

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE  
PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS DELGADOS  
COM BASALTOS ALTERADOS

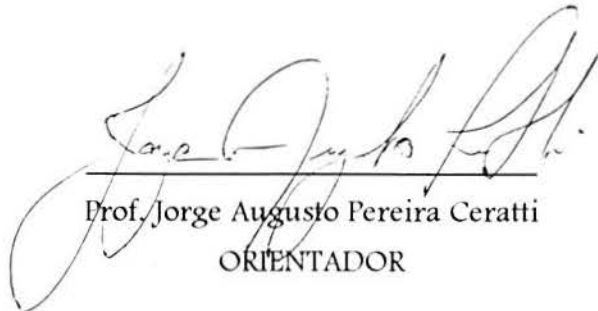
WASHINGTON PERES NÚÑEZ

Tese apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA

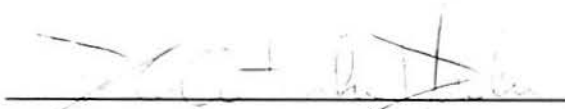
Porto Alegre  
Dezembro de 1997

**ESCOLA DE ENGENHARIA**  
**BIBLIOTECA**

Esta tese foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Curso de Pós-Graduação.



Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti  
ORIENTADOR



Prof. Denise Carpena Coifinho Dal Molin  
Coordenadora do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil

BANCA EXAMINADORA

Prof. Laura Maria Goretti da Motta  
D.Sc. pela COPPE/UFRJ

Prof. Felipe Augusto Aranha Domingues  
Doutor em Engenharia pela EPUSP

Prof. Régis Martins Rodrigues  
D.Sc. pela COPPE/UFRJ

Prof. Jarbas Milititsky  
PhD pela University of Surrey/UK



*Dedico esta tese*  
*a meus pais, pessoas simples e corajosas que me ensinaram a viver honestamente e a confiar na*  
*força do trabalho; e*  
*a minha esposa Sandra, que me mostra no dia-a-dia o sentido do verbo amar.*

## AGRADECIMENTOS

Com extrema emoção registro meus agradecimentos:

Ao Professor Jorge Augusto Pereira Ceratti, orientador desta tese, bravo batalhador, persistente em seus objetivos. Dele recebi em todos os momentos incondicional apoio e constante estímulo. Soube controlar minha afoiteza, sem desmotivar-me. Proporcionou-me a possibilidade de divulgar o trabalho que desenvolvemos em conjunto. Tornou-me, creio, um pesquisador. Honra-me com um tratamento de amizade, que mantereí como uma das mais gratas lembranças destes nove anos de convívio.

Ao Professor Jarbas Milititsky, a quem os engenheiros geotécnicos formados na UFRGS agradecemos o denodo na formação e consolidação do grupo de Mecânica dos Solos do CPGEC. Particularmente, sou-lhe grato pela confiança que depositou em mim e, principalmente, pelo empenho em viabilizar a criação da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, durante sua atuação à frente da FAPERGS e da Escola de Engenharia da UFRGS.

À Professora Wai Ying Yuk Gehling, voz amiga e incentivadora nas horas difíceis. Cientificamente, tem-me auxiliado a entender um pouco o comportamento de solos não saturados. Com seu excelente humor e sabedoria conseguiu me fazer ver a luz quando me senti confuso. Trouxe à Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos brilho acadêmico e simpática descontração.

Aos Professores Adriano Bica, Fernando Schnaid, Luiz Bressani e Nilo Consoli, que contribuíram para minha formação e me distinguem com um tratamento amistoso.

Ao Professor José Luís Duarte Ribeiro, a quem devo a orientação estatística da tese. Com ele compreendi a importância do planejamento dos experimentos e dele recebi estimulante atenção, a despeito de seus múltiplos e bem sucedidos afazeres.

Ao Professor Marco Aurélio Azambuja, grande incentivador da pesquisa rodoviária a quem a Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos deve boa parcela do seu sucesso.

Ao Professor Evandro Lima do CPGq-IG-UFRGS, que com simplicidade e rigor científico tem-me ajudado a compreender os conceitos fundamentais da Geologia.

Ao Professor José Gerbase Filho, projetista do Simulador de Tráfego. Com bom humor ajudou-nos a superar as dificuldades, surgidas no início da operação do equipamento.

À Professora Suyen Nakahara, cuja participação foi de extremo valor no decorrer deste ano, colaborando nos trabalhos de campo. Teve paciência para conviver com minha eventual irritabilidade, sem permitir que ela abalasse nossa amizade.

A Liliana Pohl e Marcelo Moutinho Silva, que colaboraram desinteressadamente na análise de confiabilidade desta tese. Os nossos encontros foram pautados pela simpatia e entusiasmo, característicos desses jovens pesquisadores do PPGEP/UFRGS.

À colega Márcia Rodrigues, que participou nas instalações de tensiômetros e cedeu os resultados de ensaios laboratoriais realizados no solo de subleito das pistas experimentais.

Aos pesquisadores do Laboratório de Medidas Mecânicas do PPGEM/UFRGS, e em especial ao Professor M. A Zaro, que me ajudaram a conhecer os princípios básicos da instrumentação. O clima de harmonia e descontração desse laboratório mostra que a pesquisa acadêmica pode ser uma atividade muito gratificante no plano interpessoal.

Aos funcionários do DECIV que abnegadamente fornecem o fundamental apoio logístico às pesquisas desenvolvidas no CPGEC/UFRGS.

À Direção, engenheiros e funcionários do DAER/RS, pela dedicação com que trabalharam na criação e no desenvolvimento da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos. Um agradecimento especial ao engenheiro José Augusto Oliveira, coordenador da UNP. Nossa pesquisa acadêmica foi enriquecida com sua experiência de campo e seu entusiasmo.

Às entidades que têm colaborado financeiramente nos trabalhos desenvolvidos dentro do Protocolo de Colaboração DAER-UFRGS. À CAPES, agradeço a concessão de bolsa PICD, que possibilitou a realização do programa de doutoramento. À FAPERGS, o apoio indispensável na construção do Simulador de Tráfego e no financiamento da minha pesquisa. À Ipiranga Asfaltos S. A, através dos engenheiros Paulo Sastre e Marcelo Almeida, a construção do prédio de controle da Área e o prestígio que conferem às pesquisas lá realizadas. À AREOP, a colaboração constante na manutenção da equipe de funcionários.

Ao colega João Fortini Albano, pelo entusiasmo e pela confiança.

Ao amigo José Mário Soares, pesquisador de fibra e notável pessoa, com que tive o privilégio de trabalhar durante os dois primeiros anos de doutorado.

Aos colegas do DMC da FURG, que têm-me incentivado na carreira de pesquisador. Obrigado, em especial, aos amigos Cláudio Dias e José Milton de Araújo, cujos exemplos tenho procurado seguir na vida acadêmica. Minha gratidão também aos colegas Milton Lima e Heitor Vieira, que com sacrifício de suas atividades pessoais, me substituíram com brilho no período em que estive afastado da docência. Obrigado, finalmente, aos colegas Carlos Casanova e Ernesto Alquati, antigos colegas, novos amigos.



Aos pesquisadores e funcionários do Centro de Nantes do LCPC, que me acolheram com simpatia, me ajudaram a desvendar os segredos da análise experimental de pavimentos e me tornaram o mais francófilo dos brasileiros. *Amitié toujours!*

Ao pesquisador belga Jean Verstraeten, diretor adjunto do *Comité des Recherches Routières*, que me mostrou que a simplicidade é a marca característica dos grandes homens.

Ao professor A. G. Dumont, da *École Polytechnique de Lausanne*, pela cordial recepção naquela instituição de pesquisa suíça e pelas valorosas sugestões para esta tese.

Aos pesquisadores que contribuíram no esclarecimento de aspectos relevantes do trabalho. Obrigado, em especial, às professoras Laura Motta e Liedi Bernucci por encorajarem e divulgarem nossas atividades.

Aos colegas do CPGEC/UFRGS pelo estímulo e compreensão. Minha gratidão especial aos amigos Adriana Silveira e Pedro Prietto, ao colega de mestrado e de torcida Rinaldo Pinheiro, a César Bastos e a Gilnei Arnold, jovens pesquisadores que constituíram um bloco solidário no qual encontrei criticismo acadêmico e encorajamento irrestrito.

À equipe de campo da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, meus amigos para sempre: Ivo de Azevedo, construtor do Simulador, chefe de manutenção, o nosso “tio” Ivo, uma palavra de estímulo, um sorriso que ajudava a desanuviar qualquer ameaça de temporal. Ao “Alemão” Newton Martins Sobrinho, a nossa reserva contra o pessimismo e mau humor. Aos acadêmicos Carlo Framarin e Rafael Lerch, meus auxiliares nas medições, em quem sempre encontrei disposição e entusiasmo. Também agradeço aos auxiliares que trabalharam na Área em 1996, Carlos Bórtoli e Mário Goulart, e em especial, a Joel Silveira, dedicado e obstinado no desempenho de suas atribuições.

À minha família que tem-me incentivado a buscar sempre a felicidade. Os meus pais dedicaram suas vidas à formação profissional e do caráter de seus filhos. Meu irmão Wilson nos mostrou com seu exemplo que o brilho acadêmico não deve nos afastar das preocupações sociais, minha irmã Carmen nos lembra todos os dias o sentido de família e do meu querido irmão William (Theo) e sua esposa Luciane, recebi ao longo destes anos todas as manifestações possíveis de solidariedade, carinho e apoio. Sem eles, o caminho teria sido muito mais difícil.

Finalmente, agradeço, se é que existe uma forma de agradecer, o amor, o desprendimento, a paciência, o estímulo e a colaboração de minha amada esposa Sandra. Ela surgiu na minha vida, sem fazer alarde, deu-me tempo para conhecê-la, admirá-la e aprender a amá-la. Sei que os últimos tempos têm sido para ela talvez mais duros do que para mim. Nos anos vindouros procurarei retribuir o quanto ela tem feito por minha felicidade.

## SUMÁRIO

Lista de figuras .....	xiii
Lista de quadros .....	xvii
Lista de tabelas .....	xix
Resumo .....	xxii
Abstract .....	xxiii
1 - INTRODUÇÃO .....	1
2 - ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PAVIMENTOS .....	9
2.1 - INTRODUÇÃO .....	9
2.2 - TIPOS DE INSTALAÇÕES PARA ENSAIOS EM VERDADEIRA GRANDEZA .....	10
2.3 - A EVOLUÇÃO DA ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PAVIMENTOS .....	12
2.3.1 - Os primórdios (1840 - 1940) .....	12
2.3.2 - Grandes experimentos nos Estados Unidos e no Reino Unido de 1950 a 1960 .....	12
2.3.3 - Conferências de Ann Arbor e expansão da análise experimental (1967 - 1984) .....	16
2.3.4 - Os grandes experimentos realizados pela OCDE na Europa (1984 - 1989) .....	21
2.3.5 - As novidades do último decênio (1987 - 1996) .....	22
2.3.6 - As expectativas para o futuro .....	23
3 - O BASALTO ALTERADO: ASPECTOS RELEVANTES À PAVIMENTAÇÃO .....	28
3.1 - AS EXPERIÊNCIAS NA ÁFRICA .....	28
3.2 - OS DERRAMES BASÁLTICOS DA BACIA DO PARANÁ .....	29
3.3 - A ALTERAÇÃO DOS BASALTOS .....	31
3.4 - INTEMPERISMO NOS BASALTOS ALTERADOS .....	31

3.5 - CONSTITUIÇÃO DOS BASALTOS ALTERADOS .....	32
3.6 - MECANISMO DE DEGRADAÇÃO DOS BASALTOS .....	33
3.7 - ENSAIOS DE DURABILIDADE DE ROCHAS .....	34
3.7.1 - Ensaio de congelamento e degelo .....	34
3.7.2 - Ensaio de durabilidade ao sulfato de sódio .....	34
3.7.3 - O ensaio de degradação do Estado de Washington .....	35
3.8 - MÉTODO DE QUALIFICAÇÃO DE JAZIDAS DE BASALTO ALTERADO .....	36
3.8.1 - Concepção do método .....	36
3.8.2 - O ensaio de compressão puntiforme .....	37
3.8.3 - As jazidas estudadas .....	39
3.8.4 - Resultados da mineralogia das rochas estudadas .....	39
3.8.5 - Caracterização física .....	39
3.8.6 - Resultados de ensaios mecânicos .....	42
3.8.7 - Resultados do ensaio de compressão puntiforme .....	43
3.8.8 - O critério de aceitação proposto por Arnold (1993) .....	44
3.9 - O MÉTODO ADOTADO PELO PROTOCOLO UFRGS-DAER/RS NOS ESTUDOS DE AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DE BASALTOS ALTERADOS .....	46
4 - O PLANEJAMENTO DO EXPERIMENTO .....	47
4.1 - PROBLEMA DE PESQUISA .....	48
4.1.1 - A hipótese testada .....	48
4.2 - DESCRIÇÃO DO PROJETO .....	48
4.3 - OBJETIVOS TÉCNICOS E CIENTÍFICOS DA PESQUISA .....	48
4.3.1 - Objetivos gerais .....	48
4.3.2 - Objetivos específicos .....	48
4.4 - DEFINIÇÃO DO EXPERIMENTO .....	49
4.4.1 - Seleção de variáveis e caracterização dos níveis de variação .....	49
4.4.1.1 - Variável dependente .....	49
4.4.1.2 - Variáveis principais controláveis .....	50
4.4.1.3 - Variáveis não controláveis .....	50
4.4.2 - Caracterização dos níveis de variação .....	51
4.4.2.1 - Níveis de espessura da base .....	51
4.4.2.2 - Níveis de carga de eixo .....	51
4.4.2.3 - Níveis de procedência .....	52



4.5 - DEFINIÇÃO DE RESTRIÇÕES EXPERIMENTAIS .....	52
4.6 - O PROJETO FATORIAL DO EXPERIMENTO .....	53
4.7 - ORDEM DOS ENSAIOS .....	55
4.8 - ANÁLISE DE TESTES ACELERADOS DE SOBREVIDA .....	56
4.8.1 - Hipótese básica .....	56
4.8.2 - Métodos para análise de testes acelerados .....	56
5 - A CONSTRUÇÃO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS .....	58
5.1 - A ESTRUTURA DAS PISTAS EXPERIMENTAIS .....	58
5.2 - OS MATERIAIS EMPREGADOS .....	61
5.2.1 - A argila utilizada como subleito .....	61
5.2.2 - O basalto alterado .....	65
5.2.3 - Brita graduada .....	70
5.2.4 - Demais agregados .....	70
5.2.5 - Materiais asfálticos .....	71
5.3 - OS TRABALHOS DE TERRAPLENAGEM E PAVIMENTAÇÃO .....	71
5.3.1 - Trabalhos de terraplenagem .....	71
5.3.2 - Execução do macadame seco com basaltos alterados .....	73
5.3.3 - Bases de brita graduada .....	74
5.3.4 - Imprimação, tratamento superficial duplo e capa selante .....	75
5.4 - CONTROLE DE COMPACTAÇÃO ATRAVÉS DE LEVANTAMENTOS DEFLETOMÉTRICOS .....	75
5.5 - CUIDADOS A ADOTAR NA CONSTRUÇÃO DO MACADAME SECO .....	80
6 - CARACTERÍSTICAS DO TRÁFEGO E MEDIÇÕES REALIZADAS .....	82
6.1 - O SIMULADOR DE TRÁFEGO UFRGS-DAER/RS .....	84
6.1.1 - Sistema de guiamento do rodado .....	86
6.1.2 - Sistema de aplicação da carga .....	86
6.1.3 - Sistema de amortecimento .....	87
6.1.4 - Sistema de acionamento .....	87
6.1.5 - Sistema do rodado .....	87
6.1.6 - Estrutura de suporte geral .....	87
6.1.7 - Sistema de controle .....	87
6.1.8 - Sistema de aceleração e desaceleração .....	88

6.1.9 - Sistema de deslocamento transversal .....	88
6.2 - CALIBRAÇÃO DA UNIDADE HIDRÁULICA .....	88
6.3 - PRESSÃO NOS PNEUS x CARGA DE EIXO .....	90
6.4 - DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DAS CARGAS .....	92
6.5 - MEDIÇÕES EFETUADAS DURANTE O CARREGAMENTO .....	93
6.5.1 - Parâmetros ambientais .....	93
6.5.2 - Parâmetros de respostas estrutural .....	97
6.5.3 - Parâmetros de comportamento .....	98
6.5.4 - Parâmetros dos materiais .....	99
7 - APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS .....	101
7.1 - PAVIMENTOS ENSAIADOS .....	101
7.2 - MEDIDAS DE PARÂMETROS AMBIENTAIS .....	102
7.2.1 - Precipitações pluviométricas .....	102
7.2.2 - Temperaturas do ar .....	105
7.2.3 - Sucção .....	107
7.3 - DEGRADAÇÃO SUPERFICIAL DOS PAVIMENTOS ENSAIADOS .....	111
7.3.1 - Fissuração e trincamento .....	111
7.3.2 - Outras formas de degradação superficial .....	122
7.4 - DEFORMAÇÕES PERMANENTES OCORRIDAS NOS PAVIMENTOS .....	124
7.4.1 - Resultados de ensaios laboratoriais de deformações permanentes em agregados .....	124
7.4.2 - Evolução das deformações permanentes nos pavimentos ensaiados .....	129
7.4.3 - Influência do grau de saturação nas deformações permanentes .....	138
7.4.4 - Influência da tensão principal maior nas deformações permanentes ...	139
7.4.5 - Distribuição das deformações permanentes no pavimento e no subleito .....	145
7.4.6 - Comentário a respeito da irregularidade longitudinal .....	151



7.5 - COMPORTAMENTO ELÁSTICO DOS SETORES ENSAIADOS .....	153
7.5.1 - Breve histórico do estudo da deformabilidade elástica dos pavimentos .....	153
7.5.2 - Estudos laboratoriais de deformabilidade elástica de materiais granulares .....	154
7.5.3 - Evolução das deflexões características nos setores ensaiados .....	158
7.5.4 - Avaliação estrutural de pavimentos .....	164
7.5.5 - Retroanálise de deformadas nos setores ensaiados .....	168
7.5.6- Módulos de resiliência dos pavimentos .....	172
7.5.7- Comentários sobre o módulo de resiliência do subleito .....	178
7.6 - CRITÉRIO DE RUPTURA PARA OS PAVIMENTOS ENSAIADOS .....	183
8 - UM MODELO DE DEGRADAÇÃO PARA PAVIMENTOS DELGADOS CONSTRUÍDOS COM BASALTOS ALTERADOS .....	184
8.1 - A ESTATÍSTICA COMO FERRAMENTA DE ANÁLISE DE PAVIMENTOS .....	184
8.2 - MODELOS DE DEGRADAÇÃO APLICÁVEIS A PAVIMENTOS .....	187
8.3 - CONCEITOS BÁSICOS DE CONFIABILIDADE .....	188
8.3.1 - Leis de sobrevida .....	188
8.3.2 - Funções de confiabilidade .....	188
8.3.3 - A distribuição de Weibull .....	190
8.3.4 - O modelo de degradação de Ribeiro .....	191
8.4 - ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DOS SETORES ENSAIADOS COM O <i>ProTempo</i> .....	192
8.5 - ANÁLISE DE REGRESSÃO MÚLTIPLA .....	200
8.5.1 - Regressão múltipla com valores determinísticos .....	201
8.5.2 - Regressão múltipla com valores probabilísticos .....	203
9 - PROPOSTA DE MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DELGADOS COM EMPREGO DE BASALTOS ALTERADOS .....	206
9.1 - ESPECIFICAÇÕES PARA OS MATERIAIS .....	206

9.1.1 - Solos de subleito .....	206
9.1.2 - Basaltos alterados .....	207
9.2 - DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS .....	208
9.2.1 - Compactação do subleito .....	208
9.2.2 - Execução de camadas de macadame seco com basalto alterado .....	208
9.2.3 - O revestimento .....	209
9.3 - DRENAGEM DOS PAVIMENTOS.....	210
9.4 - DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DELGADOS COM BASALTOS ALTERADOS .....	211
9.5 - FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE CARGA PARA PAVIMENTOS DELGADOS CONSTRUÍDOS COM BASALTOS ALTERADOS .....	214
9.5.1 - Fatores de equivalência determinísticos .....	215
9.5.2 - Fatores de equivalência de carga probabilísticos .....	216
10 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....	222
10.1 -CONCLUSÕES DA PESQUISA .....	223
10.2 - ALGUMAS SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....	229
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	231
ANEXO 1 - ANÁLISE PETROGRÁFICA DE AMOSTRAS DE BASALTOS ALTERADOS EMPREGADOS NA CONSTRUÇÃO DAS PISTAS .....	240
ANEXO 2 - FLECHAS MÁXIMAS MEDIDAS NAS SEÇÕES .....	246
ANEXO 3 - RESULTADOS DOS LEVANTAMENTOS DEFLETOMÉTRICOS .....	250
ANEXO 4 - BACIAS DEFLETOMÉTRICAS .....	258
ANEXO 5 - EVOLUÇÃO DA DEGRADAÇÃO DOS SETORES ENSAIADOS REFERIDA À FLECHA DE 25 mm .....	268

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Fluxograma da pesquisa “Uso de basaltos alterados na pavimentação de rodovias coletoras” .....	4
Figura 1.2 - A Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos localizada no Campus Vale da UFRGS .....	6
Figura 2.1 - Vista da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos construída em Porto Alegre, RS. ....	27
Figura 3.1 - Ocorrência de derrames de lavas no Rio Grande do Sul [Arnold (1993)] .....	30
Figura 3.2 - Ensaios de compressão puntiforme, formas de carregamento e respectivas fórmulas de cálculo de $I_s(50)$ [Arnold (1993)] .....	38
Figura 3.3 - Localização das jazidas estudadas por Arnold (1993) .....	40
Figura 3.4 - Correlação entre resultados de ensaios de durabilidade e de compressão puntiforme para as jazidas estudadas por Arnold (1993) .....	45
Figura 3.5 - Campo de aceitação de rochas basálticas segundo Arnold (1993) .....	45
Figura 4.1 - Combinação ideal entre níveis de carga de eixo e espessura de basalto .....	53
Figura 5.1 - Cortes longitudinais das pistas experimentais .....	59
Figura 5.2 - Cortes transversais das pistas experimentais .....	60
Figura 5.3 - Curva granulométrica do solo usado como subleito .....	62
Figura 5.4 - Curva de compactação (energia Normal) do solo de subleito .....	63
Figura 5.5 - Curva ISC x umidade do solo de subleito .....	63
Figura 5.6 - Resultados de ensaios de carregamento repetido [Rodrigues (1997)] .....	64
Figura 5.7 - Diaclasamento e solo de alteração da Jazida E (Ibirubá) .....	66
Figura 5.8 - Diaclasamento e fragmentos da Jazida F (Frederico Westphalen) .....	66



Figura 5.9 - Detalhes dos trabalhos de terraplenagem e pavimentação da construção das pistas experimentais .....	78
Figura 5.10 - Evolução da deflexão característica da trilha externa da Pista 01 .....	79
Figura 5.11 - Plastificações na camada de macadame seco da Pista 08 devido à saturação .....	81
Figura 6.1 - Etapas da construção do Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS .....	85
Figura 6.2 - Calibração da unidade hidráulica do Simulador .....	89
Figura 6.3 - Curva de calibração da unidade hidráulica .....	90
Figura 6.4 - Impressão dos pneus com carga de eixo de 100 kN e pressão de 0,62 MPa .....	91
Figura 6.5 - Distribuição transversal típica de cargas .....	93
Figura 6.6 - Croquis de uma pista experimental .....	94
Figura 6.7 - Croquis de um tensiômetro instalado .....	95
Figura 6.8 - Etapas de instalação dos tensiômetros .....	96
Figura 6.9 - Tensiômetros instalados na borda do Setor 0413 .....	97
Figura 6.10 - Levantamento defletométrico com viga Benkelman .....	98
Figura 6.11 - Mapeamento de trincas no setor 0110 .....	99
Figura 6.12 - Retirada do revestimento na avaliação <i>post-mortem</i> da Pista 01 .....	100
Figura 7.1 - Desempenho do Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS .....	101
Figura 7.2 - Precipitações pluviométricas semanais durante os períodos de solicitação .....	103
Figura 7.3 - Precipitações e evaporação desde a construção das pistas .....	104
Figura 7.4 - Diagrama de equilíbrio hídrico durante o experimento .....	104
Figura 7.5 - Temperaturas máximas e mínimas do ar durante o experimento .....	105
Figura 7.6 - Temperaturas médias durante os períodos de ensaio .....	106
Figura 7.7 - Relação entre sucção e teor de umidade para o subleito .....	107
Figura 7.8 - Medidas de sucção in situ .....	109

Figura 7.9 - Posição esquemática dos tensiômetros instalados junto às pistas .....	110
Figura 7.10 - Trincas de retração no topo do subleito .....	111
Figura 7.11 - Evolução do trincamento no setor 0110 .....	112
Figura 7.12 - Evolução do trincamento no setor 0408 .....	113
Figura 7.13 - Deslocamento de agregado da Jazida F na borda externa da seção S5 do setor 0110 .....	115
Figura 7.14 - Trincamento entre as seções S7 e S8 do setor 0110 após 16.500 ciclos .....	115
Figura 7.15 - Quebra de agregado da Jazida E na borda interna do setor 0413 .....	116
Figura 7.16 - Concentração de umidade entre as seções S5 e S6 do setor 0110 .....	117
Figura 7.17 - Evolução do trincamento com o tráfego nos setores da Pista 01 .....	119
Figura 7.18 - Exsudação com nível de severidade médio no setor 0110 .....	123
Figura 7.19 - Arrancamento do revestimento decorrente da exsudação entre as seções S4 e S5 do setor 0408 .....	123
Figura 7.20 - Características mecânicas de agregados .....	128
Figura 7.21 - Evolução das flechas na seção S7 do setor 0110 .....	133
Figura 7.22 - Evolução das flechas na seção S4 do setor 0712 .....	133
Figura 7.23 - Evoluções das flechas nos dois setores da Pista 08, de acordo com o modelo proposto na Tabela 7.19 .....	136
Figura 7.24 - Evolução das flechas em dois setores solicitados pela mesma carga em pistas distintas, ressaltando o efeito da procedência .....	136
Figura 7.25 - Evolução da flecha máxima com o tráfego, com modelo bilinear proposto para seções subdimensionadas.....	137
Figura 7.26 - Evolução da flecha média do setor 0113 .....	140
Figura 7.27 - Evolução da flecha média do setor 0712 .....	140
Figura 7.28 - Corte transversal da seção S5 da Pista 01 .....	146
Figura 7.29 - Corte transversal da seção S6 da Pista 04 .....	146
Figura 7.30 - Corte transversal resultante da abertura da Pista 04 .....	150
Figura 7.31 - Variação das deformações reversíveis em função do número de ciclos .....	156

Figura 7.32 - Influência do teor de umidade nas deformações reversíveis após 80.000 ciclos para o agregado de Poulmarch .....	157
Figura 7.33 - Comparação entre deformações reversíveis e permanentes axiais específicas experimentadas pelos três agregados após 80.000 ciclos .....	157
Figura 7.34 - Evolução da deflexão característica em alguns setores ensaiados .....	162
Figura 7.35 - Evolução da deflexão característica em alguns setores ensaiados .....	162
Figura 7.36 - Deformadas com mesma deflexão máxima e diferentes raios de curvatura .....	167
Figura 7.37 - Esquema de carregamento e pontos de avaliação na retroanálise .....	170
Figura 7.38 - Bacias defletométricas medida (ajustada) e calculada .....	171
Figura 7.39 - Bacias defletométricas medida (ajustada) e calculada .....	171
Figura 7.40 - Bacias defletométricas medida (ajustada) e calculada .....	172
Figura 7.41 - Variação do módulo de resiliência de um subleito com o teor de umidade [Long, Hossan e Gisi (1997)] .....	180
Figura 7.42 - Perfil de sucção .....	181
Figura 7.43 - Relação módulo de resiliência do subleito e sucção .....	182
Figura 8.1 - Funções de confiabilidade para o setor 0110 .....	198
Figura 8.2 - Funções de confiabilidade para o setor 0810 .....	199
Figura 8.3 - Comparação entre valores previstos e observados pela análise determinística .....	202
Figura 8.4 - Comparação entre valores previstos e observados com confiabilidade de 80% .....	205
Figura 9.1 - Influência da água, da drenagem e do tipo de material granular no acúmulo de deformações permanentes .....	210
Figura 9.2 - Curvas de dimensionamento de pavimentos delgados com basaltos alterados .....	212
Figura 9.3 - Significância do efeito da carga de eixo para as diversas espessuras de pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida F .....	220
Figura 9.4 - Significância do efeito da carga de eixo para as diversas espessuras de pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida E .....	221



## LISTA DE QUADROS

Quadro 1.1 - Alguns trechos onde foram empregados basaltos alterados [Arnold (1993)].....	3
Quadro 3.1 - Síntese da mineralogia das rochas estudadas por Arnold (1993) .....	41
Quadro 3.2 - Resultados dos ensaios de caracterização [Arnold (1993)] .....	42
Quadro 3.3 - Resultados de ensaios mecânicos [Arnold (1993)] .....	43
Quadro 3.4 - Resultados do ensaio de compressão puntiforme [Arnold (1993)] .....	44
Quadro 4.1 - Projeto fatorial do experimento .....	54
Quadro 4.2 - Matriz experimental do experimento .....	55
Quadro 5.1 - Constantes de regressão na equação 5.1 .....	64
Quadro 5.2 - Síntese mineralógica da amostra da Jazida E [Lima (1997)] .....	67
Quadro 5.3 - Síntese mineralógica da amostra da Jazida F [Lima (1997)] .....	67
Quadro 5.4 - Resultados de ensaios mecânicos .....	68
Quadro 5.5 - Resultados de ensaio de compressão puntiforme .....	68
Quadro 5.6 - Análise granulométrica do material de enchimento .....	69
Quadro 5.7 - Resultados de ensaios de caracterização do material de enchimento .....	69
Quadro 5.8 - Análise granulométrica da brita graduada .....	70
Quadro 5.9 - Resultados de ensaios em britas utilizadas no tratamento superficial duplo .....	71
Quadro 6.1 - Tempo de operação do Simulador para aplicar $10^6$ cargas de eixo padrão .....	86
Quadro 6.2 - Pressões de enchimento de pneus do Simulador de Tráfego .....	91
Quadro 7.1 - Número de ciclos de carga aplicados aos setores ensaiados .....	102

Quadro 7.2 - Espessuras nominais e reais dos pavimentos .....	121
Quadro 7.3 - Evolução das cotas da seção S4 do setor 0712 com o número de ciclos de carga .....	130
Quadro 7.4 - Evolução das flechas da seção S4 do setor 0712 com o número de ciclos de carga .....	130
Quadro 7.5 - Parâmetros de deformabilidade elástica usados na análise paramétrica .....	143
Quadro 7.6 - Características de carregamento na análise paramétrica .....	143
Quadro 7.7 - Resultados da análise paramétrica dos setores 0113 e 0712 .....	144
Quadro 7.8 - Localização das flechas máximas nas seções transversais consideradas .....	147
Quadro 7.9 - Cotas nos topos das camadas e espessuras correspondentes após o tráfego nos pontos de ocorrência da flecha máxima nas seções abertas ...	147
Quadro 7.10 - Módulos de resiliência retroanalizados .....	173
Quadro 7.11 - Resultados da retroanálise de bacias levantadas no setor 0712 .....	175
Quadro 7.12 - Resultados da retroanálise de bacias levantadas no setor 0713 .....	175
Quadro 7.13 - Contribuição do pavimento e do subleito nas deformadas calculadas .....	178



## LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1 - Teores de umidade de compactação do solo de subleito .....	72
Tabela 5.2 - Evolução das deflexões características durante a construção.....	79
Tabela 7.1 - Evolução do trincamento no setor 0113 .....	118
Tabela 7.2 - Evolução do trincamento no setor 0110 .....	118
Tabela 7.3 - Evolução do trincamento no setor 0413 .....	118
Tabela 7.4 - Evolução do trincamento no setor 0408 .....	118
Tabela 7.5 - Evolução do trincamento no setor 0311 .....	118
Tabela 7.6 - Ciclos de carga e deformações correspondentes às primeiras trincas .....	120
Tabela 7.7 - Evolução do trincamento pelo critério de gravidade no setor 0113 .....	121
Tabela 7.8 - Evolução do trincamento pelo critério de gravidade no setor 0110 .....	122
Tabela 7.9 - Evolução da flecha média no setor 0113 com o tráfego .....	131
Tabela 7.10 - Evolução da flecha média no setor 0110 com o tráfego .....	131
Tabela 7.11 - Evolução da flecha média no setor 0413 com o tráfego .....	131
Tabela 7.12 - Evolução da flecha média no setor 0408 com o tráfego .....	131
Tabela 7.13 - Evolução da flecha média no setor 0812 com o tráfego .....	131
Tabela 7.14 - Evolução da flecha média no setor 0810 com o tráfego .....	131
Tabela 7.15 - Evolução da flecha média no setor 0712 com o tráfego .....	132
Tabela 7.16 - Evolução da flecha média no setor 0713 com o tráfego .....	132
Tabela 7.17 - Evolução da flecha média no setor 0311 com o tráfego .....	132
Tabela 7.18 - Evolução da flecha média no setor 0308 com o tráfego .....	132
Tabela 7.19 - Parâmetros da equação de ajuste (7.16) para os setores ensaiados .....	134
Tabela 7.20 - Flecha inicial e fator de afundamento em seções dos setores 0113 e 0110 .....	138
Tabela 7.21 - Evolução da velocidade de deformação plástica no setor 0113 .....	141

Tabela 7.22 - Evolução da velocidade de deformação plástica no setor 0712 .....	141
Tabela 7.23 - Evolução da velocidade de deformação plástica no setor 0311 .....	141
Tabela 7.24 - Espessuras das camadas determinadas na avaliação <i>post-mortem</i> .....	147
Tabela 7.25 - Deformações permanentes do pavimento e do subleito nos pontos de ocorrência das flechas máximas nas seções onde foram abertas trincheiras .....	148
Tabela 7.26 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0113 .....	158
Tabela 7.27 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0110 .....	159
Tabela 7.28 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0413 .....	159
Tabela 7.29 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0408 .....	159
Tabela 7.30 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0812 .....	159
Tabela 7.31 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0810 .....	160
Tabela 7.32 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0712 .....	160
Tabela 7.33 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0713 .....	160
Tabela 7.34 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0311 .....	160
Tabela 7.35 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0308 .....	161
Tabela 7.36 - Módulos de resiliência médios dos pavimentos ensaiados .....	176
Tabela 7.37 - Valores médios dos módulos de resiliência do subleito .....	179
Tabela 8.1 - Parâmetros do modelo (8.16) .....	192
Tabela 8.2 - Evolução das flechas medidas e da degradação no Setor 0110 .....	193
Tabela 8.3 - Evolução das flechas e da degradação no Setor 0810 .....	194

Tabela 8.4 - Parâmetros do modelo de Ribeiro .....	196
Tabela 8.5 - Parâmetros da distribuição de Weibull .....	197
Tabela 8.6 - Síntese da análise de regressão múltipla com valores determinísticos .....	201
Tabela 8.7 - Síntese da análise de regressão múltipla com confiabilidade 80% .....	203
Tabela 8.8 - Síntese da análise de regressão múltipla com confiabilidade 90% .....	203
Tabela 8.9 - Síntese da análise de regressão múltipla com confiabilidade 95% .....	204
Tabela 9.1 - Número admissível de ciclos de carga de eixo padrão para pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida E .....	213
Tabela 9.2 - Número admissível de ciclos de carga de eixo padrão para pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida F .....	213
Tabela 9.3 - Número admissível de ciclos de carga de eixo padrão para pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida C .....	213
Tabela 9.4 - Fatores de equivalência de carga determinísticos .....	216
Tabela 9.5 - Fatores de equivalência de carga probabilísticos com R = 80% .....	216
Tabela 9.6 - Fatores de equivalência de carga probabilísticos com R = 90% .....	216
Tabela 9.7 - Fatores de equivalência de carga probabilísticos com R = 95% .....	216
Tabela 9.8 - Comparação entre fatores de equivalência de carga de várias metodologias .....	217
Tabela 9.9 - Ciclos de carga para $f = 25$ mm (Jazida F - espessura do pavimento: 18,5 cm) .....	218
Tabela 9.10 - Ciclos de carga para $f = 25$ mm (Jazida F - espessura do pavimento: 23,5 cm) .....	219
Tabela 9.11 - Ciclos de carga para $f = 25$ mm (Jazida F - espessura do pavimento: 34,5 cm) .....	219
Tabela 9.12 - Ciclos de carga para $f = 25$ mm (Jazida E - espessura do pavimento: 18,5 cm) .....	219
Tabela 9.13 - Ciclos de carga para $f = 25$ mm (Jazida E - espessura do pavimento: 23,5 cm) .....	219
Tabela 9.14 - Ciclos de carga para $f = 25$ mm (Jazida E - espessura do pavimento: 34,5 cm) .....	219



## RESUMO

São apresentados os resultados de um estudo sobre o comportamento mecânico de pavimentos rodoviários delgados, construídos com basaltos alterados. Este tipo de rocha, de ocorrência abundante no Rio Grande do Sul e de fácil extração e britagem, foi empregado, como única camada granular, nas pistas experimentais construídas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, localizada no Campus do Vale da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em Porto Alegre. O desempenho de cinco pistas é analisado, acompanhando-se a evolução de defeitos superficiais, deflexões e deformações permanentes. Os módulos de resiliência dos pavimentos e do subleito são estimados retroanalizando-se as bacias defletométricas. Propõe-se como critério de ruptura a flecha de 25 mm, determinando-se, através de uma análise de confiabilidade, o número de ciclos de carga (aplicados por um simulador de tráfego linear) que causa esse nível de degradação em cada pavimento. Salientam-se os cuidados construtivos a serem adotados na construção de pavimentos delgados com basaltos alterados, e, por meio de uma análise de regressão múltipla, obtém-se uma equação de dimensionamento e fatores de equivalência de carga que contemplam as especificidades do tráfego e do material. Os resultados do estudo permitem concluir que esses materiais podem ser empregados na pavimentação de rodovias coletoras, proporcionando boa qualidade técnica e notável economia.

## ABSTRACT

This thesis presents the results of a study on the mechanical behavior of thin pavements with weathered basalts. These rocks, which are easily extracted and crushed, can be found all over the volcanic spill on Rio Grande do Sul, Brazil southernmost state. Weathered basalts from two sites were used as granular layers of the experimental sections built at the Pavements Research and Testing Area, in Porto Alegre, the state capital. The performances of five of those sections are analyzed, following the evolution of surface cracking, deflections and rutting. Pavement and subgrade moduli are backcalculated from deflection basins. By means of a reliability analysis, the number of load cycles causing a 25 mm rut depth (adopted failure criterion) is estimated for each test section. Emphasis is given to the construction method. A design equation relating the number of load cycles (applied by a linear traffic simulator) to pavement thickness and weathered basalt strength is proposed. Load equivalence factors which consider both traffic and material characteristics are also presented. The results of this experimental research have led to the conclusion that weathered basalts may be used as base and sub-base layers of thin rural pavements.

## 1 - INTRODUÇÃO

O Rio Grande do Sul, estado com História e vocação produtiva fundamentadas no binômio agricultura-indústria, tem sofrido, como as demais unidades federativas, o preocupante fenômeno do êxodo rural. Populações marginalizadas correm rumo às grandes urbes à procura de trabalho, saúde, educação; em síntese, de melhores condições de vida. Despreparadas para competir em mercados exigentes, essas pessoas sofrem um segundo processo de marginalização. Afastados de suas origens, ignorados, quando não rejeitados por sociedades muito pouco solidárias e por autoridades omissas, condenados ao desemprego, à exclusão, pouca esperança resta a essa massa humana que povoa favelas nas periferias. Espremidos entre a violência do crime organizado e a do aparelho repressor, a vida pouco representa para esses cidadãos além da diária luta contra a fome, o frio, a doença e a solidão.

A reversão dessa situação implica voltar a vista para o desenvolvimento dos municípios do interior, revigorando o setor primário e a indústria a ele ligado. Dentre os requisitos para promover essa mudança se destaca a melhoria no sistema de transporte, enfatizando-se a pavimentação das rodovias coletoras, também conhecidas como estradas vicinais. É através delas que o pequeno produtor escoar sua safra, que o menino do campo chega à escola, que o socorro médico atenua o sofrimento do doente.

Nas últimas décadas o meio rodoviário internacional tem dedicado especial atenção às rodovias de baixo volume de tráfego com estruturas esbeltas, destinadas segundo Meyer e Hudson (1987), à passagem de 50 a 400 veículos por dia. O *Transportation Research Board* dos Estados Unidos, por exemplo, tem periodicamente patrocinado conferências internacionais sobre o assunto. Na França, o *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) e o *Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA) elaboraram um manual de concepção de pavimentos esbeltos [Boissoudy, Caroff e Peyronne (1983)]. Na Inglaterra, estudos são desenvolvidos procurando analisar as causas e conseqüências da degradação, e otimizar estratégias de gerenciamento desse tipo de pavimentos, [Duffell e Pan (1996)]

Entre nós, recentemente, a Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) proporcionou a oportunidade de debater o tema, no I Simpósio Internacional sobre Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego (I SIMBATRA).



Por serem geralmente vias de pequeno percurso, as rodovias coletoras são associadas a simples caminhos de terra, com trafegabilidade sujeita às condições climáticas. Entretanto, para o desempenho da sua função sócio-econômica é necessário que sejam trafegáveis todo o ano, e não tão somente nos períodos de seca.

Destinadas a baixo volume de tráfego - representado por um número equivalente de operações do eixo com carga padrão de 82 kN (N) de até  $10^5$  - as rodovias coletoras favorecem o emprego de materiais alternativos que não seguem especificações tradicionais, concebidas para pavimentos sujeitos a tráfego muito mais intenso.

O Rio Grande do Sul apresentava no ano 1995 uma malha de rodovias não-pavimentadas com uma extensão de 124.266 km, pertencendo 123.045 às redes municipais e os restantes à rede estadual [BRASIL - Ministério dos Transportes (1996)]. A maioria dessas rodovias se encontra nas regiões dos derrames basálticos.

Próximo aos derrames de lavas, encontram-se rochas alteradas, conhecidas como basaltos alterados, saprólitos de basalto, basaltos decompostos, ou simplesmente como "BD". Essas rochas apresentam um denso sistema de diaclasamento.

Material disponível em 40% do território gaúcho, bem como em estados e países vizinhos, o basalto alterado dispensa o desmonte com explosivos e é muito fácil de britar. Esses três aspectos tornam o seu emprego muito vantajoso do ponto de vista econômico, podendo substituir materiais granulares convencionais, como a brita graduada de rocha sã.

Do ponto de vista técnico, constata-se que o basalto alterado apresenta valores médios de resistência que tornam viável seu emprego em pavimentos sujeitos a baixo volume de tráfego.

Motivado por essas vantagens, o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER/RS) liberou, no fim dos anos 80, a utilização do basalto alterado como material constituinte de todas as camadas de pavimento em doze trechos de rodovias secundárias, sete dos quais são apresentados no Quadro 1.1.

Os trechos têm apresentado desempenhos variáveis. Há registros de que alguns, após tão somente dois anos de tráfego, encontravam-se bastante danificados, ao passo que outros com a mesma idade se encontravam em ótimas condições.

QUADRO 1.1 - Alguns trechos onde foram empregados basaltos alterados [Arnold (1993)]

Trecho	Extensão (km)	Data de abertura ao tráfego
BR 158 - Palomas	5,1	Novembro 1989
RS 509 - Silveira Martins	16,7	Outubro 1989
BR - 290 - Caverá	13,7	Julho 1989
Ibirapuitã - BR 386	10,6	Dezembro 1989
Ibirubá - XV de Novembro	12,4	Junho 1989
Frederico Westphalen - Castelinho	17,1	Janeiro 1989
Serafina Correia - Rio Carreiro	8,2	Janeiro 1989

No início da década de 90 o Departamento Autônomo de Estradas do Rio Grande do Sul (DAER/RS) e a Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) celebraram um Protocolo Consensual de Colaboração Técnico-Científica com o objetivo de estudar alternativas econômicas para a pavimentação de rodovias coletoras no Estado. O basalto alterado foi escolhido como material alvo da primeira pesquisa.

Um amplo programa de pesquisa foi planejado, visando:

- analisar resultados disponíveis de ensaios realizados em amostras retiradas de jazidas empregadas na execução dos trechos mostrados no Quadro 1.1;
- estabelecer um critério de aceitação para basaltos alterados;
- projetar e construir um equipamento simulador de tráfego;
- estudar o comportamento mecânico de basaltos alterados em pistas experimentais;
- estabelecer um método de dimensionamento e disposições construtivas para pavimentos de rodovias coletoras, empregando basaltos alterados.

A Figura 1.1 mostra o fluxograma da pesquisa, intitulada “Uso de basaltos alterados na pavimentação de rodovias coletoras”.

A partir de 1992 os trabalhos se desenvolveram em duas frentes. Na Oficina Central do DAER/RS, localizada no município de Guaíba (região metropolitana de Porto Alegre), começou a ser construído o Simulador de Tráfego; enquanto Arnold (1993) analisava os resultados de ensaios de agregados provenientes de sete jazidas exploradas na construção de trechos abertos ao tráfego em 1989.



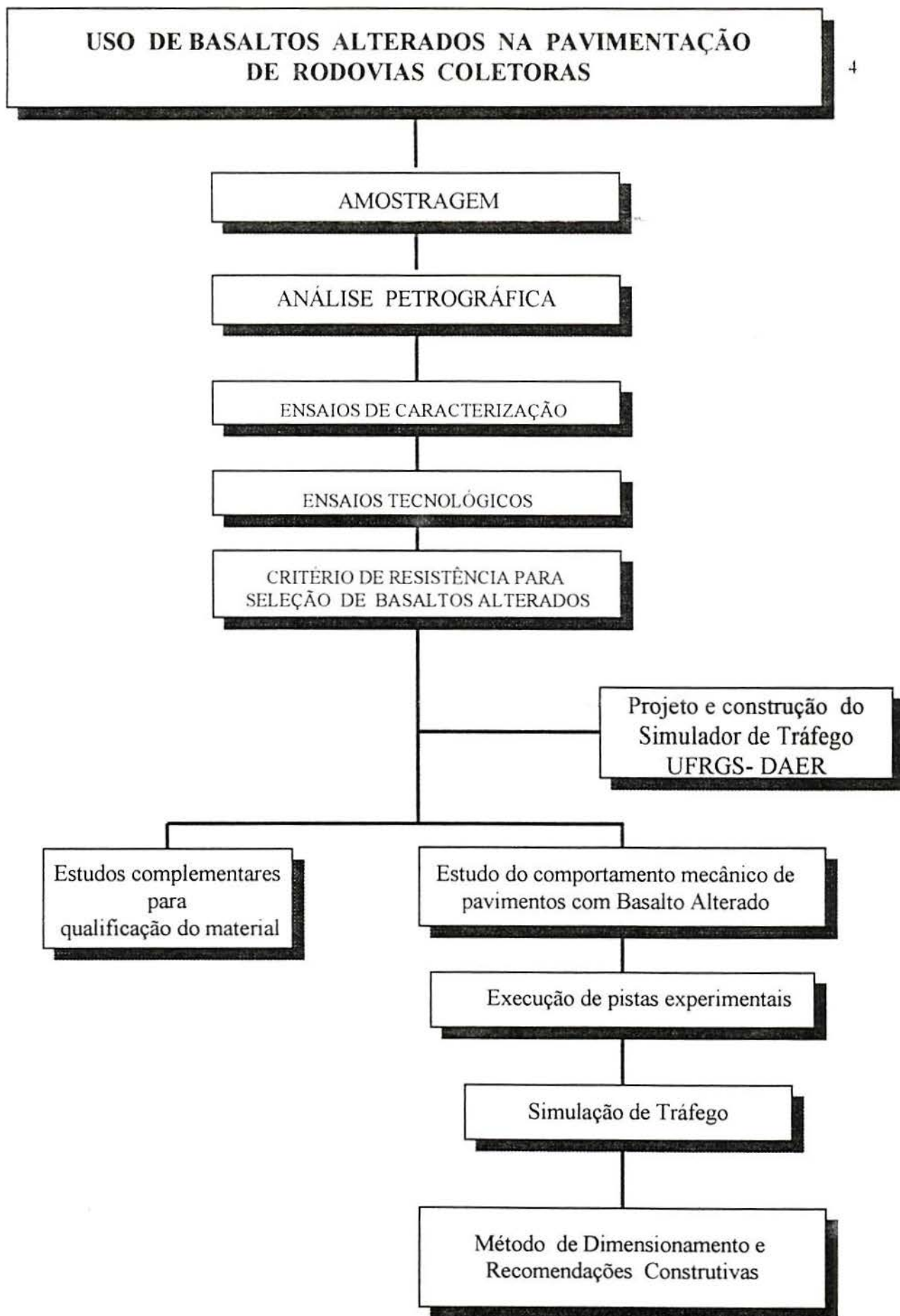


FIGURA 1.1 - Fluxograma da pesquisa “Uso de basaltos alterados na pavimentação de rodovias coletoras”

Arnold (1993) constatou que o emprego do basalto alterado fica condicionado às incertezas quanto à sua durabilidade ao longo da vida projetada do pavimento, e que os ensaios utilizados internacionalmente para analisar a durabilidade de agregados não constituem por si só critério confiável para aceitação de basaltos alterados.

Mais importante, a dissertação de Arnold (1993) teve o mérito de propor a perda da resistência causada pela imersão em água, avaliada através do ensaio de compressão puntiforme, como critério de aceitação. Se a razão entre a resistência de corpos de prova imersos e secos ao ar for maior que 0,7, o material tem um esqueleto pétreo suficientemente resistente às solicitações internas geradas pela expansão de argilas no seu interior.

Contornado o problema de avaliar a durabilidade do basalto alterado e construído o Simulador de Tráfego, chegara o momento de direcionar a pesquisa para o terceiro grande objetivo: a previsão de desempenho quanto às solicitações mecânicas e o desenvolvimento de um método de dimensionamento que considerasse as especificidades do material e do tráfego.

No decorrer de 1995 e 1996, em uma área de 5.000 m<sup>2</sup>, localizada no Campus do Vale da UFRGS, em Porto Alegre, foi criada uma infra-estrutura que permite a execução de até doze pistas experimentais de 20 m de comprimento e 3,5 m de largura, solicitadas pelo Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS. Completa a instalação, mostrada na Figura 1.2, um prédio de controle de operações, processamento de informações e armazenamento de materiais e equipamentos, cuja construção foi financiada pela empresa Ipiranga Asfaltos S.A, primeira empresa da iniciativa privada a aderir ao Protocolo. Em julho de 1996 a Associação Riograndense de Empreiteiras de Obras Públicas (AREOP) também formalizou a sua incorporação ao Protocolo. A denominada Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, inaugurada em 12 de julho de 1996, comporta ainda terreno disponível para a construção de laboratórios, oficinas e salas de aula e projeção.

O objetivo desta tese é analisar o comportamento mecânico de pavimentos delgados com basaltos alterados e estabelecer um método de dimensionamento que considere as especificidades do material analisado e do tráfego de rodovias coletoras. Para tal foram solicitadas, empregando-se o Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS, cinco pistas experimentais construídas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos. Basaltos provenientes de duas jazidas analisadas por Arnold (1993) foram empregados como únicos constituintes das camadas de base e sub-base.





FIGURA 1.2 - Vista geral da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos



A tese está estruturada em dez capítulos e cinco anexos.

No capítulo 2 é apresentada uma sucinta revisão bibliográfica sobre a análise experimental de pavimentos, com especial ênfase nos ensaios em verdadeira grandeza com emprego de simuladores de tráfego. A evolução da análise experimental é apresentada em ordem cronológica, agrupando os desenvolvimentos em períodos representativos.

No capítulo 3 são analisados aspectos dos basaltos alterados relevantes à pavimentação, salientando-se os resultados da pesquisa desenvolvida por Arnold (1993). A revisão é enriquecida por comunicações pessoais de Azambuja (1996) e Lima (1997), pesquisadores que há anos vêm estudando a alterabilidade dos basaltos.

No capítulo 4 descreve-se o planejamento da pesquisa, que contou com a valiosa orientação estatística do Professor José Luiz Duarte Ribeiro do Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Produção (PPGEP) da UFRGS. Apresentam-se a hipótese a ser testada e os objetivos da pesquisa. Identificam-se as variáveis do experimento e justifica-se a adoção de seus níveis de variação. A partir da discussão das restrições experimentais chega-se ao projeto fatorial, utilizando-se a Teoria de Planejamento e Avaliação de Experimentos para otimizar os resultados esperados. No final do capítulo faz-se uma introdução à análise de ensaios acelerados de sobrevida, que é complementada no capítulo 8.

A construção das pistas experimentais é o assunto do capítulo 5. Faz-se preliminarmente uma detalhada caracterização dos materiais empregados, dando-se especial atenção ao solo utilizado como subleito e, naturalmente, aos basaltos alterados. A caracterização destes últimos é complementada por análises petrográficas, reproduzidas no Anexo 1 da tese. Os trabalhos de terraplenagem e pavimentação são descritos, salientando-se os cuidados adotados, especialmente no controle de compactação das camadas através de levantamentos defletométricos. No final do capítulo sugerem-se algumas alterações na especificação de serviço sobre macadame seco, procedimento construtivo adotado para a execução das camadas dos pavimentos com basaltos alterados.

O capítulo 6 trata de detalhes relativos ao tráfego e ao clima. As características de tráfego incluem a apresentação do Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS e a descrição das medições realizadas ao longo dos períodos de ensaios dos pavimentos, com o objetivo de acompanhar os seus comportamentos. As características de clima compreendem a evolução de parâmetros como temperatura, precipitações, evapotranspiração e sucção no subleito, ao longo dos dezessete meses de duração dos ensaios. A análise de alguns desses parâmetros é utilizada no capítulo seguinte para explicar certos comportamentos.

No capítulo 7 analisa-se o comportamento geral dos pavimentos ensaiados. Os resultados são agrupados, conforme o modo de deformação experimentado pelas seções experimentais: degradações superficiais, deformações elásticas e deformações plásticas. As últimas, presentes em todos os setores ensaiados, são analisadas com mais detalhes, chegando-se a um critério de ruptura para os pavimentos solicitados pelo Simulador de Tráfego. Através de retroanálise de bacias defletométricas, são determinados valores aproximados de módulos de elasticidade dos pavimentos e do subleito artificial. Estes últimos são comparados com valores laboratoriais. Discute-se também a sua relação com a sucção, parâmetro de clima que afeta a deformabilidade elástica dos solos. A obtenção de módulos de resiliência dos basaltos alterados, mesmo que aproximados, é muito importante, por serem responsáveis pelas respostas estruturais dos pavimentos e devido à impossibilidade de determinação em laboratório, pelo menos na granulometria de macadame. Os diferentes comportamentos mecânicos de pavimentos construídos com basaltos de jazidas distintas são analisados à luz de resultados da pesquisa desenvolvida por Arnold (1993), e dos resultantes da abertura de algumas pistas, após concluído o tráfego sobre as mesmas.

No capítulo 8 os resultados de deformabilidade plástica, já apresentados, são analisados através de um modelo de degradação proposto por Ribeiro (1997), e reproduzido por Pohl, Ribeiro e Moutinho Silva (1997), empregando o software *ProTempo*, desenvolvido por esses autores. O referido programa computacional tem como principal atrativo a possibilidade de realizar uma análise de confiabilidade, usando a distribuição de Weibull. O número de operações de cargas de eixo que cada pavimento ensaiado é capaz de suportar até atingir a ruptura é calculado para diferentes níveis de confiabilidade.

No capítulo 9 identificam-se os níveis de tráfego que cada estrutura ensaiada é capaz de suportar, considerando critérios mecanístico e probabilístico e apresenta-se uma equação de dimensionamento, obtida através de uma análise de regressão múltipla. A mesma equação é empregada na proposta de fatores de equivalência de carga. Dois pavimentos com espessuras diferentes de basaltos alterados são recomendados, conforme o número N de projeto. Também é dada a devida importância a cuidados na qualificação da jazida, na seleção do material, no seu beneficiamento e nos procedimentos construtivos, de modo a proporcionar um pavimento econômico e de boa qualidade técnica.

No capítulo 10, são apresentadas as principais conclusões da pesquisa, realçando aspectos relacionados ao comportamento mecânico dos pavimentos ensaiados e à importância da Estatística no planejamento, execução e avaliação do experimento. Sugere-se, também, a realização de pesquisas que complementarão o estudo apresentado.



## 2 - ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PAVIMENTOS

### 2.1 - INTRODUÇÃO

Apesar de ter sido uma das primeiras atividades de engenharia a surgir na história da humanidade, a construção de rodovias e o dimensionamento de pavimentos, somente em épocas recentes começaram a ser analisados racionalmente.

Até a década de 1920, mesmo em países mais desenvolvidos tecnicamente como o Reino Unido e os Estados Unidos, a espessura de um pavimento era determinada puramente com base na experiência, adotando-se muitas vezes o mesmo valor para trechos com subleitos muito diferentes. Com o passar dos anos e o acúmulo de experiências, vários métodos de dimensionamento de pavimento foram desenvolvidos.

Na segunda metade deste século vem processando-se uma nova mudança: a evolução do dimensionamento de pavimentos de arte para ciência. Nesse contexto, tem sido essencial o papel da análise experimental, contribuindo para o desenvolvimento e comprovação de métodos de dimensionamento e de modelos de desempenho de pavimentos, bem como na determinação de estratégias de gerência e políticas de recuperação.

A previsão da vida útil de um pavimento está estreitamente ligada à compreensão de seu comportamento mecânico e dos mecanismos de degradação capazes de alterar sua qualidade ao longo do tempo. O conceito de vida útil não se aplica apenas na concepção e no dimensionamento de novos pavimentos, mas também na manutenção e no reforço de pavimentos antigos cuja existência se deseja alongar. Neste último caso, ganha importância o conceito de vida residual.

O exame da literatura científica e técnica prova quão importantes são os progressos realizados em matéria de previsão de duração de pavimentos e também que os resultados obtidos são largamente utilizados na prática. Mostra, também, o papel capital que tem desempenhado no desenvolvimento do conhecimento o ensaio em grande escala realizado nos Estados Unidos nos anos 50 pela *American Association of State Highways Officials* (AASHO, posteriormente AASHTO).

Este experimento não apenas conduziu a importantes resultados, como também suscitou durante muitos anos a realização de novos programas de pesquisa nos campos teórico e prático.

As pesquisas desenvolvidas após o *AASHO Road Test* propiciaram importantes descobertas relativas:

- aos mecanismos de fissuração por fadiga e de deformação permanente;
- às propriedades mecânicas dos materiais e às características básicas na formulação de sua composição (módulos, leis de fadiga e de deformação permanente); e
- ao desenvolvimento de modelos de degradação e sua contribuição aos modelos de gerência.

Além disso, é inegável que os programas de pesquisa estabelecidos sobre bases científicas e os resultados decorrentes têm socorrido os métodos empíricos que nos últimos anos têm-se mostrado insuficientes [OCDE (1985)].

Entretanto, se tais progressos têm sido alcançados, resta ainda demonstrar a validade da generalização de certos resultados obtidos e a definição de outros.

## 2.2 - TIPOS DE INSTALAÇÕES PARA ENSAIOS EM VERDADEIRA GRANDEZA

Para que os resultados de experimentos possam ser generalizados e aplicados em outras condições de tráfego, é necessário estabelecer uma relação entre danos no pavimento e cargas de eixo. Essa informação não é fornecida satisfatoriamente por pavimentos experimentais construídos em rodovias em serviço e sujeitos a tráfego normal, recorrendo-se, então, a instalações especiais para ensaios em verdadeira grandeza de pavimentos.

Essas instalações podem ser classificadas em quatro categorias, de acordo com as suas concepções:

- pistas circulares solicitadas por simuladores de tráfego radiais;
- pistas retilíneas e trechos de pavimentos em serviço solicitados por simuladores de tráfego lineares;
- pistas experimentais com carregamento controlado; e
- trechos solicitados por simuladores de carga.

As três primeiras categorias apresentam em comum o fato de transmitirem ao pavimento cargas móveis, simulando com maior realismo as solicitações impostas ao pavimento por veículos. A quarta categoria compreende as instalações de ensaios nas quais o carregamento se faz através de um sistema hidráulico que age sobre uma placa de aço, colocada na superfície do pavimento.



Nas pistas circulares, as rodas localizadas nas extremidades dos braços de equipamentos rotativos, conhecidos como simuladores de tráfego radiais, solicitam os pavimentos experimentais. O movimento é gerado por motores elétricos, ou elétrico-hidráulicos, atingindo velocidades de até 100 km/h. Na maioria dos simuladores, a carga é aplicada através de semi-eixos com diferentes configurações de rodas: simples, duplas (a mais comum), e em tandem. O modo de aplicação do carregamento pode ser gravitacional ou hidráulico. As cargas, que podem alcançar valores de 100 kN por semi-eixo, são distribuídas transversalmente. Os simuladores de dimensões reduzidas (diâmetro até 12 m) operam geralmente no interior de prédios, onde as temperaturas e o nível do lençol freático podem ser controlados. Os simuladores de maior diâmetro funcionam a céu aberto.

As pistas retilíneas apresentam a vantagem de serem construídas com equipamentos comumente empregados na execução de pavimentos, de forma diferente ao que geralmente acontece na construção de pistas circulares. Os simuladores de tráfego lineares também aceitam diversas configurações de carga. Motores elétricos acionam um sistema de cabos ou correntes que tracionam o sistema de rodagem. As cargas, transversalmente distribuídas, podem ser aplicadas em um ou nos dois sentidos. Entretanto, as velocidades são bem menores do que as dos simuladores radiais; raramente ultrapassando os 20 km/h. As frequências oscilam entre 200 e 1.800 cargas por hora, transmitidas a uma extensão de pavimento, normalmente bem mais curta do que as de pistas circulares.

A terceira categoria compreende os pavimentos experimentais, com carregamento controlado aplicado por veículos reais. Na maioria dessas pistas os veículos são dirigidos por motoristas, como ocorreu na pista de ensaios da Universidade do Estado da Pennsylvania, nos Estados Unidos, descrita por Wang e Larson (1977). Em outras, os veículos são teleguiados. Tal ocorre no Instituto de Pesquisas e Obras Públicas do Japão, localizada em Tsukuba, e na pista oval, denominada *WesTrack*, recentemente construída no Estado de Nevada, Estados Unidos, descrita por Mitchell (1996).

Finalmente, os simuladores de cargas dinâmicas apresentam a vantagem de serem de dimensões reduzidas. O efeito de simulação das condições reais de tráfego não é tão bom quanto ao obtido com equipamento que utilizam cargas rodantes. Talvez, por esse motivo, esta solução econômica não seja muito difundida. Duas instalações de pesquisa desse gênero se encontram na Alemanha; uma no Laboratório Federal de Pesquisa Rodoviária (BAST), em Bergisch Gladbach, e a outra na Universidade de Hanover. Um dispositivo semelhante é igualmente utilizado na Universidade de Nova Gales do Sul, em Sydney.

A seguir faz-se um relato sobre a evolução da análise experimental de pavimentos, enfatizando-se os aspectos mais importantes de diversas experiências desenvolvidas nos últimos 150 anos.



## 2.3 - A EVOLUÇÃO DA ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PAVIMENTOS

### 2.3.1 - Os primórdios (1840 - 1940)

Relato de Croney (1977) dá conta de que a interação entre tráfego e pavimento é objeto de estudo desde 1840, ano em que foi construída, no Reino Unido, um equipamento para desgaste de paralelepípedos de pedra.

Entretanto, a primeira pesquisa organizada sobre deformação e desgaste de pavimentos data de início deste século. Em 1912 foi construído no *National Physical Laboratory* do Reino Unido o precursor dos simuladores de tráfego, o qual já apresentava algumas características comuns aos usados na atualidade. O equipamento, que ficou conhecido como *Teddington road testing machine*, tinha oito braços radiais, em cujas extremidades rodas aplicavam cargas de até 13 kN, que podiam ser ajustadas separadamente. Os raios das trajetórias descritas eram ligeiramente diferentes, de maneira que o tráfego não fosse totalmente canalizado. Com uma frequência de 7 r.p.m., o equipamento podia aplicar 80.000 passagens de roda a cada 24 horas. Essa máquina e outra construída posteriormente forneceram, junto a informações de campo, os elementos básicos para as primeiras especificações britânicas para revestimentos betuminosos.

Nos Estados Unidos, a análise experimental remonta aos anos 20, quando o *Bureau of Public Roads* construiu uma pista circular na qual revestimentos experimentais eram solicitados por caminhões.

No início dos anos 30, os britânicos construíram uma pista circular na sede do *Road Research Laboratory*, em Harmondsworth, sobre a qual trafegava um caminhão preso à extremidade de um braço com raio 17 m. Cargas de 100 a 230 kN eram aplicadas pelo veículo a velocidades de até 70 km/h. Esse simulador foi usado para ensaiar misturas betuminosas até 1963, quando grandes modificações foram feitas na pista e no próprio veículo.

### 2.3.2 - Grandes experimentos nos Estados Unidos e no Reino Unido de 1950 a 1960

Do final dos anos 40 ao início dos anos 60, o *Highway Research Board* (HRB) patrocinou, nos Estados Unidos, a realização de três grandes ensaios sob condições controladas, que constituíram um marco na análise experimental de pavimentos.

O *Maryland Road Test*, o primeiro desses experimentos, objetivava determinar os efeitos relativos de níveis diferentes de carregamento em um pavimento de concreto. Os detalhes do ensaio e as descobertas que ele propiciou foram publicados em um relato especial do HRB em 1952; sendo os principais aspectos reproduzidos por Huang (1993).

O experimento foi realizado em um trecho rodoviário com aproximadamente 2 km de extensão, construído em 1941 perto de La Plata, no estado de Maryland. O trecho compreendia quatro seções, cada uma com duas faixas, solicitadas por eixos simples com cargas de 80 e 100 kN e eixos tandem duplos com cargas de 142 e 200 kN.

O tráfego controlado foi aplicado de junho a dezembro de 1950, observando-se:

- aumento no trincamento e no recalque das placas de concreto com o nível de carga, e
- diminuição nas tensões e deflexões resultantes com o aumento da velocidade de aplicação da carga.

Após o sucesso do *Maryland Road Test*, a *Western Association of State Highway Officials* (WASHO) e o HRB realizaram um experimento semelhante, com os mesmos objetivos, em pavimentos flexíveis, em Malad, Estado de Idaho.

Para esse experimento, conhecido como *WASHO Road Test*, foram construídas duas pistas idênticas, cada uma incluindo dois trechos retilíneos, com cinco seções de 100 m, apresentando diversas combinações de espessuras de misturas asfálticas a quente e de bases granulares. As seções eram separadas por trechos de transição de 30 m. Os trechos em retas eram ligados nas extremidades por curvas circulares, formando *loops*. Cada pista incluía duas faixas, trafegadas por caminhões com cargas idênticas às do *Maryland Road Test*.

O tráfego se estendeu de novembro de 1952 a maio de 1954, com períodos de interrupção durante os dois invernos e uma primavera. O desempenho dos pavimentos foi avaliado principalmente em termos de deformação permanente, com medições mensais. Também foi registrado o surgimento de fissuras. Neste experimento foi usada pela primeira vez a viga Benkelman para medição das deformações elásticas.

Entre os principais resultados deste experimento, reproduzidos por Huang (1993), destacam-se:

- o estabelecimento de equivalências entre eixos simples e tandem, tanto em termos de degradação, quanto em termos de deflexões;
- a observação de que a pavimentação do acostamento retardava a degradação da trilha externa das seções experimentais; e que
- 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, Estado de Illinois. O planejamento do *AASHO Road Test*, se estendeu de 1952 a 1955, possibilitando o aproveitamento das lições deixadas pelo *WASHO Road Test*.



As instalações compreendiam quatro *loops* grandes e outros dois menores, cada um com duas faixas, sobre as quais trafegavam eixos simples com cargas compreendidas entre 9 kN e 136 kN e eixos tandem duplos com cargas de 109 kN a 218 kN. Em cada *loop*, uma tangente apresentava pavimento flexível e a outra pavimento rígido. Um dos *loops* menores foi destinado à observação dos efeitos climáticos sobre pavimentos não trafegados e a outros estudos especiais. A solicitação dos pavimentos experimentais se estendeu de 15 de outubro de 1958 a 30 de novembro de 1960. Ao longo desse período foram aplicadas 1.114.000 cargas de eixo.

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 naturezas e espessuras variadas.

Uma importante contribuição do *AASHO Road Test* foi a introdução do conceito de serventia (*serviceability*) para qualificar a condição transiente dos pavimentos; bem como o desenvolvimento de equações que relacionam serventia, carregamentos aplicados e espessura do pavimento.

O conceito de serventia fundamenta-se no princípio de que o motorista preocupa-se principalmente com a capacidade do pavimento proporcionar tráfego confortável e seguro, a qual não está necessariamente ligada à sua condição estrutural.

Avaliações subjetivas de serventia não poderiam ser feitas nas seções relativamente curtas do *AASHO Road Test*, portanto, antes do início do experimento avaliações subjetivas foram feitas em 99 trechos selecionados nos estados de Illinois, Minnesota e Indiana. Os trechos escolhidos apresentavam pavimentos flexíveis e rígidos em proporções quase idênticas. Um grupo de motoristas era solicitado a pronunciar-se sobre a aceitabilidade do trecho e a julgar a serventia dos pavimentos, usando uma escala de 0 a 5. A nota média dada pelo grupo e a opinião média sobre a aceitabilidade foram usadas para definir o valor de serventia atual (*present serviceability rating* - PSR) de cada seção.

Desse estudo, concluiu-se que um valor de PSR igual a 2,5 representava a necessidade próxima de execução de uma camada de reforço e que o valor de 1,5 representava a completa incapacidade do pavimento para suportar tráfego.

Observações foram feitas nas diversas seções, incluindo medições de irregularidades superficiais longitudinais, grau de trincamento, extensão de remendos e profundidade da flecha nas trilhas das rodas. Essas observações foram combinadas estatisticamente de modo a obter-se um índice de serventia atual (*present serviceability index* - PSI), que varia em uma escala de 0 a 5, intimamente ligado ao PSR, este de caráter subjetivo.



A equação finalmente usada para calcular o PSI dos pavimentos flexíveis do *AASHO Road Test* era:

$$PSI = 5,03 - 1,91 \cdot \log(1 + SV) - 1,38RD^2 - 0,01\sqrt{C + P} \quad (2.1)$$

na qual RD representava a flecha, medida em polegadas; SV era a variância da declividade vezes  $10^6$  (média das duas trilhas); C representava a área de pavimento com trincamento; e P era a área de remendos, em milhares de  $\text{ft}^2$  ( $1 \text{ ft}^2 = 0,0929 \text{ m}^2$ ).

Na equação (2.1) o valor de SV é muito mais importante do que os outros na determinação do PSI. Por exemplo: o acréscimo da flecha de 0 para 0,5 polegada representa uma redução do PSI em apenas 0,4; enquanto que um aumento de SV de 5 para 15, representa uma redução do PSI de 0,8.

Durante o período de tráfego nas seções do *AASHO Road Test* o PSI foi medido quinzenalmente, obtendo-se uma relação com o número de cargas aplicadas, do tipo:

$$PSI = 4,2 - 2,7 (W/\rho)^\beta \quad (2.2)$$

onde W é o número de aplicações de carga,  $\beta$  e  $\rho$  são função das espessuras do revestimento ( $D_1$ ), da base ( $D_2$ ) e da sub-base ( $D_3$ ) e das variáveis de carga  $L_1$  (carga de eixo em kips) e  $L_2$  (igual a 1 para eixos simples e a 2 para eixos tandem duplos).

Com os valores de  $D_1$ ,  $D_2$  e  $D_3$ , pode-se calcular um número estrutural SN, tal que:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3 \quad (2.3)$$

onde  $a_i$  são os coeficientes estruturais das camadas de revestimento, base e sub-base.

Combinando as equações (2.2) e (2.3) foram obtidas curvas relacionando SN e W, a partir das quais foram obtidos fatores de equivalência, que relacionam o dano causado por aplicações de uma carga de eixo ao dano correspondente causado por aplicações do eixo com carga padrão. Fatores de equivalência desse tipo foram publicados por primeira vez por Liddle (1962), observando-se que os mesmos decrescem com o aumento do número estrutural, e aumentam com a redução do nível terminal do PSI.

Finalmente, é importante salientar que o *AASHO Road Test* também 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 (primavera no caso dos Estados Unidos, quando ocorre o degelo) do ano.

A partir do fim dos anos 40, também no Reino Unido foram desenvolvidos alguns experimentos em verdadeira grandeza, descritos por Croney e Loe (1965). O primeiro trecho experimental foi construído em Nottinghamshire, entre 1947 e 1948, com o objetivo de comparar o desempenho de pavimentos rígidos com várias espessuras. No ano seguinte o primeiro trecho experimental com pavimento flexível foi construído em Yorkshire, objetivando comparar bases de diferentes naturezas e espessuras, subjacentes a revestimentos asfálticos.

Durante a execução desses trechos, foi sugerido a realização de um grande experimento envolvendo pavimentos flexíveis e rígidos. As dificuldades econômicas que o Reino Unido atravessava à época adiaram o experimento para 1957, quando foi construído um trecho experimental de 4 km em Alconbury Hill, Huntingdonshire, na rodovia A1 entre Londres e Edinburgh.

Os objetivos desse experimento eram comparar o desempenho de diferentes tipos de base, estabelecer critérios de dimensionamento e determinar a validade do método CBR para dimensionamento de pavimentos flexíveis. Além de tratar-se de um estudo desenvolvido durante seis anos numa estrada em serviço, com todo tipo de carregamento, o fato destacável neste experimento foi a completa instrumentação dos pavimentos, com o emprego de medidores de poro-pressão, de sensores de deformação vertical, que permitiam identificar a contribuição de cada camada na deflexão total, e de células de pressão.

Os principais resultados desse experimento foram relatados por Croney e Loe (1965), salientando-se:

- a constatação de que as espessuras e as naturezas da base e do revestimento são determinantes no desempenho dos pavimentos; e
- a observação de que o método CBR não conduzia a bons resultados para os pavimentos típicos da Grã Bretanha.

Nos anos seguintes a análise experimental de pavimentos experimentaria um notável desenvolvimento.

### 2.3.3 - Conferências de Ann Arbor e expansão da análise experimental (1967-1984)

Nas duas décadas que se seguiram ao *AASHO Road Test*, numerosos experimentos em verdadeira grandeza foram desenvolvidos em diversos países, e relatados, principalmente, nas Conferências Internacionais sobre Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos, realizadas alternadamente em Ann Arbor, Michigan (Estados Unidos) e na Europa.

As pesquisas tinham como temas principais: a análise de desempenho de materiais convencionalmente utilizados na pavimentação, em especial misturas asfálticas, e a



verificação da aplicabilidade da Teoria da Elasticidade na análise de pavimentos, com instrumentação de seções experimentais.

Na 2ª Conferência Internacional, realizada em 1967:

- Gusfeldt e Dempwolff (1967), relataram os resultados de uma pesquisa sobre a medição de tensões e deformações em seções experimentais, sob carregamento controlado. Uma das observações realizadas nesse estudo foi que a tensão vertical no topo das camadas granulares é dependente da velocidade do carregamento. Os autores apresentaram o que pode ser considerado como o primeiro simulador de tráfego linear. O equipamento construído na Alemanha, consistia de um conjunto de trilhos que servia de guia e reação para o deslocamento de uma roda de 1 m de diâmetro, que aplicava cargas de 4 a 20 kN. Devido à extensão das seções experimentais, que incluíam trechos para aceleração e desaceleração de 30 m cada, além dos 10 m destinados às medições, o equipamento conseguia desenvolver velocidades da até 50 km/h, fato incomum em simuladores lineares.
- Klomp e Niesman (1967) apresentaram os resultados de um estudo laboratorial sobre instrumentação e medidas de deformações em pavimentos asfálticos, realizado na Holanda. Um pequeno simulador de tráfego, do tipo radial, aplicava cargas de 1 a 20 kN, sobre pistas circulares com diâmetro de 3 m, a velocidades de 1 a 20 km/h. Sensores resistivos (*strain gages*) foram colados às superfícies de espessas camadas asfálticas, para obter as deformações a várias profundidades do pavimento. Os valores medidos foram comparados com os calculados pela Teoria da Elasticidade, com boa concordância.

A instrumentação na análise experimental de pavimentos ganhou força graças aos notáveis estudos desenvolvidos no Reino Unido e nos Estados Unidos:

- Na Universidade de Nottingham, os trabalhos iniciados por Sparrow e Tory (1966) tiveram continuidade com os estudos de Brown e Pell (1967) e de Brown e Bush (1972), que constataram que a Teoria da Elasticidade previa bem os valores das tensões verticais e cisalhantes, mas falhava na previsão das deformações do subleito e da base granular e da deflexão superficial. O experimento apresentou duas inovações: o pavimento experimental foi construído no interior de uma fossa de concreto, e a carga aplicada hidraulicamente através de uma área circular (simulador de carga). Outro aspecto destacável das publicações originadas em Nottingham é a detalhada descrição da instrumentação, incluindo cuidados com o projeto e a calibração das células de pressão e de deformação.
- Igualmente, no desenvolvimento de sensores para a instrumentação de pavimentos, foram de grande relevância os trabalhos desenvolvidos no RRL por



Potter, Mayhew e Mayo (1969) e Lister e Mayo (1970), nos quais foram utilizados transdutores para medição de deslocamentos transientes, medidores de deformação de camadas cimentadas e células de deformação para solo e camadas granulares. Estes sensores foram empregados na avaliação de diversos pavimentos, construídos em uma rodovia em serviço.

Na 3ª Conferência Internacional sobre Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos, realizada em Londres, os relatos envolvendo a análise experimental de pavimentos se multiplicaram:

- Usando o pequeno simulador radial holandês, Hofstra e Valhkering (1972), analisaram a influência da temperatura no módulo de Young de camadas asfálticas e concluíram que a Teoria da Elasticidade pode ser empregada para descrever o comportamento de pavimentos flexíveis, sujeitos a temperaturas entre 20°C e 60°C .
- Dempwolff e Sommer (1972) relataram o prosseguimento das pesquisas na Alemanha, descrevendo algumas alterações introduzidas no simulador linear: a possibilidade de empregar um sistema de rodagem duplo e a distribuição transversal do tráfego, evitando a canalização.
- As deformações causadas em revestimentos asfálticos por cargas de diferentes magnitudes, também foram objeto de estudo na Universidade de Canterbury, em Christchurch, Nova Zelândia. Paterson (1972) usou uma pista de ensaios em forma octogonal , na qual o tráfego era aplicado através de dois conjuntos de rodas duplas, fixos em cada extremidade de um braço que atravessava diametralmente a pista de diâmetro de 20 m e largura de 1,30 m. Entre as camadas asfálticas, construídas sobre placas de concreto, foram instalados aquecedores, para estudar as respostas estruturais das misturas betuminosas a diferentes temperaturas. Observou-se que as deformações verticais aumentam sensivelmente com a temperatura, enquanto que as horizontais o fazem de forma menos acentuada. Paterson (1972) alertou para o fato de que a velocidade de aplicação da carga pelo simulador, limitada a 19 km/h, representava uma situação mais severa do que a ocorrente em pavimentos trafegados normalmente por veículos mais rápidos.
- Kingham e Kallas (1972) usaram uma pista circular de ensaio na *Washington State University* e um simulador de tráfego do tipo radial com três conjuntos de rodas duplas para avaliar o desempenho relativo de três tipos de bases de pavimentos (concreto betuminoso, areia-asfalto e pedra britada). Os autores constataram que os ensaios de fadiga realizados em laboratório previam o desempenho “in situ” de pavimentos.

- Um novo simulador linear construído nas dependências do RRL, no Reino Unido, foi apresentado por Thrower, Lister e Potter (1972). Os autores relataram os resultados de um experimento destinado a comparar as respostas estruturais medidas em diversos pavimentos com valores calculados a partir da Teoria elástica para um sistema de múltiplas camadas. Concluíram que a mesma pode ser aplicada com sucesso, desde que as temperaturas não sejam muito elevadas.
- Talvez a grande novidade apresentada nessa conferência tenha sido o HVS (*Heavy Vehicle Simulator*), construído pelo *National Institute for Road Research* da República Sul Africana. O equipamento, descrito por van Vuuren (1972), pode ser considerado como sendo um caminhão muito grande (com peso de 570 kN) com uma estrutura sobre a qual está incorporado o dispositivo de carga. A estrutura é percorrida, ao longo de seu comprimento de 6 m, por rodas simples ou duplas, que aplicam cargas de até 100 kN, a uma velocidade média de 10 km/h. A máquina pode ser operada sob temperatura controlada em trechos experimentais ou, alternativamente, em rodovias em serviço, solicitando os pavimentos em uma faixa de 1 m de largura.

Na segunda metade dos anos 70 e na primeira metade da década seguinte, a análise experimental de pavimentos continuaria ganhando importância com a realização de pesquisas em pistas experimentais com emprego de simuladores de tráfego ou de caminhões carregados.

- Christison, Anderson e Shields (1978) apresentaram resultados de estudos desenvolvidos pelo Departamento de Transportes da Província de Alberta, no Canadá. Dois pavimentos, constituídos exclusivamente por camadas asfálticas, foram construídos num trecho de uma rodovia secundária, com a finalidade de fornecer medições detalhadas de respostas estruturais, que permitissem avaliar o efeito da configuração de cargas e da carga por eixo.
- Na Dinamarca, foi construído um simulador de tráfego linear, descrito por Ullidtz (1977), com o objetivo de estudar as respostas de pavimentos a cargas móveis de diferentes magnitudes e velocidades, sob várias condições climáticas; e compará-las com as previstas por diferentes modelos matemáticos.
- A antiga fossa de ensaios e o simulador de cargas da Universidade de Nottingham, no Reino Unido, foram substituídos por um simulador linear de dimensões reduzidas, apresentado por Brown e Brodrick (1981).
- Em Zurique, Suíça, Scazziga (1982), usou um simulador de tráfego radial para reavaliar os procedimentos de dimensionamento de pavimentos flexíveis.,



concluindo que a versão 1972 do AASHTO *Interim Guide Method* conduzia a um projeto conservador.

- Em 1982, a 5ª Conferência Internacional sobre Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos, foi realizada na Universidade de Delft, Holanda. Uma sessão desse evento foi consagrada à questão da verificação experimental de modelos teóricos de dimensionamento.
- Em 1983 entra em operação um simulador de tráfego linear, na *École Polytechnique Fédérale de Lausanne*, Suíça. Figois, Dumont e Hefti (1983) relataram o primeiro ensaio realizado em um revestimento asfáltico, submetido a condições climáticas severas. O simulador de Lausanne é constituído por um eixo simples completo com rodas duplas, que trafega em movimento de vaivém no interior de um pavilhão, onde é possível variar o nível do lençol freático e a temperatura ambiente (de -20 °C a +20 °C).
- Em fevereiro de 1984 o parque de instalações para ensaios em verdadeira grandeza se enriquece com o início de operação do Centro de Nantes do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) da França. A instalação inicialmente compreendia duas pistas circulares (posteriormente foi construída uma terceira), com diâmetro externo de 41 m e 6 m de largura. Um simulador radial com quatro braços, com semi-eixos carregados, fornece as solicitações de tráfego. Os primeiros resultados de experimentos desenvolvidos no “*manège de fatigue*” foram apresentados em 1987, na 6ª Conferência de Ann Arbor, e reproduzidos em relato de Autret, de Boissoudy e Gramsammer (1988).

A literatura científica [OCDE (1985)], dá conta que, além das instalações mencionadas operavam em 1984, simuladores de tráfego radiais:

- no *Department of Highways and Transportation Research Branch*, em Regina, província de Saskatchewan, Canadá;
- no *Institut für Strassenbau und Eisenbahwesen*, da *Universität Karlsruhe*, na Alemanha;
- no *Instituto de Ingeniería*, da *Universidad Autónoma de México*;
- no *Institute Badawczy Drag i Mostow*, em Varsóvia, Polônia;
- no YUIS, Instituto de Construção, em Bratislava, antiga Tchecoslováquia.

Também registrava a existência de simuladores radiais em Leningrado e Kiev (antiga União Soviética), em Bucareste (Romênia), bem como a construção do simulador de tráfego radial do IPR/DNER no Rio de Janeiro.



Em menos de duas décadas, a análise experimental ganhara espaço como instrumental da engenharia de pavimentos, com a realização de experimentos em condições controladas em mais de uma dezena de países em quatro continentes. Os elevados custos dos experimentos em verdadeira grandeza e o fato de muitos deles terem objetivos comuns, conduziram à era da cooperação internacional.

#### 2.3.4 - Os grandes experimentos realizados pela OCDE na Europa (1984 - 1989)

Desde o fim dos anos 60 a Organização de Cooperação e de Desenvolvimento Econômico (OCDE) percebeu a necessidade de coordenação das pesquisas sobre pavimentos, o que conduziu à publicação, em 1972, de um relato sobre métodos acelerados de previsão de vida de pavimentos.

Em 1982, após a realização do Colóquio Internacional sobre Ensaio em Verdadeira Grandeza de Pavimentos em Zurique, a OCDE confia a um grupo de especialistas a tarefa de procurar o crescimento da cooperação em pesquisas dessa natureza. Em dezembro desse ano, outro grupo de pesquisadores da OCDE publica um relatório sobre o efeito do veículos pesados, assinalando que vários países tinham ou tencionavam construir instalações para ensaios em verdadeira grandeza para avaliar o impacto das diversas configurações de cargas sobre os pavimentos. O relatório concluía afirmando que a cooperação internacional no contexto de um projeto global bem planejado e executado era não somente desejável, mas acima de tudo necessária.

Como decorrência, um primeiro projeto de cooperação científica internacional foi organizado em abril de 1984 na pista de ensaios em Nardo, no sul da Itália, com a participação de 10 países. Quase 200 sensores foram instalados na mesma seção de 40 m de pavimento asfáltico, com cada uma das equipes participantes usando seus próprios sensores e técnicas de instalação. Ensaio com o emprego do *Falling Weight Deflectometer* (FWD) permitiram a dedução dos módulos elásticos das camadas e, a partir deles, das deformações. As deformações assim calculadas foram comparadas com valores medidos através de sensores, observando-se uma notável concordância.

No ensaio de Nardo verificou-se que muitos sensores utilizados por diferentes centros de pesquisas são semelhantes, o que possibilita a comparação entre resultados obtidos em várias instalações de ensaios em verdadeira grandeza [OCDE (1985)].

A partir dos resultados obtidos em Nardo, o grupo de pesquisadores da OCDE decidiu realizar um grande experimento nas instalações do Centro de Nantes do LCPC, envolvendo quatorze países e um orçamento de US\$ 700.000.

Os objetivos do denominado Projeto FORCE (*First OCDE Research Common Experiment*) eram:

- estudar os efeitos do aumento da carga de eixo padrão de 100 kN para 115 kN (nova carga limite por eixo proposta para Europa) na degradação dos pavimentos;
- verificar a validade dos métodos de dimensionamento e manutenção utilizados nos diferentes países participantes;
- dar continuidade à normalização e harmonização de equipamentos de ensaio, métodos de medição, tratamento de dados, procedimentos de análise e interpretação de resultados; e
- utilizar a cooperação internacional na geração de idéias novas e identificar os domínios nos quais trabalhos complementares eram necessários [OCDE (1991)].

Os três pavimentos experimentais, cada um compreendendo um setor de 120° de uma pista circular, foram construídos e instrumentados entre outubro e novembro de 1988. A solicitação das seções se estendeu de abril a novembro do ano seguinte, totalizando 4.555.000 carregamentos, correspondentes a 1.139.000 rotações do simulador.

Os valores de tensões, deformações e deslocamentos obtidos na pista de Nantes foram cruzados com resultados de ensaios semelhantes realizados em Madri (Espanha), Zurique (Suíça), Virttaa (Finlândia) e Delft (Holanda). Complementarmente, foram realizados ensaios de laboratório.

Os resultados de Projeto FORCE comprovaram que a agressividade relativa das cargas de eixo segue uma lei exponencial, e que o valor do expoente depende do critério utilizado para comparação e do nível de degradação do pavimento. A “lei da quarta potência”, originada do *AASHO Road Test*, constitui apenas uma descrição geral e aproximada.

O sucesso do Projeto FORCE evidenciou a importância da cooperação internacional na condução de experiências de grande envergadura, representando um marco na participação internacional em pesquisas rodoviárias.

### 2.3.5 - As novidades do último decênio (1987 - 1996)

Nos últimos dez anos, a análise experimental de pavimentos consolidou sua posição de destaque na pesquisa rodoviária. Simuladores de tráfego e pistas experimentais são empregados na seleção de estratégias de recuperação, no aperfeiçoamento de métodos de dimensionamento e reforço, na avaliação de novos materiais e técnicas construtivas e no estudo dos efeitos das configurações de eixos no desempenho e resposta estrutural de pavimentos.

- Em 1987 foi construído o Simulador de Tráfego do *Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas* (CEDEX), localizado em Madri, Espanha. O



equipamento apresenta duas características notáveis. Trafega, aplicando cargas, sobre uma pista oval (trechos retilíneos e circulares), de comprimento total de 304 m. Sua operação e a aquisição de dados da instrumentação são completamente automatizadas, ocorrendo de forma contínua durante as 24 horas do dia.

- Huhtala, Fihlajamaki e & Pienimaki (1989) estudaram o efeito de pneus e das pressões dos pneus em pavimentos rodoviários, fazendo medições de tensões e deformações na pista experimental de Virttaa, Finlândia. Trata-se de um trecho rodoviário com 3 km de comprimento e 40 m de largura que é usado eventualmente como pista de pouso pela Força Aérea Finlandesa. Essa pista tem sido usada no desenvolvimento de projetos de pavimentação e na medição de respostas estruturais, desde 1983.

Já transcorreu mais de uma década desde a inauguração da pista experimental do IPR/DNER no Brasil. Essa pista tem o formato de um anel com 80 m de perímetro em seu eixo central e largura de 4 m. O trem-de-prova para carregamento é constituído por uma treliça metálica, dotada de uma armadura central em forma hexagonal, com 2,40 m de lado, à qual estão fixados 3 braços, com 10,29 m cada. Na extremidade de cada braço há um conjunto de rodas duplas que podem deslocar-se lateralmente.

O acompanhamento da evolução da condição funcional do pavimento é feita através de levantamento de irregularidades (nivelamento com nível e mira). Para a determinação dos módulos elásticos das camadas do pavimento, bem como suas evoluções ao longo do tempo, usa-se o *Falling Weight Deflectometer*. A avaliação da evolução do comportamento estrutural é feita mediante levantamento defletométrico com a viga Benkelman.

Entre os trabalhos originados na pista experimental do IPR, salienta-se o apresentado por Grossi, Balthazar e Rego (1991), sobre concreto rolado.

### 2.3.6 - As expectativas para o futuro

No despertar de um novo milênio, a seção *Manège de Fatigue* do Centro de Nantes do LCPC consolida sua posição hegemônica na Europa. Estudos, como os relatados por Kobisch et al. (1997), são realizados em colaboração com outros órgãos públicos e com a iniciativa privada. A cooperação internacional é fortemente estimulada.

As três pistas circulares se revelam insuficientes para acompanhar o ritmo do tráfego imposto pelo maior e mais potente simulador de tráfego radial, tornando-se iminente a construção de um quarto anel.

Nos Estados Unidos e no Canadá vem sendo desenvolvido um programa de análise de desempenho de pavimentos a longo prazo (LTTP), dentro do *Strategic Highways Research*



*Program* (SHRP), conduzido pela *Federal Highway Administration* (FHWA). O projeto, com duração prevista de 20 anos, destina-se a acompanhar o desempenho dos pavimentos de 2.200 seções experimentais, localizadas em estradas em serviço, construídos sobre diferentes tipos de subleito, submetidos a condições variadas de carga, clima, e programas de conservação. Participam do programa vários estados da federação [Mitchell (1996)]

O *Minnesota Road Research Program* (*Mn/Road*), por exemplo, teve início em 1994. Um orçamento de US\$ 19,5 milhões permite que se estudem os efeitos de baixas temperaturas e do tráfego comercial intenso em materiais empregados na pavimentação. A instalação inclui uma rodovia com duas pistas de aproximadamente 5 km de extensão, para pesquisas com elevado volume de tráfego, e outra, também com duas pistas, de 4 km, em *loop*, para tráfego leve. As rodovias totalizam 40 trechos de pavimentos, com 150 m cada um. Várias espessuras e composições foram usadas no dimensionamento das seções de ensaio, de modo a obter diversas vidas de serviço (de 5 a 10 anos naquelas com tráfego pesado e 3 anos nas de tráfego leve). Uma completa descrição das instalações e de sua construção é fornecida por Succio (1992).

Um aspecto notável no *Mn/Road* é a enorme rede de sensores localizados dentro de cada camada estrutural dos pavimentos. A rede de aquisição de dados é composta de aproximadamente 4.500 sensores ligados, por meio de 9 km de cabos elétricos, a 26 cabines de controle. Em cada cabine há dois equipamentos tipo *data-logger*, um para dados estáticos e outro para informações dinâmicas. O sistema é dirigido por cinco computadores de médio porte e 1 de grande porte, ligados às cabines por 16 km de fibras óticas.

Junto com o *Mn/DOT* trabalham no projeto os Departamentos de Engenharia Civil e de Engenharia de Minas da *Minnesota State University*, a FHWA, o *US Corps of Engineers* e outras instituições de pesquisa rodoviária. O *Mn/DOT* também desenvolve parceria com os países nórdicos e com o Canadá.

A expectativa é de que o *Mn/Road* seja utilizado em pesquisas nos próximos 20 a 50 anos. Em termos financeiros, o custo inicial amortizado anualmente, é considerado baixo comparado com o investimento bianual (US\$ 1 bilhão) do Estado de Minnesota em ruas e rodovias. Estimativas conservadoras sugerem que economias, em projeto e conservação, da ordem de 2 a 5% possam ser obtidas com este investimento.

O Estado de Ohio também implementa, desde 1994, um projeto de estudo de pavimentos a longo prazo, em parceria com a FHWA. O projeto, localizado a 65 km ao norte de Columbus, ao longo da rodovia 23, se destina a fornecer informações básicas sobre os efeitos das medidas de conservação e recuperação de pavimentos, bem como a medir as respostas estruturais sob carregamento dinâmico.

Outras quatro instalações desenvolvem estudos nos Estados Unidos, empregando simuladores de tráfego lineares, como descrito a seguir.

Nas instalações do FHWA, no *Turner-Fairbank Highway Research Center*, em McLean, Virginia, dois simuladores retilíneos denominados de ALF (*Accelerated Loading Facility*) são usados na solicitação de doze pistas experimentais em verdadeira grandeza. As pesquisas têm-se centrado em temas como os efeitos das pressões elevadas de pneus extralargos no desempenho de pavimentos com revestimentos asfálticos, analisados por Bonaquist, Surdhal e Mogawer (1989). A instalação também fornece elementos para a validação das especificações para misturas asfálticas.

Instalações complementares estão localizadas nos Estados de Indiana, Louisiana e California. Os resultados de um estudo completo sobre misturas asfálticas com agregados, realizado no Centro de ensaios de Indiana, localizado em West Lafayette, foram recentemente apresentados por Coree e Button (1997).

A instalação de pesquisa Louisiana, localizada em Baton Rouge, focaliza sua pesquisa no aperfeiçoamento do dimensionamento de bases para pavimentos.

Na California, o Departamento de Transportes (*Caltrans*) vem desenvolvendo um programa de ensaios acelerados de pavimentos em parceria com a Universidade da Califórnia em Berkeley, a empresa Dynatest Consulting Inc. e o *Council for Scientific and Industrial Research* (CSIR) da República Sul Africana. Dois simuladores de tráfego tipo HVS são usados, com os objetivos de comparar os desempenhos de pavimentos com e sem drenagem, analisar as variáveis decorrentes da construção noturna de pavimentos, e estudar camadas de reforço, com materiais asfálticos que incluem borracha pulverizada.

Nos próximos anos novas instalações entrarão em operação nos Estados Unidos.

O *US Army Corps of Engineers*, está instalando um equipamento para ensaios acelerados de pavimentos em Hanover, New Hampshire, onde se estudarão os efeitos combinados de carga e clima, no interior de um pavilhão com temperatura controlada.

No campus da *Kansas State University*, em Manhattan, recentemente foi instalado um simulador de tráfego, no contexto de um convênio de cooperação entre o meio acadêmico, a indústria local e os órgãos estaduais.

Finalmente, a *Federal Aviation Administration* (FAA) está desenvolvendo sua instalação no *Technical Center* em Atlantic City, New Jersey, que será empregada no estudo dos efeitos das solicitações de carga transmitidas pelas aeronaves, nos materiais e estruturas de pavimentos.



De 12 a 16 de janeiro de 1997 realizou-se em Washington, D.C., Estados Unidos, a 76ª Reunião Anual do *Transportation Research Board* (TRB). No evento foram apresentados os resultados de diversos experimentos em verdadeira grandeza, recentemente desenvolvidos e em desenvolvimento. Destacam-se:

- Uma avaliação das propriedades de resistência às deformações plásticas de misturas asfálticas, desenvolvida na Austrália por Oliver et al. (1997), com emprego de um simulador tipo ALF.
- Um estudo sobre degradações em pavimentos utilizando o LINTRACK, simulador linear da Universidade de Delft, na Holanda, apresentado por Miradi, Groenendijk e Dohmen (1997).
- Os primeiros resultados obtidos com o *Texas Mobile Load Simulator* (TxMLS), simulador linear construído em Austin, Texas, apresentados por Chen, Fults e Murphy (1997).

Em 1996 foi criada a Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, localizada no Campus do Vale da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), em Porto Alegre, RS.

A instalação, mostrada na Figura 2.1, é fruto de um Protocolo de Colaboração Consensual Técnico-Científica celebrado entre a Escola de Engenharia da UFRGS e o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Estado do Rio Grande do Sul (DAER/RS), ao qual aderiram posteriormente a empresa Ipiranga Asfaltos S. A e a Associação Riograndense de Empreiteiras de Obras Públicas (AREOP). O Protocolo tem como objetivo básico estudar materiais alternativos para pavimentação, que aliem a economia à qualidade técnica.

A Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos compreende doze pistas experimentais, um simulador de tráfego linear e um prédio de controle de operações. Detalhes da construção dos pavimentos experimentais e da primeira pesquisa desenvolvida nessa instalação são apresentados nos capítulos seguintes desta tese.



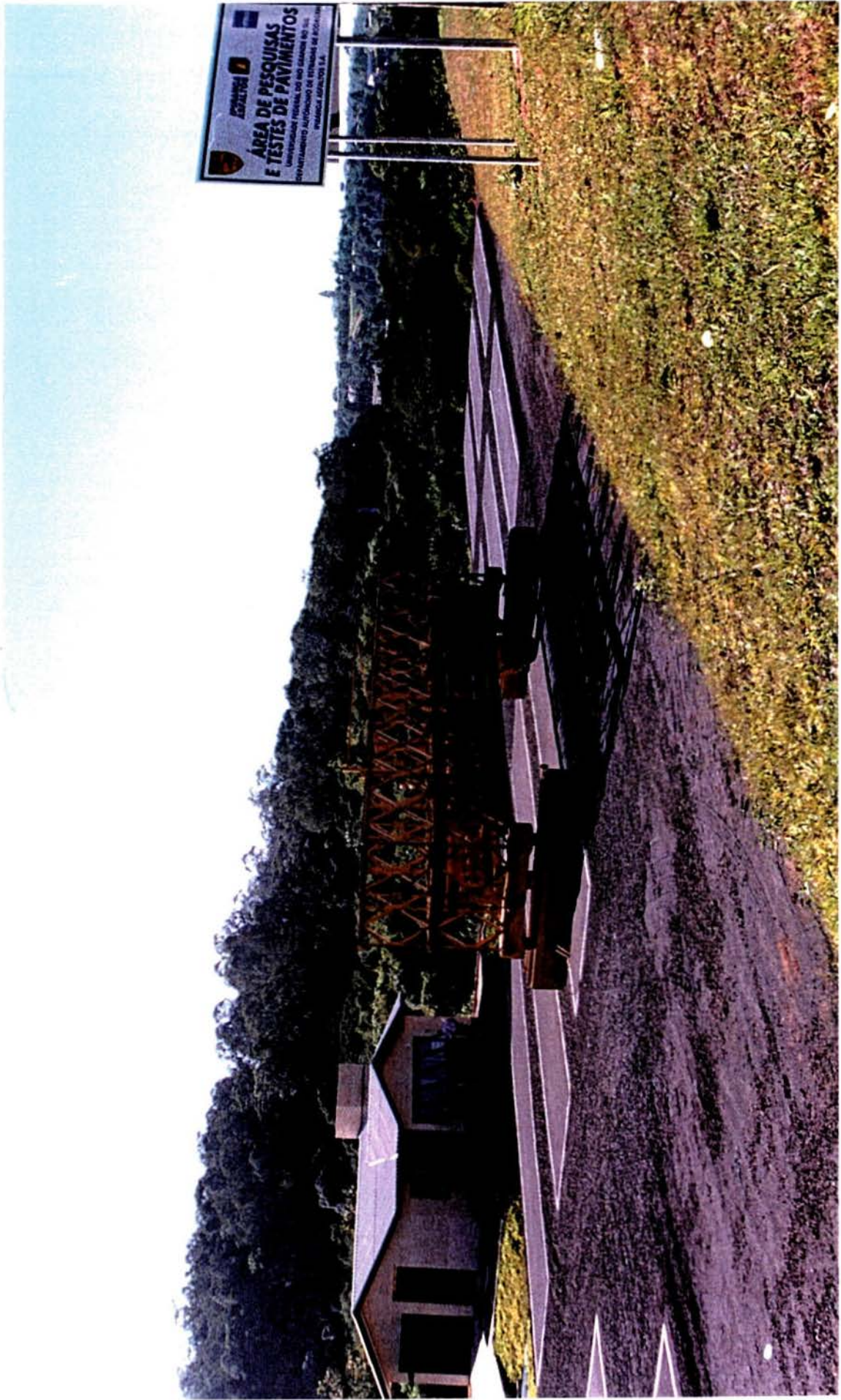


FIGURA 2.1 - Vista da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos construída em Porto Alegre, RS



### 3 - O BASALTO ALTERADO: ASPECTOS RELEVANTES À PAVIMENTAÇÃO

Na parte inicial deste capítulo faz-se uma breve referência à experiência africana no emprego de basalto alterado na pavimentação de rodovias com baixo volume de tráfego. Nesse continente o material geralmente é empregado como revestimento primário, e em menor escala como camada granular de pavimentos flexíveis. Entretanto, o objetivo principal do capítulo é salientar aspectos mais relevantes da dissertação de Arnold (1993) e de contribuições de Azambuja (1996) e de Lima (1997), nas quais foram analisadas de forma detalhada as características do basalto alterado de interesse à pavimentação, enfatizando-se os processos de alteração e a durabilidade desses materiais.

#### 3.1 - AS EXPERIÊNCIAS NA AFRICA

Na Etiópia, dois trechos experimentais foram construídos com o objetivo de analisar a possibilidade de usar basalto alterado como revestimento primário de estradas de baixo volume de tráfego. Os resultados dessa pesquisa, desenvolvida em conjunto pela *Ethiopian Transport Construction Authority* e o *Transport and Road Research Laboratory* (TRRL) do Reino Unido, foram relatados por Beaven, Robinson e Aklilu (1987).

Foram estudados basaltos alterados de várias procedências, submetidos a níveis de tráfego que variavam entre 30 e 175 veículos por dia. As seções experimentais foram construídas ao longo de estradas com diferentes características geométricas, de maneira a estudar seu comportamento mecânico sob condições variadas de traçado.

O desempenho dos materiais foi analisado em termos de resistência à deformação, taxa de perda de agregado e degradação da qualidade do rolamento. Esses fatores foram relacionados com as características físicas dos basaltos, incluindo possíveis alterações devidas ao tempo e às cargas do tráfego.

Os resultados experimentais conduziram à proposta do uso de basalto alterado e mostraram que a britagem desse material é justificável economicamente quando utilizado em rodovias com tráfego superior a 50 veículos por dia.

Também no Kenya, o TRRL estudou o desempenho de pedregulhos de origem vulcânica em estradas não pavimentadas. Os principais detalhes dessa pesquisa foram apresentados por Hodges, Rolt e Jones (1984).

### 3.2 - OS DERRAMES BASÁLTICOS DA BACIA DO PARANÁ

O vulcanismo do tipo fissural que cobre o sul do Brasil, bem como partes do Paraguai, Argentina e Uruguai, ocupa uma área de 1.200.000 km<sup>2</sup> e data de 120 a 130 milhões de anos atrás. Arnold (1993) relata que um número crescente de autores considera que os derrames da Bacia do Paraná são uma continuidade dos que ocorreram na África.

Os derrames de lava basáltica apresentam espessura de até 1.000 m na escarpa da Serra Geral, tornando-se menos espessos tanto para o norte, para o sul e para o oeste, onde chegam a valores ligeiramente superiores a 100 m.

Os maciços basálticos, mostrados na Figura 3.1, cobrem cerca de 40% da superfície do Rio Grande do Sul, sendo constituídos pela superposição de vários derrames de espessuras entre 20 e 60 m. Parte dessa extensão está coberta por depósitos de composição ácida (teores de sílica superiores a 66%), característicos do final do ciclo de manifestação vulcânica.

Nas regiões próximas aos derrames basálticos encontram-se porções do pacote intensamente fraturadas, com espaçamento de fraturas variando de menos de 100 mm a mais de 800 mm, com predominância de processos de desintegração sobre os de decomposição. Como consequência, encontra-se fragmentos poligonais de angulares a subangulares, com faces conchoidais a planas, de dimensões variadas, que geralmente se distribuem em uma ampla faixa granulométrica.

Tais ocorrências recebem o nome de basaltos alterados ou decompostos (BD) e no RS, tem sido empregadas, até recentemente, apenas como revestimento primário. A exploração geralmente é feita em frentes que variam de 2 a 10 m de altura, possibilitando a extração na forma de bancada. Não devem, entretanto, ser confundidos com os níveis vesiculados (rocha com vesículas e/ou amígdalas) do derrame.

Os basaltos alterados ocorrem, geralmente, associados à topografia variando de ondulada a acidentada. A porção superficial da ocorrência normalmente está em contato íntimo com uma incipiente camada de solo de alteração.

A alteração se manifesta de maneira generalizada e, às vezes, em bolsões localizados, sendo comum a presença de esfoliação esferoidal. É característica a ocorrência de uma matriz argilosa preenchendo juntas e envolvendo os fragmentos. Entretanto, numa ocorrência podem ser encontradas significativas porções onde as juntas se mantêm praticamente isentas de material argiloso.



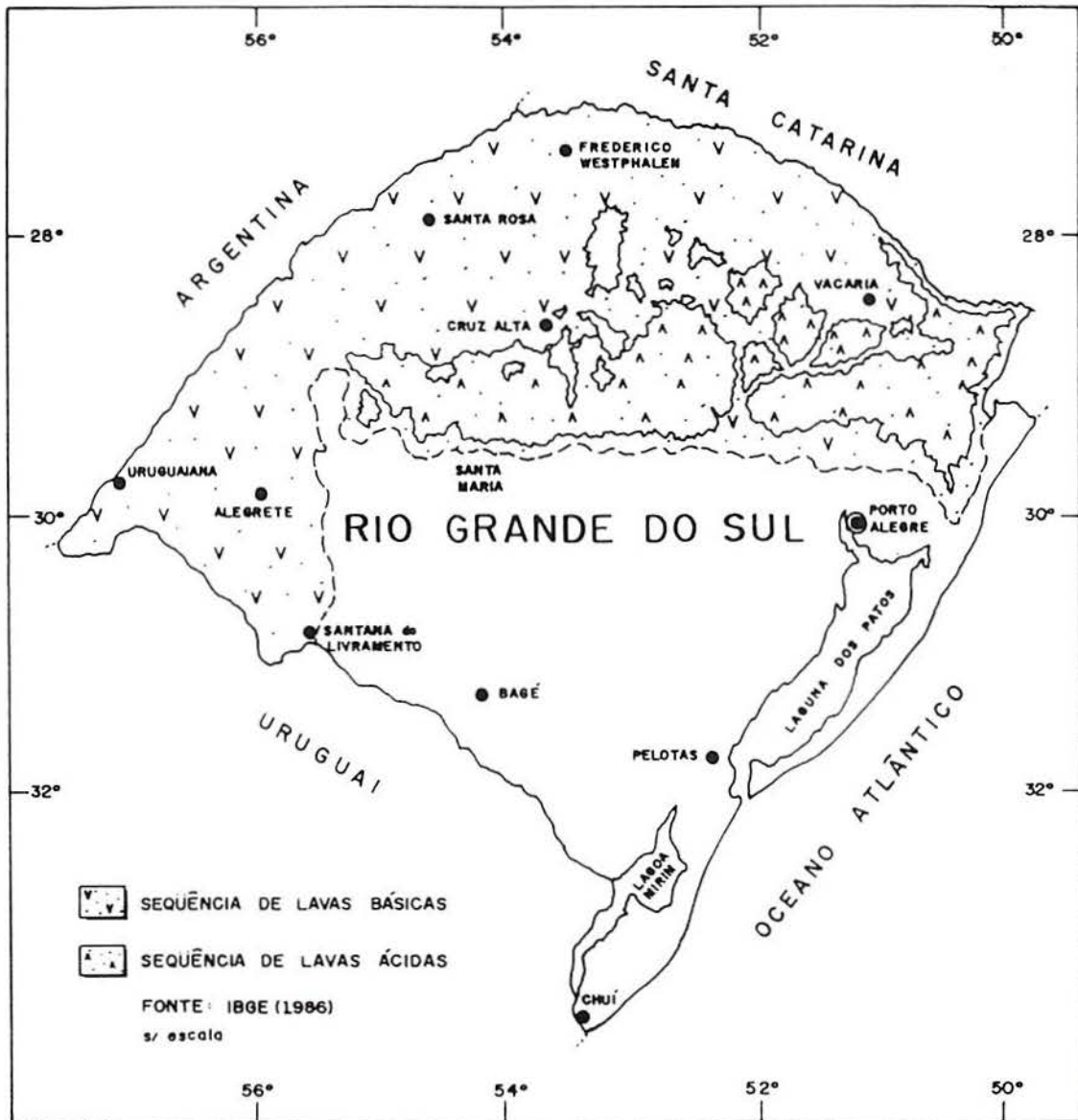


FIGURA 3.1 - Ocorrência de derrames de lavas no Rio Grande do Sul [Arnold (1993)]

### 3.3 - A ALTERAÇÃO DOS BASALTOS

O termo alteração designa as modificações físicas, químicas, geomecânicas e dimensionais sofridas pelas rochas. Essas transformações dependem de fatores intrínsecos e extrínsecos.

- Os fatores intrínsecos estão relacionados à natureza das rochas. A composição mineralógica e a presença, ou não, de vidros definem as características químicas e o estado microfissural, ou seja, quantidade e dimensão das fissuras, que em conjunto com a porosidade, determinam a permeabilidade.
- Os fatores extrínsecos estão relacionados ao meio ambiente (clima e fatores do meio onde se encontra a rocha).

A maior ou menor alterabilidade das rochas depende da estabilidade química dos minerais constituintes. As rochas basálticas, em geral, se alteram mais rapidamente do que, por exemplo, os granitos, principalmente em condições úmidas. A maior alterabilidade dos basaltos decorre do fato que seus minerais essenciais (plagioclásios e piroxênios, que constituem de 70 a 90% do volume total dos basaltos) serem menos estáveis quimicamente do que os constituintes essenciais do granito (quartzo e feldspatos), nas mesmas condições ambientais.

A fissuração, ao facilitar a penetração da água na rocha, influencia a alteração. Além disso, uma grande densidade de fissuração origina elevada superfície específica interna. Como os mecanismos do intemperismo químico estão associados ao contato da água com a rocha, quanto maior a superfície específica em contato com a água, tanto maior alteração.

Outra consequência da fissuração é que dependendo da permeabilidade por ela gerada, a água pode atingir os argilo-minerais expansivos contidos nos poros ou nas fissuras, ocasionando a desagregação da rocha, decorrente das tensões de tração originadas pela expansão dos argilo-minerais.

### 3.4 - INTEMPERISMO NOS BASALTOS ALTERADOS

Os basaltos alterados sofrem alterações hidrotermal e meteórica, conforme sucintamente relatado a seguir.

A alteração hidrotermal compreende modificações químicas e mineralógicas, ocasionadas pela ação de voláteis remanescentes da cristalização dos minerais, na fase final de consolidação do magma e do aquecimento das águas superficiais do meio ambiente. A alteração hidrotermal é predominantemente química e subordinadamente física [Lima (1997)].



- No aspecto físico, a pressão exercida por voláteis aquecidos desencadeia processos de fraturamento e microfraturamento.
- Nos aspectos químicos, a decomposição dos minerais mais instáveis das rochas pela ação dos íons das soluções gasosas formam argilas e/ou liberam óxidos.

A alteração meteórica compreende a ação dos agentes atmosféricos e biológicos, e igualmente pode ser física ou química.

- As diversas manifestações do intemperismo físico (variação térmica diária, alívio de pressões devido a grandes erosões ou degelo de espessas calotas de gelo, hidratação dos minerais das rochas, congelamento e degelo das águas intersticiais, etc.) fraturam as rochas e/ou desagregam seus minerais.
- No intemperismo químico, a decomposição dos minerais mais instáveis pelos íons das águas de infiltração formam argilas e/ou liberam óxidos.

Os argilo-minerais presentes nos basaltos alterados têm origem na alteração hidrotermal, ocorrida a mais de 80 milhões de anos atrás, e na meteorização que ocorreu e continua ocorrendo na superfície da crosta terrestre ou próximo dela.

O basaltos são possuem argilo-minerais de origem hidrotermal, ao passo que os alterados os possuem de origem hidrotermal e meteórica.

O intemperismo físico depende da intensidade das variações climáticas e pode levar de dias a milhares de anos para processar-se. Já o intemperismo químico demanda períodos de milhares a milhões de anos para formar argilas.

Lima (1997) salienta que, portanto, as transformações de natureza química que podem ocorrer durante o tempo de vida de uma estrada não são significativas.

### 3.5 - CONSTITUIÇÃO DOS BASALTOS ALTERADOS

Os basaltos alterados são constituídos basicamente por:

- um esqueleto pétreo, constituído por minerais são (plagioclásios) e minerais parcialmente decompostos (plagioclásios e piroxênios) entrelaçados; e
- nódulos de argilo-minerais provenientes da decomposição dos minerais mais instáveis, em geral, piroxênios, além de oxidados de ferro.

O comportamento de rocha dos basaltos alterados é resultante da resistência do seu esqueleto pétreo.

De acordo com Arnold (1993), pode-se estimar que a composição mineralógica não é a principal responsável pelo comportamento da rocha durante a vida útil do pavimento. A importância reside, exatamente, no estado de alteração em que se encontram os minerais constituintes e na natureza e o teor de minerais secundários, uma vez que são estes que determinam a velocidade de alteração da rocha.

Dentre os minerais secundários dos basaltos alterados, os argilo-minerais são os que mais contribuem para a alteração. É possível identificar a presença de argilo-minerais expansivos e não-expansivos.

- Os argilo-minerais não expansivos são representados pelas caolinitas e pelas micas hidratadas submicroscópicas.
- Os argilo-minerais expansivos pertencem à família das esmectitas.

Lima (1997) assinala que a expansão das esmectitas ocorre devido à incorporação de íons cálcio ou sódio no sistema. Quando o íon cálcio é incorporado, ocorre expansão de aproximadamente 200%, quando o íon sódio o é, a expansão alcança de 400 a 700%. Entretanto, a incorporação de íons nas esmectitas não ocorrem durante a vida útil dos pavimentos.

### 3.6 - MECANISMO DE DEGRADAÇÃO DOS BASALTOS

Nas regiões periglaciais dos hemisférios Norte e Sul, a água que preenche as fendas das rochas ao se congelar exerce pressões nas paredes das fendas da ordem de 260 MPa [Azambuja (1996)]. As águas intersticiais nos basaltos alterados, submetidas a ciclos de congelamento e degelo exercem nas paredes dos poros e das fissuras pressões muito superiores à resistência à compressão dos basaltos alterados, provocando a sua degradação, às vezes até em um único ciclo.

Nas regiões tropicais e subtropicais, nos períodos de seca, há redução de umidade, que ocasiona a contração dos argilo-minerais presentes nos basaltos alterados. Nos períodos de chuvas, o aumento de umidade ocasiona a expansão dos argilo-minerais. As esmectitas podem exercer nas paredes de uma fenda pressões de até 50 MPa [Azambuja (1996)].

Assim, para que ocorra a degradação dos basaltos alterados é necessário que os argilo-minerais presentes sejam expansivos e que o esqueleto pétreo não seja capaz de resistir às pressões de expansão que os mesmos exercem, decorrente de ciclos de sol e chuva (secagem e umedecimento).



### 3.7 - ENSAIOS DE DURABILIDADE DE ROCHAS

Diversos procedimentos têm sido propostos para avaliar a alterabilidade de materiais pétreos diante dos processos de intemperismo. Praticamente todos se baseiam no confronto das características físicas e mineralógicas dos agregados, frente a especificações fixadas segundo vários critérios. Foram desenvolvidos em países do Hemisfério Norte, de clima frio, onde os materiais que ficam expostos às intempéries sofrem esforços internos gerados pelo congelamento da água intersticial.

As técnicas tradicionalmente adotadas no Brasil para avaliar a durabilidade de rochas para pavimentação são as mesmas implantadas naqueles países. Adotam-se aqui também, os parâmetros lá estabelecidos para a especificação de rochas e, em geral, sem uma criteriosa individualização para as condições climáticas e litologias geológicas locais, certamente muito diferentes das daqueles países.

Os tipos de ensaios de durabilidade normalmente usados são: os de congelamento e degelo; os de imersão em sulfatos e os de degradação pelos finos gerados por desgaste. De acordo com Arnold (1993), a maioria desses procedimentos não avalia exatamente a alterabilidade, ou seja a capacidade de alteração com o tempo, mas sim se referem ao estado de alteração; isto é, à qualidade apresentada pela rocha no momento da análise.

#### 3.7.1 - Ensaio de congelamento e degelo

O congelamento e degelo, em ciclos sucessivos, provoca a fadiga das ligações entre minerais, alargando as fissuras e permitindo a penetração de maior volume de água. A propagação das fissuras prossegue, acompanhada de redução da granulometria. Esse método de ensaio é o mais confiável para regiões periglaciais, mas não é aplicável em países de clima tropical e sub-tropical, como o Brasil.

#### 3.7.2 - O ensaio de durabilidade ao sulfato de sódio

O ensaio de durabilidade ao sulfato de sódio foi introduzido na Europa no século XIX. Consiste na imersão repetida do agregado em solução saturada de sulfato de sódio, seguida por secagem em estufa, onde ocorre a desidratação total ou parcial do sal nos poros e fissuras.

A solução penetra nos interstícios das rochas, precipitando íons que se cristalizam e exercem pressões, nas paredes dos poros e nas microfissuras. Essas pressões, de acordo com Azambuja (1996), são aproximadamente 10 vezes superiores às geradas pelo congelamento da água e cerca de 40 vezes maiores do que as pressões devidas à expansão das argilas.

Ou seja, o ensaio de durabilidade ao sulfato de sódio é muito rigoroso. Azambuja (1996) conclui que em regiões de clima tropical e subtropical, com a adoção do ensaio de durabilidade ao sulfato de sódio, certamente estarão sendo rejeitados agregados que teriam capacidade de resistir às pressões das argilas expansíveis e apresentar um bom comportamento na vida dos pavimentos.

No Rio Grande do Sul, o DAER/RS adota um procedimento baseado no “*Test Method California n° 214-D - Method of test for the soundness of aggregates by use of sodium sulfate, 1963, State of California*” e no método de ensaio DNER-89/94. A durabilidade é avaliada através da perda percentual de peso da amostra, após um número determinado de ciclos (geralmente 5), sendo recomendado que os agregados apresentem uma perda inferior a 10%.

### 3.7.3 - O ensaio de degradação do Estado de Washington

Dos ensaios de degradação pelos finos gerados por desgastes o mais conhecidos é o ensaio de degradação do Estado de Washington.

O ensaio avalia o grau de degradação da rocha britada resultante do contato com a água e com o ar. Os finos produzidos pelo processo de abrasão em presença de água são analisados por sedimentação, sendo esta a principal característica do ensaio. É um ensaio de execução bastante rápida e, de acordo com Arnold (1993), pode fornecer uma prévia qualificação do agregado.

A análise da sedimentação se fundamenta na lei de Stokes. As partículas maiores e mais densas apresentam maior velocidade de assentamento em relação às menores, sendo a altura da coluna de sedimentos diretamente proporcional ao teor de argila.

O objetivo do ensaio é determinar um Fator de Degradação em função do volume de finos (material passando na peneira 200) gerados a partir de um quilograma de agregado, com dimensões compreendidas entre 1/2” e 2 mm, contido no interior de um recipiente plástico hermético com pouca água, que é agitado energeticamente em um peneirador motorizado. O volume de finos é medido pela altura (H em mm) dos sedimentos, em uma proveta de ensaio de equivalente em areia, após 20 minutos de repouso.

O Fator de Degradação ( $D_w$ ) é calculado pela fórmula:

$$D_w = [(380 - H)/(380 + 1,75 H)] \times 100 \quad (3.1)$$

Analisando-se a equação (3.1) observa-se que o valor de  $D_w$  pode variar de 0 a 100. Partículas maiores promovem colunas de sedimentos de pequenas alturas e, portanto, um



Fator de Degradação Washington elevado, indicando um agregado de boa qualidade quanto aos finos produzidos.

De acordo com Azambuja (1996) os valores mínimos de  $D_w$ , adotados no estado de Washington são: 30, 25 e 15, para uso em revestimentos, bases e sub-bases, respectivamente. Por tratar-se de um ensaio relativamente novo no meio rodoviário do Estado, o referido autor sugere que no Rio Grande do Sul sejam adotados valores 50% superiores. Assim, se teria:

$D_w \geq 45$  para uso em revestimentos;

$D_w \geq 40$  para uso em bases; e

$D_w \geq 25$  para uso em sub-bases.

### 3.8 - MÉTODO DE QUALIFICAÇÃO DE JAZIDAS DE BASALTO ALTERADO - Arnold (1993)

#### 3.8.1- Concepção do método

Ao estudar amostras de basaltos alterados provenientes de sete jazidas exploradas no Rio Grande do Sul, Arnold (1993) constatou que o emprego do basalto alterado fica condicionado às incertezas quanto à sua durabilidade ao longo da vida projetada do pavimento.

Com o objetivo de definir critérios de aceitação do basalto alterado como constituinte de estruturas de pavimentos, analisou os resultados de ensaios de durabilidade de agregados (durabilidade ao sulfato de sódio, degradação do Estado de Washington e abrasão Los Angeles), utilizados internacionalmente, verificando que nenhum deles constitui por si só critério confiável para aceitação do basalto alterado.

Considerando que a degradação das rochas vulcânicas está diretamente relacionada com sua composição químico-mineralógica e seu estado de alteração, para Arnold (1993), a rocha pode ser vista como um esqueleto pétreo formado por minerais mais ou menos sãos, por minerais parcialmente decompostos e, ocupando os interstícios entre esses minerais, argilas resultantes da decomposição química dos minerais de mais baixa resistência ao intemperismo, que se apresentam como uma mistura de argilas com características expansivas e outras não-expansivas.

A maior ou menor degradação será função da capacidade do esqueleto pétreo em resistir às forças de expansão desta mistura de argilas. Por outro lado, a intensidade dessas forças será determinada pela proporção entre as argilas expansivas e não-expansivas, pela

capacidade de expansão das primeiras e pela facilidade que as soluções líquidas terão para entrar em contato com as argilas expansivas.

Assim, um método para avaliar rochas para pavimentação deve ser representativo da sua resistência, através de parâmetros que reflitam a resistência mecânica do esqueleto pétreo em oposição às forças internas geradas pela expansão das argilas.

Em uma camada de pavimento as partículas do agregado estão em contato através de suas arestas e vértices, portanto, a ruptura se dará pela indução de tensões de cisalhamento no interior do agregado. Também a ação de expansão das argilas expansivas, induzida por contato com soluções líquidas, gera forças internas de tração.

Arnold (1993) propôs um método para especificação de rochas vulcânicas alteradas que prevê a solicitação na forma de compressão puntiforme, visando quantificar a resistência mecânica do esqueleto pétreo. Esse ensaio de resistência solicita a amostra introduzindo um campo de tensões de tração no interior do corpo de prova, mecanismo muito semelhante ao descrito anteriormente, que passa a ser detalhado.

### 3.8.2 - O ensaio de compressão puntiforme

Os corpos de prova são extraídos de amostras representativas, com emprego de broca de coroa adiamantada de 25 mm de diâmetro, envolvendo o menor número possível de descontinuidades. Outras formas e dimensões podem ser ensaiadas, desde que se faça uma correção nos resultados

O rompimento dos corpos de prova é feito em prensa hidráulica, seguindo o prescrito pela *Commission on Testing Methods of the I.S.R.M.* (I.S.R.M., 1985), nas formas indicadas na Figura 3.2 .

As amostras são submetidas às condições secas ao ar e imersas em água, a pressão normal, por sete dias.

O índice de resistência à compressão puntiforme  $I_s(50)$ , que quantifica a resistência do esqueleto pétreo, é obtido para dois conjuntos de corpos de prova de pequenas dimensões, um submetido à imersão e o outro seco ao ar. A queda de resistência, expressa pela razão entre o  $I_s(50)$  imerso e o  $I_s(50)$  seco ao ar, deve representar a susceptibilidade do esqueleto pétreo, frente à ação expansiva provocada pela imersão



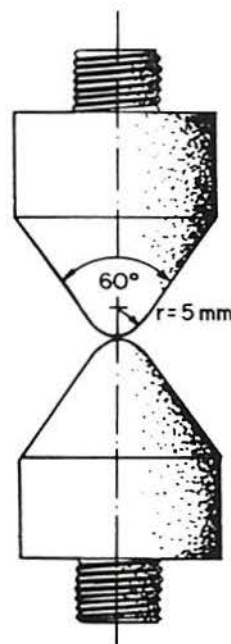
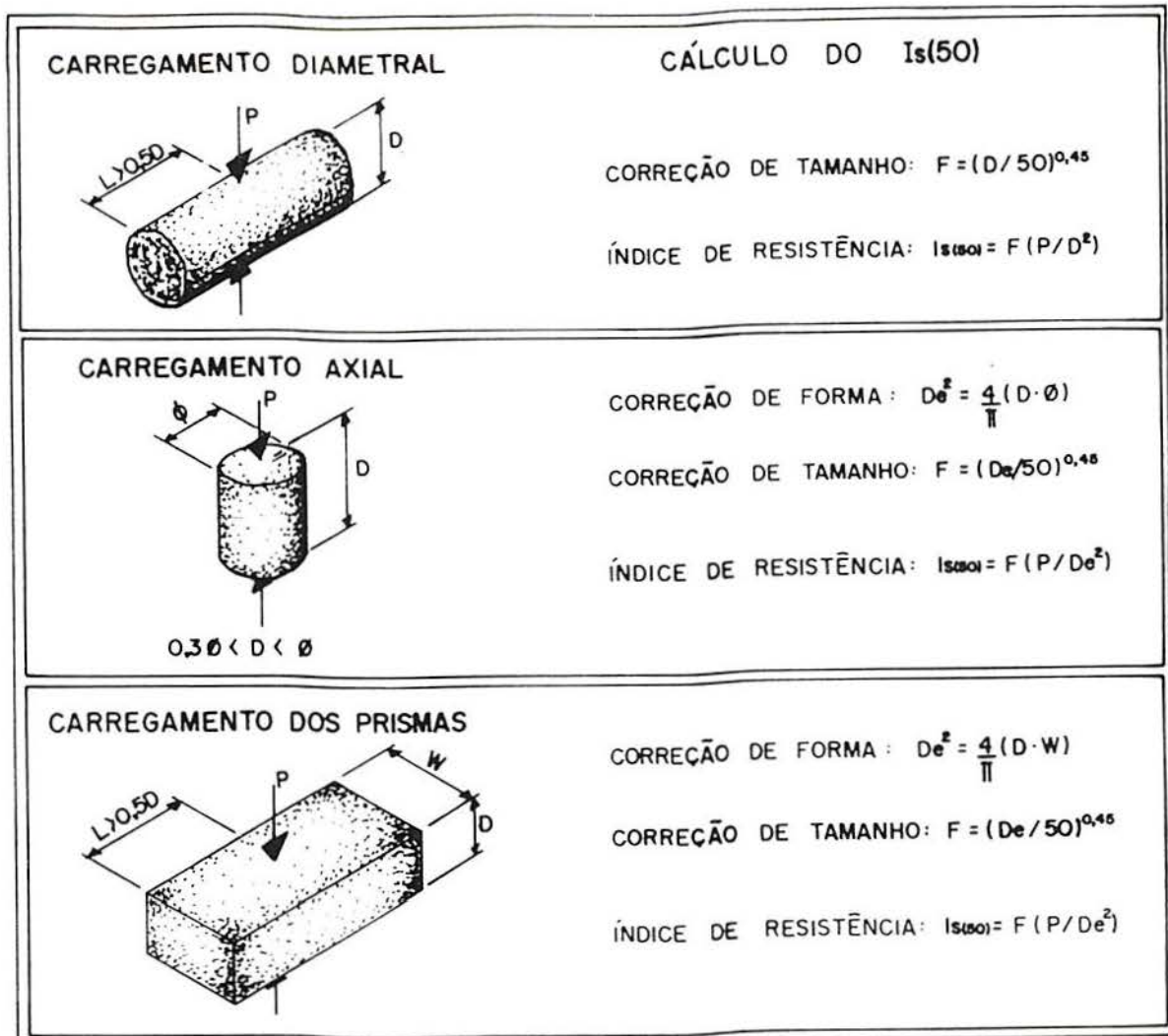


FIGURA 3.2 - Ensaio de compressão puntiforme, formas de carregamento e respectivas fórmulas de cálculo de  $I_s(50)$  [Arnold (1993)]

### 3.8.3 - As jazidas estudadas

Arnold (1993) selecionou materiais de ocorrências de rochas alteradas típicas da região dos derrames basálticos do estado do Rio Grande do Sul, as quais foram usadas na construção de sete trechos experimentais no final dos anos 80. A localização dos trechos e a identificação das jazidas amostradas estão representadas na Figura 3.3.

A definição das jazidas foi baseada em vários critérios como representatividade das rochas da região, estado de alteração e qualidade do material analisado por inspeção visual, condições de superfície do trecho onde foi utilizado o material, facilidade de acesso e disponibilidade de material para amostragem representativa.

Arnold (1993) incluiu no estudo duas amostras de rochas de composição ácida (riolito), considerando a importância relativa destas composições frente às rochas de composição básica.

Em alguns trechos experimentais foram utilizados materiais de apenas uma jazida. Nesses casos determinou-se dois pontos de amostragem correspondentes a dois horizontes de alteração (caso das amostras B1 e B2; E1 e E2; F1 e F2; G1 e G2). Outros trechos foram construídos com material de duas jazidas e, então, cada uma das jazidas constituiu um ponto de amostragem (caso das amostras A1 e A2; C1 e C2 e D1 e D2)

Ao todo foram selecionadas 10 jazidas que geraram 14 pontos de amostragem. Os critérios de seleção do material foram macroscópicos e qualitativos baseados nas suas coloração e integridade, esta avaliada pela aptidão à desagregação manual.

Foram coletados de 300 a 400 kg de material por ponto amostrado, soltando-se o material com pá e picareta e recolhendo-o em sacos.

### 3.8.4 - Resultados da mineralogia das rochas estudadas

O Quadro 3.1 apresenta uma síntese da análise mineralógica das amostras das jazidas estudadas. Embora a análise petrográfica tenha permitido a identificação da natureza dos argilo-minerais, foi impossível estimar por via ótica a proporção entre os de natureza expansiva e não-expansiva. Para tal, seria necessária uma análise por difratometria de raios-X.

### 3.8.5 - Caracterização física

No Quadro 3.2, abaixo, são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização das rochas estudadas.



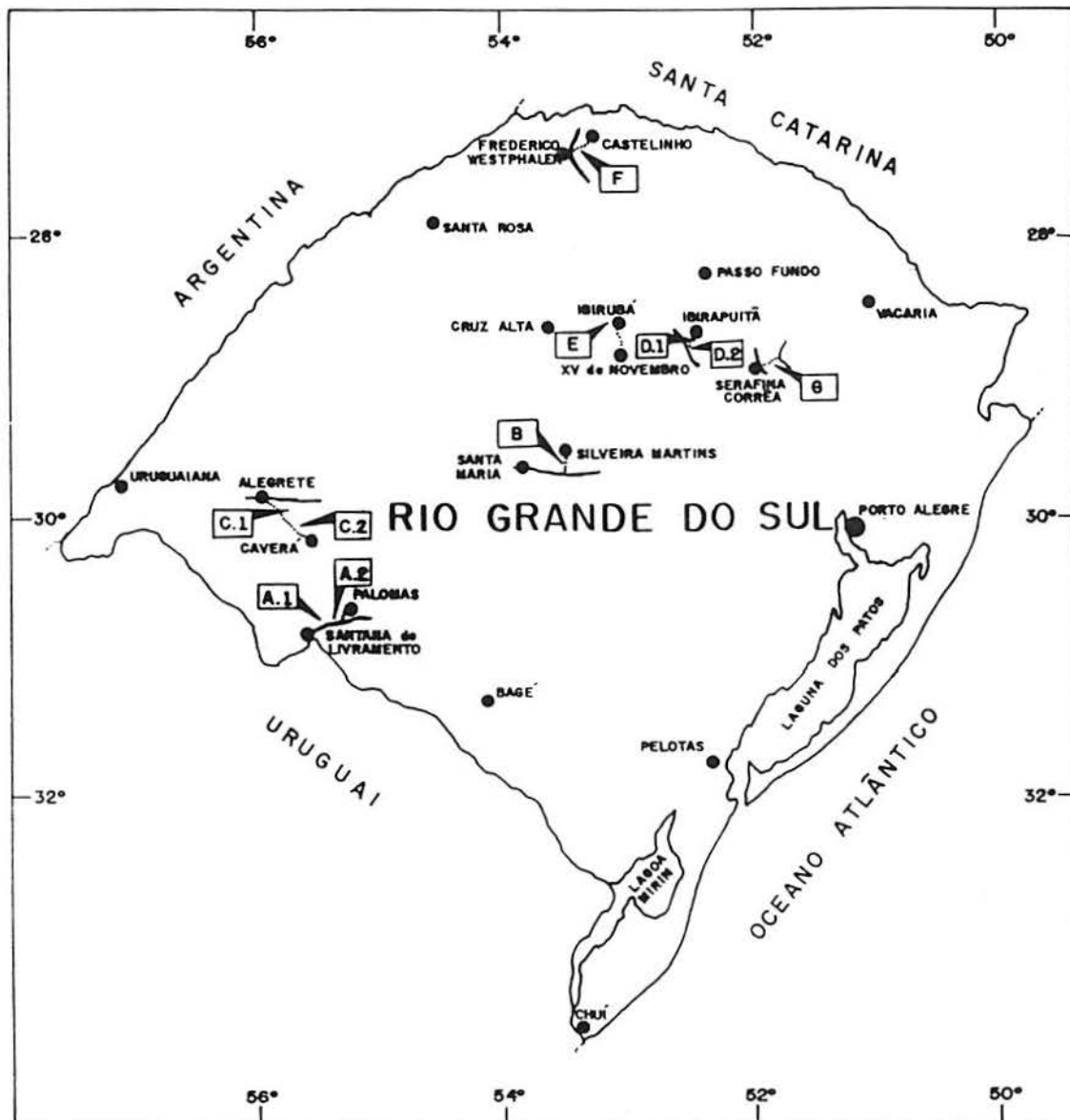


FIGURA 3.3 - Localização das jazidas estudadas por Arnold (1993)

QUADRO 3.1 - Síntese da mineralogia das rochas estudadas por Arnold (1993) - Valores em %

Amostra	Plagioclásio	Clinopiroxênio	Resíduos de cristalização	Argilo-minerais	Feldspato alcalino	Intercrescimento quartzo-feldspato	Outros (*)
A1 (Basalto)	42	30	11	11	-	-	6
A2 (Basalto)	37	32	8	13	-	-	10
B1 (Basalto)	33	33	11	11	-	-	12
B2 (Basalto)	38	34	9	13	-	-	6
C1 (Basalto)	27	-	-	51(?)	-	-	22
C2 (Basalto)	46	7	-	19	-	-	28
D1 (Riolito)	4	-	-	8	46	30	12
D2 (Riolito)	3	-	-	9	42	27	19
E1 (Basalto)	22	25	19	19	-	-	15
E2 (Basalto)	19	15	27	19	-	-	20
F1 (Basalto)	30	29	-	10	-	13	18
F2 (Basalto)	25	26	-	13	-	16	20
G1 (Basalto)	26	12	-	38(?)	-	-	24
G2 (Basalto)	32	24	13	18	-	-	13

Observações:

(\*) Outros nos basaltos: óxidos de ferro e minerais metálicos; nos riolitos: quartzo, minerais metálicos, óxidos de ferro e máficos argilizados.  
(?) Valores improváveis



Para os basaltos os valores de densidade aparente e densidade real variam de 2,35 a 2,85 e de 2,75 a 3,00 , e os valores de absorção de 1,2 % a 6,5 %.

QUADRO 3.2 - Resultados dos ensaios de caracterização das amostras de basaltos alterados estudadas por Arnold (1993)

Amostra	Densidade Aparente	Densidade real	Absorção (%)
A1	2,80	2,95	1,60
A2	2,50	2,85	5,00
B1	2,75	2,85	1,40
B2	2,75	2,85	1,20
C1	2,85	2,95	1,20
C2	2,65	2,80	2,10
D1	2,25	2,65	6,70
D2	2,25	2,65	6,90
E1	2,40	2,85	6,50
E2	2,35	2,75	6,00
F1	2,70	3,00	3,40
F2	2,75	3,00	3,00
G1	2,65	2,85	2,50
G2	2,80	2,95	1,70

### 3.8.6 - Resultados de ensaios mecânicos

No Quadro 3.3, a seguir, são apresentados os resultados de ensaios mecânicos realizados nas amostras das jazidas estudadas por Arnold (1993).

Os valores das perdas no ensaio de abrasão na máquina Los Angeles estão compreendidos entre 15,70% e 51,50%. Assim, de acordo com as especificações do DNER (BRASIL- DNER, 1971), todas as amostras ensaiadas seriam recomendadas para utilização em bases com granulometria corrigida.

No ensaio de durabilidade ao sulfato de sódio, as perdas em peso das amostras estudadas ficaram na maioria dos casos abaixo de 10%. Somente a amostra A2 apresentou um valor de perda muito elevado (42,05%), o que de acordo com Arnold (1993) já era esperado devido ao adiantado grau de alteração no qual se encontrava a rocha.

De acordo com o exposto no item 3.7.2, à luz dos resultados do ensaio de durabilidade no sulfato de sódio, não seriam recomendadas as amostras A2, C2 e D1. Saliente-se, entretanto, que algumas especificações são menos rigorosas. O Departamento de Estradas de Rodagem do estado de São Paulo (DER/SP), por exemplo, aceita agregados com perdas de até 20%.

Em relação aos valores do Fator de Degradação Washington, levando em conta as considerações finais do item 3.7.3, as amostras A2 e E2 estariam abaixo do valor especificado no estado de origem para emprego em base de pavimentos ( $D_w \geq 25$ ). Acolhendo a sugestão de Azambuja (1996) de majorar os valores especificados nos Estados Unidos em 50%, verifica-se que além das amostras referidas, também a F2 seria inadequada para base; ao passo que a E1 estaria no limite.

QUADRO 3.3 - Resultados de ensaios mecânicos (Arnold, 1993)

Amostra	Perda no ensaio de Abrasão Los Angeles (%)	Perda no ensaio de durabilidade ao $\text{Na}_2\text{SO}_4$ (%)	Fator de degradação Washington
A1	15,70	3,45	94
A2	51,10	42,05	13
B1	21,10	4,70	79
B2	15,70	4,75	98
C1	31,00	4,00	52
C2	21,00	14,70	80
D1	50,00	10,70	39
D2	46,20	7,60	59
E1	50,20	7,25	39
E2	43,90	9,15	17
F1	37,30	7,05	47
F2	37,80	7,45	35
G1	24,50	7,60	62
G2	15,90	2,60	99

### 3.8.7 - Resultados do ensaio de compressão puntiforme

No Quadro 3.4 são reproduzidos os valores do índice de resistência à compressão puntiforme para as condições seco ao ar e imerso em água, bem como a razão entre eles.



QUADRO 3.4 - Resultados do ensaio de compressão puntiforme (Arnold, 1993)

Amostra	Is(50) seco ao ar (MPa)	Is(50) após imersão (MPa)	$\frac{\text{Is(50) após imersão}}{\text{Is(50) seco ao ar}}$
A1	11,30	8,55	0,76
A2	0,32	0,07	0,22
B1	8,30	5,75	0,69
B2	9,95	9,60	0,97
C1	11,30	9,60	0,85
C2	7,50	5,95	0,79
D1	5,50	2,20	0,40
D2	5,75	4,10	0,71
E1	3,85	3,80	0,99
E2	1,70	1,20	0,70
F1	7,20	6,85	0,94
F2	4,90	3,65	0,74
G1	11,05	10,10	0,92
G2	12,10	8,70	0,72

### 3.8.8 - O critério de aceitação proposto por Arnold (1993)

Arnold (1993) correlacionou os resultados apresentados nos quadros 3.2 a 3.4, constatando que a comparação entre a perdas em peso ao sulfato de sódio e o valor da razão entre os Is poderia ser usada como um critério de aceitação de jazida. A correlação mostrada na Figura 3.4, evidencia que, à exceção das amostras A2 (com elevado grau de alteração) e D1 (riolito), todas as outras apresentam valor da razão entre os Is acima de 0,7.

De acordo com Arnold (1993) o valor de 0,7 para a razão entre o Is(50) após imersão e o Is(50) seco ao ar, pode ser tido como um valor mínimo a adotar como indicativo de que a rocha possui um esqueleto mineral, capaz de resistir às forças internas devidas à expansão dos argilo-minerais. A Figura 3.5 mostra graficamente o critério proposto. O campo de aceitação de rochas basálticas é limitado pela linha que corresponde à razão de 0,7 e pela vertical correspondente ao índice de resistência após imersão igual a 3,5 MPa. Para Arnold (1993) esse valor é uma proposta inicial como mínima resistência da rocha na condição imersa, sujeito à comprovação através de análise de comportamento em pistas experimentais. Analisando a Figura 3.5 verifica-se que o critério proposto desaconselha o uso das amostras A2, D1 e E2.

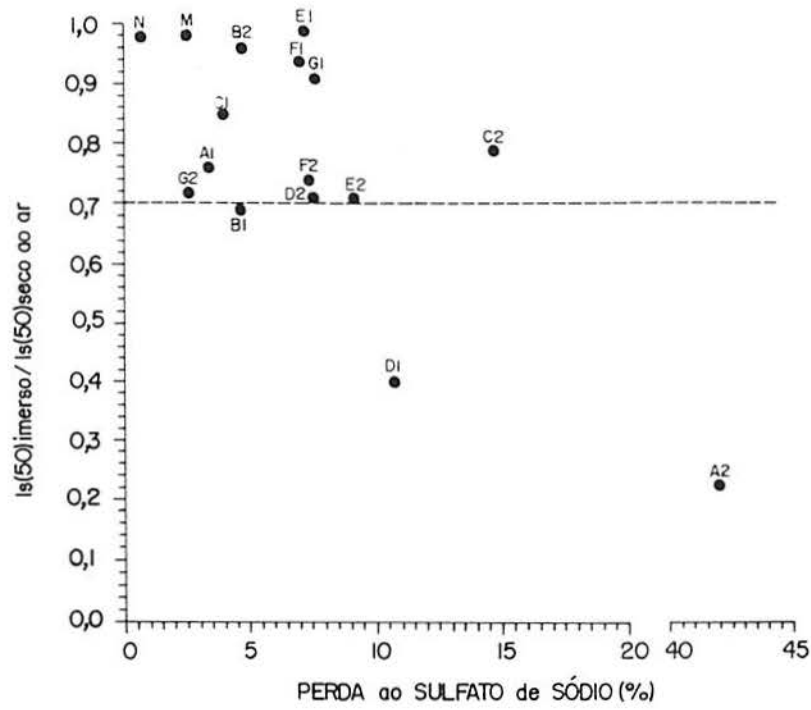


FIGURA 3.4 - Correlação entre resultados de ensaios de durabilidade e de compressão puntiforme para as jazidas estudadas por Arnold( 1993)

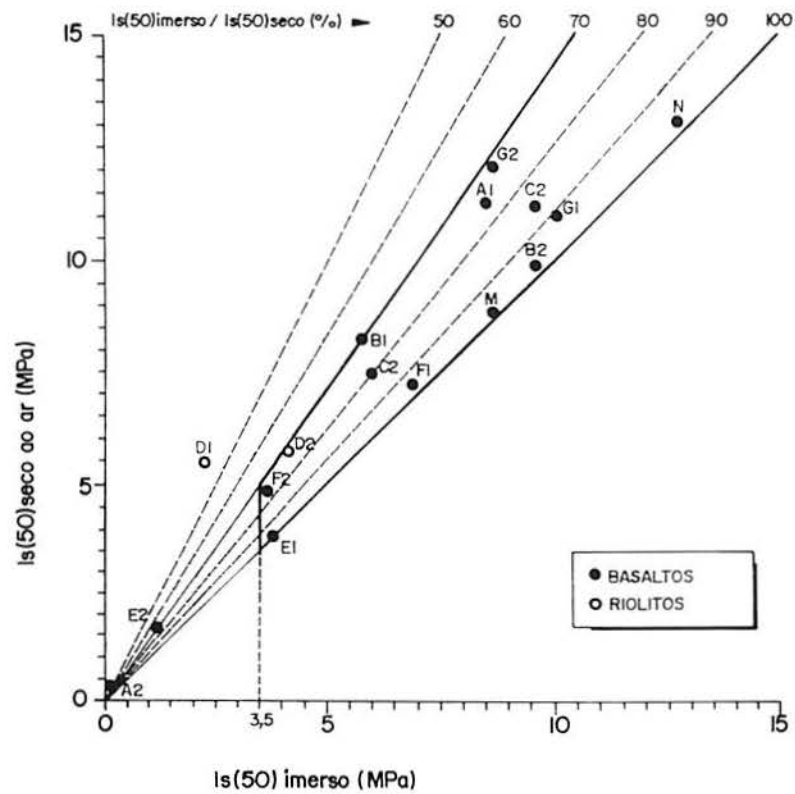


FIGURA 3.5 - Campo de aceitação de rochas basálticas segundo Arnold (1993)

### 3.9 - O MÉTODO ADOTADO PELO PROTOCOLO UFRGS-DAER/RS NOS ESTUDOS DE AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DOS BASALTOS ALTERADOS

Finalizando este capítulo, referenciam-se as quatro etapas do método adotado no presente nos estudos de avaliação de durabilidade dos basaltos [Azambuja (1996)] :

1) Realização de análise petrográfica com difratometria de raios-X para determinar o teor e tipo de argilas presentes nos interstícios das rochas. Teores de argila superiores a 25% e teores de esmectitas superiores a 10% são indicativos de basaltos de qualidade inferior.

2) Realização de ensaio de compressão puntiforme para medir a resistência que o esqueleto pétreo opõe aos esforços de tração provocados pela expansão das argilas. No estágio atual o critério de Arnold (1993) se mostra satisfatório.

3) Realização de ensaio de degradação Washington para determinar o volume de finos gerados pelo atrito entre os agregados. No estágio atual das pesquisas os valores de DW sugeridos para agregados serem usados como base ou sub-base são, respectivamente, iguais a 40 e 25.

4) Realização do ensaio de equivalente de areia para medir a qualidade dos finos gerados por britagem, em função da capacidade das argilas lubrificarem a interface dos grãos de areia; capacidade esta que varia com o teor e tipo de argilas presentes. Valores do equivalente em areia superiores a 50 indicam finos com pouca argila.

As pesquisas referenciadas neste capítulo têm continuidade no presente, dentro do Protocolo de Colaboração UFRGS-DAER/RS. A publicação futura da tese de doutorado do engenheiro Gilnei P. Arnold, certamente representará mais um avanço na elucidação do problema da durabilidade dos basaltos alterados e suas implicações na pavimentação.



#### 4 - O PLANEJAMENTO DO EXPERIMENTO

Na revisão bibliográfica apresentada no capítulo 2, ficou evidenciada a importância do planejamento dos experimentos em verdadeira grandeza. Por ser a primeira análise experimental de pavimentos em verdadeira grandeza desenvolvida dentro do Protocolo de Colaboração UFRGS-DAER/RS, e principalmente por tratar-se de uma pesquisa acadêmica, com expectativa de aplicação prática relevante, o experimento apresentado nesta tese foi objeto de cuidadoso planejamento, compreendendo:

- A elaboração de um projeto de pesquisa, submetido à apreciação da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio Grande do Sul (FAPERGS), em abril de 1993, objetivando o financiamento parcial do experimento.
- A realização por parte do autor da tese de seminário de doutorado denominado “Planejamento de experimento envolvendo modelos de análise de ensaios acelerados de sobrevida”, sob orientação do Professor José Luiz Duarte Ribeiro. No seminário, desenvolvido no primeiro semestre de 1994, foram enfatizados aspectos relacionados ao planejamento e à avaliação do experimento, que são apresentados neste capítulo.
- A realização por parte do autor de um estágio no Setor “Manège de Fatigue” do Centro de Nantes do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) da França. O estágio, realizado no segundo semestre de 1994, permitiu conhecer o método empregado naquele centro de pesquisas rodoviárias no planejamento e realização e avaliação de ensaios em verdadeira grandeza, com emprego de simulador de tráfego.
- A discussão sobre o planejamento do experimento com os pesquisadores Paul Autret, Jean-Pierre Kerzreho, Jean-Paul Nerfi e Jean-Claude Gramsammer do LCPC, Jean Verstraeten do *Comité des Recherches Routières* da Bélgica e A. G. Dumont, da *École Polytechnique Fédérale de Lausanne*, que tinham participado e coordenado o Projeto FORCE da OCDE, referenciado no capítulo 2. Os contatos se deram por ocasião do estágio realizado pelo autor, no segundo semestre de 1994.
- Discussões com o orientador da tese, Professor Jorge Augusto Ceratti, e com engenheiros do DAER/RS, desenvolvidas após o estágio em Nantes, visando contemplar as necessidades do órgão rodoviário estadual. Após estas discussões, que se estenderam ao longo de 1995, o projeto foi aperfeiçoado, sob orientação do Professor Ribeiro.

## 4.1 - PROBLEMA DE PESQUISA

Na pesquisa apresentada nesta tese analisa-se experimentalmente o comportamento mecânico de pavimentos contendo camadas em basalto alterado.

### 4.1.1 - A hipótese testada

Nesta pesquisa é testada a seguinte hipótese:

"O desempenho de pavimentos com camadas de basalto alterado, avaliado em pistas experimentais, autoriza o emprego desse material na pavimentação extensiva de rodovias coletoras, com garantia de boa qualidade técnica e notável economia."

## 4.2 - DESCRIÇÃO DO PROJETO

Para o desenvolvimento da pesquisa, no decorrer dos anos de 1995 e 1996, foi criada a Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, como referido nos capítulos 1 e 2. Detalhes sobre a construção das pistas experimentais e as estruturas dos pavimentos são apresentados no Capítulo 5.

## 4.3 - OBJETIVOS CIENTÍFICOS E TÉCNICOS DA PESQUISA

### 4.3.1 - Objetivos Gerais

a) Melhorar a compreensão dos mecanismos de degradação de pavimentos com camadas de base e sub-base em basaltos alterados.

b) analisar dados de degradação aplicados à avaliação dos pavimentos experimentais.

c) Estabelecer melhor correlação entre resultados de ensaios de laboratório e comportamento de pavimentos em serviço.

d) Concluir se, do ponto de vista estrutural, é recomendável o emprego em larga escala do basalto alterado na construção de rodovias coletoras.

### 4.3.2 - Objetivos Específicos

a) Submeter pavimentos experimentais, a passagens de um semi-eixo com cargas pré-determinadas, visando estabelecer uma relação entre carga por eixo, espessura do pavimento e sua vida útil.

b) Analisar o desempenho desses pavimentos, e em especial das camadas construídas com basaltos alterados, através de:

b.1 - nivelamentos de seções transversais ao longo do pavimento ensaiado, para quantificar a evolução das deformações permanentes;

b.2 - inspeção visual para determinar o surgimento da trincas, desgaste do revestimento, exsudação e outras manifestações de degradação superficial;

b.3 - medição de deflexões, com emprego de viga Benkelman;

b.4 - acompanhamento da evolução do módulo resiliente in situ do basalto alterado, obtido por retroanálise de bacias de deformação; e

b.5 - abertura de trincheiras em algumas pistas após a finalização do tráfego, com retirada de amostras para ensaios laboratoriais, e nivelamentos dos topos das camadas deformadas.

c) Definir um critério de ruptura para pavimentos de rodovias coletoras, com camadas de basalto alterado.

d) À luz dos resultados obtidos nas pistas experimentais, estabelecer um método de dimensionamento de pavimentos com camadas em basalto alterado, considerando as especificidades das rodovias coletoras.

e) Determinar fatores de equivalência de carga para pavimentos com camadas em basalto alterado.

f) Identificar campos onde a pesquisa complementar é necessária.

#### 4.4 - DEFINIÇÃO DO EXPERIMENTO

##### 4.4.1 – Seleção de variáveis e caracterização dos níveis de variação

###### 4.4.1.1 – Variável dependente

A variável dependente neste experimento é a vida útil do pavimento, definida através do número,  $N_i$ , de passagens da carga de eixo  $C_i$  que causa ao pavimento um modo e um nível de dano que o tornam incapaz de suportar tráfego adicional com segurança e conforto por parte do usuário. A adoção do modo e nível de dano, definidores da ruptura, é discutido no capítulo 7 desta tese.



#### 4.4.1.2 – Variáveis principais controláveis

No experimento foram identificadas três variáveis principais controláveis.

a) Espessura da(s) camada(s) de basalto alterado. Os pavimentos cujos desempenhos são analisados nesta tese diferem quanto à espessura das camadas de basalto alterado. Assim, “Estrutura do pavimento” é um fator fixo a três níveis: 16 cm, 21 cm e 32 cm.

b) Carga de eixo. É um fator fixo a quatro níveis: 82 , 100, 120 e 130 kN . A adoção de cargas de eixo superiores à padrão permite a utilização de modelos de análise para testes acelerados de sobrevida, que possibilitam obter dados com o nível estipulado de confiabilidade em um período relativamente curto.

c) Procedência do basalto alterado. É um fator fixo a dois níveis: Jazida E (localizada no município de Ibirubá, no centro do RS) e Jazida F (localizada no município de Frederico Westphalen, no norte do estado) . Esta variável foi incluída com a finalidade de tornar o estudo mais abrangente uma vez que o termo basalto alterado engloba materiais de características de resistência muito diferentes.

#### 4.4.1.3 – Variáveis não-controláveis

As principais variáveis não-controláveis identificadas no projeto são: a) grau de compactação das camadas do pavimento, b) defeitos de execução dos pavimentos.

Para evitar que essas variáveis interferissem nos resultados do experimento as seguintes precauções foram adotadas: a) executar a compactação das camadas do pavimento e do subleito com máximo cuidado, de forma a se obter o grau de compactação especificado, e b) fiscalizar com rigor a execução dos revestimentos asfálticos e corrigir eventuais defeitos, como por exemplo falhas nos bicos da barra espargidora do caminhão do ligante.

Outras duas variáveis não-controláveis são bastante significativas na análise de pavimentos: a temperatura do material betuminoso do revestimento e o grau de saturação do subleito e das camadas granulares.

Os materiais asfálticos apresentam comportamento visco-elástico e portanto é natural que a temperatura influencie suas características mecânicas. Entretanto, dada a natureza (tratamento superficial) e espessura do revestimento (2,5 cm) os efeitos dessa variável ambiental no comportamento mecânico dos pavimentos ensaiados foram considerados irrelevantes.

Já o grau de saturação das camadas granulares e do subleito pode ter efeito determinante na vida útil dos pavimentos. Por esse motivo as especificações para materiais convencionais usados em pavimentação determinam que os ensaios de resistência sejam realizados com o material previamente embebido em água. De acordo com Medina (1997), esta determinação tem-se mostrado exagerada para as condições brasileiras, uma vez que estudos comprovam que o teor de umidade de equilíbrio de subleitos tropicais e subtropicais é inferior ao ótimo de compactação.

Para evitar que diferentes períodos de saturação durante a solicitação das pistas introduzissem uma tendência nos resultados do experimento, decidiu-se não solicitar os pavimentos quando o subleito estivesse saturado; informação fornecida por tensiômetros.

Reconhece-se que esta decisão representa uma limitação de experimentos desenvolvidos em instalações a céu aberto, que somente poderá ser superada através de estudos laboratoriais, que permitam quantificar o acréscimo no dano que a condição de saturação impõe aos pavimentos. Alternativamente, poderá no futuro ser construída uma pista no interior de uma fossa de concreto, na qual se possa variar o nível do lençol freático.

#### 4.4.2 – Caracterização dos níveis de variação

##### 4.4.2.1 – Níveis de Espessura da Base

A relação entre a vida útil do pavimento e a sua espessura total, em termos de material granular, é não-linear. Por este motivo foram adotados três níveis para a variável espessura da(s) camada(s) de basalto alterado.

Essas espessuras foram escolhidas em função do procedimento construtivo (macadame seco) e da dimensão do agregado graúdo empregado, qual seja 4" (10 cm). A Especificação de Serviço DAER-ES-P 07/91 estabelece, para esse tamanho de agregado, as espessuras mínima e máxima da camada de 16 cm e 21 cm, respectivamente.

Assim, das seis pistas experimentais com basaltos alterados como único material granular (base e/ou sub-base), duas tinham espessura de 16 cm, duas de 21 cm e outras duas de 32 cm; sendo estas últimas compactadas em duas camadas de 16 cm.

##### 4.4.2.2 – Níveis de Carga de Eixo

O fator de equivalência de carga de eixo pode ser definido através da equação:

$$f_i = (C_i / C_p)^\alpha = N_p / N_i \quad (4.1)$$



onde  $N_i$  e  $N_p$  são os números de ciclos de cargas  $C_i$  e  $C_p$  que provocam um determinado modo e nível de dano no pavimento.

O valor do expoente  $\alpha$  varia em função do método adotado. Pereira (1985); Schmidt e Ceratti (1987) e Pereira (1992), entre outros, têm abordado o tema detalhadamente.

Para avaliar a não-linearidade explícita na equação (4.1) foram adotados inicialmente quatro níveis de carga, sendo a carga padrão (82 kN) o nível mais baixo. A adoção dos outros níveis de carregamento: 100, 120 e 130 kN, possibilitou a aceleração dos testes e a obtenção de fatores de equivalência de carga apropriados para pavimentos de rodovias coletoras com camadas em basaltos alterados.

#### 4.4.2.3 – Níveis de Procedência

Embora a adoção de apenas dois níveis para a variável Procedência não permita extrapolar resultados para os diferentes tipos de basalto alterado que ocorrem no estado, essa é a possibilidade que o experimento oferece.

Os basaltos alterados provêm de duas jazidas estudadas por Arnold (1993), empregando-se na sua escolha o critério de aceitação proposto para basaltos alterados, reproduzido no item 3.8.8. O material da jazida F.1, localizada no município de Frederico Westphalen, no norte do RS, apresenta valores médios de resistência após imersão, enquanto que o da jazida E.1, localizada no município de Ibirubá, no centro do estado, se encontra no limite inferior da faixa especificada. A avaliação criteriosa dos resultados obtidos com materiais de duas jazidas também permite que se estabeleçam especificações básicas para o emprego do material.

#### 4.5 – DEFINIÇÃO DE RESTRIÇÕES EXPERIMENTAIS

Sempre que se tem um experimento envolvendo  $k$  fatores a vários níveis, o projeto ideal, do ponto de vista estatístico, é o fatorial cruzado, no qual existe cruzamento completo (às vezes incluindo repetições) entre todos os níveis de todas as variáveis. Contudo, o projeto fatorial cruzado nem sempre é realizável, principalmente em função de restrições de tempo e dinheiro.

No projeto em questão tem-se três fatores, sendo: um a quatro níveis (carga); outro a três níveis (espessura) e um terceiro a dois níveis (procedência). Para ter-se um projeto cruzado seriam necessários os resultados de pelo menos 24 testes, sem incluir repetições.



Das dez pistas experimentais construídas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, quatro apresentam base de brita graduada e não fazem parte do projeto desta tese. Restaram, assim, seis pistas com basalto alterado como único material granular. Considerando que a largura da faixa solicitada pelo semi-eixo do Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS é de aproximadamente 75 cm, estudou-se a possibilidade de ensaiar em cada pista dois setores paralelos com essa largura, e com a mesma estrutura de pavimento (ou seja mesma espessura de base e procedência do basalto alterado).

A análise de distribuição de tensões geradas pelo tráfego, empregando o programa computacional ELSYM5, permitiu a inclusão de duas seções por pista, afastadas lateralmente de 70 cm; ficando a borda externa de cada seção a 65 cm da borda da pista.

#### 4.6 - O PROJETO FATORIAL DO EXPERIMENTO

Disponha-se para este experimento de doze setores, envolvendo os diversos níveis de carga de eixo, de espessura de basalto alterado e de procedência. Ou seja, para cada nível da variável Procedência do Basalto Alterado, se dispunha de seis setores.

Para contemplar a não-linearidade das relações entre as variáveis dependente (vida útil do pavimento) e independentes (carga de eixo e espessura), e seguindo a Teoria de Planejamento de Experimentos os níveis foram combinados como mostra a Figura 4.1.

Observa-se que os níveis extremos de espessuras ( $e_1$  e  $e_3$ ) foram solicitadas por níveis intermediários de carga ( $C_2$  e  $C_3$ ); ao passo que a espessura intermediária ( $e_2$ ) foi solicitada por níveis extremos de carga ( $C_1$  e  $C_4$ ).

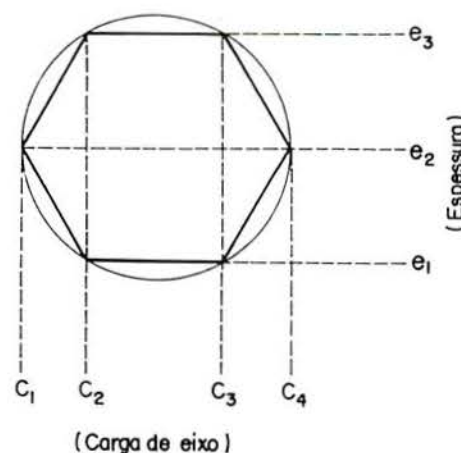


FIGURA 4.1 - Combinação ideal entre níveis de carga de eixo e espessura de basalto

O Quadro 4.1 apresenta o projeto fatorial do experimento, como foi executado. Em relação às combinações mostradas na Figura 4.1 algumas alterações foram feitas nas pistas construídas com material da Jazida F:

- A Pista 01, com espessura de basalto igual a 16 cm ( $e_1$ ), foi ensaiada com um nível de carga intermediário ( $C_2 = 100$  kN), e com outro extremo ( $C_4 = 130$  kN). Tal aconteceu porque inicialmente o maior nível de carga de eixo a ser aplicada ( $C_4$ ) seria 140 kN mas, com o objetivo de não solicitar em excesso o Simulador de Tráfego, após o ensaio do setor 0113 (o primeiro a ser testado), os projetistas do equipamento resolveram limitar a carga máxima em 130 kN. Salienta-se que a carga real aplicada pelo semi-eixo do Simulador é a metade dos valores citados.
- No decorrer do ensaio da Pista 07, com espessura de basalto igual a 32 cm ( $e_3$ ) aconteceu falha na unidade hidráulica do Simulador, e a carga aplicada no segundo setor ensaiado, ao invés de 100 kN ( $C_2$ ), foi igual a 130 kN ( $C_4$ ).
- Para contornar o desvio de projeto causado pelo problema acontecido na Pista 07, o Professor Ribeiro, aconselhou que na Pista 03, que apresenta espessura intermediária ( $e_2 = 21$  cm), ao invés da carga máxima ( $C_4 = 130$  kN) fosse aplicado um nível intermediário de carga igual a 110 kN.

Em relação às pistas construídas com material da Jazida E, os ensaios foram desenvolvidos da maneira mostrada na Figura 4.1. Apenas os setores 0210 e 0212, da Pista 02 com o menor nível de espessura não foram ensaiados em tempo de serem analisados nesta tese. Entretanto, a ruptura prematura dos setores da Pista 04, de espessura intermediária, construída com basalto da mesma jazida, é claro indicativo do subdimensionamento da Pista 2.

QUADRO 4.1 - Projeto fatorial do experimento

PISTA	JAZIDA	ESPESSURA DE BASALTO (cm)	CARGA DE EIXO (kN)	
			ALTA	BAIXA
01	F	16	130	100
02	E	16	120	100
03	F	21	110	82
04	E	21	130	82
07	F	32	130	120
08	E	32	120	100

Embora não seja o ideal, resultou um experimento bem equilibrado, como mostra a matriz experimental, apresentada no Quadro 4.2. Os dois últimos algarismos identificam a carga de eixo em toneladas-força ( $1 \text{ tf} \cong 10 \text{ kN}$ ) atuante em cada setor. P é a variável procedência, E a espessura da camada de basalto alterado e C a carga de eixo. As combinações PE, PC e EC, indicam as interações entre variáveis. Os números -1, 0 e 1 representam os níveis baixo, médio e alto de cada fator, respectivamente.

QUADRO 4.2 - Matriz experimental do experimento

Pista	Setor	P	E	C	PE	PC	EC
1	0113	-1	-1	1	1	-1	1
1	0110	-1	-1	-1	1	1	1
4	0413	1	0	1	0	1	0
4	0408	1	0	-1	0	-1	0
8	0812	1	1	1	1	1	1
8	0810	1	1	-1	1	-1	-1
7	0712	-1	1	-1	-1	1	-1
7	0713	-1	1	1	-1	-1	1
3	0311	-1	0	1	0	-1	0
3	0308	-1	0	-1	0	1	0
2	0212	1	-1	1	-1	1	-1
2	0210	1	-1	-1	-1	-1	1

A análise dessa matriz, com o software STATISTICA, permite antever que as três variáveis principais não estão confundidas, o que valida o experimento.

#### 4.7 – ORDEM DOS ENSAIOS

Na definição da ordem dos ensaios considerou-se ser conveniente:

a) Ensaiar seqüencialmente os dois setores de uma mesma pista e também de forma seqüencial as pistas adjacentes, evitando-se o excessivo deslocamento do Simulador de Tráfego.



b) Entre as duas seções de uma mesma pista ensaiar primeiro aquela solicitada pela maior carga de eixo.

c) Ensaiai alternadamente as pistas construídas com material de uma e outra procedência. Isto permitiu maior aleatorização na obtenção dos dados sem prejuízo da análise parcial dos resultados dos primeiros setores, enquanto os outros estavam sendo ensaiados, com o conseqüente ganho de tempo.

#### 4.8 – ANÁLISE DE TESTES ACELERADOS DE SOBREVIDA

Os testes acelerados de sobrevida permitem obter dados de confiabilidade em um espaço de tempo relativamente curto.

Diferenciam-se dois tipos de aceleração:

a) Aumentar o tempo ou a freqüência de utilização, como por exemplo quando se testam motores de veículos.

b) Aumentar a tensão de trabalho, que é o caso típico do experimento em questão. Aumentando a carga de eixo que solicita os pavimentos, reduz-se as suas vidas úteis.

Brillet (1995) assinala que a importância dos testes acelerados de sobrevida em pavimentos decorre do fato que a duração dos experimentos não permite observar todas as degradações que se processam ao longo de muitos anos em pavimentos em serviço.

##### 4.8.1 – Hipótese Básica

A hipótese básica, necessária e suficiente para validar a análise de testes acelerados é a seguinte:

“O modo de falha em condições aceleradas deve ser o mesmo que em condições normais de operação.”

Esta hipótese é aceita como verdadeira na análise experimental de pavimentos.

##### 4.8.2 – Modelos para Análise de Testes Acelerados

Os modelos para análise de testes acelerados se agrupam em: modelos físicos e modelos paramétricos.

Os modelos paramétricos estão baseados em uma distribuição de probabilidade, que é associada ao aparecimento acumulado de certo tipo de degradação, dependente de fatores como tráfego, espessura e tipo de material empregado.

O modelo de Weibull foi escolhido para a análise do experimento em questão, por permitir estimar a forma de curvas de ensaios truncados, além de destinar-se a ensaios de fadiga. No capítulo 8 desta tese, ao propor-se um modelo probabilístico para análise de degradação de pavimentos, a distribuição de Weibull é analisada em detalhes.

Concluindo este capítulo, enfatiza-se a importância do planejamento estatístico na otimização de experimentos, permitindo diminuição de custos e de tempo, sem sacrifício da qualidade das informações resultantes. Lembra-se, por exemplo, que o planejamento do *AASHO Road Test* consumiu três anos, ou seja um a mais do que a própria realização do ensaio.

## 5 - A CONSTRUÇÃO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

Este capítulo relata os aspectos mais notáveis da execução dos trabalhos de terraplenagem e pavimentação de dez pistas experimentais, nas quais basaltos alterados foram empregados como material de sub-base e base. Enfatiza-se a necessidade de adotar-se certos cuidados na construção do macadame seco e a importância do controle de compactação através de levantamentos defletométricos com viga Benkelman. Também são apresentados resultados de ensaios de caracterização e propriedades mecânicas dos demais materiais empregados na execução das pistas experimentais.

### 5.1 - A ESTRUTURA DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

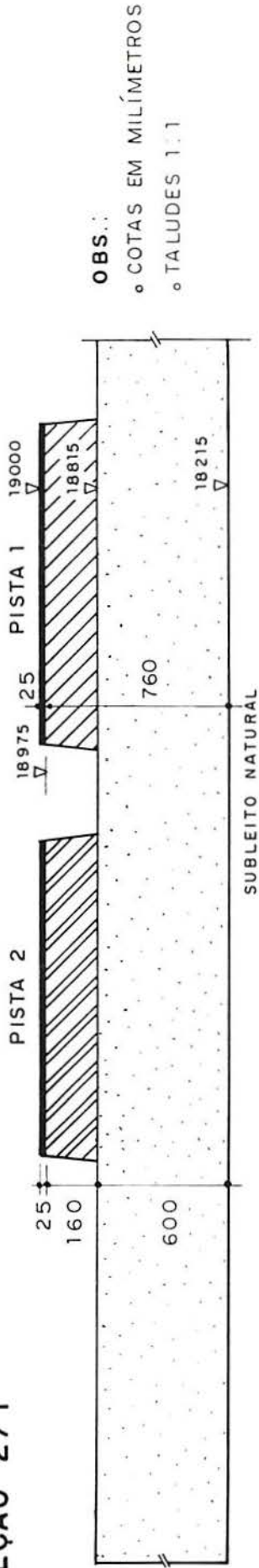
As Figuras 5.1. e 5.2 apresentam cortes longitudinais e transversais das dez pistas experimentais. Todas apresentam em comum um solo importado considerado como subleito, constituído por 60 a 67 cm de argila vermelha de comportamento laterítico, compactada em três camadas, e o revestimento tipo tratamento superficial duplo com capa selante.

Em todas as pistas são empregados basaltos alterados, seja como camada granular única ou como camada subjacente a outra de brita graduada. Nas Pistas 01, 02, 03, 04, 07 e 08 o basalto alterado, empregado no processo construtivo conhecido como macadame seco, é a única camada granular, com espessuras de 16, 21 e 32 cm. Nas restantes, sobre uma camada de sub-base de macadame seco de basalto alterado com 16 cm de espessura, foram construídas camadas de base com brita graduada de rocha basáltica sã, nas espessuras de 12 e 18 cm.

As espessuras das camadas de macadame seco foram escolhidas em função do tamanho máximo do agregado graúdo (aproximadamente 10 cm). Para esse tamanho de agregado, denominado no jargão rodoviário de “rachão”, a Especificação de Serviço DAER-ES-P 07/91 estabelece como espessuras mínima e máxima de camada os valores de 16 cm e 21 cm, respectivamente. Nas Pistas 07 e 08 os 32 cm de macadame a seco foram compactados em duas camadas de 16 cm.

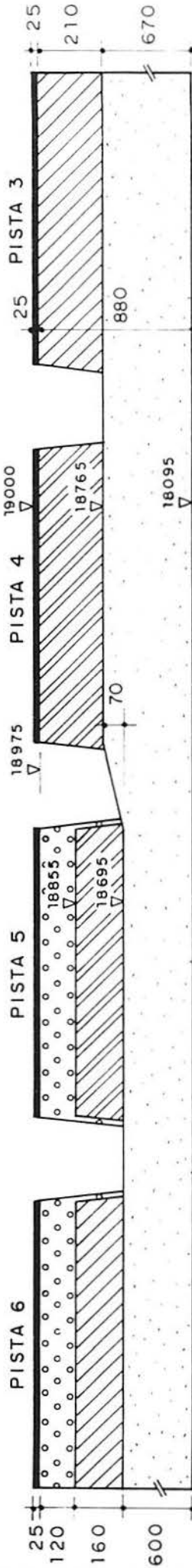


### SEÇÃO 2/1

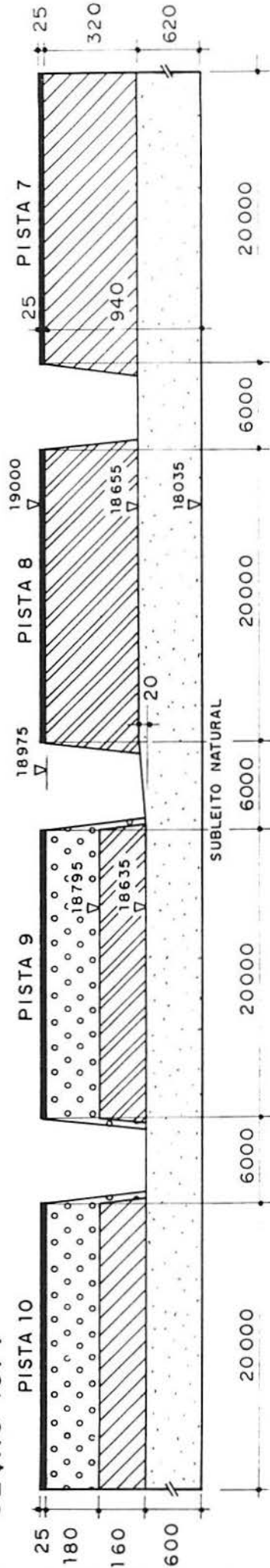


**OBS.:**  
 ◦ COTAS EM MILÍMETROS  
 ◦ TALUDES 1:1







### SEÇÃO 6/3



### SEÇÃO 10/7



#### CONVENÇÃO

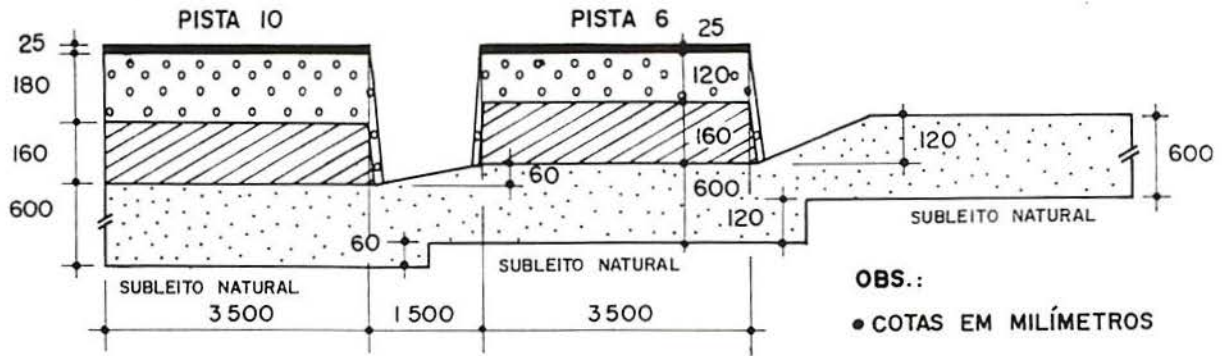
-  TSD COM CAPA SELANTE
-  BRITA GRADUADA
-  PEDREIRA
-  MACADAME À SECO (B. ALT. JAZ. F)
-  MACADAME À SECO (B. ALT. JAZ. E)
-  REFORÇO DO SUBLEITO ARGILOSO CBR > 10%

PISTAS EXPERIMENTAIS  
 ESTUDO: BASALTO ALTERADO  
 SEÇÕES LONGITUDINAIS

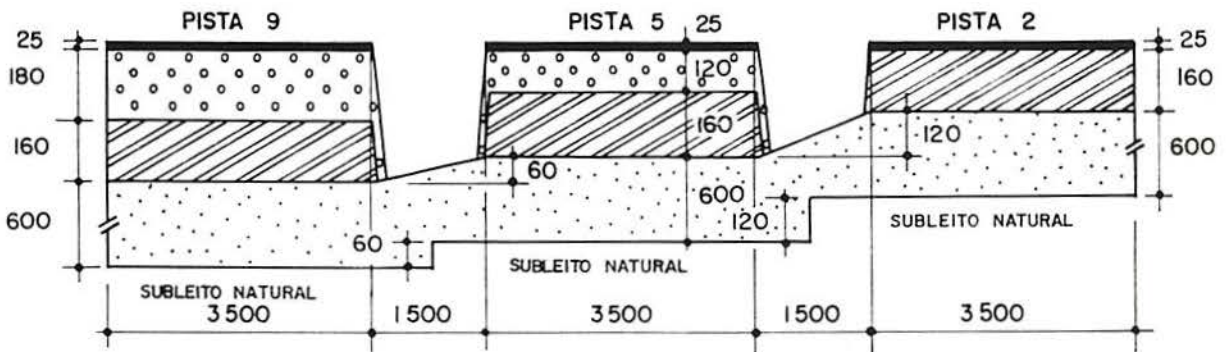
**DAER-UFRGS**  
 FIGURA 5.1

ESCALA  
 VERT. 1:20  
 HOR. 1:400

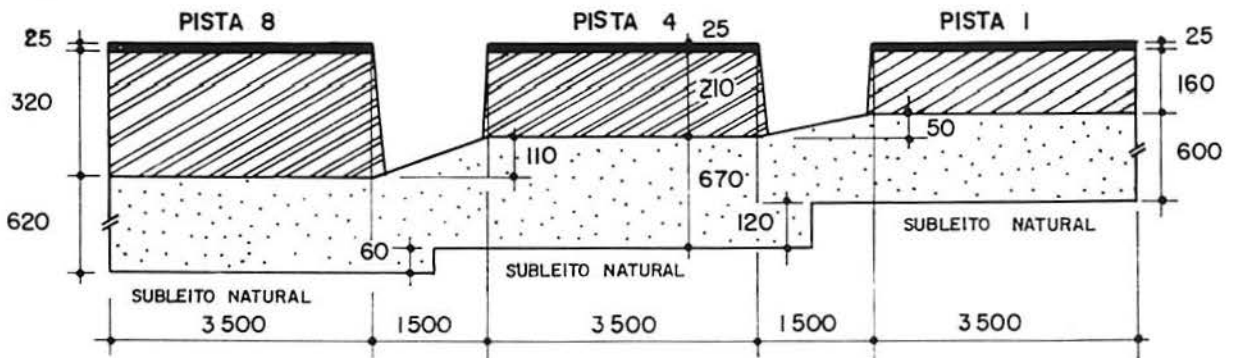
SEÇÃO 10/6



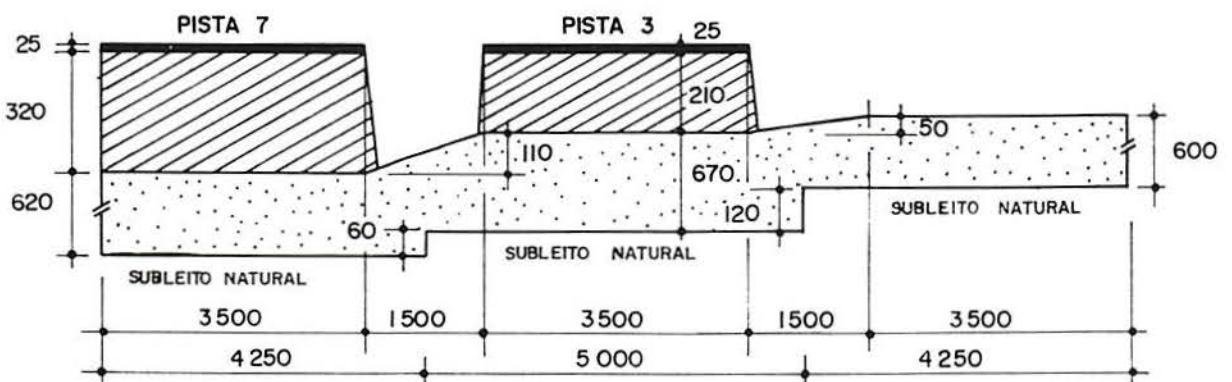
SEÇÃO 9/2



SEÇÃO 8/1



SEÇÃO 7/3



CONVENÇÃO

TSD COM CAPA SELANTE

BRITA GRADUADA PEDREIRA

MACADAME À SECO (B. ALT. JAZIDA F)

MACADAME À SECO (B. ALT. JAZIDA E)

ARGILA VERMELHA COMP. LATERÍTICO

ÁREA DE PESQUISAS E TESTES DE PAVIMENTOS  
PISTAS EXPERIMENTAIS

FIGURA 5.2 SEÇÕES TRANSVERSAIS

ESCALA  
VERT. 1: 20  
HOR. 1: 100



Na escolha das espessuras da brita graduada procurou-se adotar valores afastados (12 e 18 cm), o que é mais conveniente do ponto de vista estatístico, conforme exposto no capítulo 4.

Objetivando acompanhar o desempenho de pavimentos construídos com basaltos alterados com diferentes resistências e durabilidade, e assim tornar o método de dimensionamento mais abrangente, foram empregados materiais de duas jazidas diferentes. Nas Pistas 01, 03, 06, 07 e 10 foi usado basalto alterado extraído de jazida localizada no município de Frederico Westphalen (Jazida F) e nas outras material procedente de jazida localizada no município de Ibirubá (Jazida E).

## 5.2 - OS MATERIAIS EMPREGADOS

### 5.2.1 - A argila utilizada como subleito

As rochas basálticas no Rio Grande do Sul dão origem a solos lateríticos de boa qualidade como subleito e para a execução de aterros. Nas pistas construídas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos procurou-se reproduzir um subleito semelhante ao que apresentam os trechos rodoviários construídos na região de ocorrência do basalto alterado, mostradas nas Figuras 3.1 e 3.3. A grande distância entre essa região e a Área inviabilizou economicamente a importação de solos residuais de basalto; optou-se, então, pelo emprego de um solo argiloso de comportamento laterítico com características mecânicas semelhantes.

A jazida do solo argiloso se encontra à margem esquerda (sentido Gravataí-Viamão) do km 25 + 350 da estrada RS/118, distando 25,45 km do Campus do Vale da UFRGS. Nessa jazida, com área de 1.500 m<sup>2</sup>, foram realizados três furos de sondagem, que permitiram identificar três horizontes. O material utilizado como reforço de subleito das pistas experimentais foi extraído a uma profundidade compreendida entre 0,70 e 1,50 m. Nas operações de extração de mais de 2.000 m<sup>3</sup> foram empregados um trator de esteiras e uma pá carregadeira.

O solo apresenta a distribuição granulométrica (método ME/DNER 051/94) mostrada na Figura 5.3, com mais de 50% do peso passando na peneira # 200. A densidade real dos grãos (método ME/DNER 093/94) é 2,85. O seu limite de liquidez (método ME/DNER 122/94) 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).



De acordo com o Método MCT, detalhado por Nogami e Villibor (1995), trata-se de um solo argiloso de comportamento laterítico (LG'). Visualmente é uma argila arenosa vermelha escura.

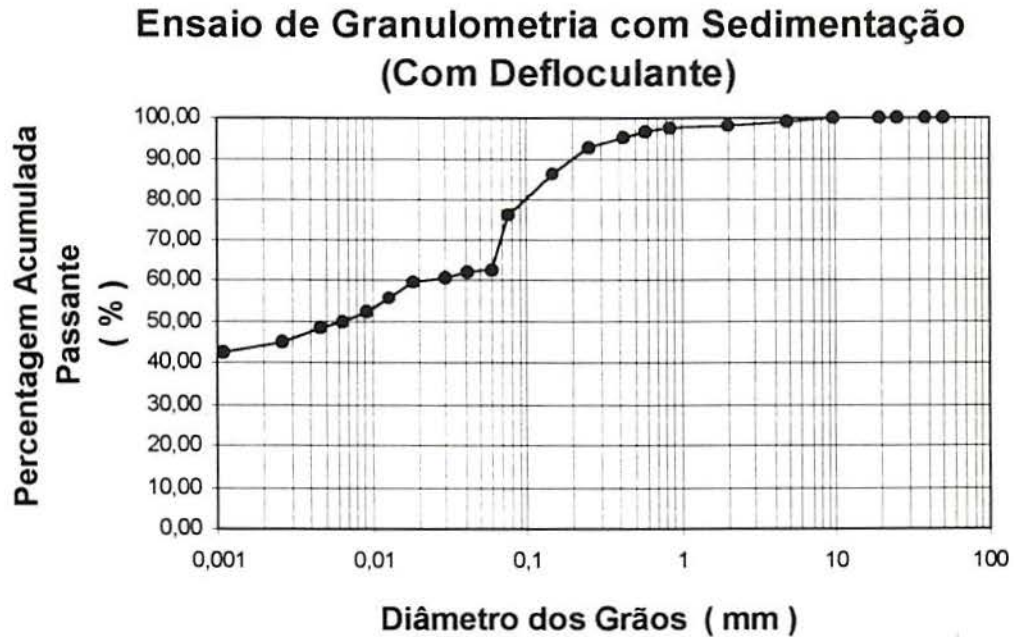


FIGURA 5.3 - Curva granulométrica do solo usado como subleito [Rodrigues (1997)]

Na Figura 5.4 apresenta-se a curva de compactação na energia normal do ensaio de Proctor (método ME/DNER 129/94). 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 %. A curva de variação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) (método ME/DNER 049/94) do solo compactado na mesma energia, em função do teor de umidade é apresentada na Figura 5.5.

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.

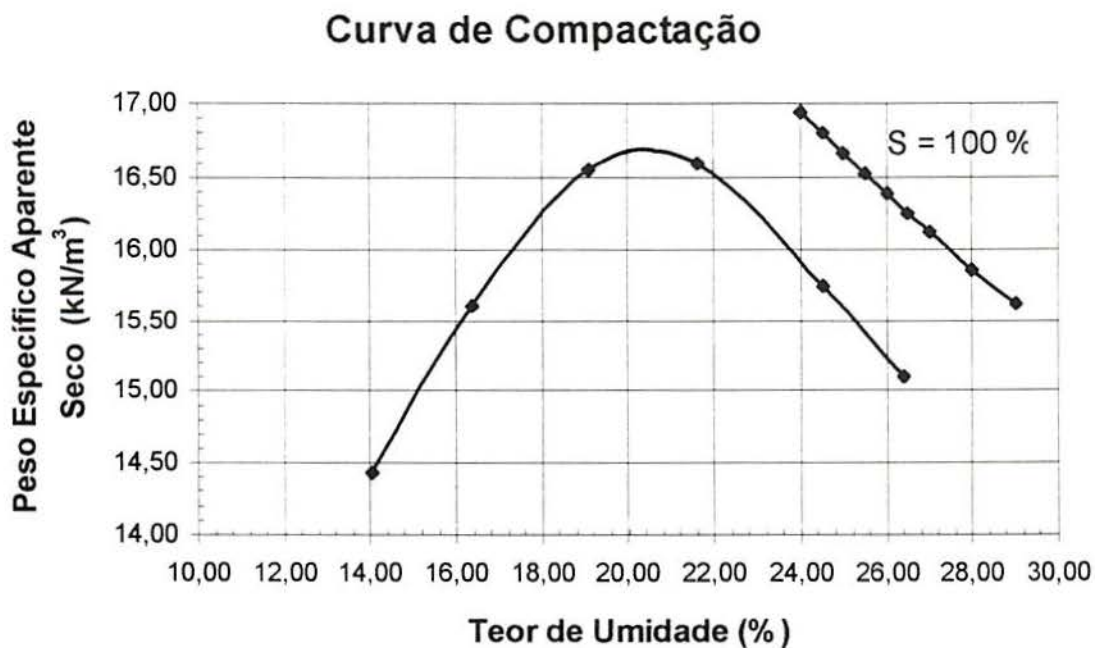


FIGURA 5.4 - Curva de compactação (energia Normal) do solo de subleito das pistas.  
Ensaio realizado na UNP-DAER/RS

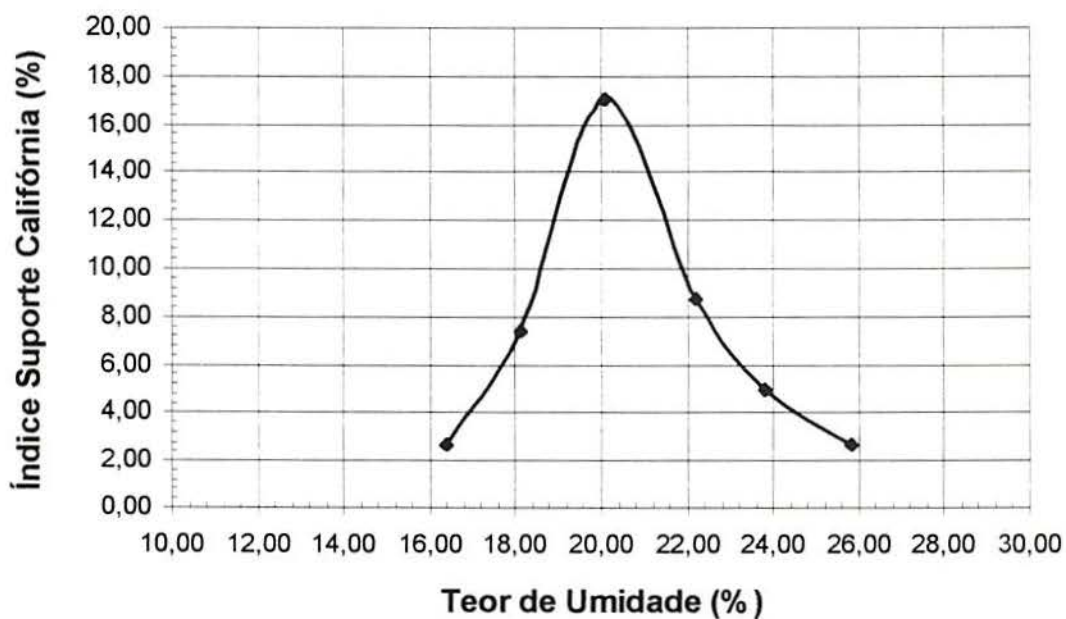


FIGURA 5.5 - Curva ISC x umidade do solo de subleito das pistas do experimento  
Ensaio realizado na UNP-DAER/RS

Os resultados de ensaios de carregamento repetido com corpos de prova do solo em estudo, compactados em condições de umidade ótima e peso específico aparente máximo, seguidos de secagem, para obtenção da umidade desejada, são apresentados na Figura 5.6.

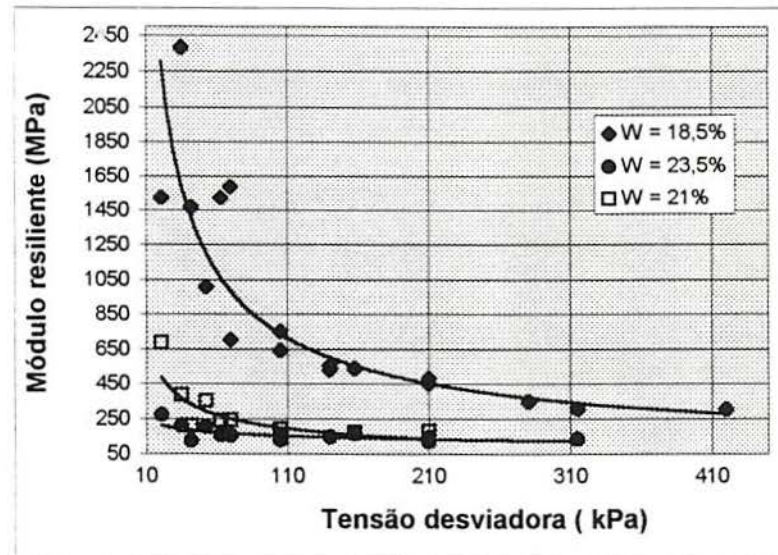


FIGURA 5.6 - Resultados de ensaios de carregamento repetido [Rodrigues(1997)]

O comportamento resiliente do solo é regido por uma lei do tipo:

$$MR = k_1 \times (0,01 \sigma_d)^{k_2} \quad (5.1)$$

onde MR é o módulo de resiliência em MPa e  $\sigma_d$  a tensão desvio em kPa. O Quadro 5.1 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 5.1 - Constantes de regressão na equação 5.1

Teor de umidade (%)	$k_1$	$k_2$
18,5 (ramo seco)	788	-0,71
21 (próximo a $h_{ótima}$ )	437	-0,71
23,5 (ramo úmido)	234	-0,36

A análise da Figura 5.6 permite concluir que o módulo de resiliência dos corpos de prova ensaiados com teores elevados de umidade (21 e 23,5%) praticamente independente do nível de tensão, para valores de  $\sigma_d$  superiores a 210 kPa.



### 5.2.2 - O basalto alterado

Os basaltos alterados provêm de duas jazidas estudadas por Arnold (1993), empregando-se na sua escolha o critério de aceitação proposto para basaltos alterados, reproduzido no item 3.8.8. O material da jazida F.1, localizada no norte do RS, apresenta valores médios de resistência após imersão, enquanto que o da jazida E.1, localizada no centro do estado, se encontra no limite inferior da faixa especificada. Com o objetivo de simplificar a nomenclatura, nesta tese as jazidas F1 e E1, são denominadas simplesmente Jazida F e Jazida E.

A jazida E está localizada no município de Ibirubá, a 600 m em acesso lateral da “linha 2” (lado esquerdo) que dista 2,7 km da estrada de ligação entre a RS 223 e Santa Bárbara do Sul. De acordo com Arnold (1993), o diaclasamento é principalmente horizontal e vertical (Figura 5.7a), ocorrendo, com menor frequência, inclinado. Os fragmentos produzidos têm forma prismática de variadas dimensões. O grau de alteração é variado e o solo de alteração tem 0,5 m de espessura, como mostra a Figura 5.7b.

A jazida F está localizada no município de Frederico Westphalen, a 6,5 km da cidade homônima, na margem direita do trecho que faz a sua ligação com a localidade de Castelinho. Arnold (1993) relata que nela o diaclasamento se dá em várias direções, por vezes em superfícies curvas, produzindo fragmentos, em geral, com menos de 250 mm, como mostram as Figuras 5.8a e 5.8b. O grau de alteração é variado.

No Anexo I desta tese transcrevem-se os resultados de análise petrográfica realizada pelo petrógrafo Professor Dr. Evandro Lima.

A síntese da análise mineralógica das amostras de basaltos alterados empregados na construção das pistas experimentais é apresentada nos Quadros 5.2 e 5.3.

Os resultados dos ensaios de caracterização física das rochas das jazidas E e F foram apresentadas no Quadro 3.2, com a denominação de Amostra E1 e Amostra F1.

No Quadro 5.4 são apresentados os resultados de ensaios mecânicos dos agregados provenientes das jazidas E e F.

Salienta-se que para a execução de sub-base com produto total de britagem primária (rachão) e a de macadame seco, as Especificações de Serviço DAER-ES-P 03/91 e 07/91, respectivamente, indicam que a perda em peso do agregado no ensaio de desgaste por abrasão na máquina Los Angeles (método de ensaio DNER-ME 035/94) não deve exceder 50%. Também fixam em 12% a perda máxima de peso quando o material for submetido a 5 ciclos no ensaio de sanidade com sulfato de sódio (método de ensaio DNER-ME 89/94).

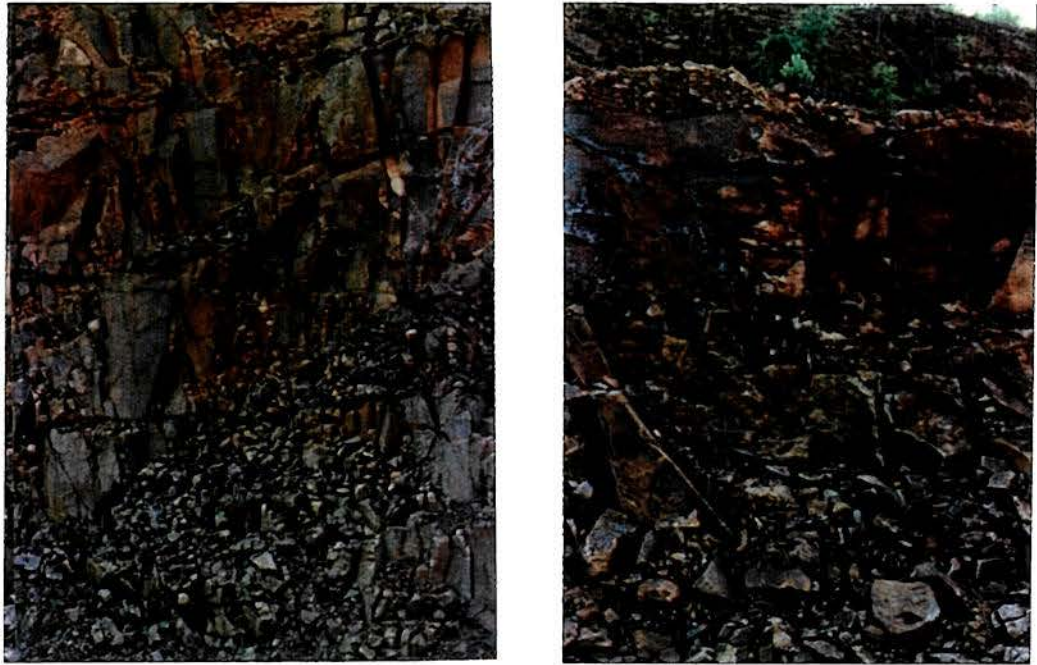


FIGURA 5.7 - Diaclasamento (a) e solo de alteração (b) da Jazida E (Ibirubá)

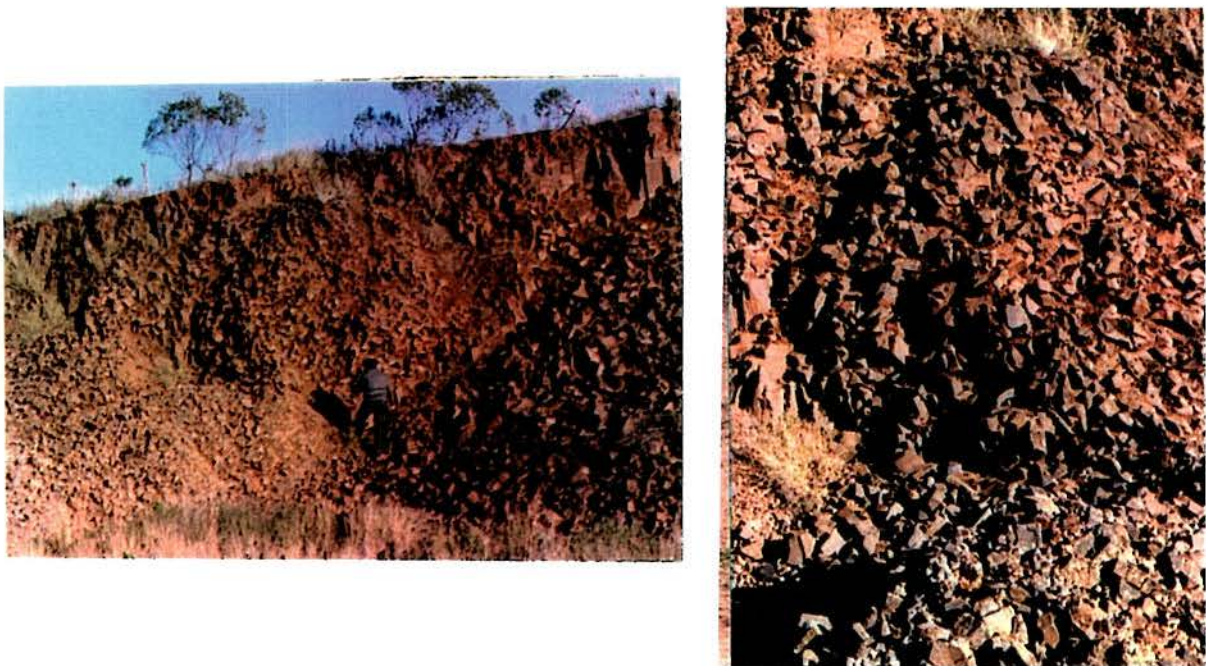


FIGURA 5.8 - Diaclasamento (a) e fragmentos (b) da Jazida F (Frederico Westphalen)



QUADRO 5.2 - Síntese mineralógica da amostra da jazida E [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 5.3 - Síntese mineralógica da amostra da jazida F [Lima (1997)]

Síntese Mineralógica	Percentagens
<u>Mineralogia Primária</u>	
Plagioclásio	48
Clinopiroxênio	22 preservado
Minerais metálicos	03
Produtos finais de cristalização	06
<u>Mineralogia secundária</u>	
Argilo-minerais	15
Oxidados de ferro	06



QUADRO 5.4 - Resultados de ensaios mecânicos

Jazida	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
E	50,20	7,25	39
F	37,30	7,05	47

Observação: ensaios realizados na UNP-DAER/RS

À luz dos resultados apresentados no Quadro 5.4, pode-se afirmar que os materiais de ambas as jazidas têm qualidade aceitável quanto à durabilidade no sulfato de sódio e à degradação do estado de Washington. Quando o parâmetro é a perda de peso no ensaio de abrasão Los Angeles, constata-se que o basalto alterado da jazida F é aceito, ao passo que o da jazida E se encontra no limite.

Os resultados de resistência à compressão puntiforme das rochas das jazidas E e F são reproduzidos no Quadro 5.5. Constata-se que as amostras das duas jazidas apresentam valores de razão  $Is(50)_{imerso} / Is(50)_{seco\ ao\ ar}$  superiores a 0,7 e valores de  $Is(50)_{imerso}$  superiores a 3,5 MPa; ou seja se enquadram no campo de aceitação definido pelo critério de Arnold (1993), como mostra a Figura 3.5.

QUADRO 5.5 - Resultados de ensaio de compressão puntiforme [Arnold (1993)]

Jazida	Is(50) seco ao ar (MPa)	Is(50) imerso (MPa)	$\frac{Is(50)_{imerso}}{Is(50)_{seco\ ao\ ar}}$
E	3,85	3,80	0,99
F	7,20	6,85	0,94

A análise do conjunto de resultados apresentados nesta seção permitem inferir *a priori* que o basalto alterado procedente da jazida F (Frederico Westphalen) é de melhor qualidade que o procedente da jazida E (Ibirubá).

De cada jazida foram extraídos 300 m<sup>3</sup> de material, que foram beneficiados em uma instalação de britagem localizada no município de Dois Lajeados (RS).

O processo de beneficiamento foi bastante simples. O basalto alterado, extraído na jazida com emprego de pá-carregadeira, passou por um primeiro britador e uma peneira,

selecionando-se o agregado graúdo (4"). O material passante na peneira 4" 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.

Na própria instalação de britagem o agregado miúdo e o pó foram misturados em proporções iguais, formando o material de enchimento empregado no macadame seco.

Os resultados de ensaios de caracterização dos materiais de enchimento, obtidos com basalto alterado das duas jazidas, são apresentados nos Quadros 5.6 e 5.7.

QUADRO 5.6 - Análise granulométrica (granulometria lavada) do material de enchimento

Jazida	3/4"	3/8"	# 4	# 10	# 40	# 60	# 200
E	100	73	33	22	12	10	07
F	100	96	77	50	23	19	12

Observação: ensaios realizados na UNP-DAER/RS

QUADRO 5.7 - Resultados de ensaios de caracterização do material de enchimento

Jazida	Limite de Liquidez (%)	Índice de Plasticidade (%)	Equivalente de Areia (%)
E	23	6	54
F	22	4	35

Observação: ensaios realizados na UNP-DAER/RS

O material de enchimento resultante do beneficiamento do basalto alterado da jazida F se enquadra na faixa granulométrica III da Especificação de Serviço DAER-ES-P 07/91. Já o da jazida E não se enquadra em nenhuma das faixas, embora esteja muito próximo da faixa II da especificação.

Em relação aos resultados do ensaio de equivalente de areia, se observa que o material de enchimento da jazida E obedece o mínimo citado pela especificação (50%), o mesmo não ocorrendo com o material da jazida F.

Finalmente deve-se salientar o fato de que nenhum dos materiais de enchimento apresentou expansão significativa, medida no ensaio ISC, sendo de apenas 0,34 % para o material de Ibirubá e 0 % para o material de Frederico Westphalen.

### 5.2.3 - Brita graduada

A brita graduada utilizada na construção das pistas experimentais foi obtida pela britagem de basalto de pedreira (rocha sã). Essa brita é classificada como classe A pela especificação de serviço DAER-ES-P 08/91. Resultados da análise granulométrica são apresentados no Quadro 5.8

O ensaio de compactação na energia do Proctor Modificado conduziu a um peso específico aparente máximo de 23,0 kN/m<sup>3</sup>, correspondente a um teor ótimo de umidade de 7,5 %. O equivalente de areia foi de 63%.

QUADRO 5.8 - Análise granulométrica da brita graduada usada nas Pistas 05, 06, 09 e 10

Abertura da peneira	Porcentagem acumulada que passa em peso
2"	100
1"	90
3/4"	75
4	39
30	14
200	7

Observação: ensaio realizado na UNP-DAER/RS

### 5.2.4 - Demais agregados

Na execução do tratamento superficial duplo, foram empregadas brita grossa e fina, enquadradas nas Faixas A e C das Especificação de Serviço ES-P-15/91 do DAER/RS, com taxas de aplicação iguais a 15,70 e 7,60 kg/m<sup>2</sup>, respectivamente. Os ensaios realizados nesses materiais apresentaram os seguintes resultados:



Quadro 5.9 - Resultados de ensaios em britas utilizadas no tratamento superficial duplo

Propriedade	Brita grossa	Brita fina
Massa específica real (kg/dm <sup>3</sup> )	2,926	2,932
Massa específica aparente solta (kg/dm <sup>3</sup> )	1,459	1,339
Tamanho médio (mm)	9,3	3,6
Índice de lamelaridade	25,4	38,4

Observação: ensaios realizado na UNP-DAER/RS

Na capa selante executada sobre o tratamento foi empregado um agregado com 100% do seu peso passando na peneira 3/8", e com menos de 2% passando na peneira 200, com taxa de aplicação de 4,81 kg/m<sup>2</sup>.

#### 5.2.5 - Materiais asfálticos

Na imprimação foi empregado asfalto diluído tipo CM-30, com taxa de aplicação de 1,2 l/m<sup>2</sup>. Na execução do tratamento superficial duplo e da capa selante foi utilizada emulsão asfáltica catiônica de ruptura rápida (RR-2C), com taxas de aplicação de 1,3 l/m<sup>2</sup>, 1,35 l/m<sup>2</sup> e 1,21 l/m<sup>2</sup>, respectivamente. Na execução da capa selante, a emulsão asfáltica foi diluída em água na proporção 1:1.

### 5.3 - OS TRABALHOS DE TERRAPLENAGEM E PAVIMENTAÇÃO

#### 5.3.1 - Trabalhos de terraplenagem

Os trabalhos de construção das pistas experimentais iniciaram no dia 4 de janeiro de 1996.

De 4 a 6 de janeiro aconteceram trabalhos prévios à terraplenagem: desmatamento e limpeza da área a ser terraplenada, implantação de off-sets, regularização do subleito natural, etc. Concomitantemente, funcionários do DAER/RS procediam à limpeza e decapagem da jazida de argila de comportamento laterítico a ser empregada na execução do reforço do subleito, ou camada final de terraplenagem (CFT), a qual devido a sua espessura será considerada como sendo o verdadeiro subleito.

No dia 8 de janeiro começou a compactação do solo argiloso importado (verdadeiro subleito das pistas experimentais). Três faixas, cada uma com 100 m de comprimento e 5 m de largura, foram compactadas em três camadas de espessuras compreendidas entre 20 e 23 cm, de modo a obter-se as espessuras totais mostradas nas Figuras 5.1 e 5.2. A execução dos aterros foi feita de acordo com a Especificação de Serviço DAER-ES-T 05/91.

Na semana compreendida entre 8 e 13 de janeiro foram compactados 1.600 m<sup>3</sup> de argila. As chuvas moderadas (20 mm) que ocorreram no período, retardaram um pouco a execução da terraplenagem. Mesmo assim, ao cabo de seis dias 88% do subleito tinha sido compactado, restando apenas a compactação da última camada da faixa 3 (Pistas 07 a 10).

Em cada uma das nove camadas executadas (três por faixa) foram determinados os graus de compactação (média de três valores), através do método do cilindro biselado. A média desses 27 ensaios foi 102,6% em relação ao ensaio de Proctor Normal, com um coeficiente de variação de 0,02. Já o teor de umidade de compactação merece uma análise mais detalhada.

Na Tabela 5.1 são apresentados os teores de umidade a que foram compactadas as camadas do subleito.

TABELA 5.1 - Teores de umidade de compactação do solo de subleito

Faixa	1ª camada	2ª camada	3ª camada	Média da faixa
1	21%	21%	20,2%	20,61%
(Pistas 01 e 02)	<u>21,9</u> - 20,4 - 20,6	21,6 - 20,2 - 20,2	20,7 - 20,0 - 19,9	CV = 0,0339
2	19,2%	20,9%	20,9%	20,36%
(Pistas 03 a 06)	19,0 - 20,4 - <u>18,3</u>	20,0 - 19,7 - <u>23,1</u>	21,3 - 19,7 - 21,7	CV = 0,0722
3	20,6%	18,8%	21,2%	20,21%
(Pistas 07 a 10)	20,5 - 20,7 - 20,5	<u>17,8</u> - 18,8 - 19,8	20,4 - 21,2 - 21,7	CV = 0,0639

Obs:1) O valor superior é a média dos valores de baixo, que por sua vez representam a média de 2 cápsulas.

2) Os valores inferiores se referem a amostras do lado esquerdo, eixo e lado direito, respectivamente.

3) Os valores individuais sublinhados estão fora da faixa de umidade estabelecida para compactação.

4) O coeficiente de variação não está expresso em percentagem para evitar confusões.

Os baixos coeficientes de variação são indicativos da homogeneidade do teor de umidade de compactação. A compactação geralmente foi executada a um teor de umidade



muito próxima à ótima (20,6 %), e dentro da faixa estabelecida em função do ISC. Poucos (4 em 27) valores individuais se encontram fora dessa faixa de umidade (18,7 % a 21,8,%).

O maior teor médio de umidade de compactação foi o da faixa 3, embora todos os valores individuais estejam dentro da faixa de umidade especificada. A compactação da última camada dessa faixa foi bastante prejudicada pelas fortes chuvas (33 mm) que ocorreram entre 17 e 22 de janeiro e pela contaminação do material no momento em que era escavado na jazida (de fato a jazida estava quase exaurida). Apenas no dia 23 de janeiro foi finalmente compactada a última camada, encerrando-se os trabalhos de terraplenagem. Salienta-se que após a compactação da terceira camada de cada faixa foram feitos levantamentos defletométricos, de 5 em 5 m, com duas vigas Benkelman. Os resultados desses levantamentos são apresentados, e a sua importância no controle de execução são discutidos na seção 5.4.

### 5.3.2 - Execução do macadame seco com basaltos alterados

A execução desse tipo de camada granular seguiu a especificação de serviço DAER-ES-P 07/91, apresentando as seguintes etapas:

a) Espalhamento, sobre o subleito compactado, de uma camada solta de material de bloqueio ou isolamento (usa-se o mesmo material de enchimento), com espessura de 3 a 5 cm.

b) Espalhamento do agregado graúdo sobre a camada de bloqueio, empregando-se motoniveladora. Admite-se umas poucas (2 ou 3) passagens de um rolo compactador liso (sem vibração), com a finalidade de melhor acomodar os agregados.

c) Espalhamento do material de enchimento por meios manuais, em quantidades suficientes para preencher os vazios do agregado graúdo.

d) Vibração do material de enchimento (no caso foi empregado um compactador vibratório Dynapac CA25 série 2), o mais seco possível, para facilitar o preenchimento da camada. A aplicação do material de enchimento é feita em uma ou duas camadas sucessivas. A compactação deve prosseguir até que se consiga um bom entrosamento dos agregados da camada.

e) Após a compactação da camada, abertura ao tráfego da obra e geral dos usuários, por um período mínimo de 30 dias, de forma a evidenciar a ocorrência de eventuais problemas (geralmente deficiência de material de enchimento) e propiciar melhor entrosamento dos materiais. Essa “pós-compactação” não foi possível realizar nas pistas experimentais, devido à necessidade de dar-se continuidade aos trabalhos de pavimentação e à ausência de tráfego de usuários. Entretanto, o comportamento dos pavimentos, quanto à



deformações permanentes (flechas), evidenciaram que esta etapa é de fundamental importância na execução de trechos rodoviários. Este aspecto é destacado no capítulo 7 desta tese.

Manda, ainda, a especificação que, antes da colocação da camada superior, a superfície do macadame seco usado como sub-base seja molhada e rolada novamente com rolo vibratório liso.

A construção das camadas de macadame a seco de basalto alterado estendeu-se de 19 de janeiro a 8 de fevereiro. Nessas três semanas as intensas chuvas (130 mm) causaram dificuldades e evidenciaram a necessidade de melhorar-se a drenagem superficial da área a ser pavimentada. Foram, então, executados drenos de brita solta, preenchendo os vãos entre as pistas (1,5 m de largura na direção longitudinal e 6 m de largura na direção transversal).

Os principais problemas ocasionados pelas chuvas, e pela elevada umidade relativa do ar nos dias subseqüentes, relacionaram-se à saturação do material de enchimento, que por não estar seco não preenchia satisfatoriamente os vazios do agregado graúdo. Nas primeiras pistas em que se executou o macadame seco, a situação foi agravada pela prática (orientada pela especificação de serviço usada) de molhar-se as pistas com caminhão-pipa, após ter-se concluído a compactação. Na seção 5.4 discute-se este aspecto com mais profundidade.

O controle de compactação do macadame seco de basalto alterado não pode ser feito através do método do frasco de areia (Método DNER ME 092/94), devido ao tamanho do agregado graúdo, e principalmente devido a inaplicabilidade do ensaio de Proctor. Na execução das pistas experimentais esse controle foi possível graças a levantamentos defletométricos. A importância dessa técnica é largamente evidenciada pelos dados apresentados e discutidos na seção 5.4.

### 5.3.3 - Bases com brita graduada

Nas Pistas 05, 06, 09 e 10, sobre a camada de 16 cm de macadame seco com basaltos alterados foram executadas camadas de base de brita graduada, com espessuras de 12 ou 18 cm, como mostram as Figuras 5.1 e 5.2. A execução dessas camadas se estendeu de 2 a 9 de fevereiro, sendo guiada pela especificação de serviço DAER-ES- P 08/91.

As elevadas temperaturas (até 37° C) do verão dificultaram um pouco a compactação, uma vez que o teor de umidade era às vezes até 2% inferior ao ótimo correspondente à energia modificada (7,5 %), o que conduzia a pesos específicos aparente secos inferiores ao máximo. O problema foi solucionado molhando-se a camada de brita

graduada com emprego do carro-pipa. O controle de compactação foi realizado com o frasco de areia e através de levantamentos defletométricos.

#### 5.34 - Imprimação, Tratamento Superficial Duplo e Capa Selante

A imprimação, o tratamento superficial duplo e a capa selante foram executados seguindo as especificações de serviço DAER-ES-P 12/91, 15/91 e 21/91, respectivamente.

A Figura 5.9 apresenta detalhes dos trabalhos de terraplenagem e pavimentação realizados durante a construção das pistas experimentais da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, os quais foram concluídos no dia 19 de fevereiro de 1996.

#### 5.4 - CONTROLE DE COMPACTAÇÃO ATRAVÉS DE LEVANTAMENTOS DEFLETOMÉTRICOS

O controle de execução através de levantamentos defletométricos é largamente usada no exterior, mas ainda incipiente entre nós.

Diversos trabalhos, como o apresentado por Zhou, Rada e Elkins (1997), demonstram que a variação nas magnitudes das deflexões de camadas individuais dos pavimentos pode ser usada no controle da variabilidade da construção. Esses autores acrescentam que as deflexões medidas no topo de cada camada durante a construção, fornecem uma oportunidade única para investigar o efeito que cada camada específica tem sobre outras, em termos de módulos de resiliência retroanalizados.

Embora no Brasil esses levantamentos sejam de uso costumeiro na avaliação estrutural e em projetos de reforços de pavimentos, não é usual valer-se dessa importante informação como controle durante a execução. É justo, porém, salientar o esforço realizado por pesquisadores da COPPE em difundir esta prática internacional, através de trabalhos como o apresentado na 29ª Reunião Anual de Pavimentação por Motta et al. (1995).

Esses autores usaram resultados de ensaios defletométricos (viga Benkelman e FWD) no controle tecnológico das camadas do pavimento de um trecho da Rodovia Carvalho Pinto e concluíram que essa técnica parece ser bastante promissora, apesar das dificuldades e necessidade de ajustes naturais em uma técnica de controle de campo.

Motta et al. (1995) salientam que o uso da defletometria permite:

- o controle em um número de pontos maior do que os controles tradicionais de construção, em menos tempo e custo menor;
- uma visão geral do pavimento nas direções longitudinal e transversal;



- a utilização de conhecimentos da Mecânica dos Pavimentos; e
- propicia, ainda, a aplicação de uma forma mais explícita dos conceitos de confiabilidade.

Na construção das pistas experimentais da Área de Pesquisa e Testes de Pavimentos, e muito especialmente das camadas de macadame seco com basaltos alterados, o controle de execução através de levantamentos defletométricos, mostrou-se de vital importância, conforme descreve-se a seguir. As deflexões foram medidas, de 5 em 5 metros, ao longo dos dois setores (trilhas de cada pista).

O levantamento defletométrico realizado no dia 23 de janeiro nas Pistas 01, 02, 03 e 06, nas quais havia sido executada uma camada de macadame seco com basaltos alterados de 16 cm ou 21 cm, evidenciou que a compactação, até então realizada com uso exclusivo de rolo liso vibratório, não fora suficiente.

Na Pista 01, construída com material da jazida F, a deflexão característica, que após a compactação do reforço do subleito era de 0,39 mm na trilha interna e 0,40 mm na externa, pulara para 1,54 mm e 1,76 mm, respectivamente. Nas outras pistas igualmente construídas com material da Jazida F a situação era semelhante. As deflexões características, após a construção da camada de macadame seco, eram de 1,59 mm e 1,74 mm (trilhas interna e externa) na Pista 03 e de 1,57 mm e 1,67 mm na Pista 06.

Na Pista 02, construída com material da jazida E, a situação não era tão grave. Também lá as deflexões, com valores baixos após a compactação do solo importado usado como subleito (ou CFT) tinham aumentado muito com a construção da camada de macadame seco. A deflexão característica evoluíra (de 0,33 mm para 0,79 mm na trilha externa, e de 0,27 mm para 0,68 mm na trilha interna), mas se mantinha dentro de limites aceitáveis.

Descartada a possibilidade de que as elevadas deflexões fossem causadas por presença de finos expansivos no material de enchimento da Jazida F, levantou-se a hipótese da insuficiência de compactação. Essa hipótese ganhou força com os resultados do levantamento defletométrico do dia 26 de janeiro. A despeito das chuvas do dia 25 (que inclusive causaram pequeno alagamento entre as pistas), as deflexões das quatro pistas tinham diminuído, em função de compactação adicional. Assim, por exemplo, na Pista 1 as novas deflexões características eram 1,16 mm na trilha interna e 1,18 mm na externa.

Solicitou-se, então, à firma construtora a utilização de rolo pneumático autopropulsor na compactação final das camadas de macadame seco. Também estabeleceu-se que a compactação deveria prosseguir até que a deflexão em qualquer ponto da pista fosse menor do que 0,80 mm. Este limite, estabelecido em função de informações sobre



deflexões medidas em rodovias em serviço no RS nas quais basalto alterado tinha sido usado como sub-base, foi quase sempre respeitado, embora em certos pontos próximos às cabeceiras das pistas tenham sido aceitos valores ligeiramente superiores (até 1,00 mm).

Os sucessivos levantamentos defletométricos realizados nos dias 30 de janeiro e 3 de fevereiro atestaram a eficiência das medidas adotadas. Finalmente, no dia 6 de fevereiro, com deflexões características iguais a 0,82 mm na trilha interna e 0,84 mm na externa, a Pista 01 (assim como as Pistas 02 e 04) foi liberada para imprimação. As Pistas 05 e 09 já tinham sido liberada para execução de camada de brita graduada no dia 30 de janeiro, o mesmo ocorrendo com a Pista 06 em 3 de fevereiro. A Pista 07 foi liberada para execução da segunda camada de macadame seco nesse mesmo dia.

O melhor comportamento resiliente das Pistas 02, 04, 05 e 09 foi atribuído à baixa resistência do agregado graúdo de Ibirubá, que ao ser distribuído e vibrado fraturava-se bem mais que o de Frederico Westphalen, propiciando o surgimento de um esqueleto mineral aparentemente mais estável.

O agregado graúdo de basalto alterado usado na Pista 10 foi contaminado com solo muito plástico durante o carregamento do caminhão, na instalação de britagem. Tal fato, descoberto somente após a sua distribuição na pista, fez que em duas ocasiões fosse necessária a abertura da pista e a substituição do material. No dia 8 de fevereiro essa pista foi liberada para execução da camada de brita graduada.

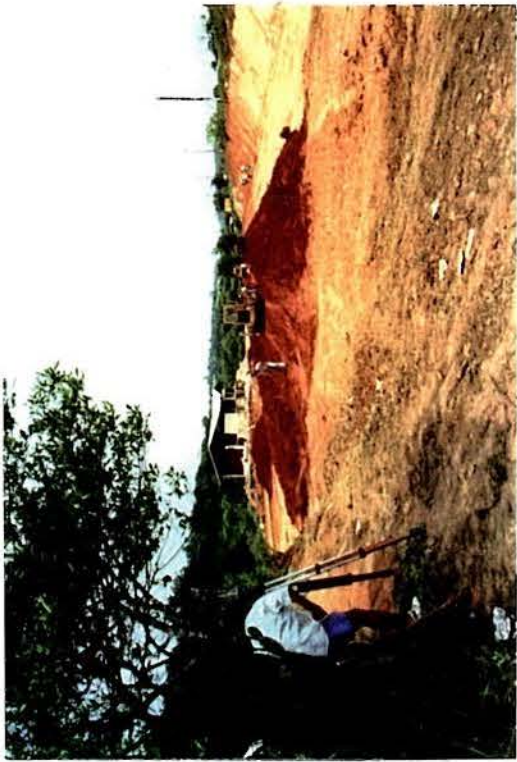
A evolução das deflexões características da trilha externa da Pista 01 ao longo das etapas de construção do pavimento, mostrada na Figura 5.10, atesta a importância de usar-se levantamentos defletométricos como instrumento de controle de compactação. O último valor da figura corresponde ao início da solicitação do setor pelo Simulador de Tráfego.

A Tabela 5.2 apresenta a evolução das deflexões características das Pistas 01, 03, 04, 07 e 08, as quais têm seu comportamento mecânico analisado no capítulo 7 desta tese. Introduce-se neste quadro a divisão da pista em setores, conforme a carga de eixo com a qual foram posteriormente solicitadas. Os dois últimos algarismos que identificam o setor representam a carga de eixo aplicada, em toneladas força. Salienta-se que as deflexões características no topo do tratamento foram medidas no dia de início do tráfego sobre o setor. Os dados apresentados na Tabela 5.2, testemunham a qualidade do solo utilizado como subleito, quanto à deformabilidade elástica, o que era ser previsível partir dos resultados de ensaios com carga repetida, apresentados no Quadro 5.1. Também explicitam a importância da continuidade do tráfego (no caso das máquinas rodoviárias) sobre as pistas após a conclusão da compactação das camadas de macadame seco com basalto alterado, o que é recomendado pela especificação de serviço DAER-ES-P 07/91.



# CONSTRUÇÃO DA ÁREA DE PESQUISAS E TESTES DE PAVIMENTOS

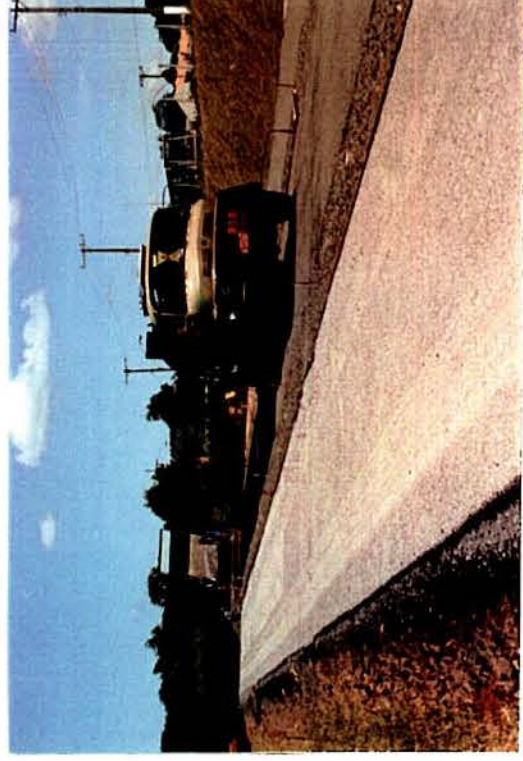
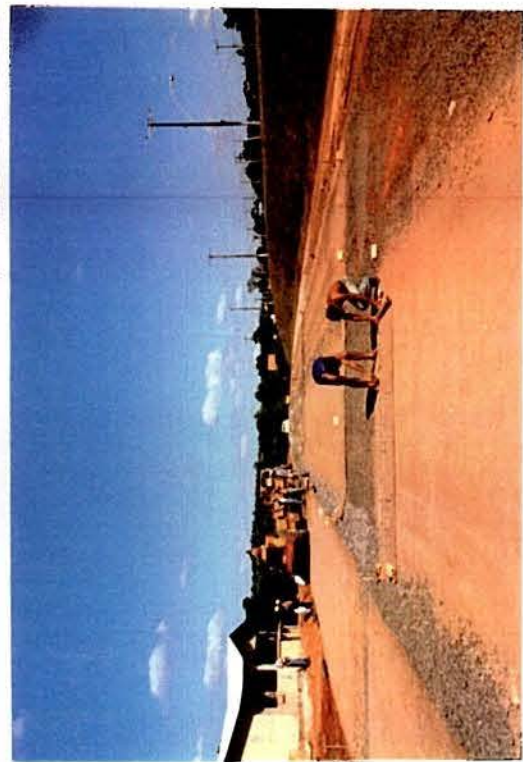
Endereço - Adresse - Address: CAMPUS DO VALE DA UFRGS - AV. BENTO GONÇALVES Nº 9802 - PORTO ALEGRE - BRASIL



Trabalhos de terraplenagem - Travaux de terrassement - Earth moving works



Execução de camada de macadame seco com basalto alterado - Exécution de couche de base du type macadam à sec avec basalte altéré - Execution of dry macadam layer using basalt alteration



Execução do revestimento (tratamento superficial duplo com capa selante) - Exécution du revêtement (enduit superficiel à deux couches) - Execution of wearing course (two-layer surface treatment)



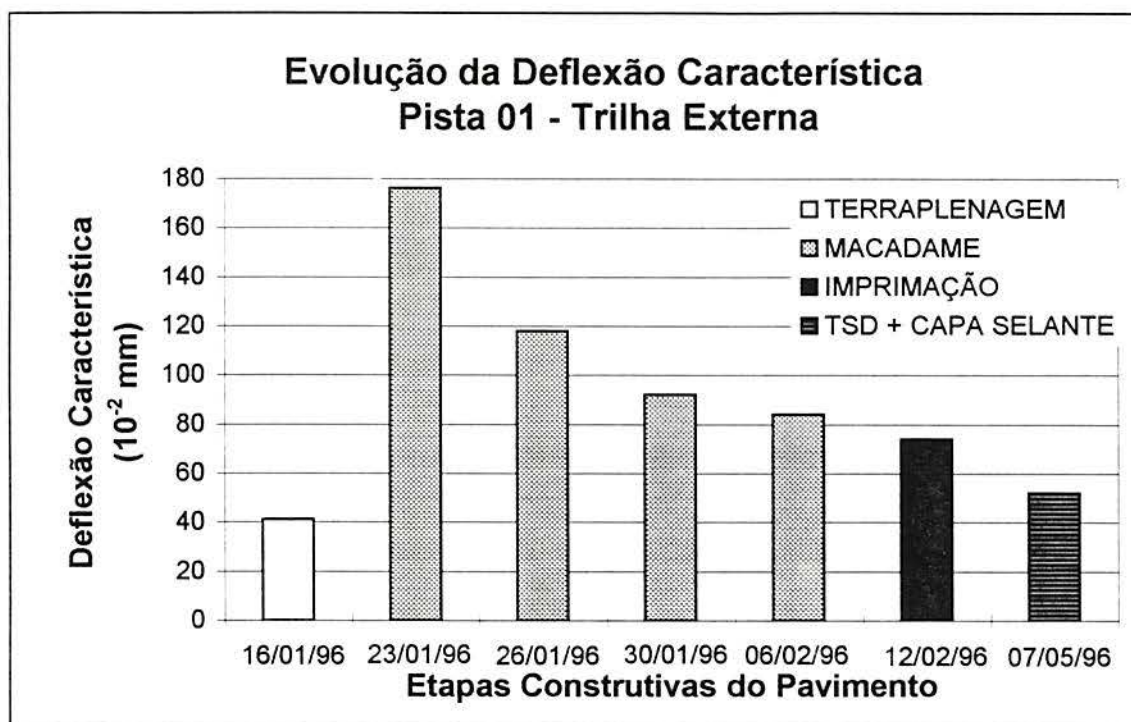


FIGURA 5.10 - Evolução da deflexão característica da trilha externa da Pista 01

TABELA 5.2 - Evolução das deflexões características (10<sup>-2</sup> mm) durante a construção

Pista	Setor	Basalto da jazida	Deflexão no topo do subleito	Deflexão no topo de 1ª camada de basalto	Deflexão no topo da 2ª camada de basalto	Deflexão após imprimir	Deflexão no topo do tratamento
1	0113	F	40	84	-	74	52
1	0110	F	39	82	-	76	59
3	0311	F	46	95	-	73	64
3	0308	F	47	79	-	78	64
4	0413	E	37	46	-	73	48
4	0408	E	40	75	-	52	48
7	0713	F	54	22	49	58	40
7	0712	F	59	72	58	48	45
8	0812	E	51	99	62	82	48
8	0810	E	59	105	85	75	51



## 5.5 - CUIDADOS A ADOTAR NA CONSTRUÇÃO DO MACADAME A SECO

Os problemas surgidos durante a execução das camadas de macadame seco com basalto alterado evidenciaram que especial atenção deve dar-se a dois aspectos: o grau de saturação do material de enchimento e o controle de compactação. Esse último já foi suficientemente discutido na seção precedente. Contudo, é mister repetir que após a vibração da camada com rolo vibratório liso, pode ser necessário o emprego de rolo pneumático autopropelido, capaz de aplicar pressões de até 0,84 MPa (120 psi)

Em relação ao grau de saturação do material de enchimento recomenda-se:

a) aplicá-lo o mais seco possível; e

b) eliminar a prática nociva de regar a camada de macadame seco, após a sua vibração. Esse umedecimento provoca penetração adicional de material de enchimento completamente saturado, cuja secagem e/ou remoção poderá exigir a abertura da pista.

Tal fato aconteceu na Pista 08, na qual o levantamento realizado após a compactação do solo usado como subleito (CFT) revelou deflexões características iguais a 0,51 mm e 0,59 mm, nos setores 0812 e 0810 (trilhas interna e externa), respectivamente. Após a execução da primeira camada de macadame seco de basalto alterado de Ibirubá, essas deflexões eram iguais a 0,99 mm e 1,05 mm. Foi a única pista com material dessa jazida que apresentou deflexões pontuais superiores a 0,80 mm.

A explicação: Concomitantemente à construção das pistas, foi construído o prédio de controle. A lateral do aterro e da camada de macadame seco da pista 8 estavam no mesmo nível do talude da calçada (que não fora ainda construída) circundante ao prédio. No talude havia tijolos e outros materiais de construção estocados, retardando a execução da valeta do pé do aterro. Sem condições de ser drenada, a água que escoava transversalmente às Pistas 01, 04 e 08 (ver Figuras 5.1 e 5.2) e a que tinha sido distribuída pelo caminhão-pipa ficava retida no interior da trilha externa da Pista 08.

Na tentativa de reduzir-se as deflexões, aumentou-se o esforço de compactação. Entretanto, estando o material de enchimento saturado, o efeito provocado foi a instabilização da camada (surgimento de zonas de plastificação, mostradas na Figura 5.11), que forçou a abertura da pista e a substituição do material de enchimento em duas ocasiões.

A evolução das leituras defletométricas na Pista 07 reforça a idéia de que deve-se eliminar a passagem do caminhão-pipa. Concluída a compactação do reforço, as deflexões características das trilhas interna e externa dessa pista eram 0,54 mm e 0,59 mm. Após a execução da primeira camada de macadame seco com basalto alterado de Frederico Westphalen, sem passagem do carro-pipa, as deflexões eram 0,22 mm e 0,72 mm.

Finalmente, após a execução da segunda camada de macadame seco, um novo levantamento apontou como deflexões características 0,49 mm e 0,58 mm.

Os fatos narrados sobre as Pistas 07 e 08 indicam que qualquer medida que vise melhorar a compactação de uma camada de macadame seco será estéril se o material de enchimento estiver saturado, a despeito da resistência do agregado graúdo.



FIGURA 5.11 - Plastificações na camada de macadame a seco da Pista 08 devido à saturação

O desempenho dos pavimentos ensaiados, discutido no capítulo 7 desta tese, confirmam a importância de adotar-se os cuidados assinalados nesta seção, durante a construção de pavimentos de rodovias.



## 6 - CARACTERÍSTICAS DE TRÁFEGO E MEDIÇÕES REALIZADAS

A revisão bibliográfica apresentada no capítulo 2 explicitou que a análise experimental de pavimentos pode ser desenvolvida em:

- I. trechos rodoviários experimentais sujeitos ao tráfego normal de veículos;
- II. pistas especialmente construídas e reservadas a veículos que as solicitam em ritmo mais ou menos acelerado; e
- III. em instalações que permitem simular e acelerar os carregamentos.

Essas possibilidades pressupõem o prévio estabelecimento :

- a) da definição qualitativa e quantitativa de vida útil do pavimento; ou seja do estado limite (fissuração e deformações elásticas e permanentes);
- b) da escolha de métodos físicos bem determinados para a caracterização dos materiais empregados; e
- c) da definição do tráfego (intensidade e frequência das cargas) e das condições climáticas que serão levadas em consideração nas aplicações práticas posteriores; ou seja das condições de solicitação e do meio ambiente.

No que concerne às três possibilidades citadas acima (I a III), é importante lembrar que cada uma delas apresenta vantagens e inconvenientes.

Os trechos experimentais integrados a rodovias sujeitas a tráfego real e as pistas reservadas a tráfegos mais ou menos acelerados têm a vantagem de oferecerem um ambiente natural. Apresentam, entretanto, os inconvenientes de: demandarem períodos excessivamente longos para a obtenção de resultados, terem custo elevado e de ser difícil a extrapolação dos resultados a outras condições ambientais (natureza dos materiais e efeitos sazonais).

As instalações onde simula-se e acelera-se o tráfego reduzem o tempo do experimento e permitem o estudo de uma vasta gama de problemas que incluem desde fenômenos de superfície (por exemplo a melhoria na execução das camadas dos pavimentos) até fenômenos de natureza estrutural (como mecanismos de degradação, propagação de fissuras, etc.). Apresentam, ainda, em certos casos, inconvenientes

relacionados ao efeito acelerador; ou seja, o fato de estarem um pouco afastadas das condições reais.

Para obter a degradação dos pavimentos ensaiados em períodos de tempo razoáveis, a maioria das instalações introduzem um modo de aceleração, seja sob a forma de cargas mais agressivas, seja através de condições climáticas mais rigorosas que aquelas às que os pavimentos em serviço estariam normalmente submetidos; ou ainda, realizando ensaios em pavimentos mais delgados. Neste último caso, os resultados dos ensaios, analisados em conjunto com ensaios laboratoriais dos materiais, permitem determinar por extrapolação a vida útil de pavimentos mais robustos.

Pesquisadores de diversos países [OCDE (1985)] consideram os ensaios em verdadeira grandeza como elo de ligação entre os ensaios laboratoriais e as rodovias reais. A vantagem dos ensaios em verdadeira grandeza em relação aos ensaios de laboratório reside na melhor simulação das condições de carregamento e das características da estrutura. A vantagem em relação à observação de pavimentos *in situ* é dada pelo controle mais estrito das cargas e das condições climáticas e pelas possibilidades de obter o resultado mais rapidamente.

As principais diferenças em relação aos pavimentos reais são:

- a) Se o tráfego pode ser acelerado, muitas outras condições não podem sê-lo (por exemplo: as variações do teor de umidade, o envelhecimento das misturas asfálticas, etc.).
- b) Mesmo nas instalações com controle climático, vários parâmetros como a insolação, a chuva, a neve, etc., são negligenciados. Nas instalações sem controle climático, os ensaios são limitados às condições climáticas existentes não sendo possível a sua realização em condições climáticas extremas.
- c) Os ensaios são limitados a um número restrito de combinações entre materiais, subleitos, espessuras, condições climáticas e carregamentos. Com os ensaios em verdadeira grandeza é impossível cobrir a enorme variação de condições às quais ficam submetidos os pavimentos em serviço. Mesmo nos ensaios rodoviários mais completos e caros, como os da AASHO, os da OCDE e o *Mn/Road*, foram considerados um único tipo de subleito e uma única condição climática.

A despeito dessas limitações, a representatividade de ensaios de fadiga de pavimentos com emprego de simuladores que aceleram o tráfego tem sido considerada satisfatória por numerosos pesquisadores, como por exemplo Autret, Boissoudy e Gramsammer (1987).

Descrevem-se neste capítulo as principais características do carregamento imposto ao pavimento pelo Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS, as medições realizadas durante a



solicitação das pistas experimentais e o acompanhamento dos parâmetros de clima que podem interferir no comportamento dos pavimentos.

### 6.1 - O SIMULADOR DE TRÁFEGO UFRGS-DAER/RS

A intenção do desenvolvimento de um equipamento simulador de tráfego surgiu da necessidade de se conhecer o comportamento mecânico de pavimentos com camadas de basaltos alterados quando empregado em rodovias de baixo volume de tráfego. Segundo Ceratti e Oliveira (1993), foram estudadas preliminarmente as características dos simuladores em operação em nível mundial, tendo-se optado por um simulador de tamanho médio, que reproduzisse da maneira mais real possível, o efeito do tráfego sobre os pavimentos. Foi definida a aplicação da carga de forma retilínea para eliminar o efeito de curva existente nos simuladores radiais.

Optou-se pelo desenvolvimento de um equipamento semelhante ao ALF (*Accelerated Loading Facility*) de origem australiana e atualmente fabricado nos Estados Unidos.

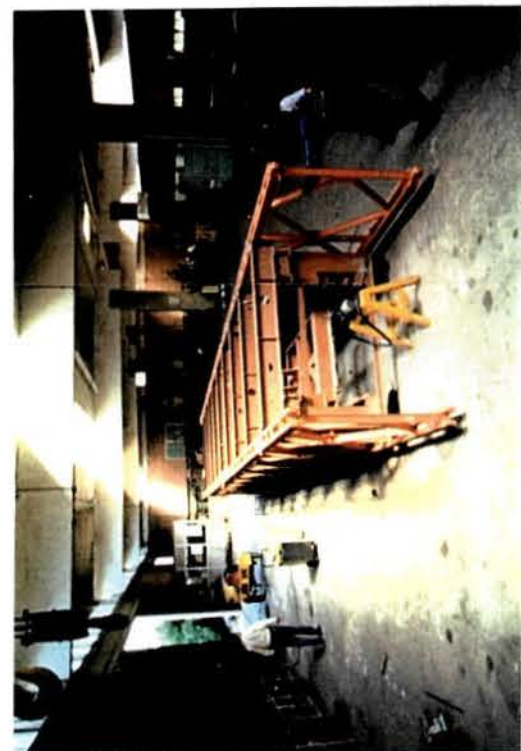
O projeto do equipamento foi desenvolvido pelo Grupo de Projeto Mecânico e Automação Industrial (GPA) do Departamento de Engenharia Mecânica da UFRGS. O simulador foi construído entre 1992 e 1994 pelo DAER/RS, na sua Oficina Central, em Guaíba (região metropolitana de Porto Alegre), sob supervisão dos projetistas e da coordenação do Protocolo de Colaboração Consensual Técnico-Científico UFRGS-DAER/RS.

A Figura 6.1 mostra as diversas etapas de construção do equipamento. O Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS mede aproximadamente 15 metros de comprimento, 2,5 metros de largura e 4,3 metros de altura, e apresenta seguintes características:

- Curso de atuação da carga sobre o pavimento: 8 metros;
- Curso de aceleração e desaceleração: 3 metros;
- Carga sobre o pavimento: regulável de 0 a 65 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: regulável até 20 km/h;
- Princípio de acionamento geral: elétrico.

O equipamento é formado por diferentes sistemas, descritos a seguir.





A construção do simulador de tráfego UFRGS - DAER/RS  
 La construction du simulateur de trafic UFRGS - DAER/RS  
 The construction of the UFRGS - DAER/RS traffic simulator



### 6.1.1 - Sistema de guiamento do rodado

O rodado, simples ou duplo, é ligado a um carro que desloca-se sobre trilhos, tracionado por um cabo de aço. Este carro possui em cada lateral 5 rodas que promovem seu guiamento, e são dispostas de forma a 3 delas servirem ao guiamento sob carga e 2 servirem ao guiamento durante o retorno para reposicionamento, durante um ciclo de aplicação.

### 6.1.2 - Sistema de aplicação da carga

A carga é aplicada através de uma unidade hidráulica comandada eletricamente e de um cilindro hidráulico, montados sobre o carro. Esta carga é aplicada sempre com deslocamento em um único sentido. O retorno se dá com o rodado suspenso.

Ao operar sobre as pistas experimentais, o Simulador foi programado para ter um tempo de ciclo de 16 a 18 segundos, permitindo a aplicação de 225 ou 200 ciclos de carga, respectivamente, a cada hora de operação.

A aplicação de cargas de eixo superiores à padrão permite acelerar a degradação dos pavimentos experimentais. De acordo com o *US Corps of Engineers* uma passagem de eixos com cargas de 100 kN e 130 kN equivale, do ponto de vista destrutivo, a 3,5 e 17,6 passagens do eixo padrão, respectivamente. No Quadro 6.1 apresentam-se os tempos que o Simulador leva para reproduzir a degradação que um pavimento com volume médio de tráfego ( $10^6$  ciclos de carga do eixo padrão) experimenta ao longo da vida projetada.

QUADRO 6.1 - Tempo de operação do Simulador para aplicar  $10^6$  cargas de eixo padrão

Tempo para $N = 10^6$	Carga de eixo aplicada pelo Simulador (kN)		
	82	100	130
em horas	4.444	1.259	253
em dias	400	113	23

Mesmo considerando-se os períodos em que o equipamento não funciona para que medições sejam feitas e para manutenção, bem como os fins-de-semana, é possível reproduzir em dois meses o dano que uma rodovia com volume médio de tráfego experimentará ao longo de sua vida de projeto.

### 6.1.3 - 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 haja falha do sistema de controle.

### 6.1.4 - 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 1:9,4. Este conjunto aciona um tambor ao qual está ligado o cabo de aço que movimenta o carro. O cabo de aço possui um mecanismo esticador em uma das extremidades, de forma a mantê-lo sempre tracionado.

### 6.1.5 - Sistema do rodado

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

### 6.1.6 - 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 utilizados 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.

### 6.1.7 - Sistema de controle

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

Faz parte também do sistema de controle um quadro de resistores, que tem como função o controle da velocidade de acionamento.



### 6.1.8 - Sistema de aceleração e desaceleração

A aceleração e desaceleração do deslocamento do carro é comandado pelo sistema de controle, através do acionamento do freio do motor elétrico, e segundo um sinal elétrico originário de sensores óticos, dispostos ao longo dos trilhos de guiamento do carro.

### 6.1.9 - Sistema de deslocamento transversal

O equipamento em operação tem um deslocamento transversal coordenado com o longitudinal, de forma a impedir a formação de trilhas por passagem das rodas em um único local. 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.

## 6.2 - CALIBRAÇÃO DA UNIDADE HIDRÁULICA

Antes do início da solicitação da pistas experimentais, foi calibrada a unidade hidráulica, através da qual é aplicada a carga.

Nessa calibração empregaram-se uma unidade de leitura digital e uma célula de carga posicionada entre duas placas metálicas. A placa superior transmitia a carga do rodado à célula de carga, que se apoiava sobre a placa inferior assente sobre o pavimento. A Figura 6.2 mostra detalhes da calibração.

Foram realizados quatro ciclos de carregamento, agindo-se sobre a unidade hidráulica. A Figura 6.3 mostra a curva de calibração, cuja expressão matemática é:

$$C = 2,485 + 10,5 p \quad (6.1)$$

onde C é a 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 as equação de ajuste (6.1),  $r^2$ , é igual a 0,99)



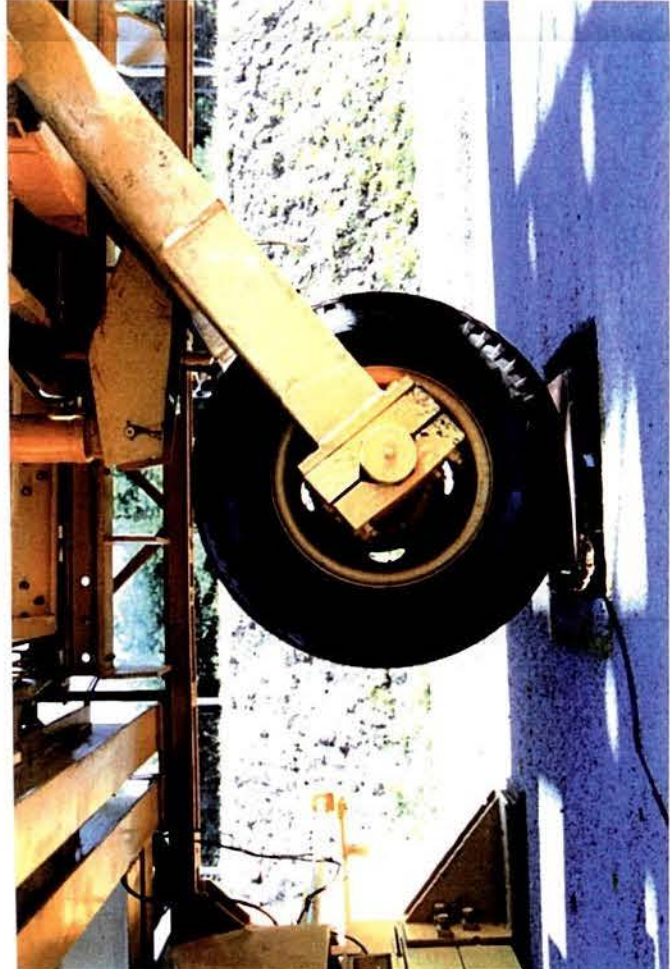
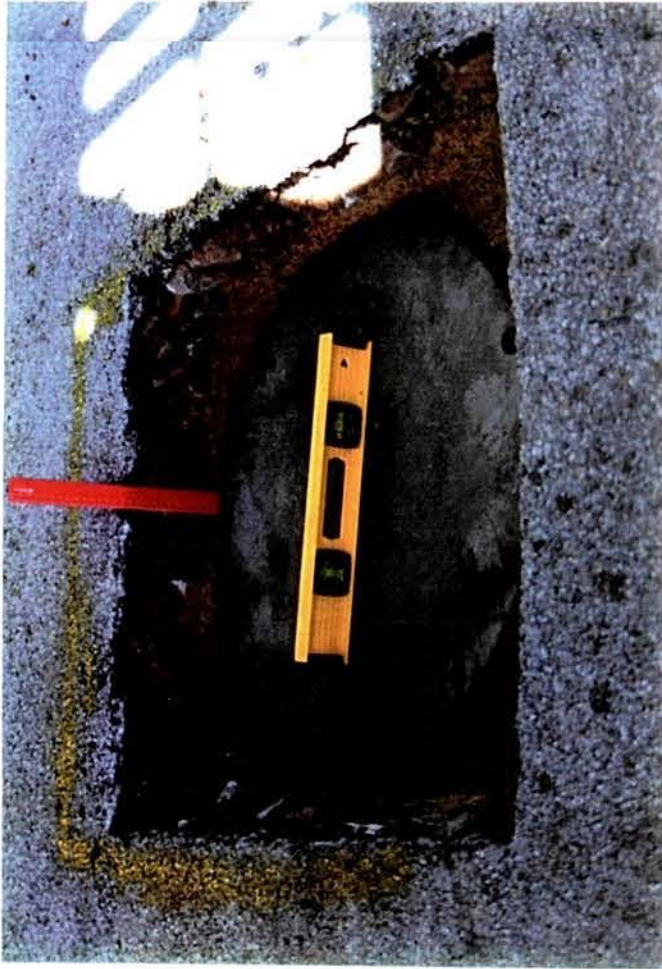


FIGURA 6.2 - Calibração da unidade hidráulica do Simulador de Tráfego



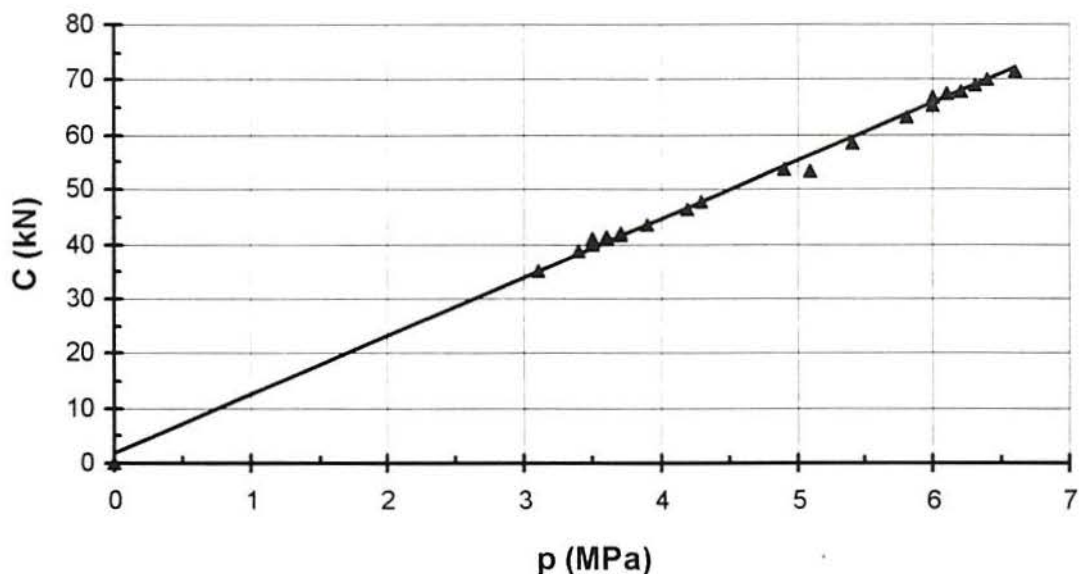


FIGURA 6.3 - Curva de calibração da unidade hidráulica

### 6.3 - PRESSÃO NOS PNEUS X CARGA DE EIXO

O Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS está equipado com pneus 9,00 x 20, com 14 lonas. Considerando-se que as cargas de eixo aplicadas nas pistas experimentais variam entre 82 kN (carga-padrão) e 130 kN, procurou-se estabelecer uma relação entre a carga de eixo e a pressão nos pneus.

A pressão mínima adotada foi a que o Método DNER ME 024/94 estabelece para levantamentos defletométricos, ou seja 0,56 MPa (80 psi). Já a escolha da pressão máxima se fundamentou em uma pesquisa realizada junto a locais de manutenção de sistemas de rodados rodoviários. Nestes locais obteve-se a informação de que 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). Adotou-se, então, 0,73 MPa (105 psi) como limite superior, resultando as pressões de enchimento para os pneus, mostradas no Quadro 6.2.

No Quadro 6.2 se observa que, embora a área carregada, suposta circular, calculada dividindo-se a carga de roda pela pressão de enchimento dos pneus, não se mantenha constante com o aumento da carga, o aumento do raio quando se considera a carga maior em relação à padrão é de apenas 10%.

QUADRO 6.2 - Pressões de enchimento de pneus do Simulador de Tráfego

Carga de eixo (kN)	Carga de roda (kN)	Pressão nos pneus (MPa)	Área carregada calculada (cm <sup>2</sup> )	Raio da área carregada (cm)
82	20,5	0,56	366,07	10,8
100	25,0	0,62	403,43	11,3
110	27,5	0,66	416,67	11,5
120	30,0	0,69	434,78	11,8
130	32,5	0,73	445,21	11,9

Embora certos pesquisadores, entre os quais Pereira (1985), sugiram a adoção de pressões de enchimento maiores para cargas dessa ordem, optou-se pela segurança, evitando-se o risco de ruptura dos pneus. Salienta-se, ainda, que em pesquisa desenvolvida com um simulador de tráfego tipo ALF, Bonaquist, Surdhal e Mogawer (1989) observaram que aumentos da pressão de enchimento de 0,53 MPa para 0,98 MPa, mantendo-se a carga constante, resultaram em acréscimos de no máximo 10% na deflexão superficial.

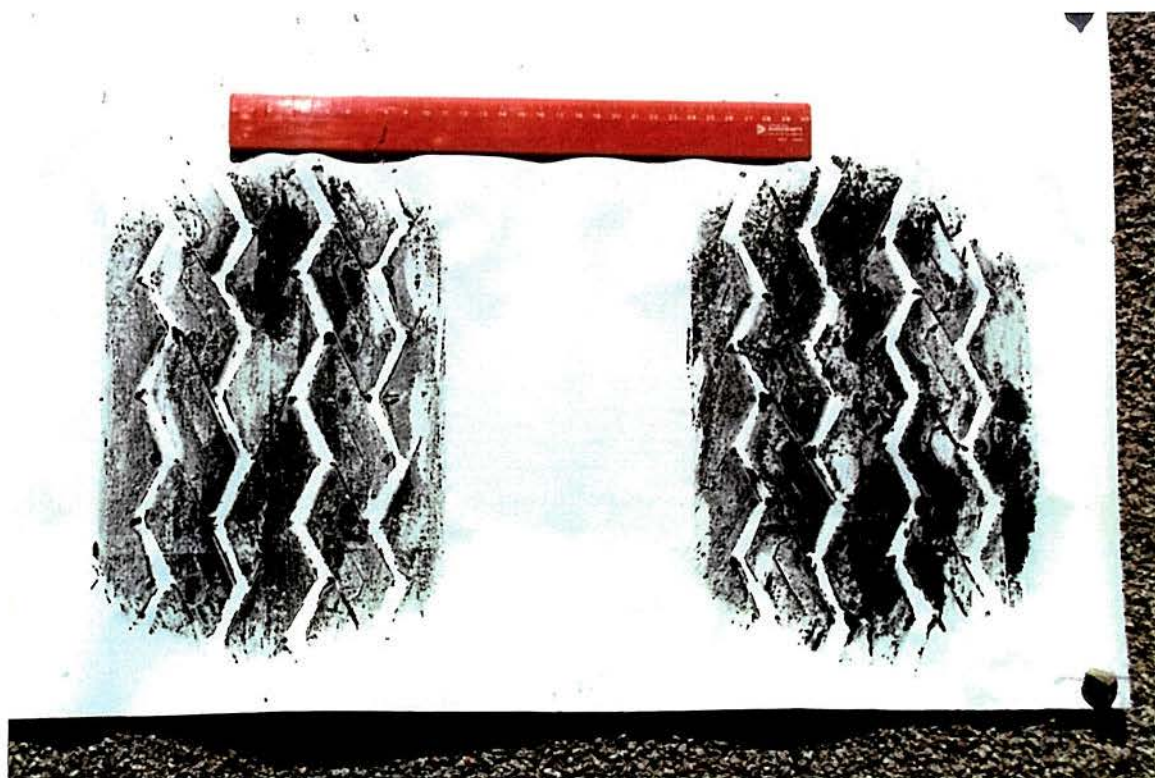


FIGURA 6.4 - Impressão dos pneus com carga de eixo de 100 kN e pressão de 0,62 MPa



A Figura 6.4 mostra a impressão dos pneus do Simulador, preenchidos com uma pressão de 0,62 MPa (aproximadamente 90 psi), correspondente a uma carga de eixo de 100 kN. A impressão foi obtida na condição estática, observando-se que a área de contato de cada pneu é composta de um retângulo e dois semicírculos. A medição da área da impressão permitiu constatar que a tensão de contato entre as rodas e o pavimento é igual à pressão de enchimento dos pneus.

Convém lembrar que quando a teoria das camadas elásticas é usada no dimensionamento de pavimentos flexíveis, se assume que cada pneu tem área de contato circular. Essa aproximação não é correta mas, segundo Huang (1993), o erro cometido é considerado pequeno.

Para simplificar a análise de pavimentos flexíveis, um único círculo é freqüentemente usado para representar um conjunto de rodas duplas, em substituição às duas áreas circulares. Esta prática geralmente resulta em um dimensionamento mais conservador. Entretanto, no caso de revestimentos asfálticos delgados vai contra a segurança, já que a deformação de tração na fibra inferior de uma camada asfáltica subjacente a um raio de contato maior, correspondente a uma roda simples, é menor do que aquela que ocorre sob o raio de contato menor, correspondente a rodas duplas. A análise de Huang (1993) parece indicar que o dimensionamento de pavimentos com revestimento tipo tratamento superficial é mais seguro quando se empregam programas computacionais, como o ELSYM 5, que permitem considerar mais de uma carga (roda).

#### 6.4 - DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DAS CARGAS

Durante a operação o Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS tem um deslocamento transversal coordenado com o longitudinal, de forma a impedir a formação de trilhas por passagem das rodas em um único local. Um deslocamento transversal de 0,5 cm ocorre toda vez que o rodado retorna suspenso para o início de cada ciclo. A distribuição transversal típica das cargas é mostrada na Figura 6.5.

Durante o planejamento da pesquisa, detalhado no capítulo 4, decidiu-se que em cada pista experimental seriam solicitados dois setores, de 7,0 m de comprimento e 0,75 m de largura, com cargas diferentes.

Cada pista foi solicitada por dois níveis de carga de eixo, de acordo com o Projeto Fatorial, representado no Quadro 4.1. Cada setor foi dividido em 8 seções, que limitam 7 sub-trechos, conforme se observa na Figura 6.6.

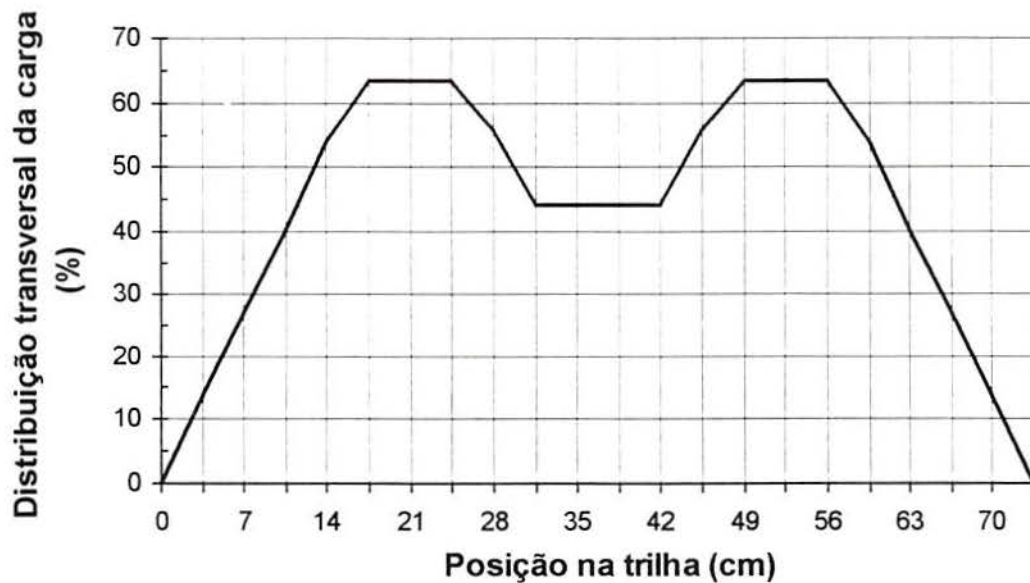


FIGURA 6.5 - Distribuição transversal típica de cargas

#### 6.5 - MEDIÇÕES EFETUADAS DURANTE O CARREGAMENTO

Ao longo dos períodos de carregamento foram registrados vários parâmetros, que constituem a base de dados necessários à interpretação do comportamento da estrutura. Esses parâmetros podem ser diferenciados em quatro categorias:

- ambientais (temperatura do ar, precipitação e sucção);
- de resposta estrutural (deflexões);
- de comportamento (flechas, fissuras e outras formas de degradação superficial); e
- dos materiais.

##### 6.5.1 - Parâmetros ambientais

Ao longo dos períodos de solicitação foram registradas precipitações pluviométricas, temperaturas do ar e sucção no subleito.

As temperaturas do ar foram registradas diariamente. Não foram registradas as temperaturas no interior do revestimento, devido à sua pequena espessura (2,5 cm). Acredita-se que dada a natureza do revestimento (tratamento superficial) os efeitos desse parâmetro ambiental no comportamento mecânico do pavimento não são relevantes.



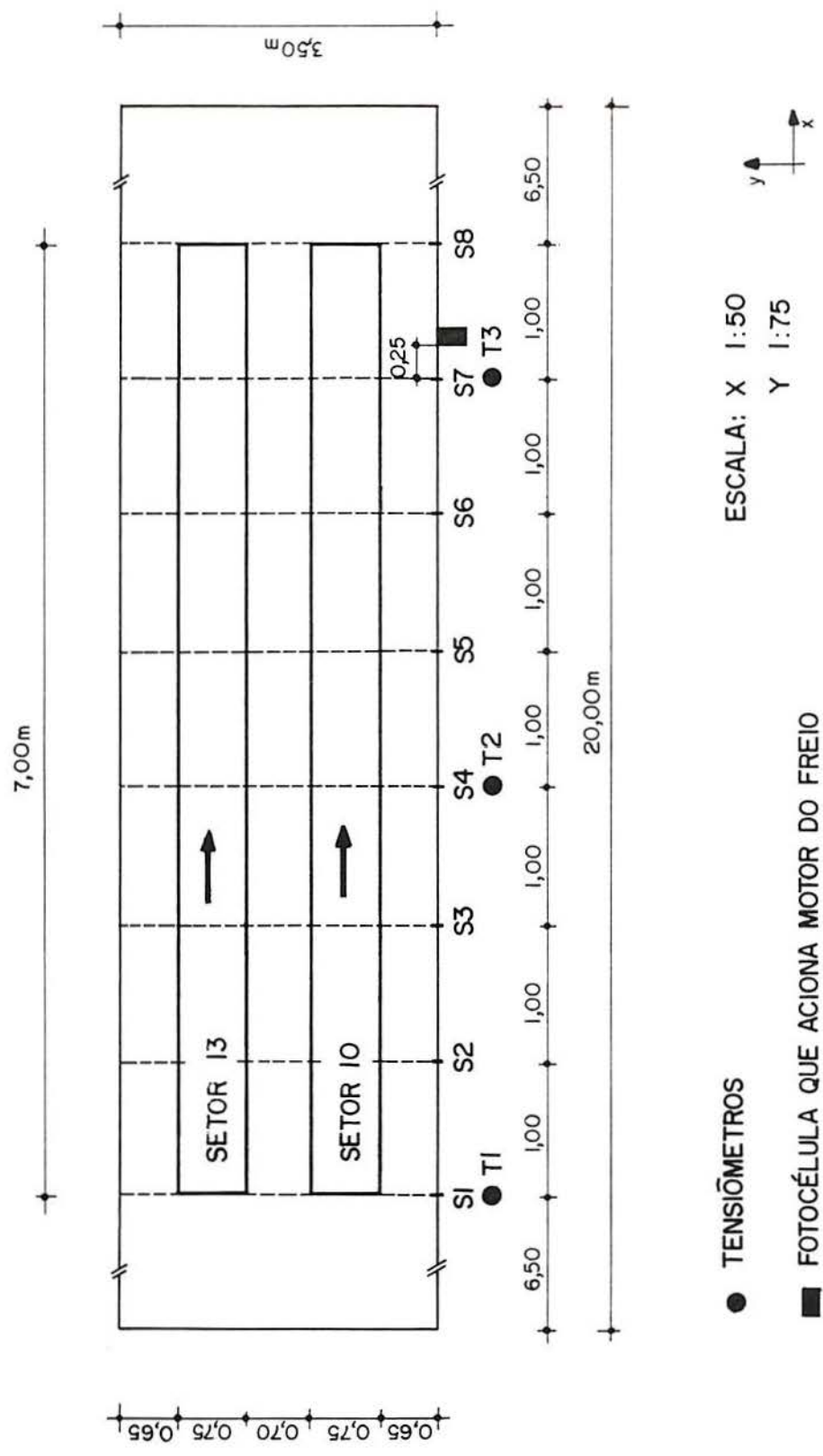


FIGURA 6.6 - Croquis de uma pista experimental

Desde o início do carregamento do setor 0110 também foi possível acompanhar o grau de saturação do reforço do subleito, através de leituras de sucção em três tensiômetros instalados nas seções S1, S4 e S7, como mostra a Figura 6.6.

A importância desse parâmetro ambiental na resposta estrutural e no comportamento dos pavimentos é salientada no capítulo 7 desta tese. Nesta seção, cabe salientar que os tensiômetros foram instalados de modo a que as pontas porosas (elementos sensitivos) estivessem localizadas no plano médio da camada de solo argiloso, usado como subleito ou camada final de terraplenagem (CFT) das pistas experimentais, como mostra a Figura 6.7.

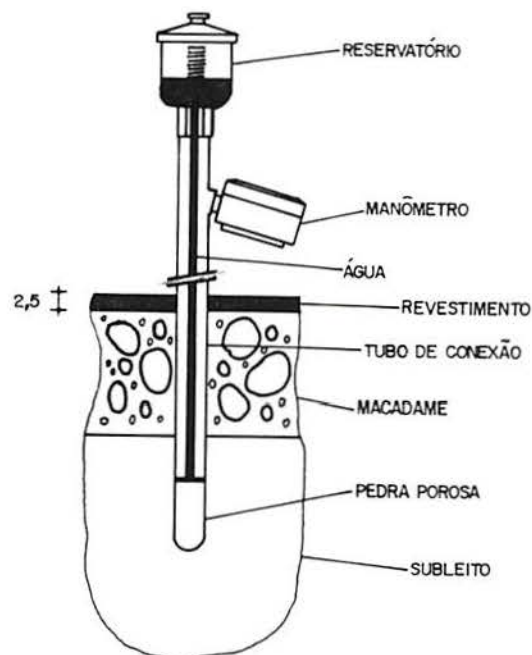


FIGURA 6.7 - Croquis de um tensiômetro instalado

A Figura 6.8 mostra diversas etapas de instalação dos tensiômetros: abertura do furo no pavimento (a), escavação do subleito até a profundidade à qual ficará a ponta porosa (b), preenchimento do tubo do tensiômetro com água (c); e aplicação de vácuo (d).

Inicialmente, os tensiômetros foram instalados ao longo das bordas dos pavimentos ensaiados, como no caso do setor 0413, mostrado na Figura 6.9. Os baixos valores medidos, e as quedas acentuadas de sucção após chuvas de média intensidade, suscitaram a dúvida sobre a conveniência do local de instalação. De fato, como entre os pavimentos experimentais foram lançadas camadas soltas de brita, os tensiômetros estavam localizados ao lado dos caminhos preferenciais de drenagem.



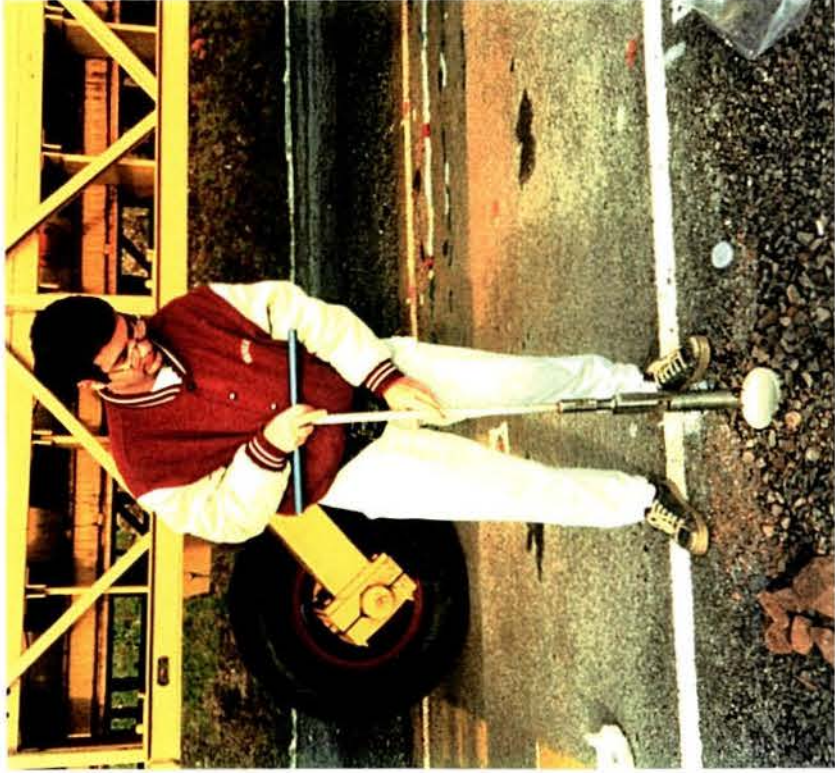


FIGURA 6.8 - Etapas de instalação de um tensiômetro: a) abertura do furo; b) escavação do subleito; c) preenchimento com água; d) vácuo.





FIGURA 6.9 - Tensiômetros instalados na borda do Setor 0413

Posteriormente, decidiu-se posicioná-los no interior da pista ensaiada, em pontos não alcançáveis pelo rodado do Simulador, vedando-se a infiltração de água pelo revestimento, com emprego de lama bentonítica. De acordo com Gehling (1997) o equilíbrio hídrico proporcionado por esse procedimento conduz a uma situação semelhante à ocorrente em pavimentos em serviço.

Os valores medidos de sucção continuaram sendo baixos, indicando que o subleito apresentou no período um grau de saturação bastante elevado. Entretanto, após a alteração no posicionamento dos tensiômetros, a oscilação da sucção foi reduzida notavelmente.

#### 6.5.2 - Parâmetros de resposta estrutural

Nesta primeira experiência com o Simulador de Tráfego a resposta estrutural do pavimento foi acompanhada unicamente através de leituras defletométricas, empregando-se uma viga Benkelman, com relação de braços 4:1. O próprio Simulador de Tráfego foi empregado para solicitar os pavimentos, com o rodado aplicando uma carga de 41 kN, correspondente ao eixo de carga padrão de 82 kN; colocando-se a ponta de prova da viga Benkelman entre os pneus.



As deflexões das seções S2 a S7 dos setores ensaiados foram medidas periodicamente, calculando-se a deflexão característica do setor, soma da média e um desvio padrão, como recomendam diversos procedimentos do DNER, entre os quais o PRO 10/79. A Figura 6.10 registra uma medição realizada no setor 0110.



FIGURA 6.10 - Levantamento defletométrico com viga Benkelman

Igualmente, em cada ocasião foram levantadas duas bacias defletométricas; uma com deflexão máxima na seção S3 e a outra com deflexão máxima na seção S6 do setor ensaiado. A bacia defletométrica obtida representa a linha de influência da carga de eixo padrão (82 kN), para distâncias de 0, 25, 30, 60, 90, 120, 150 e 180 cm. A retroanálise das bacias defletométricas permitiu estimar os módulos de resiliência do subleito e do pavimento, como se discute no capítulo 7.

### 6.5.3 - Parâmetros de comportamento

A evolução da degradação aparente dos setores ensaiados foi apreciada através de medidas de deformação permanente (perfis transversais) e pelo levantamento preciso de fissuras e outras formas de degradação superficial.

Os perfis transversais foram levantados ao longo das seções S1 a S8 dos setores. Em cada seção, as cotas do pavimento foram medidas, com precisão de milímetros, de 10 em 10 cm. O perfil transversal correspondente a um número N de passagens de cargas, foi

referido ao perfil obtido antes do início do carregamento. Com esses registros determinaram-se as evoluções do afundamento (flecha) e da forma da trilha.

Para o mapeamento de fissuras (que evoluíram para trincas) foi adotado um código de cores, indicando a ordem de seu aparecimento. Depois de pintadas com tinta spray as fissuras (ou trincas) foram mapeadas manualmente, com auxílio de uma grade, como se mostra na Figura 6.11. Foram consideradas fissuras com abertura de no mínimo 1 mm.

Outras formas de degradação superficial, tais como exsudação, desgaste de agregados, formação de zonas de acumulação de água, e arrancamento de revestimento também foram identificadas.

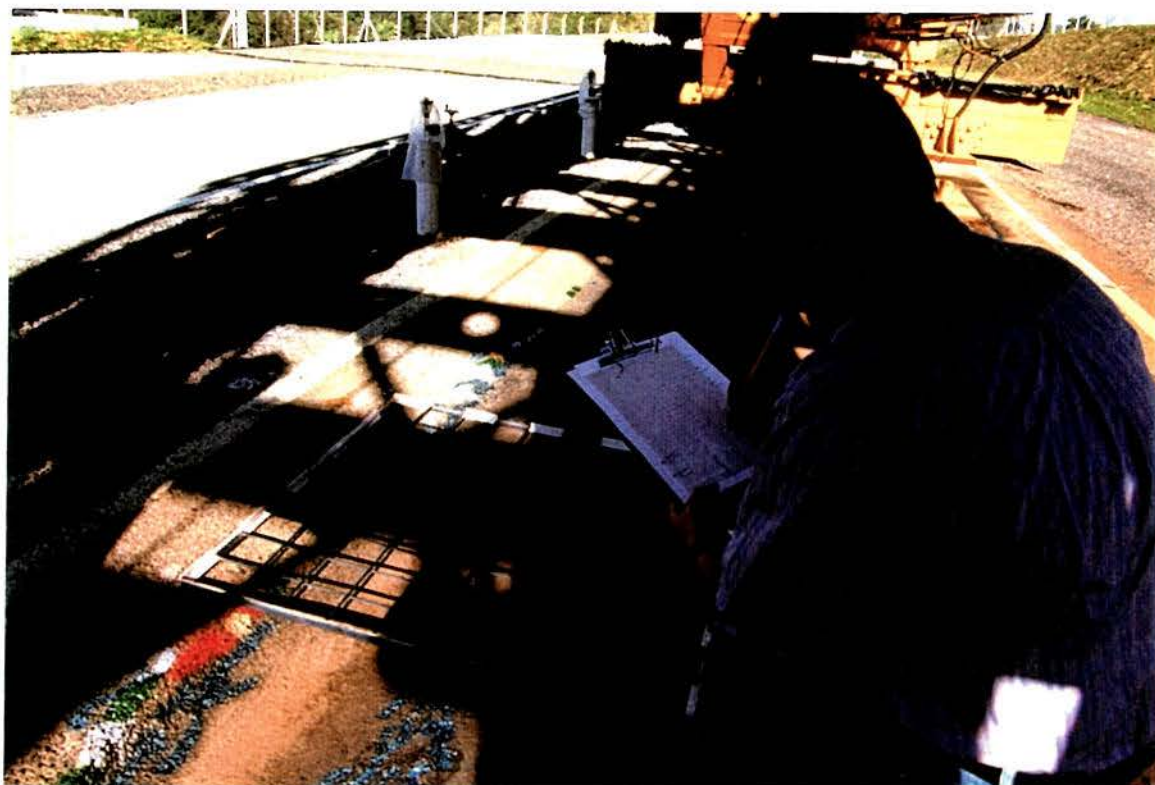


FIGURA 6.11 - Mapeamento de trincas no setor 0110

#### 6.5.4 - Parâmetros dos materiais

Concluído o tráfego sobre as Pistas 01 e 04, procedeu-se a uma avaliação *post-mortem* ao longo de seções que apresentaram comportamento representativo quanto a deformações plásticas.

Essa avaliação consistiu na escavação de trincheiras, seguida de observação do estado do pavimento (umidade, ocorrência de quebra ou deslocamento de agregados, etc.). Após a retirada das camadas de revestimento e de macadame a seco, foram feitos cuidadosos nivelamentos, com a finalidade de determinar a contribuição de cada camada nas deformações plásticas observadas. A Figura 6.12 registra o início da abertura da pista 01.



Amostras de basalto alterado foram coletadas e submetidas a ensaios de sanidade, de abrasão na máquina de Los Angeles e de granulometria, bem como a análise petrográfica, com o objeto de identificar eventuais alterações geradas pelo tráfego.



FIGURA 6.12 - Retirada do revestimento na avaliação *post-mortem* da Pista 01

A análise sobre as diferenças entre os comportamentos dos basaltos alterados das duas jazidas estudadas, apresentada no capítulo 7, evidencia a importância da avaliação *post-mortem* na compreensão dos processos de degradação sofridos pelos materiais.

Salienta-se, finalmente, que essa avaliação restringiu-se às pistas que apresentaram pior desempenho (decorrente do subdimensionamento dos pavimentos), já que no futuro tenciona-se executar camadas de reforço nos pavimentos das Pistas 03, 07 e 08, que, como se verá no capítulo 7, apresentaram desempenho satisfatório.

## 7 - APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 7.1 - PAVIMENTOS ENSAIADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados das medições de parâmetros ambientais, de resposta estrutural, e de comportamento, realizadas durante a solicitação das pistas experimentais 01, 03, 04, 07 e 08. Recorre-se, freqüentemente, a observações realizadas durante a avaliação *post-mortem* das Pistas 01 e 04, com o objetivo de compreender os mecanismos de degradação dos pavimentos construídos com basaltos alterados.

A solicitação dos pavimentos pelo Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS estendeu-se de 10 de maio de 1996 a 17 de outubro de 1997. Ao longo desse período foram aplicados mais de 237.000 ciclos de cargas de eixo, com magnitudes compreendidas entre 82 e 130 kN. O desempenho do Simulador de Tráfego é apresentado no Quadro 7.1 e na Figura 7.1.

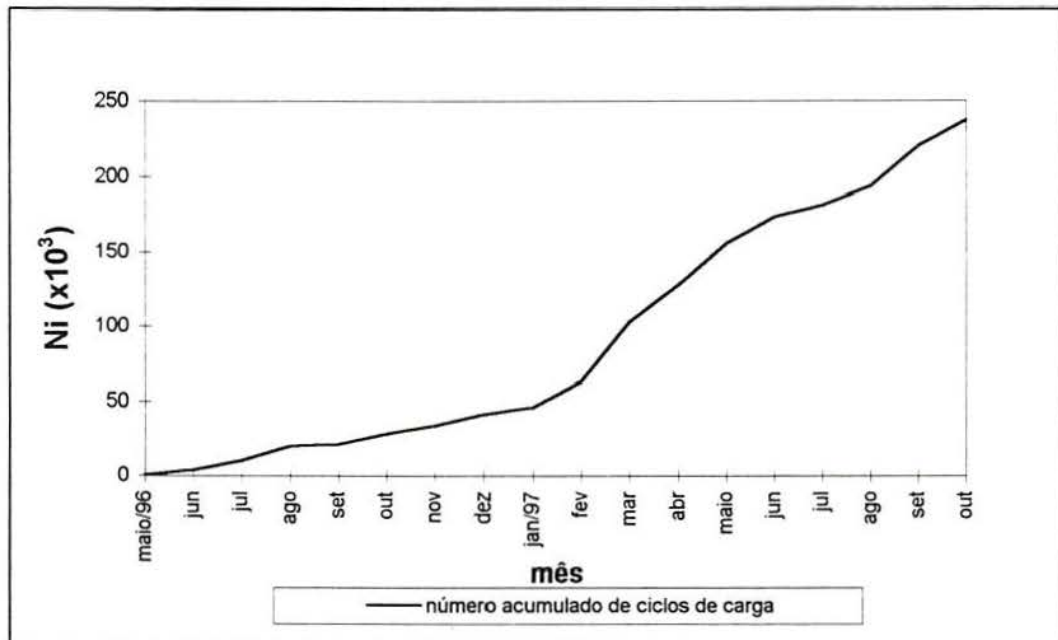


FIGURA 7.1 - Desempenho do Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS



QUADRO 7.1 - Numero de ciclos de carga aplicados aos setores ensaiados

Pista	Setor/ Carga de eixo em kN	Periodo de tráfego	Semanas	Número de ciclos de carga	Número acumulado de ciclos de carga
01	13/130	10/05 a 28/06/96	01 - 08	3.850	3.850
01	10/100	18/07 a 10/09/96	11 - 19	17.600	21.450
04	13/130	08/10 a 17/10/96	23 - 24	2.600	24.050
04	08/82	29/10 a 14/11/96	26 - 28	9.800	33.850
08	12/120	29/11/96 a 20/02/97	30 - 42	24.440	58.290
08	10/100	26/02 a 16/04/97	43 - 50	69.000	127.290
07	12/120	30/04 a 17/06/97	52 - 59	42.280	169.570
07	13/130	26/06 a 02/08/97	60 - 65	12.780	182.350
03	11/110	18/08 a 08/09/97	68 - 71	21.884	204.234
03	08/82	12/09 a 17/10/97	71 - 76	33.055	237.289

## 7.2 - MEDIDAS DE PARÂMETROS AMBIENTAIS

Ao longo dos períodos de solicitação os parâmetros ambientais registrados foram precipitações pluviométricas; temperatura do ar e sucção no subleito.

### 7.2.1 - Precipitações pluviométricas

Os registros pluviométricos por semana são apresentados na Figura 7.2. O primeiro ano de tráfego (semanas 1 a 52) estendeu-se de maio de 1996 a abril de 1997; período no qual choveu 1.397 mm em Porto Alegre, um valor ligeiramente superior à média anual histórica de 1.310 mm. No segundo ano (semanas 53 a 76), de maio a de outubro de 1997, as precipitações acumularam 793,6 mm.

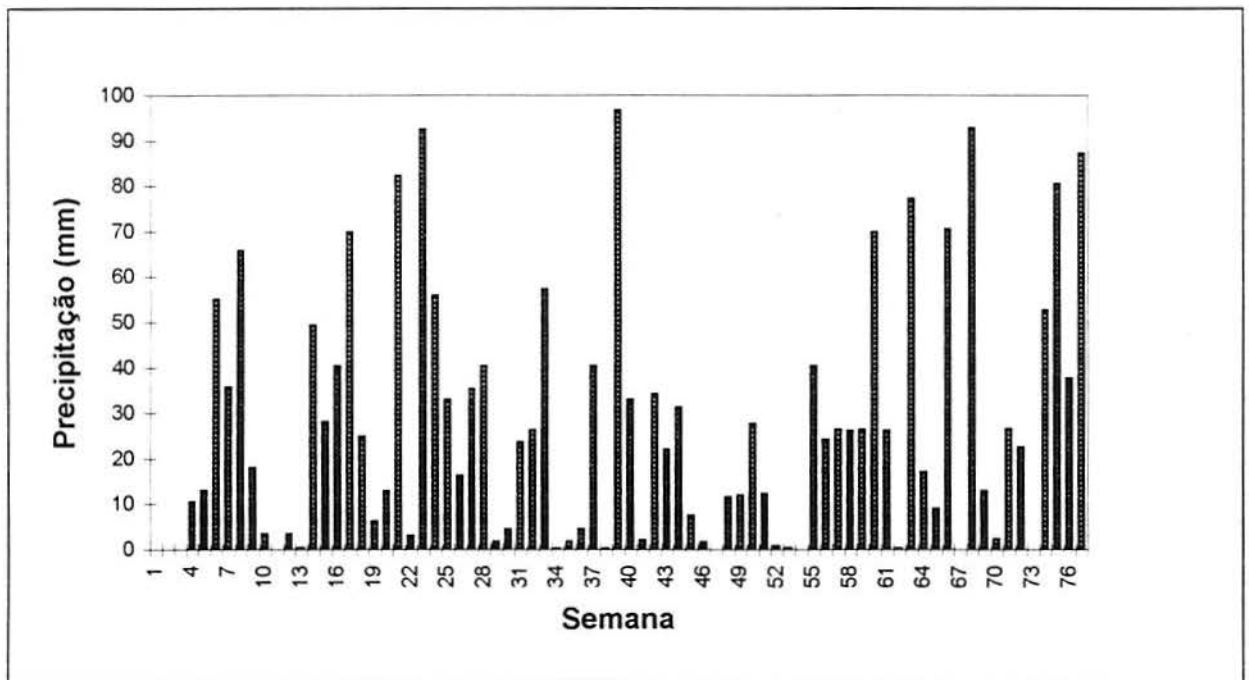


FIGURA 7.2 - Precipitações pluviométricas semanais durante os períodos de solicitação

O exame dos dados fornecidos pelo 8º Distrito Meteorológico do Departamento Nacional de Meteorologia (DNMET), mostra que ao longo dos dezessete meses de desenvolvimento do experimento o mês mais chuvoso foi outubro de 1997, com 216,7 mm (precipitações registradas até o 21/10) e o mais seco foi maio de 1996 com 10,3 mm.

Na Figura 7.3 apresentam-se valores mensais de precipitação pluviométrica (PRE) e de evaporação (EP). Com essas informações calculou-se a precipitação efetiva (PRF), a partir da fórmula proposta por Thornthwaite, e reproduzida por Nogami e Villibor (1995).

$$PRF = PRE - EP \quad (7.1)$$

O diagrama de equilíbrio hídrico do município de Porto Alegre é apresentado na Figura 7.4. Nos meses de maio e julho de 1996 e de janeiro, abril e setembro de 1997, registrou-se deficiência hídrica, ao passo que nos demais meses ocorreu excedente.



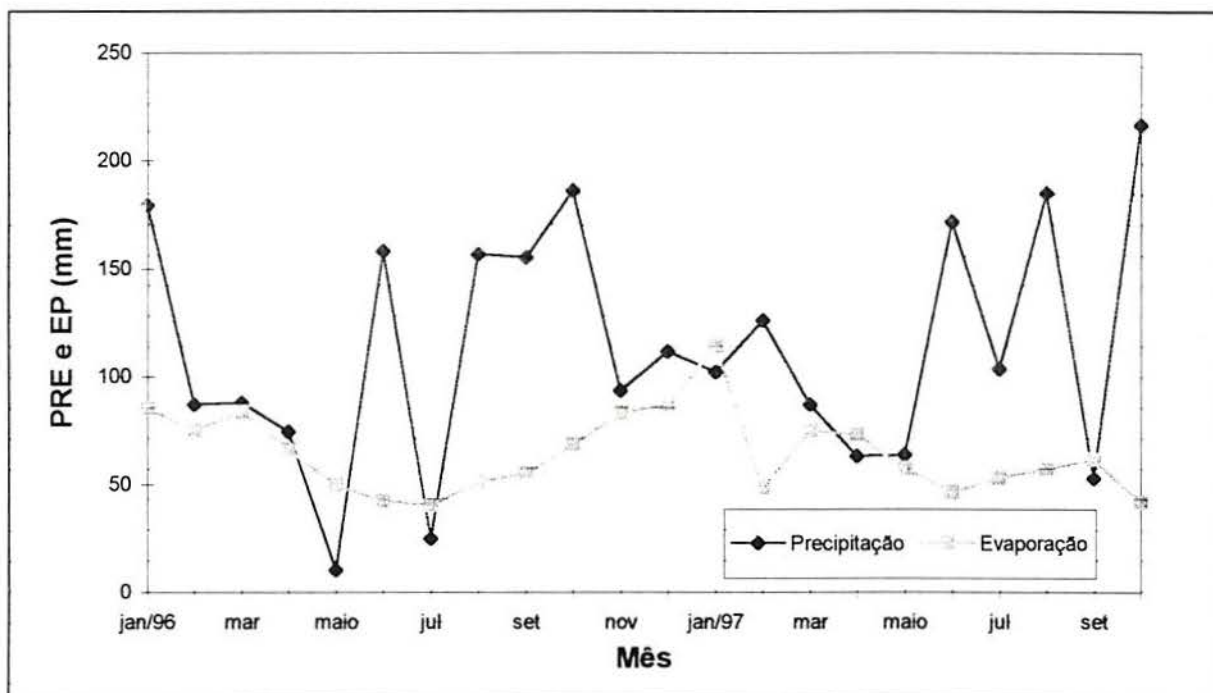


FIGURA 7.3 - Precipitações e evaporação desde a construção das pistas

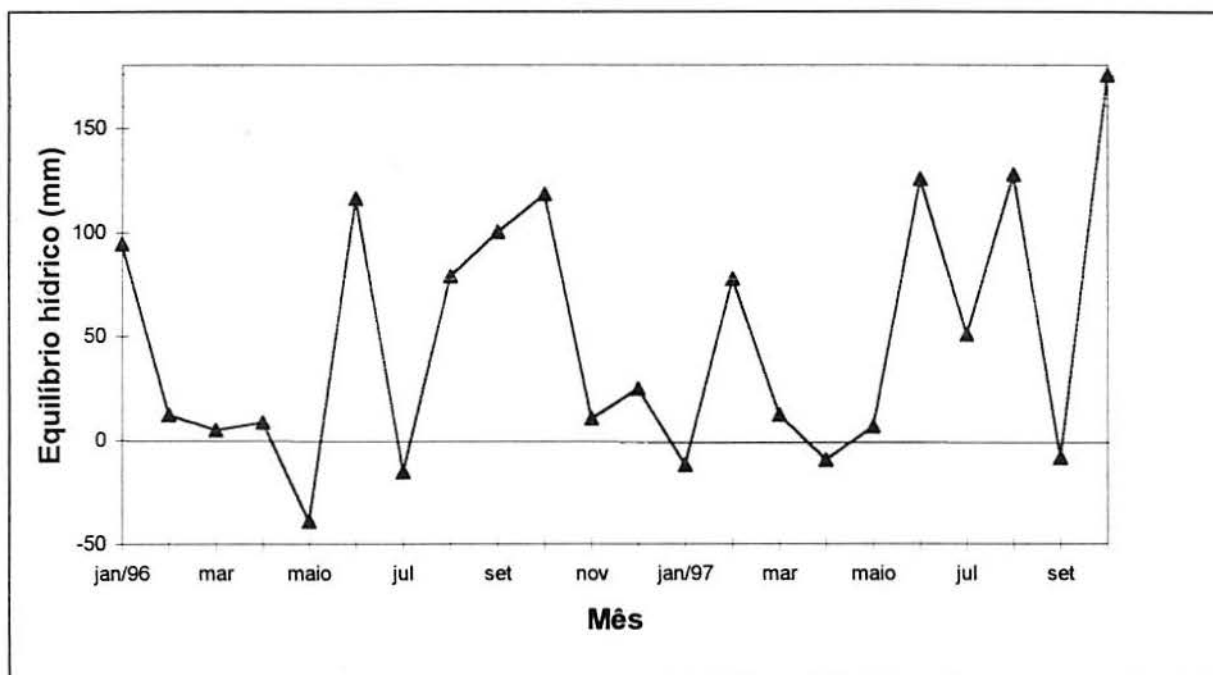


FIGURA 7.4 - Diagrama de equilíbrio hídrico durante o experimento

### 7.2.2 - Temperaturas do ar

Ao longo do experimento, a temperatura mínima registrada foi de 0,4 °C em julho de 1996 e a máxima 37,2 °C em janeiro de 1997. Na Figura 7.5 representam-se os valores máximos e mínimos mensais, registrados em Porto Alegre, a partir da construção das pistas (janeiro de 1996).

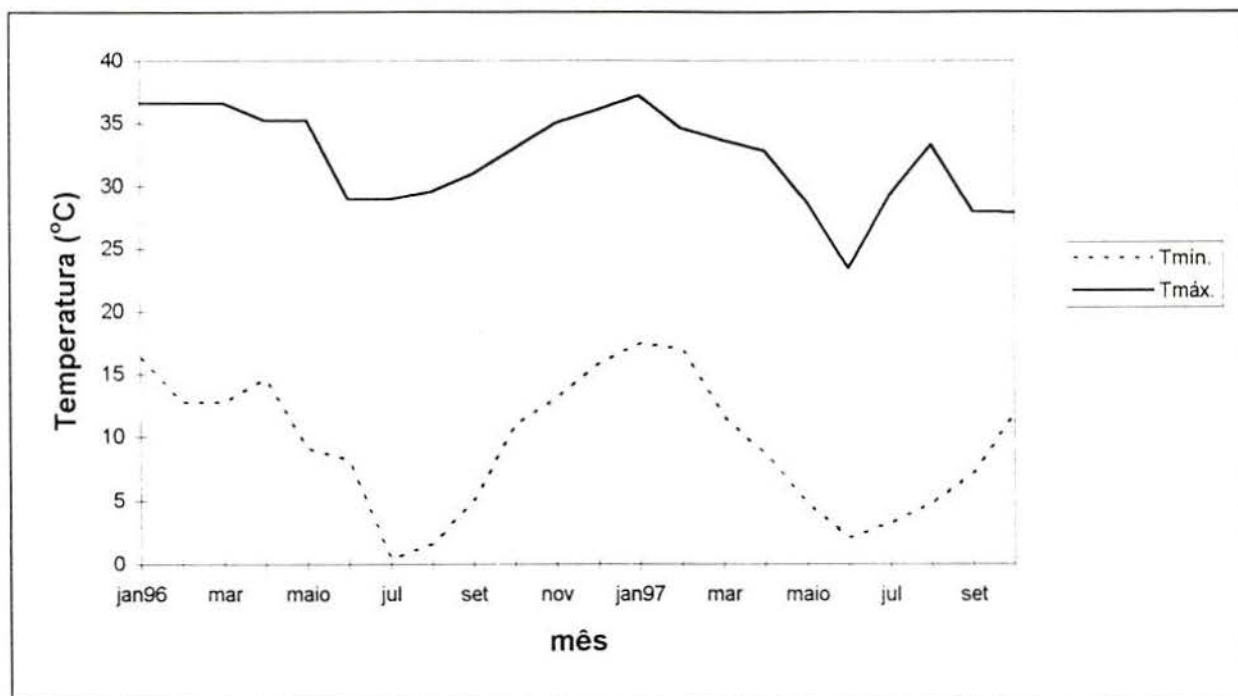


FIGURA 7.5 - Temperaturas máximas e mínimas do ar durante o experimento

A Figura 7.6 registra a evolução da temperatura média semanal durante a solicitação dos diversos setores ensaiados. Lembra-se que na nomenclatura adotada para os setores, os dois primeiros dígitos identificam a pista e os dois últimos a carga de eixo, em tf.

Na mesma figura se incluem os números de ciclos de carga aplicados semanalmente, observando-se que a partir da semana 43 (24/02 a 02/03/97) a eficiência do Simulador de Tráfego e as condições climáticas (precipitações menores evidenciadas na Figura 7.2), permitiram a solicitação dos pavimentos com ritmo mais intenso. Na semana 47 (24/03 a 30/03/97) foram aplicados 13.493 passagens da carga de eixo de 100 kN, na Pista 08.



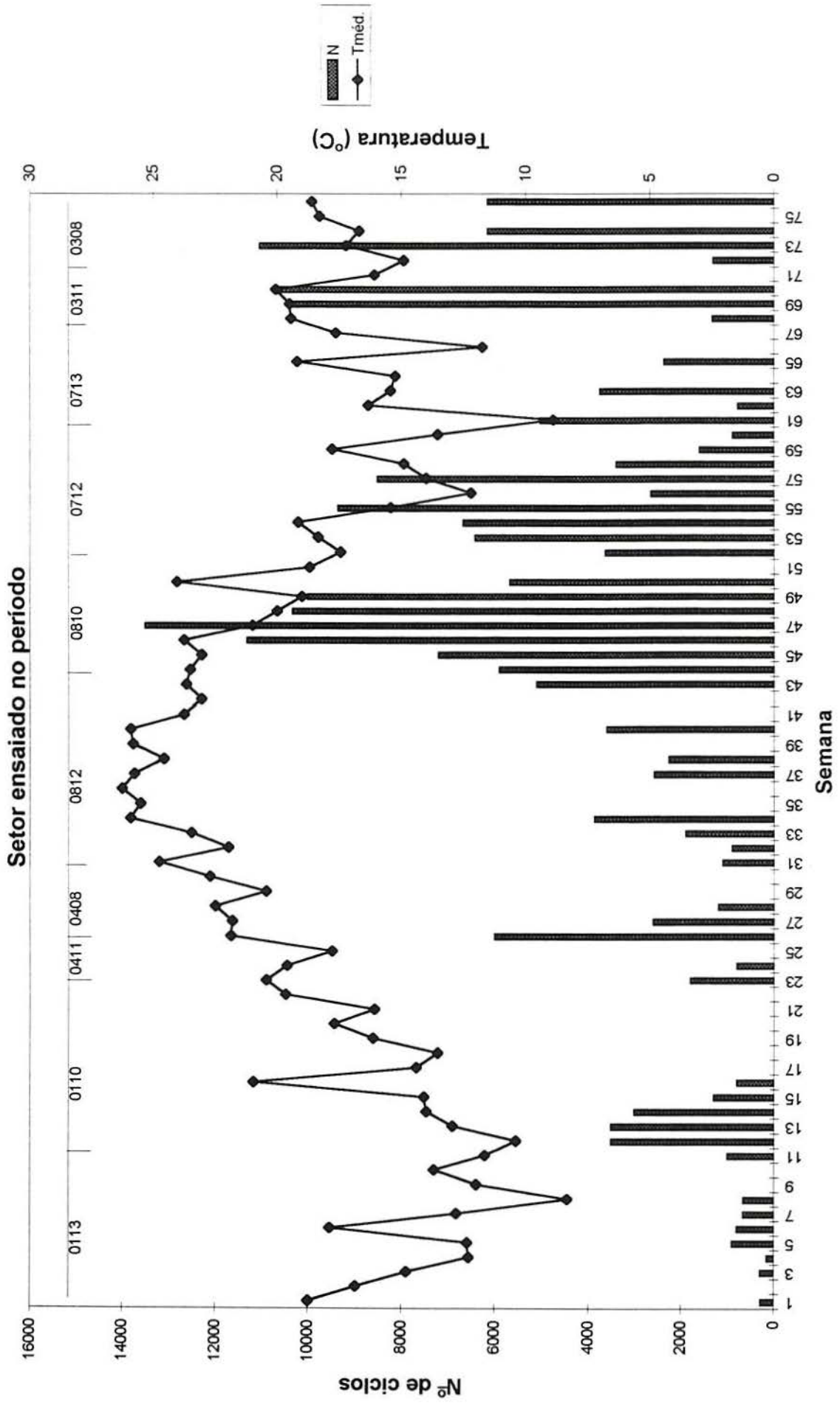


FIGURA 7.6 - Temperaturas médias durante os períodos de ensaio

### 7.2.3 - Sucção

Ao longo da sua vida útil, os pavimentos ficam, às vezes, sujeitos a grandes variações do teor de umidade e são fortemente influenciadas pelas condições ambientais.

Estudos desenvolvidos nos últimos 30 anos por Sauer e Monismith (1968); Shackel (1973); e por Fredlund, Bergan e Sauer (1975), citados por Rodrigues (1997), têm definido que a sucção, parte integrante do estado de tensões de um solo não saturado que leva em consideração os efeitos de superfície capazes de reter água dentro da estrutura do solo, é um importante parâmetro para compreender o comportamento resiliente dos solos e que existe uma relação clara entre este comportamento e as mudanças nas variáveis ambientais (teor de umidade, precipitações, temperatura, evaporação, etc.).

Marsal (1979) apud Campos et al. (1992), sugere que duas componentes devem ser consideradas para definir a sucção total ( $S_t$ ) de um solo não saturado: a sucção matricial ( $S_m$ ) e a osmótica ( $S_o$ ).

$$S_t = S_m + S_o \quad (7.2)$$

A sucção matricial é a diferença entre a pressão do ar e a pressão de água ( $u_a - u_w$ ), e se origina dos fenômenos de tensão superficial. É a pressão de água negativa desenvolvida na água do solo devido a capilaridade e forças de absorção. A sucção osmótica ( $S_o$ ) está associada à ocorrência de diferenças de concentração de solutos no solo.

Todos os solos naturais ou compactados não saturados apresentam uma curva característica de sucção x umidade obtida através de processos de secagem e umedecimento. As curvas diferem segundo o tipo de solo e as trajetórias seguidas (molhagem ou secagem) [Gehling (1997)].

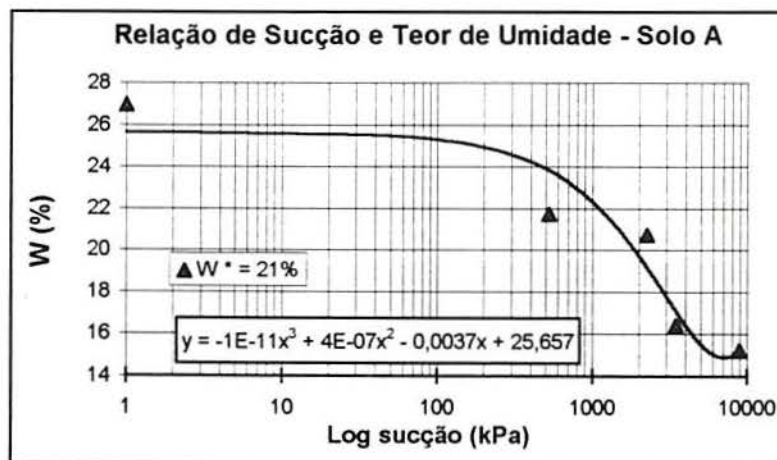


FIGURA 7.7 - Relação entre sucção e teor de umidade para o subleito [Rodrigues (1997)]



A Figura 7.7 apresenta a relação, obtida em laboratório por Rodrigues (1997), entre a sucção e o teor de umidade para o solo argiloso de comportamento laterítico usado como subleito das pistas experimentais. Rodrigues (1997) salienta que, devido às técnicas laboratoriais empregadas, não foi possível obter o ponto mais úmido da relação, o qual foi calculado por extrapolação. Enfatiza-se que o método empregado permite determinar a sucção matricial.

Conforme exposto no capítulo 6, foram instalados junto às pistas ensaiadas, três dispositivos de medição de sucção em campo, conhecidos como tensiômetros tipo *jet fill*, com precisão de 1 kPa.

A Figura 7.8 apresenta valores de sucção medidos durante a solicitação das pistas. As sucções máximas e mínimas são apresentadas, agrupadas por semana.

De forma geral, os valores raramente ultrapassaram os 14 kPa, indicando que o subleito apresentou no período um grau de saturação bastante elevado. Em várias semanas foram registradas sucções nulas, correspondentes a 100% de saturação.

Entretanto, é necessário observar, que os valores registrados até a semana 69 foram medidos em tensiômetros localizados próximos às bordas das pistas, ou seja muito próximos a áreas de drenagem livre, e que talvez em pontos localizados no interior das pistas não se registrem graus de saturação tão acentuados, após as chuvas. Verifica-se na Figura 7.8 que as sucções mínimas registradas nas semanas 73 a 76, em tensiômetros instalados no interior da pista 03, embora pequenas (1 a 3 kPa), não são nulas, apesar das intensas precipitações pluviométricas (216,7 mm) registradas nesse período.

Em setembro de 1997, foram instalados três piezômetros em pontos da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, mostrados esquematicamente na Figura 7.9, com o objetivo de monitorar a cota do nível do lençol freático.

Em 30 de outubro de 1997, ou seja após o fim do período de tráfego, foram feitas as primeiras prospeções à procura de água subterrânea. Convém observar que as precipitações pluviométricas ocorridas de 1º a 29 de outubro foram extremamente elevadas. Normalmente, as chuvas registradas no mês de outubro em Porto Alegre acumulam aproximadamente 120 mm. No período anteriormente referido foram registrados 258 mm. Mesmo assim, em dois piezômetros não foi registrada a presença de água subterrânea até a cota -3 m.

No terceiro piezômetro, instalado entre o prédio de controle e a Pista 08, a água foi encontrada no cota -2,20 m, ou seja a mais de 1,20 m abaixo da camada de solo laterítico usado como subleito dos pavimentos. Essas observações sugerem que a redução na sucção desse solo não é resultante da flutuação do lençol.

Setor ensaiado no periodo

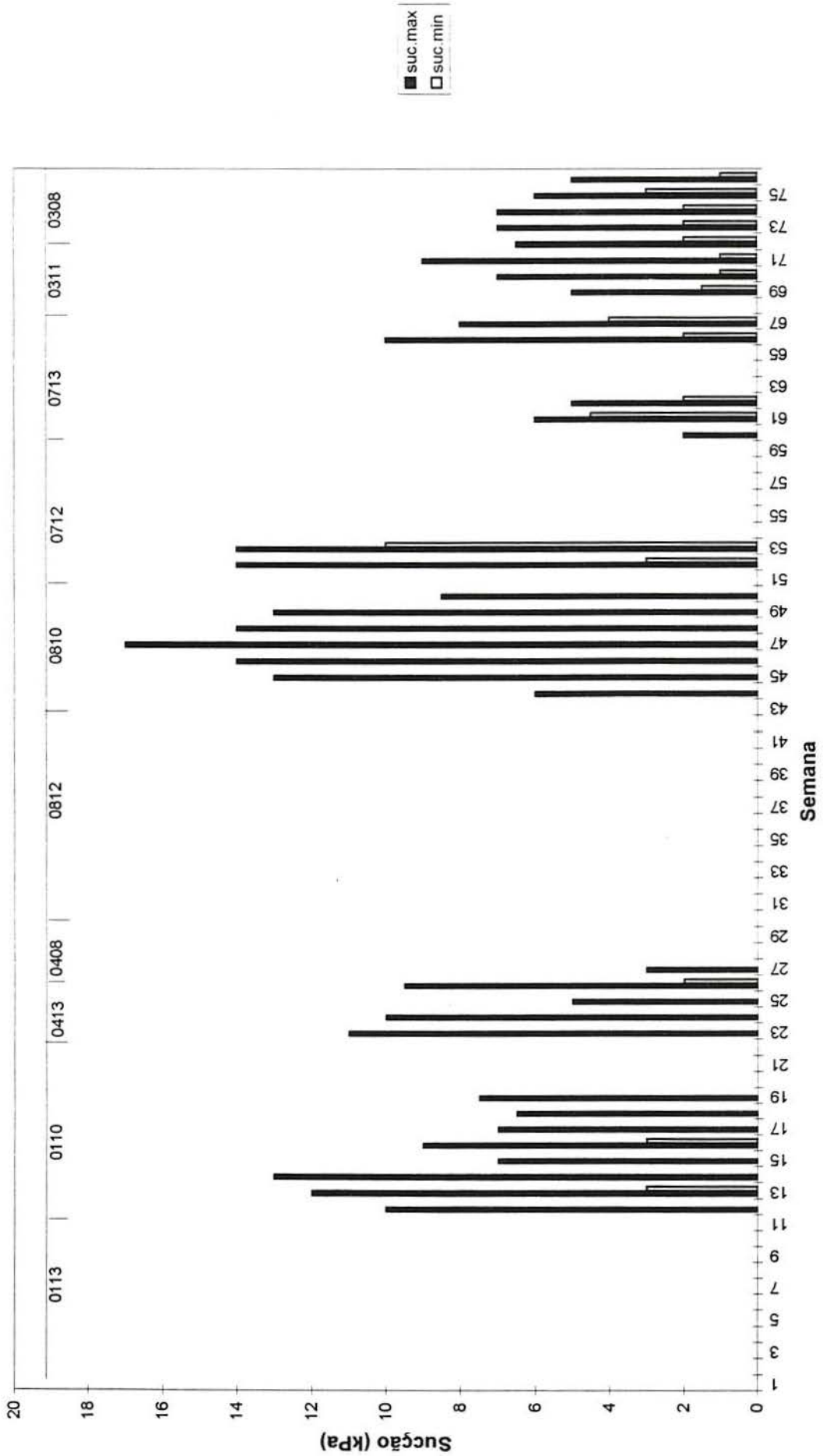


FIGURA 7.8 - Medidas de sucção in situ



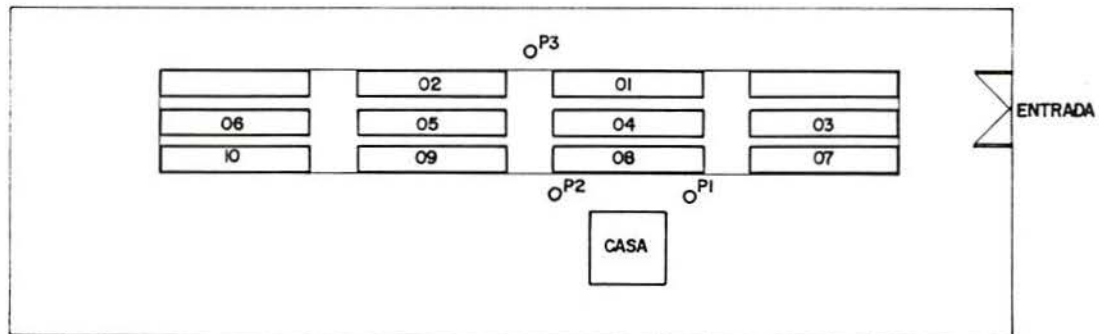


FIGURA 7.9 - Posição esquemática dos piezômetros instalados junto às pistas

O umedecimento do pavimento e do subleito, e os baixos valores de sucção podem ser explicados pelo seguinte mecanismo.

a) A água superficial penetra facilmente através das camadas drenantes de brita existentes entre as pistas e percola horizontalmente na camada, bastante permeável, de macadame até alcançar o topo do subleito.

b) Como o subleito foi compactado no verão (a temperaturas próximas a 37° C), a perda de umidade foi rápida, propiciando o desenvolvimento de trincas de retração, como mostra a Figura 7.10. De acordo com Nogami e Villibor (1995), essas trincas são características dos solos de comportamento laterítico do grupo LG'.

As trincas de retração facilitaram a infiltração da água nas camadas menos profundas do solo, provocando aumento do teor de umidade e baixos valores de sucção.

c) Após as chuvas, a água que ficou nas camadas de brita evapora facilmente, mas o mesmo não ocorre com a água que se infiltrou no subleito, na parte interna das pistas, porque o revestimento é praticamente impermeável.

O teor de umidade do solo e do pavimento permanece elevado devido às deficiências de drenagem das pistas experimentais, semelhantes às ocorrentes em rodovias coletoras.

d) Com a passagem do rodado do Simulador a água retida no macadame, é expulsa em todas as direções, inclusive rumo ao subleito, o que justifica a redução na sucção de até 2 kPa, observada ao longo da jornada de tráfego.

O mecanismo proposto é coerente com os elevados teores de umidade (23 a 25%) medidos em amostras de solo coletadas durante a avaliação *post-mortem* das Pistas 01 e 04 e durante a instalação de tensiômetros nas outras pistas.



FIGURA 7.10 - Trincas de retração no topo do subleito (lado esquerdo da foto)

### 7.3 - DEGRADAÇÃO SUPERFICIAL DOS PAVIMENTOS ENSAIADOS

Durante a solicitação dos pavimentos ensaiados registrou-se a evolução da fissuração, bem como o surgimento de outras formas de degradação superficial, tais como desgaste de agregados e exsudação.

#### 7.3.1 - Fissuração e trincamento

A ocorrência de fissuração se restringiu aos pavimentos mais delgados das Pistas 01, 03 e 04. As fissuras, cujas aberturas eram inicialmente da ordem de 1 a 2 mm, evoluíram tornando-se trincas, com aberturas que alcançaram em alguns casos até 8 mm .

A Figuras 7.11 e 7.12 apresentam a evolução dos trincamentos ocorridos nos setores 0110 e 0408, respectivamente. Observa-se maior densidade de trincamento nas bordas externas dos pavimentos (parte superior das figuras).



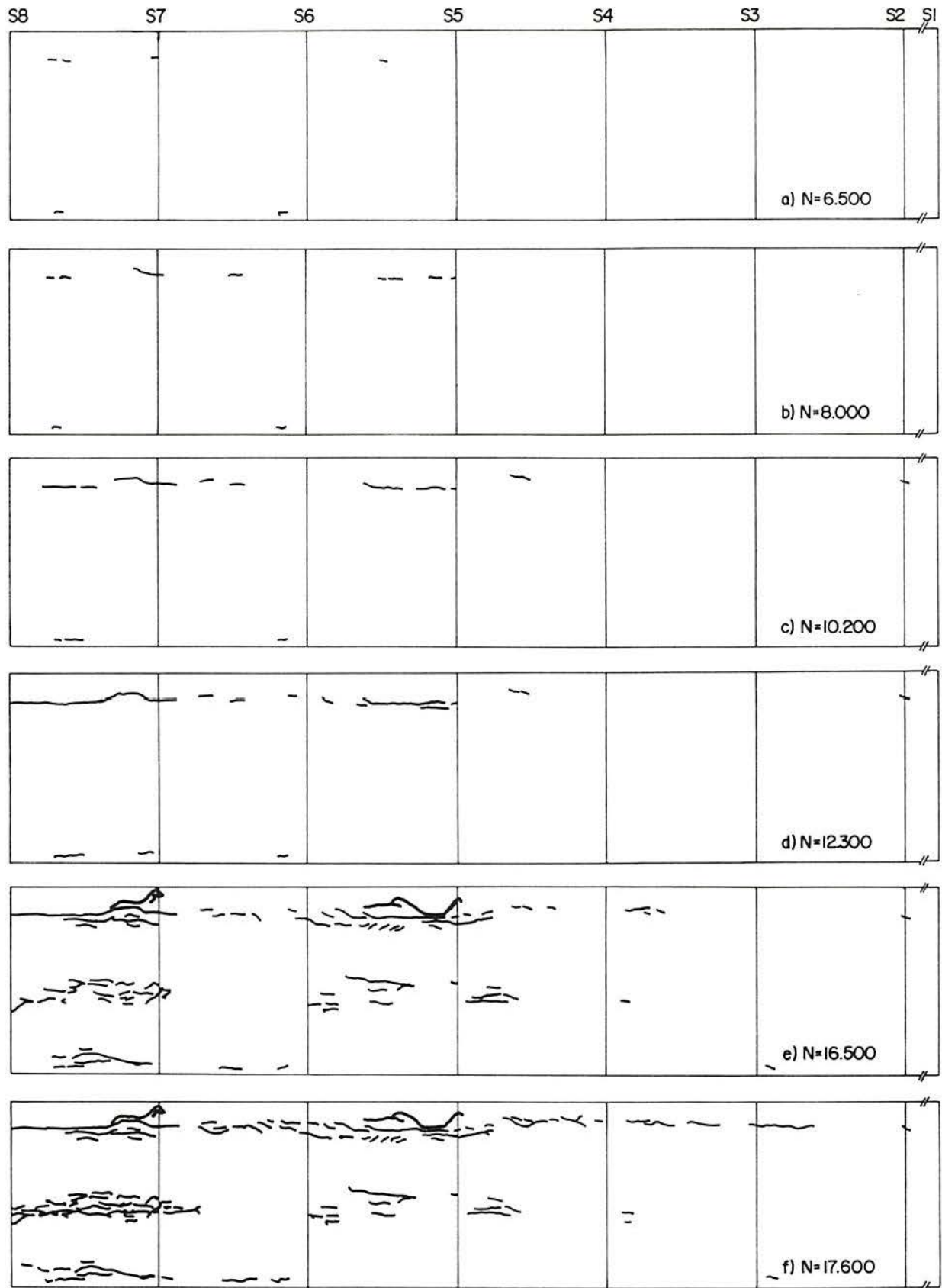


FIGURA 7.11 - Evolução do trincamento no setor O110

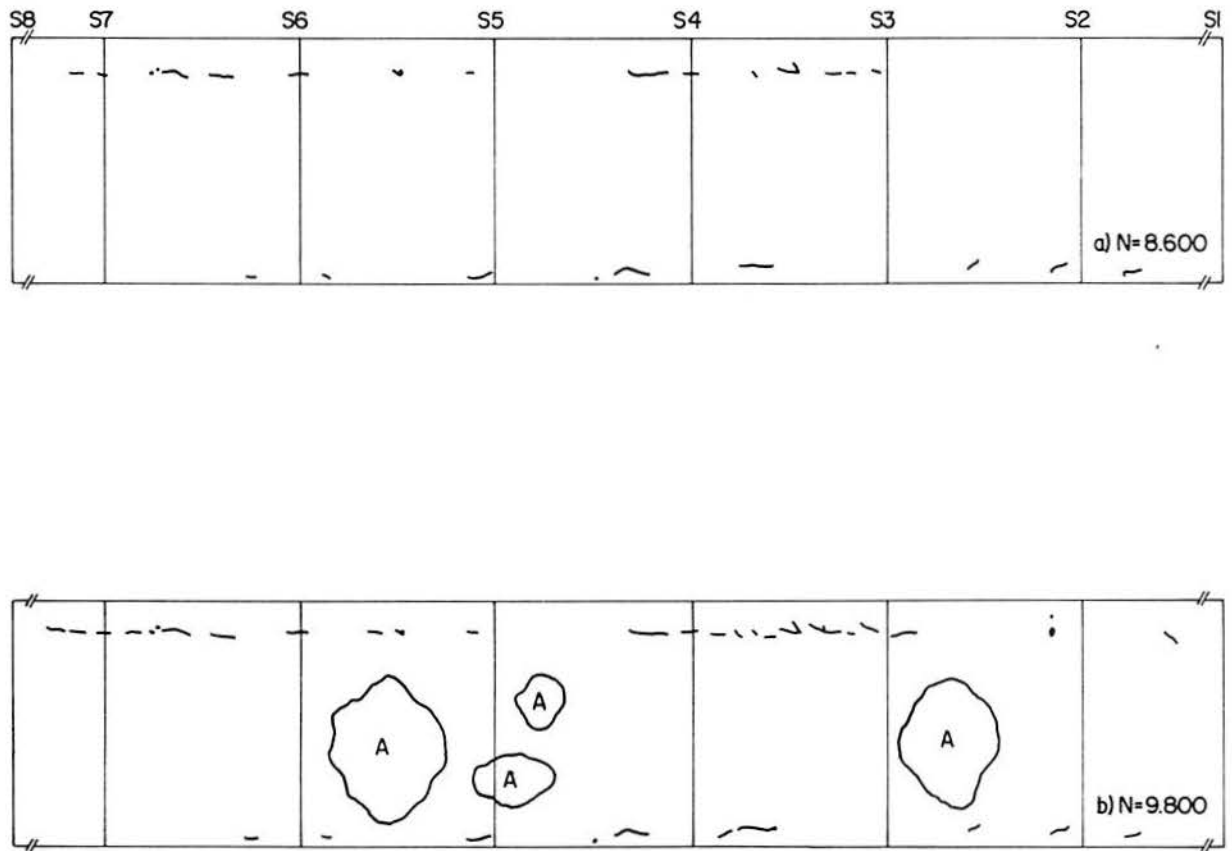


FIGURA 7.12 - Evolução do trincamento no setor 0408



O trincamento nas bordas, defeito predominante em todos os setores afetados, é caracterizado, segundo Domingues (1993), por uma trinca retilínea ou por uma área trincada que ocorre próximo da borda do pavimento. Entre as causas prováveis desse defeito estrutural e funcional, o referido autor assinala a compactação insuficiente e a ação erosiva da água, devido à drenagem deficiente.

A ocorrência deste tipo de trincamento também foi observada em pavimentos experimentais solicitados por simuladores de tráfego lineares, na Holanda e nos Estados Unidos, conforme relatos de Groenendijk *et al.* (1997) e de Chen, Fults e Murphy (1997).

Acredita-se que nas Pistas 01, 03 e 04 o trincamento nas bordas foi ocasionado, fundamentalmente, pelas excessivas deformações permanentes registradas no pavimento, e em especial na camada de basalto alterado.

A avaliação *post-mortem* permitiu concluir que na Pista 01, o tráfego provocou inicialmente a redução dos vazios na camada de macadame e, posteriormente, o deslocamento transversal do agregado graúdo da Jazida F, aparente na Figura 7.13.

Na Figura 7.11 (e), correspondente ao trincamento no setor 0110, após 16.500 passagens do eixo com carga 100 kN, destaca-se a curvatura de duas trincas localizadas entre as seções S5-S6 e S7-S8. No canto superior direito da Figura 7.14, se observa a curvatura da segunda trinca, a qual também sugere o deslocamento do basalto alterado da Jazida F.

Na Pista 04, o trincamento nas bordas também foi ocasionado por deformações permanentes elevadas, concentrando-se nas bordas, conforme mostra a Figura 7.12. Entretanto, observou-se na avaliação *post-mortem* quebra do agregado menos resistente, procedente da Jazida E. Essa quebra é mostrada na Figura 7.15

Não foi realizada avaliação *post-mortem* na Pista 03, construída com basalto alterado da Jazida F. O trincamento ficou limitado à borda externa do setor 0311, sem indicativo de deslocamento de agregado.

É oportuno comentar que, ao relatarem os resultados de estudo de desempenho de misturas asfálticas com um simulador de tráfego linear, Bonaquist e Mogawer (1997) salientaram que trincas longitudinais causadas por deformações permanentes excessivas, são características do tráfego bastante canalizado aplicado por simuladores de tráfego. Os referidos autores assinalam que este tipo de trincas não costuma ocorrer em rodovias em serviço, nas quais o tráfego é distribuído normalmente em uma trilha de maior largura.

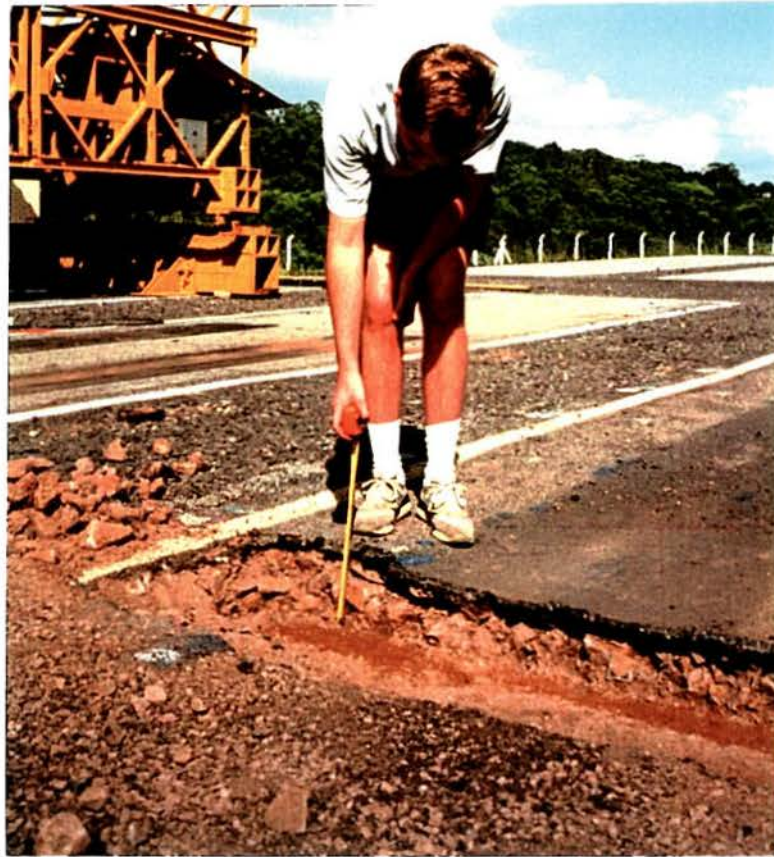


FIGURA 7.13 - Deslocamento de agregado da Jazida F na borda externa S5 do setor 0110



FIGURA 7.14 - Trincamento entre as seções S7 e S8 do setor 0110 após 16.500 ciclos





FIGURA 7.15 - Quebra de agregado da Jazida E na borda interna do setor 0413

Apenas no setor 0110, após 16.500 passagens da carga de eixo de 100 kN, e no setor 0113 após 3.200 ciclos de carga de eixo de 130 kN verificou-se o surgimento de trincamento por fadiga de baixo nível de severidade.

Rodrigues (1995) observa que, tradicionalmente, aceita-se que os tratamentos superficiais não sofrem fadiga das cargas de tráfego, mas que, entretanto, alguns pavimentos flexíveis com esse tipo de revestimento apresentam trincamento no padrão couro de crocodilo nas trilhas de roda, o que é indicativo de fadiga.

Uma das prováveis razões para se acreditar que trincas de fadiga não ocorrem em pavimentos com revestimento tipo tratamento superficial é que as espessuras delgadas dos tratamentos levam a que, na sua fibra inferior, a deformação horizontal provocada por uma carga de roda seja de contração, e não de extensão.

Rodrigues (1995) pondera que o valor máximo da Densidade de Energia de Distorção é mais eficaz para explicar a formação de trincas em um material do que a deformação de extensão. Assim, mesmo com a camada de tratamento em compressão, as tensões cisalhantes que atuam na camada levam as microfissuras inerentes ao material a crescerem sob a repetição das cargas de tráfego.



As trincas por fadiga começam a partir de microfissuras pré-existentes provocadas pelo processo de compactação. Iniciam, preponderantemente, próximo à fibra inferior, onde as tensões são maiores. Essas trincas capilares (abertura menor ou igual a 1 mm) se propagam para a superfície, inicialmente como uma ou mais trincas longitudinais paralelas, como se observa nas Figuras 7.11 (e) (f) e 7.14.

Em estágios posteriores não observados nos pavimentos ensaiados na pesquisa, as trincas se conectam, formando peças que lembram a pele de um crocodilo, sem erosão (nível de severidade médio), ou com erosão maior nas bordas, balançando com o tráfego (nível de severidade elevado)

Este defeito estrutural pode ser causado por colapso do revestimento asfáltico devido à repetida ação das cargas do tráfego, ou ser ainda decorrente do subdimensionamento da estrutura.

No caso dos setores 0110 e 0113, com espessura nominal de pavimento (tratamento superficial mais camada de basalto alterado) de apenas 18,5 cm, o subdimensionamento foi proposital, conforme explicitado no capítulo 4. Também se salienta que nestes setores o tráfego foi aplicado até um nível de deformação permanente (flechas de até 36 mm) muito superior ao alcançado em outros setores.

O surgimento de trincamento por fadiga e notável aumento do trincamento nas bordas no setor 0110, entre 12.300 (Figura 7.11d) e 16.500 ciclos de carga (Figura 7.11e), também estão relacionados com as intensas precipitações pluviométricas (187,6 mm) registradas no período (semanas 14 a 17). O pavimento já trincado permitiu a penetração da água das chuvas e a decorrente saturação do pavimento, evidenciada na avaliação *post-mortem* da Pista 01. Na Figura 7.16 é visível a concentração de umidade no setor trafegado, próximo à borda.



FIGURA 7.16 - Concentração de umidade entre as seções S5 e S6 do setor 0110



Para avaliar o trincamento adotou-se o chamado critério de extensão, que consiste em expressar o comprimento da zona como uma percentagem do comprimento total do setor trafegado. As Tabelas 7.1 a 7.5 apresentam a evolução do trincamento nos setores, nos quais se observou este tipo de degradação superficial.

TABELA 7.1 - Evolução do trincamento no setor 0113

Número de ciclos de carga	1.300	1.700	2.050	3.200	3.850
Extensão trincada do setor (%)	9	24	39	87	100

TABELA 7.2 -Evolução do trincamento no setor 0110

Número de ciclos de carga	6.500	8.000	10.200	12.300	16.500	17.600
Extensão trincada do setor (%)	4	11	23	34	53	76

TABELA 7.3 -Evolução do trincamento no setor 0413

Número de ciclos de carga	1.800	2.300	2.600
Extensão trincada do setor (%)	28	51	83

TABELA 7.4 -Evolução do trincamento no setor 0408

Número de ciclos de carga	8.600	9.800
Extensão trincada do setor (%)	15	50

TABELA 7.5 -Evolução do trincamento no setor 0311

Número de ciclos de carga	8.870	11.730	13.810	18.110	21.884
Extensão trincada do setor (%)	16	31	38	39	47

A escala semilogarítmica da Figura 7.17 permite comparar o comportamento típico dos setores ensaiados nos quais se observou trincamento durante a solitação.

De maneira geral, o trincamento se desenvolveu em duas etapas. Durante a primeira fase, a evolução foi muito pequena, ao passo que na segunda o trincamento evoluiu em um ritmo bem mais rápido.

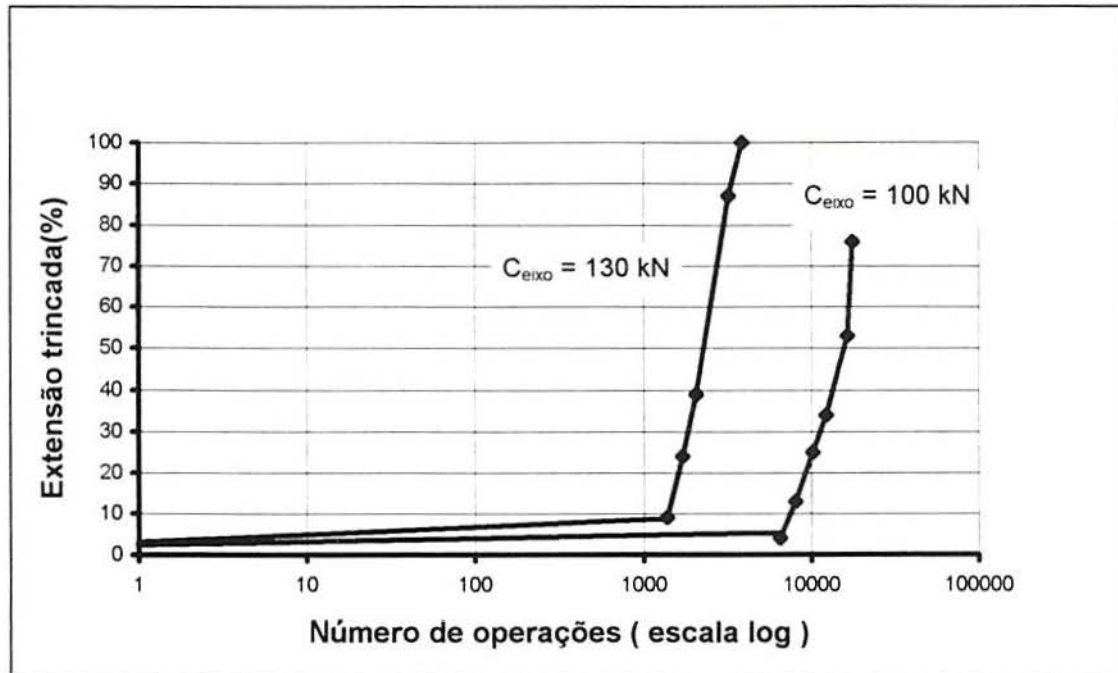


FIGURA 7.17 - Evolução do trincamento com o tráfego nos setores da Pista 01.

De acordo com Jacobs (1995), citado por Miradi, Groenendijk e Dohmen (1997), o processo de crescimento do trincamento em um material elasto-plástico pode ser explicado em termos de microfissuras e de uma zona de microfissuração. Nessa zona, quando um certo nível de tensões é excedido, as microfissuras crescem gradualmente até transformar-se em uma microfissura.

Jacobs demonstrou laboratorialmente que a zona de microfissuras se desenvolve imediatamente após o início do carregamento e que a microfissura não cresce continuamente, porque pode encontrar um componente que restrinja a propagação. Subseqüentemente, uma nova fissura se desenvolverá em outro ponto do pavimento.

Miradi, Groenendijk e Dohmen (1997) afirmam que esta abordagem de mecânica da fratura é válida para todos os tipos de trincamento, sem importar a direção de propagação (longitudinal, transversal, couro de crocodilo), o local de origem (fibra inferior ou superior da camada asfáltica), a causa (carregamento, gradientes térmicos) ou velocidade de crescimento.



É importante observar o número de ciclos de carga aplicados e a deformação permanente do pavimento no momento em que surgiram as primeiras trincas, o que é mostrado na Tabela 7.6.

TABELA 7.6 - Ciclos de carga e deformações correspondentes às primeiras trincas

Setor/ Carga de eixo em kN	Número de ciclos de carga aplicados	Número de ciclos de carga para aparecimento das primeiras trincas	Flecha no aparecimento das primeiras trincas (mm)	Def. permanente específica do pavimento no aparecimento das primeiras trincas (%)
0113/130	3.850	1.300	9	5
0110/100	17.600	6.500	13	8
0413/130	2.600	1.800	17	8
0408/82	9.800	8.600	19	9
0311/110	21.884	11.730	24	10

A deformação permanente específica do pavimento foi calculada dividindo-se a flecha média medida ao surgirem as primeiras trincas pela espessura do pavimento (tratamento mais camada de basalto alterado).

Cabe observar que as espessuras constantes nas Figuras 5.1 e 5.2 são valores nominais, de projeto. Como mostra o Quadro 7.2, essas espessuras nem sempre coincidem com as reais, medidas durante a avaliação *post-mortem*, no caso das Pistas 01 e 04, ou na escavação de furos para instalação dos tensiômetros, nas demais pistas.

Excetuando o setor 0113, que conjugava a pior situação de carga (máxima) e de espessura (mínima), observa-se que em média as primeiras trincas foram registradas quando o pavimento tinha experimentado uma deformação permanente da ordem de 9%. Isso parece explicar porque nas Pistas 07 e 08 não foi observado trincamento. Para esses pavimentos, com espessuras reais iguais a 320 e 360 mm, esse nível de deformação corresponderia a flechas da ordem de 30 mm, muito superiores às ocasionadas pelo volume de tráfego aplicado.

QUADRO 7.2 - Espessuras nominais e reais dos pavimentos (tratamento + basalto)

Pista	Espessura nominal do pavimento (mm)	Espessura real do pavimento (mm)
01	185	170
03	235	230
04	235	204
07	345	320
08	345	360

O trincamento também pode ser avaliado através de um critério de gravidade, que é a densidade de trincamento por unidade de superfície, acumulando os comprimentos de trincas (em m) por m<sup>2</sup>.

As Tabelas 7.7 e 7.8 apresentam a evolução do trincamento pelo critério de gravidade para os setores 0113 e 0110. As extensões acumuladas de trincamentos foram medidas com emprego de um barbante. As áreas foram calculadas como sendo retângulos, com comprimento igual a 7 m (extensão solicitada pelo tráfego) e larguras, respectivamente iguais a 0,73 m e 0,80 m (valores médios afetados pelo trincamento), para cada trilha de roda.

TABELA 7.7 - Evolução do trincamento pelo critério de gravidade no setor 0113

Número de ciclos de carga	Extensão do trincamento (m)	Densidade de trincamento (m/m <sup>2</sup> )
1.300	0,43	0,08
1.700	1,27	0,25
2.050	2,55	0,50
3.200	11,20	2,20
3.850	14,50	2,84



TABELA 7.8 - Evolução do trincamento pelo critério de gravidade no setor 0110

Número de ciclos de carga	Extensão do trincamento (m)	Densidade de trincamento (m/m <sup>2</sup> )
6.500	0,50	0,09
8.000	1,24	0,22
12.300	3,65	0,65
16.500	12,10	2,16
17.600	19,70	3,51

A comparação entre os resultados das Tabelas 7.7 e 7.8, e os apresentados nas Tabelas 7.1 e 7.2 (evolução do trincamento pelo critério de extensão), parece indicar que o critério de gravidade explicita mais claramente a degradação experimentada pelo pavimento. Já nos setores 0408, 0413 e 0711, onde o trincamento se restringiu às bordas, com maior predominância em uma delas (quase sempre a externa), esse critério de avaliação não parece tão significativo.

Ao relatarem as primeiras pesquisas desenvolvidas no Centro de Nantes do LCPC, Autret, Boissoudy e Gramsammer (1987) sugeriram que os trabalhos de recuperação em pavimentos sujeitos a baixo volume de tráfego, devem iniciar quando a densidade de trincamento atingir 6 m/m<sup>2</sup> (critério de gravidade), ou quando a extensão de pavimento trincada for 60% (critério de extensão). Esses valores devem ser considerados com cautela, como os próprios autores salientam, sendo oportuno salientar que o critério de gravidade é mais apropriado para avaliar o trincamento por fadiga, ao passo que o critério de extensão é indicado para trincamento nas bordas.

### 7.3.2 - Outras formas de degradação superficial

Além do trincamento foram registradas outras formas de degradação superficial. No setor 0113, a partir dos 1.300 ciclos de carga se observou a ocorrência, em todas as seções, de desgaste superficial com grau de severidade de médio a baixo.

Como conseqüência dos afundamentos na trilha de roda, em todos os setores ensaiados formaram-se zonas de acumulação de água.

No setor 0110, após 12.300 ciclos de carga, registrou-se a ocorrência de exsudação na forma de gotículas ascendentes de material asfáltico, mostradas na Figura 7.18. Essas gotículas, às vezes, deslocaram o agregado do tratamento superficial.



Já nos setores 0413 e 0408 a combinação de elevadas temperaturas e da baixa velocidade do rodado ocasionou grave exsudação, com arrancamento do revestimento, mostrado nas Figuras 7.12 e 7.19.



FIGURA 7.18 - Exsudação com nível de severidade médio no setor 0110



FIGURA 7.19 - Arrancamento do revestimento decorrente de exsudação entre as seções S4 e S5 do setor 0408



## 7.4 - DEFORMAÇÕES PERMANENTES OCORRIDAS NOS PAVIMENTOS

Preliminarmente, apresenta-se nesta seção os resultados de algumas pesquisas laboratoriais desenvolvidas nos últimos trinta anos sobre o comportamento plástico de agregados. Essa breve revisão auxiliará na análise das deformações permanentes ocorridas nos pavimentos com basaltos alterados focalizados nesta tese.

### 7.4.1 - Resultados de estudos laboratoriais de deformações permanentes em agregados

Pumphrey e Lentz (1986) definem a deformação permanente como sendo o acúmulo de deformações ocorridas que não são reversíveis quando o carregamento é removido.

O afundamento nas trilhas de roda dos pavimentos decorre, segundo Brown (1996), do acúmulo de deformações verticais permanentes, podendo incluir contribuições de todas as camadas. Em pavimentos asfálticos espessos, o afundamento geralmente decorre de deformações permanentes nas camadas betuminosas, mas em pavimentos com camadas asfálticas finas, as camadas granulares e o subleito são dominantes, especialmente se as condições de drenagem não forem satisfatórias.

Para Yoder e Witczak (1975) as deformações permanentes resultam de dois mecanismos diferentes: densificação e deformações cisalhantes repetidas (fluxo plástico).

A deformação devido ao fluxo plástico é o critério principal em que se baseiam muitos métodos de dimensionamento de pavimentos. Existem duas técnicas gerais de projeto: abordagens empíricas e métodos racionais.

As abordagens empíricas envolvem a correlação entre deformações dos pavimentos e determinada condição de ruptura. Dois métodos empíricos comuns são os procedimentos empíricos-resistivos e o método de deformação limitada do subleito. Em ambas as técnicas a deformação é controlada variando as espessuras das camadas do pavimento e qualificando o material através de algum índice (ISC, módulo de resiliência, etc.). Esses métodos envolvem as mesmas considerações básicas, exceto que a abordagem resistiva considera que todas as deformações ocorrem no subleito, enquanto que no método de limitação da deformação do subleito as deformações podem ocorrer em todas as camadas. Pumphrey e Lentz (1986) assinalam que a principal desvantagem desses métodos é que eles não podem prever o acúmulo de deformações permanentes que ocorrerá sob determinado número de cargas.

Técnicas de análise puramente racionais não gozam ainda de grande aceitação na prática, mas o interesse aumenta à medida que esses métodos começam a modelar mais aproximadamente as condições reais de campo, graças aos avanços da informatização.

Nos últimos trinta anos os estudos experimentais em agregados têm-se concentrado principalmente no seu comportamento elástico. O estudo das deformações permanentes, ao contrário, permanece em um estágio puramente descritivo, o que é atribuído por Faute, Hornyh e Benaben (1994) aos seguintes motivos:

a) O estudo das deformações permanentes de um material é demorado já que é necessário realizar um número considerável de ensaios, aplicando em cada um deles um número elevado de ciclos de carga ( $10^5$  a  $10^6$ ).

b) A caracterização das deformações permanentes de agregados pétreos é seguidamente considerada como menos importante do que a caracterização de seu comportamento elástico, o qual influencia diretamente a fadiga de revestimentos asfálticos por misturas.

Por outro lado, observam os mesmos autores, são necessários programas de cálculo numérico que levem em consideração o tipo de comportamento elástico não linear desses agregados, através da técnica de elementos finitos. Os últimos vinte anos foram dedicados à obtenção dessas ferramentas indispensáveis ao dimensionamento de pavimentos.

Ensaio de compressão triaxial com carregamento repetido vêm obtendo grande aceitação na medição de deformações permanentes em solos e agregados pétreos.

Nos ensaios de deformações permanentes interessa analisar a evolução das mesmas em função do número de cargas e das tensões aplicadas. Os resultados desses ensaios são geralmente traduzidos por relações do tipo  $\epsilon_p^1 = f(\sigma, N)$ , onde  $\epsilon_p^1$  é a deformação permanente específica axial,  $\sigma$  é o tensor de tensões e  $N$  é o número de ciclos de carga. Relações deste tipo têm sido utilizadas para estimar a profundidade da trilha de roda em camadas de pavimento, com a condição de conhecer-se a distribuição de tensões nas mesmas.

Entretanto, salientam Faute, Hornyh e Benaben (1994), os modelos de variação de deformações permanentes, em geral, são ainda muito simples e se fundamentam em resultados de poucos ensaios. Muitos modelos se limitam a relações do tipo  $\epsilon_p^1 = f(N)$ .

Os primeiros estudos de deformações permanentes baseavam-se em resultados de ensaios com tensão confinante constante. Esses estudos mostraram que:

- a) as deformações permanentes aumentam com o aumento da tensão desviadora;
- b) as deformações permanentes diminuem com o aumento da tensão confinante radial estática; e que



c) as deformações permanentes tornam-se muito grandes nas proximidades da envoltória de ruptura do material (o que é indicativo do subdimensionamento do pavimento).

Esses resultados são traduzidos por expressões do tipo  $\varepsilon^1_p = f(\sigma_d)$  ou  $\varepsilon^1_p = f(\sigma_d, \sigma_3)$ , nas quais  $\sigma_d$  é a tensão desvio e  $\sigma_3$  a tensão confinante; sendo a deformação obtida após um determinado número de ciclos de carga (por exemplo,  $10^5$ ).

Ao analisar-se a influência do estado de tensões na deformabilidade plástica de agregados, é fundamental referir as pesquisas desenvolvidas por Barksdale (1972).

Esse pesquisador analisou o comportamento plástico de vários tipos de solos e agregados e observou que as curvas tensão-deformação plástica exibem uma resposta tipicamente não-linear. Para uma dada tensão confinante e pequenos valores da tensão desvio, a deformação plástica é quase proporcional à tensão desvio. À medida que a tensão desvio aumenta, as deformações plásticas aumentam com velocidade crescente até se tornarem muito grandes, alcançando-se a tensão de plastificação.

Para Barksdale (1972), a deformação plástica também depende fortemente da tensão confinante, sofrendo significativo decréscimo à medida que a tensão confinante aumenta

Em pesquisa laboratorial, Pumphrey e Lentz (1986) constataram que a tensão confinante ( $\sigma_3$ ) é a variável mais importante que afeta o comportamento de materiais granulares. O aumento da tensão confinante pode majorar significativamente a resistência e o módulo de resiliência do solo e reduzir a deformação permanente, para um dado nível de diferença de tensões principais cíclicas.

Os autores citados afirmam que a diferença entre as tensões principais cíclicas tem efeito dominante na deformação permanente do solo. O aumento da tensão desviadora ( $\sigma_d$ ) resulta em maior deformação permanente para tensões confinantes constantes. Essa observação pode ser explicada pelo fato de que tensões confinantes maiores causam aumento do atrito entre as partículas e intertravamento dos agregados, resultando em menor movimento sob carregamento.

Os resultados das pesquisas de Boyce (1976) e de Pappin (1979), citados por Brown (1996), demonstraram que se a tensão desvio no carregamento repetido não exceder 70% da tensão estática de ruptura, as deformações plásticas que se desenvolvem são insignificantes.

Por outro lado, Brown e Chan (1996) salientam que, em materiais granulares com granulometria contínua, as deformações permanentes se originam principalmente pelo desenvolvimento de deformações cisalhantes. A reversão de tensões cisalhantes induzida

pela roda em movimento causa o aumento dessas deformações. O material imediatamente à frente da roda tende a dilatar-se e a enfraquecer. À medida que a roda se move sobre o material enfraquecido, ocorrem maiores deformações.

A influência do número de ciclos de carga na evolução das deformações permanentes sofridas por agregados tem sido objeto de diversos estudos laboratoriais.

Paute, Hornyh e Benaben (1994) afirmam que para os níveis de tensões que ocorrem em camadas granulares de pavimentos, geralmente bem inferiores às tensões de ruptura, se observa uma estabilização progressiva das deformações permanentes. Esta evolução é expressa por diferentes relações.

A mais utilizada é a de Barksdale (1972):

$$\varepsilon_p^1 = a + b(\log N) \quad (7.3)$$

Paute et al. (1988) propuseram uma relação mostrando que a deformação permanente axial tende para um limite finito, A, quando N tende para o infinito.

$$\varepsilon_p^* = A [N^{0.5} / (N^{0.5} + D)] \quad (7.4)$$

onde  $\varepsilon_p^*$  representa a deformação permanente medida a partir de  $N = 100$  ciclos.

Sweere (1990), citado por Paute, Hornyh e Benaben (1994), realizou ensaios com número de ciclos elevado ( $10^6$ ) e obteve bons resultados com relações do tipo:

$$\log (\varepsilon_p^1) = a + b \log N \quad (7.5)$$

Essas relações apresentam uma diferença importante; a relação de Paute et al. (1988) supõe que  $\varepsilon_p^1$  tende para um valor finito quando N tende para o infinito; enquanto que as de Barksdale (1972) e Sweere (1990) sugerem que  $\varepsilon_p^1$  continua crescendo indefinidamente com o número de ciclos de carga.

Além do estado de tensões e do número de ciclos de carga, outros fatores influenciam o comportamento plástico de agregados utilizados em camadas de pavimentos.

Os resultados experimentais obtidos por Barksdale (1972) indicaram um aumento médio de 68% na deformação permanente de corpos de prova de solos e agregados ensaiados após imersão, em relação aos resultados obtidos em ensaios em corpos de prova na umidade ótima de compactação.



Hornych, Corté e Faute (1993) estudaram o efeito do teor de umidade nas deformações permanentes experimentadas por um agregado durante ensaios triaxiais de carregamento repetido. Foram realizados sete ensaios com teores de umidade entre 2,2 e 5,25%, com idênticas trajetórias de tensões.

Os valores de  $\epsilon_p$  obtidos nesses ensaios (correspondentes a 80.000 ciclos) evidenciaram que o teor de umidade exerce uma influência muito grande nas deformações permanentes, já que um aumento no teor de umidade em 3% majorou a deformação permanente em 5 vezes.

As deformações permanentes no fim do ensaio eram da ordem 3%, observando-se um crescimento rápido durante os primeiros ciclos de carga e uma estabilização a longo prazo. Os autores afirmam que esses resultados são coerentes com observações feitas em pavimentos franceses.

Das variáveis amostradas por Pumphrey e Lentz (1986), a densidade ou o peso específico aparente seco foi a que mais afetou a deformação permanente durante o carregamento cíclico. Para densidades elevadas, o aumento do teor de umidade parece causar aumento na deformação. Para baixos níveis de densidade, as deformações praticamente são idênticas para diversos níveis de umidade.

Resultados experimentais obtidos por Faute, Hornych e Benaben (1994) mostraram que a sensibilidade de agregados às deformações permanentes também depende fortemente da sua natureza mineralógica. O desempenho de um agregado depende da natureza, do número e da intensidade dos contatos intergranulares. Os autores observam que os resultados de deformabilidades elástica e plástica, obtidos em ensaios triaxiais de carregamento repetido, estão muito relacionados com a natureza do agregado, como mostra a Figura 7.20.

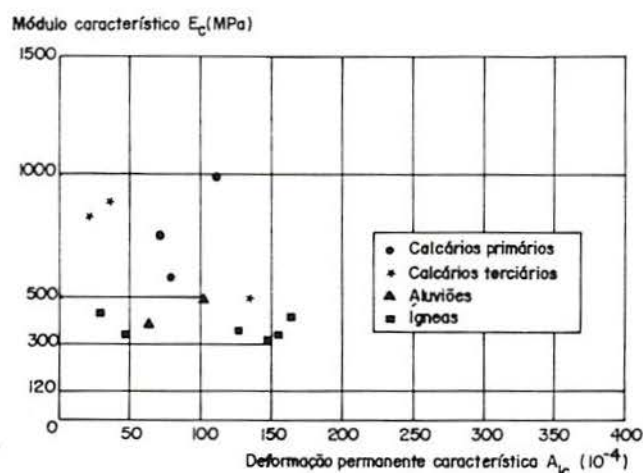


FIGURA 7.20 - Características mecânicas de agregados [Faute, Hornych e Benaben (1994)]

#### 7.4.2 - Evolução das deformações permanentes nos setores ensaiados

Durante a solicitação dos setores, em intervalos aproximadamente regulares, foram levantados os perfis transversais de cada uma das 8 seções mostradas na Figura 6.6.

Na análise que segue foram considerados apenas os dados obtidos nas seções S4 a S7, correspondentes aos trechos em que as cargas foram aplicadas com velocidade constante. A única exceção foi o setor 0712, onde o desnível longitudinal do pavimento obrigou a restringir o tráfego ao trecho compreendido entre as seções S1 e S5. Na análise dos dados deste setor foram empregados os dados referentes as seções S2 a S4. Dessa maneira, dos 71 nivelamentos realizados nos dez setores ensaiados, foram consideradas 3.917 cotas, medidas ao longo de 275 seções transversais.

Para determinar a evolução das flechas (deformações permanentes) adotou-se o seguinte procedimento:

- Em cada seção, as cotas do pavimento foram medidas, com precisão de milímetros, de 10 em 10 cm.
- O perfil transversal correspondente a um número N de passagens de cargas, foi referido ao perfil obtido antes do início do carregamento.
- Em cada seção transversal foi identificada a flecha máxima ( $f_{\max}$ ).
- Com as flechas máximas ( $f_{\max}$ ) das seções S4 a S7 (ou S2 a S4, no setor 0712), calculou-se a flecha média do setor ( $f_{\text{med}}$ ) e o correspondente desvio padrão ( $\sigma$ ). Se houvesse valores de  $f_{\max}$  fora do intervalo  $[f_{\text{med}} - \sigma ; f_{\text{med}} + \sigma]$ , estes eram expurgados, calculando-se uma nova média e um novo desvio padrão, até não mais haver valores espúrios. O valor de  $f_{\text{med}}$  assim obtido foi adotado como flecha média do setor, para o determinado número de ciclos de carga  $N_i$ .

O procedimento acima descrito é exemplificado a partir dos dados constantes nos Quadros 7.3 e 7.4.

Na seção S4 do setor 0712, a flecha máxima medida após 28.400 ciclos de carga foi 19 mm, em um ponto distante 90 cm da borda externa da pista. Para esse número de ciclos, nas seções S2 e S3 as flechas máximas foram iguais a 17 mm e 15 mm, respectivamente. Assim, a flecha média do setor, para  $N = 28.400$ , era igual a  $(17 + 19 + 15)/3 = 17$  mm. O desvio padrão calculado foi 2 e o intervalo de aceitação [15 ; 19]. Não havendo valores a expurgar, permanece  $f_{\text{med}} = 17$  mm.



QUADRO 7.3 - Evolução das cotas (em mm) da seção 4 do setor O712 com o número de ciclos de carga

Distância à borda externa da pista (m)	N = 0	N = 700	N = 9.036	N = 19.597	N = 21.100	N = 28.400	N = 36.000	N = 40.247	N = 42.209
0,40	19.426	19.425	19.425	19.425	19.425	19.426	19.427	19.427	19.428
0,50	19.427	19.427	19.428	19.426	19.429	19.426	19.426	19.427	19.427
0,60	19.425	19.425	19.425	19.424	19.425	19.425	19.426	19.425	19.426
0,70	19.426	19.424	19.424	19.428	19.424	19.424	19.423	19.423	19.424
0,80	19.424	19.423	19.418	19.418	19.414	19.414	19.413	19.413	19.411
0,90	19.423	19.420	19.413	19.410	19.408	19.408	19.405	19.405	19.406
1,00	19.423	19.417	19.411	19.408	19.410	19.404	19.403	19.403	19.402
1,10	19.422	19.420	19.410	19.410	19.410	19.408	19.405	19.404	19.403
1,20	19.424	19.421	19.411	19.409	19.410	19.408	19.404	19.403	19.402
1,30	19.422	19.420	19.411	19.409	19.408	19.405	19.403	19.405	19.402
1,40	19.424	19.419	19.414	19.415	19.413	19.409	19.408	19.409	19.408
1,50	19.425	19.422	19.420	19.421	19.422	19.418	19.417	19.417	19.417
1,60	19.425	10.426	19.425	19.426	19.426	19.424	19.422	19.425	19.421
1,70	19.424	19.426	19.424	19.427	19.427	19.424	19.425	19.423	19.425
1,80	19.427	19.427	19.426	19.428	19.429	19.428	19.426	19.427	19.425

QUADRO 7.4 - Evolução das flechas (em mm) da seção 4 do setor O712 com o número de ciclos de carga

Distância à borda externa da pista (m)	$N_0 - N_0$	$N_{700} - N_0$	$N_{9.036} - N_0$	$N_{19.597} - N_0$	$N_{21.100} - N_0$	$N_{28.400} - N_0$	$N_{36.000} - N_0$	$N_{40.247} - N_0$	$N_{42.209} - N_0$
0,40	0	-1	-1	-1	-3	0	1	1	2
0,50	0	0	1	-1	0	-1	-1	0	0
0,60	0	0	0	-1	-2	0	1	0	1
0,70	0	-2	-2	2	0	-2	-3	-3	-2
0,80	0	-1	-6	-6	-12	-10	-11	-9	-13
0,90	0	-3	-10	-13	-17	-15	-18	-18	-17
1,00	0	-6	-12	-15	-15	-19	-20	-20	-21
1,10	0	-2	-12	-12	-14	-14	-17	-18	-19
1,20	0	-3	-13	-15	-16	-16	-20	-21	-22
1,30	0	-2	-11	-13	-16	-17	-19	-17	-20
1,40	0	-5	-10	-9	-13	-15	-16	-15	-16
1,50	0	-3	-5	-4	-5	-7	-8	-8	-8
1,60	0	1	0	1	-1	-1	-3	0	-4
1,70	0	2	0	3	-1	0	1	-1	1
1,80	0	0	1	1	0	1	-1	0	-2

As Tabelas 7.9 a 7.18 apresentam a evolução das flechas médias com o tráfego nos setores ensaiados. Os valores de flechas máximas por seção  $f_{\text{máx}}$  a partir dos quais foram calculados os valores de  $f_{\text{méd}}$  são apresentados no ANEXO 2.

TABELA 7.9 - Evolução da flecha média no setor 0113 com o tráfego

N	400	600	1.000	1.300	2.050	2.600	3.200	3.850
$f_{\text{méd}}$ (mm)	5	6	7	8	10	13	18	31

TABELA 7.10 - Evolução da flecha média no setor 0110 com o tráfego

N	1.500	4.500	6.500	8.000	10.200	12.300	14.000	16.000	17.600
$f_{\text{méd}}$ (mm)	5	8	10	12	13	17	21	25	31

TABELA 7.11 - Evolução da flecha média no setor 0413

N	1.000	1.800	2.600
$f_{\text{méd}}$ (mm)	14	17	24

TABELA 7.12 - Evolução da flecha média no setor 0408 com o tráfego

N	3.000	6.000	8.600	9.800
$f_{\text{méd}}$ (mm)	12	18	19	26

TABELA 7.13 - Evolução da flecha média no setor 0812 com o tráfego

N	1.150	2.000	5.000	7.700	10.000	14.300	23.500
$f_{\text{méd}}$ (mm)	8	9,50	13,75	15,50	17,67	19,66	22

TABELA 7.14 - Evolução da flecha média no setor 0810 com o tráfego

N	5.100	11.080	15.000	23.500	46.400	69.000
$f_{\text{méd}}$ (mm)	9,25	12,33	12,67	14,67	18,33	19,75



TABELA 7.15 - Evolução da flecha média no setor 0712 com o tráfego

N	700	9.036	15.597	21.100	28.400	36.000	40.247	42.209
$f_{\text{méd}}$ (mm)	6	12	13,67	15,50	17	18	19,33	20,33

TABELA 7.16 - Evolução da flecha média no setor 0713 com o tráfego

N	890	5.900	8.600	11.800	12.700
$f_{\text{méd}}$ (mm)	7	11,67	12,33	14,25	15

TABELA 7.17 - Evolução da flecha média no setor 0311 com o tráfego

N	1.330	8.870	11.477	13.817	18.114	21.886
$f_{\text{méd}}$ (mm)	7	17,33	21	21,33	23	26,67

TABELA 7.18 - Evolução da flecha média no setor 0308 com o tráfego

N	2.800	11.360	15.330	18.100	24.560	29.685
$f_{\text{méd}}$ (mm)	6,75	10,25	11,25	13,67	15,33	17

As Figuras 7.21 e 7.22 ilustram a evolução da trilha de roda na seção 7 do setor 0110 e na seção 4 do setor 0712, respectivamente.

Nessas figuras adota-se a designação deslocamento vertical porque nos estágios finais de carregamento no setor 0110, ocorreu um levantamento de grande magnitude (quase 3 cm) na borda externa (entre 0,40 m e 0,60m).

As Figuras 7.21 e 7.22 estampam a diferença entre os graus de severidade das deformações permanentes observadas em um pavimento subdimensionado (Pista 01, com espessura real igual a 17 cm) e em um pavimento bem dimensionado (Pista 07, com espessura real igual a 32 cm). O levantamento do pavimento do setor 0110, possível de ser observado na Figura 7.14, foi ocasionado por deslocamento de agregado graúdo, como foi mencionado na seção 7.3.1.

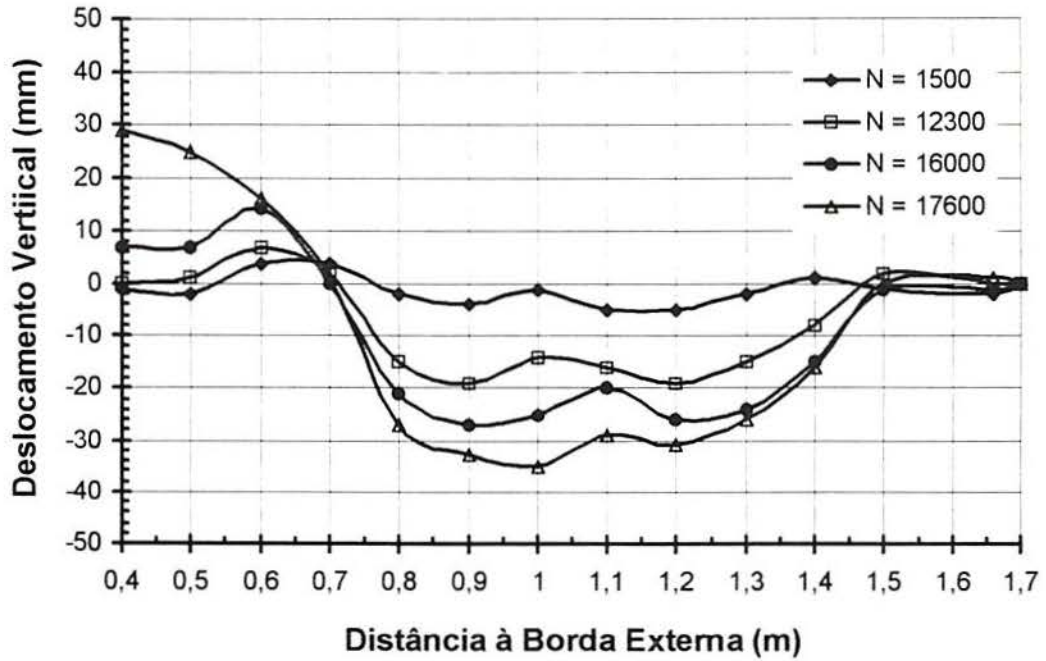


FIGURA 7.21 - Evolução das flechas na seção 7 do setor 0110

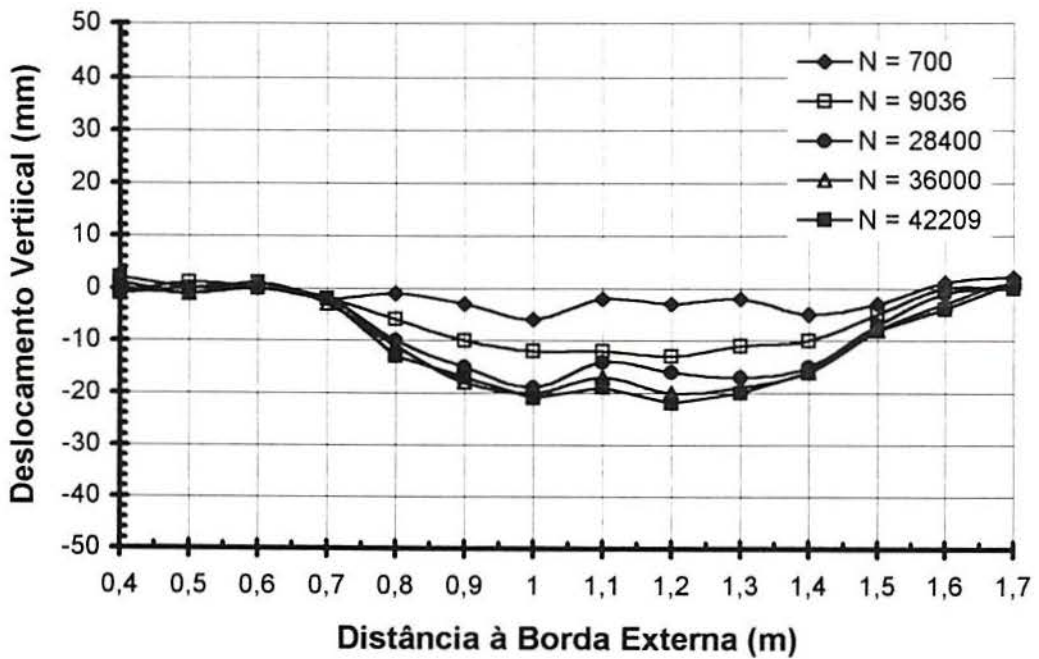


FIGURA 7.22 - Evolução das flechas na seção 4 do setor 0712



Em concordância aos resultados de estudos laboratoriais realizados em agregados, apresentados na seção precedente, observou-se nas pistas experimentais que a evolução das deformações plásticas é exponencial, e pode ser modelada por uma expressão com a seguinte formulação:

$$f_N = f_0 + a \cdot N^{0,5} \quad (7.6)$$

A flecha,  $f_N$ , correspondente a um número de aplicações de carga,  $N$ , é função de uma flecha inicial,  $f_0$ , e da declividade da reta,  $a$ .

Esse tipo de expressão foi proposta por pesquisadores do *Bundesanstalt für Strassenwesen* (BaSt) da Alemanha, e verificada nos resultados da pesquisa realizada pela OCDE (1991) no Centro de Nantes do LCPC.

A Tabela 7.19 apresenta os valores dos parâmetros das equações de ajuste para os setores ensaiados. Os valores do coeficiente de determinação,  $r^2$ , muito próximos da unidade, explicitam os bons ajustes obtidos, o que pode ser observado nas Figuras 7.23 e 7.24.

TABELA 7.19 - Parâmetros da equação de ajuste (7.6) para os setores ensaiados

Setor	$f_0$ (mm)	$a$	$r^2$
0113	-8,0	0,4958	0,76
0110	-8,6	0,2563	0,86
0413	-2,8	0,5061	0,92
0408	-3,1	0,2694	0,85
0311	1,2	0,1716	0,98
0308	1,6	0,0869	0,97
0712	4,3	0,0758	0,99
0713	4,2	0,0930	0,99
0812	4,6	0,1215	0,98
0810	5,7	0,0559	0,98

Na equação 7.6,  $f_0$  caracteriza uma fase de consolidação no início da vida do pavimento. A magnitude dessa consolidação depende mais dos parâmetros de construção, do que das propriedades dos materiais que determinam o afundamento estrutural posterior.

O afundamento estrutural segue uma linha reta cuja declividade,  $a$ , denominada fator de afundamento, traduz a influência da carga e do tipo de pavimento

Uma análise dos dados apresentados na Tabela 7.19, conduz às seguintes conclusões:

a) Os valores de  $f_0$  para os dois setores de cada pista são praticamente idênticos, e refletem as dificuldades de compactação do basalto alterado, devido à granulometria tipo macadame.

b) Nos pavimentos das Pistas 07 e 08, os valores de  $f_0$  são muito semelhantes, e próximos a 5 mm. A observação das flechas medidas na seção 4 do setor 0712 (Quadro 7.4), com apenas 700 ciclos de carga, reforça a validade do modelo de ajuste.

c) Nos pavimentos subdimensionados (Pistas 01 e 04) os valores de  $f_0$  são negativos, o que sugeriria a existência de uma contraflecha inicial e que as deformações permanentes começariam a acumular-se após um determinado número de ciclos de carga. Na realidade os valores negativos de  $f_0$  explicitam que a expressão proposta na equação 7.6 não modela adequadamente o comportamento desses pavimentos (a despeito de valores razoáveis de  $r^2$ ), devido à predominante agressividade da carga (valores muito grandes de  $a$ ). Para esses pavimentos subdimensionados se obtém um melhor ajuste através de um modelo bilinear, também adotado na Alemanha e na França, como mostram as Figuras 7.25 (a) e (b).

d) As declividades das retas de ajuste,  $a$ , diferem acentuadamente entre os dois setores de cada pista, como se mostra na Figura 7.23. Para os setores 0712 e 0713 essa diferença não é tão notável devido à proximidade das cargas de eixo (120 e 130 kN), que solicitaram o pavimento da Pista 07.

e) Os valores de  $a$  correspondentes aos setores 0712 e 0812, trafegados pela carga de eixo de 120 kN, diferem significativamente, evidenciando a influência do tipo de pavimento no afundamento estrutural. Como as espessuras reais das Pistas 07 e 08 são semelhantes (32 e 36 cm, respectivamente), pode-se atribuir essa diferença, mostrada na Figura 7.24, à natureza do agregado. A Pista 07 foi construída com basalto alterado da Jazida F, ao passo que na Pista 08 o basalto provinha da Jazida E. Nos capítulos 3 e 5 desta tese foram apresentados resultados de ensaios laboratoriais que justificam o melhor comportamento (menor afundamento estrutural para um mesmo nível de carregamento) da Pista 07.



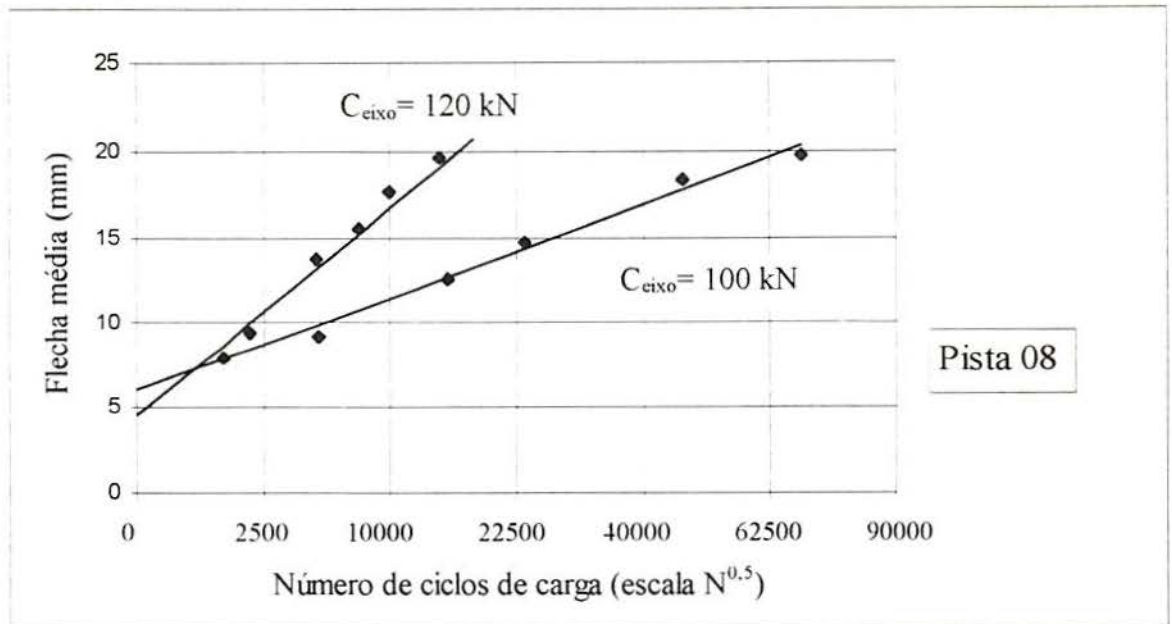


FIGURA 7.23 - Evoluções das flechas nos dois setores da Pista 08, de acordo com o modelo proposto na Tabela 7.19.

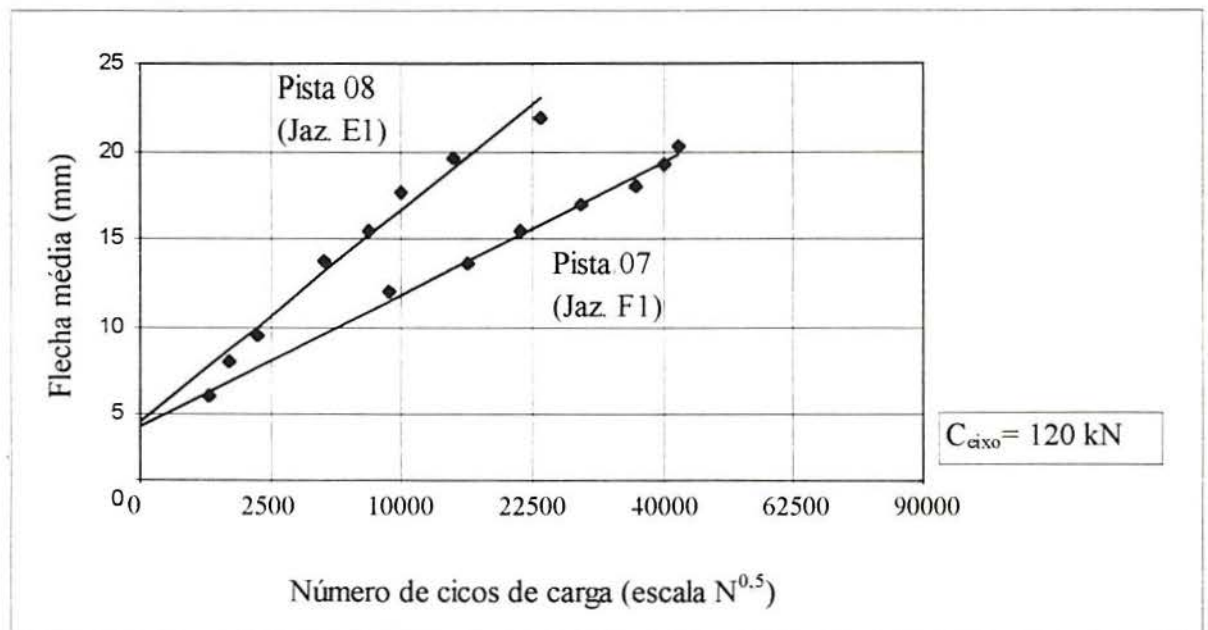


FIGURA 7.24 - Evoluções das flechas em dois setores solicitados pela mesma carga em pistas distintas, ressaltando o efeito da procedência do agregado.

Finalmente, se salienta que os valores de  $f_0$  para os pavimentos das Pistas 07 e 08 à primeira vista parecem elevados, mas são justificáveis.

A especificação DAER-ES-P 07/91 orienta que, após a execução de uma camada de macadame a seco e antes da execução da camada sobrejacente, se permita o tráfego de

veículos de serviço e de usuários por um período mínimo de 30 dias, de modo a evidenciar defeitos de execução e a complementar a compactação. Na execução das pistas experimentais da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos tal não foi possível, uma vez que o tráfego é aplicado exclusivamente pelo Simulador.

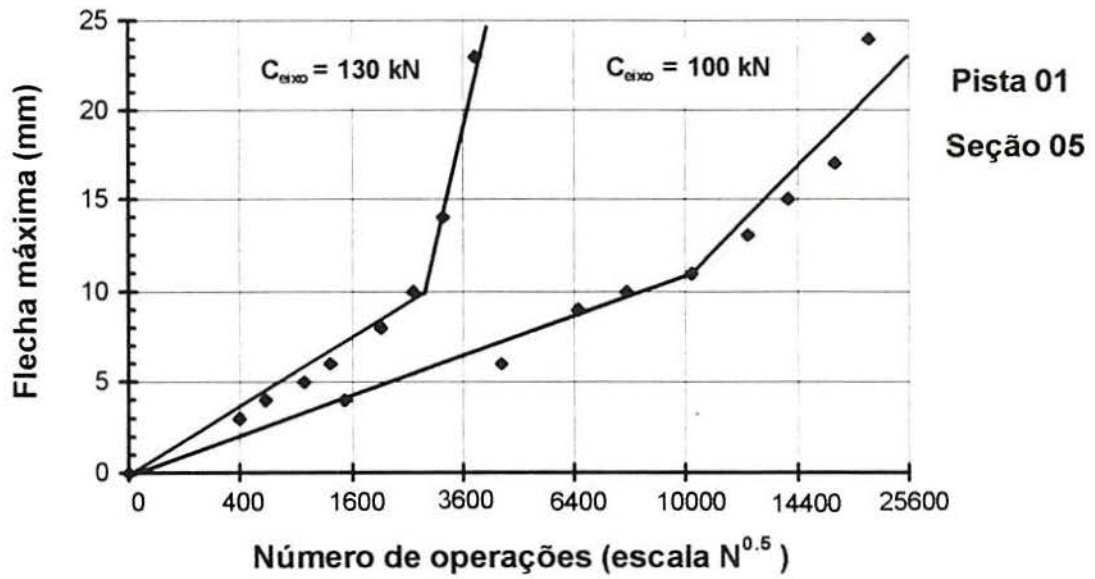


FIGURA 7.25 (a) - Evolução da flecha máxima com o tráfego, com modelo bilinear proposto para seções subdimensionadas.

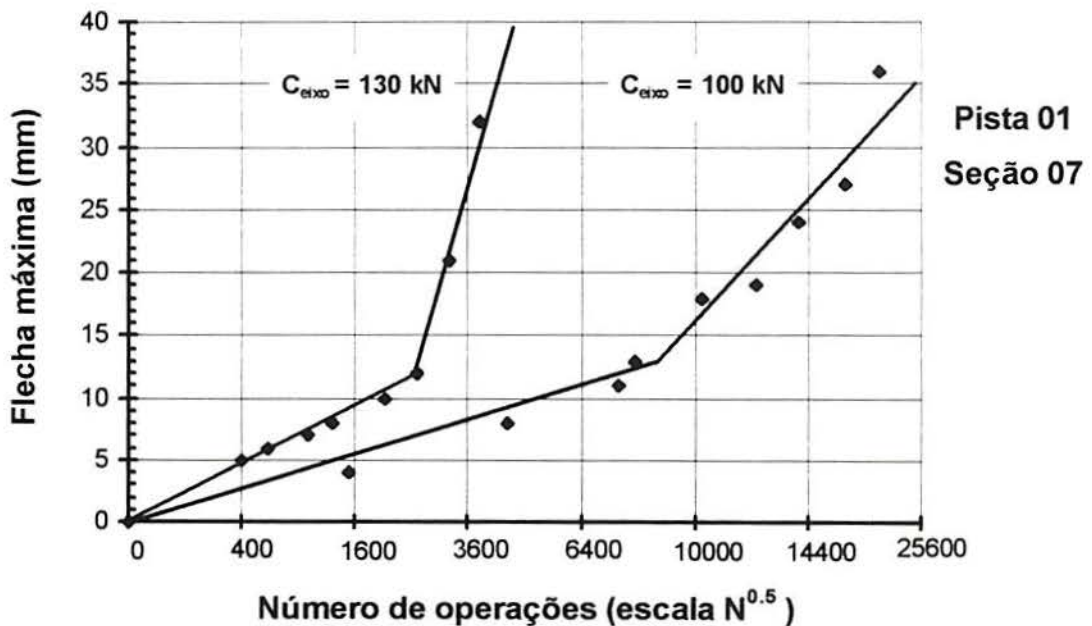


FIGURA 7.25 (b) - Evolução da flecha máxima com o tráfego, com modelo bilinear proposto para seções subdimensionadas.



Acredita-se que se na execução de pavimentos rodoviários com basaltos alterados, no procedimento macadame a seco, forem adotados os devidos cuidados na compactação, empregando-se para tal a viga Benkelman, e for permitido o tráfego mencionado pela especificação citada, os valores da flecha inicial possam ser minorados.

#### 7.4.3 - Influência do grau de saturação nas deformações permanentes

A comparação entre as Figuras 7.25 (a) e (b) propicia a seguinte discussão sobre a influência do teor de umidade nas deformações permanentes. Salienta-se que os parâmetros de ajuste apresentados não foram obtidos a partir das flechas médias nos setores e correspondem apenas às flechas máximas medidas em cada seção.

Nas figuras referidas foi adotado o modelo bilinear, no qual o ponto de interseção representa a flecha inicial  $f_0$  e o fator de afundamento é dado pela declividade do segundo trecho retilíneo. A Tabela 7.20 apresenta os valores de  $f_0$  e de  $a$  obtidos para os ajustes das deformações permanentes em duas seções dos setores 0113 e 0110.

TABELA 7.20 - Flecha inicial e fator de afundamento em seções dos setores 0113 e 0110

Setor	Seção S5		Seção S7	
	$f_0$ (mm)	$a$	$f_0$ (mm)	$a$
0110	11	0,17	13	0,22
0113	10	0,42	12	0,56

Constata-se que os valores da flecha inicial na seção S7 de ambos os setores superam em 20% aqueles correspondentes à seção S5. Por sua vez, os valores do fator de afundamento na seção S7 dos dois setores são, em média, 30% maiores que os correspondentes à seção S5. Isto é um forte indicativo de que o comportamento dessas seções é afetado por outro parâmetro: o grau de saturação do solo do subleito (CFT).

Durante o período de solicitação do setor 10 foram feitos registros diários de sucção, medida nos tensiômetros  $T_1$ ,  $T_2$  e  $T_3$ , cujas localizações são mostradas na Figura 6.6. Os valores de sucção medidos no tensiômetro  $T_3$  (seção S7) foram sempre menores do que os medidos no tensiômetro  $T_2$  (situado a 1 m da seção S5). Em outras palavras: o solo empregado como subleito na seção S7 estava sempre com grau de saturação maior (muitas vezes próximo a 100%) do que na seção S5.

A discussão sobre a diferença no comportamento das seções S5 e S7, quanto à deformações permanentes, não deve limitar-se à camada de reforço do subleito.

É provável que também a camada de macadame a seco tenha apresentado comportamento diverso em função do grau de saturação. A avaliação *post-mortem* da Pista 01 mostrou elevada concentração de umidade na camada de basalto alterado, visível na Figura 7.16. Nesse sentido, é oportuno considerar as conclusões apresentadas por Hornyh, Corté e Paute (1993), referidas na seção 7.4.1, ao relatarem os resultados de uma pesquisa desenvolvida com agregados, no *Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées* (LRPC) de Saint-Brieuc, França.

A discussão apresentada sugere a necessidade de estudos laboratoriais para definir quantitativamente a influência do grau de saturação na deformabilidade plástica dos basaltos alterados. Em termos da análise experimental desenvolvida em instalações para ensaios em verdadeira grandeza, salienta-se a importância do controle do grau de saturação do subleito e das camadas granulares e da determinação da umidade de equilíbrio desse sistema.

Na prática rodoviária, a discussão reforça a necessidade de se propiciar aos pavimentos, inclusive aos de rodovias coletoras, boas condições de drenagem, visando prolongar a sua vida útil.

#### 7.4.4 - Influência da tensão principal maior nas deformações permanentes

Nas Figuras 7.26 e 7.27 as evoluções das flechas médias dos setores 0113 e 0712 com o tráfego são apresentadas em escala aritmética. Observa-se nessas figuras um padrão de comportamento quanto à deformabilidade plástica

No setor 0113 se distinguem claramente três fases: a) um rápido crescimento inicial das flechas ( $f_{med} = 5$  mm para  $N = 400$ ) ; b) seguido de um intervalo de crescimento moderado até  $N = 2.050$ ; e c) finalmente, um crescimento exponencial das deformações plásticas

Já no setor 0712, após o forte crescimento inicial, correspondente à flecha de acomodação ( $f_0$ ), as deformações crescem muito lentamente. Somente após um elevado número de ciclos de carga ( $N > 40.000$ ), se percebe, através da concavidade da curva, um ligeiro aumento na taxa de crescimento das flechas.

A análise é auxiliada com a introdução do conceito de velocidade de deformação plástica ( $vdp$ ), definido por Chen, Fults e Murphy (1997), como sendo o quociente entre a diferença entre as flechas ocorridas entre os números de ciclos de carga  $N_i$  e  $N_{i-1}$ , e a diferença entre o números de ciclos correspondentes. As Tabelas 7.21 e 7.22 apresentam a evolução da velocidade de deformação plástica para os setores considerados.



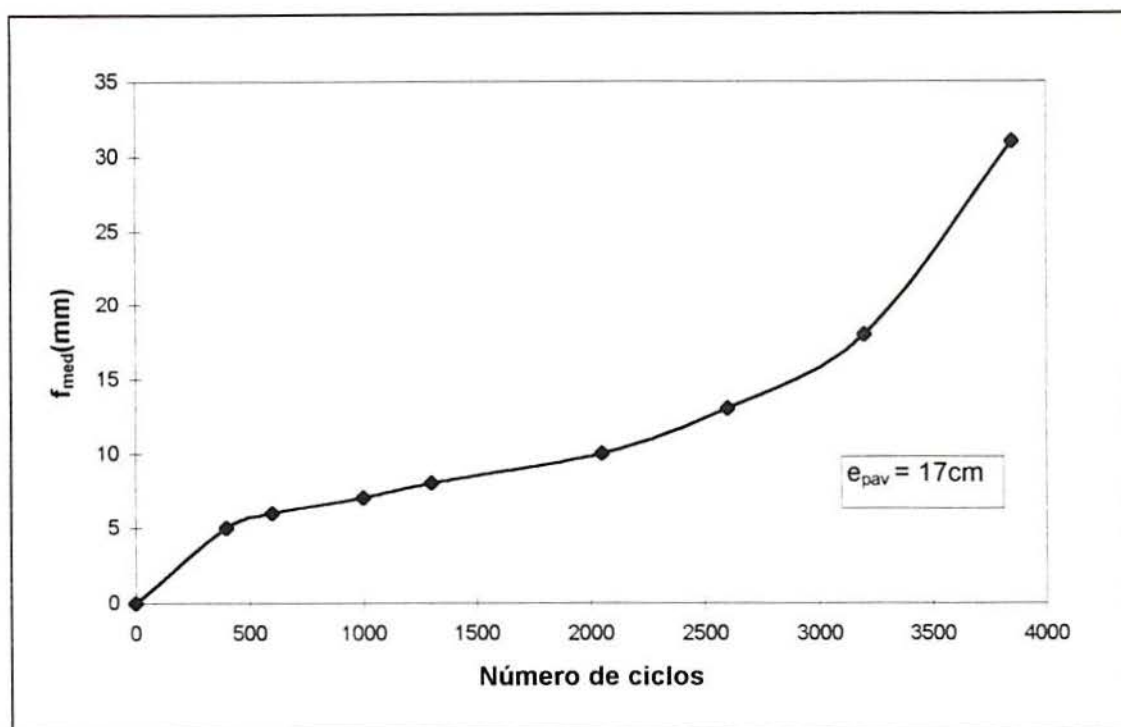


FIGURA 7.26 - Evolução da flecha média do setor 0113

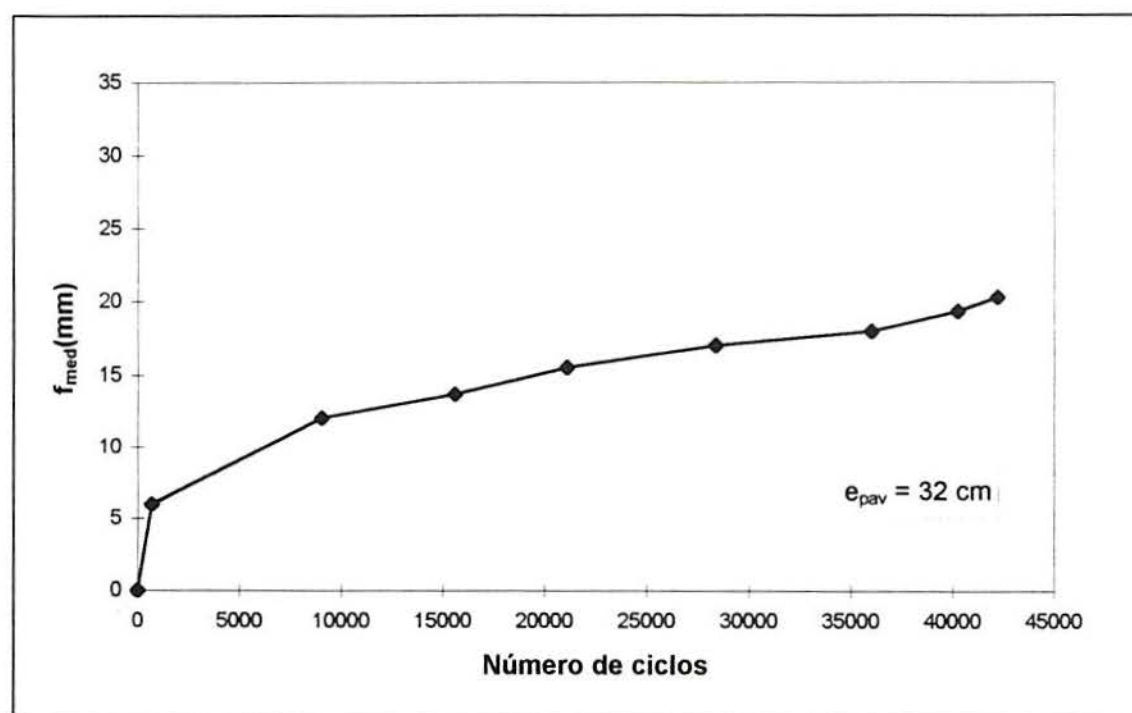


FIGURA 7.27 - Evolução da flecha média do setor 0712

TABELA 7.21 - Evolução da velocidade de deformação plástica no setor 0113

$N_i$	400	600	1.000	1.300	2.050	2.600	3.200	3.850
$vdp$ ( $10^{-4}$ mm/ciclo)	125	50	25	33	27	55	83	200

TABELA 7.22 - Evolução da velocidade de deformação plástica no setor 0712

$N_i$	700	9.036	15.597	21.100	28.400	36.000	40.247	42.209
$vdp$ ( $10^{-4}$ mm/ciclo)	86	7	3	3	2	1	3	5

A diferença entre a ordem de grandeza da velocidade de deformação plástica dos setores considerados é notável.

O setor 0311 apresentou um comportamento intermediário. Mesmo após terem sido registradas elevadas flechas ( $f_{med} \cong 27$  mm para  $N = 21.886$ ) a velocidade de deformação plástica não experimentou um crescimento tão acentuado quanto o apresentado pelo setor 0113, como mostra a Tabela 7.23.

TABELA 7.23 - Evolução da velocidade de deformação plástica no setor 0311

$N_i$	1.330	8.870	11.477	13.817	18.114	21.886
$vdp$ ( $10^{-4}$ mm/ciclo)	53	14	14	1	4	10

A observação dos valores apresentados nas últimas três tabelas, sugere a existência de um período de tráfego para o qual as deformações permanentes crescem quase linearmente com o número de cargas. Também evidencia que há um número de ciclos a partir do qual o crescimento se torna exponencial. A velocidade de deformação plástica e o ponto de inflexão que caracteriza o fim do comportamento quase-linear refletem a aptidão do pavimento para suportar o nível de carregamento aplicado.

O comportamento do setor 0113 é representativo de pavimentos delgados submetidos a elevados níveis de carregamento (setores 0113, 0110, 0413, 0408), evidenciando o subdimensionamento da estrutura.



Pavimentos como os das Pistas 07 e 08, mesmo quando submetidos a cargas elevadas, apresentam o comportamento do setor 0712. Em visita realizada à Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, professores da *Universidad de la República* (Montevidéu, Uruguai) relataram que esse tipo de comportamento tem sido observado em rodovias daquele país, construídas com agregados basálticos. Enfatizaram que alguns trechos observados (como os da Ruta 5, que atravessa o Uruguai de norte a sul) já tinham suportado tráfego intenso de cargas durante 20 anos, sem apresentarem flechas excessivas.

Em relação à magnitude das flechas observadas nos pavimentos bem dimensionados cabe assinalar que a relativa canalização das passagens das cargas têm um efeito majorante, como assinalam Bonaquist e Mogawer (1997).

A baixa velocidade do Simulador de Tráfego também contribui para o acúmulo das deformações plásticas. Em estudos realizados no Centro de Nantes do LCPC, cujo simulador radial é capaz de desenvolver velocidades de até 100 km/h, Corté e Caroff (1994) observaram que uma redução da velocidade da ordem de 15% ocasiona um aumento significativo da flecha (entre 20 e 40%).

A discrepância entre as *vdp* dos setores 0113 e 0712 pode ser explicada, considerando a tensão principal maior ( $\sigma_1$ ) atuante no interior do pavimento. A discussão a seguir apresentada se fundamenta em uma análise paramétrica desenvolvida com o programa computacional ELSYM5.

As estruturas consideradas foram divididas em 4 camadas. A primeira camada, denominada pavimento, engloba o tratamento superficial e a camada de basalto alterado. O subleito foi dividido em três camadas, reproduzindo o processo de construção relatado no capítulo 5 desta tese. Foram adotados módulos de resiliência determinados por retroanálise de bacias defletométricas levantadas antes do início do tráfego no setor ( $N=0$ ), através do procedimento descrito na seção 7.5. O Quadro 7.5 apresenta os parâmetros de deformabilidade elástica considerados na análise.

Os módulos de resiliência do setor 0113 são os valores médios obtidos por retroanálise de duas bacias defletométricas (com deflexão máxima nas seções S3 e S6), enquanto que no setor 0712 apenas foram levantadas bacias a partir da seção S3, devido à redução da extensão trafegada da Pista 07.

Os coeficientes de Poisson foram adotados iguais a 0,4 para o pavimento e a 0,45 para o subleito.

As respostas estruturais foram avaliadas na vertical que passa pelo centro de uma roda ( $y = 0$ ) e no ponto médio da distância entre os centros das duas rodas ( $y = b/2$ ). O

Quadro 7.6 apresenta as cargas por roda, a pressão de enchimento dos pneus (assumida como tensão de contato) e os valores de  $b/2$ .

QUADRO 7.5 - Parâmetros de deformabilidade elástica usados na análise paramétrica

Setor	Pavimento				Subleito			
	MR <sub>1</sub> (MPa)	e <sub>1</sub> (cm)	MR <sub>2</sub> (MPa)	e <sub>2</sub> (cm)	MR <sub>3</sub> (MPa)	e <sub>3</sub> (cm)	MR <sub>4</sub> (MPa)	e <sub>4</sub> (cm)
0113	69	17	153	20	200	20	385	∞*
0712	212	32	55	22	170	22	340	∞*

\* consideração usual na análise paramétrica de pavimentos

QUADRO 7.6 - Características de carregamento na análise paramétrica

Setor	Carga na roda (kN)	Pressão nos pneus (MPa)	b/2 (cm)
0113	32,5	0,74	14,7*
0712	30,0	0,70	14,8*

\* determinados através de impressão dos pneus

As respostas estruturais apresentadas nos Quadros 7.7 (a) e (b) propiciam as seguintes observações:

- A tensão principal maior ( $\sigma_1$ ) atuante no interior do pavimento do setor 0113 é sempre maior (de duas a três vezes) do que a correspondente ao setor 0712.
- No setor 0113  $\sigma_1$  é sempre maior na vertical que passa pelos centros das rodas, do que no ponto médio da distância entre os centros das duas rodas ( $y = b/2$ ), o que é característico de pavimentos muito delgados. Já no setor 0712, na interface pavimento-subleito,  $\sigma_1$  é maior para  $y = b/2$  do que para  $y = 0$ , devido à superposição dos bulbos de distribuição de tensões.
- O padrão de distribuição de deformações verticais específicas é semelhante ao de  $\sigma_1$ .



QUADRO 7.7 (a) - Resultados da análise paramétrica dos setores 0113 e 0712

Respostas estruturais avaliadas na profundidade média da camada de pavimento ( $z = \frac{1}{2} e_1$ )

Setor	$\sigma_1$ (MPa)		$\epsilon_v$ ( x $10^{-2}$ )	
	$y = 0$	$y = b/2$	$y = 0$	$y = b/2$
0113	0,626	0,322	0,734	0,278
0712	0,331	0,248	0,146	0,100

QUADRO 7.7 (b) - Resultados da análise paramétrica dos setores 0113 e 0712

Respostas estruturais avaliadas na interface pavimento-subleito ( $z = e_1$ )

Setor	$\sigma_1$ (MPa)		$\epsilon_v$ ( x $10^{-2}$ )	
	$y = 0$	$y = b/2$	$y = 0$	$y = b/2$
0113	0,408	0,322	0,403	0,303
0712	0,120	0,129	0,107	0,116

Observações:  $\sigma_1$  simboliza a tensão principal maior;  $\epsilon_v$  simboliza a deformação específica vertical de compressão.

Concluindo esta análise é importante salientar que no decorrer do carregamento do setor 0113 houve redução dos módulos de resiliência do pavimento, o que ocasionou o surgimento de trincas de fadiga (comentado na seção 7.3) e o aumento da deflexão característica (analisado na seção 7.5). A redução dos módulos resultou em aumento da tensão principal maior atuante no interior do pavimento e no correspondente crescimento de  $\epsilon_v$  e das flechas.

#### 7.4.5 - Distribuição das deformações permanentes no pavimento e no subleito

A avaliação *post-mortem* permitiu determinar a contribuição do revestimento, das camadas de basalto alterado e do subleito no acúmulo de deformações permanentes. A abertura de trincheiras restringiu-se às Pistas 01 e 04, uma vez que nas demais pistas ensaiadas se executarão camadas de reforço para o desenvolvimento de uma nova pesquisa.

Os nivelamentos executados sobre os topos das camadas permitiram determinar as espessuras das mesmas, apresentadas na Tabela 7.24. As Figuras 7.28 e 7.29 apresentam cortes transversais das trincheiras da seção S5 da Pista 01 e da seção S6 da Pista 04.

Para determinar a contribuição de cada camada na flecha total, foram considerados os pontos da seção onde ocorreu a flecha máxima, como mostra o Quadro 7.8.

Apresentam-se no Quadro 7.9 as cotas do topo do revestimento (TSD) antes e após o tráfego, do topo da camada de basalto e do topo do subleito após o tráfego, nos pontos de ocorrência de flecha máxima nas seções analisadas. As diferenças entre as cotas do revestimento (TSD) medidas antes e após o tráfego são iguais às flechas apresentadas no Quadro 7.8

Com os valores apresentados na Tabela 7.24 e nos Quadros 7.8 e 7.9, calcularam-se as contribuições de cada camada na flecha total, mostradas na Tabela 7.25. As contribuições do revestimento e do basalto foram obtidas subtraindo-se as espessuras apresentadas no Quadro 7.9 dos valores médios para os setores não trafegados, mostrados na Tabela 7.24. As contribuições do subleito foram obtidas subtraindo-se as somas das parcelas do revestimento e do basalto da flecha total.



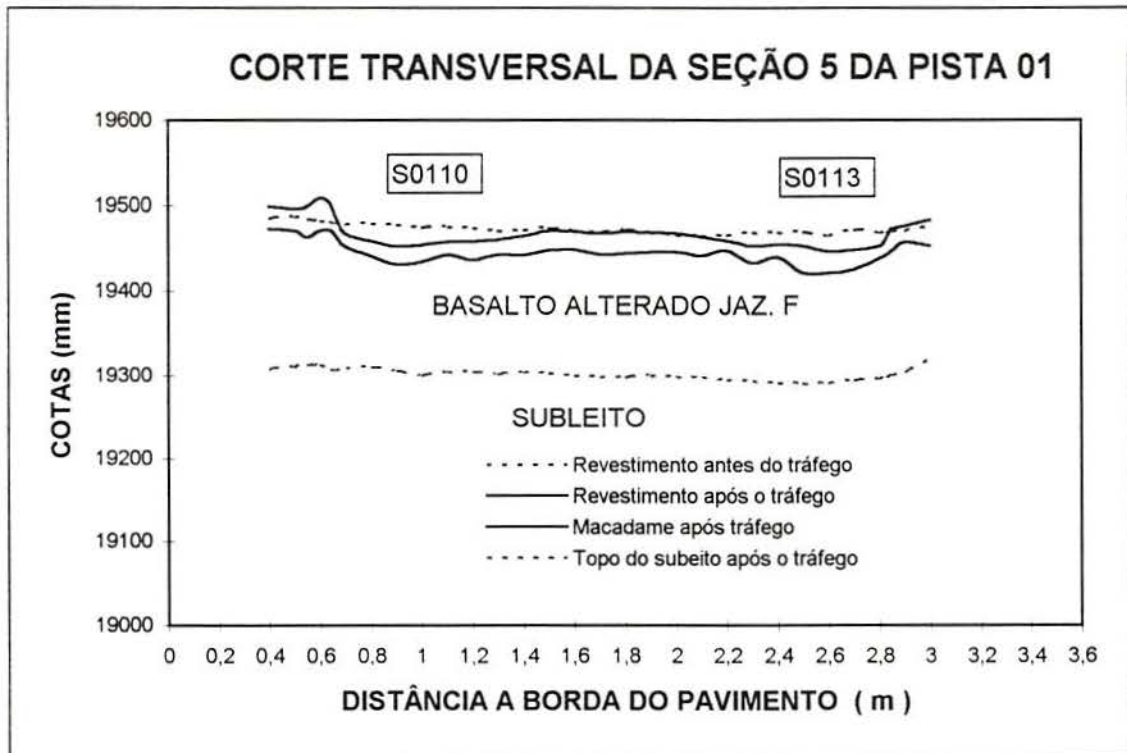


FIGURA 7.28 - Corte transversal da seção S5 da Pista 01

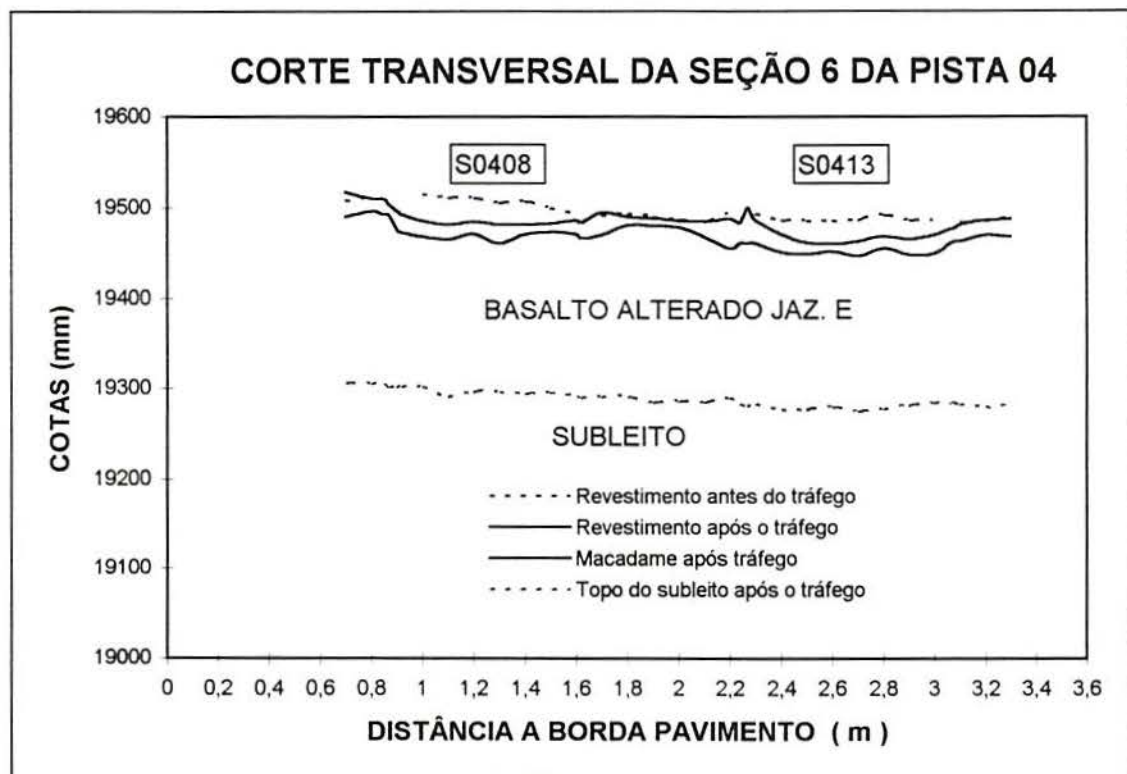


FIGURA 7.29 - Corte transversal da seção S6 da Pista 04

TABELA 7.24 - Espessuras das camadas determinadas na avaliação *post-mortem*

Setor	Tratamento superficial		Basalto alterado	
	Média (mm)	C.V. (%)	Média (mm)	C. V.(%)
01NT*	23	12	151	6
0113	20	33	141	6
0110	18	13	136	6
04NT*	18	12	186	4
0413	17	18	174	2
0408	16	12	175	3

\* Segmento sem tráfego entre os dois setores trafegados da pista

QUADRO 7.8 - Localização das flechas máximas nas seções transversais consideradas

Setor	Seção	Flecha máxima na seção (mm)	Distância do ponto de $f_{max}$ à borda do pavimento (m)
0113	S5	23	2,70
0110	S5	24	0,90
0413	S6	23	2,50
0408	S6	29	1,10

QUADRO 7.9 - Cotas nos topos das camadas e espessuras correspondentes após o tráfego, nos pontos de ocorrência da flecha máxima nas seções abertas

Setor	Cota do TSD antes do tráfego (mm)	Cota do TSD após o tráfego (mm)	Cota do basalto após o tráfego (mm)	Espessura do TSD após o tráfego (mm)	Cota do subleito após o tráfego (mm)	Espessura do basalto após o tráfego (mm)
0113	19.468	19.445	19.423	22	19.290	133
0110	19.470	19.446	19.425	21	19.300	125
0413	19.481	19.458	19.445	13	19.271	174
0408	19.510	19.481	19.464	17	19.288	176



TABELA 7.25 - Deformações permanentes do pavimento e do subleito nos pontos de ocorrência das flechas máximas nas seções onde foram abertas trincheiras

Setor	Flecha total (mm)	Flecha no TSD (mm)	Flecha no basalto (mm)	Flecha no subleito (mm)
0113	23	1	18	4
0110	24	2	26	-4
0413	23	5	12	6
0408	29	1	10	18

Comparando os valores das Tabelas 7.24 e 7.25 verifica-se que:

a) A contribuição do revestimento na flecha total é pequena (4 a 9%), excetuando-se o caso do setor 0413 onde contribui com 28% da flecha total.

Como já foi referido na seção 7.3 durante o tráfego sobre a Pista 04 as elevadas temperaturas e a baixa velocidade do carregamento provocaram exsudação e amolecimento do revestimento, ao que pode ser atribuído o afundamento maior no setor 0413.

Também é necessário salientar que os valores apresentados na Tabela 7.25 são pontuais. Em média, ao longo da seção S6, as flechas no revestimento foram iguais a 2 mm no setor 0408 e 1 mm no setor 0413. Os afundamentos máximos no revestimento nesses setores, ao longo da seção considerada foram respectivamente iguais a 9 e 10 mm.

Nos setores 0113 e 0110 as flechas médias no revestimento, ao longo da seção S5, foram iguais a 3 mm e 5 mm, respectivamente.

b) As camadas de basalto alterado foram as mais afetadas pelas deformações permanentes. A Tabela 7.25 explicita que nos setores 0113 e 0110 o basalto alterado da Jazida F, contribui com 78% e 108% das flechas totais, respectivamente.

No setor 0110, no ponto de ocorrência de flecha máxima ao longo da seção S5, o afundamento do basalto superou a flecha total, registrando-se levantamento do subleito. Salienta-se aqui que o tráfego na Pista 01 foi prorrogado até que se registrassem flechas não alcançadas nos demais setores, como mostram as Tabelas 7.9 e 7.10. No caso específico do setor 0110 o pavimento registrou um nível de degradação (trincamento e flechas) atípico.

Novamente se observa que os valores da Tabela 7.25 são pontuais. Em média, ao longo da seção S5 as flechas no basalto foram iguais a 15 mm no setor 0110 e a 10 mm no setor 0113.

Nos setores 0413 e 0408, nos pontos considerados no Quadro 7.8, as flechas formadas na camada de basalto alterado da Jazida E, corresponderam a 52% e 34% da flecha total. Em média, ao longo da seção S6, os afundamentos na camada de basalto alterado foram de 12 mm e 11 mm nos setores 0413 e 0408.

A comparação entre as contribuições das camadas de basalto alterado nas flechas totais registradas nas seções onde foi realizada avaliação *post-mortem* pode conduzir à falsa conclusão de que o basalto da Jazida E é mais resistente às deformações plásticas do que o da Jazida F. Na análise comparativa entre os basaltos das duas jazidas é fundamental considerar os mecanismos de degradação ocorrentes nos dois materiais.

Na Pista 01 ocorreu o deslocamento do agregado ( basalto da Jazida F ), mostrado na Figura 7.13; na Pista 04 aconteceu a quebra do basalto da Jazida E. Essa quebra começou durante a construção da pista, o que inicialmente facilitou a compactação, como evidenciaram as baixas deflexões características do controle de compactação (Tabela 5.2). A solicitação dos setores 0413 e 0408 pelo Simulador de Tráfego provocou quebra adicional do agregado, mostrada na Figura 7.15.

Acredita-se que o bom comportamento quanto a deformações permanentes apresentado pela Pista 08, também construída com basalto alterado da Jazida E, se deva ao processo construtivo em duas camadas. Os resultados do controle de compactação através de levantamentos defletométricos, mostrados na Tabela 5.2, apontam nessa direção. Observa-se nessa tabela que nos setores 0812 e 0810 as deflexões medidas no topo da segunda camada de basalto são sensivelmente inferiores às medidas no topo da primeira. A redução nas deflexões características prosseguiu durante a execução da imprimação e do revestimento. Acredita-se que também na Pista 08 tenha ocorrido quebra de agregado, mas a espessura maior da camada de basalto alterado da Jazida E e a prolongada compactação, resultaram em uma estrutura razoavelmente resistente a deformações plásticas e elásticas (o que é discutido na seção 7.5).

A comparação entre as evoluções da flecha média com o tráfego nos setores 0712 e 0812, mostradas na Figura 7.25, permite concluir inequivocamente que o basalto alterado da Jazida F é mais resistente às deformações plásticas do que o da Jazida E.

c) Finalmente, se observa que as flechas acumuladas no subleito da Pista 01 contribuem com 17 a 26% da flecha total (percentagens referentes aos pontos considerados no Quadro 7.8).

A instabilização da camada de basalto alterado da Pista 04 ocasionou um maior acúmulo de deformações permanentes no topo do subleito. A Tabela 7.25 mostra os valores pontuais de 6 e 18 mm, correspondentes aos pontos de ocorrência de flecha máxima nas



seções inventariadas nos setores 0413 e 0408. Ao longo da seção S6, as flechas médias no subleito dos setores 0413 e 0408 foram iguais a 10 mm e 6,5 mm, registrando-se nesses setores valores máximos de 12 mm e 18 mm, respectivamente. O afundamento do subleito da Pista 04 pode ser observado na Figura 7.30, na qual o setor 0408 é o mais próximo ao prédio de controle. Chama-se a atenção para o fato que a fotografia foi tirada dias após a abertura da pista e que a água acumulada é resultante de chuvas ocorridas no interregno.



FIGURA 7.30 - Corte transversal resultante da abertura da Pista 04

A avaliação *post-mortem* igualmente permitiu constatar a boa capacidade de suporte do solo empregado como subleito. Mesmo com as elevadas tensões transmitidas, decorrentes do subdimensionamento dos pavimentos das Pistas 01 e 04, o subleito não sofreu deformações excessivas. Igualmente verificou-se que a camada de bloqueio do macadame seco cumpriu sua finalidade, ou seja evitou a penetração do agregado graúdo no subleito.

A avaliação *post-mortem* também se destinava a coletar materiais para ensaios laboratoriais, que permitissem verificar eventuais alterações nos basaltos alterados, decorrentes do tráfego. Infelizmente, devido a problemas de amostragem, os resultados não mostraram coerência.

Entretanto, a análise petrográfica, realizada em amostras coletadas na presença do geólogo Evandro Lima, professor do Departamento de Mineralogia e Petrologia da UFRGS, revelou, como era de se esperar, que os basaltos alterados não sofreram alteração química.

#### 7.4.6 - Comentário a respeito da irregularidade longitudinal

A avaliação funcional de pavimentos começou a despertar atenção com o surgimento do Índice de Serventia Atual (*Present Serviceability Index* ou, simplesmente *PSI*), medida desenvolvida por Carey e Irick (1960), usada no *AASHO Road Test*.

O *PSI* é basicamente função da irregularidade longitudinal do pavimento, embora também seja influenciado pela profundidade de sulco da trilha de roda e, de forma pouco significativa pela fissuração e ocorrência de remendos. Assim, tornou-se universal a avaliação funcional de pavimentos, através de equipamentos que meçam a irregularidade.

As medidas de serventia simulam as avaliações subjetivas dos usuários, sobre a qualidade de rolamento do pavimento. O *PSI* é um número que varia de 5 a 0, conforme a avaliação do pavimento seja de muito boa (5-4) a péssima (1-0).

Para pavimentos bem executados, o valor inicial de *PSI* varia entre 4,5 e 4,2. Após a entrada em serviço esse valor vai diminuindo, até atingir 2,5, valor muito referenciado como indicativo de necessidade de restauração de vulto. De acordo com Santana (1993), em países em desenvolvimento tem-se considerado o valor terminal  $PSI = 2$ .

A escala padrão adotada no Brasil, para medição de irregularidade é o Quociente de Irregularidade (QI), medido em contagens por quilômetro. Os equipamentos destinados à medição de irregularidade de pavimentos podem ser classificados em perfilógrafos e sistemas medidores do tipo resposta. Detalhes sobre esses equipamentos são apresentados por Domingues (1991).

Também é possível determinar-se o QI por intermédio de nível e mira, embora esse procedimento seja demorado e o resultado dependa marcadamente da precisão e qualidade do nivelamento, não sendo praticável para extensos segmentos de estrada.

A seguinte equação é usada para obter o QI a partir de nivelamento topográfico:

$$QI = -8,54 + 6,17 AV_{1,0} + 19,38 AV_{2,5} \quad (7.7)$$

onde  $AV_{1,0}$  e  $AV_{2,5}$  são valores da aceleração vertical média quadrática ( $AV_b$ ), em  $mm/m^2$ , de base  $b = 1,0$  e  $2,5$  m, respectivamente.



A aceleração vertical média quadrática é a diferença média quadrática entre as declividades adjacentes, onde cada declividade é a razão entre a variação de cota e o intervalo de distância horizontal correspondente.

A aceleração vertical média quadrática de base  $b$  ( $AV_b$ ) é dada por:

$$AV_b = \left[ \sum_{i=k+1}^{N-k} (SB_i)^2 / (N - 2k) \right]^{1/2} \quad (7.8)$$

onde  $b$  é o comprimento de base,  $k$  é um número arbitrário tal que  $b = k.s$ ,  $N$  é o número de cotas de nivelamento levantadas e  $SB_i$  é a estimativa da derivada segunda de  $y$  no ponto  $i$ , dada por:

$$SB_i = (y_{i+k} - 2y_i + y_{i-k}) / (k.s)^2 \quad (7.9)$$

Tanto  $AV_b$  como  $SB_i$  são expressos em  $\text{mm}/\text{m}^2$  e  $y$  em milímetros. Domingues (1991) apresenta uma classificação de rodovias em função da sua irregularidade longitudinal, expressa em QI. Para rodovias pavimentadas um valor de até 29 contagens/km identifica uma rodovia muito boa, ao passo que QI superiores a 75 indicam um estado péssimo

O *PSI* e o QI estão relacionados pela expressão:

$$PSI = 4,66 e^{-0,00534QI} \quad (7.10)$$

A experiência francesa [OCDE (1991)] indica que é difícil avaliar a irregularidade longitudinal, em pistas experimentais de curta extensão, a partir de resultados de nivelamento.

Alternativamente, tentou-se a equação apresentada por Queiroz (1982) para previsão de irregularidade:

$$LQI^* = 1,478 - 0,1383 RH + 0,00795 A + 0,0224 (LN/SNC)^2 \quad (7.11)$$

na qual  $LQI^*$  é o logaritmo decimal do quociente de irregularidade (contagens/km);  $LN$  é o logaritmo decimal do número ( $N$ ) acumulado de eixos equivalentes;  $RH$  é um indicador do estado de reabilitação (igual a 0 para revestimento original);  $A$  é o número de anos desde a construção ou do último recapeamento; e  $SNC$  é o número estrutural para o ISC do subleito.

Para aplicar a equação (7.11) o número estrutural corrigido da Pista 01 foi considerado igual a 2,20. Assim, antes do tráfego ( $N = 0$ ), se obteve um valor de Q.I. igual a

30 contagens/km. Na condição terminal de pavimentos de baixo volume de tráfego, representada por  $N = 10^5$  e  $A = 15$  anos, calculou-se  $QI = 50$  contagens/km. Entretanto, no final do carregamento, todos os setores ensaiados apresentaram irregularidade longitudinal muito mais expressiva que a traduzida por esse valor.

Frente à incapacidade das equações apresentadas em calcular valores significativos de  $QI$ , resolveu-se não avaliar quantitativamente a evolução da irregularidade longitudinal nas pistas experimentais.

## 7.5 - COMPORTAMENTO ELÁSTICO DOS SETORES ENSAIADOS

Antes de se proceder à apresentação e discussão de respostas estruturais e parâmetros elásticos determinados durante a solicitação dos setores ensaiados, considera-se pertinente fazer uma breve resenha histórica do estudo da deformabilidade elástica de pavimentos e relatar alguns resultados interessantes de estudos laboratoriais previamente realizados.

### 7.5.1 - Breve histórico do estudo da deformabilidade elástica dos pavimentos

Ao apresentar a 36ª *Rankine Lecture* da *British Geotechnical Society*, o Professor Stephen Brown da Universidade de Nottingham salientou o papel pioneiro do pesquisador estadunidense Francis Hveem no desenvolvimento de novos ensaios e teorias que explicassem as condições de ruptura que ocorrem em pavimentos.

Num estágio inicial, Hveem e seus colegas da Califórnia inventaram o estabilímetro, para medir as características friccionais de materiais granulares, e o coesímetro para determinar a resistência à tração dos revestimentos.

Segundo Brown (1996), Hveem e Carmany (1948) reconheceram que o módulo dinâmico de elasticidade do subleito é um parâmetro de relevância na compreensão do trincamento por fadiga em revestimentos asfálticos e que o carregamento monotônico não é apropriado para sua determinação.

Em 1955, em um artigo clássico publicado pelo *Highway Research Board*, Hveem desenvolveu o tema do comportamento resiliente de pavimentos, e apresentou uma versão do estabilômetro com carregamento repetido, conhecido como resiliensímetro, destinado a caracterizar subleitos.

Comparando medidas de deflexões *in situ* com a incidência de trincamento, Hveem pode sugerir valores admissíveis de deflexões na construção de pavimentos, o que conduziu à adoção universal da medição das deflexões superficiais como método de avaliar a condição estrutural dos pavimentos.



O trabalho pioneiro de Hveem e seus colaboradores combinou conceitos teóricos, observações de campo e o desenvolvimento de ensaios laboratoriais inovadores de uma maneira coordenada.

O Professor Seed e seus colegas da Universidade da Califórnia, em Berkeley, seguindo o caminho assinalado por Hveem, desenvolveram o ensaio triaxial de carregamento repetido e introduziram o termo “módulo de resiliência”. Seed et al. (1962, 1965), citados por Brown (1996), demonstraram que as deflexões medidas em ensaios de placa com carregamento repetido poderiam ser previstas usando resultados de laboratório associados à Teoria da Elasticidade.

O trabalho de Hveem inicial em ensaios de fadiga em misturas betuminosas prosseguiu em Berkeley, sob a direção do Professor Carl Monismith e, na Universidade de Nottingham, com a coordenação do Professor Peter Pell.

A compreensão das propriedades não lineares de solos e materiais granulares evoluiu simultaneamente, nos anos 60, em Berkeley e em Nottingham. Hicks e Monismith (1971) relataram resultados de ensaios triaxiais com carregamento repetido em vários materiais granulares; enquanto que Brown e Pell (1967) e Brown e Bush (1972) deduziram resultados de medidas “in situ” [Brown (1996)].

A crescente disponibilidade de soluções teóricas elástico-lineares para a análise de pavimentos, a partir da metade dos anos 60, combinada com a capacidade de realização de ensaios laboratoriais em solos, materiais granulares e materiais betuminosos, conduziu ao desenvolvimento de diversos métodos de dimensionamento de pavimentos com base analítica nos anos 70 e 80.

#### 7.5.2 - Estudos laboratoriais sobre a deformabilidade elástica de materiais granulares

No Brasil, coube aos pesquisadores da COPPE/UFRJ, coordenados pelo Professor Jacques de Medina, o papel pioneiro de introduzir os ensaios de carregamento repetido (denominados de dinâmicos por alguns autores) como meio de se avaliar as características elásticas de materiais usados na pavimentação.

Nesses ensaios amostras cilíndricas de solos ou agregados compactados são submetidas a vários estados de tensões confinante e desvio, reproduzindo as condições de sollicitação nos pavimentos. Define-se o módulo de resiliência como sendo o quociente entre a tensão desvio aplicada repetidamente ( $\sigma_d$ ) e  $\epsilon_{ar}$  a deformação axial resiliente (reversível).

$$MR = \sigma_d / \epsilon_{ar} \quad (7.12)$$

Diferentes modelos de relações módulos-tensões obtêm-se conforme a natureza dos materiais e seus estados de densidade e umidade.

A existência de características não-lineares tensão-deformação em materiais granulares e solos é conhecida há bom tempo, e numerosos artigos têm relatado dados experimentais, originados principalmente em ensaios laboratoriais.

Em geral, um elemento no interior de uma camada granular de um pavimento é sujeito a três tensões principais  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ , onde  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ . Cada tensão consiste de dois componentes, um valor constante gravitacional e um valor transiente, devido à passagem das cargas.

O uso de ensaios triaxiais com carregamento repetido na obtenção das características resilientes de materiais granulares implica que duas das tensões são iguais devido à simetria axial. A maioria das pesquisas laboratoriais tem envolvido ensaios com tensão confinante constante e uma tensão desviadora aplicada repetidamente, variando entre zero e um valor de pico. Vários valores de pico têm sido usados dentro de uma faixa de tensões confinantes, resultando no surgimento de relações entre o módulo de resiliência (MR) e o nível de tensões, tais como:

$$MR = K_1 \sigma_3^{k_2} \quad (7.13)$$

ou

$$MR = K_3 \theta^{k_4} \quad (7.14)$$

sendo  $\theta$  a soma das tensões principais  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ .

Medina et al. (1994) relatam que utilizando equações de ensaios de laboratório e análise não-linear foi possível inferir que grande parcela da deflexão dos pavimentos flexíveis brasileiros é devida à contribuição da camada granular e não do subleito, como habitualmente se considera nos países de clima temperado.

Nos procedimentos clássicos, inclusive com a utilização de programas elástico-lineares como o ELSYM5, é comum adotar-se módulos decrescentes com a profundidade, o que nem sempre ocorre no Brasil onde os subleitos geralmente laterizados e menos saturados costumam apresentar módulos maiores que os da brita utilizada nas bases/sub-bases.

Esta aparente contradição com as indicações inferidas através do ISC, que representa resistência/deformação permanente, explica-se pela melhor qualidade dos solos finos laterizados, em termos de deformação elástica, quando comparados com materiais granulares, cujo comportamento elástico é dependente da tensão confinante e da dilatância.



Na França têm sido desenvolvidas importantes pesquisas sobre o comportamento elástico de agregados.

Reproduzem-se a seguir os principais resultados obtidos por Hornych, Corté e Paute (1993) ao realizarem ensaios de compressão triaxial com carregamento repetido em três agregados de mineralogia diferente. Todos os agregados apresentavam granulometria de brita graduada e as seguintes características:

Agregado de Poulmarch: granito com coeficiente de Los Angeles igual a 20

Agregado de Écuelles: calcário brando com coeficiente de Los Angeles igual a 45

Agregado de Soréze: calcário duro com coeficiente de Los Angeles igual a 26

Ensaando esses agregados em condições semelhantes de teor de umidade e densidade, Hornych, Corté e Paute (1993) puderam comparar seus desempenhos em termos de deformações reversíveis e permanentes.

Observaram a diminuição das deformações reversíveis com o número de ciclos, como mostra a Figura 7.31.

Também constataram um aumento notável dos módulos com as tensões aplicadas, o que confirma que o comportamento reversível dos agregados estudados é não-linear.

Contrariamente ao observado para as deformações permanentes, a Figura 7.32 parece mostrar que o teor de umidade não tem influencia prática nas deformações reversíveis do agregado estudado, sugerindo que não há uma relação direta entre deformações reversíveis e permanentes.

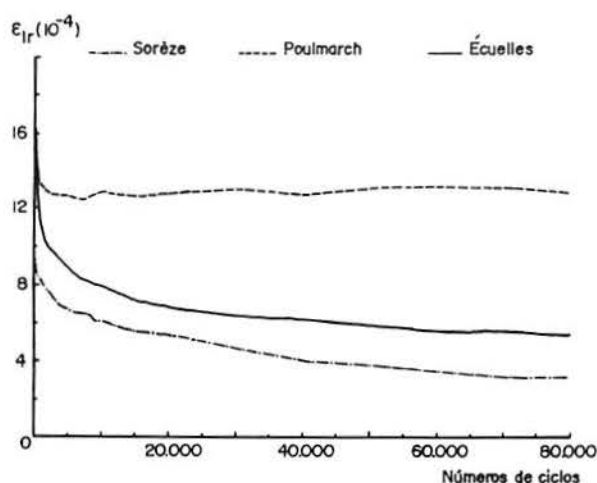


FIGURA 7.31 - Variação das deformações reversíveis ( $\epsilon_{1r}$ ) em função do número de ciclos

(ensaios com  $p = \sigma_1 + 2\sigma_3 = 200$  kPa e  $q = \sigma_1 - \sigma_3 = 400$  kPa)

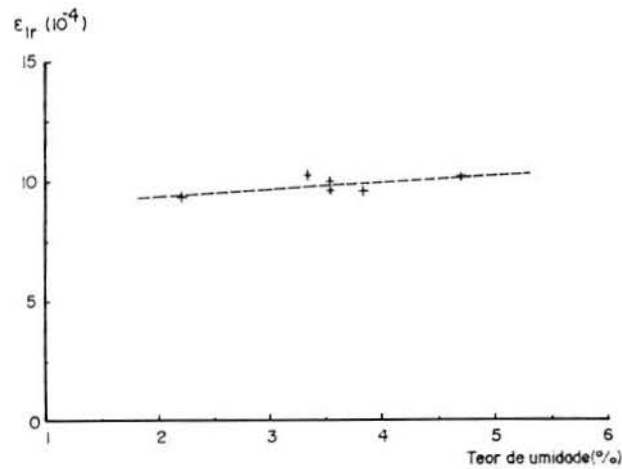


FIGURA 7.32 - Influência do teor de umidade nas deformações reversíveis ( $\epsilon_{1r}$ ) após 80.000 ciclos para o agregado de Poulmarch.

Como mostra a Figura 7.33, do ponto de vista das deformações permanentes, os resultados obtidos em ensaios triaxiais com carregamento repetido são coerentes com os ensaios de resistência mecânica de agregados (perda por abrasão na máquina de Los Angeles).

Os resultados são bem diferentes, em matéria de deformações reversíveis, uma vez que o agregado de Soréze apresenta os melhores resultados e o de Poulmarch os piores.

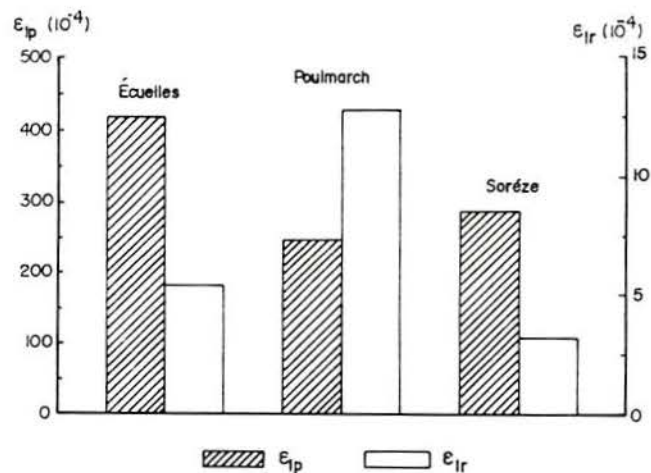


FIGURA 7.33 - Comparação entre deformações reversíveis ( $\epsilon_{1r}$ ) e permanentes ( $\epsilon_{1p}$ ) axiais específicas experimentadas pelos três agregados após 80.000 ciclos.  
(ensaios com  $p = 200$  kPa e  $q = 400$  kPa)



Esses resultados parecem indicar que não há uma relação entre os desempenhos em termos de deformações reversíveis e deformações permanentes e que um mesmo agregado pode ter deformações reversíveis relativamente importantes (portanto um módulo de elasticidade relativamente baixo) e baixas deformações permanentes (ou seja elevada resistência ao afundamento). Também indicam que não existe uma relação entre a rigidez de um agregado (seu módulo de elasticidade) e a resistência mecânica de seus grãos.

### 7.5.3 - Evolução das deflexões características nos setores ensaiados

Antes e durante a solicitação dos pavimentos experimentais analisados nesta tese, foram realizados levantamentos defletométricos com viga Benkelman. A carga de eixo padrão (82 kN) foi aplicada pelo rodado do próprio Simulador, com pressão de enchimento de pneus igual a 0,56 MPa (80 psi).

Em cada levantamento foram medidas as deflexões nas seções S2 a S7 (e no caso do setor 0712 das seções S2 a S4), e com esses valores calcularam-se as deflexões características (soma da média + desvio padrão). As Tabelas 7.26 a 7.35 apresentam as evoluções das deflexões características com o número de ciclos de carga aplicados. Nessas tabelas também se apresentam os valores máximos e mínimos correspondentes ao nível de tráfego aplicado.

Com o objetivo de permitir a visualização conjunta das evoluções das deflexões características, nas Figuras 7.34 e 7.35 são representados os dados das Tabelas 7.26 a 7.35, plotando-se na escala horizontal os números de passagens (correspondentes às deflexões características determinadas) divididos pelos números totais de cargas aplicados em cada setor.

TABELA 7.26 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0113

N =	0	300	400	600	1000	1300	1900	2650	3200	3850
$D_{\text{caract.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	52	58	60	61	60	56	68	73	72	75
$D_{\text{min}}, D_{\text{max}}$ ( $10^{-2}$ mm)	41	42	42	47	54	41	52	53	61	64
	52	63	61	63	61	58	68	77	71	77

TABELA 7.27 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0110

N =	0	1.500	4.600	6.500	12.300	14.000	16.000	17.600
$D_{\text{caract.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	59	61	53	59	56	56	52	56
$D_{\text{min}}, D_{\text{máx}}$ ( $10^{-2}$ mm)	41	47	36	44	31	41	37	42
	61	62	55	58	56	61	51	61

TABELA 7.28 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0413

N =	0	1.000	1.800	2.600
$D_{\text{caract.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	48	89	99	104
$D_{\text{min}}, D_{\text{máx}}$ ( $10^{-2}$ mm)	44	70	70	75
	49	90	111	110

TABELA 7.29 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0408

N =	0	3.000	6.000	8.600	9.800
$D_{\text{caract.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	48	68	44	50	64
$D_{\text{min}}, D_{\text{máx}}$ ( $10^{-2}$ mm)	41	47	36	40	39
	50	70	44	53	70

TABELA 7.30 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0812

N =	0	1.150	2.000	5.000	7.700	12.000	13.500
$D_{\text{caract.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	48	55	53	53	54	49	51
$D_{\text{min}}, D_{\text{máx}}$ ( $10^{-2}$ mm)	36	39	43	41	31	41	41
	51	58	56	53	59	50	50



TABELA 7.31 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0810

N =	5.100	15.000	25.000	49.510	69.000
$D_{\text{caract.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	51	42	50	44	47
$D_{\text{min}}, D_{\text{máx}}$ ( $10^{-2}$ mm)	40	36	40	36	41
	54	42	50	44	50

TABELA 7.32 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0712

N =	700	14.800	26.000	42.280
$D_{\text{caract.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	45	48	50	43
$D_{\text{min}}, D_{\text{máx}}$ ( $10^{-2}$ mm)	44	39	35	38
	45	48	49	43

TABELA 7.33 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0713

N =	0	8.600	11.800
$D_{\text{caract.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	40	49	49
$D_{\text{min}}, D_{\text{máx}}$ ( $10^{-2}$ mm)	34	38	40
	43	51	51

TABELA 7.34 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0311

N =	0	11.428	21.890
$D_{\text{caract.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	64	70	60
$D_{\text{min}}, D_{\text{máx}}$ ( $10^{-2}$ mm)	54	64	48
	66	70	60

TABELA 7.35 - Evolução das deflexões características, máximas e mínimas no setor 0308

N =	0	3.710	11.130	21.940	29.700
$D_{\text{caract.}}$ ( $10^{-2}$ mm)	64	66	66	57	61
$D_{\text{min}}, D_{\text{max}}$ ( $10^{-2}$ mm)	56	53	46	42	53
	70	68	67	59	63

Os resultados dos 54 levantamentos defletométricos, que totalizaram 362 deflexões medidas (apresentadas na íntegra no ANEXO 3 desta tese), permitem que se façam algumas considerações sobre o comportamento elástico dos pavimentos ensaiados:

a) O pior comportamento quanto a deformações elásticas foi registrado no setor 0413. Nesse setor, as mil primeiras passagens ocasionaram um aumento de 85% na deflexão característica. Ao final do tráfego ( $N = 2.600$ ), o aumento registrado foi de 117%.

Já no setor 0408, a carga atuante causou dano bem menor. A deflexão característica cresceu rapidamente no início do tráfego (até  $N = 3.000$ ), caindo posteriormente com registros de deflexões semelhantes às do final da construção. Apenas no final do ensaio voltaram a registrar-se deflexões elevadas, com um crescimento da ordem de 33% em relação ao valor característico inicial.

A diferença entre os dois setores da mesma pista pode ser atribuído à elevada carga de eixo aplicada (130 kN), que provocou a quebra do basalto alterado da Jazida E, conforme foi comentado detalhadamente nas seções precedentes deste capítulo. Também deve-se salientar que essa estrutura foi subdimensionada (espessura real do pavimento de 20,4 cm), como revelaram os maus comportamentos plástico e elástico, traduzidos por elevadas flechas e deflexões após um tráfego inferior a  $10^4$  operações do eixo com carga padrão.

b) Os comportamentos elásticos dos dois setores da Pista 01 também apresentaram diferenças que evidenciam a importância da magnitude da carga de eixo. Salienta-se que em ambos os setores o tráfego provocou a mesmo nível de deformação permanente (flecha média de 31 mm).

No setor 0113 a deflexão característica aumentou em 20% com apenas 300 ciclos de carga, estabilizando-se posteriormente até  $N = 1.300$ . A partir das 1.900 passagens do rodado se observou um crescimento das deflexões, que no final do ensaio eram 50% superiores ao valor inicial. Já no setor 0110 as deflexões característica, máxima e mínima, não variaram significativamente ao longo do período de solicitação.



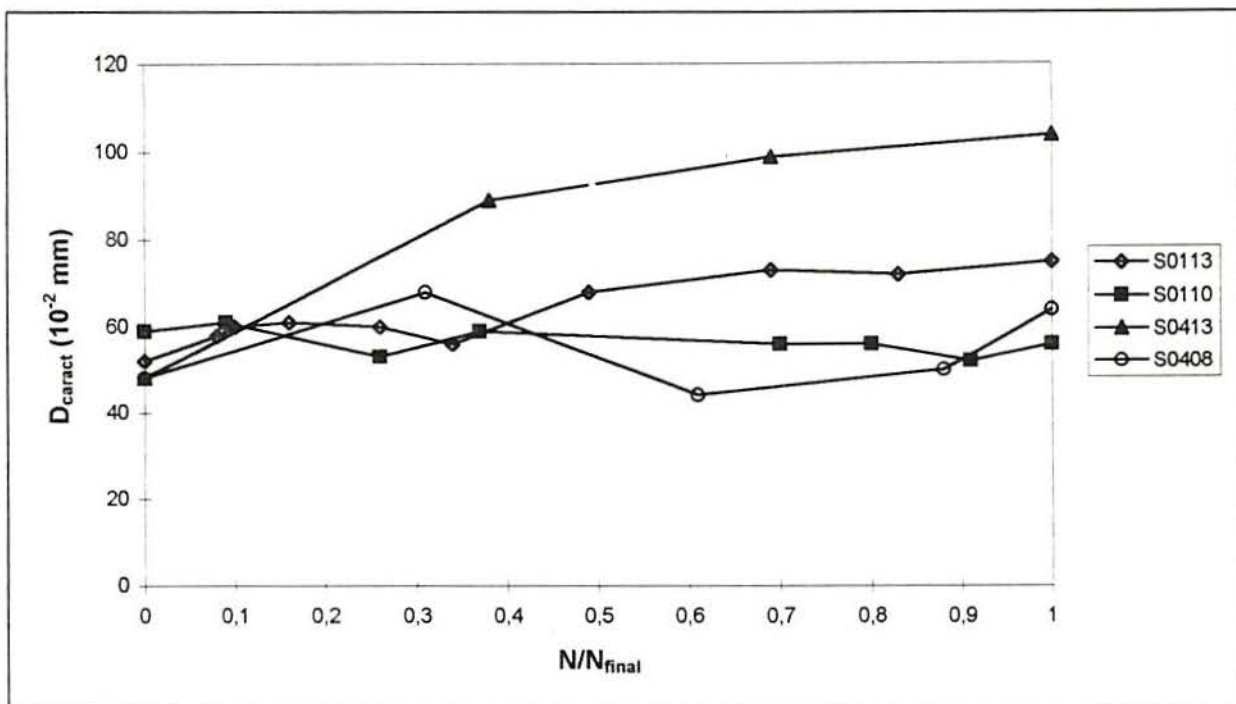


FIGURA 7.34 - Evolução da deflexão característica em alguns setores ensaiados

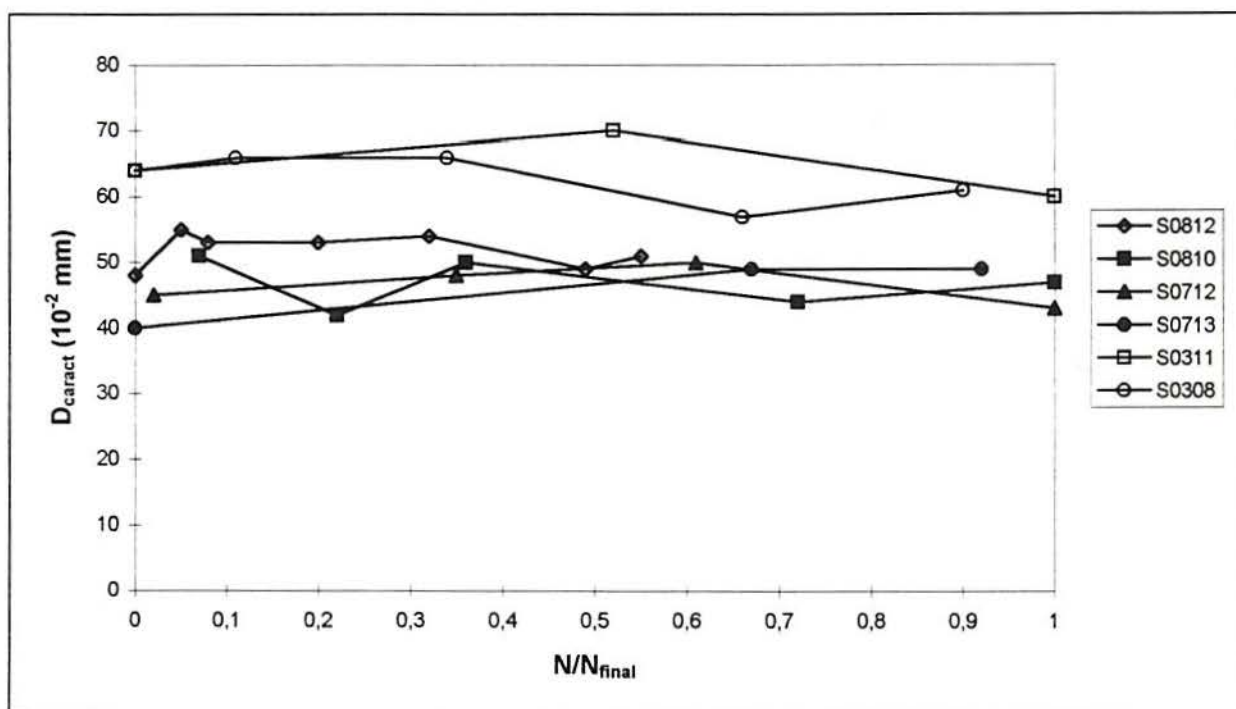


FIGURA 7.35 - Evolução da deflexão característica em alguns setores ensaiados

É possível que o pior comportamento elástico do setor 0113 possa ser debitado à extensão do trincamento nas bordas do pavimento, que ocorreu de forma mais intensa e rápida do que no setor 0110. De fato, entre  $N = 1.300$  e  $N = 3.200$ , enquanto a deflexão característica do setor 0113 aumentou de 0,56 para 0,72 milímetros, a extensão fissurada passou de 9% para 87%, fazendo com que o revestimento se tornasse uma placa quase solta.

No setor 0110 após terem sido aplicados 16.500 ciclos de carga, a extensão trincada do pavimento mal superava os 50%.

Esta análise parece conflitar com a observação do surgimento de trincas de fadiga no setor 0110, referido na seção 7.3 desta tese. Entretanto, é necessário salientar que a maioria das trincas de fadiga se desenvolveu entre as seções S7 e S8 desse setor, trecho em que era impossível medir as deflexões por falta de espaço para frenagem do rodado.

Finalmente, destaca-se que apesar do subdimensionamento do pavimento da Pista 01 (espessura real de apenas 17,4 cm), o seu comportamento global (deflexões e flechas) foi surpreendente, superando em muito o da Pista 04 (que tinha 3 cm a mais de espessura). O melhor comportamento do pavimento da Pista 01 é inequívoco indicativo da superioridade do basalto alterado da Jazida F em relação ao da Jazida E.

c) Os pavimentos das Pistas 07 e 08, com espessuras reais respectivamente iguais a 32 e 36 cm apresentaram excelente comportamento elástico durante os períodos de solicitação. As deflexões oscilaram muito pouco (em geral  $\pm 10\%$ ), a despeito das variadas condições climáticas em que foram medidas (desde o fim da primavera de 1996 à metade do inverno de 1997).

O valor médio das deflexões nesses pavimentos foi de aproximadamente 0,50 mm; deflexão esta que comportaria, de acordo com o Procedimento PRO 11-79 [DNER (1979)] a passagem de  $3 \times 10^7$  cargas de eixo padrão. Este dado é apresentado sem a intenção de discutir a correção do procedimento, mas apenas para enfatizar o excelente comportamento elástico dos pavimentos das Pistas 07 e 08.

d) Nos setores 0311e 0308 as deflexões também se mantiveram relativamente estáveis durante os ensaios, embora em níveis 20 a 30% superiores às correspondentes aos pavimentos mais robustos.

É interessante observar que as deflexões características dos setores da Pista 03 (cujas espessuras reais eram 23 cm) antes do início do tráfego eram superiores às iniciais da Pista 01 (quase 6 cm mais esbelta). Isso, certamente, deveu-se à maior intensidade do esforço de compactação durante a construção desta última, já que ambas as pistas foram construídas com basalto alterado da Jazida F. Esta observação realça mais uma vez a importância dos levantamentos defletométricos como instrumentos de controle de compactação de pavimentos, e em especial de camadas que empregam agregados com dimensões que impossibilitam a realização de ensaios de laboratório.



#### 7.5.4 - Avaliação estrutural de pavimentos

Medina et al. (1994) relataram que a avaliação estrutural é feita de forma sistemática a cerca de trinta anos no país, com auxílio da viga Benkelman e ganhou ímpeto nos anos 90 com a entrada em cena do defletômetro de impacto - FWD (*falling weight deflectometer*).

A consideração do pavimento como um sistema de camadas cujas tensões e deformações se calculam pela Teoria da Elasticidade, permitiu que se saísse do empirismo dos métodos desenvolvidos nos Estados Unidos, de cenário diferente do brasileiro.

A retroanálise a partir da deformada medida com viga Benkelman automatizada é de utilização antiga no Laboratório de Engenharia Civil (LNEC) de Lisboa. Pereira (1969) utilizou o modelo teórico de Burmister e preparou tabelas para a interpretação de defletogramas, considerando o pavimento como um sistema de 2 ou 3 camadas. É interessante assinalar que, na maioria dos casos destas tabelas, o módulo  $E_2$  correspondente à camada intermediária (base mais sub-base) é inferior ao  $E_3$  do subleito, em razões de 2,5 até 8 vezes. O mesmo tem sido observado nos estudos realizados na COPPE, utilizando dados de ensaio e o programa FEPAVE.

Motta et al. (1994) observam que a retroanálise a partir da bacia da deformada, mediante a utilização de programas apropriados e de tabelas ou gráficos baseados na teoria da elasticidade, tem sido objeto de vários trabalhos desenvolvidos por Pereira (1969), Fabrício et al. (1989, 1992, 1994) e Albernaz (1994).

Witczak (1989), citado por Motta et al. (1994), distingue três etapas da evolução dos ensaios defletométricos no campo:

a) Relação entre deflexão máxima e vida dos pavimentos. Nesta etapa mede-se apenas a deflexão máxima sob condições de carga conhecidas e estima-se a vida restante do pavimento através de critérios empíricos. A Viga Benkelman mostra-se suficiente.

b) Relação entre deflexão em mais de um ponto e vida dos pavimentos. Reconhecendo-se que a deflexão máxima não explica sozinha o comportamento estrutural, é necessário analisar a deformada, ou pelo menos o raio de curvatura como indicador complementar.

c) Análise da bacia de deflexão (também denominada de deformada) completa. Neste caso fica clara a vantagem de equipamentos que meçam rápida e acuradamente a deflexão em vários pontos e permitam a avaliação do comportamento mecânico dos materiais *in situ*.

Witczak (1989) salienta que essas etapas não são excludentes, sendo úteis em diferentes níveis de exigência do projeto de engenharia.

Santos et al. (1995) afirmam que a vantagem da retroanálise é eliminar, ou pelos menos minimizar a necessidade de abertura de postos de coleta de amostras, bem como representar melhor que os ensaios as reais condições de campo dos materiais.

No entanto, algumas aproximações são necessárias nos cálculos, e podem ser levantadas certas dificuldades no procedimento de retroanálise, tais como:

a) em geral os métodos trabalham com camadas equivalentes ou com um número reduzido de camadas para simplificar os cálculos;

b) muitos métodos são iterativos e os resultados são sensíveis a parâmetros tais como valores iniciais adotados ou critérios de convergência admitidos;

c) as espessuras das camadas devem ser conhecidas, já que afetam os valores calculados para os módulos;

d) não existe uma solução única para a interpretação da mesma deformada, partindo-se de vários métodos, e até de um mesmo método com hipóteses iniciais diferentes

Na análise de um pavimento, os módulos das camadas obtidos por retroanálise constituem apenas uma parte da avaliação estrutural de pavimentos, e no momento, ainda pode ser considerada mais arte do que ciência, dada a forte necessidade de experiência que deve ter a pessoa encarregada desta tarefa, além dos aspectos de conhecimento da mecânica dos pavimentos em si e do comportamento dinâmico dos materiais. Neste aspecto os ensaios dinâmicos de laboratório ainda são imprescindíveis para complementar a retroanálise, especialmente em casos limites, quando está sendo considerada a contribuição individual de cada camada para a deformação total do pavimento [Santos et al. (1995)]

Também Cardoso (1995), apontou limitações ainda existentes no emprego de retroanálise.

a) Ainda não há um consenso quanto à consideração da não-linearidade de materiais de base, sub-bases e subleitos e como aplicá-la de forma acurada.

b) Não se obtém valores acurados de módulos de misturas betuminosas quando a camada é delgada (normalmente <10 cm).

c) Todos os processos de retroanálise requerem a adoção de uma camada rígida a grandes profundidades, normalmente de 4 a 6 m. Entretanto, ainda não existe um procedimento capaz de determinar a profundidade exata desta camada. Esta é uma das causas de erros em retroanálise.

d) Quando se faz retroanálise, assume-se que haja continuidade na estrutura do pavimento que está sendo analisada. Na maioria dos casos, isto não é verdade.



e) A teoria utilizada nos processos de retroanálise é baseada na análise estática de camadas elásticas. Somente agora de forma incipiente, começou-se a considerar métodos dinâmicos de elementos finitos.

As ponderações de Santos et al. (1995) e de Cardoso (1995) não diminuem a importância da retroanálise na avaliação estrutural de pavimentos; apenas chamam a atenção para aspectos que devem ser considerados ao aplicar-se os módulos de resiliência obtidos por essa técnica.

A obtenção de módulos de resiliência através da retroanálise de bacias de deflexão obtidas com emprego da viga Benkelman tem sido objeto de críticas por diversos autores.

Ullidtz (1987) afirma que apesar de reproduzir corretamente o nível de tensão aplicado no pavimento, o grande problema da viga Benkelman é a falta de acurácia dos resultados. As deflexões registradas com a viga são muito afetadas por fatores ambientais e operacionais. Quanto mais distante a leitura é realizada do ponto de aplicação da carga mais dispersos são os resultados. Outro fator que afeta a repetibilidade das leituras é a dependência das condições de aplicação da carga. A baixa velocidade do carregamento influencia na resposta viscoelástica da camada asfáltica. Qualquer variação do tempo de carga é significativa para a deformação das camadas, principalmente quando os ensaios são realizados em dias quentes.

Smith (1985), citado por Rocha Filho (1996), afirma que somente a deflexão máxima pode ser medida com confiança empregando a viga Benkelman, sendo difícil ou imprecisa a determinação completa da bacia de deflexões.

Confirmando essa conclusão Witczak (1989) enfatiza que esse equipamento defletométrico não tem acurácia suficiente para definir a forma da bacia e, conseqüentemente, não têm precisão para a determinação das propriedades in situ dos materiais componentes das camadas do pavimento.

Rocha Filho (1996) pondera que as técnicas existentes para a interpretação dos resultados dos levantamentos defletométricos realizados com a viga Benkelman podem não apresentar uma elevada confiabilidade, mas podem levar a avaliações estruturais adequadas, desde que sejam complementadas por informações adicionais.

As leituras de deflexão máxima efetuadas com a viga Benkelman são um importante indicativo do comportamento futuro do pavimento, visto que o trincamento por fadiga das camadas asfálticas é função da deformação máxima de tração na sua fibra inferior ( $\epsilon_t$ ), a qual está ligada à magnitude das deflexões dos pavimentos.

Contudo a deflexão máxima ( $D_0$ ) não consegue por si só explicar o comportamento estrutural e a distribuição de tensões no interior do pavimento. A relação entre  $D_0$  e  $\epsilon_t$  depende de outros parâmetros estruturais.

O Raio de Curvatura ( $R_c$ ) surgiu como elemento complementar nas análises dos levantamentos com a viga Benkelman para indicar a capacidade do pavimento em distribuir as tensões das cargas de tráfego.

Existem diversos métodos para a determinação do Raio de Curvatura, sendo mais utilizado o método clássico da parábola do 2º grau, adotado pelo Método de ensaio 024 [DNER (1994)]

$$R_c = 6250 / [2 (D_0 - D_{25})] \quad (7.16)$$

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.

A importância do Raio de Curvatura pode ser observada na Figura 7.36, na qual se verifica que, apesar da estrutura apresentar a mesma deflexão máxima, após 1.900 e 3.850 ciclos de carga, as diferentes deformadas indicam condições estruturais bem distintas. A forma da bacia de deflexão indica a aptidão da estrutura em receber e distribuir as tensões para as camadas subjacentes.

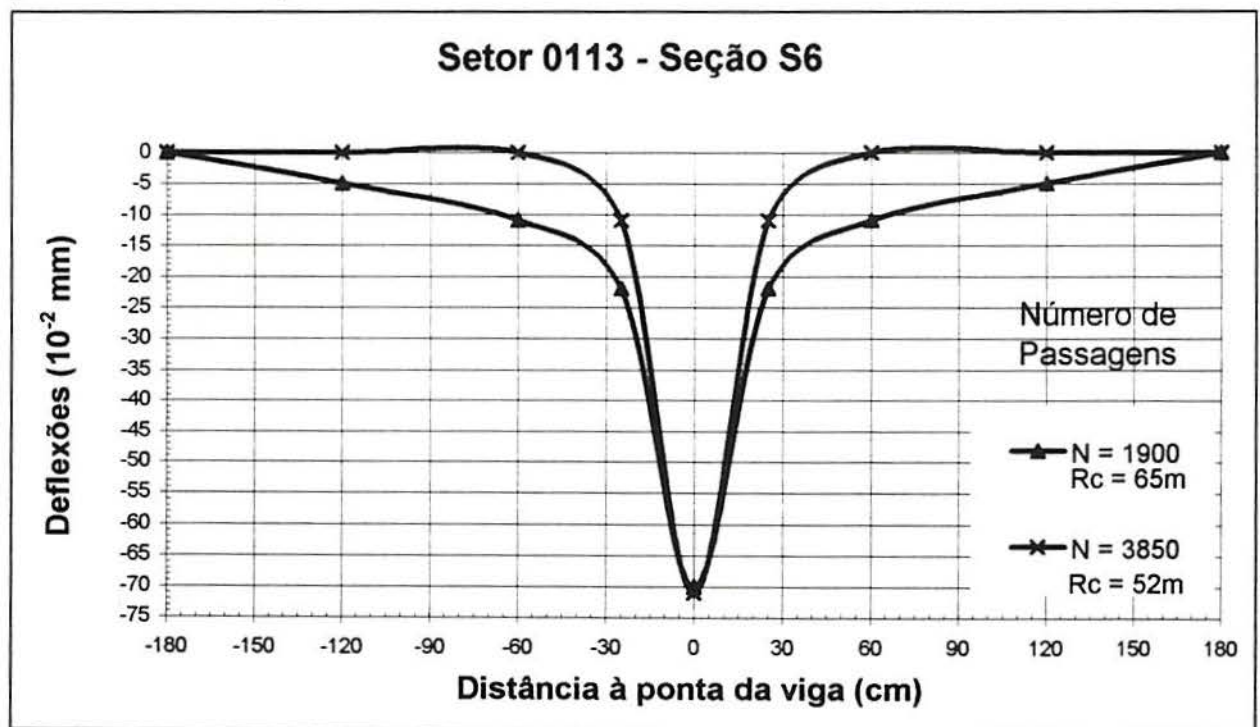


FIGURA 7.36 - Deformadas com mesma deflexão máxima e diferentes raios de curvatura



Segundo Rodrigues (1995), apesar de os únicos parâmetros confiáveis nas leituras com a viga Benkelman serem o Raio de Curvatura ( $R_c$ ) e a deflexão máxima ( $D_0$ ), análises de fadiga podem ser feitas, desde que se disponha de avaliações confiáveis quanto à deformabilidade resiliente do solo do subleito, obtidas através de ensaios triaxiais de cargas repetidas em amostras compactadas na umidade e densidade de campo.

Essa observação encontra respaldo em Medina et al. (1994), que consideram que a viga Benkelman, amplamente difundida no país e utilizada a cerca de 30 anos, pode continuar a ser usada, a despeito da distância tecnológica em relação ao FWD, já que em termos conceituais, ambos equipamentos utilizam a medição de deformação como avaliação estrutural.

#### 7.5.5 - Retroanálise de deformadas nos setores ensaiados

A evolução da capacidade estrutural dos pavimentos analisados nesta tese foi acompanhada através da determinação dos módulos de resiliência obtidos por retroanálise de bacias defletométricas, antes e durante os carregamentos. As 74 bacias defletométricas medidas são apresentadas no ANEXO 4 desta tese.

A carga de eixo padrão (82 kN) foi aplicada pelo rodado do Simulador, cujas rodas estavam preenchidas com ar à pressão de 0,56 MPa (80 psi). As deformadas foram levantadas com viga Benkelman.

Visando minimizar o problema de elevada dispersão das deflexões medidas com a viga Benkelman, as seguintes medidas foram adotadas:

- a) Embora as deformadas tenham sido levantadas a distâncias de até 1,80 m da ponta da viga, na retroanálise foram consideradas apenas as deflexões medidas até 1,20 m.
- b) As leituras foram realizadas com o rodado parado sobre o ponto de ensaio.
- c) A equipe responsável pelas leituras foi sempre a mesma, constituída pelo autor e por auxiliares de pesquisa treinados.
- d) Com o objetivo de minimizar os erros sistemáticos existentes nas medições, efetuou-se o ajuste das deflexões obtidas nos levantamentos de campo pelo método dos mínimos quadrados, utilizando-se uma função de interpolação do tipo:

$$D(x) = D_0 / (1 + k x^n) \quad (7.17)$$

No modelo (7.17)  $D(x)$  é a deflexão à distância  $x$  do ponto de aplicação da carga;  $D_0$  é a deflexão máxima correspondente a  $x = 0$ ;  $x$  é a distância do ponto de leitura (cm); e  $k$ ,  $n$  são parâmetros obtidas no ajuste da bacia

Entretanto, para alguns autores, como Rocha Filho (1996), mesmo esta alternativa parece insuficiente para aumentar-se a acurácia dos resultados da viga. Quando muito o ajuste minimiza a erraticidade de algumas leituras.

A retroanálise foi feita manualmente, com emprego do programa computacional ELSYM5. Este programa de análise considera que as camadas do pavimento e o subleito têm comportamento elástico-linear. Em decorrência disto, os módulos de resiliência são constantes dentro da camada considerada.

Essa consideração é limitadora quando se trabalha com materiais de comportamento elástico não-linear, característico dos agregados pétreos e solo analisados nesta tese. Portanto, os módulos retroanalizados com o ELSYM5 devem ser considerados apenas como indicativos aproximados de capacidade estrutural, representando valores médios no interior das camadas.

Com o objetivo de minimizar essa discrepância, o solo de subleito foi dividido em três camadas, com módulos  $MR_2$ ,  $MR_3$  e  $MR_4$  crescentes com a profundidade, como mostrado na Figura 7.37.

Para melhor modelar o comportamento elástico do solo de subleito, e a partir de resultados laboratoriais obtidos por Rodrigues (1997), apresentados no Quadro 5.1, foram estabelecidas relações modulares:

Para o subleito das Pistas 01, 03 e 04:  $MR_4 = 2 MR_3 = 3 MR_2$  e

para o subleito das Pistas 07 e 08:  $MR_4 = 1,5 MR_3 = 2,5 MR_2$

Este procedimento permitiu uma boa concordância entre as deformadas medidas e as calculadas a partir dos módulos retroanalizados, com a ressalva de que as deflexões medidas nos pontos mais afastados da ponta da viga ( $x = 120$  cm) geralmente diferiram em 1 ou 2 centésimos de mm em relação às calculadas.

Salienta-se que em alguns casos as relações modulares propostas não foram observadas, já que os módulos das camadas superiores do subleito ( $MR_2$  e  $MR_3$ ) foram reduzidos pela infiltração de água através das trincas de retração, comentadas na seção 7.3 desta tese.



Um procedimento semelhante foi tentado para modelar o comportamento elástico do pavimento (tratamento + camada de basalto alterado). Entretanto, não foram obtidos bons resultados. Assim, resolveu-se considerar o comportamento do pavimento como elástico linear, assumindo que os valores retroanalizados de  $MR_1$ , são representativos do meio da camada e que o efeito do estado de tensões é traduzido pela magnitude do módulo.

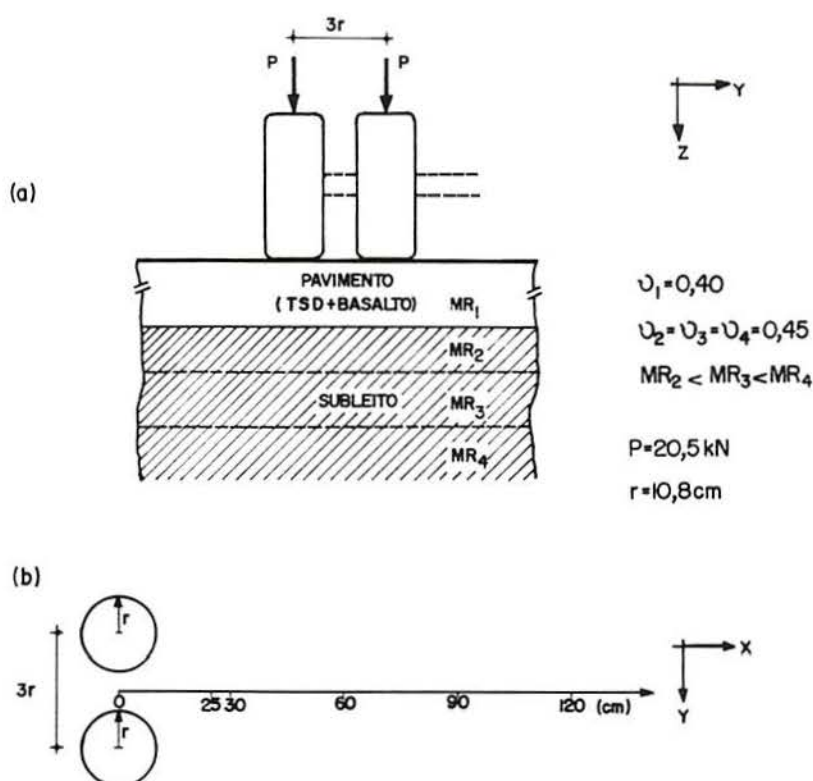


FIGURA 7.37 - Esquema de carregamento e pontos de avaliação na retroanálise

A despeito das simplificações mencionadas, considera-se válida a retroanálise realizada, uma vez que os módulos calculados do subleito foram calibrados com resultados laboratoriais e que as deflexões medidas em pontos onde a contribuição do pavimento é preponderante (de  $x = 0$  a  $x = 60$  cm, para as estruturas ensaiadas) foram reproduzidas com exatidão na análise com o programa ELSYM5.

As Figuras 7.38 a 7.40 exemplificam os bons resultados obtidos na retroanálise. As bacias defletométricas medidas foram ajustadas pela equação (7.17) e as bacias calculadas reproduzem a deformada, calculada com os módulos retroanalizados.

Ao todo, durante os dezessete meses de ensaios, foram levantadas 74 bacias defletométricas. Apenas 7 não foram retroanalizadas com sucesso, devido à inconsistência das deflexões medidas, o que pode ser atribuído a erros dos operadores, defeito do equipamento e/ou más condições atmosféricas (vento).

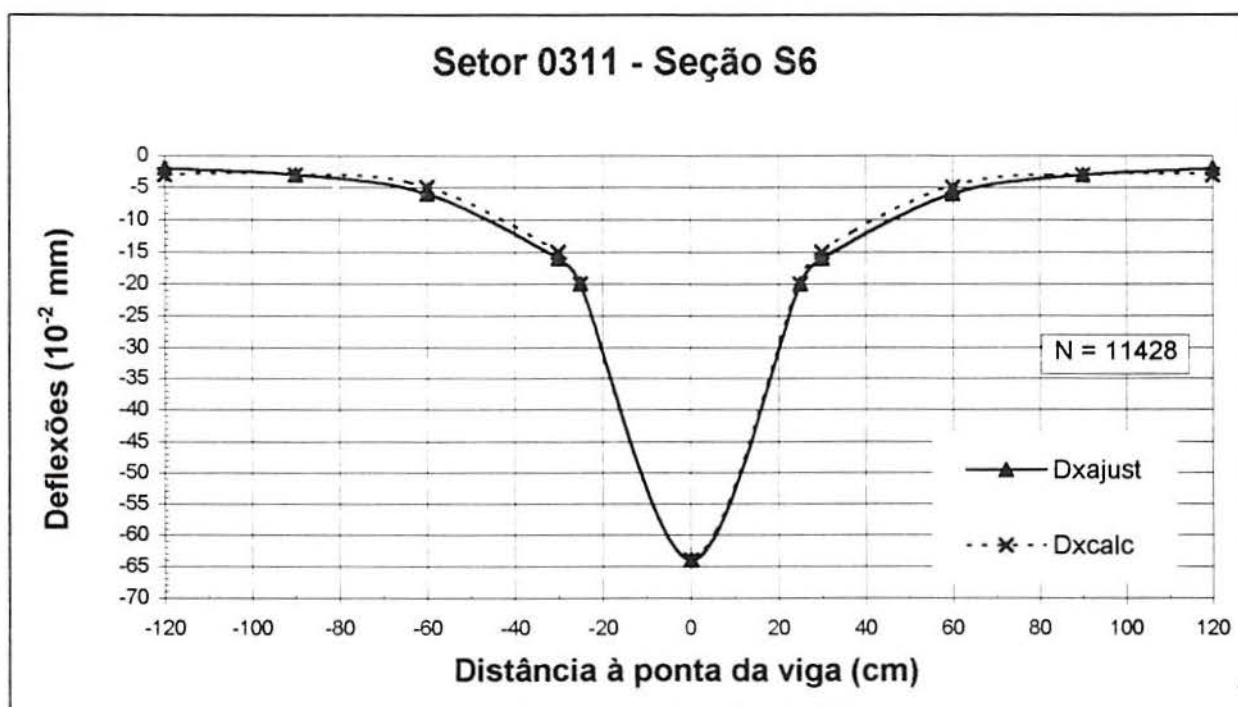


FIGURA 7.38 - Bacias defletométricas medida (ajustada) e calculada

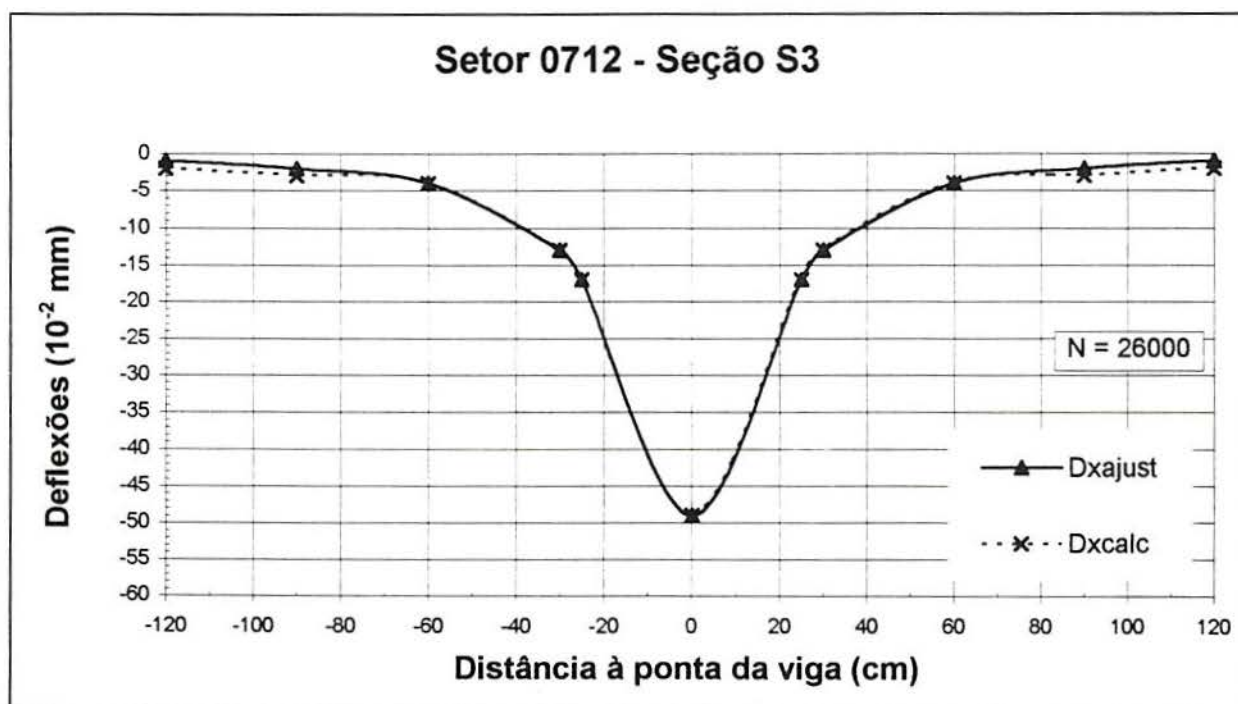


FIGURA 7.39 - Bacias defletométricas medida (ajustada) e calculada



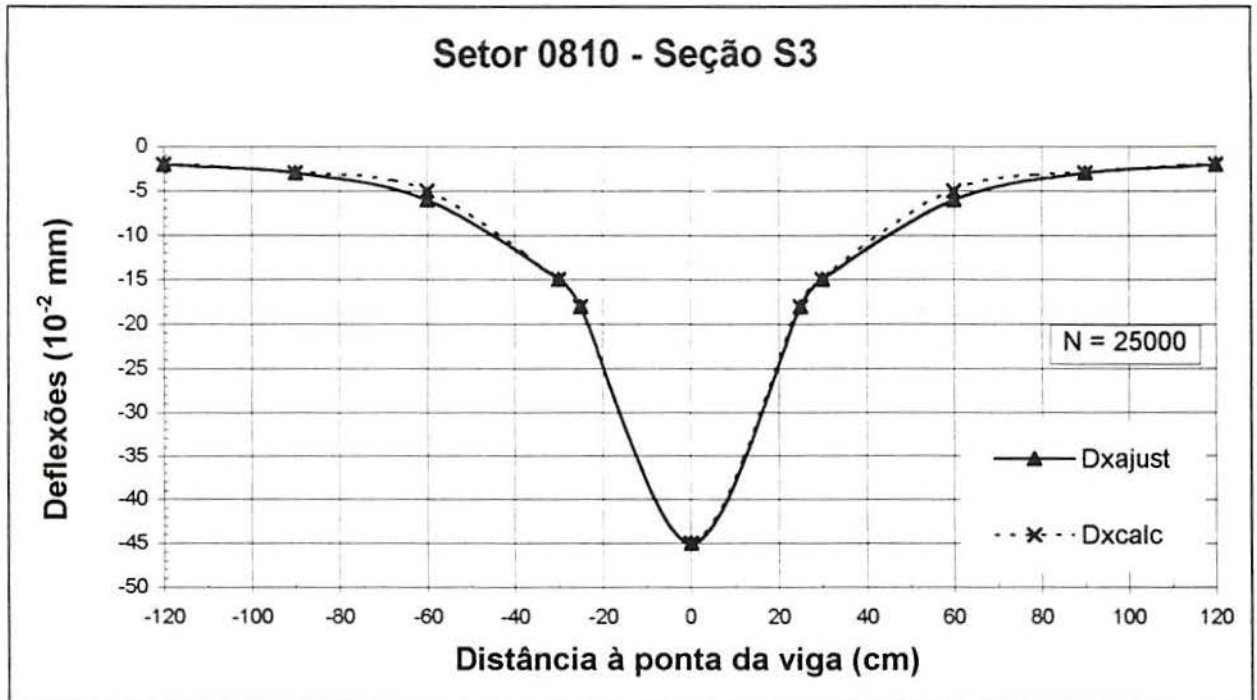


FIGURA 7.40 - Bacias defletométricas medida (ajustada) e calculada

#### 7.5.6 - Módulos de resiliência dos pavimentos

O Quadro 7.10 apresenta os módulos de resiliência obtidos pelo processo de retroanálise descrito. No mesmo quadro apresentam-se os raios de curvatura  $R_c$ , calculados através da equação (7.16)

Com o objetivo de determinar-se os módulos resilientes característicos dos pavimentos (principalmente dos basaltos alterados) e considerando a observação feita por Rodrigues (1995) quanto à confiabilidade do raio de curvatura ( $R_c$ ) calculado a partir de levantamentos com viga Benkelman, adotou-se o seguinte procedimento na análise das numerosas informações contidas no Quadro 7.10:

a) Calcularam-se para cada estrutura de pavimento (Pista) a média e o desvio padrão dos raios de curvatura. A seguir calculou-se o coeficiente de variação (CV), quociente entre a média e o desvio. Adotou-se como limite para o CV do raio de curvatura o valor 20%.

Salienta-se que o Guia de dimensionamento de pavimentos da AASHTO (1993), assinala que para medidas defletométricas coeficientes de variação de 15% e 30%, caracterizam variabilidade baixa e média, respectivamente.

b) Observou-se a seguir quais bacias, se existentes, provocavam variabilidade superior à admitida, e expurgava-se-as, calculando-se nova média, novo desvio e novo coeficiente de variação para o raio de curvatura. Prosseguia-se, iterativamente, até

QUADRO 7.10 - Módulos de resiliência retroanalisaados

Setor / Número de ciclos	Seção	Pavim. MR <sub>1</sub> (MPa)	Módulos do Subleito (MPa)				R <sub>c</sub> (m)
			MR <sub>2</sub>	MR <sub>3</sub>	MR <sub>4</sub>	MR <sub>méd</sub>	
0110/N=6500	3	75	100	300	500	300	80
0110/N=6500	6	215	85	95	190	123	111
N=12300	3	65	110	220	350	227	76
N=12300	6	200	95	150	190	145	115
N=16000	3	140	90	150	400	143	91
N=16000	6	180	100	160	200	154	111
N=17600	3	140	110	110	250	157	95
0113 / N=0	3	80	145	220	420	261	91
0113 / N=0	6	58	160	210	350	240	80
N=300	3	65	140	190	400	243	80
N=300	6	95	80	100	300	160	82
N=400	6	75	110	130	350	223	82
N=1000	3	88	110	130	350	223	78
N=1000	6	75	120	160	250	177	82
N=1900	3	110	80	160	220	153	78
N=1900	6	52	120	130	155	135	65
N=3200	3	43	110	150	200	187	56
N=3850	3	28	152	170	200	174	50
0308 / N=0	3	78	130	150	310	197	89
0308 / N=0	6	42	110	250	400	253	63
N=3710	3	56	110	240	350	233	59
N=3710	6	72	180	300	420	300	80
N=11130	6	95	150	310	400	287	97
N=21940	3	60	130	200	320	217	71
N=21940	6	180	90	250	400	247	149
N=29700	3	72	100	220	350	223	70
N=29700	6	130	80	220	350	217	95
0311 / N=0	3	53	135	270	405	270	58
0311 / N=0	6	62	155	310	465	310	73
N=11428	3	85	80	160	240	160	71
N=11428	6	77	95	190	285	190	71
N=21890	3	85	120	175	310	202	78
N=21890	6	80	115	160	300	192	74



Setor/ Número de ciclos	Seção	Pavim. MR <sub>1</sub> (MPa)	Módulos do Subleito (MPa)				R <sub>c</sub> (m)
			MR <sub>2</sub>	MR <sub>3</sub>	MR <sub>4</sub>	MR <sub>méd</sub>	
0408 / N=0	3	130	100	180	350	270	100
0408 / N=0	6	220	110	170	400	227	130
N=3000	3	130	80	170	400	217	95
N=3000	6	49	110	170	400	227	55
0413/N=1000	3	57	65	135	350	184	51
0413/N=1000	6	60	80	130	400	204	55
N=1800	3	90	60	85	220	121	63
N=1800	6	41	87	125	220	144	45
N=2600	3	100	50	120	400	190	67
N=2600	6	41	75	105	230	137	44
0712 / N=700	3	212	55	170	340	188	156
712/N=14800	3	185	55	150	340	182	120
N=26000	3	115	135	225	375	245	104
N=42280	3	200	85	240	400	242	173
0713 / N=0	3	115	350	600	800	583	101
0713 / N=0	6	120	250	375	550	392	101
N=8600	3	230	90	240	400	243	156
N=8600	6	120	280	350	450	360	101
N=11800	3	150	190	250	450	297	125
N=11800	6	165	100	280	500	293	125
0810 /N=5100	3	125	180	265	430	292	101
0810 /N=5100	6	120	200	300	500	333	104
N=15000	3	140	170	250	400	273	112
N=15000	6	170	190	285	470	315	125
N=25000	3	140	130	200	350	227	108
N=25000	6	120	160	180	300	213	108
N=49410	3	180	180	270	450	300	130
N=49410	6	225	95	145	240	160	164
0812 / N=0	3	155	150	225	375	250	120
0812 / N=0	6	190	115	170	350	212	183
N=7700	6	180	165	240	380	262	164
N=13500	3	130	150	230	370	250	125
N=13500	6	225	130	200	310	213	174

alcançar-se  $CV \leq 20\%$ . Na realidade, a convergência se deu rapidamente e ocorreram poucos valores espúrios.

Enfatiza-se que no caso do setor 0113 as bacias correspondentes à fase de fadiga do pavimento (para  $N \geq 1.900$ ) não foram consideradas.

c) Uma vez definidas as bacias aceitáveis em cada pista calcularam-se as médias, e os desvios padrão dos módulos de resiliência dos pavimentos. Nesta etapa adotou-se como variabilidade máxima  $CV = 30\%$ , expurgando-se as bacias que, por acaso, ocasionassem variabilidade acentuada. A média calculada foi adotada como módulo de resiliência médio de cada estrutura de pavimento. Cabe salientar, que devido à pequena espessura do revestimento asfáltico (tratamento superficial duplo com 2,5 cm), considera-se válido assumir que essa média representa o módulo de resiliência da camada de basalto alterado.

Exemplifica-se, a seguir, a técnica aplicada, com os valores obtidos na retroanálise das bacias defletométricas levantadas durante a solicitação da Pista 07 (setores 0712 e 0713), apresentados nos Quadros 7.11 e 7.12.

QUADRO 7.11 - Resultados da retroanálise de bacias levantadas no setor 0712

N	SEÇÃO S3	
	MR <sub>1</sub> (MPa)	Rc (m)
700	212	156
14.800	185	120
26.000	115	104
42.280	200	173*

\* valor espúrio

QUADRO 7.12 - Resultados da retroanálise de bacias levantadas no setor 0713

N	SEÇÃO S3		SEÇÃO S6	
	MR <sub>1</sub> (MPa)	Rc (m)	MR <sub>1</sub> (MPa)	Rc (m)
0	115	101	120	101
8.600	230	156	120	101
11.800	150	125	165	125



Com os valores de  $R_c$  dos Quadros 7.11 e 7.12, calculou-se inicialmente a média igual a 126 m e o desvio padrão igual a 27 m, resultando em um CV de 21%, ligeiramente superior ao admissível. Expurgando-se o valor assinalado no Quadro 7.11 com um asterisco, calculou-se a nova média igual a 121 m com um CV = 18%. Portanto os nove valores restantes foram considerados no cálculo do módulo de resiliência médio do pavimento da Pista 07.

Com esses nove valores de  $MR_1$  calculou-se a média igual a 157 MPa, com um CV igual a 28%, ou seja dentro do tolerável. Portanto o módulo médio do pavimento da Pista 07, constituído por um tratamento superficial simples e 32 cm de basalto alterado da Jazida F é igual a 157 MPa.

A Tabela 7.36 apresenta os módulos de resiliência médios para os pavimentos ensaiados, obtidos pelo procedimento anteriormente exemplificado. Nessa tabela n é o número de bacias consideradas.

TABELA 7.36 - Módulos de resiliência médios dos pavimentos ensaiados

Pista / Jazida	$R_c$ (m)			Módulos de resiliência médios (MPa)				
	n	$\bar{X}$	CV	n	$\bar{X}$	CV	$X_{max}$	$X_{min}$
01 (F)	15**	88	15%	8**	77	13%	95	65
03 (F)	11	79	13%	10	77	14%	95	62
07 (F)	9	121	18%	9	157	28%	230	115
08 (E)	9	124	17%	9	160	20%	225	120
04 (E)	3**	108	17%	3**	160	32%	220	130

\*\* Considerando-se apenas as bacias levantadas na fase elástica do pavimento

Algumas considerações sobre os resultados apresentados na Tabela 7.36:

1) Há coerência entre os resultados dos módulos médios das Pistas 01, 03, 07, construídas com basalto alterado da Jazida F. As Pistas 03 e 07 foram executadas em uma só camada e, embora suas espessuras difiram em quase 1/3, isso não representa muito em termos de tensão confinante gravitacional. A mesma semelhança é observada nos módulos médios, máximos e mínimos, correspondentes a 18 bacias retroanalizadas. O valor médio de 77 MPa, pode então ser considerado adequado para o pavimento dessas pistas.

No caso da Pista 07, o valor médio de 157 MPa reflete o efeito do maior esforço de compactação na construção do pavimento, construído em duas camadas, totalizando 32 cm. Portanto, esse valor médio pode ser considerado representativo.

2) O valor de 160 MPa para o módulo médio da Pista 08, construída com basalto alterado da Jazida E também parece consistente. Observa-se que tanto os valores de  $R_c$ , quanto os dos módulos médio, máximo e mínimo dessa pista são praticamente iguais aos da Pista 07, sugerindo que o efeito da compactação é dominante, a despeito das diferentes resistências mecânicas dos agregados.

Observa-se que as diferentes deformabilidades plásticas dos agregados das duas jazidas, relatadas na seção 7.4, não encontram paralelo no comportamento elástico.

É oportuno salientar que esta análise é coerente com os resultados das pesquisas laboratoriais relatadas por Horny, Corté e Faute (1993), reproduzidas na seção 7.5.2 desta tese.

3) O valor médio do módulo de resiliência da Pista 04 não é confiável. Ele foi estabelecido a partir da retroanálise de apenas três bacias (levantadas antes da fase de fadiga do pavimento), apresentando mesmo assim elevada dispersão ( $CV = 32\%$ ). Esse valor, relativamente elevado, talvez possa ser explicado pelo elevado nível do estado de tensões originado pelo tráfego, que quebrou o agregado, modificando sua granulometria na fase inicial de carregamento. Mas, como já foi referido, a continuidade do tráfego acabou causando a instabilização geral do pavimento, com registro de deflexões superiores a 1 mm, trincamento extenso e flechas elevadas. Assim, do ponto de vista prático este pavimento teria vida muito curta, não se justificando-se a utilização de estrutura semelhante em rodovias reais.

Finalmente, observa-se que, como mostra o Quadro 7.10, em apenas 5 das 67 bacias retroanalizadas com sucesso o módulo de resiliência do pavimento foi superior ao do subleito.

Essa constatação não surpreende já que durante o processo construtivo das pistas experimentais verificou-se que as deflexões medidas ao finalizar-se a compactação do subleito eram muito menores do que as medidas no topo da camada de macadame seco com basalto alterado; fato que foi discutido no capítulo 5.

Uma análise paramétrica realizada considerando os módulos de resiliência das bacias médias de cada pista permitiu determinar, de forma razoavelmente aproximada, a contribuição do subleito e do pavimento na deflexão calculada. Os resultados dessa análise são apresentados no Quadro 7.13.



QUADRO 7.13 - Contribuição do pavimento e do subleito nas deformações calculadas

Pista	Deflexão calculada topo do pavimento ( $10^{-2}$ mm)	Deflexão calculada topo do subleito ( $10^{-2}$ mm)	Contribuição do subleito na deflexão (%)
01*	48	37	77
03	52	30	58
04*	44	35	80
07	37	20	54
08	37	18	49

\* considerando a fase elástica do pavimento

Observa-se que nos pavimentos bem dimensionados (Pistas 07 e 08) a contribuição do subleito é de aproximadamente 50% da deflexão total.

#### 7.5.7 - Comentários sobre o módulo de resiliência do subleito

No Quadro 7.10 são apresentados os módulos de resiliência do solo de subleito, obtidos na retroanálise das bacias defletométricas. Esses módulos são apresentados por camadas de acordo com a divisão feita para a retroanálise, mostrada na Figura 7.37. Também se apresentam as médias das três camadas, para cada bacia.

Como era de esperar-se, os módulos de resiliência do subleito apresentaram elevada variabilidade, o que é mostrado na Tabela 7.37.

A maior variabilidade é observada na camada mais profunda do subleito, o que se justifica pelo fato de que os módulos de resiliência correspondentes ( $MR_4$ ) foram obtidos a partir das deflexões medidas nos pontos mais afastados da bacia ( $x = 90$  cm e  $120$  cm). Como já foi comentado, a precisão da viga Benkelman para esses pontos é muito baixa. Também já foi salientado que para essas distâncias, os erros entre as deflexões medidas e as calculadas com módulos retroanalizados são mais significativos do que no restante da bacia.

Os valores médios das camadas apresentaram menor variabilidade ( $CV = 30\%$ ), indicando uma compensação dos desvios. Os módulos médios se aproximam dos módulos da segunda camada ( $MR_3$ ), em virtude das relações modulares adotadas na retroanálise.

Certamente, no universo de 201 módulos de resiliência apresentados no Quadro 7.10, há valores incorretos, em consequência de erros nas medições e das limitações da retroanálise. Entretanto, considera-se que o valor de 235 MPa é representativo do módulo de resiliência médio do subleito.

TABELA 7.37 - Valores médios dos módulos de resiliência do subleito

Módulos de resiliência	Média (MPa)	Desvio (MPa)	CV (%)
Camada 1 (MR <sub>2</sub> )	128	52	40
Camada 2 (MR <sub>e</sub> )	212	82	39
Camada 3 (MR <sub>1</sub> )	423	298	70
Média das camadas	235	73	30

A discrepância dos valores também reflete a variabilidade do subleito, decorrente de fatores ambientais nas camadas consideradas.

Em um trabalho recente, Long, Hossain e Gisi (1997) discutem as variações sazonais do módulo de resiliência de subleitos de pavimentos asfálticos, retroanalisado a partir de bacias defletométricas com o FWD e as possíveis implicações no dimensionamento. Os autores observam que diversas variáveis ambientais afetam o comportamento e o desempenho dos pavimentos. Essas variáveis incluem: teor de umidade do subleito, temperatura, radiação solar e condições atmosféricas e condições geológicas.

Também salientam que, em geral, considera-se que o aumento do teor de umidade acarreta maiores deflexões no subleito e menores módulos de resiliência. Entretanto, o padrão de variação do módulo do subleito com o teor médio de umidade nessa camada apresenta uma forma senoidal, como mostra a Figura 7.41.

A sucção, definida por Edil e Motan (1979) como sendo o trabalho necessário para remover do solo uma quantidade infinitesimal de água, engloba os efeitos combinados das variáveis ambientais mencionados por Long, Hossain e Gisi (1997).

Diversas pesquisas laboratoriais têm demonstrado a influência da sucção no módulo de resiliência de solos.

Fredlund, Bergan e Sauer (1975) propuseram uma equação que relaciona o módulo resiliente de um solo como função da tensão confinante, da tensão desviadora e da sucção mátrica. A validade dessa equação foi confirmada por Fredlund, Bergan e Wong (1977).

Edil e Motan (1979) observaram que o módulo de resiliência e a resistência após carregamento repetido estão relacionadas com a sucção. Para os solos investigados por esses autores, as variações nessas propriedades foram pequenas para valores de sucção inferiores a 100 kPa; entretanto, observaram significativos acréscimos nas propriedades mecânicas (de três a seis vezes) para sucções superiores a esse valor.



Brown e O'Reilly (1990) constataram que o módulo de resiliência depende da sucção no solo, da intensidade da tensão desvio aplicada e do tipo de solo.

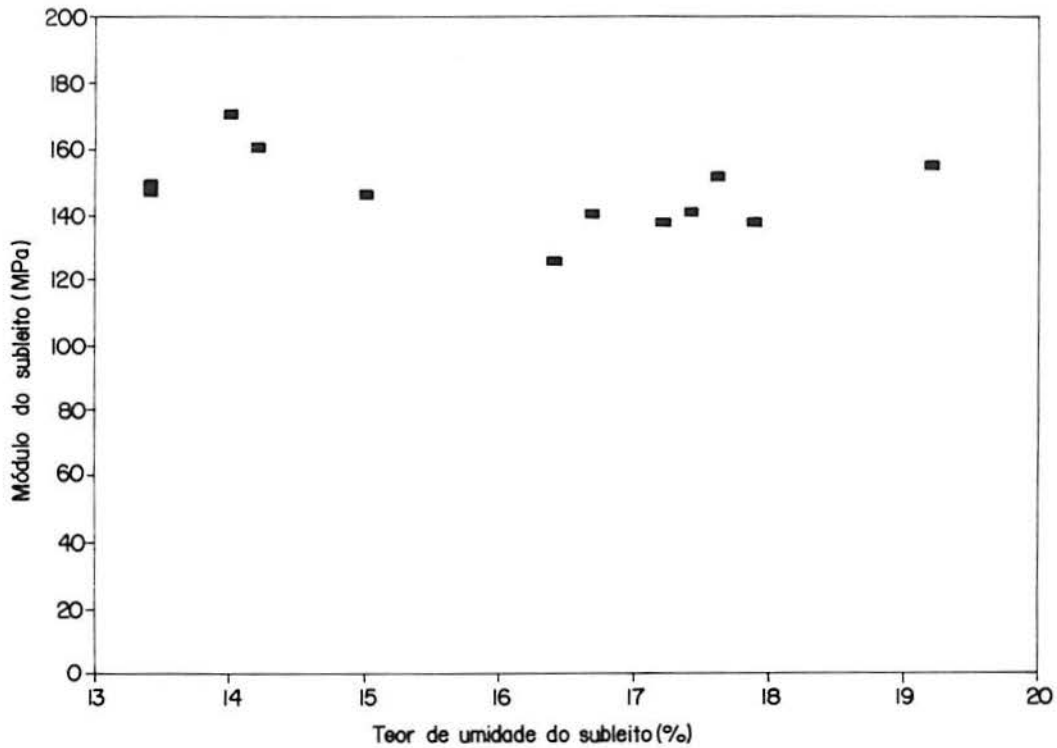


FIGURA 7.41 - Variação do módulo de resiliência de um subleito com o teor de umidade [Long, Hossain e Gisi (1997)]

Recentemente, Odezugo, Donald e Parkin (1994) apresentaram os resultados de estudos em um pedregulho laterítico, abundante na Austrália, e afirmaram que os materiais usados em pavimentos em serviço são geralmente não saturados, o que torna a sucção mátrica um variável importante, controladora do comportamento mecânico dos pavimentos.

Rodrigues (1997) demonstrou a influência desse parâmetro na deformabilidade elástica de quatro solos do Rio Grande do Sul, incluindo o solo argiloso de comportamento laterítico usado como subleito nas pistas da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos.

Enquanto os estudos laboratoriais sobre a influência da sucção no módulo de resiliência têm avançado notavelmente nos últimos 20 anos, ainda são incipientes as pesquisas de campo. A principal causa desta defasagem é a dificuldade de se medir a sucção em pavimentos em serviço, com precisão.

Os tensiômetros inicialmente utilizados nas pesquisas eram do mesmo tipo que utilizam os agrônomos, semelhantes em concepção ao mostrado na Figura 6.9.

Recentemente, foram desenvolvidos tensiômetros de condutividade térmica, utilizados por Szafron e Fredlund (1992) para monitorar sucção mátrica no subleito de rodovias no Canadá. Esses autores constataram que o perfil de sucção no interior do subleito não é constante, sendo função do microclima.

A Figura 7.42 mostra que as sucções medidas em pontos do subleito sob o acostamento são geralmente menores do que em pontos localizados na parte trafegada das rodovias, o que poderia explicar as frequentes rupturas que ocorrem próximo às bordas dos pavimentos.

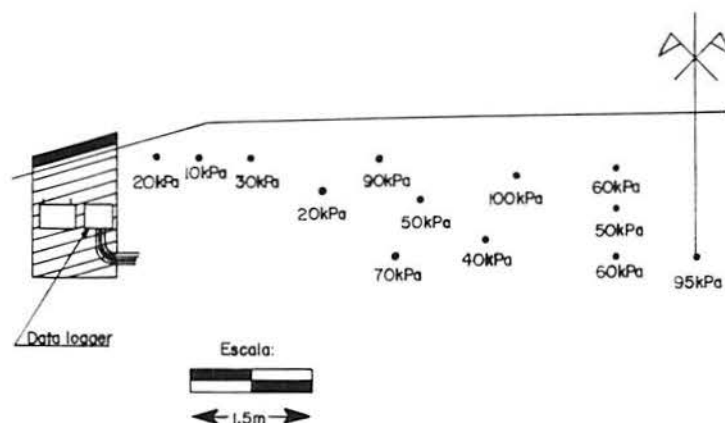


FIGURA 7.42 - Perfil de sucção [Szafron e Fredlund (1992)]

Na tentativa de se relacionar os módulos de resiliência do subleito dos pavimentos analisados nesta tese com a sucção, foram instalados tensiômetros ao longo dos setores ensaiados.

Analisando os resultados obtidos durante a solicitação das Pistas 01, 04, 08 e 07, Núñez et al. (1997) observaram uma tendência de crescimento do módulo de resiliência com a sucção, como mostra a Figura 7.43.

A partir dos resultados de 22 pares de valores, a seguinte relação foi proposta:

$$\log MR = 2,1 + 0,0375 (u_a - u_w) \quad (7.18)$$

onde MR é o módulo de resiliência do subleito, em MPa, e  $(u_a - u_w)$  é a sucção in situ, medida em kPa. O coeficiente de determinação  $r^2$  é de 0,52.

Salienta-se que os módulos de resiliência do subleito foram calculados usando um método simplificado, apresentado por Albernaz (1994). Nessa retroanálise o subleito foi considerado como uma única camada de espessura semi-infinita.



A relação apresentada na equação (7.18) deve ser encarada com muita cautela, uma vez que os valores de sucção foram medidos em tensiômetros instalados nas bordas dos pavimentos, representando uma situação diferente da existente na parte trafegada, onde foram levantadas as bacias defletométricas.

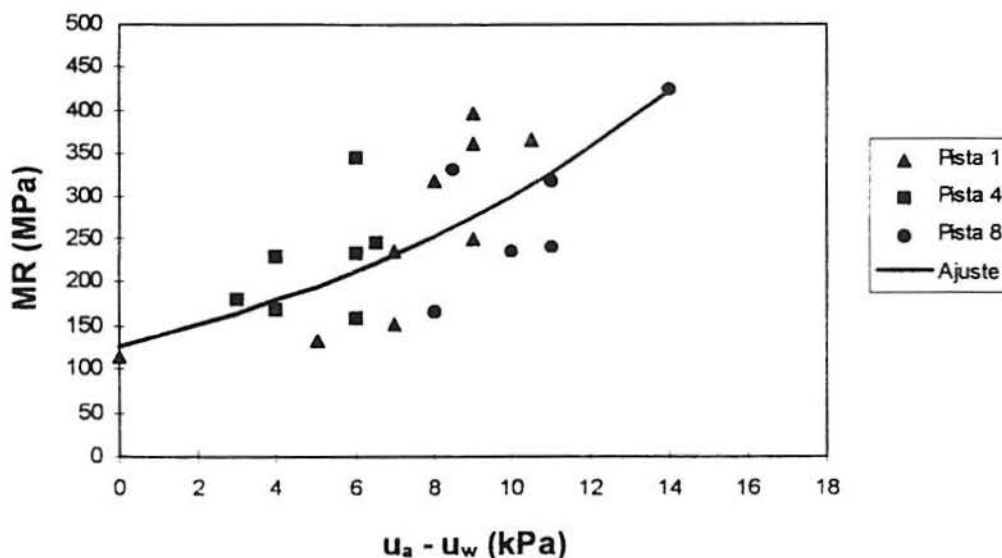


FIGURA 7.43 - Relação módulo de resiliência do subleito e sucção [Núñez et al. (1997)]

Como já foi mencionado, ao ensaiar-se a Pista 03, os tensiômetros foram instalados na parte trafegada. Os valores de sucção máxima assim medidos não diferiram dos medidos nas bordas. Entretanto, nessa nova localização, mesmo após as intensas chuvas de outubro de 1997, não foram registradas sucções nulas, o que ocorrera nos tensiômetros instalados junto às outras pistas.

Além da localização correta, é fundamental garantir a boa vedação do furo aberto para instalação dos tensiômetros. Muitos valores registrados são duvidosos, pois se suspeita que houve infiltração de água. Por outro lado, o excesso de lama bentonítica pode bloquear o acesso de água na volta da ponta porosa, resultando em sucções maiores do que as verdadeiramente existentes no interior do subleito.

Finalmente, também deve salientar-se que é necessário melhorar o levantamento das bacias defletométricas, uma vez que, como já se salientou, a viga Benkelman não é muito confiável como instrumento de retroanálise dos módulos de resiliência do subleito.

As observações feitas não invalidam a tendência apresentada na Figura 7.43. Os resultados laboratoriais de Rodrigues (1997) confirmam a influência marcada da sucção no módulo de resiliência do solo de subleito dos pavimentos analisados. Entretanto, é mister reconhecer que muito resta a fazer até se obterem resultados confiáveis em campo.

Na compreensão dos efeitos da sucção no comportamento elástico dos pavimentos pode ser de valia estabelecer relações entre sucção e precipitação total e a evaporação potencial, como propõem Szafron e Fredlund (1992), Medina (1997) e Horn (1997).

#### 7.6 - CRITÉRIO DE RUPTURA PARA OS PAVIMENTOS ENSAIADOS

Uma questão que causou preocupação desde a fase de planejamento da pesquisa foi a escolha de um critério de avaliação aplicável a pistas experimentais solicitadas pelo Simulador de Tráfego.

As tentativas de se utilizar uma avaliação subjetiva não frutificaram, devido à inexperiência dos observadores (o autor e os auxiliares de pesquisa). Também, é necessário salientar que este tipo de avaliação geralmente é feita durante a circulação de veículos conduzidos pelos avaliadores, o que no caso foi, obviamente, impossível.

Como em todos os setores ensaiados se observou evolução das deformações permanentes com o número de ciclos de carga aplicado, optou-se por adotar este modo de degradação como critério de avaliação.

Considerando que os pavimentos ensaiados são representativos de rodovias de baixo volume de tráfego, estabeleceu-se a flecha de 25 mm como critério de ruptura. Salienta-se que, devido às evoluções muito lentas das deformações permanentes nos pavimentos mais robustos (Pistas 07 e 08), o tráfego sobre as mesmas foi encerrado antes de alcançar-se esse nível de degradação.

Uma flecha de 25 mm pode parecer exagerada, entretanto, há de considerar-se que os pavimentos mais robustos apresentaram uma flecha de acomodação ( $f_0$ ) da ordem de 5 mm; e que esta flecha é decorrente das dificuldades de compactação do basalto alterado na granulometria macadame, acentuadas pela impossibilidade de aplicar-se o tráfego referido na especificação de serviço DAER-ES- P 08/91, o que já foi comentado.

Também se observa que devido à relativa canalização do tráfego imposto pelo Simulador, as flechas ocorridas são superiores às que se esperam ocorrer em pavimentos em serviço. Com estas considerações, a flecha de 25 mm parece um critério razoável para definir a condição terminal dos pavimentos ensaiados.

No capítulo 8 desta tese este critério de ruptura é utilizado, em uma abordagem probabilística, para definir os números de operações de eixo com carga padrão que os pavimentos ensaiados seriam capazes de suportar. A partir desses números, no capítulo 9, é apresentada uma equação para dimensionamento e são propostos fatores de equivalência de carga, adequados às especificidades dos pavimentos e do tráfego de rodovias coletoras.



## 8 - UM MODELO DE DEGRADAÇÃO PARA PAVIMENTOS DELGADOS CONSTRUÍDOS COM BASALTOS ALTERADOS

Apresenta-se neste capítulo uma análise probabilística baseada nos resultados discutidos no capítulo precedente. Para o seu desenvolvimento foram empregados os softwares *ProTempo* e *STATISTICA*.

O programa computacional *ProTempo*, de autoria de José. L. D. Ribeiro, Líliliana Pohl e Marcelo Moutinho Silva, pesquisadores do Programa da Pós-Graduação em Engenharia da Produção (PPGEP/UFRGS), foi utilizado para determinar o número de ciclos  $N_i$  de carga  $C_i$  que cada setor poderia suportar até a formação de uma flecha de 25 mm.

Com esses resultados, e empregando o programa computacional *STATISTICA*, obteve-se modelos de regressão múltipla, relacionando os números de ciclos  $N_i$  com a carga  $C_i$ , a espessura do pavimento e a procedência do basalto alterado. Esta última foi identificada através do valor da resistência à compressão puntiforme de corpos de prova imersos  $[I_s(50)_{imerso}]$ .

Para facilitar a compreensão da análise, apresentam-se conceitos de confiabilidade. Também com essa finalidade, no Apêndice 1 desta tese, são reproduzidos conceitos básicos de estatística e probabilidade.

### 8.1 - A ESTATÍSTICA COMO FERRAMENTA DE ANÁLISE DE PAVIMENTOS

Na segunda metade deste século vem se processando a evolução do dimensionamento de pavimentos de arte para ciência. Nesse contexto, tem sido essencial o papel da análise experimental, contribuindo para o desenvolvimento e comprovação de métodos de dimensionamento e de modelos de desempenho de pavimentos, bem como na determinação de estratégias de gerência e políticas de recuperação.

Como foi referido no capítulo 2, os ensaios de pavimentos em verdadeira grandeza têm desempenhado um papel fundamental nessa evolução. Nesses ensaios são geradas numerosas informações, cuja análise somente é possível através da aplicação de conceitos de estatística, probabilidade e confiabilidade.

Um dos primeiros trabalhos a discutir modelos previsionais confiáveis para pavimentos foi apresentado por Darter (1980). Este autor assinalou que os principais requisitos para um modelo confiável de previsão de desempenho são:

- a) Disponer-se de um banco de dados adequado, obtido em pavimentos em serviço. A adequação das informações é definida em termos de representatividade de amostras (não tendenciosas); de dados precisos e confiáveis, e de um número suficiente de casos, incluindo repetições.
- b) A inclusão de todas as variáveis que afetam significativamente o desempenho, incluindo variáveis mecânicas como tensões, deformações e a relação tensão-resistência.
- c) Uma forma funcional para o modelo, que represente a situação física real. Isto implica um modelo que considere a forma, a variabilidade, as não linearidades e a interação das variáveis; contemplando também as condições de contorno.

Darter (1980) complementou observando que o modelo deve explicar uma elevada percentagem da variabilidade total; apresentar um desvio padrão de estimativa admissível; os resíduos devem distribuir-se normalmente; o ajuste deve apresentar elevado coeficiente de determinação ( $r^2$ ) e todos os coeficientes estimados devem ser significativos.

Em 1986 foi publicada uma nova versão do *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*, na qual foram introduzidos conceitos de confiabilidade para dimensionamento de pavimentos. A equação originada no *AASHTO Road Test* foi atualizada, incluindo novos parâmetros, como o módulo de resiliência, para caracterizar a capacidade estrutural do subleito; a confiabilidade, para permitir a análise de risco no dimensionamento e o desvio padrão de estimativa, para representar a variabilidade dos parâmetros de projeto.

Um estudo da equação de projeto da AASHTO, desenvolvido por Baus e Fogg (1989), demonstrou a importância relativa dos parâmetros do modelo e proporcionou uma visão da influência da variabilidade e dos erros desses parâmetros na espessura calculada do pavimento.

No Brasil, a discussão sobre a importância da confiabilidade no dimensionamento de pavimentos flexíveis foi iniciada por Motta (1991).

Em sua tese de doutorado, a pesquisadora da COPPE/UFRJ, salienta que a variabilidade dos parâmetros dos materiais e de projeto deve estar presente na consideração de um método racional, já que praticamente todos os fatores envolvidos são probabilísticos e não determinísticos, como têm considerado os métodos empíricos.



Motta (1991) observa que o tratamento estatístico de dados de ensaios de solos e materiais de jazida, bem como de compactação na pista, é prática usual no país; sendo contemplada no Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis do DNER. Entretanto, salienta essa autora, é imperativo que o dimensionamento da estrutura e a previsão de seu desempenho, sejam feitos de modo a contemplar a variabilidade dos materiais, das espessuras das camadas e do tráfego previsto.

Conhecendo-se as médias e os desvios padrões das variáveis de interesse no dimensionamento, e uma solução matemática que reúna estas variáveis com os parâmetros de dimensionamento (tensões e deformações), pode-se estimar a variabilidade destes parâmetros através da combinação das soluções obtidas para as variáveis somadas ou subtraídas de um desvio padrão. Resolvendo sucessivamente o problema, e combinando estas 2<sup>n</sup> soluções (sendo n o número de variáveis independentes que apresentam desvio padrão diferente de zero), obtém-se a estimativa da média e do desvio padrão de cada uma das variáveis dependentes de interesse.

Para o emprego desse método de cálculo de confiabilidade, Motta (1991) adaptou o programa computacional FEPAVE, e analisou os efeitos da variabilidade dos dados de características de materiais e espessuras nos parâmetros de dimensionamento, constatando que:

- a) a variação da espessura tem efeito muito maior nos parâmetros de projeto que a variação dos módulos; e que
- b) existe um maior efeito da variabilidade dos dados para o caso dos módulos função das tensões do que para módulos constantes.

Chua, der Kiureghian e Monismith (1992) desenvolveram um modelo estocástico com fundamento mecanístico para prever a degradação de pavimentos com o tráfego, em termos de comportamento de materiais e resposta estrutural. Os autores observaram que os métodos baseados em distribuições de probabilidade propiciam uma abordagem analiticamente consistente para determinar a confiabilidade de um pavimento, sem as limitações e inconsistências dos métodos correntemente utilizados no dimensionamento de pavimentos.

Recentemente, Pittman (1997) apresentou um procedimento para avaliar a confiabilidade de pavimentos aeroportuários dimensionados pelo Método do *U.S. Corps of Engineers*. O procedimento considera a variabilidade dos parâmetros de projeto na determinação da confiabilidade de um dimensionamento.

Fittman (1997) constatou que confiabilidade do dimensionamento determinístico do método mencionado (o qual se baseia no ISC) é de aproximadamente 50%. Conceitos de confiabilidade foram usados para desenvolver um programa computacional simples para projeto de pavimentos de aeroportos, através do qual se verificou a sensibilidade da confiabilidade do dimensionamento em relação às variabilidades do ISC, da espessura e de outros parâmetros.

## 8.2 - MODELOS DE DEGRADAÇÃO APLICÁVEIS A PAVIMENTOS

Embora as referências bibliográficas não sejam abundantes, algumas citações sobre o emprego de modelos de degradação para determinar a confiabilidade de um sistema foram feitas por Lu e Meeker (1993) e são reproduzidas, resumidamente, a seguir.

- Gertsbackh e Kordonskiy (1969) discutiram o problema da degradação do ponto de vista da engenharia, assinalando a importância da análise de medidas de degradação para determinar a confiabilidade de um produto. Os autores apresentaram a distribuição de Bernstein, que descreve a distribuição do tempo de falha para um modelo linear com intercepto e declividade aleatórias.
- Nelson (1981) discutiu um situação especial na qual a medida de degradação é destrutiva; portanto apenas uma medida pode ser feita em cada amostra.
- Tomsky (1982) usou um modelo de regressão múltipla para avaliar a degradação de componentes de um sistema.
- Amster e Hooper (1983) propuseram um modelo simples de degradação para ensaios de sobrevida, mostrando como usar o modelo para estimar a tendência central de uma distribuição de tempo de falha.
- Bogdanoff e Kozin (1985) usaram uma abordagem probabilística para modelar a degradação (comprimento de trincas) de metais por fadiga.
- Lu e Pantulla (1989) empregaram um modelo com repetição de medições para analisar dados de degradação em ensaios acelerados de dispositivos construídos com silicone.
- Nelson (1990) revisou a literatura sobre modelos de degradação e descreveu conceitos básicos sobre modelos de degradação aplicáveis em ensaios acelerados.

Um trabalho muito interessante, por sua aplicação no gerenciamento de pavimentos, foi apresentado por Brillet (1995).



Nas conclusões do artigo, esse pesquisador do Centro de Nantes do LCPC, observou que o trabalho permitiu validar uma abordagem dos modelos de degradação de pavimentos, estabelecendo as probabilidades de aparecimento de diversos tipos de degradação em função do tempo.

Entre os algoritmos estudados, um modelo de sobrevida baseado na distribuição de Weibull foi o que produziu os melhores resultados. Brillet (1995) salienta que os modelos não paramétricos parecem fornecer resultados com confiabilidade próxima a 50%.

### 8.3 - CONCEITOS BÁSICOS DE CONFIABILIDADE

#### 8.3.1 - Leis de sobrevida

De acordo com Brillet (1995), leis de sobrevida são as que se destinam a prever a vida útil (total ou residual) de um sistema, relacionada à morte no caso de doenças ou de animais, ou a uma condição terminal de dano no caso de sistemas mecânicos ou eletrônicos. No caso dos pavimentos analisados nesta tese, a flecha de 25 mm foi definida como condição terminal.

As leis de sobrevida são claramente probabilísticas. À uma dada duração se associa uma probabilidade acumulada de aparição de certo tipo de degradação, que pode depender de outros fatores além do tempo, como por exemplo: tráfego, espessura e tipo de camadas do pavimento.

Os testes acelerados de sobrevida permitem obter dados de confiabilidade em um espaço de tempo relativamente curto, através da introdução de algum tipo de aceleração. Na análise experimental apresentada nesta tese, a aceleração introduzida consistiu no aumento das cargas de eixo que solicitaram vários setores (oito) ensaiados.

#### 8.3.2 - Funções de confiabilidade

De acordo com Ribeiro (1994), **confiabilidade** é a probabilidade de um sistema (no caso o pavimento) funcionar adequadamente durante um intervalo de tempo especificado (por exemplo, dez anos) sob condições específicas (tráfego e clima). Assim, confiabilidade é a probabilidade de sucesso.

Definindo,  $R(t)$  como a confiabilidade no tempo  $t$ ;  $n_0$  como o número de unidades ensaiadas;  $n_s(t)$  como o número de unidades que sobrevivem e  $n_f(t)$  como o número de unidades que falharam; tem-se que:

$$n_s(t) + n_f(t) = n_0 \quad (8.1)$$

$$R(t) = n_s(t) / n_0 \quad (8.2)$$

$$R(t) + F(t) = 1 \quad (8.3)$$

onde  $F(t)$  é a função de probabilidade acumulada ou distribuição de probabilidade acumulada de tempos de falha.

Assim,

$$F(t) = 1 - R(t) \quad (8.4)$$

e

$$R(t) = 1 - [n_f(t) / n_0] = n_s(t) / n_0 \quad (8.5)$$

Derivando-se a equação (8.5) em relação ao tempo, tem-se:

$$d R(t)/dt = -1/n_0 [d n_f(t) / dt] \quad (8.6)$$

e calculando-se o limite quando  $dt$  tende para zero:

$$\lim_{dt \rightarrow 0} 1/n_0 [d n_f(t) / dt] = - f(t) \quad (8.7)$$

ou seja

$$d R(t) / dt = - f(t) \quad (8.8)$$

onde  $f(t)$  é a função densidade de probabilidade.

A taxa de falha em um dado intervalo de tempo  $[t_1 ; t_2]$  representa a velocidade com que as falhas ocorrem nesse intervalo. É definida como a probabilidade de que uma falha por unidade de tempo ocorrerá no intervalo, considerando que não tenha ocorrido antes de  $t_1$ . Assim, a taxa de falha é:

$$[R(t_1) - R(t_2)] / (t_2 - t_1) R(t_1) \quad (8.9)$$

Redefinindo o intervalo como  $[t ; t + \Delta t]$ , a equação (8.9) se torna:

$$[R(t) - R(t + \Delta t)] / [\Delta t \cdot R(t)] \quad (8.10)$$

A taxa de falha nas equações (8.9) e (8.10) é expressa em falhas por unidade de tempo; na realidade a unidade de “tempo” na análise de ensaios acelerados de sobrevivência desta tese é “ciclos”. Assim, a unidade da taxa de falha será “falhas por ciclo de carga”.

A função de risco (*hazard function*) é definida como sendo o limite da taxa de falha quando  $\Delta t$  tende para zero. Portanto, a função de risco é a taxa de falha instantânea



A sigla MTTF (*mean time to failure*) identifica o tempo, ou número de ciclos, correspondente a uma confiabilidade de 50%.

### 8.3.3 - A distribuição de Weibull

A distribuição de Weibull foi apresentada em 1951 pelo professor sueco Waloddi Weibull no artigo *A Statistical Distribution Function of Wide Applicability*. O Professor Weibull demonstrou o potencial da distribuição na análise de amostras de pequeno tamanho e sua flexibilidade para fornecer um bom ajuste para uma ampla variedade de conjuntos de dados. Embora fosse recebido inicialmente com ceticismo, a distribuição de Weibull se tornou largamente utilizada, especialmente no campo da confiabilidade, devido às suas propriedades [Dodson (1994)].

Além de ser a função de densidade mais útil no cálculo de confiabilidade, a análise da distribuição de Weibull fornece informações necessárias para classificação de tipos de ruptura, cronograma de manutenção preventiva e de inspeções.

A função densidade de probabilidade de Weibull é definida da seguinte forma:

$$f(t) = \{[\gamma(t - \delta)^{\gamma-1}] / \theta^\gamma\} \exp \{- [(t - \delta) / \theta]^\gamma\}, t \geq \delta \quad (8.11)$$

onde  $\gamma$  (gama) é o parâmetro de forma,  $\theta$  (teta) é o parâmetro de escala,  $\delta$  (delta) é o parâmetro de localização.

Gama,  $\theta$  e  $\delta$  são contínuos. Essas variáveis assumem valores compreendidos nos intervalos seguintes:

$$0 < \gamma < \infty; 0 < \theta < \infty; -\infty < \delta < \infty$$

Valores típicos de  $\gamma$  estão no intervalo entre 0,5 e 8. Na distribuição de Weibull com dois parâmetros ( $\delta = 0$ ),  $\theta$  é denominada “vida característica”; sendo que 63,2% das falhas se registram nas imediações do ponto de “vida característica”, a despeito do valor de  $\gamma$ . Embora  $\delta$  possa assumir valores negativos, isso não é comum, pois indicaria a ocorrência de rupturas antes do tempo = 0.

Alterando o parâmetro de forma,  $\gamma$ , a função densidade de probabilidade de Weibull assume diversas formas. Devido a esta flexibilidade, quase todas as taxas de falha podem ser adequadamente modeladas por essa distribuição. Recentemente, a distribuição de Weibull foi usada por Buch (1997) para calibrar modelos de dimensionamento de pavimentos rígidos, a partir de dados de campo.

A função de confiabilidade de Weibull descreve a probabilidade de sobrevivência em função do tempo, e é descrita como:

$$R(t) = \int_0^t \{[\gamma(t - \delta)^{\gamma-1}] : \theta^\gamma\} \exp \{- [(t - \delta) : \theta]^\gamma\} dt = \exp \{- [(t - \delta) : \theta]^\gamma\} \quad (8.12)$$

A função de probabilidade acumulada é

$$F(t) = 1 - \exp \{- [(t - \delta) : \theta]^\gamma\} \quad (8.13)$$

A função de risco representa a taxa instantânea de falha e pode ser usada para caracterizar rupturas. A função de risco de Weibull é:

$$h(t) = f(t)/R(t) = [\gamma(t - \delta)^{\gamma-1}] / \theta^\gamma \quad (8.14)$$

Segundo Dodson (1994), um fator de forma  $\gamma < 1$  resulta numa taxa de ruptura decrescente. Se  $\gamma = 1$  a taxa de falha é constante com valor igual a  $1/\theta$ . Se  $\gamma > 1$ , a taxa de falha é crescente. Quanto maior o valor de  $\gamma$ , tanto mais rápido o crescimento da taxa de falha.

#### 8.3.4 - O modelo de degradação de Ribeiro

O modelo de degradação proposto por Ribeiro, reproduzido por Pohl, Ribeiro e Moutinho Silva (1997), contempla uma família muito flexível de curvas e parece ser muito apropriado para analisar a evolução das flechas nos setores ensaiados.

Por este modelo, a degradação pode ser expressa por

$$D = A(N - L)^B \quad (8.15)$$

onde:  $D$  representa o valor da degradação após determinado número de ciclos de carga;  $A$  é o parâmetro que representa a velocidade de degradação;  $N$  é número de ciclos de carga;  $L$  é o parâmetro que representa a localização do início da degradação e  $B$  é o parâmetro que representa a forma da curva de degradação.

O modelo pode ser facilmente linearizado aplicando-se uma transformação logarítmica; determinando-se, a seguir, os parâmetros  $A$  e  $B$ , pelo Método dos Mínimos Quadrados. Para estimar o parâmetro  $L$ , é feita uma varredura do início do ensaio ( $N = 0$ ) até o número de ciclos mínimo de ensaio para determinar o melhor estimador. A estimativa dos parâmetros é feita por sub-rotinas do software *ProTempo*, desenvolvido por Pohl, Ribeiro e Moutinho Silva (1997).



O *ProTempo* também fornece alguns parâmetros estatísticos, como o número de ciclos para ter-se 10% e 50% da degradação admissível e a vida útil do pavimento. É importante salientar que uma das virtudes do *ProTempo* é a possibilidade de acessar-se a confiabilidade do pavimento, sem que haja necessidade de se conduzir o ensaio até atingir a condição terminal. Valendo-se desta vantagem, o *ProTempo* permite que seja feita uma análise estatística detalhada, ajustando uma distribuição de Weibull aos dados de ciclos de carga até a falha e apresentando os gráficos das funções de confiabilidade [R(N)], de probabilidade acumulada [F(N)], de densidade de probabilidade [f(N)]; da função de risco [h(N)], bem como o histograma e outros parâmetros estatísticos.

#### 8.4 - ANÁLISE DA CONFIABILIDADE DOS SETORES ENSAIADOS COM O *ProTempo*

Na análise da confiabilidade dos setores ensaiados, empregando-se o *ProTempo*, procedeu-se da seguinte maneira:

- 1) Definiu-se como condição terminal a flecha de 25 mm.
- 2) Para cada setor foi inicialmente ajustado um modelo do tipo:

$$f = f^*_0 + a^* N^{0,5} \quad (8.16)$$

relacionando a flecha com o número de ciclos. Salienta-se que estes modelos apresentam a mesma forma da equação (7.6). Entretanto, os parâmetros  $f^*_0$  e  $a^*$  são diferentes dos apresentados na Tabela 7.19, uma vez que nessa tabela foram consideradas as flechas médias em cada setor; ao passo que para a análise de confiabilidade consideraram-se todas as flechas, medidas nas seções S4 a S7, sem prévio tratamento estatístico.

A Tabela 8.1 apresenta os valores de  $f^*_0$  e  $a^*$  para os setores ensaiados. Salienta-se que no caso do setor 0712, foram consideradas as flechas medidas nas seções S2 a S4, pelo motivo exposto no capítulo 7.

TABELA 8.1 - Parâmetros do modelo (8.16)

	SETOR									
	0113	0110	0311	0308	0413	0408	0713	0712	0812	0810
$a^*$	0,43	0,24	0,19	0,07	0,49	0,23	0,10	0,08	0,12	0,05
$f^*_0$ (mm)	-4,84	-8,36	0,75	2,69	-2,85	-0,89	3,47	3,60	4,65	6,78
$r^2$	0,64	0,70	0,86	0,49	0,84	0,51	0,86	0,91	0,83	0,78

TABELA 8.2 - Evolução das flechas medidas e da degradação no Setor O110

N	Seção S4		Seção S5		Seção S6		Seção S7	
	f <sub>i</sub> (mm)	Degradação (%)	f <sub>i</sub> (mm)	Degradação (%)	f <sub>i</sub> (mm)	Degradação (%)	f <sub>i</sub> (mm)	Degradação (%)
1.500	4	16	4	16	6	24	4	16
4.500	3	12	8	32	7	28	12	48
6.500	6	24	11	44	11	44	13	52
8.000	7	28	12	48	11	44	13	52
10.200	8	32	13	52	13	52	17	68
12.300	10	40	16	64	15	60	19	76
14.000	10	40	21	84	19	76	24	96
16.000	13	52	24	96	20	80	30	120
17.600	22	88	31	124	27	108	35	140

Evolução das flechas medidas  $f = -8,36 + 0,2401 N^{0,5}$  ( $r^2 = 0,70$ )

100% de degradação: flecha medida = 25 mm



TABELA 8.3 - Evolução das flechas medidas e corrigidas e da degradação no Sctor 0810

N	Seção S4		Seção S5		Seção S6		Seção S7					
	f <sub>i</sub> (mm)	f <sub>icorr</sub> (mm)	Degradação (%)	f <sub>i</sub> (mm)	f <sub>icorr</sub> (mm)	Degradação (%)	f <sub>i</sub> (mm)	f <sub>icorr</sub> (mm)	Degradação (%)			
5.100	9	2,22	12,07	7	0,22	1,21	10	3,22	17,67	11	4,22	23,16
11.080	12	5,22	28,65	12	5,22	28,65	13	6,22	34,14	15	8,22	45,12
15.000	13	6,22	34,14	12	5,22	28,65	13	6,22	34,14	16	9,22	50,60
23.500	15	8,22	45,12	14	7,22	39,63	15	8,22	45,12	18	11,22	61,58
46.400	18	11,22	61,58	16	9,22	50,60	19	12,22	67,07	21	14,22	78,05
69.000	20	13,22	72,58	17	10,22	56,09	19	12,22	67,07	23	16,22	89,06

Evolução das flechas medidas  $f = 6,78 + 0,0524 N^{0,5}$  ( $r^2 = 0,78$ )

100% de degradação: flecha medida = 25 mm  $\Rightarrow$  flecha terminal corrigida = 18,22 mm

Observa-se que os valores do coeficiente de determinação da Tabela 8.1 são menores dos que os da Tabela 7.19, devido à ausência de um tratamento estatístico prévio. Como os pavimentos apresentaram irregularidade longitudinal, mesmo antes do tráfego, é natural que em algumas seções (do mesmo setor) as pressões de contato pneu-pavimento tenham diferido, acarretando diferentes evoluções das flechas.

3) Para o cálculo da degradação em uma seção, correspondente a um determinado número de ciclos de carga, dividiu-se a flecha na seção pelo valor 25 mm (assumido como 100% de degradação), como mostrado na Tabela 8.2.

Entretanto, naqueles setores que apresentaram  $f^*_0$  positiva uma transformação foi necessária. Como o *ProTempo* não comporta a possibilidade de uma degradação inicial ( $f^*_0 > 0$ ), subtraiu-se de cada flecha o valor de  $f^*_0$  no setor, obtendo-se flechas corrigidas. Também da flecha terminal, 25 mm, foi subtraído o valor de  $f^*_0$  no setor correspondente, resultando uma flecha terminal corrigida. A degradação de cada seção, correspondente a determinado número de ciclos, foi, então, calculada dividindo-se a flecha corrigida na seção pela flecha terminal corrigida. A Tabela 8.3 exemplifica o procedimento descrito.

Nos ANEXOS 2 e 5 desta tese apresentam-se as evoluções das flechas e das percentagens de degradação de cada seção dos setores ensaiados, respectivamente.

4) Uma vez calculadas as percentagens de degradação foi possível determinar os parâmetros  $A$ ,  $B$  e  $L$  da equação (8.15), que ajusta o modelo proposto por Ribeiro (1997). A Tabela 8.4 apresenta a síntese dos resultados obtidos com *ProTempo*.

Nessa tabela também se apresentam os números de ciclos de carga, em milhares, para os quais teriam sido atingidas as flechas de 20 mm e 25 mm (condição terminal) nos setores ensaiados. Enfatiza-se que esses valores são determinísticos; ou seja, resultantes de modelos de ajuste sem análise de confiabilidade.

Na Tabela 8.4 observa-se que:

- a) Como era de se esperar, para cada pista a velocidade de degradação (representada pelo parâmetro  $A$ ) aumenta com a carga de eixo.
- b) O parâmetro  $B$  diferente de 1, expressa que a forma da curva de degradação é exponencial, embora com expoentes diferentes de 0,5, como proposto na equação de ajuste (7.6). Lembra-se que nessa equação adotaram-se flechas médias.
- c) Em alguns setores o parâmetro de localização,  $L$ , é diferente de zero, sugerindo que o início da degradação ocorreu após um certo número de ciclos de carga. Entretanto, valores de  $L > 0$ , nos casos observados, significam que a correção das



flechas não foi perfeita, o que se justifica pelos valores do coeficiente de determinação ( $r^2$ ) obtidos pelo ajuste do modelo (8.16).

- d) Finalmente, constata-se que nos pavimentos bem dimensionados (Pistas 07 e 08) o número de ciclos correspondentes à flecha de 25 mm é aproximadamente o dobro dos correspondentes à flecha de 20mm, espelhando a estabilização da velocidade de deformação plástica, discutida no capítulo 7. O mesmo se verifica na Pista 03. Nos outros pavimentos a diferença entre os números de ciclos é da ordem de 40%.

TABELA 8.4 - Parâmetros do modelo de Ribeiro obtidos com o software *ProTempo*

Fista	Jazida	Setor	A	B	L	N p/ f = 20 mm	N p/ f = 25 mm
01	F	0113	30,66	0,709	0	3,867	5,298
01	F	0110	10,97	0,706	0	16,713	22,930
03	F	0311	27,10	0,461	0,367	9,589	17,373
03	F	0308	6,977	0,592	0	57,900	90,084
04	E	0413	49,68	0,681	0	2,090	2,795
04	E	0408	27,45	0,486	0	9,028	14,287
07	F	0713	14,80	0,504	0	33,140	57,751
07	F	0712	13,14	0,467	0,496	44,184	77,737
08	E	0812	23,59	0,412	1,003	17,840	34,238
08	E	0810	17,22	0,343	4,957	71,087	173,375

5) Com emprego do *ProTempo* foi possível se determinar os parâmetros do modelo de Weibull, apresentados na Tabela 8.5. Nessa Tabela também apresentam-se: os tempos médios até a falha (MTTF), correspondentes à 50% de confiabilidade; os desvios padrões correspondentes, bem como os números de ciclos de carga para 100% de degradação, ou seja  $f = 25$  mm, para níveis de confiabilidade de 80%, 90% e 95%.

Constata-se que com o aumento da confiabilidade, diminui o número de ciclos para a ocorrência de falha. Salienta-se que esses valores são probabilísticos, resultantes de uma análise de confiabilidade. Por esse motivo são menores que os valores determinísticos apresentados na Tabela 8.4, mesmo quando o nível de confiabilidade é baixo, como no caso dos MTTF ( $R = 50\%$ ).

TABELA 8.5 - Parâmetros da distribuição de Weibull obtidos com o software *ProTempo*

$$\text{MODELO: } f(N) = \{\gamma(N - \delta)^{\gamma-1} / \theta^{\gamma}\} \exp \{-[(N - \delta) / \theta]^{\gamma}\}$$

$\gamma$  é o parâmetro de forma,

$\theta$  é o parâmetro de escala,

$\delta$  é o parâmetro de localização, e

N é o número de ciclos de carga, em milhares.

Pista	Setor	$\delta$	$\gamma$	$\theta$	MTTF	Desvio	N p/R = 0,80	N p/R = 0,90	N p/R = 0,95
01	0113	0,601	5,128	4,707	4.929	969	4.114	3.636	3.238
01	0110	6,678	3,030	15,829	20.819	5.095	16.135	14.209	12.616
03	0311	8,380	2,777	9,908	17.200	3.435	14.153	12.786	11.780
03	0308	27,196	2,060	50,774	72.174	22.890	51.714	44.230	39.207
04	0413	1,093	8,178	1,756	2.749	241	2.555	2.423	2.311
04	0408	3,071	3,363	11,412	13.317	3.361	10.399	8.915	7.789
07	0713	7,434	5,626	34,659	49.937	8.849	42.990	38.796	35.267
07	0712	38,049	4,229	39,356	73.835	9.546	65.653	61.165	57.546
08	0812	14,688	3,259	18,782	31.525	5.680	26.542	24.105	22.239
08	0810	32,004	5,595	140,351	161.703	26.800	139.352	125.879	114.546



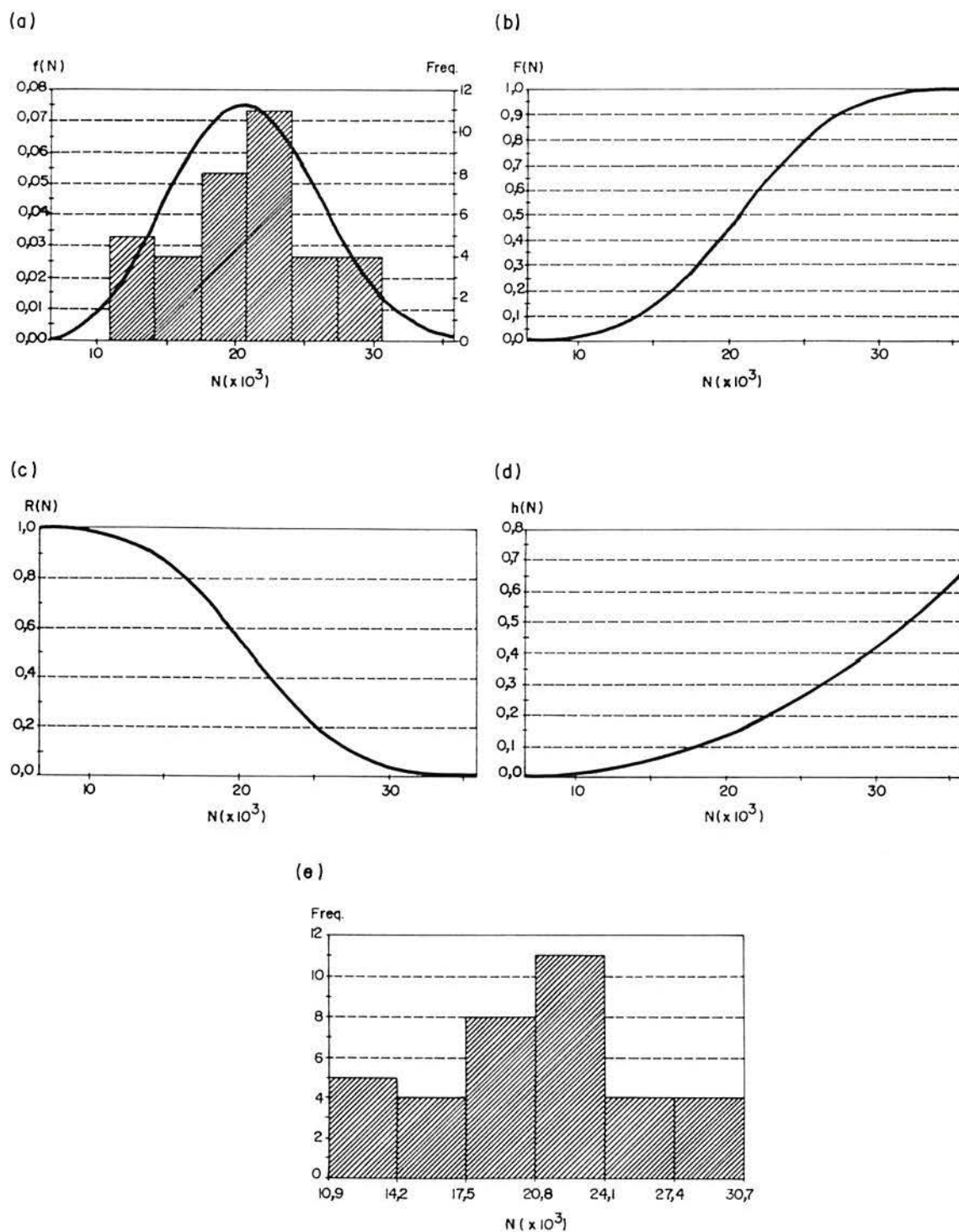


FIGURA 8.1 - Função: a) densidade de probabilidade; b) de probabilidade acumulada; c) de confiabilidade; d) de risco e e) histograma de falhas do modelo de Weibull - Setor O110

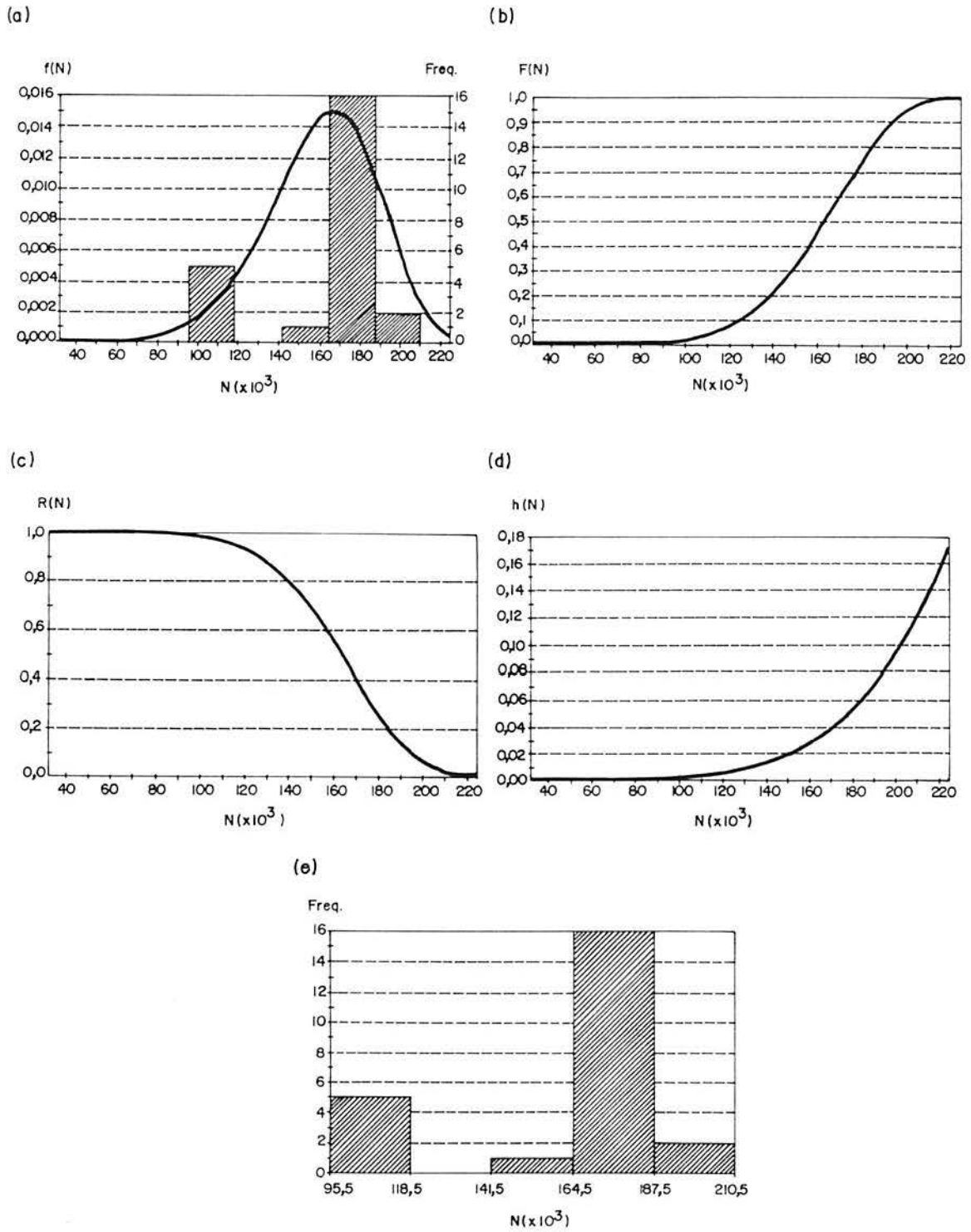


FIGURA 8.2 - Função: a) densidade de probabilidade; b) de probabilidade acumulada; c) de confiabilidade; d) de risco e e) histograma de falhas do modelo de Weibull - Setor 0810



As Figuras 8.1 e 8.2 apresentam os gráficos das funções de confiabilidade  $[R(N)]$ , de probabilidade acumulada  $[F(N)]$ , de densidade de probabilidade  $[f(N)]$ ; da função de risco  $[h(N)]$  e os histogramas das falhas do modelo de Weibull para os setores 0110 e 0810.

Nas Figuras 8.1(a) e 8.2(a), junto aos gráficos das funções de densidade de probabilidade  $[f(N)]$ , foram plotados os histogramas das distribuições, mostrando que a distribuição de Weibull modela corretamente a degradação ocorrida.

É interessante comparar as evoluções das taxas de risco  $[h(N)]$  nas Figuras 8.1(d) e 8.2(d). No setor 0110 se observa que a taxa instantânea de falha é sempre crescente; enquanto que no setor 0810 o crescimento de  $[h(N)]$  ocorre apenas após um número elevado de ciclos de carga ( $N \cong 90.000$ ). Analogamente, a confiabilidade  $[R(N)]$  é 100% no setor 0810 até esse número de ciclos; enquanto que no setor 0110 a partir de  $N \cong 10.000$  a confiabilidade começa decrescer [Figuras 8.1c e 8.2c]. Os distintos comportamentos dos dois setores (solicitados pela mesma carga de eixo) devem ser atribuídos às diferentes espessuras do pavimento.

## 8.5 - ANÁLISE DE REGRESSÃO MÚLTIPLA

Uma vez determinados os números de ciclos  $N_i$  de carga  $C_i$  que provocam a falha dos pavimentos ensaiados, procedeu-se a uma análise de regressão múltipla, objetivando relacionar  $N_i$  com  $C_i$ , com a espessura do pavimento (tratamento superficial + camada de basalto alterado) e com a procedência do basalto (identificada através da resistência à compressão puntiforme de corpos de prova previamente imersos,  $IS(50)_{imerso}$ ). Essa análise foi desenvolvida com o Software STATISTICA.

Foram considerados valores de  $N_i$  determinísticos (Tabela 8.4) e probabilísticos (Tabela 8.5, com  $R = 80\%$ ,  $90\%$  e  $95\%$ ).

Também foi feita uma análise semelhante, considerando apenas os pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida F (Pistas 01, 03 e 07). O mesmo não pode ser feito com os resultados dos pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida E por dispor-se de número insuficiente de casos (Pistas 04 e 08).

O modelo de ajuste proposto é:

$$N = 10^{\beta_1} \cdot C^{\beta_2} \cdot E^{\beta_3} \cdot IS^{\beta_4} \quad (8.17)$$

onde  $N$  é o número de ciclos de carga para 100% de degradação,  $C$  é a carga de eixo em kN,  $E$  é a espessura do pavimento em cm,  $IS$  é o  $IS(50)_{imerso}$ , em MPa, que identifica a procedência do basalto alterado,  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  e  $\beta_4$  são os parâmetros a determinar.

O modelo proposto foi linearizado, resultando em:

$$\log N = \beta_1 + \beta_2 \log C + \beta_3 \log E + \beta_4 \log IS \quad (8.18)$$

### 8.5.1 - Regressão múltipla com valores determinísticos

Considerou-se os valores de  $N$  para  $f = 25$  mm, apresentados na Tabela 8.4, as espessuras reais dos pavimentos apresentadas no Quadro 7.2, e valores de  $Is(50)_{imerso}$  de 3,80 e 6,85 MPa, correspondentes aos basaltos alterados das Jazidas E e F, respectivamente.

A Tabela 8.6 apresenta os parâmetros de ajuste  $\beta_i$  do modelo (8.18), os coeficientes de determinação ( $r^2$ ) e os desvios padrões de estimativa ( $S_e$ ), com dados determinísticos obtidos com o modelo de Ribeiro. Também são mostrados os valores do coeficiente  $F$ , utilizado para determinar a significância da regressão. Apresentam-se valores correspondentes às análises dos pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida F (Pistas 01, 03 e 07) e de todos os pavimentos (basaltos das Jazidas E e F).

TABELA 8.6 - Síntese da análise de regressão múltipla com valores determinísticos

Jazida	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$	$\beta_4$	$r^2$	$S_e$	$F_{\alpha}(k, n-k-1)$
F	9,29	-4,65	3,47	-	0,97	0,11	45,97
E + F	6,26	-4,51	4,16	2,17	0,93	0,17	31,02

Em relação aos dados da Tabela 8.6, são feitas as seguintes considerações:

- O coeficiente  $\beta_4$  da linha correspondente à Jazida F não existe, uma vez que a análise nesse caso foi feita com resultados de pavimentos de uma única jazida.
- O coeficiente  $\beta_2$  (negativo) reflete a significância do “fator carga de eixo”. Observa-se que nas duas análises os valores são praticamente idênticos.
- O coeficiente  $\beta_3$  reflete a significância do fator “espessura do pavimento”. Verifica-se que esse fator tem maior importância nas pistas construídas com basalto alterado da Jazida E, uma vez que a análise conjunta de todas as pistas conduz a um valor de  $\beta_3$  20% superior ao obtido com resultados correspondentes unicamente à Jazida E.
- O coeficiente  $\beta_4$  comprova a significância do fator “procedência do basalto alterado”, observada através dos resultados experimentais discutidos no capítulo 7 desta tese. Esta observação também contribui para a validação do critério de



aceitação proposto por Arnold (1993), uma vez que embora a razão entre as resistências à compressão puntiforme nas condições imerso e seco ao ar seja semelhante para as duas jazidas (0,99 para a Jazida E e 0,94 para a F), os valores de  $Is(50)_{imerso}$  diferem significativamente.

- e) Os elevados coeficientes de determinação ( $r^2$ ) comprovam a validade do modelo proposto na equação (8.18). Esse coeficiente expressa a percentagem da variabilidade total que é explicada pela regressão.
- f) O exposto na alínea (e) é corroborado pelos baixos valores do desvio padrão de estimativa  $S_e$ .
- g) Em relação ao coeficiente  $F_{\alpha}(k, n-k-1)$ , observa-se que  $k$  é o número de variáveis independentes da regressão;  $n$  é o número de casos analisados e  $\alpha$  é o nível de significância (geralmente igual a 0,05 ou 5%). Os valores calculados de  $F$  devem ser comparados com valores tabelados, reproduzidos por Nanni e Ribeiro (1992). Na análise dos valores da Jazida F, tem-se:  $k = 2$  e  $n = 6$  e o modelo de regressão ajustado apresentou  $[F_{0,05}(2, 3)]_{calc} = 45,97$  que é maior do que o valor tabelado  $[F_{0,05}(2, 3)]_{tab} = 9,55$ ; então, a regressão é significativa. Na análise de todos os valores (Jazidas E e F), tem-se:  $k = 3$  e  $n = 10$ . A regressão é significativa já que o modelo apresentou  $[F_{0,05}(3, 6)]_{calc} = 31,02$  que é maior do que o valor tabelado  $[F_{0,05}(3, 6)]_{tab} = 4,76$ .

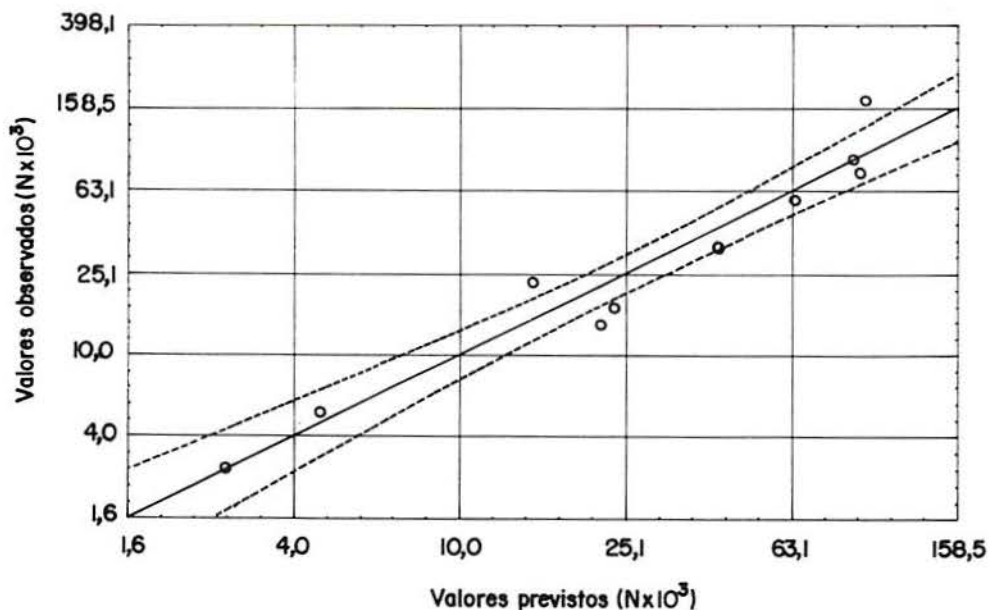


FIGURA 8.3 - Comparação entre valores observados e previstos pela análise determinística

A significância da regressão também pode ser constatada na Figura 8.3, onde são plotados os valores previstos e observados. A reta (na escala logarítmica) é a expressão gráfica da equação de ajuste e as hipérboles pontilhadas definem o intervalo de confiança de 95% para os valores previstos. Observa-se que a maioria dos pontos estão dentro desse intervalo e os restantes muito próximos.

### 8.5.2 - Regressão múltipla com valores probabilísticos

Na análise probabilística foram considerados os valores de  $N$  para  $f = 25$  mm, apresentados na Tabela 8.5, as espessuras reais dos pavimentos, apresentadas no Quadro 7.2, e valores de  $I_s(50)_{\text{imerso}}$  iguais a 3,80 MPa e 6,85 MPa, correspondentes aos basaltos alterados das Jazidas E e F, respectivamente. A análise foi feita considerando-se três níveis de confiabilidade:  $R = 80\%$ ,  $90\%$  e  $95\%$ . As Tabelas 8.7 a 8.9 apresentam os parâmetros de ajuste  $\beta_i$  da equação (8.18), os coeficientes de determinação ( $r^2$ ) e os desvios padrões de estimativa ( $S_e$ ) das equações regressão múltipla, correspondentes à confiabilidades de  $80\%$ ,  $90\%$  e  $95\%$ , obtidos com o modelo de Weibull. Novamente, apresentam-se valores correspondentes às análises dos pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida F (Pistas 01, 03 e 07) e de todos os pavimentos (basaltos das Jazidas E e F).

TABELA 8.7 - Síntese da análise de regressão múltipla com confiabilidade de 80%

Jazida	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$	$\beta_4$	$r^2$	$S_e$	$F_{\alpha}(k, n-k-1)$
F	7,45	-3,91	3,62	-	0,97	0,11	49,09
E + F	5,25	-3,97	4,12	1,98	0,93	0,17	28,49

TABELA 8.8 - Síntese da análise de regressão múltipla com confiabilidade de 90%

Jazida	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$	$\beta_4$	$r^2$	$S_e$	$F_{\alpha}(k, n-k-1)$
F	7,07	-3,80	3,69	-	0,97	0,10	48,46
E + F	4,41	-3,72	4,27	2,08	0,94	0,17	30,66



TABELA 8.9 - Síntese da análise de regressão múltipla com confiabilidade de 95%

Jazida	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$	$\beta_4$	$r^2$	$S_e$	$F_{\alpha}(k, n-k-1)$
F	6,99	-3,79	3,72	-	0,97	0,10	49,18
E + F	4,12	-3,61	4,29	2,07	0,94	0,17	30,94

As observações feitas na seção 8.5.1 permanecem válidas na análise dos resultados probabilísticos apresentados nas Tabelas 8.7 a 8.9.

Algumas observações adicionais podem ser feitas, comparando os resultados correspondentes aos três níveis de confiabilidade considerados:

- a) Os valores dos coeficientes  $\beta_1$  e  $\beta_2$ , tanto para os valores da Jazida F quanto para todos os casos analisados, diminuem em módulo, com o aumento da confiabilidade. Ao contrário, os valores de  $\beta_3$  e  $\beta_4$  aumentam com a confiabilidade. Entretanto, essas variações não são de grande magnitude dentro do mesmo grupo (Jazida F ou Jazidas E + F). Também os valores do coeficiente de determinação, do desvio padrão de estimativa e de  $F$  se alteram significativamente, dentro do mesmo grupo, com a variação do nível de confiabilidade. Fisicamente não haveria razão para alterações relativas notáveis, uma vez que os parâmetros representam ajustes da degradação sofrida pelos mesmos pavimentos, variando-se apenas a confiabilidade das previsões.
- b) Novamente se observa uma redução acentuada no coeficiente  $\beta_1$ , ao comparar-se os resultados correspondentes a apenas à Jazida F com os resultados de todos os casos. Como esse coeficiente é, na realidade, expoente na equação (8.17) se percebe que ao agrupar-se os resultados de todos os setores ensaiados em uma única equação se está subestimando a capacidade estrutural dos pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida F (Pistas 01, 03 e 07). Como já foi assinalado, isso foi feito por não dispor-se de um número suficiente de setores ensaiados com basalto alterado da Jazida E.

Ao comparar-se os resultados das Tabelas 8.6 a 8.9, observa-se que com a consideração da confiabilidade os valores de  $\beta_2$ , coeficiente relacionado à carga, sofre uma redução (em módulo) em torno de 15%; o que poderia sugerir que a análise probabilística conduziria a maiores valores de  $N$  do que a determinística.

Entretanto, a redução do parâmetro independente,  $\beta_1$ , é muito maior (em média 34%); com o quê se constata que a consideração da confiabilidade do sistema leva a um número de ciclos (correspondente a 100% de degradação) muito menor do que a análise determinística, como pode ser observado comparando os resultados dos Quadrcs 8.4 e 8.5.

Finalmente, se salienta que, tal como acontecera na análise determinística, as regressões obtidas com valores resultantes de análises de confiabilidade, modelaram muito bem o comportamento dos pavimentos ensaiados. Assim o atestam os elevados coeficientes de determinação, os reduzidos erros padrões de estimativa e o comprova a comparação dos valores de  $F$  calculados e tabelados. Também a Figura 8.4 testemunha a boa qualidade do modelo de regressão proposto.

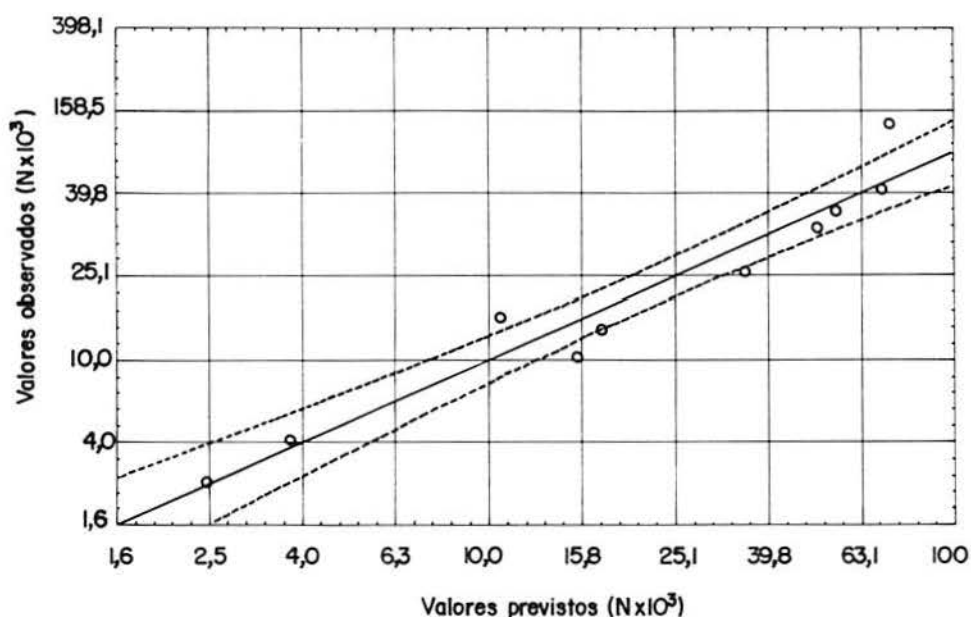


FIGURA 8.4 - Comparação entre valores observados e previstos com confiabilidade de 80%

Portanto, a equação 8.17 pode ser usada com confiança na determinação do número  $N_i$  de cargas de eixo  $C_i$  que causará uma flecha de 25 mm, em pavimentos construídos com basaltos alterados, respeitando-se os limites analisados para a espessura de pavimento, que engloba o tratamento superficial e a camada de basalto alterado, [17 cm ; 36 cm] e para o  $Is(50)_{imerso}$  de corpos de prova de basalto alterado [3,80 MPa ; 6,85MPa].



## 9 - PROPOSTA DE MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DELGADOS COM EMPREGO DE BASALTOS ALTERADOS

Neste capítulo é proposto um método para dimensionamento de pavimentos delgados de rodovias com emprego de basaltos alterados.

Inicialmente, são feitas considerações sobre a qualificação de jazidas desse material, baseadas no critério de aceitação proposto por Arnold (1993), detalhado no capítulo 3 desta tese. A seguir, salientam-se os cuidados que devem ser adotados na construção desse tipo de pavimento, de modo a garantir desempenhos bem sucedidos. Especial atenção é dada à compactação da camada de basalto alterado e ao controle defletométrico com viga Benkelman. Também se enfatiza a necessidade de prover os pavimentos de um sistema de drenagem adequado.

Finalmente, apresenta-se o modelo de dimensionamento, originada da análise de confiabilidade desenvolvida no capítulo precedente e propõem-se fatores de equivalência de carga, baseados na deformação permanente, que refletem as especificidades do tráfego de rodovias e do material analisado nesta tese.

### 9.1 - ESPECIFICAÇÕES PARA OS MATERIAIS

Considera-se que pavimentos semelhantes aos focalizados nesta tese serão construídas na região do derrame basáltico, mostrada na Figura 3.1, próximos às jazidas de basaltos alterados.

#### 9.1.1 - Solos de subleito

Os solos residuais de basaltos geralmente apresentam boa capacidade de suporte, baixa expansão e elevados módulos de resiliência; características estas que decorrem do processo de laterização.

Salienta-se que, de acordo com Nogami e Villibor, (1995) para evitar níveis elevados de expansão (1%) é importante que os solos lateríticos sejam compactados em condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo.

Assim, é razoável especificar que os solos de subleito de pavimentos com basalto alterado deverão apresentar:

- a) ISC de no mínimo 10%, na energia do ensaio de Proctor Normal, na faixa de teor de umidade especificada para compactação.
- b) Expansão máxima de 0,5%, na energia do ensaio de Proctor Normal, na faixa de teor de umidade especificada para compactação.
- c) Módulo de resiliência mínimo de 190 MPa, determinado em ensaio de compressão triaxial com carregamento repetido, para o nível de tensões e o teor de umidade esperados no campo. Recomenda-se a realização de ensaios com teores de umidade dentro da faixa especificada para compactação, e, se possível, com medida de sucção. Isto objetiva observar alterações na deformabilidade elástica do solo, decorrentes da variabilidade dos referidos parâmetros ambientais.

#### 9.1.2 - Basaltos alterados

Em primeiro lugar enfatiza-se a obrigatoriedade da participação de geólogo, engenheiro de minas ou engenheiro civil com sólida formação em petrologia e mineralogia na identificação de jazidas de basalto alterado, bem como na orientação dos trabalhos de exploração.

Especial cuidado deverá ter-se na seleção de amostras de agregados para ensaios de caracterização, composição mineralógica e resistência mecânica. Não basta mapear a jazida, pois a mesma poderá apresentar camadas com estados de alteração bem diferentes. Salienta-se que o presente método não se aplica a basaltos vesiculares e amigdalóides, devendo as camadas de base e sub-base serem executadas com basaltos tabulares ou colunares.

É obrigatória a realização de análise petrográfica difratométrica do agregado, objetivando identificar a presença de argilo-minerais expansivos. Basaltos com teores de argila superiores a 25% e teores de esmectitas superiores a 10% devem ser rejeitados.

Também deverá realizar-se, em amostra representativa, o ensaio de degradação do Estado de Washington, descrito na seção 3.7.3. Seguindo Azambuja (1996), sugere-se adotar para o Fator de Degradação Washington ( $D_w$  na equação 3.1) os valores mínimos de 40 e 25 para uso em bases e sub-bases, respectivamente.

O método de qualificação de jazidas de basaltos alterados proposto por Arnold (1993) deve ser adotado. Isto implica a realização de ensaios de compressão puntiforme, para medir a resistência que o esqueleto pétreo opõe aos esforços de tração provocados pela expansão das argilas.



Portanto, podem ser aceitos agregados que apresentarem:

- a) um valor mínimo de 0,7 para a razão entre as resistências à compressão puntiforme nas condições imerso e seco ao ar [ $Is(50)_{\text{imerso}} / Is(50)_{\text{seco ao ar}}$ ]; e
- b) um índice de resistência após imersão [ $Is(50)_{\text{imerso}}$ ] de no mínimo de 3,5 MPa.

As fórmulas para cálculo do referido índice e o campo de aceitação para rochas basálticas são reproduzidos nas Figuras 3.2 e 3.3 desta tese.

## 9.2 - DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

### 9.2.1 - Compactação do subleito

O subleito, natural ou importado, deverá ser compactado de modo a obter-se um grau de compactação de no mínimo 100% do Proctor Normal.

Recomenda-se o controle de compactação da camada final, através de levantamentos defletométricos com viga Benkelman. A deflexão característica admissível pode ser determinada através de análise paramétrica. Considerando o bom comportamento elástico dos solos residuais de basalto, sugere-se o valor máximo de  $50 \times 10^{-2}$  mm.

A faixa de teor de umidade para compactação deverá garantir um valor mínimo de 10% para o ISC. Dada a natureza argilosa dos solos residuais de basaltos, recomenda-se o emprego de rolo pé-de-carneiro vibratório.

Seguindo Bernucci (1997), deverá ser permitida a secagem da camada compactada, de modo a aumentar a capacidade de suporte e o módulo de resiliência do solo. Durante a secagem, poderão surgir trincas de grande abertura. Para minorar o efeito das trincas, pode-se preenchê-las com areia fina. Detalhes sobre o assunto podem ser encontrados em trabalhos de Barquette (1986) e de Aranovich (1985), apud Nogami e Villibor (1995).

### 9.2.2 - Execução de camadas de macadame seco com basalto alterado

A execução desse tipo de camadas deve seguir, basicamente, a especificação de serviço DAER-ES-P 07/91, reproduzida sucintamente na seção 5.3.2 desta tese. Entretanto, é imperativo que sejam tomados os seguintes cuidados complementares:

- a) Aplicar o material de bloqueio e de enchimento o mais seco possível. A utilização de material de enchimento com elevado grau de saturação ocasionará a instabilidade da camada, que somente poderá ser sanada com a abertura da mesma, e a exposição do material ao sol, por período prolongado. A drenagem do

pavimento deve ser perfeita, não se devendo confinar o pavimento com acostamentos impermeáveis

- b) Nesse contexto, deve-se eliminar a prática nociva de regar a camada de macadame seco, após a sua vibração. Esse umedecimento pode provocar a saturação do material de enchimento, cuja secagem poderá exigir a abertura da pista.
- c) A compactação da camada deverá começar com rolo liso vibratório e ser concluída com rolo de pneus, capazes de aplicar elevadas pressões (120 psi ou 0,84 MPa).
- d) O controle de compactação deve obrigatoriamente ser feito através de levantamentos defletométricos com viga Benkelman. A compactação deve prosseguir até que a deflexão característica não exceda à admissível para o projeto. Sugere-se como valor máximo  $80 \times 10^{-2}$  mm, mas é desejável que a deflexão característica não exceda  $60 \times 10^{-2}$  mm.

Os desempenhos dos pavimentos ensaiados na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos confirmam a importância de adotar-se os cuidados adicionais referidos.

Salienta-se, finalmente, a importância da abertura da camada de macadame seco ao tráfego de equipamentos de construção rodoviária e de veículos em geral, antes da execução do revestimento ou de outra camada granular ou cimentada. Isto, conforme salienta a especificação de serviço DAER-ES-P 07/91 permitirá a identificação e correção de defeitos de compactação.

Na análise desenvolvida na seção 9.4 se discute a espessura mínima de projeto da camada de macadame seco com basaltos alterados.

### 9.2.3 - O revestimento

Por motivos econômicos, embora contrariando o indicado pela especificação de serviço DAER-ES-P 07/91, sugere-se a execução de um tratamento superficial duplo com capa selante, sobre a camada de macadame seco previamente imprimada.

Os teores de ligante e de agregados serão determinados em projeto. Os teores referidos na seção 5.2.5 desta tese se mostraram satisfatórios, podendo-se atribuir a exsudação ocorrida (especialmente durante a solicitação da Pista 04) à baixa velocidade do rodado do Simulador de Tráfego.

Certamente, a adoção de um revestimento mais nobre resultará em maior capacidade estrutural do pavimento, refletindo-se no aumento da sua vida útil. Entretanto, a adoção desse tipo de revestimento somente se justifica em pavimentos de rodovias de tráfego pesado, onde os agregados pétreos devem ser de qualidade superior.



### 9.3 - DRENAGEM DOS PAVIMENTOS

No capítulo 7, ao se discutir os resultados experimentais desta tese, foi salientada, em diversas passagens, a precariedade da drenagem dos pavimentos construídos na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos. Essa deficiência foi responsável, por exemplo, pelas diferenças entre as flechas medidas em seções do mesmo setor ensaiado, submetidas ao mesmo nível de tráfego.

Sabe-se que em qualquer projeto rodoviário é absolutamente necessário garantir um sistema de drenagem eficiente. Essa regra é válida também para pavimentos de rodovias coletoras, a despeito do menor volume de tráfego comercial que elas se destinam a suportar.

A drenagem do pavimento para captar as águas de infiltração deve ser eficiente, de forma a impedir o acúmulo de água nas camadas de sub-base e base. Os acostamentos argilosos devem ser providos de camada drenante ou drenos subterrâneos rasos longitudinais, com coletores transversais convenientemente espaçados.

Em termos de drenagem superficial, salienta-se a importância do correto dimensionamento e da limpeza e desobstrução de valetas e rápidos.

Em termos de drenagem subterrânea, é necessário identificar com certeza a profundidade e o regime de flutuação do lençol freático, construindo-se, sempre que necessário, drenos para interceptar e remover as águas subterrâneas ascendentes.

A Figura 9.1, reproduzida por Brown (1996) exemplifica a influência do ingresso de água e da drenagem nas deformações permanentes de diversos materiais granulares.

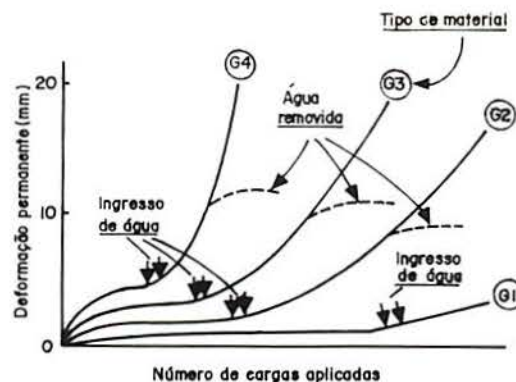


FIGURA 9.1 - Influência da água, da drenagem e do tipo de material granular no acúmulo de deformações permanentes [Freeme e Sevas (1985), apud Brown (1996)].

#### 9.4 - DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DELGADOS COM BASALTOS ALTERADOS

Para o dimensionamento de pavimentos delgados com emprego de basalto alterado, propõe-se o modelo (8.18), com as seguintes considerações:

- a) Carga de eixo C igual à padrão brasileira, ou seja  $C = 82 \text{ kN}$ ;
- b) Valores de  $\beta_i$  obtidos na análise probabilística, apresentada na seção 8.5.2, com confiabilidade  $R = 80\%$  (Tabela 8.7). Esse nível de confiabilidade é indicado pelo *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures* [AASHTO (1993)] para rodovias rurais; sendo adequado para a finalidade dos pavimentos projetados, que é proporcionar condições de tráfego com conforto e segurança em rodovias.

Assim, o modelo de dimensionamento resulta:

$$\log N_p = 5,25 - 3,97 \log (82) + 4,12 \log E + 1,98 \log IS$$

e

$$\log N_p = -2,35 + 4,12 \log E + 1,98 \log IS \quad (9.1)$$

onde  $N_p$  é o número de operações da carga de eixo padrão (82 kN),  $E$  é a espessura do pavimento (tratamento superficial + camada de basalto alterado), em cm, e  $IS$  é a resistência à compressão puntiforme de corpos de prova imersos,  $IS(50)_{\text{imerso}}$ , em MPa.

Nas Tabelas 9.1 a 9.3 exemplifica-se o emprego da equação (9.1), com os valores de  $IS(50)_{\text{imerso}}$  dos basaltos alterados das Jazidas E e F, respectivamente iguais a 3,80 MPa e 6,85 MPa, e da Jazida C. Os valores de  $E$  são 18,5; 23,5 e 34,5 cm, correspondentes às espessuras de basalto alterado de 16 cm, 21 cm e 32 cm; somados aos 2,5 cm do tratamento superficial.

A Figura 9.2 apresenta as curvas de dimensionamento, originadas da aplicação do modelo (9.1) para basaltos de três procedências estudados por Arnold (1993): Jazida E e Jazida F, utilizados nos pavimentos analisados nesta tese, e a Jazida C, localizada no município de Alegrete, cujo  $IS(50)_{\text{imerso}}$  é 5,95. Para esta última jazida, o quociente entre as resistências nas condições imerso e seco ao ar é 0,79 (amostra C2 do Quadro 3.4).

Introduziu-se essa jazida nesta análise com finalidade puramente comparativa, indicando que o modelo (9.1) pode ser empregada para basaltos de jazidas com  $IS(50)_{\text{imerso}}$  incluído no intervalo [3,80 MPa ; 6,85 MPa].



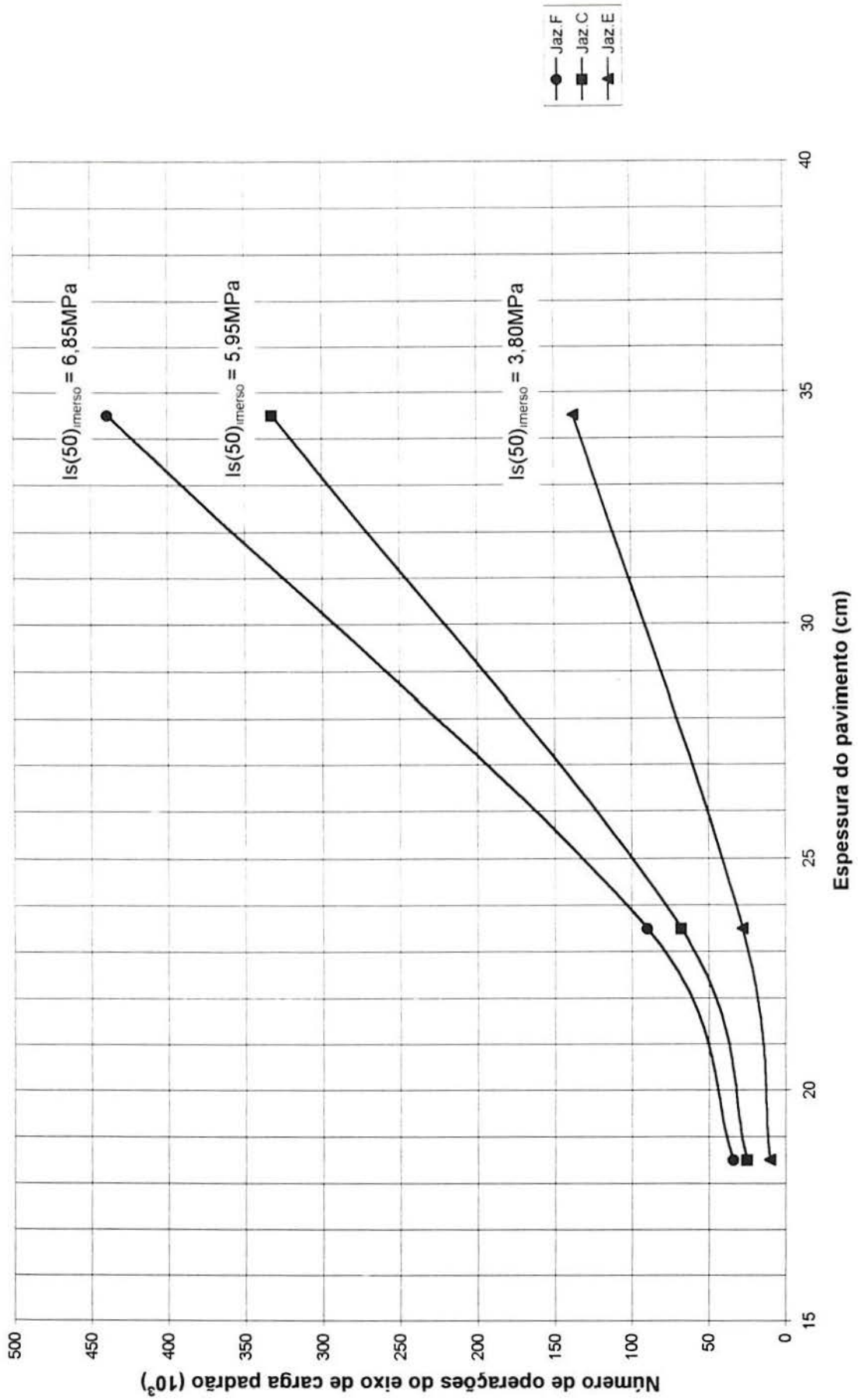


FIGURA 9.2 - Curvas de dimensionamento de pavimentos delgados com basaltos alterados

TABELA 9.1 - Número admissível de ciclos de carga de eixo padrão para pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida E

	Espessura do pavimento (cm)		
	18,5	23,5	34,5
$N_p (10^3)$	10	28	137

TABELA 9.2 - Número admissível de ciclos de carga de eixo padrão para pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida F

	Espessura do pavimento (cm)		
	18,5	23,5	34,5
$N_p (10^3)$	34	90	439

TABELA 9.3 - Número admissível de ciclos de carga de eixo padrão para pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida C

	Espessura do pavimento (cm)		
	18,5	23,5	34,5
$N_p (10^3)$	25	68	332

Observando-se os dados das Tabelas 9.1 a 9.3 e a Figura 9.2, constata-se que:

- A espessura de 18,5 cm deve ser evitada, mesmo para pavimentos com volume de tráfego comercial muito baixo.
- Se o basalto alterado tiver  $I_s(50)_{\text{imerso}}$  de no mínimo 5 MPa [respeitando também o critério de Arnold (1993)], a espessura intermediária (23,5 cm), poderá ser adotada para pavimentos de volume de tráfego muito baixo ( $N \cong 50.000$ ).
- Um pavimento com espessura de 34,5 cm, construído com basalto alterado com  $I_s(50)_{\text{imerso}} \geq 3,80$  MPa será plenamente capaz de suportar um volume de tráfego  $N = 10^5$ , característico de rodovias coletoras.
- É grande a significância do fator “espessura do pavimento”, refletida no expoente 4,12. Uma variação de 10% na espessura do pavimento ocasiona uma variação de 48% no número de ciclos de carga que o pavimento suportará. Na prática



rodoviária não se devem aceitar espessuras construídas menores que as projetadas, o que implica rigorismo no controle topográfico da execução.

Salienta-se que o modelo (9.1) e as curvas da Figura 9.2 pressupõem um subleito com características semelhantes às descritas na seção 9.1.1 .

#### 9.5 - FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE CARGA PARA PAVIMENTOS DELGADOS CONSTRUÍDOS COM BASALTOS ALTERADOS

Um dos objetivos da pesquisa sobre o comportamento mecânico de pavimentos com basalto alterado era a obtenção de fatores de equivalência de carga capazes de contemplarem as especificidades das estruturas típicas nas quais os basaltos alterados são empregados, e do tráfego de rodovias coletoras.

Considera-se que a equivalência entre cargas de eixos seja dada pela equação clássica:

$$FEC = N'/N = [C/C']^a \quad (9.2)$$

na qual  $N'$  e  $N$  são os números de aplicação das cargas  $C'$  e  $C$ , correspondentes a um mesmo estado de degradação do pavimento.

A definição acima, evidencia que o conceito de equivalência de carga está intimamente relacionado ao tipo de dano que se considera.

Esse conceito foi introduzido na análise dos pavimentos do *AASHO Road Test*, considerando como dano a redução de serventia do pavimento, avaliada através da variação do *PSI (Present Seviceability Index)*.

Por outro lado, em 1961 foram propostos fatores de equivalência de carga pelo *US Corps of Engineers*, em função da estrutura dos pavimentos e da resistência do subleito. Esses fatores foram adotados no Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis do DNER, na sua versão original.

A equivalência de cargas tem sido amplamente discutida por pesquisadores brasileiros. Destacam-se os trabalhos relatados por Pereira (1985), Pereira (1992), Ceratti e Schmidt (1987) e da Silva e Domingues (1993). Mais recentemente, Fernandes Jr. (1994) abordou detalhadamente o assunto em sua tese de doutorado, desenvolvendo uma análise paramétrica com emprego de programas computacionais.

Entretanto, como salientam Medina e Motta (1997), os fatores de equivalência de cargas continuam sendo o “calcanhar de Aquiles” da engenharia rodoviária brasileira, e também internacional.

Uma das potencialidades de instalações para ensaios em verdadeira grandeza de pavimentos, como a Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, é justamente possibilitar o estabelecimento de fatores de equivalência de carga que reflitam as condições de tráfego, clima e estruturas de pavimentos regionais.

Núñez, Ceratti e Oliveira (1996 a) demonstraram, baseados em resultados parciais, que o expoente  $\alpha$  da equação (9.2) assume valores diferentes conforme o tipo e o nível de dano considerado. Anteriormente, Autret, de Boissoudy e Gramsammer (1988) tinham encontrado valores de  $\alpha$  entre 8,2 e 9,6, considerando a flecha como dano, e entre 1,3 e 2,1, adotando a fissuração como critério de ruptura .

Nesta seção são propostos fatores de equivalência de carga, baseados nas análises determinística e probabilística apresentadas na seção 8.5. Fica evidenciado que o tipo de dano considerado é a flecha, e o nível de dano 25 mm.

Deve salientar-se que os fatores de equivalência propostos se limitam à configuração do rodado do Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS utilizada na solicitação dos pavimentos experimentais; ou seja, valem para eixos simples com rodas duplas. A extensão desses fatores a outras configurações de carga (eixos tandem, pneus extralargos, etc) pode ser objeto de análise computacional, embora sua validação pressuponha uma nova análise experimental.

Também se observa que em futuras pesquisas será possível a completa instrumentação de pavimentos experimentais, com a instalação de sensores de pressão e deformação, os quais permitirão determinar fatores de equivalência mecânicos, que são mais adequados por permitirem a análise racional de pavimentos.

#### 9.5.1 - Fatores de equivalência de carga determinísticos

Os coeficientes  $\beta_2$  apresentados na Tabela 8.6, refletem a agressividade das cargas de eixo, do ponto de vista puramente determinístico. Como os valores desse expoente são praticamente iguais, para os dois grupos analisados (pavimentos construídos com basalto alterado da Jazida F e com materiais das duas jazidas), pode-se na equação (9.2) adotar-se para  $\alpha$  o valor de  $\beta_2 = 4,6$ .

Assim, têm-se os fatores de equivalência de carga apresentados na Tabela 9.4.



TABELA 9.4 - Fatores de equivalência de carga determinísticos

Fatores de equiv. de carga	Carga de eixo (kN)					
	82	90	100	110	120	130
Jazidas E + F	1,00	1,54	2,52	3,92	5,87	8,52

## 9.5.2 - Fatores de equivalência de carga probabilísticos

Os fatores de equivalência probabilísticos, são função também do nível de confiabilidade adotado, bem como da procedência do basalto alterado, uma vez que os expoentes  $\beta_2$  apresentados nas Tabelas 8.7 a 8.9 diferem. Assim o espelham os valores apresentados nas Tabelas 9.5 a 9.7.

TABELA 9.5 - Fatores de equivalência probabilísticos com R = 80%

Fatores de equiv. de carga	Carga de eixo (kN)					
	82	90	100	110	120	130
Jazida F	1,00	1,44	2,17	3,15	4,43	6,06
Jazidas E + F	1,00	1,45	2,20	3,21	4,53	6,23

TABELA 9.6 - Fatores de equivalência probabilísticos com R = 90%

Fatores de equiv. de carga	Carga de eixo (kN)					
	82	90	100	110	120	130
Jazida F	1,00	1,42	2,13	3,05	4,25	5,56
Jazidas E + F	1,00	1,41	2,09	2,98	4,12	5,55

TABELA 9.7 - Fatores de equivalência probabilísticos com R = 95%

Fatores de equiv. de carga	Carga de eixo (kN)					
	82	90	100	110	120	130
Jazida F	1,00	1,42	2,12	3,04	4,23	5,73
Jazidas E + F	1,00	1,40	2,05	2,89	3,95	5,28

Uma análise dos valores apresentados nas Tabelas 9.4 a 9.7 permite constatar que:

- a) Os fatores de equivalência de carga determinísticos são maiores que os probabilísticos. A magnitude da diferença varia com o nível de confiabilidade adotado e com a carga de eixo, refletindo as diferenças entre os expoentes  $\beta_1$ .
- b) Os fatores de equivalência de carga probabilísticos são função do nível de confiabilidade adotado; embora a variação não seja acentuada (no máximo 20%).
- c) As diferenças entre os fatores de equivalência de carga probabilísticos entre os grupos (Jazida F e Jazidas E + F) não é significativa, com exceção dos correspondentes a  $R = 95\%$ . Mesmo nesse caso, as diferenças entre fatores escassamente alcança os 10%.

Na Tabela 9.8 comparam-se os fatores de equivalência de carga probabilísticos correspondente a 80% de confiabilidade, obtidos experimentalmente nesta tese, com os determinados através de diversos métodos.

TABELA 9.8 - Comparação entre fatores de equivalência de carga de vários métodos

Método	Fatores de equivalência para a carga de		
	100 kN	110 kN	130 kN
Experimental com $R = 80\%$	2,20	3,21	6,23
<i>US Corps of Engineers</i> <sup>1</sup>	3,53	6,20	17,59
AASHTO <sup>2</sup>	2,39	3,62	7,46
Deflexão Superficial <sup>3</sup>	3,26	5,76	15,58
$\epsilon_{\text{vertical}}$ do subleito <sup>4</sup>	2,48	3,73	7,90
LCPC (critério flecha) <sup>5</sup>	3,29 a 5,97	5,83 a 10,49	15,88 a 39,91

<sup>1</sup> - Adotados no Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis do DNER

<sup>2</sup> - Adotados no Procedimento PRO-159/85 do DNER

<sup>3</sup> - Critério mecânico incluído no PRO-10/79 do DNER

<sup>4</sup> - Critério mecânico sugerido por Santucci, apud Pereira (1992)

<sup>5</sup> - Obtidos com emprego de simulador de tráfego radial

Observa-se que:

- a) Os fatores de equivalência determinados experimentalmente são semelhantes aos mecânicos que consideram a deformação específica vertical no topo do subleito. Tal semelhança se justifica considerando que o subleito contribui para a formação



da flecha, adotada como tipo de dano na análise probabilística desta tese. Entretanto, a semelhança diminui com o aumento da carga de eixo, uma vez que o expoente  $\alpha$  na equação proposta por Santucci, apud Pereira (1992) é 4,48, portanto superior ao 3,97, considerado para determinação dos fatores de equivalência experimentais.

- b) Os fatores de equivalência de carga experimentais também se assemelham aos da AASHTO, o que a princípio não se justificaria, uma vez que estes últimos se fundamentam no conceito de serventia, que é função, principalmente, da irregularidade do pavimento. Entretanto, é possível relacionar a flecha com o PSI. Croney (1972), citado por Brown e Brunton (1984), verificou a existência desta relação em pavimentos ingleses. À flecha de 25 mm corresponderia um PSI de 2.
- c) Embora os fatores de equivalência do LCPC também se fundamentem na flecha, esses valores diferem notadamente dos experimentais desta tese. Tal pode ser atribuído às diferenças de espessuras e naturezas dos pavimentos considerados. Salienta-se que ao considerarem a fissuração como dano, os fatores de equivalência do LCPC, são menores do que os obtidos pela análise probabilística.
- d) Os fatores de equivalência obtidos experimentalmente diferem acentuadamente dos do *US Corps of Engineers* e do critério mecanístico da máxima deflexão no topo do pavimento. Isto não surpreende, já que esses métodos consideram a deformabilidade elástica dos pavimentos; enquanto que os fatores de equivalência determinados experimentalmente se fundamentam em deformações plásticas.

Também cabe salientar que os fatores de equivalência de carga apresentados nas Tabelas 9.4 a 9.7 consideram o número de ciclos de carga e não o número de coberturas, como fazem alguns métodos, como por exemplo o do *US Corps of Engineers*.

Apresentam-se nas Tabelas 9.9 a 9.14 os números de ciclos de carga ( $N_f$ ) que conduzem os pavimentos à condição terminal (flecha de 25 mm), considerando espessuras de projeto de 18,5 cm; 23,5 cm e 34,5 cm e os basaltos alterados analisados na tese. Os valores de  $N_f$  foram calculados através do modelo (8.18), considerando-se os coeficientes  $\beta_i$  da Tabela 8.7 ( $R = 80\%$ ), correspondentes às Jazidas E + F, e os valores de  $I_s(50)_{\text{imerso}}$  das Jazidas F e E, iguais a 6,85 MPa e 3,80 MPa, respectivamente.

TABELA 9.9 - Ciclos de carga para  $f = 25$  mm (Jazida F - espessura do pavim.: 18,5 cm)

Carga de eixo (kN)	82	90	100	110	120	130
$N_f (10^3)$	34	23	15	10,5	7	5

TABELA 9.10 - Ciclos de carga para  $f = 25$  mm (Jazida F - espessura do pavim.: 23,5 cm)

Carga de eixo (kN)	82	90	100	110	120	130
$N_f (10^3)$	90	62	41	28	20	14,5

TABELA 9.11 - Ciclos de carga para  $f = 25$  mm (Jazida F - espessura do pavim.: 34,5 cm)

Carga de eixo (kN)	82	90	100	110	120	130
$N_f (10^3)$	439	303,5	200	137	97	70,5

TABELA 9.12 - Ciclos de carga para  $f = 25$  mm (Jazida E - espessura do pavim.: 18,5 cm)

Carga de eixo (kN)	82	90	100	110	120	130
$N_f (10^3)$	10	7	5	3	2,3	1,7

TABELA 9.13 - Ciclos de carga para  $f = 25$  mm (Jazida E - espessura do pavim.: 23,5 cm)

Carga de eixo (kN)	82	90	100	110	120	130
$N_f (10^3)$	28	19	13	9	6	4,5

TABELA 9.14 - Ciclos de carga para  $f = 25$  mm (Jazida E - espessura do pavim.: 34,5 cm)

Carga de eixo (kN)	82	90	100	110	120	130
$N_f (10^3)$	137	94,5	62	43	30	22

Os valores apresentados nestas tabelas refletem a significância do efeito da carga de eixo, para as diversas espessuras de pavimentos construídos com os basaltos alterados analisados nesta tese, o que também é observado nas Figuras 9.3 e 9.4.

Com esta discussão encerra-se o capítulo, onde se propôs um método para dimensionamento de pavimentos delgados, construídos com emprego de basaltos alterados. Esse método parece contemplar as especificidades do tráfego de rodovias coletoras e do material analisado. Entretanto, se enfatiza necessidade de calibrá-lo através da observação sistemática de pavimentos semelhantes em serviço.



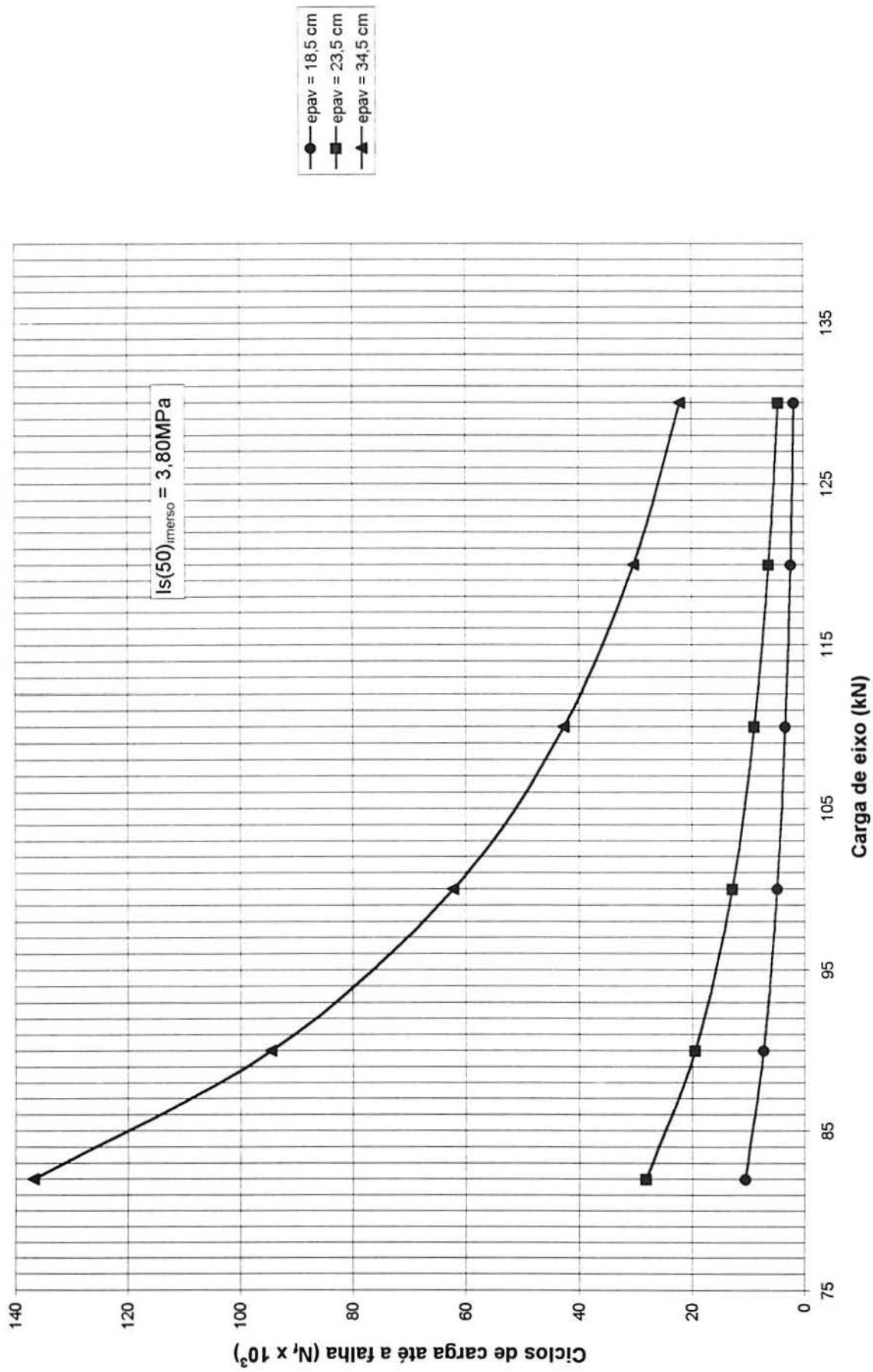


FIGURA 9.3 - Significância do efeito da carga de eixo para as diversas espessuras de pavimentos construídos com basalto alterado da jazida E

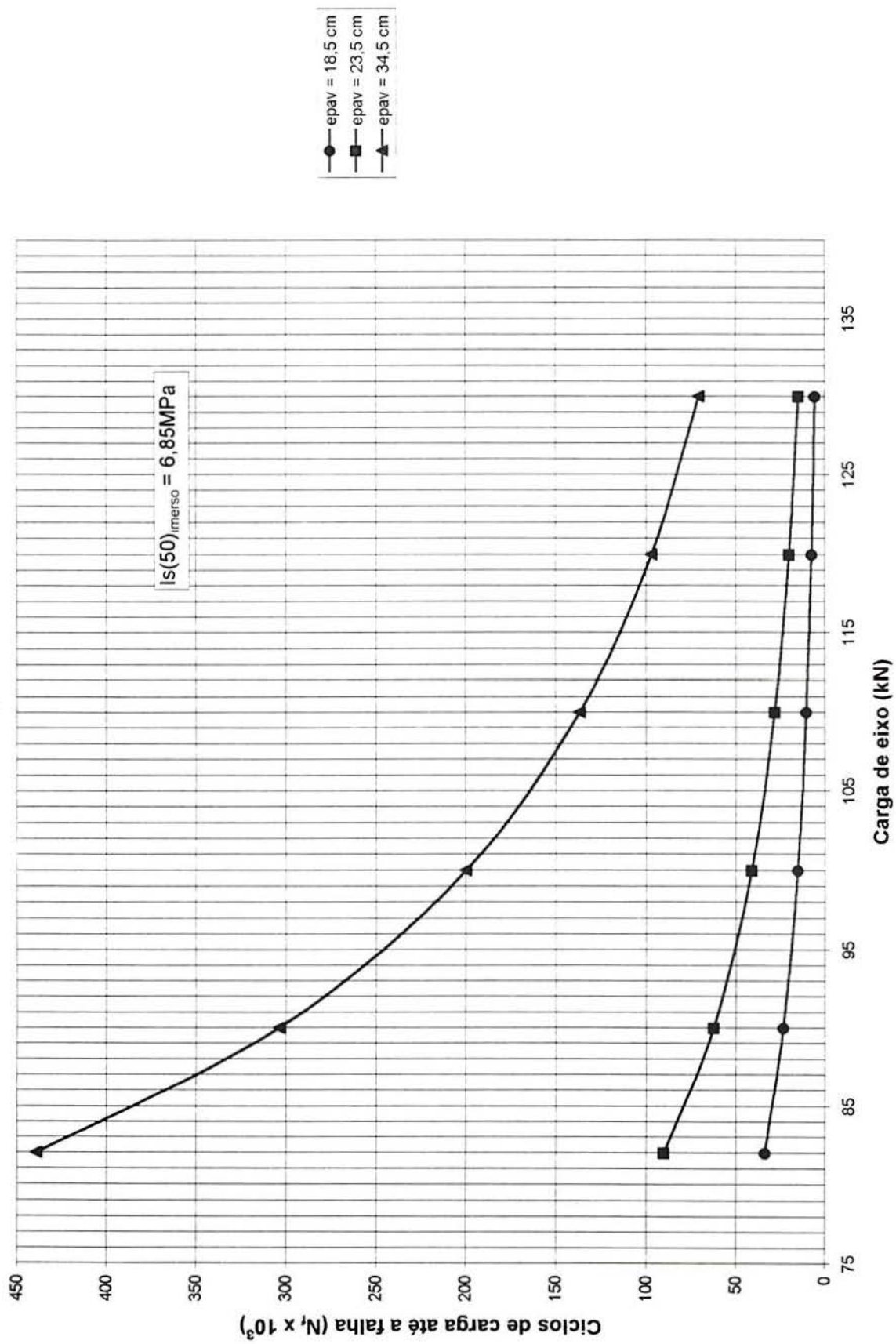


FIGURA 9.4 - Significância do efeito da carga de eixo para as diversas espessuras de pavimentos construídos com basalto alterado da jazida F



## 10 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Esta tese constitui o coroamento da terceira etapa de um amplo projeto de pesquisa iniciado em 1992, com o objetivo de estudar os basaltos alterados, materiais alternativos abundantes no Rio Grande do Sul e em outros estados da federação, bem como em países vizinhos, e verificar sua possibilidade de aplicação na pavimentação de rodovias coletoras (ou estradas vicinais). Anteriormente, tinham sido desenvolvidos estudos laboratoriais que permitiram que Arnold (1993) propusesse um critério de aceitação para basaltos alterados e tinha sido concebido e construído um equipamento simulador de tráfego, utilizado na solicitação dos pavimentos experimentais analisados nesta tese.

É mister salientar que a pesquisa não se encerra no atual estágio. Em breve, alguns pavimentos já ensaiados receberão uma camada asfáltica de reforço, com o objetivo de estudar técnicas de recuperação e otimizar a utilização dos resultados até então obtidos, na prática rodoviária. Nesse contexto, será de grande valia a instrumentação das pistas experimentais. Em paralelo, avançam os estudos complementares sobre a qualificação dos basaltos alterados, assunto da tese de doutorado do engenheiro Gilnei P. Arnold. Também se reforça a necessidade de se comparar os resultados destas pesquisas com o desempenho apresentado por pavimentos rodoviários já construídos com esses materiais e a aplicação dos ensinamentos na construção de novos trechos.

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões do estudo do comportamento mecânico de pavimentos experimentais construídos com emprego do material analisado. Essas conclusões são apresentadas de maneira seqüencial, seguindo a estrutura da tese. Observam-se aspectos relevantes sobre os basaltos alterados e as lições geradas na construção das pistas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos. Especial ênfase é conferida à análise dos resultados obtidos na solicitação dos pavimentos experimentais com o Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS.

Também são feitas algumas sugestões sobre aspectos a serem considerados nas próximas pesquisas, visando complementar os ensinamentos desta tese. Acredita-se, que assim se estará contribuindo para o sucesso das próximas pesquisas.

## 10.1 - CONCLUSÕES DA PESQUISA

A análise dos resultados das etapas anteriores e, principalmente os desta pesquisa, permite inferir que:

- 1) O Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS é um instrumento ímpar para a análise experimental em verdadeira grandeza, permitindo reproduzir em um curto período as solicitações a que são submetidos os pavimentos ao longo de suas vidas de projeto.
- 2) A principal desta tese é que a hipótese testada na pesquisa deve ser aceita, ou seja que: "O desempenho de pavimentos com camadas de basalto alterado, avaliado em pistas experimentais, autoriza o emprego do material na pavimentação extensiva de rodovias coletoras, com garantia de boa qualidade técnica e notável economia."
- 3) Para construção de camadas de macadame seco com basaltos alterados a especificação de serviço DAER-ES-P 07/91 se mostra adequada, mas se observa que a molhagem após a conclusão da vibração da camada tem efeitos deletérios, devendo, portanto, ser excluída da referida especificação. É fundamental que na construção de macadame a seco com basaltos alterados o material de enchimento seja aplicado tão seco quanto possível, a fim de que a camada apresente bom comportamento quanto a deformações plásticas e elásticas. A compactação da camada de basalto alterado deve ser iniciada com rolo liso vibratório e concluída com rolo pneumático autopropulsor, capaz de aplicar elevadas pressões (até 0,84 MPa). O controle de compactação através de levantamentos defletométricos com viga Benkelman é recomendável para todas as camadas do pavimento e do subleito e deve tornar-se obrigatória no controle de execução do macadame seco. Sugere-se o valor de  $80 \times 10^{-2}$  mm como máximo para a deflexão característica da camada; embora valores menores sejam desejáveis e possíveis de serem obtidos com prosseguimento da compactação. A abertura ao tráfego após a conclusão do macadame seco e antes da execução do revestimento é importante para evidenciar defeitos construtivos, permitindo seu reparo em tempo.
- 4) A ocorrência de trincamento restringiu-se aos pavimentos mais delgados das Pistas 01, 03 e 04. As fissuras, cujas aberturas eram inicialmente da ordem de 1 a 2 mm, evoluíram tornando-se trincas, com aberturas que alcançaram em alguns casos até 8 mm. Nessas pistas o trincamento nas bordas foi ocasionado, fundamentalmente, pelas excessivas deformações permanentes registradas no pavimento, e em especial na camada de basalto alterado.



- 5) Apenas no setor 0110, após 16.500 passagens da carga de eixo de 100 kN, e no setor 0113 após 3.200 ciclos de carga de eixo de 130 kN verificou-se o surgimento de trincamento por fadiga de baixo nível de severidade. De maneira geral, o trincamento se desenvolveu em duas etapas. Durante a primeira fase (até 10% do pavimento trincado), a evolução foi muito pequena, ao passo na segunda a fissuração evolui em um ritmo bem mais rápido.
- 6) Além do trincamento foram registradas outras formas de degradação superficial, tais como: desgaste superficial com grau de severidade de médio a baixo, formação zonas de acumulação de água e exsudação. Nos setores 0413 e 0408 a combinação de elevadas temperaturas e da baixa velocidade do rodado ocasionou grave exsudação, com arrancamento do revestimento.
- 7) A evolução das deformações plásticas com o tráfego é exponencial. A flecha,  $f_N$ , correspondente a um número de aplicações de carga,  $N$ , é função de uma flecha inicial,  $f_0$ , e do afundamento estrutural.  $f_0$  caracteriza uma fase de consolidação no início da vida do pavimento, e sua magnitude depende dos parâmetros de construção. O afundamento estrutural traduz a influência da carga e do tipo de pavimento. Para um mesmo pavimento, quanto maior a carga de eixo aplicada, maior o afundamento estrutural. As deformações permanentes registradas nos pavimentos ensaiados se mostraram dependentes do grau de saturação do subleito e da camada de basalto e do nível da tensão principal maior  $\sigma_1$ . Nos pavimentos bem dimensionados (Pistas 07 e 08), após um rápido crescimento inicial, a velocidade de deformação plástica se estabiliza (a níveis baixos) e as deformações permanentes crescem quase linearmente com o número de cargas.
- 8) A avaliação *post-mortem* demonstrou que a contribuição do revestimento na flecha total é pequena. As camadas de basalto alterado foram as mais afetadas pelas deformações permanentes. Em média, as flechas no basalto foram iguais a 15 mm (50% da flecha total) no setor 0110 e a 10 mm (30% da flecha total) no setor 0113. Nos setores 0413 e 0408 os afundamentos médios na camada de basalto alterado foram 12 mm e 11 mm (50% e 40% da flecha total, respectivamente).
- 9) A avaliação *post-mortem* igualmente permitiu constatar a boa capacidade de suporte do solo empregado como subleito. Mesmo com as elevadas tensões transmitidas, decorrentes do subdimensionamento dos pavimentos das Pistas 01 e 04, o subleito não sofreu deformações excessivas.
- 10) A análise petrográfica, realizada em amostras coletadas na abertura das Pistas 01 e 04, revelou, como era de se esperar, que os basaltos alterados não sofreram

alteração química durante a realização do experimento. Problemas de amostragem não permitiram obter resultados consistentes nos ensaios de características mecânicas, realizados em materiais coletados na avaliação *post-mortem*.

- 11) Os resultados dos 54 levantamentos defletométricos, que totalizaram 362 deflexões medidas, mostram que o pior comportamento quanto a deformações elásticas foi registrado no setor 0413, com aumento de 117% na deflexão característica, ao final do tráfego. Já no setor 0408, a carga atuante causou dano bem menor. Deve-se salientar que essa estrutura foi subdimensionada, como revelaram os maus comportamentos plástico e elástico, traduzidos por elevadas flechas e deflexões após um tráfego inferior a  $10^4$  operações do eixo com carga padrão. Os comportamentos elásticos dos dois setores da Pista 01 também apresentaram diferenças que evidenciam a importância da magnitude da carga de eixo. No setor 0113 se observou um crescimento das deflexões, que no final do ensaio eram 50% superiores ao valor inicial. Já no setor 0110 as deflexões característica, máxima e mínima, não variaram significativamente ao longo do período de solicitação. É possível que o pior comportamento elástico do setor 0113 possa ser debitado à extensão do trincamento nas bordas do pavimento, que ocorreu de forma mais intensa e rápida do que no setor 0110.
- 12) Destaca-se que apesar do subdimensionamento do pavimento da Pista 01 (espessura real de apenas 17,4 cm), o seu comportamento global (deflexões e flechas) foi surpreendente, superando em muito o da Pista 04 (que tinha 3 cm a mais de espessura). Isso é indicativo da superioridade do basalto alterado da Jazida F (Frederico Westphalen) em relação ao da Jazida E (Ibirubá).
- 13) Os pavimentos das Pistas 07 e 08, com espessuras reais respectivamente iguais a 32 e 36 cm apresentaram excelente comportamento elástico durante os períodos de solicitação. As deflexões oscilaram muito pouco (em geral  $\pm 10\%$ ), a despeito das variadas condições climáticas em que foram medidas (desde o fim da primavera de 1996 à metade do inverno de 1997). O valor médio das deflexões nesses pavimentos foi de aproximadamente 0,50 mm.
- 14) Nos setores 0311e 0308 as deflexões também se mantiveram relativamente estáveis durante os ensaios, embora em níveis 20 a 30% superiores às correspondentes aos pavimentos mais robustos.
- 15) A comparação entre as evoluções das deformações permanentes e elásticas com o tráfego nos setores ensaiados, mostra que o basalto alterado da Jazida F é mais resistente às deformações do que o da Jazida E. Quanto aos mecanismos de



degradação, a avaliação *post-mortem* sugere que nos pavimentos construídos com basalto alterado agregado da Jazida E predomina a quebra do agregado pouco resistente. Já nos construídos com basalto alterado da Jazida F predomina o deslocamento do agregado, mas apenas nos pavimentos muito esbeltos.

- 16) A retroanálise das bacias defletométricas foi feita manualmente, com emprego do programa computacional ELSYM5, que considera os módulos de resiliência como sendo constantes no interior de cada camada. Essa consideração é limitadora quando se trabalha com materiais de comportamento elástico não-linear, característico dos agregados e solo analisados nesta tese. Portanto, os módulos retroanalisados com o ELSYM5 devem ser considerados apenas como indicativos aproximados de capacidade estrutural, representando valores médios no interior das camadas. Observa-se, entretanto, uma boa concordância entre as deformadas medidas e as calculadas a partir dos módulos retroanalisados, com a ressalva de que as deflexões medidas nos pontos mais afastados da ponta da viga ( $x = 120$  cm) geralmente diferem em 1 ou 2 centésimos de mm em relação às calculadas.
- 17) Há coerência entre os resultados dos módulos médios das Pistas 01, 03, 07, construídas com basalto alterado da Jazida F. As Pistas 01 e 03 foram executadas em uma só camada e o módulo de resiliência médio de 77 MPa, pode então ser considerado adequado para o pavimento dessas pistas. No caso da Pista 07, o valor médio de 157 MPa reflete o efeito do maior esforço de compactação na construção do pavimento, com espessura de 32 cm. O valor de 160 MPa para o módulo médio da Pista 08, construída com basalto alterado da Jazida E também parece consistente. Tanto os valores do raio de curvatura da bacia,  $R_c$ , quanto os dos módulos médio, máximo e mínimo dessa pista são praticamente iguais aos da Pista 07, sugerindo que o efeito da compactação quase igual nas duas pistas devido à semelhança de suas espessuras tem efeito dominante, a despeito das diferentes resistências mecânicas dos agregados. Não se obteve um valor confiável para o módulo de resiliência médio da Pista 04, devido ao número pequeno de bacias. Por outro lado, do ponto de vista prático este pavimento teria vida muito curta, não se justificando a sua utilização.
- 18) Em uma análise global se observa que os módulos médios são relativamente baixos. Mesmo nos pavimentos mais robustos (Pistas 07 e 08) não ultrapassam 160 MPa. Em apenas 5 das 67 bacias retroanalisadas com sucesso o módulo de resiliência do pavimento foi superior ao do subleito. No processo de retroanálise o subleito foi dividido em três camadas, resultando em 201 valores de módulos de resiliência. A despeito da elevada variabilidade observada, decorrente de fatores

ambientais e do nível de tensões existente, se considera que o valor de 235 MPa é representativo do módulo de resiliência médio do subleito.

- 19) Na tentativa de se relacionar os módulos de resiliência do subleito dos pavimentos analisados nesta tese com a sucção, foram instalados tensiômetros ao longo dos setores ensaiados. Observou-se uma tendência de crescimento do módulo de resiliência com a sucção. Entretanto, suspeita-se que alguns dos valores de sucção medidos não sejam representativos das condições existentes no interior do subleito dos pavimentos ensaiados. Isto, porém, não invalida a tendência observada, que é coerente com resultados laboratoriais.
- 20) Como em todos os setores ensaiados se observou evolução das deformações permanentes com o número de ciclos de carga aplicado, optou-se por adotar este modo de degradação como critério de avaliação. Considerando que os pavimentos ensaiados são representativos de rodovias de baixo volume de tráfego, estabeleceu-se a flecha de 25 mm como critério de ruptura.
- 21) Com auxílio do programa computacional *ProTempo*, foram determinados os número de ciclos  $N_i$  de carga  $C_i$  que cada setor poderia suportar até a formação de uma flecha de 25 mm, através de análises determinística (modelo de Ribeiro) e probabilística (modelo de Weibull). Com esses resultados, e empregando o programa computacional *STATISTICA*, obteve-se equações de regressão múltipla, relacionando os números de ciclos  $N_i$  com a carga  $C_i$ , a espessura do pavimento e a procedência do basalto alterado. As regressões obtidas com valores resultantes de análises de confiabilidade, modelaram muito bem o comportamento dos pavimentos ensaiados.
- 22) Nas equações de regressão geradas a partir de dados de análises, tanto determinística quanto mecanística, se observa que os efeitos da carga de eixo, da espessura do pavimento e da procedência do basalto alterado na vida útil do pavimento são significativos. O número de solicitações necessárias para levar os pavimentos à condição definida como terminal (flecha de 25 mm) cresce exponencialmente com a espessura (expoente aproximadamente 4) e com o índice de compressão pontiforme imerso (expoente aproximadamente 2), e decresce, de forma também exponencial (4ª potência aproximadamente) com a carga de eixo.



- 23) Para o dimensionamento de pavimentos delgados com emprego de basalto alterado, propõe-se a equação:

$$\log N_p = -2,35 + 4,12 \log E + 1,98 \log IS$$

onde  $N_p$  é o número de operações da carga de eixo padrão (82 kN),  $E$  é a espessura do pavimento (tratamento superficial + camada de basalto alterado), em cm, e  $IS$  é a resistência à compressão puntiforme de corpos de prova de basalto alterado, previamente imersos,  $IS(50)_{\text{imerso}}$ , em MPa. Essa equação resulta de uma análise probabilística, empregando a distribuição de Weibull, com um nível de confiabilidade de 80%. É válida para valores de  $E$ , compreendidos no intervalo [18,5 cm ; 34,5 cm] e para valores de  $IS(50)_{\text{imerso}}$  incluídos no intervalo [3,80 MPa ; 6,85 MPa]. Considera-se ainda que o pavimento se assenta sobre um subleito constituído por solo de comportamento laterítico com módulo de resiliência médio de no mínimo 190 MPa.

- 24) A partir de equações de regressão, resultantes de análises determinística e probabilísticas com níveis de confiabilidade de 80%, 90% e 95%, propõem-se fatores de equivalência de carga, que refletem as especificidades do tráfego de rodovias coletoras e das características dos basaltos alterados, verificando-se que:
- Os fatores de equivalência de carga determinísticos são maiores que os probabilísticos. A magnitude da diferença varia com o nível de confiabilidade adotado e com a carga de eixo.
  - Os fatores de equivalência de carga probabilísticos são função do nível de confiabilidade adotado; embora a variação não seja acentuada (no máximo 20%, e geralmente menos do que 10%).
  - As diferenças entre os fatores de equivalência de carga probabilísticos entre os grupos (Jazida F e Jazidas E + F) não é significativa, com exceção dos correspondentes a  $R = 95\%$ . Mesmo nesse caso, as diferenças escassamente alcançam os 10%.
- 25) Ao comparar-se os fatores de equivalência de carga obtidos experimentalmente, com confiabilidade de 80%, com os correspondentes a algumas metodologias estrangeiras, e adotados no Brasil, observa-se que:
- Os fatores de equivalência determinados experimentalmente são semelhantes aos mecanísticos que consideram a deformação específica vertical no topo do subleito e também com os da AASHTO.
  - Os fatores de equivalência obtidos experimentalmente diferem acentuadamente dos do *US Corps of Engineers* e do critério mecanístico da máxima deflexão no topo do pavimento.

## 10.2 - ALGUMAS SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Com o objetivo de complementar os ensinamentos desta tese e contribuir para a evolução do estado do conhecimento sobre o comportamento de pavimentos construídos com basaltos alterados, sugere-se:

- 1) Instrumentar as pistas experimentais a serem construídas no futuro, bem como as camadas de reforço a serem executadas sobre pavimentos ensaiados nesta tese, objetivando medir as respostas estruturais dos pavimentos de uma forma mais abrangente do que a feita nesta etapa da pesquisa. Salienta-se que para a próxima pesquisa se conta com um bom número de células de pressão tipo diafragma e com uma centena de *strain gages* para a confecção de sensores de deformação. Também foram adquiridos equipamentos de informática, cabos de ligação e instrumentos para aquisição de dados. Algumas dezenas de sensores de deformação foram montados dentro do trabalho experimental desta tese, graças à transferência de tecnologia do Centro de Nantes do LCPC e ao indispensável aporte de recursos da FAPERGS.
- 2) Comparar as respostas estruturais (tensões, deformações e deflexões) medidas nos pavimentos experimentais com as calculadas através de modelos para análise estrutural. Nos últimos anos a análise numérica tem avançado de forma notável, principalmente com o emprego do método de elementos finitos, que permite contemplar o comportamento elástico não linear, característico de solos e materiais granulares que compõem os pavimentos. Cabe agora calibrar esses modelos através da análise experimental em verdadeira grandeza de pavimentos.
- 3) Verificar a aplicabilidade dos modelos disponíveis para estudo de degradação de pavimentos, enfatizando os que contemplam a evolução das deformações permanentes.
- 4) Através do ensaio das Pistas 05, 06, 09 e 10, que apresentam camadas de base em brita graduada sobrejacentes a sub-bases de basaltos alterados, propor coeficientes de equivalência estrutural para as camadas de macadame seco com basalto alterado. Isto permitirá ampliar a aplicabilidade do material e adaptar a equação de dimensionamento proposta nesta tese.
- 5) Executar camadas de reforço com revestimentos asfálticos por mistura sobre os Pistas 07 e 08, que apresentaram desempenho satisfatório nesta pesquisa.
- 6) Durante a execução das camadas de reforço mencionadas no item anterior instalar sensores para medir temperaturas (pares termelétricos ou termistores) no interior



do revestimento. Esse procedimento é indispensável no estudo da deformabilidade elástica de revestimentos asfálticos por mistura, de comportamento visco-elástico.

- 7) Verificar a validade da equação que relaciona o módulo de resiliência do subleito à sucção, sugerida por Núñez et al. (1997) e reproduzida nesta tese.
- 8) Estudar o emprego de finos de solos lateríticos como material de enchimento do macadame a seco com basalto alterado. Se comprovada a sua eficiência esta medida poderá representar substancial economia, uma vez que no processo de britagem dos basaltos alterados, a obtenção de pó é a etapa mais cara.

Finalizando, se observa que a Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos é indiscutivelmente um instrumento poderosíssimo para estabelecer um vínculo confiável entre ensaios de laboratório e o desempenho de pavimentos rodoviários. As nações mais desenvolvidas têm investido volumosos recursos e o esforço de seus pesquisadores no desenvolvimento de grandes instalações para ensaios em verdadeira grandeza.

O Estado do Rio Grande do Sul pode orgulhar-se de estar seguindo esse caminho, com a formação de uma parceria que envolve:

- \* a Escola de Engenharia da UFRGS com sua tradição secular de serviços prestados à sociedade, na formação de profissionais de destaque e no desenvolvimento de pesquisas inovadoras, com profundo significado prático;
- \* o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul com 60 anos de experiência e pioneirismo no contexto rodoviário nacional;
- \* a empresa Ipiranga Asfaltos S. A, a primeira a aderir ao Protocolo de Colaboração Consensual Técnico-Científica que deu origem à Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos; e
- \* a Associação Riograndense de Empreiteiras de Obras Públicas, que compreendeu a importância da pesquisa na evolução e aperfeiçoamento de técnicas de construção rodoviária.

O autor se sente honrado por ter participado de um projeto de tamanha magnitude.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - ALBERNAZ, C. A V. Retroanálise do módulo de resiliência de pavimentos flexíveis e de subleitos para fins de anteprojeto, análise estrutural e gerência de pavimentos. In:REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 28.,1994, Belo Horizonte. Anais... Rio de Janeiro:ABPv, 1994 v.1, p.626-657.
- 2 - ARNOLD, G. P. A Estudo do comportamento mecânico de basaltos alterados do Rio Grande do Sul para emprego em pavimentos rodoviários. Porto Alegre, 1993. 145p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- 3 - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. Washington, D.C., 1993.
- 4 - AUTRET, P.; de BOISSOUDY; GRAMSAMMER, J.C. Le Manège de fatigue du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Premiers résultats. Bulletin de Liaison du LCPC, Paris, n.155, p.33-45, 1988.
- 5 - AZAMBUJA, M. A E. Comunicação pessoal. Porto Alegre, 1996.
- 6 - BARKSDALE, R. D. Laboratory evaluation of rutting in base course materials. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL OF ASPHALT PAVEMENTS, 3., 1972, London. Proceedings..., p. 161-174.
- 7 - BARKSDALE ,R.D. Performance of base courses. In:CONFERENCE ON SOLUTIONS FOR PAVEMENT REHABILITATION PROBLEMS. 1.,1986, Atlanta. Proceedings... New York:ASCE, 1986, p.97-112.
- 8 - BAUS, R.L.; FOGG, J.A AASHTO flexible pavement design equation study. *Journal of Transportation Engineering*, New York, v.115,n.5, p.559-564, 1989.
- 9 - BEAVEN, P.; ROBINSON, R.; AKLILU, K. Experimental use of weathered basalt gravels on roads in Ethiopia. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON LOW-VOLUME ROADS, 4.,1987,Washington, DC. Proceedings... Washington, D.C.:Transportation Research Board, 1987 v.1, p.103-115, .
- 10 - BERNUCCI, L. B. Módulo resiliente de solos lateríticos e sua aplicação ao dimensionamento de pavimentos de vias de baixo volume de tráfego. In:SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1.,1997, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro:ABPv, 1997 v.2, p. 490-508.
- 11 - de BOISSOUDY, A; CAROFF,G.; PEYRONNE, C. Le Manuel de conception des chaussées à faible traffic. *Revue Générale des Routes et Aerodromes*, Paris, n.535, p.19-31, 1983.
- 12 - BONAQUIST, R.; MOGAWER, W. Analysis of pavement rutting data from the FHWA Pavement Testing Facility Superpave validation study. In:TRANSPORTATION RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING, 76., 1997, Washington, D.C. Proceedings... Washington:TRB, 1997.
- 13 - BONAQUIST, R.; SURDHAL, R.; MOGAWER, W. Effect of tire pressure on flexible pavement response and performance. *Transportation Research Record*, Washington, D.C., n.1227, p.97-106, 1989.



- 14 - BRASIL - DNER - Especificação 10-71. Pavimentação. Base de material estabilizado granulometricamente. Rio de Janeiro, 1971. 6p.
- 15 - BRASIL - DNER - Procedimento 008/94 - Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis. In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.6, 10p.
- 16 - BRASIL - DNER - Procedimento 010/79 - Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.6, 31p.
- 17 - BRASIL - DNER - Procedimento 011/79 - Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.6, 16p.
- 18 - BRASIL - DNER - Procedimento 159/85 - Projeto de restauração de pavimentos flexíveis e semi-rígidos. In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.6, 31p.
- 19 - BRASIL - DNER - Método de ensaio 024/94 - Pavimento - Determinação das deflexões pela viga Benkelman. In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.1, 6p.
- 20 - BRASIL - DNER. Método de ensaio ME 035/94 - Agregados - Determinação da abrasão Los Angeles. In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.1, 2p.
- 21 - BRASIL -DNER. Método de ensaio ME 049/94 - Solos - Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não-trabalhadas. In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.1, 14p.
- 22 - BRASIL -DNER. Método de ensaio ME 051/94 - Solos - Análise Granulométrica. In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.1, 12p.
- 23 - BRASIL -DNER. Método de ensaio ME 089/94 - Agregados - Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio. In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.1, 6p.
- 24 - BRASIL -DNER. Método de ensaio ME 092/94 - Solos - Determinação da massa específica aparente "in situ", com emprego do frasco de areia. In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.1, 5p.
- 25 - BRASIL -DNER. Método de ensaio ME 093/94 - Solos - Determinação da densidade real. In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.1, 4p.
- 26 - BRASIL -DNER. Método de ensaio ME 122/94 - Solos - Determinação do limite. De liquidez. In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.2, 7p.
- 27 - BRASIL -DNER. Método de ensaio ME 124/94 - Solos - Compactação utilizando amostras não trabalhadas. In:COLETÂNEA DE NORMAS. Rio de Janeiro:DNER, 1994, v.2, 7p.
- 28 - BRASIL - Ministério dos Transportes. Anuário Estatístico dos Transportes, 1995. Brasília, 266p., 1996.
- 29 - BRILLET, F. Construction de lois d'évolution de l'état des chaussées par la méthode des lois de survie. Bulletin de Liaison du LCPC, Paris, n.197, p.43-53, 1995.
- 30 - BROWN, S.F. Soil Mechanics in pavement engineering. Géotechnique, London, v.46 n.3, p.383-426, 1996
- 31 - BROWN, S. F.; BRODRICK, B. V. Nottingham Test Facility. Transportation Research Record, Washington, D.C., n.810, p.67-72
- 32 - BROWN, S. F.; BRUNTON, J. M. Improvements to pavement strain criterion. Journal of Transportation Engineering - ASCE. New York, v.110, n.6, p.551-567, 1984.

- 33 - BROWN, S. F.; BUSH, D. I. Dynamic response of model pavement structure. *Transportation Engineering Journal - ASCE*, New York v.98(TE4), p.1005-1022, 1972.
- 34 - BROWN, S. F.; CHAN, F. W. K. Reduced rutting in unbound granular pavement layers through improved grading design. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. London, n.117, p.40-49, 1996.
- 35 - BROWN, S. F.; O'RELILLY, M. P. The relationship between California Bearing Ratio and elastic stiffness for compacted clays. *Ground Engineering*, London, p.27-31. Oct. 1990.
- 36 - BROWN, S. F. e PELL, P. S. Subgrade stress and deformation under dynamic load. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division - ASCE*, New York, M1, p.17-46, 1967.
- 37 - BUCH, N. Calibration of pavement design models using field data. *Journal of Transportation Engineering - ASCE*. New York, v.123, n.2, p.132-135, 1997.
- 38 - CAMPOS, T. M. P.; DELGADO, C. C.; TIBANA, S.; AGUILAR, S. A S.; FONSECA, E. C. Determinação da curva característica de sucção em laboratório. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1., 1992, Rio de Janeiro, *Anais...* v.1, p.835-850.
- 39 - CARDOSO, S. H. Faixas de módulos dinâmicos (elásticos) obtidos por retroanálise durante sete anos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29., 1995, Cuiabá. *Anais...* Rio de Janeiro:ABPv, 1995 v.2, p.377-399.
- 40 - CAREY, W. N.; IRICK, P. E. The pavement serviceability perform concept. *HRB Bulletin*, Washington, D.C., n.250, 1960.
- 41 - CERATTI, J. A P.; OLIVEIRA, J. A Equipamento simulador de tráfego desenvolvido pelo DAER/RS e UFRGS. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 27., 1993, Teresina. *Anais...* Rio de Janeiro:ABPV, 1993 v.1, p.380-393.
- 42 - CERATTI, J. A P.; SCHMIDT, L. A Los factores de equivalencia de ejes viales: apuntes referentes a la técnica brasileña. 1987
- 43 - CHEN, D. H.; FULTS, K.; MURPHY, M. The primary results for the first TxMLS test pad. In: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING, 76., 1997, Washington, D.C. *Proceedings...* Washington:TRB, 1997.
- 44 - CHRISTISON, J. T.; ANDERSON, K. O; SHIELDS, B. P. In situ measurements of strains and deflections in a full-depth asphalt concrete pavement. *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v.47, p.398-433, 1978.
- 45 - CHUA, K. H.; der KIUREGHIAN, A; MONISMITH, C. L. Stochastic model for pavement design. *Journal of Transportation Engineering - ASCE*, New York, v.118, n.6, p.769-786, 1992.
- 46 - COREE, B.; BUTTON, J. W. Full-scale rutting of large stone asphalt mistures. In: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING, 76., 1997, Washington, D.C., *Proceedings...* Washington:TRB, 1997
- 47 - CORTÉ, J-F; CAROFF, G. Effets de surface. Experimentation sur le manège de fatigue. *Revue Générale des Routes et Aerodromes*, Paris, hors serie 1, p.30-32, 1994.
- 48 - CRONEY, D. *The design and performance of road pavements*. London: Her Majesty' Stationery Office, 1977.
- 49 - CRONEY, D.; LOE, J. A Full-scale pavement design experiment on A1 at Alconbury Hill, Huntingdonshire. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, London, v.30, p.225-270, 1965.



- 50 - DAER. Especificação de Serviço ES-P- 03/91 - Sub-base com produto total de britagem primária (rachão). Porto Alegre:DAER/RS, 1991. p.47-52.
- 51 - DAER. Especificação de Serviço ES-T- 05/91 - Aterros. Porto Alegre:DAER/RS, 1991. p.23-31.
- 52 - DAER. Especificação de Serviço ES-P- 07/91 - Macadame Seco. Porto Alegre: DAER/RS, 1991. p.69-79.
- 53 - DAER. Especificação de Serviço ES-P- 08/91 - Base Granular. Porto Alegre: DAER/RS, 1991. p.81-89.
- 54 - DAER. Especificação de Serviço ES-P- 12/91 - Imprimação. Porto Alegre:DAER/RS, 1991. p.121-126.
- 55 - DAER. Especificação de Serviço ES-P- 15/91 - Tratamento Superficial Duplo. Porto Alegre: DAER/RS, 1991. p.145-156.
- 56 - DAER. Especificação de Serviço ES-T- 21/91 Capa Selante. Porto Alegre:DAER/RS, 1991. p.237-242.
- 57 - DARTER, M. I. Requirements for reliable predictive pavement models. *Transportation Research Record*, Washington, D.C., n.766, p.25-31, 1980
- 58 - DEMPWOLFF, R.; SOMMER, P. Comparison between measured and calculated stresses and strains in flexible road structures. In:INTERANTIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 3., 1972, London, *Proceedings...*, p.786-794, 1972.
- 59 - DODSON, B. *Weibull Analysis*. Milwaukee:ASQC Quality Press, 1994.
- 60 - DOMINGUES, F. A A Avaliação funcional dos pavimentos: Síntese sobre serventia e medição de irregularidade. In:REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 25., 1991, São Paulo. *Anais...* Rio de Janeiro:ABPv, 1991, v.4, p.2287-2326.
- 61 - DOMINGUES, F. A A *MID Manual para identificação de defeitos de revestimentos asfálticos de pavimentos*. São Paulo:Felippe Augusto Aranha Domingues, 87p., 1993
- 62 - DUFFELL, J. R.; PAN, J. K. Minor road deterioration: causes, consequences and maintenance options. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, London, n.117, p.278-290, 1996.
- 63 - EDIL, T. B.; MOTAN, S. E. Soil-Water potencial and resilient behaviour of subgrade soils. *Transportation Research Record*, Washington, D.C., v.705, p.54-63, 1979
- 64 - FERNANDES J. L. *Investigação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos*. São Carlos, 1995, 313p. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia da USP.
- 65 - FREDLUND, D. G.; BERGAN, A T.; SAUER, E. K. Deformation characteristics of subgrade soils for highways and runways in Northern environments. *Canadian Geotechnical Journal*, v.12,n.2, p.213-223, 1975.
- 66 - FREDLUND, D. G.; BERGAN, A T.; WONG, T. K. Relationship between resilient modulus and stress conditions for cohesive subgrade soils. *Transportation Research Record*, washington, D.C., n.466, p.73-81, 1977.
- 67 - GEHLING, W. Y. Y. - comunicação pessoal, 1997.
- 68 - GROENENDIJK J.; VOGELZANG, C. H.; MOLENAAR, A A A; MANTE , B. R.; DOHMEN, L. J. M. LINTRACK response measurements: determination of the damaging effects of several wheel load configurations. In: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING, 76., 1997, Washington, D.C. *Proceedings...* Washington:TRB, 1997.

- 69 - GROSSI, L. C.; BALTHAZAR, M. A; REGO, J. J. V. Concepção, objetivos e programação de utilização da pista experimental da pista circular do IPR/DNER no estudo de pavimentos de concreto rolado. In:REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 25., 1991, São Paulo. Anais...Rio de Janeiro:ABPv, v.4, p.2395-2411, 1991.
- 70 - GUSFELDT, K. H.; DEMPWOLFF, K. R. Stress and strain measurements in experimental sections under controlled loading conditions. In:CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 2., 1967, Ann Arbor. Proceedings..., p.663-669, 1967.
- 71 - HAAS, R.; HUDSON, W. R. Pavement management systems. New York:McGraw-Hill, 1978.
- 72 - HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. Factors influencing the resilient response of granular materials. Highway Research Record, Washington, D.C., n.345, p.15-31, 1971.
- 73 - HODGES, J. W.; ROLT, J.; JONES, T. E. The Kenya road transport cost study: research on road deterioration. TRRL LABORATORY REPORT. Crowthorne, n.673, 56p., 1975.
- 74 - HOFSTRA, A; VAHLKERING, C. P. The modulus of asphalt layers at high temperatures: comparison of laboratory measurements under simulated traffic conditions with theory. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 3., 1972, London. Proceedings... , p.430-443.
- 75 - HORN, M. R. Estudo do comportamento de um solo residual de granito não saturado. Porto Alegre, 1997. 145p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- 76 - HORNYCH, P.; CORTÉ, J-F; PAUTE, J-L. Étude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées. Bulletin de Liaison du LCPC, Paris, n.184, p.45 -55, 1993.
- 77 - HUANG, Y. H. Pavement analysis and design. Englewood Cliffs:Prentice Hall, 805p.,1993
- 78 - HUHTALA, M., PIHLAJAMAKI, J.; PIENIMAKI, M. Effects of tires and tires pressures on road pavements. Transportation Research Record, Washington, D.C., n.1227, p.107-114, 1989.
- 79 - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS - ISRM - Comission on Testing Methods. Suggested method for determining point load strength (revised version). International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts, Oxford, v.22, p.51-60, 1985.
- 80 - KINGHAM, R. I.; KALLAS, B. F. Laboratory fatigue and its relationship to pavement performance. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 3., 1972, London. Proceedings... , p.849-865.
- 81 - KLOMP, A J. G.; NIESMAN, T. W. Observed and calculated strains at various depths in asphalt pavements. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 2., 1967, Ann Arbor. Proceedings... , p.671-687.
- 82 - KOBISCH, R.; GRAMSAMMER, J-C; KERZREHO, J-P; MALOT, M.; JOLIVET, Y.; VANISCOTE, J-C. Modulototal® TE2: développement d'un bitume pour enrobé en assise de chaussée. Experimentation sur le manège de fatigue du LCPC. Revue Générale des Routes et Aerodromes, Paris, n.747, p.37-49, 1997.



- 83 - LIDDLE, W. J. Application of AASHO road test results to the design of flexible pavement structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 1., 1962, Ann Arbor. Proceedings... , p.42-51.
- 84 - LIMA, E. - comunicação pessoal, 1997.
- 85 - LISTER, N. W.; MAYO, A F. A gauge for the measurement of transient and long term displacement in road pavements. *Road Research Laboratory Record*, Crowthorne, n.353, 1970
- 86 - LONG, B.; HOSSAIN, M.; GISI, A J. Seasonal variation of backcalculated subgrade moduli. In:TRANSPORTATION RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING, 76., 1997, Washington, D.C. Proceedings... Washington, D.C.:TRB, 1997
- 87 - LU, C. J.; MEEKER, W. Q. Using degradation measures to estimate a time-to-failure distribution. *Technometrics*, v.35,n.2, p.161-174, 1993.
- 88 - MEDINA, J. Tropical soils and climates in pavement mechanics studies. In:INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1., 1997, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam:Balkema, 1997, p.103-115.
- 89 - MEDINA,J.; MOTTA, L. Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos de baixo volume de tráfego. In:SIMPÓSIO INTERNACIONAL SOBRE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1., 1997, Rio de Janeiro. Anais..., Rio de Janeiro:ABPv, 1997, v.1., 9.190-199,
- 90 - MEDINA, J.; MACEDO, J. A F.; MOTTA, L. M. G.; ALBERNAZ, C. A V. Utilização de ensaios defletométricos e de laboratório para avaliação estrutural de pavimentos. In:REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 28., 1994, Belo Horizonte. Anais..., Rio de Janeiro:ABPv, 1994, v.1, p.597-625
- 91 - MEYER, A H.; HUDSON, W. R. Preliminary guidelines for material requirements of low-volume roads. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON LOW-VOLUME ROADS, 4., 1987, Washington, D.C., Proceedings..., Washington, D.C.:TRB, 1987, v.1, p.260-268.
- 92 - MIRADI, A J., GROENENDIJK, L. J. M.; DOHMEN, L. J. M. Crack development in LINTRACK test pavements: from visual condition to pixel analysis. In:TRANSPORTATION RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING, 76., 1997, Washington, D.C., Proceedings..., Washington, D.C.:TRB, 1997.
- 93 - MITCHELL, T. WesTrack: the road to solutions. *PUBLIC ROADS On-Line*, Autumn 1996. (via Internet). <http://www.thfrc.gov/pubrds/fall96/p96au23.htm>
- 94 - MITCHELL, T. Test roads: designing the pavements of the future. *PUBLIC ROADS On-Line*, Autumn 1996. (Internet) <http://www.thfrc.gov/pubrds/fall96/p96au26.htm>
- 95 - MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas.** Rio de Janeiro, 1991. Tese de doutorado em Engenharia Civil - COPPE/UFRJ.
- 96 - MOTTA, L. M. G.; MACEDO, J. A G.; ALBERNAZ, C. V.; MEDINA, J. Análise estrutural através de ensaios de laboratório e campo - um caso estudado. In:ENCONTRO DO ASFLATO,12., 1994, Rio de Janeiro. Anais..., 1994.
- 97 - MOTTA, L. M. G.; MACEDO, J. A G.; MEDINA, J.; VIANNA, A A; RABAÇA, S. R. Avaliação estrutural de trechos experimentais na rodovia carvalho Pinto - análise preliminar. In:REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO,29., 1995, Cuiabá. Anais..., Rio de Janeiro:ABPv, 1995, v.2,p.283-309.
- 98 - NANNI, L. F.; RIBEIRO, J. L. D. **Projeto e avaliação de experimentos.** Porto Alegre:CPGEC/UFRGS, Caderno de Engenharia 17, 1992



- 99 - NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo:Editora Vilibor. 1995. 213p.
- 100 - NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A P.; OLIVEIRA, J. A. Os primeiros resultados obtidos nas pistas experimentais solicitadas pelo Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS. In:REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO,31., 1996, Salvador. Anais..., Rio de Janeiro:ABPv, 1996, v.2,p.922-952.
- 101 - NÚÑEZ, W. P.; NAKAHARA, S.; RODRIGUES, M. ; CERATTI, J. A P.; GEHLING, W.Y.Y. A influência da sucção no módulo de resiliência de um subleito típico de pavimentos com baixo volume de tráfego a partir de medidas in situ. In:SIMPÓSIO INTERNACIONAL SOBRE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1., 1997, Rio de Janeiro. Anais..., Rio de Janeiro:ABPv, 1997, v.2, p.437-454.
- 102 - ODEZUGO, L. O; DONALD, I. B.; PARKIN, A K. The effect of traffic loads and environmental conditions on resilient modulus. In: Australian Road Research Board Conference, 17., 1994. Proceedings... v.2, p.191-198.
- 103 - ORGANISATION DE COOPÉRATION ET DE DÉVELOPPEMENT ÉCONOMIQUES-OCDE *Essais en vrai grandeur des superstructures routières*. Paris:OCDE, 1985, 112p.
- 104 - ORGANISATION DE COOPÉRATION ET DE DÉVELOPPEMENT ÉCONOMIQUES-OCDE *Essai OCDE en vrai grandeur des superstructures routières*. Paris:OCDE, 1991, 276p.
- 105 - OLIVER, J. W. H.; JAMESON, G. W.; SHARP, K. G.; VERTESSY, N. J.; JOHNSON-CLARKE, J. R.; ALDERSON, A. J. An evaluation of the rut-resistant properties of asphalt mixes under field and laboratory conditions. In:TRANSPORTATION RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING, 76., 1997, Washington, D.C. Proceedings...Washington, D.C.:TRB, 1997.
- 106 - PATERSON, W. D. O Deformation in asphalt concrete wearing courses caused by traffic. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 3., 1972, London. Proceedings..., 1972, 317-325.
- 107 - PAUTE, J-L; HORNYCH, P.; BENABEN, J-P. Comportement mécanique des graves non traitées. *Bulletin de Liaison du LCPC*, Paris, n.190, 1994, p.27-38.
- 108 - PAUTE, J-L, JOUVE, P.; MARTINEZ, J.; RAGNEAU, E. Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples. *Bulletin de Liaison du LCPC*, Paris, n.156, 1988, p.21-36.
- 109 - PEREIRA, A M. *Análise crítica dos fatores de equivalência adotados pelo DNER e sua adequação às rodovias de tráfego pesado*. Curitiba:ABPv, 330 p., 1985.
- 110 - PEREIRA, D. R. M. *Contribuição ao estudo de fatores de equivalência de carga*. Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, 1992.
- 111 - PIGOIS, M. L.; DUMONT, A G.; HEFTI, J. J. *Superstructures routières dans des conditions climatiques extrêmes*. Lausanne:EPFL, 1983, 42p.
- 112 - PITTMAN, D. W. Application of reliability-based concepts to the Corps of Engineers CBR pavement design procedure. In:TRANSPORTATION RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING, 76., 1997, Washington, D.C. Proceedings..., Washington,D.C.:TRB, 1997.
- 113 - POHL, L.; RIBEIRO, J. L. D.; MOUTINHO SILVA, M. *Modelos de degradação*. Relatório Técnico 02/97. Porto Alegre:PPGEP/UFRGS, 1997.



- 114 - POTTER, J. F.; MAYHEW, H. C.; MAYO, A P. Instrumentation of the full-scale experiment on A1 Trunk Road at Conington, Huntingdonshire. Road Research Laboratory Report, Crowthorne, n.296, 1969.
- 115 - PUMPHREY, N. D.; LENTZ, R. W. Deformation analyses of Florida highway subgrade sand subjected to repeated load triaxial tests. Transportation Research Record, Washington, D.C., n.1089, p.49-56, 1986.
- 116 - QUEIROZ, C. A V. Modelos de desempenho de pavimentos: desenvolvimento e aplicação. Rio de Janeiro:IPR, 1982, 66p.
- 117 - RIBEIRO, J. L. D. Seminário sobre confiabilidade. Notas de aula. Inédito, 1994.
- 118 - ROCHA FILHO, N. R. Estudo de técnicas para avaliação estrutural de pavimentos por meio de levantamentos deflectométricos. Dissertação de Mestrado. São José dos Campos:ITA, 1996, 143p.
- 119 - RODRIGUES, R. M. Aplicações da mecânica dos pavimentos ao projeto e à avaliação estrutural dos pavimentos asfálticos. In:REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29., 1995, Cuiabá. Anais..., Rio de Janeiro:ABPv, 1995, v.2, p.322-345.
- 120 - RODRIGUES, M. R. 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, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. (1997).
- 121 - SANTANA, H. Introdução à mecânica dos pavimentos de baixo custo. In:REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 27., 1993, Teresina. Anais...Rio de Janeiro:ABPv, 1993, v.1, p.488-522.
- 122 - SANTOS, J. D.; MOTTA, L. M. G.; PINTO, S.; MIRANDA, L. M. Análise mecanística de trechos de rodovias do estado de Mato Grosso. In:REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29., 1995, Teresina. Anais..., Rio de Janeiro:ABPv, 1995, v.2, p.258-281.
- 123 - SCHMIDT, L. A; CERATTI, J. A P. Equivalência de cargas de eixos no projeto de restauração de pavimentos flexíveis - Uma avaliação baseada em considerações defletométricas. In:REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 22., 1987, Maceió. Anais..., Rio de Janeiro:ABPv, 1987, v.2, p.347-362.
- 124 - SILVA, G. A; DOMINGUES, F. A A Algumas reflexões sobre cargas equivalentes. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 27., 1993, Teresina. Anais..., Rio de Janeiro:ABPv, 1993, v.1, p.430-457.
- 125 - SPARROW, R. W.; TORY, C. Behaviour of a soil mass under dynamic loading. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division/ASCE, New York, n.92, p.59-83, 1966.
- 126 - SUCCIO, N. M. Minnesota Road Research Project. TR News, New York, n.20, p.2-6, 1992
- 127 - SZAFRON, B. J.; FREDLUND, D. G. Monitoring matric suction in the subgrade of unpaved roads. In:CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE , 45., 1992. Paper n.52., 10p.
- 128 - THROWER, E. N.; LISTER, N. W.; POTTER, J. F. Experimental and theoretical studies of pavement behaviour under vehicular loading in relation to elastic theory. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 3., 1972, London. Proceedings..., 1972, p.521-535.

- 129 - ULLIDTZ, P. A fundamental method for prediction of roughness, rutting and cracking of pavements. *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v.48, p.557-586, 1979.
- 130- ULLIDTZ, P. *Pavement Analysis*. New York:Elsevier Science, 1987, 318p.
- 131 - van VUUREN, D. J. Pavement performance in the S12 road experiment, na AASHO satellite test road in South Africa. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 3., 1972, London. *Proceedings...*, 1972,p.938-945.
- 132 - WANG, M. C.; LARSON, T. D. Performance evaluation for bituminous-concrete pavements at the Pennsylvania State test track. *Transportation Research Record*, Washington, D.C., n.632, p.21-27, 1977.
- 133 - WITCZAK, M. W. Uses and misuses of pavement deflection data. In:INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PAVEMENT EVALUATION AND OVERLAY DESIGN, 2., 1989, Rio de Janeiro. *Proceedings...*, 1989.
- 134 - YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. *Principles of pavement design*. New York:John Wiley and sons, 1975.
- 135 - ZHOU, H.; RADA, G. R.; ELKINS, G. E. Investigation of backcalculated moduli using deflections obtained at various locations in a pavement structure. In:TRANSPORTATION RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING, 76., 1997, Washington, D. C. *Proceedings...*, 1997.



## ANEXO 1 - ANÁLISE PETROGRÁFICA DE AMOSTRAS DE BASALTOS ALTERADOS EMPREGADOS NA CONSTRUÇÃO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

(Extraído de laudos elaborados pelo Prof. Dr. Evandro Lima, do CPGq-IG-UFRGS.)

### A1 - AMOSTRA DA JAZIDA E (IBIRUBÁ)

#### A1.1 - Aspectos macroscópicos

“Macroscopicamente a rocha é holocristalina com textura afanítica a fanerítica fina e uma cor cinza avermelhada, característica determinada pela alteração que precipitou oxidados de ferro. Superficialmente a rocha é mais alaranjada devido à maior intensidade da alteração superficial, que ressalta a presença de grãos brancos identificados como plagioclásio. O aspecto facetado da amostra indica que esta estava originalmente posicionada na região de colunados de um derrame basáltico.”

#### A1.2 - Aspectos microscópicos

##### Considerações Texturais:

A avaliação da lâmina delgada permite reconhecer ao microscópio uma condição dominante holocristalina, exceto em alguns locais onde se observa textura intersertal definida como espaços ocupados por material de baixa cristalinidade. Adicionalmente constata-se a presença de pequenos grãos de clinopiroxênio. De forma também localizada observa-se a presença de fenocristais de plagioclásio, mais raramente clinopiroxênio, caracterizando uma textura porfirítica...

... A mineralogia primária está representada por plagioclásio cálcico (labradorita), clinopiroxênio e minerais metálicos. O produto de cristalização final está representado por feldspato, possivelmente plagioclásio, com hábito acicular (agulhas), dispersos em material de baixa cristalinidade e baixíssima birrefringência de cor castanha clara à luz natural. (Fotomicrografia 1). Possivelmente, trata-se de produtos silicosos (polimorfos de sílica), aos quais agregam-se por alteração filossilicatos e, possivelmente, oxidados de ferro. O hábito acicular do plagioclásio indica condições finais de cristalização rápida, portanto, com uma elevada taxa de resfriamento.

A trama cristalina não possui uma orientação preferencial.

### Composição:

A mineralogia essencial é constituída por plagioclásio e clinopiroxênio, à qual associa-se percentagens acessórias de minerais metálicos. Tanto o clinopiroxênio como os minerais opacos apresentam modificações parciais a totais para um produto castanho-avermelhado a vermelho, opticamente compatível com goethita e hematita.

... Os cristais possuem dimensões em geral em torno de 0,4 mm, exceto os raros fenocristais que atingem 1,5 mm. É comum nesta fase, quando bem cristalizada, um microfraturamento que em geral é preenchido por mica branca, possivelmente illita ou muscovita... Tais microfraturas podem ter sido desenvolvidas por modificação de volume quando do resfriamento do magma ou por algum fenômeno tectônico...

O clinopiroxênio, opticamente identificado como do grupo da augita, apresenta à luz natural desde um aspecto incolor até castanho claro. Tons castanhos mais escuros são observados em grãos parcialmente a totalmente alterados... Localizadamente ocorrem como fenocristais atingindo neste caso 0,6 mm, porém em geral possuem dimensões da ordem de 0,3 mm. Comparativamente com os plagioclásios, os clinopiroxênios estão mais alterados para uma associação de argilo-minerais + oxidados de ferro (Fotomicrografia 2).

Os produtos finais de cristalização são definidos como as últimas percentagens de líquido magmático que ocupam os espaços já no limite da solidificação da rocha. Estes são de natureza feldspática, por vezes quartzo-feldspáticas, mais raramente com quartzo, além de produtos argilosos (Fotomicrografias 1 e 3) sobre os quais associam-se agulhas de plagioclásio (Fotomicrografia 2). Neste último caso possuem uma cor castanha com argilo-minerais e oxidados de ferro localizados também entre os espaços dos grãos, interpretados como transformações secundárias dos produtos finais de cristalização. Estes argilo-minerais ocorrem como agregados.

Os minerais secundários estão representados por argilo-minerais e hidróxidos e óxidos de ferro... Os produtos finais de cristalização são responsáveis pela presença de material quartzo-feldspáticos entre os grãos primários, além de um material castanho claro à luz natural constituído por argilo-minerais... Adicionalmente destaca-se a presença de oxidados de ferro, sugerindo tratar-se de goethita e hematita.

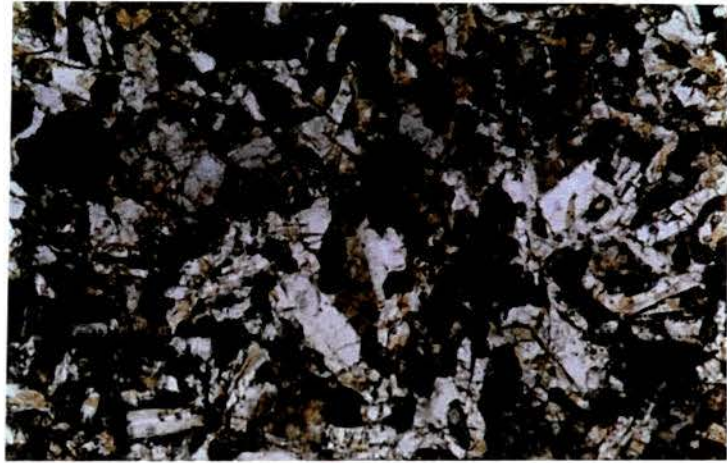
### Classificação Petrográfica:

A natureza fanerítica fina a afanítica, localizadamente porfirítica da amostra associada a uma mineralogia plagioclásio cálcico + clinopiroxênio permite classificar a amostra como um basalto.

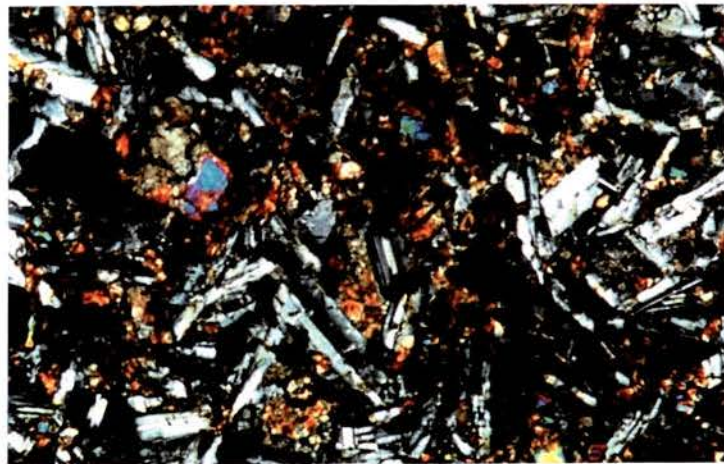




FOTOMICROGRAFIA 1



FOTOMICROGRAFIA 2



FOTOMICROGRAFIA 3

## A1.2 - AMOSTRA DA JAZIDA F (FREDERICO WESTPHALEN)

### A1.2.1 - Aspectos macroscópicos

Macroscopicamente a rocha é holocristalina, com textura fanerítica fina e uma cor cinza-avermelhada, característica esta desenvolvida pela precipitação de oxidados de ferro... Superficialmente possui uma tonalidade mais alaranjada devido à maior intensidade de alteração intempérica. Nesta região observa-se mais facilmente a presença de plagioclásios, que ocorrem como pequenos grãos brancos. O aspecto facetado da amostra permite sugerir que estava originalmente localizada na porção colunar de um derrame basáltico.

### A1.2.2 - Aspectos microscópicos

#### Considerações Texturais:

A avaliação da lâmina delgada permite reconhecer ao microscópio uma natureza predominantemente holocristalina e equigranular, sendo o conjunto fanerítico fino, definido por grãos observados a olho nu, porém com dimensões inferiores a 1 mm. A mineralogia primária é constituída por plagioclásio, clinopiroxênio e minerais metálicos. Estas fases são envolvidas por uma baixa percentagem de produtos finais de cristalização, opticamente compatível com intercrescimento de quartzo + feldspato, associação esta que caracteriza uma natureza micrográfica. A mineralogia secundária é representada por goethita + hematita, associação esta normalmente desenvolvida sobre clinopiroxênios. Adicionalmente observa-se também mica branca...

A trama cristalina não possui uma orientação preferencial.

#### Composição:

A mineralogia essencial da amostra é constituída por plagioclásio e clinopiroxênio, a qual associa-se percentagens acessórias de minerais metálicos, por vezes modificados para um material castanho avermelhado, possivelmente originados da meteorização dos máficos, determinando uma pigmentação de hidróxidos de ferro. (Fotomicrografia A2.a)

A investigação dos aspectos microscópicos de cada fase mineral mostra que o plagioclásio possui conteúdo de anortita, compatível com labradorita... Os cristais possuem dimensões em torno de 0,2 mm.

Observa-se nos grãos a presença de um microfraturamento transversal ao alongamento, aparentemente desenvolvido pela modificação de volume quando do resfriamento do magma ou por algum fenômeno tectônico. Este microfraturamento não é



muito intenso e geralmente é ocupado por filossilicatos incolores à luz natural, cujas características sugerem uma composição compatível com illita ou muscovita (Fotomicrografia 5), sendo a diferença entre ambos o maior conteúdo de sílica e menor de potássio da primeira... A alteração do plagioclásio é incipiente sendo registrada por mica branca ao longo de microfraturas e clivagens. À luz natural observa-se que ao longo destes traços de descontinuidade concentra-se também material pigmentado, possivelmente hidróxidos de ferro. Porém o aspecto límpido e incolor domina.

O clinopiroxênio, opticamente identificado como do grupo da augita, apresenta à luz natural uma cor castanha clara, nas porções bem preservadas. Os grãos são subédricos com hábito subarredondado a alongado e por vezes ocorrem na forma de microagregados. Possuem em geral dimensões que variam de 0,1 mm até 0,3 mm. Possuem microfraturas transversais ao alongamento, e, por vezes, observa-se que alguns grãos possuem finíssimas lamelas... Comparativamente com os plagioclásios estão mais alterados para uma associação de argilo-minerais + oxidados de ferro (Fotomicrografia 5)

Os minerais metálicos ocorrem em uma percentagem muito baixa em relação às demais fases cristalinas. São subédricos, com dimensões variáveis desde 0,1 mm a 0,3 mm. A alteração, quando presente, concentra-se principalmente nos limites dos cristais, na forma de uma estreita franja de cor avermelhada à luz natural, sugestiva de hematita ou goethita. Ocorrem também como produto da modificação do clinopiroxênio, concentrando-se neste caso, nas bordas destes ou ao longo de irregularidades dos grãos.

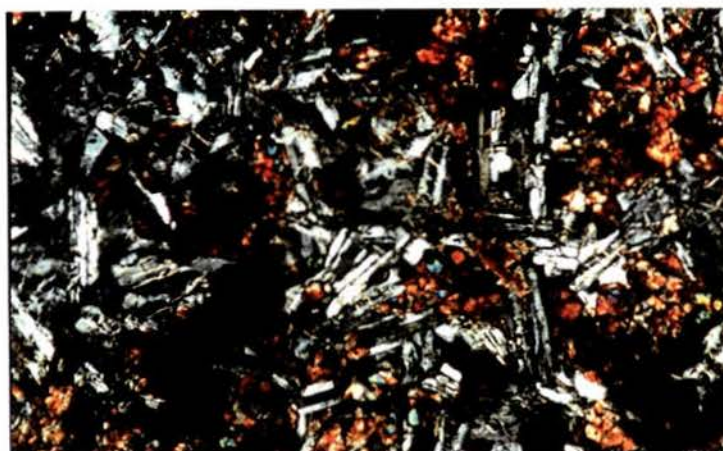
Os produtos finais de cristalização são definidos como as últimas percentagens de líquido magmático que ocupam os espaços já no limite da solidificação da rocha. Este é de natureza predominantemente quartzo-feldspática num arranjo sugestivo de uma condição micrográfica. Além deste observa-se a presença de um material de cor castanha, com argilo-minerais e oxidados de ferro (Fotomicrografias 4 e 5). São percentualmente muito baixos (<< 1%). (estimativa visual).

Os minerais secundários estão representados por argilo-minerais e hidróxidos e óxidos de ferro. Esta associação desenvolve-se predominantemente sobre os clinopiroxênios. Observa-se que os oxidados de ferro concentram-se nas bordas dos grãos e ao longo das microfraturas, enquanto os argilo-minerais concentram-se preferencialmente ao longo das clivagens... Constata-se também que esta argilização é acompanhada por fenômenos de oxidação que determinam uma pigmentação heterogênea dos argilo-minerais com tons acastanhados a avermelhados... Fenômenos de oxidação também estão presentes na transformação dos minerais opacos. Estes, provavelmente magnetitas (geralmente ricas em titânio nestes basaltos), são por vezes parcialmente a totalmente anelados por um material castanho-avermelhado, provavelmente goethita, além de um produto de cor vermelha

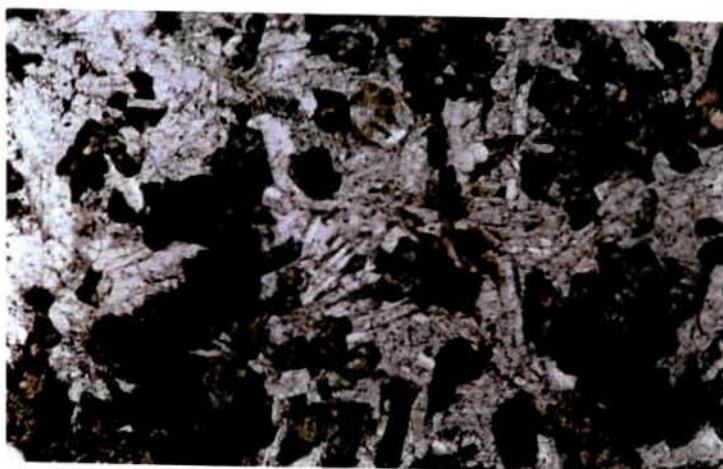
intensa com características de hematita... A transformação do plagioclásio é incipiente e constatada pela presença de mica branca ao longo das microfraturas, que por vezes concentra também oxidados de ferro.

Classificação Petrográfica:

A natureza fanerítica fina a afanítica da amostra, associada a uma mineralogia plagioclásio cálcio + clinopiroxênio, permite classificar a amostra como um basalto.



FOTOMICROGRAFIA 4



FOTOMICROGRAFIA 5



## ANEXO 2 - FLECHAS MÁXIMAS MEDIDAS NAS SEÇÕES DE CADA SETOR

Neste Anexo apresenta-se a evolução com o tráfego das flechas máximas medidas ao longo das seções S2 e S7 dos setores ensaiados. Para o Setor 0712, são reproduzidas as flechas máximas medidas ao longo das seções S2 a S4, uma vez que, devido a irregularidades no pavimento, o tráfego neste setor se restringiu ao trecho compreendido até a seção S5.

As flechas apresentadas são as máximas das 15 flechas medidas ao longo das respectivas seções transversais. Estes valores foram posteriormente submetidos a tratamento estatístico para obter-se a flecha média das máximas do setor correspondente a um dado número de ciclos de carga. A evolução das flechas médias das máximas com o tráfego, em cada setor, é apresentada nas Tabelas 7.9 a 7.18 desta tese.

QUADRO A2.1 - EVOLUÇÃO DAS FLECHAS MÁXIMAS NO SETOR 0110 COM O TRÁFEGO

FLECHA MÁXIMA (mm) NA SEÇÃO						
N	S2	S3	S4	S5	S6	S7
1.500	5	5	4	4	5	4
4.500	6	9	4	6	7	8
6.500	6	9	6	9	11	11
8.000	7	12	7	10	11	13
10.200	7	12	8	11	13	18
12.300	9	15	10	13	15	19
14.000	S.R.	S.R.	10	15	19	24
16.000	12	19	13	17	20	27
17.600	14	20	22	24	27	36

QUADRO A2.2 - EVOLUÇÃO DAS FLECHAS MÁXIMAS NO SETOR 0113 COM O TRÁFEGO

FLECHA MÁXIMA (mm) NA SEÇÃO						
N	S2	S3	S4	S5	S6	S7
400	1	4	4	3	5	5
600	2	6	5	4	5	6
1.000	3	7	6	5	6	7
1.300	3	7	7	6	7	8
1.700	4	7	7	7	8	9
2.050	5	9	8	8	10	10
2.600	6	11	11	10	12	12
3.200	10	16	16	14	19	21
3.850	16	23	22	23	29	32

QUADRO A2.3 - EVOLUÇÃO DAS FLECHAS MÁXIMAS NO SETOR 0308 COM O TRÁFEGO

FLECHA MÁXIMA (mm) NA SEÇÃO						
N	S2	S3	S4	S5	S6	S7
2.800	5	9	8	4	8	7
11.360	S.R.	S.R.	13	7	10	11
15.330	11	12	14	7	11	12
18.100	S.R.	S.R.	15	8	12	14
24.560	S.R.	S.R.	18	9	12	16
29.685	S.R.	S.R.	20	11	13	18

QUADRO A2.4 - EVOLUÇÃO DAS FLECHAS MÁXIMAS NO SETOR 0311 COM O TRÁFEGO

FLECHA MÁXIMA (mm) NA SEÇÃO						
N	S2	S3	S4	S5	S6	S7
1.330	S.R.	S.R.	8	7	6	8
8.870	15	19	21	18	16	18
11.477	16	21	24	21	18	24
13.817	S.R.	21	26	22	19	23
18.114	19	25	30	25	20	24
21.886	19	26	34	27	24	29



QUADRO A2.5 - EVOLUÇÃO DAS FLECHAS MÁXIMAS NO SETOR 0408 COM O TRÁFEGO

FLECHA MÁXIMA (mm) NA SEÇÃO						
N	S2	S3	S4	S5	S6	S7
3.000	7	8	10	12	14	12
6.000	8	11	12	16	19	19
8.600	9	11	14	17	23	20
9.800	9	13	15	21	28	30

QUADRO A2.6 - EVOLUÇÃO DAS FLECHAS MÁXIMAS NO SETOR 0413 COM O TRÁFEGO

FLECHA MÁXIMA (mm) NA SEÇÃO						
N	S2	S3	S4	S5	S6	S7
1.000	11	12	11	13	14	14
1.800	15	15	17	17	16	18
2.600	18	24	23	28	23	25

QUADRO A2.7 - EVOLUÇÃO DAS FLECHAS MÁXIMAS NO SETOR 0113 COM O TRÁFEGO

FLECHA MÁXIMA (mm) NA SEÇÃO			
N	S2	S3	S4
700	6	4	6
9.036	12	11	13
15.597	13	13	15
21.100	15	12	16
28.400	17	15	19
36.000	S.R.	16	20
40.247	19	18	21
42.209	20	19	22

QUADRO A2.8 - EVOLUÇÃO DAS FLECHAS MÁXIMAS NO SETOR 0713 COM O TRÁFEGO

FLECHA MÁXIMA (mm) NA SEÇÃO						
N	S2	S3	S4	S5	S6	S7
890	8	6	8	5	7	7
5.900	13	9	12	11	12	9
8.600	13	10	15	12	12	13
11.800	13	14	15	14	15	13
12.700	18	14	16	15	18	14

QUADRO A2.9 - EVOLUÇÃO DAS FLECHAS MÁXIMAS NO SETOR 0810 COM O TRÁFEGO

FLECHA MÁXIMA (mm) NA SEÇÃO						
N	S2	S3	S4	S5	S6	S7
5.100	7	8	9	7	10	11
11.080	11	13	12	12	13	15
15.000	10	14	13	12	13	16
23.500	11	15	15	14	15	18
46.400	15	18	18	16	19	21
69.000	S.R.	S.R.	20	17	19	23

QUADRO A2.10 EVOLUÇÃO DAS FLECHAS MÁXIMAS NO SETOR 0812 COM O TRÁFEGO

FLECHA MÁXIMA (mm) NA SEÇÃO						
N	S2	S3	S4	S5	S6	S7
1.150	6	6	5	8	11	8
2.000	9	9	7	9	12	10
5.000	10	13	12	15	15	13
7.700	11	17	12	16	18	16
10.000	S.R.	S.R.	13	19	16	18
14.300	S.R.	S.R.	16	21	21	17
23.500	18	21	21	23	24	20



## ANEXO 3 - RESULTADOS DOS LEVANTAMENTOS DEFLETOMÉTRICOS

Neste anexo se apresentam os resultados de levantamentos defletométricos realizados durante a solicitação dos pavimentos. Com esses valores foram calculadas as deflexões características apresentadas nas Tabelas 7.26 a 7.35 desta tese. Os levantamentos foram realizados com emprego de viga Benkelman, com relação de braços 4:1.

SETOR 0110 - N = 0		SETOR 0110 - N = 1.500	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	51	S2	52
S3	41	S3	50
S4	45	S4	47
S5	51	S5	55
S6	58	S6	62
S7	61	S7	62

SETOR 0110 - N = 4.600		SETOR 0110 - N = 6.500	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	49	S2	44
S3	41	S3	51
S4	36	S4	57
S5	43	S5	51
S6	52	S6	58
S7	55	S7	58

SETOR 0110 - N = 12.300		SETOR 0110 - N = 14.000	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	45	S2	51
S3	56	S3	41
S4	48	S4	41
S5	31	S5	41
S6	54	S6	61
S7	49	S7	51

SETOR 0110 - N = 16.000		SETOR 0110 - N = 17.600	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	41	S2	48
S3	51	S3	54
S4	45	S4	48
S5	37	S5	42
S6	51	S6	45
S7	51	S7	61

SETOR 0113 - N = 0		SETOR 0113 - N = 300	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	41	S2	42
S3	41	S3	49
S4	51	S4	53
S5	46	S5	52
S6	51	S6	63
S7	52	S7	50

SETOR 0113 - N = 400		SETOR 0113 - N = 600	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	42	S2	47
S3	51	S3	57
S4	51	S4	56
S5	46	S5	52
S6	61	S6	63
S7	61	S7	59

SETOR 0113 - N = 1.000		SETOR 0113 - N = 1.300	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	54	S2	49
S3	61	S3	50
S4	57	S4	52
S5	60	S5	41
S6	56	S6	58
S7	58	S7	54



SETOR 0113 - N = 1.900		SETOR 0113 - N = 2.650	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	61	S2	53
S3	61	S3	61
S4	66	S4	61
S5	52	S5	55
S6	65	S6	74
S7	68	S7	77
SETOR 0113 - N = 3.200		SETOR 0113 - N = 3.850	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	70	S2	64
S3	71	S3	77
S4	71	S4	64
S5	70	S5	72
S6	61	S6	71
S7	61	S7	70

SETOR 0308 - N = 0		SETOR 0308 - N = 3.710	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	58	S2	66
S3	61	S3	68
S4	59	S4	57
S5	56	S5	53
S6	56	S6	50
S7	70	S7	61

SETOR 0308 - N = 11.130	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	64
S3	67
S4	60
S5	56
S6	46
S7	56

SETOR 0308 - N = 21.940		SETOR 0308 - N = 29.700	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	52	S2	54
S3	53	S3	63
S4	56	S4	55
S5	42	S5	54
S6	42	S6	53
S7	50	S7	60

SETOR 0311 - N = 0		SETOR 0311 - N = 11.428	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	65	S2	S.R.
S3	66	S3	68
S4	57	S4	70
S5	59	S5	68
S6	54	S6	64
S7	56	S7	67

SETOR 0311 - N = 21.8900	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	60
S3	59
S4	48
S5	56
S6	56
S7	54

SETOR 0408 - N = 0		SETOR 0408 - N = 3.000	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	47	S2	47
S3	50	S3	54
S4	45	S4	63
S5	46	S5	57
S6	41	S6	70
S7	44	S7	70
S8	44	S8	51



SETOR 0408 - N = 6.000		SETOR 0408 - N = 8.600	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	36	S2	41
S3	43	S3	41
S4	40	S4	41
S5	44	S5	40
S6	39	S6	49
S7	45	S7	53
S8	35	S8	50

SETOR 0408 - N = 9.800	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	39
S3	55
S4	46
S5	51
S6	58
S7	61
S8	70

SETOR 0413 - N = 0		SETOR 0413 - N = 1.000	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	44	S2	36
S3	48	S3	79
S4	44	S4	90
S5	47	S5	71
S6	49	S6	70
S7	45	S7	86
S8	46	S8	87

SETOR 0413 - N = 1.800		SETOR 0413 - N = 2.600	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	70	S2	60
S3	80	S3	75
S4	81	S4	82
S5	80	S5	75
S6	90	S6	82
S7	111	S7	107
S8	128	S8	110

SETOR 0712 - N = 700		SETOR 0712 - N = 14.800	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	45	S2	39
S3	44	S3	48
S4	45	S4	44

SETOR 0712 - N = 26.000		SETOR 0712 - N = 42.280	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	35	S2	38
S3	49	S3	38
S4	45	S4	43

SETOR 0713 - N = 0		SETOR 0713 - N = 8.600	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	35	S2	51
S3	38	S3	38
S4	34	S4	47
S5	34	S5	42
S6	43	S6	43
S7	37	S7	46

SETOR 0713 - N = 11.800	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	51
S3	41
S4	40
S5	48
S6	43
S7	46

SETOR 0810 - N = 5.100		SETOR 0810 - N = 15.000	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	50	S2	41
S3	54	S3	42
S4	40	S4	40
S5	41	S5	41
S6	41	S6	36
S7	45	S7	41



SETOR 0810 - N = 25.000		SETOR 0810 - N = 49.510	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	48	S2	44
S3	45	S3	36
S4	50	S4	41
S5	40	S5	40
S6	50	S6	40
S7	41	S7	44

SETOR 0810 - N = 69.000	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	50
S3	44
S4	44
S5	41
S6	41
S7	44

SETOR 0812 - N = 0		SETOR 0812 - N = 1.150	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	40	S2	47
S3	45	S3	58
S4	51	S4	56
S5	44	S5	50
S6	36	S6	39
S7	44	S7	41
S8	39	S8	47

SETOR 0812 - N = 2.000		SETOR 0812 - N = 5.000	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	48	S2	50
S3	54	S3	52
S4	56	S4	51
S5	44	S5	53
S6	43	S6	48
S7	47	S7	47
S8	45	S8	41

SETOR 0812 - N = 7.700		SETOR 0812 - N = 12.000	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)	SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	59	S2	51
S3	50	S3	47
S4	50	S4	50
S5	44	S5	42
S6	31	S6	41
S7	40	S7	43
S8	37	S8	41

SETOR 0812 - N = 13.500	
SEÇÃO	DEFLEXÃO (10 <sup>-2</sup> mm)
S2	48
S3	50
S4	50
S5	45
S6	41
S7	40
S8	50



## ANEXO 4 - BACIAS DEFLETOMÉTRICAS

Apresentam-se neste anexo as bacias defletométricas medidas no decorrer do ensaio dos diversos setores. Em cada setor, para cada número de ciclos de carga, foram levantadas duas bacias defletométricas, com deflexões máximas nas seções S3 e S6. No setor 0712 foi levantada, cada vez, uma única bacia, com deflexão máxima na seção S3. As deformadas foram obtidas com viga Benkelman, com relação de braços 4:1. As bacias levantadas foram posteriormente ajustadas e, a partir das deflexões ajustadas calcularam-se, por retroanálise, os módulos de resiliência médios do pavimento e do subleito. Esses módulos são apresentados no Quadro 7.10 desta tese.

SETOR 0110 - N = 0 - S3		SETOR 0110 - N = 0 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	40	0	57
25	11	25	16
30	8	30	13
60	4	60	7
90	3	90	0
120	1	120	0

SETOR 0110 - N = 6.500 - S3		SETOR 0110 - N = 6500 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	50	0	57
25	11	25	29
30	10	30	21
60	7	60	11
90	1	90	6
120	0	120	3

SETOR 0110 - N = 12300 - S3		SETOR 0110 - N = 12300 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	55	0	53
25	14	25	26
30	10	30	21
60	9	60	15
90	3	90	6
120	2	120	4

SETOR 0110 - N = 16000 - S3		SETOR 0110 - N = 16000 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	50	0	50
25	16	25	22
30	14	30	20
60	4	60	11
90	0	90	5
120	0	120	3

SETOR 0110 - N = 17600 - S3		SETOR 0110 - N = 17600 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	53	0	60
25	20	25	39
30	20	30	27
60	11	60	12
90	4	90	10
120	2	120	5

SETOR 0113 - N = 0 - S3		SETOR 0113 - N = 0 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	45	0	51
25	11	25	12
30	10	30	10
60	7	60	6
90	6	90	4
120	3	120	3

SETOR 0113 - N = 300 - S3		SETOR 0113 - N = 300 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	51	0	64
25	12	25	26
30	11	30	15
60	5	60	10
90	2	90	7
120	1	120	2



SETOR 0113 - N = 400 - S3		SETOR 0113 - N = 400 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	55	0	56
25	20	25	18
30	15	30	11
60	12	60	11
90	12	90	4
120	0	120	2

SETOR 0113 - N = 1000 - S3		SETOR 0113 - N = 1000 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	54	0	56
25	14	25	18
30	13	30	15
60	5	60	7
90	4	90	6
120	2	120	5

SETOR 0113 - N = 1900 - S3		SETOR 0113 - N = 1900 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	61	0	70
25	21	25	22
30	20	30	18
60	11	60	11
90	6	90	9
120	5	120	5

SETOR 0113 - N = 3200 - S3		SETOR 0113 - N = 3200 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	71	0	60
25	16	25	16
30	15	30	15
60	11	60	1
90	5	90	0
120	0	120	0

SETOR 0113 - N = 3850 - S3		SETOR 0113 - N = 3850 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	76	0	70
25	14	25	10
30	10	30	10
60	7	60	0
90	6	90	0
120	5	120	0

SETOR 0308 - N = 0 - S3		SETOR 0308 - N = 0 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	56	0	61
25	21	25	11
30	11	30	8
60	4	60	4
90	0	90	2
120	0	120	0

SETOR 0308 - N = 3710 - S3		SETOR 0308 - N = 3710 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	68	0	50
25	15	25	11
30	10	30	6
60	5	60	4
90	2	90	0
120	0	120	0

SETOR 0308 - N = 11130 - S3		SETOR 0308 - N = 11130 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	67	0	46
25	41	25	14
30	21	30	8
60	7	60	6
90	4	90	5
120	2	120	2



SETOR 0308 - N =21940 - S3		SETOR 0308 - N =21940 - S6	
x (cm)	D <sub>x</sub> medida (10 <sup>-2</sup> mm)	x (cm)	D <sub>x</sub> medida (10 <sup>-2</sup> mm)
0	59	0	42
25	15	25	21
30	9	30	14
60	4	60	3
90	2	90	1
120	2	120	0

SETOR 0308 - N =29700 - S3		SETOR 0308 - N =29700 - S6	
x (cm)	D <sub>x</sub> medida (10 <sup>-2</sup> mm)	x (cm)	D <sub>x</sub> medida (10 <sup>-2</sup> mm)
0	63	0	53
25	18	25	20
30	11	30	15
60	7	60	5
90	4	90	3
120	3	120	2

SETOR 0311 - N =0 - S3		SETOR 0311 - N =0 - S6	
x (cm)	D <sub>x</sub> medida (10 <sup>-2</sup> mm)	x (cm)	D <sub>x</sub> medida (10 <sup>-2</sup> mm)
0	66	0	54
25	12	25	11
30	9	30	3
60	4	60	1
90	2	90	0
120	1	120	0

SETOR 0311 - N =11428 - S3		SETOR 0311 - N =11428 - S6	
x (cm)	D <sub>x</sub> medida (10 <sup>-2</sup> mm)	x (cm)	D <sub>x</sub> medida (10 <sup>-2</sup> mm)
0	68	0	64
25	24	25	20
30	18	30	15
60	6	60	7
90	4	90	4
120	3	120	3

SETOR 0311 - N =21890 - S3		SETOR 0311 - N =21890 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	56	0	59
25	16	25	17
30	13	30	14
60	5	60	7
90	2	90	3
120	2	120	2

SETOR 0408 - N =0 - S3		SETOR 0408 - N =0 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	50	0	41
25	19	25	17
30	11	30	14
60	10	60	7
90	8	90	2
120	5	120	0

SETOR 0408 - N =3000 - S3		SETOR 0408 - N =3000 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	54	0	70
25	21	25	13
30	11	30	10
60	6	60	4
90	3	90	0
120	1	120	0

SETOR 0413 - N =1000 - S3		SETOR 0413 - N =1000 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	81	0	74
25	20	25	17
30	20	30	16
60	3	60	6
90	1	90	4
120	0	120	1

SETOR 0413 - N = 1800 - S3		SETOR 0413 - N = 1800 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	80	0	91
25	30	25	21
30	24	30	15
60	5	60	5
90	4	90	4
120	0	120	3

SETOR 0413 - N = 2600 - S3		SETOR 0413 - N = 2600 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	75	0	96
25	28	25	25
30	18	30	18
60	11	60	7
90	2	90	4
120	0	120	2

SETOR 0712 - N = 700 - S3		SETOR 0712 - N = 14800 - S3	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	44	0	48
25	24	25	22
30	20	30	18
60	8	60	9
90	6	90	4
120	1	120	2

SETOR 0712 - N = 26000 - S3		SETOR 0712 - N = 42280 - S3	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	49	0	38
25	19	25	20
30	14	30	13
60	9	60	2
90	4	90	1
120	1	120	1



SETOR 0713 - N = 0 - S3		SETOR 0713 - N = 0 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	38	0	43
25	7	25	11
30	4	30	11
60	3	60	1
90	0	90	1
120	0	120	1

SETOR 0713 - N = 8600 - S3		SETOR 0713 - N = 8600 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	38	0	43
25	18	25	11
30	15	30	8
60	5	60	5
90	3	90	3
120	1	120	2

SETOR 0713 - N = 11800 - S3		SETOR 0713 - N = 11800 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	41	0	43
25	16	25	18
30	9	30	12
60	4	60	3
90	3	90	0
120	2	120	0

SETOR 0810 - N = 5100 - S3		SETOR 0810 - N = 5100 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	44	0	44
25	14	25	13
30	11	30	13
60	4	60	1
90	0	90	1
120	0	120	1

SETOR 0810 - N =15000 - S3		SETOR 0810 - N =15000 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	42	0	36
25	14	25	11
30	9	30	11
60	4	60	1
90	1	90	0
120	0	120	0

SETOR 0810 - N =25000 - S3		SETOR 0810 - N =25000 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	45	0	50
25	16	25	21
30	16	30	10
60	6	60	7
90	2	90	0
120	1	120	0

SETOR 0810 - N =49410 - S3		SETOR 0810 - N =49410 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	36	0	40
25	12	25	21
30	10	30	19
60	4	60	10
90	0	90	4
120	0	120	0

SETOR 0812 - N =0 - S3		SETOR 0812 - N =0 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	41	0	38
25	15	25	21
30	12	30	11
60	5	60	5
90	1	90	2
120	0	120	1

SETOR 0812 - N = 7700 - S3		SETOR 0812 - N = 7700 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	43	0	36
25	28	25	17
30	21	30	10
60	4	60	4
90	1	90	3
120	1	120	2

SETOR 0812 - N = 13500 - S3		SETOR 0812 - N = 13500 - S6	
x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)	x (cm)	$D_x$ medida ( $10^{-2}$ mm)
0	45	0	35
25	20	25	17
30	8	30	11
60	4	60	8
90	1	90	4
120	0	120	0



ANEXO 5 - EVOLUÇÃO DAS DEGRADAÇÕES DOS SETORES ENSAIADOS  
REFERIDAS À FLECHA DE 25 mm

Neste anexo se apresentam as evoluções das degradações sofridas pelos setores ensaiados, lembrando-se que 100% de degradação corresponde à flecha de 25 mm. Salienta-se também que, conforme referido na seção 8.4 desta tese, em alguns casos foi feita a correção das flechas medidas, e também da flecha de 25 mm, que caracteriza a condição terminal, para permitir a análise dos dados através de software *ProTempo*.

QUADRO A5.1 - Evolução da degradação do setor 0110

DEGRADAÇÃO (%) NA SEÇÃO REFERIDA À FLECHA DE 25 mm				
N	S4	S5	S6	S7
1.500	16	16	24	16
4.500	12	32	28	48
6.500	24	44	44	52
8.000	28	48	44	52
10.200	32	52	52	68
12.300	40	64	60	76
14.000	40	84	76	96
16.000	52	96	80	120
17.600	88	124	108	140

QUADRO A5.2 - Evolução da degradação do setor 0113

DEGRADAÇÃO (%) NA SEÇÃO REFERIDA À FLECHA DE 25 mm				
N	S4	S5	S6	S7
400	16	20	20	24
600	20	24	20	28
1.000	24	28	24	32
1.300	28	32	28	36
2.050	32	40	40	48
2.600	44	48	48	60
3.200	64	72	76	92
3.850	100	108	132	148

QUADRO A5.3 - Evolução da degradação do setor 0308

DEGRADAÇÃO (%) NA SEÇÃO REFERIDA À FLECHA CORRIG. DE 22,3 mm				
N	S4	S5	S6	S7
2.800	22	3	22	17
11.360	45	17	31	36
15.330	49	17	36	40
18.100	54	22	40	49
24.560	68	26	40	59
29.685	77	36	45	68

QUADRO A5.4 - Evolução da degradação do setor 0311

DEGRADAÇÃO (%) NA SEÇÃO REFERIDA À FLECHA CORRIG. DE 24,2 mm				
N	S4	S5	S6	S7
1.330	30	26	22	30
8.870	84	71	63	71
11.477	96	84	71	96
13.817	104	88	75	92
18.114	121	100	79	96
21.886	137	108	96	116

QUADRO A5.5 - Evolução da degradação do setor 0408

DEGRADAÇÃO (%) NA SEÇÃO REFERIDA À FLECHA DE 25 mm				
N	S4	S5	S6	S7
3.000	40	48	56	48
6.000	48	64	76	72
8.600	556	68	92	80
9.800	60	84	112	116

QUADRO A5.6 - Evolução da degradação do setor 0413

DEGRADAÇÃO (%) NA SEÇÃO REFERIDA À FLECHA DE 25 mm				
N	S4	S5	S6	S7
1.000	44	52	56	52
1.800	68	68	68	76
2.600	92	112	92	100

QUADRO A5.7 - Evolução da degradação do setor 0712

DEGRADAÇÃO (%) NA SEÇÃO REFERIDA À FLECHA CORRIG. DE 21,4 mm				
N	S2	S3	S4	
700	11	2	11	
9.036	39	35	44	
15.597	44	44	53	
21.100	53	39	58	
28.400	63	53	72	
36.000	S.R.	58	77	
40.247	72	67	81	
42.209	77	72	86	

QUADRO A5.8 - Evolução da degradação do setor 0713

DEGRADAÇÃO (%) NA SEÇÃO REFERIDA À FLECHA CORRIG. DE 21,5mm				
N	S4	S5	S6	S7
890	21	7	16	16
5.900	40	35	40	26
8.600	54	40	40	44
11.800	54	49	54	44
12.700	58	54	67	49

QUADRO A5.9 - Evolução da degradação do setor 0810

DEGRADAÇÃO (%) NA SEÇÃO REFERIDA À FLECHA CORRIG. DE 18,2 mm				
N	S4	S5	S6	S7
5.100	12	01	18	23
11.080	29	29	34	45
15.000	34	29	34	51
23.500	45	40	45	62
46.400	62	51	67	78
69.000	73	56	67	89



QUADRO A5.10 - Evolução da degradação do setor 0812

DEGRADAÇÃO (%) NA SEÇÃO REFERIDA À FLECHA CORRIG. DE 20,3 mm				
N	S4	S5	S6	S7
1.150	2	16	31	16
2.000	12	21	36	26
5.000	36	51	51	41
7.700	36	56	66	56
10.000	41	71	56	66
14.300	56	80	80	61
23.500	80	90	95	75