Campus de São Carlos

**ESTUDO DA CONTRIBUIÇÃO DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES
DAS CAMADAS DE SOLO NA FORMAÇÃO DAS TRILHAS-DE-RODA
NUM PAVIMENTO FLEXÍVEL**

Engº Carlos Alexandre Braz de Carvalho

Orientador: Prof. Dr. Manoel Henrique Alba Sória

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

✓

**ESTUDO DA CONTRIBUIÇÃO DAS DEFORMAÇÕES
PERMANENTES DAS CAMADAS DE SOLO
NA FORMAÇÃO DAS TRILHAS-DE-RODA
NUM PAVIMENTO FLEXÍVEL**

CARLOS ALEXANDRE BRAZ DE CARVALHO

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Doutor em Transportes.

ORIENTADOR: PROF. Dr. MANOEL HENRIQUE ALBA SÓRIA

São Carlos
1997

Class.	TESE
Cutt.	0025
Tombo	70056198

51/5 944377

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP

C331e Carvalho, Carlos Alexandre Braz de
Estudo da contribuição das deformações
permanentes das camadas de solo na formação das
trilhas-de-roda num pavimento flexível / Carlos
Alexandre Braz de Carvalho. -- São Carlos, 1997.

Tese (Doutorado) -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1997.
Área: Transportes
Orientador: Prof. Dr. Manoel Henrique Alba
Sória

1. Pavimento flexível. 2. Deformação
permanente. 3. Trilha-de-roda. I. Título.

*Aos meus pais e irmãos,
à Aline, ao Daniel e à Isabella*

AGRADECIMENTOS

A Deus, a minha maior gratidão, por ter me assistido com a sua Força e com a sua Luz, durante todas as etapas deste trabalho.

Aos meus pais, pelos exemplares ensinamentos de vida, pelo incentivo e entusiasmo transmitidos que muito me fortaleceram para a realização deste trabalho.

Ao Prof. Manoel Henrique Alba Sória, pela sólida orientação, pelos valiosos conhecimentos transmitidos e por todo o seu empenho durante a realização deste trabalho.

Ao Prof. Alexandre Benetti Parreira, pelo inestimável apoio, acompanhamento e valiosas informações transmitidas no decorrer de todo este trabalho.

À Prof^a. Laura Maria Goretti da Motta, pela orientação na escolha do tema e, também, pela valiosa ajuda prestada na fase inicial deste trabalho.

Ao Prof. Antônio Ailton Bortolucci, pela inestimável e paciente colaboração durante a fase de montagem e teste dos equipamentos e elaboração do programa de aquisição de dados necessários à realização dos ensaios dinâmicos deste trabalho.

Ao Prof. Orencio Monje Vilar, pelo apoio e conhecimentos transmitidos de mecânica dos solos, de muita importância para a realização deste trabalho.

Ao Prof. Glauco Tulio Pessa Fabri, pelas valiosas informações transmitidas em diversos assuntos deste trabalho.

Ao Prof. José Leomar Fernandes Júnior, pela valiosa colaboração para a utilização do programa ILLI-PAVE.

À Universidade Federal de Viçosa e ao CNPq, pelo suporte financeiro.

Aos amigos do Laboratório do Departamento de Transportes da EESC-USP, Gigante, Morasco e Oliveira, pela grande ajuda prestada na coleta dos materiais no campo e na realização dos ensaios de laboratório.

A Benedito Osvaldo de Souza (Dito), do Laboratório de Geotecnia da EESC-USP, pela amizade e por todo o seu empenho na montagem e teste dos equipamentos necessários à realização dos ensaios dinâmicos deste trabalho.

Ao colega de curso, Cássio Alberto Teoro do Carmo, pela amizade e pela grande ajuda prestada na montagem dos equipamentos necessários à realização do ensaio triaxial cíclico.

Ao João Batista Barbosa Franco, do Instituto Tecnológico de Aeronáutica e à SOLOTEST, pela gentileza de emprestar os medidores de deformação do tipo LVDT, para a realização do ensaio triaxial cíclico.

Aos amigos Julinho e Vander do Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil - U.F.V., pela realização dos ensaios triaxiais convencionais.

À minha esposa Aline, pela carinhosa compreensão e apoio inestimável.

Aos meus filhos, Daniel e Isabella, pela compreensão das inúmeras vezes que não pude compartilhar de seus momentos de lazer, em prol da realização deste trabalho.

Aos Professores, funcionários e colegas do Departamento de Transportes da EESC-USP, pela convivência amigável e salutar ao longo de toda a minha permanência nesta conceituada instituição de ensino e pesquisa.

SUMÁRIO

	página
LISTA DE FIGURAS	X
LISTA DE QUADROS	XIX
LISTA DE TABELAS	XIX
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	XXVI
LISTA DE SÍMBOLOS	XXVII
RESUMO	XXXI
ABSTRACT	XXXII

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
--------------------------------	----------

1.1 Natureza do Problema	1
1.2 Importância e Justificativa do Estudo	2
1.3 Objetivos	9
1.4 Organização do Trabalho	10

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
---	-----------

2.1 Considerações Iniciais	14
2.2 Tensões no Pavimento Flexível	14
2.3 Modelos para a Estimativa das Tensões em Pavimentos Flexíveis	16
2.4 Comportamento dos Materiais - Tensões "versus" Deformações	20
2.4.1 Elasticidade Linear	21
2.4.2 Elasticidade Não Linear	22
2.4.3 Elasto-plasticidade	23
2.5 Parâmetros de Deformabilidade dos Materiais em Pavimentos Flexíveis	26
2.5.1 Módulos Resilientes dos Materiais	26
2.5.1.1 Módulos Resilientes de Solos Granulares e de Granulometria Fina	28
2.5.1.2 Módulos Resilientes de Misturas Betuminosas	35

2.5.1.3 Fatores que Afetam os Módulos Resilientes dos Solos Submetidos a Carregamentos Repetidos	39
2.5.2 Coeficiente de Poisson	45
2.6 Deformação Permanente em Pavimentos Flexíveis	47
2.6.1 Estimativa da Deformação Permanente em Pavimentos Flexíveis	50
2.6.2 Deformação Permanente de Solos Granulares e de Granulometria Fina	56
2.6.3 Fatores que Afetam a Deformação Permanente dos Solos Submetidos a Carregamentos Repetidos	71
2.6.3.1 Fatores Relacionados com o Ensaio Triaxial Cíclico	72
2.6.3.2 Fatores Relacionados com as Características Físicas e Mecânicas dos Materiais	79
2.6.4 Considerações Finais	81
2.7 Influências Climáticas	84
2.7.1 Influências Climáticas no Desempenho dos Pavimentos	85
2.7.2 Umidade no Subleito e nas Camadas do Pavimento	87
2.7.3 Comentários Finais	88
 CAPÍTULO 3 - DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA EXPERIMENTAL	 89
3.1 Considerações Iniciais	89
3.2 Procedimento Utilizado para o Desenvolvimento da Pesquisa Experimental	91
3.2.1 <u>FASE 1</u> : Estudo de uma Prensa Hidráulica MTS ("Material Test System") para a Realização do Ensaio Triaxial Cíclico	91
3.2.2 <u>FASE 2</u> : Características dos Pavimentos com Base de Solo Arenoso Fino Laterítico do Estado de São Paulo	91
3.2.3 <u>FASE 3</u> : Ensaio de Caracterização, Compactação, CBR e Triaxial Convencional	93
3.2.4 <u>FASE 4</u> : Estudo das Tensões e Deformações nos Materiais que Compõem a Estrutura da Estrada	94
3.2.5 <u>FASE 5</u> : Ensaio Triaxial com Aplicação Cíclica da Tensão Desvio Axial e Pressão Confinante Constante para Cálculo das	

Deformações Permanentes dos Solos em Estudo	95
3.2.6 <u>FASE 6</u> : Estimativa da Deformação Permanente num Determinado Trecho de Estrada	98
3.2.7 <u>FASE 7</u> : Comparação dos Resultados de Deformação Permanente Estimados e Observados num Determinado Trecho de Estrada	101

CAPÍTULO 4 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO: GRANULOMETRIA, LIMITES DE LIQUIDEZ E PLASTICIDADE, CBR E TRIAXIAL CONVENCIONAL

4.1 Considerações Iniciais	104
4.2 Resultados dos Ensaio de Caracterização para a Identificação dos Solos pelos Métodos de Classificação HRB e USCS	106
4.3 Resultados do Ensaio de Compactação Mini-MCV	108
4.4 Resultados dos Ensaio de Compactação, CBR e Expansão	109
4.5 Resultados do Ensaio Triaxial Convencional	114

CAPÍTULO 5 - ESTIMATIVA DAS TENSÕES NAS CAMADAS DO PAVIMENTO PARA ESTUDO DA DEFORMABILIDADE DOS MATERIAIS EM LABORATÓRIO

5.1 Considerações Iniciais	122
5.2 Estimativa das Tensões nas Camadas do Pavimento	124
5.2.1 Definição dos Elementos de Entrada Associados ao Tráfego para a Utilização dos Programas ILLI-PAVE e ELSYM5	124
5.2.2 Definição dos Elementos de Entrada Associados aos Materiais para a Utilização dos Programas ILLI-PAVE e ELSYM5	125
5.3 Comparação das Tensões, Deslocamentos e Deformações Fornecidas pelos Programas ILLI-PAVE e ELSYM5	138
5.4 Tensões a Serem Consideradas para o Estudo da Deformabilidade dos Materiais no Laboratório	139

CAPÍTULO 6 - RESULTADOS DO ENSAIO TRIAXIAL COM PRESSÃO CONFINANTE CONSTANTE E COM TENSÃO DESVIO AXIAL CÍCLICA

141

6.1 Método Utilizado para a Realização do Ensaio Triaxial Cíclico	141
6.2 Resultados Obtidos da Deformação Permanente Utilizando-se o Ensaio Triaxial com Carga Repetida	146
6.2.1 Resultados Obtidos da Deformação Permanente Utilizando-se o Ensaio Triaxial com Carga Repetida - Solo da Jazida 1	146
6.2.2 Resultados Obtidos da Deformação Permanente Utilizando-se o Ensaio Triaxial com Carga Repetida - Solo da Jazida 2	154
6.3 Módulos Resilientes dos Solos Provenientes das Jazidas 1 e 2	157

CAPÍTULO 7 - ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

166

7.1 Considerações Iniciais	166
7.2 Análise dos Resultados Obtidos da Deformação Permanente - Solo da Jazida 1	166
7.3 Análise dos Resultados Obtidos da Deformação Permanente - Solo da Jazida 2	169
7.4 Análise dos Resultados Obtidos do Módulo Resiliente - Solo da Jazida 1	169
7.5 Análise dos Resultados Obtidos do Módulo Resiliente - Solo da Jazida 2	172
7.6 Modelos para a Estimativa das Deformações Permanentes dos Solos Provenientes das Jazidas 1 e 2	173
7.7 Resultados de Deformação Permanente Fornecidos pelos Modelos Obtidos com a Realização deste Trabalho e pelos Modelos não Específicos para os Solos em Estudo	177
7.8 Cálculo das Deformações Permanentes das Camadas de Solo de Dois Segmentos da Rodovia SCA - 040	180

CAPÍTULO 8 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	191
8.1 Considerações Iniciais	191
8.2 Conclusões e Recomendações	191
Referências Bibliográficas	195
Anexo A	207
Anexo B	213
Anexo C	224
Anexo D	239
Anexo E	275

Lista de Figuras

FIGURA 2.1: Tensões que Atuam num Ponto do Pavimento	15
FIGURA 2.2: Distribuição Típica de Tensão sob uma Roda com Carga P (HAAS e HUDSON, 1978)	16
FIGURA 2.3: Tensão Normal Vertical "Versus" Afastamento Horizontal numa Dada Profundidade de um Pavimento Hipotético	17
FIGURA 2.4: Estrutura de um Pavimento Composta de Três Camadas Elásticas (PEATTIE, 1962)	19
FIGURA 2.5: Comportamento dos Solos-Tensão "versus" Deformação: (a) Elástico-Linear; (b) Elástico não Linear; (c) Histerese; (d) Elasto-Plástico	

(ORTIGÃO, 1993)	21
FIGURA 2.6: Curva Típica de Tensão-Deformação para Metal sobre Tensão Simples - Uniaxial (DESAI e SIRIWARDANE, 1984)	23
FIGURA 2.7: Deformação de um Material Granular sob Carregamentos Cíclicos (PAUTE, MARIGNER e VIDAL, 1994)	25
FIGURA 2.8: Evolução dos Ciclos de Tensões e Deformações Durante os Carregamentos (PAUTE, MARIGNER e VIDAL, 1994)	26
FIGURA 2.9: Representação Gráfica do Módulo Resiliente "versus" Número de Aplicações da Tensão Desvio	28
FIGURA 2.10: Gráfico Típico do Logaritmo do Módulo Resiliente "Versus" o Logaritmo do Número de Ciclos da Tensão Desvio para $\sigma_3 = 25$ psi e $\sigma_d = 0,40 S_d$ (PUMPHREY e LENTZ, 1986)	42
FIGURA 2.11: Efeito da Diferença da Tensão Principal Cíclica e Pressão confinante no Módulo Resiliente para 10.000 Ciclos de Carga (PUMPHREY e LENTZ,1986)	42
FIGURA 2.12: Deformações Axial e Horizontal de um Material Devido à Ação de uma Carga P	45
FIGURA 2.13: Tipos de Deformação Permanente: (a) Devido ao Efeito da Densificação; (b) Devido ao Efeito das Tensões Cisalhantes Repetidas	49
FIGURA 2.14: Hipóteses de Origem do "Rutting" (SIMPSON, DALEIDEN e HADLEY, 1995)	51
FIGURA 2.15: Sistema de Pavimento para a Estimativa da Deformação Permanente (BARKSDALE, 1972)	52

FIGURA 2.16: Relação entre Deformação Compressiva Vertical no Subleito e Aplicações de Carga por Eixo (HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI, 1994)	54
FIGURA 2.17: Forma dos Carregamentos Aplicados no Ensaio Triaxial Dinâmico e Caminhos de Tensão (HORNYCH, CORTÉ e PAUTE, 1993)	66
FIGURA 2.18: Variação da Deformação Permanente do Solo Natural, Brita e Mistura de Solo-Brita em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio (MOTTA e PINTO, 1994)	69
FIGURA 2.19: Variação da Deformação Permanente do Restolho, Argila e Mistura de Restolho-Argila em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio (MOTTA e PINTO, 1994)	70
FIGURA 2.20: Modos de Aplicação da Pressão Confinante em Materiais Granulares (BROWN e HYDE, 1975)	73
FIGURA 2.21: Efeitos da Pressão Confinante e da Diferença da Tensão Principal Cíclica na Deformação Permanente de um Solo Arenoso para 10.000 Ciclos de Carga (PUMPHREY e LENTZ, 1986)	73
FIGURA 2.22: Caminhos de Tensões nos Ensaios Triaxiais com Tensões Laterais Constante e Variável (PAUTE, HORNYCH e BENABEN, 1994)	74
FIGURA 2.23: Variação do Tempo de Pulso da Tensão Principal Equivalente com a Velocidade do Veículo e Profundidade do Pavimento (BARKSDALE, 1971)	76
FIGURA 2.24: Variação do Tempo de Pulso da Tensão Vertical Equivalente com a Velocidade do Veículo e Profundidade do Pavimento (BARKSDALE, 1971)	76
FIGURA 2.25: Variação da Deformação Permanente "versus" o Logaritmo do Número de Ciclos de Carregamento - Solo Arenoso (PUMPHREY e LENTZ,	

1986) 78

FIGURA 2.26: Efeitos do Peso Específico Aparente Seco e do Teor de Umidade na Deformação Permanente de um Solo Arenoso para 10.000 Ciclos de Carga (PUMPHREY e LENTZ, 1986) 80

FIGURA 3.1: Rotação do Eixo da Tensão Principal de um Elemento do Material da Camada do Pavimento à Medida em que o Veículo Move sobre a Superfície da Estrada (BARKSDALE, 1971) 90

FIGURA 3.2: Seção Transversal do Pavimento para a Estimativa das Tensões 95

FIGURA 3.3: (a) Tensões Principais que Atuam numa Amostra de Solo e (b) Projeção da Trajetória dessas Tensões no Plano Triaxial 96

FIGURA 3.4: Seção Tipo em Corte da Rodovia SCA - 040 99

FIGURA 3.5: (a) Seção Transversal em Corte da Rodovia SCA-040 no Local da Jazida 1; (b) Seção Transversal em Corte da Rodovia SCA - 040 no Local da Jazida 2 100

FIGURA 4.1: Malha Viária Ilustrando a Localização das Jazidas onde Foram Coletados os Solos para o Desenvolvimento desta Pesquisa 105

FIGURA 4.2: Curva Granulométrica do Solo da Jazida 1 107

FIGURA 4.3: Curva Granulométrica do Solo da Jazida 2 108

FIGURA 4.4: Curvas de Compactação, Saturação, CBR e Expansão - Energia Normal - Solo da Jazida 1 110

FIGURA 4.5: Curvas de Compactação, Saturação, CBR e Expansão-Energia Intermediária - Solo da Jazida 1 111

FIGURA 4.6: Curvas de Compactação, Saturação, CBR e Expansão - Energia Normal - Solo da Jazida 2	112
FIGURA 4.7: Curvas de Compactação, Saturação, CBR e Expansão-Energia Intermediária - Solo da Jazida 2	113
FIGURA 4.8: Ensaio Triaxial Rápido ou não Drenado - Solo da Jazida 1 - Energia Normal	115
FIGURA 4.9: Ensaio Triaxial Rápido ou não Drenado - Solo da Jazida 1 - Energia Intermediária	116
FIGURA 4.10: Relação q' X p' no Ponto Máximo da Curva Tensão - Deformação, nas Energias Normal e Intermediária - Solo da Jazida 1	117
FIGURA 4.11: Ensaio Triaxial Rápido ou não Drenado - Solo da Jazida 2 - Energia Normal	118
FIGURA 4.12: Ensaio Triaxial Rápido ou não Drenado - Solo da Jazida 2 - Energia Intermediária	119
FIGURA 4.13: Relação q' X p' no Ponto Máximo da Curva Tensão - Deformação, nas Energias Normal e Intermediária - Solo da Jazida 2	120
FIGURA 5.1: Estrutura do Pavimento com o Semi-eixo Padrão Simples de Rodas Duplas Utilizados para Estudo das Tensões e Deformações nas Camadas do Pavimento	123
FIGURA 5.2: Configuração do Eixo Padrão Simples de Rodas Duplas de 8,2 Toneladas (UDDIN, MEYER e HUDSON, 1985)	124
FIGURA 5.3: Estrutura e Carregamento Utilizados para o Estudo Comparativo das Tensões, Deslocamentos e Deformações Fornecidas pelos	

Programas ILLI-PAVE e ELSYM5	126
------------------------------	-----

FIGURA 5.4: Tensões Normais Conforme Esquema de Carregamento Contido na Figura 5.3 (a Tabela 5.1 Contém os Valores Dessas Tensões Normais)	133
--	-----

FIGURA 5.5: Deslocamentos Verticais e Deformações Específicas Verticais Conforme Esquema de Carregamento Contido na Figura 5.3 (a Tabela 5.2 Contém os Valores desses Deslocamentos e Deformações)	134
--	-----

FIGURA 5.6: Estrutura e Carregamento Utilizados para a Utilização do Programa ELSYM5 para Cálculo das Tensões em Vários Pontos das Camadas do Pavimento, Considerando-se Três Posições no Eixo X	136
--	-----

FIGURA 5.7: Resultados das Tensões Normais Verticais e Horizontais Conforme Esquemas de Carregamentos Apresentados nas Figuras 5.3 e 5.6 (os Resultados dessas Tensões estão Contidos nas Tabelas 5.3 e 5.4)	137
--	-----

FIGURA 6.1: Variação da Deformação Permanente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Normal (Corpo-de-Prova com Teor de Umidade Próximo ao do Teor Ótimo)	150
---	-----

FIGURA 6.2: Variação da Deformação Permanente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpos-de-Prova com Teores de Umidade Abaixo do Teor Ótimo e Próximos ao do Teor Ótimo)	151
---	-----

FIGURA 6.3: Variação da Deformação Permanente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpo-de-Prova com Teor de Umidade Próximo ao do Teor Ótimo + 2%)	152
---	-----

FIGURA 6.4: Variação da Deformação Permanente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpos-de-Prova com Teores de Umidade Abaixo do Teor Ótimo e Próximos	
---	--

ao do Teor Ótimo e do Teor Ótimo + 2%) 153

FIGURA 6.5: Variação da Deformação Permanente do Solo da Jazida 2 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Normal (Corpos-de-Prova com Teores de Umidade Próximos ao do Teor Ótimo e do Teor Ótimo + 2%) 156

FIGURA 6.6: Variação do Módulo Resiliente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Normal (Corpo-de-Prova com Teor de Umidade Próximo ao do Teor Ótimo) 160

FIGURA 6.7: Variação do Módulo Resiliente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpos-de-Prova com Teores de Umidade Próximos ao do Teor Ótimo e Abaixo do Teor Ótimo) 161

FIGURA 6.8: Variação do Módulo Resiliente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpo-de-Prova com Teor de Umidade Próximo ao do Teor Ótimo + 2%) 162

FIGURA 6.9: Variação do Módulo Resiliente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpos-de-Prova com Teores de Umidade Abaixo do Teor Ótimo e Próximos ao do Teor Ótimo e do Teor Ótimo + 2%) 163

FIGURA 6.10: Variação do Módulo Resiliente do Solo da Jazida 2 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpos-de-Prova com Teores de Umidade Próximos ao do Teor Ótimo e do Teor Ótimo + 2%) 165

FIGURA 7.1: Tensões Normais Verticais e Horizontais em Diferentes Pontos das Camadas do Pavimento Representado pela Figura 3.5 no Capítulo 3 182

FIGURA A.1: Malha Hipotética de Elementos Finitos Utilizada pelo Programa ILLI-PAVE para Análise de Estrutura de Pavimentos	210
FIGURA B.1: Forma e Duração do Tempo de Pulso da Tensão Desvio Axial Repetida	214
FIGURA B.2: Peças e Equipamentos Necessários à Realização do Ensaio Triaxial Cíclico	215
FIGURA B.3: Curva de Calibração Obtida para o Extensômetro 1 com Fundo de Escala na Faixa de -2 a 4 Milímetros	217
FIGURA B.4: Curva de Calibração Obtida para o Extensômetro 2 com Fundo de Escala na Faixa de -2 a 4 Milímetros	218
FIGURA B.5: Cilindro de Pressão Construído na Oficina Mecânica do Campus da USP-São Carlos - SP	219
FIGURA B.6: Características de Projeto do Cilindro de Pressão	220
FIGURA B.7: Atuador de Pressão, Painel de Controle de Sinais da Prensa MTS, Câmara Triaxial, Manômetro e o Transdutor de Pressão Durante a sua Calibração	222
FIGURA B.8: Curva de Calibração do Transdutor de Pressão	222
FIGURA B.9: Croqui de Ilustração da Montagem dos Equipamentos Utilizados para a Realização do Ensaio Triaxial	223
FIGURA C.1: Curvas de Deformabilidade, Perda de Massa por Imersão e Teor de Umidade - Solo da Jazida 1	228
FIGURA C.2: Curvas de Compactação Mini-MCV - Solo da Jazida 1	229

FIGURA C.3: Gráfico para a Classificação de Solos pelo Método MCT (COZZOLINO e NOGAMI, 1993)	230
FIGURA C.4: Curvas de Deformabilidade, Perda de Massa por Imersão e Teor de Umidade - Solo da jazida 2	233
FIGURA C.5: Curvas de Compactação Mini - MCV - Solo da Jazida 2	234
FIGURA E.1: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 1a)	276
FIGURA E.2: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 7)	277
FIGURA E.3: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 8)	278
FIGURA E.4: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 10)	279
FIGURA E.5: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 11)	280
FIGURA E.6: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 12)	281
FIGURA E.7: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 13)	282
FIGURA E.8: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 16)	283
FIGURA E.9: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 17)	284

FIGURA E.10: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 18)	285
FIGURA E.11: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 2 - Corpo-de-Prova 4)	287
FIGURA E.12: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 2 - Corpo-de-Prova 6)	288

Lista de Quadros

QUADRO 2.1: Novos Modelos de Comportamento Resiliente Encontrados para Solos Brasileiros além dos Modelos Tradicionais (MOTTA et al., 1990)	32
QUADRO 2.2: Classes de Variáveis para Estudo das Características de Deformabilidade de Solos Argilosos (SVENSON, 1980)	83
QUADRO 3.1: Fatores e Variáveis Utilizados para Estudo das Deformações dos Materiais Empregados nas Camadas de Pavimentos Flexíveis	90

Lista de Tabelas

TABELA 1.1: Nível de Severidade das Trilhas-de-roda em Função da Profundidade (HASS, HUDSON e ZANIEWSKI, 1994)	4
TABELA 1.2: Afundamentos de Trilhas Internas de Roda Observados em Alguns Trechos de Pavimentos do Tipo Baixo Custo do Estado de São Paulo	5
TABELA 1.3: Afundamentos de Trilhas Externas de Roda Observados em	

Alguns Trechos de Pavimentos do Tipo Baixo Custo do Estado de São Paulo	7
TABELA 2.1: Características de Resiliência dos Solos; Tentativa de Classificação (MEDINA e PREUSSLER, 1980)	31
TABELA 2.2 : Relações entre Módulo Resiliente e Mini-CBR para Solos Tropicais Pertencentes aos Grupos Lateríticos da Classificação MCT (CAMPELLO et al., 1991)	32
TABELA 2.3: Equações para Estimativa de Módulos Resilientes de Solos de Comportamento Laterítico (BERNUCCI, 1995)	34
TABELA 2.4: Classificação de Alguns Solos Lateríticos (BERNUCCI, 1995)	34
TABELA 2.5: Módulos Resilientes Médios em kgf/cm^2 para Dois Tipos de Revestimentos Betuminosos em Duas Temperaturas (QUEIROZ e VISSER, 1978)	38
TABELA 2.6: Sequência das Tensões Recomendadas para a Determinação dos Módulos Resilientes de Materiais Granulares pelos os Métodos da AASHTO T292-91I e T294-92I (ZAMAN, CHEN e LAGUROS, 1994)	44
TABELA 2.7: Valores de Coeficiente de Poisson (SPECIAL REPORT 162, 1975)	46
TABELA 2.8: Valores Recomendados de Coeficiente de Poisson para Diferentes Materiais do Pavimento (UDDIN, MEYER e HUDSON, 1985)	47
TABELA 2.9: Critério para a Identificação da Origem do "Rutting" na Estrutura de um Pavimento com Superfície de Concreto Asfáltico (SIMPSON, DALEIDEN e HADLEY, 1995)	51
TABELA 2.10: Coeficientes para Cálculo da Deformação Permanente de Solos de Subleito de Pavimentos de Rodovias (Monismith, Ogawa e Freeme,	

1975)	56
TABELA 2.11: Dados para a Determinação da Deformação Permanente (THOMPSON e SMITH, 1990)	59
TABELA 2.12: Sumário dos Coeficientes da Relação entre a Deformação Axial Permanente e Número de Aplicações de Carga (SVENSON, 1980)	60
TABELA 2.13: Coeficientes A e b da Equação 2.34 Obtidos para a Amostra 1 (CARDOSO, 1987)	61
TABELA 2.14: Coeficientes A e b da Equação 2.34 Obtidos para a Amostra 2 (CARDOSO, 1987)	62
TABELA 2.15: Parâmetros de Deformação Permanente de Alguns Pedregulhos Não Tratados (PAUTE et al., 1988)	63
TABELA 2.16: Resultados dos Ensaios: Deformação Permanente Axial (ϵ_p) a 80.000 Ciclos de Carga, Parâmetros A e B da Equação 2.46 e Módulos de Elasticidade Secante a 100 e a 80.000 Ciclos de Carga (HORNYCH, CORTÉ e PAUTE, 1993)	65
TABELA 2.17: Características de Plasticidade e de Compactação de Alguns Materiais (MOTTA e PINTO, 1994)	68
TABELA 2.18: Modelos de Deformação Permanente dos Materiais Estudados (MOTTA e PINTO, 1994)	68
TABELA 2.19: Granulometrias dos Materiais: Solo Natural, Brita e Mistura Solo-Brita (MOTTA e PINTO, 1994)	69
TABELA 2.20: Coeficientes de um Modelo para a Estimativa da Deformação Permanente em Função do Número de Repetições de Carga (SANTOS et al., 1995)	71

TABELA 3.1: Informações Gerais sobre as Energias de Compactação Normal e Intermediária Utilizadas para a Realização dos Ensaios de Compactação e CBR, Segundo as Normas do DER-SP (1974): M 13-71 e M 53-71	94
TABELA 3.2: Informações Gerais para a Realização dos Ensaios Triaxiais de Carga Repetida	97
TABELA 3.3: Número de Ensaios Triaxiais de Carga Repetida Previstos para Cada Solo, Considerando-se Alguns Elementos de Estudo Selecionados para o Teste por Camada do Pavimento	97
TABELA 4.1: Resultados dos Ensaios: Granulometria, Limites de Liquidez e Plasticidade e Peso Específico dos Sólidos	106
TABELA 4.2: Resumo das Classificações dos Solos das Jazidas 1 e 2 Pelos Métodos HRB, USCS e MCT	109
TABELA 4.3: Parâmetros de Resistência: Intercepto Coesivo (c) e Ângulo de Atrito (ϕ) dos Solos das Jazidas 1 e 2, nas Energias Normal e Intermediária	121
TABELA 5.1: Tensões Normais Fornecidas pelos Programas ILLI-PAVE e ELSYM5 Referentes à Figura 5.3	131
TABELA 5.2: Deslocamentos Verticais e Deformações Verticais Específicas Fornecidos pelos Programas ILLI-PAVE e ELSYM5 Referentes à Figura 5.3	132
TABELA 5.3: Tensões Normais Verticais e Horizontais, em Diferentes Pontos das Camadas do Pavimento, Extraídas da Figura 5.4	135
TABELA 5.4: Tensões Normais Horizontais e Verticais Fornecidos pelo Programa ELSYM5 Referentes à Figura 5.6	136
TABELA 5.5: Intervalos de Amplitudes de Tensões Normais para Estudo, em	

Laboratório, da Deformação Permanente de Alguns Solos de Comportamento Laterítico Utilizados em Pavimentos do Tipo Baixo Custo do Estado de São Paulo	140
---	-----

TABELA 6.1: Valores Pretendidos e Alcançados do Teor de Umidade e Peso Específico Aparente Seco e Massa Úmida Necessária dos Corpos-de-Prova nas Energias Normal e Intermediária - Solo da Jazida 1	143
---	-----

TABELA 6.2: Valores Pretendidos e Alcançados do Teor de Umidade e Peso Específico Aparente Seco e Massa Úmida Necessária dos Corpos-de-Prova nas Energias Normal e Intermediária - Solo da Jazida 2	144
---	-----

TABELA 6.3: Deformações Permanentes Obtidas a Partir da Deformação Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 1, Contidas na Tabela 6.1, em Vários Ciclos de Carregamento Axial	148
--	-----

TABELA 6.3.1: Deformações Permanentes Obtidas a Partir da Deformação Acumulada no Centésimo Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 1, Contidas na Tabela 6.1, em Vários Ciclos de Carregamento Axial	149
--	-----

TABELA 6.4: Deformações Permanentes Obtidas a Partir da Deformação Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 2, Contidas na Tabela 6.2, em Vários Ciclos de Carregamento Axial	155
--	-----

TABELA 6.4.1: Deformações Permanentes Obtidas a Partir da Deformação Acumulada no Centésimo Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 2, Contidas na Tabela 6.2, em Vários Ciclos de Carregamento Axial	155
--	-----

TABELA 6.5: Módulos Resilientes Obtidos a Partir da Deformação Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de	
---	--

Algumas Amostras de Solo da Jazida 1, Contidas na Tabela 6.1, em Vários Ciclos de Carregamento Axial	158
--	-----

TABELA 6.5.1: Módulos Resilientes Obtidos a Partir da Deformação Acumulada no Centésimo Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 1, Contidas na Tabela 6.1, em Vários Ciclos de Carregamento Axial	159
--	-----

TABELA 6.6: Módulos Resilientes Obtidos a Partir da Deformação Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 2, Contidas na Tabela 6.2, em Vários Ciclos de Carregamento	164
--	-----

TABELA 6.6.1: Módulos Resilientes Obtidos a Partir da Deformação Acumulada no Centésimo Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 2, Contidas na Tabela 6.2, em Vários Ciclos de Carregamento	164
--	-----

TABELA 7.1: Equações do Tipo: $\varepsilon_p = aN^b$ para a Estimativa das Deformações Permanentes do Solo Proveniente da Jazida 1	174
--	-----

TABELA 7.2: Equações do Tipo: $\varepsilon_p = aN^b$ para a Estimativa das Deformações Permanentes do Solo Proveniente da Jazida 2	174
--	-----

TABELA 7.3: Resultados de Deformação Permanente Fornecidos por Alguns Modelos Calibrados neste Trabalho e por Outros não Específicos para os Solos em Estudo (Estimativa para a Camada de Base)	178
---	-----

TABELA 7.4: Resultados de Deformação Permanente Fornecidos por Alguns Modelos Calibrados neste Trabalho e por Outros não Específicos para os Solos em Estudo (Estimativa para a Camada de Sub-Base)	179
---	-----

TABELA 7.5: Tensões Normais Verticais e Horizontais em Diferentes Pontos	
--	--

das Camadas do Pavimento Representado pela Figura 3.5 no Capítulo 3	181
TABELA 7.6: Informações Sobre o Número de Aplicações da Tensão, o Estado de Tensão no Centro das Sub-Camadas do Pavimento e os Valores de CBR de Cada Sub-Camada dos Dois Segmentos da Estrada em Estudo	183
TABELA 7.7: Porcentagens de Deformação Permanente, Afundamentos de Trilhas-de-roda Estimados, Teor de Umidade de Análise e Afundamentos Médios de Trilhas-de-roda Observados em Campo para os Dois Segmentos da Rodovia SCA - 040	190
TABELA 8.1: Intervalo de Umidade Compreendido entre a $h_{ót}$ e a $h_{CBRmáx}$ para os Solos Investigados neste Trabalho nas Energias Normal e Intermediária	192
TABELA C.1: Ensaios de Compactação Tipo Mini MCV - Solo da Jazida 1	226
TABELA C.2: Ensaios de Compactação Tipo Mini-MCV - Solo da Jazida 2	231
TABELA C.3: Resultados dos Ensaios de Compactação, CBR e Expansão - Energia Normal - Solo da Jazida 1	235
TABELA C.4: Resultados dos Ensaios de Compactação, CBR e Expansão - Energia Intermediária - Solo da Jazida 1	235
TABELA C.5: Resultados dos Ensaios de Compactação, CBR e Expansão - Energia Normal - Solo da Jazida 2	236
TABELA C.6: Resultados dos Ensaios de Compactação, CBR e Expansão - Energia Intermediária - Solo da Jazida 2	236
TABELA C.7: Peso Específico Aparente Seco, Grau de Compactação e Grau de Saturação nas Umidades: Ótima, Abaixo da Ótima Correspondente ao $CBR_{máx}$ e Ótima +2%, para as Energias Normal e Intermediária, Respectivamente - Solo da Jazida 1	237

TABELA C.8: Peso Específico Aparente Seco, Grau de Compactação e Grau de Saturação nas Unidades: Ótima, Abaixo da Ótima Correspondente ao $CBR_{máx}$ e Ótima +2%, para as Energias Normal e Intermediária, Respectivamente - Solo da Jazida 2	238
--	-----

TABELA E.1: Informações sobre: o Dia e a Hora em que os Corpos-de-Prova Foram Misturados e Compactados, Leituras Iniciais nos LVDTs e Altura de Referência dos Corpos-de-Prova	289
--	-----

TABELA E.2: Teores de Umidade de Alguns Corpos-de-Prova Provenientes das Jazidas 1 e 2, Observados Após o Término do Ensaio Triaxial Cíclico Realizado sob Condições Drenadas	290
---	-----

Lista de Siglas e Abreviaturas

AASHO - American Association of State Highway Officials

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

ASTM - American Society for Testing and Materials

DER-SP - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

HRB - Highway Research Board

MCT - Miniatura, Compactado Tropical

SHRP - Strategic Highway Research Program

USCS - Unified Soil Classification System

Lista de Símbolos

- a e b = coeficientes de equações para estimativa das deformações permanentes, obtidos experimentalmente.
- b_0 , b_1 , b_2 e b_3 = coeficientes obtidos através de estudos de regressão não linear.
- c' = inclinação da curva interpolada de deformabilidade, entre os trechos retos das curvas mais próximas, que passa pelo ponto de Mini-MCV igual a 10.
- c = intercepto coesivo.
- CBR = índice suporte Califórnia.
- d' = inclinação, multiplicada por 10^3 , do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes - classificação CMT.
- D_a = densidade aparente.
- $DSLL_i$: limite fixado para a tensão desvio abaixo do qual o módulo resiliente é assumido constante.
- $DSUL_i$: limite fixado para a tensão desvio acima do qual o módulo resiliente é assumido constante ($DSUL_i < TAUSUB_i$);
- D_t = densidade teórica.
- e' = parâmetro de classificação do solo - Método MCT
- E_1 , E_2 e E_3 : são os módulos de elasticidade das camadas.
- E_{FAIL_i} : módulo de deformação previsto para o material, após a ruptura.
- E_{FAIL_i} : idem para material granular.
- f = frequência do carregamento (Hz).
- h = altura do corpo-de-prova.
- h = teor de umidade dos solos.
- $h_{ót}$ = teor de umidade ótimo do solo.
- $h_{CBR_{máx}}$ = teor de umidade correspondente ao do CBR máximo.
- h_k = espessura do elemento k.
- i: índice representativo da camada do pavimento em estudo.
- k_0 = coeficiente de empuxo em repouso.
- m = número de sub-camadas em que cada camada do pavimento foi dividida.
- $MAXSR_i$: taxa de tensão principal $\sigma_1/\sigma_3 < \sigma_1/\sigma_3$ máxima prevista.
- $MINSIG_i$: tensão de compressão horizontal mínima prevista.
- M_R = módulo resiliente (kPa ou kgf/cm^2).
- N = número de aplicações da tensão desvio.

n = número de camadas do pavimento.

p = pressão de contato.

P = carga que atua por roda.

P_{200} = porcentagem que passa na peneira 200.

P_{ac} = porcentagem do cimento asfáltico por peso da mistura.

P_i = perda de massa por imersão (%).

P_{opm} = teor ótimo de asfalto obtido pelo método Marshall.

r = afastamento horizontal do ponto considerado na estrutura do pavimento em relação à carga.

RD_j = profundidade da trilha-de-roda até à estação j .

R_f = constante que relaciona a resistência compressiva a uma diferença de tensão assintótica.

S_d = resistência estática do material.

$Su_{1,0\%}$ = tensão em psi que causa 1% de deformação no ensaio de compressão não confinada.

T = temperatura do pavimento ($^{\circ}F$).

$TAUSUB_i$: resistência ao cisalhamento máxima do material.

V = volume inicial.

$Visc$ = Viscosidade Saybolt-Furol, $135^{\circ}C$, SSF.

V_v = porcentagem do volume de vazios (%).

V_v : porcentagem do volume de vazios do concreto asfáltico.

w = teor de umidade.

ε = deformação.

α = ângulo de atrito formado a partir de um diagrama $q' \times p'$ na ruptura.

$q' = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$ e $p' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$.

ε_a = deformação axial.

ε_p = deformação permanente .

ε_{pij} = deformação permanente da sub-camada j pertencente à camada i .

ε_{pk} = deformação permanente durante a estação i no elemento k .

ε_r = deformação axial elástica ou resiliente correspondente a um certo número de aplicações de σ_d .

ε_x , ε_y e ε_z : deformações lineares nas direções x , y e z .

δ_t = deslocamento total na superfície do pavimento (profundidade total da trilha de

roda).

Δz_{ij} = espessura da sub-camada j pertencente à camada i.

ΔRD_i = profundidade da trilha-de-roda na estação i.

ΔV = variação de volume.

Δh = deslocamento axial elástico ou resiliente.

γ_{xy} , γ_{xz} e γ_{yz} : deformações distorcionais.

γ_d = peso específico aparente seco do solo.

ν = coeficiente de Poisson.

σ = tensão axial.

σ_1 = tensão principal maior.

σ_2 = tensão principal intermediária.

σ_3 = tensão principal menor.

σ_1' = tensão efetiva principal maior.

σ_3' = tensão efetiva principal menor.

σ_{1rup}' = tensão principal maior efetiva de ruptura.

σ_{3rup}' = tensão principal menor efetiva de ruptura.

σ_c = pressão confinante,

σ_d = tensão desvio axial.

σ_{r1} = tensão horizontal na base da camada superior.

σ_{r2} = tensão horizontal no topo da camada intermediária.

σ_{r2}' = tensão horizontal na base da camada intermediária.

σ_{r3} = tensão horizontal no topo da camada inferior.

σ_t = resistência à tração indireta estática, a 25°C, em MPa.

σ_x , σ_y e σ_z : tensões normais nas direções dos eixos x, y e z.

σ_{z1} = tensão vertical na primeira interface.

σ_{z2} = tensão vertical na segunda interface.

$\eta(10^6, 70)$ = viscosidade do cimento asfáltico a 70° F (megapoises).

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ = primeiro invariante de tensão.

ϕ = ângulo de atrito interno do solo em graus.

τ_{zx} e τ_{zy} , τ_{yx} e τ_{yz} e τ_{xy} e τ_{xz} : tensões cisalhantes.

[D]: matriz dos coeficientes das equações lineares.

$|E^*|$ = módulo dinâmico.

$[D]$: matriz dos coeficientes das equações lineares.

$\{\sigma\}$: tensor das tensões.

$\{\varepsilon\}$: tensor deformação.

RESUMO

Neste trabalho apresenta-se um estudo para a estimativa das deformações permanentes nas camadas de solo em pavimentos flexíveis de baixo custo do Estado de São Paulo. O comportamento dos solos do ponto de vista tensão-deformação foi investigado através do ensaio triaxial com pressão confinante constante e com tensão desvio axial cíclica, para diferentes condições de umidade e densidade desses materiais, submetidos a carregamentos repetidos. As tensões aplicadas nos corpos-de-prova, em laboratório, para estudo de suas deformações foram obtidas através da utilização de dois programas de computador, quais sejam: ELSYM5 e ILLI-PAVE. Através dos resultados dos ensaios de laboratório, foram investigados dois modelos matemáticos para a estimativa das deformações permanentes dos solos em estudo. Um deles relacionando a deformação permanente com o número de aplicação das tensões; o outro, relacionando a deformação permanente com o número e amplitude das tensões aplicadas e, ainda, com a resistência mecânica de cada um deles. Finalmente, através da utilização desses modelos matemáticos, foi estudada a contribuição das deformações permanentes das camadas de solo na formação das trilhas-de-roda, para diferentes níveis de carregamento, em dois segmentos de uma rodovia, cuja estrutura é constituída pelos solos em estudo.

Palavras Chave: pavimento flexível, deformação permanente e trilha-de-roda.

ABSTRACT

This work shows a study to estimate the permanent deformations of soil layers in low cost flexible pavements of São Paulo State. Under the point of view of stress-strain the soils behaviour was investigated through triaxial test with constant confinant pressure and cyclic axial deviator stress, for different conditions of moisture and density of materials, undergo repeated loading. The stresses applied in specimens, in laboratory, to study their deformations, were obtained by utilization of two computer programs: ELSYM5 e ILLI-PAVE. Through results of laboratory tests, two mathematical models were investigated for estimate the permanent deformations of soils in study. One of them relating the permanent deformation with the number of stress applications; the other one, relating the permanent deformation with the number and magnitude of stresses applied and, also, with the mechanic resistance of each soil. Finally, by using that mathematic models, the contribution of the permanent deformations of soil layers in formation of wheel's path, for different loading levels, was obtained for two segments of highway, which structure is compounded by the soils in study.

Key Words: flexible pavement; permanent strain and wheel's path.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Natureza do Problema

Os veículos que trafegam nas estradas são de diferentes tipos, compreendendo automóveis, ônibus, caminhões de diversas configurações por eixo, entre outros. Portanto, as cargas provenientes desses veículos, além de dinâmicas, são muito variáveis quanto à magnitude, à frequência e à duração, sendo por isso responsáveis pelo surgimento de diferentes níveis de tensões que se distribuem ao longo de toda a estrutura da rodovia. Essas tensões atuam no pavimento provocando deformações. Dependendo da magnitude e reversibilidade ou não dessas deformações, poderão surgir defeitos que irão afetar as condições de trafegabilidade na estrada.

O **afundamento das trilhas-de-roda** é um tipo de defeito bastante comum em nossas estradas e que se manifesta na superfície de rolamento do pavimento nos locais onde as rodas dos veículos, principalmente os comerciais, transitam. A sua origem está associada ao acúmulo das deformações permanentes nas camadas que compõem a estrutura dos pavimentos, devido às solicitações dinâmicas dos veículos e às influências ambientais. As deformações permanentes têm como causas principais: a deficiência de suporte do subleito e das camadas do pavimento, a inadequação da dosagem da mistura betuminosa e a ineficiência ou ausência dos dispositivos de drenagem da estrada.

Segundo MOTTA, MEDINA e SCALCO (1993), " o pavimento é uma estrutura sujeita a tensões e deformações, provenientes do tráfego e do clima. As tensões provenientes dos veículos provocam, de uma forma simplificada, dois tipos de solicitação:

- **flexão** - responsável pelas deformações elásticas ou reversíveis que, repetidas, provocam o trincamento por fadiga do revestimento;

- **compressão** - responsável pelas deformações plásticas ou permanentes que, acumuladas ao longo do tempo, provocam o afundamento das trilhas-de-rodas”.

Para se estudar as características de deformabilidade dos materiais que compõem um pavimento são muitos os elementos envolvidos, como por exemplo: **as cargas do tráfego** e a velocidade com que são aplicadas, **os tipos de materiais** empregados na estrutura da estrada, **as peculiaridades estruturais do pavimento** (espessuras das camadas e o posicionamento estrutural de cada uma delas), **as características geométricas da via**, incluindo os dispositivos da drenagem da estrada, **a técnica construtiva e as influências climáticas** (principalmente a temperatura e a precipitação pluvial).

Assim sendo, reproduzir no laboratório, as condições de campo a que estão sujeitos os materiais utilizados num pavimento em serviço, para o estudo de suas características de deformabilidade, considerando-se todos os fatores anteriormente apresentados, é uma tarefa impossível, até o momento. Mas, dependendo do tipo do ensaio utilizado e do seu desenvolvimento tecnológico e, ainda, da abordagem requerida para a sua realização, pode-se investigar, em laboratório, com apreciável fidelidade na reprodução das condições que ocorrem no campo, o comportamento dos materiais do ponto de vista tensão-deformação. Essas informações, obtidas em laboratório, são muito úteis para fins de projeto de pavimento e para a estimativa de seu desempenho, no decorrer de toda a vida útil da estrada.

1.2 Importância e Justificativa do Estudo

Os afundamentos das trilhas-de-rodas são os locais por onde, na maior parte das vezes, as rodas dos veículos transitam e por serem superfícies irregulares, interferem no conforto da viagem e no custo operacional dos veículos. Segundo QUEIROZ (1984), esses afundamentos, além de prejudicarem a serventia da estrada, são também indesejáveis sob o aspecto de segurança, porque a água pode se depositar nessas áreas e dificultar a governabilidade dos veículos.

A utilização de um procedimento que possibilite prever o afundamento das trilhas-de-rodas, no decorrer da vida útil da estrada, muito útil poderá ser aos

engenheiros que trabalham com projeto e conservação de pavimentos, quanto às suas decisões.

Inúmeros métodos de análise das condições estruturais de um pavimento fundamentam-se, quando do estudo do comportamento *tensão "versus" deformação* de seus materiais constituintes, em ensaios sem repetição de carga, isto é, o carregamento é feito somente uma vez. Mas, na realidade, as camadas do pavimento são solicitadas dinamicamente pelas cargas transientes do tráfego e sob diferentes influências climáticas. Como consequência, surgem deformações recuperáveis e permanentes ao longo de toda a estrutura da estrada.

De acordo com SVENSON (1980), a relação entre a intensidade da tensão desvio e a deformação permanente pode ser usada para a estimativa do afundamento de trilha-de-rodas, segundo o procedimento proposto por BARKSDALE (1972).

Segundo MOTTA (1991), nos ensaios de cargas repetidas, que normalmente se utilizam para a obtenção do módulo resiliente, surgem deformações permanentes que em geral não são consideradas. Em seu método de dimensionamento de pavimento flexível, considerou como um dos critérios de ruptura, o afundamento máximo de trilha-de-roda igual a 16 mm.

Segundo BARKSDALE (1970), para projeto de sistemas de pavimento flexível de rodovia, certamente as mais importantes considerações estruturais são os afundamentos de superfície devido à acumulação de deformações permanentes de cisalhamento e as trincas de fadiga que se manifestam na superfície da estrada.

Eaton¹, segundo HASS, HUDSON e ZANIEWSKI (1994), definiu o nível de severidade para trilhas-de-roda em regiões frias em três níveis, em função de suas profundidades, conforme ilustra a Tabela 1.1 a seguir.

¹ EATON, R.A.; GERARD S. e CATE D.W (1987). *Rating unsurfaced roads*. Special Report 87-15, US Army Corps of Engineering, Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Vermont.

TABELA 1.1: Nível de Severidade das Trilhas-de-roda em Função da Profundidade (HASS, HUDSON e ZANIEWSKI, 1994)

Trilhas-de-roda	
Profundidade (polegadas)	Nível de Severidade
≤ 1	baixo
1 até 3	médio
> 3	alto

As Tabelas 1.2 e 1.3 contêm dados médios de afundamentos de trilhas-de-roda, de alguns trechos de pavimentos do tipo **baixo custo** no Estado de São Paulo, obtidos em campo, com auxílio de uma treliça metálica idêntica à citada na norma rodoviária DNER-PRO 08/78. Esses dados de afundamentos de trilhas-de-roda, contidos nas duas tabelas acima citadas, foram levantados durante a realização deste trabalho, com a finalidade de se poder comparar valores observados em campo com valores estimados em laboratório.

NOGAMI e VILLIBOR (1995), consideraram pavimentos do tipo **baixo custo** quando caracterizados por:

- "bases constituídas de materiais cujos custos de execução são substancialmente menores por m^3 acabado, em relação às bases convencionais que vinham sendo usadas extensiva e rotineiramente pelo DER-SP, na década de 70, constituídas quase sempre de pedra britada ou de solo-cimento. Nesta época, o custo de uma base de solo arenoso fino laterítico (SAFL), considerado do tipo baixo custo, representava respectivamente cerca de 15% a 25% do custo das bases convencionais;
- revestimentos betuminosos de tipo tratamento superficial, com espessura de, no máximo, cerca de 3 cm e, frequentemente, da ordem de cerca de 1 cm;
- trânsito de tipo leve a, no máximo, médio, com VDM da ordem de 500 veículos, com cerca de 30% a 40% de caminhões e ônibus."

TABELA 1.2: Afundamentos de Trilhas Internas de Roda Observados em Alguns Trechos de Pavimentos do Tipo Baixo Custo do Estado de São Paulo

Rodovia			Nº de Pontos Levantados de 20 em 20 m	Afundamentos de Trilhas-de-roda							
Nome	Características do Trecho			Valores Levantados das Trilhas Internas (mm) - Junho/96							
				Lado Direito				Lado Esquerdo			
	Local/Sentido	Seção Transversal		Greide	Média	Desvio Padrão	Valor Máximo	Greide	Média	Desvio Padrão	Valor Máximo
SCA-040	Km 4 (jazida 1)/ Itirapina - São Carlos	corte	20	declive	3,8	1,04	6	active	4,0	1,10	6
SCA - 040	Km 6 (jazida 2)/ São Carlos - Itirapina	corte	10	declive	5,0	1,41	8	active	4,6	1,02	6
SCA - 040	Km 6 + 400m/ São Carlos - Itirapina	aterro	8	declive suave	5,3	1,39	8	active suave	5,3	2,90	11
SCA - 040	Km 10 + 800m/ Itirapina - São Carlos	aterro	5	plano	4,2	0,98	5	plano	4,8	2,23	8
SCA - 040	Km 9 + 200m/ São Carlos - Itirapina	aterro	10	plano	6,2	2,93	13	plano	6,4	2,65	12
SCA - 040	Km 8/ São Carlos - Itirapina	corte	10	declive	3,4	0,49	4	active	4,1	0,83	5
SCA - 040	Km: frente Horto Florestal/ São Carlos - Itirapina	aterro	10	declive	5,9	0,94	8	active	5,9	1,64	9

TABELA 1.2: Continuação

Rodovia			Número de Pontos Levantados de 20 em 20 m	Afundamentos de Trilhas-de-roda							
Nome	Características do Trecho			Valores Levantados das Trilhas Internas (mm) - Junho/96							
				Lado Direito				Lado Esquerdo			
	Local/Sentido	Seção Transversal		Greide	Média	Desvio Padrão	Valor Máximo	Greide	Média	Desvio Padrão	Valor Máximo
SCA - 329	frente Fazenda Stº Antônio/ Stª Eudóxia - Água Vermelha	greide assentado no terreno natural	10	plano	7,0	2,49	12	plano	6,0	1,61	10
SCA - 329	1,5 Km de Água Vermelha/ Água Vermelha -Stª Eudóxia	corte	10	declive suave	4,7	1,00	6	active suave	4,7	1,62	8
SP - 331	frente Sítio São Mateus/ Araraquara - Gavião Peixoto	corte	10	active	7,8	2,44	12	declive	6,0	1,67	10
SP -331	Sob a linha de transmissão/ Gavião Peixoto - Araraquara	greide assentado no terreno natural	10	plano	6,1	2,55	12	plano	8,1	2,39	12
Acesso a Cândido Rodrigues	0,5 Km do trevo SP-310/ SP - 310 - Cândido Rodrigues	greide assentado no terreno natural	10	plano	4,8	0,60	6	plano	4,1	0,54	5
Acesso a Cândido Rodrigues	2,2 Km do trevo SP-310/ SP - 310 - Cândido Rodrigues	corte	10	declive	5,0	1,26	10	active	5,3	1,10	7,0

**TABELA 1.3: Afundamentos de Trilhas Externas de Roda Observados em Alguns Trechos de Pavimentos do Tipo Baixo
Custo do Estado de São Paulo**

Rodovia			Nº de Pontos Levantados de 20 em 20 m	Afundamentos de Trilhas-de-roda							
Nome	Características do Trecho			Valores Levantados das Trilhas Externas (mm) - Junho/96							
	Local/Sentido	Seção Transversal		Lado Direito				Lado Esquerdo			
				Greide	Média	Desvio Padrão	Valor Máximo	Greide	Média	Desvio Padrão	Valor Máximo
SCA-040	Km 4 (jazida 1)/ Itirapina - São Carlos	corte	20	declive	4,6	0,92	6	active	4,7	1,10	7
SCA - 040	Km 6 (jazida 2)/ São Carlos - Itirapina	corte	10	declive	5,2	1,17	7	active	4,9	1,04	6
SCA - 040	Km 6 + 400m/ São Carlos - Itirapina	aterro	8	declive suave	4,9	1,45	8	active suave	6,1	2,26	11
SCA - 040	Km 10 + 800m/ Itirapina - São Carlos	aterro	5	plano	6,8	2,04	9	plano	7,6	1,62	10
SCA - 040	Km 9 + 200m/ São Carlos - Itirapina	aterro	10	plano	6,0	1,95	10	plano	6,5	2,06	10
SCA - 040	Km 8/ São Carlos - Itirapina	corte	10	declive	5,5	1,28	8	active	6,9	2,07	10
SCA - 040	Km: frente Horto Florestal/ São Carlos - Itirapina	aterro	10	declive	8,9	3,14	17	active	6,9	1,51	10

TABELA 1.3: Continuação

Rodovia			Número de Pontos Levantados de 20 em 20 m	Afundamentos de Trilhas-de-roda							
Nome	Características do Trecho			Valores Levantados das Trilhas Externas (mm) - Junho/96							
	Local/Sentido	Seção Transversal		Lado Direito				Lado Esquerdo			
				Greide	Média	Desvio Padrão	Valor Máximo	Greide	Média	Desvio Padrão	Valor Máximo
SCA - 329	frente Fazenda St ^o Antônio/ St ^a Eudóxia - Água Vermelha	greide assentado no terreno natural	10	plano	6,7	1,62	10	plano	11,8	4,04	18
SCA - 329	1,5 Km de Água Vermelha/ Água Vermelha -St ^a Eudóxia	corte	10	declive suave	5,0	1,55	7	aclive suave	5,2	1,25	7
SP - 331	frente Sítio São Mateus/ Araraquara - Gavião Peixoto	corte	10	aclive	5,8	1,78	10	declive	5,7	1,10	8
SP -331	Sob a linha de transmissão/ Gavião Peixoto - Araraquara	greide assentado no terreno natural	10	plano	5,3	1,73	9	plano	7,3	2,55	15
Acesso a Cândido Rodrigues	0,5 Km do trevo SP-310/ SP - 310 - Cândido Rodrigues	greide assentado no terreno natural	10	plano	7,1	1,58	10	plano	8,4	3,67	16
Acesso a Cândido Rodrigues	2,2 Km do trevo SP-310/ SP - 310 - Cândido Rodrigues	corte	10	declive	5,7	1,00	8	aclive	7,2	2,36	14

Segundo PUMPHREY e LENTZ (1986), "testes triaxiais de carga repetida em solos e em materiais granulares de camadas de base têm sido recentemente os testes mais amplamente aceitos para medidas de deformação permanente".

MOTTA e PINTO (1994) utilizaram ensaios dinâmicos com determinação do módulo resiliente e da deformação permanente para estudo da aplicabilidade de alguns materiais que, no estado natural, não atenderam às especificações habituais para emprego em pavimentos de rodovias.

Segundo BALBO (1992), o afundamento das trilhas-de-roda é um tipo de defeito que pode ser utilizado como critério de medida da condição de ruptura dos pavimentos flexíveis, tendo em vista os conceitos implícitos em alguns métodos de dimensionamento.

1.3 Objetivos

Este trabalho tem por objetivo determinar, em laboratório, através do ensaio triaxial com pressão confinante constante e com tensão desvio axial cíclica, as deformações permanentes de dois tipos de solo utilizados na construção de pavimentos flexíveis do tipo baixo custo do Estado de São Paulo. Através dos resultados de deformação permanente, obtidos dos ensaios de laboratório, foram estudados modelos matemáticos que possibilitam estimar as deformações permanentes de cada solo em estudo em função do número e amplitude das tensões aplicadas e de sua resistência mecânica. Finalmente, através da utilização desses modelos matemáticos, as deformações permanentes totais estimadas em laboratório foram comparadas com os afundamentos de trilhas-de-roda observados em dois segmentos de uma rodovia em serviço, cuja estrutura é constituída pelos solos em estudo.

Os valores das deformações permanentes dos dois solos acima citados foram investigados neste trabalho nos seguintes teores de umidade: teor de umidade ótimo ($h_{ót}$), teor de umidade correspondente ao do CBR máximo ($h_{CBRmáx}$) e teor de umidade ótimo + 2% ($h_{ót} + 2\%$).

1.4- Organização do Trabalho

Além do Capítulo 1, este trabalho consta ainda dos seguintes capítulos:

- **Capítulo 2**

Apresenta-se neste capítulo uma revisão bibliográfica do assunto a ser desenvolvido, abordando-se os seguintes tópicos: distribuição das tensões nas camadas de pavimentos flexíveis e comportamento dos materiais do ponto de vista tensão-deformação. A determinação dos parâmetros de deformabilidade dos materiais e a exposição de modelos para a estimativa dos módulos resilientes, dos coeficientes de Poisson e das deformações permanentes dos materiais empregados em pavimentos flexíveis encontram-se também neste capítulo. Posteriormente, são ainda apresentadas algumas considerações acerca dos principais fatores que interferem nas características de deformabilidade dos materiais utilizados em pavimentos flexíveis e, também, sobre as influências climáticas que interferem no desempenho desses pavimentos.

- **Capítulo 3**

Este capítulo contém o procedimento utilizado para o desenvolvimento da pesquisa experimental.

- **Capítulo 4**

Neste capítulo encontram-se os resultados dos seguintes ensaios de laboratório: granulometria, limites de liquidez e plasticidade, CBR ("California Bearing Ratio") e triaxial convencional.

- **Capítulo 5**

Apresenta-se, neste capítulo, um estudo para a estimativa das tensões nas camadas de um pavimento, com o objetivo de investigar a deformabilidade dos seus materiais constituintes, em laboratório.

- **Capítulo 6**

Este capítulo contém os resultados do ensaio triaxial com pressão confinante constante e com tensão desvio axial cíclica, referentes aos solos selecionados para esta pesquisa

- **Capítulo 7**

Apresenta-se, neste capítulo, uma análise dos resultados dos ensaios de laboratório relatados no Capítulo 6. Apresentam-se também os modelos obtidos para a estimativa das deformações permanentes dos solos estudados, bem como os resultados da contribuição das deformações permanentes das camadas de solo na formação das trilhas-de-roda em dois segmentos de uma rodovia selecionada para este estudo.

- **Capítulo 8**

Este capítulo refere-se às conclusões e às recomendações do trabalho.

- **Referências Bibliográficas**

- **Anexo A**

Este anexo contém um resumo dos programas de computador ELSYM5 e ILLI-PAVE. Esses dois programas foram utilizados neste trabalho para a

estimativa das tensões e deformações num pavimento do tipo baixo custo do estado de São Paulo.

- **Anexo B**

Apresenta-se, neste anexo, os trabalhos que foram efetivados para a realização do ensaio triaxial dinâmico, utilizando-se a prensa MTS ("Material Test System"), disponível no Laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos-USP.

- **Anexo C**

Neste anexo encontram-se os resultados obtidos dos ensaios de caracterização para a identificação de dois solos pelo Método MCT e, também, os resultados dos ensaios de compactação, CBR e expansão desses mesmos solos nas energias normal e intermediária.

- **Anexo D**

Neste anexo apresenta-se um programa de computador, em linguagem Turbo Pascal, que possibilita dimensionar um pavimento flexível através de três métodos de dimensionamento, quais sejam: Método do DNER-1981, Método do DER-SP-1982 e Método da AASHTO - 1986. Após dimensionar o pavimento, ou mesmo para um pavimento flexível com estrutura previamente definida, o programa possibilita também calcular as deformações permanentes de cada camada, estimando a contribuição de cada uma delas na formação das trilhas-de-rodas na superfície do pavimento. Além do programa, são ainda apresentados os resultados por ele fornecidos, tendo em vista as alternativas de estudo elaboradas no Capítulo 7.

- **Anexo E**

São apresentados, neste anexo, vários gráficos ilustrando a variação da deformação axial (elástica e permanente), em função do número e amplitude da tensão desvio axial aplicada e, também, duas tabelas. Uma delas, contendo informações sobre: o dia e a hora em que a mistura (solo e água) e a compactação dos solos foram realizadas, as leituras iniciais nos LVDTs e as alturas de referência dos corpos-de-prova para o cálculo de suas deformações axiais. A outra, contendo informações sobre os teores de umidade de alguns corpos-de-prova, observados após o término do ensaio triaxial cíclico, realizado sob condições drenadas.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações Iniciais

Este capítulo consta de algumas considerações sobre a distribuição das tensões e deformações nas camadas dos pavimentos flexíveis e também sobre o comportamento dos materiais do ponto de vista tensão-deformação. São ainda apresentados inúmeros modelos para a estimativa das deformações elástica e permanente dos materiais comumente utilizados nas camadas de pavimentos de rodovias. Comenta-se também, neste capítulo, sobre a determinação do coeficiente de Poisson e sobre os principais fatores que interferem nas características de deformabilidade dos materiais, quando solicitados dinamicamente. Por fim, são apresentados alguns modelos que podem ser utilizados para previsão do afundamento das trilhas-de-roda em pavimentos flexíveis e alguns comentários acerca das influências climáticas no desempenho dos pavimentos.

2.2 Tensões no Pavimento Flexível

Os veículos que trafegam numa estrada provocam ao longo de toda a sua estrutura diferentes tipos de tensão e com as mais variadas amplitudes. Na Figura 2.1 encontram-se as tensões que atuam num elemento de um material da camada de base, devido à ação de uma carga P , induzindo uma pressão p uniformemente distribuída na superfície do pavimento. Estas tensões que atuam em cada face do elemento originam-se da decomposição da tensão resultante, segundo as direções dos três eixos de coordenadas, simbolizados por X , Y e Z . Nas três faces opostas do elemento atuam como condição de equilíbrio, tensões de reações iguais, de mesma direção e sentido contrário.

FIGURA 2.1: Tensões que Atuam num Ponto do Pavimento

A Figura 2.2 ilustra a distribuição das tensões verticais e horizontais, sob o centro de uma carga por roda, num pavimento flexível. Observa-se que a camada do revestimento, por ser constituída de uma mistura de agregado mais ligante betuminoso oferece resistência tanto à tração quanto à compressão. A função de resistir aos esforços de tração atribui-se à presença do ligante betuminoso que atua aglutinando os agregados e conferindo à mistura um ganho de resistência associado, principalmente, à parcela coesiva. Já a camada de base, os materiais granulares que a compõem não oferecem resistência à tração, sendo portanto mobilizadas apenas as tensões de compressão.

Os critérios mais comumente empregados no dimensionamento de pavimentos são os que seguem:

- limitar a tensão vertical máxima (σ_v) atuante no subleito para prevenir a ruptura total do pavimento e, também, a formação da trilha-de-roda por acúmulo excessivo de deformação permanente ou plástica;
- limitar a tensão máxima de tração (σ_t) na face inferior do revestimento ou numa camada cimentada para prevenir a ruptura por fadiga.

FIGURA 2.2: Distribuição Típica de Tensão sob uma Roda com Carga P (HAAS e HUDSON, 1978)

A Figura 2.3 ilustra a variação da tensão normal vertical em diferentes afastamentos horizontais na direção do eixo x , numa dada profundidade de um pavimento hipotético, para três condições de carregamento, quais sejam: carregamento devido à ação das duas rodas do semi-eixo simples, carregamento considerando-se somente a ação da roda esquerda do semi-eixo simples e carregamento considerando-se apenas a influência da roda direita do semi-eixo simples.

2.3 Modelos para a Estimativa das Tensões em Pavimentos Flexíveis

Segundo YODER e WITCZAK (1975), muitas soluções que atualmente existem para a previsão das tensões que se distribuem ao longo das camadas estruturais dos pavimentos tiveram origem na teoria de Boussinesq em 1885.

A ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO (1995) apresenta uma abordagem sobre dimensionamento de pavimentos fundamentada na teoria da elasticidade, onde se utilizam as equações de Boussinesq para cálculo das tensões e deformações que se distribuem na estrutura do pavimento.

**Tensão Normal Vertical "Versus" Afastamento Horizontal
Numa Dada Profundidade do Pavimento**

tratamento superficial: 2,5 cm; $E = 2.450.000 \text{ kPa}$; $\mu = 0,35$

base: 20 cm; $E = 560.000 \text{ kPa}$; $\nu = 0,40$

reforço: 15 cm; $E = 280.000 \text{ kPa}$; $\nu = 0,40$

subleito: $E = 35.000 \text{ kPa}$; $\nu = 0,40$

FIGURA 2.3: Tensão Normal Vertical "Versus " Afastamento Horizontal numa Dada Profundidade de um Pavimento Hipotético

BURMISTER (1958) utilizou uma teoria elástica, num sistema composto de duas camadas, para estimar as deflexões que ocorrem na superfície do pavimento e as tensões que se distribuem ao longo de suas camadas; ambas subjacentes ao centro de uma carga uniformemente distribuída sobre uma área circular. Os valores dos coeficientes de Poisson das duas camadas considerados neste estudo foram iguais a 0,5.

AHLVIN e ULERY (1962) elaboraram oito tabelas para obtenção de determinadas funções (A, B, C,...H), cujos valores são obtidos através de dois elementos, quais sejam: a profundidade expressa em função do raio, abaixo da área carregada, e o afastamento horizontal em função do raio, a partir do centro da área carregada. Combinando essas funções, através de fórmulas, com a pressão de contato que atua na superfície da camada juntamente com os valores do coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade do semi-espaço suposto isotrópico, homogêneo e elástico, pode-se obter as tensões, deformações e deslocamentos que se distribuem ao longo da camada, devido à ação de uma carga uniformemente distribuída na sua superfície.

JONES (1962) apresentou uma combinação de valores, dispostos em forma de tabela, para calcular as tensões vertical e horizontal (direção do raio) num pavimento constituído de três camadas consideradas de comportamento elástico. Para cálculo dessas tensões o coeficiente de Poisson foi fixado em 0,5. Admitiu-se também a existência de atrito nas interfaces das camadas acima citadas.

PEATIE (1962) apresentou um método gráfico, aplicável a um pavimento composto de três camadas elásticas, para obtenção de fatores de tensão que permitem calcular as tensões vertical e horizontal em pontos da estrutura da estrada, localizados, simultaneamente, nas interfaces das camadas e numa vertical que passa pelo centro de uma área carregada, conforme ilustra a Figura 2.4.

FIGURA 2.4: Estrutura de um Pavimento Composta de Três Camadas Elásticas (PEATTIE, 1962)

Na Figura 2.4 tem-se que:

a = raio da área de contato circular,

p = pressão de contato,

σ_{z1} = tensão vertical na primeira interface,

σ_{z2} = tensão vertical na segunda interface

σ_{r1} = tensão horizontal na base da camada superior,

σ_{r2} = tensão horizontal no topo da camada intermediária,

σ_{r2}' = tensão horizontal na base da camada intermediária,

σ_{r3} = tensão horizontal no topo da camada inferior,

E_1 , E_2 e E_3 : são os módulos de elasticidade das camadas.

Pesquisadores de vários organismos rodoviários, utilizando-se métodos de elementos finitos e/ou diferenças finitas, desenvolveram inúmeros programas de computador, aplicáveis a um sistema elástico de múltiplas camadas, para a estimativa das tensões e deformações que se distribuem ao longo de toda a estrutura do pavimento, oriundas das solicitações dos veículos. No Anexo A encontram-se algumas informações úteis para a utilização dos programas de computador ELSYM5 e ILLI-PAVE. Esses dois programas foram utilizados neste trabalho, para análise das respostas estruturais de um dado sistema de pavimento em camadas.

2. 4 Comportamento dos Materiais - Tensões "versus" Deformações

De acordo com O'REILLY e BROWN (1991), a modelagem do comportamento do solo, quer numérica (usualmente utilizando-se um computador) ou física (utilizando-se pequenos volumes de solo ou materiais semelhantes), tem por objetivo reproduzir os aspectos vitais da resposta do solo, desprezando-se algumas de suas características consideradas de menor importância. Portanto, a arte de modelagem de um solo assenta-se na capacidade de se poder identificar as suas características mais importantes, utilizando-se um modelo tão simples quanto possível. É claro que quanto mais elaborado ou sofisticado for o modelo, mais parâmetros do solo serão necessários para descrevê-lo, mais elaborada serão as operações de investigação do local necessárias para definir esses parâmetros do solo e mais extensas serão as análises para a utilização do modelo, para prever o desempenho de uma estrutura geotécnica.

Segundo ORTIGÃO (1993), os solos apresentam grandes dificuldades para um tratamento tensão-deformação devido à não-linearidade acentuada, à histerese e à plastificação a partir de certa deformação. A arte está em se determinar um modelo o mais simples possível, mas que seja razoavelmente acurado, para a aplicação pretendida.

A Figura 2.5 ilustra quatro possíveis relações de tensão-deformação de solos, isto é: (a) o solo apresentou um comportamento elástico-linear; (b) o solo comportou-se elasticamente porém não linear; (c) observou-se o fenômeno da histerese², ou seja, para uma mesma amplitude de tensão a resposta do material, associada à sua deformação elástica, não foi a mesma nas fases de carregamento e descarregamento; (d) o material apresentou um comportamento elasto-plástico, ou seja, ocorreram deformações permanente e elástica.

² histerese: "fenômeno que consiste em a resposta de um sistema a uma solicitação externa se atrasar em relação ao incremento ou à atenuação desta solicitação" (Dicionário Aurélio)

FIGURA 2.5: Comportamento dos Solos-Tensão"versus" Deformação: (a) Elástico-Linear; (b) Elástico não Linear; (c) Histerese; (d) Elasto-Plástico (ORTIGÃO, 1993)

2.4.1 Elasticidade Linear

No regime elástico a deformação que ocorre no material, sob à ação de uma carga, é totalmente recuperável quando a mesma for removida. Para um material elástico anisotrópico as relações entre tensão e deformação podem ser obtidas pela seguinte equação matricial:

$$\{\epsilon\} = [D] \{\sigma\} \quad (2.1)$$

onde:

$\{\epsilon\}$: tensor representativo dos termos independentes do tensor deformação. As deformações que compõem este vetor são: ϵ_x , ϵ_y , ϵ_z , γ_{xy} , γ_{xz} e γ_{yz} .

$[D]$: matriz dos coeficientes das equações lineares,

$\{\sigma\}$: vetor representativo dos termos independentes do tensor das tensões. As tensões que compõem este vetor são: σ_x , σ_y , σ_z , τ_{xy} , τ_{xz} e τ_{yz} .

Os valores ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z são as deformações lineares que ocorrem no elemento do solo devido à ação das tensões normais σ_x , σ_y e σ_z . Os valores de

γ_{xy} , γ_{xz} e γ_{yz} são as deformações distorcionais ou deformações angulares que ocorrem no elemento do solo devido à ação das tensões cisalhantes τ_{zx} e τ_{zy} , τ_{yx} e τ_{yz} e τ_{xy} e τ_{xz} , respectivamente, atuando paralelamente às faces do elemento do solo, conforme ilustrado na Figura 2.1.

Considerando-se o material de comportamento elástico-linear, homogêneo e isotrópico, os 36 coeficientes da matriz [D] reduzem-se a 12 elementos que guardam uma relação de dependência entre si, que possibilita quantificá-los através do módulo de Young E e do coeficiente de Poisson ν .

2.4.2 Elasticidade Não Linear

DUNCAN, MONISMITH e WILSON (1968) aplicaram técnica de elementos finitos para análise de sistemas representativos de estruturas de pavimento. Neste estudo foi utilizado um programa de computador que gera configurações apropriadas de elementos finitos para estruturas axissimétricas, e abordagens fundamentadas no efeito da não linearidade foram consideradas mais adequadas para representar o comportamento de materiais granulares de camadas de base e de subleitos coesivos.

DEHLEN e MONISMITH (1970) estudaram, através de ensaios triaxiais de carga repetida, as relações entre tensão e deformação dos materiais de rodovias, sob condições representativas de pavimentos em serviço. Devido à resposta não linear entre tensão e deformação e à natureza essencialmente recuperável das deformações, após um grande número de repetições de tensão de curta duração, o modelo elástico não linear foi considerado mais apropriado para representar a resposta resiliente de concreto asfáltico, argila e areia, sob condições de carregamentos semelhantes às solicitações dos veículos num determinado pavimento.

De acordo com DESAI e SIRIWARDANE (1984), um dos principais fatores que causam a não linearidade nos materiais é o estado de tensão a que estão submetidos. A medida que o nível de carregamento aumenta ou diminui, o material ensaiado experimenta contínuas mudanças nas suas características físicas. Em outras palavras, o módulo ou parâmetro que define a rigidez do material passa por contínuas variações a medida que o carregamento é alterado. Além do estado de

tensão, existem outros fatores que podem causar a não linearidade nos solos, com por exemplo: o estado físico do material representado pela densidade, teor de umidade e índice de vazios; tipo de carregamento: estático ou dinâmico; trajetória de tensões, entre outros.

Vários modelos que expressam o comportamento não linear dos materiais serão apresentados neste trabalho, quando do estudo das deformações resilientes de alguns tipos de solo utilizados nas camadas dos pavimentos e nos subleitos das rodovias.

2.4.3 Elasto-plasticidade

A Figura 2.6 ilustra uma curva típica de tensão-deformação de um metal sobre tensão simples. Outros materiais, inclusive os solos, podem também exibir comportamento semelhante. Segundo DESAI e SIRIWARDANE (1984), observa-se que quando a carga é aumentada gradualmente, o material comporta-se elasticamente até o ponto A e retorna ao estado inicial se a carga for removida. O estado de tensão no ponto A é chamado de limite elástico. Quando a amostra é carregada de A até B, ambas deformações podem ocorrer, isto é, elástica e plástica e o comportamento do solo é conhecido como elasto-plástico. É interessante notar que se a amostra for carregada a partir do ponto C, ela frequentemente comportará elasticamente até o nível de tensão alcançar o ponto B. Outra característica importante na Figura 2.6 é que os pontos F e G representam diferentes estados de tensão para um mesmo estado de deformação.

FIGURA 2.6: Curva Típica de Tensão-Deformação para Metal sobre Tensão Simples - Uniaxial (DESAI e SIRIWARDANE, 1984)

PAUTE, MARIGNER e VIDAL (1994) observaram que materiais granulares submetidos a carregamentos cíclicos apresentaram deformações reversíveis, registradas a cada ciclo, e deformações permanentes que se acumularam quando o número de ciclos aumentou. Portanto, para níveis de tensão afastados da tensão de ruptura do material distinguiram dois estágios, quais sejam (ver Figura 2.7):

- no início dos carregamentos, a deformação permanente aumentou rapidamente e a deformação reversível diminuiu (a rigidez do material aumentou). Com o decorrer do ensaio as deformações plásticas diminuíram, passando a predominar as deformações elásticas;
- após um certo número de carregamentos, geralmente entre 5.000 e 20.000, a deformação permanente tendeu a se estabilizar (fenômeno de acomodação) e o comportamento do material foi considerado como elástico.

Segundo ainda PAUTE, MARIGNER e VIDAL (1994), uma descrição realística do comportamento de um material, conforme ilustrado na Figura 2.8, necessitaria de modelos complexos de comportamento elasto-plástico. Além do mais, o emprego de tais modelos, utilizando-se técnicas de elementos finitos, conduziria a cálculos extremamente demorados, em razão do elevado número de ciclos de carregamento a ser reproduzido (10^5 a 10^6 ciclos). Por esses motivos escolheram uma abordagem muito mais simples para estudar e modelar o comportamento de pedregulhos não tratados, submetidos a carregamentos cíclicos, que consiste em se estudar unicamente:

- o comportamento reversível do material, obtido após uma estabilização significativa das deformações permanentes. Este comportamento pode ser representado pela utilização de modelos elásticos não lineares, comumente empregados para cálculos de estrutura em camadas;
- a evolução das deformações permanentes em função do número de ciclos de carregamento. Esta evolução fornece informações sobre a resistência do material quanto ao afundamento de trilhas-de-roda.

FIGURA 2.7: Deformação de um Material Granular sob Carregamentos Cíclicos (PAUTE, MARIGNER e VIDAL, 1994)

FIGURA 2.8: Evolução dos Ciclos de Tensões e Deformações Durante os Carregamentos (PAUTE, MARIGNER e VIDAL, 1994)

2.5 Parâmetros de Deformabilidade dos Materiais em Pavimentos Flexíveis

Neste item foram apresentadas algumas considerações acerca da determinação dos módulos resilientes e do coeficiente de Poisson de alguns materiais comumente utilizados em pavimentos flexíveis de rodovias.

2.5.1 Módulos Resilientes dos Materiais

Muitos pavimentos podem apresentar problemas prematuros para níveis de tensão inferiores à resistência estática de seus materiais, ou seja, até mesmo para amplitudes de tensão no regime elástico. Um exemplo típico deste problema é quando revestimentos betuminosos e camadas de bases cimentadas estão assentes em materiais bastante deformáveis, causando a ruptura do pavimento por fadiga. A **fadiga** é um fenômeno de trincamento induzido por cargas repetidas, onde as tensões ou deformações delas decorrentes se encontram a um nível inferior ao da tensão ou deformação correspondente à resistência de ruptura do material (YODER e WITCZAK, 1975).

Para se estudar as características de deformabilidade dos materiais, em condições dinâmicas, no regime elástico, que compõem a estrutura dos pavimentos rodoviários, utiliza-se o módulo resiliente. O DNER-ME 131/94 (1994) é uma norma técnica que estabelece um método para determinar os valores do módulo resiliente de solos (arenoso ou pedregulhoso e argiloso ou siltoso), para várias tensões aplicadas. A AASHTO DESIGNATION T 274-82 (1986) refere-se também a um método de ensaio para a determinação do módulo resiliente de solos coesivos e granulares.

A determinação do módulo resiliente, nas condições do ensaio triaxial cíclico, pode ser feita pela Equação 2.2. Observa-se, nesta fórmula, que o seu valor varia inversamente com a deformação resiliente ou elástica. Portanto, quanto mais deformável for o material, menor será o valor do seu módulo resiliente.

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_e} \quad (2.2)$$

onde:

M_R = módulo resiliente (kPa ou kgf/cm²),

σ_d = tensão desvio axial repetida (kPa ou kgf/cm²). $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$,

σ_1 = tensão principal maior,

σ_3 = tensão principal menor,

ε_e = deformação específica axial elástica ou resiliente correspondente a um certo número de aplicações de σ_d . O seu valor pode ser determinado pela fórmula:

$$\varepsilon_e = \frac{\Delta h}{h} \quad (2.3)$$

onde:

Δh = deslocamento axial elástico ou resiliente (mm),

h = altura do corpo-de-prova (mm).

A Figura 2.9 elucida, graficamente, como é feita a determinação do módulo resiliente, utilizando-se a Equação 2.2. Em (a), em vários ciclos de carregamento, ocorreram deformações elásticas e plásticas. Entretanto, a partir do ponto B, o material começou a se comportar de forma reversível, tendendo a uma

acomodação; em (b), o valor do número de aplicações da tensão desvio, onde observou-se este tipo de comportamento correspondeu a N_1 .

Para níveis de tensão moderados, a resposta elástica da maior parte dos solos de subleito, materiais granulares não estabilizados e materiais estabilizados, torna-se relativamente constante após, aproximadamente, 100 a 200 repetições de carga. Determinando-se o módulo dinâmico com 100 a 200 aplicações de carga, o método do ensaio triaxial cíclico sob condições drenadas, provavelmente não terá um efeito significativo nos valores dos módulos dinâmicos, na maior parte dos casos ("SPECIAL REPORT 162", 1975).

σ = tensão axial,

σ_d = tensão desvio axial,

ε = deformação específica axial,

$\tan \alpha$ = módulo resiliente (M_R),

N = número de aplicação de σ_d ,

ε_e = deformação reversível,

ε_p = deformação permanente acumulada.

FIGURA 2.9: Representação Gráfica do Módulo Resiliente "versus" Número de Aplicações da Tensão Desvio

2.5.1.1 Módulos Resilientes de Solos Granulares e de Granulometria Fina

Segundo DUNCAN, MONISMITH e WILSON (1968), o módulo resiliente para materiais de base e de sub-base varia em função da amplitude da pressão confinante (σ_3), podendo o mesmo ser obtido pela fórmula:

$$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \quad (2.4)$$

onde:

K_1 e K_2 : coeficientes obtidos experimentalmente e são apropriados para cada tipo de material granular que se utiliza,
 σ_3 : pressão confinante.

De acordo com DEHLEN e MONISMITH (1970), o módulo resiliente (M_R) de areias e pedregulhos pode ser expresso tanto pela Equação 2.4 quanto pela Equação 2.5. No "AASHTO Guide for Design of Pavement" (1986) recomenda-se a utilização da Equação 2.5 para a estimativa dos módulos resilientes de materiais granulares de camadas de base e sub-base de pavimentos flexíveis.

$$M_R = K_1' \theta^{K_2'} \quad (2.5)$$

onde:

θ : soma das tensões principais (primeiro invariante de tensão),
 K_1' e K_2' : coeficientes obtidos experimentalmente. K_2' varia, de um modo geral, entre 0,35 e 0,60. Já o valor de k_2 na Equação 2.4 varia, em geral, entre 0,35 e 0,55.

Para solos de granulometria fina, a obtenção do módulo resiliente pode ser feita pelas seguintes equações (DUNCAN, MONISMITH e WILSON, 1968):

$$M_R = K_2 + K_3 \left[K_1 - (\sigma_1 - \sigma_3) \right], \text{ para } K_1 > (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.6)$$

$$M_R = K_2 + K_4 \left[(\sigma_1 - \sigma_3) - K_1 \right], \text{ para } K_1 < (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.7)$$

A definição dos coeficientes K_1 , K_2 , K_3 e K_4 pode ser feita pela utilização de um modelo bi-linear, conforme ilustrado na Tabela 2.1.

MEDINA e PREUSSLER (1980) utilizaram as Equações 2.4, 2.5, 2.6 e 2.7 como uma tentativa de classificação de vários solos de subleitos e de camadas de pavimentos flexíveis de rodovias brasileiras, quanto às suas propriedades resilientes. Os resultados obtidos encontram-se dispostos na Tabela 2.1.

MOTTA et al. (1990), ao ensaiarem amostras de solos utilizadas em pavimentos de rodovias brasileiras, submetidas a testes triaxiais de cargas repetidas, identificaram três outras formas de comportamento resiliente, além dos dois modelos tradicionalmente conhecidos, apropriados para solos coesivos e granulares. O Quadro 2.1 ilustra os três novos modelos de comportamento resiliente que foram identificados para os solos brasileiros, quais sejam: combinado, constante e areno-argiloso.

SVENSON (1980), PREUSSLER (1983) e MOTTA (1991) também utilizaram as Equações 2.4, 2.5, 2.6 e 2.7 para estudar o comportamento resiliente de solos arenosos e argilosos de várias regiões do Brasil, com vistas ao estudo da deformabilidade de pavimentos, sob os efeitos de cargas transientes.

De acordo com CARDOSO e WITCZAK (1991), o modelo representado pela Equação 2.8 foi quem melhor estimou os valores dos módulos resilientes de amostras de pedregulhos de camadas granulares e de solos de subleito; materiais estes de comportamento laterítico. O coeficiente de determinação (R^2) encontrado foi igual a 0,92.

$$M_R = \frac{179,0412(CBR)^{1,08774} (\theta)^{1,43633}}{(\sigma_1)^{1,18398}} \quad (2.8)$$

onde:

M_R = módulo resiliente (psi),

CBR = índice suporte Califórnia,

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ = primeiro invariante de tensão (psi),

σ_1 = tensão principal maior (psi).

CAMPELLO et al. (1991), estudando solos tropicais provenientes de estruturas de pavimentos flexíveis de diversas regiões do Brasil, relacionaram o módulo resiliente com o índice mini-CBR (após imersão por 24 horas). As amostras de solo ensaiadas foram compactadas no teor ótimo de umidade. Para os solos pertencentes aos grupos lateríticos da classificação MCT, as relações encontradas estão contidas na Tabela 2.2:

TABELA 2.1: Características de Resiliência dos Solos; Tentativa de Classificação (MEDINA e PREUSSLER, 1980)

Porcentagem que Passa na Peneira N ^o 200 (0,074 mm)						
Mais que 50% (solos argilosos)		Menos de 50% (solos arenosos)				
Mais de 50% de siltes nos finos	Menos de 50% de siltes nos finos	Faixa granulo- métrica	Classe T.R.B.	Classe U.S.C.S.	Equação da resiliência	Propriedades Físicas
(a) $K_3 = K_4 = 0$ $MR = K = 326 + 67 (CBR)$	(b) $K_1 = 0,7 \text{ a } 1,1$ $k_2 = 326 + 67 (CBR) - k_4 (2-k_1)$ $K_3 = 2282 (CBR) - 7559 ;$ $0 \leq k_3 \leq 28953$ $k_4 = -2000 \text{ a } -3000,$ para $CBR > 10$ e $k_4 = 0$ para $CBR < 10$	A	A-1-b ou A-2	SM ou SC	$M_R = 5100\sigma_3^{0,90}$ (c)	LL < 45, IP ≤ 14 CBR > 20, EXP < 0,5% Obs.: h_{ot} entre 8 e 12% (energia intermediária) CBR < 10 e EXP ≥ 2%
		B	A-3	SM	$M_R = 17000\sigma_3^{0,75}$ (d)	
			A-2-6	SC	$M_R = 13000\sigma_3^{0,34}$ (e)	
			A-2-4	SM	$M_R = 8000\sigma_3^{0,52}$ (f)	
		B*	A-4 ou A-2-4	SM	$M_R = 1000\sigma_3^{0,52}$ (g)	
Forma da relação: $M_R = f(\sigma_d)$		Forma da relação: $M_R = f(\sigma_3)$
$M_R = K_2 + K_3 \left[K_1 - (\sigma_1 - \sigma_3) \right], K_1 > (\sigma_1 - \sigma_3)$ $M_R = K_2 + K_4 \left[(\sigma_1 - \sigma_3) - K_1 \right], K_1 < (\sigma_1 - \sigma_3)$		$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$				

Notas: (1) número de amostras ensaiadas: (a) 3; (b) 3; (c) 9; (d) 1; (e) 1; (f) 1; (g) 2.

(2) em (b) há proporcionalidade entre K_1 e K_4 ; K_1 e K_2 : kgf/cm^2 ; K_3 e K_4 , adimensionais.

(3) Equações das faixas A e B correspondem ao teor ótimo.

QUADRO 2.1: Novos Modelos de Comportamento Resiliente Encontrados para Solos Brasileiros além dos Modelos Tradicionais (MOTTA et al., 1990)

Novos Modelos de Comportamento Resiliente		
Combinado	Constante	Areno-Argiloso
<p> $M_R = M_i \sigma_3^{K_5}$ $M_i = K_2 + K_3 \mid K_1 - \sigma_d \mid$ $M_i = K_2 + K_4 \mid \sigma_d - K_1 \mid$ </p>	<p> $M_R = K_1$ </p>	<p> $M_R = K_1 \theta^{K_2}$ $M_R = K'_1 \sigma_d^{K'_2}$ </p>

TABELA 2.2 : Relações entre Módulo Resiliente e Mini-CBR para Solos Tropicais Pertencentes aos Grupos Lateríticos da Classificação MCT (CAMPELLO et al., 1991)

Grupo da Classificação MCT	Relação Encontrada	Intervalo de Variação dos Coeficientes
LA	$M_R \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 22 \text{ CBR}''$	11 a 33
LA'	$M_R \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 32 \text{ CBR}''$	23 a 41
LG' (1,5 < c' < 2,25)*	$M_R \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 121 \text{ CBR}''$	33 a 209
LG' (2,25 < c' < 3,0)*	$M_R \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 358 \text{ CBR}''$	188 a 528

* c' é um coeficiente da classificação MCT; '' CBR em porcentagem.

NAZARIAN e FELIBERTI (1993) compararam os valores dos módulos resilientes, obtidos em amostras de areia provenientes de El Paso, Texas, pela utilização dos procedimentos da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), SHRP (Strategic Highway Research Program) e, por um terceiro, chamado de procedimento proposto. As principais diferenças existentes entre esses métodos estão associadas com o modo de aplicação das tensões desvio e confinante. Nos métodos da AASHTO e SHRP são utilizadas várias combinações da tensão desvio para uma dada pressão confinante. Já para o método proposto são utilizadas várias combinações da pressão confinante para uma dada tensão desvio. Para materiais granulares, em ambos procedimentos SHRP e AASHTO, recomenda-se a utilização da Equação 2.5 para a estimativa do módulo resiliente. Como se pode observar nesta equação, o módulo resiliente é função somente do estado de tensão e não leva em consideração a amplitude da deformação. No modelo ilustrado pela Equação 2.9, ambos os fatores foram incluídos para a determinação do módulo resiliente, quais sejam: o estado de tensão (primeiro invariante de tensão) e a amplitude da deformação.

$$M_R = 10^{K_1 \theta^{K_2} \varepsilon^{K_3}} \quad (2.9)$$

onde:

$$\theta = 3\sigma_c + \sigma_d,$$

σ_d = tensão desvio,

σ_c = pressão confinante,

ε = deformação,

K_1, K_2, K_3 : são coeficientes do material obtidos experimentalmente.

Os módulos resilientes estimados pela Equação 2.9 aproximaram-se mais dos valores dos módulos resilientes obtidos em laboratório do que aqueles previstos pela Equação 2.5.

BERNUCCI (1995) realizou ensaios para a determinação do módulo resiliente de amostras de solo de comportamento laterítico oriundas de pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego do estado de São Paulo, e obteve várias equações para a estimativa do módulo resiliente, para diferentes graus de compactação e condições de ensaio. A Tabela 2.3, a seguir, contém algumas das equações encontradas por BERNUCCI (1995) associadas à determinadas características de compactação e condições de ensaio.

TABELA 2.3: Equações para Estimativa de Módulos Resilientes de Solos de Comportamento Laterítico (BERNUCCI, 1995)

Número do Corpo-de-prova	Classificação MCT	Grau de Compactação	Condições de Ensaio	Módulo Resiliente (M_R) (MPa) θ e σ_3 em kPa	Coefficiente de Correlação
1	LA	100% da energia normal	após compactação	$M_R = 18,2\theta^{0,57}$ $M_R = 50,5\sigma_3^{0,51}$	0,85 0,91
2	LA	97% da energia modificada	após compactação	$M_R = 29,2\theta^{0,53}$ $M_R = 66,3\sigma_3^{0,50}$	0,81 0,86
3	LA'	100% da energia normal	após 4 dias de imersão em água	$M_R = 36,3\theta^{0,39}$ $M_R = 122,2\sigma_3^{0,24}$	0,83 0,73
4	LA'	95% da energia modificada	após secagem ao ar até 80% da hótima	$M_R = 382,3\theta^{0,20}$ $M_R = 596,2\sigma_3^{0,18}$	0,81 0,86
5	LA'	97% da energia modificada	após compactação	$M_R = 76,7\theta^{0,35}$ $M_R = 136,1\sigma_3^{0,33}$	0,65 0,77
6	LG'	100% da energia normal	após compactação	$M_R = 233,5\theta^{0,08}$ $M_R = 271\sigma_3^{0,08}$	0,55 0,71
7	LG'	95% da energia modificada	após compactação	$M_R = 271,6\theta^{0,11}$ $M_R = 365,0\sigma_3^{0,07}$	0,75 0,67

A classificação dos solos investigados por BERNUCCI (1995), segundo outros métodos de classificação de solos, está apresentada na Tabela 2.4.

TABELA 2.4: Classificação de Alguns Solos Lateríticos (BERNUCCI, 1995)

Solo	Classificação		
	USCS	HRB	MCT
Descalvado	SM	A-2-4	LA
Náutico	SC	A-2-4	LA'
Américo Brasiliense	SC	A-2-4	LG'
Santa Gertrudes	ML	A-7-5	LG'

Em síntese, o comportamento resiliente da areia laterítica Descalvado é basicamente dependente da tensão de confinamento σ_3 e pouco dependente da tensão desvio σ_d . A areia argilosa laterítica Náutico, apesar de ser coesiva, apresentou um comportamento resiliente mais dependente da pressão de confinamento σ_3 do que da tensão desvio σ_d , típico de solos mais granulares. Para a areia argilosa laterítica Américo Brasileira, o comportamento resiliente foi, em geral, pouco dependente das tensões desvio e de confinamento, mostrando um comportamento próximo ao tipo constante, principalmente as amostras ensaiadas logo após a compactação. Por fim, a argila arenosa laterítica Santa Gertrudes mostrou um comportamento resiliente mais dependente da tensão desvio, típico de solos coesivos. Mas observou-se, também, um aumento do módulo resiliente deste solo com o aumento da pressão de confinamento.

LEE et al. (1995) realizaram ensaios para a determinação do módulo resiliente de cinco solos coesivos provenientes de subleitos de pavimentos em serviço. A tensão ($S_{u1,0\%}$) correspondente a 1% da deformação, para o ensaio de compressão não confinado, foi considerada um bom indicador para a estimativa do módulo resiliente e uma relação empírica entre o módulo resiliente e $S_{u1,0\%}$ foi obtida, conforme ilustra a Equação 2.10. O coeficiente de determinação (R^2) encontrado foi igual a 0,85.

$$M_R = 1560 + 833,8S_{u1,0\%} - 6,97S_{u1,0\%}^2 \quad (2.10)$$

onde:

M_R = módulo resiliente (psi), para uma dada tensão desvio,

$S_{u1,0\%}$ = tensão em psi que causa 1% de deformação no ensaio de compressão não confinada.

2.5.1.2 Módulos Resilientes de Misturas Betuminosas

MILLER, UZAN e WITCZAK (1983) compararam resultados de ensaios para a determinação de módulos dinâmicos de cinco tipos de misturas betuminosas, com valores de módulos dinâmicos fornecidos pelo modelo de regressão do Instituto de Asfalto dos Estados Unidos, que possui a seguinte formulação:

$$\log_{10}|E^*| = 0,553833 + 0,028829\left(\frac{P_{200}}{f^{0,17033}}\right) - 0,03476V_v + 0,070377\eta(10^6, 70) +$$

$$0,000005T\exp(1,3 + 0,49825\log_{10}f)P_{ac}^{0,5}$$

$$- 0,00189T\exp(1,3 + 0,49825\log_{10}f)(P_{ac}^{0,5} / f^{1,1}) + \left(\frac{0,931757}{f^{0,02774}}\right) \quad (2.11)$$

onde:

$|E^*|$ = módulo dinâmico (10^5 psi),

P_{200} = porcentagem que passa na peneira 200,

f = frequência do carregamento (Hz),

V_v = porcentagem do volume de vazios (%),

$\eta(10^6, 70)$ = viscosidade do cimento asfáltico a 70° F (megapoises). 1 poise
= dina x segundo/cm²,

T = temperatura do pavimento (°F) e

P_{ac} = porcentagem do cimento asfáltico por peso da mistura.

Os resultados dessa comparação revelaram uma excelente correlação para misturas betuminosas com pedra britada e uma boa correlação com pedregulho. Porém, para as misturas betuminosas com escórias ou com areia, os resultados não foram satisfatórios. Assim sendo, para se conseguir uma estimativa do módulo resiliente para essas misturas, de forma a encontrar um coeficiente de correlação adequado, a seguinte equação foi proposta:

$$\log_{10}|E^*| = C_1 + C_2(P_{ac} - P_{opt} + 4)^{0,5} \quad (2.12)$$

onde:

$$C_1 = 0,553833 + 0,028829\left(\frac{P_{200}}{f^{0,17033}}\right) - 0,03476V_v + 0,070377\eta(10^6, 70) + \left(\frac{0,931757}{f^{0,02774}}\right) \text{ e}$$

$$C_2 = 0,000005T\exp(1,3 + 0,49825\log_{10}f) -$$

$$[0,00189T\exp(1,3 + 0,49825\log_{10}f) / f^{1,1}]$$

P_{opt} = teor ótimo de asfalto obtido pelo método Marshall.

Os outros parâmetros que aparecem nos coeficientes C_1 e C_2 são os mesmos da Equação 2.11. É importante ressaltar que os dados utilizados para a obtenção da Equação 2.11 derivaram, quase que exclusivamente, de misturas betuminosas com pedra britada e pedregulho. O coeficiente de determinação linear encontrado (R^2) foi igual a 0,939 e o erro médio quadrado igual a 0,01525.

QUEIROZ e VISSER (1978) procederam a uma investigação dos módulos resilientes de revestimentos betuminosos, provenientes de diversos trechos de rodovias brasileiras, utilizando o ensaio de tração indireta com cargas repetidas. Para revestimentos de concreto asfáltico e tratamento superficial duplo, os módulos resilientes médios encontrados, às temperaturas de 20 °C e 30°C, estão contidos na Tabela 2.5. Ainda neste estudo investigaram também a influência da porcentagem de vazios no módulo resiliente de revestimentos de concreto asfáltico e as relações encontradas foram:

- concreto asfáltico a 30°C

$$\log M_R = 3,3456 + 0,2499V_v - 0,0160V_v^2 \quad (2.13)$$

- concreto asfáltico a 40°C

$$\log M_R = 2,7372 + 0,3643V_v - 0,0266V_v^2 \quad (2.14)$$

onde:

M_R : módulo resiliente em kgf/cm²,

V_v : porcentagem do volume de vazios do concreto asfáltico.

TABELA 2.5: Módulos Resilientes Médios em kgf/cm² para Dois Tipos de Revestimentos Betuminosos em Duas Temperaturas (QUEIROZ e VISSER, 1978)

Tipo de Revestimento	Módulo Resiliente (kgf/cm ²)	
	Temperatura do Ensaio	
	20°C	30°C
concreto asfáltico	58623	25352
tratamento superficial duplo	50577	25305

MOTTA, MEDINA e SCALCO (1993) procederam a um estudo para obtenção das características físicas e mecânicas de inúmeras misturas betuminosas do tipo CBUQ (concreto betuminoso usinado a quente), utilizando-se vários tipos de CAP (cimento asfáltico de petróleo) e também diferentes granulometrias dos agregados. De posse dos resultados obtidos foi possível encontrar várias equações, através de técnicas de regressão linear, relacionando o módulo resiliente com alguns parâmetros físicos e mecânicos da mistura, quais sejam:

$$M_R = -2348 + 8426\sigma_t, \quad (R^2=0,936) \quad (2.15)$$

$$M_R = -35076 + 13078D_t + 8102\sigma_t, \quad (R^2 = 0,956) \quad (2.16)$$

$$M_R = 6152 + 50V_{isc}, \quad (R^2 = 0,962) \quad (2.17)$$

$$M_R = -73344 + 28118D_a + 46V_{isc}, \quad (R^2 = 0,745) \quad (2.18)$$

M_R = módulo resiliente à compressão diametral, a 25°C, em MPa,

σ_t = resistência à tração indireta estática, a 25°C, em MPa. Os valores de σ_t podem ser obtidos numa prensa Marshall adaptada para esta finalidade, segundo a norma: DNER ME 183/86,

D_t = densidade teórica,

Visc = Viscosidade Saybolt-Furol, 135°C, SSF,

D_a = densidade aparente.

2.5.1.3 Fatores que Afetam os Módulos Resilientes dos Solos Submetidos a Carregamentos Repetidos

HICKS e MONISMITH (1971) investigaram alguns fatores que influenciam a resposta resiliente de materiais granulares, quando submetidos a ensaios triaxiais com tensão axial repetida. Os níveis de tensão aplicados, juntamente com as suas frequências e durações, foram representativos daqueles que ocorrem no campo. As principais conclusões a que chegaram foram as seguintes:

- as propriedades resilientes dos materiais granulares não tratados são afetadas mais significativamente pelo nível de tensão. Em todos os casos, os módulos aumentaram consideravelmente com a pressão confinante e, ligeiramente, com a tensão axial repetida;
- as propriedades resilientes dos materiais granulares foram afetadas por fatores, tais como: densidade, granulometria (porcentagem que passou na peneira 200) e grau de saturação do material. A um dado nível de tensão, os módulos aumentaram com: o aumento da densidade, com o aumento da angularidade das partículas ou rugosidades de superfície, com a redução do teor de finos e com a redução no grau de saturação;
- pequenas mudanças na relação modular ou coeficiente de Poisson para a camada de base granular pode resultar em mudanças significantes na resposta da estrutura do pavimento.

ALLEN e THOMPSON (1974) estudaram a resposta resiliente de materiais granulares, submetidos a ensaios triaxiais de carga repetida com tensões confinantes constante e variável. Através desta investigação observaram:

- a resposta resiliente de materiais granulares bem graduados foi independente da duração do pulso de tensão. Portanto, qualquer duração do pulso de tensão na classe daqueles aplicados aos elementos do pavimento, pelas cargas movendo-se a velocidades de 24 a 113 km/h, pode ser usada nas investigações em laboratório;

- a resposta resiliente de uma amostra determinada entre 25 e 100 repetições de tensão foi representativa da resposta resiliente determinada após vários milhares de repetições de tensão;
- a variável do ensaio que mais afetou a resposta resiliente da amostra granular foi o estado de tensão aplicado;
- valores encontrados a partir de resultados de ensaios com pressão confinante constante excederam os valores dos módulos resilientes obtidos a partir de ensaios com pressão confinante variável, para a maioria dos níveis de tensão utilizados.

MEDINA e PREUSSLER (1980) estudaram as características resilientes de diversos tipos de solos provenientes de subleitos e de camadas de pavimentos flexíveis de rodovias brasileiras e identificaram os seguintes fatores que influenciam no módulo resiliente:

- **intensidade de tensões:** nos solos arenosos a tensão desvio exerce pouca influência, enquanto que a pressão confinante é bastante significativa; para os solos argilosos ocorre o contrário, ou seja, o módulo resiliente é dependente da tensão desvio e pouco afetado pela pressão confinante;
- **número de repetições de carga e história de tensões:** "os solos arenosos podem ter esses efeitos diminuídos ou eliminados através de um pré-condicionamento que consiste em ciclos de carregamento e descarregamento. Os solos argilosos têm deformações resilientes que diminuem com o número de aplicações de cargas";
- **umidade e peso específico de moldagem:** exercem grande influência no módulo resiliente. O módulo diminui muito com o aumento da umidade. O efeito do método de compactação (estático, impacto ou amassamento, etc.) faz-se sentir nos solos argilosos acima do teor ótimo e pouca ou nenhuma influência tem aquém do teor ótimo.
- **duração e frequência de aplicações das cargas:** não se tem notado influência substancial nas condições dos ensaios: frequências de 20 a 60

ciclos por minuto, duração de 0,86 a 2,86 segundos e umidades dos corpos-de-prova próximas ao teor ótimo;

- **tixotropia dos solos argilosos:** o ganho tixotrópico de resistência ou rigidez pela alteração da estrutura em período de repouso ou cura não é significativo, principalmente após algumas repetições de carga.

PUMPHREY e LENTZ (1986) determinaram o módulo resiliente (M_R) de amostras de areia provenientes de subleitos de rodovias, utilizando-se a Equação 2.2 e os resultados obtidos estão contidos nas Figuras 2.10 e 2.11. Analisando-se a Figura 2.10 observa-se que, com o crescimento do número de aplicações da tensão desvio, o aumento do módulo resiliente não foi muito significativo. O módulo resiliente também aumentou à medida que a densidade aumentou (S_d é a resistência estática do solo). Com relação à Figura 2.11, observa-se que a pressão confinante exerceu um efeito substancial no módulo resiliente, ou seja, à medida que a pressão confinante aumentou, o módulo resiliente sofreu também um acréscimo significativo. Outra consideração importante, com relação à Figura 2.11, é que para a pressão confinante de 5 psi o módulo resiliente atingiu um valor de pico, para uma taxa de tensão de aproximadamente 0,60. A partir deste valor, começou a diminuir, à medida que a taxa de tensão aumentou. Entretanto, para as tensões confinantes de 25 psi e 50 psi, o módulo resiliente aumentou com o crescimento da taxa de tensão.

FIGURA 2.10: Gráfico Típico do Logaritmo do Módulo Resiliente "Versus" o Logaritmo do Número de Ciclos da Tensão Desvio para $\sigma_3 = 25$ psi e $\sigma_d = 0,40$ Sd (PUMPHREY e LENTZ, 1986)

FIGURA 2.11: Efeito da Diferença da Tensão Principal Cíclica e Pressão Confinante no Módulo Resiliente para 10.000 Ciclos de Carga (PUMPHREY e LENTZ, 1986)

ZAMAN, CHEN e LAGUROS (1994) realizaram um estudo para investigar os valores dos módulos resilientes de diversos tipos de agregado (granito, calcário, arenito e riólito), obtidos sob condições de carregamentos cíclicos, utilizando-se os métodos de ensaios da AASHTO T292-91I³ e T294-92I⁴. Uma série de ensaios foi realizada para avaliar os efeitos da graduação do agregado, o método de compactação, as dimensões das amostras e os diferentes procedimentos de ensaio nos valores dos módulos resilientes. A Tabela 2.6 contém a sequência das tensões recomendadas para a determinação do módulo resiliente de solos de subleito e de materiais granulares pelos métodos da AASHTO T292-91I e T294-92I. As principais conclusões a que chegaram foram as seguintes:

- os métodos de compactação AASHTO T180-90D e compactação vibratória exerceram maior influência nos valores das densidades e nos módulos resilientes para amostras preparadas com 10,16 cm de diâmetro do que para as amostras preparadas com 15,24 cm de diâmetro. Nas amostras de 15,24 cm de diâmetro, compactadas por métodos diferentes de compactação, as densidades produzidas foram similares e os módulos resilientes pouco afetados;
- os métodos de ensaio T292-91I e T294-92I, ambos da AASHTO, forneceram valores diferentes de módulos resilientes, ou seja, os obtidos pelo teste T294-92I foram maiores;
- em todos os casos, os valores dos módulos resilientes das amostras com diâmetro de 10,16 cm foram maiores do que os das amostras com diâmetro de 15,24 cm;
- a graduação do agregado influenciou a densidade das amostras. Todavia, a sua influência nos valores dos módulos resilientes foi menos significativa, comparada aos efeitos do estado de tensão. Para uma dada graduação e

³ Interim method of test for resilient modulus of subgrade soils and untreated base/subbase materials (1991). AASHTO Designation T292-91I. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Washington, D.C.

⁴ Interim method of test for resilient modulus of unbound granular base/subbase materials and subgrade soils - SHRP protocol P46 (1992). AASHTO Designation T292-92I. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Washington, D.C.

amplitude de tensão, a diferença no valor do módulo resiliente, devido à variação do tipo de agregado, foi de aproximadamente 20 a 50%;

- através da análise de regressão foi possível determinar, com confiabilidade, o módulo resiliente de agregados, através de métodos indiretos que são mais fáceis e menos dispendiosos. Uma correlação satisfatória foi encontrada entre os valores do módulo resiliente, coesão e ângulo de atrito.

TABELA 2.6: Sequência das Tensões Recomendadas para a Determinação dos Módulos Resilientes de Materiais Granulares pelos os Métodos da AASHTO T292-91I e T294-92I (ZAMAN, CHEN e LAGUROS, 1994)

Sequência	AASHTO T292-91I			AASHTO T294-92I		
	σ_c kPa	σ_d kPa	número de ciclos	σ_c kPa	σ_d kPa	número de ciclos
0 ^a	137,8 ^a	103,4 ^a	1000 ^a	103,4 ^a	103,4 ^a	1000 ^a
1	137,8	68,9	50	20,7	20,7	100
2	137,8	137,8	50	20,7	41,3	100
3	137,8	206,7	50	20,7	62,0	100
4	137,8	275,6	50	34,5	34,5	100
5	103,4	68,9	50	34,5	68,9	100
6	103,4	137,8	50	34,5	103,4	100
7	103,4	206,7	50	68,9	68,9	100
8	103,4	275,6	50	68,9	137,8	100
9	68,9	34,5	50	68,9	206,7	100
10	68,9	68,9	50	103,4	68,9	100
11	68,9	137,8	50	103,4	103,4	100
12	68,9	206,7	50	103,4	206,7	100
13	34,5	34,5	50	137,8	103,4	100
14	34,5	68,9	50	137,8	137,8	100
15	34,5	103,4	50	137,8	275,6	100
16	20,7	34,5	50	-	-	-
17	20,7	48,2	50	-	-	-
18	20,7	62,0	50	-	-	-

^a condicionamento da amostra para minimizar os efeitos de imperfeições de contato entre a amostra e a base onde ela apoia

2.5.2 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson (ν) é um parâmetro que está associado às características de deformabilidade de um material e que pode ser obtido pela relação entre a deformação horizontal específica (ϵ_3), perpendicular à direção da carga (P) que nele atua, e a deformação axial específica (ϵ_1), paralela à direção desta mesma carga. Ver Figura 2.12.

FIGURA 2.12: Deformações Axial e Horizontal de um Material Devido à Ação de uma Carga P

ALLEN e THOMPSON (1974) investigaram a variação do coeficiente de Poisson de materiais granulares, utilizando testes triaxiais de carregamento repetido, sob condições de pressões confinantes constante e variável. Além das características de aplicação do carregamento (amplitude, duração e número de aplicações das tensões), outros fatores tais como: umidade, densidade e grau de saturação dos materiais foram também estudados. O modelo representado pela Equação 2.19 foi quem melhor ajustou os dados obtidos para o coeficiente de Poisson, para ambos os testes triaxiais com carregamento repetido, ou seja, com tensões confinantes constante e variável.

$$\nu = b_0 + b_1 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) + b_2 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 + b_3 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^3 \quad (2.19)$$

onde:

ν = coeficiente de Poisson,

σ_1 = tensão principal maior,

σ_3 = tensão principal menor e

b_0 , b_1 , b_2 e b_3 = coeficientes obtidos através de estudos de regressão não linear.

Os valores dos coeficientes de Poisson obtidos a partir dos ensaios triaxiais com pressão confinante constante excederam a 0,5, enquanto que os valores do coeficiente de Poisson produzidos pelos ensaios triaxiais com pressão confinante variável situaram-se na faixa de 0,35 a 0,40.

BROWN e HYDE (1975), utilizando ensaio triaxial com carregamento repetido, investigaram também a variação do coeficiente de Poisson de um material granular, sob condições de tensões confinantes constante e cíclica. Os valores obtidos para o coeficiente de Poisson empregando-se testes triaxiais com pressão confinante constante foram significativamente maiores do que os valores encontrados para o coeficiente de Poisson, utilizando-se ensaios triaxiais com pressão confinante cíclica.

A resposta estrutural do pavimento é pouco influenciada à variações razoáveis no coeficiente de Poisson e, quando não for possível medir com confiabilidade este parâmetro, podem ser utilizados os valores contidos na Tabela 2.7 (SPECIAL REPORT 162, 1975).

TABELA 2.7: Valores de Coeficiente de Poisson (SPECIAL REPORT 162, 1975)

Materiais	Coeficiente de Poisson
concreto asfáltico	0,25 - 0,35
subleitos, sub-bases e bases granulares não estabilizados	0,30 - 0,40
subleitos siltosos	0,40 - 0,50
subleitos argilosos	0,40 - 0,50
solo-cimento	0,10 - 0,25

Na Tabela 2.8 encontram-se também valores recomendados de coeficiente de Poisson para diferentes materiais de pavimento.

TABELA 2.8: Valores Recomendados de Coeficiente de Poisson para Diferentes Materiais do Pavimento (UDDIN, MEYER e HUDSON, 1985)

Tipo de Material	Classe de Coeficiente de Poisson	Valor Recomendado
Concreto de cimento Portland	0,15 - 0,20	0,15
Concreto asfáltico	0,25 - 0,35	0,35
Base estabilizada com cimento	0,20 - 0,30	0,30
Base estabilizada com asfalto	0,25 - 0,35	0,35
Base granular	0,20 - 0,50	0,40
Subleito granular	0,30 - 0,50	0,40
Subleitos argilosos ou siltosos	0,40 - 0,50	0,45
Subleito tratado com cal		0,40

Segundo VILLAR e BUENO (1987), a grande dificuldade para a determinação do coeficiente de Poisson reside na medida das deformações laterais nos corpos-de-prova e na representatividade dessa medida quando se consideram efeitos locais, tais como a heterogeneidade na distribuição das tensões e variações de volume. Por esses motivos, costuma-se nos problemas práticos adotar valores para o coeficiente de Poisson ou quantificá-lo através do conhecimento de outros parâmetros, como por exemplo o coeficiente de empuxo em repouso (também de difícil determinação experimental). Ver Equação 2.20.

$$v = \frac{k_0}{1 + k_0} \quad (2.20)$$

onde:

v = coeficiente de Poisson,

k_0 = coeficiente de empuxo em repouso.

2.6 Deformação Permanente em Pavimentos Flexíveis

A deformação permanente ou plástica é um tipo de deformação que ocorre no material, devido a ação de uma carga, e que não é recuperável quando a mesma for removida.

A AASHO ROAD TEST⁵, segundo HAAS e HUDSON (1978), demonstrou que a deformação permanente pode ocorrer em todas as camadas da estrutura do pavimento e resulta em primeiro lugar da distorção lateral do que da densificação.

Segundo YODER e WITCZAK (1975), a deformação permanente é uma manifestação de dois diferentes mecanismos, isto é, uma combinação da densificação (variação de volume) e da deformação cisalhante repetida (fluxo plástico sem variação de volume). A deformação permanente excessiva resultante da densificação pode ser evitada se forem cumpridas as especificações de serviço do organismo rodoviário responsável; a deformação devido ao fluxo plástico é o critério fundamental sobre o qual muitos projetos de pavimentos se baseiam e, para aqueles fundamentados em abordagens empíricas, a maior desvantagem é que nenhum deles é capaz de prever a quantidade de deformação permanente, devido à ação das cargas repetidas.

Quando se constrói uma camada de um pavimento, o material é inicialmente espalhado sobre uma superfície da estrada previamente preparada e, em seguida, compactado em condições adequadas de umidade e energia de compactação. Esta operação faz com que a camada se torne mais densa, menos compressível e menos permeável, devido a uma redução no índice de vazios dos solos que a compõem. Portanto, a camada adquire maior resistência para suportar as cargas dinâmicas dos veículos. Durante a fase inicial da compactação, os solos sofrem grandes deformações plásticas e na medida em que esta operação vai sendo efetivada elas vão reduzindo-se gradativamente. Depois de atingir o grau de compactação desejado para a camada, as deformações plásticas tornam-se insignificantes. Após a construção de todas as camadas do pavimento e com a abertura da estrada ao tráfego, os materiais sofrem ainda um efeito de acomodação no decorrer do tempo, em função das ações simultâneas do tráfego e influências ambientais. Para solicitações do tráfego inferiores às cargas que os rolos compressores transmitiram ao pavimento quando da sua execução e, ainda, se o grau de saturação de cada camada mantiver igual ou abaixo do grau de saturação associado à sua umidade ótima de compactação, as deformações permanentes que provavelmente irão surgir, devido aos efeitos da densificação e das tensões cisalhantes repetidas, não chegam a causar sérios problemas. Assim sendo, é bastante provável que os materiais constituintes do pavimento exibam

⁵ Highway Research Board: "The AASHO Road Test: Report 5 - Pavement Research", HRB Special Rept. 61-E, 1962.

um comportamento predominantemente elástico, mas pequenas deformações plásticas poderão ocorrer. Essas deformações plásticas tendem a acumular-se com a passagem dos veículos, formando-se assim os afundamentos das trilhas-de-roda na superfície dos pavimentos. A Figura 2.13 ilustra os dois tipos de deformação permanente que podem ocorrer num pavimento em serviço, devido aos efeitos de consolidação e de deformações cisalhantes repetidas.

FIGURA 2.13: Tipos de Deformação Permanente: (a) Devido ao Efeito da Consolidação; (b) Devido ao Efeito das Tensões Cisalhantes Repetidas

Segundo SIMPSON, DALEIDEN e HADLEY (1995), o acúmulo de deformação permanente nas trilhas-de-roda ("rutting") é um defeito comum em pavimentos com superfície de concreto asfáltico e geralmente utilizado, por muitas agências, como indicador da necessidade de suas reabilitações. Muitos estudos têm sido realizados para investigar as possíveis causas desse desgaste e prever o seu desenvolvimento. As principais dificuldades encontradas nesses estudos estão associadas com a identificação da camada que mais contribui para a surgimento da deformação permanente medida na superfície do pavimento e, ainda, com a falta de padronização para coletar dados de afundamentos de trilhas-de-roda. Assim sendo, propuseram uma abordagem fundamentada na forma do perfil transversal do pavimento para investigar a origem do "rutting" que manifesta na sua superfície. A Figura 2.14 contém quatro categorias de perfil transversal de um pavimento que foram utilizadas como hipótese de origem de "rutting", quais sejam: (a): subleito, (b): base, (c): superfície e (d): "heave" ("rutting" devido a um aumento no volume do solo provocado pelas condições ambientais). Para identificar em qual das categorias acima citadas os inúmeros perfis transversais de um pavimento se enquadram, é preciso calcular a área de cada um desses perfis, em valor algébrico, compreendida entre o perfil transversal e a linha reta que conecta os seus pontos extremos. Na Figura 2.14, os perfis transversais do pavimento correspondentes à categoria (a) possuem áreas completamente negativas, enquanto aqueles pertencentes à categoria (d) possuem áreas totalmente positivas. Os perfis transversais com áreas positivas nas margens são considerados "rutting" de superfície e, os perfis transversais com áreas negativas nas margens são considerados "rutting" de base. A Tabela 2.9 contém os intervalos que foram utilizados para identificar a origem do "rutting" na estrutura do pavimento e, também, o número de seções levantadas. Por exemplo, se a área total, em valor algébrico, for menor do que -4.500 mm^2 e a relação entre as áreas positiva e negativa for menor do que 0,4, a hipótese é que o "rutting" tenha ocorrido no subleito. Raciocínio semelhante aplica-se aos outros intervalos.

2.6.1 Estimativa da Deformação Permanente em Pavimentos Flexíveis

BARKSDALE (1972) propôs um método para a estimativa do acúmulo da deformação permanente em pavimentos flexíveis, associado ao afundamento das trilhas-de-roda, utilizando-se as deformações plásticas axiais obtidas em ensaios triaxiais de carga repetida. Para a aplicação deste método, cada camada do

pavimento é dividida em várias sub-camadas de espessuras convenientes. As tensões principais σ_1 e σ_3 no centro de cada sub-camada (Figura 2.15), subjacente à carga aplicada, podem ser calculadas por intermédio de uma teoria

FIGURA 2.14: Hipóteses de Origem do "Rutting" (SIMPSON, DALEIDEN e HADLEY, 1995)

TABELA 2.9: Critério para a Identificação da Origem do "Rutting" na Estrutura de um Pavimento com Superfície de Concreto Asfáltico (SIMPSON, DALEIDEN e HADLEY, 1995)

Origem do "Rutting"	Área Total do Perfil Transversal (mm ²)	Relação entre as Áreas Positiva e Negativa de Cada Perfil Transversal	Número de Seções
subleito	< -4500	< 0,4	61
base	-4500 < x < 700	0,4 < x < 1,25	24
superfície	700 < x < 5000	1,25 < x < 3,0	15
"heave"	> 5000	> 3,0	28

elástica não linear ou através de uma teoria visco-elástica não linear. As deformações plásticas no centro de cada sub-camada, após aplicação de um número desejável de solicitações de carga, podem ser obtidas, tanto pela utilização de modelos de estimativa da deformação permanente, quanto pelo emprego de curvas de tensão-deformação plástica obtidas diretamente no laboratório. A deformação total é, então, obtida pela soma dos produtos da deformação plástica no centro de cada sub-camada pela sua respectiva espessura. A Equação 2.21 ilustra matematicamente esta operação.

$$\delta_t = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \varepsilon_{p_{ij}} \times \Delta Z_{ij} \quad (2.21)$$

onde:

δ_t = deslocamento total na superfície do pavimento (profundidade total da trilha-de-roda),

$\varepsilon_{p_{ij}}$ = deformação permanente da sub-camada j pertencente à camada i ,

ΔZ_{ij} = espessura da sub-camada j pertencente à camada i ,

n = número de camadas do pavimento,

m = número de sub-camadas que cada camada n foi dividida.

A Figura 2.15 representa uma dada estrutura de pavimento flexível, em que suas camadas foram divididas em várias sub-camadas, com o objetivo de elucidar o procedimento para a estimativa da deformação permanente, utilizando-se a Equação 2.21.

FIGURA 2.15: Sistema de Pavimento para a Estimativa da Deformação Permanente (BARKSDALE, 1972)

O modelo representado pela Equação 2.21 tem sido apresentado em vários trabalhos para a estimativa da deformação permanente em pavimentos flexíveis, como por exemplo: MCLEAN, BROOKER e MONISMITH (1974), MONISMITH, OGAWA e FREEME (1975), YODER e WITCZAK (1975), MONISMITH (1976), CHOU (1977), MAJIDZADEH, KHEDR e MOJARRUSH (1979), SVENSON (1980), MOTTA (1991), BAYOMY e AL-SANAD (1993), entre outros.

MONISMITH (1976) citou dois critérios que podem ser utilizados para estudar o acúmulo da deformação permanente em pavimentos flexíveis, quais sejam:

- **Limitar a deformação permanente na superfície do subleito**

Este critério consiste em limitar a deformação compressiva na superfície do subleito a um valor tolerável, associado a um número específico de solicitações do tráfego. CHOU (1976) comentou que é possível assegurar este limite de deformação permanente na superfície do subleito, controlando as características dos materiais nas seções do pavimento, através de procedimentos adequados de projeto e construção e garantindo que os materiais a serem empregados na estrutura do pavimento são de rigidez adequada e de espessura suficiente.

A Figura 2.16 ilustra as relações entre a deformação compressiva vertical no subleito e o número de aplicações de carga.

- **Estimativa da deformação permanente a partir de solicitações repetidas do tráfego (este critério é semelhante ao proposto por BARKSDALE, 1972)**

Este critério envolve a estimativa da deformação permanente total do pavimento, utilizando-se informações adequadas a cerca do comportamento dos materiais que o compõem e de um procedimento de análise que considera que a estrutura do pavimento pode ser representada por um sistema elástico ou visco-elástico em camadas. A utilização deste procedimento necessita ainda de informações sobre as relações existentes entre deformação plástica e tensões aplicadas para os materiais que compõem o pavimento. O sistema elástico em camadas é empregado para representar a estrutura do pavimento com

caracterização dos materiais por meio de testes de compressão triaxial de carga repetida ou testes de "creepe". O sistema visco-elástico em camadas é utilizado para representar a estrutura do pavimento com caracterização dos materiais por meio de testes de "creepe".

FIGURA 2.16: Relação entre Deformação Compressiva Vertical no Subleito e Aplicações de Carga por Eixo (HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI, 1994)

COLLOP, CEBON e HARDY (1995) utilizaram uma abordagem visco-elástica para investigar a deformação permanente em pavimentos flexíveis, fundamentada nos seguintes princípios: os dois mecanismos que concorrem para o surgimento da deformação permanente são a densificação (compactação) e a deformação plástica de cisalhamento. A distribuição da deformação permanente através das camadas é feita considerando-se que o comportamento dos materiais que as compõem é visco-elástico linear; após um período de compactação inicial, a predição da deformação permanente por roda que passa é proporcional à carga

estática por eixo e inversamente proporcional à velocidade do veículo. O efeito da temperatura na geração da deformação permanente pode ser incluído principalmente nas camadas próximas à superfície, onde as temperaturas podem ser maiores.

CARDOSO e WITCZAK (1991) apresentaram um modelo para avaliar as condições de deterioração de pavimentos flexíveis de aeroportos de múltiplas camadas elásticas, sob os seguintes critérios: fadiga da camada de concreto asfáltico, deformação do subleito e deformação permanente total do pavimento. A estrutura do pavimento considerada no modelo foi semelhante à ilustrada pela Figura 2.15, à exceção do número de superfícies de carregamento, cujo valor foi igual a dois. As análises das condições de deterioração do pavimento foram efetuadas em três afastamentos horizontais, quais sejam: sob o centro de um pneu, na borda do pneu e entre os pneus. As variáveis de entrada para a utilização do modelo pertenceram às seguintes áreas: tráfego, meio ambiente e caracterização dinâmica dos materiais. As deformações permanentes das camadas ou sub-camadas da base, sub-base e do subleito foram calculadas em função dos valores de CBR, número de repetições do tráfego e das tensões principais atuando no centro de cada uma delas. A deformação permanente na camada asfáltica foi calculada em função da deformação elástica de compressão dentro da camada e da ação do tráfego.

LYTTON et al. (1993) apresentaram um modelo para cálculo da profundidade da trilha-de-roda que dispõe de uma formulação bastante semelhante ao ilustrado pela Equação 2.21. A diferença é que a estimativa da deformação permanente acumulada no pavimento é feita levando-se em conta a variação da deformação permanente de suas camadas nos diferentes períodos de tempo de cada estação do ano. Ver Equação 2.22.

$$RD_j = \sum_{i=1}^j \Delta RD_i = \sum_{i=1}^j \sum_{k=1}^n \varepsilon_{p_k} x h_k \quad (2.22)$$

onde:

ΔRD_i = profundidade da trilha-de-roda na estação i,

RD_j = profundidade da trilha-de-roda até à estação j,

ε_{p_k} = deformação permanente durante a estação i no elemento k,

h_k = espessura do elemento k.

2.6.2 Deformação Permanente de Solos Granulares e de Granulometria Fina

MONISMITH, OGAWA e FREEME (1975) estudaram as características de deformação permanente de solos provenientes de subleitos de pavimentos de rodovias e utilizaram a seguinte equação para ajustamento dos dados obtidos:

$$\varepsilon_p = AN^b \text{ ou } \log \varepsilon_p = a + b \log N \quad (2.23)$$

onde:

ε_p = deformação permanente,

N = número de aplicações de tensão,

a e b = coeficientes obtidos experimentalmente,

A = antilogaritmo de a.

A Tabela 2.10 contém os coeficientes da Equação 2.23 para uma série de amostras de solo testadas para vários teores de umidade, densidade seca e tensão desvio.

TABELA 2.10: Coeficientes para Cálculo da Deformação Permanente de Solos de Subleito de Pavimentos de Rodovias (MONISMITH, OGAWA e FREEME, 1975)

Condições da Amostra		Tensão Desvio (psi)	Coeficientes **	
Teor de Umidade (%)	Densidade Seca (pcf [*])		A (x 10 ⁻⁴)	b
16,7	112	5	0,166	0,184
16,8	112	10	0,306	0,185
16,5	112	20	1,28	0,156
19,8	107	3	0,378	0,212
19,3	107	5	1,22	0,145
19,7	107	10	4,57	0,193
19,3	107	20	39,5	0,185
16,4	107	5	0,0467	0,332
16,5	107	10	0,746	0,163
16,1	107	20	1,73	0,154

* 1 pcf = 16,02 kg/m³

** para $\varepsilon_p = A N^b$

De acordo com a FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (1994), o cálculo de afundamento de trilhas-de-roda é geralmente realizado através da utilização de modelos de acumulação da deformação permanente apropriados para os materiais que compõem as estruturas dos pavimentos flexíveis, e que o modelo representado pela Equação 2.23 parece ser, no momento, o mais adequado e versátil para fins práticos.

LENTZ e BALADI (1981) estudaram as características de deformabilidade de um solo arenoso de subleito e propuseram uma equação constitutiva para a predição da deformação permanente, em função do número de aplicações de carga, em que seus parâmetros constituintes foram obtidos através de testes triaxiais estáticos. Esta equação tem como expressão:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{0,95S_d} \ln(1 - \sigma_d / S_d)^{-0,15} + (\sigma_d / S_d)^n / [1 - m(\sigma_d / S_d)] \ln N \quad (2.24)$$

onde:

ε_p = deformação permanente,

$\varepsilon_{0,95S_d}$ = deformação estática a 95% da resistência estática,

σ_d = diferença de tensão principal cíclica,

S_d = resistência estática do material,

N = número de aplicações de carga,

m e n são fornecidos pelas Equações 2.25 e 2.26, respectivamente;

$$m = 0,856355 + 0,049650 \ln \sigma_3 \quad (2.25)$$

$$n = (0,809399 + 0,003769 \sigma_3) 10^{-4} \quad (2.26)$$

σ_3 = pressão confinante em psi.

PUMPHREY e LENTZ (1986) investigaram as características da deformação permanente de um solo arenoso, proveniente do subleito de uma rodovia, sob várias condições de pressão confinante, diferença de tensão principal cíclica, massa específica aparente seca e teor de umidade. A equação utilizada para ajustar os dados obtidos a partir de testes triaxiais de carga repetida foi a seguinte.

$$\varepsilon_p = a + b \log N \quad (2.27)$$

onde:

ϵ_p = deformação permanente,
 a = intercepto na ordenada para $N = 1$,
 b = declividade da reta e
 N = número de aplicações da carga cíclica.

ALLEN e DEEN (1986) determinaram, em laboratório, a deformação permanente de amostras de solo de subleito de rodovia contendo, aproximadamente, 42 por cento e 15 por cento de suas partículas passando, respectivamente, nas peneiras de abertura 10 mm e 0,074 mm. A umidade ótima e a densidade máxima do ensaio de compactação - energia modificada (AASHTO T-180) foram 9,7 por cento e 2093 kg/m³, respectivamente. Duas séries de amostras foram testadas, uma a 8,2 por cento de umidade e a outra a 9,4 por cento. Em cada série foram utilizadas tensões confinantes de 5 psi, 10 psi e 15 psi. Para cada uma dessas tensões confinantes um mínimo de três amostras foram ensaiadas com tensões desvios de 2,5 psi, 5 psi e 10 psi. Para ajustar os resultados obtidos, utilizaram o modelo representado pela Equação 2.28 e os coeficientes C_0 , C_1 , C_2 e C_3 encontrados foram os seguintes:

$$\log \epsilon_p = C_0 + C_1 \log N + C_2 (\log N)^2 + C_3 (\log N)^3 \quad (2.28)$$

ϵ_p = deformação permanente,
 N = número de repetições de tensão,
 $C_0 = [(-6,5 + 0,38w) - (1,1 \log \sigma_3)] + (1,86 \log \sigma_1)$,
 $C_1 = 10^{(-1,1 + 0,1w)}$,
 $C_2 = 0,018$,
 $C_3 = 0,007 + 0,001w$,
 σ_3 = pressão confinante (psi),
 σ_1 = tensão desvio (psi),
 w = teor de umidade.

THOMPSON e SMITH (1990) realizaram ensaios de carga repetida em amostras de materiais granulares. Os resultados encontrados foram ajustados pela Equação 2.23 para a predição da deformação permanente. Na Tabela 2.11 estão apresentados os parâmetros A e b obtidos para materiais granulares.

SVENSON (1980) utilizou a Equação 2.23 para estudar a relação entre a deformação axial permanente e o número de aplicações de carga repetida em

solos argilosos, ensaiados sob várias amplitudes de tensão desvio. A Tabela 2.12 contém os coeficientes A e b da equação supra citada para três tipos de argila. Embora muitos dos ensaios tenham sido realizados até 100.000 aplicações de carga, esses coeficientes foram obtidos somente para 10.000 aplicações de tensões.

**TABELA 2.11: Dados para a Determinação da Deformação Permanente
(THOMPSON e SMITH, 1990)**

Materiais Granulares	Porcentagem de Compactação*	Teor de Umidade (%)	Estado de Tensão σ_d / σ_3^{**}	A (10^{-4})	b	Coeficiente de Correlação
pedra britada	99	6,5	45/15	7,4	0,087	0,94
pedra britada	100	4,0	45/15	4,4	0,114	0,99
pedregulho britado	99	7,6	30/15	5,3	0,145	0,98
pedregulho britado	100	6,9	45/15	16,1	0,076	0,97
pedregulho	100	7,5	30/15	12,9	0,067	0,98
pedregulho	99	8,0	30/15	6,0	0,130	0,99
pedregulho britado parcialmente	100	8,9	30/15	13,8	0,337	0,99

* relativo a AASHTO T - 99

** σ_d e σ_3 em psi

TABELA 2.12: Sumário dos Coeficientes da Relação entre a Deformação Axial Permanente e Número de Aplicações de Carga (SVENSON, 1980)

Amostra	Condições das Amostras			Tensão Desvio (kgf/cm ²)	$\varepsilon_p = A N^b$		
	h (%)	γ_d (g/cm ³)	Sr (%)		A X 10 ⁻⁴	b	r
argila amarela (RJ)	21	1,691	95	1,40	12,9	0,112	0,98
				0,75	11,5	0,086	0,98
				0,59	7,1	0,111	0,98
				0,35	7,0	0,084	0,96
	23,2	1,618	93	1,32	106,4	0,086	0,89
				0,75	49,3	0,121	0,93
				0,56	24,1	0,106	0,99
				0,39	22,9	0,091	0,97
argila verme- lha (RJ)	18,5	1,728	88	0,78	29,9	0,072	0,99
				0,53	14,1	0,094	0,98
				0,38	9,6	0,092	0,99
argila amarela (PR)	18,7	1,724	92	1,42	132,8	0,055	0,91
				0,70	59,9	0,066	0,95
				0,54	55,2	0,067	0,96
				0,37	29,1	0,088	0,99

CARDOSO (1987) utilizou a Equação 2.23 para estimar as deformações permanentes de dois solos lateríticos. Um deles de granulometria grossa (amostra 1) e o outro de granulometria fina (amostra 2). Os parâmetros A e b da Equação 2.23 foram obtidos para qualquer número de repetição de tensão e, ainda, para um intervalo de teor de umidade compreendido entre 5,8% abaixo do ótimo, para ambos os solos, a 2,3% acima do ótimo para a Amostra 1 e a 3,4% acima do ótimo para a amostra 2. As Tabelas 2.13 e 2.14 contêm os coeficientes A e b da Equação 2.23 encontrados e os correspondentes níveis de tensão que foram aplicados.

**TABELA 2.13: Coeficientes A e b da Equação 2.23 Obtidos para a Amostra 1
(CARDOSO, 1987)**

Teste	σ_3 (psi)	σ_d (psi)	σ_3/σ_1	CBR (%)	A ($\times 10^{-4}$)	b	Coeficiente de Determinação Linear	Erro Padrão de Estimativa
01	8,3	15	0,356	93	0,680	0,149	96,7	0,069
02	8,3	15	0,356	36,6	6,120	0,103	83,5	0,135
07	5,0	9,0	0,356	93,0	0,101	0,371	97,4	0,203
08	8,3	15	0,356	93,0	0,242	0,288	89,9	0,312
13	8,3	15	0,356	60,8	7,056	0,045	96,2	0,027
15	8,3	25,0	0,249	93,0	2,422	0,104	94,1	0,074
16	8,3	50,0	0,142	93,0	3,399	0,106	98,3	0,049
21	15,0	15,0	0,500	86,5	18,333	0,089	96,9	0,051
22	15,0	25,0	0,375	86,5	72,271	0,063	81,5	0,094
23	3,0	15,0	0,167	72,0	21,761	0,119	84,1	0,188
24	3,0	25,0	0,107	93,0	5,417	0,078	96,0	0,045
25	3,0	15,0	0,167	71,6	157,327	0,083	60,5	0,204
26	3,0	25,0	0,107	71,6	828,413	0,073	75,6	0,121
27	15,0	15,0	0,500	80,0	47,193	0,099	77,9	0,140
28	15,0	25,0	0,375	72,0	398,419	0,066	63,2	0,147
34	15,0	42,2	0,262	93,0	74,449	0,073	93,3	0,057

* interpretado a partir das relações entre umidade - densidade - CBR

TABELA 2.14: Coeficientes A e b da Equação 2.23 Obtidos para a Amostra 2 (CARDOSO, 1987)

Teste	σ_3 (psi)	σ_d (psi)	σ_3/σ_1	CBR (%)	A ($\times 10^{-4}$)	b	Coeficiente de Determinação Linear	Erro Padrão de Estimativa
03	8,3	15,0	0,356	39,0	6,520	0,132	87,2	0,151
04	8,3	15,0	0,356	48,0	1,740	0,252	91,7	0,240
06	8,3	15,0	0,356	43,5	4,340	0,137	91,9	0,129
09	5,0	9,0	0,356	48,0	0,338	0,250	99,3	0,068
10	8,3	15,0	0,356	5,6	34,240	0,369	98,1	0,085
11	8,3	15,0	0,356	12,2	80,450	0,085	74,7	0,140
14	8,3	25,0	0,249	43,5	8,595	0,099	89,8	0,106
17	15,0	15,0	0,500	39,0	143,672	0,180	68,8	0,354
18	15,0	25,0	0,375	18,8	1344,061	0,176	78,8	0,264
20	3,0	25,0	0,107	43,5	533,158	0,130	73,0	0,256
29	3,0	5,0	0,375	12,2	54,754	0,120	95,6	0,064
30	3,0	15,0	0,167	12,2	1117,391	0,369	88,7	0,283
31	1,0	5,0	0,167	12,2	123,156	0,308	76,7	0,519
32	2,0	25,0	0,074	39,0	2927,750	0,115	80,6	0,173
33	10,0	50,0	0,167	48,0	291,133	0,132	90,6	0,125

* interpretado a partir das relações entre umidade - densidade - CBR

PAUTE et al. (1988), estudando as deformações permanentes de pedregulhos não tratados, submetidos a ensaios triaxiais com carregamentos repetidos com a pressão confinante variável e em fase com a tensão desvio, propuseram o modelo representado pela Equação 2.29 para estimar as deformações permanentes dos materiais acima citados.

$$\varepsilon_p = f(p, q) \times g(N) \quad (2.29)$$

onde:

p e q: tensões cíclicas, confinante e desvio, respectivamente,
N: número de aplicações das tensões cíclicas.

Os coeficientes obtidos das funções $f(p,q)$ e $g(N)$, representadas pelas Equações 2.30 e 2.31, que ajustaram melhor os resultados experimentais encontrados da deformação permanente, estão apresentados na Tabela 2.15.

$$f(p,q) = a(q/p)b \quad (2.30)$$

$$g(N) = \frac{\sqrt{N}}{D + \sqrt{N}} \quad (2.31)$$

TABELA 2.15: Parâmetros de Deformação Permanente de Alguns Pedregulhos Não Tratados (PAUTE et al., 1988)

Pedregulho não Tratado - Amostra nº	a (10⁻⁴)	b	D
13	8,7	5,7	43
14	35,2	3,0	26
15	30,2	3,5	50
16	82,7	3,6	38
17	93,4	2,4	26
18	51,6	2,4	57
19	46,7	1,8	53
20	56,9	1,8	74

Substituindo-se na Equação 2.29 as Equações 2.30 e 2.31, observa-se que a deformação permanente limita-se ao resultado fornecido pela Equação 2.30, quando N for muito grande. Em outras palavras, a deformação permanente tende para um valor finito quando N tender para um valor infinito.

BAYOMY e AL-SANAD (1993) utilizaram a Equação 2.23 para estudar a deformação permanente de solos granulares provenientes de subleitos de rodovias. Quatro níveis de tensão foram aplicados em cada tipo de solo pesquisado e variaram de 10 a 40 por cento em relação à resistência de ruptura compressiva axial de cada um deles. Cada nível de tensão aplicado nos materiais

foi combinado com três teores de umidade e para cada uma dessas combinações três amostras de solo foram utilizadas. Os teores de umidade foram os seguintes: umidade ótima e umidade ótima com mais e menos 2%.

CARDOSO (1987) estudou a deformação permanente de materiais lateríticos, sob os efeitos de carga repetida em laboratório, e obteve as seguintes equações para a estimativa das deformações permanentes:

$$\varepsilon_p = \frac{128,748(N)^{0,1348}(\sigma_1)^{2,684}}{CBR^{5,55}(\theta)^{1,1431}} \quad CBR > 40 \quad (2.32)$$

$$\varepsilon_p = \frac{(N)^{0,1878}(\sigma_1)^{6,0911}}{55,6313 CBR^{1,3605}(\theta)^{4,893}} \quad CBR < 40 \quad (2.33)$$

onde:

ε_p = deformação plástica em pol/pol,

N = número de repetições de tensão,

CBR = índice suporte Califórnia ou "California bearing ratio",

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ = primeiro invariante de tensão em psi,

σ_1 = tensão principal maior em psi.

As Equações 2.32 e 2.33 foram obtidas através de um estudo estatístico, utilizando-se regressão linear múltipla. Para a Equação 2.32, o valor encontrado para o coeficiente de determinação linear (R^2) foi igual a 0,741; para a Equação 2.33, o valor de R^2 obtido foi igual a 0,882.

HORNYCH, CORTÉ e PAUTE (1993) investigaram vários modelos para representar as variações das deformações permanentes axiais de três pedregulhos não tratados, de diferentes naturezas mineralógicas, em função do número de ciclos de carregamento. Dentre os vários modelos que foram utilizados para ajustar os dados obtidos no laboratório, através de ensaios triaxiais com carregamentos repetidos, o modelo representado pela Equação 2.34 foi quem melhor ajustou os resultados obtidos. A Tabela 2.16 contém os resultados da deformação permanente para 80.000 ciclos de carga, juntamente com os coeficientes A e B da Equação 2.34.

$$\varepsilon_p = A \left[1 - (N/100)^B \right] \quad (2.34)$$

onde:

ε_p = deformação permanente em função do número de ciclos da carga N
 ($N > 100$ ciclos de carregamento. Os estudos revelaram que as deformações permanentes produzidas durante os primeiros 100 ciclos de carregamento dependem muito da confecção da amostra e de sua colocação na câmara triaxial),

A e B : parâmetros obtidos experimentalmente.

TABELA 2.16: Resultados dos Ensaios: Deformação Permanente Axial (ε_p) a 80.000 Ciclos de Carga, Parâmetros A e B da Equação 2.34 e Módulos de Elasticidade Secante a 100 e a 80.000 Ciclos de Carga (HORNYCH, CORTÉ e PAUTE, 1993)

Material	Número do Ensaio	Resultados dos Ensaios						
		Tensões Cíclicas		ε_{1p} (80.000)	Parâmetros da Relação $\varepsilon_p = f(N)$		Módulos de Elasticidade Secante	
		p^* (kPa)	q^{**} (kPa)	(10^{-4})	A (10^{-4})	B	E_s (100) (MPa)	E_s (80.000) (MPa)
Pedregulho de "Écuellès"	0-082-2	75	150	38,3	69,5	-0,120	308	503
	0-082-1	100	150	16,8	23,7	-0,167	318	605
	0-093-1	200	400	170,3	185	-0,474	249	774
	0-093-2	350	600	100,1	105	-0,433	560	1301
Pedregulho de "Poulmarch"	0-061-2	75	150	24,7	53,5	-0,082	307	426
	0-061-1	100	150	25,2	67,6	-0,060	279	281
	0-068-1	200	400	121,2	221	-0,124	270	342
	0-068-2	275	600	376,7	468	-0,226	255	413
Pedregulho de "Sorèze"	89-321	75	150	25,7	25,8	-0,423	278	590
	89-335	200	400	163,9	183,9	-0,552	493	1602
	90-192	275	600	121,0	138,9	-0,577	196	1387
	90-008	350	600	97,1	109,7	-0,430	685	1399

* $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$; ** $q = \sigma_1 - \sigma_3$

A frequência utilizada para a aplicação da carga foi igual a 1/3 de hertz, com as tensões σ_1 (tensão axial) e σ_3 (pressão confinante) cíclicas. As amostras de 160 mm de diâmetro por 320 mm de altura foram moldadas sob condições de umidade e densidade próximas do ponto ótimo do ensaio Proctor modificado. O ensaio triaxial de carregamento repetido foi realizado sob condições drenadas. A forma dos ciclos de carregamento e os caminhos de tensão utilizados para o estudo das deformações permanentes dos três pedregulhos não tratados estão representados na Figura 2.17.

FIGURA 2.17: Forma dos Carregamentos Aplicados no Ensaio Triaxial Dinâmico e Caminhos de Tensão (HORNYCH, CORTÉ e PAUTE, 1993)

De acordo com LYTTON et al. (1993), um modelo simples para caracterização da deformação permanente, devido a carregamentos cíclicos, compõe-se de duas partes: a primeira, a deformação permanente ao fim do primeiro ciclo de carga, pode ser representada por um modelo elasto-plástico. A segunda, a declividade da curva de deformação plástica acumulada, pode ser determinada a partir de resultados de ensaios de laboratório. O modelo representado pela Equação 2.35 é amplamente utilizado para quantificar a deformação permanente em pavimentos flexíveis.

$$\log \varepsilon_p(N) = \log \varepsilon_p(1) + S \log N \quad (2.35)$$

onde:

$\varepsilon_p(N)$: deformação plástica acumulada durante N aplicações de carga,
 $\varepsilon_p(1)$, S: constantes do material.

Há indicações que o coeficiente S (declividade da curva) na Equação 2.35 independe do estado de tensão mas depende principalmente do tipo de material e de condições tais como: densidade, umidade e estrutura interna. Para materiais não tratados, S varia entre 0,05 e 0,35, com valores médios de 0,125, 0,14, 0,16 e 0,24 para materiais de camadas de base, areia siltosa/argilosa, argila siltosa/silte argiloso e argila densa, respectivamente.

MOTTA e PINTO (1994) utilizaram ensaios dinâmicos como alternativa de decisão quanto à aplicabilidade de alguns materiais em pavimentos de rodovias. Com vistas a este objetivo, três estudos foram realizados para obtenção do módulo resiliente e da deformação permanente de alguns materiais no estado natural ou quando misturados com areia, ou com brita ou argila. As características de plasticidade e de compactação dos materiais estudados encontram-se contidas na Tabela 2.17. Os resultados obtidos da deformação permanente, em corpos-de-prova de 10x20 cm, de dois dos estudos acima citados, estão contidos na Tabela 2.18. A pressão confinante e a tensão desvio aplicadas nos materiais citados na Tabela 2.18 ou na Tabela 2.17 foram iguais a 1,05 e 3,15 kgf/cm², respectivamente. O número de aplicações da tensão desvio foi limitado em 10⁵. Os materiais submetidos aos ensaios dinâmicos foram compactados próximos à umidade ótima para as energias de compactação contidas na Tabela 2.17. As Figuras 2.18 e 2.19 ilustram a variação da deformação permanente de determinados materiais em função do número de aplicação da tensão desvio.

Analisando-se a Figura 2.18, observa-se que com a adição da brita ao solo natural, a deformação permanente foi consideravelmente menor. Para 10⁵ solicitações da tensão desvio, a sua variação foi de 0,033 (solo-natural) a 0,0042 (mistura de solo-brita). Portanto, uma redução de, aproximadamente, 8 vezes. Comportamento semelhante também ocorreu para os materiais contidos na Figura 2.19. Mas a variação da deformação permanente para 10⁵ solicitações da tensão desvio foi menos significativa, ou seja, passou de 0,04 (argila) a 0,01 (mistura de restolho-argila). Portanto, uma redução de, aproximadamente, 4 vezes.

TABELA 2.17: Características de Plasticidade e de Compactação de Alguns Materiais (MOTTA e PINTO, 1994)

Materiais	LL (%)	LP (%)	γ_s (g/cm³)	h_{ot} (%)	γ_d (g/cm³)	Energia de Compactação
solo natural (solo arenoso fino laterítico)	21	16	2,661	11,5	1,946	modificada
brita (Nova Iguaçu - RJ)	-	-	-	7,7	2,116	modificada
solo-brita	-	-	-	6,6	2,217	modificada
restolho (refugo de pedreira)	-	-	-	11	2,033	intermediária
argila	67	33,2	-	20	1,650	intermediária
restolho-argila	-	-	-	12,2	1,930	intermediária

TABELA 2.18: Modelos de Deformação Permanente dos Materiais Estudados (MOTTA e PINTO, 1994)

Material*	Deformação Permanente ($\epsilon_p = a N^b$)
solo natural (solo arenoso fino laterítico)	$\epsilon_p = 0,0264 N^{0,0230}$
brita (Nova Iguaçu - RJ)	$\epsilon_p = 0,0046 N^{0,0773}$
solo-brita	$\epsilon_p = 0,0009 N^{0,1305}$
restolho (refugo de pedreira)	$\epsilon_p = 0,02949 N^{0,0197}$
argila	$\epsilon_p = 0,02427 N^{0,04452}$
restolho-argila (proporção de 50% em peso)	$\epsilon_p = 0,00664 N^{0,0369}$

* A Tabela 2.19 contém dados de granulometria dos materiais: solo natural, brita e mistura solo-brita.

TABELA 2.19: Granulometrias dos Materiais: Solo Natural, Brita e Mistura Solo-Brita (MOTTA e PINTO, 1994)

Peneira	Porcentagem que Passa		
	Solo Natural	Brita	Solo-brita
1"		100	
3/4"		90	99
1/2"		65	92
4		38	82
10		26	76
40	99	15	66
200	33	2	5
< 0,02 mm	22

FIGURA 2.18: Variação da Deformação Permanente do Solo Natural, Brita e Mistura de Solo-Brita em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio (MOTTA e PINTO, 1994)

FIGURA 2.19: Variação da Deformação Permanente do Restolho, Argila e Mistura de Restolho-Argila em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio (MOTTA e PINTO, 1994)

SANTOS et al. (1995) realizaram um estudo destinado à caracterização dinâmica de solos lateríticos utilizados nos pavimentos de cinco rodovias federais do Estado do Mato Grosso. Oito trechos representativos dessas rodovias, de 400 m de extensão, em aterro e em tangente, foram selecionados. Em cada trecho foi realizado um furo de amostragem com dimensões de 120x70 cm, na trilha externa da pista de rolamento. Através de cada furo foi possível identificar as espessuras do revestimento, da base e da sub-base. Os furos avançaram 30 cm no subleito e em cada camada do solo foram obtidas a umidade e densidade de campo. Os ensaios triaxiais de carga repetida foram realizados em corpos-de-prova de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, compactados em 10 camadas nas energias do Proctor intermediário para bases e sub-bases e do Proctor normal para subleitos. Os corpos-de-prova foram compactados na umidade ótima de laboratório, uma vez que as umidades de campo foram muito variáveis, na maioria das vezes por excesso de umidade e em outras situações muito secas. A Tabela 2.20 contém os coeficientes encontrados de uma equação que foi utilizada para ajustar os dados obtidos de deformação permanente, durante a realização dos ensaios dinâmicos.

TABELA 2.20: Coeficientes de um Modelo para a Estimativa da Deformação Permanente em Função do Número de Repetições de Carga (SANTOS et al., 1995)

Estação	Camada	$\varepsilon_p = kN^A$		
		K	A	r
100	base	0,005	0,11	0,92
100	sub-base	0,002	0,06	0,90
100	subleito	0,003	0,10	0,89
200	base	0,001	0,10	0,92
200	sub-base	0,003	0,06	0,89
200	subleito	0,001	0,10	0,87
300	base	0,002	0,13	0,89
300	sub-base	0,001	0,04	0,69
300	subleito	0,003	0,06	0,94
400	base	0,002	0,08	0,93
400	sub-base	0,003	0,07	0,93
400	subleito	0,002	0,07	0,93
600	base	0,004	0,08	0,91
600	sub-base	0,002	0,07	0,93
600	subleito	0,002	0,07	0,93
800	base	0,001	0,08	0,91
800	sub-base	0,001	0,09	0,90
800	subleito	0,001	0,09	0,92

2.6.3 Fatores que Afetam a Deformação Permanente dos Solos Submetidos a Carregamentos Repetidos

A seguir, serão apresentados vários fatores relacionados com os materiais e com o ensaio triaxial cíclico que afetam a deformação permanente dos solos submetidos a cargas repetidas.

2.6.3.1 Fatores Relacionados com o Ensaio Triaxial Cíclico

- **Influência da Pressão Confinante**

ALLEN e THOMPSON (1974), ao investigarem a resposta resiliente de materiais granulares submetidos a ensaios triaxiais de carga repetida com pressões confinantes constante e variável, verificaram que as deformações plásticas associadas aos testes triaxiais com pressão confinante constante excederam àquelas associadas aos testes triaxiais com pressão confinante variável. As tensões cíclicas, tanto a confinante quanto a axial, foram aplicadas simultaneamente com uma duração do pulso de 0,15 segundos e uma frequência de 20 repetições por minuto.

BROWN e HYDE (1975) investigaram a influência da pressão confinante cíclica e da pressão confinante constante no comportamento de materiais granulares, submetidos a testes triaxiais de carga repetida. Os valores das tensões confinantes constantes utilizados no estudo foram os seguintes: um deles igual à tensão média do ciclo; o outro igual ao valor de pico do ciclo. A Figura 2.20 ilustra o modo de aplicação da pressão confinante. Com base nos resultados obtidos, observaram-se valores similares para os módulos resilientes e deformações permanentes a partir de testes de pressão confinante cíclica e pressão confinante constante igual à média do valor de ciclo. A história das tensões exerceu um efeito considerável na deformação permanente.

A Figura 2.21 elucida os efeitos da pressão confinante e da diferença da tensão principal cíclica na deformação permanente de um solo arenoso para 10.000 aplicações de tensões. Três níveis de pressão confinante foram aplicadas no solo em estudo, quais sejam, 5, 25 e 50 psi. As amplitudes da diferença da tensão principal cíclica foram as seguintes: $0,75 s_d$, $0,60 s_d$ e $0,40 s_d$. S_d é a resistência estática do solo. Analisando-se esta figura, observa-se que para baixos valores da tensão desvio, a deformação permanente aumentou ligeiramente com o aumento da pressão confinante. Entretanto, para $\sigma_d = 0,75 S_d$, a deformação permanente diminuiu significativamente, à medida que a pressão confinante aumentou.

FIGURA 2.20: Modos de Aplicação da Pressão Confinante em Materiais Granulares (BROWN e HYDE, 1975)

FIGURA 2.21: Efeitos da Pressão Confinante e da Diferença da Tensão Principal Cíclica na Deformação Permanente de um Solo Arenoso para 10.000 Ciclos de Carga (PUMPHREY e LENTZ, 1986)

PAUTE, HORNYCH e BENABEN (1994) utilizaram ensaios triaxiais com carregamentos cíclicos das tensões lateral e axial para estudar o comportamento mecânico de pedregulhos não tratados. A Figura 2.22 ilustra dois tipos de ensaios triaxiais cíclicos, isto é, um com a tensão lateral constante e o outro com a tensão lateral variável. Para o ensaio triaxial com a tensão lateral variável a pressão confinante σ_3 varia ciclicamente entre 0 e $\sigma_{3 \max}$, em fase com a tensão desvio q , que varia entre 0 e $q_{\max}$. É provável que este tipo de ensaio triaxial reproduza melhor as solicitações que ocorrem no campo. Os estudos de deformação permanente realizados nos pedregulhos não tratados revelaram uma estabilização progressiva dessas deformações para amplitudes de carregamentos próximos àqueles que ocorrem no campo, portanto, nitidamente inferiores às tensões correspondentes à ruptura dos materiais ensaiados.

FIGURA 2.22: Caminhos de Tensões nos Ensaios Triaxiais com Tensões Laterais Constante e Variável (PAUTE, HORNYCH e BENABEN, 1994)

- **Forma, Intervalo de Tempo e Duração do Pulso da Tensão Compressiva**

BARKSDALE (1971) investigou a forma e a duração do pulso da tensão compressiva, para diferentes profundidades abaixo da superfície de pavimentos flexíveis e também para velocidades dos veículos variando entre 1 e 45 mph. Os resultados deste estudo revelaram que o tempo de pulso da tensão compressiva varia de uma forma aproximadamente senoidal próximo à superfície do pavimento a uma forma mais parecida com a triangular, para profundidades do pavimento abaixo da metade da camada da base. Os fatores estudados que influenciaram diretamente no tempo de pulso das tensões foram: a geometria e a rigidez da estrutura do pavimento, a velocidade do veículo, a configuração das rodas, a rotação do eixo das tensões principais e a não linearidade dos materiais. As Figuras 2.23 e 2.24 contêm as variações do tempo de pulso das tensões compressivas equivalentes senoidal e triangular em função da velocidade do veículo e da profundidade do pavimento, abaixo do centro da superfície de carregamento de uma roda simples ou de um conjunto de duas rodas. Através deste estudo concluiu que a velocidade do veículo e a profundidade abaixo da superfície do pavimento são elementos de maior importância para a seleção do tempo de pulso da tensão compressiva axial a ser utilizado em ensaios dinâmicos. A duração do tempo de pulso da tensão axial para um carregamento de roda simples pode ser considerada aproximadamente a mesma de um carregamento de rodas duplas, embora a duração do tempo de pulso da tensão causada pelo carregamento de rodas duplas tenha se mostrado ligeiramente menor.

De acordo com BROWN (1976), várias formas de pulso da tensão compressiva têm sido utilizadas nos ensaios triaxiais de carga repetida, quais sejam: senoidal, quadrada, triangular e trapezoidal. Em muitos casos, a forma escolhida é função do equipamento disponível para o ensaio, mas estudos de pulsos de tensão "in situ" revelaram que as formas senoidal e triangular são as mais apropriadas para este propósito.

FIGURA 2.23: Variação do Tempo de Pulso da Tensão Principal Equivalente com a Velocidade do Veículo e Profundidade do Pavimento (BARKSDALE, 1971)

FIGURA 2.24: Variação do Tempo de Pulso da Tensão Vertical Equivalente com a Velocidade do Veículo e Profundidade do Pavimento (BARKSDALE, 1971)

BROWN (1976) apresentou algumas considerações acerca do modo de aplicação da carga nos ensaios dinâmicos para a predição da deformação permanente em pavimentos asfálticos. Pesquisas realizadas na Universidade de Nottingham - England revelaram que períodos de repouso não são significantes para ensaios de deformação permanente em materiais asfálticos e solos coesivos. Porém, para a medida da deformação resiliente, um pequeno intervalo entre pulsos de tensão seria aconselhável, para permitir a recuperação da deformação elástica retardada nos materiais asfálticos e nos solos coesivos. Em materiais granulares, em que a resistência ao cisalhamento depende, principalmente, do atrito interpartículas, o número de ciclos provavelmente seja mais significativo do que o tempo de pulso da carga.

SVENSON (1980) investigou a influência do intervalo entre aplicações de carga na deformação permanente de solos argilosos e constatou que a variação do intervalo de aplicações de carga entre 0,86 a 2,86 s, para umidades próximas à umidade ótima, influenciou pouco nos coeficientes A e b da Equação 2.23 que relaciona a deformação permanente em função do número de aplicações de carga.

- **Influência do Número e da Intensidade da Carga Aplicada**

CHOU (1977) verificou que a deformação permanente de materiais granulares não tratados aumenta com o aumento da repetição da carga e com a intensidade da tensão aplicada, mas diminui à medida que a pressão confinante aumenta. Já para os solos de granulometria fina, a deformação permanente aumenta com o aumento da repetição da carga e aumenta rapidamente com um aumento na intensidade da carga. Verificando-se ainda a variação da deformação permanente de solos de granulometria fina em função do CBR constatou: à medida que o CBR do solo aumenta, a resistência do solo à deformação permanente aumenta rapidamente. Em ambos os solos, granulares e finos, o carregamento foi aplicado com uma duração de 0,2 segundos e com intervalo de 2 segundos.

A Figura 2.25 ilustra a variação da deformação permanente "versus" o logaritmo do número de aplicações da carga cíclica, utilizando-se a Equação 2.27, para três amplitudes de tensão desvio (σ_d), isto é: $\sigma_d = 0,75 S_d$, $\sigma_d = 0,60 S_d$ e $\sigma_d =$

$0,40 S_d$. S_d é a resistência estática do solo em estudo. Analisando-se esta figura, observa-se que a deformação permanente aumentou com o aumento da tensão desvio e com o aumento do número de ciclos de carregamento. O aumento da deformação permanente com o aumento da tensão desvio e com o aumento do número de aplicação da carga foi também observado por CARDOSO (1987).

FIGURA 2.25: Variação da Deformação Permanente "versus" o Logaritmo do Número de Ciclos de Carregamento - Solo Arenoso (PUMPHREY e LENTZ, 1986)

CARDOSO (1987) investigou a influência da relação σ_3/σ_d na deformação permanente de dois solos lateríticos, um de granulometria fina e outro de granulometria grossa. Através deste estudo constatou que para ambos os solos a deformação permanente diminuiu a medida que a relação σ_3/σ_d aumentou, até alcançar o intervalo de 0,5 a 0,6. Acima deste intervalo, a deformação residual tendeu a aumentar com o aumento da relação σ_3/σ_d . Ficou também evidenciado neste estudo que a pressão confinante desempenhou um importante papel no efeito da relação σ_3/σ_d na deformação permanente.

HORNYCH, CORTÉ e PAUTE (1993) estudaram as deformações permanentes de três pedregulhos não tratados, através de ensaios triaxiais com carregamentos repetidos e as conclusões a que chegaram foram:

- as deformações permanentes aumentam quando a relação de tensões q/p aumenta. A Figura 2.17 contém as relações de q/p utilizadas por HORNYCH, CORTÉ e PAUTE (1993) para o estudo das deformações permanentes dos três pedregulhos não tratados;
- as deformações permanentes tornam-se muito grandes quando as tensões aplicadas se aproximam da envoltória de ruptura do material;
- o teor de umidade exerce uma influência muito significativa no comportamento do material quanto à deformação permanente. Para um dos pedregulhos estudados, um aumento no teor de água de 3% fez aumentar a deformação permanente axial numa relação de 5.

2.6.3.2 Fatores Relacionados com as Características Físicas e Mecânicas dos Materiais

A Figura 2.26 mostra os efeitos da umidade e do peso específico aparente seco na deformação permanente para N igual a 10.000. Três condições de compactação do solo em estudo foram analisadas, quais sejam: 95% da AASHTO T-99 (compactação padrão), AASHTO T-99 e AASHTO T-180 (compactação modificada). Os teores de umidade utilizados foram: 3% abaixo da umidade ótima e na umidade ótima. Conforme pode-se observar, na referida figura, as amostras de maior densidade apresentaram menores deformações permanentes. Com relação ao teor de umidade, as amostras mais úmidas apresentaram deformações permanentes maiores (PUMPHREY e LENTZ, 1986).

SVENSON (1980), estudando a deformação permanente de solos argilosos, constatou que a umidade de compactação exerce uma influência bastante significativa no coeficiente A da Equação 2.23 e que o tempo de cura influenciou nos valores da deformação permanente axial, tendo em vista a natureza tixotrópica dos materiais ensaiados.

FIGURA 2.26: Efeitos do Peso Específico Aparente Seco e do Teor de Umidade na Deformação Permanente de um Solo Arenoso para 10.000 Ciclos de Carga (PUMPHREY e LENTZ, 1986)

CAMACHO (1993), estudando a deformabilidade de subleitos constituídos de solos tropicais sujeitos ao colapso concluiu que, para pequenas tensões e baixos teores de umidade, as deformações são pouco expressivas. Porém, para maiores teores de umidade, tensões verticais de maiores magnitudes poderão determinar deformações importantes no subleito em poucas passadas de roda, o que é compatível com as depressões e ondulações do pavimento visíveis mesmo em trechos bem drenados de rodovias.

Segundo PAUTE, HORNYCH e BENABEN (1994), além da influência do número de carregamentos e da amplitude das tensões aplicadas, os fatores, tais como: estado do material (teor de umidade e grau de compactação) e a sua natureza mineralógica exercem uma influência marcante na evolução das deformações permanentes.

BERNUCCI (1995) estudou as deformações permanentes verificadas no ensaio de resiliência de dois solos citados na Tabela 2.4, quais sejam: areia laterítica Descavaldo e areia argilosa laterítica Américo Brasiliense. Para a medida da deformação permanente mediu-se a deformação ocorrida até a 200ª aplicação de carga. A deformação resiliente foi determinada na 200ª aplicação de carga,

pela parcela recuperável. Observou-se que os solos lateríticos com coesão apresentaram deformação permanente sempre menor que a resiliente. As deformações permanentes dos solos compactados com maiores energias que a normal foram ainda menores comparativamente às deformações resilientes.

2.6.4 Considerações Finais

Dentre os inúmeros modelos apresentados no sub-item 2.6.2 para a estimativa da deformação permanente em solos granulares e finos, o modelo representado pela Equação 2.23 é sem dúvida um dos mais utilizados; provavelmente pela sua simplicidade e versatilidade para fins práticos. Outro modelo considerado também importante para este trabalho refere-se àquele representado pelas Equações 2.32 e 2.33. Este modelo foi desenvolvido especificamente para materiais lateríticos e possibilita prever a evolução da deformação permanente em função dos seguintes elementos: amplitude da tensão aplicada, número de aplicações da tensão e resistência mecânica dos materiais ensaiados. Cabe aqui ressaltar que os solos que serão investigados neste trabalho são também de comportamento laterítico pela Classificação MCT, proposta por NOGAMI e VILLIBOR, 1980 e 1981. Todavia, a aplicação generalizada das Equações 2.23, 2.32 e 2.33 a outros tipos de solos, com características físicas e mecânicas semelhantes aos materiais para os quais esses modelos foram desenvolvidos, fica muito limitada se não forem identificados principalmente os seguintes elementos: as faixas de amplitude de tensão, a frequência, a duração e o número de aplicação da carga e, ainda, os intervalos de valores das principais propriedades físicas e mecânicas dos materiais ensaiados, utilizados na formulação desses modelos. Assim sendo, a prática mais usual que se tem observado é a determinação de outros coeficientes dos modelos acima citados, específicos para os materiais que se deseja estudar.

Com base nas informações obtidas no sub-item 2.6.3, foram selecionados os seguintes fatores para a realização do ensaio triaxial de carga repetida em dois tipos de solo selecionados para este trabalho:

fatores relacionados com o equipamento disponível para a realização do ensaio:

- intensidade tensão desvio cíclica;
- intensidade da pressão confinante;
- duração da carga aplicada e o seu número de aplicação;
- drenabilidade ou não do corpo-de-prova.

fatores relacionados com as características físicas e mecânicas das amostras de solo:

- energia de compactação;
- densidade ou grau de compactação;
- grau de saturação;
- teor de umidade;
- granulometria.

A escolha desses fatores justifica-se ainda pelas variáveis selecionadas por alguns pesquisadores para estudo da deformação permanente de solos granulares e finos, conforme segue:

SVENSON (1980), estudando as variáveis que influenciam nas características das deformações permanente e recuperável de ***solos argilosos*** dividiu essas variáveis em três classes em função dos fatores de carga, estrutural e ambiental. Para cada classe de variáveis foi também utilizado um método de tratamento. Ver Quadro 2.2. Os fatores principais são aqueles considerados significativamente influentes nas características de deformabilidade dos materiais. Já os fatores secundários são aqueles considerados no estudo mais como elementos de suporte, para as investigações dos fatores principais.

PUMPHREY e LENTZ (1986) classificaram as variáveis que interferem no comportamento dos solos sem coesão, submetidos a cargas repetidas, nas seguintes categorias: variáveis de teste e variáveis da amostra. Dentre essas variáveis que podem afetar as deformações permanentes e resilientes destacaram:

QUADRO 2.2: Classes de Variáveis para Estudo das Características de Deformabilidade de Solos Argilosos (SVENSON, 1980)

Fatores	Variáveis	Método de Tratamento
carga	intensidade da tensão desvio,	fator principal
	pressão confinante,	fator secundário e fator fixado
	intervalo entre aplicações de carga	fator principal
	duração da carga	fator fixado
	número de aplicação de carga	fator secundário
estrutural	método de compactação	fator principal
	tempo de cura	fator principal
	peso específico aparente seco	fator principal
ambiental	umidade de compactação	fator principal
	temperatura	fator fixado

- **variáveis do teste:** pressão de confinamento, número de carregamentos, diferença da tensão principal cíclica, frequência e duração da carga, história da tensão e forma da onda de carregamento. As três primeiras variáveis são consideradas relevantes por muitos pesquisadores;
- **variáveis da amostra:** densidade, grau de saturação, graduação do agregado, teor de finos, tamanho da amostra e tamanho da partícula, forma e rugosidade. A densidade da amostra é a mais importante dessas variáveis.

CARDOSO (1987) agrupou os fatores que influenciam as relações entre a deformação permanente e o número de aplicações de carga do seguinte modo:

Fatores de carga: pressão de confinamento, tensão desvio e frequência do carregamento.

Fatores de propriedade dos materiais: tipo de material, densidade, umidade, história da tensão e condição de drenagem.

Segundo BAYOMY e AL-SANAD (1993), os principais fatores que interferem no comportamento do solo, sob o ponto de vista da deformação

permanente, são: o tipo de solo e a estrutura de suas partículas, a amplitude da tensão aplicada e as condições de umidade e densidade do solo compactado.

2.7 Influências Climáticas

Não se pretende neste trabalho estudar as características de deformabilidade dos materiais em laboratório, levando-se em conta os inúmeros fatores climáticos capazes de influenciar no comportamento dos pavimentos em serviço. Pretende-se, sim, apresentar algumas considerações sobre as interferências do clima no desempenho dos pavimentos e também sobre as umidades de campo observadas no subleito e nas camadas do pavimento de determinados trechos de rodovias brasileiras. Estas últimas considerações vão servir para justificar os teores de umidade que serão utilizados nas amostras dos materiais, preparadas em laboratório, para estudo de suas deformações permanentes, sob várias condições de carregamento repetido.

O clima é um dos fatores de maior influência na formação dos solos. Variações de temperatura, precipitação, evaporação, ventos, etc favorecem a inicialização de outros processos físicos e químicos de decomposição das rochas, possibilitando o desenvolvimento dos solos. Além das influências climáticas existem outros fatores que também estão associados com a intensidade dos processos intempéricos de formação dos solos, quais sejam: material de origem (rocha matriz), relevo, organismos vegetais e animais e tempo (AZAMBUJA, 1981).

Os solos que serão estudados no laboratório (ver Capítulo IV), quanto às suas características de deformabilidade, sob os efeitos de carregamentos repetidos, são de comportamento laterítico pela classificação MCT, proposta por NOGAMI e VILLIBOR(1980 e 1981). De acordo com NOGAMI (1992), os solos de comportamento laterítico são constituídos, do ponto de vista pedológico, pelo horizonte B dos grandes grupos pedológicos conhecidos como latossolos, solos podzólicos e terras rochas estruturadas. O fato do solo possuir comportamento laterítico implica em uma série de peculiaridades de propriedades e de

comportamento, das quais destacam-se: elevada porosidade aparente natural e baixa resistência e capacidade de suporte. Porém, quando adequadamente compactado adquire elevada resistência e capacidade de suporte e baixa permeabilidade. GIDIGASU (1974) fez uma revisão bibliográfica objetivando identificar os solos lateríticos para fins rodoviários. Neste seu trabalho apresentou inúmeras tentativas de identificação desses solos baseadas em: informações pedológicas, características químicas e mineralógicas e características geotécnicas significantes. LUCENA e CABRERA (1990) apresentaram uma revisão bibliográfica crítica envolvendo os aspectos relacionados com a definição e formação dos solos lateríticos desenvolvidos por um processo de intemperismo tropical de laterização. De acordo com VARGAS (1981), a formação dos solos lateríticos se deve a uma evolução pedogênica em clima tropical de alternâncias secas no inverno e extremamente úmidas no verão. Segundo NOGAMI e VILLIBOR (1995), "pedologicamente, o solo laterítico é uma variedade do solo superficial pedogenético, típico das partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas".

2.7.1 Influências Climáticas no Desempenho dos Pavimentos

De acordo com HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI (1994), as condições ambientais que exercem maior influência nas características dos materiais e no desempenho dos pavimentos são: precipitação pluvial ou umidade, temperatura e radiação solar. A **umidade** na estrutura do pavimento reduz a resistência e a estabilidade da base, sub-base e subleito. No revestimento asfáltico, a água pode remover a película betuminosa e provocar a desagregação do concreto asfáltico. A **temperatura**, ambas alta e baixa, pode ter efeitos nocivos no desempenho dos pavimentos, ou seja: altas temperaturas causam amolecimento do concreto asfáltico reduzindo a sua rigidez e a sua viscosidade; baixas temperaturas fomentam o aumento no módulo de deformação do concreto asfáltico, provocando perda de sua flexibilidade e o efeito de expansão devido ao congelamento da água nas camadas do pavimento, gerando pressões hidrostáticas internas no pavimento. A **radiação solar** provoca o endurecimento da superfície do concreto asfáltico, devido à volatilização da porção de peso molecular leve.

BASMA e GEORGE (1984) realizaram um estudo para mostrar como os fatores ambientais afetam as espessuras requeridas em projetos de pavimentos flexíveis. Sob os efeitos de temperatura na camada asfáltica comentaram que é comum especificar classe de asfalto mais flexível em regiões de clima mais frio, para reduzir trincas térmicas, e classe de asfalto mais rígido em regiões de clima mais quente, para reduzir acúmulo de deformação permanente. Em função dos efeitos da temperatura para definição da classe do asfalto apresentaram os seguintes critérios: a trinca térmica não deve exceder a 115m/1000m² e o acúmulo de deformação permanente deverá ser no máximo 1,25 cm.

JIN, LEE e KOVACS (1994) investigaram a influência da variação sazonal no módulo resiliente de solos de subleito. Uma das conclusões a que chegaram é que o módulo resiliente não é função somente da amplitude de tensão, mas também do teor de umidade, temperatura e densidade seca. Os resultados dos ensaios do módulo resiliente revelaram que seu valor aumenta à medida que o teor de umidade e temperatura diminuem e a densidade seca aumenta.

De acordo com NOGAMI e VILLIBOR (1995), a maioria dos trechos de base de solo arenoso fino laterítico construídos com sucesso localizam-se no interior do Estado de São Paulo, apresenta as características climáticas seguintes:

- tipo climático, segundo Koppen:

Cwa: quente com inverno seco;

Cwb: temperado com inverno seco;

Aw: tropical com inverno seco.

- temperatura média anual acima de 20°C, sem possibilidade de congelamento das camadas do pavimento e do subleito;
- condições hídricas:
 - precipitação anual média , 1000 a 1800 mm;
 - índice de umidade efetiva (IM) segundo thornthwaite variando de 10 a 70, compreendendo, portanto, tipos sub-úmido e úmido.

Segundo NOGAMI e VILLIBOR (1995), mede-se o índice de umidade (IM) pela fórmula:

$$IM = \frac{(100 \times EXC - 60 \times DEF)}{EP} \quad (2.36)$$

onde:

EXC = excedente hídrico anual, geralmente em mm;

DEF = deficiência hídrica anual, geralmente em mm;

EP = evapotranspiração potencial anual.

Todos os elementos da Equação 2.36 podem ser obtidos através de gráficos de equilíbrio hídrico. Utiliza-se, em geral, para caracterizar o equilíbrio hídrico, a escala a seguir:

TIPO	ÍNDICE IM
Superúmido	> 100
Úmido	20 - 100
Subúmido	0 - 20
Seco	-20 - 0
Semi-Árido	-40 - -20
Árido	-60 - -40

2.7.2 Umidade no Subleito e nas Camadas do Pavimento

VILLIBOR (1981) coletou dados de teores de umidade no campo, em inúmeros trechos de estrada do Estado de São Paulo construídos com base de solo arenoso fino laterítico. Essas determinações de umidade foram feitas em duas posições nas camadas de base, isto é, uma na metade inferior da camada e a outra na metade superior restante. Através deste estudo constatou:

- a metade inferior da base apresentou teor de umidade médio maior do que a superior. O valor médio do teor de umidade da parte superior foi de 7,8% e o da inferior 8,3%.

- Os teores de umidade da base, medidos ao longo do tempo, mantiveram-se sempre abaixo da umidade ótima da energia intermediária, mesmo em períodos chuvosos.

MEDINA (1988) analisou dados de campo sobre a umidade do subleito e das camadas do pavimento, obtidos de relatos de várias pesquisas realizadas no Brasil e constatou que a umidade de equilíbrio dos subleitos foi, no máximo, igual à umidade ótima do ensaio de Proctor normal. Portanto, é justificável a determinação de módulos de deformabilidade como o de resiliência, nessas condições.

LUCENA, BRASILEIRO e SOBRINHO (1994) estudaram a umidade de equilíbrio de rodovias pavimentadas situadas nas zonas fisiográficas do Litoral e Mata Agreste do Estado da Paraíba. Uma das conclusões a que chegaram foi que os subleitos, em quase sua totalidade, apresentaram um teor de umidade natural menor que a umidade ótima do ensaio de Proctor Normal de laboratório, mesmo para a estação sazonal de maior precipitação pluviométrica.

2.7.3 Comentários Finais

Tendo em vista as informações contidas no sub-item 2.7.2, parece ser razoável, ou até mesmo justificável, que num programa de ensaios de laboratório, destinado a estudar o comportamento dos solos (tensão-deformação) provenientes do subleito e das camadas de um pavimento, os teores de umidade utilizados na preparação das amostras desses solos sejam inferiores ou no máximo iguais ao teor ótimo de umidade da camada que o material, evidentemente, representa.

CAPÍTULO 3

DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA EXPERIMENTAL

3.1 Considerações Iniciais

Conforme já comentado no Capítulo 1, a movimentação dos veículos numa estrada provoca ao longo de suas camadas estruturais diferentes tipos de tensão, com as mais variadas amplitudes e durações. A Figura 3.1 contém duas orientações de um elemento fixo de um material do pavimento, segundo as quais atuam as tensões principais. Mas o referido elemento, orientado na posição B, está também submetido a tensões normais e cisalhantes, quando o veículo estiver na posição A ou em qualquer posição diferente da posição B. No instante em que a carga estiver localizada exatamente acima do elemento acima citado e estando o mesmo orientado na posição B, a orientação dos eixos das tensões principais coincide com a orientação dos eixos das tensões normais vertical e horizontal. Para esta posição específica da carga acima do elemento, orientado na posição B na camada do pavimento, as tensões cisalhantes que atuam na face do elemento são nulas. Esta é a condição de carregamento no campo que se procura reproduzir em laboratório, através do ensaio triaxial de carga repetida. Uma condição mais próxima da realidade seria a de aplicar cíclica e simultaneamente as tensões axial e confinante. No presente trabalho, somente a tensão axial será aplicada ciclicamente. A pressão confinante será mantida constante.

Com base nas considerações anteriormente apresentadas, o procedimento que se propõe a seguir compõe-se de um conjunto de fases, onde são identificados vários fatores com suas respectivas variáveis, para estudar a deformação permanente de dois tipos de solo comumente encontrados nos subleitos e nas camadas de pavimentos de rodovias de baixo custo do Estado de São Paulo. O Quadro 3.1 contém alguns desses fatores e suas respectivas variáveis que foram utilizados neste trabalho para obtenção, em laboratório, das deformações permanentes e elásticas dos materiais acima citados, ensaiados sob condições de carregamentos repetidos.

FIGURA 3.1: Rotação do Eixo da Tensão Principal de um Elemento do Material da Camada do Pavimento à Medida em que o Veículo Move sobre a Superfície da Estrada (BARKSDALE, 1971)

QUADRO 3.1: Fatores e Variáveis Utilizados para Estudo das Deformações dos Materiais Empregados nas Camadas de Pavimentos Flexíveis

Deformação	
Fatores	Variáveis
Carga	intensidade e número de aplicação da tensão desvio
	pressão confinante
	tempo de ciclo do carregamento
	duração do carregamento
Características mecânicas dos materiais	energias de compactação: Proctor normal e Proctor intermediário
Características ambientais	umidade
	temperatura (foi considerada a do ambiente)

3.2 Procedimento Utilizado para o Desenvolvimento da Pesquisa Experimental

Com base nos estudos realizados no Capítulo 2, elaborou-se um procedimento, através do qual pretende-se estimar, por meio do ensaio triaxial com pressão confinante constante e com tensão desvio axial cíclica, a evolução das deformações permanentes de dois tipos de solo existentes nas camadas do pavimento e do subleito de uma estrada, em função da variação dos seus teores de umidade e graus de compactação, da amplitude da tensão aplicada e do número de solicitações dessa amplitude de tensão. O procedimento acima citado compõe-se de sete fases, quais sejam:

3.2.1 FASE 1: Estudo de uma Prensa MTS ("Material Test System") para a Realização do Ensaio Triaxial Cíclico

Nesta fase do trabalho foram verificadas as condições de uma prensa hidráulica de controle eletrônico - MTS, disponível no Laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos-USP, para a realização do ensaio triaxial cíclico em amostras de solo. Esta fase do trabalho encontra-se apresentada no Anexo A.

3.2.2 FASE 2 : Características dos Pavimentos com Base de Solo Arenoso Fino Laterítico do Estado de São Paulo

A seguir, são apresentadas algumas características de projeto de várias rodovias do Estado de São Paulo que foram construídas com base de solo arenoso fino laterítico. Essas informações foram úteis para o desenvolvimento deste trabalho, pois as condições de campo que se pretendeu reproduzir em laboratório, para a realização dos ensaios dinâmicos em dois tipos de solo de comportamento laterítico pela Classificação MCT, estão associadas às características de projeto dos pavimentos de baixo custo do Estado de São Paulo.

"Base e reforço de solo arenoso fino: tem sido utilizada sistematicamente base com 15 cm de espessura, compactada aproximadamente a 95% energia modificada (aproximadamente 100% da energia intermediária). Nos trechos que o

pavimento foi dimensionado pelo método DER-SP usou-se o coeficiente estrutural da base igual a 1. Quanto ao reforço do subleito, a espessura máxima construída foi de 30 cm para os subleitos argilosos. Geralmente nos subleitos arenosos não foi construída camada de reforço, sendo, no entanto, executada a melhoria do subleito à densidade de 95% da energia modificada" (VILLIBOR, 1981).

VILLIBOR (1981) apresentou também um quadro contendo as características dos principais trechos de diversas rodovias do Estado de São Paulo, construídos com base de solo arenoso fino laterítico. As espessuras das camadas de base, na maioria dos trechos, foram de 15 cm; as das camadas de reforço variaram de 0 a 30 cm, com predominância de espessuras de 15 cm e, por fim, as espessuras da melhoria dos subleitos foram de 15 cm. Os graus de compactação utilizados para a construção dessas camadas, para os trechos que se tem registro, foram os seguintes: as camadas de base e de reforço foram construídas com um grau de compactação de 95% da energia do Proctor modificado e a maioria das camadas referentes à melhoria dos subleitos foi executada com um grau de compactação de 95% da energia do Proctor normal. Quanto às características do tráfego, o número previsto de solicitações do eixo padrão simples de rodas duplas variou de 10^5 a 10^7 .

De acordo com o DER-SP (1991), a base de solo arenoso fino laterítico deve ser compactada até alcançar o grau de compactação mínimo de 100%, em relação à massa específica aparente seca máxima, obtida na energia intermediária, pelo método DER M 191-88. O teor de umidade do material compactado deverá ser mantido dentro de um intervalo de um ponto percentual, abaixo e acima da umidade ótima ($h_{ot} \pm 1\%$), obtida em laboratório no ensaio de compactação com a energia e método de ensaio acima citados.

De acordo com o DER-SP (1991), a camada de reforço constituída de solo escolhido deve ser compactada até atingir o grau de compactação especificado no projeto e o teor de umidade do solo, durante a compactação, deve ser mantido dentro de um intervalo de dois pontos percentuais abaixo e acima da umidade ótima ($h_{ot} \pm 2\%$). A melhoria do subleito deve ser compactada até atingir o grau de compactação especificado no projeto e o teor de umidade do solo, durante a compactação, deve ser mantido dentro de um intervalo de um ponto percentual abaixo e acima da umidade ótima.

BERNUCCI (1995) considerou os seguintes teores de umidade e graus de compactação para a realização do ensaio de resiliência em amostras de solos lateríticos do Estado de São Paulo:

- melhoria do subleito: umidade ótima e grau de compactação próximo a 100% da energia normal;
- base, incluindo sub-base e reforço: umidade ótima e graus de compactação próximo a 95% da energia modificada e 100% da energia intermediária.

3.2.3 **FASE 3: Ensaios de Caracterização, Compactação, CBR e Triaxial Convencional**

Os ensaios de caracterização foram utilizados para a identificação dos solos pelas classificações HRB, USCS e MCT. Mediante a classificação desses solos e com os resultados dos ensaios de compactação e CBR foi possível estimar os módulos de resiliência dos solos que compõem as camadas estruturais do pavimento em estudo, para a estimativa das tensões que nelas se distribuem. A realização do ensaio triaxial convencional possibilitou obter as envoltórias de ruptura dos solos em estudo, para a identificação dos seus parâmetros de resistência ao cisalhamento, quais sejam: intercepto coesivo (c) e ângulo de atrito (ϕ). Estes parâmetros de resistência foram também utilizados no programa ILLI-PAVE para a estimativa das tensões nas camadas do pavimento. Portanto, os ensaios utilizados foram os seguintes:

- ensaios de caracterização: granulometria, limites de liquidez e plasticidade, compactação tipo Mini-MCV e perda de massa por imersão;
- ensaios de compactação e CBR nas energias normal e intermediária. Através desses ensaios foram obtidas as curvas de compactação e CBR em função do teor de umidade dos solos;
- ensaio triaxial convencional: ensaio rápido ou não drenado. A escolha deste ensaio foi feita, porque um dos objetivos do trabalho, nesta fase, era obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos em termos das tensões efetivas. Poderia também ter sido utilizado o ensaio triaxial lento ou drenado.

A Tabela 3.1 contém informações gerais sobre as energias de compactação normal e intermediária utilizadas neste trabalho, para a realização dos ensaios de compactação e CBR, segundo as Normas do DER -SP (1974): M13-71 e M53-71.

TABELA 3.1: Informações Gerais sobre as Energias de Compactação Normal e Intermediária Utilizadas para a Realização dos Ensaios de Compactação e CBR, Segundo as Normas do DER-SP (1974): M 13-71 e M 53-71

Compactação dos Solos: Normas do DER-SP (1974): M 13-71 e M 53-71						
Energia de Compactação	Massa do Soquete (g)	Altura de Queda do Soquete (m)	Dimensões do Corpo-de-prova		Número de Golpes por Camada	Número de Camadas
			Diâmetro (mm)	Altura (mm)		
Normal*	2270	0,305	100	127.6	25	3
Intermediária*	4540	0,457	100	127.6	12	5
Normal**	2270	0,305	152	127	36	5
Intermediária**	4540	0,457	152	127	28	5

* referente ao ensaio de compactação segundo a norma do DER-SP (1974): M 13-71.

** referente ao ensaio CBR segundo a norma do DER-SP (1974): M 53-71.

3.2.4 FASE 4 : Estudo das Tensões e Deformações nos Materiais que Compõem a Estrutura da Estrada

Nesta fase foram estimadas as tensões normais em diversos pontos das camadas de um dado pavimento, através da utilização dos programas ELSYM5 e ILLI-PAVE. As características principais desses programas estão apresentadas no Anexo A. Essas tensões serviram para definir o estado de tensão a ser aplicado nos materiais, em laboratório, para cálculo de suas deformações permanentes. Com base nas informações contidas na Fase 2, a estrutura do pavimento selecionada para este estudo está representada na Figura 3.2. Com os resultados dos ensaios de laboratório relatados na Fase 3 e que se encontram apresentados no Capítulo 4, foi possível estimar os módulos de resiliência dos materiais

empregados nas camadas do pavimento, a fim de utilizá-los nos programas ELSYM5 e ILLI-PAVE.

FIGURA 3.2: Seção Transversal do Pavimento para a Estimativa das Tensões

3.2.5 FASE 5: Ensaios Triaxiais com Aplicação Cíclica da Tensão Desvio Axial e Pressão Confinante Constante para Cálculo das Deformações Permanentes dos Solos em Estudo

A realização desta fase abrangeu as seguintes atividades:

- as amostras dos solos foram moldadas nas umidades ótima, abaixo da ótima (onde o valor do CBR é máximo) e ótima + 2%, nas suas respectivas densidades, para as energias de compactação normal e intermediária, tendo em vista os resultados dos ensaios de compactação dos materiais relatados na Fase 3 e que estão apresentados no Capítulo 4 (ver Figuras 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7).
- A tensão desvio (σ_d) aplicada em cada amostra de solo correspondeu à diferença: $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$, em que: σ_1 e σ_3 são as tensões principais maior e menor, respectivamente, agindo no centro de cada camada ou sub-camada em estudo. A Figura 3.3 ilustra uma amostra de solo submetida às tensões σ_d e σ_3 e também a projeção da trajetória das tensões no plano triaxial. A Tabela 3.2, a seguir, contém dados associados às variáveis das amostras e às variáveis do equipamento que foram utilizados nos ensaios de laboratório. A Tabela 3.3 ilustra o número de ensaios triaxiais de carga repetida previstos

para cada solo, levando-se em consideração alguns elementos de estudo previamente selecionados para o ensaio.

- Através de técnicas de regressão foram obtidos modelos matemáticos capazes de estimar a deformação permanente de cada solo investigado, em função dos seguintes elementos: resistência mecânica do solo, estado de tensões e número de solicitações dessas tensões a que se encontra o mesmo submetido.

FIGURA 3.3: (a)Tensões Principais que Atuam numa Amostra de Solo e (b) Projeção da Trajetória dessas Tensões no Plano Triaxial

TABELA 3.2: Informações Gerais para a Realização dos Ensaios Triaxiais de Carga Repetida

Variáveis da Amostra				Variáveis do Equipamento						
Diâmetro (cm)	Teor de Umidade (%)	Densidade (g/cm ³)	Grau de Compactação (%)	Pressão Confinante (σ_c) (kgf/cm ²) (kPa)	Tensão Desvio (σ_d) (kgf/cm ²) (kPa)	Força (kgf) (kN)	Número de Aplicações de σ_d	Duração do Carregamento (seg.)	Frequência (aplic./min.)	Deformação Específica (ϵ %)
5	h_{ot} $h_{CBR_{max}}^*$ $h_{ot} + 2\%$	máxima ou < máxima	100 ou < 100	0,20 a 1,0 20 a 100	0,30 a 4,0 30 a 400	3,92 a 78,54 0,039 a 0,785	$\leq 10^4$	mínimo 0,10	20 a 60	mínima 0,001%

* $h_{CBR_{max}}$: teor de umidade correspondente ao do CBR máximo

TABELA 3.3: Número de Ensaios Triaxiais de Carga Repetida Previstos para Cada Solo, Considerando-se Alguns Elementos de Estudo Selecionados para o Teste por Camada do Pavimento

Estimativa do Número de Ensaios Triaxiais com Carga Repetida			
teor de umidade (%)	h_{ot}	$h_{CBR_{max}}$	$h_{ot} + 2\%$
grau de compactação (%)	100	< 100	< 100
condições de drenagem	drenado	drenado	drenado
número de ensaios triaxiais previstos para cada amostra por estado de tensão	2	2	2
total de ensaios triaxiais previstos	6		

3.2.6 FASE 6: Estimativa da Deformação Permanente num Determinado Trecho de Estrada

Esta fase da pesquisa foi dividida nas seguintes etapas:

- Com os modelos obtidos na Fase 5 para a estimativa da deformação permanente dos solos provenientes das jazidas 1 e 2, para diferentes condições de umidade e densidade, foi possível estimar o acúmulo das deformações permanentes em dois segmentos da Rodovia SCA-040, para um determinado número de aplicações de carga. Nesses dois trechos foi empregado o solo proveniente da jazida 1 nas suas camadas de base. Num desses trechos, o subleito é também constituído pelo solo proveniente da jazida 1. No outro, o subleito é constituído pelo solo pertencente à jazida 2. A Figura 3.4 ilustra uma seção tipo, em corte, da Rodovia SCA - 040, contendo informações sobre as suas características geométricas e especificações de projeto. A Figura 3.5 contém duas seções transversais do pavimento referentes aos dois trechos da rodovia SCA-040 em estudo, com as suas características geométricas, elucidando também a localização das jazidas 1 e 2.

Nota: Segundo informações contidas no relatório quinzenal nº 16/01 de 01 a 15 de abril de 1977, referente ao Convênio: 11/76 firmado entre o Instituto de Pesquisa de Aperfeiçoamento Industrial (IPAI-órgão já extinto) e o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER-SP), a utilização da rodovia SCA - 040 antes de ser pavimentada era caracterizada pelo movimento de veículos leves que demandavam a Represa do Lobo em especial nos fins de semana ou pelo trânsito normal oriundo das instalações da Universidade de São Paulo - EESC, onde o trânsito se aproximava do médio. Mas com o asfaltamento desta rodovia a perspectiva era que o VDM (volume diário médio de veículos) fosse crescer bastante. Não existindo dados estatísticos de levantamento de trânsito e levando-se em conta a predominância do trânsito leve, optou-se para efeito de dimensionamento pelo valor de $N = 10^3$, que corresponde ao valor mínimo de entrada nas curvas de dimensionamento dos Métodos DNER e DER-SP. A Rodovia SCA - 040 foi aberta ao tráfego a partir de março de 1978.

- Estimativa das tensões nas camadas do pavimento representado pela Figura 3.5, utilizando-se o programa de computador ILLI-PAVE. Os resultados desta estimativa de tensões estão contidos na Tabela 7.5 do Capítulo 7. Os resultados dos ensaios de laboratório apresentados no Capítulo 4 foram novamente utilizados para a estimativa dos parâmetros de deformabilidade e de resistência dos materiais empregados nas camadas estruturais dos dois segmentos da Rodovia SCA-040 em estudo. Esta etapa da Fase 6 é semelhante ao estudo apresentado no Capítulo 5.

FIGURA 3.4: Seção Tipo em Corte da Rodovia SCA - 040

FIGURA 3.5: (a) Seção Transversal em Corte da Rodovia SCA-040 no Local da Jazida 1; (b) Seção Transversal em Corte da Rodovia SCA-040 no Local da Jazida 2

- A partir dos seguintes dados: tráfego de projeto, espessuras das camadas ou sub-camadas do pavimento, tensões que atuam no centro dessas camadas ou sub-camadas e modelos de deformação permanente apropriados para os materiais que as compõem, a deformação permanente total acumulada prevista para os dois segmentos da Rodovia SCA-040, associada ao afundamento das trilhas-de-roda, poderá finalmente ser obtida pela aplicação da Equação 2.21, ou seja:

$$\delta_t = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \varepsilon_{p_{ij}} \times \Delta z_{ij}$$

onde:

δ_t = deslocamento total na superfície do pavimento,

ε_{pij} = deformação permanente da sub-camada j pertencente à camada i ,

Δz_{ij} = espessura da sub-camada j pertencente à camada i ,

n = número de camadas do pavimento,

m = número de sub-camadas que cada camada n foi dividida.

O estado de tensão no centro de cada camada ou sub-camada, sob a carga, é representado pelas tensões normais vertical, horizontal e tangencial.

3.2.7 FASE 7: Comparação dos Resultados de Deformação Permanente Estimados e Observados num Determinado Trecho de Estrada

Os resultados estimados da deformação permanente total acumulada para os dois trechos da Rodovia SCA-040, obtidos na Fase 6, foram comparados com os afundamentos de trilhas-de-roda observados no campo, referentes a estes mesmos segmentos da rodovia acima citada, que se encontram dispostos nas Tabelas 1.2 e 1.3 do Capítulo 1 deste trabalho. Este estudo comparativo foi importante para avaliação do procedimento proposto para a estimativa das deformações permanentes das camadas de solo em pavimentos flexíveis. Admitindo-se que o nível de representatividade das condições de campo, alcançado no laboratório, durante a realização dos ensaios, tenha sido satisfatório, foi de se esperar uma aproximação considerável entre as deformações previstas e as observadas no pavimento em serviço.

Nota: o fluxograma, a seguir, ilustra de uma forma mais resumida como as fases do procedimento anteriormente apresentado estão interrelacionadas, para a consecução dos objetivos propostos.

FLUXOGRAMA

CAPÍTULO 4

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO: GRANULOMETRIA, LIMITES DE LIQUIDEZ E PLASTICIDADE, CBR E TRIAXIAL CONVENCIONAL

4.1 Considerações Iniciais

Quase todos os ensaios apresentados neste capítulo foram realizados no Laboratório de Materiais do Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos - USP, à exceção do ensaio triaxial convencional que foi realizado no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa - MG.

Os solos utilizados para o desenvolvimento da pesquisa experimental são provenientes de duas jazidas localizadas na rodovia SCA-040, que liga as cidades de São Carlos a Itirapina, conforme ilustra a Figura 4.1. Foram coletados cerca de 250 kg de solo de cada jazida para a realização de todos os ensaios previstos para este trabalho, inclusive para os ensaios dinâmicos apresentados no Capítulo 6. As amostras de solo provenientes das duas jazidas foram previamente secas ao ar e, em seguida, destorroadas e passadas na peneira nº 4. A jazida 1, também conhecida como jazida do "Linhão do Broa", encontra-se a 4,3 km do trevo que interliga a rodovia supra citada à rodovia SP-215. O solo dela proveniente foi retirado no talude à direita da estrada, no sentido de São Carlos a Itirapina. A Jazida 2 está localizada a 2 km à frente da jazida 1, obedecendo-se o mesmo sentido acima citado. O solo dela extraído foi também retirado no talude à direita da estrada. Os ensaios utilizados para a identificação desses solos fazem parte de três métodos de classificação de solos, quais sejam: HRB ("Highway Research Board") da AASHO ("American Association of State Highway Officials"), USCS ("Unified Soil Classification System") da ASTM ("American Society for Testing and Materials") e MCT (Miniatura, Compactado Tropical); esta última classificação foi proposta por Nogami e Villibor, 1980 e 1981.

FIGURA 4.1: Malha Viária Ilustrando a Localização das Jazidas onde Foram Coletados os Solos para o Desenvolvimento desta Pesquisa

4.2 Resultados dos Ensaio de Caracterização para a Identificação dos Solos pelos Métodos de Classificação HRB e USCS

A Tabela 4.1 contém os resultados dos ensaios de caracterização para a classificação dos solos pelos métodos HRB e USCS. Nesta tabela encontram-se também os resultados do ensaio referente ao peso específico dos sólidos. As Figuras 4.2 e 4.3 ilustram as curvas de granulometria dos solos provenientes das jazidas 1 e 2. O solo da jazida 1 atendeu à faixa A de granulometria do DER-SP (1991). Já a granulometria do solo da jazida 2 enquadrou-se quase totalmente na faixa B do DER-SP (1991), apresentando um acréscimo de apenas 1,11% em relação ao limite superior recomendado para a porcentagem em peso que passa na peneira de nº 100 da referida faixa.

TABELA 4.1: Resultados dos Ensaio: Granulometria, Limites de Liquidez e Plasticidade e Peso Específico dos Sólidos

Ensaio		Material: Solo da Jazida 1	Material: Solo da Jazida 2
Limite de Liquidez Método do Ensaio: M 4-61 *		28	36
Limite de Plasticidade: Método do ensaio: M 5-61 *		18	25
Índice de Plasticidade		10	11
Peso Específico dos Sólidos (g/cm³) Método do Ensaio: M 3-61		2,681	2,689
Granulometria Método do Ensaio: M 6-61*		Porcentagem que passa em peso	Porcentagem que passa em peso
Peneira			
Número	Abertura (mm)		
4	4,76	100	100
10	2,00	99,97	100
16	1,19	99.02	99,73
30	0,59	94.62	97,71
40	0,42	88,00	93,00
50	0,297	79.56	88,09
100	0,149	46.94	66,11
200	0,074	29.00	45,00

* DER-SP (1991)

* SAFL: solo arenoso fino laterítico

FIGURA 4.2: Curva Granulométrica do Solo da Jazida 1

FIGURA 4.3: Curva Granulométrica do Solo da Jazida 2

4.3 Resultados do Ensaio de Compactação Mini-MCV

No Anexo C encontram-se os resultados dos ensaios para a identificação dos solos das jazidas 1 e 2 pelo método MCT.

A Tabela 4.2 contém o resumo das classificações dos solos das jazidas 1 e 2 pelos métodos HRB, USCS e MCT.

TABELA 4.2: Resumo das Classificações dos Solos das Jazidas 1 e 2 pelos Métodos HRB, USCS e MCT

Material	Classificação do Solo
solo - Jazida 1	Método HRB: A-2-4 (0)
	Método USCS: SC
	Método MCT: LA' ($c' = 1,27$; $e' = 1,04$)
Solo - Jazida 2	Método HRB: A-6 (2)
	Método USCS: SC
	Método MCT: LG' ($c' = 1,90$; $e' = 0,55$)

4.4 Resultados dos Ensaios de Compactação, CBR e Expansão

No Anexo C encontram-se também os resultados dos ensaios de compactação, CBR e expansão, nas energias normal e intermediária, referentes aos solos das jazidas 1 e 2.

As Figuras 4.4 e 4.5 ilustram, respectivamente, as curvas de compactação, CBR, expansão e saturação do solo da jazida 1 nas energias normal e intermediária. As Figuras 4.6 e 4.7 ilustram, respectivamente, as curvas de compactação, CBR, expansão e saturação do solo da jazida 2 nas duas energias anteriormente citadas.

Ensaio de Compactação e CBR - Energia Normal

FIGURA 4.4: Curvas de Compactação, Saturação, CBR e Expansão - Energia Normal - Solo da Jazida 1

FIGURA 4.5: Curvas de Compactação, Saturação, CBR e Expansão-Energia Intermediária - Solo da Jazida 1

FIGURA 4.6: Curvas de Compactação, Saturação, CBR e Expansão - Solo da Jazida 2- Energia Normal

Ensaio de Compactação e CBR - Energia Intermediária

FIGURA 4.7: Curvas de Compactação, Saturação, CBR e Expansão- Solo da Jazida 2 - Energia Intermediária

4.5 Resultados do Ensaio Triaxial Convencional

As Figuras 4.8 e 4.9 contêm os resultados obtidos do ensaio triaxial rápido ou não drenado, referentes ao solo da jazida 1, nas energias normal e intermediária, respectivamente. Extraindo dessas figuras as tensões efetivas σ_1' e σ_3' , na ruptura, para cada pressão de confinamento utilizada no ensaio, é possível encontrar os valores de c (intercepto coesivo) e de ϕ (ângulo de atrito) do solo da jazida 1, através da relação $q' \times p'$, sendo: $q' = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$ e $p' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$. Os valores de c e de ϕ podem ser obtidos pelas relações:

$$\text{sen}\phi = \text{tg}\alpha \quad (4.1)$$

$$c = \frac{a}{\cos\phi} \quad (4.2)$$

onde:

α = inclinação da reta de ajuste da relação $q' \times p'$,

a = valor de q' , quando $p' = 0$.

A Figura 4.10 ilustra as relações encontradas de $q' \times p'$ para o solo da jazida 1, nas energias de compactação normal e intermediária e os respectivos valores de a , α , c e ϕ .

**FIGURA 4.9: Ensaio Triaxial Rápido ou não Drenado - Solo da Jazida 1 -
Energia Intermediária**

**Relação q' X p' no Ponto Máximo da Curva Tensão Deformação
Solo da Jazida 1**

FIGURA 4.10: Relação q' X p' no Ponto Máximo da Curva Tensão - Deformação, nas Energias Normal e Intermediária - Solo da Jazida 1

As Figuras 4.11 e 4.12 contêm os resultados obtidos do ensaio triaxial rápido ou não drenado, referentes ao solo da jazida 2, nas energias normal e intermediária, respectivamente. Extraindo-se dessas figuras as tensões efetivas σ_1' e σ_3' , na ruptura, para cada pressão de confinamento utilizada no ensaio, é possível encontrar os valores de c (intercepto coesivo) e de ϕ (ângulo de atrito), utilizando-se o mesmo procedimento anteriormente apresentado para o solo da jazida 1. A Figura 4.13 ilustra as relações encontradas de q' X p' para o solo da jazida 2, nas energias de compactação normal e intermediária e os respectivos valores de a , α , c e ϕ .

FIGURA 4.11: Ensaio Triaxial Rápido ou não Drenado - Solo da Jazida 2 - Energia Normal

Ensaio Triaxial Rápido ou não Drenado

(Solo da Jazida 2 - Energia Intermediária)

FIGURA 4.12: Ensaio Triaxial Rápido ou não Drenado - Solo da Jazida 2 - Energia Intermediária

Relação q' x p' no Ponto Máximo da Curva Tensão - Deformação
Solo da Jazida 2

FIGURA 4.13: Relação q' X p' no Ponto Máximo da Curva Tensão - Deformação, nas Energias Normal e Intermediária - Solo da Jazida 2

A Tabela 4.3 contém os parâmetros de resistência, quais sejam: intercepto coesivo (c) e ângulo de atrito (ϕ) dos solos das jazidas 1 e 2, nas energias normal e intermediária.

TABELA 4.3: Parâmetros de Resistência: Intercepto Coesivo (c) e Ângulo de Atrito (ϕ) dos Solos das Jazidas 1 e 2, nas Energias Normal e Intermediária

Solo	Energia Normal		Energia Intermediária	
	c (kPa)	ϕ (graus)	c (kPa)	ϕ (graus)
Jazida 1	41,73	38,67	70,25	42,77
Jazida 2	98,97	28,18	131,41	31,86

CAPÍTULO 5

ESTIMATIVA DAS TENSÕES NAS CAMADAS DO PAVIMENTO PARA ESTUDO DA DEFORMABILIDADE DOS MATERIAIS EM LABORATÓRIO

5.1 Considerações Iniciais

Apresenta-se, neste capítulo, um estudo comparativo para a estimativa das tensões e deformações nas camadas de um pavimento do tipo baixo custo do Estado de São Paulo, com o objetivo de investigar as características de deformabilidade permanente dos solos que o compõem, quando submetidos a carregamentos repetidos (o Capítulo 1 contém uma conceituação sobre pavimentos do tipo baixo custo, segundo NOGAMI e VILLIBOR (1995)). Com base nas informações referentes ao tráfego de projeto do pavimento em estudo e às propriedades físicas e mecânicas de seus materiais constituintes, são apresentados os seguintes passos para a realização deste trabalho: definição dos elementos de entrada associados ao tráfego e aos materiais do pavimento para a utilização dos programas ELSYM5 e ILLI-PAVE; comparação das tensões, deslocamentos e deformações fornecidas pelos programas acima citados e as tensões a serem consideradas para o estudo da deformabilidade dos materiais em laboratório, utilizando-se o ensaio triaxial com pressão confinante constante e com tensão desvio axial cíclica.

A tarefa de se estimar as tensões e deformações nas camadas de um pavimento é relativamente simples, considerando-se os inúmeros programas de computador (ILLI-PAVE, FEPAVE, MICHPAVE, EPAVE, ELSYM5, entre outros) já desenvolvidos para este fim. Mas quando se trata da definição dos elementos de entrada para a utilização desses programas, muitas dúvidas surgem. Algumas delas oriundas da escolha do carregamento para representar as cargas dos diferentes tipos de veículos que solicitam o pavimento. Outras, decorrentes da definição dos parâmetros de deformabilidade e de resistência dos materiais

empregados no pavimento. Diante dessas considerações, apresenta-se neste capítulo o procedimento que foi utilizado para a definição dos elementos de entrada, necessários à utilização dos programas ILLI-PAVE e ELSYM5, visando a estimativa das tensões nas camadas de um pavimento do tipo baixo custo no Estado de São Paulo.

A Figura 5.1 ilustra a estrutura do pavimento que foi considerada neste estudo, juntamente com o semi-eixo padrão simples de rodas duplas, disposto na sua superfície. Este eixo padrão está ilustrado na Figura 5.2. A pressão de contato do pneu com o pavimento foi considerada igual à pressão de enchimento dos pneus $5,63 \text{ kgf/cm}^2$ ou 80 psi, distribuída uniformemente numa área de geometria circular.

FIGURA 5.1: Estrutura do Pavimento com o Semi-eixo Padrão Simples de Rodas Duplas Utilizados para Estudo das Tensões e Deformações nas Camadas do Pavimento

FIGURA 5.2: Configuração do Eixo Padrão Simples de Rodas Duplas de 8,2 Toneladas (UDDIN, MEYER e HUDSON, 1985)

5.2 Estimativa das Tensões nas Camadas do Pavimento

As etapas utilizadas para a estimativa das tensões nas camadas do pavimento são as seguintes:

- definição dos elementos de entrada associados ao tráfego para a utilização dos programas ELSYM5 e ILLI-PAVE;
- definição dos elementos de entrada associados aos materiais do pavimento para a utilização dos programas acima citados;
- comparação das tensões, deslocamentos e deformações fornecidas pelos programas anteriormente citados;
- tensões que foram consideradas para o estudo da deformabilidade dos materiais no laboratório.

5.2.1 Definição dos Elementos de Entrada Associados ao Tráfego para a Utilização dos Programas ILLI-PAVE e ELSYM5

- Carga do tráfego e pressão de contato

No programa ILLI-PAVE (ver Anexo A) não se pode utilizar mais de uma superfície de carregamento para estudo das tensões e deformações no pavimento. Portanto, as cargas que atuam nas duas rodas do semi-eixo padrão (ver Figura 5.1) foram substituídas por uma carga de roda simples equivalente (CRSE), conforme ilustra a Figura 5.3. Recorrendo-se ao estudo de equivalência de carga, pelo princípio de igual deformação vertical específica no topo do subleito, chegou-se a uma CRSE de 7.000 libras, para uma pressão de enchimento dos pneus de 80 psi. A deformação vertical específica encontrada no topo do subleito, numa posição horizontal equidistante dos centros das duas rodas do semi-eixo padrão, para a estrutura do pavimento ilustrada na Figura 5.1, tanto para o carregamento do semi-eixo padrão simples de rodas duplas, quanto para a CRSE, foi igual a $0,38 \cdot 10^{-3}$. Este estudo de equivalência de carga foi feito através da utilização do programa ELSYM5. Mas o programa ILLI-PAVE foi também utilizado para a estimativa inicial dos módulos resilientes dos materiais que compõem a estrutura do pavimento em estudo, com uma suposta CRSE de 6.800 libras e com uma pressão de contato de 80 psi. Cabe aqui esclarecer que o programa ILLI-PAVE gera uma malha de elementos finitos e em cada elemento desta malha ele fornece o módulo resiliente. Os módulos resilientes médios obtidos para os materiais, por um procedimento semelhante ao apresentado no item 5.2.2, foram: camada de base 85.000 psi; camada de reforço 55.000 e camada do subleito 5.000 psi. O módulo resiliente do revestimento betuminoso foi assumido constante e igual a 350.000 psi. Os valores dos coeficientes de Poisson empregados neste estudo de equivalência de carga são os mesmos que estão também apresentados no item 5.2.2.

5.2.2 Definição dos Elementos de Entrada Associados aos Materiais para a Utilização dos Programas ILLI-PAVE e ELSYM5

- **Módulo resiliente do revestimento betuminoso do tipo tratamento superficial triplo (TST)**

O módulo resiliente do TST foi estimado em 350.000 psi, tendo em vista os resultados dos módulos resilientes de misturas betuminosas apresentados no trabalho de QUEIROZ e VISSER (1978), conforme ilustra a Tabela 2.5, página 38, no Capítulo 2.

- **Módulos resilientes das camadas de solo do pavimento**

A estimativa dos módulos resilientes das camadas de solo do pavimento foi feita através da utilização dos modelos de módulos resilientes propostos por BERNUCCI (1995). A justificativa para a escolha desses modelos assenta-se na semelhança que existe entre os solos investigados por esta autora e os solos objetos do presente estudo; além do que, há compatibilidade entre as energias de compactação envolvidas nos dois estudos.

FIGURA 5.3: Estrutura e Carregamento Utilizados para o Estudo Comparativo das Tensões, Deslocamentos e Deformações Fornecidas pelos Programas ILLI-PAVE e ELSYM5

camada de base:

$$M_R = 382,3\theta^{0,20} \quad (5.1)$$

onde:

M_R = módulo resiliente em MPa,

θ = soma das tensões principais em kPa.

Este modelo foi obtido para um corpo-de-prova compactado a 95% da energia modificada, após secagem ao ar até que a umidade atingisse cerca de 80% da

umidade ótima de compactação. Este procedimento procura simular o estado dos solos lateríticos em bases de pavimentos de baixo custo, sujeitos à perda de umidade após a compactação. O solo representado pela a Equação 5.1 é semelhante ao solo em estudo, segundo as classificações HRB, USCS e MCT. Para estas classificações, o solo estudado situa-se nas classes A-2-4, SC e LA', respectivamente. Transformando-se a Equação 5.1 para psi, tem-se:

$$M_R = 80.302\theta^{0,20} \quad (5.1.1)$$

onde:

M_R = módulo resiliente em psi,

θ = soma das tensões principais em psi.

A Equação 5.1.1 foi utilizada no programa ILLI-PAVE e para afastamentos horizontais de 1,68; 5,03; 8,38 e 11,73 cm, gerados para uma CRSE de 7.000 libras e pressão de contato de 80 psi, o módulo resiliente médio encontrado para a camada de base foi de, aproximadamente, 88.000 psi. Este valor foi utilizado no programa ELSYM5 para um estudo comparativo das tensões e deformações fornecidas pelos dois programas acima citados.

camada de reforço

$$M_R = 76,7\theta^{0,35} \quad (5.2)$$

onde:

M_R = módulo resiliente em MPa,

θ = soma das tensões principais em kPa.

Este modelo foi obtido para um corpo-de-prova compactado a 97% da energia modificada **sem secagem ao ar**, ou seja, logo após a compactação. O solo representado pela a Equação 5.2 é também semelhante ao solo em estudo, segundo as classificações HRB, USCS e MCT. Para estas classificações, o solo estudado situa-se nas classes A-2-4, SC e LA', respectivamente. Transformando-se a Equação 5.2 para psi, tem-se:

$$M_R = 21.586\theta^{0,35} \quad (5.2.1)$$

onde:

M_R = módulo resiliente em psi,

θ = soma das tensões principais em psi.

A Equação 5.2.1 foi utilizada no programa ILLI-PAVE e para afastamentos horizontais de 1,68; 5,03; 8,38; 11,73 e 16,76 cm, gerados para uma CRSE de 7.000 libras e pressão de contato de 80 psi, o módulo resiliente médio da camada de reforço foi de, aproximadamente, 60.000 psi. Este valor foi utilizado no programa ELSYM5 para um estudo comparativo das tensões e deformações fornecidas pelos dois programas anteriormente citados.

Nota: Outro modelo que poderia também ter sido utilizado para a estimativa dos módulos resilientes das camadas da base e do reforço do pavimento em estudo é o que se encontra na Tabela 2.1 do Capítulo 2 deste trabalho, proposto por MEDINA e PREUSSLER, 1980, cuja formulação é a seguinte: $M_R = 5.100\sigma_3^{0,90}$. A justificativa para a escolha desse modelo é semelhante à que foi anteriormente apresentada para a utilização dos modelos propostos por BERNUCCI (1995).

camada do subleito

$$M_R = 233,5\theta^{0,08} \quad (5.3)$$

onde:

M_R = módulo resiliente em MPa,

θ = soma das tensões principais em kPa

Este modelo foi obtido para um corpo-de-prova compactado a 100% da energia normal. O outro motivo é que o solo representado pela Equação 5.3 é semelhante ao solo em estudo, segundo as classificações USCS e MCT. Para estas classificações, o solo estudado situa-se nas classes SC e LA', respectivamente. Transformando-se a Equação 5.3 para psi, tem-se:

$$M_R = 3.8811\theta^{0,08} \quad (5.3.1)$$

onde:

M_R = módulo resiliente em psi,

θ = soma das tensões principais em psi.

A Equação 5.3.1 foi utilizada no programa ILLI-PAVE e para afastamentos horizontais de 1,68; 5,03; 8,38; 11,73 e 16,76 cm, gerados para uma CRSE de 7.000 libras e pressão de contato de 80 psi, o módulo resiliente médio da camada do subleito foi de, aproximadamente, 5.000 psi. Este valor foi utilizado no programa ELSYM5 para um estudo comparativo das tensões e deformações fornecidas pelos programas supra citados.

- **coeficiente de Poisson**

Os valores dos coeficientes de Poisson fixados para as camadas do pavimento foram: revestimento betuminoso (TST): 0,35 e para as demais camadas, incluindo a do subleito, 0,40. Esses valores foram fixados com base nos valores apresentados por UDDIN, MEYER e HUDSON (1985), conforme ilustra a Tabela 2.8, página 47, no Capítulo 2.

- **taxa de tensão máxima (σ_1/σ_3)**

Na ruptura, a taxa de tensão principal σ_1/σ_3 , para materiais não coesivos, pode ser dada pela equação:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5.4)$$

onde:

ϕ = ângulo de atrito interno do solo em graus.

De acordo com JIN, LEE e KOVACS (1994), para solos granulares, um intervalo de valores de ϕ geralmente aceito é de 30° a 45°. Para esse intervalo de valores, utilizando-se a Equação 5.4, as relações de tensão principal variam de 3 a 5,8. Para a utilização do programa ILLI-PAVE a relação máxima de tensão (σ_1/σ_3 máx..) foi estimada em 5,8, ou seja, o limite superior do intervalo acima citado. No programa ILLI-PAVE, esta relação (σ_1/σ_3 máx..) é representada pela variável MAXSRi.

- **Parâmetros c e ϕ da envoltória de ruptura de Mohr Coulomb**

Os valores c e ϕ obtidos para os solos provenientes das jazidas 1 e 2 que compõem as camadas do pavimento em estudo estão contidos na Tabela 4.3, página 121, no Capítulo 4. Para as camadas de base e do reforço (solo da jazida 1) foram selecionados os valores de c e ϕ na energia intermediária. Para o subleito (solo da jazida 1) foram assumidos os valores de c e ϕ na energia normal.

camada do pavimento	intercepto coesivo (c) (psi)	ângulo de atrito (ϕ) (graus)
base	9,9	42,8
reforço	9,9	42,8
subleito	5,9	38,7

A Tabela 5.1 contém os resultados das tensões normais verticais e horizontais e, a Tabela 5.2, os resultados dos deslocamentos verticais e deformações específicas verticais fornecidos pelos programas ILLI-PAVE e ELSYM5, correspondentes à estrutura e ao carregamento representados na Figura 5.3. As Figuras 5.4 e 5.5 ilustram, graficamente, os resultados contidos nas Tabelas 5.1 e 5.2, respectivamente.

TABELA 5.1: Tensões Normais Fornecidas pelos Programas ILLI-PAVE e ELSYM5 Referentes à Figura 5.3

Profundidade do Pavimento (cm)	Tensões Normais - ILLI-PAVE (kgf/cm ²)		Tensões Normais - ELSYM5 (kgf/cm ²)	
	X = 1,65 cm	Y = 0,00 cm	X = 1,65 cm	Y = 0,00 cm
	σ_x (horizontal)	σ_z (vertical)	σ_x (horizontal)	σ_z (vertical)
1,25	6,252	5,380	7,764	5,647
3,75	3,270	5,703	3,328	5,452
6,25	0,311	4,817	2,130	4,964
8,75	0,181	4,135	1,274	4,312
11,25	2,103	3,994	0,664	3,610
13,75	0,040	2,397	0,207	2,940
16,25	0,224	4,655	-0,169	2,340
18,75	1,238	3,059	-0,518	1,829
21,25	0,907	2,623	-0,881	1,412
24,38	0,023	2,032	-0,562	1,022
28,13	0,016	1,428	-0,768	0,666
31,87	0,010	0,956	-1,032	0,409
35,62	0,003	0,638	-1,387	0,253
40,80	0,251	0,538	0,002	0,198
47,40	0,287	0,515	0,004	0,164

* o sinal (-) significa tração

TABELA 5.2: Deslocamentos Verticais e Deformações Verticais Específicas
Fornecidos pelos Programas ILLI-PAVE e ELSYM5 Referentes à
Figura 5.3

Profundidade do Pavimento (Z) (cm)	Deslocamento Vertical (U _z) (ILLI-PAVE) (cm)	Deslocamento Vertical (U _z) (ELSYM5) (cm)	Deformação Vertical Específica (ε _z) (ILLI-PAVE) (cm/cm)	Deformação Vertical Específica (ε _z) (ELSYM5) (cm/cm)
	X = 1,65 cm Y = 0,00 cm	X = 1,65 cm Y = 0,00 cm	X = 1,65 cm Y = 0,00 cm	X = 1,65 cm Y = 0,00 cm
1,25	3,86 10 ⁻²	6,44 10 ⁻²	0,758 10 ⁻³	0,009 10 ⁻³
3,75	3,66 10 ⁻²	6,39 10 ⁻²	0,945 10 ⁻³	0,450 10 ⁻³
6,25	3,42 10 ⁻²	6,26 10 ⁻²	0,400 10 ⁻³	0,527 10 ⁻³
8,75	3,31 10 ⁻²	6,12 10 ⁻²	0,735 10 ⁻³	0,532 10 ⁻³
11,25	3,12 10 ⁻²	5,99 10 ⁻²	0,710 10 ⁻³	0,498 10 ⁻³
13,75	2,95 10 ⁻²	5,87 10 ⁻²	0,343 10 ⁻³	0,449 10 ⁻³
16,25	2,85 10 ⁻²	5,76 10 ⁻²	0,662 10 ⁻³	0,401 10 ⁻³
18,75	2,68 10 ⁻²	5,67 10 ⁻²	0,932 10 ⁻³	0,363 10 ⁻³
21,25	2,45 10 ⁻²	5,58 10 ⁻²	0,665 10 ⁻³	0,342 10 ⁻³
24,38	2,25 10 ⁻²	5,47 10 ⁻²	0,404 10 ⁻³	0,349 10 ⁻³
28,13	2,10 10 ⁻²	5,34 10 ⁻²	0,347 10 ⁻³	0,303 10 ⁻³
31,87	1,97 10 ⁻²	5,23 10 ⁻²	0,320 10 ⁻³	0,293 10 ⁻³
35,62	1,87 10 ⁻²	5,11 10 ⁻²	0,579 10 ⁻³	0,323 10 ⁻³
40,80	1,50 10 ⁻²	4,85 10 ⁻²	0,756 10 ⁻³	0,560 10 ⁻³
47,40	0,99 10 ⁻²	4,51 10 ⁻²	0,385 10 ⁻³	0,458 10 ⁻³

FIGURA 5.4: Tensões Normais Conforme Esquema de Carregamento Contido na Figura 5.3 (a Tabela 5.1 Contém os Valores Dessas Tensões Normais)

FIGURA 5.5: Deslocamentos Verticais e Deformações Específicas Verticais
Conforme Esquema de Carregamento Contido na Figura 5.3 (a Tabela 5.2
Contém os Valores desses Deslocamentos e Deformações)

A Tabela 5.3 resume as tensões normais verticais e horizontais, em diversos pontos das camadas do pavimento, referentes à estrutura e carregamento ilustrados na Figura 5.3. Estas tensões foram obtidas da Figura 5.4 nas mesmas profundidades indicadas na Tabela 5.4, para fins comparativos.

TABELA 5.3: Tensões Normais Verticais e Horizontais, em Diferentes Pontos das Camadas do Pavimento, Extraídas da Figura 5.4

Profundidade do Pavimento (cm)	Tensões Normais Verticais(kgf/cm ²) (X = 1,85 cm; Y = 0,00 cm)		Tensões Normais Horizontais (kgf/cm ²) (X =1,85 cm; Y = 0,00 cm)	
	ILLI-PAVE	ELSYM5	ILLI-PAVE	ELSYM5
7,5	4,50	4,60	0,20	1,70
12,5	3,60	3,25	1,10	0,50
17,5	4,00	2,10	0,75	-0,30
22,50	2,40	1,30	0,70	-0,80
30,00	1,20	0,55	0,00	-0,95
33,75	0,80	0,30	0,00	-1,20
47,50	0,51	0,15	0,25	0,00

o sinal (-) significa tensão normal de tração

A Figura 5.6 ilustra a estrutura e carregamento utilizados para o emprego do programa ELSYM5, para o cálculo das tensões em vários pontos das camadas do pavimento, considerando-se três diferentes posições no eixo X.

A Tabela 5.4 contém os resultados das tensões normais horizontal e vertical correspondentes ao carregamento ilustrado pela Figura 5.6.

FIGURA 5.6: Estrutura e Carregamento Utilizados para a Utilização do Programa ELSYM5 para Cálculo das Tensões em Vários Pontos das Camadas do Pavimento, Considerando-se Três Posições no Eixo X

TABELA 5.4: Tensões Normais Horizontais e Verticais Fornecidas pelo Programa ELSYM5 Referentes à Figura 5.6

Profun- didade (cm)	Tensões Normais (kgf/cm ²) X=0,00 cm; Y=0,00 cm		Tensões Normais (kgf/cm ²) X=8,25 cm; Y=0,00 cm		Tensões Normais (kgf/cm ²) X=16,50 cm; Y=0,00 cm	
	σ_x	σ_z	σ_x	σ_z	σ_x	σ_z
	(horizontal)	(vertical)	(horizontal)	(vertical)	(horizontal)	(vertical)
7,5	1,414	4,278	1,615	2,937	2,023	0,917
12,5	0,422	2,751	0,748	2,006	1,084	1,141
17,5	-0,182	1,660	0,020	1,349	0,205	1,006
22,5	-0,792	0,984	-0,663	0,881	-0,535	0,759
30,0	-0,752	0,448	-0,792	0,438	-0,809	0,416
33,75	-1,020	0,300	-1,093	0,302	-1,130	0,300
47,50	0,020	0,178	0,017	0,187	0,015	0,020

o sinal (-) significa tensão normal de tração

FIGURA 5.7: Resultados das Tensões Normais Verticais e Horizontais Conforme Esquemas de Carregamentos Apresentados nas Figuras 5.3 e 5.6 (os Resultados dessas Tensões estão Contidos nas Tabelas 5.3 e 5.4)

5.3 Comparação das Tensões, Deslocamentos e Deformações Fornecidas pelos Programas ILLI-PAVE e ELSYM5

Analisando-se o gráfico da Figura 5.4 ou os dados contidos na Tabela 5.1, observa-se que os valores das tensões normais verticais fornecidos pelos programas ILLI-PAVE e ELSYM5, em função da profundidade do pavimento, variaram da ordem de 0,40 a 1,00 kgf/cm², dependendo do intervalo de profundidade considerado no estudo. Por exemplo, para o intervalo de profundidade compreendido entre 13 a 30 cm, o programa ILLI-PAVE gerou tensões normais verticais superiores ao programa ELSYM5, da ordem de 1,00 kgf/cm². Além do mais, um pouco acima da profundidade de 15 cm, ocorreu uma descontinuidade na tensão normal vertical gerada pelo programa ILLI-PAVE. Para profundidades do pavimento inferiores a 13 cm, as tensões normais verticais fornecidas pelos dois programas foram mais semelhantes. Para profundidades do pavimento acima de 30 cm, os valores das tensões normais verticais foram razoavelmente próximos uns dos outros, com um desvio médio em torno de 0,40 kgf/cm². Com relação às tensões normais horizontais, a variação entre elas foi bem mais significativa. Para profundidades do pavimento acima de 15 cm até 41 cm, o programa ELSYM5 gerou tensões normais horizontais de tração, enquanto que o programa ILLI-PAVE forneceu tensões normais horizontais de compressão. Entretanto, para profundidades do pavimento abaixo de 5 cm e acima de 40 cm, as tensões normais horizontais obtidas através dos programas ILLI-PAVE e ELSYM5 foram bastante semelhantes.

Analisando-se o gráfico da Figura 5.5 ou os dados contidos na Tabela 5.2, observa-se que os deslocamentos verticais fornecidos pelo programa ELSYM5 foram bem superiores aos produzidos pelo programa ILLI-PAVE e, à medida que a profundidade do pavimento aumenta, o desvio entre eles também cresce, mas de uma forma não significativa. Com relação às deformações verticais específicas, produzidas pelos dois programas supra citados, a variação entre elas, em função da profundidade do pavimento, foi bem diferente uma da outra, exceto para profundidades do pavimento acima de 25 cm. Acima desta profundidade, a variação entre elas foi bastante semelhante, e os valores observados razoavelmente próximos uns dos outros.

Comparando-se ainda os resultados das tensões normais verticais contidos nas Tabelas 5.3 e 5.4 ou na Figura 5.7, fornecidos pelos programas ILLI-PAVE e

ELSYM5, observa-se uma variação bastante uniforme entre essas tensões, em função da profundidade do pavimento. Mas as tensões normais verticais geradas pelo programa ILLI-PAVE, na maioria dos casos, foram superiores às tensões normais verticais produzidas pelo programa ELSYM5. É importante lembrar que a Figura 5.7 elucida a variação das tensões normais verticais e horizontais, para uma mesma estrutura de pavimento com carregamentos diferentes, isto é, uma estrutura de pavimento com carregamento de um semi-eixo padrão e, outra, com CRSE (Figura 5.3). Observa-se também, na Figura 5.7, que a tendência das tensões normais horizontais geradas pelos programas ILLI-PAVE e ELSYM5, para profundidades do pavimento acima de 12,5 cm, foi razoavelmente semelhante, mas os seus valores bem diferentes uns dos outros. As tensões normais horizontais fornecidas pelo programa ILLI-PAVE foram todas de compressão. Já o programa ELSYM5 produziu tensões normais de tração, para profundidades do pavimento acima de, aproximadamente, 17,5 cm.

No Anexo A contém algumas peculiaridades dos dois programas anteriormente citados e que servem para justificar, em parte, as diferenças de tensões apresentadas no item 5.3.

5.4 Tensões a Serem Consideradas para o Estudo da Deformabilidade dos Materiais no Laboratório

Mesmo com as diferenças observadas entre as tensões normais fornecidas pelos programas ILLI-PAVE e ELSYM5, para fins de estimativa das tensões no pavimento, com o objetivo de estudar a deformabilidade dos materiais no laboratório, poder-se-ia utilizar ambos os programas acima citados. Entretanto, sob o ponto de vista das tensões normais horizontais, o programa ILLI-PAVE atribuiu às camadas do pavimento tensões horizontais de compressão, enquanto que o programa ELSYM5 atribuiu a estas mesmas camadas, na maioria das vezes, tensões horizontais de tração. Mas os materiais que compõem as camadas do pavimento em estudo são de características granulares. Materiais granulares, em geral, não resistem a esforços de tração. De acordo com CHOU (1977), os materiais granulares, quando confinados, podem suportar alguma tensão de tração que é absorvida pelo atrito intergranular, devido à tensão compressiva vertical que age sobre eles. Assim sendo, tendo em vista também as

considerações apresentadas no item anterior, optou-se pelos resultados das tensões normais fornecidos pelo programa ILLI-PAVE contidos na Figura 5.4. Essas tensões estão registradas na Tabela 5.5 e foram extraídas da Figura 5.4 nas seguintes profundidades: camada de base: profundidades de 6 a 22,50 cm; camada de reforço: profundidades de 22,50 a 37,5 cm e camada do subleito: profundidades maiores ou iguais a 37,50 cm.

TABELA 5.5: Intervalos de Amplitudes de Tensões Normais para Estudo, em Laboratório, da Deformação Permanente de Alguns Solos de Comportamento Laterítico Utilizados em Pavimentos do Tipo Baixo Custo do Estado de São Paulo

Camada do Pavimento	Intervalo de Tensão Normal	
	Tensão Horizontal (kgf/cm ²)	Tensão Vertical (kgf/cm ²)
base	1,00 - 0,50	5,00 - 2,50
reforço	0,50 - 0,20	2,50 - 0,50
subleito	≤ 0,20	≤ 0,50

CAPÍTULO 6

RESULTADOS DO ENSAIO TRIAXIAL COM PRESSÃO CONFINANTE CONSTANTE E COM TENSÃO DESVIO AXIAL CÍCLICA

6.1 Método Utilizado para a Realização do Ensaio Triaxial Cíclico

- Preparo das Amostras de Solo para Compactação

As amostras de solo provenientes das jazidas 1 e 2 foram previamente secas ao ar e, em seguida, destorroadas e passadas na peneira nº 10 (2,00 mm).

Uma vez obtidas as curvas de compactação, para cada um dos solos estudados (ver Capítulo 4 - Figuras: 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7), selecionaram-se os pesos específicos aparentes secos correspondentes aos seguintes teores de umidade: ótimo, abaixo do ótimo, onde o valor do CBR é máximo e 2% acima do ótimo, para ambas energias de compactação normal e intermediária, conforme ilustram as Tabelas C.7 e C.8 no Anexo C.

Uma vez identificados os pesos específicos aparentes secos de trabalho e os seus respectivos teores de umidade e, sendo também conhecidas as dimensões do corpo-de-prova (5,1 cm de diâmetro por 10 cm de altura), tornou-se possível quantificar a massa de solo e a quantidade de água necessárias para a preparação de cada amostra de solo a ser ensaiada.

As Tabelas 6.1 e 6.2 contêm a quantidade de massa úmida de solo necessária para a preparação de cada corpo-de-prova, nas energias normal e intermediária e, ainda, os respectivos valores alcançados do peso específico aparente seco e do teor de umidade de cada um deles, para a determinação de suas deformações permanentes, utilizando-se o ensaio triaxial com pressão

confinante constante e tensão desvio axial cíclica. Os períodos de tempo utilizados para a homogeneização da mistura (solo e água) e os períodos de tempo que os corpos-de-prova ficaram na câmara úmida, depois de compactados, até o início do ensaio triaxial cíclico, estão contidos na Tabela E.1, no Anexo E.

- **Compactação dos Corpos-de-Prova**

Para a moldagem dos corpos-de-prova destinados à realização do ensaio triaxial cíclico, empregou-se o método de compactação por impacto, em cinco camadas. Depois de compactados, os corpos-de-prova foram envolvidos em embalagens plásticas com etiquetas de identificação e, em seguida, colocados na câmara úmida, durante um determinado período de tempo, antes de iniciar o ensaio triaxial cíclico.

TABELA 6.1: Valores Pretendidos e Alcançados do Teor de Umidade e Peso Específico Aparente Seco e Massa Úmida Necessária dos Corpos-de-Prova nas Energias Normal e Intermediária - Solo da Jazida 1

Corpo de Prova (nº)	Energia de Compactação	Solo da Jazida 1				
		Valores Pretendidos		Massa Úmida Necessária (g)	Valores Alcançados	
		Teor de Umidade (%)	Peso Específico Aparente Seco (g/cm ³)		Teor de Umidade (%)	Peso Específico Aparente Seco (g/cm ³)
1a	Normal	11,10	1,970	447,11	11,20	1,955
1b		11,10	1,970	447,11	11,20	1,964
1		11,10	1,970	447,11	11,04	1,962
2		11,10	1,970	447,11	11,16	1,967
3		9,80	1,875	420,57	9,91	1,874
4		9,80	1,875	420,57	9,91	1,867
5		13,10	1,880	434,36	13,07	1,858
6		13,10	1,880	434,36	13,07	1,875
7	Intermediária	10,10	2,020	454,33	10,15	2,006
8		10,10	2,020	454,33	10,28	2,013
9		10,10	2,020	454,33	10,43	2,000
10		10,10	2,020	454,33	10,43	2,000
11		9,25	1,935	431,85	9,36	1,930
12		9,25	1,935	431,85	9,36	1,932
13		9,25	1,935	431,85	9,43	1,929
14		9,25	1,935	431,85	9,43	1,933
15		12,10	1,950	446,55	12,35	1,938
16		12,10	1,950	446,55	12,35	1,941
17		12,10	1,950	446,55	12,35	1,943
18		12,10	1,950	446,55	12,35	1,939

TABELA 6.2: Valores Pretendidos e Alcançados do Teor de Umidade e Peso Específico Aparente Seco e Massa Úmida Necessária dos Corpos-de-Prova nas Energias Normal e Intermediária - Solo da Jazida 2

Corpo de Prova (n ^o)	Energia de Compactação	Solo da Jazida 2				
		Valores Pretendidos		Massa Úmida Necessária (g)	Valores Alcançados	
		Teor de Umidade (%)	Peso Específico Aparente Seco (g/cm ³)		Teor de Umidade (%)	Peso Específico Aparente Seco (g/cm ³)
1	Normal	17,00	1,710	408,71	16,79	1,694
2		15,50	1,600	377,51	15,34	1,587
3		19,00	1,590	386,52	18,76	1,585
4	Intermediária	16,40	1,785	424,45	16,79	1,762
5		15,70	1,725	407,71	15,34	1,708
6		18,40	1,725	417,23	18,76	1,700

• **Sequência dos Passos Utilizada para a Realização do Ensaio Triaxial Cíclico**

Em síntese, a sequência dos passos utilizada para a realização do ensaio triaxial cíclico foi a seguinte:

- preparação e compactação do corpo-de-prova;
- extração do corpo-de-prova do molde cilíndrico de compactação;
- envolvimento do corpo-de-prova numa embalagem plástica para evitar perda de umidade e, em seguida, colocação do mesmo na câmara úmida, até início do ensaio;
- colocação da membrana de borracha no corpo-de-prova. Não utilizar membrana perfurada;

- colocação da pedra porosa na base da câmara triaxial (ensaio drenado) e, em seguida, o corpo-de-prova sobre a pedra porosa;
- colocação do cabeçote no topo do corpo-de-prova. A célula de carga apoia na superfície superior do cabeçote;
- fixação lateral do par de alças no corpo-de-prova para recebimento dos LVDTs. Uma das alças foi fixada na amostra a 2,5 cm da base. A outra, a 2,5 cm do topo;
- colocação dos LVDTs no par de alças;
- fixação e ajuste dos LVDTs nas alças para obtenção do registro dos deslocamentos axiais;
- medição e anotação da distância vertical entre as alças. Esta distância corresponde à altura de referência do corpo-de-prova para cálculo da deformação específica, quer seja elástica ou permanente;
- enchimento da câmara triaxial de silicone;
- posicionamento correto da esfera localizada entre a superfície superior do pistão da célula de carga e o pistão da prensa MTS, a fim de obter um perfeito ajustamento deste conjunto;
- aplicação da pressão estática de confinamento a ser utilizada no ensaio e, posteriormente, anotação das leituras de deslocamentos axiais registradas nos LVDTs. Deve-se aguardar um determinado período de tempo (aproximadamente 30 minutos) antes de iniciar o ensaio, para verificar se as leituras anteriormente observadas mantiveram-se as mesmas. Iniciar o ensaio somente após a estabilização das leituras nos LVDTs. Anotar estas leituras, pois elas representam o ponto de partida para as medidas dos deslocamentos axiais na amostra;
- número de ciclos de carga previsto para o ensaio igual 10.000, numa frequência de 60 aplicações por minuto (1 hertz) e duração do carregamento igual a 0,1 segundos. As amplitudes de tensão adotadas no ensaio foram obtidas de uma investigação sobre a estimativa das tensões nas camadas de um pavimento para estudo das deformações permanentes de seus materiais constituintes em laboratório. Ver o Capítulo 5 deste trabalho.

6.2 Resultados Obtidos da Deformação Permanente Utilizando-se o Ensaio Triaxial com Carga Repetida

O Anexo E contém várias figuras ilustrando a variação da deformação axial (elástica e permanente) de vários corpos-de-prova contidos nas Tabelas 6.1 e 6.2, em função do número e amplitude da tensão desvio axial aplicada. Cabe aqui ressaltar que todos os corpos-de-prova contidos nas duas tabelas acima citadas foram submetidos ao ensaio triaxial cíclico, mas por problemas de centralização e/ou nivelamento de determinadas amostras na base da câmara triaxial, alguns testes foram excluídos deste estudo, porque num dos LVDTs observaram-se deslocamentos de tração.

Duas investigações dos resultados obtidos das deformações serão apresentadas neste trabalho. Uma delas referente aos resultados obtidos das deformações permanentes e resilientes a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo da tensão desvio axial aplicada. Esta deformação acumulada, anterior ao primeiro ciclo da tensão desvio axial aplicada, foi obtida através das leituras registradas nos dois LVDTs, após aplicação da pressão confinante utilizada no ensaio. A outra, refere-se aos resultados obtidos das deformações permanentes e resilientes a partir da menor deformação observada no centésimo ciclo de aplicação da tensão desvio axial. Esta última investigação, fundamentada no trabalho de HORNYCH, CORTÉ e PAUTE (1993), procura elucidar o efeito do condicionamento da amostra nos resultados do ensaio.

6.2.1 Resultados Obtidos da Deformação Permanente Utilizando-se o Ensaio Triaxial com Carga Repetida - Solo da Jazida 1

A Tabela 6.3 contém os valores obtidos das deformações permanentes de alguns corpos-de-prova contidos na Tabela 6.1, em diversos números de ciclos da tensão desvio axial aplicada. Essas deformações permanentes foram encontradas a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de carregamento axial.

A Tabela 6.3.1 contém os resultados obtidos das deformações permanentes, dos mesmos corpos-de-prova contidos na Tabela 6.3, em diversos números de ciclos de aplicação da tensão desvio axial, a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de carregamento axial. As características de umidade e densidade dos corpos-de-prova contidos nas duas tabelas acima citadas estão contidas na Tabela 6.1.

A Figura 6.1 ilustra os resultados das deformações permanentes do corpo-de-prova 1a contidos nas Tabelas 6.3 e 6.3.1, em função do número de aplicações da tensão desvio. O teor de umidade de moldagem do corpo-de-prova 1a foi muito próximo (ligeiramente acima) do teor ótimo de umidade ($h_{ót}$), correspondente à energia normal.

A Figura 6.2 ilustra a variação das deformações permanentes dos corpos-de-prova 7, 8, 11 e 12 contidos nas Tabelas 6.3 e 6.3.1, em função do número de aplicações da tensão desvio, na energia intermediária. O teores de umidade utilizados na moldagem dos corpos-de-prova contidos nesta figura foram próximos do teor ótimo de umidade ($h_{ót}$) e do teor de umidade correspondente ao do CBR máximo ($h_{CBRmáx}$).

A Figura 6.3 ilustra os resultados das deformações permanentes do corpo-de-prova 16 contidos nas Tabelas 6.3 e 6.3.1, em função do número de aplicações da tensão desvio, na energia intermediária. O teor de umidade utilizado na moldagem do corpo-de-prova 16 foi próximo do teor ótimo + 2%.

A Figura 6.4 ilustra também a variação das deformações permanentes dos corpos-de-prova 10, 13, 17 e 18 contidos nas Tabelas 6.3 e 6.3.1, em função do número de aplicações da tensão desvio, na energia intermediária. O intervalo de teor de umidade de moldagem desses corpos-de-prova variou entre o teor de umidade próximo ao teor de umidade correspondente ao do $h_{CBRmáx}$, até o teor de umidade próximo ao da umidade ótima + 2% ($h_{ót} + 2\%$).

TABELA 6.3: Deformações Permanentes Obtidas a Partir da Deformação Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 1, Contidas na Tabela 6.1, em Vários Ciclos de Carregamento Axial

Corpo de Prova (n°)	CBR (*)	Estado de Tensão		Deformação Permanente - Solo da Jazida 1												
		σ_1 (kgf/cm ²)	$\sigma_2 = \sigma_3$ (kgf/cm ²)	Número de Aplicações da Tensão Desvio												
				10	100	500	1.000	2.000	3.000	4.000	5.000	6.000	7.000	8.000	9.000	10.000
1a	32	0,70	0,20	0,001253	0,001273	0,001274	0,001295	0,001295	0,001295	0,001295	0,001295	0,001316	0,001316	0,001316	0,001316	0,001316
7	56	5,00	1,00	0,001352	0,001625	0,001833	0,001926	0,001989	0,002058	0,002080	0,002149	0,002172	0,002217	0,002240	0,002285	0,002308
8	56	5,00	1,00	0,001287	0,001472	0,001655	0,001678	0,001746	0,001792	0,001838	0,001861	0,001884	0,001930	0,001930	0,001976	0,001976
10	56	2,50	0,50	0,001005	0,001280	0,001428	0,001470	0,001533	0,001576	0,001597	0,001619	0,001619	0,001660	0,001660	0,001660	0,001682
11	75	5,00	1,00	0,001335	0,001495	0,001656	0,001725	0,001794	0,001840	0,001886	0,001909	0,001954	0,001977	0,002023	0,002069	0,002069
12	75	5,00	1,00	0,001260	0,001505	0,001639	0,001639	0,001750	0,001750	0,001817	0,001840	0,001884	0,001884	0,001929	0,001929	0,001929
13	75	2,50	0,50	0,001318	0,001433	0,001524	0,001570	0,001593	0,001638	0,001638	0,001638	0,001661	0,001684	0,001684	0,001684	0,001707
16	15	5,00	1,00	0,001482	0,005505	0,008133	0,008668	0,008947	0,009063	0,009133	0,009179	0,009249	0,009272	0,009319	0,009342	0,009389
17	15	2,50	0,50	0,000515	0,000751	0,000964	0,001035	0,001129	0,001153	0,001177	0,001224	0,001248	0,001271	0,001271	0,001295	0,001295
18	15	2,50	0,50	0,001190	0,001647	0,001899	0,001967	0,002036	0,002082	0,002104	0,002127	0,002150	0,002173	0,002196	0,002219	0,002219

* Interpretado a partir das relações encontradas nas Figuras 4.4 e 4.5 (Capítulo 4) entre umidade, densidade e CBR

TABELA 6.3.1: Deformações Permanentes Obtidas a Partir da Deformação Acumulada no Centésimo Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 1, Contidas na Tabela 6.1, em Vários Ciclos de Carregamento Axial

Corpo de Prova (n°)	CBR (%)	Estado de Tensão		Deformação Permanente - Solo da Jazida 1											
		σ_1 (kgf/cm ²)	$\sigma_2 = \sigma_3$ (kgf/cm ²)	Número de Aplicações da Tensão Desvio											
				100	500	1.000	2.000	3.000	4.000	5.000	6.000	7.000	8.000	9.000	10.000
1a	32	0,70	0,20	0,001107	0,001107	0,001129	0,001129	0,001129	0,001129	0,001129	0,001150	0,001150	0,001150	0,001150	0,001150
7	56	5,00	1,00	0,001165	0,001392	0,001481	0,001552	0,001620	0,001643	0,001711	0,001734	0,001779	0,001802	0,001848	0,001870
8	56	5,00	1,00	0,001171	0,001354	0,001377	0,001445	0,001492	0,001540	0,001560	0,001583	0,001629	0,001629	0,001675	0,001675
10	56	2,50	0,50	0,001081	0,001229	0,001271	0,001334	0,001377	0,001398	0,001420	0,001420	0,001461	0,001461	0,001461	0,001482
11	75	5,00	1,00	0,001174	0,001335	0,001404	0,001473	0,001519	0,001564	0,001564	0,001633	0,001656	0,001702	0,001725	0,001748
12	75	5,00	1,00	0,001140	0,001296	0,001296	0,001408	0,001408	0,001475	0,001497	0,001542	0,001542	0,001564	0,001586	0,001586
13	75	2,50	0,50	0,001190	0,001281	0,001327	0,001349	0,001395	0,001395	0,001395	0,001418	0,001441	0,001441	0,001441	0,001464
16	15	5,00	1,00	0,001189	0,003820	0,004375	0,004654	0,004770	0,004840	0,004887	0,004933	0,004980	0,005027	0,005050	0,005096
17	15	2,50	0,50	0,001114	0,001256	0,001327	0,001421	0,001563	0,001611	0,001634	0,001657	0,001705	0,001705	0,001728	0,001752
18	15	2,50	0,50	0,001169	0,001421	0,001512	0,001581	0,001626	0,001649	0,001672	0,001695	0,001718	0,001741	0,001764	0,001764

* Interpretado a partir das relações encontradas nas Figuras 4.4 e 4.5 (Capítulo 4) entre umidade, densidade e CBR

**Deformação Permanente X Número de Aplicações da Tensão Desvio
(Solo da Jazida 1 - Energia Normal)**

**FIGURA 6.1: Variação da Deformação Permanente do Solo da Jazida 1 em
Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Normal (Corpo-
de-Prova com Teor de Umidade Próximo ao do Teor Ótimo)**

**Deformação Permanente X Número de Aplicações da Tensão Desvio
(Solo da Jazida 1 - Energia Intermediária)**

**FIGURA 6.2: Variação da Deformação Permanente do Solo da Jazida 1 em
Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária
(Corpos-de-Prova com Teores de Umidade Abaixo do Teor Ótimo e Próximos
ao do Teor Ótimo)**

**Deformação Permanente X Número de Aplicações da Tensão Desvio
(Solo da Jazida 1 - Energia Intermediária)**

FIGURA 6.3: Variação da Deformação Permanente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpo-de-Prova com Teor de Umidade Próximo ao do Teor Ótimo + 2%)

**Deformação Permanente x Número de Aplicações da Tensão Desvio
(Solo da Jazida 1 - Energia Intermediária)**

FIGURA 6.4: Variação da Deformação Permanente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpos-de-Prova com Teores de Umidade Abaixo do Teor Ótimo e Próximos ao do Teor Ótimo e do Teor Ótimo + 2%)

6.2.2 Resultados Obtidos da Deformação Permanente Utilizando-se o Ensaio Triaxial com Carga Repetida - Solo da Jazida 2

A Tabela 6.4 contém os valores obtidos das deformações permanentes de alguns corpos-de-prova contidos na Tabela 6.2, em diversos números de ciclos da tensão desvio axial aplicada. Essas deformações permanentes foram encontradas a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de carregamento axial.

A Tabela 6.4.1 contém os resultados obtidos das deformações permanentes dos mesmos corpos-de-prova contidos na Tabela 6.4, em diversos números de ciclos da tensão desvio axial aplicada, a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de carregamento axial. As características de umidade e densidade dos corpos-de-prova contidos nas duas tabelas acima citadas estão contidas na Tabela 6.2. Todos os corpos-de-prova contidos na Tabela 6.2 foram submetidos ao ensaio triaxial cíclico, mas pelos mesmos motivos apresentados no item 6.2, vários deles foram excluídos do estudo de suas deformações elástica e permanente.

A Figura 6.5 ilustra a variação das deformações permanentes dos corpos-de-prova 4 e 6 contidos nas Tabelas 6.4 e 6.4.1, em função do número de aplicações da tensão desvio, na energia intermediária. Os teores de umidade utilizados na moldagem desses corpos-de-prova foram próximos do teor ótimo de umidade e do teor de umidade 2% acima do ótimo.

TABELA 6.4: Deformações Permanentes Obtidas a Partir da Deformação Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 2, Contidas na Tabela 6.2, em Vários Ciclos de Carregamento Axial

Corpo de Prova (nº)	CBR (%)	Estado de Tensão		Deformação Permanente - Solo da Jazida 2												
				Número de Aplicações da Tensão Desvio												
		σ_1 (kgf/cm²)	$\sigma_2 = \sigma_3$ (kgf/cm²)	10	100	500	1.000	2.000	3.000	4.000	5.000	6.000	7.000	8.000	9.000	10.000
4	36	2,50	0,50	0,001222	0,001267	0,001312	0,001312	0,001357	0,001357	0,001357	0,001380	0,001380	0,001380	0,001380	0,001380	0,001380
6	11	2,50	0,50	0,001168	0,001365	0,001583	0,001628	0,001693	0,001737	0,001759	0,001759	0,001781	0,001803	0,001803	0,001803	0,001825

* Interpretado a partir das relações encontradas nas Figuras 4,6 e 4,7 (Capítulo 4) entre umidade, densidade e CBR

TABELA 6,4,1: Deformações Permanentes Obtidas a Partir da Deformação Acumulada no Centésimo Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 2, Contidas na Tabela 6,2, em Vários Ciclos de Carregamento Axial

Corpo de Prova (n°)	CBR (%)	Estado de Tensão		Deformação Permanente - Solo da Jazida 2											
				Número de Aplicações da Tensão Desvio											
		σ_1 (kgf/cm ²)	$\sigma_2 = \sigma_3$ (kgf/cm ²)	100	500	1.000	2.000	3.000	4.000	5.000	6.000	7.000	8.000	9.000	10.000
4	36	2,50	0,50	0,001156	0,001201	0,001201	0,001247	0,001247	0,001247	0,001269	0,001269	0,001269	0,001269	0,001269	0,001269
6	11	2,50	0,50	0,001120	0,001318	0,001383	0,001449	0,001471	0,001515	0,001515	0,001536	0,001536	0,001558	0,001558	0,001580

* Interpretado a partir das relações encontradas nas Figuras 4,6 e 4,7 (Capítulo 4) entre umidade, densidade e CBR

**Deformação Permanente x Número de Aplicações da Tensão Desvio
(Solo da Jazida 2 - Energia Intermediária)**

FIGURA 6.5: Variação da Deformação Permanente do Solo da Jazida 2 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpos-de-Prova com Teores de Umidade Próximos ao do Teor Ótimo e do Teor Ótimo + 2%)

6.3 Módulos Resilientes dos Solos Provenientes das Jazidas 1 e 2

A Tabela 6.5 contém os valores encontrados dos módulos resilientes do solo da jazida 1, correspondentes a vários ciclos de aplicação da tensão desvio, a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de carregamento axial.

A Tabela 6.5.1 contém os valores obtidos dos módulos resilientes do solo da jazida 1, em vários ciclos de aplicação da tensão desvio, a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de carregamento axial.

A Figura 6.6 ilustra os resultados dos módulos resilientes do corpo-de-prova 1a contidos nas Tabelas 6.5 e 6.5.1, em função do número de aplicações da tensão desvio. O teor de umidade utilizado na moldagem do corpo-de-prova 1a foi próximo ao do teor ótimo de umidade (h_{ot}), obtido na curva de compactação correspondente à energia normal.

A Figura 6.7 ilustra a variação dos módulos resilientes dos corpos-de-prova 7, 8, 11 e 12 contidos nas Tabelas 6.5 e 6.5.1, em função do número de aplicações da tensão desvio, na energia intermediária. Os teores de umidade utilizados na moldagem dos corpos-de-prova contidos nesta figura foram próximos do teor ótimo de umidade (h_{ot}) e do teor de umidade correspondente ao do CBR máximo ($h_{CBRm\acute{a}x}$).

A Figura 6.8 ilustra a variação do módulo resiliente do corpo-de-prova 16 contido nas Tabelas 6.5 e 6.5.1, em função do número de aplicações da tensão desvio, na energia intermediária. O teor de umidade utilizado na moldagem do corpo-de-prova 16 foi próximo do teor ótimo + 2%.

A Figura 6.9 ilustra também a variação dos módulos resilientes dos corpos-de-prova 10, 13, 17 e 18 contidos nas Tabelas 6.5 e 6.5.1, em função do número de aplicações da tensão desvio, na energia intermediária. O intervalo do teor de umidade de moldagem desses corpos-de-prova variou desde um teor de umidade próximo ao teor de umidade correspondente ao do $h_{CBRm\acute{a}x}$ até o teor de umidade próximo ao da umidade ótima + 2% ($h_{ot} + 2\%$).

TABELA 6.5: Módulos Resilientes Obtidos a Partir da Deformação Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 1, Contidas na Tabela 6.1, em Vários Ciclos de Carregamento Axial

Corpo de Prova (n ^o)	CBR (%)	Estado de Tensão		Módulos Resilientes (kgf/cm ²) - Solo da Jazida 1					
		σ_1 (kgf/cm ²)	$\sigma_2 = \sigma_3$ (kgf/cm ²)	Número de Aplicações da Tensão Desvio					
				100	1.000	2.500	5.000	7.500	10.000
1a	32	0,70	0,20	4738	4732	4248	4395	4218	4395
7	56	5,00	1,00	4720	4856	4686	4804	4819	4702
8	56	5,00	1,00	4606	4864	4864	4848	4885	4641
10	56	2,50	0,50	4106	4013	4210	4388	4420	4176
11	75	5,00	1,00	5488	5745	5148	5553	5722	5332
12	75	5,00	1,00	4709	4655	4863	4902	4765	4747
13	75	2,50	0,50	4308	4547	4343	4126	4372	4411
16	15	5,00	1,00	4657	5759	5802	6202	6731	6985
17	15	2,50	0,50	3464	3492	3492	3679	3650	3679
18	15	2,50	0,50	3920	4298	4367	4181	4618	4367

* Interpretado a partir das relações encontradas nas Figuras 4.4 e 4.5 (Capítulo 4) entre umidade, densidade e CBR.

TABELA 6.5.1: Módulos Resilientes Obtidos a Partir da Deformação Acumulada no Centésimo Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 1, Contidas na Tabela 6.1, em Vários Ciclos de Carregamento Axial

Corpo de Prova (n°)	CBR (*)	Estado de Tensão		Módulos Resilientes (kgf/cm ²) - Solo da Jazida 1					
		σ_1 (kgf/cm ²)	$\sigma_2 = \sigma_3$ (kgf/cm ²)	Número de Aplicações da Tensão Desvio					
				100	1.000	2.500	5.000	7.500	10.000
1a	32	0,70	0,20	4558	4572	4395	4395	4572	4572
7	56	5,00	1,00	4721	4854	4686	4816	4853	4708
8	56	5,00	1,00	4623	4768	4732	4732	4804	4641
10	56	2,50	0,50	4106	4013	4210	4388	4417	4176
11	75	5,00	1,00	5488	5745	5532	5201	5722	5353
12	75	5,00	1,00	4709	4655	4882	4921	4784	4765
13	75	2,50	0,50	4308	4547	4343	4126	4377	4412
16	15	5,00	1,00	4657	5259	5803	6209	6731	6985
17	15	2,50	0,50	3464	3650	3824	5185	5355	5397
18	15	2,50	0,50	3922	4300	4365	4178	4612	4369

* Interpretado a partir das relações encontradas nas Figuras 4.4 e 4.5 (Capítulo 4) entre umidade, densidade e CBR.

**Módulo Resiliente X Número de Aplicações da Tensão Desvio
(Solo da Jazida 1- Energia Normal)**

FIGURA 6.6: Variação do Módulo Resiliente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Normal (Corpo-de-Prova com Teor de Umidade Próximo ao do Teor Ótimo)

**Módulo Resiliente X Número de Aplicações da Tensão Desvio
(Solo da Jazida 1 - Energia Intermediária)**

FIGURA 6.7: Variação do Módulo Resiliente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpos-de-Prova com Teores de Umidade Próximos ao do Teor Ótimo e Abaixo do Teor Ótimo)

**Módulo Resiliente X Número de Aplicações da Tensão Desvio
(Solo da Jazida 1 - Energia Intermediária)**

Módulo Resiliente Obtido a Partir da Deformação
Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Tensão

—△— CP16 ($\sigma_d = 4,00 \text{ kgf/cm}^2$; $\sigma_3 = 1,00 \text{ kgf/cm}^2$; $\gamma_d = 1,941 \text{ g/cm}^3$; $h = 12,35 \%$)
CP = corpo-de-prova

Módulo Resiliente Obtido a Partir da Deformação
Acumulada no Centésimo Ciclo de Tensão

—▲— CP16 ($\sigma_d = 4,00 \text{ kgf/cm}^2$; $\sigma_3 = 1,00 \text{ kgf/cm}^2$; $\gamma_d = 1,941 \text{ g/cm}^3$; $h = 12,35 \%$)
CP = corpo-de-prova

FIGURA 6.8: Variação do Módulo Resiliente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpo-de-Prova com Teor de Umidade Próximo ao do Teor Ótimo + 2%)

**Módulo Resiliente X Número de Aplicações da Tensão Desvio
(Solo da Jazida 1 - Energia Intermediária)**

FIGURA 6.9: Variação do Módulo Resiliente do Solo da Jazida 1 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpos-de-Prova com Teores de Umidade Abaixo do Teor Ótimo e Próximos ao do Teor Ótimo e do Teor Ótimo + 2%)

A Tabela 6.6 contém os valores encontrados dos módulos resilientes do solo da jazida 2, correspondentes a vários ciclos de aplicação da tensão desvio, a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de carregamento axial.

A Tabela 6.6.1 contém os valores obtidos dos módulos resilientes do solo da jazida 2, em vários ciclos de aplicação da tensão desvio, a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de carregamento axial.

A Figura 6.10 ilustra a variação dos módulos resilientes dos corpos-de-prova 4 e 6 contidos nas Tabelas 6.6 e 6.6.1, em função do número de aplicações da tensão desvio, na energia intermediária.

TABELA 6.6: Módulos Resilientes Obtidos a Partir da Deformação Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 2, Contidas na Tabela 6.2, em Vários Ciclos de Carregamento

Corpo de Prova (n°)	CBR (%)	Estado de Tensão		Módulos Resilientes (kgf/cm ²)- Solo da Jazida 2					
		σ_1 (kgf/cm ²)	$\sigma_2 = \sigma_3$ (kgf/cm ²)	Número de Aplicações da Tensão Desvio					
				100	1.000	2.500	5.000	7.500	10.000
4	36	2,50	0,50	4550	4250	4635	4635	4750	4450
6	11	2,50	0,50	3844	4365	4812	4887	5175	5095

* Interpretado a partir das relações encontradas nas Figuras 4.6 e 4.7 (Capítulo 4) entre umidade, densidade e CBR

TABELA 6.6.1: Módulos Resilientes Obtidos a Partir da Deformação Acumulada no Centésimo Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Algumas Amostras de Solo da Jazida 2, Contidas na Tabela 6.2, em Vários Ciclos de Carregamento

Corpo de Prova (n°)	CBR (%)	Estado de Tensão		Módulos Resilientes (kgf/cm ²)- Solo da Jazida 2					
		σ_1 (kgf/cm ²)	$\sigma_2 = \sigma_3$ (kgf/cm ²)	Número de Aplicações da Tensão Desvio					
				100	1.000	2.500	5.000	7.500	10.000
4	36	2,50	0,50	4417	4708	4663	4937	4937	4976
6	11	2,50	0,50	3843	4367	4821	4885	5172	5092

* Interpretado a partir das relações encontradas nas Figuras 4.6 e 4.7 (Capítulo 4) entre umidade, densidade e CBR

**Módulo Resiliente X Número de Aplicações da Tensão Desvio
(Solo da Jazida 2 - Energia Intermediária)**

FIGURA 6.10: Variação do Módulo Resiliente do Solo da Jazida 2 em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio - Energia Intermediária (Corpos-de-Prova com Teores de Umidade Próximos ao do Teor Ótimo e do Teor Ótimo + 2%)

CAPÍTULO 7

ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

7.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo serão apresentadas algumas considerações sobre os resultados obtidos da deformação axial (permanente e resiliente) em dois tipos de solo de comportamento laterítico, objetos de estudo deste trabalho e, ainda, os modelos obtidos para a estimativa de suas deformações permanentes.

7.2 Análise dos Resultados Obtidos da Deformação Permanente - Solo da Jazida 1

Analizando-se a Figura 6.1 ou os resultados das deformações permanentes do corpo-de-prova 1a contidos nas Tabelas 6.3 e 6.3.1, observa-se o seguinte: a variação da deformação permanente, em função do número de aplicações da tensão desvio, foi insignificante, a partir do centésimo ciclo e, as deformações permanentes obtidas, a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de aplicação da tensão desvio, foram pouco superiores às deformações permanentes obtidas a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de carregamento axial.

Observando-se a Figura 6.2 ou os resultados das deformações permanentes dos corpos-de-prova 7, 8, 11 e 12 contidos nas Tabelas 6.3 e 6.3.1, em função do número de aplicações da tensão desvio, verifica-se que houve um crescimento bastante acentuado da deformação permanente até os 500 primeiros ciclos de tensão. A partir deste limite, a deformação permanente de cada um deles continuou ainda crescendo, com o aumento do número de aplicações da tensão desvio, mas de uma maneira bem menos acentuada e mais uniforme.

Considerando-se os dois casos utilizados neste trabalho (ver informações contidas no cabeçalho de cada legenda da Figura 6.2), para estudo das deformações permanentes dos solos submetidos a carregamentos cíclicos, verifica-se, ainda, na Figura 6.2, que não houve uma variação significativa das deformações permanentes dos corpos 7 e 8 em relação às dos corpos-de-prova 11 e 12, embora os corpos-de-prova 7 e 8, em média, tenham deformado ligeiramente mais do que os corpos-de-prova 11 e 12, em ambos os casos acima citados. Cabe aqui informar que os corpos-de-prova 7 e 8 foram moldados com teores de umidade próximos ao do teor ótimo, enquanto que os corpos-de-prova 11 e 12 foram moldados numa umidade inferior à ótima, ou seja, numa umidade próxima à do CBR máximo. Os graus de compactação dos corpos-de-prova 7 e 8 foram próximos de 99,50 % e dos corpos-de-prova 11 e 12 próximos de 95,59%.

Analisando-se a Figura 6.3 ou os resultados obtidos das deformações permanentes do corpo-de-prova 16 contidos nas Tabelas 6.3 e 6.3.1, em função do número de aplicações da tensão desvio, verifica-se que este corpo-de-prova apresentou as maiores deformações permanentes. Com relação aos teores de umidade e ao estado de tensão utilizados nas amostras de solo da jazida 1, submetidas ao ensaio triaxial cíclico, o corpo-de-prova 16 foi um dos mais úmidos e, também, um dos que receberam a maior amplitude de tensão. Assim sendo, a Figura 6.3 serve para ilustrar os efeitos do teor de umidade e do estado de tensão na deformabilidade permanente do solo 1. Duas observações importantes podem ainda ser extraídas da Figura 6.3. A primeira delas é que, nos primeiros 500 ciclos da tensão desvio, a deformação permanente cresceu vertiginosamente. A partir desse limite, continuou a crescer, mas de uma forma menos acentuada. A outra, é que as deformações permanentes obtidas a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de aplicação da tensão desvio foram muito superiores às deformações permanentes obtidas a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de carregamento axial. Portanto, a Figura 6.3 ilustra também a importância de se considerar o condicionamento da amostra no estudo da deformabilidade permanente dos materiais, quando submetidos a carregamentos repetidos.

Na Figura 6.4 observa-se também a variação da deformação permanente de vários corpos-de-prova da jazida 1, em função do número de aplicações da tensão desvio, considerando-se duas investigações da deformação permanente, conforme indicado no cabeçalho das legendas contidas na figura acima citada. Considerando-se os resultados obtidos das deformações permanentes dos corpos-de-prova 17 e 18 contidos na Figura 6.4, a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de aplicação da tensão desvio, verifica-se que os valores de suas deformações permanentes foram bem diferentes. Por outro lado, analisando-se ainda os resultados obtidos das deformações permanentes desses mesmos corpos-de-prova na Figura 6.4, a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de aplicação da tensão desvio, verifica-se que os valores de suas deformações permanentes foram muito próximos uns dos outros. Cabe aqui informar que os corpos-de-prova 17 e 18 receberam um mesmo estado de tensão e foram moldados sob condições semelhantes de umidade e densidade. Portanto, a Figura 6.4 serve também para justificar a importância do condicionamento das amostras de solo no estudo de suas deformabilidades permanentes, quando submetidas a carregamentos dinâmicos. Com relação aos corpos-de-prova 10 e 13, os valores obtidos de suas deformações permanentes foram muito próximos uns dos outros, para ambas condições de análise contidas no cabeçalho das legendas da Figura 6.4. Através desses resultados, verifica-se que as deformações permanentes obtidas para o solo da jazida 1, quando compactado na umidade ótima e densidade máxima, são semelhantes às deformações permanentes encontradas para o mesmo solo, quando compactado abaixo da umidade ótima (onde o CBR é máximo) e respectiva densidade. Considerando-se ainda a investigação da deformação permanente obtida a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de aplicação da tensão desvio axial, os corpos-de-prova 17 e 18, com teores de umidade 2,25% acima da umidade ótima, deformaram mais do que os corpos-de-prova 10 e 13, cujos teores de umidade situaram-se, respectivamente, 0,33% acima e 0,67% abaixo da umidade ótima referente à energia de compactação intermediária.

7.3 Análise dos Resultados Obtidos da Deformação Permanente - Solo da Jazida 2

Observando-se a Figura 6.5 ou os resultados das deformações permanentes dos corpos-de-prova 4 e 6 contidos nas Tabelas 6.4 e 6.4.1, em função do número de aplicações da tensão desvio, verificam-se os efeitos da umidade e da densidade na deformação permanente do solo 2. Esses corpos-de-prova foram submetidos a uma mesma amplitude de tensão, isto é, $2,00 \text{ kgf/cm}^2$ de tensão desvio e $0,50 \text{ kgf/cm}^2$ de pressão confinante. Nas duas condições de estudo das deformações permanentes apresentadas nas legendas da Figura 6.5, o corpo-de-prova 6 apresentou maiores deformações permanentes. A sua umidade de moldagem foi igual à ótima + 2,36%, enquanto que a umidade de moldagem do corpo-de-prova 4 foi igual à umidade ótima + 0,39%. Os graus de compactação dos corpos-de-prova 4 e 6 foram iguais a 95,24% e 98,71%, respectivamente. Outra característica importante que se observa ainda na Figura 6.5 é que os valores das deformações permanentes dos corpos-de-prova 4 e 6, obtidos a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de aplicação da tensão desvio, foram mais próximos uns dos outros do que os valores das deformações permanentes obtidos para essas mesmas amostras, a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de carregamento axial.

7.4 Análise dos Resultados Obtidos do Módulo Resiliente - Solo da Jazida 1

Observando-se a Figura 6.6 ou os valores dos módulos resilientes do corpo-de-prova 1a contidos nas Tabela 6.5 e 6.5.1, verifica-se que a variação do módulo resiliente, em função do número de aplicações da tensão desvio, não foi assim expressiva, em ambos os casos utilizados para estudo do módulo resiliente do solo da jazida 1, conforme consta nas legendas da Figura 6.6. Considerando-se o caso de obtenção dos módulos resilientes, a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de carregamento axial, a variação foi menos acentuada e os valores dos módulos resilientes encontrados no intervalo de 100 a 1.000 aplicações da tensão desvio foram semelhantes aos valores dos módulos

resilientes obtidos no intervalo de 7.500 a 10.000 aplicações de carregamento anteriormente citado.

Analisando-se a Figura 6.7 ou os valores dos módulos resilientes dos corpos-de-prova 7, 8, 11 e 12 contidos nas Tabelas 6.5 e 6.5.1, verifica-se, à exceção do corpo-de-prova 11, que não houve uma variação significativa dos valores dos módulos resilientes, em função do número de aplicações da tensão desvio, em ambos os casos de investigação dos módulos resilientes apresentados nas duas legendas da Figura 6.7. Todos os corpos-de-prova anteriormente citados receberam o mesmo estado de tensão. Os corpos-de-prova 7 e 8 foram compactados com teores de umidade próximos ao do teor ótimo, enquanto que os corpos-de-prova 11 e 12 foram compactados com teores de umidade próximos ao teor de umidade correspondente ao do CBR máximo. Os graus de compactação dos corpos-de-prova 7 e 8 foram iguais a 99,48% e dos corpos-de-prova 11 e 12 iguais a 95,59%. Portanto, excluindo o corpo-de-prova 11, verifica-se, através da Figura 6.7, uma razoável aproximação nos valores dos módulos resilientes do solo da jazida 1, considerando-se o intervalo de umidade entre a ótima e a umidade correspondente à do CBR máximo.

Observando-se a Figura 6.8 ou os valores dos módulos resilientes do corpo-de-prova 16 contidos nas Tabelas 6.5 e 6.5.1, verifica-se que houve uma variação bastante significativa dos valores dos módulos resilientes, em função do número de aplicações da tensão desvio e, na medida em que o número de aplicações da tensão desvio aumentou, o módulo resiliente também aumentou. Analisando-se, separadamente, cada situação de estudo do módulo resiliente apresentada nas legendas da Figura 6.8, verifica-se que os módulos resilientes obtidos foram bastante semelhantes. O corpo-de-prova 16 foi compactado com um grau de compactação em torno de 96,01%. Com relação aos teores de umidade e ao estado de tensão utilizados nas amostras de solo da jazida 1, submetidas ao ensaio triaxial cíclico, o corpo-de-prova 16 foi um dos mais úmidos (teor de umidade 2,25% acima do teor ótimo) e, também, um dos que receberam a maior amplitude de tensão, quais sejam: 4,00 kgf/cm² de tensão desvio e 1,00 kgf/cm² de pressão confinante.

Analisando-se agora a Figura 6.9 ou os valores dos módulos resilientes dos corpos-de-prova 10, 13, 17 e 18 contidos nas Tabelas 6.5 e 6.5.1, verifica-se que não houve uma variação significativa dos valores de seus módulos resilientes, em função do número de aplicações da tensão desvio, com exceção do corpo-de-prova 17, considerando-se os valores de seus módulos resilientes obtidos a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de aplicação da tensão desvio axial. Todos os corpos-de-prova anteriormente citados receberam, durante a realização do ensaio dinâmico, a mesma amplitude de tensão. Os corpos-de-prova 10 e 13 foram compactados, respectivamente, com teores de umidade 0,33% acima do teor ótimo e 0,67% abaixo do teor ótimo de umidade. O grau de compactação do corpo-de-prova 10 foi igual a 99,00% e o do corpo-de-prova 13 igual a 95,50%. O corpo-de-prova 18 foi moldado com teor de umidade 2,25% acima da umidade ótima e com grau de compactação igual a 95,99%. Mesmo possuindo diferenças consideráveis nas suas características de umidade e densidade, os valores dos módulos resilientes dos corpos-de-prova 10, 13 e 18 foram bastante parecidos.

Comparando-se os resultados dos módulos resilientes contidos nas Tabelas 6.5 e 6.5.1 com os valores dos módulos resilientes estimados para as camadas da base, do reforço e do subleito, conforme já visto no item 5.2.2 do Capítulo 5 deste trabalho, chega-se às seguintes conclusões: para a camada da base, o módulo resiliente estimado foi da ordem de 88.000 psi ou 6.188 kgf/cm². Comparando-se este resultado com os valores obtidos de módulos resilientes para os corpos-de-prova 7, 8, 11, 12, 15 e 16 (ver Tabelas 6.5 e 6.5.1), chega-se à conclusão que a estimativa foi coerente. A comparação do módulo resiliente estimado para a camada de base com os dos corpos-de-prova anteriormente citados justifica-se pelo estado de tensão que receberam durante o ensaio triaxial cíclico, cujo valor é compatível para a camada da base do pavimento em estudo. Tendo em vista os resultados dos módulos resilientes contidos nas tabelas anteriormente citadas, estimar em 5.000 kgf/cm² o valor do módulo resiliente para a camada de base, constituída de solo da jazida 1 na energia intermediária, parece ser um resultado adequado. Para a camada de reforço, o módulo resiliente estimado foi da ordem de 60.000 psi ou 4.219 kgf/cm². Comparando-se este resultado com os valores obtidos dos módulos resilientes para os corpos-de-prova 10, 13, 17 e 18 (Tabelas 6.5 e 6.5.1), chega-se à conclusão que a estimativa do

módulo resiliente para a camada de reforço foi também satisfatória. A comparação do módulo resiliente estimado para a camada do reforço com os dos corpos-de-prova anteriormente mencionados justifica-se pelo estado de tensão a que foram submetidos durante o ensaio triaxial cíclico, cujo valor é também compatível para a camada de reforço do pavimento em estudo. Considerando-se os valores dos módulos resilientes apresentados nas Tabelas 6.5 e 6.5.1, estimar 4.000 kgf/cm^2 o valor do módulo resiliente para a camada de reforço, constituída de solo da jazida 1 na energia intermediária, parece ser um resultado também satisfatório. Para a camada do subleito, não foi possível fazer uma avaliação sobre a estimativa do seu módulo resiliente, tendo em vista as dificuldades encontradas para a obtenção do módulo resiliente, em laboratório, utilizando-se baixas amplitudes de tensão no equipamento disponível para a realização do ensaio dinâmico. Somente para o corpo-de-prova 1a, compactado na energia normal, num teor de umidade próximo ao do teor ótimo e submetido a um estado de tensão de $0,50 \text{ kgf/cm}^2$ de tensão desvio e $0,20 \text{ kgf/cm}^2$ de pressão confinante, é que se obteve um resultado mais satisfatório. Conforme ilustra a Figura 6.6, os valores dos módulos resilientes do corpo-de-prova 1a estão na mesma faixa dos valores obtidos na energia intermediária (ver Figura 6.9), para os corpos-de-prova que durante o ensaio triaxial cíclico foram submetidos a uma amplitude de tensão de $2,00 \text{ kgf/cm}^2$ de tensão desvio e $0,50 \text{ kgf/cm}^2$ de pressão confinante.

7.5 Análise dos Resultados Obtidos do Módulo Resiliente - Solo da Jazida 2

Observando-se a Figura 6.10 ou os valores dos módulos resilientes dos corpos-de-prova 4 e 6 apresentados nas Tabelas 6.6 e 6.6.1, verifica-se que não houve uma variação significativa dos valores de seus módulos resilientes, em função do número de aplicações da tensão desvio, com exceção do corpo-de-prova 6, considerando-se os valores de seus módulos resilientes obtidos a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de aplicação da tensão desvio axial. Os corpos-de-prova 4 e 6 foram compactados com teores de umidade acima do teor ótimo iguais a 0,39% e 2,36%, respectivamente. Os valores dos graus de compactação foram iguais a 98,71% para o corpo-de-prova 4 e 95,24% para o corpo-de-prova 6. Portanto, mesmo apresentando consideráveis diferenças nas

suas características de umidade e densidade, os valores obtidos de seus módulos resilientes foram bastante parecidos. É importante ressaltar que os corpos-de-prova 4 e 6 receberam o mesmo estado de tensão durante a realização do ensaio dinâmico.

7.6 Modelos para a Estimativa das Deformações Permanentes dos Solos Provenientes das Jazidas 1 e 2

Com base na análise dos resultados dos ensaios de laboratório realizada nos itens anteriores, observaram-se nas amostras de solo submetidas a um mesmo estado de tensão e que também apresentaram semelhanças nas suas características de umidade e densidade, que os valores de suas deformações permanentes, obtidos a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de aplicação da tensão desvio axial, foram bem mais similares. Este fato elucida a importância de se levar em consideração o efeito do condicionamento das amostras de solo para estudo de suas deformações, quando submetidas a carregamentos repetidos.

Com base na justificativa anteriormente citada, serão apresentados a seguir, alguns modelos que foram calibrados para a estimativa das deformações permanentes dos solos das jazidas 1 e 2, considerando-se os resultados das deformações permanentes de várias de suas amostras, encontrados a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de aplicação da tensão desvio.

A Tabela 7.1 contém equações do Tipo $\epsilon_p = aN^b$ para a estimativa das deformações permanentes do solo proveniente da jazida 1. Essas equações foram obtidas com base nos resultados das deformações permanentes contidos na Tabela 6.3.1, em função do número de aplicações da tensão desvio.

A Tabela 7.2 contém equações do Tipo $\epsilon_p = aN^b$ para a estimativa das deformações permanentes do solo proveniente da jazida 2. Essas equações foram

obtidas com base nos resultados das deformações permanentes contidos na Tabela 6.4.1, em função do número de aplicações da tensão desvio.

TABELA 7.1: Equações do Tipo: $\varepsilon_p = aN^b$ para a Estimativa das Deformações Permanentes do Solo Proveniente da Jazida 1

Corpo de Prova (nº)	Coeficientes da Equação: $\varepsilon_p = aN^b$		Coeficiente de Determinação Linear (R ²)	Erro Padrão
	a	b		
1a	0,001055	0,009117	0,82	0,006
7 e 8	0,001114	0,044954	0,791	0,059
10	0,001047	0,034964	0,918	0,028
11 e 12	0,001103	0,039695	0,775	0,055
13	0,001664	0,022292	0,898	0,020
16	0,000626	0,242838	0,710	0,391
17 e 18	0,001085	0,048641	0,841	0,054

TABELA 7.2: Equações do Tipo: $\varepsilon_p = aN^b$ para a Estimativa das Deformações Permanentes do Solo Proveniente da Jazida 2

Corpo de Prova (nº)	Coeficientes da Equação: $\varepsilon_p = aN^b$		Coeficiente de Determinação Linear (R ²)	Erro Padrão
	a	b		
4	0,001143	0,011110	0,864	0,012
6	0,010963	0,037841	0,965	0,019

A seguir, serão apresentadas equações do tipo $\varepsilon_p = k \cdot N^{a1} \cdot CBR^{a2} \cdot \sigma_1^{a3} \cdot \theta^{a4}$, para estimar as deformações permanentes dos solos provenientes das jazidas 1 e 2, nas energias normal e intermediária. Essas equações foram obtidas com base nos valores de CBR, estado de tensão, deformações permanentes e número de aplicações da tensão desvio apresentados nas Tabelas 6.3.1 e 6.4.1 do Capítulo 6. CARDOSO (1987) utilizou equações do tipo acima citado para estimar as deformações permanentes de alguns tipos de solos, em laboratório. A Equação

7.1 foi obtida com base nos resultados referentes aos corpos-de-prova 7, 8, 10, 11, 12, 13, 16, 17 e 18 contidos na Tabela 6.3.1.

$$\text{energia intermediária: } \varepsilon_p = 0,001628 \frac{N^{0,095488} \cdot \sigma_1^{1,094792}}{\text{CBR}^{0,352587} \cdot \theta^{0,518654}} \quad (7.1)$$

(solo da jazida 1)

Os valores do coeficiente de determinação linear e do erro padrão encontrados para a Equação 7.1 foram 0,627 e 0,232, respectivamente.

A Equação 7.2 foi formulada considerando-se todos os dados contidos nas Tabelas 6.3.1 e 6.4.1.

$$\text{energias normal e intermediária: } \varepsilon_p = 0,00017 \frac{N^{0,079803} \cdot \theta^{5,553684}}{\text{CBR}^{0,292278} \cdot \sigma_1^{4,912387}} \quad (7.2)$$

(solos das jazidas 1 e 2)

Os valores do coeficiente de determinação linear e do erro padrão encontrados para a Equação 7.2 foram 0,603 e 0,223, respectivamente.

onde:

N = número de aplicações da tensão desvio,

CBR = índice suporte Califórnia (%),

σ_1 = tensão principal maior (kgf/cm²) e

θ = primeiro invariante de tensão (kgf/cm²)

Tendo em vista os fatores já apresentados no Capítulo 2 (item 2.6.3) que afetam a deformação permanente dos solos submetidos a carregamentos repetidos, um outro modelo que poderia também ser utilizado para prever as deformações permanentes (ε_p) dos solos em estudo é o seguinte:

$$\varepsilon_p = k \cdot N^{a1} \cdot \text{CBR}^{a2} \cdot \sigma_d^{a3} \cdot \sigma_3^{a4}$$

Este modelo incorpora as seguintes variáveis

independentes: número de aplicação da tensão desvio (N), índice suporte Califórnia (CBR), tensão desvio (σ_d) e a pressão confinante (σ_3). Através dos resultados dos ensaios de laboratório relatados no Capítulo 6, foi possível constatar que essas quatro variáveis independentes interferem, com

substancialidade, nas características de deformabilidade dos solos das jazidas 1 e 2. Aplicando-se este modelo aos resultados obtidos das deformações permanentes contidos nas Tabelas 6.3.1 e 6.4.1, encontraram-se mais duas equações, conforme será mostrado a seguir. A Equação 7.3 foi obtida com base nos resultados referentes aos corpos-de-prova 7, 8, 10, 11, 12, 13, 16, 17 e 18 contidos na Tabela 6.3.1.

$$\text{energia intermediária : } \varepsilon_p = 6,22 \times 10^{-5} \frac{N^{0,095488} \cdot \sigma_d^{2,897817}}{\text{CBR}^{0,352587} \cdot \sigma_3^{2,321678}} \quad (7.3)$$

(solo da jazida 1)

Os valores do coeficiente de determinação linear e do erro padrão encontrados para a Equação 7.3 foram 0,627 e 0,232, respectivamente.

A Equação 7.4 foi formulada considerando-se todos os valores contidos nas Tabelas 6.3.1 e 6.4.1 do Capítulo 6.

$$\text{energias normal e intermediária: } \varepsilon_p = 0,005546 \frac{N^{0,079803} \cdot \sigma_3^{1,062153}}{\text{CBR}^{0,292278} \cdot \sigma_d^{0,420855}} \quad (7.4)$$

(solos das jazidas 1 e 2)

Os valores do coeficiente de determinação linear e do erro padrão encontrados para a Equação 7.4 foram 0,603 e 0,223, respectivamente.

onde:

N = número de aplicações da tensão desvio,

CBR = índice suporte Califórnia (%),

σ_d = tensão desvio (kgf/cm²) e

σ_3 = pressão confinante (kgf/cm²)

Os coeficientes de determinação linear contidos nas Tabelas 7.1 e 7.2 foram bem superiores aos encontrados para as Equações 7.1, 7.2, 7.3 e 7.4. Com base nesses valores de coeficientes de determinação linear, a confiabilidade prevista, ao se estimar as deformações permanentes para os solos das jazidas 1 e

2, considerando-se os intervalos de tensão e as faixas de variação de teores de umidade e de graus de compactação que as amostras dos dois solos anteriormente citados foram ensaiadas, é em média de 84%, quando se utilizam as equações do tipo $\varepsilon_p = aN^b$ e de, aproximadamente, 60%, quando se utilizam as equações do tipo $\varepsilon_p = k.N^{a1}.CBR^{a2}.\sigma_1^{a3}.\theta^{a4}$ ou $\varepsilon_p = k.N^{a1}.CBR^{a2}.\sigma_d^{a3}.\sigma_3^{a4}$.

7.7 Resultados de Deformação Permanente Fornecidos pelos Modelos Obtidos com a Realização deste Trabalho e pelos Modelos não Específicos para os Solos em Estudo

O que se pretende neste item não é julgar a confiabilidade dos inúmeros modelos já desenvolvidos para a estimativa das deformações permanentes de pavimentos flexíveis, mas sim mostrar uma aplicação desses modelos para uma dada finalidade. Evidentemente, dentre os diversos modelos que já foram desenvolvidos para prever as deformações permanentes num pavimento, alguns dispõem de certas características comuns. Essas características comuns a que se está referindo podem estar associadas, por exemplo, à natureza física e mecânica dos materiais para os quais os modelos foram desenvolvidos, ao estado de tensão a que os materiais investigados foram submetidos durante a realização dos ensaios, à resistência mecânica dos materiais pesquisados, entre outras. As Tabela 7.3 e 7.4 contêm os resultados de deformação permanente fornecidos por alguns modelos calibrados nesta pesquisa e, também, por outros que foram estudados no Capítulo 2 deste trabalho, objetivando estimar as deformações permanentes em duas camadas de um pavimento flexível hipotético (base e sub-base por exemplo), nas quais, *teoricamente*, poderiam ser empregados os materiais que foram objetos de investigação na formulação dos modelos acima referidos.

TABELA 7.3: Resultados de Deformação Permanente Fornecidos por Alguns Modelos Calibrados neste Trabalho e por Outros não Específicos para os Solos em Estudo (Estimativa para a Camada de Base)

Modelo ou Equação		Variáveis de Entrada dos Modelos					Deformação Permanente (ϵ_p)
		N	CBR	σ_3^2 (kgf/cm ²)	σ_1^2 (kgf/cm ²)	θ^2 (kgf/cm ²)	
Não específico para o solo em estudo	EQ 2.32, pg 64 (CARDOSO, 1987)	5.000	60	1,00	5,00	7,00	0,000029
	Tabela 2.18, pg 68, (SAFL) (MOTTA e PINTO, 1994)	5.000					0,03211
	Tabela 2.20, pg 71 - Estação 100 - base (SANTOS et al., 1995)	5.000					0,01276
	2.24, pg 57*, (LENTZ e BALADI, 1981)	5.000		1,00	5,00		0,002154
Específico para o solo em estudo, ou seja, obtido neste trabalho	Tabela 7.1, pg 174, corpos-de-prova 7 e 8	5.000					0,001634
	Tabela 7.1, pg 174, corpos-de-prova 11 e 12	5.000					0,001547
	EQ 7.1, pg 175	5.000	60	1,00	5,00	7,00	0,001839

* $\epsilon_{0,95Sd} = 2,1\%$ e $Sd = 810$ kPa (8,10 kgf/cm²) extraídos da Figura 4.9, pg 116 no Capítulo 4

TABELA 7.4: Resultados de Deformação Permanente Fornecidos por Alguns Modelos Calibrados neste Trabalho e por Outros não Específicos para os Solos em Estudo (Estimativa para a Camada de Sub-Base)

Modelo ou Equação		Variáveis de Entrada					Deformação Permanente (ϵ_p)
		N	CBR	σ_3^2 (kgf/cm ²)	σ_1^2 (kgf/cm ²)	θ^2 (kgf/cm ²)	
Não específico para o solo em estudo	2.33, pg 64 (CARDOSO, 1987)	5.000	40	0,50	2,00	3,00	0,004468
	Tabela 2.20, pg 71 - Estação 100 - sub-base (SANTOS et al., 1995)	5.000					0,003344
	2.24, pg 57 * (LENTZ e BALADI, 1981)	5.000		0,50	2,00		0,000751
Específico para o solo em estudo, ou seja, obtido neste trabalho	Tabela 7.1, pg 174, corpo-de-prova 10	5.000					0,001410
	Tabela 7.1, pg 174, corpo-de-prova 13	5.000					0,002012
	EQ 7.1, pg 175	5.000	40	0,50	2,00	3,00	0,001208

* $\epsilon_{0,95Sd} = 1,8\%$ e $Sd = 620$ kPa (6,20 kgf/cm²) extraídos da Figura 4.9, pg 116 no Capítulo 4

Analisando-se os resultados de deformação permanente contidos nas Tabelas 7.3 e 7.4 observa-se que os valores das deformações permanentes que mais se aproximaram foram aqueles gerados pelos modelos específicos para os solos investigados nesta pesquisa. O modelo 2.24, proposto por LENTZ e BALADI (1981), aplicado à camada de base (Tabela 7.3), produziu uma deformação permanente relativamente próxima dos valores da deformação permanente fornecidos pelos modelos desenvolvidos neste trabalho. Para este mesmo modelo, aplicado à camada de sub-base (Tabela 7.4), a deformação permanente por ele produzida não foi assim tão próxima das deformações permanentes fornecidas pelos modelos desenvolvidos nesta pesquisa. Os demais modelos ou equações produziram deformações permanentes, em geral, superiores às deformações permanentes obtidas com a utilização dos modelos desenvolvidos neste trabalho, para as duas situações simuladas como exemplo. Cabe lembrar que todos esses modelos foram desenvolvidos para materiais provenientes de regiões diferentes,

assim como, muito provavelmente, devem ter sido diferentes os equipamentos e os procedimentos utilizados para a realização dos ensaios.

7.8 Cálculo das Deformações Permanentes das Camadas de Solo de Dois Segmentos da Rodovia SCA - 040

A Tabela 7.5 contém os valores previstos das tensões normais verticais e horizontais em várias profundidades das camadas do pavimento representado pela Figura 3.5 no Capítulo 3. Essas tensões foram calculadas utilizando-se o programa ILLI-PAVE, com uma carga de roda simples equivalente de 7.000 libras. Os elementos de entrada, associados aos materiais, são os mesmos já apresentados no item 5.2.2 do Capítulo 5.

Nota: Para a estimativa das deformações permanentes no pavimento acima citado, não será considerada a deformação permanente da camada do revestimento, porque ensaios dinâmicos em misturas betuminosas não foram estudados nesta pesquisa. Cabe aqui informar que o programa de computador, em linguagem Turbo Pascal, apresentado no item D.2 do Anexo D deste trabalho, foi elaborado com o objetivo de se poder prever também as deformações permanentes em misturas betuminosas.

As camadas de base e do subleito foram divididas em duas sub-camadas: as sub-camadas da base, com espessuras de 10 cm cada uma e as duas sub-camadas do subleito, com espessuras de 25 cm cada uma. A Figura 7.1 ilustra a variação das tensões contidas na Tabela 7.5 em função da profundidade do pavimento. Nesta figura estão destacadas as profundidades de 7,5 cm, 17,5 cm, 35 cm e 60,0 cm que correspondem às profundidades nos centros das sub-camadas acima comentadas.

TABELA 7.5: Tensões Normais Verticais e Horizontais em Diferentes Pontos das Camadas do Pavimento Representado pela Figura 3.5 no Capítulo 3

Profundidade do Pavimento (cm)	Tensão Vertical (kgf/cm²)	Tensão Horizontal (kgf/cm²)
1,27	5,26	7,67
3,75	5,40	3,14
6,35	4,67	0,28
8,89	5,69	0,48
11,43	4,13	2,36
13,97	2,43	0,26
16,51	1,32	0,07
19,05	0,93	0,01
21,59	0,68	0,00
26,21	0,65	0,26
32,92	0,57	0,23
42,98	0,45	0,21
56,39	0,37	0,20
76,50	0,31	0,08
115,32	0,34	0,17

Tensão Normal em Função da Profundidade do Pavimento

FIGURA 7.1: Tensões Normais Verticais e Horizontais em Diferentes Pontos das Camadas do Pavimento Representado pela Figura 3.5 no Capítulo 3

Considerando-se os modelos calibrados de deformação permanente para os dois solos objetos de investigação deste trabalho e que também fazem parte da estrutura do pavimento representada pela Figura 3.5, página 100 no Capítulo 3, serão realizados nove estudos, com o objetivo de se estimar a contribuição das

deformações permanentes de suas camadas, exceto a do revestimento, na formação das trilhas-de-roda. Seis dos nove estudos serão aplicados à estrutura do pavimento representada pela Figura 3.5 (a). Os três outros restantes serão aplicados à estrutura ilustrada pela Figura 3.5 (b). Para a realização desses estudos são também necessárias informações sobre os valores das variáveis que foram utilizadas nos modelos de estimativa das deformações permanentes dos solos provenientes das jazidas 1 e 2. A Tabela 7.6 contém essas informações em cada sub-camada de solo do pavimento em análise.

TABELA 7.6: Informações Sobre o Número de Aplicações da Tensão (N), o Estado de Tensão no Centro das Sub-Camadas do Pavimento e os Valores de CBR de Cada Sub-Camada dos Dois Segmentos da Estrada SCA - 040

Solo da Jazida 1							
Camadas ou Sub-Camadas do Pavimento	N	CBR [*] na h _{CBRmáx}	CBR [*] na h _{6t}	CBR [*] na h _{6t + 2%}	σ ₁ (kgf/cm ²)	σ ₂ = σ ₃ (kgf/cm ²)	Espessura (cm)
1 ^a sub-camada da base	10.000	75	56	15	5,00	0,25	10
2 ^a sub-camada da base		75	56	15	1,15	0,10	10
1 ^a sub-camada do subleito		48	32	5	0,60	0,20	25
2 ^a sub-camada do subleito		48	32	5	0,40	0,15	25
Solo da Jazida 2							
Camadas ou Sub-Camadas do Pavimento	N	CBR ^{**} na h _{CBRmáx}	CBR ^{**} na h _{6t}	CBR ^{**} na h _{6t + 2%}	σ ₁ (kgf/cm ²)	σ ₂ = σ ₃ (kgf/cm ²)	Espessura (cm)
1 ^a sub-camada do subleito	10.000	27	20	9	0,60	0,20	25
2 ^a sub-camada do subleito		27	20	9	0,40	0,15	25

* Extraídos das Figuras 4.4 e 4.5, páginas 110 e 111, respectivamente, no Capítulo 4

** Extraídos da Figura 4.6, página 112, no Capítulo 4

Iniciando-se pela seção transversal representada pela Figura 3.5 (a), os seis estudos, dos nove acima referidos, são os que seguem:

Seção transversal da estrada contida na Figura 3.5 (a) - Capítulo 3:

1º estudo: o modelo utilizado para a estimativa das deformações permanentes do pavimento é do tipo $\varepsilon_p = aN^b$, apropriado para as seguintes condições de umidade e densidade de suas camadas: **base:** umidade próxima à do CBR máximo ($h_{CBR_{máx}}$) e grau de compactação menor do que 100 %. **Subleito:** umidade próxima à do teor ótimo (h_{ot}) e grau de compactação próximo de 100 %.

1ª sub-camada da base: modelo da Tabela 7.1 - corpos-de-prova 11 e 12

2ª sub-camada da base: modelo da Tabela 7.1 - corpos-de-prova 11 e 12

1ª sub-camada do subleito: modelo da Tabela 7.1 - corpo-de-prova 1a

2ª sub-camada do subleito: modelo da Tabela 7.1 - corpo-de-prova 1a

2º estudo: o modelo utilizado para a estimativa das deformações permanentes do pavimento é do tipo $\varepsilon_p = aN^b$, apropriado para as seguintes condições de umidade e densidade de suas camadas: **base e subleito** com teores de umidade próximos ao do teor ótimo e graus de compactação próximos de 100 %.

1ª sub-camada da base: modelo da Tabela 7.1 - corpos-de-prova 7 e 8

2ª sub-camada da base: modelo da Tabela 7.1 - corpos-de-prova 7 e 8

1ª sub-camada do subleito: modelo da Tabela 7.1 - corpo-de-prova 1a

2ª sub-camada do subleito: modelo da Tabela 7.1 - corpo-de-prova 1a

3º estudo: o modelo utilizado para a estimativa das deformações permanentes do pavimento é do tipo $\varepsilon_p = aN^b$, apropriado para as seguintes condições de umidade e densidade de suas camadas: **base:** umidade próxima à do teor ótimo + 2% ($h_{ot} +$

2%) e grau de compactação menor do que 100 %. **Subleito:** umidade próxima à do teor ótimo e grau de compactação próximo de 100 %.

1ª sub-camada da base: modelo da Tabela 7.1 - corpo-de-prova 16

2ª sub-camada da base: modelo da Tabela 7.1 - corpos-de-prova 16

1ª sub-camada do subleito: modelo da Tabela 7.1 - corpo-de-prova 1a

2ª sub-camada do subleito: modelo da Tabela 7.1 - corpo-de-prova 1a

4º estudo: o modelo utilizado para a estimativa das deformações permanentes do pavimento é do tipo $\varepsilon_p = k.N^{a1}.CBR^{a2}.\sigma_1^{a3}.\theta^{a4}$. Este modelo foi aplicado para as seguintes condições de umidade e densidade das camadas: **base:** umidade próxima à do CBR máximo e grau de compactação menor do que 100 %. **Subleito:** umidade próxima à do teor ótimo e grau de compactação próximo de 100 %.

1ª sub-camada da base: modelo referente à Equação 7.1

2ª sub-camada da base: modelo referente à Equação 7.1

1ª sub-camada do subleito: modelo referente à Equação 7.2

2ª sub-camada do subleito: modelo referente à Equação 7.2

5º estudo: o modelo utilizado para a estimativa das deformações permanentes do pavimento é do tipo $\varepsilon_p = k.N^{a1}.CBR^{a2}.\sigma_1^{a3}.\theta^{a4}$. Este modelo foi aplicado para as seguintes condições de umidade e densidade das camadas: **base e subleito** com teores de umidade próximos ao do teor ótimo e graus de compactação próximos de 100 %.

1ª sub-camada da base: modelo referente à Equação 7.1

2ª sub-camada da base: modelo referente à Equação 7.1

1ª sub-camada do subleito: modelo referente à Equação 7.2

2ª sub-camada do subleito: modelo referente à Equação 7.2

6º estudo: o modelo utilizado para a estimativa das deformações permanentes do pavimento é do tipo $\varepsilon_p = k \cdot N^{a1} \cdot CBR^{a2} \cdot \sigma_1^{a3} \cdot \theta^{a4}$. Este modelo foi aplicado para as seguintes condições de umidade e densidade das camadas: **base:** umidade próxima à do teor ótimo + 2% e grau de compactação menor do que 100 %. **Subleito:** umidade próxima à do teor ótimo e grau de compactação próximo de 100 %.

1ª sub-camada da base: modelo referente à Equação 7.1

2ª sub-camada da base: modelo referente à Equação 7.1

1ª sub-camada do subleito: modelo referente à Equação 7.2

2ª sub-camada do subleito: modelo referente à Equação 7.2

Seção transversal da estrada contida na Figura 3.5 (b) - Capítulo 3:

7º estudo: o modelo utilizado para a estimativa das deformações permanentes do pavimento é do tipo $\varepsilon_p = k \cdot N^{a1} \cdot CBR^{a2} \cdot \sigma_1^{a3} \cdot \theta^{a4}$. Este modelo foi aplicado para as seguintes condições de umidade e densidade das camadas: **base:** umidade próxima à do CBR máximo e grau de compactação menor do que 100 %. **Subleito:** umidade próxima à do teor ótimo e grau de compactação próximo de 100 %.

1ª sub-camada da base: modelo referente à Equação 7.1

2ª sub-camada da base: modelo referente à Equação 7.1

1ª sub-camada do subleito: modelo referente à Equação 7.2

2ª sub-camada do subleito: modelo referente à Equação 7.2

8º estudo: o modelo utilizado para a estimativa das deformações permanentes do pavimento é do tipo $\varepsilon_p = k.N^{a1}.CBR^{a2}.\sigma_1^{a3}.\theta^{a4}$. Este modelo foi aplicado para as seguintes condições de umidade e densidade das camadas: **base e subleito** com teores de umidade próximos ao do teor ótimo e graus de compactação próximos de 100 %.

1ª sub-camada da base: modelo referente à Equação 7.1

2ª sub-camada da base: modelo referente à Equação 7.1

1ª sub-camada do subleito: modelo referente à Equação 7.2

2ª sub-camada do subleito: modelo referente à Equação 7.2

9º estudo: o modelo utilizado para a estimativa das deformações permanentes do pavimento é do tipo $\varepsilon_p = k.N^{a1}.CBR^{a2}.\sigma_1^{a3}.\theta^{a4}$. Este modelo foi aplicado para as seguintes condições de umidade e densidade das camadas: **base:** umidade próxima à do teor ótimo + 2% e grau de compactação menor do que 100 %. **Subleito:** umidade próxima à do teor ótimo e grau de compactação próximo de 100 %.

1ª sub-camada da base: modelo referente à Equação 7.1

2ª sub-camada da base: modelo referente à Equação 7.1

1ª sub-camada do subleito: modelo referente à Equação 7.2

2ª sub-camada do subleito: modelo referente à Equação 7.2

A Tabela 7.7 contém, para os nove estudos anteriormente apresentados, as porcentagens de deformação permanente que cada camada de solo do pavimento, ilustrado pela Figura 3.5 no Capítulo 3, absorve na formação das trilhas-de-roda. Essas porcentagens de deformação permanente foram extraídas do Anexo D, no item D.3 referente aos resultados fornecidos pelo programa. A Tabela 7.7 contém ainda as seguintes informações: afundamentos de trilhas-de-

roda estimados, teor de umidade de análise e valores médios dos afundamentos de trilhas-de-roda internos e externos, observados em campo (ver Tabelas 1.2 e 1.3 no Capítulo 1), para os dois segmentos da Rodovia SCA-040 representados pela Figura 3.5, página 100, no Capítulo 3.

Antes de proceder a uma análise dos resultados contidos na Tabela 7.7 cabe aqui informar que o solo do subleito, referente aos estudos 1, 2, 3, 4, 5, 6, pertence ao grupo LA' da Classificação MCT. Para os demais estudos, o solo do subleito pertence ao grupo LG' da Classificação MCT. Com relação ao solo constituinte da camada de base, em todos os estudos apresentados na Tabela 7.7, o solo que a compõe pertence ao grupo LA' da Classificação MCT.

a) 1º e 2º estudos (modelo de deformação permanente aplicado do tipo:

$$\varepsilon_p = aN^b)$$

Os afundamentos de trilhas-de-roda estimados, referentes aos 1º e 2º estudos, foram iguais. Observa-se, também, nesses dois estudos, que os valores da contribuição das deformações permanentes da camada de base, compactada na umidade ótima (h_{ot}) e na umidade correspondente à do CBR máximo ($h_{CBR\text{máx}}$), foram bastante semelhantes.

d) 3º estudo (modelo de deformação permanente aplicado do tipo:

$$\varepsilon_p = aN^b)$$

Observa-se que neste estudo ocorreu o maior afundamento de trilha-de-roda estimado. Através dele pode-se verificar também a influência do teor de umidade na deformabilidade permanente do pavimento, embora o valor obtido não chegou a ser significativo.

b) 4º, 5º, 7º e 8º estudos (modelo de deformação permanente aplicado do tipo:

$$\varepsilon_p = k.N^{a1}.CBR^{a2}.\sigma_1^{a3}.\theta^{a4})$$

Os afundamentos de trilhas-de-roda estimados referentes aos 4º, 5º, 7º e 8º estudos foram praticamente iguais. Observa-se, também, nesses dois estudos, que os valores da contribuição das deformações permanentes da camada de base, compactada na umidade ótima (h_{ot}) e na umidade correspondente à do CBR máximo ($h_{CBRmáx}$), foram bastante semelhantes. Com relação a esses quatro estudos, a contribuição das deformações permanentes do subleito no afundamento da trilha-de-roda, independentemente de o mesmo ser constituído de um solo LA' ou LG', foi praticamente a mesma, na umidade ótima.

c) 6º e 9º estudos (modelo de deformação permanente aplicado do tipo:

$$\varepsilon_p = k.N^{a1}.CBR^{a2}.\sigma_1^{a3}.\theta^{a4})$$

Os afundamentos de trilhas-de-roda estimados foram praticamente iguais e a contribuição das deformações permanentes das camadas de base e do subleito foram bastante semelhantes. O teor de umidade de análise utilizado nesses dois estudos foi próximo ao da umidade ótima + 2% ($h_{ot} + 2\%$). Observa-se, através desses dois estudos, que para este teor de umidade a deformação permanente do pavimento não chegou a ser significativa. Comparando-se os afundamentos de trilha-de-roda desses dois estudos com os afundamentos de trilha-de-roda referentes aos 1º, 2º, 7º e 8º estudos, o aumento médio foi de 50%.

e) Considerações finais

Os afundamentos de trilhas-de-roda estimados contidos na Tabela 2.7 foram todos inferiores aos afundamentos de trilhas-de-roda observados em campo. Cabe aqui informar que a estimativa das deformações permanentes foi feita para 10^4 solicitações do eixo padrão de 8,2 toneladas e que a deformação

permanente do revestimento betuminoso do tipo tratamento superficial triplo foi desprezada.

TABELA 7.7: Porcentagens de Deformação Permanente, Afundamentos de Trilhas-de-roda Estimados, Teor de Umidade de Análise e Afundamentos Médios de Trilhas-de-roda Observados em Campo para os Dois Segmentos da Rodovia SCA - 040

Estudo da Deformação Permanente (nº)	Contribuição das Deformações Permanentes das Camadas de Solo da Rodovia SCA - 040 (%)		Afundamento de Trilha-de-roda Estimado (cm)	Teor de Umidade de Análise/ Camada (%)	Valores Médios de Trilhas-de-roda Observados em Campo (cm)	
	Base	Subleito			Trilha Interna	Trilha Externa
1º	35,66	64,34	0,09	base: $h_{CBR_{máx}}$ subleito: $h_{ót}$	0,39	0,47
2º	37,01	62,09	0,09	base: $h_{ót}$ subleito: $h_{ót}$		
3º	67,12	32,88	0,17	base: $h_{ót} + 2\%$ subleito: $h_{ót}$		
4º	26,79	73,21	0,11	base: $h_{CBR_{máx}}$ subleito: $h_{ót}$		
5º	28,86	71,14	0,11	base: $h_{ót}$ subleito: $h_{ót}$		
6º	39,23	60,77	0,13	base: $h_{ót} + 2\%$ subleito: $h_{ót}$	0,48	0,51
7º	24,19	75,51	0,09	base: $h_{CBR_{máx}}$ subleito: $h_{ót}$		
8º	26,12	73,88	0,09	base: $h_{ót}$ subleito: $h_{ót}$		
9º	36,01	63,99	0,14	base: $h_{ót} + 2\%$ subleito: $h_{ót}$		

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

8.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo serão apresentadas algumas conclusões e recomendações sobre o trabalho, com base nos resultados dos ensaios de laboratório apresentados no Capítulo 6 e na análise desses resultados contida no Capítulo 7.

8.2 Conclusões e Recomendações

Para os dois solos investigados neste trabalho, o teor de umidade, a densidade e o estado de tensão exerceram uma influência bastante significativa na relação entre a deformação axial (permanente e elástica) e o número de aplicações da tensão desvio. Para um mesmo estado de tensão aplicado nos corpos-de-prova, aqueles moldados na umidade ótima ($h_{ót}$) e na umidade correspondente à do CBR máximo ($h_{CBRmáx}$), apresentaram valores de deformações permanentes muito parecidos. Ver Figuras 6.2 e os resultados das deformações permanentes dos corpos-de-prova 10 e 13 na Figura 6.4. As amostras de solo moldadas com teores de umidade próximos ao da umidade ótima + 2% ($h_{ót} + 2\%$) e submetidas a um mesmo estado de tensão e, ao mesmo tempo, de maior amplitude deformaram significativamente mais do que as amostras desses mesmos solos quando compactados na $h_{ót}$ e na $h_{CBRmáx}$. Esta conclusão pode ser confirmada confrontando-se os resultados das deformações permanentes contidos na Figura 6.2 com aqueles contidos na Figura 6.3. Considerando-se as deformações permanentes obtidas a partir da deformação acumulada no centésimo ciclo de aplicação da tensão desvio, as amostras moldadas na $h_{ót} + 2\%$ deformaram mais do que as amostras dos mesmos solos quando compactadas nas umidades $h_{ót}$ e $h_{CBRmáx}$, independente do estado de

tensão que receberam durante o ensaio triaxial cíclico. Essa conclusão pode ser verificada analisando-se os resultados das deformações permanentes contidos nas Figuras 6.4 e 6.5 e, ainda, confrontando-se os resultados das deformações permanentes contidos na Figura 6.2 com aqueles contidos na Figura 6.3.

Para o corpo-de-prova 1a, moldado na energia normal e submetido a menor amplitude de tensão, o crescimento mais acentuado das deformações permanentes ocorreu nos 100 primeiros ciclos de tensão. Ver Figura 6.1. Já para os corpos-de-prova compactados na energia intermediária, o crescimento mais significativo das deformações permanentes ocorreu nos 500 primeiros ciclos de tensão. Ver Figuras 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5. Portanto, os primeiros ciclos de carregamento são importantes nos estudos de deformação permanente.

Considerando-se todos os teores de umidade utilizados na pesquisa, os afundamentos de trilhas-de-roda estimados, para os dois segmentos da Rodovia SCA - 040, não foram significativos para 10^4 solicitações do eixo de padrão de 8,2 toneladas. As deformações permanentes previstas para as camadas de solo, referentes aos dois segmentos da rodovia acima citada, foram praticamente iguais para os seguintes teores de umidade: $h_{ót}$ e $h_{CBRmáx}$. A Tabela 8.1 contém os intervalos de umidade entre a $h_{ót}$ e a $h_{CBRmáx}$, para os dois solos investigados neste trabalho, nas energias normal e intermediária.

TABELA 8.1: Intervalo de Umidade Compreendido entre a $h_{ót}$ e a $h_{CBRmáx}$ para os Solos Investigados neste Trabalho nas Energias Normal e Intermediária

Material	Intervalo de Umidade entre $h_{ót}$ e $h_{CBRmáx}$ (%)	
	Energia Normal	Energia Intermediária
solo da Jazida 1	1,30	0,85
Solo da jazida 2	1,5	0,70

O modelo para a estimativa das deformações permanentes do tipo $\epsilon_p = aN^b$ é muito versátil e simples de ser aplicado. Entretanto, a sua aplicação a

outros solos de características semelhantes torna-se limitada, porque este modelo não incorpora variáveis associadas com as características físicas e mecânicas dos materiais e, também, com o estado de tensão a que serão submetidos. Assim sendo, recomenda-se que os modelos a serem estudados para a estimativa das deformações permanentes sejam, por exemplo, do tipo representado pelas Equações 7.1 a 7.4 no Capítulo 7. Esses modelos, além de levarem em consideração a magnitude da tensão aplicada nos materiais e o número de aplicações dessa amplitude de tensão, englobam ainda uma variável independente (CBR) que, indiretamente, reflete as características físicas e mecânicas dos materiais.

Os módulos resilientes dos solos investigados neste trabalho, através de suas relações com o número de aplicações da tensão desvio, mostraram-se sensíveis às variações de umidade e densidade e bastante dependentes do estado de tensão. Especificamente, em função do número de aplicações da tensão desvio, para a maior parte das amostras ensaiadas, os módulos resilientes permaneceram praticamente constantes. Mas para algumas amostras, o módulo resiliente aumentou à medida em que o número de ciclos do carregamento aumentou. Essas conclusões podem ser verificadas observando-se as Figuras 6.6 a 6.10 no Capítulo 6.

Outra recomendação que ainda se faz neste trabalho é que se explore mais as potencialidades de que dispõe a prensa hidráulica de controle eletrônico (MTS), no sentido de se realizar os ensaios dinâmicos em solos, aplicando cíclica e simultaneamente a tensão desvio e a pressão confinante.

Um problema que ocorreu durante a realização do ensaio triaxial dinâmico é que a base da peça B, ilustrada na Figura B.2, no anexo B, ficou ligeiramente superior à superfície onde ela apoia. Portanto, ela necessita de um pequeno reajuste. Esta folga dificultou o perfeito assentamento da câmara triaxial no pistão da prensa. Talvez este seja um dos principais motivos que impediram o aproveitamento de vários resultados dos ensaios, tendo em vista os deslocamentos de tração que ocorreram num dos LVDTs.

Finalmente, o procedimento utilizado para a estimativa dos afundamentos das trilhas-de-roda nos dois segmentos da Rodovia SCA-040, utilizando-se ensaios dinâmicos nos solos, mostrou que é possível prever o acúmulo das deformações permanentes nas superfícies dos pavimentos flexíveis. Os valores de afundamentos de trilhas-de-roda estimados foram inferiores aos afundamentos de trilhas-de-roda medidos no campo. Ver Tabela 7.7 na página 190. Cabe aqui esclarecer, novamente, que a deformação permanente do revestimento betuminoso foi desprezada e a estimativa das deformações permanentes das camadas de solo, dos dois segmentos da rodovia acima citada, foi feita para 10^4 solicitações do eixo padrão de 8,2 toneladas. Conforme já comentado no Capítulo 1 deste trabalho, os estudos de previsão das deformações permanentes são importantes não só para fins de projeto de pavimento, mas também para os programas de manutenção das estradas, no sentido de possibilitar um acompanhamento da evolução desse tipo de defeito, para assim evitar que as ações do tráfego e do clima provoquem no pavimento um estado de deterioração progressiva.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO DESIGNATION T 274-82 (1986). *Standard method of test for resilient modulus of subgrade soils*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Washington, DC.

AASHTO (1986). *Guide for Design of Pavement Structures*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Washington, DC.

ABDULSHAFI, A.; MAJIDZADEH, K. (1984). Combo viscoelastic-plastic modeling and rutting of asphaltic mixtures. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 968, p. 19-31.

AHLVIN, R.G.; ULERY, H.H. (1962). Tabulated values for determining the complete pattern of stresses, strains and deflections beneath a uniform circular load on a homogeneous half space. *Highway Research Board*, Bulletin 342, National Academy of Sciences - National Research Council, p. 1-13.

ALLEN, David L; DEEN, Robert C. (1986). A computerized analysis of rutting behavior of flexible pavement. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1095, p. 1-10.

ALLEN, John J.; THOMPSON, Marshall R. (1974). Resilient response of granular materials subjected to time-dependent lateral stresses. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 510, p. 1-13.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO (1995). *Estudo das propriedades elásticas dos solos e do dimensionamento de pavimentos, de acordo com a teoria da elasticidade*. Rio de Janeiro, Boletim Técnico nº14, 66 p.

AZAMBUJA, Marco A. (1979). *Geologia aplicada a solo-cimento*. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland - Curso Intensivo de Solo-Cimento, 62 p.

- BALBO, José T. (1992). *Mecânica básica dos pavimentos - pavimentos flexíveis rodoviários*. São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes - Escola Politécnica da USP.
- BARKSDALE, Richard D. (1970). A nonlinear theory for predicting the performance of flexible highway pavement. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 337, p. 22-39.
- BARKSDALE, Richard D. (1971). Compressive stress pulse times in flexible pavements for use in dynamic testing. *Highway Research Board*, n. 345, p. 32-44.
- BARKSDALE, Richard D. (1972). *Laboratory evaluation of rutting in base course materials*. Proceedings of the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements - University of Michigan, p.161-174.
- BASMA, Adnan A.; GEORGE K.P. (1984). Environmental factors in flexible pavement design. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 954, p. 52-58.
- BAYOMY, Foud M.; AL-SANAD, Hassan A. (1993). Deformation characteristics of subgrade soils in Kuwait. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1406, p. 77-87.
- BERNUCCI, Liedi L.B. (1995). *Considerações sobre o Dimensionamento de Pavimentos Utilizando Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego*. São Paulo, 237 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- BOFINGER, H.E. (1970). *The measurement of the tensile properties of soil-cement*. Road Research Laboratory, Ministry of Transport, RRL Report LR 365.
- BROWN, S.F (1976). *Laboratory testing for use in the prediction of rutting in asphalt pavements*. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 616, p. 22-27.

BROWN, S.F.; HYDE, A.F.L. (1975). Significance of cyclic confinig stress in repeated-load triaxial testing of granular material. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 537, p. 49-58.

BROWN, S.F.; PAPPIN, J.W. (1981). Analysis of pavements with granular bases. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 810, p. 17-23.

BURMISTER, Donald M. (1958). Evaluation of pavement systems of the WASHO Road Test by layered system methods. *Highway Research Board*, Bulletin 177, National Academy of Sciences - National Research Council, p. 26-54.

CAMACHO, Jair. (1993). *Deformabilidade do subleito: resultados de ensaios de amostras indeformadas de um solo natural sob cargas repetidas*. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES (ANPET), São Paulo, v.2, p. 937-942.

CAMPELLO, C.S.; PINTO, S.; PREUSSLER, E.S. (1991). Um estudo das propriedades mecânicas de solos tropicais. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 25, São Paulo, ABPV, vol.2., p. 889-913.

CARDOSO, Samuel H. (1987). *Procedure for flexible airfield pavement design based on permanent deformation*. Maryland, 405 p. Tese (Doutorado) - University of Maryland.

CARDOSO, Samuel H.; WITCZAK, Matthew W. (1991). Permanent deformation for flexible airfield pavement design. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1307, p. 111-121.

CHOU, Yu. T. (1976). Analysis of subgrade rutting in flexible airfield pavement. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 616, p. 44-48.

CHOU, Yu T. (1977). *Analysis of permanent deformations of flexible airport pavements*. Federal Aviation Administration, Washington, DC, 20591. 116 p.

CLAROS, German; HUDSON, W.R.; STOKOE II, K.H. (1990). Modifications to resilient modulus testing procedure and use of synthetic samples for

- equipment calibration. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1278, p. 51-62.
- COLLOP, A.C.; CEBON, D.; HARDY, M.S.A. (1995). Viscoelastic approach to rutting in flexible pavements. *Journal of Transportation Engineering*, v. 121, n. 1, p. 82-93, janeiro/fevereiro.
- COSENTINO, Paul J.; CHEN, Yangting (1991). Correlating resilient modulu from pressuremeter tests to Laboratory California Bearing Ratio Tests. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1309, p. 56-65.
- COZZOLINO, M.N.; NOGAMI, Job S. (1993). Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. *Solos e Rochas*, São Paulo, 16 (2), p. 77-91, agosto.
- DEHLEN, G.L.; MONISMITH, C.L. (1970). Effect of nonlinear material response on the behavior of pavement under traffic. *Highway Reserch Record*, Washington, DC, n. 310, p. 1-16.
- DER-SP (1974). *Métodos de Ensaios*. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. São Paulo, DER-SP.
- DER-SP (1991). *Manual de Normas de Pavimentação*. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. São Paulo, DER-SP. 198 p.
- DESAI, Chandrakant S.; SIRIWARDANE, Hema J. (1984). *Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials*. Englewood Cliffs - New Jersey, Prentice-Hall, Inc. 468 p.
- DNER-PRO 08-78 (1978). *Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). Rio de Janeiro, Norma Rodoviária, Procedimento - DNER-PRO 08-78, p. 01-11.
- DNER (1990). *Relatório final da pesquisa sobre solos tropicais*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro, MT-DNER - Instituto de Pesquisa Rodoviária. 95 p.

DNER (1981). *Método de projeto de pavimentos flexíveis*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). Rio de Janeiro, 3ª edição, 1981.

DNER-ME 131/94 (1994). *Solos - Determinação do Módulo de Resiliência*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). Rio de Janeiro, Norma Rodoviária, Método do ensaio - DNER-ME 131/94, p. 01-08.

DUNCAN, J.M.; MONISMITH, C.L.; WILSON, E.L. (1968). Finite element analyses of pavements. *Highway Research Record*, Washington, DC, n. 228, p. 18-33.

FANG, H.Y. (1971). New method for determination of tensile strenght of soils. *Highway Research Record*, Estados Unidos, HRB 345.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (1985). *ELSYM5 - Interative Microcomputer System - user's manual*. Virginia, FHWA-RD-85, p. 1-33, september.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (1994). *Using pavement performance data to develop mechanistic-empirical concepts for deteriorated and rehabilitated pavements*. Virginia, FHWA-RD-93-162, U.S. Department of Transportation, McLean, p. 1-169.

FERNANDES, JR.; José L. (1994). *Investigação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos*. São Carlos, 331 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

GIDIGASU, M.D. (1974). Identification of problem laterite soils in highway engineering: a review. *Transportation Research Record*, Nacional Research Council, n. 497, p. 96-111.

GOMEZ-ACHECAR, M.; THOMPSON, Marshall R. (1986). ILLI-PAVE-based response algorithms for full-depth asphalt concrete flexible pavements. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1095, p. 11-18.

GOODIER, Timoshenko (1980). *Teoria da elasticidade*. Rio de Janeiro, Editora Guanabara Dois S.A.. 545 p.

- HAAS, Ralph; HUDSON, W.R. (1978). *Pavement management systems*. New York, McGraw-Hill Book Company. 455 p.
- HAAS, Ralph; HUDSON, W.R.; ZANIEWSKI, J. (1994). *Modern pavement management*. Florida, Krieger Publishing Company Malabar. 583 p.
- HICKS, R.G.; MONISMITH, C.L. (1971). Factors influencing the resilient response of granular materials. *Highway Reserch Record*, Washington, DC, n. 345, p. 15-31.
- HORNYCH, Pierre; CORTÉ, Jean-François; PAUTE, Jean-Louis (1993). Étude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Pontes et Chaussées*, n. 184, p. 45-55, mars-avril.
- JIN, Myung S.; LEE, K.W.; KOVACS, William D. (1994). Seasonal variation of resilient modulus of subgrade soils. *Journal of Transportation Engineering*, vol.120, n. 4, p. 603 - 616, july/august.
- JONES, A. (1962). Tables of stresses in three-layer elastic systems. *Highway Research Board*, National Academy of Sciences - National Research Council, Bulletin 342, p. 177 - 214.
- LEE, Woojin et al. (1995). Resilient modulus of cohesive soils and the effect of freeze-thaw. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 32, n. 4, p. 559-568, agosto.
- LENTZ, Rodney W.; BALADI, Gilbert. Y (1981). Constitutive equation for permanent strain of sand subjected to cyclic loading. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 810, p. 51-54.
- LUCENA, Francisco B.; CABRERA, José G. (1990). Definição, origem e formação dos solos lateríticos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 24, Belém/PA, ABPV, v.1, p. 384-401.
- LUCENA, Francisco B.; BRASILEIRO, Francisco E.; SOBRINHO, Teotônio A. (1994). Umidade de equilíbrio de rodovias pavimentadas situadas no litoral e

mata no estado da Paraíba. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 28, Belo Horizonte/MG, ABPV, v.1, p. 284-295.

LYTTON, Robert L. et al. (1993). Development and validation of performance prediction models and specifications for asphalt binders and paving mixes. *Strategic Highway Research Program*, National Research Council, Washington, DC.

MAJIDZADEH, K.; KHEDR, S.; MOJARRUSH, M. (1979). Evaluation of permanent deformation in asphalt concret pavement. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 715, p. 21 - 31.

MARTINS, João A. A. (1993). Aperfeiçoamentos do equipamento e dos procedimentos de ensaio do módulo resiliente. São Paulo, *Solos e Rochas*, 16 (2), p. 123-130, agosto.

McLEAN, D.B.; BROOKER, E.W.; MONISMITH, C.L. (1974). Estimation of permanent deformation in asphalt concrete layers due to repeated yraffic loading. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 510, p. 14-30.

MEDINA, Jacques; PREUSSLER, Ernesto S. (1980). Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. Rio de Janeiro, *Revista Solos e Rochas*, ABMS, v.3, p. 3-26.

MEDINA, Jacques (1988). Considerações sobre a umidade de equilíbrio em pavimentos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 23, Florianópolis/SC, ABPV, v.1, p. 348-363.

MEDINA, Jacques (1989). *Pontos de mecânica dos pavimentos*. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 71 p.

MILLER, J.S.; UZAN, J.; WITCZAK, M.W. (1983). Modification of the Asphalt Institute Bituminous mix modulus predictive equation. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 911, p. 27-36.

- MONISMITH, C.L.; OGAWA, N.; FREEME, C.R. (1975). Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 537, p. 01- 17.
- MONISMITH, C.L. (1976). Rutting prediction in asphalt concrete pavements. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 616, p. 2-8.
- MOTTA, Laura M.G. et al. (1990). Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 24, Belém/PA, ABPV, v.1, p. 233-255.
- MOTTA, Laura M.G. (1991). *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Rio de Janeiro, 366 p. Tese (Doutorado) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- MOTTA, Laura M.G.; MEDINA, Jacques; SCALCO, Raquel C. (1993). O projeto estrutural de pavimentos flexíveis e a dosagem de misturas asfálticas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 27, Teresina/PI, ABPV, v.1, p. 523-545.
- MOTTA, Laura M.G.; PINTO, Salomão (1994). Três estudos de ensaios dinâmicos usados como fator de decisão na escolha de materiais em pavimentação. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 28, Belo Horizonte/MG, ABPV, vol. 1, p. 210-229.
- NAZARIAN, Soheil; FELIBERTI, Manuel (1993). Methodology for resilient modulus testing of subgrades. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1406, p. 108-115.
- NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1980). Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: limitação do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 15, Belo Horizonte/MG, ABPV.
- NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1981). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. Rio de Janeiro, *Simpósio Brasileiro sobre Solos*

Tropicais em Engenharia - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1ª Seção, p. 30-41.

NOGAMI, Job S. (1992). *Metodologia MCT e suas aplicações em obras viárias - PTR - 786 - notas de aula*. São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - Departamento de Engenharia de Transportes. 119 p.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo, Editora Vilibor. 213 p.

ORTIGÃO, J.A.R. (1993). *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda. 368 p.

O'REILLY, M.P.; BROWN, S.F. (1991). *Cyclic loading of soils: from theory to design*. New York, Van Nostrand Reinhold. 479 p.

PAUTE, Jean-Louis et al. (1988). Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n. 156, p. 21-36, july/august.

PAUTE, Jean-Louis; HORNYCH, Pierre; BENABEN, Jean-Pierre (1994). Comportement mécanique des graves non traitées. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n. 190, p. 27-38, mars/avril.

PAUTE, Jean-Louis; MARIGNIER, J.; VIDAL, B. (1994). Le triaxial à chargements répétés LPC pour l'étude des graves non traitées. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n. 190, p. 19-26, mars/avril.

PEATIE, K.R. (1962). Stress and strain factors for three-layer elastic systems. *Highway Research Board*, National Academy of Sciences- National Research Council, Bulletin 342, p. 215-253.

PREUSSLER, Ernesto S. (1983). *Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço*. Rio de Janeiro, 257 p. Tese (Doutorado) - COPPE- Universidade Federal do Rio de Janeiro.

- PUMPHREY, Norman D.; LENTZ Rodney W. (1986). Deformation analyses of Florida highway subgrade sand subjected to repeated load triaxial tests. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1089, p. 49-56.
- QUEIROZ, César A.V.; VISSER, Àlex T. (1978). Uma investigação dos módulos de resiliência de revestimentos betuminosos brasileiros. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 14, João Pessoa, ABPV, p. 355-385.
- QUEIROZ, César A.V. (1984). *Modelos de previsão do desempenho para a gerência de pavimentos no Brasil*. Brasília, 360 p. Tese (Doutorado) - Ministério dos Transportes - GEIPOT/DNER.
- RODDIHAL, S.R.; PANDEY, B.B. (1984). Stresses in full-depth granular pavements. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 954, p. 94-100.
- RODRIGUES, Martins R. (1988). *Modelos para análise mecânica de estruturas de pavimentos*. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ.
- SANTOS, João D. et al. (1995). Caracterização dinâmica de solos lateríticos de rodovias do estado de Mato Grosso. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29, Cuiabá, ABPV, v.2 p. 125-144.
- SCHMIDT, Luiz A.; CERRATTI, Jorge A. (1992). O método da resiliência versão metrô: uma representação global em gráficos de aplicação imediata. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 26, Aracajú-SE, ABPV, vol. 1, p. 165-189.
- SILVA, Prepredigna D.E.A. (1995). *Contribuição para o aperfeiçoamento do programa FEPAVE2 em estudos e projetos de pavimentos flexíveis*. Rio de Janeiro, 118 p. Dissertação (Mestrado) - COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- SIMPSON, Amy L.; DALEIDEN, J.F.; HADLEY, W.O. (1995). Rutting analysis from a different perspective. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1473, p. 9-16.

- SOUZA, Murillo L. (1980). *Pavimentação rodoviária*. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., vol. 1. 361 p.
- SPECIAL REPORT 162 (1975). Test procedures for characterizing dynamic stress-strain properties of pavement materials. *Transportation Research Board*, National Research Council, National Academy of Sciences, Washington, DC. 40 p.
- SVENSON, Margareth (1980). *Ensaaios triaxiais dinâmicos em solos argilosos*. Rio de Janeiro, 135 p. Dissertação (Mestrado) - COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- THOMPSON, M.R.; SMITH, K.L. (1990). Repeated triaxial characterization of granular bases. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1278, p. 7-17.
- UDDIN, Waheed; MEYER, A.H.; HUDSON, W.R. (1985). *A user's guide for pavement evaluation programs Rpedd1 and Fpedd1*. Austin, Center for Transportation Research, University of Texas. 43 p.
- VARGAS, Milton (1981). *Introdução à mecânica dos solos*. São Paulo, Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda. 509 p.
- VERTAMATTI, Eugênio (1988). *Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente*. São José dos Campos, 276 p. Tese (Doutorado) - Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA).
- VILLAR, Monge O.; BUENO, Benedito S. (1985). *Mecânica dos solos*. São Carlos, Departamento de Geotecnia - Escola de Engenharia de São Carlos/USP, vol. 2. 219 p.
- VILLIBOR, Douglas F. (1981). *Pavimentos econômicos. Manual de pavimentação*. São Carlos, 224 p. Tese (Doutorado) - Departamento de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos / USP.

ZAMAN, M.; CHEN, D.; LAGUROS, J. (1994). Resiliente moduli of granular materials. *Journal of Transportation Engineering*, vol. 120, n. 6, p. 966-988.

WOOLSTRUM, George (1990). Dynamic testing of Nebraska soils and aggregates. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1278, p. 27-34.

YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. (1975). *Principles of pavement design*. New York, John Wiley & Sons, Inc. 711 p.

ANEXO A

RESUMO DOS PROGRAMAS DE COMPUTADOR ELSYM5 E ILLI-PAVE

A.1 Considerações Iniciais

Este anexo contém algumas informações sobre os programas de computador ELSYM5 e ILLI-PAVE, principalmente no que se refere aos seus elementos de entrada e aos resultados por eles fornecidos. Esses dois programas de computador foram utilizados neste trabalho, para análise das respostas estruturais de um dado sistema de pavimento em camadas.

ELSYM5 (FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 1985)

O programa de computador ELSYM5 ("Elastic Layered System Computer Program") foi desenvolvido por Stuart Kopperman, George Tiller e Mingtson Tseng na Universidade da Califórnia, em Berkeley, para a estimativa das tensões, deformações e deslocamentos, em três dimensões, na estrutura de um pavimento. Para o seu desenvolvimento as seguintes considerações foram feitas: cada camada é composta de um material isotrópico, homogêneo, de peso desprezível e de comportamento elástico-linear. A superfície do pavimento pode ser carregada com uma ou mais cargas, as quais são consideradas idênticas, atuando vertical e uniformemente sobre uma área circular. Os dados de entrada requeridos pelo ELSYM5 estão divididos em três categorias:

a. Dados da camada

Cada pavimento analisado pode possuir uma ou até cinco camadas elásticas e as três propriedades requeridas para cada camada são:

- espessura em polegadas,
- coeficiente de Poisson,
- módulo de elasticidade.

b. Dados da carga

As cargas são definidas escolhendo-se dois dos três seguintes itens: força em libra (lb), pressão uniformemente distribuída na superfície do pavimento em lb/pol^2 ou o raio da área de contato entre o pneu e o pavimento, em polegadas. O terceiro item é determinado automaticamente pelo programa. A localização da carga é definida por um sistema de coordenadas X e Y, ao longo da superfície do pavimento. Os valores de X e Y podem ser positivos ou negativos. Podem-se utilizar até dez cargas para estudo das tensões, deformações e deslocamentos nas camadas que compõem a estrutura da estrada.

c. Dados de coordenadas para avaliação das tensões, deformações e deslocamentos

Essas informações são fornecidas ao programa através de um sistema de coordenadas X, Y e Z que permitem analisar tri-dimensionalmente as tensões, deformações e deslocamentos, num dado ponto da estrutura do pavimento. Todas as combinações de X, Y e Z são avaliadas pelo programa. O máximo de posições X e Y permitido é 10 e o máximo de profundidades Z que se pode utilizar é também 10. Portanto, 100 (10X10) posições são possíveis de serem efetuadas, tendo em vista as finalidades pretendidas.

ILLI-PAVE

De acordo com GOMEZ-ACHECAR e THOMPSON (1986), no programa ILLI-PAVE o pavimento é considerado um sólido de revolução axissimétrico. Este programa incorpora modelos para o cálculo do módulo resiliente a partir do estado de tensão e ainda um critério de ruptura. As tensões são redistribuídas ao fim de cada iteração, levando-se em conta a resistência dos materiais definida segundo a teoria de ruptura de Mohr-Coulomb.

Uma característica importante do programa ILLI-PAVE refere-se aos recursos de que dispõe, que possibilitam que os materiais que compõem o pavimento tenham comportamento, tanto elástico linear quanto elástico não linear.

Segundo FERNANDES JR.(1994), o programa ILLI-PAVE foi desenvolvido inicialmente por WILSON⁶ e depois modificado por DUNCAN, MONISMITH e WILSON (1968) e por pesquisadores do Grupo de Transportes do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Illinois em Urbana-Champaign. Uma cópia deste programa foi cedida pelo Prof. Marshall R. Thompson da Universidade de Illinois em Urbana-Champaign ao Centro de Informática da Universidade de São Paulo em São Carlos (CISC).

A malha de elementos finitos utilizada pelo programa ILLI-PAVE é delimitada por um afastamento horizontal correspondente a 12 vezes o raio do carregamento e, também, por uma profundidade vertical igual 50 vezes este raio. A Figura A.1 esquematiza uma malha hipotética de elementos finitos axissimétrica contendo estas considerações e, ainda, a representação de uma carga de roda simples distribuída uniformemente sobre uma área circular, através de uma pressão de contato p . Os dados de tráfego necessários para utilização do programa ILLI-PAVE são:

- carga de uma roda simples expressa em função da pressão de contato p , em psi,
- raio, em polegadas, da superfície de contato considerada como sendo de geometria circular.

Os dados de entrada para utilização do programa, relativos às camadas do pavimento e aos seus materiais constituintes, são:

- espessura da camada (polegadas),
- coeficiente de Poisson,
- densidade da camada (lb/ft^3),
- intercepto coesivo (psi) e ângulo de atrito interno do solo em graus,
- coeficiente de empuxo em repouso (K_0),
- módulo de elasticidade (psi)
- estrutura padrão ("standard structure"): 1: raio compreendido entre 2 e 6 polegadas; 2: raio compreendido entre 4 e 8 polegadas; 3: raio compreendido entre 6 e 12 polegadas; 4: raio compreendido entre 10 e 18 polegadas.

⁶ WILSON, E. L. *A Digital Computer Program for the Finite Element Analysis of Solids With Non-Linear Material Properties*. Department of Engineering - University of California at Berkeley - Berkeley, CA - 1965.

FIGURA A.1: Malha Hipotética de Elementos Finitos Utilizada pelo Programa ILLI-PAVE para Análise de Estruturas de Pavimentos

O fornecimento do módulo resiliente dos materiais ao programa é feito através da variável $PROPi$, em que i representa a camada do pavimento em estudo, conforme segue:

- **materiais granulares:** o módulo resiliente é calculado em função da pressão confinante σ_3 ou em função do primeiro invariante de tensão θ ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$), juntamente com os coeficientes $KONEi$ e Xi . Esses coeficientes podem ser obtidos experimentalmente através de ensaios triaxiais cíclicos. Ao programa são fornecidos somente os coeficientes acima citados e o valor de $PROPi$. Se $PROPi$ for igual a 1, o módulo resiliente será estimado em função da pressão confinante σ_3 e dos coeficientes $KONEi$ e Xi . Se $PROPi$ for igual a 5, o módulo resiliente será estimado em função de θ e dos coeficientes $KONEi$ e Xi .

- **materiais de granulometria fina:** o módulo resiliente é calculado em função da tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e dos coeficientes KONEi, KTWOi, KTHREEi e KFOURi. Esses coeficientes podem também ser obtidos experimentalmente, através de ensaios triaxiais cíclicos. Ao programa são fornecidos somente os valores dos coeficientes acima citados e o valor da variável PROPi. Neste caso, PROPi é igual a 2.
- **misturas betuminosas e camadas cimentadas:** o módulo de resiliência é considerado constante e o valor de PROPi, para este caso, é igual a 3.

Além desses dados, são necessários ainda outros informes para a utilização do programa, quais sejam:

- **para materiais granulares:**

MAXSR_i : taxa de tensão principal $\sigma_1/\sigma_3 < \sigma_1/\sigma_3$ máxima prevista;

MINSIG_i: tensão de compressão horizontal mínima prevista. Valor
recomendado: 0,01 psi;

EFAIL_i : módulo de deformação previsto para o material, após a ruptura.

- **para materiais de granulometria fina:**

TAUSUB_i: resistência ao cisalhamento máxima do material;

DSLL_i: limite fixado para a tensão desvio abaixo do qual o módulo
resiliente é assumido constante;

DSUL_i: limite fixado para a tensão desvio acima do qual o módulo resiliente
é assumido constante ($DSUL_i < TAUSUB_i$);

EFAIL_i: idem para material granular;

i: índice representativo da camada do pavimento em estudo.

Resultados fornecidos pelo programa ILLI-PAVE:

- número de linhas e colunas utilizado na malha de elementos finitos e seus respectivos espaçamentos;

- a malha de elementos finitos contendo todos os seus elementos e nós;
- as tensões normal e cisalhante, em cada elemento da malha, devido ao peso próprio das camadas;
- em cada nó da malha, os deslocamentos horizontal e vertical e as deformações vertical e horizontal, segundo os segmentos de linha e coluna que definem o nó;
- em cada elemento da malha, considerando-se as cargas devido ao tráfego e ao peso próprio das camadas, o programa fornece: o módulo resiliente, as tensões normais e de cisalhamento, as tensões principais maior e menor, o ângulo de atrito interno dos materiais, a taxa de tensões principais (σ_1/σ_3) e a resistência ao cisalhamento.

Resumos de outros programas para a estimativa de tensões e deformações em pavimentos, inclusive o ELSYM5 e ILLI-PAVE, podem ser encontrados nos trabalhos de RODRIGUES (1988) e FERNANDES JR. (1994).

ANEXO B

TRABALHOS EFETIVADOS PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO, UTILIZANDO-SE A PRENSA MTS ("MATERIAL TEST SYSTEM"), DISPONÍVEL NO LABORATÓRIO DE GEOTECNIA DA ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS-USP

B.1 Considerações Iniciais

Este anexo corresponde à Fase 1 do procedimento proposto para o desenvolvimento da pesquisa experimental, apresentado no Capítulo 3 deste trabalho. Esta fase do trabalho abrangeu quatro etapas distintas, conforme apresentado, a seguir, nos itens a, b, c e d.

a. Período inicial da fase 1

Neste período inicial da fase 1, verificou-se que é possível aplicar, através da utilização da prensa MTS, os níveis desejados de tensão axial cíclica, considerando-se os intervalos de frequência e duração do carregamento previamente estabelecidos. A forma e a duração do tempo de pulso da tensão desvio que serão utilizadas no ensaio, estão representadas na Figura B.1. Entretanto, para a medida da deformação axial e da aplicação da pressão confinante constante foi necessário adquirir alguns elementos complementares à prensa hidráulica de controle eletrônico, tais como: medidores de deformação do tipo LVDT ("linear variable differential transformer"), para serem acoplados diretamente no corpo-de-prova dentro da câmara triaxial e um cilindro de pressão, movido por um atuador de pressão de controle hidráulico, destinado a encher e, também, esvaziar a referida câmara triaxial de um determinado fluido (silicone óleo 20). A Figura B.2 contém uma ilustração dos elementos anteriormente citados.

FIGURA B.1: Forma e Duração do Tempo de Pulso da Tensão Desvio Axial Repetida

Além do cilindro de pressão e dos LVDTs foi ainda necessário providenciar algumas adaptações na base da câmara triaxial, bem como a confecção de determinadas peças, indispensáveis à realização do ensaio triaxial, conforme ilustra ainda a Figura B.2. Tanto o cilindro de pressão como as peças simbolizadas pelas letras **A**, **B** e **C** na Figura B.2 foram construídas na Oficina Mecânica do Campus da USP-São Carlos. A peça representada na Figura B.2 por **A** possui o diâmetro da parte superior menor do que o da parte inferior, a fim de possibilitar o assentamento do corpo-de-prova. Na parte interna desta peça existem dois orifícios que se prolongam em toda a sua extensão e servem para a passagem de água oriunda da amostra ensaiada, quando da realização do ensaio sob condições drenadas. Esses orifícios podem ainda ser utilizados para a passagem de água proveniente do exterior da câmara, se se desejar saturar o corpo-de-prova por contra-pressão. A peça ilustrada na Figura B.2 por **B** funciona como um elemento de ligação, pois permite assentar a câmara triaxial no pistão da prensa. Esta peça possui ainda na sua parte superior três furos, interligados a três outros lateralmente. Esses furos possibilitam a passagem dos cabos de fiação dos extensômetros a fim de que possam ser conectados a uma fonte de geração de sinais, de 110 volts ou 220 volts. As peças representadas na Figura B.2 por **C** foram confeccionadas para possibilitar a passagem dos cabos de fiação dos extensômetros sem vazamento do fluido contido no interior da câmara Triaxial.

FIGURA B.2: Peças e Equipamentos Necessários à Realização do Ensaio Triaxial Cíclico

b. Calibração dos medidores de deformação

Os extensômetros utilizados para medir os deslocamentos axiais nos corpos-de-prova submetidos a cargas repetidas são do tipo LVDT e as suas características principais são as que seguem: curso igual a 8 mm, tensão de excitação igual a 10 volts e sensibilidade de 1 volt/mm. Optou-se por uma calibração na faixa de -2 mm a + 4 mm, tendo em vista a linearidade dos resultados observados nesta faixa. A calibração dos medidores de deformação foi feita do seguinte modo: cada deslocamento registrado no micrômetro foi transmitido ao LVDT, que reagiu simultaneamente a esta ação, por alteração de voltagem. Esta alteração de voltagem foi passada diretamente ao computador através de um sinal elétrico, convertido em valor numérico semelhante ao deslocamento registrado no micrômetro. Foram registrados deslocamentos no micrômetro espaçados de 0,2 mm na faixa de calibração acima citada. Esta operação foi repetida duas vezes, tanto para mais (intervalo de -2 mm a + 4mm), quanto para menos (intervalo de + 4 mm a - 2 mm). Utilizou-se a média dos resultados observados no computador, para obtenção das curvas de calibração, conforme ilustram as Figuras B.3 e B.4

FIGURA B.3: Curva de Calibração Obtida para o Extensômetro 1 com Fundo de Escala na Faixa de -2 a 4 Milímetros

FIGURA B.4: Curva de Calibração Obtida para o Extensômetro 2 com Fundo de Escala na Faixa de 2 a -4 Milímetros

c. Construção de um cilindro de pressão de controle hidráulico

A Figura B.5 ilustra o cilindro de pressão, também construído na Oficina Mecânica do Campus da USP-São Carlos-SP. Na sua base existem dois orifícios, sendo um deles utilizado para a passagem do fluido (silicone) em ambos os sentidos, ou seja, do cilindro para a câmara e da câmara para o cilindro. Esta

movimentação do fluido nos dois sentidos deve-se às características do atuador de pressão de controle hidráulico que se acopla no cilindro (atuador MTS modelo nº 243.40, série nº 0181063), que dispõe de condições para realizar esforços de compressão até 496 KN e de tração até 291 KN. O outro orifício é utilizado para a fixação do transdutor de pressão necessário para controlar a pressão confinante no interior da câmara triaxial. As dimensões do cilindro foram estabelecidas em função do volume da câmara triaxial acrescido de uma folga de, aproximadamente, 50% e, também, do curso do atuador de pressão e são as seguintes: altura igual a 30 cm e diâmetro interno igual a 23 cm. As características de projeto do cilindro de pressão estão contidas na Figura B.6.

FIGURA B.5: Cilindro de Pressão Construído na Oficina Mecânica do Campus da USP-São Carlos - SP

FIGURA B.6 : Características de Projeto do Cilindro de Pressão

d. Calibração do transdutor de pressão para controle da pressão confinante no interior da câmara triaxial

Para precisar mais a operação pretendida, antes de iniciar a calibração efetiva do transdutor de pressão de 1.000 kPa (modelo TPT-10, série 854 da Transdutech, com tensão de excitação de 5 volts, e resolução de 1 Volt/200 kPa), procedeu-se inicialmente a uma calibração preliminar, caracterizada por três operações de carregamento e descarregamento, com tensões de 7,5 kPa e 120 kPa, correspondentes a 5% e 80% da tensão máxima prevista para o ensaio, respectivamente. Em seguida, iniciou-se a calibração definitiva do transdutor de pressão da seguinte forma: registrou-se uma determinada pressão no atuador do tipo "Digital GDS Controller", que imediatamente foi transmitida a um dos canais eletrônicos da prensa hidráulica, através de sinais elétricos. Posteriormente, utilizando-se o dispositivo de controle de sinais elétricos referente ao canal acima citado, a pressão que inicialmente se registrou no atuador foi convertida em igual valor numérico no canal eletrônico da prensa. Este procedimento foi repetido para vários valores de pressão registrados no atuador, tanto na fase de carregamento, quanto na fase de descarregamento e a calibração só terminou quando foi possível reproduzir, no sistema, qualquer pressão registrada no atuador, dentro de um intervalo desejável, sem necessidade de ajustar os sinais elétricos novamente. O fundo de escala utilizado na calibração foi de 20%, ou seja, 200 kPa. Utilizou-se também um manômetro (modelo 12260, série 66936 da "Wykeham Farrance Engineering"), numa das saídas do atuador, para comparar as pressões que foram nele processadas. A Figura B.7 ilustra os elementos que foram utilizados para a calibração do transdutor de pressão, quais sejam: o sistema eletrônico de controle de sinais da prensa MTS, o atuador de pressão, a câmara triaxial, o manômetro e o transdutor de pressão. A Figura B.8 ilustra a curva de calibração obtida para o transdutor de pressão, considerando-se a média das leituras de carregamentos e de descarregamentos lidas no painel eletrônico da prensa.

A Figura B.9 refere-se a um croqui de ilustração da montagem dos equipamentos utilizados para a realização do ensaio triaxial cíclico.

FIGURA B.7: Elementos Utilizados para a Calibração do Transdutor de Pressão: Atuador de Pressão, Painel de Controle de Sinais da Prensa MTS, Câmara Triaxial e Manômetro

FIGURA B.8: Curva de Calibração do Transdutor de Pressão

FIGURA B.9: Croqui de Ilustração da Montagem dos Equipamentos Utilizados para a Realização do Ensaio Triaxial Cíclico

ANEXO C

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO: CARACTERIZAÇÃO PARA IDENTIFICAÇÃO DOS SOLOS PELO MÉTODO MCT, COMPACTAÇÃO E CBR

C.1 Considerações Iniciais

Neste anexo encontram-se os resultados obtidos dos ensaios de caracterização para a identificação de dois solos pelo Método MCT, quais sejam: compactação Mini-MCV e perda de massa por imersão. Encontram-se, também, neste anexo, os resultados dos ensaios de compactação, CBR e expansão desses mesmos solos, nas energias normal e intermediária.

C.2 Resultados dos Ensaio para a Identificação do Solo da Jazida 1 pelo Método MCT

A Tabela C.1 contém os resultados dos ensaios para a identificação do solo da jazida 1, segundo o Método MCT. A Figura C.1 ilustra as curvas de deformabilidade, perda de massa por imersão e teor de umidade e a Figura C.2 contém as curvas de compactação Mini-MCV correspondentes aos resultados contidos na tabela acima citada. Utilizando-se a Figura C.1 obtêm-se dois parâmetros necessários à classificação do solo em estudo pelo método MCT, quais sejam: c' e P_i' . O valor de c' é igual a 1,27 e corresponde à inclinação da curva interpolada de deformabilidade, entre os trechos retos das curvas mais próximas, que passa pelo ponto de Mini-MCV igual a 10. O valor de P_i' é igual a 97%, estando o mesmo associado ao valor da perda de massa por imersão para um Mini-MCV igual a 15. O outro parâmetro d' , necessário à classificação do solo pelo Método MCT, é obtido da Figura C.2. O seu valor é igual a 114 e corresponde à inclinação do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes, multiplicada por 10^3 . Utilizando-se a Equação C.1 com os valores de P_i' e d' já definidos, encontra-se e' igual a 1,04. Agora, entrando-se na Figura C.3 com os valores de c' e e' conhecidos, a classificação do solo, segundo o Método MCT, é LA'.

$$e' = \left(\frac{Pi'}{100} + \frac{20}{d'} \right)^{1/3} \quad (C.1)$$

onde:

e' = parâmetro de classificação do solo - Método MCT;

Pi' = perda de massa por imersão (%);

d' = inclinação, multiplicada por 10^3 , do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes.

A Figura C.3 ilustra o gráfico para a classificação de solos pelo método MCT.

C.3 Resultados dos Ensaios para a Identificação do Solo da Jazida 2 pelo Método MCT

A Tabela C.2 contém os resultados dos ensaios para a identificação do solo da jazida 2, pelo o Método MCT. A Figura C.4 ilustra as curvas de deformabilidade, perda de massa por imersão e teor de umidade e a Figura C.5 contém as curvas de compactação Mini-MCV correspondentes aos resultados contidos na tabela supra citada. Utilizando-se a Figura C.4 e a Figura C.5 por um procedimento semelhante ao apresentado para o solo da jazida 1, obtêm-se os parâmetros necessários à classificação do solo da jazida 2 pelo método MCT, quais sejam: $c' = 1,9$, $Pi' = 0,0$ e $d' = 118$. Utilizando-se novamente a Equação C.1 com os valores de Pi' e d' já definidos, encontra-se e' igual a 0,55. Agora, entrando-se na Figura C.3 com os valores de c' e e' conhecidos, a classificação do solo, segundo o Método MCT, é LG'.

TABELA C.1: Ensaios de Compactação Tipo Mini MCV - Solo da Jazida 1

Características Gerais	Solo Procedência: Rodovia SCA 040 - Solo da Jazida 1								
Corpo-de-prova	1			2			3		
Cilindro Nº	02			15			18		
Massa do solo úmido (g)	200			200			200		
Número de golpes (n)	h_n (mm)	$h_n - h_{4n}$ (mm)	γ_d (g/cm ³)	h_n (mm)	$h_n - h_{4n}$ (mm)	γ_d (g/cm ³)	h_n (mm)	$h_n - h_{4n}$ (mm)	γ_d (g/cm ³)
1	53,70	5,71	1,549	53,44	6,36	1,675	57,79	10,60	1,568
2	49,00	1,10	1,805	48,88	2,19	1,831	51,54	6,26	1,758
3	48,34		1,830	47,35	0,66	1,890	48,90	3,94	1,853
4	47,99		1,843	47,08		1,901	47,19	2,39	1,920
6	47,90		1,846	46,69		1,917	45,92	1,32	1,973
8				46,70		1,917	45,28		2,001
12							44,96		2,015
16							44,80		2,022
24							44,60		2,031
Umidade (%)	15,38			14,25			12,86		
Massa extrudada (g) $Me = A \times \gamma_d$	36,19			37,49			39,73		
Massa despreendida : Md (g)	71,51			53,95			53,21		
Fator de correção (F)	1,00			1,00			1,00		
Perda de massa (%) $p = 100 \times Md / Me$	197,60			143,89			133,91		

TABELA C.1: Continuação

Características Gerais	Solo Procedência: Rodovia SCA 040 - Solo da Jazida 1								
Corpo-de-prova	4			5			6		
Cilindro N ^o	43			58			60		
Massa do solo úmido (g)	200			200			200		
Número de golpes (n)	h_n (mm)	$h_n - h_{4n}$ (mm)	γ_d (g/cm ³)	h_n (mm)	$h_n - h_{4n}$ (mm)	γ_d (g/cm ³)	h_n (mm)	$h_n - h_{4n}$ (mm)	γ_d (g/cm ³)
1	60,56	11,70	1,516	63,24	11,74	1,469	70,22	12,94	1,341
2	53,92	8,74	1,703	57,19	10,21	1,625	63,25	11,15	1,489
3	51,00	6,10	1,800	53,83	8,75	1,726	59,61	10,06	1,580
4	48,86	4,07	1,879	51,50	7,45	1,804	57,28	9,50	1,644
6	46,42	1,81	1,978	48,69	4,79	1,908	54,06	8,45	1,742
8	45,18		2,032	46,98	3,08	1,978	52,10	7,60	1,808
12	44,90		2,045	45,08	1,18	2,061	49,55	6,32	1,901
16	44,79		2,050	44,05		2,109	47,78	5,09	1,971
24	44,61		2,058	43,90		2,117	45,61	3,15	2,065
32	44,32		2,072	43,92		2,117	44,50	2,04	2,117
48	44,00		2,087				43,23	0,77	2,179
64	43,85		2,094				42,69		2,207
96							42,46		2,218
128							42,46		2,218
Umidade (%)	11,35			10,04			8,55		
Massa extrudada (g) $Me = A \times \gamma_d$	40,96			41,40			43,39		
Massa desprendida : Md (g)	51,89			47,14			31,70		
Fator de correção (F)	1,00			1,00			1,00		
Perda de massa (%) $p = 100 \times Md / Me$	126,68			113,86			73,05

FIGURA C.1: Curvas de Deformabilidade, Perda de Massa por Imersão e Teor de Umidade - Solo da Jazida 1

FIGURA C.2: Curvas de Compactação Mini-MCV - Solo da Jazida 1

**FIGURA C.3: Gráfico para a Classificação de Solos pelo Método MCT
(COZZOLINO e NOGAMI, 1993)**

TABELA C.2: Ensaios de Compactação Tipo Mini-MCV - Solo da Jazida 2

Características Gerais	Solo Procedência: Rodovia SCA 040 - Solo da Jazida 2								
Corpo-de-prova	1			2			3		
Cilindro Nº	03			15			16		
Massa do solo úmido (g)	200			200			200		
Número de golpes (n)	h_n (mm)	$h_n - h_{4n}$ (mm)	γ_d (g/cm ³)	h_n (mm)	$h_n - h_{4n}$ (mm)	γ_d (g/cm ³)	h_n (mm)	$h_n - h_{4n}$ (mm)	γ_d (g/cm ³)
1	58,09	6,45	1,421	61,20	10,76	1,368	64,18	13,55	1,320
2	52,80	1,80	1,563	53,95	4,41	1,552	56,70	7,25	1,494
3	51,83		1,592	51,40	2,13	1,629	52,72	3,58	1,607
4	51,64		1,598	50,44	1,17	1,660	50,63	1,50	1,673
6	51,24		1,611	49,87		1,679	49,75		1,702
8	51,00		1,618	59,54		1,691	49,45		1,713
12				49,27		1,700	49,14		1,724
16									
24									
32									
48									
64									
96									
128									
Umidade (%)	23,64			21,84			20,48		
Massa extrudada (g) $Me = A \times \gamma_d$	31,71			33,32			33,79		
Massa despreendida: Md (g)	52,42			37,61			37,58		
Fator de correção (F)	1,00			1,00			1,00		
Perda de massa (%) $p = 100 \times Md / Me$	165,30			112,88			111,22		

TABELA C.2: Continuação

Características Gerais	Solo Procedência: Rodovia SCA - 040 - Solo da Jazida 2											
Corpo-de-prova	4			5			6			7		
Cilindro Nº	20			35			36			60		
Massa do solo úmido (g)	200			200			200			200		
Número de golpes (n)	h_n (mm)	$h_n - h_{4n}$ (mm)	γ_d (g/cm ³)	h_n (mm)	$h_n - h_{4n}$ (mm)	γ_d (g/cm ³)	h_n (mm)	$h_n - 4n$ (mm)	γ_d (g/cm ³)	h_n (mm)	$h_n - 4n$ (mm)	γ_d (g/cm ³)
1	67,00	14,52	1,281	70,73	14,40	1,230	-	-	-	-	-	-
2	59,02	10,27	1,455	62,83	12,13	1,385	66,92	13,01	1,317	73,00	10,38	1,228
3	55,07	6,58	1,559	59,00	10,71	1,474	63,00	12,40	1,399	70,20	11,07	1,277
4	52,48	4,21	1,636	56,33	8,01	1,544	60,24	11,70	1,463	68,11	11,31	1,316
6	49,61	1,84	1,731	52,89	4,57	1,645	56,45	9,65	1,561	64,90	11,28	1,381
8	48,75		1,761	50,70	3,38	1,716	53,91	7,12	1,635	62,62	10,99	1,431
12	48,49		1,771	48,29	-0,03	1,801	50,60	3,81	1,742	59,13	9,81	1,516
16	48,27		1,779	48,32		1,800	48,54	1,75	1,816	56,80	8,85	1,578
24	47,77		1,797				46,80		1,883	53,62	7,16	1,671
32							46,79		1,883	51,63	6,03	1,736
48										49,32	4,20	1,817
64										47,95	2,91	1,869
96										46,46	1,42	1,929
128										45,60		1,965
192										45,12		1,986
256										45,04		1,990
Umidade (%)	18,85			17,30			15,79			13,87		
Massa extrudada (Me) (g)	35,22			35,28			36,91			39,00		
Massa desprendida (Md) (g)	35,63			30,12			0,01			0,00		
Fator de correção (F)	1,00			1,00			1,00			1,00		
Perda de massa (%) $p = 100 \times Md / Me$	101,16			85,37			0,03			0,00

FIGURA C.4: Curvas de Deformabilidade, Perda de Massa por Imersão e Teor de Umidade - Solo da jazida 2

FIGURA C.5: Curvas de Compactação Mini - MCV - Solo da Jazida 2

C.4 Resultados dos Ensaio de Compactação e CBR - Solo da Jazida 1

Na Tabela C.3 encontram-se os resultados obtidos dos ensaios de compactação, CBR e expansão correspondentes à energia normal, para o solo da jazida 1. A Tabela C.4 contém os resultados obtidos dos ensaios de compactação, CBR e expansão correspondentes à energia intermediária, para o solo acima citado.

TABELA C.3: Resultados dos Ensaio de Compactação, CBR e Expansão - Energia Normal - Solo da Jazida 1

Solo - Jazida 1			
Teor de Umidade (%)	Peso Específico Aparente Seco (g/cm ³)	CBR (%)	Expansão (%)
7,16	1,607	2,4	0,11
8,70	1,760	29	0,08
10,46	1,935	41	0,07
12,43	1,914	8,3	0,04
14,42	1,821	2,9	0,01
Teor de umidade ótima (%)	Peso Específico Aparente Seco Máximo (g/cm ³)	CBR _{max.} (%)	Teor de umidade correspondente ao CBR _{max.} (%)
11,10	1,970	48	9,80

TABELA C.4: Resultados dos Ensaio de Compactação, CBR e Expansão - Energia Intermediária - Solo da Jazida 1

Solo - Jazida 1			
Teor de Umidade (%)	Peso Específico Aparente Seco (g/cm ³)	CBR (%)	Expansão (%)
7,38	1,750	6	0,22
8,27	1,830	41	0,15
9,13	1,930	75	0,09
10,46	2,005	45	0,03
12,52	1,930	7	0,01
Teor de umidade ótima (%)	Peso Específico Aparente Seco Máximo (g/cm ³)	CBR _{max.} (%)	Teor de umidade correspondente ao CBR _{max.} (%)
10,10	2.020	75	9,25

C.5 Resultados dos Ensaio de Compactação e CBR - Solo da Jazida 2

Na Tabela C.5 encontram-se os resultados obtidos dos ensaios de compactação, CBR e expansão correspondentes à energia normal, para o solo da jazida 2. A Tabela C.6 contém os resultados obtidos dos ensaios de compactação, CBR e expansão correspondentes à energia intermediária, para o solo anteriormente citado.

TABELA C.5: Resultados dos Ensaio de Compactação, CBR e Expansão - Energia Normal - Solo da Jazida 2

Solo - Jazida 2			
Teor de Umidade (%)	Peso Específico Aparente Seco (g/cm^3)	CBR (%)	Expansão (%)
13,67	1,443	3,7	0,49
14,85	1,540	22	0,16
16,14	1,653	24	0,08
18,31	1,631	15	0,08
19,69	1,543	5,9	0,08
Teor de umidade ótima (%)	Peso Específico Aparente Seco Máximo (g/cm^3)	CBR _{max.} (%)	Teor de umidade correspondente ao CBR _{max.} (%)
17,00	1,710	27	15,50

TABELA C.6: Resultados dos Ensaio de Compactação, CBR e Expansão - Energia Intermediária - Solo da Jazida 2

Solo - Jazida 2			
Teor de Umidade (%)	Peso Específico Aparente Seco (g/cm^3)	CBR (%)	Expansão (%)
14,16	1,613	12	0,25
15,45	1,712	40	0,02
17,14	1,766	26	0,02
18,40	1,715	11	0,02
19,93	1,683	5	0,02
Teor de umidade ótima (%)	Peso Específico Aparente Seco Máximo (g/cm^3)	CBR _{max.} (%)	Teor de umidade correspondente ao CBR _{max.} (%)
16,40	1,785	43	15,70

As curvas de compactação apresentadas no Capítulo 4 (Figuras 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7) foram obtidas através dos resultados contidos nas Tabelas C.3, C.4, C.5 e C.6. Os dados apresentados nas Tabelas C.7 e C.8 foram extraídos das figuras anteriormente citadas para os seguintes teores de umidade: ótimo, abaixo do ótimo, onde o valor do CBR é máximo e 2% acima do ótimo.

TABELA C.7: Peso Específico Aparente Seco, Grau de Compactação e Grau de Saturação nas Umidades: Ótima, Abaixo da Ótima Correspondente ao $CBR_{máx}$ e Ótima +2%, para as Energias Normal e Intermediária, Respectivamente - Solo da Jazida 1

Energia de Compactação	Solo da Jazida 1			
	Teor de Umidade (%)	Peso Específico Aparente Seco (g/cm^3)	Grau de Compactação (%)	Grau de Saturação (%)
Normal	11,10	1,970	100,00	82,45
	9,80	1,875	95,18	61,12
	13,10	1,880	95,43	82,43
Intermediária	10,10	2,020	100,00	82,75
	9,25	1,935	95,79	64,32
	12,10	1,950	96,53	86,54

TABELA C.8: Peso Específico Aparente Seco, Grau de Compactação e Grau de Saturação nas Umidades: Ótima, Abaixo da Ótima Correspondente ao $CBR_{máx}$ e Ótima +2%, para as Energias Normal e Intermediária, Respectivamente - Solo da Jazida 2

Energia de Compactação	Solo da Jazida 2			
	Teor de Umidade (%)	Peso Específico Aparente Seco (g/cm^3)	Grau de Compactação (%)	Grau de Saturação (%)
Normal	17,00	1,710	100,00	79,85
	15,50	1,600	93,57	61,23
	19,00	1,590	92,98	73,92
Intermediária	16,40	1,785	100,00	87,08
	15,70	1,725	96,64	75,54
	18,40	1,725	96,64	88,54

ANEXO D

PROGRAMA DE COMPUTADOR EM LINGUAGEM TURBO PASCAL PARA DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO FLEXÍVEL E CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES DE SUAS CAMADAS

D.1 Considerações Iniciais

Neste anexo apresenta-se um programa de computador, em linguagem Turbo Pascal, que possibilita dimensionar um pavimento flexível através de três métodos de dimensionamento, quais sejam: Método do DNER-1981, Método do DER-SP-1982 e Método da AASHTO - 1986. Após Dimensionar o Pavimento ou considerando-se um pavimento flexível com uma estrutura previamente definida, o Programa possibilita também calcular as deformações permanentes de cada camada, estimando a contribuição de cada uma delas na formação das trilhas-de-roda na superfície do pavimento. Além do programa, são ainda apresentados os resultados por ele fornecidos, tendo em vista as alternativas de estudo elaboradas no item 7.8 do Capítulo 7.

D.2 Listagem do Programa em Liguagem Turbo Pascal

```
program pavimento(input,output);  
uses crt,printer;
```

```
type  
  str=string[70];  
  valor=real;  
  vai=byte;  
  vetor=array[1..20] of real;  
  matriz=array[1..20,1..20] of real;
```

```
var  
  esp,n,s,r,cs,eb,kb,a,b,nc,dp,nsi,nsf,x1,x2,x3,x4,sn,lado1,lado2,em,aftr,  
  soma1,soma2,soma3,uz,aftrcal,troca:valor;  
  cbr,cbr1,h,hh,kh,d,mr,sn1,aa,m,dd,epp,porc:vetor;  
  hhh,ep,cbr, sigma1,sigma2,sigma3,teta:matriz;  
  n1,n2,i,j,k,l,teste,tipo,tipo1,ss:val;
```

```

coefest, revestimento, coefest1, energia, modelo, estudo, estud1, noarqs: str;
arqs: text;
procedure fase7;
{subrotina para a determinacao das espessuras das camadas do pavimento pelo}
{metodo de dimensionamento da AASHTO-1986}
begin
dd[1]:=sn1[1]/aa[1];
if dd[1] < d[1] then begin
dd[1]:=d[1];
end
else;
dd[2]:=(sn1[2]-sn1[1])/aa[2];
if dd[2] < d[2] then begin
dd[2]:=d[2];
sn1[2]:=aa[1]*dd[1]+aa[2]*dd[2];
end
else;
dd[3]:=(sn1[3]-sn1[2])/aa[3];
end;

procedure fase6;
{subrotina para calculo dos coeficientes estruturais das camadas}
{granulares pelo modulo resiliente}
begin
aa[2]:=(0.249*ln(mr[2])/ln(10))-0.977;
aa[3]:=(0.227*ln(mr[3])/ln(10))-0.839;
end;

procedure fase61;
{subrotina para calculo dos coeficientes estruturais das camadas}
{granulares pelo CBR}
begin
aa[2]:=0.019707*exp(0.4420084*ln(cbr[2]));
aa[3]:=0.037352*exp(0.3010591*ln(cbr[3]));
end;

procedure fase5;
{SUBROTINA PARA CALCULO DO NUMERO ESTRUTURAL DAS CAMADA EXCETO A
DO REVEST.}
begin
for i:= 2 to (n1+1) do
begin
j:=i-1;
sn:=1.0;
lado1:=x1;
lado2:=x4/(0.40+1094/(exp(5.19*ln(sn+1))))-0.20+
x2-8.07+(2.32*ln(mr[i])/ln(10))+(9.36*ln(sn+1)/ln(10));
if (lado1-lado2) > 0.0 then begin
repeat
sn:=sn+0.05;
lado1:=x1;
lado2:=x4/(0.40+1094/(exp(5.19*ln(sn+1))))-0.20+
x2-8.07+(2.32*ln(mr[i])/ln(10))+(9.36*ln(sn+1)/ln(10));
until((lado1-lado2) <= 0.0001);
end
else if (lado2-lado1) > 0.0 then begin
repeat
sn:=sn+0.05;
lado1:=x1;
lado2:=x4/(0.40+1094/(exp(5.19*ln(sn+1))))-0.20+
x2-8.07+(2.32*ln(mr[i])/ln(10))+(9.36*ln(sn+1)/ln(10));
until((lado2-lado1) <= 0.0001);
end;
end;
end;

```

```

    sn1[j]:=sn;
  end;
end;

procedure fase41;
{espessuras das camadas do pavimento com "binder" no revestimento-DER-1982}
begin
  if cbr[n1-1] < 40 then begin
    s:=0;
    for j:= 1 to (n1-1) do
      begin
        i:=n1-j;
        k:=j+1;
        if j = 1 then begin
          hh[k]:=(h[i]-((hh[j]*kh[j]))+(eb*kb))-s)/(kh[k]);
          if hh[k] <= 10 then begin
            hh[k]:=10.00
          end
          else;
          s:=s+hh[j]*kh[j]+eb*kb;
        end
        else begin
          hh[k]:=(h[i]-((hh[j]*kh[j]))-s)/(kh[k]);
          if hh[k] <= 10 then begin
            hh[k]:=10.00
          end
          else;
          s:=s+hh[j]*kh[j];
        end;
      end;
    end
    else if n >= 50000000 then begin
      s:=0;
      for j:= 1 to (n1-1) do
        begin
          i:=n1-j;
          k:=j+1;
          if k = 2 then begin
            hh[k]:=(1.2*h[i]-((hh[j]*kh[j]))+(eb*kb))-s)/(kh[k]);
            if hh[k] <= 10 then begin
              hh[k]:=10.00
            end
            else;
            s:=s+hh[j]*kh[j];
          end
          else begin
            hh[k]:=(h[i]-((hh[j]*kh[j]))-s)/(kh[k]);
            if hh[k] <= 10 then begin
              hh[k]:=10.00
            end
            else;
            s:=s+hh[j]*kh[j];
          end;
        end;
      end
    else if n <= 5000000 then begin
      s:=0;
      for j:= 1 to (n1-1) do
        begin
          i:=n1-j;
          k:=j+1;
          if k = 2 then begin
            hh[k]:=(0.8*h[i]-((hh[j]*kh[j]))+(eb*kb))-s)/(kh[k]);

```



```

    if hh[k] <= 10 then begin
        hh[k]:=10.00
    end
    else;
    s:=s+hh[j]*kh[j];
end
else begin
    hh[k]:=(h[i]-(hh[j]*kh[j])-s)/(kh[k]);
    if hh[k] <= 10 then begin
        hh[k]:=10.00
    end
    else;
    s:=s+hh[j]*kh[j];
end;
end;
end
else begin
    s:=0;
    for j:= 1 to (n1-1) do
    begin
        i:=n1-j;
        k:=j+1;
        if j = 1 then begin
            hh[k]:=(h[i]-(hh[j]*kh[j])+(eb*kb))-s)/(kh[k]);
            if hh[k] <= 10 then begin
                hh[k]:=10.00
            end
            else;
            s:=s+hh[j]*kh[j]+eb*kb;
        end
        else begin
            hh[k]:=(h[i]-(hh[j]*kh[j])-s)/(kh[k]);
            if hh[k] <= 10 then begin
                hh[k]:=10.00
            end
            else;
            s:=s+hh[j]*kh[j];
        end;
    end;
end;
end;

procedure fase4;
{calculo das espessuras das camadas do pavimento pelo metodo do DNER-1981}
begin
    if cbr[n1-1] < 40 then begin
        s:=0;
        for j:= 1 to (n1-1) do
        begin
            i:=n1-j;
            k:=j+1;
            hh[k]:=(h[i]-(hh[j]*kh[j])-s)/(kh[k]);
            if hh[k] <= 10 then begin
                hh[k]:=10.00
            end
            else;
            s:=s+hh[j]*kh[j];
        end;
    end
    else if n > 10000000 then begin
        s:=0;
        for j:= 1 to (n1-1) do
        begin

```

```

i:=n1-j;
k:=j+1;
if k = 2 then begin
hh[k]:=(1.2*h[i]-(hh[j]*kh[j])-s)/(kh[k]);
if hh[k] <= 10 then begin
  hh[k]:=10.00
end
else;
s:=s+hh[j]*kh[j];
end
else begin
hh[k]:=(h[i]-(hh[j]*kh[j])-s)/(kh[k]);
if hh[k] <= 10 then begin
  hh[k]:=10.00
end
else;
s:=s+hh[j]*kh[j];
end;
end;
end
else if n <= 1000000 then begin
s:=0;
for j:= 1 to (n1-1) do
begin
i:=n1-j;
k:=j+1;
if k = 2 then begin
hh[k]:=(0.8*h[i]-(hh[j]*kh[j])-s)/(kh[k]);
if hh[k] <= 10 then begin
  hh[k]:=10.00
end
else;
s:=s+hh[j]*kh[j];
end
else begin
hh[k]:=(h[i]-(hh[j]*kh[j])-s)/(kh[k]);
if hh[k] <= 10 then begin
  hh[k]:=10.00
end
else;
s:=s+hh[j]*kh[j];
end;
end;
end
else begin
s:=0;
for j:= 1 to (n1-1) do
begin
i:=n1-j;
k:=j+1;
hh[k]:=(h[i]-(hh[j]*kh[j])-s)/(kh[k]);
if hh[k] <= 10 then begin
  hh[k]:=10.00
end
else;
s:=s+hh[j]*kh[j];
end;
end;
end;
end;

procedure fase3;
{coeficientes estruturais das camadas do pavimento-Metodo: DNER-1981}
begin

```

```

if coefest = 'granular' then begin
kh[l]:=1.0;
end
else;
if coefest = 'mistura betuminosa' then begin
j:=ss+1;
gotoxy(1,(j+4));
writeln('COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA ESTRUTURAL DA MISTURA BETUMINOSA:');
gotoxy(62,(j+4));
readln(kh[l]);
ss:=ss+1;
end
else;
if coefest = 'solo-cimento' then begin
if rcs > 45 then begin
kh[l]:=1.7;
end
else if rcs >= 28 then begin
kh[l]:=1.4;
end
else if rcs >= 21 then begin
kh[l]:=1.2;
end
else;
end;
if coefest = 'solo-cal' then begin
kh[l]:=1.2;
end
else;
end;

procedure fase31;
{coeficientes estruturais das camadas do pavimento -Metodo: DER-SP-1982}
begin
if coefest = 'brita graduada' then begin
kh[l]:=1.1;
end
else;
if coefest = 'macadame hidraulico' then begin
kh[l]:=1.1;
end
else;
if coefest = 'mistura betuminosa' then begin
j:=ss+1;
gotoxy(1,(j+6));
writeln('COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA ESTRUTURAL DA MISTURA BETUMINOSA:');
gotoxy(62,(j+6));
readln(kh[l]);
ss:=ss+1;
end
else;
if coefest = 'solo-cimento' then begin
if rcs > 45 then begin
kh[l]:=1.7;
end
else if rcs >= 28 then begin
kh[l]:=1.4;
end
else if rcs >= 21 then begin
kh[l]:=1.2;
end
else begin
kh[l]:=1.0;
end
end
end

```



```

end
end
else;
if coefest = 'solo-cal' then begin
kh[l]:=1.2;
end
else;
if coefest = 'solo arenoso fino lateritico' then begin
kh[l]:=1.0;
end
else;
if coefest = 'granular' then begin
j:=(n1+2)-l;
if cbr[j] >= (3*cbr[1]) then begin
kh[l]:=1.0;
end
else begin
a:=ln(cbr[j]/(3*cbr[1]));
b:=(1/3)*a;
kh[l]:=exp(b);
end
end
else;
end;

```

```

procedure fase2;
{subrotina para definicao da espessura do revestimento-Metodo DNER-1981}
begin
if n > (5*10000000) then begin
hh[1]:=12.5;
kh[1]:=2.0;
end
else if n > 10000000 then begin
hh[1]:=10.0;
kh[1]:=2.0;
end
else if n >= (5*1000000) then begin
hh[1]:=7.5;
kh[1]:=2.0;
end
else if n > 1000000 then begin
hh[1]:=5.0;
kh[1]:=1.4;
end
else begin
hh[1]:=0.005;
kh[1]:=1.2;
end;
end;

```

```

procedure fase21;
{subrotina para definicao da espessura do revestimento-Metodo: DER-SP-1982}
begin
if n > (5*10000000) then begin
hh[1]:=5.0;
kh[1]:=2.0;
eb:=5.0;
kb:=1.7;
end
else if n > 10000000 then begin
hh[1]:=3.0;
kh[1]:=2.0;
eb:=4.0;

```

```

kb:=1.7;
end
else if n >= (5*1000000) then begin
hh[1]:=5.0;
kh[1]:=2.0;
eb:=0.0;
kb:=1.7;
end
else begin
hh[1]:=1.5;
kh[1]:=1.2;
eb:=0.0;
kb:=1.7;
end;
end;
end;

```

```

procedure fase22;
{ESPESSURAS MINIMAS REQUERIDAS PARA O REVESTIMENTO E CAMADA DE
BASE PELO METODO DA AASHTO - 1986}
begin
if n > 7000000 then begin
d[1]:=4.0;
d[2]:=6.0;
end
else if n > 2000000 then begin
d[1]:=3.5;
d[2]:=6.0;
end
else if n > 500000 then begin
d[1]:=3.0;
d[2]:=6.0;
end
else if n > 150000 then begin
d[1]:=2.5;
d[2]:=4.0;
end
else if n > 50000 then begin
d[1]:=2.0;
d[2]:=4.0;
end
else begin
d[1]:=1.0;
d[2]:=4.0;
end;
end;
end;

```

```

procedure fase1;
begin
for i:=1 to (n1-1) do
begin
{CALCULA A ESPESSURA TOTAL, ACIMA DA CAMADA EM ESTUDO, EM TERMOS}
{DE MATERIAL EQUIVALENTE}
if cbr[i] >= 20.0 then begin
esp:=2.33*(ln(n)/ln(10))+11.0;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 19.0 then begin
esp:=2.6*(ln(n)/ln(10))+10.6;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 18.0 then begin
esp:=3.0333*(ln(n)/ln(10))+9.7;
h[i]:=esp;

```

```

end
else if cbr[i] = 17.0 then begin
esp:=3.3*(ln(n)/ln(10))+9.3;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 16.0 then begin
esp:=3.4*(ln(n)/ln(10))+9.4;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 15.0 then begin
esp:=3.5*(ln(n)/ln(10))+9.5;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 14.0 then begin
esp:=3.66667*(ln(n)/ln(10))+10;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 13.0 then begin
esp:=3.8333*(ln(n)/ln(10))+10.5;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 12.0 then begin
esp:=4.33*(ln(n)/ln(10))+9.0;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 11.0 then begin
esp:=4.5833*(ln(n)/ln(10))+10.25;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 10.0 then begin
esp:=5.0*(ln(n)/ln(10))+10.0;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 9.0 then begin
esp:=5.5*(ln(n)/ln(10))+10.5;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 8.0 then begin
esp:=5.67*(ln(n)/ln(10))+11.0;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 7.0 then begin
esp:=6.5*(ln(n)/ln(10))+10.5;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 6.0 then begin
esp:=6.83*(ln(n)/ln(10))+11.5;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 5.0 then begin
esp:=7.83*(ln(n)/ln(10))+11.5;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 4.0 then begin
esp:=8.75*(ln(n)/ln(10))+13.25;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 3.0 then begin
esp:=10.5*(ln(n)/ln(10))+13.5;
h[i]:=esp;
end
else if cbr[i] = 2.0 then begin
esp:=13.0*(ln(n)/ln(10))+19.0;

```



```
    h[i]:=esp;  
    end  
    else;  
    end;  
end;
```

```
procedure cor1;  
begin  
    clrscr;  
    window(1,1,80,25);  
    textbackground(3);  
    clrscr;  
    window(5,5,72,13);  
    textbackground(9);  
    textcolor(10);  
    clrscr;  
end;
```

```
procedure cor2;  
begin  
    clrscr;  
    window(1,1,80,25);  
    textbackground(3);  
    clrscr;  
    window(5,5,67,6);  
    textbackground(9);  
    textcolor(10);  
    clrscr;  
end;
```

```
procedure cor3;  
begin  
    clrscr;  
    window(1,1,80,25);  
    textbackground(3);  
    clrscr;  
    window(5,5,70,13);  
    textbackground(9);  
    textcolor(10);  
    clrscr;  
end;
```

```
procedure cor4;  
begin  
    clrscr;  
    window(1,1,80,25);  
    textbackground(3);  
    clrscr;  
    window(3,5,70,10);  
    textbackground(9);  
    textcolor(10);  
    clrscr;  
end;
```

```
procedure cor5;  
begin  
    clrscr;  
    window(1,1,80,25);  
    textbackground(3);  
    clrscr;  
    window(3,5,77,5);  
    textbackground(9);  
    textcolor(10);
```

```
    clrscr;  
end;  
procedure cor6;  
begin  
    clrscr;  
    window(1,1,80,25);  
    textbackground(3);  
    clrscr;  
    window(5,5,73,17);  
    textbackground(9);  
    textcolor(10);  
    clrscr;  
end;
```

```
procedure cor7;  
begin  
    clrscr;  
    window(1,1,80,25);  
    textbackground(3);  
    clrscr;  
    window(5,5,67,12);  
    textbackground(9);  
    textcolor(10);  
    clrscr;  
end;
```

```
procedure cor8;  
begin  
    clrscr;  
    window(1,1,80,25);  
    textbackground(3);  
    clrscr;  
    window(1,5,67,6);  
    textbackground(9);  
    textcolor(10);  
    clrscr;  
end;
```

```
procedure cor9;  
begin  
    clrscr;  
    window(1,1,80,25);  
    textbackground(3);  
    clrscr;  
    window(5,5,72,11);  
    textbackground(9);  
    textcolor(10);  
    clrscr;  
end;
```

```
procedure cor10;  
begin  
    clrscr;  
    window(1,1,80,25);  
    textbackground(3);  
    clrscr;  
    window(5,5,70,12);  
    textbackground(9);  
    textcolor(10);  
    clrscr;  
end;
```

```
procedure cor11;
```

```

begin
  clrscr;
  window(1,1,80,25);
  textbackground(3);
  clrscr;
  window(5,5,78,9);
  textbackground(9);
  textcolor(10);
  clrscr;
end;

```

```

procedure cor12;
begin
  clrscr;
  window(1,1,80,25);
  textbackground(3);
  clrscr;
  window(5,5,72,17);
  textbackground(9);
  textcolor(10);
  clrscr;
end;

```

```

procedure cor13;
begin
  clrscr;
  window(1,1,80,25);
  textbackground(3);
  clrscr;
  window(3,3,70,11);
  textbackground(9);
  textcolor(10);
  clrscr;
end;

```

```

procedure cor14;
begin
  clrscr;
  window(1,1,80,25);
  textbackground(3);
  clrscr;
  window(3,3,56,5);
  textbackground(9);
  textcolor(10);
  clrscr;
end;

```

```

procedure entrada1;
{Entrada de Dados - Metodo DNER-1981}
begin
  cor5;
  gotoxy(1,1);
  write('NUMERO DE CAMADAS DO PAVIMENTO ACIMA DO SUBLEITO:');
  gotoxy(50,1);
  {n1:numero de camadas do pavimento acima do subleito}
  readln(n1);
  cor5;
  gotoxy(1,1);
  write('NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO DE 8,2 TON.:');
  gotoxy(51,1);
  readln(n);
  cor6;

```



```

gotoxy(1,1);
write('INFORMAR O TIPO DE MATERIAL DAS CAMADAS DO PAVIMENTO, OU SEJA, PARA ');
gotoxy(1,2);
write('CADA CAMADA DO PAVIMENTO, EXCLUINDO AS DO REVESTIMENTO E DO SUBLEITO:');
gotoxy(1,3);
write('DIGITAR: GRANULAR OU SOLO-CIMENTO OU SOLO-CAL OU MISTURA BETUMINOSA');
ss:=0;
for l:=2 to n1 do
begin
ss:=ss+1;
gotoxy(1,(4+ss));
writeln('TIPO DE MATERIAL DA CAMADA['',l,'']:');
gotoxy(31,(4+ss));
readln(coefest);
if coefest = 'solo-cimento' then begin
j:=ss+1;
gotoxy(1,(4+j));
writeln('RESIST. COMPRESSAO SIMPLES DA CAMADA DE SOLO-CIMENTO EM kgf/cm2:');
gotoxy(65,(4+j));
readln(rcs);
ss:=ss+1;
end
else;
fase3;
end;
cor3;
gotoxy(1,1);
write('CBR DAS CAMADAS. INICIAR PELA MAIS FRACA ATE A MAIS RESISTENTE. ');
for i:=1 to n1 do
begin
gotoxy(1,(2+i));
write('CBR DA CAMADA['',i,'']:');
gotoxy(19,(2+i));
readln(cbr[i]);
end;
fase1;
fase2;
fase4;
clrscr;
writeln(arqs,'ESPESSURAS DO PAVIMENTO PELO METODO DO DNER - 1981');
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,'ESPESSURAS DAS CAMADAS(H) E SEUS COEFICIENTES ESTRUTURAIS (K)');
writeln(arqs,' ');
for i:=1 to n1 do
writeln(arqs,' H['',i,'']=','hh[i]:6:2,'cm',' K['',i,'']=','kh[i]:3:1);
end;

procedure entrada2;
{Entrada de Dados - Metodo DER-SP-1982}
begin
cor5;
gotoxy(1,1);
write('NUMERO DE CAMADAS DO PAVIMENTO ACIMA DO SUBLEITO:');
gotoxy(50,1);
readln(n1);
cor5;
gotoxy(1,1);
write('NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO DE 8,2 TON.:');
gotoxy(51,1);
readln(n);
cor3;
gotoxy(1,1);

```

```

write('CBR DAS CAMADAS. INICIAR PELA MAIS FRACA ATE A MAIS RESISTENTE. ');
for i:=1 to n1 do
begin
gotoxy(1,(i+2));
writeln('CBR DA CAMADA[' ,i ,'] : ');
gotoxy(18,(i+2));
readln(cbr[i]);
end;
fase1;
fase21;
cor12;
gotoxy(1,1);
write('TIPO DE MATERIAL DAS CAMADAS DO PAVIMENTO, OU SEJA, PARA CADA CAMADA');
gotoxy(1,2);
write('DO PAVIMENTO, MENOS AS DO REVESTIMENTO E SUBLEITO, DIGITAR: GRANULAR');
gotoxy(1,3);
write('OU SOLO-CIMENTO OU SOLO-CAL OU MISTURA BETUMINOSA OU BRITA GRADUADA');
gotoxy(1,4);
write('OU MACADAME HIDRAULICO OU SOLO ARENOSO FINO LATERITICO OU BASE');
gotoxy(1,5);
write('ESTABILIZADA GRANULOMETRICAMENTE');
ss:=0;
for l:=2 to n1 do
begin
ss:=ss+1;
gotoxy(1,(ss+6));
write('TIPO DE MATERIAL DA CAMADA[' ,l ,'] : ');
gotoxy(31,(ss+6));
readln(coefest);
if coefest = 'solo-cimento' then begin
j:=ss+1;
gotoxy(1,(6+j));
writeln('RESIST. COMPRESSAO SIMPLES DA CAMADA DE SOLO-CIMENTO EM kgf/cm2: ');
gotoxy(65,(6+j));
readln(rcs);
ss:=ss+1;
end
else;
fase31;
end;
fase41;
writeln(arqs, ' ');
writeln(arqs, 'ESPESSURAS DO PAVIMENTO PELO METODO DO DER-SP-1982');
writeln(arqs, ' ');
if eb > 0 then begin
writeln(arqs, 'ESPESSURA DA CAMADA DO BINDER: H[1-1]=', eb:5:2, 'cm');
end
else;
writeln(arqs, ' ');
hh[1]:=hh[1]+eb;
writeln(arqs, ' ');
writeln(arqs, 'ESPESSURAS DAS CAMADAS (H) E SEUS COEFICIENTES STRUTURAIIS (K)');
for i:=1 to n1 do
begin
writeln(arqs, ' H[' ,i ,'] =', hh[i]:6:2, 'cm', '      K[' ,i ,'] =', kh[i]:4:2);
end;
writeln(arqs, ' ');
writeln(arqs, ' ');
end;

procedure entrada3;
{ENTRADA DE DADOS: METODO DA AASHTO - 1986}
begin

```

```

cor5;
gotoxy(1,1);
write('NUMERO DE CAMADAS DO PAVIMENTO ACIMA DO SUBLEITO:');
gotoxy(50,1);
readln(n1);
cor5;
gotoxy(1,1);
write('NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO DE 8,2 TON:');
gotoxy(50,1);
readln(n);
cor5;
gotoxy(1,1);
write('NIVEL DE CONFIANCA ASSOCIADO A CLASSIFICACAO FUNCIONAL DA VIA:');
gotoxy(63,1);
readln(nc);
cor5;
gotoxy(1,1);
write('DESVIO-PADRAO PARA CALCULO DO GRAU DE CERTEZA:');
gotoxy(47,1);
readln(dp);
fase22;
cor7;
gotoxy(1,1);
write('MOD. RESILIENTE DAS CAMADAS, DESDE O REVESTIMENTO AO SUBLEITO');
for i:= 1 to (n1+1) do
begin
j:=i+2;
gotoxy(1,j);
writeln('MODULO RESILIENTE EM PSI DA CAMADA['.i.']:');
gotoxy(39,j);
readln(mrf[i]);
end;
cor5;
gotoxy(1,1);
write('NIVEL DE SERVIENTIA INICIAL:');
gotoxy(28,1);
readln(nsi);
cor5;
gotoxy(1,1);
write('NIVEL DE SERVIENTIA FINAL:');
gotoxy(26,1);
readln(nsf);
x1:=ln(n)/ln(10);
x2:=nc*dp;
x3:=(nsi-nsf)/2.7;
x4:=ln(x3)/ln(10);
fase5;
cor7;
gotoxy(1,1);
write('CBR DAS CAMADAS DO PAVIMENTO INICIANDO PELA BASE ATE O SUBLEITO');
for i:=2 to (n1+1) do
begin
gotoxy(1,(i+1));
write('CBR DA CAMADA['.i.']=');
gotoxy(18,(i+1));
readln(cbr[i]);
end;
cor9;
gotoxy(1,1);
write('DIGITAR O TIPO DE MATERIAL DA CAMADA DE BASE, OU SEJA: GRANULAR OU');
gotoxy(1,2);
write('SOLO-CIMENTO OU BASE TRATADA COM BETUME:');
gotoxy(41,2);

```



```

readln(coefest);
if coefest = 'granular' then begin
writeln('OS COEFICIENTES ESTRUTURAIS DAS CAMADAS DA BASE E DA SUB-BASE');
writeln('SERAO OBTIDOS PELO CBR OU PELO MODULO RESILIENTE ?');
gotoxy(46,4);
readln(coefest1);
if coefest1 = 'modulo resiliente' then begin
fase6;
gotoxy(1,5);
write('FORNECER O MULTIPLICADOR DO COEFICIENTE ESTRUTURAL DA BASE DEVIDO AS');
gotoxy(1,6);
write('CONDICOES DE DRENAGEM DO PAVIMENTO:');
gotoxy(36,6);
readln(m[2]);
aa[2]:=m[2]*aa[2];
end
else begin
fase61;
gotoxy(1,5);
write('FORNECER O MULTIPLICADOR DO COEFICIENTE ESTRUTURAL DA BASE DEVIDO AS');
gotoxy(1,6);
write('CONDICOES DE DRENAGEM DO PAVIMENTO:');
gotoxy(36,6);
readln(m[2]);
aa[2]:=m[2]*aa[2];
end;
end;
if coefest = 'solo-cimento' then begin
writeln('RESISTENCIA A COMPRESSAO SIMPLES DO SOLO-CIMENTO EM PSI:');
gotoxy(57,3);
readln(rcs);
aa[2]:=0.01235*exp(0.4302239*ln(rcs));
aa[3]:=0.04576*exp(0.2496488*ln(cbr[3]));
end;
if coefest = 'base tratada com betume' then begin
writeln('ESTABILIDADE MARSHALL DA MISTURA BETUMINOSA EM LIBRAS:');
gotoxy(55,3);
readln(em);
aa[2]:=0.01472*exp(0.4017171*ln(em));
aa[3]:=0.04576*exp(0.2496488*ln(cbr[3]));
end;
aa[1]:=0.000360*exp(0.5476139*ln(mr[1]));
cor5;
gotoxy(1,1);
write('A SUB-BASE E GRANULAR, SIM OU NAO ?');
gotoxy(37,1);
readln(coefest1);
if coefest1 = 'sim' then begin
cor8;
gotoxy(1,1);
write('FORNECER O MULTIPLICADOR DO COEFICIENTE ESTRUTURAL DA SUB-BASE');
gotoxy(1,2);
write('DEVIDO AS CONDICOES DE DRENAGEM DO PAVIMENTO:');
gotoxy(46,2);
readln(m[3]);
aa[3]:=m[3]*aa[3];
end
else;
fase7;
writeln(arqs,'ESPESSURAS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO - METODO DA AASHTO-1986');
writeln(arqs,' ');
for i:=1 to n1 do
begin

```

```

hh[i]:=2.54*dd[i];
writeln(arqs,'ESPESSURA DA CAMADA['i,']=',hh[i]:7:2,' cm');
end;
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,' ');
  writeln(arqs,'NUMERO ESTRUTURAL DAS CAMADAS DO PAVIMENTO');
writeln(arqs,' ');
for i:= 1 to n1 do
  writeln(arqs,' SN['i,']=',sn1[i]:7:2);
  writeln(arqs,' ');
  writeln(arqs,' ');
  writeln(arqs,'COEFICIENTES ESTRUTURAIS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO');
  writeln(arqs,' ');
  for i:=1 to n1 do
    writeln(arqs,' COEFICIENTE ESTRUTURAL aa['i,']=',aa[i]:7:2);
    for i:=2 to (n1+1) do
      cbr1[i]:=cbr[i];
    end;
  end;

procedure entrada4;
{entrada de dados para pavimentos com espessuras conhecidas}
begin
  cor5;
  gotoxy(1,1);
  write('NUMERO DE CAMADAS DO PAVIMENTO ACIMA DO SUBLEITO:');
  gotoxy(50,1);
  read(n1);
  cor5;
  gotoxy(1,1);
  write('NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO DE 8,2 TONELADAS:');
  gotoxy(56,1);
  readln(n);
  cor5;
  gotoxy(1,1);
  write('O PAVIMENTO POSSUI CAMADA DE "BINDER", sim ou nao:');
  gotoxy(51,1);
  read(coefest1);
  if coefest1 = 'sim' then begin
    cor5;
    gotoxy(1,1);
    write('ESPESSURA DA CAMADA DO "BINDER" EM CENTIMETROS:');
    gotoxy(48,1);
    readln(eb);
  end
  else;
    cor10;
    gotoxy(1,1);
    write('ESPESSURA DAS CAMADAS DO PAVIMENTO, EM CENTIMETRO, COMECANDO PELA ');
    gotoxy(1,2);
    write('CAMADA SUPERIOR ATE A CAMADA MAIS INFERIOR ACIMA DO SUBLEITO');
    for i:=1 to n1 do
      begin
        gotoxy(1,(3+i));
        writeln('ESPESSURA DA CAMADA['i,']=');
        gotoxy(24,(3+i));
        readln(hh[i]);
      end;
      cor8;
      gotoxy(1,1);
      write('INFORMAR AS CARACTERISTICAS DE UMIDADE DAS CAMADAS DO PAVIMENTO:');
      gotoxy(1,2);
      read(estud1);
      writeln(arqs,estud1);
    end;
  end;

```

```

writeln(arqs, ' ');
writeln(arqs, ' ');
writeln(arqs, 'ESPESSURAS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS - PAVIMENTO');
writeln(arqs, 'COM ESTRUTURA PREVIAMENTE DEFINIDA');
writeln(arqs, ' ');
for i:=1 to n1 do
begin
if i = 1 then begin
if coefest1 = 'sim' then begin
hh[i]:=hh[i]+eb;
end
else;
end;
writeln(arqs, 'ESPESSURA DA CAMADA[' , i, ']=' , hh[i]:6:2, 'cm');
end;
end;

```

```

procedure solo1;
{SUBROTINA PARA CALCULO DA DEFORMACAO PERMANENTE DE MISTURA BETUMINOSA}
begin
gotoxy(1,k);
write('DESLOCAMENTO ELASTICO DE COMPRESSAO NA CAMADA ASFALTICA EM POLEG.:');
gotoxy(67,k);
readln(uz);
ep[i,j]:=4.49*uz*(exp(ln(n)*0.25))*2.54/hhh[i,j];
end;

```

```

procedure solo9;
{SUBROTINA PARA CALCULO DA DEFORMACAO PERMANENTE DE MATERIAL}
{GRANULAR GRAU DE COMPACTACAO < 100% E H% IGUAL A DO CBRMAX.}
begin
cor14;
gotoxy(1,1);
write('QUAL A ENERGIA DE COMPACTACAO UTILIZADA NA CAMADA[' , i, ' , ' , j, ']');
gotoxy(1,2);
write('NORMAL OU INTERMEDIARIA ?');
gotoxy(26,2);
readln(energia);
if energia = 'normal' then begin
ep[i,j]:=0.001055*(exp(0.009117*ln(n)));
end
else begin
gotoxy(1,3);
write('A CAMADA[' , i, ' , ' , j, ']' EM ESTUDO E DA BASE, SIM OU NAO ?');
gotoxy(48,3);
readln(modelo);
if modelo = 'sim' then begin
ep[i,j]:=0.001103*(exp(0.039695*ln(n)));
end
else begin
ep[i,j]:=0.001664*(exp(0.022292*ln(n)));
end;
end;
end;

```

```

procedure solo10;
{subrotina para calculo da deformacao permanente de material granular}
{grau de compactacao = 100% e h% igual a hot%}
begin
cor14;
gotoxy(1,1);
write('QUAL A ENERGIA DE COMPACTACAO UTILIZADA NA CAMADA[' , i, ' , ' , j, ']');
gotoxy(1,2);

```



```

write('NORMAL OU INTERMEDIARIA ?');
gotoxy(26,2);
readln(energia);
if energia = 'normal' then begin
ep[i,j]:=0.001055*(exp(0.009117*ln(n)));
end
else begin
gotoxy(1,3);
write('A CAMADA['',i','',j,'] EM ESTUDO E DA BASE, SIM OU NAO ?');
gotoxy(48,3);
readln(modelo);
if modelo = 'sim' then begin
ep[i,j]:=0.001114*(exp(0.044954*ln(n)));
end
else begin
ep[i,j]:=0.001047*(exp(0.034964*ln(n)));
end;
end;
end;

procedure solo11;
{subrotina para calculo da deformacao permanente de material granular}
{com grau de compactacao < 100% e h% igual a h0% + 2%}
begin
cor14;
gotoxy(1,1);
write('QUAL A ENERGIA DE COMPACTACAO UTILIZADA NA CAMADA['',i','',j,']');
gotoxy(1,2);
write('NORMAL OU INTERMEDIARIA ?');
gotoxy(26,2);
readln(energia);
if energia = 'normal' then begin
ep[i,j]:=0.001055*(exp(0.009117*ln(n)));
end
else begin
gotoxy(1,3);
write('A CAMADA['',i','',j,'] EM ESTUDO E DA BASE, SIM OU NAO ?');
gotoxy(48,3);
readln(modelo);
if modelo = 'sim' then begin
ep[i,j]:=0.000626*(exp(0.242838*ln(n)));
end
else begin
ep[i,j]:=0.001085*(exp(0.048641*ln(n)));
end;
end;
end;

procedure solo12;
{subrotina para calculo da deformacao permanente de material fino}
{grau de compactacao < 100% e h% igual a do CBRmax.}
begin
cor14;
gotoxy(1,1);
write('QUAL A ENERGIA DE COMPACTACAO UTILIZADA NA CAMADA['',i','',j,']');
gotoxy(1,2);
write('NORMAL OU INTERMEDIARIA ?');
gotoxy(26,2);
readln(energia);
if energia = 'normal' then begin
ep[i,j]:=0.000484*(exp(0.004812*ln(n)));
end

```

```

else begin
  gotoxy(1,3);
  write('A CAMADA['',i'',j,'] EM ESTUDO E DA BASE, SIM OU NAO ?');
  gotoxy(48,3);
  readln(modelo);
  if modelo = 'sim' then begin
    ep[i,j]:=0.001149*(exp(0.061799*ln(n)));
  end
  else begin
    ep[i,j]:=0.000495*(exp(0.040364*ln(n)));
  end;
end;
end;

procedure solo13;
{subrotina para calculo da deformacao permanente de material fino}
{grau de compactacao = 100% e h% igual a hot%}
begin
  cor14;
  gotoxy(1,1);
  write('QUAL A ENERGIA DE COMPACTACAO UTILIZADA NA CAMADA['',i'',j,']');
  gotoxy(1,2);
  write('NORMAL OU INTERMEDIARIA ?');
  gotoxy(26,2);
  readln(energia);
  if energia = 'normal' then begin
    ep[i,j]:=0.000698*(exp(0.003354*ln(n)));
  end
  else begin
    gotoxy(1,3);
    write('A CAMADA['',i'',j,'] EM ESTUDO E DA BASE, SIM OU NAO ?');
    gotoxy(48,3);
    readln(modelo);
    if modelo = 'sim' then begin
      ep[i,j]:=0.001120*(exp(0.069102*ln(n)));
    end
    else begin
      ep[i,j]:=0.000343*(exp(0.052264*ln(n)));
    end;
  end;
end;

procedure solo14;
{subrotina para calculo da deformacao permanente de material fino}
{com grau de compactacao < 100% e h% igual a hot% + 2%}
begin
  cor14;
  gotoxy(1,1);
  write('QUAL A ENERGIA DE COMPACTACAO UTILIZADA NA CAMADA['',i'',j,']');
  gotoxy(1,2);
  write('NORMAL OU INTERMEDIARIA ?');
  gotoxy(26,2);
  readln(energia);
  if energia = 'normal' then begin
    ep[i,j]:=0.001134*(exp(0.006923*ln(n)));
  end
  else begin
    gotoxy(1,3);
    write('A CAMADA['',i'',j,'] EM ESTUDO E DA BASE, SIM OU NAO ?');
    gotoxy(48,3);
    readln(modelo);
    if modelo = 'sim' then begin
      ep[i,j]:=0.002746*(exp(0.207351*ln(n)));
    end;
  end;
end;

```

```

end
else begin
ep[i,j]:=0.000949*(exp(0.072863*ln(n)));
end;
end;
end;

procedure entrada5;
{MODELO PARA CALCULO DA DEFORMACAO PERMANENTE DO TIPO: AN^B }
begin
  {aftrcal:afundamento total calculado das trilhas-de-roda do pavimento}
  aftrcal:=0;
  clrscr;
  cor11;
  gotoxy(1,1);
  write('DIGITAR O TIPO DE MATERIAL DE CADA CAMADA OU SUB-CAMADA DO
PAVIMENTO,');
  gotoxy(1,2);
  write('OU SEJA: SE E MISTURA BETUMINOSA OU MATERIAL GRANULAR OU MATERIAL
FINO');
  k:=3;
  for i:=1 to (n1+1) do
  begin
    soma1:=0;
    soma2:=0;
    soma3:=0;
    for j:=1 to n2 do
    begin
      k:=k+1;
      gotoxy(1,k);
      write('MATERIAL DA CAMADA OU SUB-CAMADA DO PAVIMENTO['',i'',',j'',']');
      gotoxy(52,k);
      readln(coefest);
      if coefest = 'mistura betuminosa' then begin
        k:=k+1;
        solo1;
        soma1:=soma1+(hhh[i,j]*ep[i,j]);
        {epp[i]:deformacao permanente de cada camada do pavimento}
        epp[i]:=soma1;
      end
      else;
      if coefest = 'material granular' then begin
        cor3;
        gotoxy(1,1);
        write('DIGITAR 9 OU 10 OU 11 PARA DEFINIR O TIPO DE MODELO A SER');
        gotoxy(1,2);
        write('UTILIZADO PARA A ESTIMATIVA DA DEFORMACAO PERMANENTE EM SOLOS');
        gotoxy(1,3);
        write('GRANULARES, ISTO E:');
        gotoxy(1,5);
        write('9: MODELO GRAU DE COMPACTACAO < 100% e h% IGUAL a DO CBRmax. ');
        gotoxy(1,6);
        write('10: MODELO GRAU DE COMPACTACAO = 100% e h% IGUAL a hot%');
        gotoxy(1,7);
        write('11: MODELO GRAU DE COMPACTACAO < 100% e h% IGUAL A hot% + 2%');
        gotoxy(1,9);
        write('QUAL O MODELO ESCOLHIDO ?');
        gotoxy(26,9);
        readln(tipo1);
        case tipo1 of
          9:solo9;
          10:solo10;
          11:solo11;

```



```

end;
soma2:=soma2+(hhh[i,j]*ep[i,j]);
epp[i]:=soma2;
end
else;
if coefest = 'material fino' then begin
cor3;
gotoxy(1,1);
write('DIGITAR 12 OU 13 OU 14 PARA DEFINIR O TIPO DE MODELO A SER');
gotoxy(1,2);
write('UTILIZADO PARA A ESTIMATIVA DA DEFORMACAO PERMANENTE EM SOLOS');
gotoxy(1,3);
write('FINOS, ISTO E:');
gotoxy(1,5);
write('12: MODELO GRAU DE COMPACTACAO < 100% e h% IGUAL a DO CBRmax. ');
gotoxy(1,6);
write('13: MODELO GRAU DE COMPACTACAO = 100% e h% IGUAL a hot% ');
gotoxy(1,7);
write('14: MODELO GRAU DE COMPACTACAO < 100% e h% IGUAL a hot% + 2% ');
gotoxy(1,9);
write('QUAL O MODELO ESCOLHIDO ?');
gotoxy(26,9);
readln(tipo1);
case tipo1 of
12:solo12;
13:solo13;
14:solo14;
end;
soma3:=soma3+(hhh[i,j]*ep[i,j]);
epp[i]:=soma3;
end;
cor5;
gotoxy(1,1);
end;
end;
for i:=1 to (n1+1) do
aftrcal:=aftrcal+epp[i];
for i:=1 to (n1+1) do
porc[i]:=(epp[i]/aftrcal)*100;
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,'DESLOCAMENTO VERTICAL(cm) DAS CAMADAS DO PAVIMENTO');
writeln(arqs,' ');
for i:=1 to (n1+1) do
begin
writeln(arqs,' CAMADA['i,']=',epp[i]:9:5,' cm');
end;
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,'AFUNDAMENTO DA TRILHA-DE-RODA MAXIMO PERMITIDO:',aftrcal:5:2,'cm');
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,'AFUNDAMENTO DA TRILHA-DE-RODA CALCULADO:',aftrcal:9:2,'cm');
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,'DEFORMACAO PERMANENTE - CONTRIBUICAO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO');
writeln(arqs,' ');
for i:= 1 to (n1+1) do
Writeln(arqs,' CONTRIBUICAO DA CAMADA['i,']=',porc[i]:7:2,'%');
writeln(arqs,' ');
if teste <> 3 then begin
for i:=1 to n1 do
begin

```

```

j:=n1-i+1;
k:=i+1;
troca:=cbr[j];
cbr1[k]:=troca;
end;
end
else;
end;

procedure solo15;
{grau de compactacao < 100% e h% igual a do CBRmax.}
begin
cor14;
gotoxy(1,1);
write('QUAL A ENERGIA DE COMPACTACAO UTILIZADA NA CAMADA['',i,'',j,''];
gotoxy(1,2);
write('NORMAL OU INTERMEDIARIA ?');
gotoxy(26,2);
readln(energia);
if energia = 'normal' then begin
ep[i,j]:=(0.00017*(exp(0.079803*ln(n)))*(exp(5.553684*ln(teta[i,j]))))/
((exp(4.912387*ln(sigma1[i,j])))*(exp(0.292278*ln(cbr[i,j]))));
end
else begin
ep[i,j]:=(0.001628*(exp(0.095488*ln(n)))*(exp(1.094792*ln(sigma1[i,j]))))/
((exp(0.352587*ln(cbr[i,j])))*(exp(0.518654*ln(teta[i,j]))));
end;
end;

procedure entrada6;
{modelo para calculo da deformacao permanente em funcao: Teta, N, CBR e Sigma1}
begin
{aftrcal:afundamento total das trilhas-de-roda do pavimento calculado}
aftrcal:=0;
cor13;
gotoxy(1,1);
write('TENSAO PRINC. MAIOR NO CENTRO DE CADA CAMADA OU SUB-CAMADA kgf/cm2');
for i:=1 to (n1+1) do
for j:=1 to n2 do
begin
gotoxy((18*j),(i+2));
write('SIG1['',i,'',j,''];
gotoxy((18*j+10),(i+2));
readln(sigma1[i,j]);
end;
cor13;
gotoxy(1,1);
write('TENSAO PRINC.INTERM. NO CENTRO DE CADA CAMADA OU SUB-CAMADA kgf/cm2');
for i:=1 to (n1+1) do
for j:=1 to n2 do
begin
gotoxy((18*j),(i+2));
write('SIG2['',i,'',j,''];
gotoxy((18*j+10),(i+2));
readln(sigma2[i,j]);
end;
cor13;
gotoxy(1,1);
write('TENSAO PRINC. MENOR NO CENTRO DE CADA CAMADA OU SUB-CAMADA kgf/cm2');
for i:=1 to (n1+1) do
for j:=1 to n2 do
begin
gotoxy((18*j),(i+2));

```

```

write('SIG3['',i','',j,''];');
gotoxy((18*j+10),(i+2));
readln(sigma3[i,j]);
end;
for i:=1 to (n1+1) do
for j:=1 to n2 do
teta[i,j]:=sigma1[i,j]+sigma2[i,j]+sigma3[i,j];
if teste <> 3 then begin
for i:=1 to n1 do
begin
j:=(n1+1)-i;
k:=i+1;
troca:=cbr[j];
cbr1[k]:=troca;
end;
end
else;
cor11;
gotoxy(1,1);
write('DIGITAR O TIPO DE MATERIAL DE CADA CAMADA OU SUB-CAMADA DO PAVIMENTO,');
gotoxy(1,2);
write('OU SEJA: SE E MISTURA BETUMINOSA OU MATERIAL GRANULAR OU MATERIAL FINO');
k:=3;
for i:=2 to (n1+1) do
for j:=1 to n2 do
cbr[i,j]:=cbr1[i];
for i:=1 to (n1+1) do
begin
soma1:=0;
soma2:=0;
soma3:=0;
for j:=1 to n2 do
begin
k:=K+1;
gotoxy(1,k);
write('MATERIAL DA CAMADA OU SUB-CAMADA DO PAVIMENTO['',i','',j,''];');
gotoxy(52,k);
readln(coefest);
if coefest = 'mistura betuminosa' then begin
k:=k+1;
solo1;
soma1:=soma1+(hhh[i,j]*ep[i,j]);
epp[i]:=soma1;
end
else;
if coefest = 'material granular' then begin
cor3;
gotoxy(1,1);
write('DIGITAR 15 OU 16 OU 17 PARA DEFINIR O TIPO DE MODELO A SER');
gotoxy(1,2);
write('UTILIZADO PARA A ESTIMATIVA DA DEFORMACAO PERMANENTE EM SOLOS');
gotoxy(1,3);
write('GRANULARES, ISTO E:');
gotoxy(1,5);
write('15: MODELO GRAU DE COMPACTACAO < 100% e h% IGUAL a DO CBRmax. ');
gotoxy(1,6);
write('16: MODELO GRAU DE COMPACTACAO = 100% e h% IGUAL a hot% ');
gotoxy(1,7);
write('17: MODELO GRAU DE COMPACTACAO < 100% e h% IGUAL A hot% + 2% ');
gotoxy(1,9);
write('QUAL O MODELO ESCOLHIDO ?');
gotoxy(26,9);
readln(tipo1);

```



```

case tipo1 of
15:solo15;
16:solo16;
17:solo17;
end;
soma2:=soma2+(hhh[i,j]*ep[i,j]);
epp[i]:=soma2;
end
else;
if coefest = 'material fino' then begin
cor3;
gotoxy(1,1);
write('DIGITAR 18 OU 19 OU 20 PARA DEFINIR O TIPO DE MODELO A SER');
gotoxy(1,2);
write('UTILIZADO PARA A ESTIMATIVA DA DEFORMACAO PERMANENTE EM SOLOS');
gotoxy(1,3);
write('GRANULARES, ISTO E:');
gotoxy(1,5);
write('18: MODELO GRAU DE COMPACTACAO < 100% e h% IGUAL a DO CBRmax. ');
gotoxy(1,6);
write('19: MODELO GRAU DE COMPACTACAO = 100% e h% IGUAL a hot% ');
gotoxy(1,7);
write('20: MODELO GRAU DE COMPACTACAO < 100% e h% IGUAL A hot% + 2% ');
gotoxy(1,9);
write('QUAL O MODELO ESCOLHIDO ?');
gotoxy(26,9);
readln(tipo1);
case tipo1 of
18:solo18;
19:solo19;
20:solo20;
end;
soma3:=soma3+(hhh[i,j]*ep[i,j]);
epp[i]:=soma3;
end;
cor5;
gotoxy(1,1);
end;
end;
for i:=1 to (n1+1) do
aftrcal:=aftrcal+epp[i];
for i:=1 to (n1+1) do
porc[i]:=(epp[i]/aftrcal)*100;
writeln(arqs, ' ');
writeln(arqs, ' ');
writeln(arqs, 'DESLOCAMENTO VERTICAL (cm) DAS CAMADAS DO PAVIMENTO');
writeln(arqs, ' ');
for i:=1 to (n1+1) do
begin
writeln(arqs, ' CAMADA[' ,i, ']=', epp[i]:9:3, ' cm');
end;
writeln(arqs, ' ');
writeln(arqs, ' ');
writeln(arqs, 'AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA MAXIMO PERMITIDO:', aft:7:2, 'cm');
writeln(arqs, ' ');
writeln(arqs, 'AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA CALCULADO:', aftcal:9:2, 'cm');
writeln(arqs, ' ');
writeln(arqs, ' ');
writeln(arqs, 'DEFORMACAO PERMANENTE - CONTRIBUICAO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO');
writeln(arqs, ' ');
for i:= 1 to (n1+1) do
Writeln(arqs, ' CONTRIBUICAO DA CAMADA[' ,i, ']=', porc[i]:7:2, '%');
end;

```

```

{INICIO DO PROGRAMA PRINCIPAL}
begin
  clrscr;
  writeln('nome do arquivo de saida');
  readln(noarqs);
  assign(arqs,noarqs);
  rewrite(arqs);
  cor8;
  gotoxy(1,1);
  write('INFORMAR O NUMERO DO ESTUDO DA DEFOR. PERMANENTE DO PAVIMENTO:');
  gotoxy(1,2);
  read(estudo);
  writeln(arqs,estudo);
  writeln(arqs,' ');
  writeln(arqs,' ');
  cor4;
  gotoxy(1,1);
  write('1: ESPESSURAS DAS CAMADAS-METODO DE DIMENSIONAMENTO DO DNER-1981');
  gotoxy(1,2);
  write('2: ESPESSURAS DAS CAMADAS-METODO DE DIMENSIONAMENTO DO DER-SP-1982');
  gotoxy(1,3);
  write('3: ESPESSURAS DAS CAMADAS-METODO DE DIMENSIONAMENTO DA AASHTO-1986');
  gotoxy(1,4);
  write('4: ESPESSURAS DAS CAMADAS DE UM PAVIMENTO JA EXISTENTE');
  gotoxy(1,6);
  write('DIGITE: 1 OU 2 OU 3 OU 4, P/ DEFINIR ESPES. DAS CAMADAS DO PAVIM.:');
  gotoxy(69,6);
  read(teste);
  case teste of
    1:entrada1;
    2:entrada2;
    3:entrada3;
    4:entrada4;
  end;
  cor5;
  gotoxy(1,1);
  write('ESPESSURA DO SUBLEITO (cm) PARA ESTUDO DA DEFORMACAO PERMANENTE:');
  gotoxy(65,1);
  readln(hh[n1+1]);
  cor5;
  gotoxy(1,1);
  write('AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA MAXIMO PERMITIDO EM CENTIMETROS:');
  gotoxy(63,1);
  readln(aftr);
  cor2;
  gotoxy(1,1);
  write('NUMERO DE SUB-CAMADAS QUE CADA CAMADA DO PAVIMENTO FOI DIVIDIDA');
  gotoxy(1,2);
  write('PARA O CALCULO DO AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA:');
  gotoxy(49,2);
  {n2:numero de sub-camadas que cada camada do pavimento foi dividida}
  readln(n2);
  if teste = 4 then begin
    cor3;
    gotoxy(1,1);
    write('CBR DAS CAMADAS, COMECANDO PELA CAMADA DO SUBLEITO ATE A DA BASE');
    for i:=1 to n1 do
      begin
        gotoxy(1,(i+2));
        write('CBR[' ,i,']:');
        gotoxy(8,(i+2));
        readln(cbr[i]);
      end;
    end;
  end;

```

```

end
else;
for i:=1 to (n1+1) do
for j:=1 to n2 do
hhh[i,j]:=hh[i]/n2;
cor1;
gotoxy(1,1);
write('DIGITAR: 5 OU 6 PARA DEFINIR O TIPO DE MODELO A SER');
gotoxy(1,2);
write('UTILIZADO PARA O CALCULO DA DEFORMACAO PERMANENTE (Ep), OU SEJA:');
gotoxy(1,4);
write('5:MODELO DO TIPO: Ep = AN^b ');
gotoxy(1,5);
write('6:MODELO DO TIPO: Ep = f(TETA, SIGMA1, N, CBR)');
gotoxy(1,6);
write('DIGITE ENTAO O MODELO ESCOLHIDO PARA O CALCULO DA DEF. PERMANENTE:');
gotoxy(69,6);
readln(tipo);
case tipo of
5:entrada5;
6:entrada6;
end;
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,'ESPESSURAS DAS SUB-CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS');
writeln(arqs,' ');
for i:=1 to (n1+1) do
for j:=1 to n2 do
writeln (arqs,' ESPESSURA DA SUB-CAMADA[' ,i,' ',j,']=',hhh[i,j]:7:2,'cm');
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,'CBR DAS CAMADAS DO PAVIMENTO');
writeln(arqs,' ');
for i:=2 to (n1+1) do
begin
writeln(arqs,' CBR[' ,i,' ',']=',cbr1[i]:5:0);
end;
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,' ');
writeln(arqs,' NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO de 8,2 T.=',n:9:0);
cor5;
gotoxy(1,1);
readln(n);
end.

```

D.3 Resultados Fornecidos pelo Programa

Os resultados fornecidos pela utilização do programa anteriormente citado, referentes aos nove estudos de deformação permanente apresentados no item 7.8 do Capítulo 7, são os seguintes:

Nota: nos nove estudos a seguir apresentados, algumas palavras não estão acentuadas, porque os resultados que fazem parte de cada um desses estudos, correspondem à saída do programa de computador em linguagem Turbo Pascal.

PRIMEIRO ESTUDO DA DEFORMACAO PERMANENTE

UMIDADES DAS CAMADAS: BASE: hCBRmax; SUBLEITO: hot

ESPESSURAS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS - PAVIMENTO
COM ESTRUTURA PREVIAMENTE DEFINIDA

ESPESSURA DA CAMADA[1]= 2.50cm
ESPESSURA DA CAMADA[2]= 20.00cm

DESLOCAMENTO VERTICAL(cm) DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CAMADA[1]= 0.00000 cm
CAMADA[2]= 0.03180 cm
CAMADA[3]= 0.05737 cm

AFUNDAMENTO DA TRILHA-DE-RODA MAXIMO PERMITIDO: 2.00cm

AFUNDAMENTO DA TRILHA-DE-RODA CALCULADO: 0.09cm

DEFORMACAO PERMANENTE - CONTRIBUICAO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CONTRIBUICAO DA CAMADA[1]= 0.00%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[2]= 35.66%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[3]= 64.34%

ESPESSURAS DAS SUB-CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS

ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,1]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,2]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,1]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,2]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,1]= 25.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,2]= 25.00cm

CBR DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CBR[2]= 75
CBR[3]= 32

NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO de 8,2 T.= 10000

SEGUNDO ESTUDO DA DEFORMACAO PERMANENTE

UMIDADES DAS CAMADAS: BASE: hot; SUBLEITO: hot

ESPESSURAS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS - PAVIMENTO
COM ESTRUTURA PREVIAMENTE DEFINIDA

ESPESSURA DA CAMADA[1]= 2.50cm
ESPESSURA DA CAMADA[2]= 20.00cm

DESLOCAMENTO VERTICAL(cm) DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CAMADA[1]= 0.00000 cm
CAMADA[2]= 0.03371 cm
CAMADA[3]= 0.05737 cm

AFUNDAMENTO DA TRILHA-DE-RODA MAXIMO PERMITIDO: 2.00cm

AFUNDAMENTO DA TRILHA-DE-RODA CALCULADO: 0.09cm

DEFORMACAO PERMANENTE - CONTRIBUICAO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CONTRIBUICAO DA CAMADA[1]= 0.00%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[2]= 37.01%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[3]= 62.99%

ESPESSURAS DAS SUB-CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS

ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,1]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,2]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,1]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,2]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,1]= 25.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,2]= 25.00cm

CBR DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CBR[2]= 56
CBR[3]= 32

NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO de 8,2 T.= 10000

TERCEIRO ESTUDO DA DEFORMACAO PERMANENTE

UMIDADES DAS CAMADAS: BASE: hot+2%; SUBLEITO: hot

ESPESSURAS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS - PAVIMENTO
COM ESTRUTURA PREVIAMENTE DEFINIDA

ESPESSURA DA CAMADA[1]= 2.50cm
ESPESSURA DA CAMADA[2]= 20.00cm

DESLOCAMENTO VERTICAL(cm) DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CAMADA[1]= 0.00000 cm
CAMADA[2]= 0.11721 cm
CAMADA[3]= 0.05741 cm

AFUNDAMENTO DA TRILHA-DE-RODA MAXIMO PERMITIDO: 2.00cm

AFUNDAMENTO DA TRILHA-DE-RODA CALCULADO: 0.17cm

DEFORMACAO PERMANENTE - CONTRIBUICAO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CONTRIBUICAO DA CAMADA[1]= 0.00%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[2]= 67.12%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[3]= 32.88%

ESPESSURAS DAS SUB-CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS

ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,1]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,2]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,1]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,2]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,1]= 25.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,2]= 25.00cm

CBR DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CBR[2]= 15
CBR[3]= 32

NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO de 8,2 T.= 10000

QUARTO ESTUDO DA DEFORMACAO PERMANENTE

UMIDADES DAS CAMADAS: BASE: hCBRmax; SUBLEITO: hot

ESPESSURAS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS - PAVIMENTO
COM ESTRUTURA PREVIAMENTE DEFINIDA

ESPESSURA DA CAMADA[1]= 2.50cm
ESPESSURA DA CAMADA[2]= 20.00cm

DESLOCAMENTO VERTICAL (cm) DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CAMADA[1]= 0.000 cm
CAMADA[2]= 0.029 cm
CAMADA[3]= 0.080 cm

AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA MAXIMO PERMITIDO: 2.00cm

AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA CALCULADO: 0.11cm

DEFORMACAO PERMANENTE - CONTRIBUICAO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CONTRIBUICAO DA CAMADA[1]= 0.00%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[2]= 26.79%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[3]= 73.21%

ESPESSURAS DAS SUB-CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS

ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,1]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,2]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,1]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,2]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,1]= 25.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,2]= 25.00cm

CBR DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CBR[2]= 75
CBR[3]= 32

NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO de 8,2 T.= 10000

QUINTO ESTUDO DA DEFORMACAO PERMANENTE

UMIDADES DAS CAMADAS: BASE: hot; SUBLEITO: hot

ESPESSURAS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS - PAVIMENTO COM ESTRUTURA PREVIAMENTE DEFINIDA

ESPESSURA DA CAMADA[1]= 2.50cm
ESPESSURA DA CAMADA[2]= 20.00cm

DESLOCAMENTO VERTICAL (cm) DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CAMADA[1]= 0.000 cm
CAMADA[2]= 0.032 cm
CAMADA[3]= 0.080 cm

AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA MAXIMO PERMITIDO: 2.00cm

AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA CALCULADO: 0.11cm

DEFORMACAO PERMANENTE - CONTRIBUICAO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CONTRIBUICAO DA CAMADA[1]= 0.00%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[2]= 28.86%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[3]= 71.14%

ESPESSURAS DAS SUB-CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS

ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,1]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,2]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,1]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,2]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,1]= 25.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,2]= 25.00cm

CBR DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CBR[2]= 56
CBR[3]= 32

NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO de 8,2 T.= 10000

SEXTO ESTUDO DA DEFORMACAO PERMANENTE

UMIDADES DAS CAMADAS: BASE: hot + 2%; SUBLEITO: hot

ESPESSURAS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS - PAVIMENTO COM ESTRUTURA PREVIAMENTE DEFINIDA

ESPESSURA DA CAMADA[1]= 2.50cm
ESPESSURA DA CAMADA[2]= 20.00cm

DESLOCAMENTO VERTICAL (cm) DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CAMADA[1]= 0.000 cm
CAMADA[2]= 0.051 cm
CAMADA[3]= 0.080 cm

AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA MAXIMO PERMITIDO: 2.00cm

AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA CALCULADO: 0.13cm

DEFORMACAO PERMANENTE - CONTRIBUICAO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CONTRIBUICAO DA CAMADA[1]= 0.00%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[2]= 39.23%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[3]= 60.77%

ESPESSURAS DAS SUB-CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS

ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,1]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,2]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,1]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,2]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,1]= 25.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,2]= 25.00cm

CBR DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CBR[2]= 15
CBR[3]= 32

NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO de 8,2 T.= 10000

SETIMO ESTUDO DA DEFORMACAO PERMANENTE

UMIDADES DAS CAMADAS: BASE: hCBRmax; SUBLEITO: hot

**ESPESSURAS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS - PAVIMENTO
COM ESTRUTURA PREVIAMENTE DEFINIDA**

ESPESSURA DA CAMADA[1]= 2.50cm
ESPESSURA DA CAMADA[2]= 20.00cm

DESLOCAMENTO VERTICAL (cm) DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CAMADA[1]= 0.000 cm
CAMADA[2]= 0.029 cm
CAMADA[3]= 0.091 cm

AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA MAXIMO PERMITIDO: 2.00cm

AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA CALCULADO: 0.12cm

DEFORMACAO PERMANENTE - CONTRIBUICAO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CONTRIBUICAO DA CAMADA[1]= 0.00%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[2]= 24.19%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[3]= 75.81%

ESPESSURAS DAS SUB-CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS

ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,1]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,2]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,1]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,2]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,1]= 25.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,2]= 25.00cm

CBR DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CBR[2]= 75
CBR[3]= 20

NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO de 8,2 T.= 10000

OITAVO ESTUDO DA DEFORMACAO PERMANENTE

UMIDADES DAS CAMADAS: BASE: hot; SUBLEITO: hot

ESPESSURAS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS - PAVIMENTO
COM ESTRUTURA PREVIAMENTE DEFINIDA

ESPESSURA DA CAMADA[1]= 2.50cm
ESPESSURA DA CAMADA[2]= 20.00cm

DESLOCAMENTO VERTICAL (cm) DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CAMADA[1]= 0.000 cm
CAMADA[2]= 0.032 cm
CAMADA[3]= 0.091 cm

AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA MAXIMO PERMITIDO: 2.00cm

AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA CALCULADO: 0.12cm

DEFORMACAO PERMANENTE - CONTRIBUICAO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CONTRIBUICAO DA CAMADA[1]= 0.00%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[2]= 26.12%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[3]= 73.88%

ESPESSURAS DAS SUB-CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS

ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,1]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,2]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,1]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,2]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,1]= 25.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,2]= 25.00cm

CBR DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CBR[2]= 56
CBR[3]= 20

NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO de 8,2 T.= 10000

NONO ESTUDO DA DEFORMACAO PERMANENTE

UMIDADES DAS CAMADAS: BASE: hot + 2%; SUBLEITO: hot

ESPESSURAS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS - PAVIMENTO COM ESTRUTURA PREVIAMENTE DEFINIDA

ESPESSURA DA CAMADA[1]= 2.50cm
ESPESSURA DA CAMADA[2]= 20.00cm

DESLOCAMENTO VERTICAL (cm) DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CAMADA[1]= 0.000 cm
CAMADA[2]= 0.051 cm
CAMADA[3]= 0.091 cm

AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA MAXIMO PERMITIDO: 2.00cm

AFUNDAMENTO DE TRILHA-DE-RODA CALCULADO: 0.14cm

DEFORMACAO PERMANENTE - CONTRIBUICAO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CONTRIBUICAO DA CAMADA[1]= 0.00%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[2]= 36.01%
CONTRIBUICAO DA CAMADA[3]= 63.99%

ESPESSURAS DAS SUB-CAMADAS DO PAVIMENTO EM CENTIMETROS

ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,1]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[1,2]= 1.25cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,1]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[2,2]= 10.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,1]= 25.00cm
ESPESSURA DA SUB-CAMADA[3,2]= 25.00cm

CBR DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

CBR[2]= 15
CBR[3]= 20

NUMERO DE SOLICITACOES DO EIXO PADRAO de 8,2 T.= 10000

ANEXO E

RELAÇÃO ENTRE TENSÃO E DEFORMAÇÃO DE DOIS SOLOS SUBMETIDOS A CARGAS REPETIDAS

E.1 Considerações Iniciais

Serão apresentados, neste anexo, vários gráficos ilustrando a variação da deformação axial (elástica e permanente) em função do número e amplitude da tensão desvio axial aplicada e, também, duas tabelas. Uma delas (Tabela E.1), contendo informações sobre: o dia e a hora em que a mistura (solo e água) e a compactação dos solos foram realizadas, as leituras iniciais nos LVDTs e as alturas de referência dos corpos-de-prova para o cálculo de suas deformações axiais. A outra (Tabela E.2), contendo informações sobre os teores de umidade de alguns corpos-de-prova, observados após o término do ensaio triaxial cíclico, realizado sob condições drenadas.

E.2 Relação entre Tensão Desvio e Deformação Axial

As Figuras E.1 a E.10 ilustram os resultados obtidos da relação entre tensão e deformação para o solo da jazida 1 correspondentes a 100, 1.000 e 10.000 ciclos da tensão desvio. **As deformações axiais apresentadas nas figuras anteriormente citadas foram obtidas a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de tensão.** As características de umidade e densidade dos corpos-de-prova, bem como o estado de tensão a que cada um deles foi submetido, estão apresentadas nas Tabelas 6.1 e 6.3 do Capítulo 6.

Tensão X Deformação
(solo da jazida 1: corpo-de-prova 1a)

FIGURA E.1: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 1a)

FIGURA E.2: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 7)

Tensão X Deformação
(solo da jazida 1: corpo-de-prova 8)

FIGURA E.3: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 8)

Tensão X Deformação
(solo da jazida 1: corpo-de-prova 10)

FIGURA E.4: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 10)

Tensão X Deformação
(solo da jazida 1: corpo-de-prova 11)

FIGURA E.5: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 11)

Tensão X Deformação
(solo da jazida 1: corpo-de-prova 12)

FIGURA E.6: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 12)

Tensão x Deformação
(solo da jazida 1: corpo-de-prova 13)

FIGURA E.7: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 13)

Tensão x Deformação
(solo da jazida 1: corpo-de-prova 16)

FIGURA E.8: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 16)

Tensão X Deformação
(solo da jazida 1: corpo-de-prova 17)

FIGURA E.9: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 17)

Tensão X Deformação
(solo da jazida 1: corpo-de-prova 18)

FIGURA E.10: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 1 - Corpo-de-Prova 18)

As Figuras E.11 e E.12 ilustram os resultados obtidos da relação entre tensão e deformação axial para o solo da jazida 2 correspondentes a 100, 1.000 e 10.000 ciclos da tensão desvio. **As deformações contidas nas Figuras E.11 e E.12 foram obtidas a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de tensão.** As características de umidade e densidade dos corpos-de-prova, bem como o estado de tensão a que cada um deles foi submetido, estão apresentadas nas Tabelas 6.2 e 6.4 do Capítulo 6.

A Tabela E.1 contém as seguintes informações: dia e a hora em que a mistura (solo e água) e a compactação dos solos foram realizadas, as leituras iniciais nos LVDTs e as alturas de referência dos corpos-de-prova para o cálculo de suas deformações axiais.

A Tabela E.2 contém informações sobre os teores de umidade de alguns corpos-de-prova, observados após o término do ensaio triaxial cíclico, realizado sob condições drenadas. Comparando-se os teores de umidade contidos na Tabela E.2 com os teores de umidade contidos nas Tabelas 6.1 e 6.2 no Capítulo 6, observa-se que a perda de umidade dos corpos-de-prova, durante a realização do ensaio triaxial cíclico, não chegou a ser significativa, ou seja, uma média de 0,43% para o solo da jazida 1 e uma média de 0,41% para o solo da jazida 2.

Tensão X Deformação
(solo da jazida 2: corpo-de-prova 4)

FIGURA E.11: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 2 - Corpo-de-Prova 4)

Tensão X Deformação
(solo da jazida 2: corpo-de-prova 6)

FIGURA E.12: Relação Entre Tensão Desvio e Deformação Axial em Alguns Ciclos de Carregamento (Solo da Jazida 2 - Corpo-de-Prova 6)

TABELA E.1: Informações sobre: o Dia e a Hora em que os Corpos-de-Prova Foram Misturados e Compactados, Leituras Iniciais nos LVDTs e Altura de Referência dos Corpos-de-Prova

Corpo-de-Prova	Mistura (solo e água) (data e hora)	Compactado (data e hora)	Leitura Inicial LVDT₁	Leitura Inicial LVDT₂	Altura de Referência (mm)
1a - solo1	06/12/96 às 9:00 h	06/12/96 às 17:00 h	-0,58	0,03	59,00
1b - solo1	06/12/96 às 9:00 h	06/12/96 às 19:00 h	-0,15	-0,12	57,39
1 - solo1	13/12/96 às 20:00 h	16/12/96 às 14:30 h	0,405	-0,065	58,40
2 - solo1	10/12/96 às 9:00 h	10/12/96 às 17:00 h	-0,18	-0,22	53,62
3 - solo1	13/12/96 às 21:00 h	14/12/96 às 14:00 h	-0,06	-0,13	54,33
4 - solo1	13/12/96 às 21:00 h	14/12/96 às 14:45 h	0,39	-0,18	53,4
5 - solo1	18/12/96 às 15:00 h	18/12/96 às 19:30 h	0,29	-0,15	54,28
6 - solo1	18/12/96 às 15:00 h	18/12/96 às 20:00 h	0,16	-0,36	55,95
7 - solo1	03/12/96 às 17:00 h	04/12/96 às 15:00 h	-0,16	-0,45	55,00
8 - solo1	03/12/96 às 17:00 h	04/12/96 às 18:00 h	-0,01	-0,10	54,7
9 - solo1	10/12/96 às 08:00 h	10/12/96 às 10:30 h	-0,19	-0,24	59,55
10 - solo1	10/12/96 às 08:00 h	10/12/96 às 11:30 h	0,59	0,11	59,25
11 - solo1	10/12/96 às 16:00 h	11/12/96 às 15:00 h	-0,22	-0,43	54,55
12 - solo1	10/12/96 às 16:00 h	11/12/96 às 16:00 h	-0,30	-0,47	56,17
13 - solo1	12/12/96 às 9:30 h	12/12/96 às 15:30 h	-0,41	-0,34	54,90
14 - solo1	12/12/96 às 9:30 h	12/12/96 às 16:30 h	-0,14	-0,13	55,00
15 - solo1	13/12/96 às 20:00 h	14/12/96 às 10:00 h	1,81	0,04	55,23
16 - solo1	13/12/96 às 20:00 h	14/12/96 às 10:30 h	0,53	-0,97	53,85
17 - solo1	13/12/96 às 20:00 h	14/12/96 às 11:00	0,79	0,23	53,00
18 - solo1	13/12/96 às 20:00 h	14/12/96 às 11:30 h	0,08	-0,87	54,775
1 - solo2	18/12/96 às 18:00 h	19/12/96 às 17:00 h	0,37	-0,105	53,37
2 - solo2	18/12/96 às 9:30 h	20/12/96 às 10:00 h	0,54	-0,93	54,60
3 - solo2	18/12/96 às 10:00 h	20/12/96 às 10:45 h	0,29	-0,17	55,05
4 - solo2	18/12/96 às 18:30 h	19/12/96 às 17:30 h	0,44	-0,39	55,40
5 - solo2	18/12/96 às 9:30 h	20/12/96 às 10:20 h	0,03	-0,82	57,45
6 - solo2	18/12/96 às 11:00 h	20/12/96 às 11:00 h	0,42	0,02	57,175

TABELA E.2: Teores de Umidade de Alguns Corpos-de-Prova Provenientes das Jazidas 1 e 2, Observados Após o Término do Ensaio Triaxial Cíclico Realizado sob Condições Drenadas

Corpo-de-Prova	Teores de Umidade Após o Término do Ensaio Triaxial Cíclico Realizado sob Condições Drenadas	
	Solo da Jazida 1	Solo da Jazida 2
1	10,63%	
4	9,61%	
5	12,65%	
16	11,91%	
17	11,88%	
18	11,84%	
4		16,35%
6		18,37%