

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**

**ESCOLA DE ENGENHARIA**

**Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

**DESEMPENHO DE UM PAVIMENTO FLEXÍVEL SOLICITADO  
POR SIMULADOR DE TRÁFEGO**

**Cristiane Schmitt Viera**

Dissertação apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

**Orientador: Washington Peres Núñez**

Porto Alegre

2002

Dissertação julgada e aprovada em sua versão final pelos abaixo assinados.

---

Prof. Washington Peres Núñez  
ORIENTADOR

---

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Composição da Banca Examinadora

Prof. José Mário Doleys Soares  
Dr. em Engenharia pela UFRGS

Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro  
Dr. em Engenharia pela UFRGS

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti  
D. Sc. pela Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia/UFRJ

## AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos ao extraordinário homem e filósofo do povo que há 2000 anos nos ensinou na teoria e na prática que o único caminho para o Universo Maior é amar as pessoas como amamos a nós mesmos. E, se algum dia, conseguirmos entender o que seja Deus, mesmo que através da magnífica genialidade do átomo, da fecundação e de toda a natureza, que o amemos também.

A meus pais, Carmen e Leoni, que me deram a vida e me ensinaram a vive-la com dignidade, que iluminaram os caminhos obscuros com afeto e dedicação, para que fossem trilhados sem medo e cheios de esperança. Que se deram inteiros e renunciaram aos seus sonhos, para que muitas vezes os meus fossem realizados. A eles, eu e meus irmãos, Elissandra e Lúcio devemos tudo o que fomos, somos e ainda seremos.

Ao professor Washington Peres Núñez pela orientação, apoio e paciência para o desenvolvimento e bom andamento dessa pesquisa.

A equipe de campo da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos da UFGRS, que sempre deu seu total apoio em todos os momentos do andamento da pesquisa, desconhecendo as dificuldades em todas as etapas do trabalho.

As instituições que financiaram e coloboraram para o desenvolvimento da pesquisa: - Empresa Ober S.A.; - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Rio Grande do Sul (DAER/RS); -Associação de Empreiteiros de Obras Públicas do RS (AREOP); - Empresa Ipiranga Asfaltos S.A; e - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio Grande do Sul (FAPERGS).

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	vii
LISTA DE QUADROS.....	x
RESUMO.....	xii
ABSTRACT.....	xiii
<b>1 - INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 O problema de pesquisa e justificativas .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Objetivos .....</b>	<b>3</b>
<b>1.3 Estrutura da dissertação .....</b>	<b>3</b>
<b>2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	
.....	<b>5</b>
<b>2.1 Introdução .....</b>	<b>5</b>
<b>2.2 Principais manifestações de degradação de pavimentos .....</b>	<b>7</b>
2.2.1 Deformações Permanentes .....	7
2.2.2 Irregularidade Longitudinal .....	9
2.2.3 Trincamento de pavimentos .....	10
<b>2.3 Reflexão de trincas .....</b>	<b>13</b>
2.3.1 Origem da degradação .....	13
2.3.2 Sistemas anti-reflexão de trincas .....	15
<b>2.4 Experimentos realizados com simuladores de tráfego .....</b>	<b>16</b>
<b>2.5 Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos .....</b>	<b>22</b>
<b>3 – CONSTRUÇÃO DA PISTA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>24</b>
<b>3.1 Introdução .....</b>	<b>24</b>
<b>3.2 A Estrutura da Pista Experimental .....</b>	<b>24</b>
<b>3.3 Os Materiais Empregados .....</b>	<b>27</b>
3.3.1 Subleito natural .....	27

3.3.2 Camada Final de Terraplenagem .....	29
3.3.3 Sub-base de Basalto Alterado .....	32
3.3.4 Base de Brita Graduada .....	34
3.3.5 Agregados Empregados no Tratamento Superficial .....	35
3.3.6 Materiais Constituintes da Camada de Concreto Asfáltico .....	35
3.3.7 Características dos Geotêxteis Estudados .....	40
<b>3.4 Execução do Pavimento Experimental .....</b>	<b>42</b>
<b>4 – CARACTERÍSTICAS DO TRÁFEGO .....</b>	<b>51</b>
<b>4.1 Introdução .....</b>	<b>51</b>
<b>4.2 Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS .....</b>	<b>51</b>
4.2.1 Sistema de Guiamento do Rodado .....	53
4.2.2 Sistema de Aplicação de Carga .....	53
4.2.3 Sistema de Amortecimento .....	56
4.2.4 Sistema de Acionamento .....	56
4.2.5 Sistema do Rodado .....	57
4.2.6 Estrutura de Suporte Geral .....	57
4.2.7 Sistema de Controle .....	58
4.2.8 Sistema de Aceleração e Desaceleração .....	59
4.2.9 Sistema de Deslocamento Transversal .....	59
<b>4.3 Calibração da Unidade Hidráulica .....</b>	<b>60</b>
<b>4.4 Pressão de enchimento dos pneus em função da carga de eixo .....</b>	<b>62</b>
<b>4.5 Distribuição Transversal das Cargas .....</b>	<b>65</b>
<b>5 – METODOLOGIA DE ACOMPANHAMENTO DO DESEMPENHO DO PAVIMENTO EXPERIMENTAL .....</b>	<b>69</b>
<b>5.1 Introdução .....</b>	<b>69</b>
<b>5.2 Parâmetros de Resposta Estrutural (deflexões e bacias defletométricas) .....</b>	<b>69</b>
<b>5.3 Parâmetros de Comportamento (deformações permanentes e trincas) ...</b>	<b>75</b>
<b>5.4 Parâmetros Ambientais .....</b>	<b>76</b>

<b>6 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DO DESEMPENHO DO PAVIMENTO ...</b>	<b>78</b>
<b>6.1 Introdução</b> .....	78
<b>6.2 Parâmetros de resposta estrutural</b> .....	80
6.2.1 Introdução .....	80
6.2.2 Evolução das deflexões na pista experimental .....	81
6.2.3 Avaliação estrutural do pavimento .....	89
6.2.4 Retroanálise das bacias defletométricas .....	94
<b>6.3 Parâmetros de Comportamento</b> .....	98
6.3.1 Introdução .....	98
6.3.2 Evolução das deformações permanentes .....	99
6.3.3 Irregularidade longitudinal dos pavimentos .....	108
6.3.4 Reflexão de trincas .....	112
<b>6.4 Parâmetros Ambientais</b> .....	114
6.4.1 Precipitações Pluviométricas .....	114
6.4.2 Temperaturas do ar e do pavimento .....	116
<b>7 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVOS ESTUDOS</b>	
<b>7.1 Conclusões</b> .....	122
7.1.1 Comportamento Elástico .....	122
7.1.2 Deformações Permanentes .....	123
7.1.3 Reflexão de Trincas .....	124
7.1.4 Temperaturas do Pavimento .....	124
<b>7.2 Sugestões para novos estudos</b> .....	125
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	126

## LISTA DE FIGURAS

2.1 Seção típica de um pavimento flexível .....	6
2.2 Deformação permanente propriamente dita e afundamento na trilha de roda .....	8
2.3 Movimentação das trincas .....	11
2.4 (a) Configuração das trincas no pavimento – Trincas Isoladas .....	11
2.4 (b) Configuração das trincas no pavimento – Trincas Interligadas.....	12
2.5 - Princípio 1 de Columbier .....	14
2.6 Princípio 2 de Columbier .....	14
2.7 Princípio 3 de Columbier .....	15
2.8 Conteúdos abordados pelos trabalhos apresentados na conferência .....	18
2.9 Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos .....	22 <b>3.1</b>
Padrão de trincamento na camada inferior de CBUQ .....	25
3.2 Seção transversal do pavimento experimental .....	26
3.3 Curva granulométrica do solo da CFT .....	29
3.4 Curva de compactação (Energia Normal) do solo da CFT .....	30
3.5 Curva ISC x umidade do solo da CFT .....	31
3.6 Resultados de ensaios de carregamento repetido .....	31
3.7 Camada de regularização .....	43
3.8 Primeira pintura de ligação .....	43
3.9 Execução da primeira camada de concreto asfáltico .....	44
3.10 Compactação com rolo de pneus .....	44
3.11 Compactação com rolo liso .....	45
3.12 Pintura com a indicação dos lugares onde foram executadas as trincas .....	46
3.13 Execução das trincas com a serra .....	47
3.14 Pintura de ligação após a execução das trincas .....	48
3.15 Emprego das mantas geotêxteis na pista experimental .....	48
3.16 Compactação das mantas de geotêxteis .....	49
3.17 Pintura de ligação feita após a colocação das mantas de geotêxteis .....	49
3.18 Execução da segunda camada de concreto asfáltico após o emprego das mantas geotêxteis .....	50

4.1 Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS .....	52
4.2 Sistema de guiamento do rodado (atual) .....	53
4.3 Sistema de aplicação da carga (antigo) .....	55
4.4 Sistema de aplicação de carga – detalhes da unidade hidráulica .....	55
4.5 Sistema de acionamento (motor, tambor e cabo de aço) .....	56
4.6 Sistema de acionamento (motor e redutores) .....	57
4.7 Sistema de controle (quadro de comando elétrico) .....	58
4.8 Sistema de aceleração e desaceleração (sensor ótico) .....	59
4.9 Sistema de deslocamento transversal .....	60
4.10 Curva de calibração da unidade hidráulica .....	61
4.11 Impressão dos pneus para a carga de eixo de 82 kN .....	64
4.12 Impressão dos pneus para a carga de eixo de 100 kN .....	64
4.13 Distribuição transversal da carga para a faixa A e carga de 100 kN .....	66
4.14 Distribuição transversal da carga para a faixa B e carga de 82 kN .....	66
4.15 Distribuição transversal da carga para a faixa B e carga de 100 kN .....	67
4.16 Representação da pista experimental com as dimensões das faixas solicitadas .....	68
5.1 Viga Benkelman em operação .....	71
5.2 Defletógrafo digital (viga eletrônica) .....	72
5.3 Telas dos softwares utilizados para a gravação e visualização dos dados que acompanham o defletógrafo digital .....	74
5.4 Perfilógrafo usado para medir a deformação permanente que ocorreu no pavimento .....	75
5.5 Estação meteorológica na Área de pesquisas e testes de pavimentos no Campus do vale da UFRGS .....	76
5.6 Termômetro usado para medir a temperatura no revestimento .....	77
6.1 Desempenho do Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS durante o período de solicitação da pista experimental .....	79
6.2 Evolução da deflexão característica de acordo com a carga aplicada para a faixa A ..	84
6.3 Evolução da deflexão característica de acordo com a carga aplicada para a faixa B ..	85
6.4 Deflexão característica corrigida pela temperatura na faixa B .....	86

<b>6.5</b> Deflexão característica corrigida pela temperatura - região com geotêxtil G 150 (Faixa B) .....	87
<b>6.6</b> Deflexão característica corrigida pela temperatura - região sem geotêxtil (Faixa B)...	87
<b>6.7</b> Deflexão característica corrigida pela temperatura - região com geotêxtil G 150 – TF ( Faixa B) .....	88
<b>6.8</b> Deflexão corrigida pela temperatura medida nas três regiões da Faixa .....	88
<b>6.9</b> Raios de Curvatura para as três regiões da faixa A .....	92
<b>6.10</b> Raios de Curvatura para as três regiões da faixa B .....	94
<b>6.11</b> Evolução da flecha máxima nas faixas A e B da pista experimental .....	102
<b>6.12</b> Evolução das flechas médias com o tráfego nas faixas A e B da pista experimental	103
<b>6.13</b> Evolução da Vdp (mm/ciclo) para a faixa A .....	104
<b>6.14</b> Evolução da Vdp (mm/ciclo) para a faixa B .....	104
<b>6.15</b> Evolução da flecha média nas três regiões da Faixa A .....	107
<b>6.16</b> Evolução da flecha média nas três regiões da Faixa B .....	107
<b>6.17</b> Influência da inclusão do geotêxtil na deformação permanente .....	108
<b>6.18</b> Desvio da trajetória da trinca devido a inclusão do geotêxtil .....	114
<b>6.19</b> Precipitações pluviométricas médias e máximas mensais em Porto Alegre .....	116
<b>6.20</b> Temperaturas médias, máximas e mínimas do ar durante o experimento .....	117
<b>6.21</b> Esquema dos furos no revestimento para medidas de temperatura .....	119
<b>6.22</b> Temperatura do pavimento para dias típicos de verão e inverno medidas a duas profundidades no revestimento .....	119

## LISTA DE QUADROS

2.1 Categoria dos defeitos dos pavimentos .....	7
2.2 Níveis de severidade do afundamento na trilha de roda .....	8
3.1 Análise granulométrica do subleito natural .....	28
3.2 Classificação e características mecânicas do subleito .....	28
3.3 Resultados dos ensaios de índices físicos .....	29
3.4 Constantes de regressão na equação 3.4 .....	32
3.5 Síntese mineralógica do basalto alterado .....	33
3.6 Resultados de ensaios mecânicos .....	33
3.7 Resultados de resistência à compressão puntiforme .....	33
3.8 Análise granulométrica (lavada) do material de enchimento .....	34
3.9 Resultados de ensaios de caracterização do material de enchimento .....	34
3.10 Análise granulométrica da brita graduada .....	34
3.11 Resultados de ensaios em britas utilizadas no tratamento superficial duplo .....	35
3.12 Granulometria dos agregados do CBUQ .....	36
3.13 Composição granulométrica dos materiais pétreos do CBUQ .....	36
3.14 Distribuição granulométrica da mistura de materiais pétreos .....	37
3.15 Densidades dos materiais pétreos .....	37
3.16 Características Marshall do traço especificado .....	38
3.17 Características Marshall in situ .....	38
3.18 Módulos de resiliência e resistência à tração de corpos de prova moldados em laboratório .....	39
3.19 Módulos de resiliência de corpos de prova extraídos da camada de CBUQ .....	39
3.20 Características dos geotêxteis empregados .....	41
4.1 Tempo de operação do Simulador para aplicar $10^6$ ciclos de carga do eixo padrão ...	54
4.2 Relações entre a carga de semi-eixo e a pressão na unidade hidráulica .....	61
4.3 Pressão de enchimento dos pneus do Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS .....	63
6.1 Programa de aplicação de carga para as duas faixas da pista experimental .....	79
6.2 Deflexões características medidas antes do início da solitação da pista .....	82
6.3 Evolução das deflexões características, máximas e mínimas na Faixa A .....	82

<b>6.4</b> Evolução das deflexões características, máximas e mínimas na Faixa B .....	83
<b>6.5</b> Raios de curvatura calculados para os diversos ciclos de carga na Faixa A .....	91
<b>6.6</b> Raios de curvatura calculados para os diversos ciclos de carga na Faixa B .....	93
<b>6.7</b> Módulos da camada de concreto asfáltico para as três regiões da Faixa A .....	96
<b>6.8</b> Módulos da camada de concreto asfáltico para as três regiões da Faixa B .....	97
<b>6.9</b> Evolução das flechas médias e máximas (mm) para a Faixa A com o tráfego .....	100
<b>6.10</b> Evolução das flechas médias e máximas (mm) para a Faixa B com o tráfego .....	101
<b>6.11</b> Evolução da flecha média nas três regiões da Faixa A .....	105
<b>6.12</b> Evolução da flecha média nas três regiões da Faixa B .....	106
<b>6.13</b> Classificação das rodovias em função da irregularidade longitudinal .....	109
<b>6.14</b> Valores de QI e IRI para a Faixa A .....	111
<b>6.15</b> Valores de QI e IRI para a Faixa B .....	112

## RESUMO

Esta dissertação apresenta os resultados de uma análise experimental de um pavimento flexível solicitado por um simulador de tráfego linear. A pista experimental (com 20 m de comprimento e 3,5 m de largura) tem uma estrutura representativa de pavimentos existentes no Rio Grande do Sul: camada final de terraplenagem de argila laterítica, sub-base de macadame seco, base de brita graduada, camada de concreto asfáltico de 4 cm trincada e recapeamento, também em CBUQ, de 5 cm. A pista foi dividida em três regiões, sendo que em duas a camada trincada e o recapeamento foram ligados por mantas geotêxteis impregnadas de asfalto. O tráfego foi aplicado ao longo de duas faixas. A Faixa A, com 70 cm de largura, foi ensaiada entre setembro e dezembro de 1999, sendo aplicados cerca de 50.000 ciclos de carga de eixo de 100 kN e mais de 30.000 cargas de eixo de 120 kN. A Faixa B, com 100 cm de largura, foi ensaiada entre maio de 2000 e março de 2001, aplicando-se cerca de 345.000 ciclos de carga de eixo de 100 kN. Ao longo do período de ensaio foram medidas deflexões, bacias de deformação e deformações permanentes (afundamentos nas trilhas de roda e irregularidade longitudinal). Os parâmetros ambientais foram monitorados e mediram-se temperaturas do pavimento em duas profundidades da camada asfáltica. Os resultados do estudo explicitaram a influência marcante da temperatura do pavimento na deformabilidade plástica do concreto asfáltico. O aumento da temperatura e da carga de eixo na Faixa A também resultou em aumento das deflexões, sugerindo o início da fase de fadiga. Esse comportamento não foi observado na Faixa B, na qual o tráfego ocorreu em condições de temperatura controlada. Não se observou reflexão de trincas, sequer na região sem camada intermediária. Entretanto, a extração de placas mostrou a eficiência do geotêxtil no desvio na direção de propagação das trincas, retardando a reflexão das mesmas através do recapeamento asfáltico. Também se observou que o geotêxtil confinou a fluência do concreto asfáltico na camada de recapeamento, evitando danos às camadas inferiores. Finalmente, propõe-se nesta dissertação modelos estatísticos de grande significância que permitem estimar a temperatura no interior do pavimento em função da temperatura do ar e da irradiação solar.

## ABSTRACT

This dissertation presents the results of an experimental analysis of a flexible pavement loaded by a linear traffic simulator. The test section (20 m long, 3.5 m wide) is representative of pavements built in Rio Grande do Sul State (Brazil). Its structure is composed of: a top subgrade lateritic clay, dry-bound macadam subbase, densely graded rock base, cracked asphalt concrete (4 cm thick) and asphalt concrete overlay (5 cm thick). The test section was divided in three regions. In two of them, asphalt soaked non-woven geotextiles were included separating the cracked layer and the overlay. The traffic was applied along two wheel paths. Wheel path A, 70 cm wide, was loaded from September to December 1999. There the traffic simulator applied more than 50,000 cycles of 100 kN axle load and more than 30,000 cycles of 120 kN axle load. Wheel path B, 100 cm wide, was trafficked from May 2000 to March 2001. Nearly 345,000 cycles of 100 kN axle load were applied. All along the test periods, deflections and basins, as well as permanent deformations (rut depths and roughness) were measured. Environmental parameters were recorded and pavement temperatures measured at two depths of the asphalt layers. The study results made clear the remarkable influence of pavement temperature on asphalt concrete plastic deformability. Besides, higher temperatures and axle loads in wheel path A resulted in higher deflections, suggesting the beginning of fatigue. Such a behavior was not observed in wheel path B, where traffic was applied under controlled temperature. Crack reflection was not observed even in the region without intermediate layer. However, in plates extracted, the efficiency of geotextiles deviating cracks propagation was shown. It was also observed that the geotextiles confined asphalt concrete flow within the upper layer, preventing the bottom asphalt concrete and other pavement layers from serious damages. Finally, this dissertation proposes highly significant statistic models relating pavement temperatures to air temperature and sun radiation.

# 1 - INTRODUÇÃO

## 1.1 - O PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVAS

Os pavimentos não são concebidos para durarem eternamente, mas apenas para um determinado período no qual evoluem de uma condição ótima para uma condição ruim. A degradação de um pavimento flexível se dá de forma gradativa, contínua ao longo do tempo, e a partir da abertura ao tráfego, ocorrendo por meio de mecanismos complexos e ainda não inteiramente dominados através dos quais vão se acumulando gradativamente deformações plásticas e trincas no revestimento, decorrentes da interação entre a ação do tráfego e os efeitos climáticos.

A pesquisa abordada nesta dissertação foi desenvolvida tendo como horizonte ampliar o conhecimento do comportamento de pavimentos flexíveis submetidos ao tráfego através da análise experimental de pavimentos. Esta análise pode ser desenvolvida em:

- trechos rodoviários experimentais sujeitos ao tráfego normal de veículos;
- pistas especialmente construídas e solicitadas por veículos rodoviários em ritmos mais ou menos acelerados; e
- instalações que permitam simular e acelerar o tráfego (simuladores de tráfego).

Os trechos experimentais integrados a rodovias sujeitas ao tráfego real e as pistas reservadas ao tráfego mais ou menos acelerado têm a vantagem de oferecerem um ambiente natural, entretanto demandam períodos excessivamente longos para a obtenção dos resultados, apresentam um custo elevado e torna-se difícil à extrapolação dos dados a outras condições ambientais. As instalações onde se simula e acelera-se o tráfego reduzem o tempo do experimento e permitem o estudo de uma vasta gama de problemas que incluem degradações superficiais e resposta de natureza estrutural. O uso de simuladores de tráfego torna-se cada vez mais importante para se avançar no conhecimento dos mecanismos de degradação dos pavimentos de uma maneira mais rápida e segura, uma vez que a obtenção de semelhantes resultados é muito demorada em pavimentos submetidos ao tráfego normal de veículos.

No Rio Grande do Sul a técnica de ensaios acelerados de pavimentos com emprego de simuladores de tráfego é desenvolvida desde 1996. No período de 1996 a 1999 acumulou-se experiência sobre o comportamento de pavimentos delgados, nos quais a capacidade estrutural depende unicamente das camadas granulares.

A primeira pesquisa analisou o desempenho de pavimentos delgados com bases e sub-bases constituídas em basaltos alterados (Pistas 1, 2, 3, 4, 7 e 8). Os resultados dessa pesquisa foram apresentados na tese de doutorado de Núñez (1997).

Posteriormente foram solicitados dois pavimentos delgados com bases em brita graduada e sub-base em basalto alterado. Os comportamentos desses pavimentos experimentais (Pistas 5 e 9) foram analisados por Núñez et al (2000).

Foram também ensaiados outros dois pavimentos experimentais com base e sub-base em saibro de basalto alterado.

Resumindo, de maio de 1996 a setembro de 1999 o simulador de tráfego UFRGS/DAER-RS solicitou dez pavimentos, todos eles com revestimento tipo tratamento superficial, característico de rodovias de baixo volume de tráfego.

Por imposições do método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNER (Souza, 1981) sempre que o número de operações de eixo padrão (número N) superar  $10^6$  o revestimento deve ter a espessura mínima de 5 cm e ser asfáltico. Nesta dissertação foi executado revestimento em concreto asfáltico, tipo de camada de rolamento predominante nos pavimentos do estado do Rio Grande do Sul, do Brasil e mundialmente.

Conhecer os mecanismos de degradação desse tipo de revestimento, bem como a influência dos parâmetros de clima (notadamente a temperatura) no seu desempenho é fundamental para projetar-se misturas com maior durabilidade e que proporcionem pavimentos com melhores qualidades funcionais (conforto e segurança) e estruturais. Aspectos como a inclusão de mantas geotêxteis impregnadas de asfalto no retardamento da reflexão de trincas de fadiga em recapeamentos demandam igualmente estudo em verdadeira grandeza com perfeito controle de tráfego (número de solicitações, magnitude das cargas). Resultados de pesquisas desta natureza, que tem sido realizadas em vários países desenvolvidos, podem ser empregados tanto no aprimoramento dos procedimentos de misturas asfálticas quanto no desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho, ferramentas fundamentais na gerência de pavimentos.

## 1.2 - OBJETIVOS

Em vista desses aspectos, a presente pesquisa tem os seguintes objetivos:

- Reproduzir, de uma maneira acelerada, os mecanismos de degradação que ocorrem em pavimentos flexíveis, através da solicitação de uma pista experimental construída na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, localizada no Campus do Vale da UFRGS empregando-se o equipamento Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS;
- Acompanhar a evolução da degradação do pavimento com o intuito de se fazer uma comparação entre o desempenho de recapeamentos executados diretamente sobre uma camada trincada e com o uso de camada intermediária (geotêxteis impregnados com asfalto);
- Estudar o comportamento, do ponto de vista estrutural e funcional, de um pavimento com revestimento de concreto asfáltico através de medições defletométricas, deformações permanentes e degradações superficiais.

## 1.3 - ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A pesquisa apresentada nesta dissertação consta das seguintes etapas:

- Revisão bibliográfica dos estudos teóricos, de laboratório e de campo já realizados com o uso de Simuladores de Tráfego, bem como o uso de geotêxtil impregnado com asfalto como camada intermediária em pavimentos flexíveis. Estes aspectos são abordados no Capítulo 2;
- Construção da pista experimental, descrita no Capítulo 3;
- Solicitação do pavimento com o uso do equipamento simulador de tráfego que acelerara a degradação, em relação a uma rodovia em serviço, com as características do equipamento apresentadas no Capítulo 4;
- Levantamentos periódicos das condições do pavimento através do mapeamento das trincas refletidas com o auxílio de uma grade metálica, medidas de deflexões com a viga Benkelman e defletógrafo digital (viga eletrônica), deformações permanentes levantadas com o uso do perfilógrafo e irregularidade longitudinal também com o uso do perfilógrafo, com as descrições dos equipamentos apresentadas Capítulo 5;

- Medições das temperaturas do pavimento (a duas diferentes profundidades) quando submetido ao tráfego, bem como das temperaturas ambientes e precipitações pluviométricas, descritos no Capítulo 6;
- Análise das deflexões elásticas pontuais obtidas com a viga Benkelman e das deformadas com a viga eletrônica, apresentada no Capítulo 6;
- Estudo das deformações permanentes medidas com o uso do perfilógrafo, considerando a solitação do pavimento com dois níveis de carga de eixo (100 kN e 120 kN), descrito no Capítulo 6;
- Análise dos resultados obtidos e elaboração das conclusões de aspectos que poderiam ser objeto de futuras pesquisas, abordados no Capítulo 7.

## 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 – INTRODUÇÃO

Um pavimento é uma estrutura construída sobre a terraplenagem e que tem as funções de propiciar uma superfície de rolamento que atenda a requisitos de conforto e segurança para o tráfego, nas velocidades operacionais da via e manter estas características acima de limites admissíveis em quaisquer condições climáticas.

A norma brasileira de pavimentação, NBR 7207/82-ABNT apud Meddina (1987) define pavimento como:

“O pavimento é uma estrutura construída sobre a terraplenagem e destinada, econômica e simultaneamente, em seu conjunto:

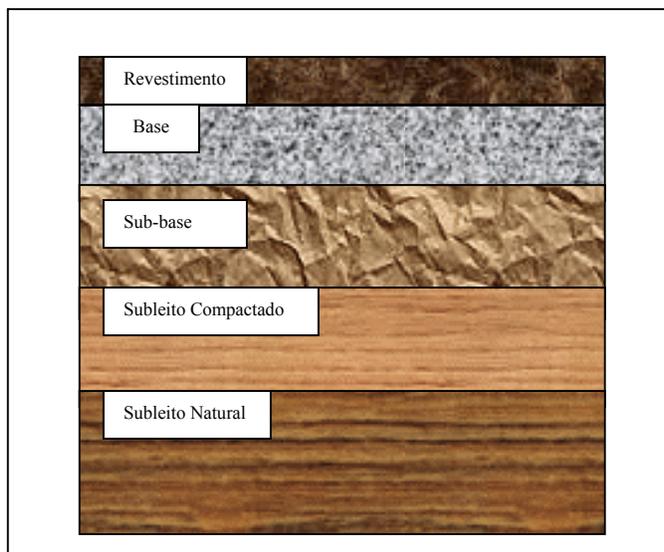
- a) a resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais produzidos pelo tráfego;
- b) a melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança;
- c) a resistir aos esforços horizontais que nela atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento”.

Pavimentos flexíveis são aqueles em que as deformações, até um certo limite, não levam à ruptura. São constituídos por camadas granulares que trabalham à compressão e camadas asfálticas que trabalham à tração (flexo-tração) e à compressão. A Fig. 2.1 mostra esquematicamente as camadas constituintes de um pavimento flexível.

O revestimento é a camada, tanto quanto possível, impermeável, que recebe as ações do tráfego e é destinada a melhorar a superfície de rolamento quanto às condições de conforto e segurança e a resistir aos esforços horizontais.

A camada de revestimento asfáltico tem, principalmente, as seguintes funções:

- a) impermeabilizar o pavimento, de modo a manter a capacidade de suporte das camadas subjacentes;
- b) providenciar uma superfície resistente à derrapagem, mesmo em pista úmida;
- c) reduzir as tensões verticais que as cargas de roda aplicam na camada base, de modo a controlar o acúmulo de deformações plásticas nessa camada.



**FIGURA 2.1 – Seção típica de um pavimento flexível**

## 2.2 – PRINCIPAIS MANIFESTAÇÕES DE DEGRADAÇÃO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

De acordo com DNER/98 existem três principais categorias de defeitos que explicam a deterioração dos pavimentos: trincamento, deformação e desagregação. O quadro 2.1 sumariza os modos de deterioração e seus fatores causadores.

QUADRO 2.1 – Categorias de defeitos dos pavimentos (MT/DNER/IPR/98)

<b>Categoria do Defeito</b>	<b>Causa Genérica</b>	<b>Causa Específica</b>
<b><u>Trincamento</u></b>	<b><u>Associada com Tráfego</u></b>	Cargas Repetidas (Fadiga)
		Carga Excessiva
		<b>Escorregamento de capa</b>
	Não associada com Tráfego	Mudanças de Umidade
		Mudanças Térmicas
		Retração (Propagação)
Deformação	Associada com Tráfego	Carga Excessiva (Cisalhamento)
		Fluência Plástica
		Densificação (Compactação)
	Não associada com o Tráfego	Expansão
		Consolidação de substratos
Desagregação	Associada com Tráfego	Degradação do Agregado
	Não associada com o Tráfego	Falta de qualidade dos materiais

Os defeitos são relacionados com a ação do tráfego e as condições ambientais.

### 2.2.1 – Deformações Permanentes

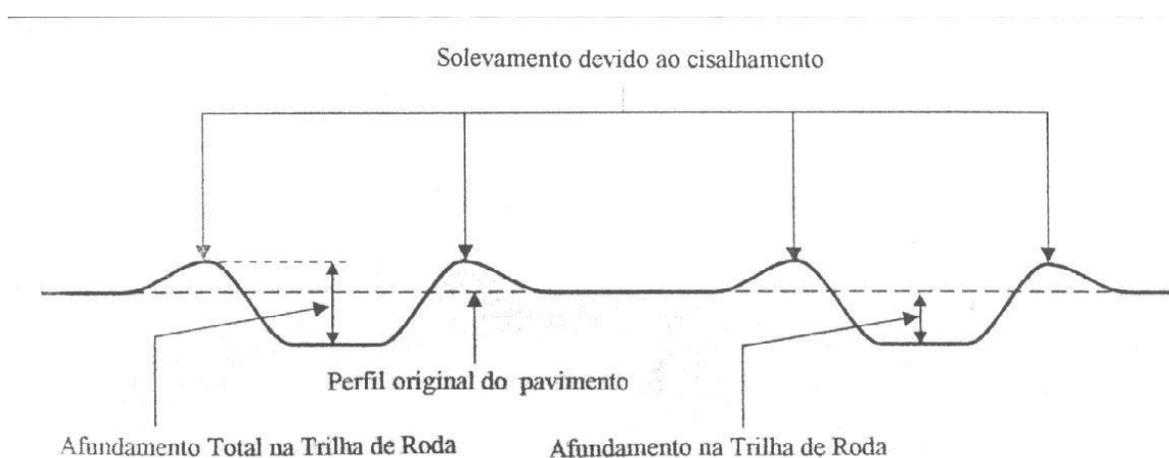
De acordo com Yoder & Witczac (1975) a deformação permanente na trilha de roda pode ser definida como uma distorção na superfície do pavimento causada pela consolidação de uma ou mais camadas desse pavimento. A norma americana ASTM D 5340 (1997) aplicado por Merighi (1999) define esse defeito como uma depressão superficial na trilha de roda, podendo ocorrer o levantamento das bordas ao longo da trilha, e complementa que um aumento excessivo da deformação permanente pode provocar a ruptura da estrutura do pavimento.

Conforme a norma americana ASTM (1997) a deformação permanente na trilha de roda é classificada em três níveis de severidade, como mostra o Quadro 2.2.

QUADRO 2.2 – Níveis de severidade do afundamento na trilha de roda (ASTM – D 5340, 1997)

Nível de Severidade na Seção	Profundidade na Trilha de Roda	
	Polegadas	mm
Baixo	1/4 a 1/2	6 a 13
Médio	> 1/2 a 1	> 13 a 25
Alto	>1	> 25

A Fig. 2.2 apresenta um esquema de deformação permanente em trilha de roda de acordo com Williams & Prowell (1999).



**FIGURA 2.2** – Deformação permanente propriamente dita e afundamento na trilha de roda (Williams & Prowell, 1999).

Observa-se claramente o sulco existente no pavimento definido como deformação permanente propriamente dita (downward) e a região sujeita à fluência por cisalhamento, denominado pelos autores como afundamento na trilha de roda (total rut depth).

Na norma brasileira, o DNER, através do documento TER 001/78 – Defeitos nos Pavimentos Flexíveis e semi-rígidos define como afundamento a deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento, acompanhada ou não de solevamento. Essa norma classifica esse afundamento em dois tipos: plástico e de consolidação. O plástico é

caracterizado como afundamento acompanhado de solevamento. Quando ocorre em extensão até 6 m é denominado afundamento plástico local e quando em extensão maior e ao longo da trilha de roda, é denominado afundamento plástico da trilha.

O solevamento corresponde à diferença de altura entre o perfil original da superfície do pavimento e a protuberância que se forma na lateral do sulco da roda.

O afundamento de consolidação é caracterizado como afundamento sem solevamento. Quando ocorre em extensão até 6 m é denominado afundamento de consolidação local e quando em extensão maior e ao longo da trilha de roda, é afundamento de consolidação da trilha. Essa definição serve de embasamento para o estudo da “Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos” da norma DNER-PRO 008/94.

### **2.2.2 – Irregularidade longitudinal**

A irregularidade longitudinal de um pavimento, ou simplesmente irregularidade, é conceituada como o conjunto dos desvios da superfície do pavimento em relação a um plano de referência, desvios esses que afetam a qualidade do rolamento e a ação dinâmica das cargas sobre a via. É a grandeza física mensurável, direta ou indiretamente, que melhor se correlaciona com o custo operacional dos veículos, o conforto, a segurança, a velocidade de percurso e a economia das viagens.

O efeito da irregularidade longitudinal é avaliado de forma indireta pela distorção das flechas medidas nas trilhas de roda, expressa através da variância determinada em uma análise estatística sobre os valores individuais obtidos em um determinado segmento.

A determinação da irregularidade longitudinal de um pavimento pode ser considerada, com boa aproximação, como uma medida indireta de sua serventia, assim tornou-se prática corrente a avaliação dos pavimentos por intermédio de equipamentos que forneçam a irregularidade. Os valores das irregularidades são utilizados diretamente, sem a necessidade de convertê-los em índice de serventia, uma vez que a irregularidade é uma medida objetiva, enquanto o índice de serventia apresenta um caráter subjetivo.

A irregularidade é uma característica que pode ter origem congênita, ou seja, decorrer de imperfeições no processo executivo, assim como pode resultar de problemas ocorridos após a construção, como resultado da atuação do tráfego, do clima e outros fatores.

A importância do conhecimento da irregularidade de uma rodovia reside na sua correlação com a qualidade de rolamento e com vários componentes dos custos operacionais dos veículos.

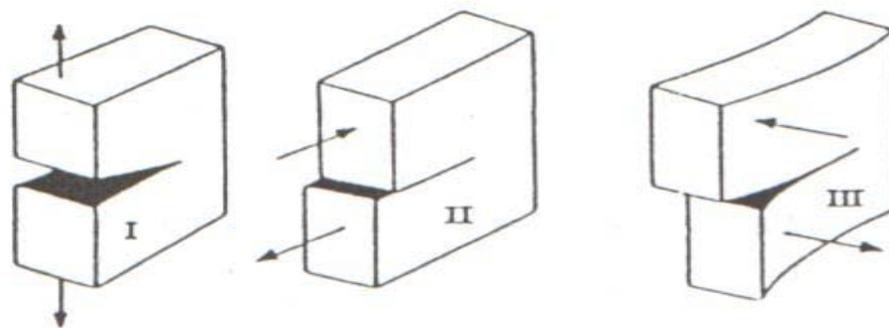
Os movimentos e esforços indesejáveis produzidos pela irregularidade longitudinal conduzem a uma condição de rolamento desconfortável, insegura e antieconômica.

### 2.2.3 – Trincamento de pavimentos

Com a passagem dos veículos e com as variações térmicas que ocorrem no pavimento, as extremidades das trincas se movimentam. A movimentação dos bordos das trincas pode ser de três diferentes maneiras, conforme mostrado na Fig. 2.3. (Molenaar, 1993)

- Modo I: Devido à retração térmica, as tensões de tração sob o centro de uma carga de roda ou o ressecamento do ligante hidráulico provocam a abertura da trinca.
- Modo II: Ocorre o cisalhamento da camada sob o efeito de uma carga de roda.
- Modo III: Ocorre rasgamento da camada. Isto acontece, por exemplo, quando a carga de roda se encontra de forma assimétrica, em apenas um dos lados da trinca, forçando um rasgamento da trinca em seu plano.

- 1) MODO I – Abertura
- 2) MODO II – Cisalhamento
- 3) MODO III - Rasgamento



**FIGURA 2.3** – Movimentação das trincas (Molenaar, 1993)

As trincas podem apresentar as seguintes configurações:

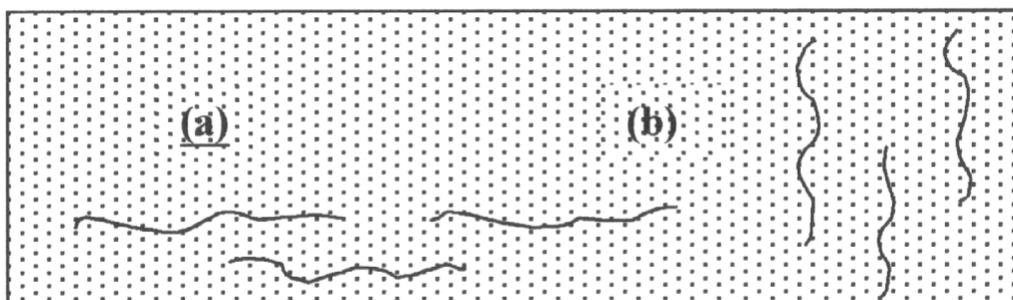
- a) Trincas isoladas
  - trinca longitudinal;

- trinca transversal;
- trinca oblíqua (com rara existência);

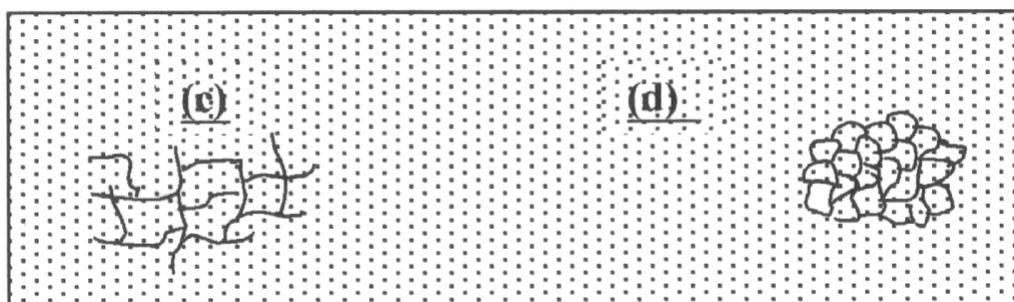
b) Trincas interligadas

- tipo bloco;
- tipo couro de jacaré;

A Fig. 2.4 ilustra os tipos de configurações *acima* mencionados.



**FIGURA 2.4 (a)** -Trincas Isoladas: (a) Longitudinais e (b) transversais



**FIGURA 2.4 (b)** - Trincas Interligadas: (c) Tipo bloco e (d) couro de jacaré

Segundo Molenaar (1993) as trincas transversais e em bloco são geralmente relacionadas a efeitos ambientais. Um bom exemplo para este fenômeno é o desenvolvimento de trincas de retração em base cimentadas devido a hidratação do cimento e subseqüente variações térmicas.

De acordo com Molenaar (1993), Gerritsen et al. (1987) e Jacobs et al. (1992) é provável que as trincas longitudinais nas trilhas de roda sejam originadas pelas cargas de tráfego. Os referidos autores sustentam que as forças cisalhantes horizontais que ocorrem abaixo dos pneus,

parados ou em movimento, são responsáveis pelas elevadas tensões de tração e deformações de extensão na superfície do pavimento, que atuam perpendicularmente à direção de movimento da roda. Estas tensões ocorrem próximo à extremidade do pneumático e produzem fissuras longitudinais.

A influência das forças cisalhantes horizontais são desprezíveis para profundidades de aproximadamente 50 mm. Estas fissuras se propagarão na direção longitudinal do pavimento devido ao rasgamento que é frequentemente chamado tipo de trincamento do Modo III. Este tipo de trincamento não é importante do ponto de vista estrutural, entretanto, tende a se propagar através do revestimento se nenhum tratamento conveniente for aplicado para deter o avanço.

O aparecimento de trincas na superfície de um pavimento traz consequências prejudiciais ao desempenho estrutural e funcional da rodovia, tais como:

- perda da impermeabilização da superfície;
- degradação do revestimento próximo à trinca;
- concentração de esforços nos bordos da trinca;
- maiores deformações da estrutura do pavimento;

## 2.3 - REFLEXÃO DAS TRINCAS

### 2.3.1 – Origem da degradação

O fenômeno de reflexão de trincas consiste na propagação de uma trinca, a partir de uma superfície degradada (pavimento antigo trincado), através de uma nova camada (recapeamento). Também pode ocorrer quando se tem uma base cimentada trincada por retração, propagando-se essa trinca através da espessura do revestimento.

O controle da reflexão das trincas em pavimentos é fundamental para um bom desempenho funcional e estrutural. Em termos gerais, segundo Columbier (1989) existem duas formas de se abordar o problema: a preventiva e a corretiva.

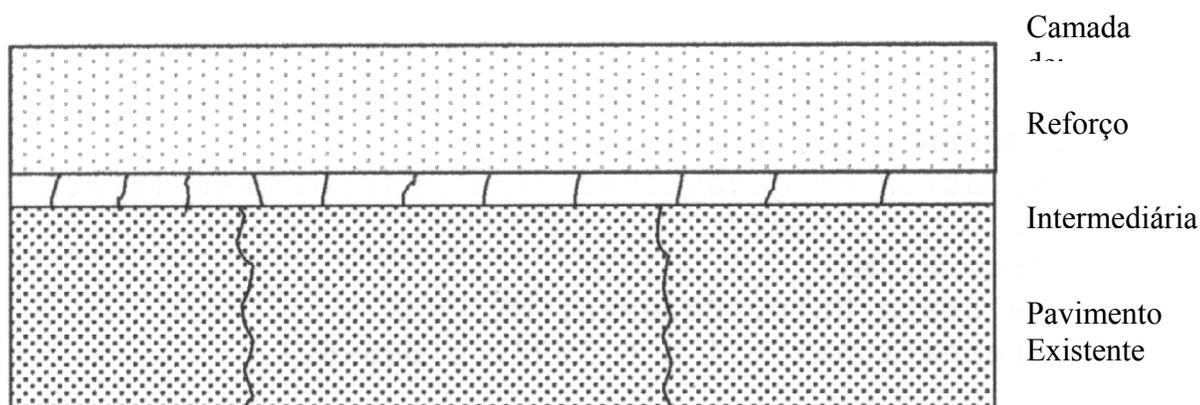
A abordagem preventiva consiste em medidas tomadas para eliminar as causas das trincas. Este procedimento pode constar de:

- a) execução de reforço onde houver fadiga da camada do pavimento;
- b) rejuvenescimento da camada de revestimento, por exemplo, através da reciclagem, quando ocorrer o envelhecimento da camada betuminosa;

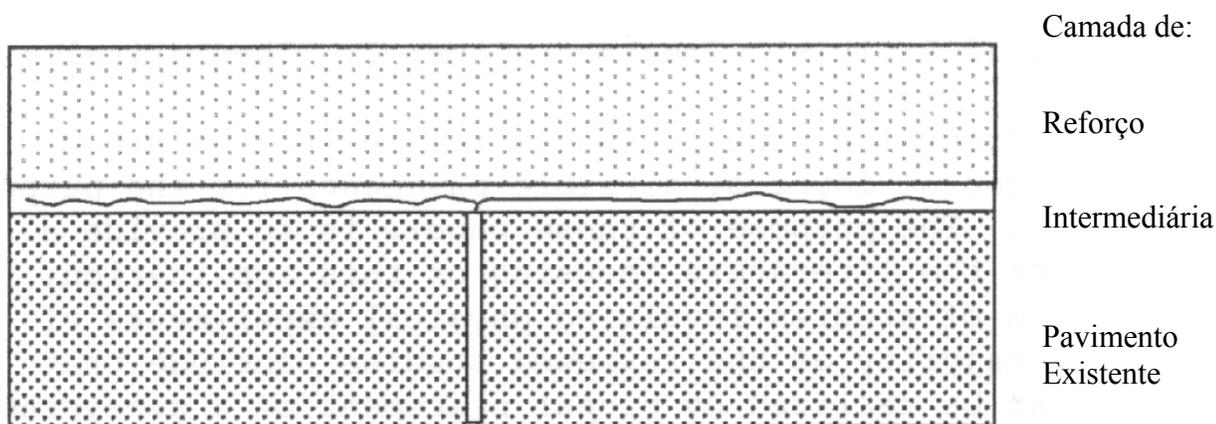
c) execução de drenagem, quando a causa for a perda de suporte devido a presença da água em excesso.

A abordagem corretiva procura impedir ou retardar a propagação das trincas até a superfície do revestimento. O procedimento mais utilizado neste caso é o de retardar a propagação das trincas e consta de atividades como:

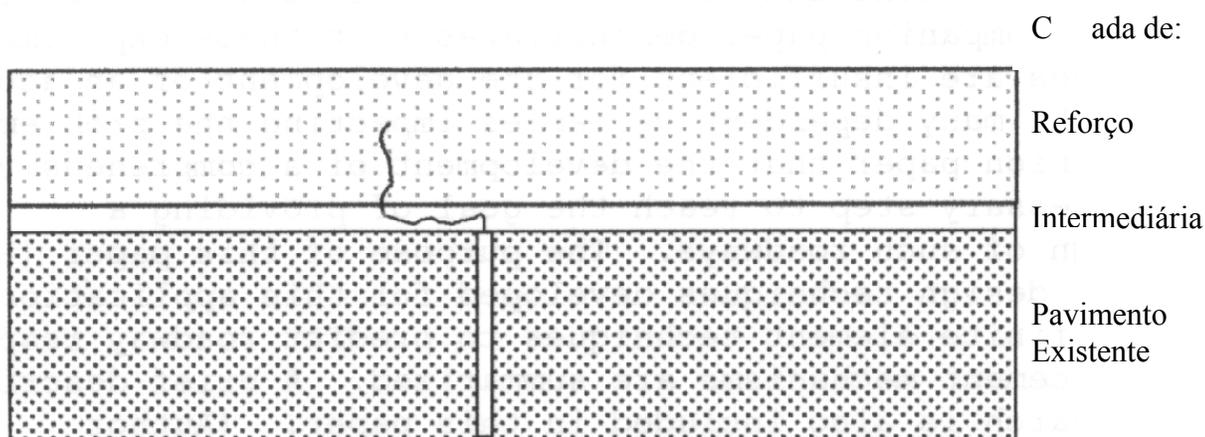
- a) Selagem das trincas ou aplicação de lama asfáltica;
- b) Construção de uma nova camada com o aumento da espessura de concreto betuminoso, o que na maioria dos casos torna-se inviável economicamente;
- c) Um projeto da camada de recapeamento com a finalidade de aumentar sua capacidade de resistir às tensões ou deformações impostas pela movimentação das trincas subjacentes, por exemplo, deixando a massa mais flexível pela adição de polímeros ou borracha ao asfalto;
- d) Aplicação de uma camada intermediária entre a camada trincada e a nova camada de reforço, podendo ser dos tipos a seguir:
  - d.1) Isolamento das camadas, mediante a colocação de lâmina de papel craft, geotêxtil ou fina camada de areia, em que estes produtos fiquem aderidos somente a uma das camadas;
  - d.2) Isolamento parcial entre a camada de reforço e o pavimento existente, de forma que a camada intermediária, atue segundo um dos princípios indicados nas Fig. 2.5 a 2.7:



**FIGURA 2.5** - Princípio 1 de Columbiier (divisão do trincamento em segmentos menores)



**FIGURA 2.6-** Princípio 2 de Columbier (redireciona a trinca)



**FIGURA 2.7 -** Princípio 3 de Columbier (desvia a trajetória da fissura, retardando o aparecimento no revestimento)

### 2.3.2 – Sistemas anti-reflexão de trincas

Conforme o relato de Rodrigues (1991), pode-se identificar diversos sistemas, de acordo com a natureza da camada intermediária, que controla o mecanismo de reflexão das trincas. Estes sistemas estão divididos em:

#### 1) Camada de Absorção de Tensões

Os materiais que a compõem são de alta ductilidade (suportam deformações elevadas sem ruptura), resultando em uma redução das tensões atuantes na camada de recapeamento.

Os tipos principais são:

- Mistura de asfalto-borracha.
- Membranas reforçadas 'in situ' com ligante modificado espalhado sobre fios contínuos de poliéster.
- Membranas usando composto betuminoso de propileno.

### *II) Camadas de Absorção de Deslocamentos*

Os materiais que as constituem são granulares ou misturas asfálticas abertas. São apropriadas quando as deflexões diferenciais entre as paredes das trincas são elevadas.

### *III) Camadas de Desvio de Trincas*

São aquelas que atrasam a propagação da trinca de reflexão na camada de recapeamento por redirecionarem a energia de deformação para a formação de um desligamento localizado entre a camada intermediária e o pavimento subjacente. Os geotêxteis impregnados com asfalto são exemplo deste tipo de camada.

## 2.4 – EXPERIMENTOS REALIZADOS COM SIMULADORES DE TRÁFEGO

A utilização de instalações especiais para ensaios em verdadeira grandeza permite que os resultados dos experimentos possam ser generalizados e aplicados em outras condições de tráfego. Para bem compreender os mecanismos de degradação de pavimentos, é preciso estabelecer relações entre os números e magnitudes das cargas aplicadas, e os danos por elas causados aos pavimentos. Esta relação não é satisfatória quando fornecida por pavimentos experimentais construídos em rodovias em serviço e sujeitas a tráfego normal, uma vez que é muito difícil precisar as magnitudes das solicitações e pela demora excessiva para o acúmulo significativo de degradações (ao menos em pavimentos bem dimensionados e construídos).

De acordo com o relato de Núñez (1997), o marco da análise experimental de pavimentos data do final dos anos 40 quando foram realizados nos Estados Unidos três grandes ensaios sob

condições controladas. O primeiro destes experimentos foi o “Maryland Road Test” que objetivava determinar os efeitos relativos de níveis diferentes de carregamento em um pavimento de concreto. Foi realizado em um trecho rodoviário com aproximadamente 2 Km de extensão, construído no estado de Maryland em 1941.

O segundo experimento tornou-se conhecido por *WASHO Road Test* e teve os mesmos objetivos do primeiro, onde foram construídas duas pistas idênticas apresentando diversas combinações de espessuras de misturas asfálticas a quente e de bases granulares. De acordo com Huang (1993) os principais resultados deste experimento foram:

- a) o estabelecimento de equivalência entre eixos simples e tandem, tanto em termos de degradação, quanto em termos de deflexão;
- b) a observação de que a pavimentação do acostamento retardava a degradação da trilha das seções experimentais; e que
- c) as deflexões dos pavimentos eram influenciadas pela velocidade do veículo, pelo carregamento e pelo teor de umidade das camadas superiores do subleito.

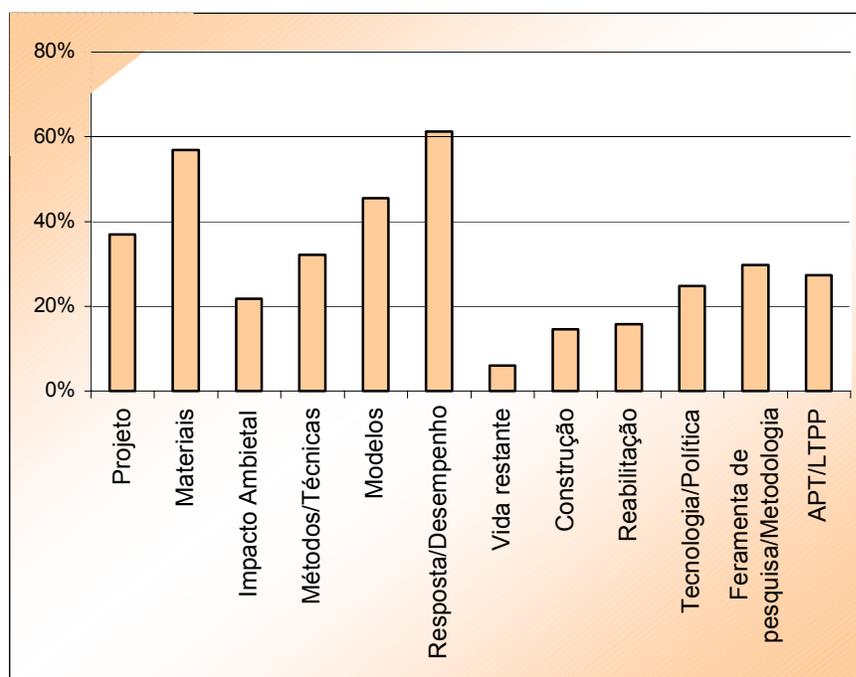
Em agosto de 1956 iniciou-se a construção das instalações experimentais da AASHO em Ottawa. O principal objetivo do *AASHO Road Test* era determinar uma relação significativa entre o número de repetições de eixos, com cargas diferentes em magnitudes e arranjos, e o desempenho de pavimentos constituídos por camadas de natureza e espessura variadas. A introdução do conceito de serventia (*serviceability*) foi uma importante contribuição do AASHO Road Test, e também é importante salientar que este experimento permitiu constatar que o desempenho futuro dos pavimentos pode ser previsto, com razoável precisão, através de medidas de deflexões e deformações feitas durante a construção dos pavimentos ou durante um período crítico do ano.

Núñez (1997) também destacou o papel das Conferências Internacionais sobre Pavimentos Asfálticos (conhecidas como *Conferências Ann Arbor*, cidade-sede da Universidade de Michigan) na divulgação de ensaios acelerados de pavimentos, com emprego de simuladores de tráfego radiais ou lineares.

Os ensaios acelerados de pavimentos em verdadeira grandeza vêm se tornando cada vez mais importantes, devido a sua grande contribuição na análise do comportamento do desempenho dos pavimentos. Em outubro de 1999, na cidade de Reno, Nevada, foi realizada a 1ª Conferência

Internacional de Ensaio Acelerados de Pavimentos onde foram apresentadas as mais recentes pesquisas com ensaios acelerados de pavimentos realizadas no mundo.

Dos artigos apresentados nesta conferência retiraram-se muitas lições para a engenharia dos pavimentos e foi possível, através da análise dos conteúdos dos respectivos trabalhos, mostrar os impactos em cada campo da engenharia dos pavimentos conforme mostrado na Fig. 2.8.



**FIGURA 2.8** – Conteúdos abordados pelos trabalhos apresentados na Conferência Internacional de Ensaio Acelerados de Pavimentos (Hugo, 1999)

O pesquisador Fred Hugo, apresentou uma síntese da Conferência Internacional de Ensaio Acelerados de Pavimentos destacando, entre outros:

- O trabalho de Kekwick et al. que focalizou os fatores que contribuíram para o notável sucesso do programa de testes acelerados de pavimentos da África do Sul com o “*South African Heavy Vehicle Simulator*” (HVS). Os pontos chave deste trabalho, entre outros, realçam a necessidade de:

a) estabelecer uma abordagem coerente para a análise acelerada de pavimentos (*Accelerated Pavement Testing – APT*), incluindo estratégias de curto e longo prazo com emprego de técnicas de gerência de tecnologia;

b) cooperação entre autoridades rodoviárias e pesquisadores na definição de necessidades e produtos; e

c) esforço concentrado para assegurar a transferência de tecnologias novas e sua implementação.

- O trabalho apresentado por Gramsammer et al. com uma visão dos trabalhos realizados na instalação para ensaios acelerados de pavimentos localizada no Centro de Nantes do *Laboratoire Central des ponts et Chaussées* (LCPC) desde 1984. Durante este período mais de 50 milhões de ciclos de carga foram aplicados em mais de 180 seções experimentais. O Simulador radial (*manège de fatigue*) permite a realização de ensaios com velocidades superiores a 100 Km/h e a aplicação de 800.000 ciclos de carga durante um mês de ensaio, podendo a carga também variar de eixo simples de 80 kN a eixo tandem triplo com 300 kN.
- O artigo de Sharp et al. onde se relata o sucesso do “*Australian ALF Program*”. A base deste programa é a construção de pavimentos em verdadeira grandeza submetidos a tráfego convencional e o relato dos resultados de desempenho sobre tráfego acelerado. Juntamente com os ensaios de campo são realizados ensaios em laboratório. Com emprego do simulador linear australiano (*Accelerated Loading Facility – ALF*), é possível a aplicação de 50.000 ciclos de carga durante uma semana de ensaio.
- A apresentação de Lynch et al. na qual resumiu-se a experiência de 50 anos do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (*U.S Army Corps of Engineers - USACE*) em testes acelerados de pavimentos em verdadeira grandeza como técnica de validação de pesquisas laboratoriais. Os resultados dos estudos têm sido implementados através do estabelecimento de métodos e procedimentos de dimensionamento, construção, avaliação e conservação de pavimentos. O programa atual de APT do USACE inclui um simulador sul-africano móvel tipo HVS (*Heavy Vehicle Simulator*), empregado em pesquisas desenvolvidas no CRREL (*Cold Region Road Experimental Laboratory*), no nordeste dos Estados Unidos.
- O trabalho de Molenaar et al. onde enfatiza-se que uma das aplicações básicas da APT é o desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho. Diversos modelos têm sido propostos para estimar a evolução de trincamentos, deformações permanentes, variações nos módulos de resiliência (retroanalizados) de misturas asfálticas com o tráfego, e o

correspondente aumento na deflexão. Os autores frisam que há indicativos de que esses tipos de modelos podem ser significativamente afetados pela espessura da camada asfáltica. Também alertam que:

- a) a correção da temperatura para retroanálise do módulo do concreto asfáltico deve levar em conta a severidade do dano nessa camada; e que
  - b) a estimativa da vida residual do pavimento a partir de resultados de retroanálise parece ser questionável.
- O artigo de Newcomb et al. sobre o início, em 1994, do experimento *MnRoad* em Minnessota. Com um custo de 25 milhões de dólares, o *MnRoad* apresenta 40 seções experimentais, das quais 17 correspondem a baixo volume de tráfego. A instrumentação extensiva é um aspecto destacável desta instalação.
- O relato de Epps et al. sobre os aspectos mais notáveis do projeto *WesTrack*, em Nevada. Com um custo de 14,5 milhões de dólares, a instalação vem operando desde 1996. Consiste de uma pista oval de 3 km, solicitada por caminhões teleguiados; cada um aplicando 10,5 cargas equivalentes de eixo de 82 kN em cada passada. Os objetivos principais do projeto eram:
- a) O desenvolvimento de especificações baseadas no desempenho para misturas asfálticas usinadas a quente; e
  - b) a validação do método Superpave para dosagem de misturas asfálticas.
- Os principais resultados do *WesTrack* até 1999 foram:
- a) a constatação de que a vida de fadiga de misturas asfálticas aumenta com uma compactação adequada (baixo volume de vazios da mistura); e
  - b) o desenvolvimento de uma nova técnica para recuperação de pavimentos afetados por afundamentos de trilhas de roda.
- As pesquisas desenvolvidas com o simulador linear móvel *TxMLS* do Texas, que deram origem a uma metodologia usada para quantificar a influência da temperatura, da estrutura do pavimento, das características dos materiais e dos fatores de equivalência de carga em procedimentos de recuperação estrutural de pavimentos.

Ao finalizar sua síntese, Fred Hugo observou que:

- é preciso entender que APT é uma ferramenta de apoio para a gerência de pavimentos, demandando cuidadoso planejamento estratégico;
- a utilidade da APT na avaliação de novos materiais está bem comprovada, mas esse fato não é tão divulgado quanto deveria (necessidade de marketing);
- a APT tem tido sucesso na avaliação de materiais granulares e de estruturas alternativas de pavimentos, mas isto também deve ser melhor divulgado; e
- os ensaios acelerados de pavimentos constituem uma técnica complexa; cujo aprendizado demanda tempo. Envolvem treinamento de técnicos e o domínio de aspectos relacionados à operação de simuladores de tráfego. É provável que os primeiros estudos realizados em uma instalação não sejam sucessos completos, tornando-se necessária uma perspectiva de vários anos para o desenvolvimento de pesquisas. Compartilhar dados experimentais e resultados é imperativo em função dos elevados custos das pesquisas e da necessidade de evitar-se a repetição de erros.

Do ponto de vista tecnológico Hugo (1999) salientou que:

- as cargas dinâmicas e as reais tensões de contato pneu-pavimento não são ainda suficientemente bem entendidas, o que dificulta sua implementação em métodos de dimensionamento de pavimentos;
- a modelagem dos afundamentos de trilha de roda avançou a tal ponto que é possível estabelecer uma relação entre medidas em pavimentos sob carregamento acelerado (APT) e pavimentos com tráfego normal (LTTP);
- os resultados da APT mostraram que em muitos casos o expoente  $n$  empregado para calcular fatores de equivalência de carga é maior do que 4 (valor resultante do *AASHO Road Test*);
- é absolutamente necessário o cruzamento de resultados de APT e laboratório;
- o efeito da água nos diferentes mecanismos de degradação de pavimentos precisa ser quantificado.

## 2.5 – ÁREA DE PESQUISAS E TESTES DE PAVIMENTOS

A Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos está localizada no Campus do Vale da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, no município de Porto Alegre. Em um terreno de 5.000 m<sup>2</sup> foram construídos, em 1996, doze pistas experimentais com 20 m de comprimento e 3,5 m de largura e um prédio para controle das operações, processamento das informações, bem como armazenamento das informações e equipamentos. A Fig. 2.9 mostra a instalação.



**FIGURA 2.9** - Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, Campus do Vale da UFRGS, Porto Alegre-RS

A primeira pesquisa (Núñez, 1997) realizada na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos analisou o comportamento mecânico de pavimentos delgados em bases constituídas de basaltos alterados. Esta pesquisa resultou na tese de doutoramento do professor W. P. Núñez, intitulada “Análise Experimental de Pavimentos Rodoviários Delgados com Basaltos Alterados”, cujo objetivo está focado na previsão de desempenho quanto às solicitações mecânicas e no desenvolvimento de um método de dimensionamento baseado nas especificidades do material e do tráfego.

Também foram estudados, em 1997, os efeitos da alteração da carga máxima legal por eixo, pressão de inflação e tipo de pneu na resposta elástica de um pavimento delgado. Este estudo resultou na dissertação de mestrado de J. F. Albano, em 1998, intitulada “Efeitos da Variação de Carga por Eixo, Pressão de Inflação e Tipo de Pneu na Resposta Elástica de um Pavimento”.

A Área de Testes já apresentou boas contribuições decorrentes de estudos desenvolvidos (Nuñez et al. 2000).

A instalação apresenta amplas possibilidades de expansão física para a construção de laboratórios, oficinas e salas de aula equipadas. No final do ano de 2000 foi construído na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos um laboratório para execução de ensaios em misturas asfálticas.

### 3 - CONSTRUÇÃO DA PISTA EXPERIMENTAL

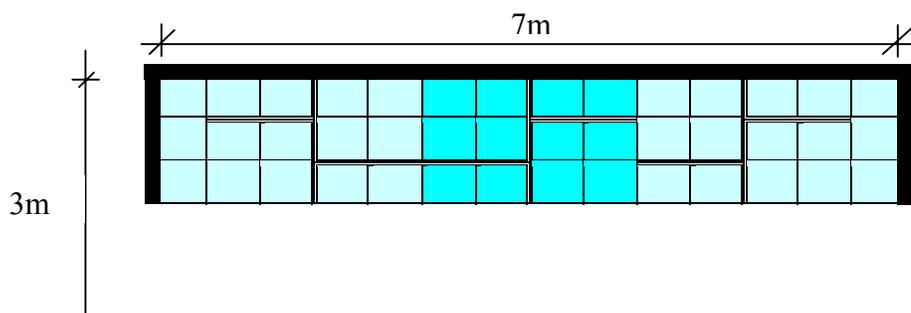
#### 3.1 - INTRODUÇÃO

Esta pesquisa foi desenvolvida na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, localizada no Campus do Vale da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), no município de Porto Alegre, RS.

Relata-se aqui a construção da pista experimental, abordando-se os aspectos mais notáveis da execução. É dada ênfase à caracterização dos materiais constituintes das camadas do pavimento e dos geotêxteis utilizados com o objetivo de retardar a propagação das trincas de fadiga no recapeamento asfáltico (CBUQ).

#### 3.2 - A ESTRUTURA DA PISTA EXPERIMENTAL

Para a realização da pesquisa foi construída uma pista experimental com revestimento de concreto asfáltico composto de duas camadas, sobre um pavimento existente previamente solicitado (Núñez et al. 2000). Sabe-se que um dos principais campos de aplicação dos geotêxteis é a sua utilização como elemento retardador da propagação de fissuras em recapeamentos asfálticos. Assim, entre as duas camadas de concreto asfáltico foi utilizado o geotêxtil como camada intermediária. Para reproduzir um padrão de trincamento de fadiga na camada inferior de concreto asfáltico, serraram-se trincas com 3,5 mm de largura e 4 cm de profundidade, como mostrado na Fig. 3.1.



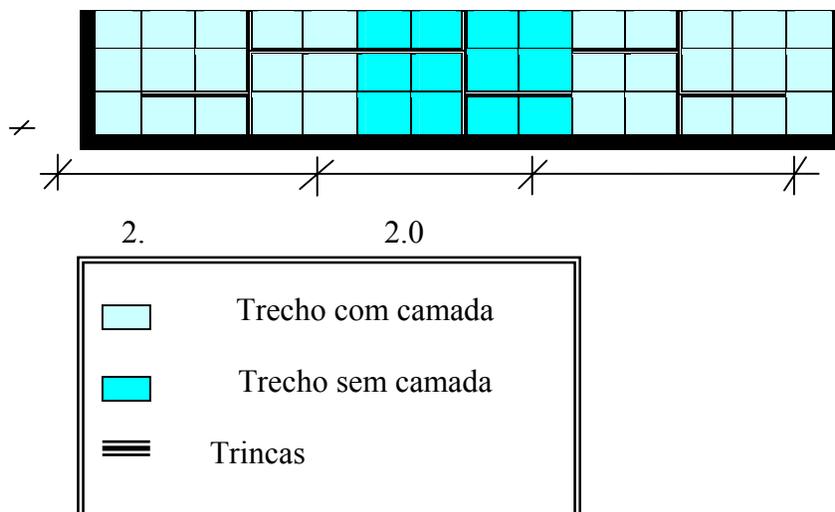


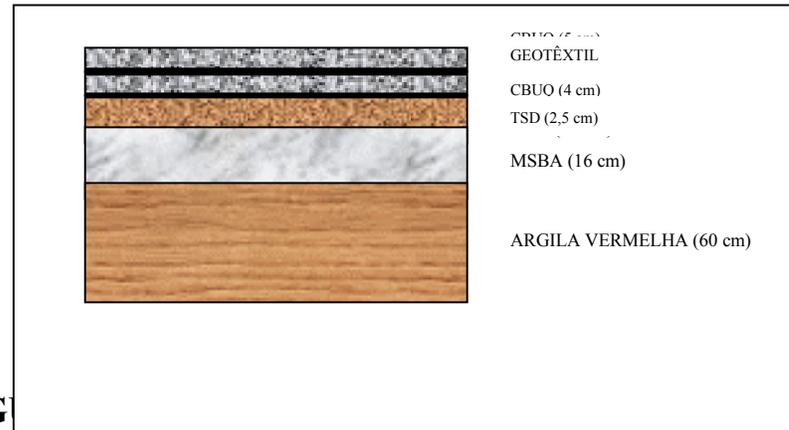
FIGURA 3.1 – Padrão de trincamento na camada inferior de CBUQ

Após a execução das camadas em concreto asfáltico, realizaram-se levantamentos defletométricos com viga Benkelman. Também foram realizados ensaios laboratoriais para a determinação do teor de betume, da estabilidade Marshall e da fluência em corpos de prova moldados in situ e ensaios de módulos de resiliência em corpos de prova extraídos do pavimento.

A camada de revestimento em CBUQ da pista experimental em estudo foi construída sobre um pavimento já existente e ensaiado. A seção transversal da pista experimental está apresentada na Fig. 3.2. Neste pavimento observam-se a seguintes camadas:

- 1) camada final de terraplenagem composta por argila vermelha de comportamento laterítico, compactada em três camadas de 20 cm de espessura cada uma, totalizando 60 cm;
- 2) sub-base de macadame seco com basalto alterado com espessura compactada de 16 cm;
- 3) base de brita graduada de rocha sã com espessura compactada de 12 cm;
- 4) tratamento superficial duplo com capa selante com espessura de 2,5 cm;
- 5) camada inferior de concreto asfáltico com espessura de 4 cm, trincada artificialmente;
- 6) camada intermediária de geotêxtil; e
- 7) camada superior de concreto asfáltico com espessura de 5 cm.

Os geotêxteis, impregnados com material betuminoso, foram colocados entre as camadas de concreto asfáltico, com o objetivo de retardar a reflexão das trincas de fadiga serradas artificialmente na camada inferior.



**FIG** ntal

O número estrutural corrigido do pavimento é o parâmetro mais significativo da capacidade estrutural. Sua determinação foi feita conforme indicado por Ullidtz (1998) e pelo Procedimento DNER 159/85.

O número estrutural do pavimento (SN) foi calculado através da equação (3.1):

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (3.1)$$

Na Equação (3.1):

$D_1$ ,  $D_2$  e  $D_3$  são as espessuras do revestimento, base e sub-base, respectivamente, em polegadas; e

$a_1$ ,  $a_2$  e  $a_3$  são os coeficientes dessas camadas.

Os coeficientes  $a_i$  são função do módulo de resiliência (E) da camada, em MPa.

$$a_1 = 0,40 \cdot \log (E/3000 \text{ MPa}) + 0,44$$

$$a_2 = 0,25 \cdot \log (E/160 \text{ MPa}) + 0,11$$

$$a_3 = 0,23 \cdot \log (E/160 \text{ MPa}) + 0,15;$$

Os coeficientes  $m_2$  e  $m_3$  foram incorporados na equação (3.1) para levar em conta os efeitos de drenagem. De acordo com Núñez et al. (2002), para as camadas de base e sub-base do pavimento analisado nesta dissertação pode-se adotar os seguintes valores:

$m_2 = 0,8$  para a camada de brita graduada e

$m_3 = 1,0$  para a camada de macadame seco

Resultando assim um número estrutural do pavimento,  $SN \cong 3,1$

Para considerar o efeito do subleito na capacidade estrutural do pavimento, o Procedimento 159/85 do DNER propõe o cálculo de um número estrutural corrigido (SNC), dado por:

$$SNC = SN + SN_{SG} \quad (3.2)$$

Na equação (3.2)  $SN_{SG}$  é a parcela de contribuição do subleito (ou camada final de terraplenagem), que é função do ISC (Índice de Suporte Califórnia).

$$SN_{SG} = 3,51 \log_{10}(ISC) - 0,85 [\log_{10}(ISC)]^2 - 1,48 \quad (3.3)$$

A contribuição do subleito pode ter variado entre 1,6 (correspondente a  $ISC = 17\%$ , máximo valor na Fig. 3.5) e 1,2 (correspondente a  $ISC = 10\%$ , mínimo aceitável para faixa de umidade de construção).

Assim, o SNC do pavimento estudado deve estar compreendido no intervalo entre 4,3 e 4,7.

### 3.3 - OS MATERIAIS EMPREGADOS

#### 3.3.1 O Subleito natural

Foram realizados ensaios de caracterização no solo abaixo da camada final de terraplenagem, com amostras retiradas a duas profundidades. De acordo com a classificação visual obteve-se dois tipos de solos nas duas profundidades onde foram recolhidas as amostras. Com uma espessura de 36,5 cm detectou-se um saibro com mica e argila variegada (solo 1) e, mais abaixo, com uma espessura de 30 cm, argila com pedregulho vermelho com amarelo (solo 2). Os resultados obtidos apresentam-se nos Quadros 3.1 e 3.2. No Quadro 3.3 apresentam-se os resultados dos ensaios de consistência.

**QUADRO 3.1** – Análise granulométrica do subleito natural (Medeiros et al. 1999)

Análise Granulométrica								
Peneiras	3/4"	3/8"	N <sup>o</sup> 4	N <sup>o</sup> 10	N <sup>o</sup> 20	N <sup>o</sup> 40	N <sup>o</sup> 60	N <sup>o</sup> 200
% passante (solo1)	100	99	98	91	80	72	67	56
% passante (solo 2)	100	99	99	95	82	75	70	58

**QUADRO 3.2** - Classificação e características mecânicas do subleito (Medeiros et al. 1999)

Classificação		Características Compactação		I.S.C				Tipo de solo	
IG	HRB	$\gamma_D$ (kN/m <sup>3</sup> )	$W_{ót}$ (%)	W (%)	$\gamma_D$ (kN/m <sup>3</sup> )	Expansão (%)	ISC (%)	Clas. Textural AASHO	Classificação Visual
6	A6	17,30	18	18,5	16,94	0,32	12	Argila arenosa	Saibro com mica e argila variegada (solo 1)
11	A7-6	17,30	18,5	18,8	17,09	0,21	11	Argila arenosa	Argila c/ pedregulho vermelho c/ amarelo (solo 2)

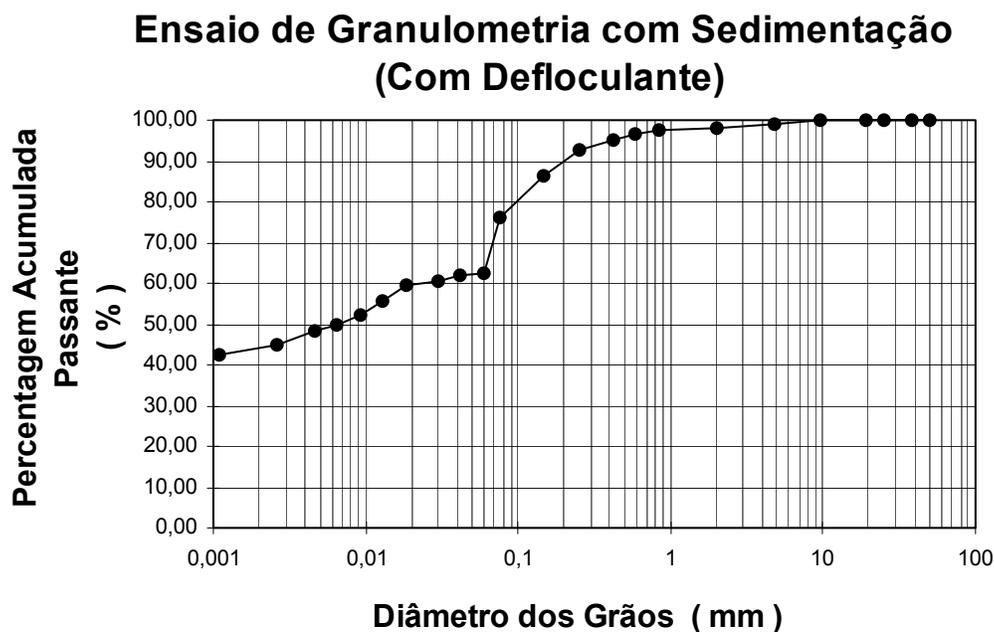
**QUADRO 3.3** – Resultados dos ensaios de consistência (Medeiros et al. 1999)

Índices Físicos		
	LL	IP
Solo 1	40	16

Solo 2	42	23
--------	----	----

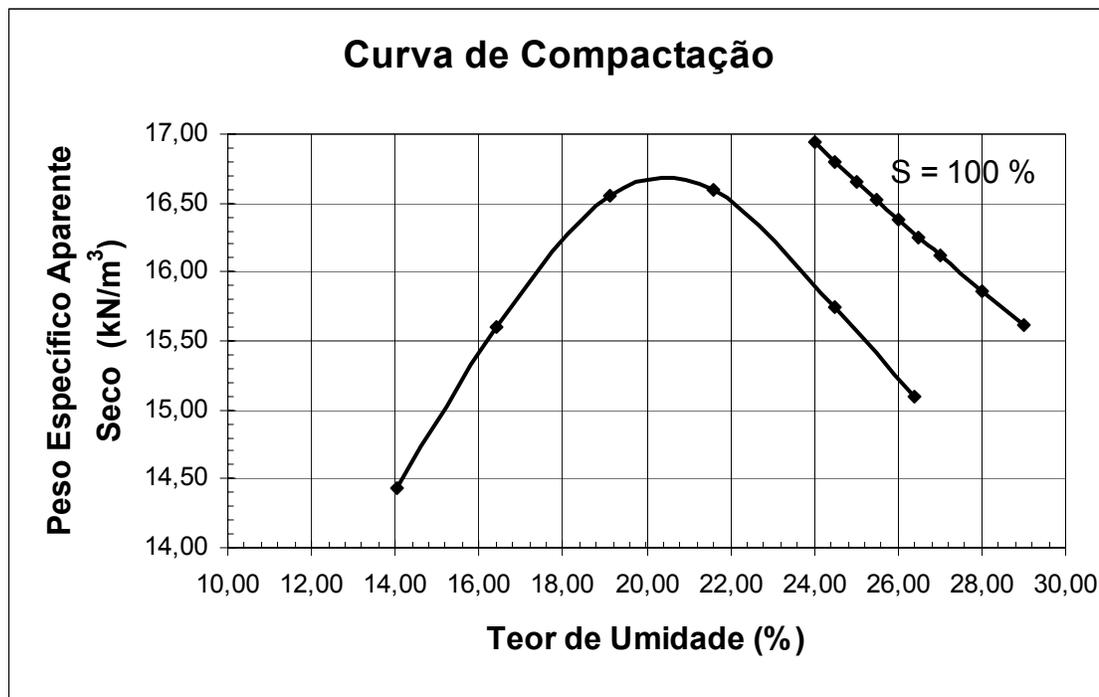
### 3.3.2 Camada final de terraplenagem

O solo empregado na camada final de terraplenagem (CFT) apresenta a distribuição granulométrica mostrada na Fig. 3.3, com mais de 50% do peso passando na peneira N° 200. A densidade real dos grãos é 2,85. O limite de liquidez é 44% e o Índice de Plasticidade 21%. Assim, de acordo com a classificação de solos da AASHTO, trata-se de um solo argiloso A-7-6(7), e de acordo com a classificação MCT trata-se de um solo argiloso de comportamento laterítico (LG'). Visualmente é uma argila arenosa vermelho escura [Núñez (1997)].



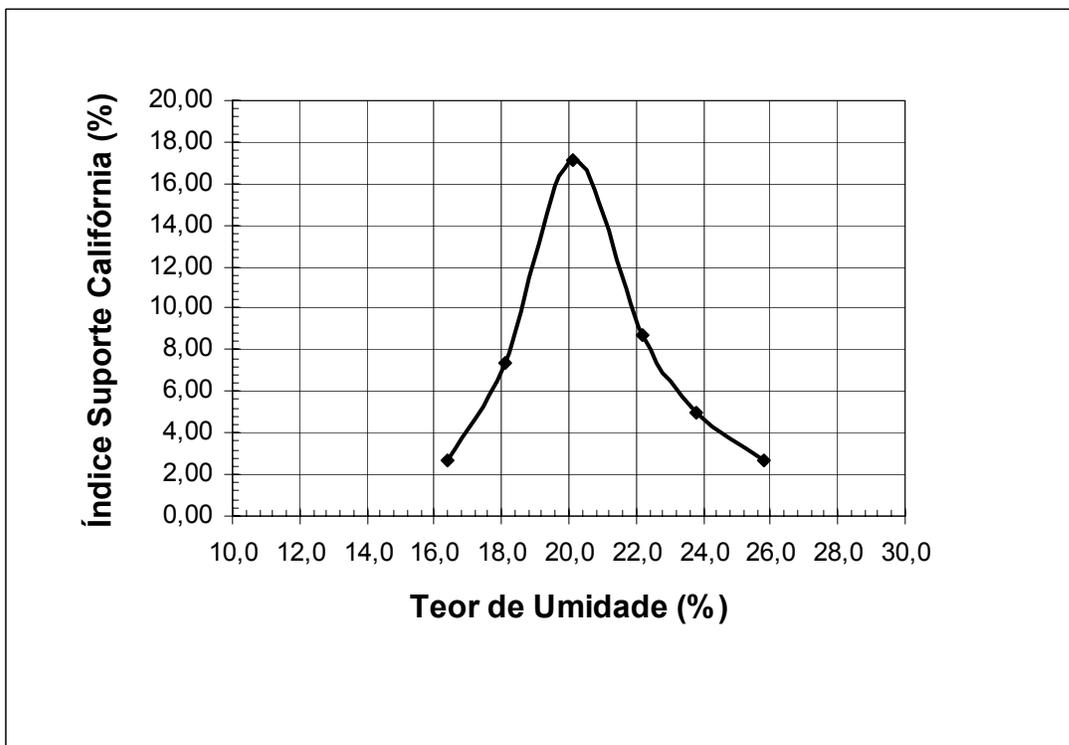
**FIGURA 3.3** - Curva granulométrica do solo da CFT [Núñez (1997)]

Na Fig. 3.4 apresenta-se a curva de compactação na energia normal do ensaio de Proctor. Nela obtém-se o peso específico aparente seco máximo, igual a  $16,70 \text{ kN/m}^3$ , correspondente ao teor ótimo de umidade de 20,60 %.



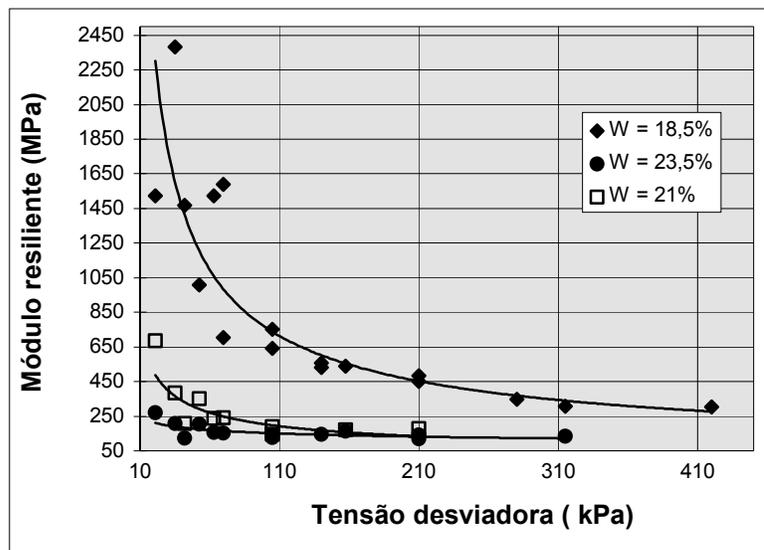
**FIGURA 3.4** - Curva de compactação (Energia Normal) do solo da CFT.

A curva de variação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) do solo compactado na mesma energia, em função do teor de umidade é apresentada na Fig. 3.5. Observa-se que o ISC máximo (17%) corresponde a um teor de umidade de 20,1%, valor ligeiramente inferior ao ótimo de compactação. Essa curva foi empregada para determinar a faixa admissível de umidade para compactação do solo, que ficou compreendida entre 18,7 % e 21,8 %. Para teores de umidade dentro dessa faixa o solo apresenta um ISC mínimo de 10.



**FIGURA 3.5** - Curva ISC x umidade do solo da CFT

Os resultados de ensaios de carregamento repetido com corpos de prova compactados na umidade ótima e no peso específico aparente máximo, seguidos de secagem ou umedecimento para obtenção da umidade desejada, são apresentados na Fig. 3.6 (Rodrigues, 1997).



**FIGURA 3.6** - Resultados de ensaios de carregamento repetido (Rodrigues 1997)

O comportamento resiliente do solo pode ser ajustado por um modelo do tipo:

$$MR = k_1 \times (0,01 \sigma_d)^{k_2} \quad (3.4)$$

onde MR é o módulo de resiliência em MPa e  $\sigma_d$  a tensão desvio em kPa. O Quadro 3.4 apresenta valores das constantes de regressão,  $k_1$  e  $k_2$ , correspondentes aos teores de umidade com os quais os corpos de prova foram ensaiados.

**QUADRO 3.4** - Constantes de regressão na equação 3.4 (Núñez et al. 2002)

Teor de umidade (%)	$k_1$	$k_2$
18,5 (ramo seco)	688	-0,71
21 (próximo a $W_{ótima}$ )	270	-0,56
23,5 (ramo úmido)	234	-0,21

### 3.3.3 – Sub-base de basalto alterado

A síntese da análise mineralógica de amostra do basalto alterado, proveniente de Ibirubá (RS), empregado na sub-base da pista experimental é apresentada no Quadro 3.5.

No Quadro 3.6 são apresentados os resultados de ensaios mecânicos do agregado. Os resultados de resistência à compressão puntiforme são reproduzidos no Quadro 3.7.

O basalto alterado passou por um primeiro britador, selecionando-se o agregado graúdo (4”; 2”). O material passante sofreu nova trituração, de modo a obter-se um agregado miúdo, com 100% do peso passando na peneira 3/4” e 1% passando na peneira # 4. O restante do basalto alterado foi transformado em pó. O agregado miúdo e o pó foram misturados em proporções iguais, formando o material de enchimento empregado no macadame seco.

**QUADRO 3.5** - Síntese mineralógica do basalto alterado [Lima (1997)]

Síntese Mineralógica	Percentagens
<u>Mineralogia Primária</u>	
Plagioclásio	48
Clinopiroxênio	24
Minerais metálicos	06
Produtos finais de cristalização	03
<u>Mineralogia secundária</u>	
Argilo-minerais	14 (alteração de clinopiroxênio)
Oxidados de ferro	05 (alteração de clinopiroxênio + minerais opacos)

**QUADRO 3.6** - Resultados de ensaios mecânicos (Arnold, 1993)

Perda de peso por Abrasão Los Angeles (%)	Perda de peso por imersão em Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (%)	Fator de degradação Washington
50,20	7,25	39

Observação: ensaios realizados na UNP-DAER/RS

**QUADRO 3.7** - Resultados de resistência à compressão puntiforme (Is) (Arnold, 1993)

Is(50) seco ao ar (MPa)	Is(50) imerso (MPa)	<u>Is(50) imerso</u> Is(50)seco ao ar
3,85	3,80	0,99

Observação: ensaios realizados na UNP-DAER/RS

Os resultados de ensaios de caracterização do material de enchimento, obtidos com o basalto alterado, são apresentados nos Quadros 3.8 e 3.9.

**QUADRO 3.8** - Análise granulométrica (lavada) do material de enchimento (Núñez, 1997)

Peneiras	¾"	3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 60	Nº 200
% passante	100	73	33	22	12	10	07

Ensaio realizado na UNP-DAER/RS

**QUADRO 3.9** - Resultados de caracterização do material de enchimento (Núñez, 1997)

Limite de Liquidez (%)	Índice de Plasticidade (%)	Equivalente de Areia (%)
23	6	54

Ensaio realizado na UNP-DAER/RS

Finalmente deve-se salientar o fato de que o material de enchimento não apresentou expansão significativa, medida no ensaio ISC, sendo de apenas 0,34 %.

### 3.3.4 – Base de brita graduada

A brita graduada utilizada na base da pista experimental foi obtida pela britagem de basalto de pedreira (rocha sã). Resultados da análise granulométrica são apresentados no Quadro 3.10.

**QUADRO 3.10** - Análise granulométrica da brita graduada (Núñez, 1997)

Abertura da peneira	% acumulada que passa em peso
2"	100
1"	90
¾"	75
4	39
30	14
200	7

Observação: ensaio realizado na UNP-DAER/RS

O ensaio de compactação na energia do Proctor Modificado conduziu a um peso específico aparente máximo de  $23,0 \text{ kN/m}^3$ , correspondente a um teor ótimo de umidade de 7,5%. O equivalente de areia foi de 63%.

### 3.3.5 – Agregados empregados no tratamento superficial (TS)

No tratamento superficial duplo (TSD) foram empregadas brita grossa e fina, enquadradas nas Faixas A e C da Especificação de Serviço ESP-15/91 do DAER/RS, com taxas de aplicação iguais a  $15,70$  e  $7,60 \text{ kg/m}^2$ , respectivamente. Na capa selante executada sobre o tratamento foi empregado um agregado com 100% do peso passando na peneira 3/8", e com menos de 2% passando na peneira 200, com taxa de aplicação de  $4,81 \text{ kg/m}^2$ . O Quadro 3.11 apresenta os resultados dos ensaios realizados com as britas utilizadas no tratamento superficial duplo.

**QUADRO 3.11** - Resultados de ensaios em britas utilizadas no TSD (Núñez, 1997)

Propriedade	Brita grossa	Brita fina
Massa específica real ( $\text{kg/dm}^3$ )	2,926	2,932
Massa específica aparente solta ( $\text{kg/dm}^3$ )	1,459	1,339
Tamanho médio (mm)	9,3	3,6
Índice de lamelaridade	25,4	38,4

Ensaio realizado na UNP-DAER/RS

### 3.3.6 – Materiais constituintes das camadas de concreto asfáltico

O Quadro 3.12 apresenta a distribuição granulométrica dos agregados constituintes das duas camadas de concreto asfáltico.

**QUADRO 3.12** – Granulometria dos agregados do CBUQ (% acumuladas que passam)

Peneiras	Brita ¾"	Brita 7/16"	Pó de Moinho	Areia Média
¾"	100			
½"	58,1	100	100	
3/8"	21,2	97,4	98,2	
Nº 4	2,2	57,5	95,8	100
Nº 8	0,8	36,1	77,8	99,7
Nº 30	0,0	16,6	45,2	90,6
Nº 50	0,0	12,2	32,2	35,4
Nº 100	0,0	8,6	24,8	1,6
Nº 200	0,0	5,1	15,8	0,5

Ensaio realizado na UNP-DAER/RS

Em função das granulometrias dos agregados disponíveis foi adotada a faixa granulométrica “tipo B” da Especificação de Serviço ESP-16/91 do DAER/RS. Pelo método das tentativas, com auxílio de computador, chegou-se à composição granulométrica apresentada no Quadro 3.13.

**QUADRO 3.13** – Composição granulométrica dos materiais pétreos do CBUQ

Material	% em peso
Brita ¾"	25
Brita 3/8"	47
Pó de Pedra	22
Areia Média	6

Obeve-se, assim, uma mistura de materiais com a distribuição granulométrica mostrada no Quadro 3.14. Comparativamente, são incluídas as faixas B do DAER e de trabalho.

**QUADRO 3.14** – Distribuição granulométrica da mistura de materiais pétreos

Peneiras	Mistura	Faixa – B do DAER		Faixa de trabalho	
¾"	100	100		100	
½"	89,5	80,0	100,0	83,5	95,5
3/8"	78,7	70,0	90,0	72,7	84,7
Nº 4	54,7	50,0	70,0	50,0	60,7
Nº 8	40,3	35,0	50,0	46,3	44,3
Nº 30	23,2	18,0	29,0	19,2	27,2
Nº 50	14,9	13,0	23,0	13,0	18,9
Nº 100	9,6	8,0	16,0	8,0	12,6
Nº 200	5,9	4,0	10,0	4,0	9,0

Os materiais empregados na composição do concreto asfáltico apresentam uma absorção de 1,5% e possuem as densidades reais e aparentes apresentadas no Quadro 3.15.

**QUADRO 3.15 – Densidades dos materiais pétreos**

Materiais	Densidade real	Densidade Aparente
¾"- Nº10	2,850	2,730
Passando na peneira Nº 10	2,780	-
Mistura	-	2,786

Obs: Utilizou-se apenas a densidade aparente da mistura, devido à elevada absorção.

#### Ensaio realizado na UNP-DAER/RS

Na elaboração do projeto do concreto asfáltico, foram estudadas as seguintes percentagens, em peso, de CAP-20: 5,0%, 5,5%, 6,0%, 6,5%, 7,0%. Os corpos de prova foram moldados pelo método Marshall aplicando-se 75 golpes na base e topo dos mesmos, sendo esta a energia relativa ao tráfego pesado. A percentagem ótima de asfalto foi obtida considerando-se o índice de vazios de 3,8% para a camada de rolamento, resultando um teor de 6,0% de CAP 20 com a tolerância de + ou – 0,3%. Pelos resultados apresentados no estudo da pedreira tornou-se necessária a adição de 0,3% de Dope ao CAP 20. O Quadro 3.16 apresenta as características Marshall do traço obtido.

**QUADRO 3.16** – Características Marshall do traço especificado (Mistura em Laboratório)

Característica	Resultado	ESP 16/91 DAER
Massa específica aparente (kg/m <sup>3</sup> )	2.430	-
Estabilidade de 60 <sup>0</sup> C (kN)	13,44	8 (mínimo)
Índice de vazios (%)	3,8	3 - 5
Fluência 60° C (10 <sup>-2</sup> )	8,4	8 – 16
RBV (%)	77,5	75 - 82
VAM (%)	16,9	15

RBV – Relação Betume-Vazios

VAM – Vazios do agregado mineral

Durante a execução do pavimento experimental foram moldados, in situ, corpos de prova para verificação das características de projeto, obtendo-se os resultados do Quadro 3.17.

**QUADRO 3.17** – Características Marshall in situ

Característica	Resultados in situ	Projeto
Massa específica aparente (kg/m <sup>3</sup> )	2.442	2.430
Estabilidade de 60 <sup>0</sup> C (kN)	9,98	13,14
Índice de vazios (%)	4,4	3,8
Fluência 60° C (10 <sup>-2</sup> )	12,4	8,4
Teor de asfalto (%)	6,0	6,0
RBV (%)	77,5	75 - 82
VAM (%)	16,9	15

Observa-se que a estabilidade Marshall do corpo de prova extraído in situ é 30% inferior à de projeto e a fluência quase 50% superior à projetada; os vazios do agregado mineral e o índice de vazios da mistura diferem dos valores de projeto, resultando em uma mistura mais aberta.

Complementarmente, foram determinados, no Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da UFRGS, o módulo de resiliência e a resistência à tração de corpos de prova moldados em laboratório com diversos teores de asfalto. Os resultados são apresentados no Quadro 3.18.

**QUADRO 3.18** – Módulos de resiliência e resistência à tração de CPs moldados em laboratório

Teor de CAP- 20 (%)	Módulo de resiliência (MPa)	Resistência a tração (MPa)
5,0	3.160	0,928
5,5	4.080	1,107
5,5	4.130	1,114
6,0	3.460	1,230
6,0	3.540	1,079
6,0	4.130	1,207
6,5	3.560	1,139
6,5	3.540	1,116
6,5	4.180	1,088

Para o teor de asfalto do projeto (6%) o módulo de resiliência de laboratório (MR) é 3.710 MPa e a resistência à tração (Rt) 1.172 MPa; resultando em uma relação MR/Rt de 3.166, valor incluído na faixa recomendada (3.000 a 4.000) por diversos autores.

Após a execução do pavimento foram extraídos, com sonda rotativa, corpos de prova das duas camadas de concreto asfáltico, nos trechos onde empregaram-se os geotêxteis estudados (G 150 e G 150-TF). No laboratório, as camadas foram separadas e ensaiadas para determinação do módulo de resiliência, obtendo-se os resultados apresentados no Quadro 3.19.

**QUADRO 3.19** – Módulos de resiliência de CPs extraídos das camadas de CBUQ

Camada	Módulo de Resiliência (MPa)
Inferior (trecho com geotêxtil G 150)	2.200
Inferior (trecho com geotêxtil G 150 TF)	2.430
Superior (trecho com geotêxtil G 150)	2.620
Superior (trecho com geotêxtil G 150 TF)	2.890

Os resultados do Quadro 3.19 mostram que os módulos de campo são inferiores aos de laboratório, sendo que nos CPs da camada inferior os módulos foram 38% menores e os da camada superior 26% menores.

Esses resultados, bem como os do Quadro 3.17, sugerem que pode ter havido deficiência de compactação das camadas de concreto asfáltico, devido talvez a

uma redução na temperatura da massa asfáltica (compactadas no início de agosto de 1999, em dias de baixa temperatura). Também cabe ressaltar que os CPs foram extraídos nas extremidades da pista (para não danificar a região a ser solicitada pelo simulador de tráfego), nas quais a eficiência da compactação é menor.

O Quadro 3.19 também mostra que os CPs de concreto asfáltico extraídos na região onde se empregou o geotêxtil G 150-TF apresentaram módulos cerca de 10% superiores aos dos CPs extraídos na região onde se empregou o G 150. Esse fato também pode estar relacionado à compactação.

### **3.3.7 - Características dos geotêxteis estudados**

Na pesquisa estuda-se o emprego de dois tipos de geotêxteis, o G 150 e o G 150-TF, desempenhando a função de camada intermediária. Esses geotêxteis são materiais fabricados de polipropileno, 100% agulhados e não tecidos e que seguem várias etapas para sua produção.

Do polímero de polipropileno, extraem-se fibras, que devem possuir características físicas e mecânicas adequadas ao uso como geotêxtil. Como principais características para essa utilização estão à resistência à tração da fibra, o alongamento, a textura, o comprimento e o diâmetro das fibras. Após a fabricação das fibras, estas são encaminhadas ao processo de fabricação do geotêxtil.

O G 150-TF, ou seja, termofixado, difere dos demais porque à partir das agulhadeiras, que se caracteriza por um processo de consolidação mecânica por agulhagem, passa por um processo de calandragem à quente, com temperatura e pressão determinados, o que confere ao geotêxtil uma diminuição da abertura de seus poros, redução de sua espessura nominal e maior resistência à tração, já que durante a calandragem, parte de suas fibras se unem por termofusão, com este processo consegue-se um excelente aumento da rigidez do geotêxtil.

Os geotêxteis empregados foram colocados entre as camadas inferior (trincada) e superior de concreto asfáltico, com o objetivo de retardar a propagação das trincas de fadiga.

O Quadro 3.20 apresenta as características desses geotêxteis.

**QUADRO 3.20** – Características dos geotêxteis empregados

Propriedade	<u>Unidade</u>	G 150	G 150-TF
Gramatura	g/m <sup>2</sup>	150	150
Espessura Nominal	mm	1,5	1,0
Porosidade	%	90	70
Retenção de Asfalto	l/m <sup>2</sup>	1,2	1,1
Resistência a Tração	kN/m	8	9
Alongamento na Ruptura	%	60	60
Resistência ao Puncionamento	kN	1,9	2,0
Permeabilidade Normal	cm/s	4x10 <sup>-1</sup>	2,7x10 <sup>-1</sup>
Permissividade	s <sup>-1</sup>	2,7	2,0
Abertura de Filtração	µm	150	60

A aplicação foi executada de acordo com a seqüência recomendada pelo fabricante, e consta das seguintes atividades:

- Limpeza da pista, com a retirada do material solto;
- Selagem das trincas existentes;
- Correção de irregularidades com uma compactação adequada;
- Nova limpeza da pista;
- Primeira pintura de ligação com emulsão asfáltica;
- Colocação dos dois diferentes tipos de geotêxtil, tomando cuidado para que não se formem rugas;
- Compactação do geotêxtil com o rolo liso;
- Segunda pintura de ligação com emulsão asfáltica;
- Execução da camada de reforço, que neste caso, foi uma camada de CBUQ de 5 cm de espessura;
- Compactação com rolo liso e de pneus.

### 3.4 – EXECUÇÃO DA PISTA EXPERIMENTAL

A execução da pista experimental sucedeu-se em duas etapas, onde primeiramente foi executada uma camada de CBUQ de 4 cm de espessura que foi artificialmente trincada e uma segunda camada de CBUQ de 5 cm de espessura. As camadas de concreto asfáltico foram executadas sobre um pavimento já existente e ensaiado. Este pavimento, originalmente denominado de *Pista 5* (Núñez et al. 2000) era constituído por sub-base de macadame seco de basalto alterado, base de brita graduada de rocha sã e tratamento superficial duplo com capa selante.

A construção da pista experimental aconteceu de acordo com as etapas descritas:

1. Camada de regularização sobre o pavimento já ensaiado;
2. Execução de uma primeira pintura de ligação;
3. Execução da primeira camada de concreto asfáltico com 4 cm de espessura;
4. Execução das trincas artificialmente com o uso de uma serra;
5. Segunda pintura de ligação sobre a camada trincada;
6. Colocação das mantas geotêxteis como camada intermediária para promover o retardamento da reflexão das trincas de fadiga feitas artificialmente;
7. Terceira pintura de ligação sobre as mantas geotêxteis; e
8. Execução da segunda camada de concreto asfáltico de 5 cm de espessura.

A primeira fase dos trabalhos iniciou-se com o mapeamento das trincas existentes provenientes do ensaio anteriormente executado no pavimento e foi realizada no mês de agosto de 1999. No dia 6 de agosto de 1999 executou-se sobre o pavimento existente a primeira camada de concreto asfáltico com 4 cm de espessura, iniciando-se com uma camada de regularização com o mesmo material utilizado na construção da pista experimental (Fig. 3.7) para corrigir os defeitos provenientes do ensaio anteriormente executado, e imediatamente após, executou-se uma primeira pintura de ligação com espargidor manual (Fig. 3.8).



**FIGURA 3.7** – Camada de regularização



**FIGURA 3.8** – Primeira Pintura de ligação

A seguir varreu-se a pista com a pintura de ligação ainda úmida para retirar o excesso de ligante. A primeira camada de concreto asfáltico foi executada com 4 cm de espessura (Fig. 3.9).



**FIGURA 3.9** – Execução da primeira camada de concreto asfáltico



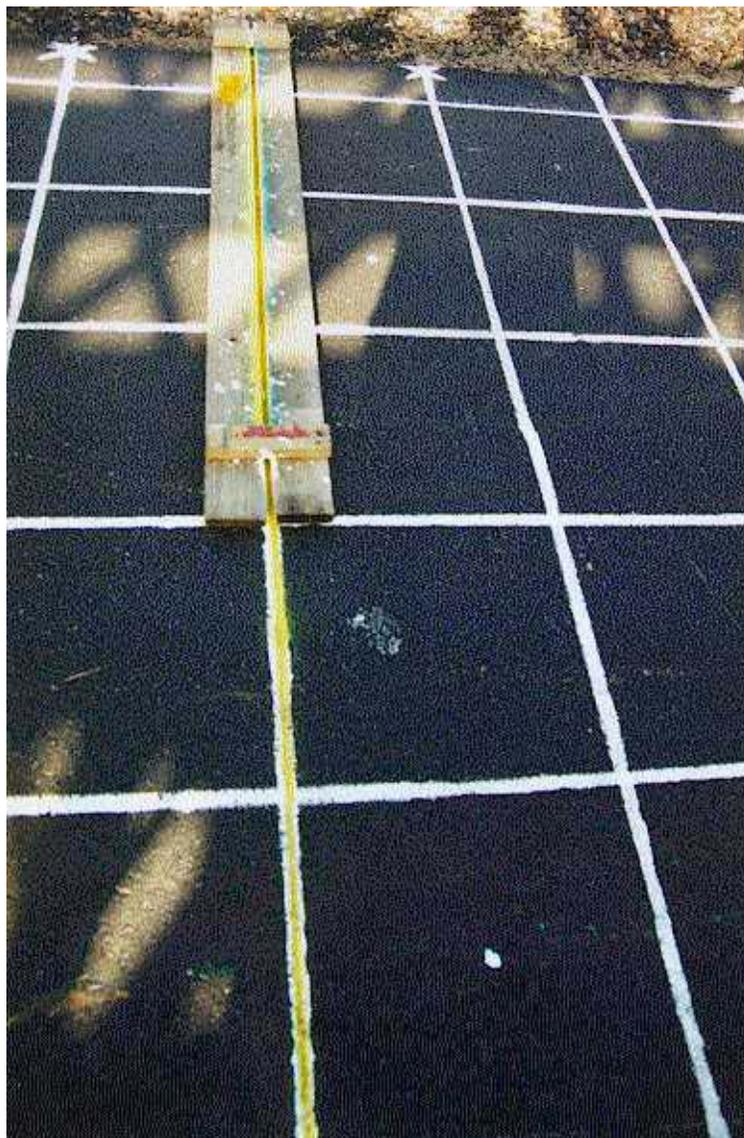
**FIGURA 3.10** – Compactação com rolo de pneus

O concreto asfáltico encontrava-se a aproximadamente a  $140^{\circ}\text{C}$  (dentro da faixa de trabalho) no momento em que foi espalhado e vibrado. A compactação foi executada com rolo de pneus e rolo liso. O rolo de pneus operou com pressões variando entre 0,56 MPa (80 psi) a 0,84 MPa (120 psi). O rolo liso foi constantemente molhado para evitar que o ligante aderisse durante a compactação, totalizando seis coberturas (Fig. 3.10 e Fig. 3.11).



**FIGURA 3.11** - Compactação com rolo liso

Após a conclusão da primeira camada pintou-se um reticulado de 50 cm ao longo de toda a pista, marcando-se os lugares onde seriam executadas as trincas (Fig. 3.12). No dia 9 de agosto de 1999 serraram-se as trincas com uma serra, com a espessura de 3,5 mm e com a mesma profundidade da camada de concreto asfáltico, ou seja 4 cm (Fig. 3.13).



**FIGURA 3.12** - Pintura com a indicação dos lugares onde foram executadas as trincas



**FIGURA 3.13** – Execução das trincas com a serra

Concluída a serragem das trincas, foi executada a pintura de ligação com o espargidor manual (Fig. 3.14), esperando-se a ruptura da emulsão tipo RR 2C com emulex, para a colocação dos geotêxteis. A temperatura da emulsão era de aproximadamente 45<sup>0</sup> C.



**FIGURA 3.14** – Pintura de ligação após a execução das trincas



**FIGURA 3.15** – Emprego das mantas geotêxteis na pista experimental



**FIGURA 3.16** – Compactação das mantas de geotêxteis



**FIGURA 3.17** - Pintura de ligação feita após o emprego das mantas de geotêxteis

Empregaram-se dois tipos de geotexteis, o G 150 (cinza) e o G 150-TF (branco), deixando-se os dois metros centrais da pista sem geotextil (Fig. 3.15). Após a colocação das

mantas, procedeu-se à compactação das mesmas com rolo de pneus (Fig. 3.16), sendo feita a pintura de ligação imediatamente após a colocação dos geotêxteis (Fig. 3.17).

A segunda camada de concreto asfáltico com 5 cm de espessura foi executada seguindo os mesmos procedimentos da primeira camada de 4 cm. Concluído o lançamento do concreto asfáltico, o mesmo foi compactado com rolos de pneus e liso (Fig. 3.18).



**FIGURA 3.18** – Execução da segunda camada de concreto asfáltico após o emprego das mantas de geotêxteis

O grau de compactação da camada inferior foi de 96% e da camada superior foi de 98% em relação ao ensaio de densidade dos corpos de prova da pista, fato que se refletiu nos resultados de módulos de resiliência comentados no item 3.3.6.

Foram feitos levantamentos defletométricos com a viga Benkelman após a construção da primeira e da segunda camadas de concreto asfáltico. A pista experimental foi solicitada pelo Simulador de Tráfego da UFRGS/DAER que tem suas características descritas no Capítulo 4.

## **4 – CARACTERÍSTICAS DO TRÁFEGO**

### **4.1 - INTRODUÇÃO**

Para estimar o desempenho dos pavimentos, geralmente testes realizados em laboratório não são adequados, pois são feitos em escala reduzida, e este efeito modifica fatores que afastam o experimento das condições reais. O problema da escala do experimento pode ser solucionado pela utilização de seções-teste em pavimentos reais, mas o procedimento apresenta como inconveniente o longo período de tempo necessário para que se apresentem modificações no desempenho do pavimento, devido ao volume de tráfego atuante na rodovia.

Para possibilitar a redução do tempo necessário para o desenvolvimento de variações no desempenho do pavimento, pode-se testar pequenas seções com a aplicação de cargas definidas. Isto tem sido conseguido através dos equipamentos conhecidos como “simuladores de tráfego”. Estes equipamentos permitem a obtenção de dados mais reais sob condições controladas e em períodos de tempo reduzidos.

No Brasil há dois simuladores de tráfego; um radial no IPR/DNER, e o Simulador Linear de Tráfego UFRGS/DAER-RS, em operação desde 1996, empregado na pesquisa relatada nesta dissertação.

### **4.2 - SIMULADOR DE TRÁFEGO UFRGS /DAER-RS**

O equipamento simulador de tráfego constitui um elo de ligação entre os ensaios laboratoriais e as rodovias reais, possibilitando uma simulação acelerada do tráfego.

Com este intuito, após o estudo preliminar das características dos simuladores em operação a nível mundial, a equipe técnica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul em parceria com o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul optou pela construção de um simulador de tamanho médio. Optou-se pelo desenvolvimento de um equipamento semelhante ao ALF (“Accelerated Loading Facility”) de origem australiana.

O projeto do equipamento foi desenvolvido pelo Grupo de Projeto Mecânico e Automação Industrial (GPA) do Departamento de Engenharia Mecânica da UFRGS. O simulador foi construído entre 1992 e 1994 pelo DAER, na sua Oficina Central, em Guaíba (região metropolitana de Porto Alegre), sob supervisão dos projetistas e da coordenação do estudo conjunto (Núñez, 1997).

O Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS é apresentado na Fig. 4.1 e mede 15 m de comprimento, 2,5 m de largura e 4,3 m de altura, e apresenta as seguintes características:

- Curso de atuação da carga sobre o pavimento: 9,0 m;
- Curso de aceleração e desaceleração: 3 m;
- Carga sobre o pavimento: regulável entre 0 e 65 kN (correspondentes a cargas de eixo de 0 a 130 kN);
- Princípio de aplicação da carga: hidráulico;
- Aplicação da carga: linear, unidirecional, não tracionada;
- Sistema de rodado: simples ou duplo, articulado, regulável;
- Velocidade de deslocamento: aproximadamente 5,00 Km/h
- Princípio de acionamento geral: elétrico.



**FIGURA 4.1** - Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS

O equipamento é formado por diferentes sistemas descritos a seguir.

#### **4.2.1 – Sistema de guiamento do rodado**

O rodado, que pode ser simples ou duplo, é ligado a um carro que se desloca sobre trilhos, tracionado por um cabo de aço, como mostra a Fig. 4.2. Este carro possui em cada lateral 5 rodas que promovem seu guiamento, e são dispostas de tal forma que 3 delas servem ao guiamento sob carga e 2 servem ao guiamento durante o retorno para reposicionamento.



**FIGURA 4.2** – Sistema de guiamento do rodado (atual)

#### **4.2.2 – Sistema de aplicação de carga**

A carga é aplicada através de uma unidade hidráulica comandada eletricamente e de um cilindro hidráulico, montados sobre um carro, como mostram as Fig. 4.3 e 4.4. A carga é sempre aplicada com o deslocamento em um único sentido, sendo que o retorno se dá com o rodado suspenso para reproduzir as condições de tráfego reais que ocorrem em uma rodovia. Na pesquisa relatada nesta dissertação o simulador operou com um tempo de ciclo médio de 15,5 segundos; permitindo a aplicação de 238 ciclos de carga a cada hora de operação. O simulador operou em média, diariamente por 10 horas, com cerca de 2.400 ciclos de carga aplicados. Teoricamente obteve-se cerca de 50.000 ciclos de carga aplicados mensalmente, mas isto não foi realmente o que ocorreu, pois nos dias de medições o simulador ficou parado por aproximadamente 5 horas e mais 3 a 10 horas mensais para sua manutenção. Sendo assim foram aplicados, em média, 45.000 ciclos de carga mensalmente.

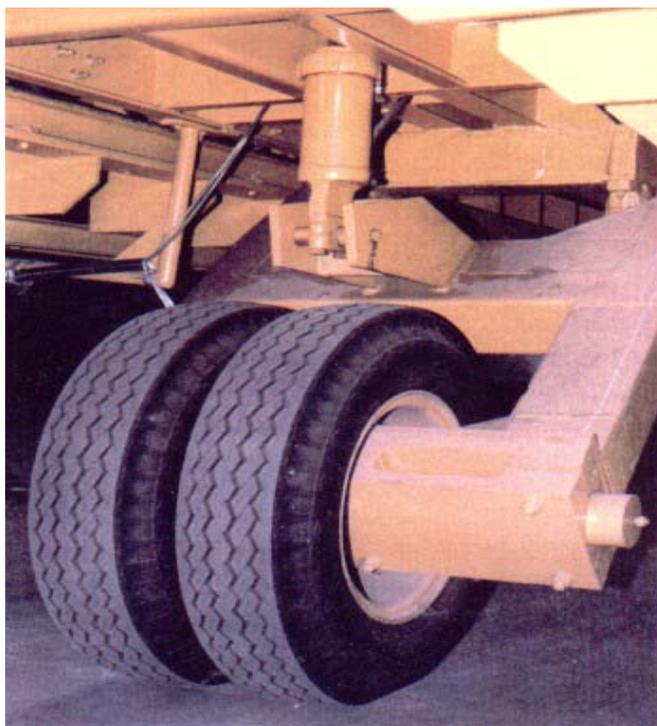
A aplicação de cargas de eixo superiores à carga padrão permitiu acelerar a degradação dos pavimentos experimentais. De acordo com US Corps of Engineers uma passagem de eixos

com cargas de 100 kN e 120 kN equivale, do ponto de vista destrutivo, a 3,53 e 11,2 passagens do eixo padrão, respectivamente (Núñez, 1997). O Quadro 4.1 mostra os tempos que o Simulador levaria de acordo com o USACE, para reproduzir a degradação que um pavimento com volume médio de tráfego ( $10^6$  ciclos de carga do eixo padrão) experimenta ao longo de sua vida projetada.

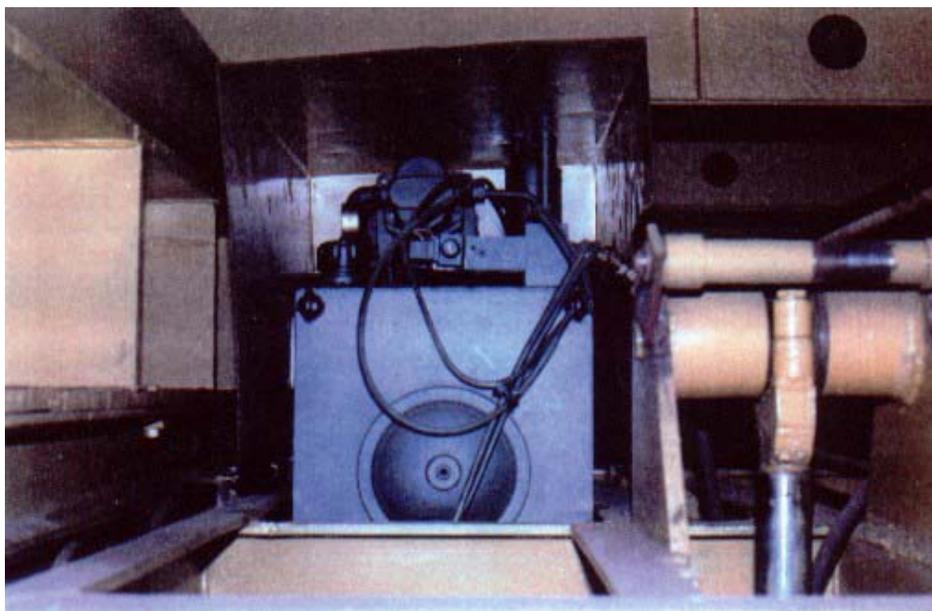
**QUADRO 4.1** – Tempo de operação do Simulador para aplicar  $10^6$  ciclos de carga do eixo padrão

Tempo para $N = 10^6$	Carga de eixo aplicada pelo Simulador (kN)		
	82	100	120
<b>Em horas</b>	4.200	1190	375
<b>Em dias</b>	420	119	38

Com o uso do equipamento simulador de tráfego é possível reproduzir em alguns meses o dano que uma rodovia, com volume médio de tráfego, experimentará ao longo de sua vida de projeto, considerando-se as paradas do equipamento para realização de medições, para manutenção, bem como nos finais de semana.



**FIGURA 4.3 – Sistema de aplicação da carga (antigo)**



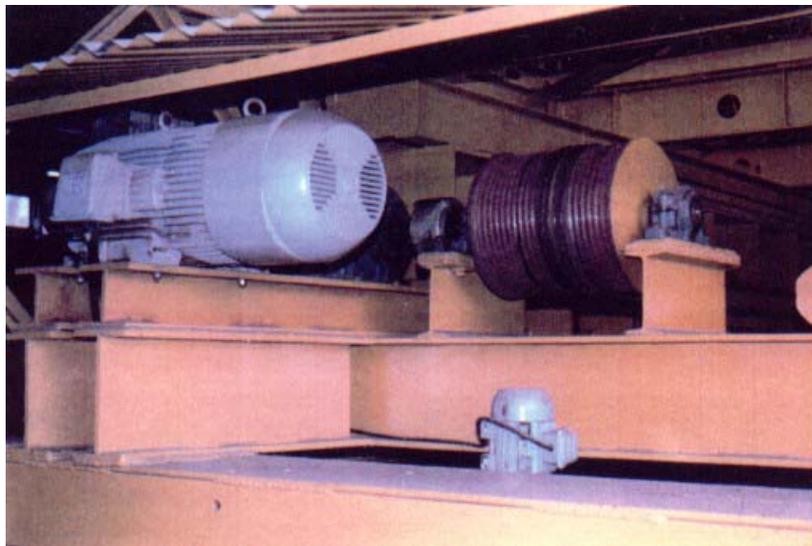
**FIGURA 4.4 – Sistema de aplicação da carga – detalhes da unidade hidráulica**

#### **4.2.3 – Sistema de amortecimento**

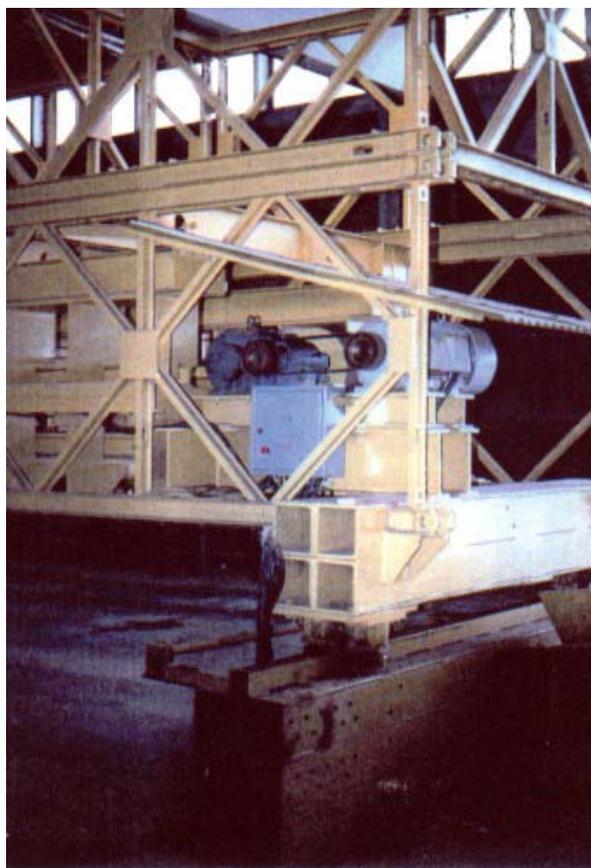
O sistema de amortecimento é um dispositivo de segurança composto de molas helicoidais colocadas nas extremidades dos trilhos de guiamento e tem como função a parada com segurança do carro, caso ocorra falha do sistema de controle.

#### **4.2.4 - Sistema de acionamento**

O equipamento é acionado por um motor de indução trifásico de rotor bobinado, para regime intermitente, com freio eletromagnético, com potência de 15 CV e um redutor com redução de 1:9,4. Este conjunto aciona um tambor onde está ligado o cabo de aço que movimenta o carro (Fig. 4.5 e 4.6). O cabo de aço possui um mecanismo esticador em uma das extremidades, de forma a mantê-lo sempre tracionado.



**FIGURA 4.5** – Sistema de acionamento (motor, tambor e cabo de aço)



**FIGURA 4.6** – Sistema de acionamento (motor e redutores)

#### **4.2.5 – Sistema do rodado**

O rodado é ligado ao carro por um garfo articulado, este possui um semi-eixo de caminhão na sua extremidade, onde é fixo o rodado. O semi-eixo é regulável de forma a permitir o alinhamento do rodado. São utilizados rodados comerciais de caminhões.

#### **4.2.6 – Estrutura de suporte geral**

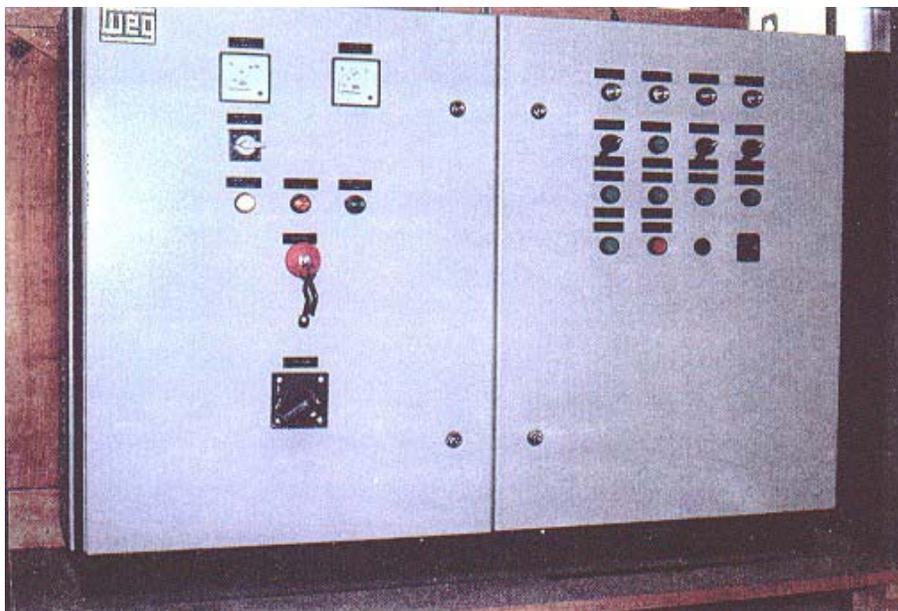
A estrutura é composta por painéis Bailey tipo BB.1 sobrepostos, que o DAER/RS dispunha desativados, e que anteriormente eram usados para a construção de pontes provisórias de emergência. Esta estrutura serve de reação às cargas, e é apoiada sobre duas vigas-caixão localizadas nas extremidades.

Foram consideradas no projeto cargas móveis e de frenagem a uma velocidade de 5,6 Km/h. Devido à carga móvel, foi utilizado um coeficiente de amplificação dinâmica de 1,25.

A tensão última do aço que compõe os painéis Bailey assume valores entre 5,5 e 6,3 MN/m<sup>2</sup> e a tensão de escoamento 3,6 MN/m<sup>2</sup>. A deformação é de 14% para as seções compostas por elementos com espessura maiores do que 10 mm.

#### **4.2.7 – Sistema de controle**

O equipamento é comandado através de um quadro de comando elétrico com grau e proteção IP54, desenvolvido especialmente para esta função, e que através de um microprocessador acoplado, aciona todos os sistemas do simulador de tráfego. Este quadro é mostrado na Fig. 4.7.

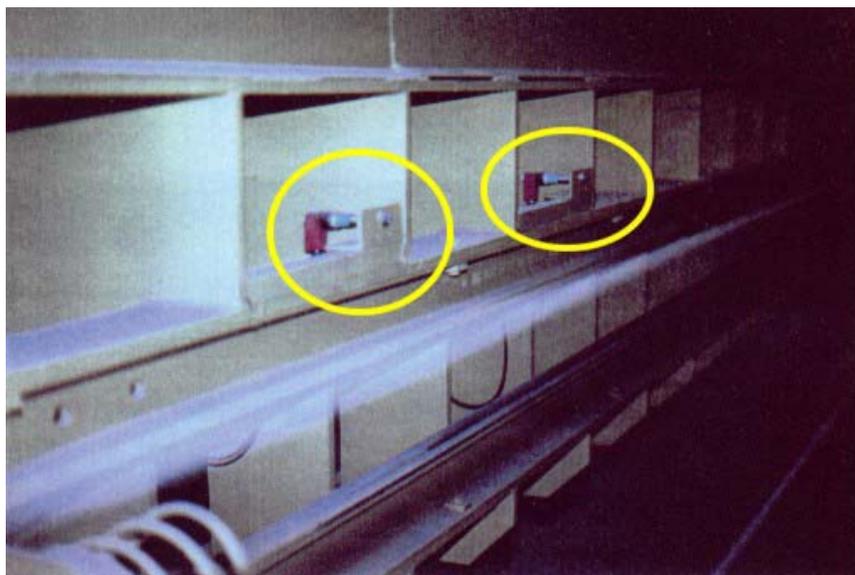


**FIGURA 4.7** – Sistema de controle (quadro de comando elétrico)

Um quadro de resistores, que tem a função de controlar a velocidade de acionamento, completa o sistema de controle.

#### **4.2.8 – Sistema de aceleração e das aceleração**

A aceleração e desaceleração do deslocamento do carro são comandadas pelo sistema de controle, através da variação da tensão de alimentação, e segundo um sinal elétrico originário de sensores óticos, mostrados na Fig. 4.8, dispostos ao longo dos trilhos de guiamento do carro.



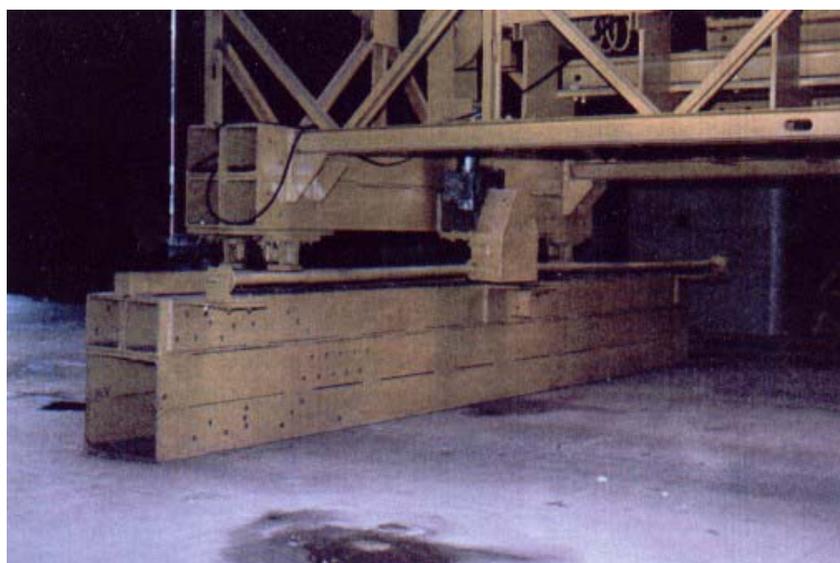
**FIGURA 4.8** – Sistema de aceleração e desaceleração (sensor ótico)

#### **4.2.9 – Sistema de deslocamento transversal**

O equipamento em operação tem um deslocamento transversal coordenado com o longitudinal, para que a formação de trilhas por passagem das rodas em um único local seja impedida. Frações deste deslocamento ocorrem toda vez que o rodado retorna suspenso para o início de cada ciclo.

Este movimento é realizado pelo deslocamento de toda a estrutura sobre um elemento guia existente em cada uma das vigas-caixão de apoio, externas ao equipamento. O deslocamento ocorre sobre roletes fixos à viga de apoio da estrutura e é acionado por motores elétricos de 3 CV com redutor, instalados nestas vigas, em cada extremidade do equipamento. O movimento é obtido através de correias ligadas às vigas externas de apoio, conforme mostra a Fig. 4.9.

O movimento transversal pode ser programado com diferentes larguras, o que permite evitar a canalização do tráfego.



**FIGURA 4.9** – Sistema de deslocamento transversal

### **4.3 – CALIBRAÇÃO DA UNIDADE HIDRAÚLICA**

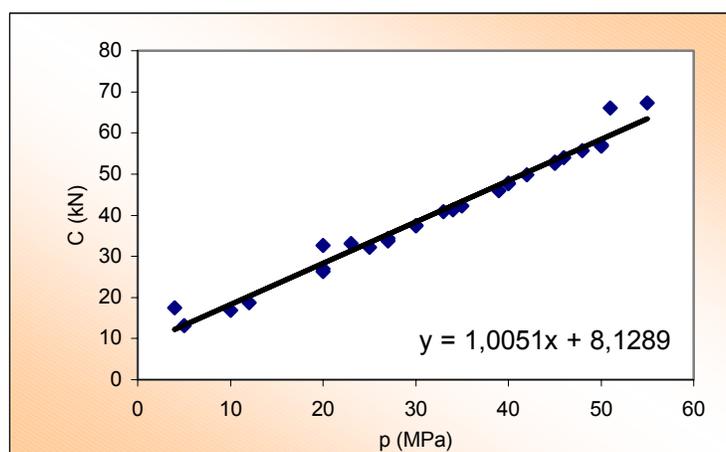
A unidade hidráulica, através da qual a carga é aplicada, foi calibrada antes de se dar início à solicitação da pista experimental.

Para a calibração foram empregadas uma unidade de leitura digital e uma célula de carga. A célula de carga foi posicionada entre duas placas metálicas, sendo que a placa inferior foi assente sobre o subleito de argila do pavimento de uma pista já ensaiada. A placa metálica superior transmitia a carga do rodado à célula de carga.

Foram realizados seis ciclos de carregamento e descarregamento, agindo-se sobre a unidade hidráulica. A Fig.4.10 mostra a curva de calibração, cuja expressão matemática é:

$$C = 8,12 + 10,005 p \quad (4.1)$$

Onde C é carga, em kN, aplicada pelo semi-eixo à superfície do pavimento, e p é a pressão correspondente na unidade hidráulica, em MPa. O coeficiente de determinação da equação de ajuste (4.1),  $r^2$ , é igual a 0,98.



**FIGURA 4.10** - Curva de calibração da unidade hidráulica

O Quadro 4.2 mostra as relações entre a carga de semi-eixo e a pressão na unidade hidráulica calculadas a partir da equação 4.1.

**QUADRO 4.2** – Relações entre a carga de semi-eixo e a pressão na unidade hidráulica

C (kN)	P (kgf/cm <sup>2</sup> )
30	22
40	32

41	33
50	42
55	47
60	52

Nesta pesquisa foram ensaiadas duas faixas (A e B) com larguras solicitadas de 0,70 e 1m. A equação de calibração apresentada acima foi utilizada nas duas faixas. Observa-se que na segunda faixa (B), após a aplicação de 120.000 ciclos de carga de eixo de 100 kN, passou a ser aplicado um novo rodado e um novo sistema de leitura da carga. Realizou-se uma nova calibração após a troca do equipamento, observando-se que a relação de carga e pressão na unidade hidráulica não se alterou (eq. 4.1).

Durante a solicitação da faixa A, e também da faixa B do pavimento experimental, até 120.000 ciclos de carga aplicados, a velocidade média do Simulador de Tráfego foi de aproximadamente 5,6 km/h. O tempo necessário para completar-se um ciclo de carga ficou de aproximadamente 15,5 s, o que permitiu a aplicação de 238 ciclos de carga por hora.

Após a troca do rodado a velocidade média do Simulador de Tráfego passou para aproximadamente 5 Km/h e o tempo necessário para completar um ciclo de carga aproximadamente 17,4 s, permitindo assim a aplicação de 207 ciclos de carga por hora.

#### 4.4 – PRESSÃO DE ENCHIMENTO DOS PNEUS EM FUNÇÃO DA CARGA DE EIXO

O Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS está equipado com pneus 9,00 x 20, com 14 lonas. As cargas de eixo aplicadas na pista experimental variaram entre 82 kN (carga padrão) e 120 kN, e assim procurou-se estabelecer um relação entre a carga de eixo e as pressões nos pneus. A pressão mínima adotada foi de 0,56 MPa (80 psi) que corresponde a que o método do DNER ME 024/94 estabelece para levantamentos defletométricos. A pressão máxima adotada foi de 0,73 MPa (105 psi) e se fundamentou em uma pesquisa realizada junto aos locais de manutenção de sistemas de rodados rodoviários, onde obteve-se a informação de a máxima pressão de enchimento utilizada em pneus 9,00 x 20 varia, geralmente, entre aproximadamente 0,7 MPa e 0,77 MPa (100 a 110 psi) (Núñez,1997).

O Quadro 4.3 apresenta as pressões de enchimento dos pneus, as áreas carregadas calculadas, as áreas de contato medidas e a pressão de contato medida.

**QUADRO 4.3 – Pressões de enchimento dos pneus do Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS**

Carga de Eixo (kN)	Carga de roda (kN)	Pressão nos pneus (MPa)	Área carregada calculada (cm <sup>2</sup> ) por pneu	Área de contato (cm <sup>2</sup> )	Pressão de contato medida (kPa)
82	20,5	0,56	366,07	767,75	524,3
100	25,0	0,62	403,43	814,35	602,8
120	30,0	0,69	434,78	852,45	691,1

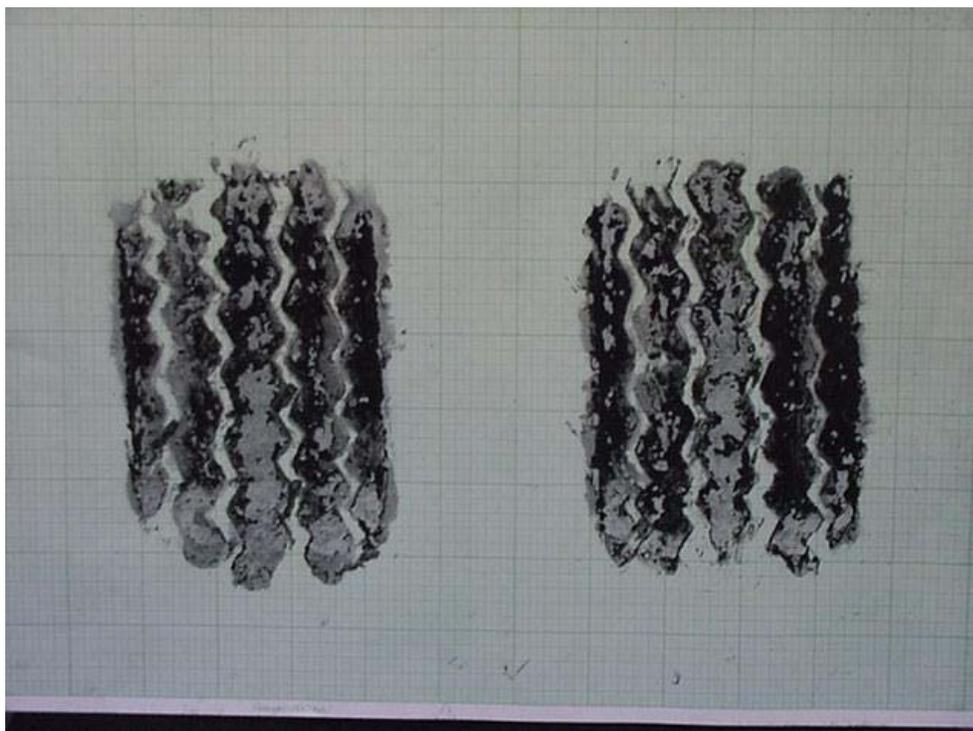
A área carregada calculada, suposta circular, foi obtida dividindo-se a carga de roda pela pressão de enchimento dos pneus.

A impressão da área de contato pneu-pavimento foi obtida através do besuntamento de uma parte da banda de rodagem do rodado duplo com tinta de sapato, aplicado-se, após, um carregamento estático sobre a folha de papel milimetrado posicionada entre os pneus e a superfície do pavimento. Desta forma obteve-se as áreas de contato dos pneus para diferentes níveis de carga por eixo e pressão de inflação. As áreas foram então calculadas por associação da impressão a figuras geométricas conhecidas. As superfícies dos sulcos da banda de rodagem foram subtraídas do valor da área de contato, assim a área medida é o valor líquido da interface pneu-pavimento.

As Fig. 4.11 e 4.12 mostram as impressões dos pneus do rodado sobre folhas de papel milimetrado para as cargas de eixo de 82 e 100 kN, respectivamente. As impressões foram empregadas para determinar as áreas de contato e a distribuição transversal da carga.



**FIGURA 4.11** – Impressão dos pneus para carga de eixo de 82 kN



**FIGURA 4.12** – Impressão dos pneus para carga de eixo de 100 kN

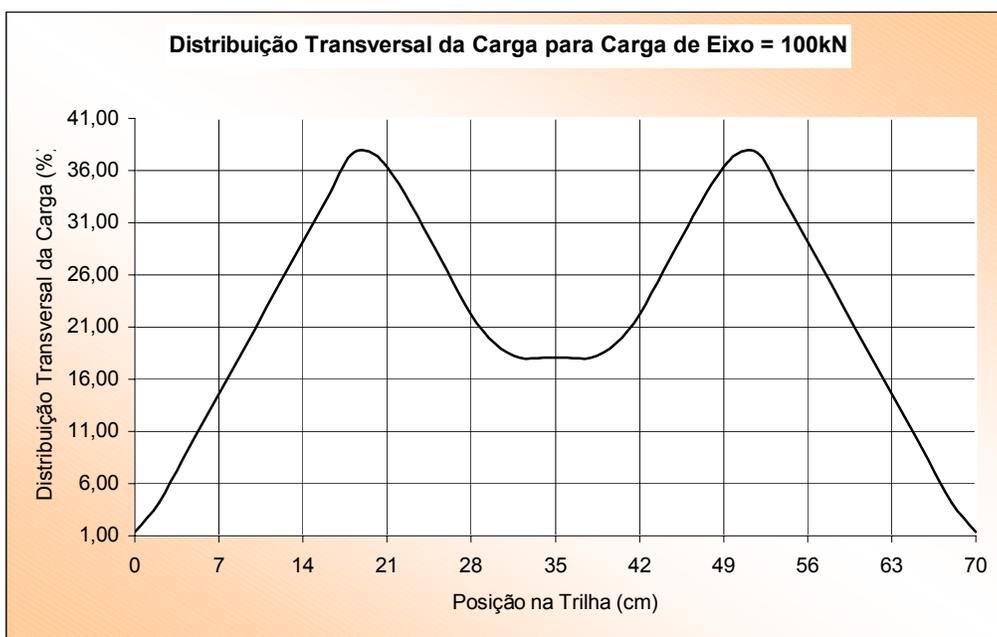
#### 4.5 – DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DAS CARGAS

O Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS tem um deslocamento transversal coordenado com o longitudinal, para impedir a formação de trilhas por passagem das rodas em um único local. Toda vez que o rodado retorna suspenso para o início de cada ciclo ocorre um deslocamento transversal de 0,7 cm.

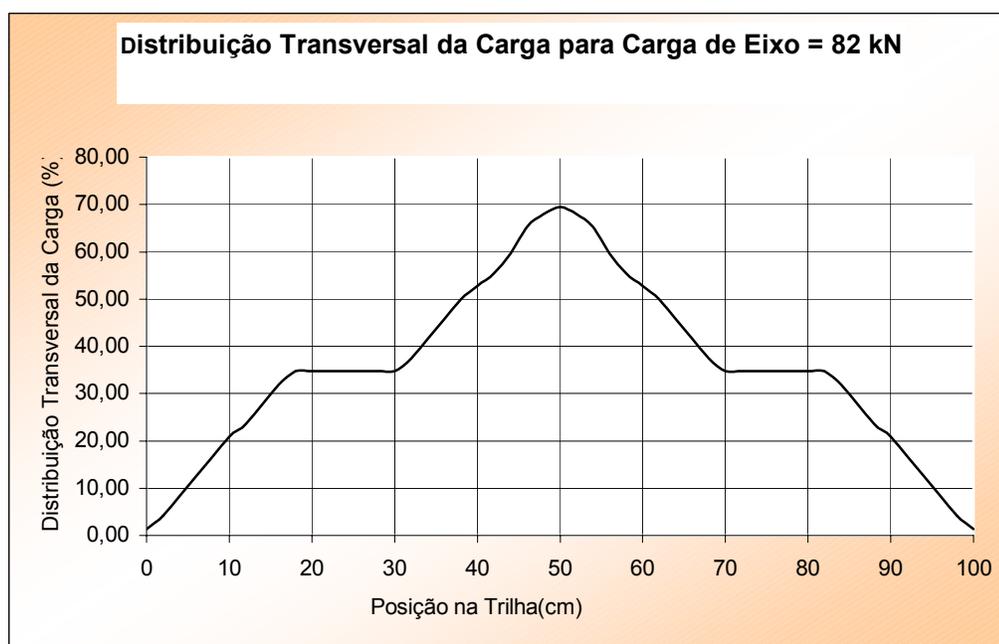
A pista experimental foi dividida em duas faixas de 7,0 m de comprimento, sendo que a largura solicitada da primeira faixa foi de 0,70 m e da segunda foi de 1 m. A faixa A (largura solicitada de 0,70 m) foi ensaiada com as cargas de eixo de 100 e 120 kN, e a faixa B (largura solicitada de 1 m) foi ensaiada somente com a carga de eixo de 100 kN.

Cada faixa possui uma distribuição própria das cargas. Determinou-se a largura ocupada pelo rodado em contato com o pavimento através da impressão dos pneus, assim aplicando-se deslocamentos de 0,7 cm em papel milimetrado determinou-se os pontos com maior frequência de passagens do rodado, obtendo-se as distribuições transversais das cargas para cada largura solicitada com seu referente nível de carregamento. A Fig. 4.13 mostra esta distribuição para a faixa A e a carga de 100 kN. As Fig. 4.14 e 4.15 mostram estas distribuições para a faixa B e as cargas de 82 e 100 kN, respectivamente.

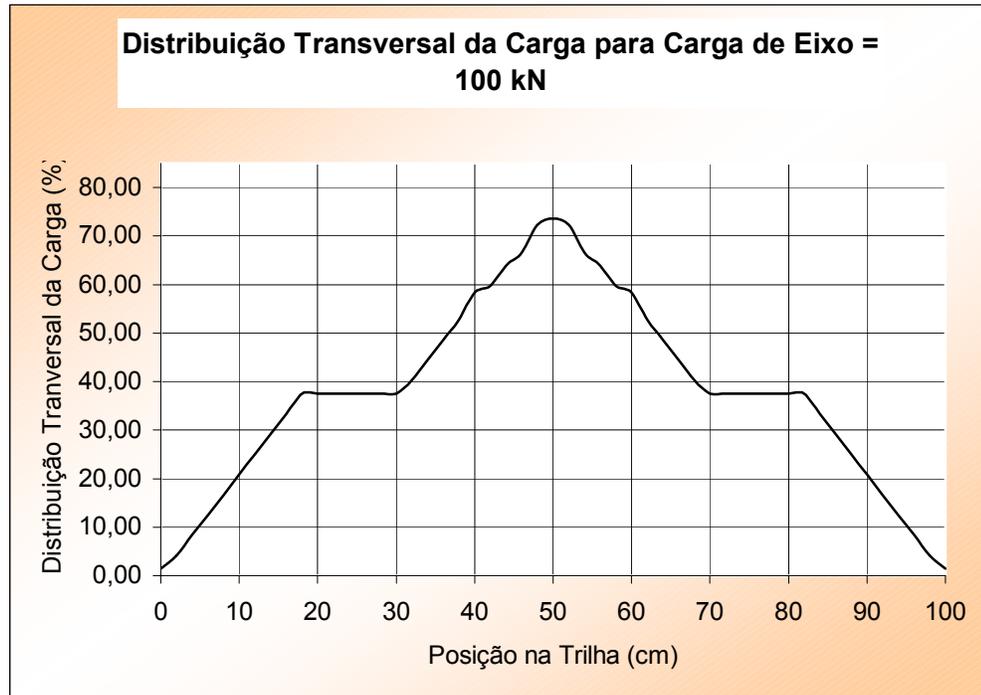
A pista experimental foi dividida em oito seções, que limitam sete sub-trechos como mostra a Fig. 4.16.



**FIGURA 4.13** – Distribuição Transversal da Carga para a faixa A e carga de eixo de 100 kN



**FIGURA 4.14** – Distribuição Transversal da Cargas para a faixa B e carga de eixo de 82 kN



**FIGURA 4.15** – Distribuição Transversal da Cargas para a faixa B e carga de eixo de 100 kN



FIGURA 4.16 – Representação da Pista Experimental com as dimensões das faixas solicitadas

## **5 – METODOLOGIA DE ACOMPANHAMENTO DO DESEMPENHO DO PAVIMENTO EXPERIMENTAL**

### **5.1 - INTRODUÇÃO**

Durante a solicitação da pista experimental pelo simulador de tráfego vários parâmetros foram registrados a fim de obter-se dados suficientes para a interpretação do comportamento estrutural e funcional do pavimento. Esses parâmetros estão basicamente divididos em três categorias:

- Parâmetros de resposta estrutural (deflexões pontuais e bacias defletométricas);
- Parâmetros de comportamento (deformações permanentes nas direções transversal e longitudinal da pista, fissuras);
- Parâmetros ambientais (temperaturas do ar, precipitações, irradiação);

### **5.2 – PARÂMETROS DE RESPOSTA ESTRUTURAL (DEFLEXÕES E BACIAS DEFLETOMÉTRICAS)**

A resposta estrutural do pavimento foi acompanhada através de medições defletométricas realizadas com a viga Benkelman, com relação de braços 4:1, e com um defletógrafo digital (viga eletrônica), de comportamento semelhante ao da Benkelman. As medições foram realizadas com o rodado do simulador de tráfego empregando cargas de semi-eixo de 41 kN, 50 kN e 60 kN, correspondendo a cargas de eixo de 82, 100 e 120 kN, respectivamente. A pista foi dividida em 8 seções afastadas de um metro ( $S_1, S_2, \dots, S_8$ ). As deflexões foram medidas periodicamente nas seções  $S_2$  a  $S_8$ , sendo que as seções  $S_2$  e  $S_3$  correspondem à região da pista com camada intermediária de geotêxtil G 150,  $S_4$  e  $S_5$  correspondem à região sem geotêxtil e  $S_6, S_7$  e  $S_8$  a região da pista com camada intermediária de geotêxtil G 150 – TF.

Juntamente com as medidas de deflexões foram levantadas nove bacias defletométricas com a viga eletrônica, sendo três representativas da região com camada intermediária de geotêxtil G 150 e com uma trinca longitudinal serrada artificialmente. Este mesmo procedimento foi repetido nos setores  $S_{4,5}$  e  $S_{6,5}$  que equivalem às regiões sem geotêxtil e com camada

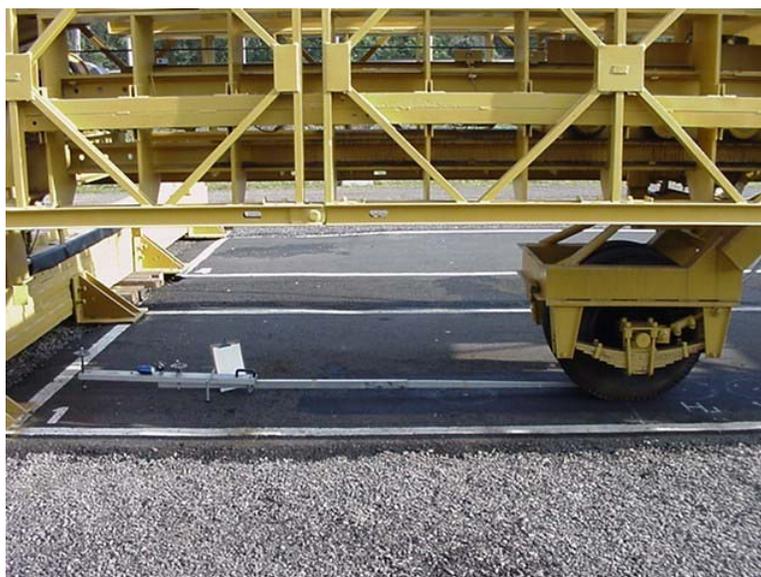
intermediária de geotêxtil G 150 – TF, respectivamente. Também aí existem trincas longitudinais serradas artificialmente.

As bacias defletométricas foram medidas com carga de semi-eixo de 41 kN correspondentes a carga padrão de eixo de 82 kN. As bacias foram obtidas para as distâncias de 0, 15, 25, 40, 60, 90, 120, 150 e 180 cm quando efetuadas com a viga Benkelman e de 0 a 3,2 m com pontos registrados de 5 em 5 cm quando realizadas com a viga eletrônica. A retroanálise das bacias defletométricas executados com o uso dos programas específicos permitiram estimar os módulos de resiliência do pavimento.

A viga Benkelman é composta por um conjunto de sustentação em que se articula uma alavanca interfixa, cuja relação entre os comprimentos dos braços é conhecida. Idealizada pelo engenheiro A.C. Benkelman, do *Bureau of Public Roads*, foi utilizada pela primeira vez nas pistas experimentais do WASHO em 1953. A viga Benkelman, dentre os vários instrumentos disponíveis para medições defletométricas em pavimentos, foi o aparelho que mais se difundiu em todo o mundo e até hoje tem um importante papel no meio rodoviário nacional.

A viga Benkelman é composta essencialmente de uma parte fixa e uma viga móvel. A parte fixa é apoiada no pavimento por meio de três pés reguláveis, sendo a viga móvel acoplada a esta por meio de uma articulação, ficando uma das extremidades (ponta de prova) em contato com o pavimento, e a outra extremidade acionando um extensômetro com precisão de  $10^{-2}$  mm. É equipada com um vibrador, que tem a função de vencer o atrito entre as peças móveis e evitar eventuais inibições do ponteiro do extensômetro.

A viga móvel deve apresentar uma relação conhecida entre os comprimentos da ponta de prova à articulação (a) e desta ao ponto de acionamento do extensômetro (b). A relação a/b, geralmente é: 2/1, 3/1 ou 4/1. A viga utilizada para a realização das medições desta pesquisa possui relação 4/1 e está apresentada na Fig. 5.1.



**FIGURA 5.1** – Viga Benkelman em operação

A utilização do defletógrafo digital permitiu uma considerável rapidez e facilidade na aquisição dos dados referentes a deflexões e bacias defletométricas. O defletógrafo digital apresenta várias vantagens em relação à viga tradicional, dentre elas podem ser citadas:

- A sensibilidade das medidas efetuadas apresenta 98% de precisão, uma vez que o defletógrafo digital não trabalha com braço móvel, além de utilizar o sensor (tipo LVDT), cuja resolução é de 0,001 mm;
- A medição automática da linha de influência longitudinal da bacia de deslocamentos, é executada de forma precisa e sem precedentes;
- O registro das medidas de deslocamentos é automático;
- A medida da temperatura da superfície do pavimento é registrada automaticamente;
- De forma prática e simplificada, a identificação da rodovia, trecho, estaca, Km e ou observações, são lançadas no software do defletógrafo digital;

- A medição da linha de influência da bacia de deflexão (com +/- 60 pontos, um a cada 5 cm) é realizada, em média, com menos de 1 minuto, traduzindo a agilidade e rapidez do ensaio realizado com o defletógrafo digital;
- Visualização instantânea da medição realizada, no notebook que pode acompanhar o equipamento (opcional). Tal possibilidade permite que quaisquer anormalidades sejam detectadas de imediato;
- A transmissão de dados entre as unidades operacionais (defletógrafo digital, odômetro, notebook) realiza-se através de ondas de rádio ou via cabo (opcional).

O defletógrafo digital (viga eletrônica) é composto dos seguintes componentes:

- Placa de processamento digital interno;
- Sensor para medição de deslocamento tipo LVDT;
- Sensor de temperatura;
- Medidor digital de deslocamento (odômetro), equipado com uma unidade de rádio transmissor de dados;
- Cabo de conexão ou Transmissor de rádio para a emissão dos dados para o computador (Real Time);
- Notebook Pentium, com dois softwares especificamente elaborados para o manuseio da viga eletrônica.

A Fig. 5.2 mostra o defletógrafo digital em operação.



**FIGURA 5.2 – Defletógrafo Digital (Viga Eletrônica)**

A operação do equipamento é muito simples, podendo ser resumida nos seguintes passos:

- Fixação do medidor de distância no pára-choques do caminhão;
- Ligar o computador carregando o software de operação, ligar o defletógrafo digital e o medidor de distância;
- Parar o caminhão cerca de 30/50 cm antes do ponto em que se deseja obter a deflexão máxima;
- Colocar a viga eletrônica por entre as rodas duplas traseiras, posicionando o sensor no ponto de medição;
- Ajustar o zero do sensor através da manopla na parte traseira do defletógrafo digital;
- Apertar o botão, ensaiar e sinalizar para que o caminhão se desloque vagarosamente em linha reta, por uma distância de cerca de 10 m;
- O software sinalizará ao operador do fim da medição e mostrará imediatamente o desenho da linha de influência;
- Dependendo da distância entre pontos, o defletógrafo digital pode ser deslocado manualmente, levantando a parte frontal, fazendo com que as rodas traseiras toquem o chão. No caso de deslocamentos maiores, o defletógrafo digital pode ser colocado em veículo auxiliar e transportado até o próximo ponto, repetindo o procedimento a partir do terceiro passo.

Para a aquisição e armazenamento dos dados referentes às medidas defletométricas realizadas com o defletógrafo digital foram desenvolvidos dois softwares para Windows 95:

- O primeiro, é utilizado durante o ensaio. Neste programa o operador lançará as informações sobre a rodovia, trecho, estaca e observações. Além disso, serão lidas, em tempo real, as medidas de temperatura e deslocamento. Uma vez concluída a leitura na estaca, o operador poderá visualizar a linha de influência longitudinal da bacia de deflexão.
- O segundo software foi desenvolvido para a visualização dos dados medidos e gravados pelo primeiro. Ele permite uma visão genérica de todo o trabalho realizado em questão.

A Fig. 5.3 apresenta as telas referentes aos softwares que acompanham o defletógrafo digital.

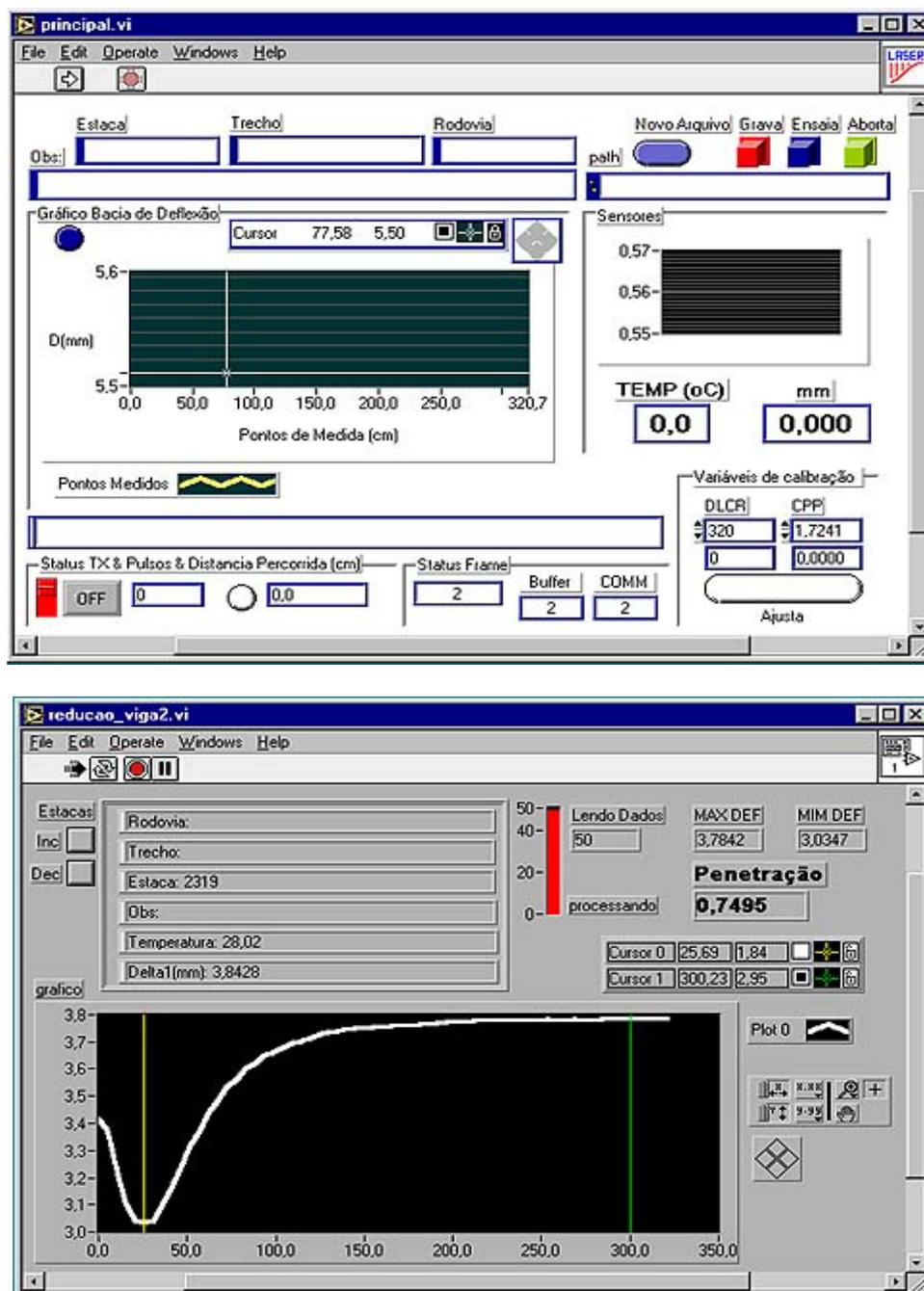


FIGURA 5.3– Telas dos softwares utilizados para gravação e visualização dos dados que acompanham o defletógrafo digital

### 5.3 – PARÂMETROS DE COMPORTAMENTO (DEFORMAÇÕES PERMANENTES E TRINCAS)

É corrente a observação de que o defeito mais freqüente nos pavimentos flexíveis é o trincamento da camada superior de concreto asfáltico. Mas é um fato que ocorrem, também, deformações permanentes, irreversíveis, nos pavimentos.

Na pista ensaiada a evolução das deformações permanentes foi avaliada com emprego de um perfilógrafo, mostrado na Fig. 5.4.

Os perfis transversais foram levantados ao longo das seções  $S_1$  a  $S_8$ , sendo também levantados dois perfis longitudinais em cada medição efetuada. Os perfis transversais correspondem a um número  $N$  de passagens de carga, sendo que estes são referidos ao perfil obtido antes do início do carregamento, ou seja,  $N = 0$ . Através destes registros é possível se determinar às evoluções do afundamento (flecha) e da forma da trilha.

Com os perfis transversais levantados foi possível estabelecer o Q.I do pavimento com uso do método de Queiroz (Domingues, 1991).

Diariamente foi feita uma inspeção visual do pavimento com o objetivo de se determinar o número de ciclos de carga correspondente ao surgimento das trincas de reflexão.



**FIGURA 5.4** – Perfilógrafo usado para medir a deformação permanente que ocorreu no pavimento.

#### 5.4 – PARÂMETROS AMBIENTAIS

Durante a solicitação da pista experimental foram registradas temperaturas do ar, precipitações pluviométricas e irradiações solares.

As temperaturas do ar foram registradas diariamente através de uma estação meteorológica instalada na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos no Campus do Vale da UFRGS, mostrada na Fig. 5.5.



**FIGURA 5.5** – Estação Meteorológica na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos no Campus do Vale da UFRGS

A rigidez dos revestimentos asfálticos depende da temperatura, por isso é de relevante importância a medida das temperaturas no interior do pavimento, já que tivemos as duas faixas da pista ensaiadas em diferentes épocas do ano (verão e inverno).

As temperaturas no interior do pavimento foram registradas em duas profundidades, a 5 cm de profundidade que corresponde a interface entre a camada inferior de concreto asfáltico e a camada intermediária de geotêxtil, e a 9 cm de profundidade que corresponde a espessura total da camada de concreto asfáltico. Estas temperaturas foram registradas com um termômetro digital do tipo Gulterm 180 da Gluton do Brasil LTDA, com resolução de  $0,1^{\circ}$  C, durante todo o período

de solicitação da pista, com registros de hora em hora. O termômetro em funcionamento é apresentado na Fig. 5.6.



**FIGURA 5.6** – Termômetro usado para medir a temperatura no revestimento

## 6 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DO DESEMPENHO DO PAVIMENTO

### 6.1 - INTRODUÇÃO

Apresentam-se neste capítulo os resultados das medições dos parâmetros de resposta estrutural, de comportamento e ambientais realizadas durante a solicitação do pavimento experimental pelo Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS. A solicitação do pavimento efetuou-se em três etapas. Primeiramente foi solicitado a faixa A com largura de 70 cm e cargas de eixo aplicadas de 100 e 120 kN, e posteriormente foi solicitada a faixa B somente com carga de eixo de 100 kN e com larguras diferenciadas de 100 cm (até 280.000 ciclos) e 80 cm (após 280.000 ciclos).

O período de solicitação da pista experimental estendeu-se de setembro de 1999 a março de 2001, sendo que durante este período o Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS encontrou-se em manutenção por aproximadamente três meses. Ao longo do período efetivo de funcionamento do Simulador foram aplicados:

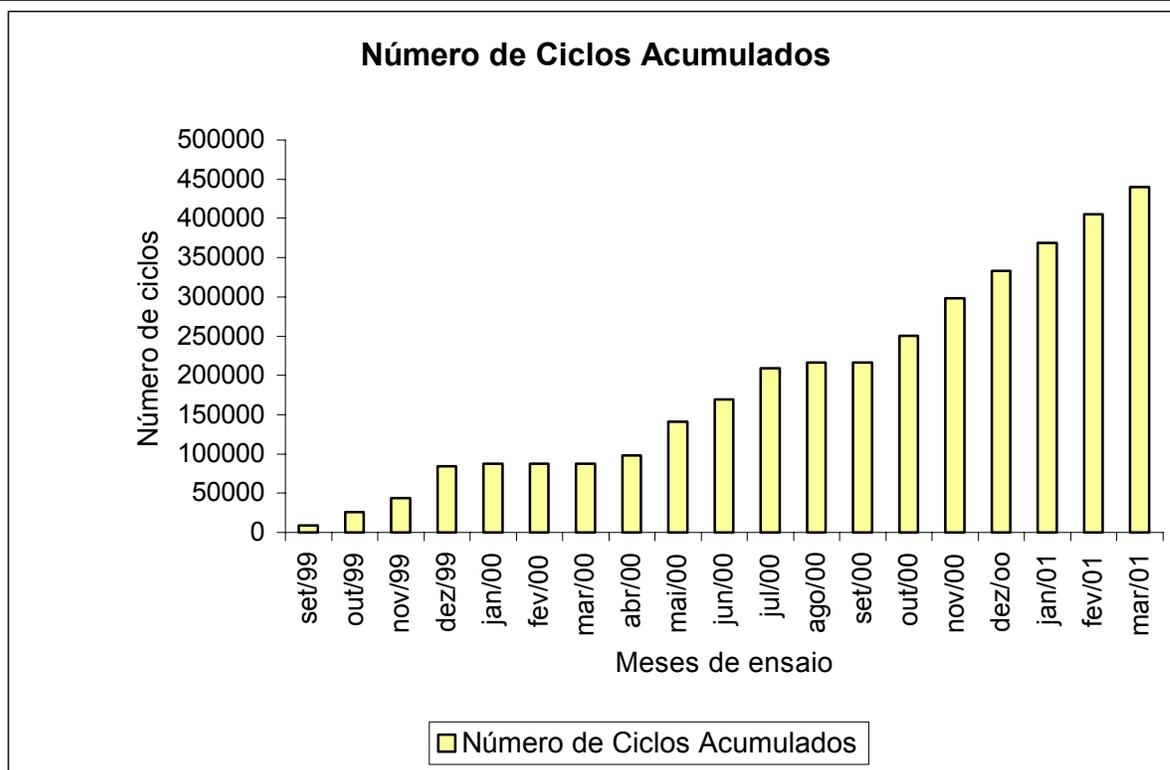
- 9.000 ciclos de carga de eixo de 82 kN,
- 394.556 ciclos de carga de eixo de 100 kN e
- 29.740 ciclos de carga de eixo de 120 kN,

totalizando 433.296 ciclos de carga, ao longo de 1885 horas de operação, com uma frequência média de 230 ciclos/hora e um tempo médio de ciclo de 15,7 segundos.

O Quadro 6.1 apresenta o número de ciclos aplicados com as diferentes cargas de semi-eixo para as duas faixas da pista experimental durante o período de ensaio. Inclui-se nesse quadro o número de operações equivalentes do eixo padrão de 82 kN, calculado empregando-se os fatores de equivalência de carga do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos – *USACE* – adotados no Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis do DNER.

**QUADRO 6.1** – Programa de aplicação de cargas para as duas faixas da pista experimental

Faixa Solicitada	Carga de eixo aplicada (kN)	Nº de ciclos de carga aplicados	Nº de operações de eixo padrão (FEC do USACE)	Nº de horas de aplicação da carga
A	82	5.000	$0,05 \times 10^5$	21
	100	52.706	$1,86 \times 10^5$	218
	120	29.740	$3,3 \times 10^5$	210
	<b>Total</b>	<b>87.446</b>	<b><math>5,21 \times 10^5</math></b>	<b>449</b>
B	82	4.000	$0,04 \times 10^5$	16
	100	341.850	$12 \times 10^5$	1420
	<b>Total</b>	<b>345.850</b>	<b><math>12,04 \times 10^5</math></b>	<b>1436</b>



**FIGURA 6.1** – Desempenho do Simulador de Tráfego UFRGS/DAER-RS durante o período de solicitação da pista experimental.

O desempenho do Simulador de Tráfego UFRGS/DAER–RS durante o período de solicitação da pista experimental é apresentado na Fig. 6.1. A maior produtividade do equipamento aconteceu entre setembro de 2000 e março de 2001, enquanto que o mais baixo rendimento ocorreu entre janeiro e abril de 2000, quando o simulador não solicitou o pavimento experimental, devido a problemas mecânicos e/ou as elevadas temperaturas.

## 6.2 – PARÂMETROS DE RESPOSTA ESTRUTURAL

### 6.2.1 – INTRODUÇÃO

A DEFLEXÃO DE UM PAVIMENTO É UMA RESPOSTA DAS CAMADAS ESTRUTURAIS E DO SUBLEITO À APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO. QUANDO UMA CARGA É APLICADA TODAS AS CAMADAS DO PAVIMENTO E O SUBLEITO SOFREM DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS DEVIDO ÀS TENSÕES E ÀS DEFORMAÇÕES GERADAS PELO CARREGAMENTO.

OS DESLOCAMENTOS OU DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS REPRESENTAM UM INDICATIVO DO COMPORTAMENTO ELÁSTICO DA ESTRUTURA. DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS ELEVADAS SÃO CORRELACIONÁVEIS COM O FENÔMENO DE FADIGA DAS CAMADAS BETUMINOSAS E CIMENTADAS. PRATICAMENTE TODOS OS MÉTODOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL RELACIONAM A VIDA DE FADIGA À DEFLEXÃO SUPERFICIAL.

AS CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS DE UM PAVIMENTO SÃO DEFINIDAS EXCLUSIVAMENTE ATRAVÉS DA INTERPRETAÇÃO DOS VALORES INDIVIDUAIS DAS DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS MÁXIMAS.

AS NORMAS VIGENTES, PRINCIPALMENTE AS DO DNER PRO 10/79 (BRASIL. DNER, 1994D) E DNER PRO 11/79 (BRASIL. DNER, 1994E), ADMITEM QUE A EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES EM UM PAVIMENTO DEVIDAMENTE PROJETADO E CONSTRUÍDO DÁ-SE, DEVIDO À AÇÃO DO TRÁFEGO E DO INTEMPERISMO, EM TRÊS FASES DISTINTAS:

- a. FASE DE CONSOLIDAÇÃO: APÓS A CONSTRUÇÃO, OCORRE UM DECRÉSCIMO DESACELERADO NO VALOR DA DEFLEXÃO DEVIDO À CONSOLIDAÇÃO DOS MATERIAIS DECORRENTES DA AÇÃO DO TRÁFEGO, SENDO QUE NO FINAL DESTA FASE A DEFLEXÃO TENDE A UMA ESTABILIZAÇÃO;

- b. FASE ELÁSTICA: A DEFLEXÃO MANTÉM-SE APROXIMADAMENTE CONSTANTE, AO LONGO DESTA FASE, PODENDO OCORRER UM MODERADO ACRÉSCIMO. A DURAÇÃO DA FASE ELÁSTICA DEFINE A VIDA ÚTIL DO PAVIMENTO, SENDO TANTO MAIOR QUANTO À DEFLEXÃO SUPOSTA PELO PAVIMENTO FOR MENOR QUE DO QUE A DEFLEXÃO ADMISSÍVEL;
- c. FASE DE FADIGA: ESTA FASE ESTÁ CARACTERIZADA POR UM CRESCIMENTO ACELERADO NO VALOR DAS DEFLEXÕES DO PAVIMENTO ONDE SURTEM OS EFEITOS DA FADIGA REPRESENTADOS POR FISSURAS, TRINCAS E DEFORMAÇÕES PERMANENTES.

O VALOR DA DEFLEXÃO EM CADA CAMADA DIMINUI COM A PROFUNDIDADE E COM O DISTANCIAMENTO DO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA E DEPENDE AINDA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DAS CAMADAS. OS PAVIMENTOS COM DEFLEXÕES MAIS BAIXAS SUPOSTAM MAIOR NÚMERO DE SOLICITAÇÕES DE TRÁFEGO.

O DNER PRO 10/79 (BRASIL. DNER, 1994D) CONSIDERA QUE, PARA QUE NÃO SURJAM TRINCAS DE FADIGA NO REVESTIMENTO É NECESSÁRIO MANTER A DEFLEXÃO ABAIXO DE UM VALOR MÁXIMO ( $D_{ADM}$ ) E O RAIOS DE CURVATURA ( $R_c$ ) DA BACIA DE DEFLEXÃO DO PAVIMENTO ACIMA DE UM CERTO VALOR MÍNIMO, ATENDENDO A ESTAS CONDIÇÕES GARANTE-SE QUE A TENSÃO DE TRAÇÃO ( $\sigma_T$ ), CAUSADORA DA DEFORMAÇÃO DE EXTENSÃO ( $\epsilon_T$ ), NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO NÃO ULTRAPASSE UM DETERMINADO VALOR, ACIMA DO QUAL A CAMADA DE CONCRETO ASFÁLTICO ROMPERÁ POR FADIGA.

### **6.2.2 – EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES NA PISTA EXPERIMENTAL**

A resposta estrutural do pavimento foi acompanhada através de medições defletométricas realizadas com a viga Benkelman e com o defletógrafo digital. Com os valores obtidos calcularam-se as deflexões características (soma da média + desvio padrão) para as três regiões da pista e também uma deflexão característica global considerando a pista como um todo.

As medições foram realizadas com o rodado do simulador de tráfego aplicando cargas de eixo de 82, 100 e 120 kN na faixa A e cargas de eixo de 82 e 100 kN na faixa B.

O Quadro 6.2 apresenta os resultados das deflexões características medidas com a viga Benkelman com carga padrão de eixo de 82 kN antes do início da solicitação da pista, na primeira camada de CBUQ antes e depois do trincamento artificial e após a construção da segunda camada de CBUQ.

Após o início do tráfego sobre a pista experimental foram executados levantamentos defletométricos com a viga Benkelman periodicamente. O Quadro 6.3 apresenta a evolução da deflexão característica, a deflexão máxima e a mínima da faixa A para levantamentos executados com cargas de eixo de 82, 100 e 120 kN. O Quadro 6.4 apresenta a evolução da deflexão característica, a deflexão máxima e a mínima da faixa B para levantamentos executados com cargas de eixo de 82 kN e 100 kN.

**QUADRO 6.2** – Deflexões características medidas antes do início da solicitação da pista

Carga 82 kN	Deflexão Característica ( $10^{-2}$ mm)		
	1 <sup>a</sup> camada de CBUQ antes	1 <sup>a</sup> camada de CBUQ	2 <sup>a</sup> camada de CBUQ antes
A	62	57	40
B	70	76	57

**QUADRO 6.3** – Evolução das deflexões características, máximas e mínimas na faixa A, medidas com cargas de eixo de 82, 100 e 120 kN.

N	Carga de eixo = 82			Carga de eixo = 100			Carga de eixo = 120		
	$D_{\text{caract}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{mín.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{máx.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{caract}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{mín.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{máx.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{caract}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{mín.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{máx.}}$ ( $10^{-2}$ mm)
n	31	27	40	-	-	-	-	-	-
4.617	42	30	40	52	29	48	64	38	59
9.955	42	30	51	51	38	49	70	49	66
36.204	43	45	40	48	44	49	75	-	-
52.706	44	40	45	50	42	59	60	50	59
63.266	43	40	49	54	49	59	60	52	59
72.592	54	43	53	64	41	62	70	59	68
82.137	59	41	59	66	49	65	73	61	72

Entre  $N = 4.617$  e  $N = 52.706$  a faixa A foi solicitada com a carga de eixo de 100 kN; posteriormente pela carga de eixo de 120 kN.

Observa-se no Quadro 6.3 que as deflexões características correspondentes à carga padrão (82 kN) praticamente não mudaram (0,43 mm) entre  $N = 4.617$  e  $N = 63.266$ . Posteriormente, as deflexões aumentaram 25% (0,54 mm) entre  $N = 63.266$  e  $N = 72.592$ , e mais 10% entre  $N = 72.592$  e  $N = 82.137$ , alcançando 0,59 mm, ao final da solicitação. Tal fato parece indicar o início da ocorrência de fadiga no pavimento, devido talvez à elevada carga de eixo (120 kN) que solicitou

a Faixa A a partir de  $N = 52.706$ , e principalmente, às elevadas temperaturas registradas nesse período (novembro-dezembro de 1999), com a conseqüente redução do módulo de resiliência do concreto asfáltico.

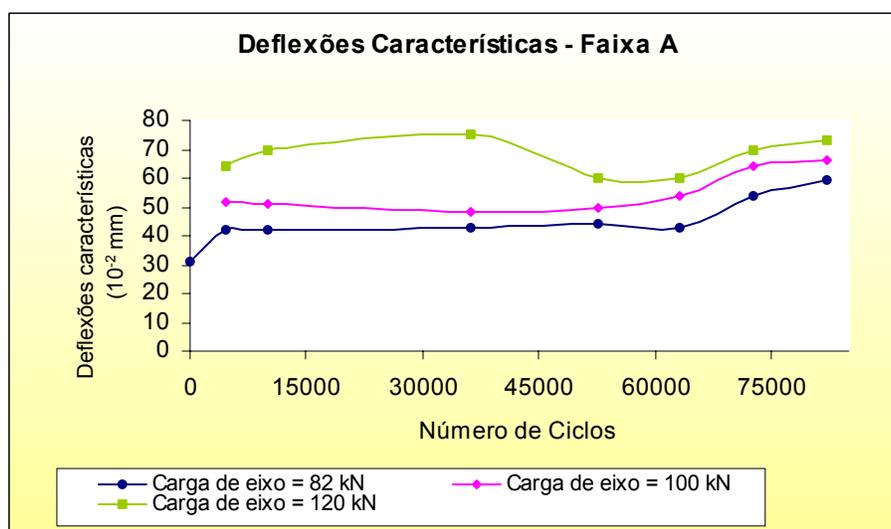
**QUADRO 6.4** – Evolução das deflexões características, máximas e mínimas na faixa B, medidas com cargas de eixo de 82 e 100 kN.

N	Carga de eixo = 82 kN			Carga de eixo = 100 kN		
	$D_{\text{caract}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{mín.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{máx.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{caract}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{mín.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	$D_{\text{máx.}}$ ( $10^{-2}$ mm)
0	22	21	31	44	32	51
2.000	37	35	41	47	42	51
4.000	35	16	35	49	32	48
10.667	33	21	32	49	41	51
24.240	42	38	43	50	41	51
53.540	42	32	42	44	41	45
65.679	41	39	41	46	41	45
97.955	34	23	35	44	32	41
128.023	33	30	38	42	37	43
160.050	-	-	-	39	34	40
179.706	-	-	-	41	35	45
192.715	-	-	-	44	34	44
210.693	-	-	-	45	34	44
246.175	35	28	34	42	29	38
266.997	36	30	35	38	29	41
281.222	39	36	44	40	34	47

O Quadro 6.4 mostra que as deflexões características na Faixa B praticamente não variaram ao longo do período de solicitação (maio de 2000 a março de 2001). Alguns aspectos merecem destaque:

- Após 53.540 ciclos de carga, a deflexão característica era 0,42 mm, praticamente o mesmo valor medido na Faixa A após 52.706 ciclos de carga (0,44 mm).
- De forma diferente do registrado na Faixa A, não houve na Faixa B aumento da deflexão característica com o tráfego. Ou seja, mesmo que o número equivalente de operações do eixo padrão aplicados à Faixa B superasse em 131% (Quadro 6.1) o aplicado à Faixa A, não se registrou na Faixa B qualquer indício de fadiga. Isso ressalta a influência da temperatura na evolução da condição estrutural do pavimento. De fato, o módulo de resiliência de concretos asfálticos é drasticamente reduzido com o aumento da temperatura (Pinto, 1991).

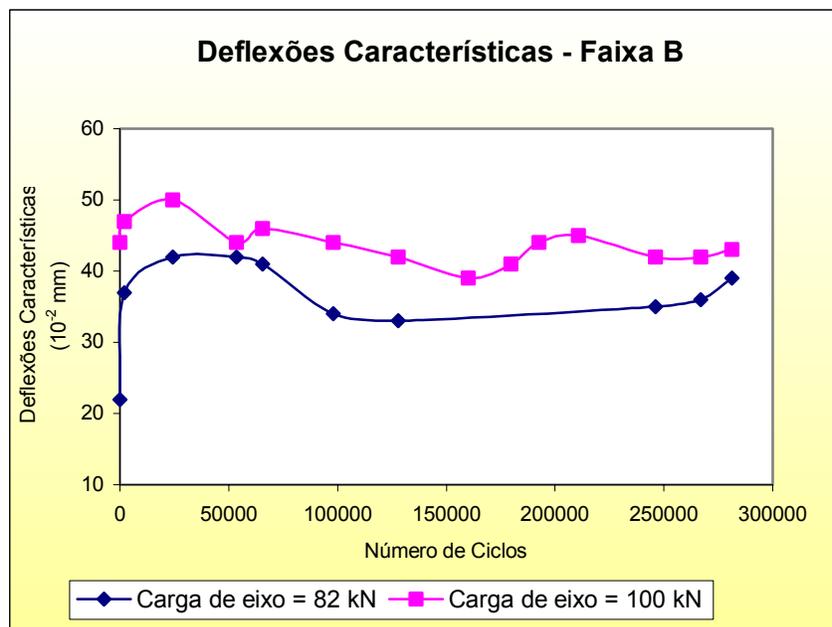
Para a visualização conjunta da evolução das deflexões



características, apresentam-se nas Fig. 6.2 e 6.3 os dados dos Quadros 6.3 e 6.4, plotando-se na escala horizontal o número de ciclos de carga e na escala vertical a respectiva deflexão característica calculada. Os gráficos mostram a deflexão característica de acordo com a carga aplicada durante as medições para as faixas A e B.

**FIGURA 6.2** – Evolução da deflexão característica de acordo com a carga aplicada para a faixa A, medidas sob cargas de eixo de 82, 100 e 120 kN

A influência da carga na deflexão característica é bem notável quando se comparam os três níveis de carga. Para  $N > 63.266$ , quando a faixa passou a ser solicitada com a carga de eixo de 120 kN, as deflexões para os três níveis de carga aumentam, sugerindo o início da fase de fadiga.

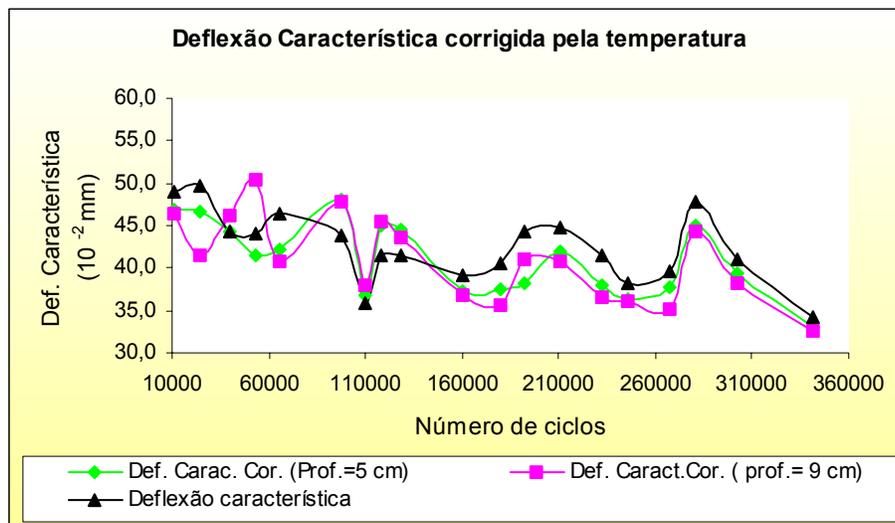


**FIGURA 6.3** – Evolução da deflexão característica de acordo com a carga aplicada para a faixa B, medidas sob cargas de 82 e 100 kN.

A solicitação do pavimento nesta pesquisa deu-se em diferentes épocas do ano, por isso tornou-se importante à análise das deflexões para as várias temperaturas em que foram efetuadas as medições.

As deflexões medidas com a viga Benkelman foram corrigidas de acordo com a temperatura ambiente do momento em que foram efetuadas. Usou-se um gráfico da AASHTO (AASHTO, 1993) para corrigir as deflexões medidas. Estas foram corrigidas a duas diferentes profundidades, pois o revestimento foi construído em duas camadas de CBUQ, uma de 4 cm e outra de 5 cm. As deflexões foram corrigidas pela temperatura a 5 cm, que corresponde a segunda camada de CBUQ, ou seja, a camada de recapeamento, e a 9 cm que corresponde a toda espessura da camada de CBUQ.

A Fig. 6.4 ilustra as deflexões características corrigidas pela temperatura nas profundidades de 5 cm e 9 cm para a faixa B. Estas



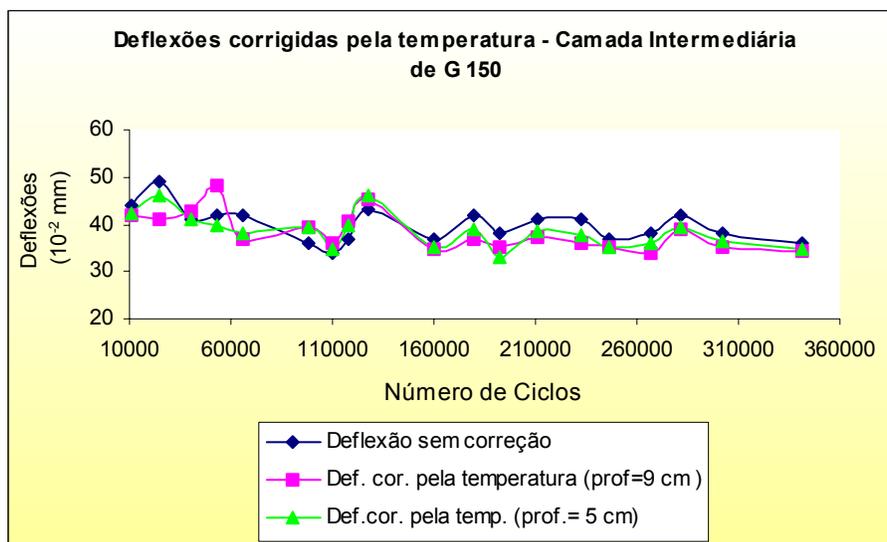
deflexões foram medidas com o rodado do simulador aplicando carga de eixo de 100 kN.

**FIGURA 6.4** – Deflexões características corrigidas pela temperatura na Faixa B

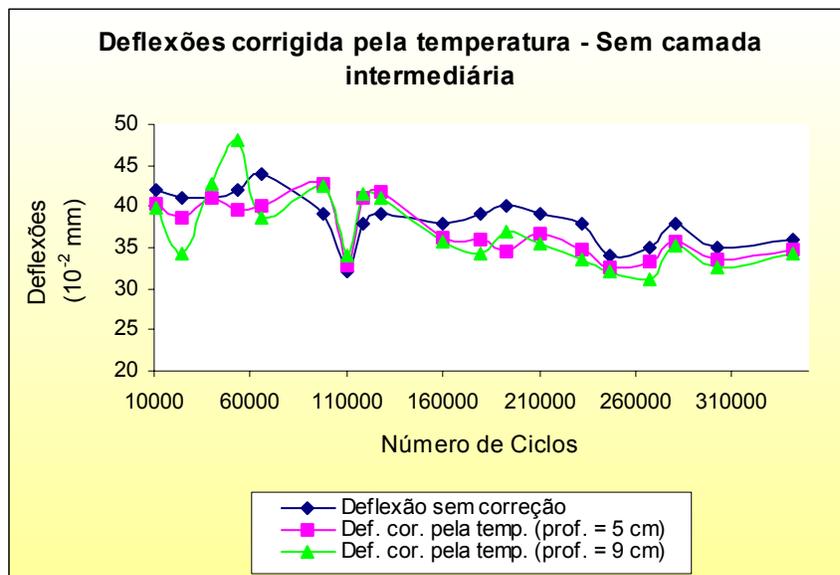
Observa-se uma tendência de redução da deflexão com o tráfego, sugerindo um enrijecimento do revestimento asfáltico (redução do volume de vazios, provavelmente decorrente dos afundamentos nas trilhas de roda).

Em cada levantamento foram medidas deflexões nas três regiões da pista, ou seja, a região com geotêxtil G 150, a região sem geotêxtil e a região com geotêxtil G 150-TF. Estas deflexões medidas também foram corrigidas pela temperatura nas duas diferentes profundidades, da mesma maneira que as deflexões características da pista.

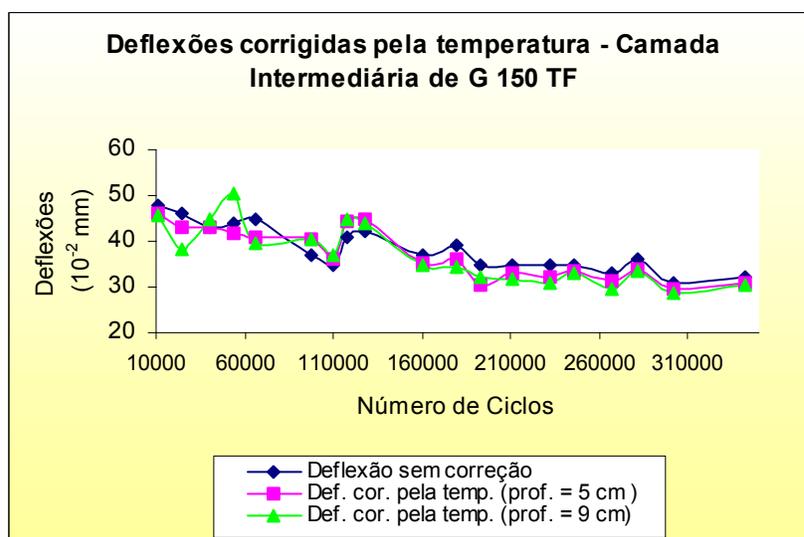
As Fig. 6.5, 6.6 e 6.7 mostram as deflexões características calculadas de acordo com as medidas efetuadas com a viga Benkelman e corrigidas pela temperatura para as duas profundidades (5 e 9 cm), para as três regiões ensaiadas da pista, respectivamente. As medições foram executadas na faixa B com o rodado aplicando carga de eixo de 100 kN.



**FIGURA 6.5** – Deflexões características corrigidas pela temperatura - região c/geotêxtil G 150 (Faixa B)

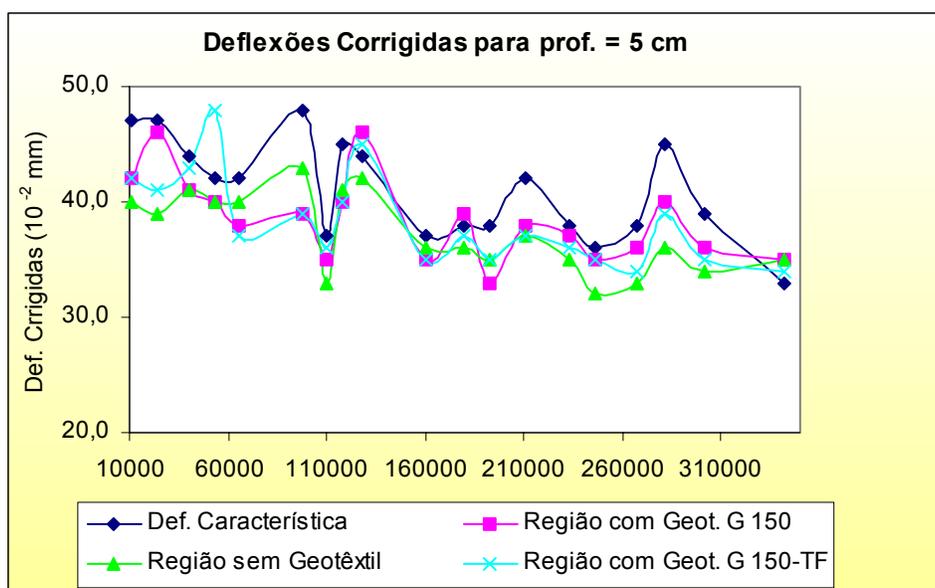


**FIGURA 6.6** – Deflexões características corrigidas pela temperatura na região sem Geotêxtil (Faixa B)



**Figura 6.7** - Deflexões características corrigidas pela temperatura - região c/geotêxtil G 150 – TF (Faixa B)

Para comparar as deflexões corrigidas pela temperatura à profundidade de 5 cm, plotaram-se na Fig. 6.8 as evoluções dessas deflexões com o tráfego.



**FIGURA 6.8** – Deflexões corrigidas pela temperatura nas três regiões da Faixa B

As Fig. 6.5 a 6.8 mostram a mesma tendência de estabilidade do nível defletométrico. As deflexões características da região com geotêxtil G 150-TF foram inferiores às medidas na região com geotêxtil G 150, o que pode ser atribuído às diferenças entre os módulos de resiliência das camadas asfálticas.

### 6.2.3 - Avaliação estrutural do pavimento

Pela ação do tráfego um pavimento recebe cargas repetidas que provocam deformações, cuja magnitude depende da sua capacidade estrutural. As avaliações estruturais dos pavimentos têm o objetivo de determinar a capacidade de suporte das camadas a partir de medidas do deslocamento da superfície do pavimento (bacia de deflexão).

A avaliação estrutural de um pavimento pode ser destrutiva ou não-destrutiva. Nas avaliações destrutivas são feitas sondagens no pavimento para realização de ensaios *in situ* ou coleta de amostras para ensaios em laboratório, já uma avaliação não-destrutiva baseia-se na medida das deflexões recuperáveis, realizadas com equipamentos específicos para este fim.

Os equipamentos utilizados para ensaios não-destrutivos dividem-se em equipamentos que aplicam cargas estáticas e equipamentos que aplicam cargas dinâmicas. Dentre os equipamentos estáticos, podem ser citados: medidores de curvatura, ensaios de carga com placa, viga Benkelman, vigas de deflexão automatizadas e o defletógrafo *La Croix*.

Os equipamentos dinâmicos podem ser divididos em três grupos: equipamentos de impacto (defletógrafo *Dynatest*, *KUAB* e *Phonix*), equipamentos vibratórios (*Dynaflect* e *Road Rater*) e equipamentos multimodos. Os equipamentos defletométricos utilizados nesta pesquisa foram o defletógrafo digital e a viga Benkelman. O defletógrafo digital e a viga Benkelman foram apresentados no Capítulo 4 desta dissertação.

A confiabilidade das deflexões medidas com a viga é influenciada por diversos fatores, o que gera a afirmação de que a deflexão máxima não consegue por si só explicar o comportamento estrutural e a distribuição de tensões no interior do pavimento.

Como elemento complementar nas análises dos levantamentos com a viga Benkelman, surgiu o cálculo do Raio de Curvatura ( $R_c$ ), que indica a capacidade do pavimento em distribuir as tensões das cargas de tráfego.

Dentre os diversos métodos existentes para a determinação do Raio de Curvatura, o mais utilizado é o método clássico da parábola do 2º grau, adotado pelo DNER (1994), que é calculado pela equação (6.1):

$$R_c = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})}$$

(6.1)

onde:

$R_c$  = é o raio de curvatura, em metros;

$D_0$  = é a deflexão máxima ( $10^{-2}$  mm), sob o ponto de aplicação da carga, e

$D_{25}$  = é a deflexão ( $10^{-2}$  mm) a 25 cm do ponto de aplicação da carga.

O Quadro 6.5 apresenta os raios de curvatura calculados pela fórmula acima descrita, através das medidas das bacias de deflexão efetuadas com a viga Benkelman para os vários ciclos de carga em que foram efetuadas medições na Faixa A da pista experimental, separando-se a pista por regiões, com geotêxtil e sem geotêxtil.

Na Fig. 6.9 mostram-se os raios de curvatura calculados através das medidas das bacias de deflexão nas três regiões da Faixa A. O cálculo de  $D_0$  e  $D_{25}$  foi efetuado através da média de três valores medidos no mesmo ponto e no mesmo dia para conseguir-se, assim um resultado mais apurado para estes valores.

**QUADRO 6.5** – Raios de curvatura calculados para os diversos ciclos de carga na faixa A (Viga Benkelman)

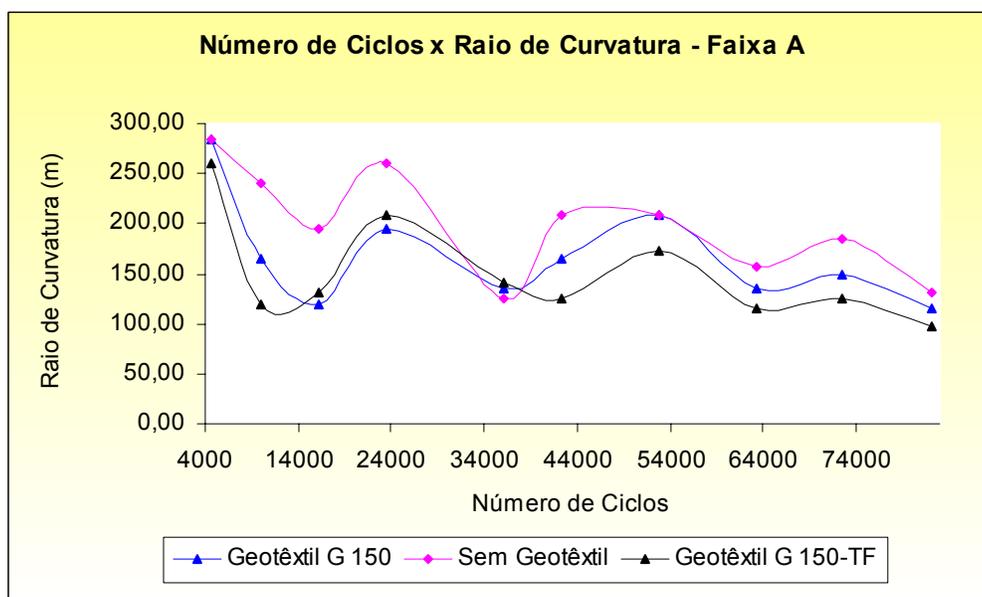
Número de ciclos	Raio de Curvatura (m) Região com	Raio de Curvatura (m) Região sem	Raio de Curvatura (m) Região com
------------------	-------------------------------------	-------------------------------------	-------------------------------------

4617	284	284	260
9955	165	240	120
16275	120	195	130
23377	195	260	208
36204	136	125	142
42234	165	208	125
52706	208	208	174
63266	136	156	116
75592	149	184	125
82137	116	130	98

Observando o Quadro 6.5 percebe-se que, tal como indicaram as deflexões (Quadro 6.3), para  $N > 52.706$  (ou seja, para cargas de eixo de 120 kN) a capacidade estrutural foi reduzida.

Embora haja oscilações na evolução do  $R_c$  com o tráfego, a tendência observada é de que há redução desse parâmetro a medida que o pavimento é solicitado, sugerindo um enfraquecimento da estrutura.

A Fig. 6.9 apresenta os raios de curvatura para os diversos números



de ciclos nas três regiões da Faixa A.

**FIGURA 6.9** – Raios de Curvatura para as três regiões da faixa A

Aparentemente a inclusão dos geotêxteis não melhora a capacidade estrutural do pavimento. Talvez a ineficiência do geotêxtil neste aspecto se deva ao seu posicionamento no pavimento ensaiado, ou seja, próximo da linha neutra do pavimento (fora da zona de tração).

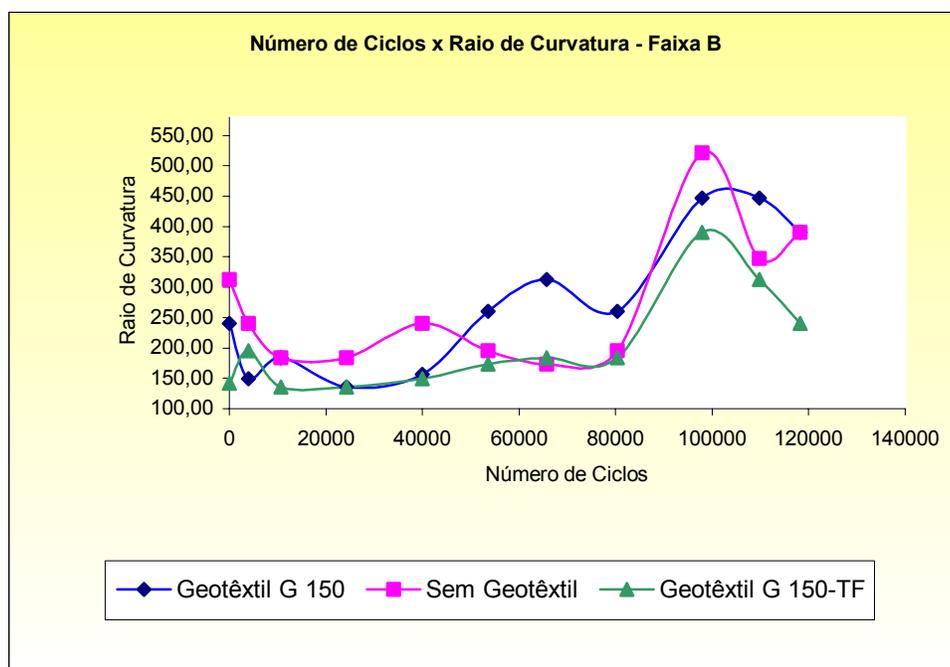
No Quadro 6.6 apresentam-se os raios de curvatura calculados através das medidas das bacias de deflexão efetuadas com a viga Benkelman e também com o defletógrafo digital para vários ciclos de carga na Faixa B da pista experimental, separando-se a pista por regiões, com geotêxtil e sem geotêxtil. Todas as bacias de deflexão foram medidas aplicando-se ao rodado a carga padrão de 8,2 t.

**QUADRO 6.6** – Raios de curvatura calculados para os diversos ciclos de carga na faixa B (Viga Benkelman e Defletógrafo Digital)

Número de ciclos	Raio de Curvatura (m) Região com	Raio de Curvatura (m) Região sem	Raio de Curvatura (m) Região com
0	240	313	142
4.000	149	240	195
10.667	184	184	136
24.240	136	184	136
39.972	156	240	149
53.540	260	195	174
65.679	313	174	184
80.294	260	195	184
97.955	446	521	391
109.761	446	347	313
118.262	391	391	240

Há no Quadro 6.6 alguns dados que parecem atípicos, como os raios de curvatura após 80.294 ciclos de carga, o que pode ser atribuído a defeitos no equipamento de medição. Não se observa redução significativa do  $R_c$ , de forma contrária ao que ocorreu na faixa A.

A Fig. 6.10 apresenta os raios de curvatura calculados através das medidas das bacias de deflexão nos três setores da Faixa B, plotando-se na escala horizontal o número de ciclos correspondentes a cada medição. De forma geral os maiores raios de curvatura correspondem à região sem geotêxtil. Cabem aqui as mesmas justificativas correspondentes à Faixa A.



**FIGURA 6.10** – Raios de Curvatura para as três regiões da faixa B

#### 6.2.4 – Retroanálise das bacias defletométricas

Ao procedimento analítico de obtenção dos módulos elásticos *in situ* das camadas do pavimento e do subleito a partir da interpretação da forma e da magnitude da bacia de deformação (deformação da superfície do pavimento) causada por um determinado carregamento externo dá-se o nome de retroanálise, como é correntemente entendida em Mecânica dos Pavimentos.

Com o desenvolvimento de ferramentas computacionais para a análise de sistemas estruturais em camadas, baseadas na teoria da elasticidade, a retroanálise tem sido largamente utilizada em avaliações estruturais e no dimensionamento de reforço. São utilizados programas baseados na teoria da elasticidade linear (Bisar, Elsym5) e não-linear (Fepave2, Illi-Pave), que por processos iterativos variam os módulos das camadas até que seja encontrada uma bacia de deflexão compatível com a determinada em campo.

A retroanálise possibilita a obtenção aproximada dos módulos elásticos a partir da bacia de deformação, que é a resposta conjunta de todas as camadas conjuntas do pavimento e do subleito às cargas externas.

Nesta pesquisa utilizou-se o programa Illi-Pave, baseado na teoria da elasticidade não-linear, para a obtenção dos módulos resilientes da camada de concreto asfáltico e do subleito. Este programa foi desenvolvido através de pesquisas realizadas pela Universidade de

Illinois e usa como dados de entrada para o cálculo dos módulos de resiliência as deflexões do pavimento obtidas com o FWD ( Falling weight deflectometer).

A bacia de deflexão é caracterizada por  $D_0$ , que corresponde à deflexão máxima sob o ponto de aplicação da carga,  $D_1$  que é a deflexão correspondente à distância de 30,48 cm do ponto de aplicação da carga e,  $D_2$  e  $D_3$  que correspondem às deflexões medidas a 60,96 cm e 91,44 cm a partir do ponto de aplicação da carga, respectivamente e da área formada através de formas conhecidas com estas deflexões medidas. Esta área é normalizada dividindo-se todas as deflexões por  $D_0$ , este conceito foi proposto por Thompson (1989).

A área da bacia de deflexão é dada pela fórmula:

$$\text{ÁREA (cm)} = 6 \left( 1 + 2 \frac{D_1}{D_0} + 2 \frac{D_2}{D_0} + \frac{D_3}{D_0} \right) \quad (6.2)$$

Os módulos resilientes da camada de concreto asfáltico foram calculados através da equação (6.3), na qual  $T_{AC}$  é a espessura de concreto asfáltico em polegadas.

$$\log E_{AC} = 1,48 + 1,76 \log (\text{AREA}/D_0) + 0,26 (\text{AREA}/T_{AC}) \quad (6.3)$$

A equação (6.3), bem como as demais propostas pela metodologia, derivam de análises estatísticas que tiveram como base de dados ensaios

de campo e laboratório em materiais de pavimentação do Estado de Illinois.

Os Quadros 6.7 e 6.8 mostram os módulos resilientes da camada de concreto asfáltico calculados através do Illi-Pave, para as três regiões das faixas A e B, da pista experimental.

**QUADRO 6.7** – Módulos da camada de concreto asfáltico para as três regiões da Faixa A.

Nº de ciclos de carga	Módulos Resilientes (MPa) obtidos através do Illi-Pave		
	Região c/ geot. G 150	Região s/ geot.	Região c/ G 150-TF
4617	-	4118	3650
9955	3178	2771	-
16273	1379	2465	4798
23377	-	3532	-
36204	4191	-	4701
42234	-	3159	-

63266	4191	2745	3282
72592	-	4646	5402
82137	3252	1308	3438

Os módulos resilientes obtidos através do uso da metodologia Illi-Pave, para as duas faixas, apresentaram um intervalo considerável de valores se comparados com os obtidos em laboratório que foram de 2410 MPa para o revestimento de concreto asfáltico na região com geotêxtil G 150 (intervalo obtido com o Illi-Pave: 1379 MPa – 45131 MPa) e 2660 MPa para o revestimento de concreto asfáltico na região com geotêxtil G 150 –TF (intervalo com o Illi-Pave 1842 MPa – 5402 MPa). Isto se deve ao fato das diferentes condições de realização dos ensaios (campo e laboratório).

**QUADRO 6.8** – Módulos da camada de concreto asfáltico para as três regiões da Faixa B.

Nº de ciclos de carga	Módulos Resilientes (MPa) obtidos através do Illi-Pave		
	Região c/ geot. G 150	Região s/ geot.	Região c/G 150-TF
0	4513	-	3888
2000	-	-	3299
10667	-	5335	-
39972	1939	5592	-
53540	3357	2454	1842
65679	3597	2691	4212
80294	3180	2802	4104
118262	-	-	4996
246175	-	3848	2523
284539	-	3055	-

Os módulos resilientes obtidos em laboratório são obtidos sob condições controladas, inclusive a temperatura, já os obtidos com a metodologia Illi-Pave, aplicada para retroanalisar bacias defletométricas, tem como elemento fundamental a deflexão medida com a viga Benkelman, que não é obtida sob condições controladas.

Assim não se pode comparar os valores dos módulos resilientes obtidos no laboratório com os obtidos com o uso do Illi-Pave, uma vez que as condições de obtenção destes valores possuem características muito diferentes.

### 6.3 – PARÂMETROS DE COMPORTAMENTO

#### 6.3.1 – Introdução

A geração de afundamentos em trilha de roda é normal em pistas experimentais com a abertura do tráfego, principalmente sob tráfego mais canalizado. Os afundamentos em trilha de roda decorrem da consolidação volumétrica e de deformações plásticas sob tensões de cisalhamento em todas as camadas do pavimento.

O VOLUME DE VAZIOS DE AR DA CAMADA ASFÁLTICA DE REVESTIMENTO DIMINUI NAS TRILHAS DE RODA, APÓS O PRIMEIRO VERÃO DA CONSTRUÇÃO DO PAVIMENTO, PROVOCANDO UM CERTO NÍVEL DE AFUNDAMENTOS NO PAVIMENTO RODOVIÁRIO. NORMALMENTE, EM PAVIMENTOS BEM PROJETADOS E CONSTRUÍDOS, ESSES AFUNDAMENTOS SERÃO DE NO MÁXIMO 10 MM APÓS 20 ANOS, IMPLICANDO EM UMA VELOCIDADE MÉDIA DE 0,5 MM/ANO (RODRIGUES, 1998).

NAS CAMADAS ASFÁLTICAS AS CONDIÇÕES QUE TENDEM A LEVAR A AFUNDAMENTOS EM TRILHA DE RODA EXCESSIVOS SÃO:

- ALTAS TEMPERATURAS;
- TRÁFEGO LENTO OU QUASE ESTÁTICO;
- TRÁFEGO CANALIZADO; E
- TRÁFEGO PESADO

PARA ILUSTRAR O EFEITO DA TEMPERATURA NOS CIMENTOS ASFÁLTICOS DE PETRÓLEO, TEM-SE A SEGUINTE CORRELAÇÃO PARA ASFALTOS CONVENCIONAIS:

$$T_{RB} = 153,19 \times PNT^{-0,2596}$$

(6.4)

ONDE:

$T_{RB}$  – TEMPERATURA DO PONTO DE AMOLECIMENTO, EM  $^{\circ}C$ ,

PNT – PENETRAÇÃO A  $25^{\circ}C$

OBSERVANDO-SE QUE UM CAP 20 COMUMENTE UTILIZADO EM CBUQ PARA REVESTIMENTOS POSSUI PNT = 50/60 (DÉCIMOS DE MILÍMETROS) E  $T_{RB} = 55^{\circ}C$ .

NO BRASIL, A SUPERFÍCIE DOS PAVIMENTOS ATINGE TEMPERATURAS MÁXIMAS DE ATÉ  $65^{\circ}C$  (RODRIGUES, 1998). MESMO LEVANDO EM CONTA UMA REDUÇÃO COM A PROFUNDIDADE, É VISÍVEL QUE A TEMPERATURA DOS REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS SUPERA, DURANTE UM CERTO PERCENTUAL DO ANO, A TEMPERATURA DO PONTO DE AMOLECIMENTO DO ASFALTO. NESTA SITUAÇÃO, A RESISTÊNCIA DA MISTURA A DEFORMAÇÕES PLÁSTICAS IRÁ DEPENDER APENAS DO ENTROSAMENTO DE AGREGADOS E DO ATRITO INTERGRANULAR.

### 6.3.2 – EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES

DIVIDIU-SE A PISTA EXPERIMENTAL EM SETE SUB-TRECHOS, DEFININDO-SE SEÇÕES AFASTADAS DE 1M (FIG. 4.16), E LEVANTARAM-SE PERFIS TRANSVERSAIS EM CADA UMA DESTAS SEÇÕES COM O AUXÍLIO DE UM PERFILÓGRAFO. FORAM LEVANTADOS OITO PERFIS TRANSVERSAIS E DOIS PERFIS LONGITUDINAIS EM CADA MEDIÇÃO EFETUADA. OS PERFIS TRANSVERSAIS E LONGITUDINAIS CORRESPONDEM A UM NÚMERO N DE PASSAGENS DE CARGA.

EM TERMOS DE ANÁLISE FORAM CONSIDERADOS SOMENTE OS PERFIS OBTIDOS NAS SEÇÕES  $S_2$  A  $S_7$ , QUE CORRESPONDEM AOS TRECHOS ONDE AS CARGAS FORAM APLICADAS COM A VELOCIDADE CONSTANTE. OS PERFIS  $S_1$  E  $S_8$  CORRESPONDEM AOS TRECHOS DE ACELERAÇÃO E DESACELERAÇÃO DO SIMULADOR DE TRÁFEGO E POR ISSO FORAM DESCONSIDERADOS NA ANÁLISE.

PARA ACOMPANHAR A EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES (FLECHAS) ESTABELECEU-SE UM PROCEDIMENTO QUE CONSTA DAS SEGUINTE ETAPAS:

- DIVIDIU-SE A PISTA EM OITO SEÇÕES, ESPAÇADOS DE 1 M, E COM O USO DO PERFILÓGRAFO, OBTVEU-SE O PERFIL DE CADA SEÇÃO;

- USOU-SE COMO REFERÊNCIA O PERFIL TRANSVERSAL DE  $N=0$  OBTIDO ANTES DO CARREGAMENTO PARA OS PERFIS TRANSVERSAIS CORRESPONDENTES A UM NÚMERO  $N$  DE PASSAGENS DE CARGA;
- EM CADA UMA DAS OITO SEÇÕES TRANSVERSAIS CORRESPONDENTES A UM NÚMERO  $N$  DE CICLOS DE CARGA FOI OBTIDA A FLECHA MÁXIMA;
- DIVIDIU-SE CADA SEÇÃO EM SEGMENTOS ESPAÇADOS DE 10 EM 10 CM, E OBTVEVE-SE A FLECHA EM CADA PONTO, ENTÃO CALCULOU-SE COM ESTES PONTOS A FLECHA MÉDIA DE CADA SEÇÃO;
- COM A FLECHA MÉDIA DE CADA SEÇÃO CALCULOU-SE A MÉDIA DAS MÉDIAS E OBTVEVE-SE A FLECHA MÉDIA NO PAVIMENTO CORRESPONDENTE A UM DETERMINADO CICLOS DE CARGA  $N$ ;

O PROCEDIMENTO DESCRITO FOI UTILIZADO PARA O CÁLCULO DA FLECHA MÉDIA DAS DUAS FAIXAS ENSAIADAS NA PISTA EXPERIMENTAL E ESTES RESULTADOS SÃO APRESENTADOS NOS QUADROS 6.9 E 6.10, RESPECTIVAMENTE PARAS AS FAIXAS A E B.

**QUADRO 6.9** – EVOLUÇÃO DAS FLECHAS MÉDIAS E MÁXIMAS (MM) PARA A FAIXA A COM O TRÁFEGO

N	S <sub>2</sub>		S <sub>3</sub>		S <sub>4</sub>		F <sub>MAX</sub>
	F <sub>MAX</sub>	F <sub>MÉD</sub>	F <sub>MAX</sub>	F <sub>MÉD</sub>	F <sub>MAX</sub>	F <sub>MÉD</sub>	
0	0	0	0	0	0	0	0
4617	2	1,5	2	1,31	0	0	1,5
9955	2	1,75	2	1,5	2,0	1,2	2,0
16275	3	2,14	2,5	1,57	2,5	1,49	4,0
25587	3	2,32	3,5	2,65	3,0	2,10	4,0
35464	4,5	3,32	5	3,00	5,0	3,95	5,0
41732	4,5	3,5	5	3,5	6,0	4,10	5,0
51890	7,25	5,45	8	5,35	6,5	4,55	7,0

61827	7,5	5,5	8	5,4	8,0	5,35	7,0
70935	7,5	5,5	8	5,4	9,0	5,5	8,0
80830	10	6,1	11	7,8	13,0	9,3	10,0

AS SEÇÕES S<sub>2</sub> E S<sub>3</sub> CORRESPONDEM À REGIÃO COM GEOTÊXTIL G-150, S<sub>4</sub> E S<sub>5</sub> À REGIÃO SEM GEOTÊXTIL E, S<sub>6</sub> E S<sub>7</sub> À REGIÃO COM GEOTÊXTIL G-150-TF.

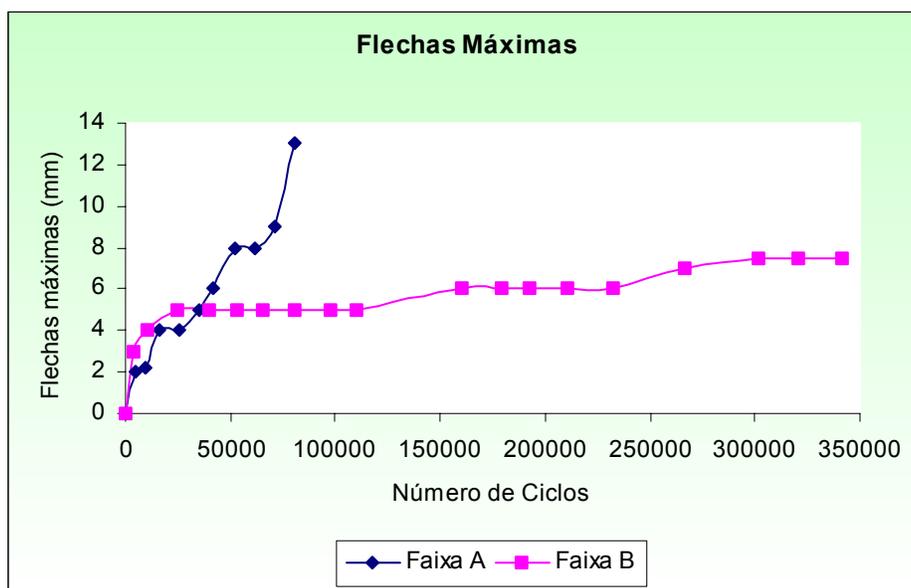
**QUADRO 6.10 - EVOLUÇÃO DAS FLECHAS MÉDIAS E MÁXIMAS (MM) PARA A FAIXA B  
COM O TRÁFEGO**

N	S <sub>2</sub>		S <sub>3</sub>		S <sub>4</sub>		F <sub>MÁX</sub>
	F <sub>MÁX</sub>	F <sub>MÉD</sub>	F <sub>MÁX</sub>	F <sub>MÉD</sub>	F <sub>MÁX</sub>	F <sub>MÉD</sub>	
0	0	0	0	0	0	0	0
4000	1,0	0,5	1,0	0,6	1,0	0,6	0
10667	2,0	1,08	2,0	1,3	2,0	1,35	2,0
24240	2,0	1,3	2,0	1,36	2,0	1,55	2,0
39972	2,0	1,48	2,0	1,58	3,0	1,85	2,0
53540	3,0	1,68	2,0	1,6	3,0	2,62	2,0
65679	3,0	1,7	3,0	1,9	3,0	2,68	2,0
80295	3,0	1,97	3,0	2,0	3,0	2,7	3,0
97955	3,0	2,2	3,0	2,0	3,0	2,71	3,0
109761	3,0	2,5	3,0	2,0	3,0	2,71	3,0
160050	3,0	2,7	3,0	2,57	4,0	2,9	4,0

179706	3,0	2,72	3,0	2,58	4,0	3,05	4,0
192715	3,0	2,73	4,0	2,8	4,0	3,45	4,0
210693	3,0	2,73	4,0	3,0	4,0	3,46	4,0
232660	3,0	2,73	4,0	3,0	6,0	4,2	5,0
266997	4,0	3,55	4,5	3,6	7,0	4,6	5,0
301955	4,0	3,55	6,0	4,1	7,0	4,6	5,0
320765	4,0	3,56	6,0	4,15	7,0	4,61	5,0
341850	4,5	3,57	6,0	4,16	7,0	4,63	6,0

A FLECHA MÁXIMA OBTIDA NA FAIXA A, CORRESPONDENTE A APROXIMADAMENTE 80.000 CICLOS DE CARGA, FOI DE 13 MM, SENDO QUE NA FAIXA B A FLECHA MÁXIMA CORRESPONDENTE A ESTE MESMO NÚMERO DE CICLOS DE CARGA FOI DE 5 MM. ISTO PORQUE A FAIXA A ( DE 50.000 A 80.000 CICLOS DE CARGA) FOI ENSAIADA EM TEMPERATURAS MAIS ALTAS (29 °C A 38 °C), CORRESPONDENTES AOS MESES DE VERÃO NO ESTADO, E COM MAIOR CARGA (120 kN POR EIXO) E A FAIXA B QUANDO ENCONTRAVA-SE COM 80.000 CICLOS DE CARGA APLICADOS FOI ENSAIADA EM UM PERÍODO DE TEMPERATURAS MAIS BAIXAS NO ESTADO E COM MENOR CARGA (100 kN POR EIXO). ESTE RESULTADO EXEMPLIFICA A IMPORTÂNCIA DA TEMPERATURA NA EVOLUÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DOS PAVIMENTOS.

A FIG. 6.11 ILUSTRA A EVOLUÇÃO DA FLECHA MÁXIMA NAS FAIXAS A E B DA PISTA EXPERIMENTAL.

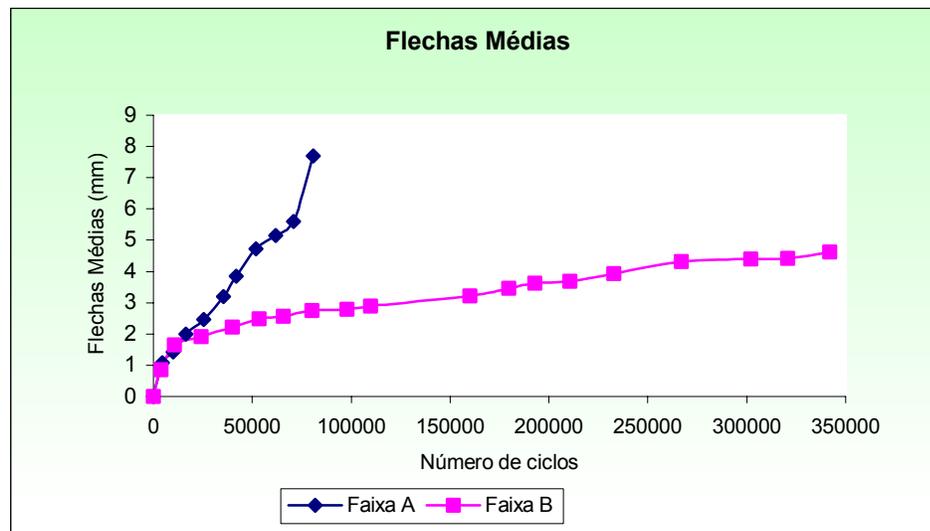
**FIGURA 6.11** - EVOLUÇÃO DA FLECHA MÁXIMA NAS FAIXAS A E B DA PISTA

EXPERIMENTAL.

OBSERVA-SE QUE NA FAIXA A, A PARTIR DOS 50.000 CICLOS DE CARGA APLICADOS, HOUE UM ACRÉSCIMO CONSIDERÁVEL NA FLECHA MÁXIMA, ISTO OCORREU DEVIDO AO FATO DE MUDANÇA DE CARGA DE EIXO DE 100 kN PARA 120 kN. ENTRE  $N = 70.935$  E  $N = 80.830$ , A FLECHA MÁXIMA AUMENTOU DE 9 PARA 13 MM, COMBINANDO OS EFEITOS DA ELEVADA CARGA DE EIXO (120 kN) E ELEVADA TEMPERATURA.

JÁ NA FAIXA B NÃO OCORREU UMA MUDANÇA BRUSCA NO VALOR DA FLECHA MÁXIMA, MANTENDO-SE QUASE CONSTANTE ATÉ O FINAL, POIS ESTA FAIXA FOI ENSAIADA DURANTE TODO O PERÍODO DO EXPERIMENTO COM CARGA DE EIXO DE 100 kN. TAMBÉM CONTRIBUÍRAM PARA TAL O CONTROLE DE TEMPERATURA DO ENSAIO E O ALARGAMENTO DA FAIXA SOLICITADA DE 70 CM (FAIXA A) PARA 100 CM (FAIXA B).

A Fig. 6.12 apresenta a evolução das flechas médias com o tráfego nas faixas A e B da pista experimental.

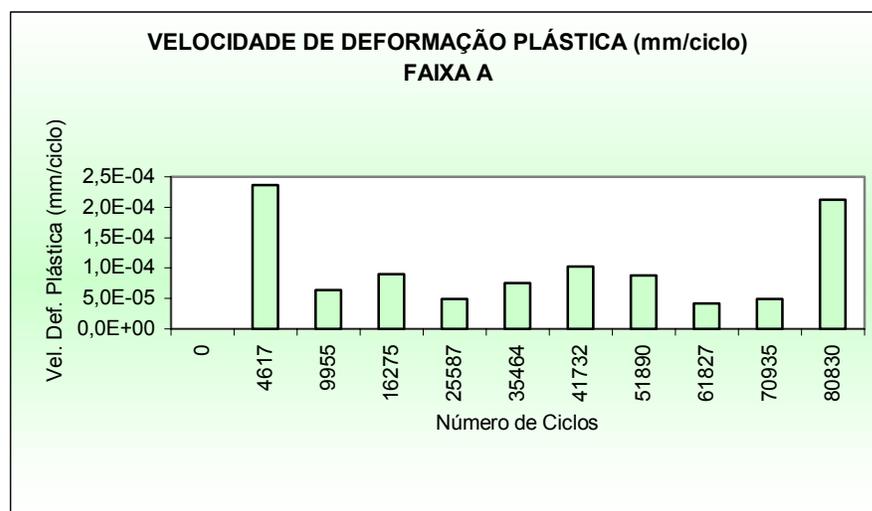


**FIGURA 6.12** - Evolução das flechas médias com o tráfego nas faixas A e B

Observa-se que a flecha média da faixa A é 1,67 vezes superior a da faixa B com um número de ciclos 4 vezes inferior ao da faixa B, confirmando-se assim que a temperatura e o nível de carregamento aplicado têm grande influência no resultado final da deformação permanente registrada.

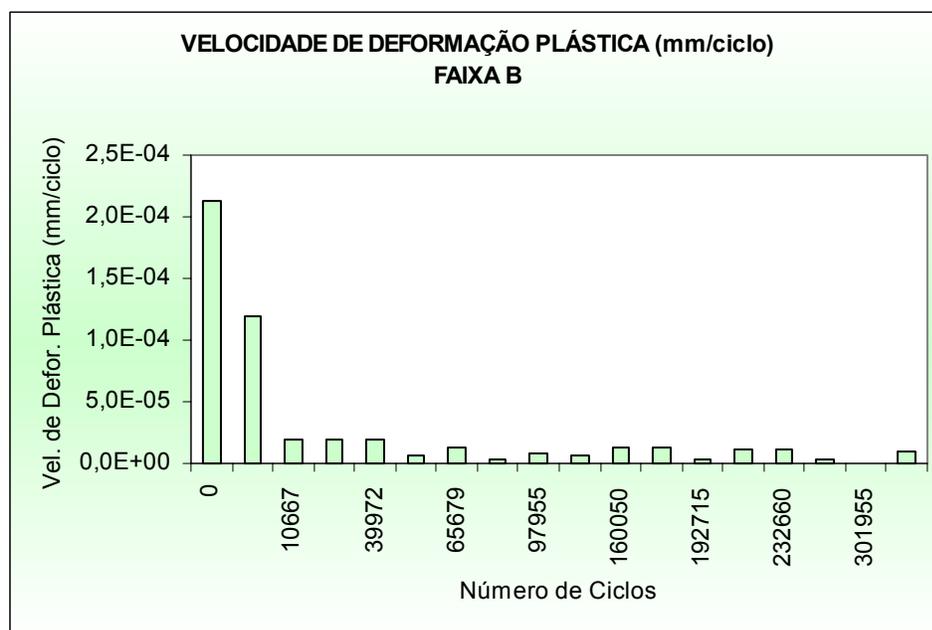
Com o objetivo de comparar a evolução das deformações permanentes nas duas faixas, calculou-se a velocidade de deformação plásticas (vdp) em mm/ciclo, conforme mostram as Fig. 6.13 e 6.14.

NA FAIXA A, ENTRE OS 4.617 (FIM DA FASE DE ACOMODAMENTO, QUANDO AS FLECHAS SÃO GERALMENTE ELEVADAS DEVIDO A PROBLEMAS CONSTRUTIVOS) E OS 51.890 CICLOS DE CARGA (FIM DO ESTÁGIO DE CARGA DE EIXO DE 100 kN), A VDP FOI EM MÉDIA  $0,8 \times 10^{-5}$  MM /CICLO. AO AUMENTAR-SE A CARGA DE EIXO PARA 120 kN, SERIA DE ESPERAR-SE QUE A VDP AUMENTASSE; MAS ENTRE  $N = 51.890$  E  $N = 70.935$ , A VDP FOI IGUAL A  $0,5 \times 10^{-5}$  MM /CICLO. ESTA REDUÇÃO PODE SER RESULTADO DE TEMPERATURAS INFERIORES DURANTE O ENSAIO, OU, MAIS PROVAVELMENTE, DEVIDA A DEFICIÊNCIAS DO SISTEMA DE MEDIÇÃO DAS FLECHAS (MAL POSICIONAMENTO DO TRANSVERSOPERFILÓGRAFO). CONTUDO, NOS ÚLTIMOS 10.000 CICLOS (ATÉ  $N = 80.830$ ), A VDP ALCANÇOU  $2,1 \times 10^{-4}$  MM/CICLO, EVIDENCIANDO A NOTÁVEL REDUÇÃO DA CONSISTÊNCIA DO CONCRETO ASFÁLTICO, OCASIONADA PELAS ELEVADAS TEMPERATURAS REGISTRADAS NO FINAL DE DEZEMBRO DE 1999 ( $38^{\circ}\text{C}$ ), E TAMBÉM A ELEVADA CARGA DE EIXO.



**FIGURA 6.13** - EVOLUÇÃO DA VDP (MM/CICLO) PARA A FAIXA A

**FIGURA 6.14** - EVOLUÇÃO DA VDP (MM/CICLO) PARA A FAIXA B



NA FAIXA B OCORREU UM ACRÉSCIMO DA VDP APENAS NOS PRIMEIROS CICLOS DE CARGA APLICADOS, DEVIDO A CONSOLIDAÇÃO DO MATERIAL, APÓS NÃO HOUVE UM AUMENTO SIGNIFICATIVO DA VELOCIDADE DA DEFORMAÇÃO PLÁSTICA, QUE SE MANTEVE EM MÉDIA IGUAL A  $0,9 \times 10^{-6}$  MM/CICLO. ISTO OCORREU PORQUE NESTA FAIXA NÃO SE VARIOU A CARGA MANTENDO-SE SEMPRE CONSTANTE A CARGA DE EIXO DE 100 kN, E NOS PERÍODOS EM QUE A TEMPERATURA AMBIENTE EXCEDIA  $30^{\circ}\text{C}$  O ENSAIO ERA INTERROMPIDO ATÉ OCORREREM TEMPERATURAS INFERIORES.

É interessante observar que em ambas as faixas a vdp inicial (nos primeiros 4.000 ciclos de carga) é bastante semelhante ( $2,4 \times 10^{-4}$  mm/ciclo na Faixa A e  $2,1 \times 10^{-4}$  mm/ciclo na Faixa B). Isto pode ser explicado pelo fato de que as duas faixas foram solicitadas inicialmente pela carga de eixo de 82 kN, para evitar a ocorrência de deformações permanentes acentuadas no início do ensaio (o que é característico de ensaios acelerados de pavimentos). Também se observa que o início do ensaio nas duas faixas aconteceu em condições climáticas semelhantes (setembro de 1999 na Faixa A, maio de 2000 na Faixa B).

A pista experimental foi dividida em três regiões, sendo que em duas empregaram-se mantas geotêxteis de diferentes propriedades como camada intermediária enquanto que na outra o reforço foi construído diretamente sobre o pavimento trincado. A evolução da deformação permanente foi acompanhada em cada uma destas regiões separadamente a fim de se obter resultados isolados para observar se as mantas geotêxteis possuem alguma influência sobre este comportamento.

Os Quadros 6.11 e 6.12 apresentam os resultados das flechas médias obtidas nas três regiões das faixas A e B da pista experimental, respectivamente.

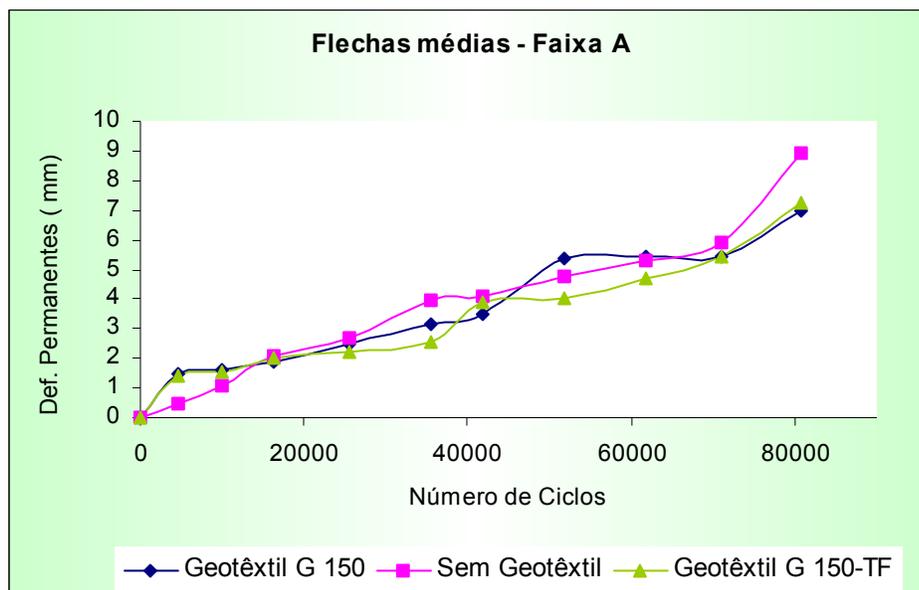
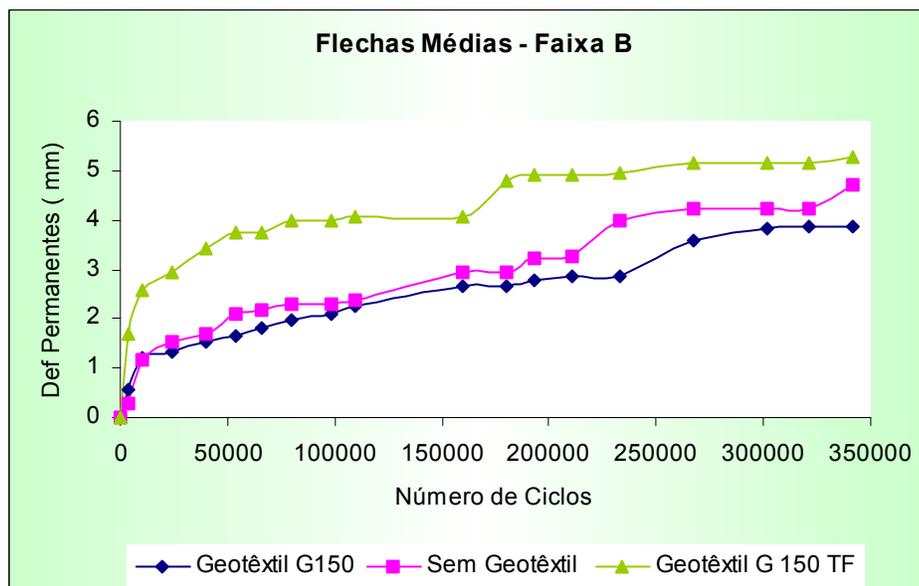
**QUADRO 6.11** – Evolução da flecha média (mm) nas três regiões da Faixa A

N	MÉDIA (S <sub>2</sub> -	MÉDIA	MÉDIA
	G 150	SEM	G 150-
0	0,0	0,0	0,0
4.	1,41	0,47	1,39
9.	1,63	1,09	1,56
16	1,86	2,11	2,04
25	2,49	2,70	2,20
35	3,16	3,93	2,53
41	3,50	4,12	3,91
51	5,40	4,78	4,0
61	5,45	5,33	4,68
70	5,45	5,93	5,43
80	6,95	8,93	7,23

**QUADRO 6.12** – Evolução da flecha média (mm) nas três regiões da Faixa B

N	MÉDIA (S <sub>2</sub> -	MÉDIA	MÉDIA
	G 150	SEM	G 150-
0	0,0	0,0	0,0
40	0,55	0,30	1,70
10	1,19	1,18	2,58
24	1,33	1,52	2,93
39	1,53	1,70	3,43
53	1,64	2,11	3,73
65	1,80	2,17	3,73
80	1,99	2,28	3,97
97	2,10	2,31	3,98
10	2,25	2,36	4,07
16	2,64	2,93	4,07
17	2,65	2,95	4,78
19	2,77	3,23	4,90
21	2,87	3,26	4,92
23	2,87	4,0	4,94
26	3,58	4,21	5,15
30	3,83	4,21	5,16
32	3,86	4,22	5,17
34	3,865	4,715	5,265

As Fig. 6.15 e 6.16 ilustram a evolução da flecha média nas três regiões das faixas A e B da pista experimental, respectivamente. Observa-se que esta evolução não segue o mesmo padrão nas duas faixas.

**FIGURA 6.15** – Evolução da flecha média nas três regiões da Faixa A**FIGURA 6.16** – Evolução da flecha média nas três regiões da Faixa B

Na Faixa A aparentemente a inclusão de geotêxteis contribuiu na redução das deformações permanentes. Já na Faixa B, o desempenho do geotêxtil G 150-TF foi sempre pior do correspondente à região sem geotêxtil. É importante observar que a inclusão de geotêxteis está na linha neutra do pavimento. Sendo assim, não se pode afirmar se existe uma validade de inclusão dos geotêxteis em relação à deformação permanente dos pavimentos. Entretanto, cabe

salientar que com a inclusão das mantas geotêxteis a deformação permanente se concentrou apenas na camada de revestimento de CBUQ, como se pode observar na Fig. 6.17 que mostra uma placa retirada do pavimento após a solicitação.



**FIGURA 6.17** – Influência da inclusão do geotêxtil na deformação permanente

### 6.3.3 – Irregularidade Longitudinal dos Pavimentos

Dá-se o nome de Serventia a capacidade que um pavimento tem de possuir um rolamento suave, confortável e seguro.

Em meados de 1952 foi idealizado o AASHO Road Test e como consequência Carey e Irick (1960) estabeleceram a idéia da avaliação subjetiva dos pavimentos para medir a serventia, assim surgiram os conceitos de PSR (Present Serviceability Rating) e do PSI (Present Serviceability Index) que foram padronizados pelo DNER como VSA (Valor de Serventia Atual) e ISA (Índice de Serventia Atual), respectivamente.

De acordo com Carey e Irick (1960) a variável mais adequada usada na estimativa das avaliações da serventia de um pavimento é uma medida do perfil longitudinal desse pavimento.

Cerca de 95% das informações necessárias à avaliação da serventia decorrem das irregularidades do perfil do pavimento, restando apenas 5% para os demais fatores. Portanto a irregularidade é a grandeza física que se correlaciona com a qualidade do rolamento.

Sendo assim, tornou-se prática corrente a avaliação dos pavimentos por intermédio de equipamentos que forneçam a irregularidade. Os valores das irregularidades são utilizados diretamente, sem convertê-los em índice de serventia, uma vez que a irregularidade é uma medida objetiva, enquanto que o índice de serventia tem sempre um caráter subjetivo.

No Brasil a escala padrão adotada para medição da irregularidade é o Quociente de Irregularidade (QI), medido em contagem por quilômetro. Para efetuar a medição de irregularidade de pavimentos são usados equipamentos que podem ser classificados em perfilógrafos e medidores tipo resposta.

O Quadro 6.13 apresenta a classificação das rodovias pavimentadas e não pavimentadas, em função de sua irregularidade longitudinal, expressa em unidade de QI (contagem/Km).

**QUADRO 6.13** – Classificação das rodovias, em função da irregularidade longitudinal.

Classificação	Rodovias Pavimentadas	Rodov. Não Pavimentadas
Muito Boa	15 a 29	40 a 79
Boa	30 a 44	80 a 119
Regular	45 a 59	120 a 159
Ruim	60 a 74	160 a 199
Péssimo	> 75	> 200

É possível determinar-se o QI por intermédio de nível e mira, sendo que este procedimento não é praticável para extensos segmentos de estrada, pois trata-se de um procedimento demorado e que depende necessariamente da precisão e qualidade do nivelamento.

Para a obtenção do QI por nivelamento topográfico a seguinte equação é usada (Queiroz, 1984):

$$QI = - 8,54 + 6,17 AV_1 + 19,38 AV_2 \quad (6.5)$$

Onde  $AV_1$  e  $AV_2$  são valores de  $AV_b$  em  $\text{mm/m}^2$ , para base  $b = 1$  e  $2,5$  m respectivamente.

A aceleração vertical média quadrática é a diferença média quadrática entre as inclinações adjacentes onde cada inclinação é a razão entre a variação de elevação e o intervalo de distância horizontal correspondente. A aceleração vertical média quadrática de base  $b$  ( $AV_b$ ) é dada por:

$$AV_b = \left[ \sum_{i=K+1}^{N-K} \left( \frac{(SB_i)^2}{(N-2K)} \right) \right]^{1/2} \quad (6.6)$$

onde:

$b$  é o comprimento de base,

$s$  é o intervalo da amostragem,

$K$  é um número inteiro arbitrário, tal que  $b = Ks$ ,

$N$  é o número de cotas do nivelamento levantadas e

$SB_i$  é a estimativa da derivada segunda de  $Y$  no ponto  $i$ , dado por:

$$SB_i = \frac{(Y_{i+K} - 2Y_i + Y_{i-K})}{(Ks)^2} \quad (6.7)$$

O equipamento utilizado neste experimento para a obtenção dos valores de QI foi um perfilógrafo, através do qual levantaram-se perfis longitudinais e nestes atribuíram-se cotas, utilizando-se assim as equações descritas para o cálculo dos valores de QI.

Através da medida de QI é possível estabelecer os valores do IRI (International Roughness Index) que, no Brasil, se relaciona com o QI pela seguinte equação:

$$IRI = QI / 13 \quad (6.8)$$

Assim como o QI, o IRI está relacionado ao conforto e a segurança do usuário, representa a vibração induzida a um veículo pela irregularidade da rodovia e é expresso em  $\text{m/Km}$ . Foi desenvolvido a partir do Road Roughness Experiment.

Os valores de referência do IRI (m/Km) para rodovias pavimentadas são os seguintes: Condição boa: 1,0 - 3,5; Condição regular: 3,5 - 4,5 e; Condição ruim: >4,5. Os valores de referência do IRI também são dados por tipo de revestimento, assim para o CBUQ o valor é 2,5, 2,3 para o PMQ e 2,5 para o TSD.

Os valores de QI e IRI foram obtidos para as duas faixas ensaiadas na pista e são apresentados nos Quadros 6.14 e 6.15.

**QUADRO 6.14** – Valores de QI e IRI para a Faixa A

<b>Número de ciclos</b>	<b>QI (cont./km)</b>	<b>IRI (m/km)</b>
0	15	1,2
4617	25	1,9
9955	13	1,0
16275	22	1,7
23377	18	1,4
36204	16	1,2
42234	24	1,8
52706	17	1,3
63266	19	1,5
75592	17	1,3
82137	24	1,9

**QUADRO 6.15** – Valores de QI e IRI para a Faixa B

<b>Número de ciclos</b>	<b>QI (cont./km)</b>	<b>IRI (m/km)</b>
0	30	2,3
4000	29	2,2
10667	34	2,6
24240	37	2,8

39972	29	2,2
53540	35	2,7
65679	33	2,5
80294	28	2,2
97955	27	2,1
109761	30	2,3
160050	33	2,5
179706	33	2,5
192715	25	1,9
210693	33	2,5
232660	26	2,0
266997	20	1,5
301955	28	2,2
341850	18	1,4

Tanto para a faixa A (QI = 13 – 25 e IRI = 1 - 1,9) como para a faixa B (QI = 18 – 37 e IRI = 1,4 – 2,8) os valores de QI e IRI encontrados correspondem a condição ótima e boa da rodovia. Tal análise tem um caráter subjetivo, pois a pista experimental ensaiada não apresenta as condições reais das rodovias, por apresentar uma extensão muito curta.

#### 6.3.4 – Reflexão de trincas

A reflexão de trincas pode ser definida como o reaparecimento, na superfície de uma camada asfáltica de recapeamento, do padrão de trincamento que existe na camada subjacente. É um fenômeno que tende a controlar o desempenho do pavimento restaurado, comprometendo a sua vida de serviço.

Em restauração de pavimentos o geotêxtil impregnado com asfalto forma uma membrana impermeável de comportamento visco-elástico que, interposto entre o pavimento antigo e a nova camada, desempenha duas funções:

##### 1 - Impermeabilização do pavimento

O aumento da permeabilidade do pavimento traz como uma das principais consequências o aparecimento de fissuras .

O geotêxtil não tecido impregnado com material betuminoso torna-se uma membrana quase impermeável, e, assim assegura-se que, mesmo após um

fissuramento inicial, a permeabilidade do pavimento será muito baixa, dificultando a penetração das águas pluviais.

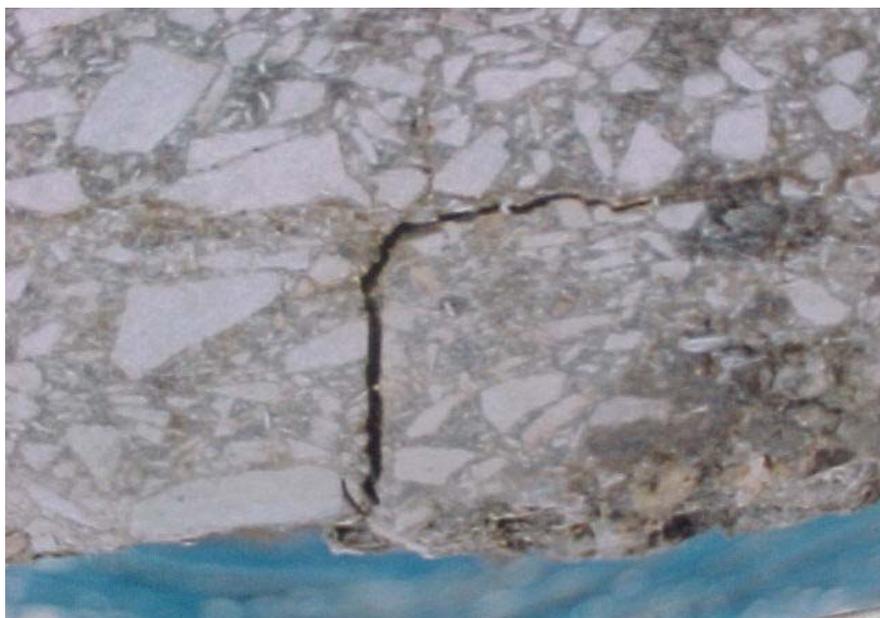
## 2 - Dissipação de tensões nas extremidades das trincas

Por efeitos térmicos ou de tráfego as trincas existentes no pavimento tendem a se movimentar. As suas extremidades são zonas de concentração de tensões, que se transmitem para a nova camada asfáltica, induzindo o fenômeno de reflexão de trincas.

Devido a interposição de uma camada com características visco-elásticas, resultante da impregnação do geotêxtil com material asfáltico, consegue-se um excelente acréscimo de resistência à tração no sistema, redirecionando as tensões nos bordos das trincas e como consequência retardando o seu aparecimento na nova camada asfáltica.

Na pesquisa objeto da presente dissertação não houve reflexão de trincas para a camada de recapeamento de concreto asfáltico, mas ocorreu um desvio da trajetória da trinca como mostra a Fig. 6.18 em uma placa retirada do pavimento após a solicitação. Tal resultado se deu de acordo com o Princípio 3 de Columbier apresentado no Capítulo 2.

Este desvio da trajetória da trinca ocorreu devido a inclusão do geotêxtil impregnado com asfalto como camada intermediária, o que demonstrou que o a inclusão deste material retarda o aparecimento da trinca na nova camada de concreto asfáltico.



**FIGURA 6.18** – Desvio da trajetória da trinca devido à inclusão do geotêxtil

#### 6.4 – PARÂMETROS AMBIENTAIS

##### 6.4.1 – Precipitações pluviométricas

Os pavimentos são diretamente influenciados pelo clima e pelas condições ambientais, fatores predominantemente importantes que afetam o seu desempenho.

As águas, tanto pluviais como do lençol freático, afetam todas as obras de terra, em particular os pavimentos, que são estruturas lineares, esbeltas e relativamente estreitas que, apesar de relativamente impermeáveis, sofrem trincamento permitindo a entrada de água.

De acordo com Motta (1991) a Região Sul apresenta uma distribuição bem uniforme de precipitação, com altura anual que varia de 1250 a 2000 mm, não apresentando nenhum local com precipitação excessiva ou carente. Sendo assim, no Sul existe uma boa distribuição ao longo do ano, fazendo com que não haja uma predominância que permita distinguir uma época seca de outra chuvosa. A precipitação máxima em três meses consecutivos varia em média entre 25% a 35% do total anual, concluindo-se que a Região Sul é bem regada por chuvas em qualquer época do ano.

Não existe, portanto, uma definição inequívoca de máximas e mínimas, mas no Rio Grande do Sul nota-se a predominância, a medida que se avança para o extremo Sul, que as máximas passam a ocorrer no inverno e as mínimas no verão o que caracteriza o clima mediterrâneo.

Segundo Yoder & Witczak (1975), citado por Motta (1991), a umidade dos subleitos e camadas do pavimento é afetada por várias fontes de água, a seguir descritas:

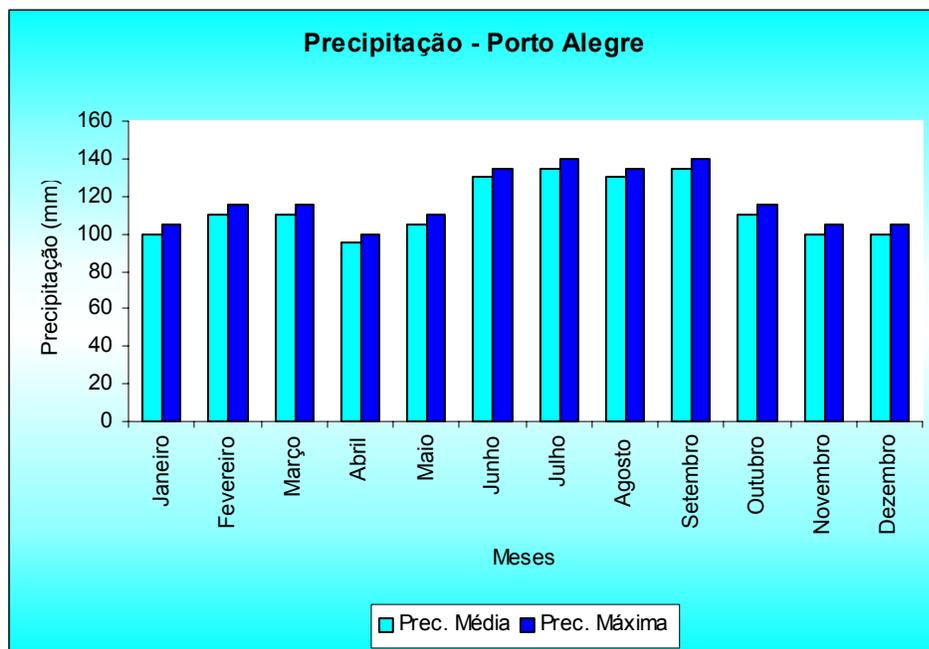
- Fissuras no revestimento;
- Revestimento permeável;
- Bordos do pavimento;
- Movimentos laterais através do acostamento;
- Percolação de água;
- Lençol d'água alto;
- Movimento do lençol d'água;

Durante o período de solicitação da pista experimental as precipitações pluviométricas foram registradas através de uma estação metereológica instalada na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, conforme mostrado na Fig. 5.5.

A solicitação da pista experimental se estendeu por 19 meses, sendo que os primeiros 4 meses de experimento foram correspondentes ao período de meados de setembro até final de dezembro de 1999. Neste período a precipitação total registrada pela estação metereológica instalada na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos da UFRGS foi de 268,2 mm, sendo que os meses de setembro e outubro correspondem a 74,95% do total registrado.

No segundo ano de tráfego, que correspondeu aos 12 meses do ano de 2000 o mês de março acumulou 15,7% das precipitações totais do período. Os últimos meses de tráfego correspondem aos três primeiros meses do ano de 2001, sendo que, ocorreram as maiores precipitações no mês de janeiro correspondendo a 72% do total das precipitações do período.

Os registros pluviométricos médios e máximos mensais que ocorreram na cidade de Porto Alegre durante o período que o Simulador de Tráfego (média dos anos de 1999 a 2001) operou na pista experimental são apresentados na Fig. 6.19.



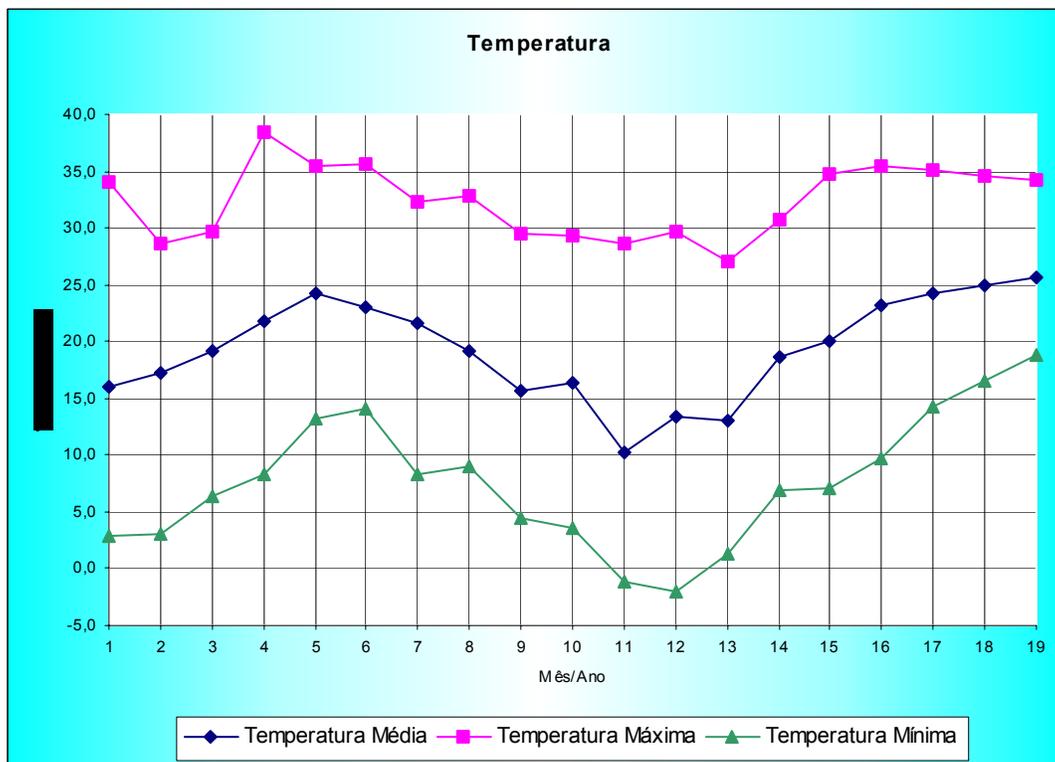
**FIGURA 6.19** – Precipitações Pluviométricas médias e máximas mensais em Porto Alegre

#### 6.4.2 – Temperaturas do ar e do pavimento

Durante o experimento foram registradas as temperaturas do ar na estação meteorológica e também as temperaturas do pavimento em duas diferentes profundidades.

As temperaturas do ar foram registradas durante os 19 meses de experimento na estação meteorológica da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos da UFRGS. A estação meteorológica fornece as temperaturas diárias em intervalos de 5 minutos, o que permite um grande número de dados, e assim, uma melhor precisão no cálculo das temperaturas médias, mínimas e máximas.

A Fig. 6.20 apresenta a evolução das temperaturas médias, máximas e mínimas mensais durante os meses de solicitação da pista experimental, registradas na estação meteorológica da UFRGS, o que permitiu uma coleta de dados precisos, já que a estação está instalada no mesmo local onde foi construída a pista experimental. Na mesma figura observa-se que a temperatura máxima registrada foi de 38,5 °C em dezembro de 1999 e a mínima de -1,2 °C em julho de 2000.



**FIGURA 6.20** – Temperaturas médias, máximas e mínimas do ar durante o experimento

A radiação solar é a principal causa de fluxo de calor através, ou para o pavimento, ocasionando variações em seu comportamento.

As primeiras medições de temperatura em revestimentos asfálticos relatadas no Brasil datam de 1965. Estas medições foram efetuadas por Medina e Farah (1965) apud Motta (1991), que utilizaram um furo com óleo e um termômetro de superfície para acompanhar as variações de temperatura no revestimento de um pavimento no Rio de Janeiro, onde foram constatadas temperaturas de até 65 °C na superfície.

Alguns anos mais tarde foi instalado um painel experimental na COPPE/RJ que foi instrumentado por termopares de cobre-costantan ligados a um registrador automático (Motta, 1979) apud Motta (1991). As medições foram executadas durante um ano, a várias profundidades, desde a superfície até 20 cm (máxima espessura do revestimento no local). Obteve-se uma vasta quantidade de dados sobre os perfis de temperatura do revestimento em todas as estações e condições meteorológicas.

Este experimento permitiu a avaliação das condições sazonais e diárias que ocorreram em cada profundidade e conclui-se que a temperatura do revestimento é função do mês, da hora do

dia, da profundidade, das características das misturas, das condições atmosféricas (nublado, sol, chuva, etc...), além da localização geográfica do ponto considerado. (Motta, 1991).

Durante a pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos (PAEP) do IPR/DNER outras medições sistemáticas de temperaturas em pavimentos brasileiros foram efetuadas com o objetivo de verificar a influência deste fator ambiental nas deflexões medidas com a viga Benkelman [Motta & Medina (1987)] apud Motta (1991).

Com os dados desta pesquisa obteve-se correlações entre a temperatura do ar e a temperatura do pavimento para vários revestimentos, com temperaturas medidas a diferentes profundidades para as regiões sul, sudeste e nordeste [Motta & Medina (1989)] apud Motta (1991).

Para a Região Sul com temperaturas medidas no CBUQ entre 5 e 7 cm de profundidade em revestimentos com espessura entre 8 e 11,5 cm obteve-se a seguinte correlação:

$$T_{\text{rev}} = -1,18 + 1,45 T_{\text{ar}} (^{\circ}\text{C}) \quad (6.9)$$

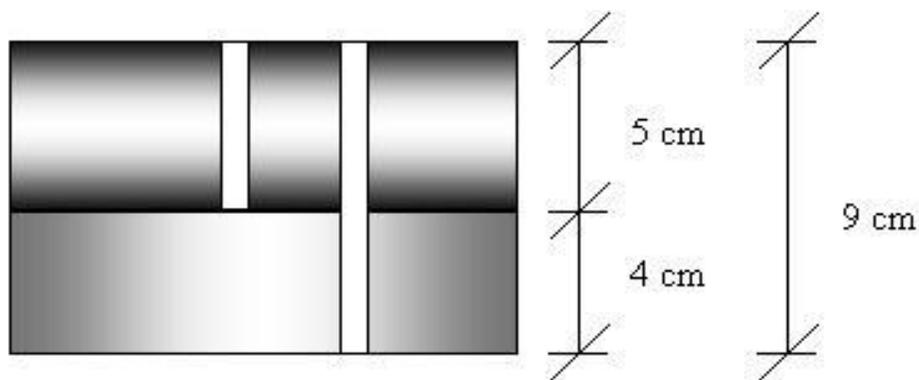
O modelo de ajuste (equação 6.9) apresenta um coeficiente de determinação  $R^2 = 88\%$  e é válido para temperaturas do pavimento ( $T_{\text{rev}}$ ) e do ar ( $T_{\text{ar}}$ ) incluídas nos intervalos abaixo.

$$13 \leq T_{\text{rev}} \leq 63 \quad 8 \leq T_{\text{ar}} \leq 39$$

Considerando a máxima temperatura do ar registrada durante o experimento ( $38,5^{\circ}\text{C}$ ), tem-se que a temperatura do pavimento seria aproximadamente  $55^{\circ}\text{C}$ , que é a temperatura do ponto de amolecimento anel e bola do CAP-20 (ligante empregado no concreto asfáltico da pista experimental).

Com o objetivo de obter-se um modelo de previsão para a temperatura do pavimento, que inclui-se também a irradiação solar (particularmente importante no RS), realizaram-se durante o experimento medidas de temperatura nas profundidades de 5 cm (correspondendo a interface do geotêxtil com a primeira camada de CBUQ) e 9 cm correspondendo a espessura total da camada de CBUQ.

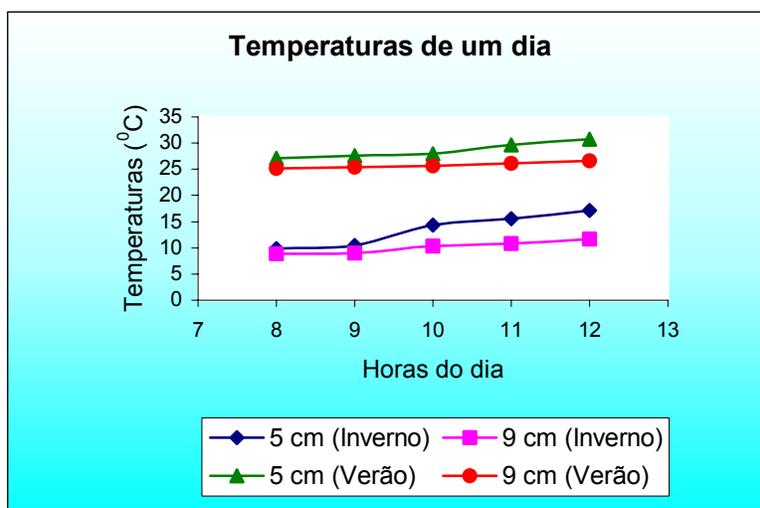
Foram executados dois furos no revestimento com as profundidades de 5 e 9 cm, conforme é mostrado na Fig. 6.21.



**FIGURA 6.21** – Esquema dos furos no revestimento para medida de temperaturas

A Fig. 6.22 apresenta as temperaturas do pavimento medidas durante o período da manhã para duas diferentes épocas do ano, em dias ensolarados.

Observa-se que quanto maior a profundidade que a temperatura é medida no pavimento, maior o tempo gasto para se atingir a máxima ou a mínima temperatura registrada nesta profundidade, e menores as variações térmicas diárias. Isto é observado tanto para dias típicos de inverno como para dias típicos de verão.



**FIGURA 6.22** – Temperaturas do pavimento para dias típicos de verão e inverno medidas a duas profundidades no revestimento

A partir das medidas de temperaturas do pavimento às duas profundidades mencionadas, da temperatura do ar e irradiação solar (estas duas fornecidas pela estação meteorológica instalada no local), obtiveram-se os seguintes modelos:

$$T_5 = 2,6 + 0,88 \text{ Tar} + 0,014 \text{ Irrad} \quad (6.10)$$

$$T_9 = 3,0 + 0,92 \text{ Tar} + 0,006 \text{ Irrad} \quad (6.11)$$

onde  $T_5$  e  $T_9$  são as temperaturas, em graus centígrados, no interior do revestimento asfáltico a 5 e 9 cm de profundidade, respectivamente; Tar é a temperatura do ar, também em graus centígrados, e Irrad é a radiação solar, em watts por metro quadrado, medida 1,5 m acima da cota da superfície do pavimento.

Os dois modelos são altamente significativos e apresentam elevado coeficiente de determinação ( $R^2 = 96\%$ , ou seja, 96% da variância das temperaturas do pavimento são explicadas pelos modelos) e foram obtidos para os seguintes intervalos de variação:

- Tar: [-0,1 °C; 34,1 °C];
- Irrad [0 ; 1124 w/m<sup>2</sup>];
- $T_5$ : [4,7 °C; 46,4 °C] e
- $T_9$ : [7,4 °C; 40,3 °C]

Alguns comentários sobre os modelos de previsão (equações 6.10 e 6.11):

- I. Os modelos explicitam a influência da radiação solar na temperatura de pavimentos asfálticos. Como era de se esperar essa influência diminui com o aumento da profundidade.
- II. A base de dados a partir da qual foram estabelecidos os modelos não incorpora temperaturas do ar muito elevadas (superiores a 34 °C), inclusive as de dezembro de 1999. Por isso é possível que as temperaturas do pavimento previstas pelos modelos sejam inferiores às que realmente ocorreram. Algumas falhas na estação meteorológica e/ou faltas de medições locais impediram o aprimoramento do banco de dados e a obtenção de modelos ainda mais representativos.
- III. Percebe-se a necessidade de medidas de temperatura mais superficiais no interior do revestimento (por exemplo, a 1 cm). Isto permitiria determinar um perfil de variação de temperatura com a profundidade.

- IV. Considerando-se na equação 6.10 a máxima temperatura do ar registrada em dezembro de 1999 (38,0 °C) e a máxima radiação solar medida pela estação meteorológica (1.213 w/m<sup>2</sup>), tem-se  $T_5 \cong 53$  °C. Ou seja, na última semana de dezembro de 1999, é possível que a temperatura na interface entre a camada trincada e o recapeamento tenha alcançado os 53 °C e que a temperatura na camada mais superficial do revestimento (ou seja, entre 0 e 5 cm) tenha excedido a temperatura de amolecimento do CAP-20 (TRB = 55 °C). Isto explica o notável crescimento na velocidade de deformação permanente registrada ao final do ensaio na Faixa A.

## 7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVOS ESTUDOS

### 7.1 - CONCLUSÕES

A partir do que foi exposto nos capítulos anteriores, é pertinente efetuar os seguintes comentários, considerações e conclusões sobre este estudo do comportamento de um pavimento flexível submetido ao simulador de tráfego.

#### 7.1.1 - Comportamento Elástico

Os levantamentos defletométricos realizados sobre um mesmo ponto do pavimento flexível mostraram que o processo de medição das deflexões utilizado, ou seja, com a viga Benkelman é consideravelmente afetada pelas condições operacionais e ambientais, resultando numa elevada dispersão dos resultados, especialmente no levantamento de bacias. Com as medições efetuadas pode-se obter algumas conclusões.

- I. Na faixa A inicialmente foram aplicados aproximadamente 53.000 cargas de eixo de 100 kN, e a seguir cerca de 30.000 cargas de eixo de 120 kN. O aumento da carga de eixo para 120 kN, aliado às elevadas temperaturas da época, ocasionaram um sensível aumento das deflexões (de 0,43 para 0,59 mm), indicando o início da fase de fadiga. Já a faixa B na qual foram aplicados quase 346.000 ciclos com carga de eixo de 100 kN, sob condições controladas de temperatura, não houve qualquer aumento da deflexão, que se manteve em torno de 0,4 mm durante os onze meses de ensaio. Estes resultados mostraram a influência da magnitude da carga e da temperatura do pavimento, nas deflexões, em pavimentos com camadas asfálticas espessas.
- II. A inclusão de uma camada intermediária (geotêxtil impregnado de asfalto) entre a camada asfáltica trincada e o reforço, não se mostrou relevante em relação ao nível defletométrico. Em alguns casos, as deflexões medidas nas regiões com geotêxteis superaram as medidas nas regiões onde o recapeamento foi executado diretamente sobre a camada trincada.

#### 7.1.2 - Deformações Permanentes

- I. A DEFORMAÇÃO PERMANENTE NA FAIXA A FOI MUITO SUPERIOR A DA FAIXA B, ISTO OCORREU DEVIDO AO FATO DA FAIXA A TER SIDO ENSAIADA COM CARGA DE EIXO MAIOR QUE A FAIXA B, MAS PRINCIPALMENTE PORQUE A FAIXA A FOI ENSAIADA NO VERÃO, SEM CONTROLE DE TEMPERATURA. É MUITO PROVÁVEL QUE DURANTE A ÚLTIMA SEMANA DE ENSAIOS NA FAIXA A, A TEMPERATURA DO REVESTIMENTO ASFÁLTICO TENHA SUPERADO A TEMPERATURA DO PONTO DE AMOLECIMENTO DO ASFALTO. NESTA SITUAÇÃO, A RESISTÊNCIA DA MISTURA A DEFORMAÇÕES PLÁSTICAS DEPENDU APENAS DO ENTROSAMENTO DE AGREGADOS E DO ATRITO INTERGRANULAR, E A FLECHA MÁXIMA PASSOU DE 9 PARA 13 MM COM UM TRÁFEGO DE APENAS 10.000 CICLOS DE CARGA DE EIXO DE 120 kN.
- II. A LARGURA DAS FAIXAS TAMBÉM TEVE SUA CONTRIBUIÇÃO NOS RESULTADOS OBTIDOS DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE. A FAIXA A FOI ENSAIADA EM UMA LARGURA DE 70 CM, E A FAIXA B NA LARGURA DE 100 CM. ASSIM, HOVE NA FAIXA A UMA CANALIZAÇÃO DO TRÁFEGO E ISSO TAMBÉM CONTRIBUIU PARA UM ACÚMULO MAIOR DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE.
- III. AS VELOCIDADES DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE INICIAIS NAS DUAS FAIXAS FORAM QUASE IDÊNTICAS ( $2,1$  A  $2,4 \times 10^{-4}$  MM). POSTERIORMENTE NA FAIXA A A VDP DIMINUI E MANTEVE-SE A UM NÍVEL MÉDIO DE  $7 \times 10^{-5}$  MM/CICLO. ENTRETANTO, NA ÚLTIMA SEMANA DO ENSAIO A VDP TRIPLICOU ( $2,1 \times 10^{-4}$  MM/CICLO). JÁ NA FAIXA B, ENTRE  $N = 10.667$  E  $N = 341.850$ , A VDP EM MÉDIA FOI INFERIOR A  $10^{-5}$  MM/CICLO, SEM QUALQUER INDICATIVO DE CRESCIMENTO ATÉ O FIM DO ENSAIO. PARA ESTE COMPORTAMENTO DIFERENCIADO CONTRIBUÍRAM O AUMENTO DA LARGURA DA FAIXA SOLICITADA (70 CM NA FAIXA A, 100 CM NA B) E O RIGOROSO CONTROLE DE TEMPERATURA DO PAVIMENTO, COMO CONDICIONANTE PARA A OPERAÇÃO DO SIMULADOR DE TRÁFEGO NA FAIXA B.
- IV. O GEOTÊXTIL USADO COMO CAMADA INTERMEDIÁRIA FUNCIONOU COMO UM REFORÇO, IMPEDINDO QUE A DEFORMAÇÃO PERMANENTE ATINGISSE A CAMADA INFERIOR TRINCADA E AS DEMAIS CAMADAS. A FOTOGRAFIA DA PLACA EXTRAÍDA NA REGIÃO MAIS AFETADA PELAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES MOSTROU QUE O GEOTÊXTIL FORÇOU A CONCENTRAÇÃO DAS MESMAS NA PRIMEIRA CAMADA.

- V. A AVALIAÇÃO DA EVOLUÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL (ESCALA QI) COM O PERFILÓGRAFO MOSTROU-SE POSSÍVEL, EMBORA A CURTA EXTENSÃO DAS FAIXAS SOLICITADAS (APROXIMADAMENTE 7 M) PERMITA QUESTIONAR A CONFIABILIDADE DOS RESULTADOS OBTIDOS. NA FAIXA A, OS VALORES DE QI OSCILARAM ENTRE 13 E 25 CONTAGENS/KM, CORRESPONDENTES À CLASSIFICAÇÃO MUITO BOA. JÁ NA FAIXA B, O QI OSCILOU ENTRE 18 E 37 CONTAGENS/KM, CORRESPONDENDO ÀS CLASSIFICAÇÕES MUITO BOA E BOA. COMO AS DIFERENÇAS ENTRE AS IRREGULARIDADES SE MANIFESTARAM DESDE O INÍCIO DO ENSAIO NAS DUAS FAIXAS, NÃO SE CONSEGUIU ESTABELECEER UMA RELAÇÃO ENTRE A VARIAÇÃO DA IRREGULARIDADE E O TRÁFEGO APLICADO PELO SIMULADOR.

### 7.1.3 - Reflexão de Trincas

- I. O GEOTÊXTIL COMO CAMADA INTERMEDIÁRIA TEM BASICAMENTE DUAS FINALIDADES: A) IMPERMEABILIZAR O PAVIMENTO, E B) RETARDAR O APARECIMENTO DA TRINCA NA NOVA CAMADA DE REVESTIMENTO. A CAMADA INTERMEDIÁRIA DE GEOTÊXTIL USADA NA PISTA EXPERIMENTAL FEZ COM QUE AS TRINCAS SERRADAS FOSSEM DESVIADAS DE SUA TRAJETÓRIA. MESMO SEM TER-SE CONSTATADO A REFLEXÃO DA TRINCA, O EXPERIMENTO MOSTROU QUE O USO DO GEOTÊXTIL REDIRECIONA A TRINCA.

### 7.1.4 - Temperaturas do Pavimento

- I. FICOU EVIDENCIADA NESTA PESQUISA A NOTÁVEL INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA DO PAVIMENTO NO ACÚMULO DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES.
- II. PARA AS CONDIÇÕES CLIMÁTICAS PREDOMINANTES NO RIO GRANDE DO SUL (E EM ESPECIAL NA GRANDE PORTO ALEGRE), COM PERÍODOS DE INSOLAÇÃO DE ATÉ 15 HORAS NO VERÃO, A TEMPERATURA DO PAVIMENTO ASFÁLTICO É EXTREMAMENTE SENSÍVEL À IRRADIAÇÃO SOLAR.
- III. OBTIVERAM-SE MODELOS DE GRANDE SIGNIFICÂNCIA ESTATÍSTICA RELACIONANDO A TEMPERATURA NO INTERIOR DO PAVIMENTO COM A TEMPERATURA DO AR E A IRRADIAÇÃO SOLAR. À PROFUNDIDADE DE 5 CM NO INTERIOR DO REVESTIMENTO ASFÁLTICO O MODELO OBTIDO É:

$$T_5 = 2,6 + 0,88 \text{ TAR} + 0,014 \text{ IRRAD}$$

À TEMPERATURA DE 9 CM, O MODELO É

$$T_9 = 3,0 + 0,92 \text{ TAR} + 0,006 \text{ IRRAD}$$

- IV. A INFLUÊNCIA DA IRRADIAÇÃO SOLAR É TANTO MAIOR QUANTO MENOR A PROFUNDIDADE NA CAMADA ASFÁLTICA. ASSIM, É POSSÍVEL SUPOR-SE QUE DURANTE A ÚLTIMA SEMANA DE SOLICITAÇÃO DA FAIXA A, A TEMPERATURA NA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO TENHA SUPERADO OS 55 °C (TEMPERATURA DO PONTO DE AMOLECIMENTO ANEL E BOLA DO CAP-20), RESULTANDO UM NOTÁVEL ACÚMULO DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES.

## 7.2 - SUGESTÕES PARA NOVOS ESTUDOS

Para dar continuidade ao estudo de desempenhos de pavimentos flexíveis solicitados por simulador de tráfego, sugerem-se os seguintes estudos:

- I. A continuação do experimento para a comprovação do uso do geotêxtil como camada intermediária para retardar o aparecimento da reflexão das trincas.
- II. Comparar o aparecimento das trincas de reflexão nas regiões com e sem geotêxtil a fim de quantificar o aumento da vida útil do pavimento, com a inclusão de cada tipo de geotêxtil.
- III. Com o término do experimento, realizar uma análise econômica comparando-se as diversas técnicas alternativas para o projeto de restauração contra a reflexão de trincas como recapeamento simples, asfalto-polímero, SAMI's (*Stress Absorbing Membrane*), geotêxtil impregnado com asfalto, reciclagem, etc.
- IV. Interpretar, em termos mais fundamentais, os mecanismos de degradação que ocorreram no pavimento durante o experimento, a fim de permitir a elaboração da previsão de desempenho de misturas asfálticas quando sujeitas ao tráfego pesado.
- V. Analisar o comportamento do geotêxtil como camada intermediária em uma pista experimental sem drenagem e outra com drenagem para comprovar o efeito do geotêxtil, em termos mais aprofundados, como camada impermeabilizadora.
- VI. Continuar medindo temperaturas em pavimentos asfálticos (outros pavimentos, outras profundidades), com o objetivo de aprimorar os modelos de previsão propostos nesta dissertação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBANO, J. F. – Efeitos da variação da carga por eixo, Pressão de Inflação e Tipo de Pneu na Resposta Elástica de um Pavimento. Dissertação de Mestrado. Engenharia de Produção, UFRGS, 1998.
- ALBERNAZ, C. A. V. – Método Simplificado de Retroanálise de Pavimentos Flexíveis a Partir da Bacia de Deformação. Dissertação de Mestrado. COPPE /UFRJ, 1997.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. AASHTO, Washington, D. C., 1993.
- ARNOLD, G. P. A. – Estudo do comportamento mecânico de basaltos alterados do Rio Grande do Sul para emprego em pavimentos rodoviários. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1993.
- AYRES, M. Jr., WITCZAK, M. W. – Mechanist probabilistic system to evaluate flexible pavement performance. Transportation Research Record 1629, paper n<sup>o</sup> 98-0738.
- BERNUTTI, L. B., CAMPOS, O. S., DOMINGUES, F. A. A., MOMM, L. – Estudos para Formulação de CBUQ considerando a Deformação Permanente para as Rodovias da Rede DERSA, 30<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, Bahia, BA, pp 19 – 36, 1996.
- BRASIL – DNER – Procedimento 008/94 – Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis. In Coletânea de Normas. Rio de Janeiro, DNER, 1994, v.6, 10p.
- BROWN, S. F.; BRODRICK, B. V. – 25 years' experience with the pilot-scale nottingham pavement test facility. Internacional Conference on Accelerated Pavemente Testing. Reno, Nevada, Outubro de 1999.
- CAREY, W. N.; IRICK, P. E. – The Pavement Serviceability Performanc Concept. HRB Bulletin 250, 1960.
- COLUMBIER, G. – Fisuration des chaussées: Nature et Origine des Fissures; Moyens pour Maîtriser leur Remontêe. First International Conf. On Refletive Cracking in Paviment. (Ed. Rigo and R. Degeimbre. Rilem), State University of Liege. Liege, p. 3-22, 1989.
- CRONEY, D. & CRONEY, P. – Design and Performance of Road Pavements. 3<sup>th</sup> edition, Mc Graw-Hill, Grat Britain, p. 241 a 245, 1997.

- DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM – Especificação de serviço ES-P 15/91 – Tratamento Superficial Duplo. Porto Alegre. DAER/RS, p.145-156, 1991.
- DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM – Especificação de serviço ES-P 16/91 – Concreto Asfáltico. Porto Alegre. DAER/RS, 20 p., 1991.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. – Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis – DNER PRO 10/79.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. - Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis – DNER PRO 11/79.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. - Manual de Reabilitação de Pavimentos Asfálticos, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. – Materiais para obras rodoviárias – Ensaio Marshall para Misturas Betuminosas - DNER – ME 043/64. 7 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – Medidas de deflexões no pavimento através da Viga Benkelman. DNER, ME-24-75, p.1 a 3.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – Projeto de restauração de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – PRO 159/85, 34 p., 1985.
- DOMINGUES, F. A. A. – Avaliação Funcional dos Pavimentos: Síntese sobre Serventia e Medição de Irregularidades. 25<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação, São Paulo, SP, pp 2287-2325, 1991.
- GERRITSEN, A. H. et al – Prediction and prevention of surface cracking in asphalt concrete pavements. Proceedings Sixth International Conference Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor, vol I, pp. 378-391, 1987.
- GRAMSAMMER et al. – LCPC,s APT facility. Internacional Conference on Accelerated Pavemente Testing. Reno, Nevada, Outubro de 1999.
- HARVEY, J. T. et all – Cal/APT program: Tese results from accelerated pavement test on pavement structure containing untreated aggregate base (AB) – section 501 RF. Pavement Research Center. Institute of Transportation Studies. University of California, Berkeley, 1997.
- HUANG, Y. H. – Pavement analysis and design. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 805 p., 1993.

- HUGO, F. – Conference Synthesis and View Ahead. Internacional Conference on Accelerated Pavemente Testing. Reno, Nevada, Outubro de 1999.
- HUHTALA, M., PIHLAJAMAKI, J., HALONEN, P. – HVS-NORDIC, results from the first year in Finland. Internacional Conference on Accelerated Pavemente Testing. Reno, Nevada, Outubro de 1999.
- JACOBS, M. J. J., BONDT, A. H., MOLENAAR A. A. A., HOPMAN P. C. – Cracking in asphalt concret pavement. Proceedings Seventh International Conference on Asphalt Pavement. Nottingham, Vol. I, pp. 89-105, 1992.
- KEKWICK et al. – Development of long-term APT program and structural design models. Internacional Conference on Accelerated Pavemente Testing. Reno, Nevada, Outubro de 1999.
- LIMA, E. – comunicação pessoal à Núñez, 1997.
- LYNCK, L. et al. – US Army Corps experiences with APT and full-scale tests. Internacional Conference on Accelerated Pavemente Testing. Reno, Nevada, Outubro de 1999.
- MAJIDZADEH, K. – A Mechanistic Design Procedure for Fabric Reinforced Pavement Systems, 1992.
- MARONI, L.G.; MONTEZ, F.T. – O geotêxtil não tecido como elemento retardador da propagação de trincas em recapeamentos asfálticos: Evolução tecnológica Sul-Americana. 29º Reunião Anual de Pavimentação, Cuiaba, MT, pp 194-213, 1995.
- MEDEIROS, D. S. – Caracterização do solo de fundação da Área de pesquisas e testes de pavimentos DAER. XV Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia. Fundação Universidade Federal do Rio Grande, 1999.
- MEDINA, J. – Mecânica dos Pavimentos. Rio de Janeiro. Ed. UFRJ, 1987, 380 p.
- MERIGHI, J. V. – Estudo da Deformação Permanente de Misturas Asfálticas em Ensaios de Laboratório. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 1999.
- MOLENAAR, A. A. A. et al. – Development of performance models from APT. Internacional Conference on Accelerated Pavemente Testing. Reno, Nevada, Outubro de 1999.

- MOLENAAR, A. A. A. – Evaluation of Paviment Struture with Emphasis on Refletive Cracking. Proceedings of the Second International Rilem Conference. (Ed. J.M Rigo,R. Degeimbre, L. Francken), Liege, Belgium, pp 21- 48, 1993.
- MOLENAAR, A. A. A. – Structural performance and design of flexible road constructions and asphalt concrete overlays. Dissertation. Delft University of Technology, Delft, 1983.
- MONTRESTUQUE, G. E.; RODRIGUES, R. M. – O geotêxtil em sistemas anti-reflexão de trincas na restauração de pavimentos asfálticos. 2º Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos, São Paulo, SP, volume II, p.309-315, 1995.
- MONTRESTUQUE, G. E.; RODRIGUES, R. M. – Curso sobre aplicações de geossintéticos em geotecnia e meio ambiente – Geossintéticos em pavimentação rodoviária. p. 3-36.
- MOTTA, L. M. G., MEDINA, J. – A questão da influência da temperatura na deformabilidade elástica dos pavimentos flexíveis. 21ª ABPv, Salvador, BA, 1986, p. 338 – 352.
- MOTTA, L. M. G. – Método de dimencionamento de pavimentos Flexíveis, Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cragas Repetidas. Tese de doutorado. UFRJ, 1991.
- MOTTA, L. M. G. , SÁ, M. F. P. , OLIVEIRA, P. M. F. , SOUSA, A. M. – O ensaio de Creep Estático e Dinâmico na Avaliação das Misturas Asfálticas. 21ª Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, Bahia, BA, p. 116 - 127, 1986.
- NEWCOMB et al. – Minnesota road research project: Five year review. Internacional Conference on Accelerated Pavemente testing. Reno, Nevada, Outubro de 1999.
- NÚÑEZ, W. P – Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 1997.
- NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A.; GEHLING, W. W. Y.; OLIVEIRA, J. A. - Elastic analysis of thin pavements and subgrade soil based on field and laboratory tests. In:6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, 2002, Lisboa, Portugal. (trabalho aceito para publicação).
- NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A.; ARNOLD, G. P.; OLIVEIRA, - Weathered basalts; alternative materials for thin pavements bases. In: 5th International Symposium on Unbound

- Aggregates in Roads, 2000, Nottingham, Reino Unido. Unbound Aggregates in Roads. Amsterdam, Holanda: A.A. Balkema, 2000. v. 1, p.117-124.
- PALMA, S.; VIERA, C. S.; NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A – Aplicação de Geotêxteis em Restauração de Pavimentos. Simpósio Internacional de Manutenção e restauração de Pavimentos e Controle Tecnológico. São Paulo, Brasil, 2000.
- PERFETTI, J – The development of geotextile system to retard pavement cracking. Third International Conference on Geotextiles, Viena, Austria, pp. 1005-1007, 1986.
- PINTO, S. – Estudo de comportamento à fadiga de misturas betuminosa e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1991.
- QUEIROZ, C. A. V. - Influência das Cargas, Temperaturas e Estações nas deflexões. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, publicação 691, Rio de Janeiro, RJ, 1982, p. 30-37.
- QUEIROZ, C. A. V. – Modelos de previsão do desempenho para a gerência de pavimentos no Brasil. DNER, Rio de Janeiro, 1984.
- RAO TANGELLA, S. C. S. et al.- Summary Report and Fatigue Response of Asphalt Mixtures. Strategic Highway Research Program, Califórnia, 1990.
- RIGO, J. M. – Laboratory Testing and Design Method for Reflective Cracking Interlays. First International Conference on Reflective Cracking in Pavement. Ed Rigo and R. Degeimbre. Rilem, Liege, pp 79-88, 1989.
- RODRIGUES, R. M. – Gerência dos Pavimentos. Vol II, 1998.
- RODRIGUES, R. M. – Estudo do Trincamento dos Pavimentos. Tese de doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1991.
- RODRIGUES, R. M. – Influência da sucção no módulo de resiliência de solos do subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 1997.
- SHARP et al. – Review of Australian ALF program. International Conference on Accelerated Pavement Testing. Reno, Nevada, Outubro de 1999.
- SOUZA, M. L. – Método de projeto de pavimentos flexíveis. IPR Publ. 667, 3. ed., Rio de Janeiro, 1981, 33p.

- THOMPSON, M. R. – ILLI-PAVE Based NDT Analysis Procedures. Nonde-structive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli. ASTM STP 1026. A. J. Bush III and G. I. Balad, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1989. pp.487-501.
- ULLIDTZ, P. – Modelling Flexible Pavement Response and Performance. Lyngby, Dinamarca: Polyteknsik Forlag, 1998. 205 p.
- VIERA, C. S., NÚÑEZ, W. P., CERATTI, J. A., PALMA, S. – Construção de Pavimento Experimental com Geotêxteis não Tecidos como Camada Retardadora de Reflexão de Trincas em Revestimentos Asfálticos. 32ª Reunião anual de Pavimentação, Brasília, DF, 2000.
- VIERA, C. S., NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A, PALMA, S. – Estuda da aplicação de geotêxteis no combate a reflexão de trincas com emprego do Simulador de Tráfego UFRGS/DAER. Instituto Brasileiro de Petróleo, Rio de Janeiro, RJ, 2000.
- WILLIAMS, R. C. & PROWELL, B. D. – Comparison of Laboratory Well-Tracking Test Results to Westrack Performance. 78<sup>th</sup> annual meeting for TRB, Washington D. C., p 1 a 25, 1999.
- WU, Z., HOSSAIN, M., GISI, A. J. – Performance of superpave mixtures under accelerated load testing. Transportation Research Record 1716, paper n<sup>o</sup> 00-1325.
- YODER, E. J. & WITCZAK, M. W. – Principles of Pavement Design. John Wiley & Sons, Inc. New York, Second Edition, 1975.