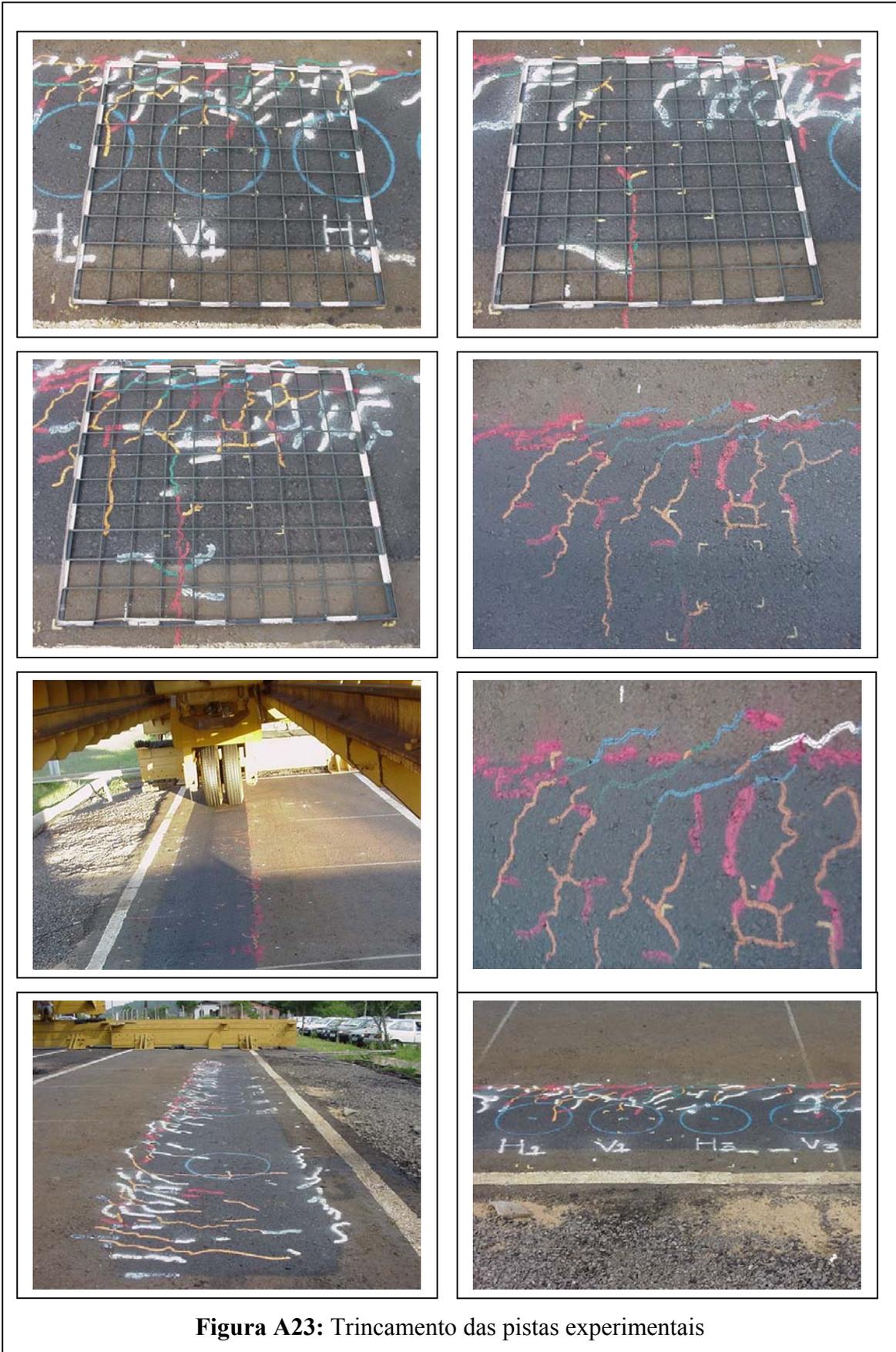


Figura A23: Trincamento das pistas experimentais



Figura A24: Abertura de trincheiras nas pistas experimentais

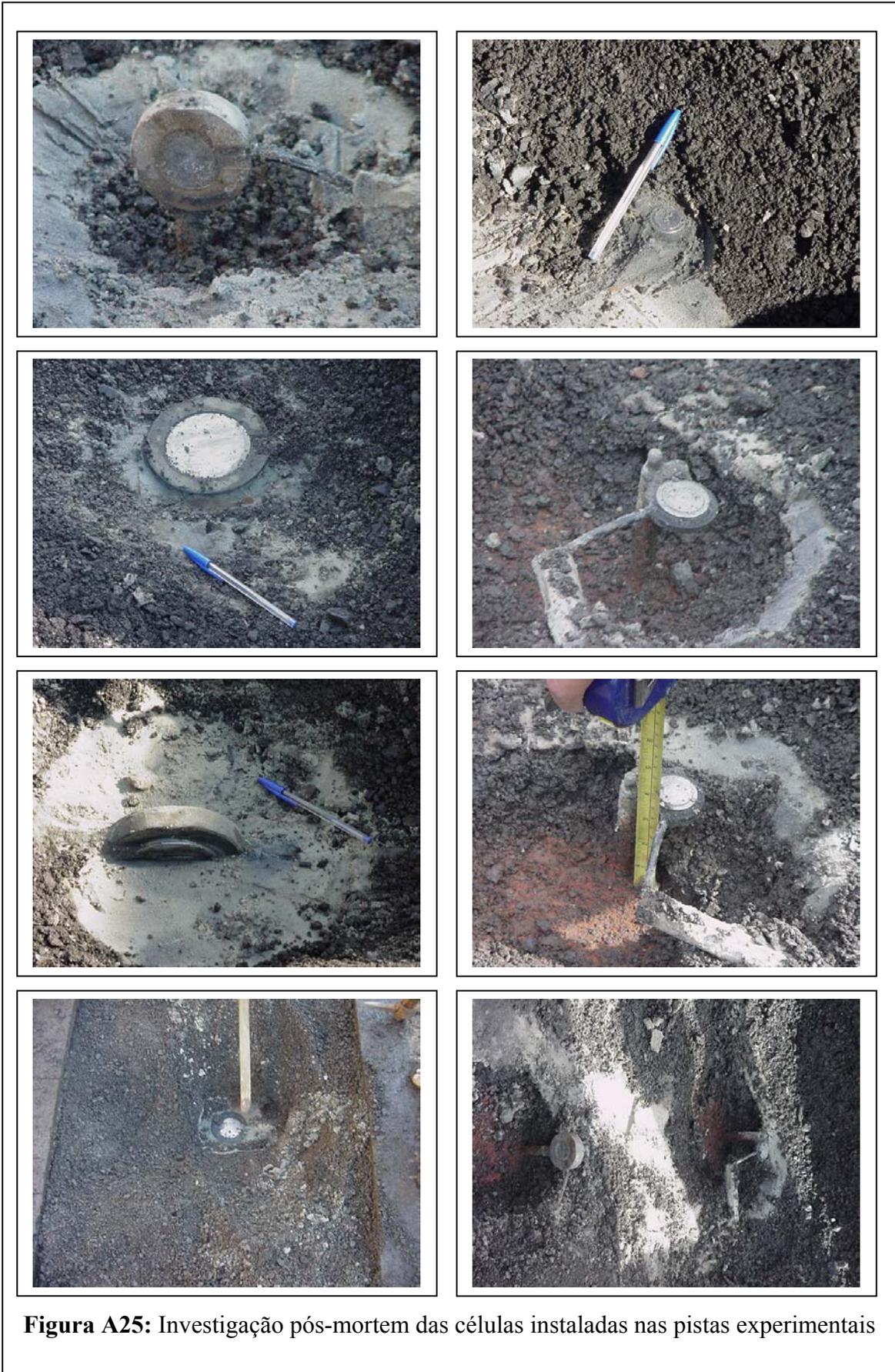


Figura A25: Investigação pós-mortem das células instaladas nas pistas experimentais

Anexo 2: Calibração de células de tensão total

Tabela 1: Resumo das calibrações em laboratório

Cel.Num.	Cap. carga (kPa)	Kfabricante (kPa*uV/V)	Klaboratório (kPa/mv)	K (kPa*uV/V)	Diferença (%)	Kareia	K (kPa*uV/V)	CAF	Kbrita	K (kPa*uV/V)	CAF	Kargila	K (kPa*uV/V)	CAF
620860020	200	0.19	20.23	0.19	3.60	22.25	0.17	1.10	-	-	-	7.76	0.48	0.38
620860015	200	0.19	20.28	0.18	3.27	24.93	0.15	1.23	-	-	-	5.67	0.66	0.28
620860014	200	0.15	25.74	0.15	2.28	29.26	0.13	1.14	-	-	-	-	-	-
620860009	200	0.18	20.77	0.18	1.37	22.08	0.17	1.06	-	-	-	-	-	-
620860008	200	0.18	21.19	0.18	2.83	25.10	0.15	1.18	-	-	-	-	-	-
620860005	200	0.20	19.71	0.19	2.50	20.31	0.18	1.03	-	-	-	4.20	0.89	0.21
4z0110003	500	0.40	9.67	0.39	2.42	10.22	0.37	1.06	8.54	0.44	0.88	-	-	-
620740002	500	0.37	10.30	0.36	1.34	11.82	0.32	1.15	9.29	0.40	0.90	-	-	-
620740005	500	0.37	10.20	0.37	0.14	10.57	0.35	1.04	7.23	0.52	0.71	-	-	-
620740006	500	0.37	10.65	0.35	5.89	11.87	0.32	1.12	-	-	-	-	-	-
620740007	500	0.40	9.88	0.38	4.87	8.13	0.46	0.82	-	-	-	-	-	-
620740001	500	0.37	10.54	0.36	3.41	10.86	0.35	1.03	-	-	-	-	-	-
720170001	1000	3.51	-	-	-	3.72	3.36	1.05	-	-	-	-	-	-
710350005	1000	3.28	-	-	-	4.29	2.91	1.13	-	-	-	-	-	-
710350004	1000	3.24	-	-	-	3.99	3.13	1.03	-	-	-	-	-	-
610070003	1000	3.34	-	-	-	4.08	3.06	1.09	-	-	-	-	-	-

Tabela 2: Calibração das células de tensão total em ar

AR					
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	Obs.
	0	0,00	2027,66	0,998995	
	0,39	0,37			
	0,64	0,63			
	0,94	0,95			Carga 01
	1,26	1,29			
	1,59	1,57			
	0	0,00	1990,31	0,998974	
	0,47	0,48			
6420 - m2K (620860020)	0,81	0,84			Carga 02
	1,09	1,08			
	1,35	1,37			
	1,78	1,75			
	0	0,00	2023,01	0,999489	
	0,38	0,37			
	0,65	0,68			
	1,01	1,04			Carga 03
	1,31	1,32			
	1,6	1,62			
	1,59	1,58			
	0	0,00	2024,19	0,999412	
	0,57	0,56			
	0,87	0,88			Carga 04 (VIRADA)
	1,16	1,19			
	1,66	1,65			

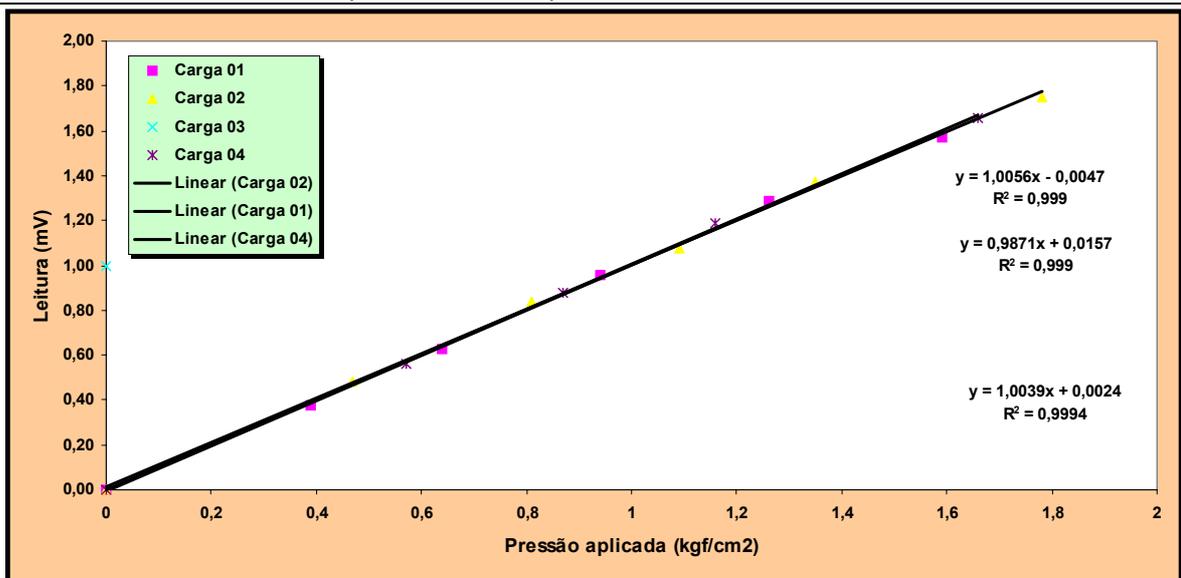


Tabela 3: Calibração das células de tensão total em areia

AREIA							
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	K ₀	CAF	Obs.
	0	0,00	2407,94	0,998767	0,290125	1,19	
	0,31	783,34					
	0,53	1346,59					
	0,75	1917,38					
	1,01	2567,05					
	1,31	3245,93					VERTICAL
	1,6	3939,48					
	1,81	4454,22					H = 20 cm
	2,01	4788,55					
	1,64	4222,01					
	1,06	2971,03					
6420 - m2K	0,65	1975,20					
(620860020)	0	0,00					
	0	0	698,60	0,999942			
	0,65	459,79					
	0,66	456,79					
	1,01	709,65					
	1,01	706,87					HORIZONTAL
	1,36	952,78					
	1,69	1177,48					H = 20 cm
	2,04	1427,2					
	1,54	1168,87					
	1,14	960,4					
	0,83	744,06					
	0,34	374,49					
	0,04	52,93					

Tabela 4: Calibração das células de tensão total em ar

AR					
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	Obs.
	0	0	2003,35	0,9992	
	0,47	968,61			
	0,81	1681,16			
	1,09	2173,36			Carga 01
	1,35	2776,02			
	1,78	3553,35			
	0	0	2035,137	0,9996	
	0,38	750,76			
	0,65	1355,66			Carga 02
	1,01	2088,25			
620860015	1,31	2668,17			
	1,6	3276,5			
	1,59	3205,4			
	0	0	2035,075	0,9894	
	0,39	749,66			
	0,64	1264,43			Carga 03
	0,94	1919,47			
	1,26	2602,52			
	1,59	3181,37			
	-0,12	123,82			
	0	0	2034,4	0,9995	
	0,57	1131,54			Carga 04 (VIRADA)
	0,87	1772,01			
	1,16	2401,88			
	1,66	3351,26			

Tabela 5: Calibração das células de tensão total em areia

AREIA							
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação α	R^2	K_0	CAF	Obs.
	0	0	2460,269	0,999434	0,300286	1,2137	
	0,65	1661,91					
	0,66	1653,4					
	1,01	2572,2					
	1,01	2556,39					
	1,36	3426,59					VERTICAL
	1,69	4210,34					
	2,04	5004,14					H = 20 cm
	1,54	4047,83					
	1,14	3229,53					
	0,83	2385,27					
620860015	0,34	1019,83					
	0,04	34,66					
	0	0	738,7846	0,999941			
	0,31	231,88					
	0,53	393,31					
	0,75	560,19					
	1,01	754,52					HORIZONTAL
	1,31	964					
	1,6	1179,94					H = 20 cm
	1,81	1339,28					
	2,01	1490,67					
	1,64	1274,56					
	1,06	920,56					
	0,65	653,16					
	0	0					

Tabela 6: Calibração das células de tensão total em ar

Número da célula	AR			R ²	Obs.
	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação		
	0	0	2557,41		
	0,47	1210,85			
	0,81	2120,58			
	1,09	2753,46			Carga 01
	1,35	3531,66			
	1,78	4529,96			
	0	0	2592,325		
	0,38	925,07			
	0,65	1691,19			Carga 02
6414 M 2K	1,01	2629,66			
(620860014)	1,31	3377			
	1,6	4161,05			
	1,59	4069,75			
	0	0	2594,856		
	0,39	929,09			
	0,64	1583,53			Carga 03
	0,94	2423,09			
	1,26	3303,11			
	1,59	4049,53			
	0	0	2595,488		
	0,57	1418,46			
	0,87	2238,89			Carga 04
	1,16	3049,72			
	1,66	4272,81			

Tabela 7: Calibração das células de tensão total em areia

Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	AREIA				Obs.
			Inclinação α	R^2	K_0	CAF	
	0	0	2916,484	0,99964	0,28055	1,128	
					6	5	
	0,16	475,06					
	0,41	1209,07					
	0,58	1679,87					
	0,8	2326,69					
	1	2980,21					VERTICAL
	1,23	3650,29					
	1,45	4258,32					H = 20 cm
	1,56	4582,99					
	1,65	4808,72					
	1,75	5049,93					
	1,38	4250,05					
	1,06	3384,14					
	0,89	2886,75					
	0,64	2217,41					
	0,31	1096,94					
6414 M 2K (620860014)	-0,02	21,84					
	0	0	818,2365	0,99966			
				2			
	0,5	387,1					
	0,66	520,11					
	0,79	636,32					
	0,97	788,2					
	1,18	958,2					HORIZONTAL
	1,34	1095,8					
	1,52	1242,69					H = 20 cm
	1,72	1384,76					
	1,88	1530,14					
	1,57	1358,55					
	1,26	1179,59					
	0,98	1006,32					
	0,66	770,95					
	0,34	518,68					
	-0,01	82,98					

Tabela 8: Calibração das células de tensão total em ar

AR					
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	Obs.
	1,4977	3087,5	2056,3078	0,9994223	
	1,4737	3026,5			
	1,4074	2888,5			Descarga
	1,304	2681,5			
	1,0855	2303,5			
	0,6724	1386,5			
	0	0	2076,7985	0,9987085	
	0,2016	374,1			
	0,347	751,1			
	0,5639	1203,1			carga
	0,6997	1531,1			
	0,9278	1901,1			
	1,1184	2321,1			
	1,2706	2667,1			
	1,4589	3011,1			
	1,6181	3440,7			
	1,4181	3113,7			
	1,408	3024,7			
	1,2859	2739,7			
	1,1917	2636,7	2123,5772	0,9987600	descarga
620860009	0,9936	2158,7			
	0,8943	1983,7			
	0,8401	1848,7			
	0,7224	1609,7			
	0,6081	1434,7			
	0,4565	998,7			
	0,3078	693,4			
	0,2581	609,7			
	0,1763	450,5			
	0,1212	347,3			
	0,0631	163,5			
	0	0	2129,1425	0,9996658	
	0,2096	416,2			
	0,4112	831,9			
	0,5932	1265,6			
	0,8446	1771,6			carga
	1,0579	2271,6			
	1,3103	2784,6			
	1,5211	3245,6			
	1,7977	3779,6			
	0	0			

Tabela 9: Calibração das células de tensão total em areia

AREIA							
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação α	R^2	K_0	CAF	Obs.
	0	0	2196,422	0,999616	0,327229	1,0476	
	0,5	1105,18					
	0,69	1536,75					
	0,82	1819,73					
	1,01	2227,77					
	1,18	2651					VERTICAL
	1,41	3118,35					
	1,63	3616,66					H = 20 cm
	1,86	4053,34					
	1,53	3517,7					
	1,18	2806,86					
	0,85	2064,89					
	0,38	981,86					
	0	10,75					
	0	0	718,7321	0,999331			
620860009	0,27	166,29					
	0,39	274,85					
	0,6	398,6					
	0,82	570,35					
	1,03	729,53					
	1,2	861,55					
	1,41	986,48					HORIZONTAL
	1,57	1116,39					
	1,65	1183,24					H = 20 cm
	1,91	1353,23					
	1,56	1194,3					
	1,12	954,88					
	0,78	747,31					
	0,38	464,55					
	0,05	67,66					

Tabela 10: Calibração das células de tensão total em ar

AR					
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	Obs.
	1,4977	3095,2	2061,496	0,999354	descarga
	1,4737	3036,2			
	1,4074	2896,2			
	1,304	2692,2			
	1,0855	2315,2			
	0,6724	1395,2			
	0	0			
	0	0	2079,447	0,998723	carga
	0,2016	379			
	0,347	756			
	0,5639	1209			
	0,6997	1535			
	0,9278	1907			
	1,1184	2327			
	1,2706	2673			
	1,4589	3017			
	1,6181	3448,99			
	1,4181	3123,99	2129,069	0,998714	descarga
	1,408	3034,99			
	1,2859	2750,99			
648 M 2k (620860008)	1,1917	2646,99			
	0,9936	2168,99			
	0,8943	1990,99			
	0,8401	1858,99			
	0,7224	1616,99			
	0,6081	1442,99			
	0,4565	1006,09			
	0,3078	697,09			
	0,2581	614,99			
	0,1763	454,19			
	0,1212	351,69			
	0,0631	165,39			
	0	0			
	0	0	2132,924	0,999632	
	0,2096	429,21			
	0,4112	849,81			carga
	0,5932	1287,51			
	0,8446	1794,51			
	1,0579	2294,51			
	1,3103	2806,51			
	1,7977	3802,51			

Tabela 11: Calibração das células de tensão total em areia

AREIA							
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	K ₀	CAF	Obs.
	0	0	2412,366	0,998231	0,284806	1,1483	
	0,5	1232,1					
	0,66	1650,08					
	0,79	2010,6					
	0,97	2470					
	1,18	2967,12					VERTICAL
	1,34	3359,51					
	1,52	3765,19					H = 20 cm
	1,72	4141,37					
	1,88	4517,05					
	1,57	3950,06					
	1,26	3334,05					
	0,98	2718,71					
	0,66	1894,45					
	0,34	1054,15					
	-0,01	23,61					
648 M 2k (620860008)	0	0	687,0552	0,998996			
	0,16	100,02					
	0,41	261,66					
	0,58	361,88					
	0,8	504,07					
	1	654,75					
	1,23	822,63					HORIZONTAL
	1,45	977,42					
	1,56	1060,68					H = 20 cm
	1,65	1119,67					
	1,75	1192,39					
	1,38	1016,34					
	1,06	845,02					
	0,89	748,14					
	0,64	613,77					
	0,31	367					
	0,02	18,64					

Tabela 12: Calibração das células de tensão total em ar

AR					
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	Obs.
	1,4977	2915	1981,22	0,995755	descarga
	1,4737	2854			
	1,4074	2924			
	1,304	2522			
	1,0855	2159			
	0,6724	1287			
	0	0			
	0	0	1959,181	0,998933	
	0,2016	347			carga
	0,347	696			
	0,5639	1116			
	0,6997	1425			
	0,9278	1776			
	1,1184	2177			
	1,2706	2509			
	1,4589	2841			
	1,6181	3218	1984,599	0,998953	descarga
	1,4181	2906			
	1,408	2819			
	1,2859	2548			
645 M 2k (620560005)	1,1917	2449			
	0,9936	1997			
	0,8943	1831			
	0,8401	1706			
	0,7224	1482			
	0,6081	1319			
	0,4565	915			
	0,3078	634			
	0,2581	556			
	0,1763	411			
	0,1212	319			
	0,0631	149			
	0	0			
	0	25	1994,372	0,999748	carga
				6	
	0,2096	412			
	0,4112	796			
	0,5932	1197			
	0,8446	1669			
	1,0579	2138			
	1,3103	2625			

Tabela 13: Calibração das células de tensão total em areia

AREIA							
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	K ₀	CAF	Obs.
	0	0	2027,9018	0,999306	0,3268775	1,0242	
	0,27	513,28					
	0,39	829,42					
	0,6	1189,34					
	0,82	1671,38					
	1,03	2118,26					VERTICAL
	1,2	2488,08					
	1,41	2834,62					H = 20 cm
	1,57	3193,28					
	1,65	3380,55					
	1,91	3828,21					
	1,56	3276,31					
	1,12	2436,61					
	0,78	1733,35					
	0,38	852,84					
	0,05	23,33					
645 M 2k (620560005)	0	0	662,87543	0,99962			
	0,5	318,48					
	0,69	444,82					
	0,82	528,29					HORIZONTAL
	1,01	649					
	1,18	778,52					H = 20 cm
	1,41	922,31					
	1,63	1082,93					
	1,86	1221,68					
	1,53	1085,28					
	1,18	903,17					
	0,85	723,77					
	0,38	438,94					
	0	66,06					

Tabela 14: Calibração das células de tensão total em ar

AR					
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	Obs.
	0	0	971,9961	0,9999	
	0,54	521,89			
	1,01	945,72			
	1,54	1494,59			CARGA1
	2,05	1966,33			
	2,54	2441,16			
	3,01	2900,9			
	3,56	3430,85			
	4,2	4080,15			
	4,64	4511,89			
4732 M 5k (4Z0110003)	0	0	964,4459	0,9999	
	0,78	715,18			
	1,15	1098,64			
	1,64	1558,26			CARGA2
	2,12	2015,23			
	2,64	2524,81			
	3,25	3104,98			
	3,81	3625,62			
	4,17	4019,71			
	4,54	4379,29			
	0	0	981,6131	0,9999	
	0,76	689,31			
	1,12	1092,54			CARGA3
	1,58	1532,65			
	2,06	1999,21			
	3,02	2938,85			
	3,56	3478,17			
	4,23	4126,72			
	4,66	4560,84			

Tabela 15: Calibração das células de tensão total em areia

AREIA							
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	K ₀	CAF	Obs.
	0	0	1022,937	0,999959	0,334049	1,0516	
	0,49	489,45					
	0,73	745,19					
	0,92	949,58					
	1,51	1529,92					
	2,05	2092,61					
	2,45	2512,5					
	2,99	3067,8					
	3,47	3550,17					
	4,02	4098,6					
	3,86	3968,95					
	3,62	3776,09					
	3,26	3467,17					VERTICAL
	2,77	3034,04					
	2,33	2612,14					H = 20 cm
4732 M 5k (4Z0110003)	1,79	2093,26					
	1,15	1404,35					
	0,42	546,79					
	0,21	285,21					
	-0,02	6,98					
	0	0	341,711	0,999908			
	0,36	122,13					
	0,84	281,96					
	1	340,91					
	1,23	418,65					
	1,53	518,52					
	1,73	592,52					
	2	673,42					
	2,31	784,64					
	2,51	850,89					
	2,82	960,02					HORIZONTA L
	3,03	1027,67					
	3,28	1111,02					H = 20 cm
	3,49	1190,86					
	3,72	1272,18					
	4,01	1365,79					
	4,23	1451,9					
	3,9	1390,75					
	3,59	1326,41					
	3,3	1271,94					

Tabela 16: Calibração das células de tensão total em ar

AR					
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	Obs.
	0	0	1037,416	0,999859	
	0,78	765,88			
	1,15	1177,04			
	1,64	1672,86			CARGA1
	2,12	2163,44			
	2,64	2712,9			
	3,25	3336,69			
	3,81	3896,98			
	4,17	4322,44			
	4,54	4708,14			
	0	0	1045,761	0,999902	
	0,54	559,03			
	1,01	1013,29			
	1,54	1602,99			CARGA2
	2,05	2112,58			
	2,54	2623,98			
6432 M 5K	3,01	3120,14			
(620740002)	3,56	3690,18			
	4,2	4388,05			
	4,64	4850,58			
	0	0	1055,769	0,999892	
	0,76	737,58			
	1,12	1169,78			CARGA3
	1,58	1644,04			
	2,06	2144,8			
	3,02	3157,34			
	3,56	3737,78			
	4,23	4435,98			
	4,66	4902,74			

Tabela 17: Calibração das células de tensão total em areia

AREIA							
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	K ₀	CAF	Obs.
	0	0	1148,292	0,999549	0,304099	1,0974	
	0,36	522,38					
	0,84	1070,34					
	1	1274,94					
	1,23	1537,58					
	1,53	1875,27					
	1,73	2127,86					
	2	2400,11					
	2,31	2772,3					
	2,51	2996,42					
	2,82	3349,85					
	3,03	3580,77					
	3,28	3852,29					VERTICAL
	3,49	4109,14					
	3,72	4361,7					H = 20 cm
	4,01	4669,79					
	4,23	4942,4					
	3,9	4671,6					
	3,59	4396,76					
6432 M 5K	3,3	4156,03					
(620740002)	2,92	3811,47					
	2,5	3399,41					
	1,98	2846,21					
	1,59	2403,72					
	1,22	1930,44					
	0,69	1209,29					
	0,21	430,8					
	0,01	7,63					
	0	0	349,1945	0,999935			
	0,49	162,75					
	0,73	248,31					
	0,92	315,93					
	1,51	511,19					HORIZONTAL
	2,05	701,26					
	2,45	842,13					H = 20 cm
	2,99	1033,19					
	3,47	1200,57					
	4,02	1391,78					
	3,86	1358,41					
	3,62	1301,91					
	3,26	1211,46					

Tabela 18: Calibração das células de tensão total em ar

AR					
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação	R ²	Obs.
	0	0	1029,385	0,999836	
	0,78	755,83			
	1,15	1161,22			
	1,64	1651,31			CARGA1
	2,12	2138,92			
	2,64	2684,79			
	3,25	3305,61			
	3,81	3862,13			
	4,17	4285,4			
	4,54	4669,27			
6435 M 5K (620740005)	0	0	1038,235	0,999881	
	0,54	550,07			
	1,01	1000,15			
	1,54	1586,74			CARGA2
	2,05	2091,51			
	2,54	2599,26			
	3,01	3090,69			
	3,56	3659,43			
	4,2	4353,16			
	4,64	4814,08			
	0	0	1048,739	0,999881	
	0,76	728,25			
	1,12	1156,86			CARGA3
	1,58	1628,53			
	2,06	2125,96			
	3,02	3132,32			
	3,56	3709,26			
	4,23	4403,53			
	4,66	4867,9			

Tabela 19: Calibração das células de tensão total em areia

AREIA							
Número da célula	Pressão (kPa x 100)	Leitura (mV)	Inclinação α	R^2	K_0	CAF	Obs.
	0	0	1048,996	0,999953	0,371518	1,0098	
	0,29	289,51					
	0,68	718,84					
	1,15	1213,32					
	1,68	1764,99					
	2,23	2355,16					
	2,83	2981,09					
	3,32	3494,79					
	3,78	3958,04					
	4,2	4393,08					
	3,61	3931,98					
	3,19	3545,02					
	2,81	3169,13					VERTICAL
	2,45	2826,69					
	1,9	2244,97					H = 20 cm
	1,48	1780,86					
6435 M 5K (620740005)	0,95	1171					
	0,2	273,44					
	0,01	9,75					
	0	0	389,7205	0,999978			
	0,26	99,4					
	0,85	326,01					
	1,3	508,11					HORIZONTAL
	1,97	764					
	2,59	1011,06					H = 20 cm
	3,11	1211,49					
	3,64	1419,54					
	4,13	1604,74					
	3,48	1457,56					
	3,01	1344,69					
	2,46	1195,14					
	1,98	1055,88					
	1,53	913,14					
	0,84	657,25					
	0,23	319,96					
	0	64,62					

Anexo 3: Leituras de tensões e deformações sob cargas

Tabela 1: Tensões verticais na base granular (z = 20 cm; SBS)

Data	N	N _{médio}	Leitura (mV)	
			z = 20 cm	Leitura máxima (mV) z = 20 cm
11/7/01	3950		399,4	
	3951		331,5	
	3952		343,2	
	3953		83,24	
	3954	3954	331,4	399,4
	3955		380,1	
	3956		101,1	
	3957		371,6	
	3958		262,2	
16/7/01	8571		421	
	8572		178,7	
	8573	8573,5	137	544,2
	8574		544,2	
	8575		171,3	
	8576		263,8	
17/7/01	10538		296,2	
	10539		116,1	
	10540		111,4	
	10541		125,4	
	10542	10542	78,17	533,7
	10543		519,9	
	10544		533,7	
	10545		98,52	
18/7/01	10546		113,7	
	14401		550,9	
	14402		491	
	14403		378	
	14404		62,71	
	14405	14405	257,9	601,7
	14406		601,7	
	14407		575	
	14408		173	
20/7/01	14409		585,4	
	19278		233,2	
	19279		175,8	
	19280		604,3	
	19281		571,3	
	19282	19282	129,7	604,3
	19283		83,08	
	19284		180,8	
	19285		466	
24/7/01	19286		106,8	
	24423		669,3	
	24224		452,5	
	24025		585	
	23826		334,5	
	23627	23627	407,9	669,3
	23428		571,9	
	23229		104,4	
	23030		408,9	
	22831		530,1	

30/7/01	34020		490,6	
	34021		629,2	
	34022		36,25	
	34023		419,1	
	34024	34024	519,7	707,7
	34025		707,7	
	34026		665	
	34027		137,3	
	34028		96,22	
7/8/01	50498		261,4	
	50498		654,2	
	50498		463	
	50498		399,6	
	50498	50498	610,4	654,2
	50498		138,8	
	50498		63,39	
	50498		58,77	
	50498		196,3	
13/8/01	60795		209,1	
	60796		562,5	
	60797		126,2	
	60798		350,9	
	60799	60799	72,6	562,5
	60800		436,7	
	60801		62,19	
	60802		456,8	
	60803		452,2	
23/8/01	81980		686,5	
	81981		284,1	
	81982		490,1	
	81983		276,5	
	81984	81984	248	686,5
	81985		159,1	
	81986		185,2	
	81987		119	
	81988		215,5	
29/8/01	93677		64	
	93678		377,7	
	93679		527,6	
	93680		288	
	93681	93681	366,8	600
	93682		600	
	93683		459,6	
	93684		156	
	93685		459	
5/901	107166		382,7	
	107167		410	
	107168		525,2	
	107169		87,32	
	107170	107170	59,76	525,2
	107171		207,9	
	107172		80,83	
	107173		223,5	
	107174		153,8	

11/9/01	115565		577,5	
	115566		119,4	
	115567		479,7	
	115568		655,7	
	115569	115569	259,9	655,7
	115570		154,5	
	115571		545,8	
	115572		399,1	
	115573		360,3	
	17/9/01	125000		460,9
125001			2,82	
125002			328,1	
125003			116,5	
125004		125004	142	480,1
125005			76,98	
125006			450,5	
125007			480,1	
125008			476,1	
24/9/01		134700		46,13
	134701		409,5	
	134702		490,8	
	134703		521,6	
	134704	134704	472,6	521,6
	134705		372,6	
	134706		130,2	
	134707		408,5	
	134708		168,1	
	4/10/01	145886		549,1
145887			139,7	
145888			97,61	
145889			498,4	
145890		145890	417,3	593,3
145891			431,8	
145892			103,4	
145893			593,3	
145894			529,8	
10/10/01		157277		44,21
	157278		107	
	157279		60,37	
	157280		125,3	
	157281	157281	77,14	324,2
	157282		227	
	157283		174,8	
	157284		324,2	
	157285		245,9	
	15/10/01	162693		92,25
162694			303,2	
162695			289,1	
162696			71,56	
162697		162697	199,9	303,2
162698			169,5	
162699			56,39	
162700			30,24	
162701			292,5	

Tabela 2: Leituras de tensões verticais sob carga estática (SBS; N=61661)

Data	Pressão (MPa)	Carga(kN)	Distancia (cm)	σ_{vBG} (kPa)	σ_{vSL} (kPa)	σ_{vSL} (kPa)
15/8/01	0,56	62	0	38,59	10,09	11,14
	0,56	62	8	6,38	6,87	8,60
	0,56	62	21	2,78	2,86	4,17
	0,56	62	33	2,78	1,11	1,99
	0,56	62	43	2,22	0,57	0,96
	0,56	62	50	1,94	0,45	0,74
	0,56	62	60	2,50	0,36	0,48
	0,56	62	67	1,94	0,30	0,39
	0,56	62	80	1,94	0,24	0,29
15/8/01	0,56	82	0	39,42	16,57	20,09
	0,56	82	8	5,27	10,90	13,90
	0,56	82	21	2,78	5,00	7,13
	0,56	82	33	1,67	1,60	2,82
	0,56	82	43	3,05	0,72	1,25
	0,56	82	50	2,50	0,45	0,80
	0,56	82	60	2,50	0,36	0,51
	0,56	82	67	2,22	0,27	0,39
	0,56	82	80	3,05	0,27	0,35
15/8/01	0,56	100	0	67,73	23,04	28,15
	0,56	100	8	12,77	16,18	20,32
	0,56	100	21	3,61	4,19	6,42
	0,56	100	33	1,39	2,11	3,66
	0,56	100	43	2,22	0,96	1,83
	0,56	100	50	2,22	0,30	0,58
	0,56	100	60	2,22	0,27	0,39
	0,56	100	67	2,22	0,30	0,39
	0,56	100	80	0,00	0,00	0,00
	0,56	100	90	0,00	0,00	0,00
	0,56	100	100	0,00	0,00	0,00
	0,56	100	110	0,00	0,00	0,00
	0,56	100	120	0,00	0,00	0,00

Tabela 3: Leituras de tensões verticais sob carga estática (SBS; N=109702)

Data	Pressão (MPa)	Carga(kN)	Distância (cm)	σ_{vBG} (kPa)	σ_{vSL} (kPa)	σ_{vSL} (kPa)
6/9/01	0,56	82	-10	15,82	12,23	15,73
	0,56	82	0	20,26	14,58	17,72
	0,56	82	13	1,11	8,25	10,53
6/9/01	0,56	90	-8	16,93	15,33	19,90
	0,56	90	0	21,38	17,23	21,15
	0,56	90	7	3,89	13,40	16,66
6/9/01	0,56	100	-10	19,43	16,84	22,40
	0,56	100	0	26,09	21,03	25,52
	0,56	100	14	1,11	11,00	13,87

Tabela 4: Tensões verticais sob carga estática (SBS; N=162693; Data: 06/09/2001)

Distancia (cm)	Pressao (MPa)	Carga (kN)	σ_{vSL} (kPa)	σ_{vSL} (kPa)	σ_{vBG} (kPa)
1	0,56	41	1,318E+01	1,469E+01	8,545E+00
15	0,56	41	8,950E+00	1,007E+01	1,203E+00
21	0,56	41	6,374E+00	7,582E+00	3,859E-01
37	0,56	41	1,369E+00	2,305E+00	6,976E-01
48	0,56	41	5,070E-01	1,026E+00	3,927E-01
53	0,56	41	2,850E-01	6,611E-01	4,802E-01
61	0,56	41	2,148E-01	4,316E-01	3,433E-01
73	0,56	41	1,351E-01	2,230E-01	3,076E-01
-1	0,56	45	1,253E+01	1,478E+01	1,039E+01
5	0,56	45	1,413E+01	1,672E+01	1,199E+01
19	0,56	45	1,543E+01	1,768E+01	1,726E+01
29	0,56	45	6,508E+00	8,004E+00	7,218E-01
41	0,56	45	3,225E+00	4,490E+00	4,553E-01
57	0,56	45	8,313E-01	1,0,70E+00	6,940E-01
70	0,56	45	2,056E-01	4,911E-01	4,675E-01
81	0,56	45	7,746E-02	1,666E-01	2,578E-01
2	0,56	50	1,315E+01	1,527E+01	9,889E+00
5	0,56	50	1,175E+01	1,391E+01	9,829E+00
23	0,56	50	6,450E+00	8,087E+00	5,182E-01
39	0,56	50	1,041E+00	1,830E+00	2,965E-01
52	0,56	50	3,540E-01	7,993E-01	3,886E-01
61	0,56	50	2,270E-01	5,061E-01	3,680E-01
73	0,56	50	7,261E-02	2,140E-01	3,701E-01
1	0,61	41	1,395E+01	1,637E+01	1,501E+01
10	0,61	41	9,505E+00	1,108E+01	3,911E+00
20	0,61	41	5,136E+00	6,304E+00	4,902E-01
35	0,61	41	1,551E+00	2,449E+00	5,486E-01
49	0,61	41	4,443E-01	8,047E-01	2,839E-01
59	0,61	41	2,775E-01	4,604E-01	4,456E-01
68	0,61	41	2,174E-01	2,663E-01	3,451E-01
76	0,61	41	1,087E-01	1,848E-01	1,693E-01
0	0,61	45	5,388E+00	6,368E+00	5,086E+00
6	0,61	45	1,498E+01	1,763E+01	1,221E+01

24	0,61	45	1,547E+01	1,817E+01	1,764E+01
47	0,61	45	5,312E-01	1,089E+00	2,663E-01
58	0,61	45	2,222E-01	4,381E-01	2,290E-01
68	0,61	45	1,212E-01	2,056E-01	3,371E-01
80	0,61	45	8,240E-02	1,520E-01	1,551E-01
92	0,61	45	6,326E-02	1,220E-01	2,082E-01
0	0,61	50	1,897E+01	2,152E+01	1,149E+01
4	0,61	50	1,832E+01	2,119E+01	1,105E+01
23	0,61	50	7,094E+00	8,819E+00	3,023E-01
29	0,61	50	4,056E+00	6,045E+00	4,858E-01
44	0,61	50	9,137E-01	1,766E+00	4,472E-01
54	0,61	50	3,623E-01	7,878E-01	4,680E-01
59	0,61	50	3,045E-01	5,812E-01	4,502E-01
69	0,61	50	1,284E-01	2,855E-01	4,310E-01
8	0,70	41	6,236E+00	7,203E+00	4,290E+00
18	0,70	41	9,556E+00	1,121E+01	3,045E+00
30	0,70	41	6,428E+00	7,623E+00	6,261E-01
42	0,70	41	3,253E+00	4,435E+00	3,681E-01
55	0,70	41	7,811E-01	1,452E+00	4,519E-01
62	0,70	41	3,080E-01	5,874E-01	4,650E-01
71	0,70	41	2,031E-01	3,416E-01	2,990E-01
82	0,70	41	1,499E-01	2,499E-01	2,842E-01
0	0,70	45	2,080E+01	2,416E+01	1,942E+01
5	0,70	45	1,535E+01	1,819E+01	1,769E+01
20	0,70	45	8,538E+00	1,035E+01	8,122E-01
27	0,70	45	5,450E+00	7,179E+00	7,799E-01
44	0,70	45	8,122E-01	1,453E+00	7,647E-01
56	0,70	45	2,200E-01	4,706E-01	4,871E-01
69	0,70	45	1,205E-01	2,151E-01	3,839E-01
83	0,70	45	1,180E-01	1,815E-01	2,266E-01
1	0,70	50	1,506E+01	1,761E+01	1,435E+01
6	0,70	50	1,636E+01	1,957E+01	1,542E+01
23	0,70	50	8,050E+00	1,005E+01	6,337E-01
30	0,70	50	4,436E+00	5,987E+00	4,555E-01
39	0,70	50	1,363E+00	2,350E+00	3,305E-01
55	0,70	50	3,134E-01	6,940E-01	2,101E-01
65	0,70	50	1,767E-01	4,234E-01	1,350E-01
79	0,70	50	1,067E-01	1,622E-01	3,826E-01

Tabela 5: Leituras de tensões verticais sob carga estática (CAP; N=13100)

Data	Pressão	Carga(kN)	Distância	σ_{vSL} (kPa)	σ_{vSL} (kPa)	σ_{vBG} (kPa)	σ_{vBG} (kPa)
	(MPa)		(cm)				
29/10/01	0,56	82	-97	0,87	5,12	16,21	1,51
	0,56	82	-88	0,81	5,02	14,73	1,38
	0,56	82	-78	0,56	4,51	16,21	1,38
	0,56	82	-68	0,61	1,43	14,73	0,66
	0,56	82	-59	0,71	1,59	13,26	0,66
	0,56	82	-50	0,92	1,89	13,26	0,79
	0,56	82	-41	0,66	2,92	14,73	1,18
	0,56	82	-29	2,29	6,60	17,68	2,75
	0,56	82	-19	4,48	10,04	22,10	5,63
	0,56	82	-4	19,91	15,56	210,67	23,91
	0,56	82	0	29,75	18,53	358,00	35,51
	0,56	82	11	20,53	13,82	179,74	23,13
	0,56	82	22	6,47	7,37	20,63	4,78
	0,56	82	32	2,70	4,35	19,15	1,70
	0,56	82	42	1,22	2,25	13,26	0,66
	0,56	82	50	0,56	1,38	14,73	0,33
	0,56	82	60	0,61	1,02	19,15	0,59
	0,56	82	69	0,56	0,77	20,63	0,66
	0,56	82	79	0,87	0,56	16,21	0,52
	0,56	82	90	0,56	0,51	13,26	0,52
0,56	82	99	0,41	0,67	17,68	0,33	
0,56	82	111	0,61	0,67	13,26	0,39	
0,56	82	121	0,61	0,56	16,21	0,59	
0,56	82	134	0,46	0,61	13,26	0,66	
0,56	82	144	0,56	0,56	16,21	0,39	
0,56	82	153	0,66	0,46	14,73	0,52	
29/10/01	0,56	90	-95	0,81	5,02	16,21	1,38
	0,56	90	-85	0,92	4,81	14,73	1,31
	0,56	90	-77	0,92	5,32	17,68	1,44
	0,56	90	-69	0,66	5,07	14,73	1,31
	0,56	90	-57	0,76	5,99	13,26	1,38
	0,56	90	-48	1,38	7,48	16,21	2,36
	0,56	90	-38	3,26	12,70	14,73	4,19
	0,56	90	-27	6,83	16,18	23,57	8,12
	0,56	90	-18	25,36	21,15	243,09	30,14
	0,56	90	-6	35,14	24,32	412,51	42,65
	0,56	90	0	28,37	20,58	284,34	33,28
	0,56	90	11	13,80	13,98	70,72	14,15
	0,56	90	14	3,26	8,55	16,21	2,75
	0,56	90	31	0,97	5,84	13,26	1,31
	0,56	90	47	0,81	5,32	16,21	1,38
	0,56	90	53	0,87	5,38	13,26	1,31
	0,56	90	60	1,02	4,76	13,26	1,38
	0,56	90	70	0,66	4,61	11,79	1,38

	0,56	90	79	0,66	4,66	14,73	1,31
	0,56	90	92	0,66	4,40	13,26	1,24
	0,56	90	100	0,71	4,51	16,21	1,38
	0,56	90	110	0,61	4,92	14,73	1,44
	0,56	90	121	0,61	4,92	10,31	1,18
	0,56	90	132	0,56	4,86	16,21	1,18
	0,56	90	142	0,81	4,97	10,31	1,31
	0,56	90	152	0,71	4,92	14,73	1,44
	0,56	90	165	0,00	0,00	0,00	0,00
	0,56	100	-97	0,76	4,92	16,21	1,38
29/10/01	0,56	100	-89	0,97	4,71	11,79	1,11
	0,56	100	-79	0,51	4,66	14,73	1,24
	0,56	100	-69	1,07	4,81	14,73	1,24
	0,56	100	-60	0,87	5,22	14,73	1,18
	0,56	100	-50	0,71	5,58	16,21	1,64
	0,56	100	-42	1,12	7,42	16,21	2,03
	0,56	100	-29	3,51	10,96	16,21	4,59
	0,56	100	-5	32,55	26,47	330,01	37,74
	0,56	100	0	38,10	26,93	375,68	45,07
	0,56	100	7	41,21	27,55	458,18	49,73
	0,56	100	10	27,15	18,64	228,35	30,66
	0,56	100	19	27,15	18,64	228,35	30,66
	0,56	100	28	4,74	9,63	13,26	3,73
	0,56	100	40	1,22	6,30	8,84	1,44
	0,56	100	50	0,92	5,38	13,26	1,31
	0,56	100	60	0,87	5,17	14,73	1,51
	0,56	100	67	0,92	5,07	13,26	1,51
	0,56	100	79	0,61	3,84	10,31	1,24
	0,56	100	87	0,87	4,71	16,21	1,05
	0,56	100	99	0,56	4,66	11,79	1,44
	0,56	100	110	0,66	5,02	19,15	1,11
	0,56	100	121	0,51	4,81	10,31	1,44
	0,56	100	135	0,66	4,86	14,73	1,24
	0,56	100	144	0,81	4,51	13,26	1,24
	0,56	100	152	0,81	4,61	13,26	1,24
	0,56	100	162	0,76	4,25	17,68	1,38
	0,63	82	-99	0,76	0,67	16,21	0,59
29/10/01	0,63	82	-90	0,51	0,56	14,73	0,52
	0,63	82	-77	0,56	0,72	10,31	0,39
	0,63	82	-69	0,61	0,82	10,31	0,52
	0,63	82	-61	0,61	0,97	10,31	0,52
	0,63	82	-50	0,61	1,95	13,26	0,79
	0,63	82	-40	1,22	3,64	11,79	1,18
	0,63	82	-34	3,67	9,52	16,21	4,06
	0,63	82	-19	14,16	13,36	128,17	16,44
	0,63	82	-7	5,70	11,98	19,15	6,81
	0,63	82	0	19,00	16,03	169,42	21,95
	0,63	82	9	30,71	19,46	349,16	36,10

	0,63	82	16	21,65	14,54	176,79	23,72
	0,63	82	32	10,65	9,57	41,25	9,24
	0,63	82	38	2,60	3,94	17,68	1,64
	0,63	82	52	1,38	2,56	13,26	0,79
	0,63	82	60	0,56	1,33	13,26	0,59
	0,63	82	68	0,71	0,67	14,73	0,39
	0,63	82	78	0,51	0,67	11,79	0,46
	0,63	82	90	0,51	0,51	11,79	0,46
	0,63	82	100	0,56	0,61	11,79	0,33
	0,63	82	112	0,46	0,56	8,84	0,59
	0,63	82	120	0,36	0,61	10,31	0,52
	0,63	82	132	0,46	0,41	13,26	0,39
	0,63	82	141	0,56	0,46	11,79	0,39
	0,63	82	152	0,66	0,46	11,79	0,52
	0,63	90	-96	0,46	0,51	16,21	0,59
29/10/01	0,63	90	-90	0,61	0,46	16,21	0,59
	0,63	90	-80	0,51	0,67	14,73	0,46
	0,63	90	-70	0,56	0,67	14,73	0,46
	0,63	90	-60	0,61	1,02	13,26	0,46
	0,63	90	-51	0,56	1,64	13,26	0,72
	0,63	90	-40	1,22	3,64	14,73	1,31
	0,63	90	-38	2,80	7,94	16,21	3,28
	0,63	90	-5	29,80	20,38	315,28	34,98
	0,63	90	0	37,69	22,58	418,40	43,76
	0,63	90	6	27,91	17,31	272,55	31,45
	0,63	90	15	12,58	11,01	57,46	11,79
	0,63	90	29	1,12	2,36	17,68	0,72
	0,63	90	41	1,12	2,36	17,68	0,72
	0,63	90	50	0,71	0,92	13,26	0,59
	0,63	90	61	0,61	0,87	13,26	0,52
	0,63	90	68	0,51	0,56	11,79	0,52
	0,63	90	78	0,56	0,67	11,79	0,46
	0,63	90	89	0,61	0,61	14,73	0,52
	0,63	90	99	0,46	0,72	14,73	0,39
	0,63	90	109	0,51	0,67	14,73	0,59
	0,63	90	120	0,56	0,61	11,79	0,52
	0,63	90	130	0,56	0,46	17,68	0,59
	0,63	90	144	0,66	0,51	11,79	0,52
	0,63	90	154	0,00	0,00	0,00	0,00
	0,63	100	-97	0,97	4,76	11,79	1,64
29/10/01	0,63	100	-87	0,81	5,12	14,73	1,31
	0,63	100	-77	0,71	4,92	14,73	1,18
	0,63	100	-68	0,87	5,27	13,26	1,51
	0,63	100	-60	0,87	5,48	14,73	1,44
	0,63	100	-45	0,71	6,40	16,21	1,77
	0,63	100	-31	1,07	7,12	13,26	1,83
	0,63	100	-8	2,80	10,85	13,26	3,87
	0,63	100	0	24,60	24,42	219,51	29,15

	0,63	100	8	42,83	28,98	467,02	50,58
	0,63	100	15	31,83	24,27	303,49	36,16
	0,63	100	30	15,18	17,05	73,66	14,35
	0,63	100	41	4,53	10,09	17,68	3,47
	0,63	100	51	1,58	7,22	8,84	1,64
	0,63	100	59	0,87	5,94	14,73	1,31
	0,63	100	69	0,92	5,22	13,26	1,64
	0,63	100	79	0,81	5,32	10,31	1,44
	0,63	100	89	0,87	4,10	14,73	1,24
	0,63	100	99	0,66	4,40	13,26	1,51
	0,63	100	110	0,97	4,35	14,73	1,18
	0,63	100	121	0,81	4,56	14,73	1,51
	0,63	100	131	0,51	4,40	11,79	1,24
	0,63	100	142	0,71	4,81	11,79	1,31
	0,63	100	153	0,36	4,92	13,26	1,24
	0,63	100	164	0,81	4,97	16,21	1,31
	0,70	82	-99	0,46	0,56	20,63	0,66
29/10/01	0,70	82	-89	0,46	0,46	11,79	0,46
	0,70	82	-80	0,46	0,61	11,79	0,46
	0,70	82	-69	0,61	0,56	16,21	0,46
	0,70	82	-60	0,61	0,77	11,79	0,66
	0,70	82	-50	0,41	1,48	11,79	0,85
	0,70	82	-40	0,97	3,23	11,79	1,38
	0,70	82	-30	2,09	6,55	14,73	2,56
	0,70	82	-20	5,20	11,83	19,15	6,03
	0,70	82	-6	22,21	17,10	188,58	25,75
	0,70	82	0	33,36	20,22	375,68	38,98
	0,70	82	10	17,16	12,19	107,55	18,15
	0,70	82	18	7,64	7,88	19,15	5,83
	0,70	82	30	3,21	4,30	16,21	1,77
	0,70	82	40	1,17	2,20	14,73	0,72
	0,70	82	50	0,66	1,23	13,26	0,33
	0,70	82	58	0,81	1,02	13,26	0,52
	0,70	82	69	0,61	0,72	16,21	0,46
	0,70	82	78	0,71	0,61	16,21	0,59
	0,70	82	89	0,46	0,61	14,73	0,52
	0,70	82	96	0,66	0,56	22,10	0,92
	0,70	82	105	0,56	0,51	14,73	0,72
	0,70	82	119	0,76	0,61	20,63	0,98
	0,70	82	131	0,71	0,61	16,21	0,66
	0,70	82	143	0,46	0,61	14,73	0,59
	0,70	90	-98	0,56	0,56	14,73	0,59
29/10/01	0,70	90	-88	0,56	0,72	11,79	0,39
	0,70	90	-79	0,71	0,56	16,21	0,39
	0,70	90	-69	0,66	0,72	13,26	0,46
	0,70	90	-60	0,51	0,92	10,31	0,59
	0,70	90	-50	0,61	1,84	16,21	0,66
	0,70	90	-40	1,12	3,64	13,26	1,38

	0,70	90	-30	2,44	7,48	11,79	2,95
	0,70	90	-17	7,89	13,93	23,57	8,91
	0,70	90	-7	21,80	17,77	184,16	25,42
	0,70	90	0	38,15	22,94	418,40	44,75
	0,70	90	10	23,68	15,62	197,42	25,62
	0,70	90	14	13,40	11,01	73,66	12,97
	0,70	90	30	3,57	4,92	11,79	2,10
	0,70	90	40	1,43	2,36	17,68	0,92
	0,70	90	50	0,56	1,48	13,26	0,52
	0,70	90	60	0,56	0,87	14,73	0,59
	0,70	90	69	0,76	0,67	11,79	0,72
	0,70	90	81	0,61	0,46	10,31	0,52
	0,70	90	90	0,56	0,46	10,31	0,66
	0,70	90	100	0,41	0,46	16,21	0,52
	0,70	90	110	0,71	0,46	11,79	0,59
	0,70	90	120	0,61	0,46	11,79	0,46
	0,70	90	129	0,56	0,56	13,26	0,52
	0,70	90	142	0,46	0,51	16,21	0,39
	0,70	90	154	0,61	0,56	8,84	0,33
	0,70	100	-96	0,56	0,56	16,21	0,59
29/10/01	0,70	100	-89	0,51	0,51	11,79	0,52
	0,70	100	-79	0,46	0,61	16,21	0,59
	0,70	100	-66	0,76	0,82	11,79	0,79
	0,70	100	-58	0,61	1,18	11,79	0,52
	0,70	100	-48	0,81	2,10	11,79	0,98
	0,70	100	-30	1,32	4,66	16,21	1,57
	0,70	100	-18	3,11	9,16	19,15	3,54
	0,70	100	-5	8,91	16,08	30,94	10,48
	0,70	100	0	34,23	23,24	330,01	40,55
	0,70	100	10	43,50	25,40	461,13	51,17
	0,70	100	22	29,39	18,28	268,13	33,22
	0,70	100	32	9,22	9,63	27,99	6,94
	0,70	100	41	2,85	4,51	11,79	1,70
	0,70	100	48	1,38	2,82	11,79	0,66
	0,70	100	60	0,71	1,38	11,79	0,52
	0,70	100	68	0,66	0,82	11,79	0,46
	0,70	100	81	0,56	0,82	11,79	0,52
	0,70	100	90	0,56	0,56	13,26	0,52
	0,70	100	98	0,66	0,46	13,26	0,46
	0,70	100	108	0,66	0,46	17,68	0,59
	0,70	100	111	0,56	0,46	14,73	0,59
	0,70	100	135	0,36	0,51	10,31	0,39
	0,70	100	143	0,46	0,41	11,79	0,52
	0,70	100	150	0,61	0,41	16,21	0,39

Tabela 6: Leituras de tensões verticais sob carga estática (CAP; N=61941)

Data	Pressão (MPa)	Carga(kN)	Distância (cm)	σ_{vSL} (kPa)		
				$z = 35$ cm	σ_{vBG} (kPa)	σ_{vBG} (kPa)
14/12/01	0,56	82	-104	1,02	26,52	0,92
	0,56	82	-77	0,66	10,31	0,52
	0,56	82	-67	1,27	11,79	0,85
	0,56	82	-41	1,78	17,68	1,51
	0,56	82	-30	31,32	285,81	32,17
	0,56	82	-18	9,37	88,40	8,65
	0,56	82	-7	25,01	172,37	25,55
	0,56	82	0	34,28	309,38	35,18
	0,56	82	5	29,49	247,51	28,11
	0,56	82	16	10,03	17,68	6,81
	0,56	82	30	3,67	11,79	1,70
	0,56	82	40	2,14	13,26	1,05
	0,56	82	53	0,87	10,31	0,72
	0,56	82	60	1,32	17,68	0,92
	0,56	82	70	0,81	13,26	0,66
	0,56	82	80	0,81	11,79	0,72
	0,56	82	90	0,97	10,31	0,92
	0,56	82	101	0,81	8,84	0,59
	0,56	82	111	1,22	22,10	1,11
	0,56	82	121	0,71	11,79	0,46
0,56	82	130	1,12	13,26	0,79	
0,56	82	145	1,27	11,79	0,52	
14/12/01	0,56	90	-92	1,17	11,79	0,85
	0,56	90	-72	0,81	13,26	0,79
	0,56	90	-61	0,97	7,37	0,79
	0,56	90	-42	1,73	11,79	1,51
	0,56	90	-32	3,31	11,79	2,69
	0,56	90	-17	8,86	16,21	7,99
	0,56	90	-8	22,36	151,74	22,86
	0,56	90	0	32,09	291,70	32,76
	0,56	90	12	13,34	30,94	10,42
	0,56	90	24	6,98	17,68	3,80
	0,56	90	33	3,46	14,73	1,83
	0,56	90	40	2,09	14,73	1,05
	0,56	90	53	1,48	20,63	1,44
	0,56	90	64	1,12	11,79	0,66
	0,56	90	70	0,97	13,26	0,66
	0,56	90	86	1,02	16,21	0,92
	0,56	90	94	0,92	8,84	0,72
	0,56	90	99	0,97	16,21	0,79
	0,56	90	108	0,92	10,31	0,52
	0,56	90	128	0,87	11,79	0,92
0,56	90	141	0,92	16,21	0,85	
14/12/01	0,56	100	-100	1,12	11,79	0,79
	0,56	100	-90	1,12	17,68	0,79
	0,56	100	-78	1,02	14,73	0,92
	0,56	100	-62	1,22	17,68	1,05
	0,56	100	-59	1,94	14,73	1,70
	0,56	100	-33	6,42	14,73	5,44
	0,56	100	-10	14,31	54,51	14,09
	0,56	100	0	33,72	309,38	34,13

	0,56	100	6	24,09	170,90	23,19
	0,56	100	11	12,94	38,30	9,96
	0,56	100	31	3,46	8,84	1,51
	0,56	100	39	1,88	10,31	1,38
	0,56	100	50	0,92	10,31	0,98
	0,56	100	60	0,92	11,79	0,66
	0,56	100	69	0,71	16,21	0,66
	0,56	100	79	1,07	13,26	0,79
	0,56	100	90	0,76	11,79	0,85
	0,56	100	99	0,97	11,79	0,52
	0,56	100	109	0,81	13,26	0,66
	0,56	100	122	0,92	10,31	0,85
	0,56	100	133	0,97	10,31	0,72
	0,56	100	146	0,87	13,26	0,79
14/12/01	0,63	82	-95	1,43	16,21	0,79
	0,63	82	-75	0,92	8,84	0,52
	0,63	82	-60	0,81	8,84	0,66
	0,63	82	-43	1,83	13,26	1,70
	0,63	82	-31	4,02	11,79	3,34
	0,63	82	-20	8,00	14,73	7,01
	0,63	82	-6	25,72	185,63	25,81
	0,63	82	0	36,67	313,80	36,43
	0,63	82	8	24,24	142,91	22,93
	0,63	82	22	7,74	13,26	4,32
	0,63	82	44	1,63	13,26	0,98
	0,63	82	52	1,27	16,21	0,79
	0,63	82	62	1,02	8,84	0,46
	0,63	82	70	0,97	14,73	0,92
	0,63	82	79	0,81	10,31	0,33
	0,63	82	91	0,81	8,84	0,52
	0,63	82	100	0,87	11,79	0,66
	0,63	82	110	1,02	14,73	0,59
	0,63	82	120	0,66	13,26	0,59
	0,63	82	131	0,81	10,31	0,46
	0,63	82	143	0,97	14,73	0,72
14/12/01	0,63	90	-95	1,02	14,73	1,05
	0,63	90	-78	1,12	20,63	1,05
	0,63	90	-65	1,17	19,15	0,98
	0,63	90	-45	1,43	13,26	1,18
	0,63	90	-37	2,70	16,21	2,16
	0,63	90	-28	6,21	10,31	4,65
	0,63	90	0	37,44	340,32	37,47
	0,63	90	8	24,24	135,54	23,19
	0,63	90	20	8,61	11,79	5,11
	0,63	90	30	3,62	11,79	1,70
	0,63	90	40	1,83	16,21	1,05
	0,63	90	50	1,22	10,31	0,72
	0,63	90	62	0,97	17,68	0,66
	0,63	90	70	1,27	22,10	0,98
	0,63	90	80	1,22	20,63	1,05
	0,63	90	90	0,92	10,31	0,59
	0,63	90	96	1,02	17,68	1,18
	0,63	90	112	1,17	17,68	0,98
	0,63	90	120	0,81	14,73	0,92

	0,63	90	129	0,92	14,73	0,98
	0,63	90	144	0,81	14,73	0,66
14/12/01	0,63	100	-96	1,27	23,57	1,24
	0,63	100	-78	1,02	10,31	0,66
	0,63	100	-61	1,02	13,26	0,66
	0,63	100	-52	1,94	19,15	1,38
	0,63	100	-42	3,72	14,73	2,88
	0,63	100	-32	7,03	14,73	6,35
	0,63	100	-22	19,97	106,07	19,92
	0,63	100	-8	35,50	318,22	36,23
	0,63	100	0	14,67	45,67	12,45
	0,63	100	10	15,99	16,21	3,60
	0,63	100	22	3,26	7,37	1,44
	0,63	100	30	1,53	10,31	0,92
	0,63	100	41	1,17	16,21	0,79
	0,63	100	50	0,76	11,79	0,72
	0,63	100	62	1,27	23,57	1,05
	0,63	100	70	0,97	16,21	0,39
	0,63	100	79	0,81	10,31	0,79
	0,63	100	90	0,81	10,31	0,59
	0,63	100	103	0,81	13,26	0,72
	0,63	100	113	1,38	16,21	0,79
0,63	100	121	0,71	13,26	0,52	
0,63	100	130	0,87	11,79	0,92	
14/12/01	0,70	82	-95	0,00	0,00	0,00
	0,70	82	-79	0,81	10,31	0,46
	0,70	82	-61	1,27	14,73	0,92
	0,70	82	-51	1,53	13,26	1,44
	0,70	82	-28	4,84	13,26	3,73
	0,70	82	-23	6,21	11,79	5,18
	0,70	82	-10	29,75	210,67	29,68
	0,70	82	0	39,73	359,47	40,68
	0,70	82	9	16,45	44,20	13,69
	0,70	82	19	7,54	8,84	5,04
	0,70	82	32	2,75	13,26	1,18
	0,70	82	39	1,68	13,26	0,92
	0,70	82	58	1,07	10,31	0,46
	0,70	82	78	1,12	16,21	0,92
	0,70	82	98	1,32	16,21	1,11
	0,70	82	109	1,02	14,73	0,98
	0,70	82	120	1,02	19,15	0,98
	0,70	82	131	0,97	11,79	0,52
	0,70	82		0,00	0,00	0,00
	14/12/01	0,70	90	-96	1,43	22,10
0,70		90	-77	1,17	14,73	0,66
0,70		90	-63	1,02	22,10	1,05
0,70		90	-54	1,78	13,26	1,51
0,70		90	-37	3,36	13,26	2,75
0,70		90	-21	8,30	11,79	7,14
0,70		90	-14	33,57	265,19	33,48
0,70		90	0	39,63	353,58	40,49
0,70		90	10	23,33	110,49	21,29
0,70		90	19	10,95	17,68	7,01
0,70	90	30	4,53	11,79	2,16	

	0,70	90	41	1,58	11,79	0,92
	0,70	90	61	0,92	13,26	0,72
	0,70	90	73	0,92	8,84	0,79
	0,70	90	81	0,76	11,79	0,46
	0,70	90	92	1,43	22,10	0,92
	0,70	90	100	0,97	10,31	0,46
	0,70	90	112	0,97	14,73	0,79
	0,70	90	123	0,81	11,79	0,59
	0,70	90	134	0,71	10,31	0,52
	0,70	90	142	0,87	13,26	0,72
	<hr/>					
	0,70	100	-99	1,38	19,15	1,05
14/12/01	0,70	100	-80	1,12	14,73	0,72
	0,70	100	-57	0,97	10,31	0,59
	0,70	100	-40	2,04	13,26	1,44
	0,70	100	-31	16,66	137,01	16,51
	0,70	100	-5	35,91	321,17	36,62
	0,70	100	0	41,92	384,52	42,45
	0,70	100	8	25,72	165,00	24,57
	0,70	100	16	12,68	27,99	8,58
	0,70	100	30	4,13	13,26	1,97
	0,70	100	40	1,78	17,68	0,85
	0,70	100	50	0,66	13,26	0,59
	0,70	100	59	0,92	11,79	0,92
	0,70	100	67	1,12	17,68	0,79
	0,70	100	80	1,02	16,21	0,92
	0,70	100	91	1,17	17,68	0,92
	0,70	100	99	0,87	10,31	0,59
	0,70	100	110	0,81	10,31	0,66
	0,70	100	120	0,97	8,84	0,79
	0,70	100	130	0,97	14,73	0,46
	0,70	100	141	0,97	13,26	0,46

Tabela 7: Leituras de tensões verticais sob carga estática (CAP; N=148302)

Data	Pressão (MPa)	Carga(kN)	Distância (cm)	σ_{VSL} (kPa)		
				$z = 45$ cm	σ_{VBG} (kPa)	σ_{VBG} (kPa)
19/2/02	0,56	70	-99	1,42	28,77	1,34
	0,56	70	-76	1,34	24,46	1,25
	0,56	70	-59	1,62	31,65	1,15
	0,56	70	-40	3,76	29,49	2,53
	0,56	70	-12	21,91	66,18	19,23
	0,56	70	-6	34,12	229,53	33,05
	0,56	70	0	38,10	317,93	37,75
	0,56	70	12	14,67	33,81	10,97
	0,56	70	22	7,11	30,22	3,68
	0,56	70	44	1,44	21,58	0,86
	0,56	70	62	1,12	13,67	0,61
	0,56	70	81	1,19	27,33	1,34
19/2/02	0,56	70	102	1,72	27,33	1,34
	0,56	70	120	1,62	26,62	1,15
	0,56	70	141	1,44	25,18	1,18
	0,56	70	163	1,62	25,90	1,31
19/2/02	0,56	82	-99	2,56	38,85	1,76
	0,56	82	-77	1,87	27,33	1,25
	0,56	82	-58	2,54	56,82	2,44
	0,56	82	-38	3,33	10,78	2,33
	0,56	82	-18	12,86	171,93	11,55
	0,56	82	-6	31,31	188,13	30,10
	0,56	82	0	34,47	290,67	33,98
	0,56	82	10	20,44	58,99	18,01
	0,56	82	19	9,03	12,94	5,53
	0,56	82	44	0,94	13,55	0,60
	0,56	82	62	1,07	12,94	0,58
	0,56	82	81	0,97	17,25	0,77
	0,56	82	100	0,90	15,10	0,54
	0,56	82	121	0,65	12,23	0,54
	0,56	82	147	0,85	11,49	0,48
	19/2/02	0,56	82	166	0,70	16,54
19/2/02	0,56	90	-98	1,17	14,38	0,70
	0,56	90	-77	0,97	10,06	0,70
	0,56	90	-56	1,17	13,66	0,74
	0,56	90	-39	3,51	13,67	2,18
	0,56	90	-19	12,01	18,71	10,33
	0,56	90	-9	26,76	135,24	26,20
	0,56	90	0	34,79	274,76	34,00
	0,56	90	17	11,34	18,71	7,29
	0,56	90	31	3,63	11,49	1,54
	0,56	90	48	0,92	15,10	0,64
	0,56	90	67	0,94	12,94	0,61
	0,56	90	80	0,85	14,39	0,83
	0,56	90	100	0,90	11,51	0,74
	0,56	90	121	0,77	12,94	0,70
	0,56	90	144	0,94	11,49	0,99
	0,56	90	169	0,80	15,82	0,58
19/2/02	0,56	100	-95	1,09	12,23	0,74
	0,56	100	-74	0,80	11,49	0,64
	0,56	100	-67	0,99	15,82	0,58

0,56	100	-40	2,91	12,23	2,02
0,56	100	-12	36,56	38,13	12,96
0,56	100	-5	33,52	243,82	32,82
0,56	100	0	35,12	280,51	34,23
0,56	100	10	19,27	74,09	16,38
0,56	100	25	6,71	13,67	3,17
0,56	100	45	1,02	12,94	0,48
0,56	100	63	0,75	12,23	0,67
0,56	100	81	0,75	16,54	0,70
0,56	100	100	0,99	13,67	0,64
0,56	100	127	0,62	10,07	0,67
0,56	100	146	0,90	15,82	0,70
0,56	100	171	0,77	14,39	0,51

Tabela 8: Leitura de tensões verticais sob carregamento dinâmico (CAP N = 13 100)

célula		620860015		620860020		710350002		620740007		
Dinâmico (3 passadas)										
Alimentação (volts)		7,5		7,5		3		7,5		
Ganho		500		500		810		810		
Profundidade (cm)		Z = 55 cm		Z = 45 cm		Z = 5 cm		Interface base/CBUQ Z = 20 cm		
Data	Pressão (MPa)	Carga (kN)	Canal 3	$\sigma_{vSL\ max}$ (kPa)	Canal 4	$\sigma_{vSL\ max}$ (kPa)	Canal 7	$\sigma_{vBG\ max}$ (kPa)	Canal 8	$\sigma_{vBG\ max}$ (kPa)
			581,76		374,92		244,21		555,72	
10/29/01	5,66	82		0,2963098		0,191959		3,5978263		0,3640766
			660,63		417,16		266		619,24	
10/29/01	5,66	90		0,3364809		0,2135859		3,9188477		0,4056914
			732,89		456,47		294,68		694,04	
10/29/01	5,66	100		0,3732853		0,2337126		4,3413761		0,4546962
			590,22		386,83		231,9		558,84	
10/29/01	6,1	82		0,3006187		0,198057		3,4164691		0,3661207
			689,85		433,18		279,7		647,62	
10/29/01	6,1	90		0,3513636		0,2217882		4,1206831		0,4242844
			736,84		461,78		285,48		690,59	
10/29/01	6,1	100		0,3752972		0,2364314		4,205837		0,4524359
			518,48		360,12		216,84		505,01	
10/29/01	7,0	82		0,2640791		0,1843814		3,1945975		0,3308543
			624,54		407,19		262,3		591,55	

10/29/01	7,0	90		0,318099		0,2084813		3,8643374		0,3875505
			682,44		436,4		289,56		657,92	
10/29/01	7,0	100		0,3475894		0,2234368		4,2659457		0,4310324

Tabela 9: Leitura de tensões verticais sob carregamento dinâmico (CAP-20; N = 61 941)

Célula	620860015		710350002		620740007			
Dinâmico (3 passadas)								
Alimentação (volts)	7,5		3		7,5			
Ganho	500		810		810			
Profundidade (cm)	45,00		5,00		20,00			
Data	Pressão (MPa)	Carga (kN)	Canal 10	$\sigma_{vSL \max}$ (kPa)	Canal 7	$\sigma_{vBG \max}$ (kPa)	Canal 8	$\sigma_{vBG \max}$ (kPa)
			580,97		178,27		463,61	
12/14/01	5,66	82		0,2959074		2,6263646		0,3037313
			583,97		174,79		462,38	
12/14/01	5,66	90		0,2974354		2,5750955		0,3029255
			605,36		177,33		472,96	
12/14/01	5,66	100		0,30833		2,612516		0,3098569
			645,77		203,11		515,89	
12/14/01	6,1	82		0,3289122		2,9923202		0,3379823
			620,14		195,92		499,12	
12/14/01	6,1	90		0,315858		2,8863934		0,3269955
			626,47		164,54		497,55	
12/14/01	6,1	100		0,3190821		2,4240872		0,3259669
			658,28		189,69		514,33	
12/14/01	7,0	82		0,3352839		2,7946099		0,3369602
			685,41		206,08		545,85	

12/14/01	7,0	90	0,3491022	3,0360757	0,3576104
			673,95	210,27	531,51
12/14/01	7,0	100	0,3432652	3,0978049	0,3482156

Tabela 10: Tensão horizontal medida na interface base/subleito (SBS)

Data	Carga (kN)	N	Tensão horizontal (kPa x 100)
11/7/01	82	3,95E+03	1,51
16/7/01	82	8,57E+03	1,64
17/7/01	82	1,05E+04	1,52
18/7/01	82	1,44E+04	1,63
20/7/01	82	1,93E+04	1,80
24/7/01	82	2,36E+04	1,41
30/7/01	82	3,40E+04	1,64
7/8/01	82	5,05E+04	1,83
13/8/01	82	6,08E+04	1,91
23/8/01	82	8,20E+04	1,98
29/8/01	82	9,37E+04	2,14
5/9/01	82	1,07E+05	2,19
11/9/01	82	1,16E+05	2,30
17/9/01	82	1,25E+05	1,93
24/9/01	82	1,35E+05	2,46
4/10/01	82	1,46E+05	2,19
10/10/01	82	1,57E+05	2,35
15/10/01	82	1,63E+05	2,08

Tabela 11: Deformação vertical no subleito (SBS; N= 61661; Pressão dos pneus = 0,56 MPa)

Nível de carga (kN)					
31		41		60	
Distância (cm)	ϵ_V ($\mu strain$)	Distância (cm)	ϵ_V ($\mu strain$)	Distância (cm)	ϵ_V ($\mu strain$)
-84	2,40E+01	-84	2,13E+01	-87	2,13E+01
-79	1,47E+01	-79	1,87E+01	-82	2,13E+01
-70	3,33E+01	-74	2,13E+01	-77	2,13E+01
-61	2,27E+01	-66	2,80E+01	-74	2,13E+01
-47	3,07E+01	-59	3,20E+01	-66	4,00E+01
-41	4,67E+01	-49	4,80E+01	-50	7,60E+01
-29	1,20E+02	-41	6,40E+01	-42	1,55E+02
-20	2,55E+02	-29	1,53E+02	-31	3,43E+02
-13	4,77E+02	-18	3,99E+02	-21	1,04E+03
-6	8,13E+02	-7	9,52E+02	-8	1,98E+03
0	1,31E+03	0	1,71E+03	0	1,84E+03
8	1,54E+03	10	1,87E+03	9	2,04E+03
22	1,50E+03	20	1,89E+03	19	1,51E+03
31	1,19E+03	28	1,32E+03	27	6,92E+02
44	5,04E+02	43	6,31E+02	43	3,00E+02
51	2,57E+02	50	3,24E+02	52	1,20E+02
61	8,40E+01	60	1,04E+02	59	3,47E+01
69	3,07E+01	69	4,80E+01	70	2,93E+01
78	1,47E+01	79	2,53E+01	78	1,87E+01
88	2,00E+01	86	1,73E+01	88	3,60E+01
95	3,07E+01	100	3,20E+01	97	-

Tabela 12: Deformações verticais no subleito (SBS; N = 162 693)

Distância (cm)	Pressão de inflacao dos pneus (MPa)	Carga (kN)	ε_v ($\mu strain$)
-7	0,56	41	1,355E+03
0	0,56	41	2,259E+03
12	0,56	41	1,805E+03
-7	0,56	45	1,472E+03
0	0,56	45	2,273E+03
14	0,56	45	1,885E+03
-8	0,56	50	1,445E+03
0	0,56	50	2,276E+03
12	0,56	50	1,983E+03
-8	0,63	41	1,305E+03
0	0,63	41	2,204E+03
10	0,63	41	1,928E+03
-10	0,63	45	1,275E+03
0	0,63	45	2,193E+03
16	0,63	45	1,787E+03
-6	0,63	50	1,523E+03
0	0,63	50	2,421E+03
9	0,63	50	2,220E+03
-8	0,70	41	1,381E+03
0	0,70	41	2,409E+03
9	0,70	41	2,192E+03
-8	0,70	45	1,416E+03
0	0,70	45	2,579E+03
10	0,70	45	2,195E+03
-6	0,70	50	1,569E+03
0	0,70	50	2,388E+03
13	0,70	50	2,152E+03

Tabela 13: Deformação vertical no subleito sob carga dinâmica (SBS)

Data	N	PIS2	$N_{méd}$	ε ($\mu strain$)	$\varepsilon_{máx}$ ($\mu strain$)
16/7/01	8783	1234	8788	1645,33	1993,33
	8784	971,5		1295,33	
	8785	597,2		796,27	
	8786	1259		1678,67	
	8787	1495		1993,33	
	8788	994,8		1326,40	
	8789	1112		1482,67	
	8790	1171		1561,33	
	8791	1035		1380,00	
	8792	1103		1470,67	
	8793	1308		1744,00	
	8794	692,1		922,80	
	17/7/01	10549		1077	
10550		1235	1646,67		
10551		1436	1914,67		
10552		843,8	1125,07		
10553		927	1236,00		
10554		1085	1446,67		
10555		1193	1590,67		
10556		1034	1378,67		
18/7/01	14445	1321	14449	1761,33	1761,33
	14446	1279		1705,33	
	14447	1107		1476,00	
	14448	1053		1404,00	
	14449	859,4		1145,87	
	14450	781		1041,33	
	14451	756,4		1008,53	
	14452	727,5		970,00	
	14453	1178		1570,67	
	20/7/01	19310		1552	
19311		1182	1576,00		
19312		948,2	1264,27		
19313		888,6	1184,80		
19314		899,5	1199,33		
19315		1103	1470,67		
19316		1293	1724,00		
19317		1025	1366,67		
24/7/01	19318	1097	24451	1462,67	1718,67
	24447	480		640,00	
	24448	1045		1393,33	
	24449	861,3		1148,40	
	24450	1289		1718,67	
	24451	891		1188,00	
	24452	896,4		1195,20	
	24453	1188		1584,00	
24454	729,3	972,40			

	24455	762,2		1016,27	
27/7/01	34109	910,3		1213,73	
	34110	980,5		1307,33	
	34111	738,8		985,07	
	34112	1280		1706,67	
	34113	1178	34113	1570,67	1706,67
	34114	1179		1572,00	
	34115	1278		1704,00	
	34116	1241		1654,67	
	34117	755,7		1007,60	
30/7/01	44399	762		1016,00	
	44340	1255		1673,33	
	44281	742,7		990,27	
	44222	824,1		1098,80	
	44163	1147	44163	1529,33	1673,33
	44104	1196		1594,67	
	44045	1173		1564,00	
	43986	663,8		885,07	
	43927	1167		1556,00	
7/8/01	50498	658,1		877,47	
	50499	1265		1686,67	
	50500	862,3		1149,73	
	50501	870,6		1160,80	
	50502	977,5	50502	1303,33	1686,67
	50503	1050		1400,00	
	50504	1199		1598,67	
	50505	1168		1557,33	
	50506	935,5		1247,33	
13/8/01	60872	1254		1672,00	
	60873	1287		1716,00	
	60874	1234		1645,33	
	60875	1095		1460,00	
	60876	1200	60876	1600,00	1716,00
	60877	1268		1690,67	
	60878	927,5		1236,67	
	60879	609,6		812,80	
	60880	805,4		1073,87	
23/8/01	81980	1260		1680,00	
	81981	1010		1346,67	
	81982	1097		1462,67	
	81983	298,8		398,40	
	81984	1090	81984	1453,33	1680,00
	81985	681,4		908,53	
	81986	1209		1612,00	
	81987	1081		1441,33	
	81988	1226		1634,67	
29/8/01	94287	330		440,00	
	94288	1165		1553,33	
	94289	1218		1624,00	
	94290	798,1		1064,13	

	94291	943,1	94291	1257,47	1769,33
	94292	1327		1769,33	
	94293	1255		1673,33	
	94294	719,1		958,80	
	94295	813,8		1085,07	
5/9/01	107166	1176		1568,00	
	107167	937,2		1249,60	
	107168	1230		1640,00	
	107169	847,6		1130,13	
	107170	906,9	107170	1209,20	1914,67
	107171	1436		1914,67	
	107172	1211		1614,67	
	107173	848,9		1131,87	
	107174	927,9		1237,20	
11/9/01	115565	1318		1757,33	
	115566	1339		1785,33	
	115567	999,2		1332,27	
	115568	1121		1494,67	
	115569	1110	115569	1480,00	1785,33
	115570	850,2		1133,60	
	115571	787,1		1049,47	
	115572	561,2		748,27	
	115573	977,3		1303,07	
17/9/01	125000	843,4		1124,53	
	125001	1149		1532,00	
	125002	862,2		1149,60	
	125003	974		1298,67	
	125004	1269	125004	1692,00	1692,00
	125005	1120		1493,33	
	125006	1161		1548,00	
	125007	1255		1673,33	
	125008	1199		1598,67	
24/9/01	134700	1356		1808,00	
	134701	1180		1573,33	
	134702	924,3		1232,40	
	134703	1234		1645,33	
	134704	705,3	134704	940,40	1808,00
	134705	1315		1753,33	
	134706	598,4		797,87	
	134707	1283		1710,67	
	134708	1157		1542,67	
4/10/01	145886	350,9		467,87	
	145887	2444		3258,67	
	145888	2415		3220,00	
	145889	2353		3137,33	
	145890	2750	145890	3666,67	3666,67
	145891	2704		3605,33	
	145892	1542		2056,00	
	145893	2095		2793,33	
	145894	2063		2750,67	

10/10/01	157277	1328		1770,67	
	157278	912		1216,00	
	157279	1014		1352,00	
	157280	1527		2036,00	
	157281	1486	157281	1981,33	2036,00
	157282	846,3		1128,40	
	157283	1309		1745,33	
	157284	1376		1834,67	
	157285	568,7		758,27	

Tabela 14: Deformação vertical sob carga dinâmica no subleito (CAP)

Data	N	$\epsilon_{v\max}$ ($\mu strain$)	$\epsilon_{v\max}$ ($\mu strain$)
26/10/01	10603	74,38667	69,90667
19/11/01	16666	83,21333	153,8
23/11/01	23360	75,49333	96,77333
27/11/01	28534	76,06667	94,37333
3/12/01	40158	56,36	66,94667
11/12/01	53508	65,68	DEFEITO
17/12/01	65308	65,18667	
21/12/01	73864	74,12	
7/1/02	91992	66,77333	
11/1/02	100319	65,41333	
14/1/02	102994	79,06667	
18/1/02	111552	60,17333	
25/1/02	121359	71,57333	
4/2/02	136954	60,30667	
18/2/02	147239	68,12	
22/2/02	153353	30,82667	
1/3/02	162222	76,98667	
15/3/02	178898	74,2	
20/3/02	182190	79,06667	
25/3/02	185125	73,97333	
1/4/02	189559	58,97333	
5/4/02	200990	122,6133	
10/4/02	210005	15,61333	
19/4/02	224330	55,25333	

Tabela 15: Deformação vertical no subleito (CAP; N = 13 100)

Data	Temperatura(ar / CBUQ)	Pressão (MPa)	Carga (kN)	$\epsilon_{vm\acute{a}x.}$ ($\mu strain$)	$\epsilon_{vm\acute{a}x.}$ ($\mu strain$)
	24 32,2	5,66	82	84,73333	77,12
29/10/01	23,4 31,5	5,66	90	92,01333	86,58667
	23,9 31,1	5,66	100	85,69333	97,10667
	29,6 36,2	6,1	82	84,52	86,70667
29/10/01	29,2 34,9	6,1	90	75,36	92,76
	27,7 33,4	6,1	100	91,57333	95,82667
	29,9 34,7	7,0	82	77,05333	74,98667
29/10/01	28,4 36,3	7,0	90	99,01333	90,52
	28,4 36,5	7,0	100	85,53333	92,22667

Tabela 16: Deformação vertical no subleito (CAP; N = 61 941)

Data	Temperatura(ar / CBUQ)	Pressão (MPa)	Carga (kN)	$\epsilon_{vm\acute{a}x.}$ ($\mu strain$)
	24,8 30,8	5,66	82	55,46667
14/12/01	25 31,1	5,66	90	61,57333
	25,1 30,8	5,66	100	63,61333
	24,6 29,4	6,1	82	74,36
14/12/01	24,6 30	6,1	90	55,05333
	30,1	6,1	100	59,33333
	24,3 29,4	7,0	82	68,34667
14/12/01	24,3 29,1	7,0	90	61,77333
	24,1 29,4	7,0	100	72,97333

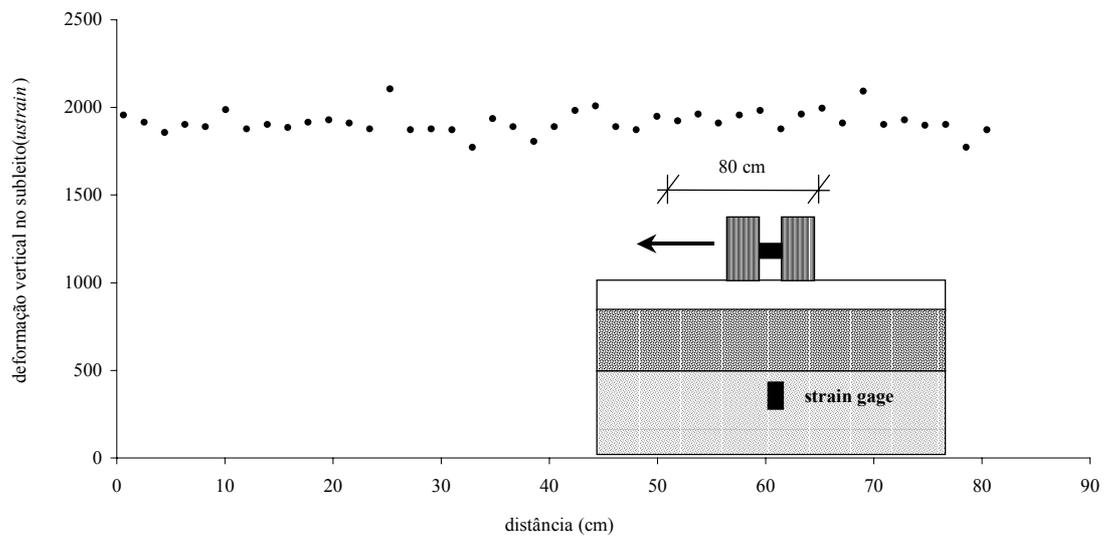


Figura 1: Efeito da posição transversal do trem de cargas na deformação vertical medida no subleito

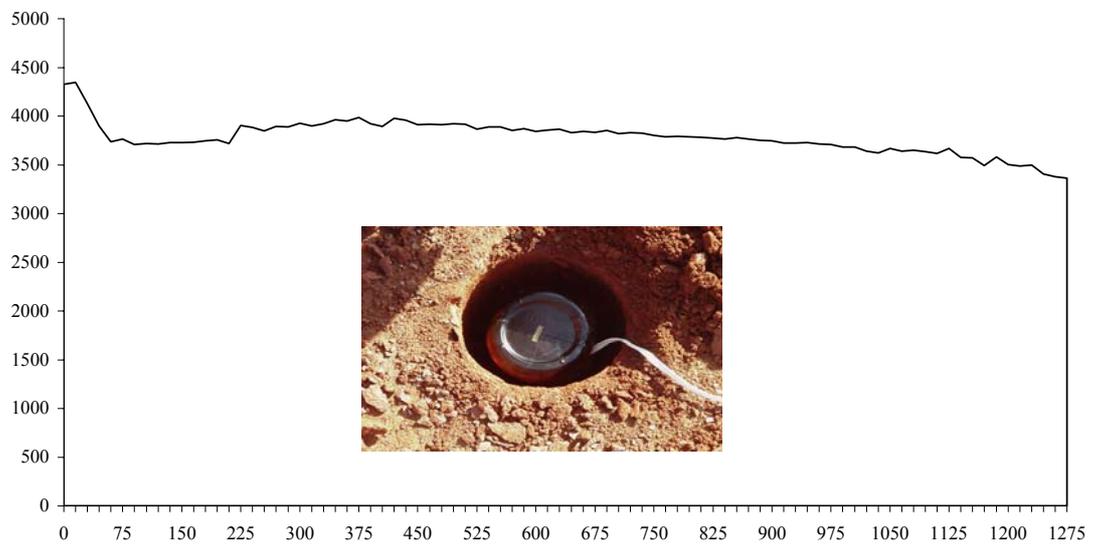


Figura 2: Teste de estabilidade das leituras dos *strain gages* no campo (leitura versus tempo)

Tabela 17: Deformação horizontal (SBS)

Data	Leitura	N	Carga (kN)	Pressão (MPa)	N _{méd}	ϵ ($\mu strain$)	ϵ_{\max} ($\mu strain$)	ϵ_{\min} ($\mu strain$)
7/24/01	1	24447	41	0,56		452.73		
	2	24448	41	0,56		293.47		
	3	24449	41	0,56		268.93		
	4	24450	41	0,56		-		
	5	24451	41	0,56	24451	502.53	502.53	268.93
	6	24452	41	0,56		378.80		
	7	24453	41	0,56		328.67		
	8	24454	41	0,56		-		
	9	24455	41	0,56		474.93		
7/27/01	10	31064	41	0,56		317.33		
	11	31065	41	0,56		495.07		
	12	31066	41	0,56		141.07		
	13	31067	41	0,56		244.40		
	14	31068	41	0,56	31068	572.00	572.00	141.07
	15	31069	41	0,56		308.80		
	16	31070	41	0,56		412.53		
	17	31071	41	0,56		394.13		
	18	31072	41	0,56		525.07		
7/30/01	19	34109	41	0,56		416.40		
	20	34110	41	0,56		405.20		
	21	34111	41	0,56		240.00		
	22	34112	41	0,56		495.47		
	23	34113	41	0,56	34113	509.47	509.47	100.43
	24	34114	41	0,56		284.00		
	25	34115	41	0,56		133.47		
	26	34116	41	0,56		100.43		
	27	34117	41	0,56		123.97		
8/3/01	28	44399	41	0,56		125.28		
	29	44400	41	0,56		289.47		
	30	44401	41	0,56		239.47		

	31	44402	41	0,56		235.47		
	32	44403	41	0,56	44403	93.01	330.80	93.01
	33	44404	41	0,56		195.33		
	34	44405	41	0,56		193.87		
	35	44406	41	0,56		270.93		
	36	44407	41	0,56		330.80		
8/7/01	37	50507	41	0,56		171.87		
	38	50508	41	0,56		356.00		
	39	50509	41	0,56		532.27		
	40	50510	41	0,56		370.67		
	41	50511	41	0,56	50511	425.87	532.27	171.87
	42	50512	41	0,56		524.40		
	43	50513	41	0,56		191.60		
	44	50514	41	0,56		513.20		
	45	50515	41	0,56		380.93		
8/13/01	46	60872	41	0,56		340.13		
	47	60873	41	0,56		424.00		
	48	60874	41	0,56		414.13		
	49	60875	41	0,56		240.93		
	50	60876	41	0,56	60876	95.55	424.00	91.69
	51	60877	41	0,56		326.00		
	52	60878	41	0,56		211.87		
	53	60879	41	0,56		231.47		
	54	60880	41	0,56		91.69		
8/23/01	55	81980	41	0,56		1938.67		
	56	81981	41	0,56		133.28		
	57	81982	41	0,56		139.60		
	58	81983	41	0,56		302.40		
	59	81984	41	0,56	81984	278.13	1938.67	133.28
	60	81985	41	0,56		327.47		
	61	81986	41	0,56		168.00		
	62	81987	41	0,56		305.20		
	63	81988	41	0,56		399.33		

Tabela 18: Deformações horizontais medidas (CAP)

Data	T _{ar} (C)	T _{CBUQ-3cm} (C)	N	ε _{dummy+45}	ε _{long.}	ε _{trans.}	ε ₁	ε ₂	Ângulo
10/26/01	23.2	26.4	10600	271.9	-379.8	-140.4	285.2	-805.4	-38.7
			10603	293.9	-390.4	-155.6	305.9	-852.0	-39.1
			10606	291.4	-384.8	-145.4	304.1	-834.2	-38.9
11/19/01	30.4	36.8	16663	221.9	-242.3	-109.6	227.4	-579.3	-40.3
			16666	222.2	-244.9	-111.3	227.8	-583.9	-40.3
			16669	205.4	-252.6	-120.8	210.9	-584.3	-40.2
11/23/01	28.6		23357	264.0	-325.3	-199.6	267.7	-792.6	-41.6
			23360	224.9	-326.7	-216.7	228.0	-771.4	-41.8
			23363	252.0	-336.7	-208.1	255.9	-800.7	-41.5
11/27/01	21.5	22.8	28531	239.0	-288.7	-181.3	242.0	-712.0	-41.8
			28534	224.1	-297.0	-206.1	226.3	-729.4	-42.3
			28537	195.8	-292.4	-207.2	197.8	-697.4	-42.3
12/3/01	23.2	32	40155	236.7	-254.5	-186.9	238.0	-679.4	-42.9
			40158	229.5	-267.0	-204.9	230.6	-702.4	-43.1
			40161	242.0	-303.4	-206.9	244.3	-754.6	-42.2
12/11/01	27.8	36.6	53505	264.3	-276.3	-197.3	265.9	-739.4	-42.7
			53508	258.5	-282.1	-219.5	259.4	-761.0	-43.2
			53511	253.0	-284.5	-197.8	254.9	-737.2	-42.5
12/17/01	27.9	31.9	65391	287.5	-270.0	-167.9	290.0	-727.9	-42.1
				238.3	-262.8	-193.1	239.6	-695.5	-42.9
				268.9	-265.0	-178.2	270.8	-714.0	-42.5
12/21/01	21.8 Chuva	26.8	73855	257.9	-301.3	-208.2	260.0	-769.5	-42.4
			73858	237.6	-316.5	-226.9	239.6	-783.0	-42.5
			73861	258.2	-337.1	-224.2	261.1	-822.4	-42.0
1/2/01	27.5	33.9	85382	254.8	-258.5	-289.7	255.0	-803.2	44.2
			85385	283.8	-260.3	-171.9	285.7	-717.9	-42.5
			85398	242.4	-259.5	-161.0	245.1	-665.5	-41.9
1/7/01	28	32.2	91683	264.6	-277.6	-170.5	267.5	-715.5	-41.9
			91686	240.9	-282.6	-181.7	243.6	-707.9	-42.0
			91689	277.3	-292.1	-175.9	280.6	-748.6	-41.8
1/11/02	24.5	27.2	100161	15.7	-301.1	-218.3	18.8	-538.3	-40.7
			100164	137.5	-308.6	-229.0	139.5	-677.1	-42.2
			100167	44.6	-324.3	-224.5	48.5	-597.3	-40.6
1/11/02	24.5	27.2	100263	252.8	-306.2	-209.3	255.1	-770.6	-42.3
			100266	242.4	-300.5	-215.1	244.3	-759.8	-42.6
			100272	243.7	-306.8	-219.8	245.6	-772.2	-42.6
1/14/02	29.8	32.5	102944	254.4	-275.0	-173.3	257.1	-705.3	-42.0
			102947	277.6	-283.5	-180.9	280.1	-744.5	-42.1
			102950	270.3	-269.1	-162.7	273.2	-705.0	-41.9
1/18/02	24.7	34	111500	230.8	-312.3	-231.5	232.5	-776.2	-42.7
			111503	216.5	-274.8	-234.7	216.9	-726.4	-43.8
			111506	209.9	-275.3	-232.2	210.3	-717.8	-43.7
1/25/02	21.3	23.6	121308	357.4	-308.4	-220.8	358.9	-888.1	-43.0
			121311	235.4	-326.9	-239.0	237.2	-803.1	-42.6
			121315	211.4	-357.7	-246.8	214.4	-818.8	-41.9

			136901	243.2	-213.7	-163.1	243.9	-620.7	-43.3
2/4/02	29.8	35.1	136904	238.6	-213.6	-156.2	239.5	-609.4	-43.1
			136907	276.6	-211.7	-173.6	277.0	-662.3	-43.8
			146184	353.8	-251.4	-222.4	354.0	-827.7	-44.3
2/18/02	26.6	44.2	146187	223.7	-242.0	-210.8	224.0	-676.7	-44.0
			146190	205.4	-227.1	-227.4	205.4	-659.9	45.0
			153301	85.7	-20.6	-16.7	85.7	-122.9	-44.5
2/22/02	29.6	31.4	153304	508.6	-29.0	-35.8	508.6	-573.4	44.8
Carga=10tf			153307	76.2	-33.8	-39.0	76.2	-149.0	44.3
			162162	222.7	-275.1	-208.9	223.9	-707.9	-43.0
3/1/02			162165	296.7	-287.2	-231.0	297.4	-815.5	-43.6
			162174	263.3	-264.3	-255.8	263.3	-783.4	-44.8
			178845	198.4	-211.8	-162.9	199.2	-573.9	-43.2
3/15/02	28.4	41.8	178848	238.5	-214.7	-183.3	238.8	-636.7	-44.0
			178851	208.1	-215.8	-162.5	209.0	-587.3	-43.1
			182141	596.5	-165.6	-150.6	596.5	-912.7	-44.7
3/20/02	24.8	29.5	182144	126.0	-28.5	-18.4	126.1	-173.1	-44.0
			182190	129.7	-27.2	-18.2	129.7	-175.1	-44.2
			185073	236.8	-233.1	0.0	255.5	-488.6	-35.9
3/25/02	27.8	32.1	185076	215.1	-216.5	-545.0	237.4	-998.8	37.3
			185079	207.5	-228.7	0.0	227.2	-455.8	-35.2
			189506	325.9	-305.4		349.7	-655.1	-36.2
4/1/02	18.4	27.7	189509	302.9	-307.6		328.1	-635.8	-35.7
			189512	291.8	-310.3		318.0	-628.3	-35.4
			200937	144.5	-30.2	-25.1	144.5	-199.8	-44.6
4/5/02	28.8	39	200940	172.3	-30.7	-29.4	172.3	-232.4	-44.9
			200943	161.9	-89.1	-80.5	161.9	-331.5	-44.5
			209953	53.9	-14.0	-10.6	53.9	-78.5	-44.3
4/10/02	30.5	35	209956	52.2	-13.4	-11.7	52.2	-77.4	-44.6
			209959	57.5	-13.0	-12.4	57.5	-82.8	-44.9
			224278	227.2	-218.2		244.5	-462.7	-36.0
4/19/02	28.4	27.8	224281	235.8	-217.6		252.5	-470.1	-36.2
			224284	210.2	-227.4		229.6	-456.9	-35.3

Anexo 4: Levantamentos deflectométricos (FWD e Viga Benkelman)

Tabela 1: Bacias medidas com o FWD na Pista 01 (nível de carga = 36 kN ; Tar (°C) = 38 ; Tsup. (°C) = 45)

	seção 01								seção 02								seção 03													
distância (cm)	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14	B15	B16	B17	B18	B19	B20	B21	B22	B23	B24	B25	B26	B27	B28	média	desvio padrão
0	82.6	81.2	88.1	90.7	83.7	85.4	79.8	70.4	70.9	78.5	68.5	68.2	68.3	79.8	70.7	69.8	70	79.4	68.5	68	90.4	86.7	87.7	87.6	88	86.4	90.6	83.3	79.4	8.33
20	48.4	50.2	43.8	48.1	45.1	45	41.7	36.9	36.6	38.4	33.9	33.3	33.3	36.6	35.6	34.4	34.2	42.1	37.1	36.2	36	35.3	34.9	34.5	34.6	33.6	40.4	37.3	38.5	5.05
30	24	22.1	17.1	21.6	22.2	22.3	18.2	18	17.9	17.5	16.9	16.5	16.4	16.1	16.4	16.2	16.1	17.9	17.2	16.8	13.7	15.9	15.6	15.7	15.7	15.3	16.3	17.4	17.6	2.51
45	4.9	4.5	2.6	5.5	8.1	8.3	5.5	7.2	7.6	5.7	7.3	7.3	7.3	5.4	7.2	7.2	7.3	5.2	7.3	7	2.2	6.4	6.5	6.7	6.8	6.7	4.6	6.8	6.3	1.49
65	0.1	0.8	1.3	0.7	4	4.3	2.3	4.5	4.5	2.6	4.4	4.5	4.6	2.7	4.2	4.4	4.4	2	4	3.9	1.8	4.9	5	4.9	4.9	4.9	2.7	4.7	3.5	1.49
90	1.3	3.1	2.7	2.2	3.8	3.9	2.6	3.8	3.7	2.8	3.8	3.6	4.1	2.8	3.3	3.5	3.4	2.6	3.8	3.7	3.1	4.3	4.1	4	4	3.9	3.5	3.9	3.4	0.69
120	2.2	2.8	2.2	2.6	3.1	3.1	2.5	2.7	2.6	2.5	2.9	2.9	2.9	2.2	2.1	2.4	2.3	2.4	2.9	2.9	2.3	3	2.7	2.7	2.6	2.6	2.3	2.6	2.6	0.29

Tabela 2: Bacias medidas com o FWD na Pista 01 (nível de carga = 57 kN; Tar (°C) = 38 ; Tsup. (°C) = 45)

	seção 01								seção 02								seção 03													
distância (cm)	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14	B15	B16	B17	B18	B19	B20	B21	B22	B23	B24	B25	B26	B27	B28	média	desvio padrão
0	112	110.4	119.9	124.9	119.4	120	108.7	100.8	100.6	106.2	98.5	98.4	97.8	108.3	103	100.3	100	105.6	98.9	98.1	126.7	123.8	123.3	123.2	123.5	122.6	127.3	120.7	111.5	10.81
20	66.8	69.2	61.3	67.3	63.8	62.6	59.4	54.6	54.2	55.2	51	50.4	50.4	53.8	54.3	52.4	51.9	58.8	54.7	54	52.2	51.4	51	50.6	51	50.6	60.4	57.5	56.1	5.68
30	34	31.5	25.5	32.1	32	32	28.3	27.7	27.9	27.2	26.4	26	26	25.6	26.3	25.9	25.8	27.6	26.9	26.7	22.2	23.5	23.6	23.6	23.7	23.5	26.4	26.3	26.9	2.99
45	9.2	8.2	5.9	9.9	12.3	12.5	9.5	11.1	11.2	9.7	10.9	11	11.1	9.2	10.8	10.9	11.1	9.1	10.6	10.8	5.8	9.5	10	10.1	10.3	10.4	8.2	10.5	10.0	1.55
65	0.1	2	2.3	2.2	5.1	5.6	3.9	5.8	6.1	4.1	6.1	6.3	6.4	4.4	5.7	6.3	6.3	3.7	5.3	5.7	3.3	6.2	6.7	6.7	6.9	6.9	4.3	6.3	5.0	1.76
90	1.7	3.4	4.3	3.5	5	5.2	3.9	5	5.2	4.3	5.1	5.3	5.4	4.3	4.9	5.2	5.3	4.1	5.1	5.2	5	5.6	5.7	5.6	5.6	5.6	5.1	5.8	4.8	0.89
120	3.3	2.8	3.1	4.1	4.5	4.8	3.9	4	4.1	3.9	4.3	4.2	4.2	3.8	3.7	4.8	4.5	3.9	4.3	4.3	3.7	4	4	4	3.9	4	3.8	4	4.0	0.44

Tabela 3: Bacias medidas com o FWD na Pista 01 (nível de carga = 76 kN ; Tar (°C) = 38 ; Tsup. (°C) = 45)

	seção 01								seção 02								seção 03														
distância (cm)	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14	B15	B16	B17	B18	B19	B20	B21	B22	B23	B24	B25	B26	B27	B28	média	desvio padrão	
0	138	134	149	154	149	149	132	126	125	128	123	123	121	132	128	126	124	129	124	122	156	153	152	151	150	149	159	152	138	13.13	
20	82.7	83.9	75.4	83.9	80.9	79.4	73.9	69.8	68.7	68.5	65.4	64.3	64.3	67.9	69.3	67.3	66.6	73.4	69.6	68.7	66.8	66.4	65.7	64.8	65.3	64.8	78.1	75.8	71.1	6.41	
30	42.9	39	32.2	40.5	40.3	40	36.7	36.2	36.1	35.3	34.3	34.1	33.8	34.1	34.7	34.3	34.3	36.3	35.3	35.2	28.8	30	29.9	29.9	30	30	36.1	34.9	34.8	3.59	
45	13.2	11.9	8.7	13.8	15.1	15.5	13.8	14.9	15.1	13.3	13.9	13.8	14.4	12.9	13.9	14.2	14.4	13.2	14	14.3	9.4	11.5	12.1	12.4	12.7	12.9	12	13.6	13.2	1.57	
65	0.6	3.4	3.5	3.9	5.8	6.4	5.5	6.6	7.1	5.9	7	7.2	7.6	6	6.8	7.3	7.5	5.6	6.5	6.8	5	7.1	7.6	7.7	8	8.1	5.7	7	6.2	1.67	
90	2.9	5.4	5.7	5	5.8	6.2	5.1	5.8	6.1	5.6	6.3	6.6	6.7	5.7	6	6.3	6.4	5.5	6.1	6.3	6.7	7.4	7.2	7.2	7.2	7.2	6.8	7.1	6.2	0.93	
120	4.6	4.4	4.1	5.3	5.6	5.8	5	5.2	5.2	5	5.1	5.3	5.3	5.1	5.1	5.4	5.3	5.2	5.4	5.4	4.9	5.3	5.1	5.2	5.2	5.2	5	5.4	5.1	0.34	

Tabela 4: Bacias medidas com o FWD na Pista 2

ensaio	carga aplicada (kN)	distância (cm)							Tar (°C)	Tsup. (°C)
		0	20	30	45	65	90	120		
1	37	64	38.9	18.2	5.6	3	3.4	2.2	37	46
1	58	90.8	53.4	24.8	8.6	4.3	4.9	3.3	37	46
1	78	112.9	65.9	31.5	11.2	5.5	6	4.5	37	46
2	36	78.4	39.6	17.2	4	1.1	2.9	2.6	36	46
2	58	107.7	56.7	25.5	7	1.8	4	3.7	36	46
2	77	130.8	70.2	32.2	9.6	2.6	5.1	4.9	36	46
3	36	76.1	38.8	16.9	3.9	1.2	3	2.7	37	46
3	57	103.8	54.5	23.6	6	1.3	3.7	3.4	37	46
3	77	127.2	68.1	31.2	8.7	2.2	5	4.9	37	46
4	36	67.4	37.4	16.9	5.5	2.7	3.2	2.4	37	47
4	58	95.3	53.2	25.9	8.8	4	4.6	3.7	37	47
4	78	117.6	66.2	33.5	12	5.3	5.6	4.9	37	47
5	36	77.2	37.2	18.4	5.8	2	2.9	2.6	37	46
5	58	104.4	52.8	25.6	8.7	2.9	3.6	3.5	37	46
5	77	127	65.8	32.9	11.3	3.7	4.3	4.5	37	46
6	36	76.3	39.1	17.6	4.9	1.9	3	2.3	37	46
6	58	104.3	54.9	25.1	7.8	2.6	4.2	3.5	37	46
6	77	126.9	68.3	32.9	10.5	3.8	5.2	4.7	37	46
7	36	71	37.5	15.7	4.5	2.1	3	3	37	48
7	58	97.2	52.9	24.5	8	3.7	4.4	4.4	37	48
7	78	117.9	64.8	31.5	11.6	5.3	5.4	5.2	37	48

Tabela 5: Bacias medidas com o FWD na Pista 3

ensaio	carga aplicada (kN)	distância (cm)							Tar (°C)	Tsup. (°C)
		0	20	30	45	65	90	120		
1	36	80	43.6	20.6	6.4	2.5	3.4	3.5	37	46
1	58	107.3	60.9	30.2	10.4	4.1	5	4.7	37	46
1	76	130.6	74.5	38.7	13.9	5.9	6.5	6.1	37	46
2	36	77.7	45.2	21	5.7	2.3	3.3	3.3	37	46
2	57	106.4	62.5	30.9	9.6	4.1	5.2	4.6	37	46
2	77	131.6	77.3	40.4	14	6.5	7.4	6.5	37	46
3	36	83.3	47.4	25.3	10.1	4.2	3.6	2.9	37	46
3	58	111	65.8	37	15.4	6.9	5.6	4.7	37	46
3	77	134.7	80.8	46.8	21	9.8	7.6	5.9	37	46
4	37	64.6	33.7	15.5	5.8	3.6	3.6	3.3	37	47
4	59	92.6	50	23.7	9	4.9	4.8	4.6	37	47
4	78	115.5	62.8	30.7	12	5.9	5.8	5.4	37	47
5	37	69	31.6	13.6	4.7	3.3	3.8	2.3	38	47
5	58	97.4	47.1	21.2	7.9	5.9	5.3	4.6	38	47
5	77	120.4	59.9	28.9	11.1	7.4	7	5.6	38	47
6	36	74.6	38.8	18.4	7.2	4.5	4.2	3.1	38	48
6	58	106.7	57.9	29.9	12.4	7.2	6.4	4.9	38	48
6	77	134	74	39.8	18.1	10.3	8.7	6.5	38	48

Tabela 6: Bacias medidas com o FWD na Pista 4

ensaio	carga aplicada (kN)	distância (cm)							Tar (C)	Tsup. (C)
		0	20	30	45	65	90	120		
1	38	84.8	46.5	23.7	11	5.5	4.4	4.9	34	40
1	59	121	68.7	36.2	17	8.2	6.3	6.4	34	40
1	78	154	90.2	48.9	23.3	10.9	8.3	7.1	34	40
2	38	85.7	42.8	20.2	8.3	4.4	3.3	2.3	34	38
2	59	119.8	63.9	32.7	14.1	6.8	4.7	3.7	34	38
2	78	147.5	82.8	44.6	20.6	9.9	6.2	4.9	34	38
3	37	101	50.8	24.3	9.6	2.8	1.1	0.8	34	41
3	59	141.4	74.6	37.8	14.6	4.5	1.6	1.5	34	41
3	78	171.8	92.9	47.8	20.3	7.2	2.3	2.1	34	41
4	36	101.5	55.2	27.5	9.7	3.1	2.9	2.7	36	44
4	58	148.4	83.2	43.3	16.5	5	3.7	4	36	44
4	77	185.1	105.1	57.7	23.4	7.3	4.4	5	36	44
5	37	90.4	45.8	21.2	7.2	3.3	3.2	2.7	36	43
5	58	128.1	70	35.7	13.5	5.5	4.8	4.3	36	43
5	77	156.3	89.7	49.1	20.6	8.9	6.9	5.8	36	43
6	37	86.1	41.9	20.2	7.1	3.1	3	2.2	36	43
6	58	121.8	63	31.5	11.5	4.5	4.4	4.1	36	43
6	78	149.4	80.4	41.5	15.9	5.5	5.1	4.9	36	43

Tabela 7: Bacias medidas com o FWD na Pista 5

ensaio	carga aplicada (kN)	distância (cm)							Tar (°C)	Tsup. (°C)
		0	20	30	45	65	90	120		
1	37	87.6	51.4	29.1	13.5	6.2	4.3	3.8	34	41
1	59	135.9	82.8	48.9	22.4	9.7	6.2	5.8	34	41
1	78	170.1	106	64.6	31.2	13.7	8.4	8.3	34	41
2	37	107.2	60.1	33.8	14.6	6.6	4.9	5.3	35	42
2	58	149	88.1	51.9	23.8	11.3	8.4	7.2	35	42
2	77	180.8	110.3	67.8	33.4	16.6	11.8	10.8	35	42
3	37	105.2	59.2	29.6	11.9	6.6	5.9	5.5	35	43
3	58	144.7	84.1	44.7	20	10.8	9.6	8.8	35	43
3	77	176.8	105.1	58.4	27.9	15.5	13.6	11.8	35	43
4	36	123	73.6	39.5	13.9	2.6	3	3.7	36	44
4	57	171.6	106.4	60.2	23.1	4.5	4.1	5.8	36	44
4	76	207.4	131.3	77	31.7	7	5	7.5	36	44
5	36	114	66.5	35.6	13.2	4	3.8	4.7	36	44
5	57	163.1	98.2	55.5	22.4	6.9	5.8	7.6	36	44
5	77	200.5	124.4	73.1	31.8	10.6	8.2	10.4	36	44
6	37	81.4	43.6	20	8	6.8	6.4	5.4	36	45
6	58	118.5	66.7	33	15.3	11	10.3	8.3	36	45
6	77	147.9	85.9	44.7	22.3	15.5	14.3	11.2	36	45

Tabela 8: Bacias medidas com o FWD na Pista 6

ensaio	carga aplicada (kN)	distância (cm)							Tar (°C)	Tsup. (°C)
		0	20	30	45	65	90	120		
1	38	77.5	47.4	27.6	13.7	7.4	6.7	5.9	35	43
1	59	111.8	68.6	41.2	22.2	12.7	11.3	10.2	35	43
1	77	139.6	86.8	53.7	30	17.5	15.1	13.7	35	43
2	37	75.6	45.7	25.4	11.2	5.2	4.6	4.4	35	44
2	58	109.4	67.3	38.5	18	8.2	6.7	6.9	35	44
2	77	136.9	88.5	49.6	24	11.1	8.7	8.9	35	44
3	37	83.8	49.3	28.6	12.4	4.5	3.7	3.9	35	42
3	58	120.4	72	43.2	19.8	7.6	5.5	6.3	35	42
3	77	150.2	89.9	54.9	26.3	10.8	7.9	8.6	35	42
4	37	74.1	44.6	23.9	10.7	5.6	5.7	4.9	36	45
4	58	103.1	63	36	17.4	9.4	8.9	8.1	36	45
4	77	128.7	79.6	47.1	24.3	13.6	11.9	10.6	36	45
5	36	82.4	51.1	25.8	8.2	2.6	4.5	4.3	36	45
5	58	117.5	73.2	38.5	13.7	4.5	6.3	6.5	36	45
5	77	144.5	90.8	48.9	18.7	6.7	8.1	8.5	36	45
6	36	83.1	43	21.1	8.3	3.1	3.1	3	37	45
6	58	120	64.1	32.9	12.6	4.1	4.1	4.5	37	45
6	78	149.1	82	43.2	16.6	5.2	5	5.7	37	45

Tabela 9: Deflexões medidas pelo FWD (Pista 1)

ensaio	carga aplicada (kN)	0	20	30	45	65	90	120	TAR (°C)	TSUP (°C)
1	36	82.6	48.4	24	4.9	0.1	1.3	2.2	37	43
1	57	112	66.8	34	9.2	0.1	1.7	3.3	37	43
1	76	138.4	82.7	42.9	13.2	0.6	2.9	4.6	37	43
2	35	81.2	50.2	22.1	4.5	0.8	3.1	2.8	37	44
2	56	110.4	69.2	31.5	8.2	2	3.4	2.8	37	44
2	76	134.8	83.9	39	11.9	3.4	5.4	4.4	37	44
3	36	88.1	43.8	17.1	2.6	1.3	2.7	2.2	37	42
3	57	119.9	61.3	25.5	5.9	2.3	4.3	3.1	37	42
3	76	149.3	75.4	32.2	8.7	3.5	5.7	4.1	37	42
4	35	90.7	48.1	21.6	5.5	0.7	2.2	2.6	38	48
4	55	124.9	67.3	32.1	9.9	2.2	3.5	4.1	38	48
4	74	154.5	83.9	40.5	13.8	3.9	5	5.3	38	48
5	35	83.7	45.1	22.2	8.1	4	3.8	3.1	38	47
5	56	119.4	63.8	32	12.3	5.1	5	4.5	38	47
5	75	149.8	80.9	40.3	15.1	5.8	5.8	5.6	38	47
6	35	85.4	45	22.3	8.3	4.3	3.9	3.1	38	47
6	56	120	62.6	32	12.5	5.6	5.2	4.8	38	47
6	75	149.7	79.4	40	15.5	6.4	6.2	5.8	38	47
7	36	79.8	41.7	18.2	5.5	2.3	2.6	2.5	38	45
7	57	108.7	59.4	28.3	9.5	3.9	3.9	3.9	38	45
7	76	132.5	73.9	36.7	13.8	5.5	5.1	5	38	45
8	36	70.4	36.9	18	7.2	4.5	3.8	2.7	38	44

8	57	100.8	54.6	27.7	11.1	5.8	5	4	38	44
8	77	126.8	69.8	36.2	14.9	6.6	5.8	5.2	38	44
9	37	70.9	36.6	17.9	7.6	4.5	3.7	2.6	38	44
9	58	100.6	54.2	27.9	11.2	6.1	5.2	4.1	38	44
9	77	125.5	68.7	36.1	15.1	7.1	6.1	5.2	38	44
10	36	78.5	38.4	17.5	5.7	2.6	2.8	2.5	38	47
10	57	106.2	55.2	27.2	9.7	4.1	4.3	3.9	38	47
10	77	128.8	68.5	35.3	13.3	5.9	5.6	5	38	47
11	36	68.5	33.9	16.9	7.3	4.4	3.8	2.9	38	46
11	57	98.5	51	26.4	10.9	6.1	5.1	4.3	38	46
11	77	123.6	65.4	34.3	13.9	7	6.3	5.1	38	46
12	36	68.2	33.3	16.5	7.3	4.5	3.6	2.9	38	46
12	57	98.4	50.4	26	11	6.3	5.3	4.2	38	46
12	77	123	64.3	34.1	13.8	7.2	6.6	5.3	38	46
13	36	68.3	33.7	16.4	7.3	4.6	4.1	2.9	38	45
13	57	97.8	50.6	26	11.1	6.4	5.4	4.2	38	45
13	77	121.9	64.3	33.8	14.4	7.6	6.7	5.3	38	45
14	35	79.8	36.6	16.1	5.4	2.7	2.8	2.2	37	47
14	56	108.3	53.8	25.6	9.2	4.4	4.3	3.8	37	47
14	76	132.1	67.9	34.1	12.9	6	5.7	5.1	37	47
15	36	70.7	35.6	16.4	7.2	4.2	3.3	2.1	38	48
15	57	103	54.3	26.3	10.8	5.7	4.9	3.7	38	48
15	77	128.4	69.3	34.7	13.9	6.8	6	5.1	38	48
16	36	69.8	34.4	16.2	7.2	4.4	3.5	2.4	38	47
16	57	100.3	52.4	25.9	10.9	6.3	5.2	4.8	38	47
16	77	126.1	67.3	34.3	14.2	7.3	6.3	5.4	38	47
17	36	70	34.2	16.1	7.3	4.4	3.4	2.3	38	47
17	57	100	51.9	25.8	11.1	6.3	5.3	4.5	38	47
17	77	124.6	66.6	34.3	14.4	7.5	6.4	5.3	38	47
18	36	79.4	42.1	17.9	5.2	2	2.6	2.4	38	47
18	57	105.6	58.8	27.6	9.1	3.7	4.1	3.9	38	47
18	77	129.2	73.4	36.3	13.2	5.6	5.5	5.2	38	47
19	36	68.5	37.1	17.2	7.3	4	3.8	2.9	38	46
19	57	98.9	54.7	26.9	10.6	5.3	5.1	4.3	38	46
19	77	124.2	69.6	35.3	14	6.5	6.1	5.4	38	46
20	36	68	36.2	16.8	7	3.9	3.7	2.9	38	46
20	57	98.1	54	26.7	10.8	5.7	5.2	4.3	38	46
20	77	122.5	68.7	35.2	14.3	6.8	6.3	5.4	38	46
21	35	90.4	36	13.7	2.2	1.8	3.1	2.3	38	43
21	55	126.7	52.2	22.2	5.8	3.3	5	3.7	38	43
21	74	156.9	66.8	28.8	9.4	5	6.7	4.9	38	43
22	36	86.7	35.3	15.9	6.4	4.9	4.3	3	38	43
22	56	123.8	51.4	23.5	9.5	6.2	5.6	4	38	43
22	75	153.8	66.4	30	11.5	7.1	7.4	5.3	38	43
23	36	87.7	34.9	15.6	6.5	5	4.1	2.7	38	43
23	57	123.3	51	23.6	10	6.7	5.7	4	38	43
23	76	152.2	65.7	29.9	12.1	7.6	7.2	5.1	38	43
24	36	87.6	34.5	15.7	6.7	4.9	4	2.7	38	43
24	56	123.2	50.6	23.6	10.1	6.7	5.6	4	38	43
24	75	151.5	64.8	29.9	12.4	7.7	7.2	5.2	38	43

25	35	88	34.6	15.7	6.8	4.9	4	2.6	38	43
25	56	123.5	51	23.7	10.3	6.9	5.6	3.9	38	43
25	75	150.2	65.3	30	12.7	8	7.2	5.2	38	43
26	35	86.4	33.6	15.3	6.7	4.9	3.9	2.6	38	43
26	56	122.6	50.6	23.5	10.4	6.9	5.6	4	38	43
26	75	149.5	64.8	30	12.9	8.1	7.2	5.2	38	43
27	35	90.6	40.4	16.3	4.6	2.7	3.5	2.3	38	42
27	55	127.3	60.4	26.4	8.2	4.3	5.1	3.8	38	42
27	75	159	78.1	36.1	12	5.7	6.8	5	38	42
28	35	83.3	37.3	17.4	6.8	4.7	3.9	2.6	38	42
28	56	120.7	57.5	26.3	10.5	6.3	5.8	4	38	42
28	75	152.6	75.8	34.9	13.6	7	7.1	5.4	38	42

Tabela 10: Deflexões medidas pelo FWD (Pista 2)

Ensaio	carga aplicada (kN)	0	20	30	45	65	90	120	TAR (°C)	TSUP (°C)
1	37	64	38.9	18.2	5.6	3	3.4	2.2	37	46
1	58	90.8	53.4	24.8	8.6	4.3	4.9	3.3	37	46
1	78	112.9	65.9	31.5	11.2	5.5	6	4.5	37	46
2	36	78.4	39.6	17.2	4	1.1	2.9	2.6	36	46
2	58	107.7	56.7	25.5	7	1.8	4	3.7	36	46
2	77	130.8	70.2	32.2	9.6	2.6	5.1	4.9	36	46
3	36	76.1	38.8	16.9	3.9	1.2	3	2.7	37	46
3	57	103.8	54.5	23.6	6	1.3	3.7	3.4	37	46
3	77	127.2	68.1	31.2	8.7	2.2	5	4.9	37	46
4	36	67.4	37.4	16.9	5.5	2.7	3.2	2.4	37	47
4	58	95.3	53.2	25.9	8.8	4	4.6	3.7	37	47
4	78	117.6	66.2	33.5	12	5.3	5.6	4.9	37	47
5	36	77.2	37.2	18.4	5.8	2	2.9	2.6	37	46
5	58	104.4	52.8	25.6	8.7	2.9	3.6	3.5	37	46
5	77	127	65.8	32.9	11.3	3.7	4.3	4.5	37	46
6	36	76.3	39.1	17.6	4.9	1.9	3	2.3	37	46
6	58	104.3	54.9	25.1	7.8	2.6	4.2	3.5	37	46
6	77	126.9	68.3	32.9	10.5	3.8	5.2	4.7	37	46
7	36	71	37.5	15.7	4.5	2.1	3	3	37	48
7	58	97.2	52.9	24.5	8	3.7	4.4	4.4	37	48
7	78	117.9	64.8	31.5	11.6	5.3	5.4	5.2	37	48

Tabela 11: Deflexões medidas pelo FWD na Pista 1

CARGA (kgf)	Df1	Df2	Df3	Df4	Df5	Df6	Df7	TSUP (°C)	TAR (°C)
3612,0	82,6	48,4	24	4,9	0,1	1,3	2,2	43	37
5704,3	112	66,8	34	9,2	0,1	1,7	3,3	43	37
7591,7	138,4	82,7	42,9	13,2	0,6	2,9	4,6	43	37
3541,4	81,2	50,2	22,1	4,5	0,8	3,1	2,8	44	37
5619,5	110,4	69,2	31,5	8,2	2	3,4	2,8	44	37
7556,3	134,8	83,9	39	11,9	3,4	5,4	4,4	44	37
3612,0	88,1	43,8	17,1	2,6	1,3	2,7	2,2	42	37
5711,4	119,9	61,3	25,5	5,9	2,3	4,3	3,1	42	37
7591,7	149,3	75,4	32,2	8,7	3,5	5,7	4,1	42	37
3456,5	90,7	48,1	21,6	5,5	0,7	2,2	2,6	48	38
5520,6	124,9	67,3	32,1	9,9	2,2	3,5	4,1	48	38
7436,2	154,5	83,9	40,5	13,8	3,9	5	5,3	48	38
3498,9	83,7	45,1	22,2	8,1	4	3,8	3,1	47	38
5570,0	119,4	63,8	32	12,3	5,1	5	4,5	47	38
7471,5	149,8	80,9	40,3	15,1	5,8	5,8	5,6	47	38
3506,0	85,4	45	22,3	8,3	4,3	3,9	3,1	47	38
5570,0	120	62,6	32	12,5	5,6	5,2	4,8	47	38
7506,8	149,7	79,4	40	15,5	6,4	6,2	5,8	47	38
3562,6	79,8	41,7	18,2	5,5	2,3	2,6	2,5	45	38
5690,2	108,7	59,4	28,3	9,5	3,9	3,9	3,9	45	38
7641,1	132,5	73,9	36,7	13,8	5,5	5,1	5	45	38
3626,2	70,4	36,9	18	7,2	4,5	3,8	2,7	44	38
5718,5	100,8	54,6	27,7	11,1	5,8	5	4	44	38
7690,6	126,8	69,8	36,2	14,9	6,6	5,8	5,2	44	38
3668,6	70,9	36,6	17,9	7,6	4,5	3,7	2,6	44	38
5753,8	100,6	54,2	27,9	11,2	6,1	5,2	4,1	44	38
7711,8	125,5	68,7	36,1	15,1	7,1	6,1	5,2	44	38
3562,6	78,5	38,4	17,5	5,7	2,6	2,8	2,5	47	38
5690,2	106,2	55,2	27,2	9,7	4,1	4,3	3,9	47	38
7676,5	128,8	68,5	35,3	13,3	5,9	5,6	5	47	38
3605,0	68,5	33,9	16,9	7,3	4,4	3,8	2,9	46	38
5739,7	98,5	51	26,4	10,9	6,1	5,1	4,3	46	38
7697,7	123,6	65,4	34,3	13,9	7	6,3	5,1	46	38
3590,8	68,2	33,3	16,5	7,3	4,5	3,6	2,9	46	38
5732,6	98,4	50,4	26	11	6,3	5,3	4,2	46	38
7683,6	123	64,3	34,1	13,8	7,2	6,6	5,3	46	38
3590,8	68,3	33,7	16,4	7,3	4,6	4,1	2,9	45	38
5718,5	97,8	50,6	26	11,1	6,4	5,4	4,2	45	38
7690,6	121,9	64,3	33,8	14,4	7,6	6,7	5,3	45	38
3506,0	79,8	36,6	16,1	5,4	2,7	2,8	2,2	47	37
5640,7	108,3	53,8	25,6	9,2	4,4	4,3	3,8	47	37
7641,1	132,1	67,9	34,1	12,9	6	5,7	5,1	47	37
3597,9	70,7	35,6	16,4	7,2	4,2	3,3	2,1	48	38
5718,5	103	54,3	26,3	10,8	5,7	4,9	3,7	48	38
7697,7	128,4	69,3	34,7	13,9	6,8	6	5,1	48	38
3597,9	69,8	34,4	16,2	7,2	4,4	3,5	2,4	47	38

5718,5	100,3	52,4	25,9	10,9	6,3	5,2	4,8	47	38
7697,7	126,1	67,3	34,3	14,2	7,3	6,3	5,4	47	38
3583,8	70	34,2	16,1	7,3	4,4	3,4	2,3	47	38
5718,5	100	51,9	25,8	11,1	6,3	5,3	4,5	47	38
7697,7	124,6	66,6	34,3	14,4	7,5	6,4	5,3	47	38
3647,4	79,4	42,1	17,9	5,2	2	2,6	2,4	47	38
5704,3	105,6	58,8	27,6	9,1	3,7	4,1	3,9	47	38
7711,8	129,2	73,4	36,3	13,2	5,6	5,5	5,2	47	38
3626,2	68,5	37,1	17,2	7,3	4	3,8	2,9	46	38
5746,8	98,9	54,7	26,9	10,6	5,3	5,1	4,3	46	38
7704,8	124,2	69,6	35,3	14	6,5	6,1	5,4	46	38
3605,0	68	36,2	16,8	7	3,9	3,7	2,9	46	38
5725,6	98,1	54	26,7	10,8	5,7	5,2	4,3	46	38
7704,8	122,5	68,7	35,2	14,3	6,8	6,3	5,4	46	38
3506,0	90,4	36	13,7	2,2	1,8	3,1	2,3	43	38
5548,8	126,7	52,2	22,2	5,8	3,3	5	3,7	43	38
7443,2	156,9	66,8	28,8	9,4	5	6,7	4,9	43	38
3569,6	86,7	35,3	15,9	6,4	4,9	4,3	3	43	38
5647,8	123,8	51,4	23,5	9,5	6,2	5,6	4	43	38
7528,0	153,8	66,4	30	11,5	7,1	7,4	5,3	43	38
3569,6	87,7	34,9	15,6	6,5	5	4,1	2,7	43	38
5654,9	123,3	51	23,6	10	6,7	5,7	4	43	38
7556,3	152,2	65,7	29,9	12,1	7,6	7,2	5,1	43	38
3555,5	87,6	34,5	15,7	6,7	4,9	4	2,7	43	38
5605,4	123,2	50,6	23,6	10,1	6,7	5,6	4	43	38
7513,9	151,5	64,8	29,9	12,4	7,7	7,2	5,2	43	38
3548,4	88	34,6	15,7	6,8	4,9	4	2,6	43	38
5619,5	123,5	51	23,7	10,3	6,9	5,6	3,9	43	38
7528,0	150,2	65,3	30	12,7	8	7,2	5,2	43	38
3527,2	86,4	33,6	15,3	6,7	4,9	3,9	2,6	43	38
5591,3	122,6	50,6	23,5	10,4	6,9	5,6	4	43	38
7506,8	149,5	64,8	30	12,9	8,1	7,2	5,2	43	38
3477,7	90,6	40,4	16,3	4,6	2,7	3,5	2,3	42	38
5541,8	127,3	60,4	26,4	8,2	4,3	5,1	3,8	42	38
7492,7	159	78,1	36,1	12	5,7	6,8	5	42	38
3520,2	83,3	37,3	17,4	6,8	4,7	3,9	2,6	42	38
5591,3	120,7	57,5	26,3	10,5	6,3	5,8	4	42	38
7513,9	152,6	75,8	34,9	13,6	7	7,1	5,4	42	38

Tabela 12: Deflexões características

pista	HR (cm)	nível de carga (kN)	D0 (0.01mm)	Desvio padrão	DC (0.01mm)	Tar (C)	Tsup. (C)
1	4	36	79	8	87	38	45
		57	112	10	122		
		76	138	13	151		
2	6	36	73	5	78	37	46
		58	101	6	107		
		77	123	7	130		
3	8	36	75	7	82	37	46
		58	104	7	111		
		77	128	8	136		
4	4	37	92	7	99	35	42
		59	130	12	142		
		78	161	15	175		
5	6	37	103	16	119	35	43
		58	147	19	166		
		77	181	21	202		
6	8	37	79	4	84	36	44
		58	114	7	121		
		77	142	8	150		

Tabela 13: Efeito do nível de carga nas deflexões medidas pela viga Benkelman na Pista 1

N	CARGA (kN)	TAR (°C)	TPAV (°C)	D (0.01 mm)	MÉDIA	DESVIO	DC (0.01 mm)
3143	82	15.1	16.2	53	51.3	4.7	56.1
				46			
	100	15.6	16.4	55	63.7	4.0	67.7
				59			
				66			
120	15.8	16.4	16.4	65	68.7	3.5	72.2
				72			
	82	13.1	13.3	69	54.0	0.6	54.6
				54			
				55			
100	12.7	13.3	13.3	64	65.3	2.3	67.6
				68			
	120	12.7	13.4	64	74.0	0.0	74.0
				74			
				74			
36004	82	18.0	18.0	64	63.7	0.6	64.2
				64			
	100	18.0	16.0	63	71.3	4.6	76.0
				74			
				66			
120	19.3	16.3	16.3	74	77.3	0.6	77.9
				78			
	82	14.6	14.7	77	73.3	1.2	74.5
				72			
				74			
100	15.3	15.1	15.1	74	75.3	1.5	76.9
				77			
	120	15.1	15.2	75	79.0	4.4	83.4
				84			
				76			
66052	82	20.8	18.4	77	62.0	0.6	62.6
				62			
	100	22.4	19	62	72.7	1.2	73.8
				72			
				74			
120	22.5	18.8	72	74.3	1.2	75.5	
			75				
			75				
75515	82	14.9	19	73	69.3	3.5	72.8
				66			
	15.5	69					

		15.7		73			
	100		16.1	74			
		16.3		83	77.0	5.2	82.2
			16.3	74			
	120	16.9		77			
			17.1	77	77.0	0.0	77.0
		17		77			
86658	82		20.8	64			
		23.1		69	66.7	2.5	69.2
			20.9	67			
	100	23.8		77			
			21	74	75.0	1.7	76.7
				74			
	120	24.2		74			
			21.3	74	77.0	0.0	77.0
		23.7		74			
101501	82		21.1	64			
		20.6		64	64.0	0.6	64.6
			21.2	65			
	100		21.3	74			
		21		71	74.0	1.7	75.7
			21.3	74			
	120	21.2		74			
			21.7	74	74.0	0.0	74.0
		21.7		74			
124389	82	13.4		73			
			15.5	68	71.7	3.2	74.9
		13.2		74			
	100		15.5	77			
		13.4		77	76.7	0.6	77.2
		13.4		76			
	120		15.7	74			
		13.3		77	79	1.7	80.7
			15.7	74			
154658	82		22.4	67			
		18.2		65	66.3	1.2	67.5
			22.2	67			
	100	20		74			
			22.1	86	82.3	7.2	89.6
		17.9		87			
	120		21.8	78			
		17.6		85	80.0	4.4	84.4
			21.5	77			
162683	82	21.2		62			
			22.6	63	63.0	0.6	63.6
		21.4		63			
	100		22.7	73			
		21.3		75	73.0	1.2	74.2
			22.8	73			
	120	21.4		75			

			22.9	73	73.0	1.2	74.2
		21.8		73			

Tabela 14: Efeito do nível de carga nas deflexões medidas pela viga Benkelman na Pista 4

N	Carga (kN)	Tar (°C)	Tpav. (°C)	D ₀ (0.01 mm)	D ₀ média (0.01 mm)	D _C (0.01 mm)
0	82	16.2		63		
	82		20.3	73	73.6	79.7
	82	16.6		73		
	82		22.7	67		
	82			73		
	82		22.9	73		
	82	16.7		82		
	82		24.3	82		
	82	17.3		76		
	90	22.2		72		
	90		24.3	82	77.0	82.0
	90	22		77		
	100		24.4	82		
	100	22		82	82.0	82.0
14872	100		24.4	82		
	82	22.3		63		
	82		24.7	63		
	82	22.1		56		
	82		29.2	73	67.3	73.8
	82	26.6		64		
	82		29.6	66		
	82	25.6		73		
	82		30.8	75		
	82	24.6		73		
	90		29.8	79		
	90	26.1		78	76.7	79.9
	90			73		
	100		32.8	76		
100	26.9		73	77.0	81.6	
21493	100		33	82		
	82	27.9		44		
	82		32.8	46		
	82	26.2		46		
	82		32.7	53		
	82	28.2		53	53.4	60.7
	82		32.2	53		
	82		36.9	62		
	82	29		62		
	82		38	62		
	90	28.9		57		
	90		37	53	54.3	56.6
	90	29.5		53		

	100		34.1	53		
	100	29.1		53	54.0	55.7
	100		34.1	56		
40920	82		36.9	53		
	82	31.1		53		
	82		39.8	53		
	82	29.5		63		
	82		38.9	63	59.9	65.1
	82	31.1		63		
	82		38.6	63		
	82	31.5		65		
	82		37.7	63		
	90		35.5	63		
	90	30.6		63	63.0	63.0
	90		35.1	63		
	100	29.5		63		
	100		35	63	63.0	63.0
	100	29.5		63		
65562	82		34.5	46		
	82	30.6		46		
	82		34.6	53		
	82			62		
	82			63		
	82			66	56.9	64.3
	82			56		
	82			63		
	82			57		
	90			63		
	90			63	63.0	63.0
	90	27.3	35.2	63		
	100			63		
	100			63	63.0	63.0
	100			63		
73997	82			46		
	82			46		
	82			46		
	82			54		
	82			54	56.2	66.2
	82	25.1	38.9	54		
	82			66		
	82			70		
	82			70		
	90			54		
	90			54	54.0	54.0
	90			54		
	100			54		
	100			54	54.0	54.0
	100	29.9	35.7	54		
100856	82	28.5	34.7	54		
	82		34.8	50		

	82		34.8	51		
	82	28.7	34.4	60		
	82		34.4	60	59.3	66.4
	82		34.4	69		
	82	28.6	33.9	60		
	82		33.8	60		
	82		33.9	70		
	90	23.7	24.3	60		
	90		24.4	60	63.3	69.1
	90		24.4	70		
	100	23.9	24.4	60		
	100		24.3	60	61.0	62.7
	100		24.4	63		
125389	82	23.5	24.3	43		
	82		24.2	43		
	82		24.1	43		
	82	23.7	24.3	57		
	82		24.4	57	52.6	60.0
	82		24.4	53		
	82	23.9	24.4	59		
	82		24.3	59		
	82		24.4	59		
	90	23.5	24.3	65		
	90		24.2	65	64.3	65.5
	90		24.1	63		
	100	20.3		61		
	100		24.7	61	61.3	61.9
	100		24.6	62		
147917	82		24.6	47		
	82		24.5	48		
	82		24.5	48		
	82	18.6		59		
	82		24.1	59	55.1	60.7
	82		24	59		
	82			58		
	82			59		
	82			59		
	90			66		
	90			66	64.7	67.0
	90			62		
	100			62		
	100			61	61.7	62.2
	100			62		
180771	82			46		
	82			46		
	82			46		
	82			56		
	82			56	54.2	61.0
	82			65		
	82			55		

	82	59		
	82	59		
	90	65		
	90	65	62.7	66.7
	90	58		
	100	60		
	100	61	61.0	62.0
	100	62		
180771	82	56		
	82	60		
	82	55		
	82	66		
	82	69	63.2	68.2
	82	66		
	82	66		
	82	66		
	82	65		
	90	66		
	90	66	66.0	66.0
	90	66		
	100	69		
	100	65	66.3	68.6
	100	65		
218550	82	55		
	82	54		
	82	49		
	82	55		
	82	55	56.9	62.1
	82	56		
	82	58		
	82	65		
	82	65		
	90	57		
	90	60	57.7	59.7
	90	56		
	100	55		
	100	59	57.7	60.0
	100	59		
255685	82	57		
	82	57		
	82	57		
	82	57		
	82	61	60.6	64.6
	82	66		
	82	67		
	82	63		
	82	60		
	90	67		
	90	67	67.0	67.0
	90	67		

100	60		
100	62		
100	67	65.3	68.2
100	67		

Anexo 5: Irregularidade transversal das pistas experimentais

Tabela 1: Irregularidade transversal da pista1 (S1)

Dist (cm)	0	20	40	60	80	100	120	140
N=0	0	0	0	0	0	0	0	0
N=2976	0	0	1	2	1	1	1	0
N=5143	0	0	0	1	1	2	1	0
N=8017	0	0	0	1	0	1	1	0
N=16561	0	0	0	2	2	2	1	0
N=27012	0	0	0	1	2	2	2	0
N=36004	0	0	1	3	2	3	1	0
N=52552	0	0	1	4	3	3	0	0
N=66052	0	0	2	4	5	4	1	0
N=75515	0	0	2	6	5	5	1	0
N=86658	0	0	0	6	4	5	2	0
N=101501	0	0	0	6	4	4	2	0
N=124389	0	0	2	6	6	4	0	0
N=142960	0	0	1	7	6	6	2	0
N=154658	0	0	2	7	5	5	0	0
N=164056	0	0	2	8	7	7	1	0

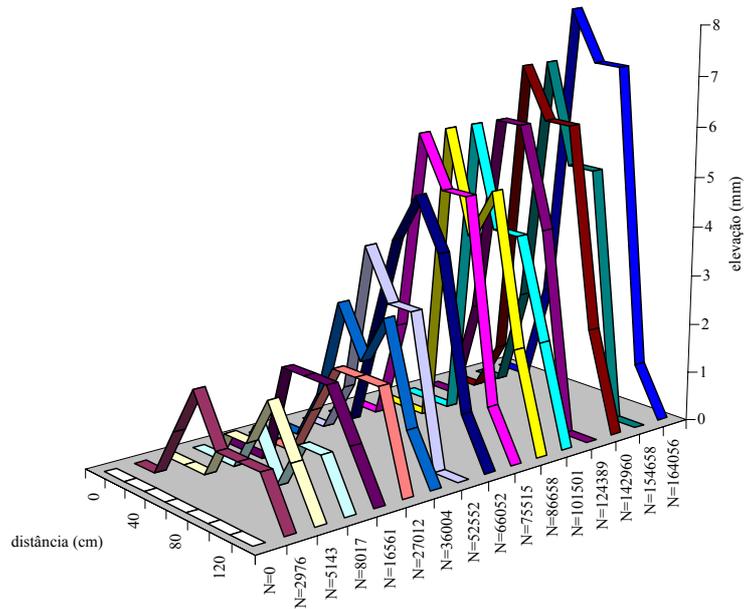


Figura 1: Irregularidade transversal da pista1 (S1)

Tabela 2: Irregularidade transversal da pista1 (S2)

Dist (cm)	0	20	40	60	80	100	120	140
N=0	0	0	0	0	0	0	0	0
N=2976	0	1	1	0	1	1	2	0
N=5143	0	0	0	2	1	2	1	0
N=8017	0	0	0	1	2	2	2	0
N=16561	0	0	0	1	2	2	2	0
N=27012	0	0	0	0	2	3	2	0
N=36004	0	0	0	1	4	4	2	0
N=52552	0	0	0	3	4	4	2	0
N=66052	0	0	1	4	5	4	3	0
N=75515	0	0	1	4	4	5	1	0
N=86658	0	0	0	3	5	5	4	0
N=101501	0	0	0	3	5	5	3	0
N=124389	0	0	1	5	6	6	2	0
N=142960	0	0	2	6	6	6	1	0
N=154658	1	2	4	7	8	8	2	0
N=164056	0	0	2	7	7	6	0	0

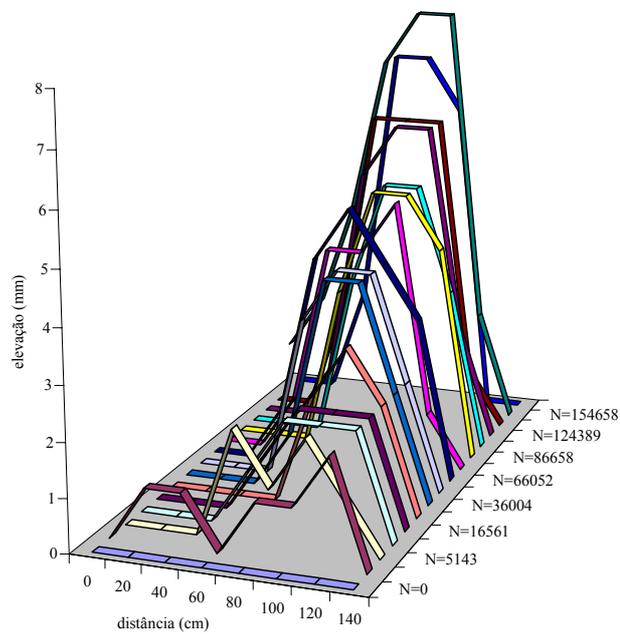


Figura 2: Irregularidade transversal da pista1 (S2)

Tabela 3: Irregularidade transversal da pista1 (S3)

Dist (cm)	0	20	40	60	80	100	120	140
N=0	0	0	0	0	0	0	0	0
N=2976	0	0	1	1	0	1	1	0
N=5143	0	0	0	1	1	2	0	0
N=8017	0	0	0	1	1	1	1	0
N=16561	0	0	0	1	2	1	1	0
N=27012	0	0	0	0	2	1	2	0
N=36004	0	0	0	2	2	1	0	0
N=52552	0	0	0	3	3	2	1	0
N=66052	0	0	0	3	3	3	1	0
N=75515	0	0	1	5	3	4	0	0
N=86658	0	0	0	3	5	3	2	0
N=101501	0	0	0	4	4	3	2	0
N=124389	0	0	2	4	5	4	1	0
N=142960	0	0	0	4	6	4	2	0
N=154658	0	0	2	6	4	4	0	0
N=164056	0	0	1	7	6	5	1	0

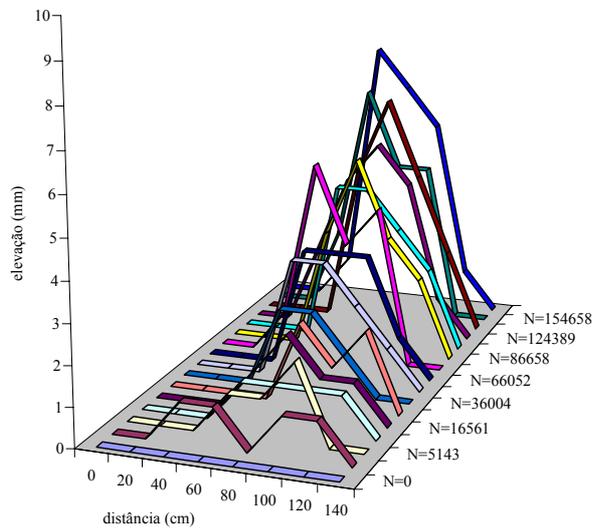


Figura 3: Irregularidade transversal da pista1 (S3)

Tabela 4: Irregularidade transversal da pista 4 (S1)

Dist (cm)	0	20	40	60	80	100	120	140
N=0	0	0	0	0	0	0	0	0
N=10556	0	0	0	2	4	4	4	0
N=14872	0	0	0	3	5	4	3	0
N=21493	0	0	0	3	4	5	4	0
N=40920	0	0	0	4	4	5	3	0
N=56581	0	0	0	5	5	5	4	0
N=73997	0	0	2	6	5	5	3	0
N=89660	0	0	0	3	5	6	4	0
N=107497	0	0	0	4	7	7	4	0
N=129000	0	0	0	3	6	5	4	0
N=136726	0	0	1	6	7	6	5	0
N=146272	0	0	3	8	8	7	5	0
N=154889	0	0	2	8	10	7	4	0
N=170242	0	0	2	8	11	7	4	0
N=182375	1	3	4	9	12	9	5	0
N=201373	0	1	4	9	10	8	4	0
N=220517	0	3	9	11	10	10	3	0
N=246331	0	0	8	8	11	9	5	0
N=255431	0	0	9	9	13	12	5	0

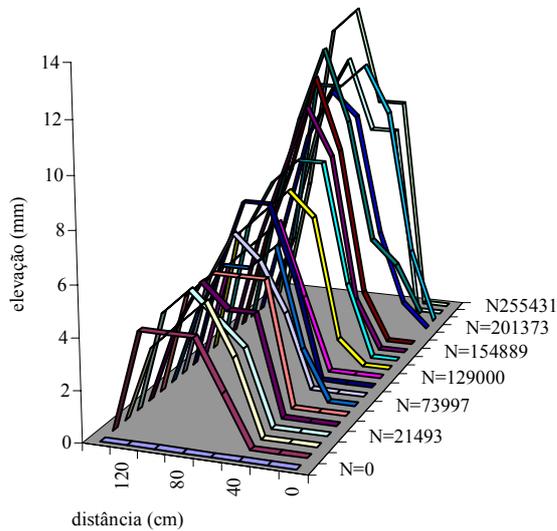


Figura 4: Irregularidade transversal da pista 4 (S1)

Tabela 5: Irregularidade transversal da pista 4 (S2)

Dist (cm)	0	20	40	60	80	100	120	140
N=0	0	0	0	0	0	0	0	0
N=10556	0	0	0	3	3	4	3	0
N=14872	0	0	0	2	3	4	3	0
N=21493	0	0	0	3	3	4	4	0
N=40920	0	0	1	4	5	5	4	0
N=56581	0	0	0	5	4	5	4	0
N=73997	0	0	0	4	5	6	4	0
N=89660	0	0	0	4	6	7	4	0
N=107497	0	0	0	5	5	7	5	0
N=129000	0	1	3	8	10	9	5	0
N=136726	0	1	3	8	8	7	3	0
N=146272	0	2	2	8	8	9	6	0
N=154889	0	2	2	6	9	9	7	0
N=170242	0	3	3	9	9	10	6	0
N=182375	1	1	2	9	10	10	7	0
N=201373	0	1	3	8	10	10	7	0
N=220517	2	2	4	8	10	10	2	0
N=246331	0	0	0	6	8	8	6	0
N=255431	0	0	0	6	9	11	7	0

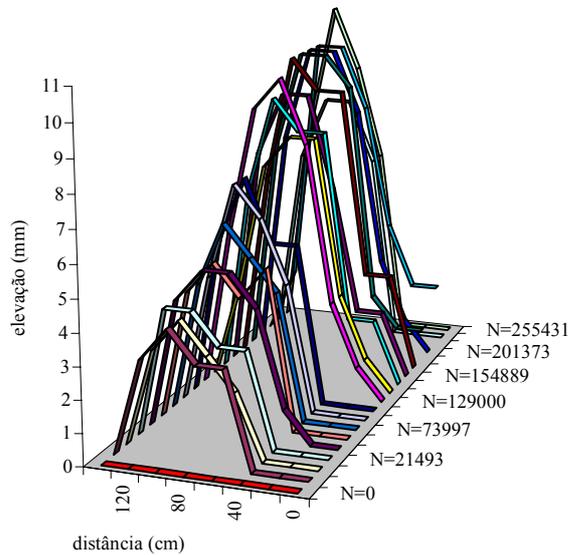


Figura 5: Irregularidade transversal da pista 4 (S2)

Tabela 6: Irregularidade transversal da pista 4 (S3)

Dist (cm)	0	20	40	60	80	100	120	140
N=0	0	0	0	0	0	0	0	0
N=10556	0	0	0	3	4	4	2	0
N=14872	0	0	0	3	3	5	2	0
N=21493	0	0	1	3	4	6	4	0
N=40920	0	0	0	3	4	6	4	0
N=56581	0	0	0	6	7	7	4	0
N=73997	0	0	0	5	7	9	7	0
N=89660	0	0	0	4	8	9	7	0
N=107497	0	0	1	7	9	10	8	0
N=129000	0	0	0	9	12	13	8	0
N=136726	0	0	1	8	10	11	7	0
N=146272	0	1	2	8	11	12	10	0
N=154889	2	2	3	10	11	13	10	0
N=170242	0	1	3	11	12	13	8	0
N=182375	1	2	2	10	13	14	9	0
N=201373	1	2	3	10	13	15	8	0
N=201373	2	2	4	11	13	14	10	0
N=246331	0	0	0	7	12	15	10	0
N=255431	0	0	0	5	10	16	10	0

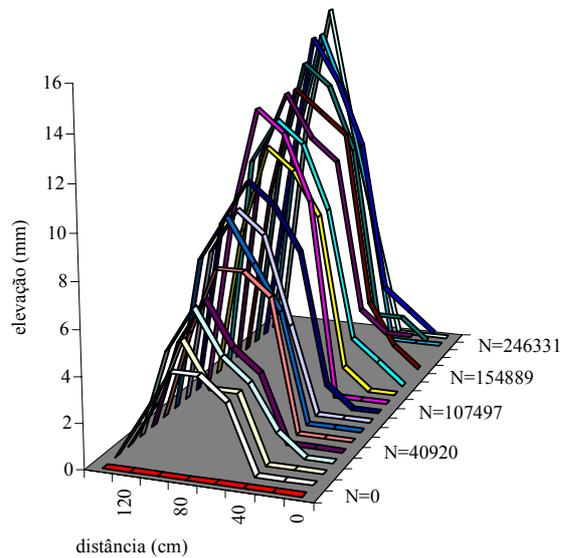


Figura 6: Irregularidade transversal da pista 4 (S3)