

DANILO DE SÁ VIANA REZENDE

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ALGUNS TIPOS DE SOLO ATRAVÉS DE
ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS PARA PROJETOS DE
PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS**

Tese apresentada à
Universidade Federal de Viçosa,
como parte das exigências do
Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, para obtenção do
título de *Doctor Scientiae*.

**VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2009**

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV

T

R467c
2009

Rezende, Danilo de Sá Viana, 1975-
Comportamento mecânico de alguns tipos de solo através
de ensaios triaxiais de cargas repetidas para projetos de
pavimentos rodoviários / Danilo de Sá Viana Rezende.
- Viçosa, MG, 2009.
xxi, 144f.: il. (algumas col.) ; 29cm.

Inclui anexos.

Orientador: Carlos Alexandre B. de Carvalho.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 124-131.

1. Pavimentos - Projetos e construção. 2. Estradas.
3. Deformações e tensões. 4. Elasticidade. 5. Solos -
Aspectos mecânicos. I. Universidade Federal de Viçosa.
II. Título.

CDD 22.ed. 625.725

DANILO DE SÁ VIANA REZENDE

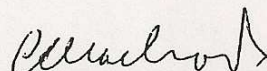
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ALGUNS TIPOS DE SOLOS
ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS PARA
PROJETOS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Tese apresentada à
Universidade Federal de Viçosa,
como parte das exigências do
Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, para obtenção do
título de *Doctor Scientiae*.

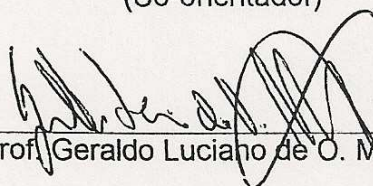
APROVADO: 31 de agosto de 2009.



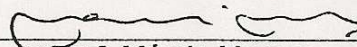
Prof. Cláudio Henrique de C. Silva
(Co-orientador)



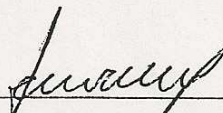
Prof. Carlos Cardoso Machado
(Co-orientador)



Prof. Geraldo Luciano de O. Marques



Prof. Márcio Marangon



Prof. Carlos Alexandre B. de Carvalho
(Orientador)

Dedico esta tese:

À minha esposa, Gisele,

Aos meus pais, Antonio Carlos e Elzira.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado saúde e capacidade de desenvolver este trabalho.

À Universidade Federal de Viçosa, pela possibilidade de desenvolvimento deste trabalho.

À minha esposa, Gisele, pelo amor, dedicação, incentivo e apoio incondicional.

Aos meus pais, Elzira e Antonio, pelo carinho, pelo exemplo de trabalho, humildade e honestidade.

À minhas irmãs, Monica e Karla, e ao meu sobrinho Heitor, pelo carinho.

Aos meus sogros, Marcos Antônio e Auxiliadora, pelo cordial acolhimento.

Ao meu orientador, Professor Carlos Alexandre, pela amizade, incentivo, pela orientação em todas as etapas deste trabalho e pelo exemplo de humildade.

Aos meus co-orientadores, Professores Dario Cardoso de Lima, Cláudio Henrique de Carvalho Silva e Carlos Cardoso Machado, pela disposição e auxílio na condução do trabalho.

Ao Professor Paulo Sérgio Barbosa, sempre apto a discutir os assuntos pertinentes a este trabalho e pelos conselhos sempre valiosos.

Aos engenheiros Bruno Menechini Costa, Kellen Dias Nery e Leonardo Lacerda, que durante a sua vida acadêmica tiveram papel importante na condução do programa experimental da tese.

Aos meus colegas do DNIT, Altamir, Álvaro, Antônia, Caroline, Evandro, Lilian, Meiry, Mozart, Murilo, Paulo César, Rosana e Sebastião, por me ajudarem a conciliar minhas obrigações naquele órgão com a condução deste trabalho.

Aos colegas de curso, em especial ao Fernando Caneschi, Flávio Crispim, Gersonito Vieira, Rodrigo Zorzal, Tathiana Lelis, e Tiago Trindade, pelo convívio, amizade e pela cooperação mútua.

Aos funcionários do Laboratório de Engenharia Civil, Jorge, José Mario, Júlio Carlos, Vicente de Paulo e Paulo Afonso, pelo auxílio nos ensaios e pela amizade desenvolvida ao longo destes anos.

À secretária do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Cristina, pela atenção e presteza.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), pelo apoio financeiro que permitiu a aquisição do equipamento utilizado neste trabalho.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo fornecimento de bolsa de estudo, possibilitando a condução da pesquisa com a tranquilidade necessária.

A todos que não foram aqui citados, mas que de certa forma contribuíram para a conclusão desta tese, meus sinceros agradecimentos.

BIOGRAFIA

DANILO DE SÁ VIANA REZENDE, filho de Antonio Carlos Rezende da Silva e Elzira Maria Brasil de Sá Viana Rezende, nascido em 26 de setembro de 1975, na cidade de Afonso Cláudio, Estado do Espírito Santo.

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Viçosa, em 12 de outubro de 2000.

Em junho de 2001, ingressou no programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal, como bolsista de aperfeiçoamento profissional.

Em março de 2002, ingressou no curso de Mestrado, área de concentração em Geotecnia, pela Universidade Federal de Viçosa.

Em março de 2004, ingressou no curso de Doutorado, área de concentração em Geotecnia, pela Universidade Federal de Viçosa, submetendo-se à defesa de tese em agosto de 2009.

ÍNDICE

RESUMO	XIX
ABSTRACT	XXI
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Natureza do problema	5
1.3 Importância e justificativa do estudo	8
1.4 Objetivo	9
1.5 Organização do trabalho	10
2 REVISÃO DE LITERATURA	12
2.1 Estruturas de pavimentos rodoviários	12
2.2 Tensões atuantes nos pavimentos	15
2.3 Módulo de resiliência dos solos	17
2.3.1 Módulo de resiliência dos solos granulares	20
2.3.2 Módulo de resiliência dos solos coesivos	22
2.3.3 Estimativa do módulo de resiliência a partir de outros parâmetros ..	24
2.4 Deformação permanente dos solos	28
2.4.1 Estimativa do acúmulo das deformações permanentes em pavimentos flexíveis	32
2.4.2 Modelos de previsão da deformação permanente de materiais empregados em estruturas de pavimentos flexíveis	37
2.4.3 Propriedades dos ensaios triaxiais de carga repetida para determinação da deformação permanente	45
3 MATERIAIS E MÉTODOS	48
3.1 Materiais	48

3.2 Método	57
3.2.1 Fase 1: Coleta e preparo das amostras	58
3.2.2 Fase 2: Ensaios de caracterização geotécnica, compactação e índice de suporte Califórnia.....	58
3.2.3 Fase 3: Moldagem dos corpos-de-prova	59
3.2.4 Fase 4: Ensaios triaxiais de carregamento repetido para a determinação dos módulos de resiliência dos solos	59
3.2.5 Fase 5: Estudos das tensões e deformações das camadas do pavimento hipotético	65
3.2.6 Fase 6: Ensaios triaxiais de carregamento repetido para determinação das deformações permanentes	72
 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	 74
4.1 Ensaios de caracterização geotécnica	74
4.2 Ensaios de Compactação.....	75
4.3 Módulo de resiliência dos solos.....	77
4.3.1 Análise dos modelos representativos do módulo de resiliência dos solos.....	83
4.4 Deformação permanente dos solos.....	94
4.4.1 Ajustes dos resultados de deformação permanente à equação de Monismith	100
4.4.2 Modelos de previsão de deformação permanente considerando o número N e as tensões desvio	105
4.4.3 Modelos de previsão de deformação permanente considerando o número N, as tensões desvio e o estado físico.	108
 5 PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DO ACÚMULO DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES	 111
5.1 Introdução	111
5.2 Descrição da metodologia proposta	111
5.3 Aplicação da metodologia proposta para estimativa do acúmulo de deformações permanentes em um pavimento hipotético.	112
5.4 Variação do acúmulo da deformação permanente com a profundidade do subleito.	115
5.5 Influência do número de divisão da camada em subcamadas em termos de acúmulo de deformação permanente.	117

5.6 Acúmulo de deformações permanentes determinados pela metodologia proposta.	119
5.7 Comentários finais.....	119
6 CONCLUSÕES	121
7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	123
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	124
ANEXO A	132
ANEXO B	137
B.1. Calibração do LVDT	137
B.2. Calibração da célula de carga.	140
B.3. Considerações finais	144

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1: Matriz do transporte de cargas	2
Tabela 1.2: Situação da malha rodoviária avaliada pela pesquisa CNT	3
Tabela 1.3: Extensão total da rede rodoviária brasileira por região.	4
Tabela 2.1: Alguns fatores e variáveis que influenciam o comportamento mecânico de solos em pavimentos de rodovias	15
Tabela 2.1: Coeficientes experimentais da Equação 2.29 obtidos por SVENSON (1980)	38
Tabela 2.2: Coeficientes experimentais da Equação 2.29 obtidos por SANT'ANNA (2006)	39
Tabela 2.3: Valores prováveis para α e μ , segundo CARDOSO (1987).....	42
Tabela 2.4: Parâmetros da Equação de Uzan (1985) obtidos por Guimarães (2001).	42
Tabela 2.5: Parâmetros da Equação 2.39 encontrados por Guimarães (2009)	45
Tabela 2.6: Modelos de previsão da deformação permanente para diferentes números de ciclos de carregamento.....	46
Tabela 2.7: Configurações de ensaios triaxiais de cargas repetidas para determinação da deformação permanente dos solos.....	47
Tabela 3.1: Etapas para a realização do ensaio triaxial de cargas repetidas, para solos do grupo II, segundo a metodologia AASHTO T 307-99 – determinação do módulo de resiliência	61
Tabela 3.2: Pavimento com quatro camadas utilizado para a determinação das tensões a serem utilizadas nos estudos da deformação permanente	67

Tabela 3.3: Parâmetros da Equação 3.2 obtidos experimentalmente nesta pesquisa	69
Tabela 3.4: Distribuição de tensões normais considerando as camadas de reforço e de subleito de jazidas provenientes da amostra de solo 1	69
Tabela 3.5: Distribuição de tensões normais considerando as camadas de reforço e de subleito de jazidas provenientes da amostra de solo 2	70
Tabela 3.6: Distribuição de tensões normais considerando as camadas de reforço e de subleito de jazidas provenientes da amostra de solo 3	70
Tabela 3.7: Distribuição de tensões normais considerando as camadas de reforço e de subleito de jazidas provenientes da amostra de solo 4	71
Tabela 3.8: Distribuição de tensões normais considerando as camadas de reforço e de subleito de jazidas provenientes da amostra de solo 5	71
Tabela 4.1: Composição granulométrica das amostras.	74
Tabela 4.2: Limites de Atterberg e peso específico dos sólidos.....	75
Tabela 4.3: Classificação dos solos pelas metodologias TRB, USC, e MCT	75
Tabela 4.4: Resultados dos ensaios de compactação e CBR para a Energia Normal de Compactação	76
Tabela 4.5: Resultados dos ensaios de compactação e CBR para a Energia Intermediária de Compactação.....	76
Tabela 4.6: Modelos para estimativa do módulo de resiliência Solo 1 compactado na Energia Normal.....	78
Tabela 4.7: Modelos para estimativa do módulo de resiliência Solo 1 compactado na Energia Intermediária	78
Tabela 4.8: Modelos para estimativa do módulo de resiliência Solo 2 compactado na Energia Normal.....	79
Tabela 4.9: Modelos para estimativa do módulo de resiliência Solo 2 compactado na Energia Intermediária	79

Tabela 4.10: Modelos para estimativa do módulo de resiliência Solo 3 compactado na Energia Normal.....	80
Tabela 4.11: Modelos para estimativa do módulo de resiliência Solo 3 compactado na Energia Intermediária	80
Tabela 4.12: Modelos para estimativa do módulo de resiliência Solo 4 compactado na Energia Normal.....	81
Tabela 4.13: Modelos para estimativa do módulo de resiliência Solo 4 compactado na Energia Intermediária	81
Tabela 4.14: Modelos para estimativa do módulo de resiliência Solo 5 compactado na Energia Normal.....	82
Tabela 4.15: Modelos para estimativa do módulo de resiliência Solo 5 compactado na Energia Intermediária	82
Tabela 4.16: Coeficientes de determinação linear (R^2) para os modelos avaliados nas Tabelas 4.6 à 4.16	84
Tabela 4.17: Resultados do teste t-Student para as variáveis do modelo composto	86
Tabela 4.18: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 1 compactado na energia normal.....	100
Tabela 4.19: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 1 compactado na energia intermediária.	101
Tabela 4.20: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 2 compactado na energia normal.....	101
Tabela 4.21: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 2 compactado na energia intermediária.	102
Tabela 4.22: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 3 compactado na energia normal.....	102

Tabela 4.23: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 3 compactado na energia intermediária.	103
Tabela 4.24: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 4 compactado na energia normal.....	103
Tabela 4.25: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 4 compactado na energia intermediária.	104
Tabela 4.26: Parâmetros da Equação de Monismith experimentalmente para o Solo 5 compactado na energia normal.....	104
Tabela 4.27: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 5 compactado na energia intermediária.	105
Tabela 4.28: Parâmetros da Equação 4.1 obtidos experimentalmente para os solos estudados neste trabalho, considerando-se duas energias de compactação e três teores de umidade.....	107
Tabela 4.29: Parâmetros do modelo da Equação 4.2 e coeficiente de correlação (R ²) obtidos para os solos investigados neste trabalho.	109
Tabela 5.1: Acúmulo de deformações permanentes para o Solo 2 compactado no teor ótimo de umidade.....	114
Tabela 5.2: Acúmulo de deformações permanentes para a camada de reforço, do subleito e somatório de ambas as camadas.....	120
Tabela A.1:Tensões normais verticais no topo do subleito para as estruturas analisadas	134
Tabela A.2: Tensões normais horizontais na fibra inferior do revestimento para as estruturas analisadas	134

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1:Tipos veículos convencionais (DNER – PRO 269-94 (DNER, 1994)) e especiais (MACHADO et al., 2005)	6
Figura 2.1: Estrutura típica dos pavimentos flexíveis e rígidos	13
Figura 2.2: Tensões normais e cisalhantes atuantes em elemento infinitesimal de um sólido.....	16
Figura 2.3: Tensões geradas em um pavimento devido às cargas dinâmicas (SHAW, 1980).....	17
Figura 2.4: Resposta do solo a um ciclo de carregamento-descarregamento (LEKARP et al., 2000).....	19
Figura 2.5: Origem das deformações permanentes em um pavimento: (a) devido à densificação; (b) devido ao fluxo plástico (CARVALHO, 1997)	29
Figura 2.6: Exemplo de afundamento de trilha-de-roda de pavimento asfáltico em ponto de ônibus de vias urbanas.....	32
Figura 2.7: Sistema de pavimento para a estimativa da deformação permanente	33
Figura 3.1: Local da coleta da amostra 1	49
Figura 3.2: Local da coleta da amostra 2	50
Figura 3.3: Local da coleta da amostra 3	51
Figura 3.4: Local da coleta da amostra 4	52
Figura 3.5: Local da coleta da amostra 5	53
Figura 3.6:Posição geográfica dos locais de coleta das amostras.....	53
Figura 3.8: Fluxograma para estudo de estruturas de pavimentos flexíveis (adaptado de CARVALHO, 1997).....	56
Figura 3.9: Vista geral do equipamento triaxial dinâmico da UFV.....	62

Figura 3.10: Detalhe do quadro de controle de aplicação das tensões de confinamento.	62
Figura 3.11: Detalhe da prensa automática (Loadtrac II) com a amostra disposta na câmara triaxial.....	63
Figura 3.12: Estrutura e carregamento utilizados na análise de tensões atuantes no pavimento através do programa <i>Everstress</i>	66
Figura 4.1: Módulo de resiliência do solo 1 calculado pelas Equações 2.9 e 2.12....	89
Figura 4.2: Módulo de resiliência do solo 2 calculado pelas Equações 2.9 e 2.12....	90
Figura 4.3: Módulo de resiliência do solo 3 calculado pelas 2.9 e 2.12.....	91
Figura 4.4: Módulo de resiliência do solo 4 calculado pelas Equações 2.9 e 2.12....	92
Figura 4.5: Módulo de Resiliência do solo 5 calculado pelas Equações 2.9 e 2.12	93
Figura 4.6: Resultados dos ensaios de deformação permanente obtidos para o Solo 1.....	95
Figura 4.7: Resultados dos ensaios de deformação permanente obtidos para o Solo 2.	96
Figura 4.8: Resultados dos ensaios de deformação permanente obtidos para o Solo 3.	97
Figura 4.9: Resultados dos ensaios de deformação permanente obtidos para o Solo 4.	98
Figura 4.10: Resultados dos ensaios de deformação permanente obtidos para o Solo 5.	99
Figura 5.1: Divisão em subcamadas e carregamentos considerados.	113

Figura 5.2: Variação do acúmulo de deformações permanentes com a espessura do subleito.	116
Figura 5.3: Efeito da divisão das camadas do subleito e do reforço em subcamadas na determinação do acúmulo de deformação permanente para o solo 2.	118
Figura A.1: Tipos de estruturas de pavimentos considerados no estudo	133
Figura A.2: Variação das tensões normais verticais no topo do subleito, considerando-se os resultados contidos na Tabela A.1, para diferentes tipos de estrutura e rigidez do revestimento asfáltico ...	135
Figura A.3: Variação das tensões normais horizontais de tração na face inferior do revestimento asfáltico, para $x = 0$, considerando-se os resultados contidos na Tabela A.2	135
Figura B.1: LVDT instalado no micrômetro para execução das calibrações.	138
Figura B.2: Janelas do programa RM utilizadas na calibração do LVDT.	139
Figura B.3: Curva de calibração do LVDT	140
Figura B.4: Montagem do anel dinamométrico no equipamento triaxial de cargas repetidas.	141
Figura B.6: Janela de calibração da célula de carga.....	142
Figura B.7: Janela com o resumo dos resultados de calibração da célula de carga.	143
Figura B.8: Curva de calibração da célula de carga.....	143

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras do Alfabeto Português

E_0 : módulo tangente Inicial;

h : altura do corpo-de-prova;

IP : índice de plasticidade;

K_i : coeficientes empíricos;

LL : limite de liquidez;

LP : limite de plasticidade;

M_R : módulo de resiliência;

N : número de aplicação de cargas;

N_{SD} : número de ciclos correspondente ao ciclo de acomodamento ou *shakedown*;

S_d : resistência estática do solo;

$S_{U1\%}$: resistência à compressão não confinada a 1% de deformação;

W : teor de umidade;

$W_{ót}$: teor de umidade ótimo.

Letras do Alfabeto Grego

δh : deslocamento axial;

$\delta_a(N)$: deformação permanente da camada de pavimento;

δ_t : deslocamento total na superfície do pavimento

ε : deformação específica axial;
 ε_o , ρ e β : parâmetros da relacionados às propriedades dos materiais;
 $\varepsilon_{0,95S_d}$: deformação estática a 95% da resistência estática;
 ε_R : deformação resiliente;
 ε_p : deformação permanente específica;
 ε_p^{100} : deformação permanente correspondente a 100 ciclos;
 ε_v : deformação específica vertical média resiliente;
 γ_s : peso específico dos sólidos;
 γ_d : peso específico solo seco;
 θ : primeiro invariante de tensões;
 σ_1 : tensão principal maior;
 σ_2, σ_3 : tensão confinante;
 σ_θ : tensão octaédrica;
 σ_d : tensão desvio;
 σ_h : tensão normal horizontal;
 σ_v : tensão normal vertical;

Abreviações

AASHTO: *American Association of State Highway and Transportation Officials*;
 ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas;
 ANTT: Agência Nacional de Transportes Terrestres;
 CBR: *Califórnia Bearing Ratio*;

CNT: Confederação Nacional dos Transportes;
DEC: Departamento de Engenharia Civil;
DNER: Departamento Nacional de Estradas e Rodagem;
DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes;
FAA: *Federal Aviation Administration*;
FAPEMIG: Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais;
FRN: Fundo Rodoviário Nacional;
FUNARBE: Fundação Artur Bernardes;
ISC: Índice de Suporte Califórnia;
LVDT: *Linear variable displacement transducer*;
MCT: Miniatura Compactado Tropical;
NCHRP: *National Cooperative Highway Research Program*;
TRB: *Transportation Research Board*;
UFV: Universidade Federal de Viçosa;
USC: *Unified Soil Classification*;
WSDOT: *Washington State Department of Transportation*.

RESUMO

REZENDE, Danilo de Sá Viana, D. Sc., Universidade Federal de Viçosa, agosto de 2009. **Comportamento mecânico de alguns tipos de solo através de ensaios triaxiais de cargas repetidas para projetos de pavimentos rodoviários.** Orientador: Carlos Alexandre Braz de Carvalho. Co-orientadores: Carlos Cardoso Machado, Cláudio Henrique de Carvalho e Silva e Dario Cardoso de Lima.

Este trabalho direcionou-se ao estudo do comportamento mecânico de solos quando utilizados como materiais rodoviários, compondo as camadas de subleito e reforço de subleitos de rodovia, tendo por objetivo principal determinar a deformação permanente e suas contribuições no surgimento das trilhas-de-roda em um pavimento flexível hipotético. Os solos utilizados foram extraídos de taludes de corte de rodovias da região de Viçosa, Minas Gerais, Brasil, nos quais foram realizados ensaios de caracterização geotécnica, compactação nas energias do Proctor normal e intermediário, ensaios triaxiais de cargas repetidas para a determinação do módulo de resiliência, segundo a norma AASHTO T 307-99, em diferentes teores de umidade de moldagem. Os resultados de módulo de resiliência foram utilizados no programa Everstress, para a determinação das tensões atuantes no pavimento em estudo. As tensões previstas no meio das camadas estudadas foram utilizadas no ensaio triaxial de cargas repetidas para a determinação das deformações permanentes. Essas deformações foram ainda obtidas empregando-se tensões outros níveis de tensão desvio. Os principais resultados desta tese foram: (i) desenvolvimento de um método que permitiu a estimativa do acúmulo de deformações permanentes das camadas de subleito e reforço do subleito (ii) propôs-se um modelo que correlacionou a deformação permanente com a tensão desvio e o número de aplicações de carga, que apresentou um bom ajuste aos resultados experimentais, mostrando-se adequado para estimativa desta propriedade

mecânica dos solos (iii) estudou-se a correlação entre as deformações permanentes com a tensão desvio, número de aplicações de carga, teor de umidade e peso específico aparente seco que apresentou ajustes razoáveis aos dados experimentais (iv) avaliou-se o módulo de resiliência a partir dos dois modelos que apresentaram melhor ajuste aos dados experimentais, mostrando que pode-se obter resultados significativamente diferentes de acordo com o modelo utilizado.

ABSTRACT

REZENDE, Danilo de Sá Viana, D. Sc., Universidade Federal de Viçosa, August, 2009. **Study of the mechanical behavior of soils from the region of Viçosa for flexible pavement design using repeated loads triaxial test data.** Adviser: Carlos Alexandre Braz de Carvalho. Co-Advisers: Carlos Cardoso Machado, Cláudio Henrique de Carvalho and Silva and Dario Cardoso de Lima.

This research addressed the study of the mechanical behavior of soils from the subgrade and subgrade reinforcement as highway construction materials emphasizing their permanent deformation response and its contribution in producing wheel paths in a hypothetical flexible pavement. The soils samples were collected from highway slopes from the area of influence of the city of Viçosa, Minas Gerais, Brazil, and the laboratory testing program encompassed the following tests: (i) geotechnical characterization; (ii) Proctor compaction at the Standard and Intermediate compaction efforts; (iii) repeated loads triaxial performed at the moisture contents W_{opt} and $W_{opt} \pm 2\%$. The obtained resilient modulus data base was used in the software Evestress for the determination of the stress distribution in the hypothetical pavement. The predicted stresses acting in the middle section of the studied layers were used as the stress-deviations in the repeated loads triaxial tests for the determination of the permanent deformations of the pavement layers. The permanent deformations were also determined using stress-deviations of 75 and 100 kPa in the specimens molded in the Proctor Intermediate compaction effort, and of 50 and 75 kPa for those molded in the Standard compaction effort. The principal products of this thesis were as follows: (i) development of a reliable procedure for estimating permanent deformations of the pavement layers; (ii) establishment of correlation among the permanent deformation, stress-deviations and number of load applications, as well as among the permanent deformation, tension deviation, number of load applications, moisture content and apparent dry specific weight; (iii) evaluation of the resilient modulus data using different mathematical models.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

O transporte é uma atividade indispensável a todas as relações de natureza política, econômica e social de um país ou de uma região. Dois elementos são fundamentais numa operação de transporte, isto é, a via e o veículo. À medida que o volume de carga para transportar aumenta, o transporte, entendido como um sistema, vai se tornando cada vez mais complexo, necessitando de outros subsistemas para o seu efetivo funcionamento, como por exemplo: terminais, equipamentos de controle (comunicação e sinalização), manutenção, administração, entre outros.

Dentre as várias modalidades de transporte no Brasil, o modo rodoviário, até o momento, é o mais expressivo. A adoção, em caráter mundial, do modal rodoviário como principal meio de transportes de cargas e passageiros data da década de 50, quando este foi impulsionado principalmente pela expansão da indústria automobilística e pelos preços relativamente baixos dos combustíveis derivados do petróleo.

No Brasil, a predominância do modal rodoviário consta da mesma época. Diferentemente do fenômeno mundial, o transporte rodoviário não apenas consolidou-se como a principal modalidade, mas foi também o detentor da quase totalidade dos investimentos em infraestrutura de transportes terrestre do país. Contribuiu de forma decisiva para a expansão da malha rodoviária brasileira a construção de Brasília, vindo acompanhada de um grande projeto de ampliação da malha rodoviária federal. Os reflexos desta opção pelo transporte rodoviário podem ser observados através da Tabela 1.1, que apresenta a matriz de transportes de cargas nacional (ANTT, 2006). Percebe-se a expressiva

participação do transporte rodoviário, responsável por 61,1 % de todo transporte de cargas nacional, expressa em TKU (tonelada quilômetro útil).

Tabela 1.1: Matriz do transporte de cargas

MODAL	Quantidade Transportada Milhões TKU	PARTICIPAÇÃO (%)
Rodoviário	485.625	61,1 %
Ferrovário	164.809	20,7 %
Aquaviário	108.000	13,6 %
Dutoviário	33.300	4,2 %
Aéreo	3.169	0,4 %
TOTAL	794.903	100,0%

Fonte: ANTT (2006)

Após o término da Segunda Guerra Mundial, foi instituído no Brasil o Fundo Rodoviário Nacional (FRN), com o intuito de assegurar os recursos necessários para viabilizar a ampliação e manutenção da malha rodoviária brasileira. Durante a vigência do FRN, criou-se um ambiente favorável ao planejamento e desenvolvimento de ações voltadas à infraestrutura rodoviária. Com a promulgação da Constituição, em 1988, o FRN foi extinto, causando uma sensível redução dos investimentos públicos no setor rodoviário, o que teve por consequência a queda acentuada dos seus níveis de serventia e aumento nos custos operacionais. Em sua última pesquisa rodoviária, a Confederação Nacional de Transportes (CNT, 2007) verificou as condições das rodovias federais. Os resultados dos estudos são apresentados na Tabela 1.2, que demonstram o estado geral das rodovias avaliadas.

As conclusões da pesquisa indicam um quadro preocupante, com 73,9 % das rodovias apresentando condições deficientes, ruins e péssimas. Convém ressaltar que a metodologia utilizada nesta avaliação baseou-se apenas em observações visuais; não foram realizados levantamentos defletométricos para avaliação estrutural das rodovias.

Tabela 1.2: Situação da malha rodoviária avaliada pela pesquisa CNT

Estado Geral	Extensão (km)	Percentagem (%)
Ótimo	9.211	10,5
Bom	13.682	15,6
Deficiente	35.710	40,8
Ruim	19.397	22,1
Péssimo	9.592	11,0
Total	87.592	100,0

Fonte: CNT (2007)

Para que possa haver reversão deste quadro e dotar as rodovias de padrões aceitáveis de desempenho e segurança, fazem-se necessários investimentos maciços na recuperação e ampliação das rodovias, além de um fluxo regular de recursos para conservação e manutenção da malha rodoviária.

As estradas são obras de engenharia que diferem das demais pela sua expressiva dimensão no sentido longitudinal. Apesar de possuírem espessuras de pavimento relativamente pequenas, em torno de 60 cm, consomem grandes quantidades de materiais, devido à natureza compacta de suas camadas estruturais. Apenas para se ter uma idéia, uma estrada com plataforma de 14 m de largura e 1 km de extensão, na espessura acima citada, necessitaria de um volume acabado de material igual a 8.400 m³. Considerando um empolamento de 30% para fins práticos, o volume de material solto seria igual a 10.920 m³. Isto implicaria em 1.820 viagens de um caminhão do tipo basculante, com capacidade volumétrica de 6 m³ para transportar todo esse material. Essa estimativa é apenas para a construção de 1 km do pavimento. Caso fosse incluída a terraplenagem, para alcançar o greide da estrada, o volume de terra a movimentar previsto para o caso acima citado seria, com certeza, muito superior, principalmente em se tratando de regiões onduladas e montanhosas.

Continuando nesta linha de pensamento e com base nas informações contidas na Tabela 1.3, que apresenta a extensão da malha rodoviária nacional,

pode-se prever o volume de materiais que já foi consumido na construção das estradas e as repercussões ambientais dele decorrente.

A evolução da legislação ambiental impõe atualmente ao meio rodoviário a concepção de traçados que considerem não só critérios técnicos, mas que também levem em conta a mitigação dos impactos ambientais causados pela implantação das rodovias, principalmente no que diz respeito à exploração de jazidas.

Tabela 1.3: Extensão total da rede rodoviária brasileira por região.

Regiões do Brasil	Rede rodoviária total pavimentada (km)	Rede rodoviária total não-pavimentada (km)
Norte	14.845	87.565
Nordeste	53.046	356.472
Sudeste	63.545	460.415
Sul	40.528	296.089
Centro-Oeste	24.226	206.311

Fonte: ANTT (2006)

Considerando-se as questões ambientais e uma limitação de recursos financeiros para o setor rodoviário, cabe à engenharia rodoviária utilizar as modernas técnicas de dimensionamento de pavimentos, como forma de racionalizar a aplicação dos materiais de pavimentação.

Os métodos para dimensionamento de pavimentos dividem-se em duas vertentes: os empíricos e os mecanísticos.

Os métodos empíricos baseiam-se na repetibilidade de experiências de campo e na avaliação do desempenho dos pavimentos ao longo do tempo. O método empírico mais difundido foi desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano, após a 2ª guerra mundial. Procurou-se estabelecer um método de rápida execução e que prescindisse da utilização de equipamentos sofisticados, adotando, desta forma, o ensaio “Califórnia Bearing Ratio” (CBR) ou

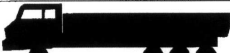
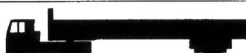
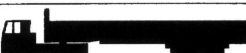
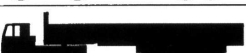
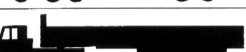
Índice de Suporte Califórnia (ISC) como o indicador da capacidade de suporte das camadas de solo. Em 1967, o método foi adaptado às condições brasileiras pelo Engº Murilo Lopes de Sousa, passando a ser adotado pelo Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER), atualmente DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes). A utilização dos métodos empíricos demandam cuidados dos projetistas, visto que estes foram desenvolvidos para condições específicas, não devendo ser extrapolados para situações diferentes de carregamentos, materiais e clima, por exemplo.

Os métodos mecanísticos são aqueles fundamentados em teorias da física para estimativas das tensões atuantes e das deformações impostas ao pavimento, sejam originadas da ação do tráfego ou de agentes climáticos, procurando compatibilizá-los com os esforços atuantes (CARVALHO, 1999). Um exemplo é o método da confiabilidade, desenvolvido por Motta (1991).

Diferentemente dos métodos empíricos, a obtenção das propriedades dos materiais que subsidiam a utilização destes métodos é complexa, envolvendo ensaios onerosos, que geralmente necessitam de equipamentos sofisticados. Dentre essas propriedades, destacam-se o módulo de resiliência dos solos, associado às deformações elásticas ou resilientes, e a deformação permanente, relacionada às propriedades plásticas do material. A caracterização dessas propriedades para os solos selecionados nesta pesquisa são o foco do estudo aqui apresentado.

1.2 Natureza do problema

Os veículos que trafegam nas estradas são de diferentes tipos, principalmente os comerciais, com configurações de eixo muito diversificadas, conforme ilustrado na Figura 1.1. As velocidades desses veículos e as cargas atuantes em seus eixos são muito variáveis; isto contribui para o surgimento de diferentes tipos e níveis de tensão que se distribuem ao longo de toda a estrutura da via.

Símbolo	Configuração	Descrição
		Automóvel
		Utilitário
2C		Ônibus
2C		Caminhão
3C		Caminhão
4C		Caminhão
2S1		Semi-Reboque
2S2		Semi-Reboque
2S3		Semi-Reboque
3S2		Semi-Reboque
3S3		Semi-Reboque
2C2		Reboque
2C3		Reboque
a) FONTE: DNER – PRO 269-94 (DNER, 1994b)		

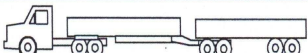
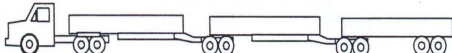
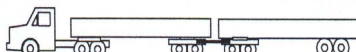
<i>Conjugado (biminhão):</i> constitui-se de um caminhão e um reboque (caminhão+reboque). Biminhão 	<i>Bitrem:</i> combinação de um cavalo-mecânico e dois semi-reboques (cavalo-mecânico + semi-reboque + semi-reboque). Bitrem 
<i>Tritrem:</i> combinação de um cavalo-mecânico e três semi-reboques (cavalo-mecânico + semi-reboque + semi-reboque + semi-reboque). Tritrem 	<i>Rodotrem:</i> combinação de um veículo articulado e um reboque (cavalo-mecânico + semi-reboque + reboque). Rodotrem 
<i>Treminhão:</i> combinação de um caminhão com dois reboques (caminhão + reboque + reboque). Treminhão 	
b) (MACHADO et al., 2005)	

Figura 1.1:Tipos veículos convencionais (DNER – PRO 269-94 (DNER, 1994)) e especiais (MACHADO et al., 2005)

O desempenho de cada camada do pavimento, no sentido de absorver e transmitir esses esforços às camadas subjacentes, vai depender evidentemente da natureza dos materiais empregados em cada uma delas, como explica a teoria de Möhr-Coulomb, ao considerar que a resistência ao cisalhamento dos materiais se deve à coesão e ao atrito entre suas partículas. Assim, uma camada do pavimento constituída de material granular, de coesão praticamente nula, não será capaz de absorver os esforços horizontais de tração e sim os verticais de

compressão e de cisalhamento. Já no caso das misturas asfálticas, por serem constituídas de agregados mais ligante betuminoso, oferecem resistência tanto à tração quanto à compressão.

Segundo Carvalho (1997), para se estudar as características de deformabilidade dos materiais que compõem um pavimento são muitas as informações requeridas, como por exemplo: as cargas do tráfego e sua composição, a velocidade com que são aplicadas, os tipos de materiais empregados na estrutura da via, a técnica construtiva, as peculiaridades estruturais do pavimento (espessuras das camadas e o posicionamento estrutural de cada uma delas), as características geométricas da via, os dispositivos de drenagem da estrada e as influências climáticas (principalmente a precipitação pluvial e a temperatura). Com base nessas considerações, é possível perceber o grau de complexidade que se tem quando todos esses informes precisam ser incluídos em estudos de estruturas de pavimentos; também, de se reproduzir no laboratório as condições de campo a que estão sujeitos os materiais num pavimento em serviço, para estudo de suas características de deformabilidade. Entretanto, 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 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 projeto de pavimento e para a estimativa de seu desempenho, no decorrer de toda a vida útil da estrada.

Portanto, conhecer o comportamento dos materiais sob o ponto de vista tensão-deformação e seus limites de resistência para situações variadas de umidade e temperatura (materiais termo-sensíveis) traz informações indispensáveis para o estudo de dimensionamento de estruturas de pavimentos.

1.3 Importância e justificativa do estudo

Tem-se notado no meio técnico rodoviário o interesse pela aplicação de métodos mecanísticos para análise das respostas estruturais dos materiais utilizados em pavimentos de rodovias. Contudo, a utilização desses métodos depende do conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais constituintes das camadas de pavimentos rodoviários, quando submetidos a carregamentos dinâmicos. Em pavimentos de rodovias, se os níveis de tensão aplicados pelo tráfego não excederem os limites recomendados pelos organismos rodoviários nacionais, o comportamento predominante dos materiais que compõem as camadas do pavimento é elástico não linear; ou sob certas condições elasto-plástico. Logo, as expressões da Lei de Hooke generalizada não são aplicáveis para representação do comportamento mecânico das camadas do pavimento.

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. Na realidade, as camadas do pavimento são solicitadas dinamicamente pelas cargas transientes dos veículos e sob diferentes influências climáticas. Como consequência, surgem deformações recuperáveis e permanentes ao longo de toda a estrutura da estrada.

Segundo Barksdale (1972), 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.

Motta (1991) comenta que nos ensaios triaxiais de cargas repetidas, que normalmente se utilizam para a obtenção do módulo de resiliência, surgem deformações permanentes que em geral não são consideradas. Ao desenvolver

um método de dimensionamento de pavimento flexível, considerou-se como um dos critérios de ruptura, o afundamento máximo de trilha-de-roda igual a 16 mm.

Portanto, a utilização de um procedimento que possibilite prever o afundamento das trilhas-de-roda, no decorrer da vida útil da estrada, muito poderá ser útil aos engenheiros que trabalham com projeto e conservação de pavimentos, quanto às suas tomadas de decisões.

1.4 Objetivo

O foco deste trabalho residiu na caracterização geotécnica, em laboratório, de solos da região de Viçosa-MG, para fins de análise de comportamento de um pavimento flexível hipotético, através de parâmetros dinâmicos.

O objetivo específico da pesquisa foi a determinação da contribuição da deformação permanente dos solos estudados para a previsão das trilhas-de-roda, quando aplicados às camadas de reforço e subleitos de rodovias. Para cumprimento deste objetivo desenvolveram-se as seguintes atividades:

a) execução de ensaios triaxiais dinâmicos para a determinação do módulo de resiliência, empregando-se a norma técnica AASHTO T 307-99;

b) análise das tensões e deformações num pavimento hipotético, representativo da realidade brasileira, empregando-se os modelos de módulo de resiliência previamente determinados;

c) determinação das deformações permanentes dos solos, com níveis de tensão compatíveis com a posição do solo na camada do pavimento, até 10.000 ciclos de carregamentos dinâmicos. Os resultados obtidos das deformações permanentes foram aplicados a um modelo matemático que possibilitou estimar o acúmulo das deformações plásticas do subleito e da camada de reforço, em função do número de aplicação de cargas e da magnitude das tensões aplicadas.

1.5 Organização do trabalho

Além da introdução contida no Capítulo 1, o trabalho consta dos seguintes capítulos:

- **Capítulo 2**

Este capítulo contém uma revisão bibliográfica do assunto, abordando principalmente a natureza dos pavimentos rodoviários, o módulo de resiliência e a deformação permanente dos solos.

- **Capítulo 3**

Este capítulo apresenta um relato sobre os solos estudados, além da metodologia utilizada para atender os objetivos do trabalho.

- **Capítulo 4**

Neste capítulo, são apresentados os resultados dos ensaios realizados e discussão dos mesmos, quais sejam: granulometria, limites de Atterberg, massa específica dos sólidos, compactação, índice suporte Califórnia (ISC ou CBR), módulo de resiliência e deformação permanente dos solos empregados na pesquisa.

- **Capítulo 5**

Com base nos resultados encontrados no Capítulo 4, apresenta-se neste capítulo um procedimento para a previsão das deformações permanentes em pavimentos flexíveis.

- **Capítulo 6**

Apresentam-se as principais conclusões deste trabalho.

- **Capítulo 7**

Apresentam recomendações para futuras pesquisas no campo da Mecânica dos Pavimentos.

- **Anexo A**

O anexo A contém uma análise de uma simulação realizada através do software Everstress em um pavimento flexível hipotético, demonstrando as suas mudanças de comportamento estrutural ao se variar a rigidez da camada de revestimento e a temperatura.

- **Anexo B**

O anexo B trata dos procedimentos necessários para a realização da calibração da prensa triaxial *Load Trac II* para a execução dos ensaios de módulo de resiliência e das deformações permanentes.

2 REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo, apresenta-se uma abordagem sobre estruturas de pavimentos de rodovias e materiais passíveis de emprego em suas camadas estruturais, comportamento mecânico de solos submetidos a carregamentos repetidos, mais especificamente módulo de resiliência e deformações permanentes de solos para análise das respostas estruturais de pavimentos flexíveis rodoviários.

2.1 Estruturas de pavimentos rodoviários

Os pavimentos são classificados em dois grandes grupos, de acordo com a camada de revestimento, ou seja, de asfalto e de concreto (SILVA, 2005). Os de revestimento asfáltico podem possuir a seguinte divisão: pavimentos flexível, semi-rígido, invertido, *deep-strength* e *full depth-strength*. Já os de revestimento de concreto de cimento, são divididos em: pavimentos de concreto simples, de concreto armado e de concreto protendido. Existe ainda uma outra denominação de pavimento qual seja, semi-rígido, que atualmente vem sendo questionada e que consiste de uma camada de revestimento asfáltico disposta sobre uma camada estabilizada com ligante hidráulico.

Para maiores informações sobre os diversos tipos de pavimento, recomenda-se consultar Yoder e Witczak (1975), Senço (1997), Medina e Motta (2005); Silva (2005); Bernucci et al. (2007) e Balbo (2007).

A Figura 2.1 ilustra dois tipos de estruturas de pavimento, tradicionalmente conhecidas como flexível e rígida. Em a ("pavimento flexível"), tem-se uma estrutura composta por um revestimento asfáltico e camadas granulares (base, sub-base e reforço) apoiadas no subleito; em b (pavimento rígido), observa-se uma estrutura constituída por uma placa de concreto de cimento Portland e uma

camada de sub-base, ambas assentadas também no subleito. Na parte a da, estrutura mais flexível, nota-se uma área menor de distribuição de tensão e de amplitude maior aplicada no subleito; em b, caso de uma estrutura mais rígida, observa-se o contrário, isto é, maior área de distribuição de tensão e menor tensão aplicada no subleito e de forma mais uniforme.

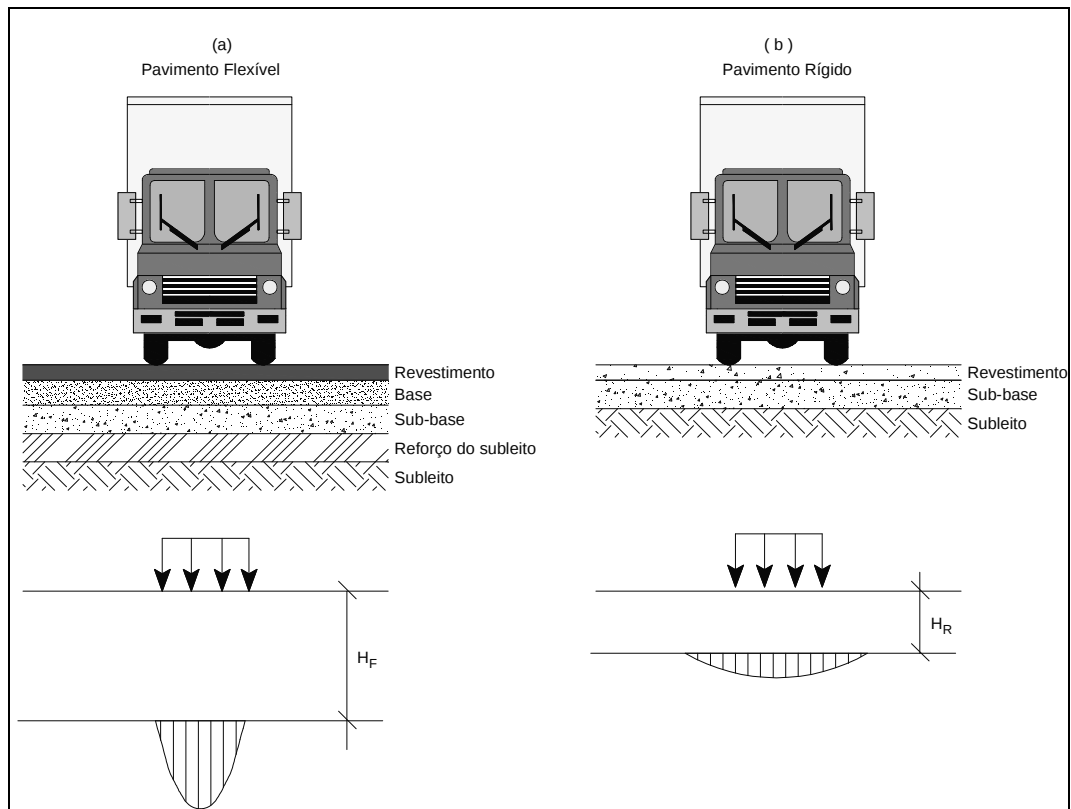


Figura 2.1: Estrutura típica dos pavimentos flexíveis e rígidos

Segundo Balbo (2007), quando há queda substancial de temperatura, a viscosidade do asfalto aumenta consideravelmente, provocando um incremento expressivo no módulo de elasticidade ou resiliência da mistura asfáltica. Dependendo do tipo de asfalto e da temperatura, este aumento pode alcançar a ordem de 8 a 10 vezes o módulo de elasticidade encontrado em laboratório, à temperatura de 25 °C. Isto significa dizer que as propriedades elásticas do asfalto tendem a se aproximar às das misturas cimentadas, até mesmo de concretos

compactados ou vibrados. Para ilustrar esta consideração feita por Balbo (2007), será apresentada no Anexo A uma simulação com base em quatro situações de para análise das tensões horizontais de tração na face inferior do revestimento asfáltico e das tensões normais verticais no topo do subleito. Essas tensões normalmente são empregadas como critérios de projeto para dimensionamento de pavimentos flexíveis.

A Tabela 2.1 contém alguns fatores e variáveis a eles associadas que interferem no comportamento mecânico dos solos e que certamente ilustram a complexidade de se estudar de forma mais detalhada estruturas de pavimentos flexíveis.

Sob o ponto de vista do comportamento dos materiais em campo, além da sua natureza químico-mineralógica, as características de compactação são muito importantes para o bom desempenho do pavimento. Assim, recomenda-se consultar trabalhos mais específicos que abordam essas questões, como por exemplo: DNIT (2006), Svenson (1980), Pinto (2006), Trindade et al. (2008), entre outros.

Tabela 2.1: Alguns fatores e variáveis que influenciam o comportamento mecânico de solos em pavimentos de rodovias

Comportamento mecânico dos solos - fatores e variáveis que se inter-relacionam	
Fatores	Variáveis
Carga	Amplitude da tensão
	Número de aplicação da tensão
	Geometria da onda de carregamento (quadrada, triangular, senoidal, etc.)
	Tipo de tensão (compressão, tração, cisalhante, estado triaxial de tensão, etc.)
	Tempo de ciclo do carregamento
	Duração do carregamento
Materiais	Método de compactação: dinâmica, estática, amassamento e vibração
	Energia de compactação
	Natureza do solo
	Granulometria
	Grau de compactação
	Peso específico aparente seco
	Teor de umidade de moldagem
Características ambientais	Grau de saturação
	Umidade
Tempo	Temperatura
	Período de análise de desempenho do Pavimento

2.2 Tensões atuantes nos pavimentos

As tensões atuantes em um elemento infinitesimal de um material podem ser definidas por suas componentes normais e cisalhantes (Figura 2.2 a). Para

qualquer estado de tensão atuante em um determinado ponto de um sólido, existirão três planos perpendiculares entre si onde as tensões cisalhantes atuando na face do elemento são nulas. Nessa condição, as tensões normais incidentes nestes planos são as chamadas tensões principais, como mostra a Figura 2.2 b.

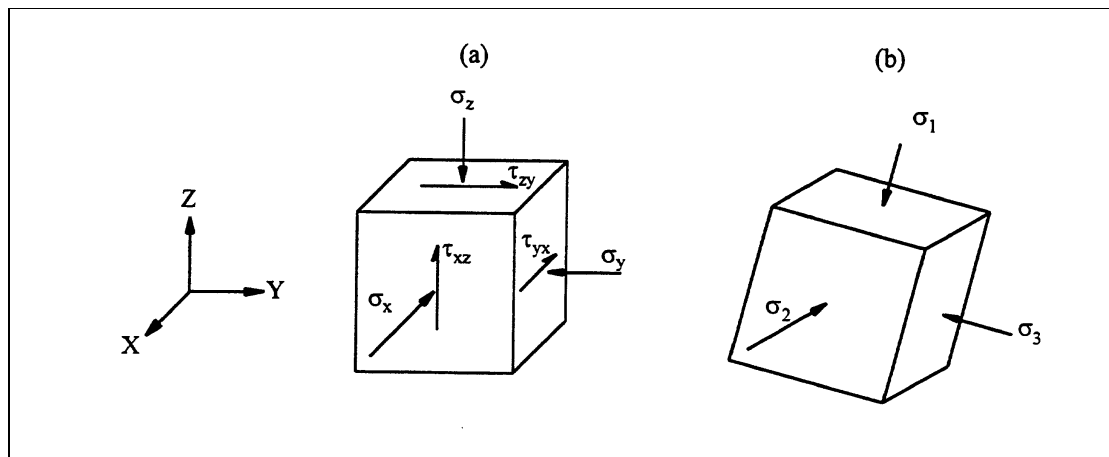


Figura 2.2: Tensões normais e cisalhantes atuantes em elemento infinitesimal de um sólido.

Os pavimentos são geralmente solicitados por cargas transientes, que impõem a eles diferentes magnitudes de tensões normais (verticais e horizontais) e cisalhantes. Analisando-se um elemento do material numa dada localização na camada do pavimento e tendo em vista o posicionamento da carga dinâmica do veículo na superfície da estrada, existe uma orientação dos planos onde atuam apenas as tensões principais, como mostra a Figura 2.3 (SHAW, 1980). Mas se o elemento da camada estiver orientado em outra posição, haverá tensões cisalhantes atuando na face do referido elemento. Uma situação que é possível reproduzir em laboratório, através do ensaio triaxial de cargas repetidas, refere-se quando o elemento analisado estiver direcionado exatamente abaixo do centro de aplicação da carga (Figura 2.3, posição 2).

Para a determinação das propriedades mecânicas dos materiais de pavimentação, são comumente realizados ensaios triaxiais de cargas repetidas. Nestes ensaios, normalmente pode-se reproduzir uma vasta gama de

combinações das tensões verticais e horizontais. Entretanto, exceto para alguns equipamentos especiais, não é possível simular as tensões de cisalhamento nem mesmo a mudança na direção de aplicação das tensões principais (WERKMEISTER, 2003). As tensões aplicadas nestes ensaios são equivalentes àquelas que atuam diretamente abaixo da linha central da roda de carga, nas condições de campo. Logo, tem-se que: $\sigma_1 = \sigma_v$: tensão vertical; $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_h$: tensão horizontal.

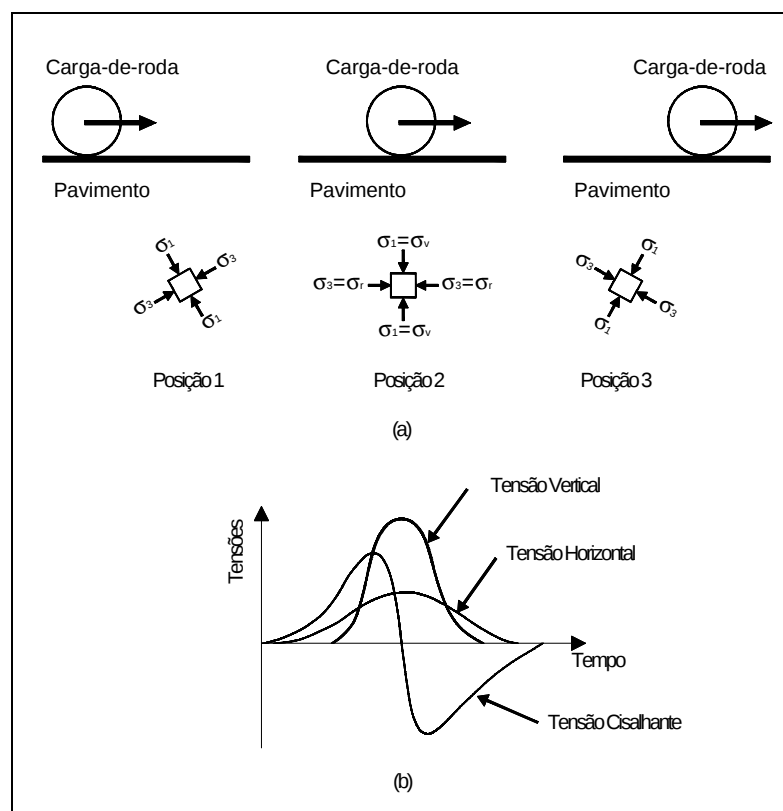


Figura 2.3: Tensões geradas em um pavimento devido às cargas dinâmicas (SHAW, 1980).

2.3 Módulo de resiliência dos solos

Para se estudar as características de deformabilidade dos materiais que compõem a estrutura dos pavimentos rodoviários, em condições dinâmicas e no

regime elástico não linear, utiliza-se o módulo de resiliência. A determinação desse parâmetro, nas condições do ensaio triaxial dinâmico, pode ser feita pelo emprego da Equação 2.1. Observa-se, nessa fórmula, que o valor do módulo de resiliência (M_R) varia inversamente com a deformação resiliente ou elástica. Portanto, quanto mais deformável for o material, menor será o valor do seu módulo de resiliência.

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_R} \quad (2.1)$$

onde:

M_R :módulo de resiliência;

σ_d : tensão-desvio;

ϵ_R :deformação resiliente, determinada pela Equação 2.2.

$$\epsilon_R = \frac{\delta h}{h} \quad (2.2)$$

sendo:

Δh : deslocamento axial elástico ou resiliente;

h : altura do corpo-de-prova .

A Figura 2.4 mostra a resposta do solo quando submetido a um ciclo de carregamento e descarregamento, típico das condições de um pavimento. Na referida figura, nota-se que, sob estas condições, os solos possuem parcelas de deformação permanente e resiliente ou recuperável.

Na Mecânica dos Pavimentos, o parâmetro módulo de resiliência (M_R) é comumente empregado em teorias elásticas lineares e não-lineares aplicadas ao cálculo da resposta física de pavimentos rodoviários estruturados como sistemas

de camadas.

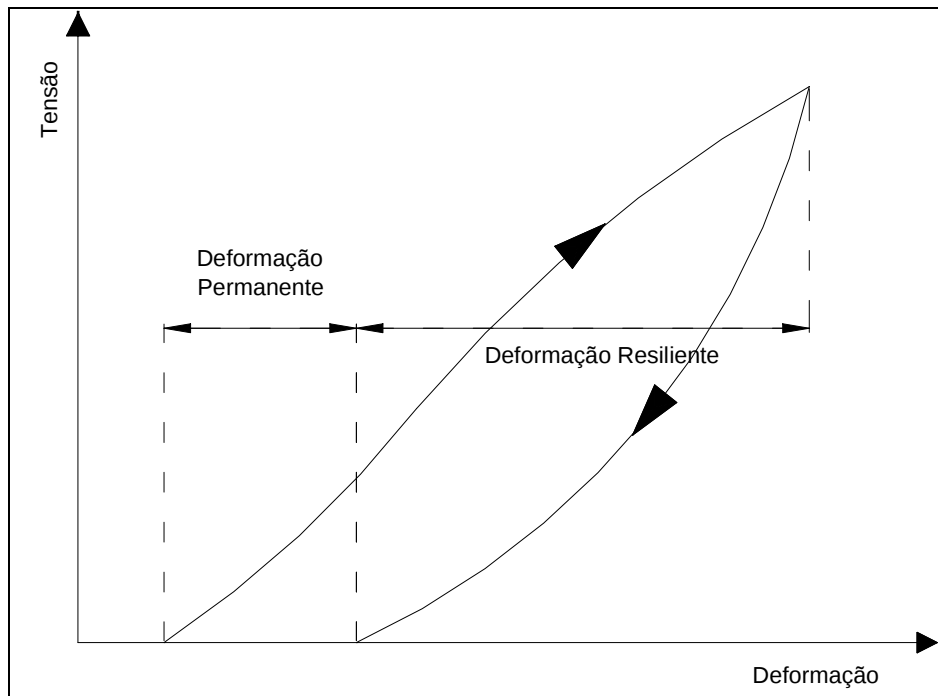


Figura 2.4: Resposta do solo a um ciclo de carregamento-descarregamento (LEKARP et al., 2000).

A avaliação do comportamento mecânico dos materiais dos pavimentos depende de vários fatores, podendo-se referir a: características do tráfego, condições ambientais de curto e longo prazo, variáveis de construção e natureza dos materiais ensaiados.

Na análise do comportamento resiliente dos solos, é comum empregar modelos diferentes para solos granulares e para solos finos. Em geral, os solos com partículas predominantemente granulares têm seu módulo de resiliência dependente da tensão confinante, enquanto os solos finos apresentam o módulo de resiliência influenciado pelas tensões-desvio (MEDINA e MOTTA, 2005).

2.3.1 Módulo de resiliência dos solos granulares

O comportamento de materiais granulares em camadas de pavimentos rodoviários, sob carregamento dinâmico é predominantemente elástico não linear (MOTTA,1991).

Hicks (1970) adotou como modelo de comportamento de solos sob o ponto de vista tensão-deformação aquele que expressa o módulo de resiliência em função da tensão confinante:

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (2.3)$$

sendo:

M_R : módulo de resiliência;

σ_3 : tensão confinante;

k_1 e k_2 : constantes obtidas experimentalmente.

Por tentar estimar o módulo de resiliência dos solos a partir somente da tensão confinante, este modelo sofreu muitas críticas. Porém, dada a simplicidade de obtenção dos parâmetros, continua ainda bastante empregado.

Drumm et al. (1990) descreveram que, para materiais granulares, o módulo de resiliência varia em função do primeiro invariante de tensões, segundo o modelo potencial expresso na Equação 2.4.

$$M_R = k_1 \theta^{k_2} \quad (2.4)$$

Onde:

θ : primeiro invariante de tensões ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$);

k_1 e k_2 : coeficientes experimentais.

O modelo acima tem sido muito utilizado e largamente aceito para a análise da distribuição de tensões segundo a rigidez das camadas constituintes dos pavimentos. Contudo, algumas restrições são feitas a este modelo por considerar o coeficiente de Poisson como uma constante. Estudos realizados por Hicks (1970); Hicks e Monismith et al. (1975); Brown e Hyde (1975); Boyce (1980); Sweere (1990); Kolisoja (1997) mostraram que o coeficiente de Poisson não é constante, variando com a tensão aplicada.

Alguns autores concluíram que apenas o primeiro invariante de tensões (θ) é insuficiente para se estimar o módulo de resiliência dos materiais. May e Witczak (1981) constataram que o módulo de resiliência dos solos é função não só de θ mas também da magnitude da deformação cisalhante, induzida pelas tensões cisalhante e desvio.

Uzan (1985) propôs a inclusão da tensão desvio no modelo da Equação 2.4, resultando no modelo descrito abaixo:

$$M_R = k_1 \theta^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (2.5)$$

onde:

θ : primeiro invariante de tensões;

σ_d : tensão desvio;

k_1 , k_2 e k_3 : coeficientes experimentais.

Nazarian e Feliberti (1993) apresentaram um modelo que considera não só o estado de tensões mas como também a magnitude das deformações axiais:

$$M_R = 10^{k_1} \theta^{k_2} \epsilon^{k_3} \quad (2.6)$$

sendo:

θ : primeiro invariante de tensões;

ε : deformação axial,

k_1, k_2, k_3 : são coeficientes do material obtidos experimentalmente.

2.3.2 Módulo de resiliência dos solos coesivos

Ao estudar o módulo de resiliência dos solos coesivos, Lee et al. (1997) destacaram que este parâmetro é função da tensão desvio aplicada, do método de compactação empregado na preparação das amostras (amostras compactadas por meio estático, por exemplo, podem apresentar módulos maiores do que aquelas compactadas por apiloamento), dos parâmetros de compactação (amostras compactadas no ramo seco em geral exibem módulos maiores do que aquelas compactadas no ramo úmido), de efeitos tixotrópicos nas amostras (sendo mais marcante nas amostras compactadas no ramo úmido), bem como advogam uma relação linear entre o módulo de resiliência e a sucção matricial de um solo.

Hicks (1970) propôs o modelo que representa o módulo de resiliência em função da tensão desvio (σ_d) como um modelo elástico bi-linear.

$$M_R = k_2 + k_3(k_1 - \sigma_d), \text{ para } k_1 > \sigma_d \quad (2.7)$$

$$M_R = k_2 + k_4(\sigma_d - k_1), \text{ para } k_1 < \sigma_d \quad (2.8)$$

sendo:

σ_d : tensão desvio;

k_1, k_2, k_3 e k_4 : coeficientes experimentais.

Na prática, a determinação do ponto de transição do modelo bi-linear não é tão simples. Assim, Svenson (1980) propôs um modelo simplificado para o comportamento resiliente dos solos coesivos:

$$M_R = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (2.9)$$

sendo:

σ_d : tensão desvio;

k_1 e k_2 : são coeficientes experimentais.

Aranovich (1985), em um estudo que compreendeu solos de comportamento laterítico de cinco estados brasileiros utilizados em pavimentos não convencionais de estradas vicinais, propôs o modelo seguinte, denominado modelo combinado para previsão do módulo de resiliência.

$$M_R = [k_2 + k_3 (k_1 - \sigma_d)] \sigma_3^{k_5}, \text{ para } \sigma_d < k_1 \quad (2.10)$$

$$M_R = [k_2 + k_4 (\sigma_d - k_1)] \sigma_3^{k_5}, \text{ para } \sigma_d > k_1 \quad (2.11)$$

sendo:

σ_d : tensão desvio;

σ_3 : tensão de confinamento;

k_1 e k_2 : coeficientes experimentais.

Os solos finos apresentam também uma relação tensão-deformação elástica não linear com predominância do efeito da tensão desvio axial repetida, quando compactados na umidade ótima (MOTTA, 1991).

Alguns pesquisadores, como por exemplo, Pezo, (1993), Macedo (1996), Garg e Thompson (1997) observaram a necessidade de incluir as tensões desvio na estimativa do módulo resiliente dos solos granulares, resultando no modelo composto, também utilizado na determinação do módulo resiliente de solos coesivos como mostra a Equação 2.12:

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (2.12)$$

sendo:

M_R : módulo de resiliência;

σ_3 : tensão confinante;

σ_d : tensão desvio;

k_1 , k_2 e k_3 : constantes empíricas.

Ferreira (2002) aborda a importância de considerar conjuntamente as tensões desvios e confinantes no modelo de representação do módulo de resiliência dos solos. Marangon (2004) ressalta que o modelo atinge coeficientes de determinação (R^2) acima de 0,90, superiores assim aos demais modelos.

2.3.3 Estimativa do módulo de resiliência a partir de outros parâmetros

A obtenção, em laboratório, do módulo de resiliência, apresenta um grau de complexidade relativamente elevado, requerendo o emprego de um equipamento especial, o equipamento triaxial de cargas repetidas, que não se encontra disponível, até o momento, na maioria dos centros técnicos brasileiros de ensino e pesquisa, podendo-se estender esta afirmação, também, aos Estados Unidos da América, conforme realçam Lee et al. (1997). A título de informação, os procedimentos para a determinação em laboratório deste parâmetro foram estabelecidos em época relativamente recente pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER, 1986), sendo este procedimento revisto por este órgão em 1994 (DNER, 1994 a). Atualmente, esta norma encontra-se em fase de revisão. Por essa razão, vários pesquisadores propuseram ao longo dos anos correlações empíricas entre o módulo de resiliência e outros parâmetros geotécnicos de fácil obtenção.

A sugestão de se empregar parâmetros geotécnicos mais simples está explícita na publicação AASHTO (1986), onde se encontram correlações entre o módulo de resiliência e ensaios padrões de engenharia rodoviária.

Heukelom e Klomp (1962) sugeriram a estimativa do módulo de resiliência a partir do índice de suporte Califórnia (ISC ou CBR), conforme segue:

$$M_R \text{ (psi)} = 1.500 \text{ CBR} \quad (2.13)$$

De acordo com Cardoso e Witczak (1991), o modelo representado pela Equação 2.14 foi o que 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.

$$M_R = \frac{179,0412(\text{CBR})^{1,08774}(\sigma_3)^{1,43833}}{(\sigma_1)^{1,18598}} \quad (2.14)$$

onde:

M_R : módulo de resiliência (psi);

CBR: índice suporte Califórnia;

σ_1 : tensão principal maior (psi);

σ_3 : tensão de confinamento (psi).

Parreira et al.(1998), trabalhando com sete tipos solos de rodovias brasileiras, desenvolveram um modelo envolvendo o estado de tensões e o módulo tangente inicial (E_0), fornecido por ensaios de compressão simples. Considerando-se o conjunto de solos, seis de natureza arenosa e um argiloso, o modelo que melhor representou o comportamento resiliente das amostras ensaiadas foi:

$$M_R = 4,5231E_0^{0,3158}\sigma_d^{-0,3436}\theta^{0,4393} \quad (2.15)$$

onde:

M_R : módulo de resiliência (kPa);

E_0 : módulo tangente inicial (kPa);

θ : primeiro invariante de tensão (kPa);

σ_d : tensão desvio (kPa).

O coeficiente de determinação R^2 encontrado para a Equação 2.15 foi igual a 0,67. Considerando-se apenas o universo dos solos arenosos, o modelo que melhor ajustou os dados obtidos foi o que se segue, com um coeficiente de determinação linear encontrado igual a 0,82.:

$$M_R = 0,8481E_0^{0,4559} + 1.1472\theta^{0,8630} \quad (2.16)$$

Os autores sugerem então que não existe uma correlação única que contemple solos arenosos e argilosos simultaneamente.

Lee et al. (1997) apresentaram um estudo dirigido à determinação de correlação entre o módulo de resiliência de três solos finos de subleito do Estado de Indiana, nos Estados unidos, e a tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$), no ensaio de compressão simples. Do ponto de vista metodológico, o trabalho desses autores contemplou:

- ✓ três tipos de solos finos do Estado de Indiana;
- ✓ corpos-de-prova com diâmetro de 73 mm e altura de 152 mm, compactados em cinco camadas, empregando-se quatro energias de compactação e, pelo menos, quatro teores de umidade (tomando-se como referência o teor ótimo de umidade);
- ✓ após compactação, as amostras foram armazenadas em uma câmara úmida por dois dias;
- ✓ posteriormente, as amostras foram ensaiadas em compressão não confinada,

empregando-se uma taxa de deformação de 1% por minuto (0,025 mm/s), encerrando-se o ensaio ao se atingir uma deformação axial de 1% (no presente caso, para deslocamento vertical de aproximadamente 1,6 mm); e

- ✓ na seqüência, os corpos-de-prova foram ensaiados no equipamento triaxial cíclico, de acordo com o procedimento recomendado pelo método AASHTO T 274-82. Como na determinação do módulo de resiliência, há uma etapa de condicionamento, os autores acreditam que a realização da compressão não confinada inicial não tem efeito significativo no valor do módulo de resiliência de cada corpo-de-prova. No ensaio triaxial cíclico, aplicam-se vários ciclos da tensão desvio por 0,1 s; seguido de um período de repouso de 0,9 s.

Esses autores determinaram uma correlação significativa (coeficiente de determinação $R^2 = 0,97$) entre os parâmetros M_R e $S_{u1\%}$, para M_R determinados para tensões desvio de 41,4 kPa e confinante de 20,7 kPa, conforme a Equação 2.17.

$$M_R = 695,4(S_{u1\%}) - 5,93(S_{u1\%})^2 \quad (2.17)$$

Onde:

M_R : Módulo de Resiliência (kPa)

$S_{u1\%}$: Resistência à compressão axial não confinada a 1% de deformação

As principais conclusões apresentadas pelos autores desse trabalho foram:

- ✓ a resistência à compressão não confinada determinada a 1% de deformação é um bom indicador do módulo de resiliência, sendo que a relação entre esses parâmetros para um determinado solo é única e independente do teor de umidade e da energia de compactação;
- ✓ a relação expressa pela Equação 2.17 é a mesma para os diferentes solos ensaiados, acreditando-se que a mesma pode ser aplicável para diferentes tipos de solos; e
- ✓ os dados revelaram que a mesma relação pode ser empregada para se estimar o módulo de resiliência para condições de compactação de

laboratório e de campo.

Araújo (2001) estudou o comportamento resiliente de dois solos típicos de subleitos de rodovias da região de Viçosa-MG, procurando investigar a validação do modelo universal proposto por Lee et al. (1997). O modelo encontrado para o conjunto de solos estudados foi o que se segue:

$$M_R = 258,26(Su_{1\%}) + 5.22(Su_{1\%})^2 \quad (2.18)$$

onde:

M_R : Módulo de resiliência (kPa);

$Su_{1\%}$: Resistência à compressão simples (kPa) a 1% de deformação.

Os coeficientes do modelo encontrado divergem da proposta apresentada por Lee et al. (1997). Araújo (2001) sugere que o modelo deva ser mais investigado, expandindo o estudo para um número maior de solos.

2.4 Deformação permanente dos solos

A deformação permanente ocorre no material devido à ação de uma carga externa, não sendo recuperável quando a mesma for removida. No caso rodoviário, à medida que o pavimento sofre o efeito das cargas transientes do tráfego, todas as camadas do pavimento podem apresentar acúmulo de deformações permanentes, que se manifestam na superfície das rodovias sob a forma de afundamentos plásticos, comumente denominados de trilhas-de-roda.

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). Carvalho (1997) ilustra na Figura 2.5 as duas formas de surgimento das deformações permanentes. A deformação permanente excessiva resultante da densificação pode ser evitada se forem cumpridas as especificações de serviço do organismo rodoviário responsável pelo controle

executivo das camadas constituintes do pavimento. Já a deformação permanente devido ao fluxo plástico, é resultante das tensões cisalhantes repetidas e alguns critérios de projeto fundamentam nessa condição de deformabilidade do pavimento. A AASHO Road Test¹ (1962), apud Haas e Hudson (1978), demonstrou que a deformação permanente pode ocorrer em todas as camadas da estrutura do pavimento e que os efeitos do fluxo plástico têm maior influência que o da densificação.

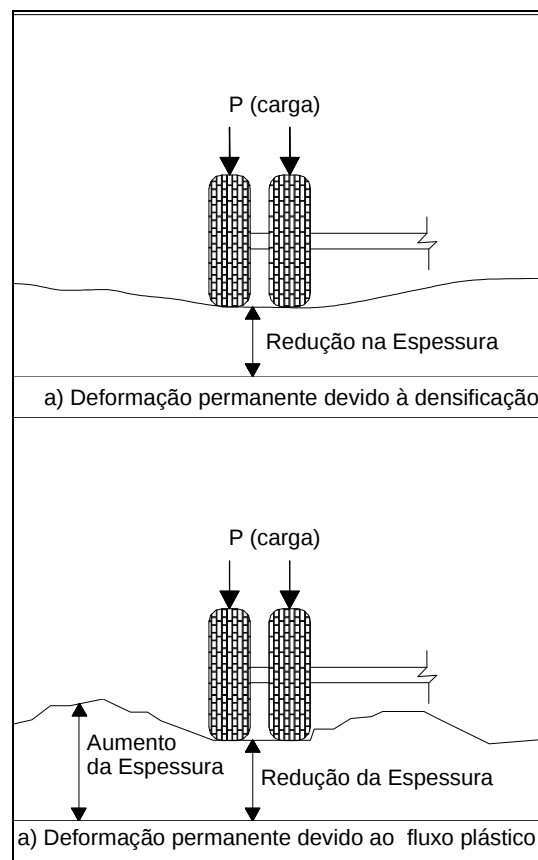


Figura 2.5: Origem das deformações permanentes em um pavimento: (a) devido à densificação; (b) devido ao fluxo plástico (CARVALHO, 1997)

¹ Highway Research Board: "The AASHO Road Test: Report 5 - Pavement Research", HRB Special Rept. 61-E, 1962.

Segundo Medina e Motta (2005), é corrente a observação de que o defeito mais freqüente nos pavimentos flexíveis, no Brasil, é o trincamento da camada superior de concreto asfáltico pela flexão alternada da camada superficial apoiada em camadas granulares, geralmente bastante deformáveis elasticamente. Motta (1991) relata que, para as condições brasileiras, os defeitos causados pelas deformações permanentes não são expressivos, principalmente devido às condições de dimensionamento tradicionalmente adotadas (Método CBR com imersão em água por quatro dias) e às baixas umidades de equilíbrio.

Esta constatação fez com que a maioria das pesquisas na linha da Mecânica dos Pavimentos realizadas nos últimos anos concentrassem esforços na determinação do comportamento resiliente dos solos, o que culminou com a adoção do módulo de resiliência como parâmetro de projeto no método de dimensionamento de pavimentos flexíveis da AASHTO, (AASHTO, 1986). Por outro lado, poucas pesquisas foram conduzidas com o foco na investigação das deformações permanentes e o seu impacto no desempenho estrutural do pavimento. Por consequência, pouco conhecimento sobre este parâmetro foi gerado e incorporado como critério de projeto de pavimentos.

Segundo Franco (2007), métodos de dimensionamento consagrados, como o método da Shell (BISAR), o do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos, o de dimensionamentos de pavimentos de aeroportos da *Federal Aviation Administration* (FAA), consideram a deformação permanente de forma simplificada, atribuindo toda a trilha-de-roda que surge na superfície dos pavimentos à camada de subleito. As camadas da estrutura do pavimento, de acordo com as premissas destes métodos, apresentam apenas deformações resilientes .

Entretanto, alguns fatores, tais como o aumento de tráfego, as novas configurações de eixos dos veículos de carga e mesmo o aumento na pressão de enchimento dos pneus, vêm alterando as formas dos carregamentos aplicados às rodovias, acarretando aumento da degradação dos pavimentos, quer seja pelo trincamento progressivo ou mesmo pela formação das trilhas-de-roda.

Guimarães (2001) argumenta que, embora os efeitos do trincamento por fadiga dos revestimentos asfálticos se sobreponham aos efeitos dos afundamentos plásticos, as pesquisas para determinação das deformações permanentes se justificam sob dois principais aspectos: (i) o desenvolvimento de modelos para estimativas das deformações adaptados aos pavimentos brasileiros; (ii) a compreensão da relação tensão/deformação em solos tropicais constituintes das camadas de pavimento e a verificação da ocorrência do “*shakedown*” ou acomodamento das deformações permanentes, associados ao surgimento de tensões residuais.

Segundo Elliot et al. (1998), há evidências que justificam que, em alguns casos, as deformações permanentes podem ter papel importante na vida útil dos pavimentos. Esta influência parece ser mais crítica em pavimentos de rodovias vicinais com revestimento primário, ou aqueles com camadas de revestimentos asfálticos delgados, típicos das rodovias de baixo volume de tráfego. Segundo os autores, merecem maior atenção os estudos da contribuição da camada de subleito às deformações permanentes do pavimento, pois as camadas de revestimento asfáltico e as demais camadas granulares que compõem a estrutura do pavimento podem ter suas propriedades mecânicas controladas pela correta seleção e dosagem dos materiais e pelo controle de compactação em campo, o que não ocorre com o subleito. Desta forma, o subleito apresenta-se como a camada menos resistente e mais susceptível à ocorrência das deformações permanentes.

O grande efeito deletério da ocorrência das deformações permanentes é a interferência na condição de escoamento da água para as laterais da estrada. A água ao depositar nessas trilhas interfere na governabilidade dos veículos, fenômeno este conhecido como aquaplanagem, o que afeta os níveis de segurança e conforto ao rolamento nas estradas. De acordo com Medina e Motta (2005), alguns países consideram o valor admissível para do afundamento da trilha de roda de 10 mm, podendo-se tolerar valores de 16 mm para pistas de baixo tráfego. Ao se detectarem afundamentos da ordem de 20 mm, recomenda-se o reparo imediato do pavimento.

Franco (2007) aponta para o crescimento das deformações permanentes no revestimento com o aumento das cargas e nas áreas urbanas em pontos concentrados como em paradas de ônibus, como ilustrado na Figura 2.6.



Figura 2.6: Exemplo de afundamento de trilha-de-roda de pavimento asfáltico em ponto de ônibus de vias urbanas.

2.4.1 Estimativa do acúmulo das deformações permanentes 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 subcamadas de espessuras convenientes. As tensões principais σ_1 e σ_3 no centro de cada subcamada (Figura 2.7), subjacente à carga aplicada, podem ser calculadas por intermédio de uma teoria elástica não

linear ou através de uma teoria visco-elástica não linear. As deformações plásticas no centro de cada subcamada, após aplicação de um número adequado 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 subcamada pela sua respectiva espessura. A Equação 2.19 ilustra esta operação.

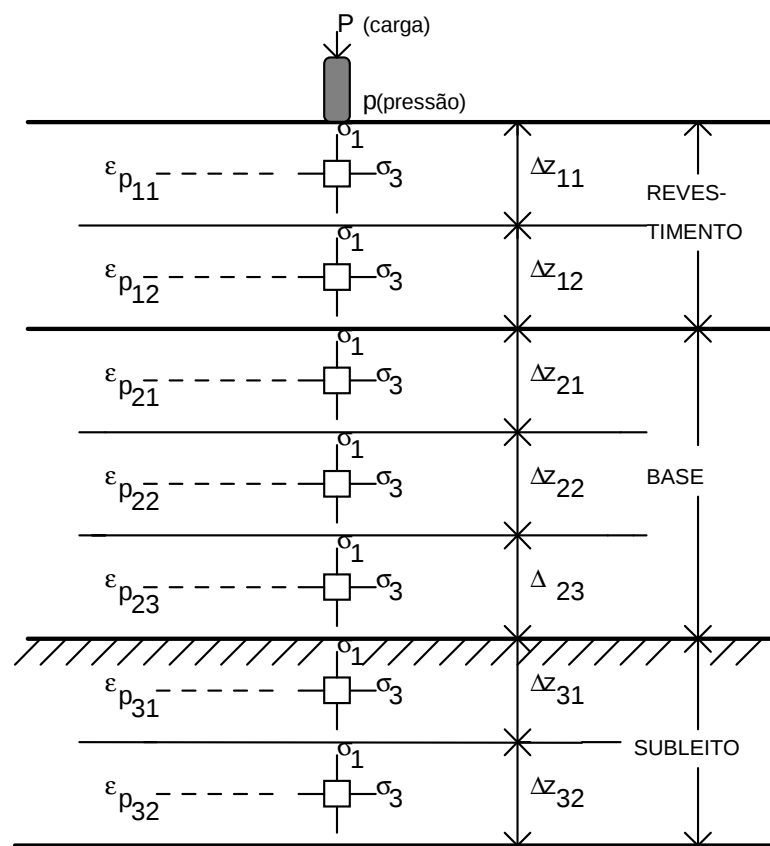


Figura 2.7: Sistema de pavimento para a estimativa da deformação permanente

$$\delta_t = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \epsilon_{p_{ij}} \times \Delta z_{ij} \quad (2.19)$$

onde:

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

$\epsilon_{p_{ij}}$ = deformação permanente da subcamada j pertencente à camada i;

Δz_{ij} = espessura da subcamada j pertencente à camada i;

n = número de camadas do pavimento;

m = número de subcamadas que cada camada **n** foi dividida.

Tseng e Lytton (1989) desenvolveram um modelo de natureza empírico-mecanística para a estimativa das deformações permanentes:

$$\delta_a(N) = \frac{\epsilon_0}{\epsilon_r} \cdot e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \cdot \epsilon_v \cdot h \quad (2.20)$$

Sendo:

$\delta_a(N)$: deformação permanente da camada;

N : Número de repetições de carga;

h : espessura da camada;

ϵ_0 , ρ e β : parâmetros da equação relacionados às propriedades dos materiais;

ϵ_r : deformação específica resiliente;

ϵ_v : deformação específica vertical média resiliente.

Os parâmetros ϵ_0 , ρ e β estão relacionados com as propriedades dos materiais e podem ser obtidos através dos ensaios de deformação permanente. Guimarães (2001) lista uma série de equações que fornecem uma estimativa destes parâmetros:

Para materiais de subleito:

$$\log\left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_r}\right) = -1,69867 + 0,09121.W_c - 0,11921.\sigma_d + 0,91219.\log(E_r) \quad (2.21)$$

$$R^2 = 0,81$$

$$\log(\beta) = -0,9730 - 0,0000278.W_c^2.\sigma_d - 0,017165.\sigma_d - 0,0000338.W_c^2.\sigma_\theta \quad (2.22)$$

$$R^2 = 0,74$$

$$\log(\rho) = 11,009 + 0,000681.W_c^2.\sigma_d - 0,040260.\sigma_d - 0,0000545.W_c^2.\sigma_\theta \quad (2.23)$$

$$R^2 = 0,86$$

Para materiais de base e sub-base:

$$\log\left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_r}\right) = -0,80978 - 0,06626.W_c - 0,003077.\sigma_d + 0,000003.\log(E_r) \quad (2.24)$$

$$R^2 = 0,60$$

$$\log(\beta) = -0,9190 + 0,03105.W_c - 0,001806.\sigma_\theta - 0,0000015E_r \quad (2.25)$$

$$R^2 = 0,74$$

$$\log(\rho) = -1,78667 + 1,45062.W_c - 0,0003784.\sigma_\theta^2 - 0,002074.W_c^2.\sigma_\theta - 0,0000105.M_R \quad (2.26)$$

$$R^2 = 0,66$$

Onde:

W_c : Teor de umidade do material (%);

σ_θ : tensão octaédrica (lb/pol²);

σ_d : tensão desvio (lb/pol²);

M_R : módulo de resiliência da camada (lb/pol²).

O guia de Projeto da NCHRP (NCHRP, 2004), recomenda um modelo baseado naquele proposto por Tseng e Lytton (Equação 2.20), com alterações baseadas em observações de campo.

$$\delta_a(N) = 2,2 \left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_r} \right) \cdot e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \cdot \epsilon_v \cdot h, \text{ para solos de base/sub-base} \quad (2.27)$$

$$\delta_a(N) = 8 \cdot \left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_r} \right) \cdot e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \cdot \epsilon_v \cdot h, \text{ para materiais de subleito} \quad (2.28)$$

Sendo:

$\delta_a(N)$: deformação permanente da camada;

N : Número de repetições de carga;

h : espessura da camada;

ϵ_0 , ρ e β : parâmetros da equação relacionados às propriedades dos materiais;

ϵ_r : deformação específica resiliente

ϵ_v : deformação específica vertical média resiliente.

2.4.2 Modelos de previsão da deformação permanente de materiais empregados em estruturas de pavimentos flexíveis

O modelo mais utilizado para estimativa das deformações permanentes de solos que compõem a estrutura de pavimentos flexíveis foi proposto por Monismith et al. (1975), consistindo em uma relação potencial entre as deformações permanentes (ϵ_p) e o número N de aplicação de cargas.

$$\epsilon_p = A.N^B \quad (2.29)$$

Onde:

ϵ_p : Deformação permanente acumulada;

N: Número de aplicação de cargas.

A e B: parâmetros da equação obtidos de forma experimental.

Vários pesquisadores utilizaram esta relação no estudo das deformações permanentes, obtendo bons ajustes aos dados experimentais. Svenson (1980) estudou solos argilosos utilizados em camadas de reforço e subleito de rodovias brasileiras. A Tabela 2.2 apresenta os valores dos parâmetros A e B da Equação 2.29 para os solos estudados por Svenson (1980).

Tabela 2.2: Coeficientes experimentais da Equação 2.29 obtidos por SVENSON (1980)

AMOSTRA	Classificação		Parâmetros de compactação		σ_d (kPa)	$\varepsilon_p = A.N^B$		
	TRB	USCS	W (%)	γ_d (kN/m ³)		$A \cdot 10^{-3}$	B	r
Argila Vermelha -RJ	A-7-6	CH	17,0	17,47	76	9,3	0,058	0,99
			18,9	16,84	76	2,9	0,072	0,99
Argila Amarela RJ	A-7-5	CL	21,1	16,55	75	1,1	0,086	0,98
			23,3	15,83	75	4,9	0,121	0,93
Argila Vermelha MG	A-7-5	ML-CL	16,2	17,42	142	1,3	0,028	0,92
			17,4	17,23	142	3,0	0,039	0,98
			18,6	17,03	142	8,0	0,044	0,94
Argila Vermelha PR	A-7-5	CL	18,7	16,96	70	6,0	0,066	0,95

Sant'anna (2006) determinou as deformações permanentes de dois solos de natureza argilosa estabilizados quimicamente com a adição de grits, resíduo industrial proveniente da produção de papel e celulose, variando o teor de umidade e a energia de compactação das amostras. O estado de tensão utilizados nos ensaios triaxiais dinâmicos foi obtido através do programa ELSYM5, utilizando estruturas de pavimentos típicos de estradas florestais, resultando em tensões verticais normais de 119 kPa e tensões horizontais de 25 kPa. O autor utilizou em seus ensaios 10.000 repetições de cargas. Verificou-se nesta pesquisa que o teor de umidade foi a propriedade que mais influenciou a deformação permanente dos materiais estudados. A Tabela 2.3 apresenta os resultados obtidos dos parâmetros a e b da Equação 2.29.

Tabela 2.3: Coeficientes experimentais da Equação 2.29 obtidos por SANT'ANNA (2006)

Designação da Amostra	Teor de Umidade	Energia de Compactação	$\epsilon_p = A.N^B$		
			$A \cdot 10^{-3}$	B	R ²
Solo Cenibra vermelho + grits	W _{ót} + 2%	Normal	8,970	0,0347	0,93
Solo Cenibra vermelho + grits	W _{ót} - 2%	Intermediária	39,32	0,028	0,98
Solo Cenibra vermelho + grits	W _{ót}	Intermediária	22,28	0,0160	0,96
Solo Cenibra amarelo + grits	W _{ót} - 2%	Intermediária	62,11	0,0366	0,99
Solo Cenibra amarelo + grits	W _{ót} + 2%	Intermediária	29,00	0,0169	0,91

A equação proposta por Monismith et al. (1975) ainda hoje é bem aceita para a estimativa das deformações permanentes, especialmente para solos de subleito.

Lentz (1979) realizou um amplo estudo do comportamento de materiais arenosos de subleito, através de ensaios triaxiais de carregamento repetido com 10.000 ciclos, encontrando uma função representativa do acúmulo de deformações permanentes proporcional ao logaritmo do número de ciclos de carga, expressa por:

$$\epsilon_p = a + b(\log N) \quad (2.30)$$

ϵ_p : Deformação permanente acumulada;

N: Número de aplicação de cargas;

a e b: parâmetros experimentais obtidos para o material em análise.

Motta (1991) cita a modelo da Equação 2.31, onde se propõe uma adequação do modelo de Monismith et al. (1975), pois as deformações nos 100 primeiros ciclos de carregamento são muito mais acentuadas que o restante:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_p^{100} + A(N - 100)^B \quad (2.31)$$

Onde:

ε_p : deformação permanente acumulada;

ε_p^{100} : deformação permanente correspondente a 100 ciclos;

N: Número de aplicação de cargas.

A e B: parâmetros experimentais.

Lentz e Baladi (1981)², apud Carvalho (1997), 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 cargas, em que seus parâmetros constituintes foram obtidos através de testes triaxiais estáticos. Esta equação é expressa:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{0,95S_d} \ln(1 - \sigma_d / S_d)^{-0,15} + (\sigma_d / S_d)^n / [1 - m(\sigma_d / S_d)] \ln(N) \quad (2.32)$$

onde:

ε_p : deformação permanente,

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

σ_d : tensão desvio,

² LENTZ, R. W.; BALADI, G.Y. 1981. Constitutive Equation for Permanent Strain of Sand Subjected to Cyclic Loading. Transportation Research Record, Washington, DC, n.810, p 51-54

S_d : resistência estática do material,

N: número de aplicações de carga,

$$m = 0,856355 + 0,049650 \ln \sigma_3$$

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

σ_3 : pressão confinante em psi.

Uzan (1985) propôs um modelo que relaciona a deformação permanente com a deformação resiliente, a partir dos coeficientes A e B da equação de Monismith et al. (Equação 2.29) :

$$\frac{\epsilon_{p(N)}}{\epsilon_R} = \mu \cdot N^{-\alpha} \quad (2.33)$$

onde:

$$\mu = \frac{A \cdot B}{\epsilon_r}$$

$$\alpha = 1 - B;$$

$\epsilon_{p(N)}$: é a deformação permanente para N repetições de carga;

ϵ_R : deformação específica resiliente;

N: número de aplicações de carga;

A e B: parâmetros experimentais do modelo de Monismith et al (1975)..

Segundo Cardoso (1987), o intervalo de valores mais prováveis para os parâmetros α e μ de materiais típicos pesquisados em várias referências citadas pelo referido autor estão contidos na Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Valores prováveis para α e μ , segundo CARDOSO (1987).

Camada	α	μ
Revestimento asfáltico	0,45 a 0,90	0,10 a 0,50
Base / sub-base	0,90 a 1,00	0,10 a 0,30
Subleito	0,70 a 0,90	0,01 a 1,20

A Tabela 2.5 apresenta os valores obtidos por Guimarães (2001) para uma argila amarela do Rio de Janeiro

Tabela 2.5: Parâmetros da Equação de Uzan (1985) obtidos por Guimarães (2001).

Ensaio	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	μ	α	R^2
1	70	70	0,43	0,84	0,74
2	70	70	0,056	0,63	0,80
3	35	70	0,064	0,61	0,73
4	105	70	0,006	0,43	0,77
6	120	120	0,115	0,82	0,89
7	75	50	0,071	0,68	0,78
10	180	120	0,056	0,71	0,79
11	50	50	0,0004	0,26	0,48
12	105	70	0,004	0,54	0,77
13	1,2	120	0,22	0,82	0,80

Pumphrey e Lentz (1986), ao estudarem a ocorrência das deformações permanentes em um solo de subleito arenoso do estado da Flórida, Estados Unidos, através de ensaios triaxiais de carregamento repetido com 10.250 ciclos de carregamento com duração de 0,1s, seguido por um período de repouso de 0,9 s (frequência de 1hz), para várias combinações de estado de tensões (tensões desvio e confinante) e de estado físico (teor de umidade e massa específica seca máxima) encontraram a seguinte relação:

$$\varepsilon_p = a + b(\log N) \quad (2.34)$$

Sendo

N: Número de Aplicações de carga;

a: é o intercepto da ordenada para N=1,

b: a inclinação da reta.

Cardoso (1987), em estudos realizados em materiais lateríticos, obteve duas equações que correlacionam as deformações permanentes com o número N, a tensão principal maior, o CBR e o primeiro invariante de tensões, quais sejam:

$$\varepsilon_p = \frac{128,748.N^{0,1346}.\sigma_1^{2,664}}{CBR^{5,55}\theta^{1,1431}}, \text{ para CBR} > 40; \quad (2.35)$$

$$\varepsilon_p = \frac{55,63.N^{0,1878}.\sigma_1^{6,0911}}{CBR^{1,3605}\theta^{4,893}}, \text{ para CBR} < 40 \quad (2.36)$$

Onde:

ε_p : deformação resiliente;

N: número de aplicação de cargas;

CBR: índice de suporte Califórnia;

θ : primeiro invariante de tensões ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)

σ_1 : tensão principal maior

Guimarães (2001), ao estudar a deformação permanente de amostras de lateritas de Brasília e uma argila amarela oriunda do Rio de Janeiro, propôs uma adaptação do modelo de deformação proposto por Monismith et al. (1975), expresso na Equação 2.29, restringindo sua validade a um número de ciclos menores que o denominado N_{SD} , correspondente ao acomodamento das deformações permanentes (*shakedown*). Para valores acima de N_{SD} , a deformação permanente é estimada por meio de uma equação de uma reta de declividade

muito pequena ou nula. As equações abaixo ilustram o modelo proposto pelo autor:

$$\varepsilon_p = AN^B, \text{ para } N \leq N_{SD}; \quad (2.37)$$

$$\varepsilon_p = C.N + D, \text{ para } N > N_{SD}; \quad (2.38)$$

onde:

ε_p : deformação permanente acumulada;

A, B, C e D: parâmetros determinados experimentalmente;

N: número de repetições de carga; e

N_{SD} : o número de ciclos correspondente ao ciclo de acomodamento ou *shakedown*.

O modelo expandido proposto por Guimarães (2001) resultou em valores de deformação permanente na ordem de 20,6% e 18,2% menores do que aqueles obtidos com o modelo original de Monismith et al., para valores de N superiores ao do acomodamento ou *shakedown* plástico.

Guimarães (2009) estudou amostras de diferentes granulometrias, englobando lateritas pedregulhosas a solos finos de diversas regiões do Brasil. O modelo proposto pelo autor é que se apresenta na Equação 2.39.

$$\varepsilon_p(\%) = \psi_1(\sigma_3)^{\psi_2}(\sigma_d)^{\psi_3} \cdot (N)^{\psi_4} \quad (2.39)$$

Onde:

$\varepsilon_p(\%)$: deformação permanente específica (em porcentagem),

σ_3 : tensão confinante em kgf/cm²,

σ_d : tensão desvio em kgf/cm²,

N: número de ciclos de aplicação de carga,

ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 e ψ_4 : parâmetros do modelo obtidos experimentalmente.

Segundo o autor, o modelo atingiu elevada acurácia na previsão das deformações permanentes, independente da natureza dos solos estudados, como mostra a Tabela 2.6.

Tabela 2.6: Parâmetros da Equação 2.39 encontrados por Guimarães (2009)

Autor	Classificação					
		ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R^2
Laterita Acre	Pedregulho	0,105	0,839	-0,014	0,041	0,94
Brita Graduada Chapecó	Pedregulho	0,079	-0,598	1,243	0,081	0,95
Cascalho Corumbaíba	Pedregulho	0,180	-0,212	0,840	0,443	0,90
Laterita de Porto Velho	Pedregulho	0,180	0,470	0,336	0,047	0,81
Argila de Ribeirão Preto	LG'	0,206	-0,240	1,340	0,038	0,99
Areia Argilosa do ES	LG'	0,643	0,093	1,579	0,055	0,91
Solo Papucaia	NS'/NA'	0,244	0,419	1,309	0,069	0,95
Areia Fina de Campo Azul/MG	NA	0,050	-1,579	1,875	0,064	0,87
Tabatinga Acre	NG'	Não recomendado				

2.4.3 Propriedades dos ensaios triaxiais de carga repetida para determinação da deformação permanente

Os ensaios triaxiais de cargas repetidas são largamente utilizados nos estudos em laboratório para estimativa das deformações permanentes dos materiais de pavimentação. Contudo, não há, no âmbito nacional, qualquer norma técnica que padronize os procedimentos para a realização desses ensaios. Essa ausência de padronização fez com que os pesquisadores estudassem a

ocorrência da deformação permanente partindo de diferentes procedimentos. Este fato dificulta sobremaneira a comparação de resultados obtidos por diferentes pesquisadores. Um exemplo dessas divergências é o número total de repetições de cargas a ser utilizado no ensaio.

Elliot et al. (1998) estudaram o comportamento de solos de subleito do estado do Arkansas, Estados Unidos, conduzindo ensaios para um total de 1.600.000 ciclos de carregamento. O acúmulo das deformações permanentes foi estimado através da forma linearizada ou bi-logaritmica da Equação 2.29 para diferentes números de carregamento, como constante na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 Modelos de previsão da deformação permanente para diferentes números de ciclos de carregamento

Intervalos de ciclos	$\text{Log}(\epsilon_p) = a + b \cdot \log(N)$		
	a	b	R ²
0 a 1.600.000	0,3142	0,0350	0,9593
100 a 1.600.000	0,3240	0,0328	0,9774
100 a 1.000.000	0,3199	0,0340	0,9803
100 a 100.000	0,3134	0,0360	0,9837
100 a 10.000	0,3049	0,0389	0,9626
100 a 5.000	0,2933	0,0432	0,9496
100 a 1.000	0,2525	0,0588	0,9855
100 a 500	0,2310	0,0678	0,9969

Os autores compararam as deformações permanentes estimadas para 100.000 ciclos através da equação obtidas para os ciclos 100 a 10.000. O valor encontrado foi de 3,45%. A deformação medida durante o ensaio para o mesmo número de ciclos foi de 3,2412 %, ou seja, apenas 6,6 % menor do que a estimada. Através desta e de outras comparações, os autores concluíram que os ensaios conduzidos até 10.000 fornecem uma boa estimativa das deformações permanentes, chamando a atenção para a economia de horas de equipamento e mão de obra, ao restringirem o número de ciclos de carregamento.

Guimarães (2009), por outro lado, indicou um número mínimo de 150.000 aplicações de cargas para a avaliação das deformações permanentes durante os ensaios triaxiais de cargas repetidas.

A Tabela 2.8 apresenta uma síntese das configurações de alguns estudos realizados para determinação das deformações permanentes dos solos

Tabela 2.8 Configurações de ensaios triaxiais de cargas repetidas para determinação da deformação permanente dos solos.

Autores	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	N	Freq. (Hz)	Tempo de aplicação de cargas (s)	Tempo de Repouso (s)
Barksdale (1972)	20,7;34,5; 69	σ_3 a $6.\sigma_3$	10^5	0,50	0,1	1,9
Monismith et al. (1975)	34,5	34,5 a 138	10^4 ou 10^5	0,33	0,1	2,9
Lentz (1979)	34,5; 137,9;345	0,25 a 0,90 .Sd	10^4	1,00		
Svenson (1980)	21	70, 75, 76 142	10^5	0,51 a 0,33	0,1	0,86 a 2,86
Carvalho (1997)	20 a 100	30 a 400	10^4	0,33 a 1,00	0,1	1,9 a 2,9
Elliot et al. (1998)	0; 20,7; 41	41,4 até a ruptura	10^5	0,50	0,1	0,9
Guimarães (2009)	40; 80; 120	40 a 360	10^5 a $1,6.10^5$	1,00	0,1	0,9

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, são apresentados os materiais selecionados para a realização desta pesquisa e o método investigativo adotado para cumprir os objetivos deste trabalho.

A parte experimental desta pesquisa foi desenvolvida no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV) e abrangeu a realização de vários ensaios geotécnicos para fins rodoviários.

3.1 Materiais

As amostras de solo empregadas nesta pesquisa englobam cinco solos da Microrregião de Viçosa – MG, selecionadas nesta pesquisa por serem representativas das principais ocorrências pedológicas desta microrregião. Azevedo (1999), ao investigar essas mesmas ocorrências, assim as descreveu:

- **Amostra 1: Latossolo Vermelho-Amarelo:**

É um solo de grande expressão territorial no relevo de Viçosa. Apresenta horizonte B latossólico, de tonalidade avermelhada, estrutura em blocos bem individualizados, aspecto bastante poroso, com granulometria areno-silto-argilosa.

A amostra foi coletada no Campus da UFV, em um talude de aproximadamente 3m, na estrada que liga o Coluni à BR 120/Trevo de São Miguel, no horizonte B, de coordenadas geográficas de posição 20° 45' 11,1" de latitude Sul e 42° 51' 31,2" de longitude Oeste de Greenwich (Figura 3.1).



Figura 3.1: Local da coleta da amostra 1

- **Amostra 2: Podzólico Vermelho-Amarelo:**

é um solo encontrado no horizonte B, com estrutura em blocos bem nítida no campo, podendo apresentar granulometria argilo-silto-arenosa e cor vermelho-amarelada.

O ponto de coleta situou-se em terreno pertencente à UFV, ao lado esquerdo da rodovia BR 120, sentido Viçosa-Ubá, nas proximidades da antiga Usina de Álcool da UFV, em um pequeno talude de aproximadamente 1,5 metros de altura, apresentando coordenadas geográficas de posição 20° 45' 23,5" de latitude Sul e 42° 50' 22,4" de longitude Oeste de Greenwich (Figura 3.2).



Figura 3.2: Local da coleta da amostra 2

- **Amostra 3: Podzólico Vermelho-Amarelo com Horizonte B Bruno Micáceo:**

Este solo ocupa a posição mais baixa do relevo, em ambiente conservador. Apresenta como característica marcante no campo, o brilho devido à aparência micácea e cor amarelada. Tem estrutura bem configurada e individualizada, com blocos não facilmente destacáveis ao serem manuseados, exibe horizonte B textural e granulometria silto-argilo-arenosa.

O ponto de coleta situou-se entre 1,30 e 1,80 metros, em um talude de corte com altura de 2,4 metros, localizado em estrada de terra, na região rural chamada Palmital, sentido Viçosa - Paula Cândido, com coordenadas geográficas 20° 48' 51,7" de latitude Sul e 42° 51' 24,6" de longitude Oeste de Greenwich (Figura 3.3).



Figura 3.3: Local da coleta da amostra 3

- **Amostra 4: Solo Saprolítico de Gnaiss:**

Além dos solos superficiais, campo de estudo da Pedologia, foi colhida também, uma amostra de solo do manto saprolítico, horizonte C, resultado de um perfil de intemperismo de solos desenvolvidos do gnaiss do Pré-Cambriano, com camadas de espessuras às vezes superiores a 20 m. Em decorrência da intensa lixiviação ocorrida na sua formação, este solo não mais reflete o potencial da rocha matriz. Este solo apresenta matizes distintos em seu perfil. Na sua parte superior, exibe a presença de mica e mostra-se com um tom róseo, devido à presença de hematita. A textura é areno-silto-argilosa. Na sua parte inferior, apresenta coloração mais acinzentada, com pouca presença de óxidos de ferro, prevalecendo caulinita e mica, textura também areno-silto-argilosa, contudo com maior quantidade de areia fina.

A amostra deste solo foi obtida entre as profundidades de 10,80 e 11,20 m, a contar do topo do talude, na rodovia que liga Viçosa a Paula Cândido, em frente à entrada do bairro Romão dos Reis, local este de coordenadas geográficas

de posição 20° 46' 48,2" de latitude Sul e 42° 52' 52" de longitude Oeste de Greenwich (Figura 3.4).



Figura 3.4: Local da coleta da amostra 4

- **Amostra 5: Latossolo de Variação Una:**

Este solo, que constitui-se no subleito de rodovias e terreno de fundação de construções civis, localiza-se nos topos de elevações com relevo plano. Apresenta um expressivo horizonte B profundo, poroso e bem drenado. No local de coleta da amostra para o presente estudo, esse solo apresenta uma estrutura granular muito pequena, com grau de desenvolvimento moderado e textura argilo-areno-siltosa.

Quando trabalhado em laboratório, esse solo mostra-se pegajoso e com uma consistência bem plástica. O ponto de coleta da amostra situou-se entre 1,00 e 1,50 metros, em um pequeno talude com 2,00 metros de altura, lado esquerdo, da rodovia que liga Viçosa a Ponte Nova, a 25 km da primeira e a 200 metros do Hotel Cantagalo, no morro do Alto do Cantagalo. Este ponto apresenta

coordenadas geográficas de posição 200 33' 57" de latitude Sul e 420 52' 13,8" de longitude Oeste de Greenwich (Figura 3.5).



Figura 3.5: Local da coleta da amostra 5

A Figura 3.6 apresenta a localização geográfica dos pontos de coleta das amostras estudadas.

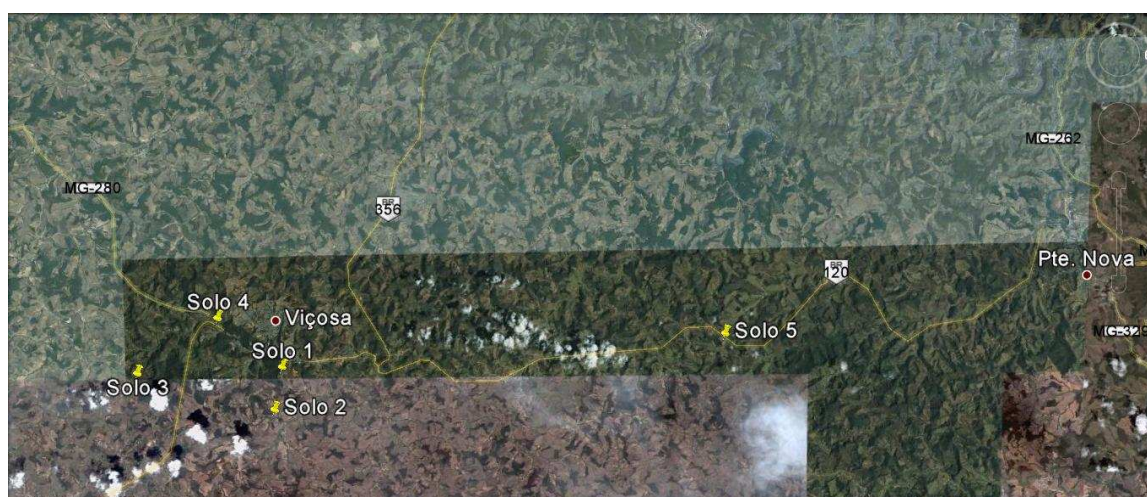


Figura 3.6: Posição geográfica dos locais de coleta das amostras.

Antes de passar à descrição do método utilizado neste trabalho para atender aos seus objetivos, apresenta-se um fluxograma representado na Figura 3.7 contendo os principais tópicos que em geral são abordados para estudo de estruturas de pavimentos flexíveis.

Em **A**, citam-se os aspectos ambientais que precisam ser atendidos para emprego dos materiais nas camadas do pavimento. Para este fim, recomenda-se consultar DNIT (2006a) e DNIT (2006b). O tópico **B** destaca a importância de se levar em consideração as influências climáticas nos estudos para projeto de pavimentos rodoviários. As variações de umidade e temperatura são os fatores mais significativos para melhor compreender a resposta estrutural dos materiais empregados em pavimentos com revestimentos asfálticos. Em **C**, refere-se ao conhecimento geotécnico dos materiais disponíveis para emprego no projeto da via, sendo que para a utilização dos mesmos é preciso atender às legislações ambientais em vigor. Em **D**, destaca-se a importância da definição correta da técnica construtiva para a execução das camadas do pavimento. As características do tráfego, a energia de compactação a ser empregada, a obtenção das propriedades físico-mecânicas dos materiais e a identificação dos mesmos através de sistemas de classificação geotécnica de solos são informações extremamente importantes para a escolha da técnica construtiva a ser adotada para a efetivação do projeto do pavimento. A escolha correta dos equipamentos e a disponibilidade de mão-de-obra qualificada para construção e controle da obra são cuidados indispensáveis para o bom êxito do projeto. Em **E**, refere-se ao estudo do tráfego, sendo o seu conhecimento indispensável para o projeto do pavimento e para estudos de viabilidade técnico-econômico da obra. Em **F**, trata-se da caracterização geotécnica preliminar para fins de classificação dos materiais que possibilita antever o comportamento destes em serviço. Em **G**, refere-se ao conhecimento das propriedades físico-mecânicas dos materiais. Essas informações que em geral se obtêm através de ensaios de laboratório, são indispensáveis para estudo das respostas estruturais dos materiais empregados no pavimento para diferentes níveis de solicitação do tráfego. O tópico **H** trata do dimensionamento das camadas do pavimento que pode ser obtido via modelos

empíricos e/ou mecanísticos. Em **I**, com as informações contidas nos tópicos **F**, **G** e **H**, podem ser obtidas as tensões e as deformações no pavimento, através de programas computacionais ou emprego de ábacos baseados em teorias elásticas linear ou não-linear. Essas tensões ou deformações são comparadas com as admissíveis, para verificar se a estrutura do pavimento responde adequadamente ao carregamento aplicado. Em **J**, além dos tópicos anteriormente citados, podem ser ainda empregados ensaios dinâmicos nos materiais, na tentativa de melhor expressar o comportamento dos mesmos em serviço. Na impossibilidade de realização desses ensaios, tópico **K**, pode-se recorrer a modelos para **previsão** das deformações permanentes dos diversos materiais empregados no pavimento e vida de fadiga de misturas asfálticas, desde que exista semelhança entre os materiais investigados e os utilizados na formulação dos modelos. Em **L**, procede-se ao cálculo do acúmulo das deformações permanentes de toda a estrutura do pavimento e vida de fadiga do revestimento asfáltico. Caso a deformação permanente total encontrada seja menor que a admissível, o projeto pode ser aceito, restando ao projetista a opção de racionalizá-lo. Caso o contrário, o projeto deve ser revisto, alterando-se a espessura das camadas ou período de projeto através da previsão do tráfego.

Com base nos objetivos do trabalho propostos no Capítulo I, o foco desta investigação está mais diretamente relacionada com as atividades previstas nos itens G a L.

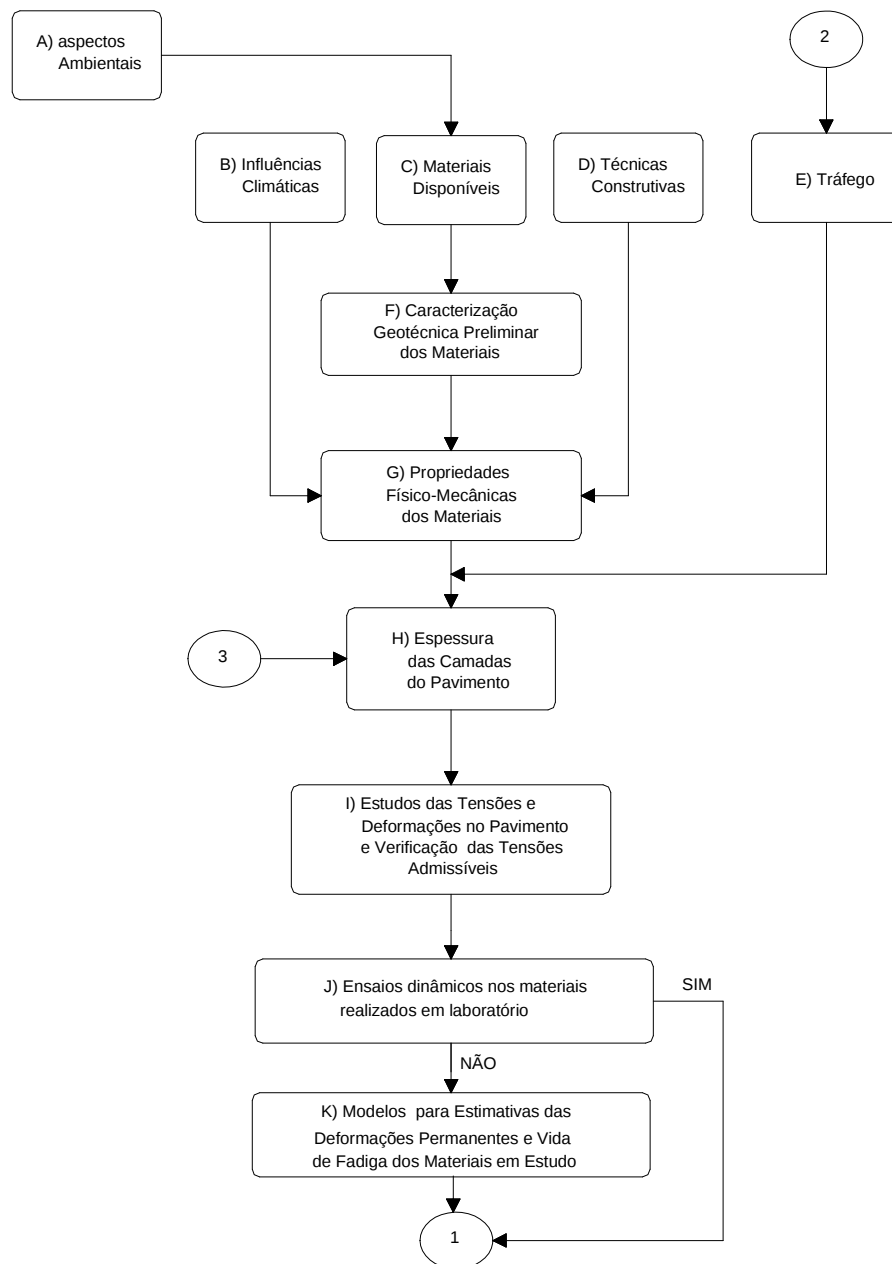


Figura 3.7: Fluxograma para estudo de estruturas de pavimentos flexíveis (adaptado de CARVALHO, 1997)

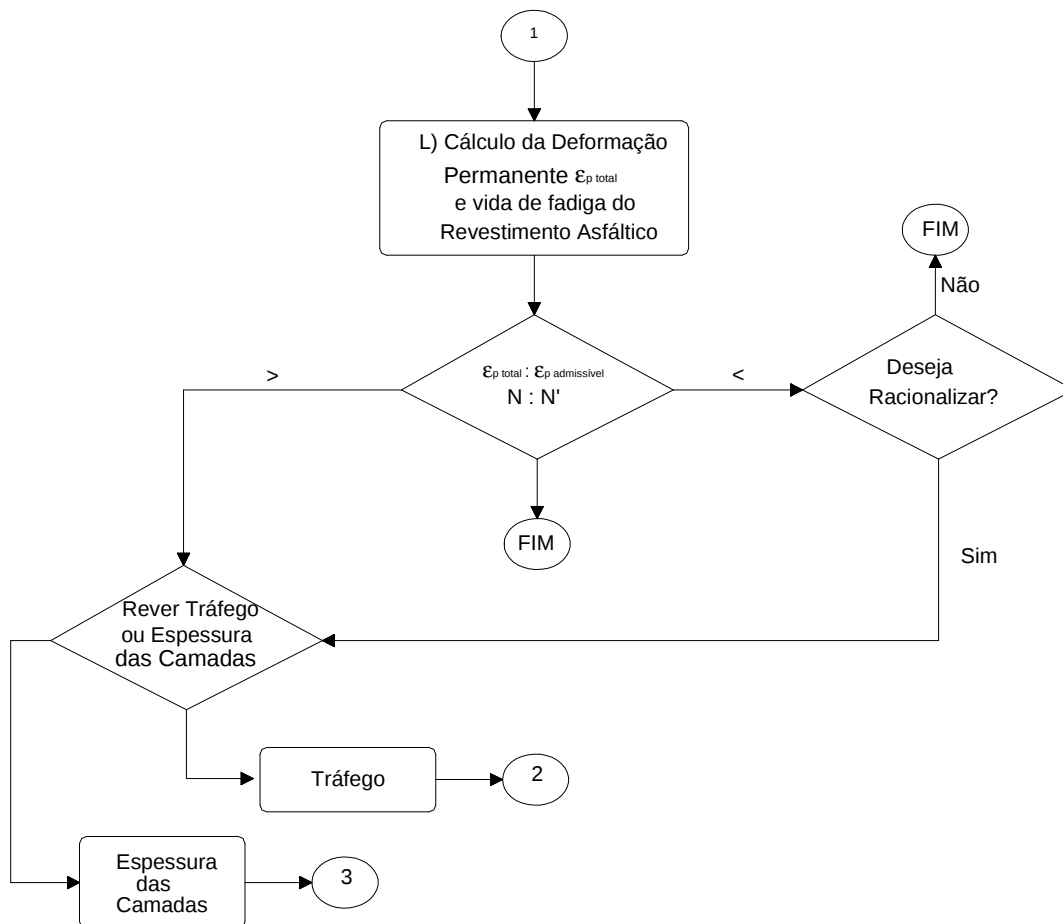


Figura 3.7 (continuação)

3.2 Método

Tendo em vista os objetivos desta pesquisa e os estudos apresentados no Capítulo 2, foi elaborado o método de investigação experimental em laboratório, composto de várias fases, com a finalidade de prever a contribuição das deformações permanentes dos solos citados no item anterior, quando utilizados em camadas de reforço e de subleitos de rodovias.

3.2.1 Fase 1: Coleta e preparo das amostras

Nesta fase preliminar, foram realizados os procedimentos de coleta e preparo das amostras de solos para a realização dos ensaios previstos neste trabalho, de acordo com a especificação NBR 6457/86 (Solo – Amostras de solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização), em obediência à ABNT (1986_a).

As amostras de solo em estudo foram coletadas em taludes de corte em diversos trechos de estrada e transportadas para o Laboratório de Materiais do Departamento de Engenharia Civil/UFV. Depois de coletadas, as amostras foram secas ao ar, destorroadas, peneiradas e armazenadas em sacos plásticos para a posterior utilização nos ensaios previstos nesta pesquisa.

3.2.2 Fase 2: Ensaios de caracterização geotécnica, compactação e índice de suporte Califórnia

Os ensaios de caracterização geotécnica foram realizados a fim de subsidiar a identificação dos solos de acordo com as metodologias adotadas pelo *Transportation Research Board* (TRB) e *Unified Soil Classification System* (USCS). Foram realizados ensaios de granulometria, limites de liquidez e de plasticidade e peso específico dos sólidos de acordo com as metodologias adotadas pela ABNT (1984a, 1984b e 1984c e 1984d)

Os ensaios de compactação foram realizados com o intuito de se obter as curvas de compactação dos solos. A partir dessas curvas, foram extraídos os parâmetros teor de umidade e peso específico aparente seco a serem reproduzidos nos corpos-de-prova para realização dos ensaios triaxiais de cargas repetidas, para a determinação do módulo de resiliência e da deformação permanente.

Foram utilizadas as energias de compactação do Proctor normal e intermediário, segundo a metodologia NBR-7182/86 (ABNT, 1986_b).

Realizaram-se também os ensaios de Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou *California Bearing Ratio* (CBR).

3.2.3 Fase 3: Moldagem dos corpos-de-prova

Para cada energia de compactação considerada (Normal e Intermediária), foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de 73 mm de diâmetro e 152 mm de altura, nas umidades $W_{ot} - 2\%$, W_{ot} e $W_{ot} + 2\%$, compactados por método dinâmico. As tolerâncias fixadas para aceitação dos corpos-de-prova foram as seguintes: teor de umidade de moldagem no intervalo de $\pm 0,3\%$ em relação ao teor de umidade que se deseja alcançar, altura da amostra $152 \pm 0,5$ mm e grau de compactação na faixa de $100 \pm 1,0\%$.

3.2.4 Fase 4: Ensaios triaxiais de carregamento repetido para a determinação dos módulos de resiliência dos solos

Os módulos de resiliência dos solos foram determinados de acordo com os procedimentos AASHTO T 307-99 (AASHTO, 1999) referentes à realização de ensaios triaxiais dinâmicos.

A metodologia classifica os solos como pertencentes aos grupos I e II. Os solos do grupo I são aqueles que apresentam materiais passantes nas peneiras de aberturas nominais 2 mm e 0,075 mm menores do que 70% e 20%, respectivamente, bem como o índice de plasticidade (IP) igual ou inferior a 10. Os solos do grupo II são todos aqueles que não se enquadram no grupo I. Essa classificação é utilizada para se definir os níveis de tensão a serem utilizados nos ensaios triaxiais de carregamento repetido. Os solos selecionados para esta pesquisa enquadraram-se no grupo II da referida metodologia.

Duas características da metodologia foram determinantes para sua utilização neste estudo: (i) a magnitude das tensões desvio e de confinamento previstas na metodologia se aproximaram melhor das tensões atuantes nas

camadas estudadas do pavimento hipotético quando comparadas com a metodologia nacional, a norma DNER-ME 131/94 (DNER, 1994). (ii) A norma permite avaliar a variação do módulo de resiliência com as tensões de confinamento, o que não é possível de ser feito através da norma brasileira, pois adota valor constante em todas as etapas do ensaio (21 kPa), para solos coesivos. Outras características da metodologia são as seguintes:.

- Para o preparo das amostras, sugere-se o uso de processos estáticos ou vibratórios de compactação. As amostras devem ter a razão altura/diâmetro igual ou maior que dois.
- Quanto ao tipo de equipamento para aplicação de cargas, na metodologia sugere o uso de equipamentos hidráulicos ou pneumáticos. Recomenda-se o emprego dos transdutores de deslocamento (*LVDT*) externos à câmara triaxial. Deve-se trabalhar com frequência dos ciclos de carregamento entre 0,33 a 1 Hz. A duração da aplicação de cargas é de 0,1 s.
- Para os solos do grupo II, objeto de estudo deste trabalho, a metodologia prevê as seguintes etapas de aplicação de cargas, como se apresenta na Tabela 3.1:

As equações para a estimativa do módulo de resiliência das camadas do subleito e de reforço encontradas nos ensaios triaxiais de cargas repetidas foram empregadas para estudo de tensões e deformações de um dado pavimento flexível. Essas tensões foram utilizadas para estudo das deformações permanentes. A seguir, apresenta-se uma descrição do equipamento utilizado para a determinação do módulo de resiliência e da deformação permanente dos materiais citados no item 3.1.

Tabela 3.1: Etapas para a realização do ensaio triaxial de cargas repetidas, para solos do grupo II, segundo a metodologia AASHTO T 307-99 – determinação do módulo de resiliência

Fase	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Número de Ciclos
Condicionamento	27,6	27,6	500 a 1.000
Registros dos deslocamentos axiais	41,4	13,8	100
		27,6	100
		41,4	100
		55,2	100
		69,0	100
	27,6	13,8	100
		27,6	100
		41,4	100
		55,2	100
		69,0	100
	13,8	13,8	100
		27,6	100
		41,4	100
		55,2	100
		69,0	100

O sistema triaxial para aplicação de cargas repetidas da UFV foi adquirido através do Projeto de Pesquisa Ref. TEC 2431/97 - convênio DEC-UFV/FUNARBE/FAPEMIG, junto à *Geocomp Corporation, Boxborough – MA, USA*, em dezembro de 2001 (Figuras 3.8 a 3.10). No Anexo B, apresentam-se as rotinas para calibração do mesmo.



Figura 3.8: Vista geral do equipamento triaxial dinâmico da UFV.



Figura 3.9: Detalhe do quadro de controle de aplicação das tensões de confinamento.

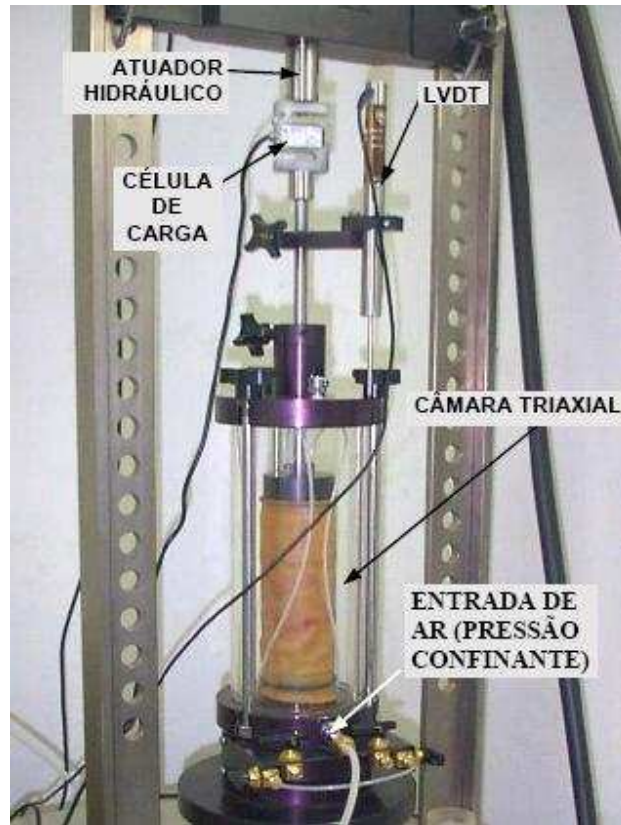


Figura 3.10: Detalhe da prensa automática (Loadtrac II) com a amostra disposta na câmara triaxial.

O sistema *LoadTrac II* para ensaios triaxiais cíclicos é totalmente automatizado. Uma vez o corpo-de-prova devidamente posicionado na base da prensa e as condições do teste selecionadas, o sistema *LoadTrac II* realiza todas as etapas sem necessidade de interferências do operador. Os dados do teste são gravados num arquivo e posteriormente exibidos através do *software* específico. Em resumo, o sistema consiste de um gerenciador de ensaio - *LoadTrac II*, um atuador hidráulico conjuntamente com um cilindro hidráulico, uma servo-válvula, um regulador pneumático para controle automático do confinamento da amostra e um computador com um sistema de controle e aquisição de dados. Um controlador

no CPU faz as leituras de força e deslocamentos para controlar os passos do motor.

A moldagem e o acondicionamento da amostra na câmara triaxial são operações que exigem cuidados, pois podem interferir nos resultados dos ensaios.

A execução do ensaio triaxial abrange as seguintes etapas:

- coloca-se o corpo-de-prova entre duas pedras porosas e papel filtro, na base da câmara triaxial;
- coloca-se o cabeçote e envolve-se a amostra com uma membrana;
- verifica-se o alinhamento do corpo-de-prova com o cabeçote para garantir que a carga seja aplicada axialmente;
- fecha-se a câmara triaxial;
- posiciona-se o transdutor de deslocamentos (LVDT – *linear variable differential transformer*) e fixa-se o duto de injeção de ar na câmara triaxial;
- posiciona-se a câmara triaxial no equipamento de forma a garantir o melhor ajuste entre a extremidade do atuador onde se encontra a célula de carga com a haste da câmara triaxial;
- aplica-se uma seqüência de carregamentos de cargas repetidas no corpo-de-prova, com a finalidade de se eliminarem as deformações permanentes mais significativas que ocorrem nas primeiras aplicações das tensões desviadoras, assim como garantir um melhor contato entre o cabeçote e o topo da amostra. Essa fase, que não necessita de registro das tensões e deformações para determinação do módulo de resiliência, é chamada fase de condicionamento da amostra.
- a etapa seguinte é a fase de registros das tensões e deformações. De acordo com a norma utilizada, são fornecidos ao programa computacional a seqüência das amplitudes de tensão e sendo o sistema automatizado, ao término do ensaio, o programa gera diversos modelos de previsão do comportamento resiliante do material ensaiado.

3.2.5 Fase 5: Estudos das tensões e deformações das camadas do pavimento hipotético

Determinaram-se as tensões previstas nas camadas da estrutura do pavimento hipotético para a realização dos ensaios de deformação permanente. Para a determinação dessas tensões, foi utilizado o *software Everstress© Layered Elastic Analysis Program*, Versão 5,11 – Março de 1999, desenvolvido no Laboratório de Materiais do Departamento de Transporte do Estado de Washington (WSDOT). O programa é disponibilizado gratuitamente pelo WSDOT, estando disponível no seguinte endereço eletrônico:

<http://www.wsdot.wa.gov/biz/mats/pavement/epg/eversers/eversers.zip>.

O *Everstress* é capaz de analisar estruturas de pavimentos constituídas de até (cinco) camadas, com 20 (vinte) superfícies de carregamento. O programa permite avaliar as tensões e deformações em até 50 (cinquenta) pontos distintos da estrutura do pavimento. Os dados de entrada do programa são: os parâmetros das equações de módulo de resiliência ou o módulo de elasticidade em função da natureza do material, espessura das camadas e o coeficiente de Poisson.

A escolha deste *software* deveu-se às seguintes características:

- o programa admite várias superfícies de carregamento, não sendo necessário o estudo de cargas de roda simples equivalente;
- o parâmetro de rigidez característico dos materiais granulares e coesivos é o módulo de resiliência, ou seja, pressupõe um comportamento elástico não-linear dos solos que compõem as camadas dos pavimentos. Entretanto, o comportamento elasto-plástico provavelmente seja o mais representativo para estruturas de pavimentos viários, mas a sua modelagem é mais complexa;
- os modelos matemáticos utilizados no *software* para a representação de módulo de resiliência de solos granulares e coesivos são os mais utilizados nos estudos da resposta mecânica dos materiais empregados nas camadas de pavimentos;

- O *software* trabalha em ambiente Windows, o que facilita as operações de entrada de dados e leitura de resultados.

Como desvantagem, o *software* não dispõe de recurso com saída gráfica, apenas numérica.

Citam-se como exemplo os trabalhos de Franco (2004) e Evangelista Júnior (2006) que utilizaram o programa *Everstress* como ferramenta para análise estrutural de pavimentos.

A estrutura do pavimento considerada nesta análise é hipotética, semelhante à que foi utilizada no Anexo A, que apresenta um estudo das atuantes para diferentes estruturas de pavimentos. A diferença reside na espessura do revestimento asfáltico, cujo valor adotado foi igual a 12,5 cm ou 5 polegadas. A Figura 3.10 e a Tabela 3.2 apresentam os valores do coeficiente de Poisson, a espessura e o tipo de material de cada camada.

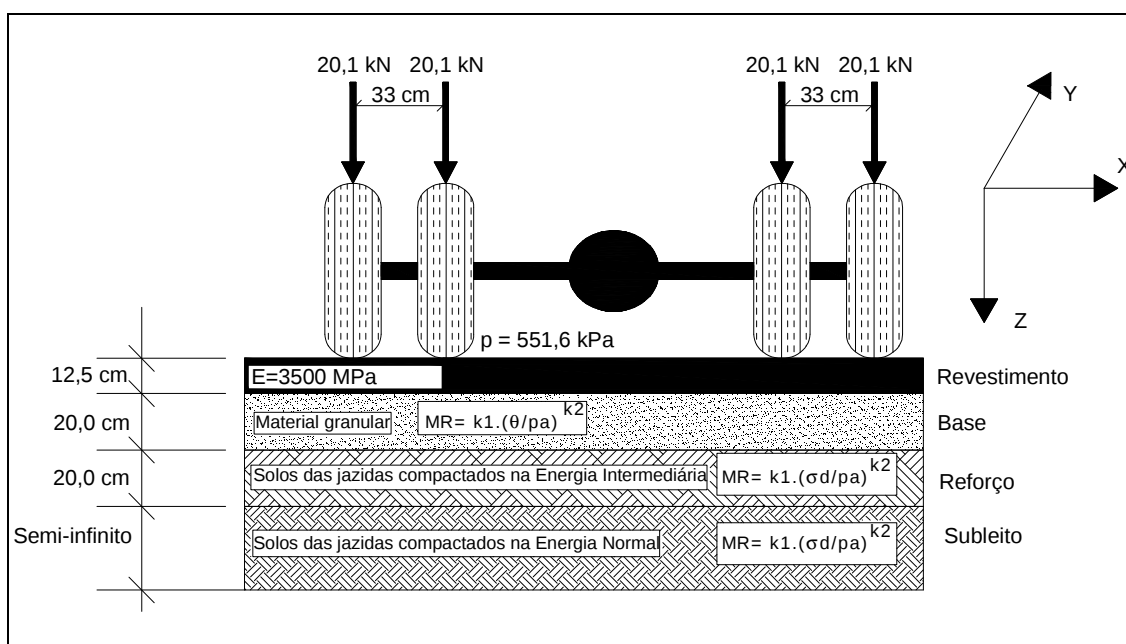


Figura 3.11: Estrutura e carregamento utilizados na análise de tensões atuantes no pavimento através do programa *Everstress*.

Tabela 3.2: Pavimento com quatro camadas utilizado para a determinação das tensões a serem utilizadas nos estudos da deformação permanente

Camadas do Pavimento	Material	Coeficiente de Poisson	Espessura (cm)	Equação do Módulo de Elasticidade ou Resiliência
1	Revestimento Asfáltico	0,35	12,50	3.500 MPa
2	Base: material granular*	0,40	20,00	$M_R = k_1 \cdot \left(\frac{\theta}{pa} \right)^{k_2}$
3	Reforço do subleito: solo	0,40	20,00	$M_R = k_1 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{pa} \right)^{k_2}$
4	Subleito: solo	0,40	Semi-infinito	$M_R = k_1 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{pa} \right)^{k_2}$

*Medina e Motta (2005)

Na análise foi considerado o eixo padrão de 80,4 kN, sendo a carga por roda igual a 20,10 kN. A pressão de enchimento do pneu foi de 551,6 kPa (80 psi).

O modelo utilizado no *software* para representar o comportamento resiliente dos materiais granulares, na camada de base foi o seguinte:

$$M_R = k_1 \times \left(\frac{\theta}{pa} \right)^{k_2} \quad (3.1)$$

Onde:

M_R : Módulo de Resiliência (MPa);

k_1 e k_2 : são parâmetros experimentais. Neste estudo, considerou-se:

k_1 : 218,13 (MPa);

k_2 : 0,50;

θ : primeiro invariante de tensões ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) em kPa;

pa: pressão atmosférica (101,4 kPa).

Os valores dos parâmetros da equação do módulo de resiliência do material que compõe a camada granular foram considerados os valores médios sugeridos pela AASHTO, citados por Medina e Motta (2005) para a condição úmida.

Para solos coesivos, o adotado para o módulo de resiliência é dado por:

$$M_R = k_1 \times \left(\frac{\sigma_d}{pa} \right)^{k_2} \quad (3.2)$$

Onde:

M_R : Módulo de Resiliência (MPa);

k_1 e k_2 : parâmetros experimentais;

σ_d : tensão desviadora em kPa;

pa: Pressão atmosférica (101,4 kPa).

Os parâmetros do modelo do módulo de resiliência considerados para representar o comportamento do material que compõem a camada de reforço do subleito foram obtidos experimentalmente, considerando-se os solos compactados na energia intermediária.

Os parâmetros do modelo do módulo de resiliência considerados para representar o comportamento do solo do subleito foram obtidos experimentalmente, considerando-se os solos compactados na energia do Proctor normal.

A Tabela 3.3 contém os valores dos parâmetros da Equação 3.2 referentes às camadas de reforço e subleito do pavimento ilustrado na Figura 3.11.

Tabela 3.3: Parâmetros da Equação 3.2 obtidos experimentalmente nesta pesquisa

Amostra	Modelo: $M_R = k_1 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{pa} \right)^{k_2}$, M_R em MPa;			
	Energia Normal		Energia Intermediária	
	K_1	K_2	K_1	K_2
Solo 1	40,3198	0,2561	69,1254	-0,1142
Solo 2	31,8894	-0,3443	96,8154	-0,1917
Solo 3	67,6251	0,5076	87,7524	0,3729
Solo 4	14,6706	-0,2242	44,1049	-0,2468
Solo 5	36,9638	0,1717	59,8197	0,5297

As Tabelas 3.4 a 3.8 contêm os valores das tensões normais verticais (σ_v) e horizontais (σ_h) encontrados em várias posições do pavimento em análise, para os cinco solos investigados neste trabalho.

Tabela 3.4: Distribuição de tensões normais considerando as camadas de reforço e de subleito de jazidas provenientes da amostra de solo 1

Profundidade (cm)	Tensões Normais (kPa) X=0,00 cm; Y= 0,00		Tensões Normais (kPa) X=8,25 cm; Y= 0,00		Tensões Normais (kPa) X=16,50 cm; Y= 0,00	
	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)
12,5	-118,67	739,96	-107,40	739,96	-89,76	309,58
12,6	-117,83	-6,65	-106,78	-6,65	-89,48	-24,03
22,5	-58,01	29,32	-58,43	29,32	-56,38	28,53
32,6	-30,29	8,06	-32,03	8,06	-32,41	8,96
42,5	-20,55	12,58	-21,68	12,58	-22,03	14,08
52,5	-15,26	0,05	-15,94	0,05	-16,17	0,41
52,6	-15,23	0,05	-15,91	0,05	-16,14	0,40
53,5	-14,96	0,05	-15,62	0,05	-15,84	0,39
54,5	-14,67	0,04	-15,31	0,04	-15,52	0,38
57,5	-13,87	0,03	-14,43	0,03	-14,62	0,33

(+) tensões de tração e (-) de compressão

Tabela 3.5: Distribuição de tensões normais considerando as camadas de reforço e de subleito de jazidas provenientes da amostra de solo 2

Profundidade (cm)	Tensões Normais (kPa) X=0,00 cm; Y= 0,00		Tensões Normais (kPa) X=8,25 cm; Y= 0,00		Tensões Normais (kPa) X=16,50 cm; Y= 0,00	
	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)
12,5	-118,67	739,96	-107,40	550,11	-89,76	309,58
12,6	-117,83	-6,65	-106,78	-15,10	-89,48	-24,03
22,5	-58,01	29,32	-58,43	29,69	-56,38	28,53
32,6	-30,29	8,06	-32,03	8,84	-32,41	8,96
42,5	-20,55	12,58	-21,68	13,71	-22,03	14,08
52,5	-15,26	0,05	-15,94	0,32	-16,17	0,41
52,6	-15,23	0,05	-15,91	0,32	-16,14	0,40
53,5	-14,96	0,05	-15,62	0,30	-15,84	0,39
54,5	-14,67	0,04	-15,31	0,29	-15,52	0,38
57,5	-13,87	0,03	-14,43	0,26	-14,62	0,33

(+) tensões de tração e (-) de compressão

Tabela 3.6: Distribuição de tensões normais considerando as camadas de reforço e de subleito de jazidas provenientes da amostra de solo 3

Profundidade (cm)	Tensões Normais (kPa) X=0,00 cm; Y= 0,00		Tensões Normais (kPa) X=8,25 cm; Y= 0,00		Tensões Normais (kPa) X=16,50 cm; Y= 0,00	
	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)
12,5	-141,11	581,17	-124,17	396,78	-99,68	171,79
12,6	-140,05	-9,56	-123,43	-20,96	-99,39	-32,88
22,5	-65,96	32,14	-65,54	31,89	-62,41	30,06
32,6	-32,50	9,82	-34,34	10,65	-34,68	10,74
42,5	-21,21	15,13	-22,41	16,46	-22,77	16,88
52,5	-15,33	0,08	-16,03	0,36	-16,27	0,45
52,6	-15,30	0,08	-16,00	0,36	-16,23	0,45
53,5	-15,02	0,07	-15,70	0,34	-15,92	0,43
54,5	-14,72	0,07	-15,37	0,32	-15,59	0,41
57,5	-13,89	0,05	-14,48	0,28	-14,67	0,36

(+) tensões de tração e (-) de compressão

Tabela 3.7: Distribuição de tensões normais considerando as camadas de reforço e de subleito de jazidas provenientes da amostra de solo 4

Profundidade (cm)	Tensões Normais (kPa) X=0,00 cm; Y= 0,00		Tensões Normais (kPa) X=8,25 cm; Y= 0,00		Tensões Normais (kPa) X=16,50 cm; Y= 0,00	
	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)
12,5	-85,88	1090,04	-80,56	905,52	-70,75	648,77
12,6	85,32	-3,48	-80,14	-8,25	-70,53	-13,47
22,5	-45,11	24,69	-46,07	25,72	-45,14	25,32
32,6	-26,21	2,52	-27,63	3,00	-28,01	3,09
42,5	-19,67	4,95	-20,65	5,57	-20,97	5,77
52,5	-15,61	-0,33	-16,27	-0,10	-16,49	-0,02
52,6	-15,59	-0,33	-16,24	-0,10	-16,46	-0,02
53,5	-15,33	-0,32	-15,96	-0,10	-16,17	-0,02
54,5	-15,06	-0,31	-15,66	-0,09	-15,87	-0,02
57,5	-14,28	-0,28	-15,52	-0,09	-15,72	-0,02

(+) tensões de tração e (-) de compressão

Tabela 3.8: Distribuição de tensões normais considerando as camadas de reforço e de subleito de jazidas provenientes da amostra de solo 5

Profundidade (cm)	Tensões Normais (kPa) X=0,00 cm; Y= 0,00		Tensões Normais (kPa) X=8,25 cm; Y= 0,00		Tensões Normais (kPa) X=16,50 cm; Y= 0,00	
	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)
12,5	-138,09	600,28	-122,08	414,57	-98,67	187,01
12,6	-137,07	-9,51	-121,36	-20,49	-98,38	-31,97
22,5	-65,25	30,79	-65,01	30,6	-62,06	28,85
32,6	-32,66	9,3	-34,52	10,11	-34,87	10,19
42,5	-21,5	14,46	-22,72	15,75	-23,09	16,16
52,5	-15,63	0,08	-16,35	0,36	-16,59	0,45
52,6	-15,59	0,08	-16,31	0,36	-16,55	0,45
53,5	-15,31	0,07	-16	0,34	-16,24	0,43
54,5	-15,01	0,06	-15,68	0,33	-15,9	0,41
57,5	-14,16	0,05	-14,76	0,28	-14,96	0,37

(+) tensões de tração e (-) de compressão

3.2.6 Fase 6: Ensaios triaxiais de carregamento repetido para determinação das deformações permanentes

A realização desta fase da pesquisa consistiu da realização das seguintes atividades:

- as amostras dos solos foram moldadas nas proximidades dos seguintes teores de umidade: $w_{ót} - 2\%$, $w_{ót}$, $w_{ót} + 2\%$, nas suas respectivas densidades, para as energias de compactação do Proctor normal e intermediário, tendo em vista os resultados dos ensaios de compactação dos materiais previamente realizados;
- as tensões desviadoras (σ_d) a serem aplicadas nos corpos-de-prova foram determinadas a partir de simulações feitas no pavimento hipotético, utilizando-se o programa de computador *Everstress*. Ressalta-se que os solos empregados neste estudo são comumente utilizados em subleitos de rodovias e dependendo da energia de compactação podem também ser utilizados em camadas de reforço de pavimentos; evidentemente, as tensões a serem aplicadas no estudo das deformações permanentes foram compatíveis com as amplitudes de tensão previstas nessas camadas do pavimento. Tendo em vista que no Brasil, até o momento, não há normas para a condução de ensaios visando a determinação das deformações permanentes dos solos, adotou-se o seguinte procedimento para obtenção dessas deformações.
- as etapas de preparação do corpo-de-prova e sua disposição na câmara triaxial foram as mesmas empregadas nos ensaios de módulo de resiliência. Quanto ao registro das deformações elásticas e plásticas, utilizou-se o seguinte roteiro: (i) empregaram-se as tensões normais geradas pelo programa no centro de cada camada do pavimento em estudo, de acordo com BARKSDALE (1972). Quanto às tensões de confinamento encontradas, nem sempre foi possível aplicá-las, pois, dependendo da camada, ocorreram tensões de tração e em outras situações os valores foram tão baixos que o

equipamento não possuía sensibilidade suficiente para aplicá-las. Diante desta situação, optou-se pela adoção de tensões de confinamento iguais a 7 kPa para todos os ensaios. Foram realizados ensaios considerando outros dois valores de tensão desviadora: 50 e 75 kPa para amostras compactadas na energia normal e 75 e 100 kPa para amostras compactadas na energia do Proctor Intermediário. (ii) Foram aplicadas 10^4 repetições de tensão na frequência de 1hz, com duração de aplicação de cargas de 0,1s.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Serão apresentados neste capítulo os resultados obtidos nesta pesquisa, quais sejam: ensaios de caracterização geotécnica, compactação, módulo de resiliência e os modelos para sua estimativa através de variáveis do estado de tensão. Por fim, apresentam-se os resultados das deformações permanentes dos solos e o enquadramento dos valores obtidos experimentalmente ao modelo referente à Equação 2.29.

4.1 Ensaios de caracterização geotécnica

As Tabela 4.1 e Tabela 4.2 apresentam os resultados dos ensaios de caracterização dos solos estudados, obtidos pelos ensaios de granulometria conjunta, limite de liquidez e plasticidade e peso específicos dos solos. Na Tabela 4.3 são apresentados os resultados da classificação dos solos segundo as metodologias TRB, USC e MCT, sendo esta última realizada por Azevedo (1999).

Tabela 4.1: Composição granulométrica das amostras.

Amostra	Argila (% < 0,002 mm)	Silte (0,002 ≤ % < 0,06mm)	Areia (0,06 ≤ % < 2 mm)
Solo 1	63	10	27
Solo 2	41	41	18
Solo 3	46	34	20
Solo 4	13	48	39
Solo 5	65	6	29

Tabela 4.2: Limites de Atterberg e peso específico dos sólidos.

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Peso Específico dos Sólidos (kN/m ³)
Solo 1	78	40	38	27,65
Solo 2	73	32	41	27,98
Solo 3	73	31	42	27,35
Solo 4	48	30	18	26,60
Solo 5	56	45	11	27,14

Tabela 4.3: Classificação dos solos pelas metodologias TRB, USC, e MCT

Amostra	TRB	USC	MCT
Solo 1	A-7-5 (15)	MH	LG'
Solo 2	A-7-5 (16)	CH	NG'
Solo 3	A-7-5 (15)	CH	NG'
Solo 4	A-7-5 (8)	ML	NS'
Solo 5	A-7-5 (4)	MH	LG'

4.2 Ensaios de Compactação

As Tabela 4.4 e Tabela 4.5 apresentam os parâmetros de compactação (teor ótimo de umidade e peso específico aparente seco máximo - $\gamma_{dm\acute{a}x}$) e Índice de Suporte Califórnia (CBR) e expansão CBR (%) dos cinco solos em estudo, obtidos a partir de corpos-de-prova moldados segundo as energias correspondentes ao Proctor Normal e Intermediário.

Tabela 4.4: Resultados dos ensaios de compactação e CBR para a Energia Normal de Compactação

Amostra	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{d \text{ máx}}$ (kN/m ³)	CBR (%)	Expansão CBR (%)
Solo 1	33,58	13,39	7	0,08
Solo 2	33,68	12,87	10	1,19
Solo 3	33,26	13,21	8	0,8
Solo 4	24,44	14,28	7	1,31
Solo 5	29,45	13,94	9	0,15

Tabela 4.5: Resultados dos ensaios de compactação e CBR para a Energia Intermediária de Compactação

Amostra	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{d \text{ máx}}$ (kN/m ³)	CBR (%)	Expansão CBR (%)
Solo 1	30,87	14,15	19	0,92
Solo 2	28,95	14,07	10	1,65
Solo 3	28,95	14,40	13	1,26
Solo 4	19,39	15,85	14	2,47
Solo 5	26,11	14,98	23	0,17

Todos os cinco solos apresentaram um aumento do peso específico seco máximo e diminuição do teor de umidade ótimo ao se aumentar a energia compactação.

Exceto para a amostra de Solo 2, os valores de CBR sofreram aumento devido ao aumento da energia de compactação. A expansão medida no ensaio CBR também apresentou um aumento de valor para a Energia Intermediária quando comparado com os valores obtidos para a Energia Normal de compactação.

4.3 Módulo de resiliência dos solos

Nas Tabelas 4.6 a 4.15 são apresentados modelos do tipo potencial para a estimativa do módulo de resiliência a partir da tensão desvio (σ_d), primeiro invariante de tensões (θ), tensão confinante (σ_3), e modelo composto (σ_d e σ_3).

Os modelos foram obtidos através de linearização das equações potenciais pela aplicação de logaritmo. Depois de linearizadas, foram feitas regressões lineares múltiplas, utilizando o método dos múltiplos quadrados.

A análise mostra que, na maioria dos casos estudados, os modelos em função da tensão desvio e o modelo composto (Equações 2.9 e 2.12, respectivamente) apresentaram bons ajustes aos dados experimentais, produzindo valores mais altos de coeficiente de determinação linear (R^2).

Os modelos que correlacionam o módulo de resiliência com θ (Equação 2.4) e σ_3 (Equação 2.3) não se mostraram adequados para representar o módulo de resiliência dos solos estudados nesta pesquisa, o que está de acordo com o relato de pesquisas anteriores, que indicam que tais modelos são representativos do módulo de resiliência de solos granulares.

Embora o modelo composto tenha apresentado maiores valores de coeficiente de ajustamento, a inclusão das tensões de confinamento (σ_3) em modelos para estimativa do módulo de resiliência de solos de subleito é discutível, já que as tensões de confinamento nas camadas inferiores dos pavimentos são praticamente negligenciáveis, como pode ser notado pela distribuição de tensões ao longo do perfil do pavimento hipotético (Tabela 3.4 à Tabela 3.8). Desta forma, as tensões de confinamento pouco influenciariam o comportamento mecânico dos solos aplicados em subleitos de rodovias.

Tabela 4.6: Modelos para estimativa do módulo de resiliência do Solo 1 compactado na Energia Normal

Solo 1 Compactado na Energia Normal						
Variáveis	Modelo	W (%)	K ₁ (kPa)	K ₂	K ₃	R ²
σ_d	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	W _{ót} -2%	12353	0,3852	-	0,82
		W _{ót}	12823	0,2561	-	0,97
		W _{ót} +2%	19506	0,0720	-	0,73
θ	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	W _{ót} -2%	5876	0,4447	-	0,40
		W _{ót}	9984	0,2435	-	0,29
		W _{ót} +2%	5429	0,4607	-	0,42
σ_3	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	W _{ót} -2%	35645	0,0981	-	0,03
		W _{ót}	30298	0,0171	-	0,00
		W _{ót} +2%	23090	0,0274	-	0,06
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3}$	W _{ót} -2%	9010	0,3851	0,0979	0,85
		W _{ót}	12128	0,2561	0,0171	0,97
		W _{ót} +2%	17853	0,0720	0,0274	0,79

Tabela 4.7: Modelos para estimativa do módulo de resiliência do Solo 1 compactado na Energia Intermediária

Solo 1 Compactado na Energia Intermediária						
Variáveis	Modelo	W (%)	K ₁ (kPa)	K ₂	K ₃	R ²
σ_d	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	W _{ót} -2%	100666	-0,1230	-	0,38
		W _{ót}	117146	-0,1142	-	0,56
		W _{ót} +2%	39981	0,1030	-	0,29
θ	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	W _{ót} -2%	70361	-0,0170	-	0,00
		W _{ót}	87749	-0,0250	-	0,01
		W _{ót} +2%	70041	-0,0404	-	0,02
σ_3	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	W _{ót} -2%	54468	0,0541	-	0,05
		W _{ót}	64491	0,0586	-	0,09
		W _{ót} +2%	80132	-0,1013	-	0,17
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3}$	W _{ót} -2%	84653	-0,1228	0,0534	0,43
		W _{ót}	96954	-0,1142	0,0587	0,65
		W _{ót} +2%	55394	0,1024	-0,1003	0,46

Tabela 4.8: Modelos para estimativa do módulo de resiliência do Solo 2 compactado na Energia Normal

Solo 2 Compactado na Energia Normal						
Variáveis	Modelo	W (%)	K ₁ (kPa)	K ₂	K ₃	R ²
σ_d	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	W _{ót} -2%	98912	-0,1994	-	0,47
		W _{ót}	156432	-0,3443	-	0,75
		W _{ót} +2%	162118	-0,4202	-	0,76
θ	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	W _{ót} -2%	26514	0,1264	-	0,07
		W _{ót}	50750	-0,0222	-	0,00
		W _{ót} +2%	40976	-0,0272	-	0,00
σ_3	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	W _{ót} -2%	20959	0,2602	-	0,50
		W _{ót}	20875	0,2428	-	0,23
		W _{ót} +2%	14317	0,2865	-	0,22
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3}$	W _{ót} -2%	42814	-0,1992	0,2599	0,97
		W _{ót}	71508	-0,3443	0,2430	0,98
		W _{ót} +2%	64552	-0,4200	0,2858	0,99

Tabela 4.9: Modelos para estimativa do módulo de resiliência do Solo 2 compactado na Energia Intermediária

Solo 2 Compactado na Energia Intermediária						
Variáveis	Modelo	W (%)	K ₁ (kPa)	K ₂	K ₃	R ²
σ_d	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	W _{ót} -2%	70981	0,0015	-	0,00
		W _{ót}	234694	-0,1917	-	0,23
		W _{ót} +2%	66469	-0,1044	-	0,34
θ	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	W _{ót} -2%	20173	0,2655	-	0,73
		W _{ót}	25093	0,3257	-	0,24
		W _{ót} +2%	27904	0,1040	-	0,13
σ_3	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	W _{ót} -2%	34792	0,2230	-	0,88
		W _{ót}	30955	0,4158	-	0,67
		W _{ót} +2%	26327	0,1718	-	0,59
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3}$	W _{ót} -2%	34527	0,0021	0,2230	0,88
		W _{ót}	61441	-0,1928	0,4166	0,93
		W _{ót} +2%	38218	-0,1044	0,1718	0,93

Tabela 4.10: Modelos para estimativa do módulo de resiliência do Solo 3 compactado na Energia Normal

Solo 3 Compactado na Energia Normal						
Variáveis	Modelo	W (%)	K ₁ (kPa)	K ₂	K ₃	R ²
σ_d	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	W _{ót} -2%	10035	0,2710	-	0,93
		W _{ót}	6484	0,5076	-	0,74
		W _{ót} +2%	7792	0,2787	-	0,93
θ	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	W _{ót} -2%	10446	0,1951	-	0,18
		W _{ót}	12587	0,2152	-	0,28
		W _{ót} +2%	8973	0,1797	-	0,14
σ_3	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	W _{ót} -2%	28566	-0,0241	-	0,00
		W _{ót}	20649	0,1554	-	0,19
		W _{ót} +2%	24712	-0,0489	-	0,02
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3}$	W _{ót} -2%	10851	0,2710	-0,0243	0,93
		W _{ót}	4921	0,8318	-0,2434	0,91
		W _{ót} +2%	9154	0,2789	-0,0502	0,95

Tabela 4.11: Modelos para estimativa do módulo de resiliência do Solo 3 compactado na Energia Intermediária

Solo 3 Compactado na Energia Intermediária						
Variáveis	Modelo	W (%)	K ₁ (kPa)	K ₂	K ₃	R ²
σ_d	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	W _{ót} -2%	8885	0,5303	-	0,94
		W _{ót}	15675	0,3729	-	0,93
		W _{ót} +2%	8661	0,3428	-	0,90
θ	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	W _{ót} -2%	14289	0,2980	-	0,11
		W _{ót}	8515	0,4080	-	0,41
		W _{ót} +2%	5137	0,3672	-	0,38
σ_3	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	W _{ót} -2%	89803	-0,1307	-	0,04
		W _{ót}	47083	0,0722	-	0,02
		W _{ót} +2%	24253	0,0609	-	0,02
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3}$	W _{ót} -2%	13464	0,5300	-0,1290	0,98
		W _{ót}	12527	0,3726	0,0699	0,95
		W _{ót} +2%	7084	0,3429	0,0623	0,92

Tabela 4.12: Modelos para estimativa do módulo de resiliência do Solo 4 compactado na Energia Normal

Solo 4 Compactado na Energia Normal						
Variáveis	Modelo	W (%)	K ₁ (kPa)	K ₂	K ₃	R ²
σ_d	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	W _{ót} -2%	61866	-0,2393	-	0,88
		W _{ót}	41324	-0,2242	-	0,76
		W _{ót} +2%	45869	-0,2339	-	0,78
θ	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	W _{ót} -2%	59569	-0,1714	-	0,16
		W _{ót}	27382	-0,0820	-	0,04
		W _{ót} +2%	27064	-0,0647	-	0,02
σ_3	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	W _{ót} -2%	23289	0,0375	-	0,01
		W _{ót}	13979	0,0875	-	0,07
		W _{ót} +2%	13562	0,1176	-	0,12
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3}$	W _{ót} -2%	54873	-0,23923	0,0371	0,89
		W _{ót}	31006	-0,2248	0,0898	0,84
		W _{ót} +2%	31243	-0,23424	0,1186	0,89

Tabela 4.13: Modelos para estimativa do módulo de resiliência do Solo 4 compactado na Energia Intermediária

Solo 4 Compactado na Energia Intermediária						
Variáveis	Modelo	W (%)	K ₁ (kPa)	K ₂	K ₃	R ²
σ_d	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	W _{ót} -2%	118331	-0,3016	-	0,54
		W _{ót}	180349	-0,4522	-	0,65
		W _{ót} +2%	133051	-0,3389	-	0,91
θ	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	W _{ót} -2%	20967	0,1367	-	0,04
		W _{ót}	24499	0,0795	-	0,01
		W _{ót} +2%	88377	-0,1684	-	0,08
σ_3	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	W _{ót} -2%	13044	0,3493	-	0,45
		W _{ót}	9782	0,4025	-	0,32
		W _{ót} +2%	28967	0,0966	-	0,05
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3}$	W _{ót} -2%	38417	-0,30043	0,3477	0,98
		W _{ót}	49363	-0,45175	0,4016	0,96
		W _{ót} +2%	97236	-0,33904	0,0972	0,96

Tabela 4.14: Modelos para estimativa do módulo de resiliência do Solo 5 compactado na Energia Normal

Solo 5 Compactado na Energia Normal						
Variáveis	Modelo	W (%)	K ₁ (kPa)	K ₂	K ₃	R ²
σ_d	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	W _{ót} -2%	35567	-0,0106	-	0,00
		W _{ót}	16724	0,1717	-	0,71
		W _{ót} +2%	155371	-0,2421	-	0,22
θ	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	W _{ót} -2%	48835	-0,0746	-	0,07
		W _{ót}	9534	0,2466	-	0,53
		W _{ót} +2%	7952	0,4424	-	0,27
σ_3	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	W _{ót} -2%	39770	-0,0466	-	0,05
		W _{ót}	23609	0,0832	-	0,10
		W _{ót} +2%	10940	0,5553	-	0,74
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3}$	W _{ót} -2%	41282	-0,0465	-0,0105	0,05
		W _{ót}	12777	0,0833	0,1718	0,81
		W _{ót} +2%	26020	0,5558	-0,2428	0,96

Tabela 4.15: Modelos para estimativa do módulo de resiliência do Solo 5 compactado na Energia Intermediária

Solo 3 Compactado na Energia Intermediária						
Variáveis	Modelo	W (%)	K ₁ (kPa)	K ₂	K ₃	R ²
σ_d	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	W _{ót} -2%	59191	0,0010	-	0,00
		W _{ót}	5179	0,5297	-	0,97
		W _{ót} +2%	189959	-0,1868	-	0,40
θ	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	W _{ót} -2%	8927	0,3981	-	0,75
		W _{ót}	3635	0,4708	-	0,27
		W _{ót} +2%	189996	-0,1868	-	0,40
σ_3	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	W _{ót} -2%	20215	0,3350	-	0,94
		W _{ót}	33322	0,0091	-	0,00
		W _{ót} +2%	40663	0,2712	-	0,54
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3}$	W _{ót} -2%	19909	0,3351	0,0042	0,94
		W _{ót}	5025	0,0093	0,5297	0,97
		W _{ót} +2%	79377	0,2714	-0,1870	0,94

4.3.1 Análise dos modelos representativos do módulo de resiliência dos solos

No Capítulo 2 foram apresentados vários modelos propostos por pesquisadores, relacionando o módulo de resiliência com o estado de tensões. As Tabelas 4.6 à 4.15 apresentaram os ajustes dos modelos selecionados para esta pesquisa, através do coeficiente de determinação linear (R^2).

Na Tabela 4.16 apresentam-se os coeficientes de determinação (R^2) obtidos para os modelos testados nas diferentes condições de umidade e energias de compactação estudadas.

Tabela 4.16: Coeficientes de determinação linear (R^2) para os modelos avaliados nas Tabelas 4.6 à 4.15

Equação			2.9	2.4	2.3	2.12
Variáveis			σ_d	θ	σ_3	$\sigma_3; \sigma_d$
Amostra	Energia de compactação	Teor de Umidade	R ²	R ²	R ²	R ²
Solo 1	Normal	W _{ót} -2%	0,82	0,40	0,03	0,85
		W _{ót}	0,97	0,29	0,00	0,97
		W _{ót} +2%	0,73	0,42	0,06	0,79
	Intermediária	W _{ót} -2%	0,38	0,00	0,05	0,43
		W _{ót}	0,56	0,01	0,09	0,65
		W _{ót} +2%	0,29	0,02	0,17	0,46
Solo 2	Normal	W _{ót} -2%	0,47	0,07	0,50	0,97
		W _{ót}	0,75	0,00	0,23	0,98
		W _{ót} +2%	0,76	0,00	0,22	0,99
	Intermediária	W _{ót} -2%	0,00	0,73	0,88	0,88
		W _{ót}	0,23	0,24	0,67	0,93
		W _{ót} +2%	0,34	0,13	0,59	0,93
Solo 3	Normal	W _{ót} -2%	0,93	0,18	0,00	0,93
		W _{ót}	0,74	0,28	0,19	0,91
		W _{ót} +2%	0,93	0,14	0,02	0,95
	Intermediária	W _{ót} -2%	0,94	0,11	0,04	0,98
		W _{ót}	0,93	0,41	0,02	0,95
		W _{ót} +2%	0,90	0,38	0,02	0,92
Solo 4	Normal	W _{ót} -2%	0,88	0,16	0,01	0,89
		W _{ót}	0,76	0,04	0,07	0,84
		W _{ót} +2%	0,78	0,02	0,12	0,89
	Intermediária	W _{ót} -2%	0,54	0,04	0,45	0,98
		W _{ót}	0,65	0,01	0,32	0,96
		W _{ót} +2%	0,91	0,08	0,05	0,96
Solo 5	Normal	W _{ót} -2%	0,00	0,07	0,05	0,05
		W _{ót}	0,71	0,53	0,10	0,81
		W _{ót} +2%	0,22	0,27	0,74	0,96
	Intermediária	W _{ót} -2%	0,00	0,75	0,94	0,94
		W _{ót}	0,97	0,27	0,00	0,97
		W _{ót} +2%	0,40	0,40	0,54	0,94
R ² médio			0,62	0,22	0,24	0,86

Uma análise baseada na média dos coeficientes de determinação mostra que o modelo composto foi o que apresentou melhor resultado. Uma análise estatística pode ser feita para se averiguar se determinada variável independente (no caso do modelo composto, σ_d e σ_3) está ou não contribuindo de forma significativa para o modelo de previsão de módulo de resiliência. Para este fim, empregou-se o testes t-Student. A Tabela 4.17 apresenta os resultados dos testes t-Student para as variáveis independentes do modelo composto.

Tabela 4.17: Resultados do teste t-Student para as variáveis do modelo composto

Modelo (Equação 2.12)			$M_R = k_1 \sigma_d^{k_2} \sigma_3^{k_3}$		
Amostra	Energia de compactação	Teor de Umidade	k_1	k_2	k_3
Solo 1	Normal	$W_{ót}-2\%$	**	**	NS
		$W_{ót}$	**	**	NS
		$W_{ót}+2\%$	**	**	NS
	Intermediária	$W_{ót}-2\%$	**	*	NS
		$W_{ót}$	**	**	NS
		$W_{ót}+2\%$	**	*	NS
Solo 2	Normal	$W_{ót}-2\%$	**	**	**
		$W_{ót}$	**	**	**
		$W_{ót}+2\%$	**	**	**
	Intermediária	$W_{ót}-2\%$	**	**	NS
		$W_{ót}$	**	**	**
		$W_{ót}+2\%$	**	**	**
Solo 3	Normal	$W_{ót}-2\%$	**	**	NS
		$W_{ót}$	**	**	**
		$W_{ót}+2\%$	**	**	NS
	Intermediária	$W_{ót}-2\%$	**	NS	**
		$W_{ót}$	**	**	**
		$W_{ót}+2\%$	**	**	**
Solo 4	Normal	$W_{ót}-2\%$	**	**	NS
		$W_{ót}$	**	**	*
		$W_{ót}+2\%$	**	**	**
	Intermediária	$W_{ót}-2\%$	**	**	**
		$W_{ót}$	**	**	**
		$W_{ót}+2\%$	**	**	**
Solo 5	Normal	$W_{ót}-2\%$	**	NS	NS
		$W_{ót}$	**	**	*
		$W_{ót}+2\%$	**	**	**
	Intermediária	$W_{ót}-2\%$	**	NS	**
		$W_{ót}$	**	**	NS
		$W_{ót}+2\%$	**	**	**
Legenda					
NS		Variável independente não significativa ao nível de confiança de 5%			
*		Variável independente significativa ao nível de confiança de 5%			
**		Variável independente significativa ao nível de confiança de 1%			

Pela análise dos resultados contidos na Tabela 4.17, percebe-se que as tensões de confinamento tiveram efetiva contribuição nos resultados de módulo de resiliência na quase totalidade das situações estudadas.

As tensões de confinamento também influenciaram os resultados de módulo de resiliência em grande parte dos ensaios realizados. Apenas para a amostra do solo 1, não houve qualquer situação em que as tensões de confinamento apresentassem significância estatística, o que pode ser atribuído à predominância da fração argila no solo. A amostra de solo 4, por sua vez, foi a que teve o módulo de resiliência mais influenciado pelas tensões de confinamento, o que também pode ser explicado por sua composição granulométrica, com predominância de silte e areia.

Ressalta-se que, no item 4.3, ao analisar a distribuição de tensões ao longo do perfil de pavimento hipotético, percebeu-se valores muito baixos de tensões de confinamento. Desta forma, a inclusão das tensões de confinamento em um modelo para representar o módulo de resiliência teriam pouca influência nos resultados. Na execução ensaios triaxiais de carga repetida, a magnitude das tensões de confinamento foram bem maiores, o que faz com que a influência destas tensões nos valores de módulo de resiliência também seja mais acentuada.

As Figuras 4.1 a 4.5. ilustram a resposta resiliente dos solos investigados neste trabalho, em função da tensão desvio, empregando-se dois modelos que melhor se ajustaram aos resultados dos ensaios de laboratório. Cabe aqui esclarecer, que cada gráfico possui dois tipos de modelo e 4 curvas a eles associadas. Três delas foram utilizadas para verificar a influência da tensão confinante no modelo composto, em obediência aos valores citados na Tabela 3.1 da norma AASHTO T 307-99. A outra se refere a aplicação do modelo de previsão do módulo de resiliência em função da tensão desvio de acordo com os valores também contidos na Tabela 3.1.

A norma AASHTO T 307-99 prevê três diferentes valores de tensão de confinamento (13,8, 27,6 e 41,4 kPa). Ao se aplicar o modelo composto, existindo influência das tensões de confinamento, surge no gráfico três curvas referentes ao

modelo composto, uma para cada nível de tensão confinante adotado pela norma. Quando não há influência destas tensões, as três curvas convergem para valores iguais.

Observando-se as Figuras 4.1 a 4.5, verifica-se que existem situações em que, para certas condições de compactação e teor de umidade das amostras ensaiadas, a resposta resiliente foi muito semelhante para os dois modelos testados; já em outras situações, ocorreram variações significativas. Isto enfatiza a influência do teor de umidade e da energia de compactação no comportamento resiliente dos solos pesquisados.

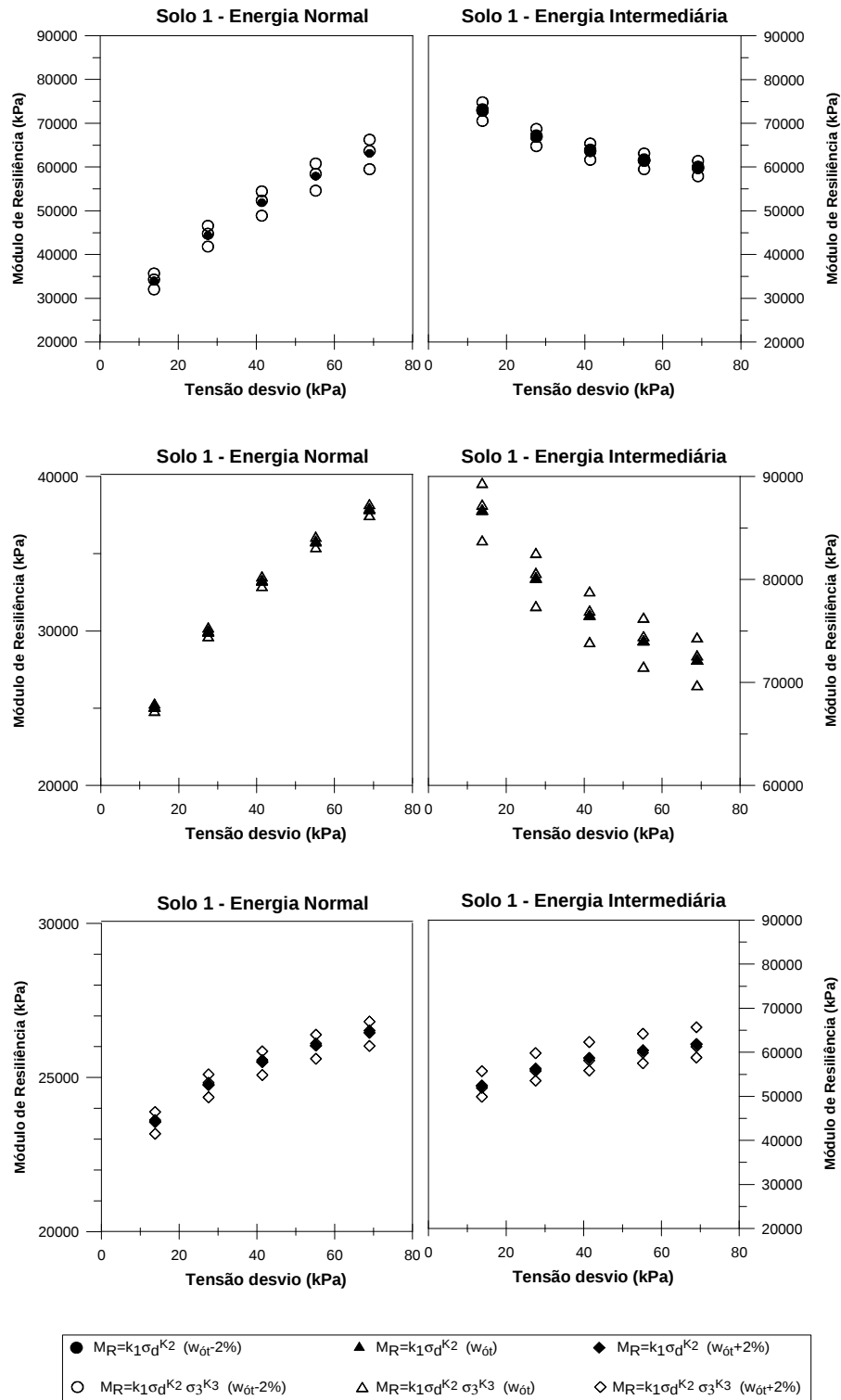


Figura 4.1: Módulo de resiliência do solo 1 calculado pelas Equações 2.9 e 2.12

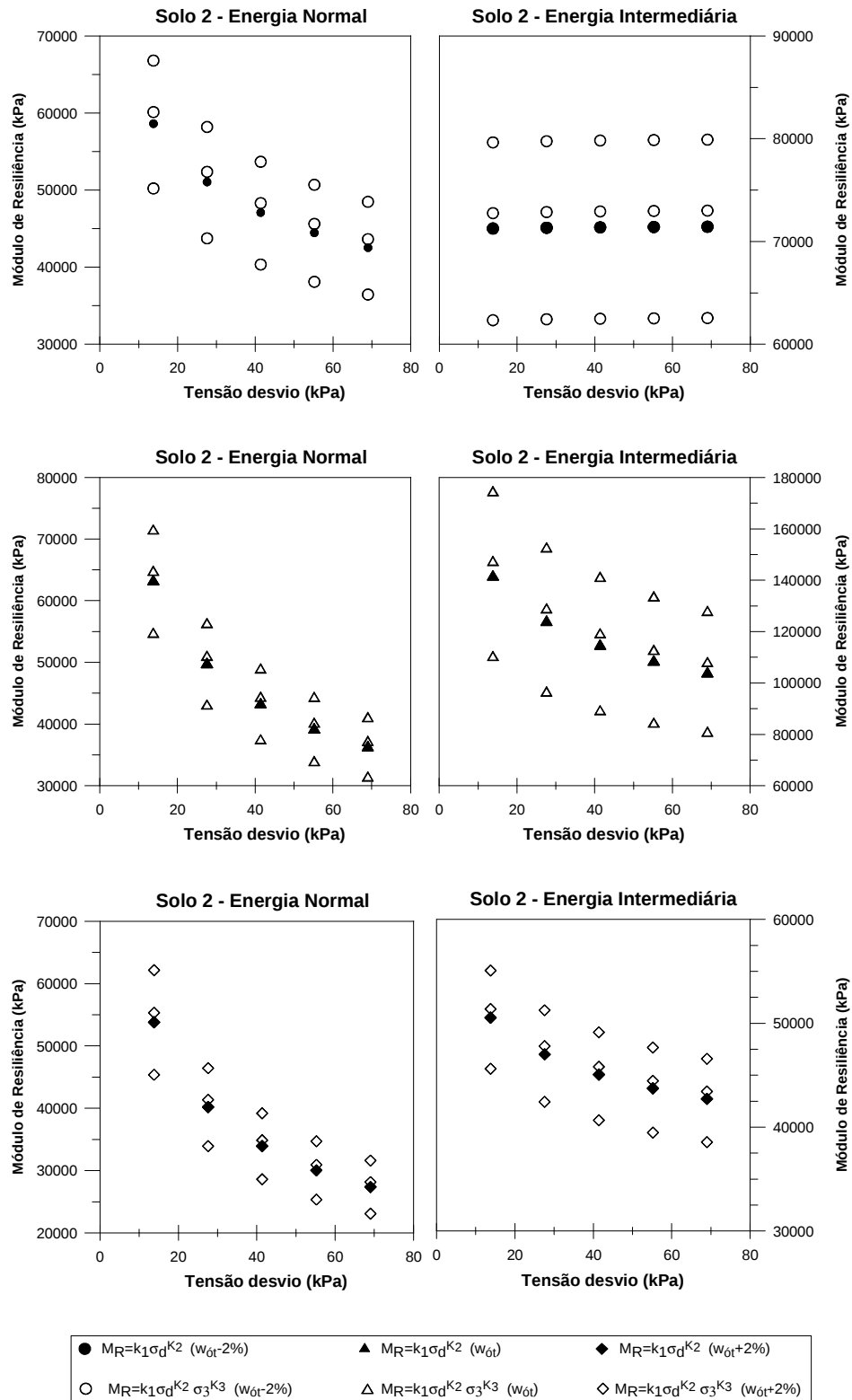


Figura 4.2: Módulo de resiliência do solo 2 calculado pelas Equações 2.9 e 2.12

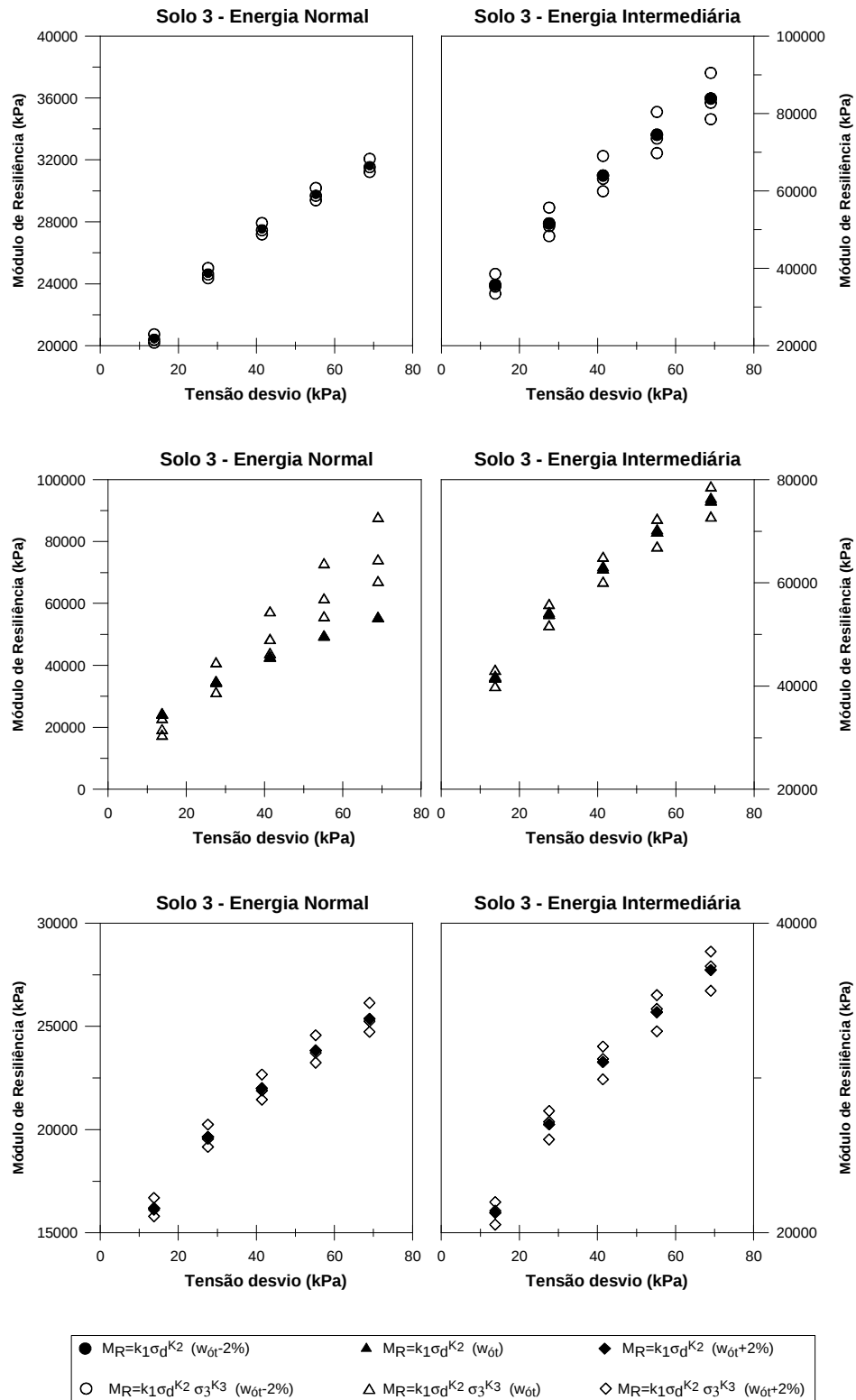


Figura 4.3: Módulo de resiliência do solo 3 calculado pelas Equações 2.9 e 2.12

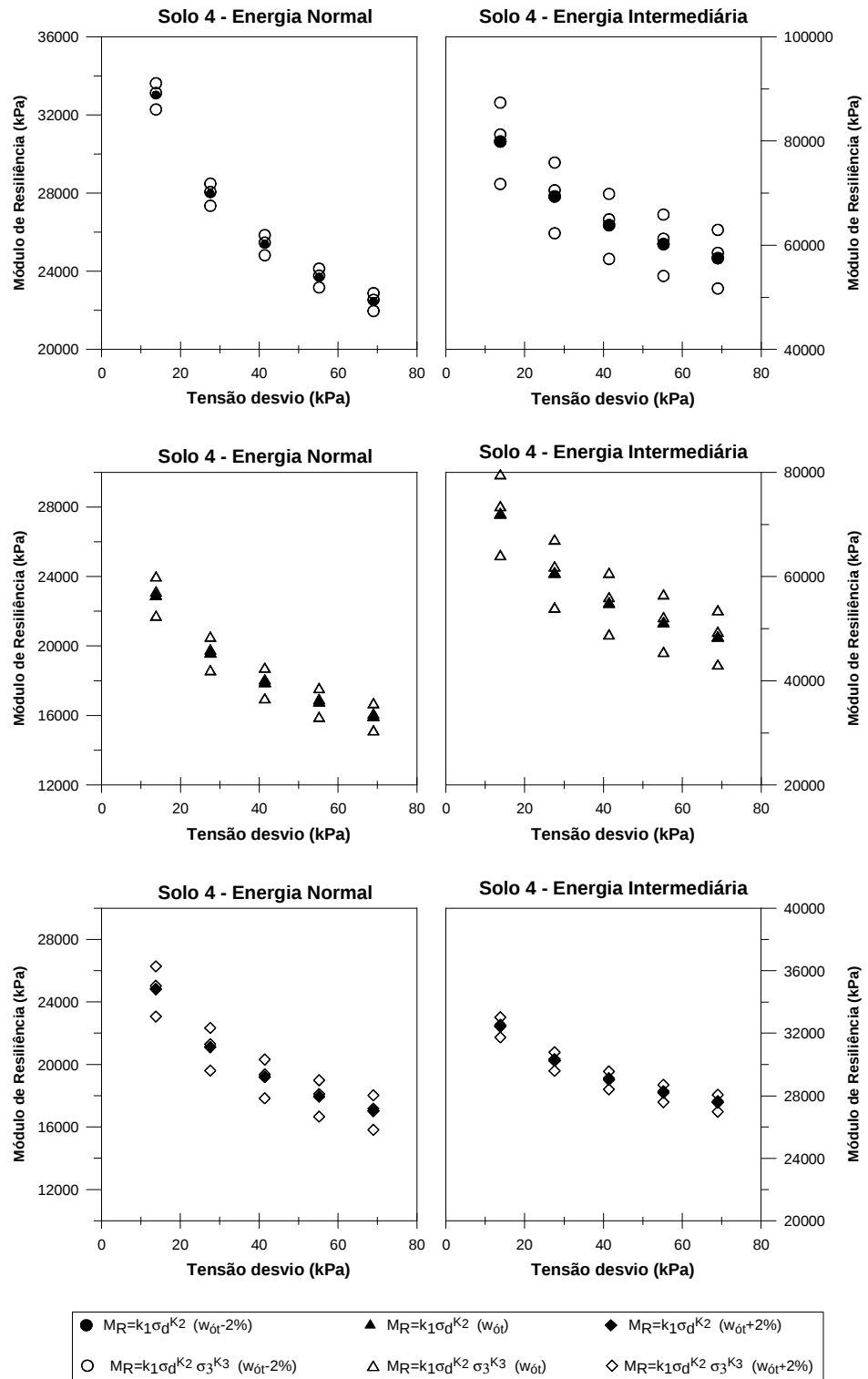


Figura 4.4: Módulo de resiliência do solo 4 calculado pelas Equações 2.9 e 2.12

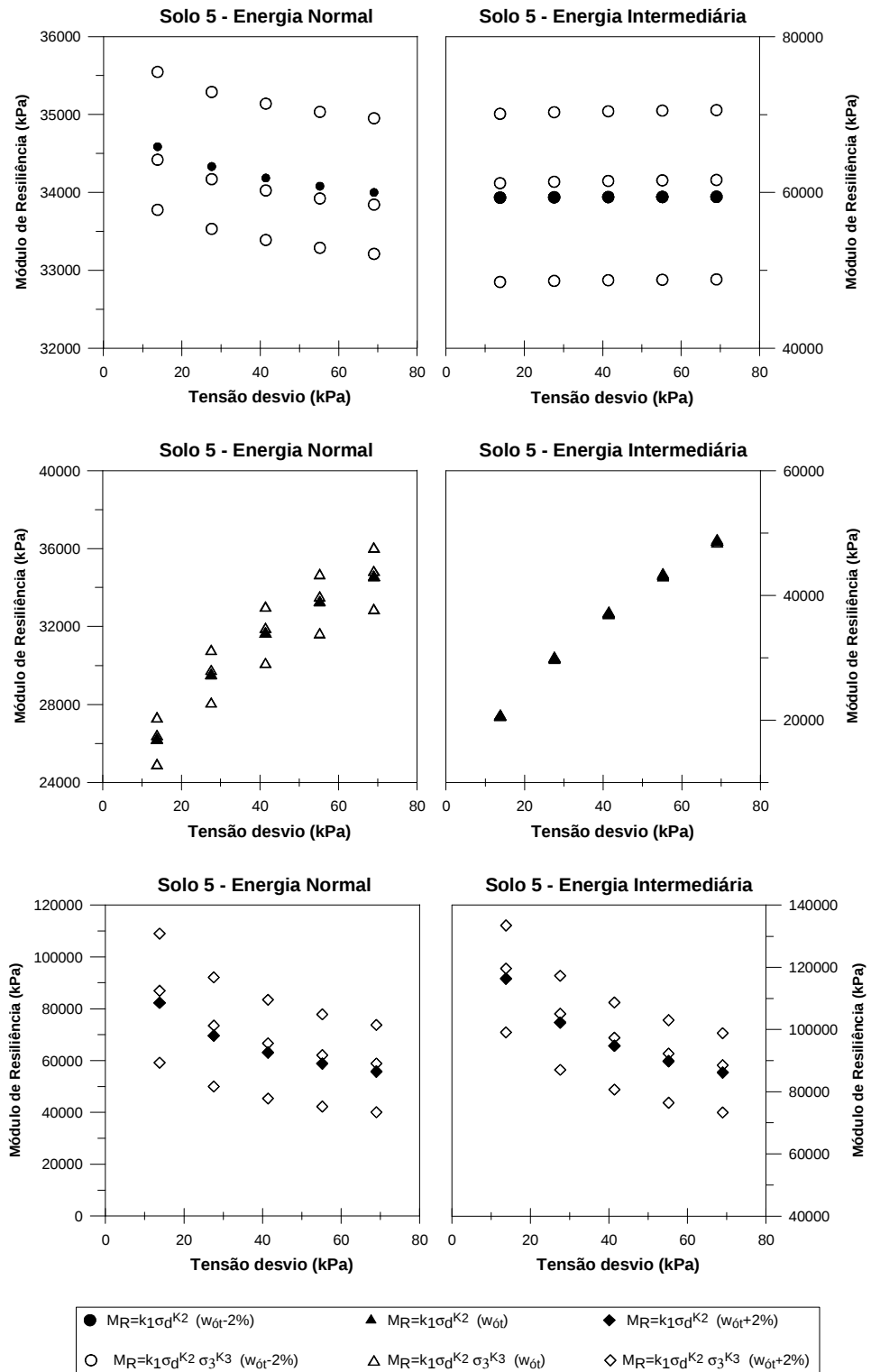


Figura 4.5: Módulo de Resiliência do solo 5 calculado pelas Equações 2.9 e 2.12

4.4 Deformação permanente dos solos.

As Figuras 4.6 a 4.10 apresentam os resultados de deformação permanente para as diferentes condições de moldagem das amostras. Através da análise dessas figuras, verifica-se que as deformações permanentes tiveram significativo aumento nos seus valores ao se compactar as amostras com umidade acima do teor ótimo. A variação das tensões desvio também influenciou significativamente o comportamento da deformação permanente. Mesmo para valores de tensão desvio menores, as amostras compactadas na energia normal apresentaram maior acúmulo de deformações permanentes quando comparados com os corpos-de-prova compactados na energia intermediária.

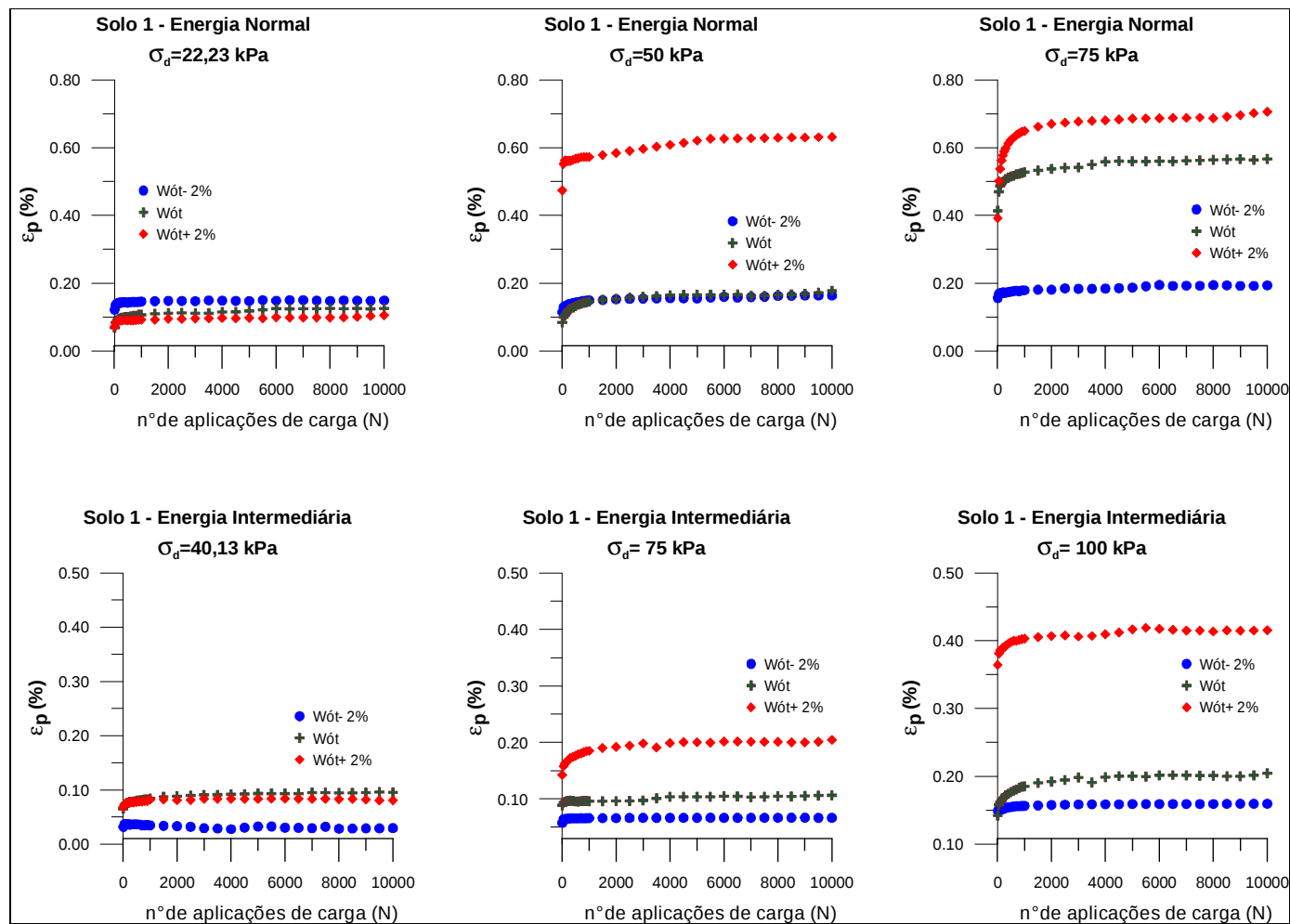


Figura 4.6: Resultados dos ensaios de deformação permanente obtidos para o Solo 1.

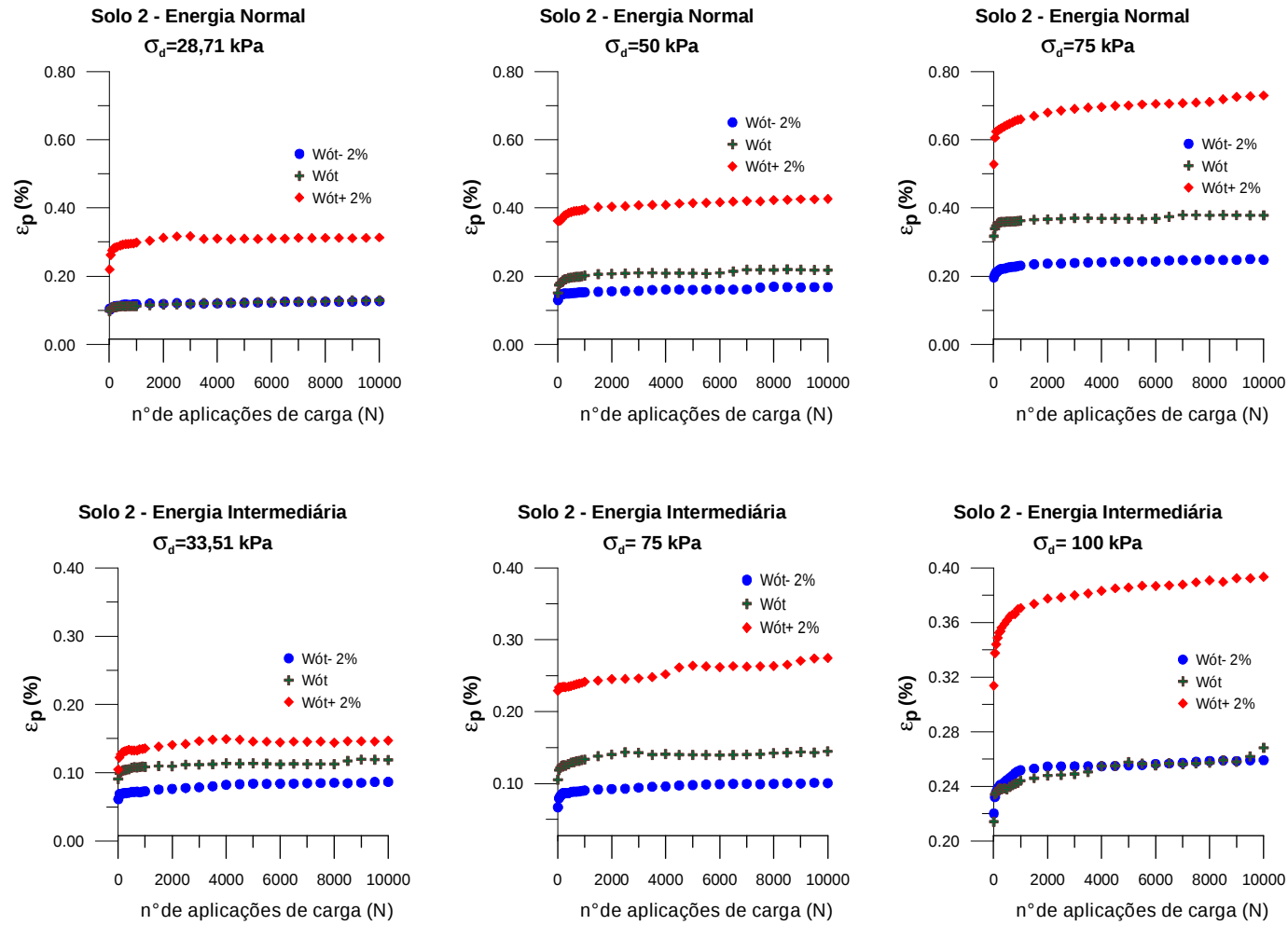


Figura 4.7: Resultados dos ensaios de deformação permanente obtidos para o Solo 2.

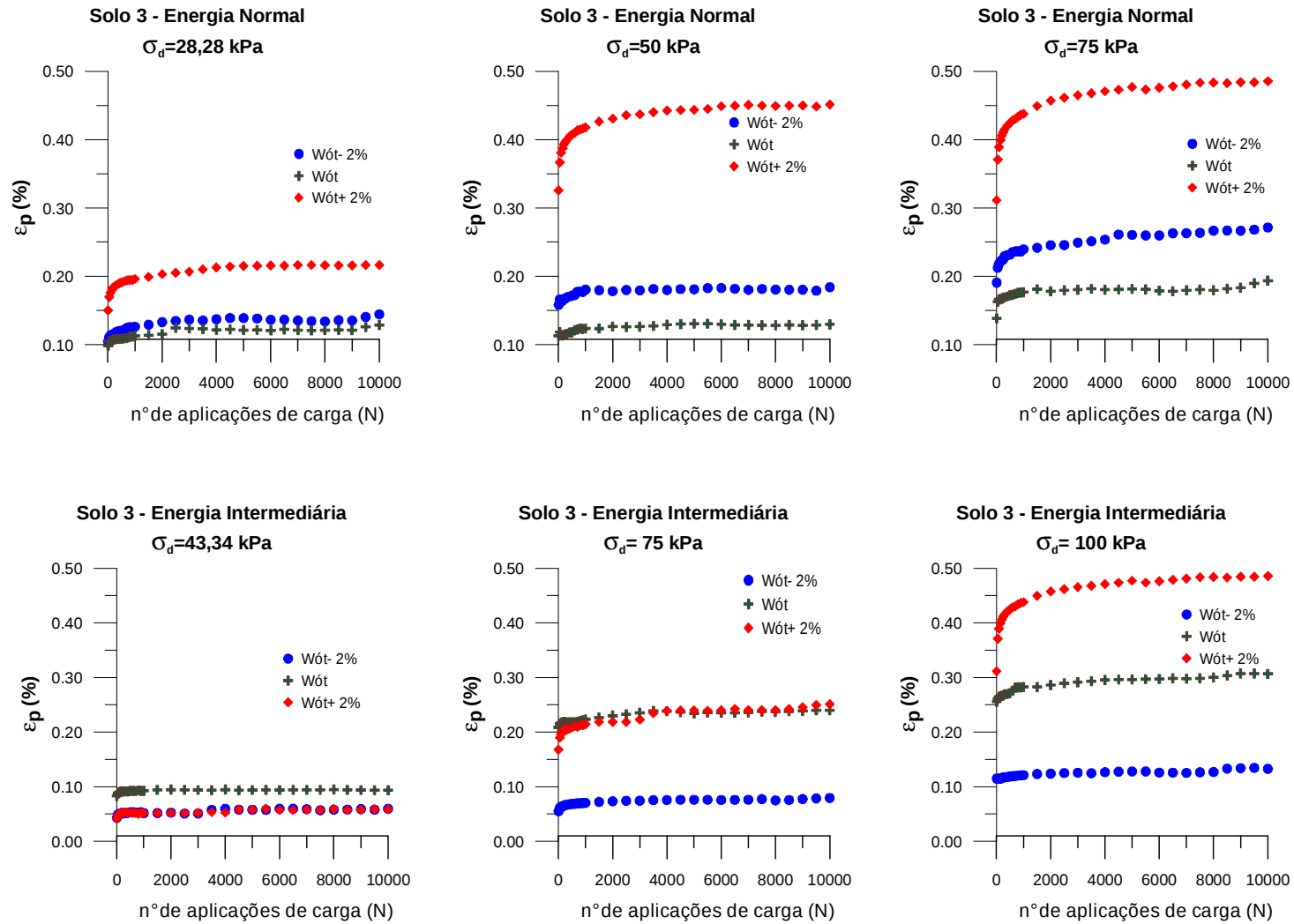


Figura 4.8: Resultados dos ensaios de deformação permanente obtidos para o Solo 3.

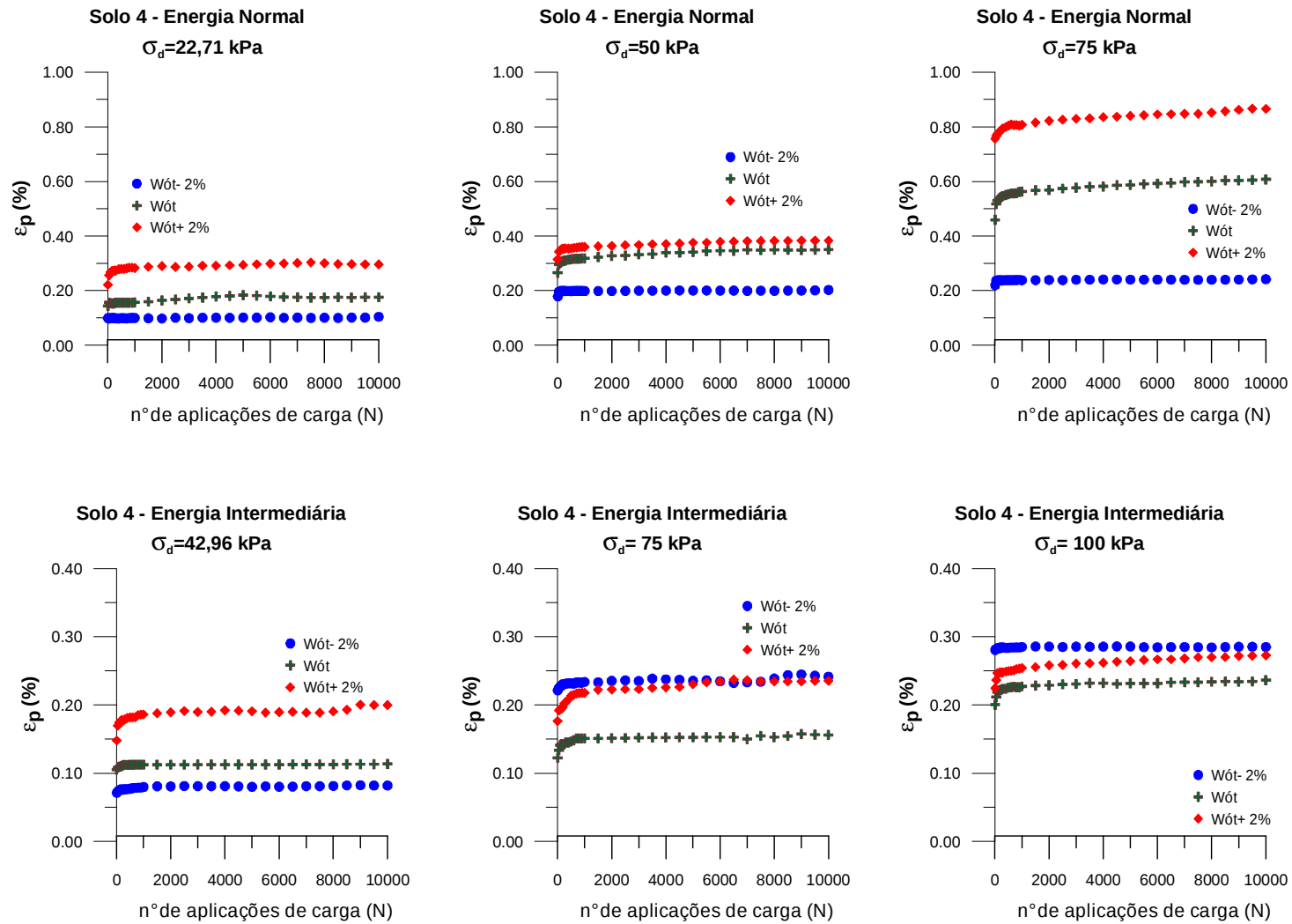


Figura 4.9: Resultados dos ensaios de deformação permanente obtidos para o Solo 4.

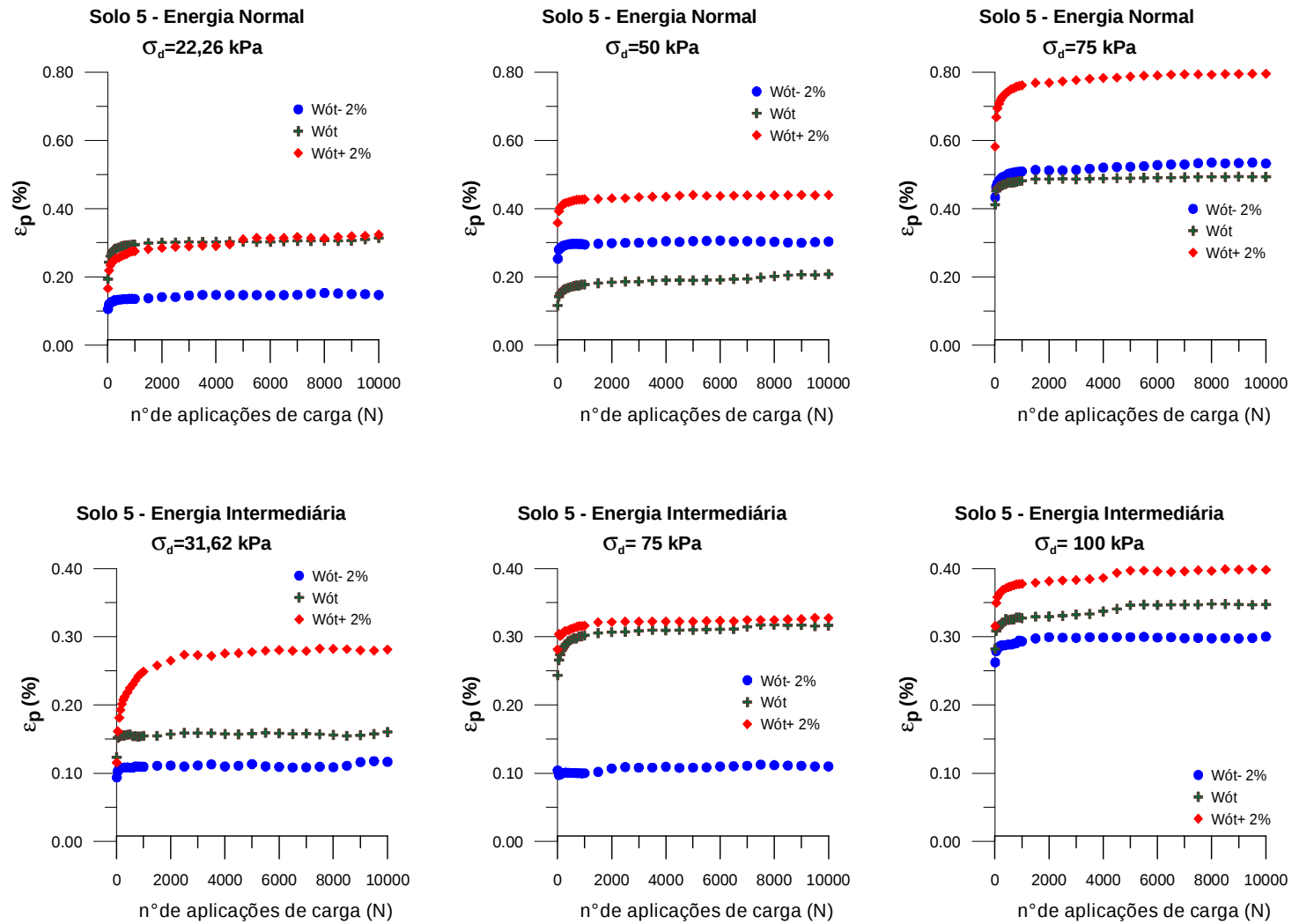


Figura 4.10: Resultados dos ensaios de deformação permanente obtidos para o Solo 5.

4.4.1 Ajustes dos resultados de deformação permanente à equação de Monismith

No presente trabalho, foi possível estabelecer a relação entre as deformações permanentes e a o número de aplicação de cargas N através da Equação 2.29. As curvas obtidas apresentaram bons coeficientes de determinação linear, conforme indicado nas Tabelas 4.18 a 4.27.

Pode-se avaliar que o estado de tensão e as condições de compactação (teor de umidade e energia de compactação) tiveram grande influência nos resultados, sobretudo no parâmetro a da referida equação.

Tabela 4.18: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 1 compactado na energia normal.

Modelo: $\varepsilon_p = A.N^B$		Solo 1 - Energia Normal		
σ_d (kPa)	W (%)	$A \times 10^{-3}$	B	R ²
22,23	W _{ót} -2%	0,704	0,0392	0,92
	W _{ót}	0,624	0,0766	0,97
	W _{ót} +2%	1,258	0,0200	0,79
50,00	W _{ót} -2%	1,064	0,0467	0,98
	W _{ót}	0,692	0,1018	0,97
	W _{ót} +2%	4,617	0,0338	0,91
75,00	W _{ót} -2%	1,466	0,0296	0,95
	W _{ót}	4,026	0,0383	0,96
	W _{ót} +2%	3,987	0,0649	0,88

Tabela 4.19: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 1 compactado na energia intermediária.

Modelo: $\varepsilon_p = A.N^B$		Solo 1 - Energia Intermediária		
σ_d (kPa)	W (%)	$A \times 10^{-3}$	B	R ²
40,13	W _{ót} -2%	-	-	-
	W _{ót}	0,570	0,0564	0,99
	W _{ót} +2%	0,660	0,0263	0,89
75,00	W _{ót} -2%	0,601	0,0119	0,64
	W _{ót}	0,835	0,0239	0,81
	W _{ót} +2%	1,478	0,0334	0,91
100,00	W _{ót} -2%	1,437	0,0117	0,96
	W _{ót}	1,289	0,0507	0,98
	W _{ót} +2%	3,541	0,0181	0,97

Tabela 4.20: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 2 compactado na energia normal.

Modelo: $\varepsilon_p = A.N^B$		Solo 2 - Energia Normal		
σ_d (kPa)	W (%)	$A \times 10^{-3}$	B	R ²
28,71	W _{ót} -2%	0,949	0,0303	0,94
	W _{ót}	0,881	0,0394	0,95
	W _{ót} +2%	2,264	0,0380	0,84
50,00	W _{ót} -2%	1,237	0,0317	0,94
	W _{ót}	1,458	0,0449	0,95
	W _{ót} +2%	3,242	0,0289	0,96
75,00	W _{ót} -2%	1,804	0,0351	1,00
	W _{ót}	3,157	0,0198	0,90
	W _{ót} +2%	5,089	0,0380	0,96

Tabela 4.21: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 2 compactado na energia intermediária.

Modelo: $\varepsilon_p = A.N^B$		Solo 2 - Energia Intermediária		
σ_d (kPa)	W (%)	$A \times 10^{-3}$	B	R ²
33,51	W _{ót} -2%	0,531	0,0510	0,93
	W _{ót}	0,870	0,0317	0,94
	W _{ót} +2%	1,034	0,0401	0,91
75,00	W _{ót} -2%	0,644	0,0489	0,95
	W _{ót}	1,008	0,0395	0,94
	W _{ót} +2%	2,016	0,0290	0,81
100,00	W _{ót} -2%	2,137	0,0215	0,96
	W _{ót}	2,064	0,0249	0,93
	W _{ót} +2%	2,996	0,0298	0,99

Tabela 4.22: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 3 compactado na energia normal

Modelo: $\varepsilon_p = A.N^B$		Solo 3 - Energia Normal		
σ_d (kPa)	W (%)	$A \times 10^{-3}$	B	R ²
28,29	W _{ót} -2%	0,922	0,0454	0,95
	W _{ót}	0,882	0,0371	0,91
	W _{ót} +2%	1,392	0,0499	0,99
50,00	W _{ót} -2%	1,513	0,0209	0,88
	W _{ót}	1,025	0,0259	0,86
	W _{ót} +2%	3,116	0,0419	0,97
75,00	W _{ót} -2%	1,740	0,0467	0,99
	W _{ót}	1,416	0,0297	0,82
	W _{ót} +2%	2,983	0,0548	0,96

Tabela 4.23: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 3 compactado na energia intermediária.

. Modelo: $\varepsilon_p = A.N^B$			Solo 3 - Energia Intermediária	
σ_d (kPa)	W (%)	$A \times 10^{-3}$	B	R ²
43,34	W _{ót} -2%	0,412	0,0381	0,79
	W _{ót}	0,844	0,0130	0,79
	W _{ót} +2%	0,412	0,0368	0,77
75,00	W _{ót} -2%	0,507	0,0471	0,98
	W _{ót}	1,927	0,0231	0,90
	W _{ót} +2%	1,512	0,0525	0,97
100,00	W _{ót} -2%	1,028	0,0248	0,85
	W _{ót}	2,304	0,0295	0,95
	W _{ót} +2%	2,983	0,0548	0,96

Tabela 4.24: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 4 compactado na energia normal

Modelo: $\varepsilon_p = A.N^B$			Solo 4 - Energia Normal	
σ_d (kPa)	W (%)	$A \times 10^{-3}$	B	R ²
22,71	W _{ót} -2%	0,962	0,0050	0,41
	W _{ót}	1,281	0,0352	0,81
	W _{ót} +2%	2,251	0,0322	0,88
50,00	W _{ót} -2%	1,874	0,0079	0,47
	W _{ót}	2,520	0,0357	0,97
	W _{ót} +2%	3,072	0,0237	0,95
75,00	W _{ót} -2%	2,276	0,0064	0,51
	W _{ót}	4,496	0,0322	0,95
	W _{ót} +2%	7,065	0,0206	0,96

Tabela 4.25: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 4 compactado na energia intermediária.

Modelo: $\varepsilon_p = A.N^B$			Solo 4 - Energia Intermediária	
σ_d (kPa)	W (%)	$A \times 10^{-3}$	B	R ²
42,96	$W_{ót} - 2\%$	0,685	0,0197	0,94
	$W_{ót}$	1,062	0,0075	0,79
	$W_{ót} + 2\%$	1,493	0,0299	0,86
75,00	$W_{ót} - 2\%$	2,162	0,0109	0,78
	$W_{ót}$	1,229	0,0265	0,86
	$W_{ót} + 2\%$	1,610	0,0422	0,97
100,00	$W_{ót} - 2\%$	2,807	0,0018	0,70
	$W_{ót}$	1,994	0,0182	0,92
	$W_{ót} + 2\%$	2,148	0,0249	0,97

Tabela 4.26: Parâmetros da Equação de Monismith experimentalmente para o Solo 5 compactado na energia normal

Modelo: $\varepsilon_p = A.N^B$			Solo 5 - Energia Normal	
σ_d (kPa)	W (%)	$A \times 10^{-3}$	B	R ²
22,26	$W_{ót} - 2\%$	1,002	0,0450	0,97
	$W_{ót}$	2,087	0,0458	0,78
	$W_{ót} + 2\%$	1,580	0,0783	0,95
50,00	$W_{ót} - 2\%$	2,603	0,0181	0,78
	$W_{ót}$	1,095	0,0679	0,96
	$W_{ót} + 2\%$	3,618	0,0226	0,88
75,00	$W_{ót} - 2\%$	4,205	0,0264	0,96
	$W_{ót}$	4,172	0,0193	0,88
	$W_{ót} + 2\%$	5,864	0,0352	0,90

Tabela 4.27: Parâmetros da Equação de Monismith obtidos experimentalmente para o Solo 5 compactado na energia intermediária.

Modelo: $\varepsilon_p = A.N^B$		Solo 5 - Energia Intermediária		
σ_d (kPa)	W (%)	$A \times 10^{-3}$	B	R ²
31,62	W _{ót} -2%	0,966	0,0171	0,61
	W _{ót}	1,379	0,0163	0,44
	W _{ót} +2%	1,089	0,1107	0,93
75,00	W _{ót} -2%	0,896	0,0220	0,67
	W _{ót}	2,366	0,0329	0,94
	W _{ót} +2%	2,776	0,0181	0,94
100,00	W _{ót} -2%	2,621	0,0154	0,88
	W _{ót}	2,750	0,0258	0,95
	W _{ót} +2%	3,119	0,0273	0,94

4.4.2 Modelos de previsão de deformação permanente considerando o número N e as tensões desvio

Os resultados de deformações permanentes dos solos investigados neste trabalho adequaram satisfatoriamente à Equação de Monismith, como visto no item anterior. Contudo, este modelo não correlaciona as deformações permanentes com qualquer parâmetro do estado de tensões e através da análise das Figuras 4.6 a 4.10 verificou-se que a resposta dos solos quanto à deformação permanente foi influenciada sobremaneira pela variação da tensão desvio. Como nesta pesquisa foram realizados ensaios para diferentes níveis de tensão desvio, representativos dos que atuam nas condições de campo, propõe-se então um novo modelo para a estimativa das deformações permanentes, onde se incorpora na Equação de Monismith a tensão desvio, ou seja:

$$\varepsilon_p = a.N^b.\sigma_d^c \quad (4.1)$$

Onde:

ε_p : deformação permanente;

N: número de aplicações de carga;

σ_d : tensão desvio;

a, b, c: parâmetros experimentais.

A Tabela 4.28 apresenta os resultados obtidos para o modelo proposto.

Tabela 4.28: Parâmetros da Equação 4.1 obtidos experimentalmente para os solos estudados neste trabalho, considerando-se duas energias de compactação e três teores de umidade

Solo	Energia de Compactação	Teor de Umidade	Modelo: $\varepsilon_p = a.N^b.\sigma_d^c$, σ_d em kPa			
			a.10 ⁻³	b	c	R ²
Solo 1	Normal	Wót -2%	0,6798**	0,0321**	0,1616**	0,72
		Wót	0,0146**	0,0722**	1,1687**	0,74
		Wót +2%	0,0042**	0,0460**	1,6775**	0,91
	Intermediária	Wót -2%	0,0008**	-0,0060ns	1,6273**	0,92
		Wót	0,0364**	0,0439**	0,7488**	0,73
		Wót +2%	0,0011**	0,0318**	1,7063**	0,96
Solo 2	Normal	Wót -2%	0,0885**	0,0324*	0,6928**	0,96
		Wót	0,0174**	0,0347**	1,1693**	0,98
		Wót +2%	0,1382**	0,0350**	0,8249**	0,94
	Intermediária	Wót -2%	0,0223**	0,0405*	0,8929**	0,64
		Wót	0,0865**	0,0320**	0,6383**	0,73
		Wót +2%	0,0506**	0,0329**	0,8674**	0,97
Solo 3	Normal	Wót -2%	0,0258**	0,0367**	0,8158**	0,92
		Wót	0,0164**	0,0219**	1,1800**	0,94
		Wót +2%	0,0003**	0,0480**	2,1855**	0,99
	Intermediária	Wót -2%	0,0574**	0,0377**	0,7455**	0,96
		Wót	0,1595**	0,0309**	0,4533**	0,74
		Wót +2%	0,0330**	0,0488**	1,0081**	0,92
Solo 4	Normal	Wót -2%	0,0238**	0,0108 ^{ns}	1,1138**	0,96
		Wót	0,1647**	0,0173**	0,5609**	0,91
		Wót +2%	0,6324**	0,0323**	0,2657**	0,96
	Intermediária	Wót -2%	0,0182**	0,0064*	1,0596**	0,98
		Wót	0,0058**	0,0343**	1,4276**	0,98
		Wót +2%	0,0289**	0,0255*	1,1453**	0,79
Solo 5	Normal	Wót -2%	0,0976**	0,0182 ^{ns}	0,6883**	0,54
		Wót	0,1770**	0,0250**	0,6520**	0,95
		Wót +2%	0,5343**	0,0520**	0,3640**	0,87
	Intermediária	Wót -2%	0,0267**	0,0298**	1,0716**	0,97
		Wót	0,9081**	0,0443*	0,2056 ^{ns}	0,09
		Wót +2%	0,1281**	0,0454**	0,7818**	0,87
R ² Médio						0,85
Legenda						
NS	Variável independente não significativa ao nível de confiança de 5%					
*	Variável independente significativa ao nível de confiança de 5%					
**	Variável independente significativa ao nível de confiança de 1%					

Pela análise dos coeficientes de determinação (R^2), o modelo proposto, para a maioria das situações estudadas, ajustou-se bem aos dados experimentais. Os testes t-Student mostraram que houve significância estatística tanto para o número de aplicação de cargas quanto para a tensão-desvio. Os valores positivos de b e c denotam que as deformações permanentes aumentarão com o incremento das tensões-desvio e do número de aplicação de cargas, o que condiz com o comportamento físico-mecânico esperado.

4.4.3 Modelos de previsão de deformação permanente considerando o número N, as tensões desvio e o estado físico.

Diante dos bons resultados apresentados pelo modelo da Equação 4.1, procurou-se desenvolver um modelo que correlacionasse também as deformações permanentes com parâmetros de compactação, quais sejam, o peso específico aparente seco e o teor de umidade. Ressalta-se que os teores de umidade utilizados nesta pesquisa variaram em $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima, desvios normalmente aceitos na compactação de solos no campo. O modelo resultante é que se apresenta na Equação 4.2.

$$\varepsilon_p = a.N^b.\sigma_d^c.W^d.\gamma_d^e \quad (4.2)$$

Onde:

ε_p : deformação permanente;

N: número de aplicações de carga;

σ_d : tensão desvio;

W: teor de umidade;

γ_d : peso específico aparente seco;

a, b, c, d, e: parâmetros experimentais.

A Tabela 4.29 apresenta os parâmetros obtidos para o modelo da Equação 4.2. Por se tratar de um modelo que envolve variáveis de diferentes naturezas, pode-se considerar que os resultados obtidos, com coeficiente de determinação variando entre 0,69 a 0,85, apresentam um razoável ajuste. O modelo foi testado também englobando todas as amostras de solo estudadas, mas este não apresentou um ajuste satisfatório aos dados experimentais, com um R^2 igual a 0,43, podendo assim concluir que não existe uma equação única que represente todas os solos estudados.

Tabela 4.29: Parâmetros do modelo da Equação 4.2 e coeficiente de correlação (R^2) obtidos para os solos investigados neste trabalho.

Modelo:	$\varepsilon_p = a.N^b.\sigma_d^c.W^d.\gamma_d^e$, σ_d em kPa, W em %; γ_d em kN/m ³					
Amostra	a	b	c	d	e	R^2
Solo 1	3,64E-21**	0,0371**	1,1520**	7,8096**	3,4280**	0,79
Solo 2	6,03E-17**	0,0346**	0,8452**	5,9365**	2,7329**	0,85
Solo 3	6,63E-22**	0,0373**	1,1072**	5,2440**	7,4982**	0,70
Solo 4	4,48E-23**	0,0211**	0,7396**	3,8088**	11,3049**	0,80
Solo 5	3,05E-14**	0,0358**	0,7036**	2,5903**	5,1050**	0,69
Todas	1,56E-09**	0,0332**	0,7189**	1,4493**	4,3800**	0,43
<i>Legenda</i>						
NS	Variável independente não significativa ao nível de confiança de 5%					
*	Variável independente significativa ao nível de confiança de 5%					
**	Variável independente significativa ao nível de confiança de 1%					

A fim de atestar se houve contribuição significativa das variáveis independentes, realizaram-se testes t-Student para regressão. Os resultados

obtidos evidenciam que em todas as situações estudadas os parâmetros foram significativos ao nível de confiança de 1%, o que mostra que todas as variáveis independentes estão contribuindo significativamente para o modelo.

5 PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DO ACÚMULO DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES

5.1 Introdução

No item 2.4.1 apresentou-se o modelo proposto por Barksdale (1972), para a previsão do acúmulo das deformações permanentes em um pavimento flexível. Pela metodologia, cada camada deve ser dividida em várias subcamadas para se obter uma melhor resposta. Para cada subcamada, a deformação permanente será igual à deformação permanente específica multiplicada pela espessura da mesma. No entanto, para a determinação das deformações específicas, é necessário que se obtenha as tensões atuantes no centro de cada subcamada e que se realize ensaios para a determinação das deformações permanentes considerando este estado de tensões.

A limitação deste método reside no fato da necessidade de se realizar um ensaio de deformação permanente para cada subcamada que o pavimento for dividido. Não obstante, qualquer alteração de projeto, como configuração de carregamento, espessura das camadas, por exemplo, demandariam novos ensaios de deformação permanente.

5.2 Descrição da metodologia proposta

A metodologia proposta nesta pesquisa é composta das seguintes etapas:

- Realização de ensaios de deformação permanente para o material constituinte de cada camada, para obter equações de ajuste entre a deformação permanente com o número de aplicação de cargas e a tensão desvio, como feito no item 4.4.2 deste trabalho, obtendo os parâmetros do modelo da Equação 4.1.

- A partir de um programa de análise estrutural de pavimentos (tal como o Everstress, utilizado nesta pesquisa), determinam-se as tensões atuantes no centro de cada subcamada em que foi dividida cada camada da estrutura do pavimento.
- Calcula-se a deformação permanente específica a partir da tensão desvio atuante no centro de cada subcamada e do número de aplicações de carga (N) do projeto, através da Equação 4.1.
- O produto da deformação específica da subcamada pela sua espessura será igual ao acúmulo de deformação permanente da subcamada. A deformação permanente total será a soma da contribuição de cada subcamada.

Apresenta-se a seguir um exemplo da utilização da metodologia proposta com base nos dados experimentais desta pesquisa.

5.3 Aplicação da metodologia proposta para estimativa do acúmulo de deformações permanentes em um pavimento hipotético.

A Figura 5.1 ilustra a divisão em subcamadas e o carregamento utilizado na aplicação da metodologia proposta. Salienta-se que o subleito é uma camada de espessura semi-infinita, mas para fins práticos deve-se considerar uma espessura que irá contribuir para a ocorrência de deformações permanentes. Inicialmente, adotou-se uma espessura igual à da camada de reforço, 20 cm. Foram considerados três diferentes valores de x (afastamentos horizontais em relação a uma das rodas), a fim de conhecer em qual deles ocorreriam as maiores deformações permanentes. A abscissa x_1 está localizada exatamente abaixo de uma das rodas. x_3 está localizado no ponto médio entre as duas rodas do semi-eixo e x_2 é um valor intermediário entre x_1 e x_3 .

De posse desta configuração, as tensões atuantes foram determinadas com a utilização do programa Everstress. Para a estimativa das deformações permanentes, utilizou-se um valor de N igual a 10^7 .

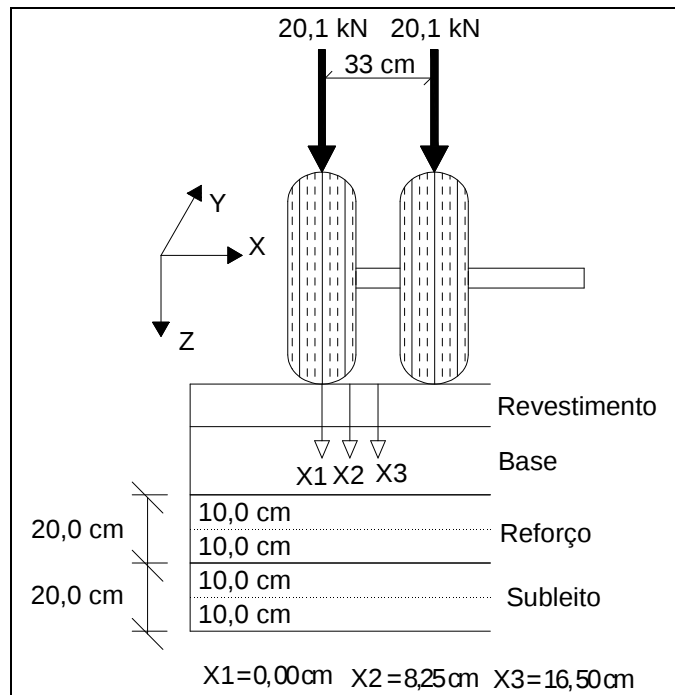


Figura 5.1: Divisão em subcamadas e carregamentos considerados.

A Tabela 5.1 apresenta os resultados obtidos para a determinação das deformações permanentes das camadas de reforço e de subleito, utilizando-se a amostra do solo 2 como material constituinte das mesmas. Avaliando os resultados para os diferentes valores de x , percebe-se que as maiores deformações permanente ocorreram na posição x_3 , ou seja, no ponto médio entre as duas rodas do semi-eixo.

Tabela 5.1: Acúmulo de deformações permanentes para o Solo 2 compactado no teor ótimo de umidade.

Camada	Espessura da subcamada (cm)	cota do centro da subcamada (cm)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_d^* (kPa)	Modelos de Previsão de ϵ_p	Deformação permanente específica (ϵ_p)	Deformação permanente acumulada ($\epsilon_p \times$ Espessura) mm	Observações
Reforço	10	37,5	-28,73	6,52	-35,25	$\epsilon_p = 0,0865.10^{-3}.N^{0,0320}.\sigma_d^{0,6383}$	0,0014084	0,141	X ₁ =0,00 cm; Teor de Umid.: Wót; N=1.10 ⁷
	10	47,5	-20,57	10,93	-31,50		0,0013109	0,131	
Subleito	10	57,5	-16,37	-0,11	-16,26	$\epsilon_p = 0,0174.10^{-3}.N^{0,0347}.\sigma_d^{1,1693}$	0,0007950	0,080	
	10	67,5	-13,62	-0,08	-13,54		0,0006418	0,064	
							Total (mm)	0,416	

Camada	Espessura da subcamada (cm)	cota do centro da subcamada (cm)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_d^* (kPa)	Modelos de Previsão de ϵ_p	Deformação permanente específica (ϵ_p)	Deformação permanente ($\epsilon_p \times$ Espessura) mm	Observações
Reforço**	10	37,5	-30,43	7,34	-37,77	$\epsilon_p = 0,0865.10^{-3}.N^{0,0320}.\sigma_d^{0,6383}$	0,0014719	0,14719	X ₂ =8,25 cm; Teor de Umid.: Wót; N=1.10 ⁷
	10	47,5	-21,66	12,10	-33,76		0,0013701	0,13701	
Subleito***	10	57,5	-17,10	0,16	-17,26	$\epsilon_p = 0,0174.10^{-3}.N^{0,0347}.\sigma_d^{1,1693}$	0,0008525	0,08525	
	10	67,5	-14,14	0,11	-14,25		0,0006814	0,06814	
							Total (mm)	0,438	

Camada	Espessura da subcamada (cm)	cota do centro da subcamada (cm)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_d^* (kPa)	Modelos de Previsão de ϵ_p	Deformação permanente específica (ϵ_p)	Deformação permanente ($\epsilon_p \times$ Espessura) mm	Observações
Reforço**	10	37,5	-30,88	7,53	-38,41	$\epsilon_p = 0,0865.10^{-3}.N^{0,0320}.\sigma_d^{0,6383}$	0,00149	0,149	X ₃ =16,5 cm; Teor de Umid.: Wót; N=1.10 ⁷
	10	47,5	-22,02	12,48	-34,50		0,00139	0,139	
Subleito***	10	57,5	-17,35	0,25	-17,60	$\epsilon_p = 0,0174.10^{-3}.N^{0,0347}.\sigma_d^{1,1693}$	0,00087	0,087	
	10	67,5	-14,31	0,18	-14,49		0,00069	0,069	
							Total (mm)	0,444	

(+) tração; (-) compressão.

* $\sigma_d = \sigma_v - \sigma_h$; ** energia de compactação intermediária; *** energia de compactação normal

5.4 Variação do acúmulo da deformação permanente com a profundidade do subleito.

No item anterior, considerou-se para efeitos práticos que os primeiros 20 cm da camada de subleito contribuíram para a ocorrência das deformações permanentes. Entretanto, com a utilização da metodologia proposta, é possível, em teoria, conhecer a espessura da camada de subleito que apresenta contribuição significativa para a ocorrência de deformação permanente. Para isso, dividiu-se a camada de subleito em subcamadas de 1 cm e utilizou-se a metodologia proposta para estimar a variação do acúmulo das deformações permanentes com a espessura do subleito considerada. Reportando-se à Figura 5.1 e aos resultados contidos na Tabela 5.1, foi considerado o valor de $x=16,5$ cm, ou seja, no ponto médio entre as duas rodas, onde os resultados de deformação permanente mostraram-se maiores do que às demais posições analisadas. O número N considerado foi igual a 10^7 .

O resultado desta análise para amostra do solo 2 nos três teores de umidade utilizados nesta pesquisa é mostrado na Figura 5.2.

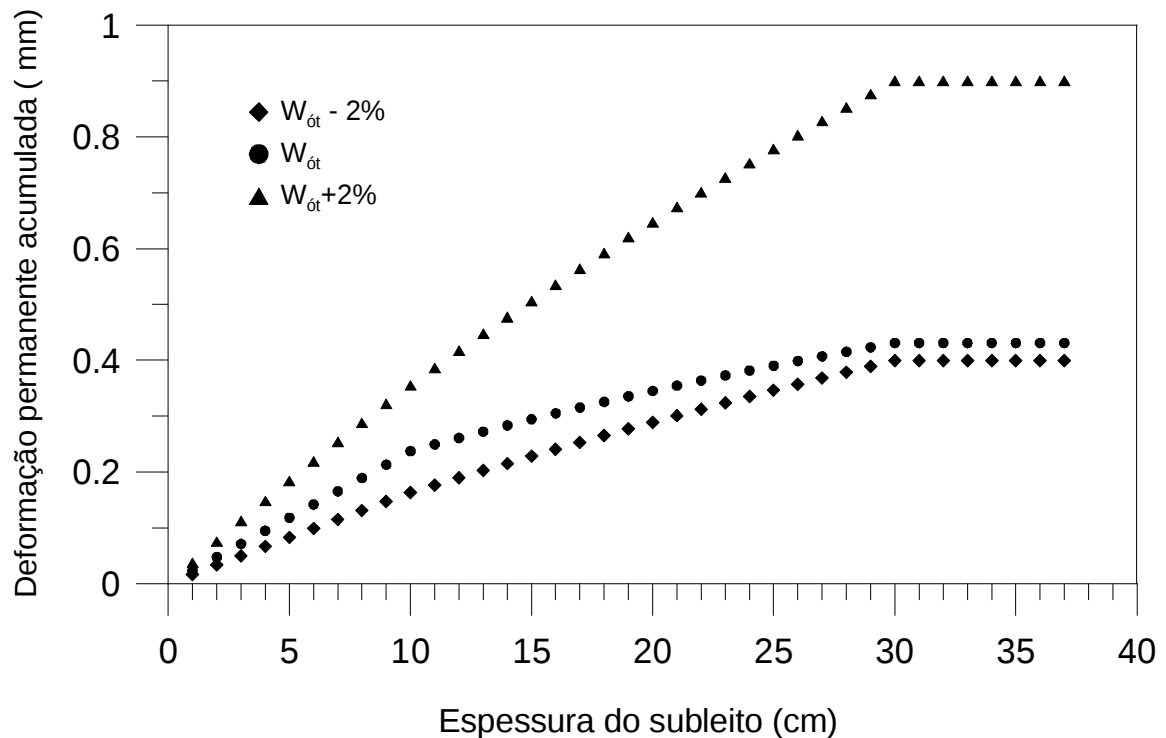


Figura 5.2: Variação do acúmulo de deformações permanentes com a espessura do subleito.

Analisando a Figura 5.2, pode-se perceber que as três curvas apresentaram o mesmo comportamento, isto é, o acúmulo das deformações permanentes aumentou com o aumento da espessura do subleito e atingiu um patamar próximo aos 30 cm. Isto ocorreu devido a uma limitação do programa Everstress, que não é capaz de calcular as tensões atuantes para profundidades maiores que 82,5 cm, que é o somatório dos 12,5 cm de revestimento, 20 cm de base, 20 cm de reforço e 30 cm de subleito. Devido a esta limitação, não foi possível conhecer a espessura total da camada de subleito que tem efetiva participação na ocorrência das deformações permanentes. Ressalta-se que para todas as amostras de solo estudadas ocorreu o mesmo problema.

5.5 Influência do número de divisão da camada em subcamadas em termos de acúmulo de deformação permanente.

A fim de conhecer a variação dos valores obtidos de acúmulo de deformação permanente com a divisão da camada em subcamadas, utilizou-se a metodologia proposta, variando o número de subcamadas entre 1 e 10, tanto para a camada de reforço quanto para a camada de subleito.

A Figura 5.3 apresenta o acúmulo de deformações permanentes nas camadas de reforço e de subleito para o solo 2 para os três teores de umidade considerados nesta pesquisa. Novamente, foi considerado o valor de $x=16,5$ cm, ou seja, no ponto médio entre as duas rodas. O número N considerado na análise foi igual a 10^7 .

A análise dos resultados mostra a mesma tendência para os três teores de umidade considerados. Os valores encontrados de acúmulo de deformações permanentes aumentaram com o número de subdivisões das camadas, com a curva apresentando comportamento assintótico, tornando-se praticamente inalterado para valores acima de 5 (cinco) subdivisões. Ressalta-se que, para os demais solos estudados, obteve-se comportamento similar ao apresentado pelo solo 2.

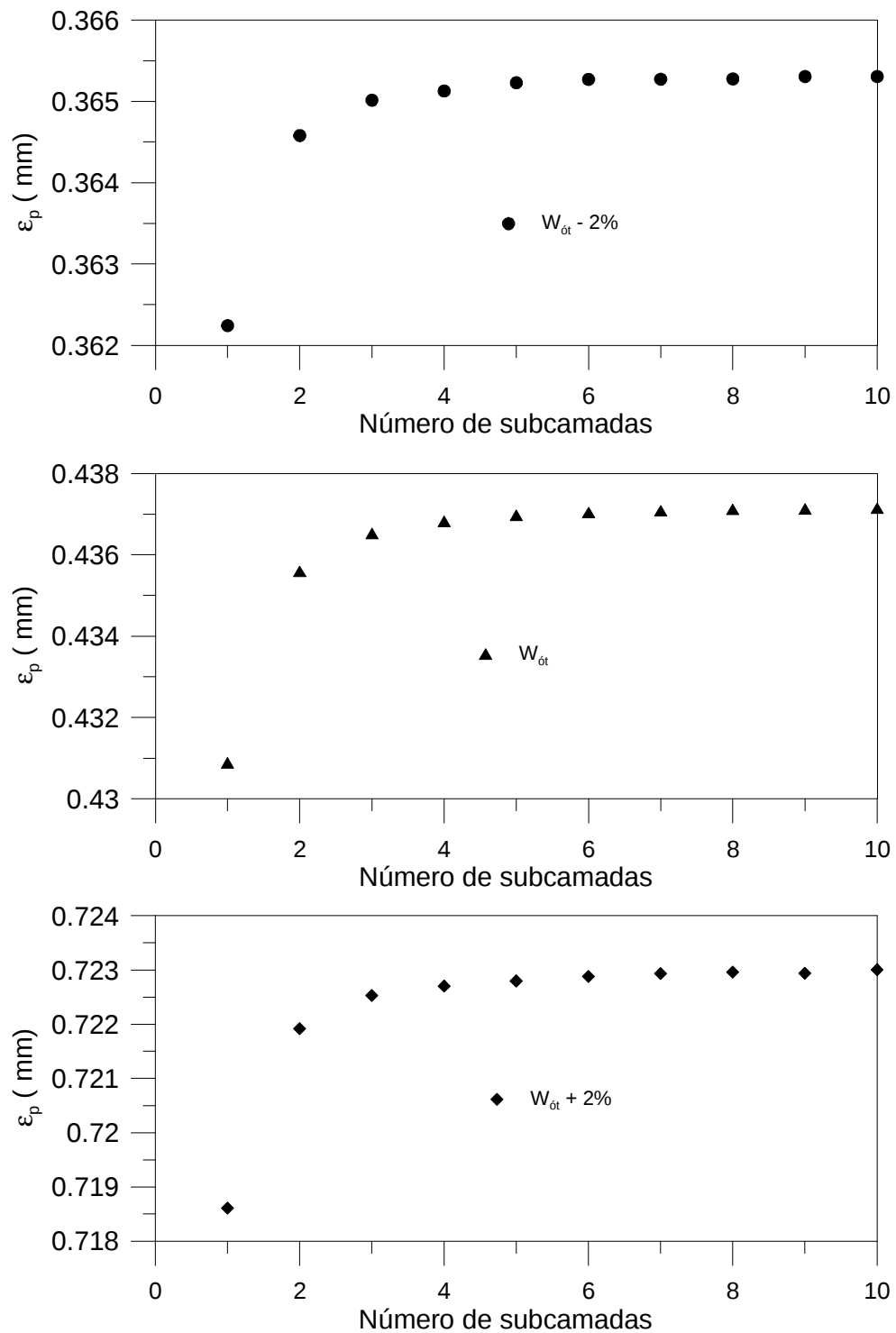


Figura 5.3: Efeito da divisão das camadas do subleito e do reforço em subcamadas na determinação do acúmulo de deformação permanente para o solo 2.

5.6 Acúmulo de deformações permanentes determinados pela metodologia proposta.

A Tabela 5.2 apresenta os resultados do acúmulo de deformações permanentes para todas as amostras e teores de umidade considerados nesta pesquisa. Considerou-se um valor de N igual a 10^7 , espessura do subleito de 30 cm e afastamento $x=16,5$ cm (Figura 5.1).

Exceto para a amostra de solo 1, percebeu-se o aumento das deformações permanentes totais com o aumento do teor de umidade. Pela análise dos resultados contidos na Tabela 5.2, percebe-se que, para as condições estudadas nesta pesquisa, o acúmulo das deformações permanentes variaram entre 0,3 e 1,5 mm. Conforme visto no Capítulo 3, a recomendação de Motta (1991) é que o acúmulo de deformação permanente de todas as camadas do pavimento máxima é de 16mm. Portanto, o somatório das duas camadas estudadas foram inferiores a 10 % do valor máximo recomendado pela autora, o que aponta para valores baixos de acúmulo de deformações permanentes destas camadas.

5.7 Comentários finais

A metodologia proposta para a determinação do acúmulo de deformação permanente se mostrou adequada ao propósito em vista, podendo ser estendida às demais camadas do pavimento, exceto à do revestimento asfáltico, visto que a temperatura tem influência no seu comportamento mecânico, por se tratar de um material termo-sensível.

Como já discutido anteriormente, a análise da contribuição do subleito no acúmulo de deformações permanentes ficou restrita aos primeiros 30 cm da camada devida à limitação do programa *Everstress*. Como demonstram os gráficos da Figura 5.2, o acúmulo de deformações permanentes continuou crescente com o aumento da espessura, até atingir a cota limite considerada pelo

software. Logo, é provável que uma espessura maior desta camada contribua para um maior acúmulo de deformação permanente.

Tabela 5.2: Acúmulo de deformações permanentes para a camada de reforço, do subleito e somatório de ambas as camadas.

Amostra	Teor de umidade	Acúmulo de deformação permanente do reforço (mm)	Acúmulo de deformação permanente do subleito (mm)	Acúmulo de deformação permanente total (mm)
Solo 1	$W_{ót} - 2\%$	0,043	0,357	0,400
	$W_{ót}$	0,231	0,228	0,459
	$W_{ót} + 2\%$	0,159	0,165	0,324
Solo 2	$W_{ót} - 2\%$	0,200	0,232	0,431
	$W_{ót}$	0,319	0,190	0,509
	$W_{ót} + 2\%$	0,313	0,534	0,846
Solo 3	$W_{ót} - 2\%$	0,301	0,084	0,385
	$W_{ót}$	0,258	0,129	0,387
	$W_{ót} + 2\%$	0,355	0,038	0,393
Solo 4	$W_{ót} - 2\%$	0,177	0,122	0,300
	$W_{ót}$	0,327	0,188	0,516
	$W_{ót} + 2\%$	0,576	0,285	0,861
Solo 5	$W_{ót} - 2\%$	0,365	0,182	0,546
	$W_{ót}$	0,706	0,320	1,026
	$W_{ót} + 2\%$	0,821	0,699	1,520

6 CONCLUSÕES

As principais conclusões desta pesquisa foram as que se seguem

1. O modelo composto e o modelo de previsão de módulo de resiliência em função das tensões desvio os foram que apresentaram melhores ajustes aos dados experimentais obtidos nesta pesquisa.
2. A análise dos testes estatísticos aplicados ao modelo composto demonstrou que as tensões de confinamento influenciaram os resultados de módulo de resiliência em grande parte das situações estudadas, considerando os níveis de tensão previstos na metodologia AASHTO T 307-99.
3. Os resultados de deformação permanente obtidos nesta pesquisa apresentaram um enquadramento satisfatório à equação de Monismith et al. (Equação 2.29).
4. O modelo proposto para a previsão das deformações permanentes em função do número de aplicações de carga e da tensão desvio mostrou-se adequado aos dados experimentais coletados nesta pesquisa. O modelo prevê o aumento das deformações permanentes com o aumento do número N e da tensão desvio, mostrando haver coerência entre o modelo matemático e o comportamento real esperado.
5. Procurou-se desenvolver um modelo para previsão das deformações permanentes em função do número de aplicações de carga (N), da tensão desvio, do teor de umidade e do peso específico aparente seco máximo. O coeficiente de correlação (R^2) variou entre 0,69 e 0,85 quando o modelo foi utilizado para cada amostra em separado. O modelo foi testado englobando todas as amostras estudadas, mas não apresentou resultados satisfatórios.

Testes t-Student foram realizados e atestaram que todas as variáveis independentes tiveram contribuição significativa para o modelo proposto.

6. Foi apresentada uma metodologia utilizada para a determinação do acúmulo de deformações permanentes adaptados do modelo de BARKSDALE (1972). Através da metodologia, foi possível estimar a contribuição das camadas do subleito e do reforço de subleito no surgimento da trilha-de-roda. Faz-se uma ressalva à contribuição do subleito, pois devido à limitação do programa Everstress, foi possível estimar o acúmulo da deformação permanente apenas nos primeiros 30 cm desta camada.
7. A metodologia proposta pode ser estendida para o cálculo das deformações permanente das demais camadas do pavimento, exceto para a camada de revestimento asfáltico, pois suas propriedades mecânicas são influenciadas pela variação de temperatura.
8. Estudou-se a influência da divisão das camadas de reforço e de subleito em subcamadas e a variação dos valores das deformações permanentes estimadas pelo método proposto, verificando que os seus valores aumentam com o crescimento do número de subdivisões da camada, tendendo a um comportamento assintótico para um número maior que 5 subcamadas.
9. Os valores de deformações permanentes acumuladas para as camadas de subleito e reforço do subleito variaram entre 0,3 e 1,5 mm. Em princípio, esses valores não comprometem o desempenho estrutural das camadas sob o ponto de vista de ruptura plástica. Para quatro das cinco amostras estudadas, percebeu-se o aumento das deformações permanentes acumuladas com o aumento do teor de umidade.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se a ampliação da pesquisa, contemplando:

1. Realização de ensaios triaxiais de cargas repetidas para determinação das deformações permanentes para maiores números de ciclos de aplicação de cargas, a fim de comparar com os valores obtidos nesta pesquisa e concluir sobre o número mínimo de solicitações de carga necessário para a uma avaliação satisfatória das deformações permanentes;
2. Avaliação de diferentes estruturas de pavimentos, a fim de adotar o acúmulo de deformações como um critério de projeto de pavimentos rodoviários.
3. Determinação das deformações permanente em materiais granulares, materiais asfálticas e para solos estabilizados comumente empregados nas camadas de base e sub-base de rodovias,
4. Implementação numérica da metodologia proposta para determinação do acúmulo de deformações permanentes em programas para avaliação estrutural de pavimentos, conforme apresentado na Figura 3.7.
5. Realizar estudos comparativos entre acúmulo de deformações permanentes obtidas através de procedimentos experimentais de laboratório com observações de campo em pavimentos flexíveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. 1986. **Guide for Design of Pavement Structures** American Association of State Highways Officials, Washington, D.C.
- AASHTO. 1999. **Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials**. American Association of State Highways Officials, AASHTO Designation T 307-99, pp, 1084-1109.
- ABNT. 1984a. **NBR 7181/84: Solo – Análise Granulométrica – Procedimento**. Rio de Janeiro, 13p.,.
- ABNT. 1984b. **NBR 6459/84: Solo – Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 6p.
- ABNT. 1984c. **NBR 7180/84: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**, Rio de Janeiro, 3p.,
- ABNT. 1984d. **NBR 6508/84: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica**., Rio de Janeiro, 8p.
- ABNT. 1986a. **NBR 6457/86: Solo – Amostras de solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização – Procedimento**., Rio de Janeiro, 7p.
- ABNT. 1986b. **NBR 7182/86: Solo – Ensaio de Compactação – Procedimento**. Rio de Janeiro, 10p.
- ANTT. 2006. **Transporte Terrestre: Números do Setor**. Assessoria de Comunicação da ANTT. Brasília-DF. 55p.

- ARANOVICH, L.A.S. 1985. **Desempenho de Pavimentos de Baixo Custo no Estado do Paraná**. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ.
- ARAÚJO, J.R.S.S. 2001. **Estudo do Comportamento Resiliente de Dois Solos da Região de Viçosa-MG**. Viçosa-MG, Dissertação de Mestrado DEC/UFV Viçosa-MG, 71p.
- AZEVEDO, M.A.1999. **Contribuição à Caracterização Geotécnicas de Solos de Viçosa-MG**.Viçosa-MG, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Imprensa Universitária, 130p.
- BALBO, J. T. 2007. **Pavimentação Asfáltica – Materiais, Projeto e Restauração**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP. 558 p.
- BARKSDALE, R.D. 1972. **A Nonlinear Theory for Prediction the Performance of Flexible Highway Pavement**. Transportation Research Record, Washington, DC, n.337, p. 22-39.
- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L.M.G.; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J.B. 2007. **Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros**. Gráfica Minister, BR PETROBRAS, ABEDA, Rio de Janeiro, 501 p.,
- BOYCE, J.R. 1980. **A Non-Linear Model for the Elastic Behaviour of Granular Materials under Repeated Loading**. Anais, 8th ARRB Conference of Materials of Construction and Maintenance, Vol, 8, Part 3 , 1-12.
- BROWN, S.F.; HYDE, A.F.L.1975. **Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated-Load Triaxial Testing of Granular Materials**. Transportation Research Record, Nº 537, Washington, D.C. pp,49-58.
- CARDOSO, H., S..1987. **Procedure for Flexible Airfield Pavement Design Based on Permanent Deformation**. Tese de Doutorado. University of Maryland. EUA. 405p.

- CARDOSO, S.H.; WITCZAK, M.W. 1991. **Permanent Deformation for Flexible Airfield Pavement Design**. Transportation Research Record, Washington, DC, n, 1307, p, 111-121,
- CARVALHO, C.A.B. 1997. **Estudo da Contribuição das Deformações Permanentes das Camadas de Solo na Formação das Trilhas de roda num Pavimento Flexível**. São Carlos, Tese de Doutorado, EESC-USP, Universidade de São Paulo, 206p.
- CARVALHO, M.V.G.S.A. 1999. **Uma Análise Crítica de Alguns Processos Empíricos de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis**. Campinas, Universidade Estadual de Campinas. 110 p.
- CNT. 2007. **Pesquisa Rodoviária: Relatório Gerencial**. Confederação Nacional do Transporte. Brasília-DF.
- DNER. 1986. **Determinação do Módulo de Resiliência dos Solos**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária DNER-ME 131/86, 8 p.
- DNER. 1994a. **Solos - Determinação do Módulo de Resiliência**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária DNER-ME 131/94, 8 p.
- DNER. 1994b. **DNER-PRO 269-94: Projeto de restauração de pavimentos flexíveis - TECNAPAV**. Procedimento, Rio de Janeiro, 17 p.
- DNIT. 2006a. **Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários – Escopos Básicos/Instruções de Serviço** . Ministério dos Transportes, Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes, Publicação IPR – 726, 3ª edição, Rio de Janeiro, RJ. 487 p.
- DNIT. 2006b. **Manual de Pavimentação**. Ministério dos Transportes, Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes, Publicação IPR – 719, 3ª edição, Rio de Janeiro, RJ. 274 p.

- DRUMM, E.C.; BOATENG-POKU, Y.; PIERCE, T.J. 1990. **Estimation of Subgrade Resilient Modulus from Standard Tests**. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, 116(5), pp, 774-789.
- ELLIOTT, R.P.; DENNIS, N.D.; QIU, Y. 1998. **Permanent Deformation of Subgrade Soils, Phase I: A Test Protocol**. MBTC FR 1069, pp. 34, Little Rock, AR.
- EVANGELISTA JÚNIOR, F. 2006. **Análise Quasi-Estática e Dinâmica de Pavimentos Asfálticos**. Fortaleza-CE. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará.
- FERREIRA, J.G. H. M. 2002. **Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaios Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 251p.
- FRANCO, F. A. C. P. 2007. **Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SISPAV**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 104p.
- FRANCO, M.L.O. 2004. **Estudo do Efeito de Intervenções sobre o Comportamento de Pavimentos de um Grupo de Rodovias do Estado do Paraná.**, Florianópolis-SC, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, 184 p.
- GARG, N.; THOMPSON, M.R.; **“Triaxial Characterization of Minnesota Road Research Project Granular Materials.”** Transportation Research Record, 1577, Transportation Research Board, Washington, D.C ., 27-36, 1997.
- GUIMARÃES, A.C.R. 2001. **Estudo de Deformação Permanente em Solos e a Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 280p.

- GUIMARÃES, A.C.R. 2009. Um Método Mecanístico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 353p
- HAAS, R.; HUDSON, W.R.; ZANIEWSKI, J. 1994. **Modern Pavement Management**. Florida, Krieger Publishing Company Malabar. 583 p.
- HEUKELOM, W.; KLOMP, A.J.G. 1962. **Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavement During and After Construction**. Proc, 1st International Conference on Structural Design of Asphalt Pavement, University of Michigan, Ann Arbor, MICHIGAN, PP, 667-679.
- HICKS, R.G. 1970. **Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials**. Tese de Doutorado, University of California, Berkley, Califórnia.
- HICKS, R.G.; MONISMITH, C.L. 1971. **Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials**. Highway Research Record 345, pp15-31,
- KOLISOJA, P. 1997. **Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials**. Tese de Doutorado, Tampere University of Technology, Publication n° 223, Tampere, Finland,
- LEE, W.; BOHRA, N.C.; ALTSCHAEFFL, A. G.; WHITE, T. D. 1997. **Resilient Modulus of Cohesive Soils**. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, V, 123, No, 2, pp 131-136.
- LEKARP, F; ISACSSON, U; DAWSON, A. 2000. **Resilient Response of Unbound Aggregates**. Journal of Transportation Engineering, n° 126(1), pp 66-75.
- LENTZ, R. W. 1979. **Permanent deformation of a Cohesionless Subgrade Material Under Cyclic Loading**. Tese de Doutorado, Michigan State University, East Lansing, USA.

- MACHADO, C.C.; LOPES, E.S.; BIRRO, M.H.B. 2005. **Elementos Básicos do Transporte Florestal Rodoviário**. Editora UFV, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 167 p.
- MACEDO, J. A. G. 1996, **Interpretação de Ensaios Deflectométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis – A Experiência com FWD no Brasil**. Tese de Doutorado. PEC. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro/RJ.
- MARANGON, M. 2004. **Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilizando Solos Lateríticos Locais a Partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência**. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 442 p.
- MAY, R.W.; WITCZAK, M.W. 1981. **Effective Granular Modulus to Model Pavement Responses**. Transportation Research Record, Nº 810, Washington, D,C, pp1-9.
- MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. 2005. **Mecânica dos Pavimentos**, Capa e Editoração Eletrônica Imagemaker Interactive, 2ª Edição, Rio de Janeiro/RJ, 570 p.
- MONISMITH, C.L.; OGAWA, N.; FREEME, C.R. 1975. **Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repetead Loading**. 54th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC.
- MOTTA, L.M.G. 1991. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas**. Tese de Doutorado, COOPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 366p.
- NAZARIAN, S.; FELIBERTI, M. 1993. **Methodology for Resilient Modulus Testing of Cohesionless Subgrades**. Transportation Research Record, No. 1406, Washington, D.C., pp. 108-115.
- NCHRP, 2004. **Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures**. NCHRP 1-37A, Final Report.

- PARREIRA, A.B.; CUNTO, F.J.C.; CARMO, C.T.; RODRIGUES, J.K.G. 1998. **O Módulo de Resiliência de Alguns Materiais de Pavimentação e sua Estimativa a Partir de Ensaios de Compressão Simples.** In: XI Congresso Nacional de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, Anais, Brasília, 5 a 10 de Novembro, vol,1, pp, 149-155.
- PEZO, R.F. 1993. **A General Method of Reporting Resilient Modulus Tests of Soils – A Pavement Engineer’s Point of View.** 72nd Annual Meeting of the TRB.
- PINTO, C.S. 2006. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3ª Edição. Oficina de Textos. São Paulo-SP, 355p.
- PUMPHREY, N. D.; LENTZ, R.W. 1986. **Deformation Analysis of Florida Highway Sand Subjected to Repetead Load Triaxial Tests.** Transportation Research Record, Washington, DC, n.1089, p 49-56.
- SANT’ANNA, G.L. 2006. **Estradas Florestais: Caracterização Geotécnica e Comportamento Mecânico de Solos e Misturas Solo-Grits, Cargas de Tráfego e Seus Efeitos.** Tese de Doutorado, DEF/UFV, Viçosa-MG.
- SENÇO, W. 1997. **Manual de Técnicas de Pavimentação,** Ed, Pini, Vol I, São Paulo, 746 p.
- SHAW, P. S. **Stress-Strain Relationships for Granular Materials Under Repeated Loading.** Teses de Doutorado, Department of Civil Engineering , University of Nottingham,1980.
- SILVA, P. F. A. **Manual de Patologia e Manutenção de Pavimentos.** 2005. Editora PINI Ltda, 1ª Edição, São Paulo, SP, 114 p.
- SVENSON, M. 1980. **Ensaio Triaxiais Dinâmicos em Solos Argilosos.** COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Dissertação de Mestrado, 135p.

- SWEERE, G.T.H. 1990. **Unbound Granular Basis for Roads**. Tese de Doutorado, University of Delft, Delft, The Netherlands.
- TRINDADE, T.P.; CARVALHO, C.A.B; LIMA, D. C.; BARBOSA, P.S.A.; SILVA, C.H.C.; MACHADO, C.C. 2008. **Compactação dos Solos: Fundamentos Teóricos e Práticos**. Editora UFV, Viçosa-MG. 95 p.
- TSENG, K. H. e LYTTON, R. L.. 1989. **Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials**. In: Implication of aggregates in the design, construction and performance of flexible pavements, ASTM STP 1016, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 154-172.
- UZAN, J., 1985. **Characterization of Granular Material**. Transportation Research Record, Nº 1406, Washington, D.C. pp,108-115.
- WERKMEISTER, S. 2003. **Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions**. Tese de Doutorado, Universidade Técnica de Dresden, 189 pg.
- YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. 1975.**Principles of Pavement Design**. New York, John Wiley & Sons, Inc, 711 p.

ANEXO A

Neste anexo, apresenta-se um estudo para análise das tensões normais verticais no topo do subleito e horizontais na face inferior do revestimento asfáltico, considerando-se quatro tipos de estrutura de pavimentos flexíveis, que se encontram ilustrados na Figura A.1. Essas estruturas, apesar de serem hipotéticas, são possíveis de serem encontradas na malha rodoviária nacional. Quanto às suas características, mantiveram-se constantes as espessuras e rigidez das camadas de base, reforço e subleito; quanto ao revestimento, variaram-se as suas espessuras e rigidez. O carregamento em todas elas foram os mesmos. A rigidez do revestimento asfáltico, expressa em função do módulo de resiliência variou de 2109 MPa ($3 \cdot 10^5$ psi), a 25° C (estruturas 1 e 3) a 7.032 MPa, ou $1 \cdot 10^6$ psi (estruturas 2 e 4), correspondente a uma temperatura de 0° C.

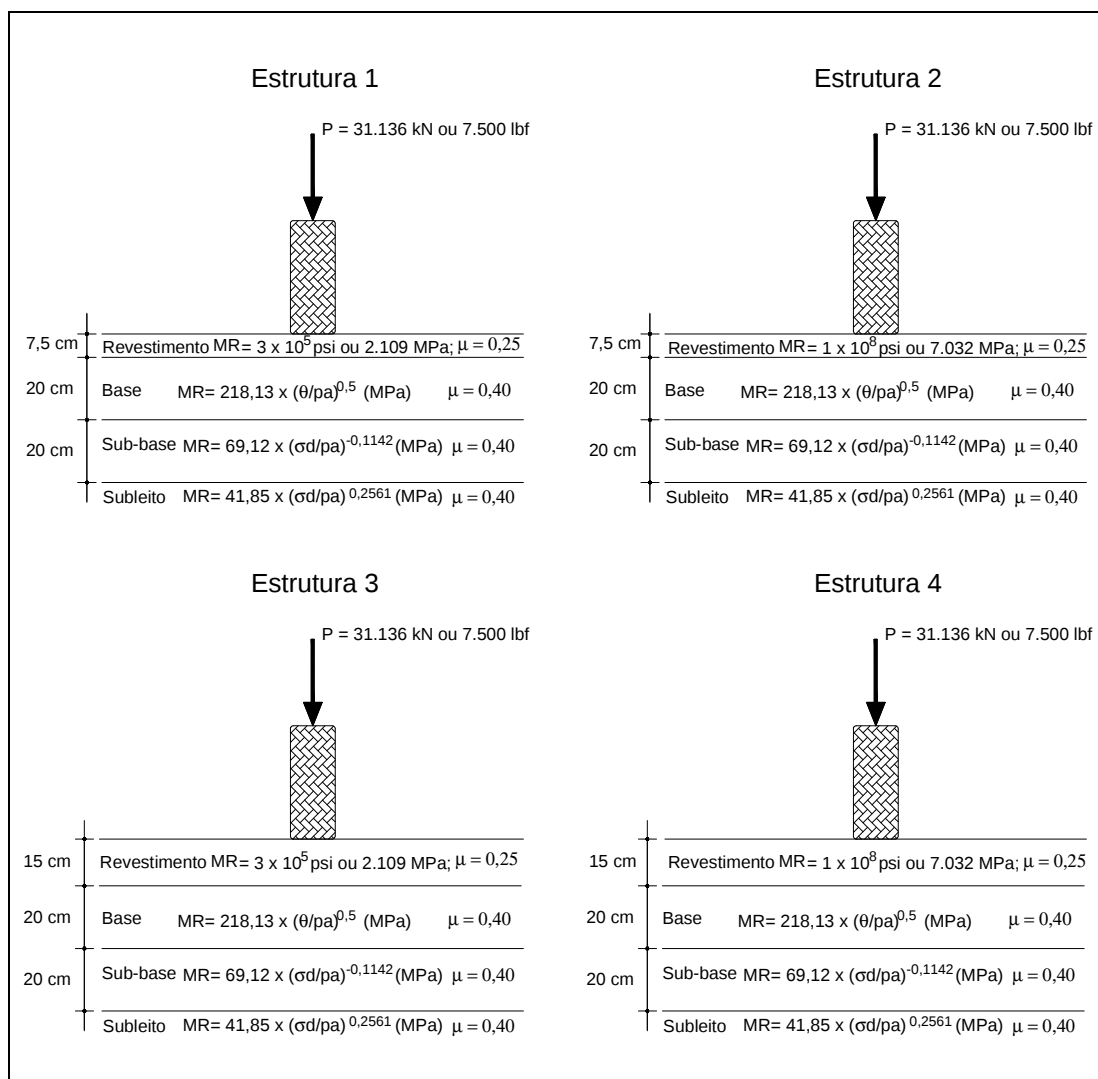


Figura A.1: Tipos de estruturas de pavimentos considerados no estudo

Os pavimentos apresentados na Figura A.1 foram analisados através do programa Everstress, a fim de obter as tensões normais verticais no topo do subleito e às normais horizontais atuantes na face inferior da camada de revestimento asfáltico, para diferentes afastamentos horizontais em relação ao ponto de aplicação de cargas. Os resultados obtidos encontram-se apresentados nas Tabela A.1 e A.2 nas Figuras A.2 e A.3.

Tabela A.1: Tensões normais verticais no topo do subleito para as estruturas analisadas

Afastamento horizontal (x) em relação ao ponto de aplicação de cargas (cm)	Tensões normais verticais no topo do subleito σ_v (kPa)			
	Est. 1 (z=47,5 cm)	Est. 2 (z=47,5 cm)	Est. 3 (z=55 cm)	Est. 4 (z=55 cm)
0	-24,25	-20,22	-15,36	-11,14
12,6	-21,93	-18,61	-14,4	-10,63
25,3	-16,83	-14,9	-12,11	-9,38
37,95	-11,9	-11,01	-9,53	-7,85
50,6	-5,84	-5,71	-5,54	-5,13

(-) compressão; (+) tração

Tabela A.2: Tensões normais horizontais na fibra inferior do revestimento para as estruturas analisadas

Afastamento horizontal (x) em relação ao ponto de aplicação de cargas (cm)	Tensões normais horizontais na face inferior do revestimento σ_H (kPa)			
	Est. 1 (z=7,5 cm)	Est. 2 (z=7,5 cm)	Est. 3 (z=15 cm)	Est. 4 (z=15 cm)
0	692,49	1859,96	542,24	1043,87
12,6	94,6	677,89	236,01	600,18
25,3	-218,24	-232,38	-33,44	138,84
37,95	-108,15	-224,42	-58,13	8,39
50,6	-29,87	-103,32	-38,92	-54,58

(-) compressão; (+) tração

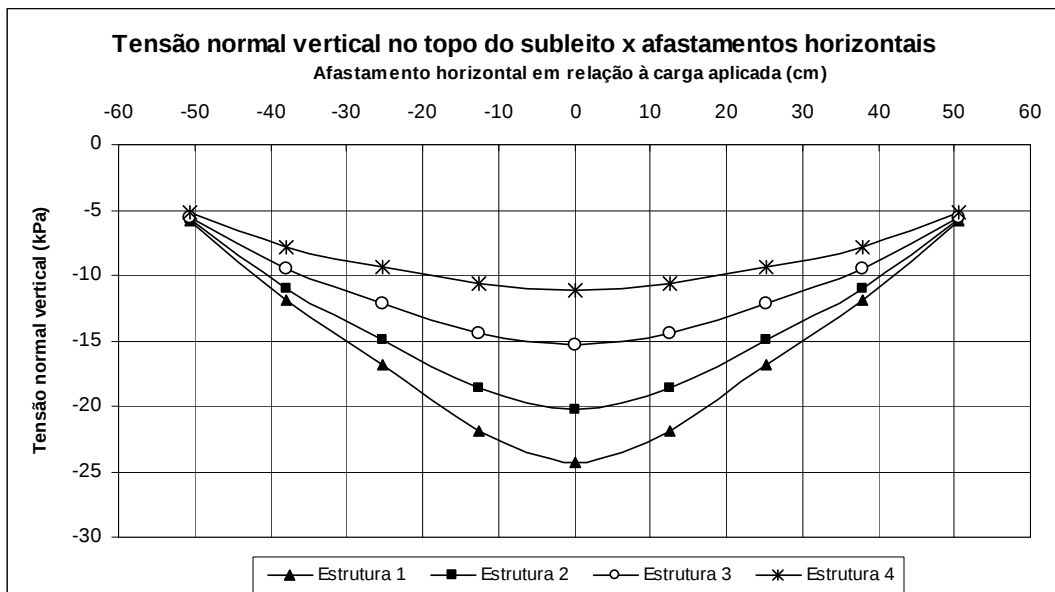


Figura A.2: Variação das tensões normais verticais no topo do subleito, considerando-se os resultados contidos na Tabela A.1, para diferentes tipos de estrutura e rigidez do revestimento asfáltico

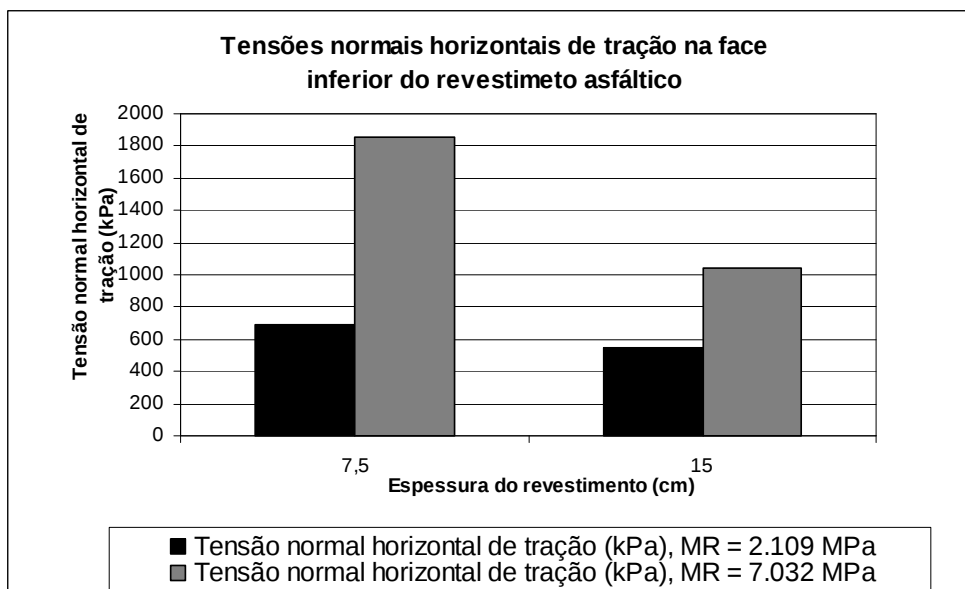


Figura A.3: Variação das tensões normais horizontais de tração na face inferior do revestimento asfáltico, para $x = 0$, considerando-se os resultados contidos na Tabela A.2

Observa-se na Figura A.2 que à medida que a espessura e rigidez do revestimento aumentaram, as tensões normais verticais no topo do subleito diminuíram, sendo essas mais sensíveis à variação da espessura do revestimento. Para a estrutura 4, que é mais rígida e espessa, as tensões verticais sofreram pequenas variações e se distribuíram mais uniformemente, semelhante às de um pavimento rígido, conforme ilustrado na Figura 2.1.

Na Figura A.3 são apresentadas as tensões horizontais de tração na face inferior do revestimento asfáltico para os quatros tipos de estruturas ilustradas na Figura A.1. Observa-se que, para uma mesma condição de carregamento, quando a rigidez do revestimento aumentou as tensões horizontais de tração também aumentaram; também, a variação da espessura do revestimento contribuiu para redução na tensão de tração na face inferior do revestimento. Nas estruturas 1 e 2 (revestimento asfáltico igual a 7,5 cm), o aumento da rigidez produziu um aumento da tensão horizontal de tração da ordem de 169%. Já nas estruturas 3 e 4 (revestimento asfáltico igual a 7,5 cm), o aumento da rigidez produziu um aumento da tensão horizontal de tração da ordem de 93%.

ANEXO B

Apresenta-se, neste anexo, os procedimentos necessários para a calibração do equipamento triaxial de cargas dinâmicas.

De um modo geral, a calibração de um equipamento é a etapa que antecede à realização de um ensaio propriamente dito. Assim, para a realização dos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente procedeu-se a uma calibração do equipamento triaxial de cargas repetidas disponível no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa-MG. São dois os dispositivos que necessitam de calibração regular, quais sejam, os medidores de deslocamento do tipo LVDT e a célula de carga.

B.1. Calibração do LVDT

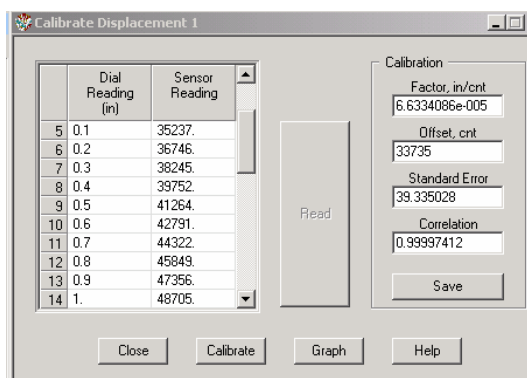
Os medidores de deformação são calibrados utilizando-se o equipamento denominado micrômetro, que tem como função aplicar deslocamento conhecidos, provocando alterações de voltagem no sinal elétrico do LVDT que são lidas pelo computador e interpretadas de forma numérica. O LVDT é disposto no micrômetro, como mostrado na Figura B.1.



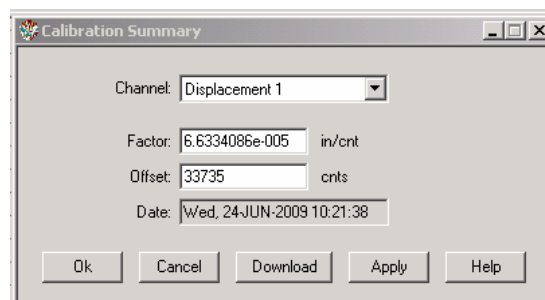
Figura B.1: LVDT instalado no micrômetro para execução das calibrações.

Ao ajustar o deslocamento desejado no micrômetro, deve-se informar o seu valor no programa RM, na janela *Calibrate Displacement 1 – Coluna Dial Reading* (Figura B.2 - a). Após informar o deslocamento, pressiona-se o botão *Read* e o programa fará a leitura do LVDT (*Sensor Reading*). Serão feitas sucessivas leituras até o valor final de deslocamento desejado.

Terminadas as leituras de deslocamentos, pressiona-se o botão *calibrate* e o programa automaticamente calculará o fator de calibração (*Factor, in/cnt*), o intercepto com o eixo x (*Offset, cnt*), o erro padrão da calibração (*Standart Error*) e o coeficiente de determinação (*Correlation*).



(a)



(b)

Figura B.2: Janelas do programa RM utilizadas na calibração do LVDT.

Os resultados da calibração devem ser informados na janela *Calibration Summary* (Figura B.2– b). Terminados os procedimentos, o arquivo deve ser salvo para posterior utilização nos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

Na calibração demonstrada, foram registrados deslocamentos nos micrômetros com espaçamento de 2,54 mm (0,1 pol). Repetiu-se o procedimento até 25,4 mm (1 pol), que é o deslocamento máximo possível com o micrômetro utilizado.

Um cuidado importante que se deve ter é o de iniciar a calibração pelo ponto médio da faixa de trabalho do LVDT, pois os equipamentos desta natureza apresentam melhor precisão próxima do seu ponto médio.

A Figura B.3 apresenta a curva de calibração encontrada. Percebe-se que foi atingido um ajuste de resultados muito expressivo, visto que o coeficiente de determinação (R^2) encontrado foi igual a 0,99993.

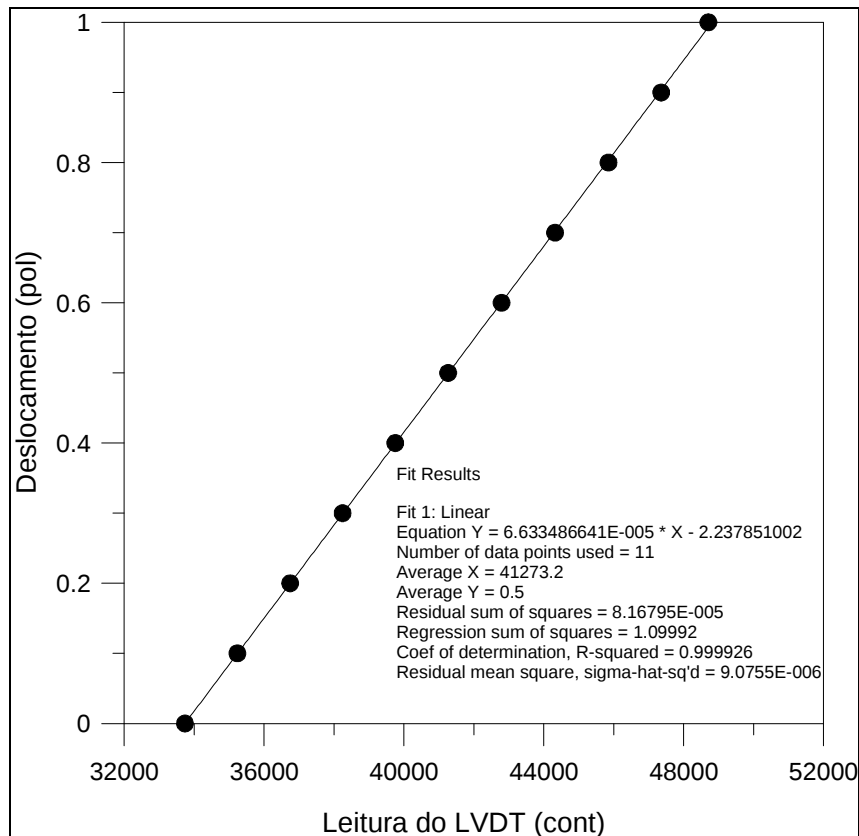


Figura B.3: Curva de calibração do LVDT

Se não for possível realizar a calibração do LVDT com o auxílio do micrômetro, pode-se utilizar um conjunto de placas de espessura conhecida. Calibrações já realizadas com a utilização dessas placas forneceram resultados com boa precisão.

B.2. Calibração da célula de carga.

A célula de carga é calibrada com a utilização dos anéis dinamométricos. De forma semelhante ao LVDT, ao se variar a força aplicada na célula de carga haverá modificações de voltagem no sinal elétrico, que são lidas e interpretadas de forma numérica pelo computador. A Figura B.4 apresenta a montagem do anel no equipamento triaxial de cargas repetidas. A viga de reação deve ser rebaixada

até uma altura que deixe um espaço entre a célula de carga e o prato do equipamento igual à altura do anel.

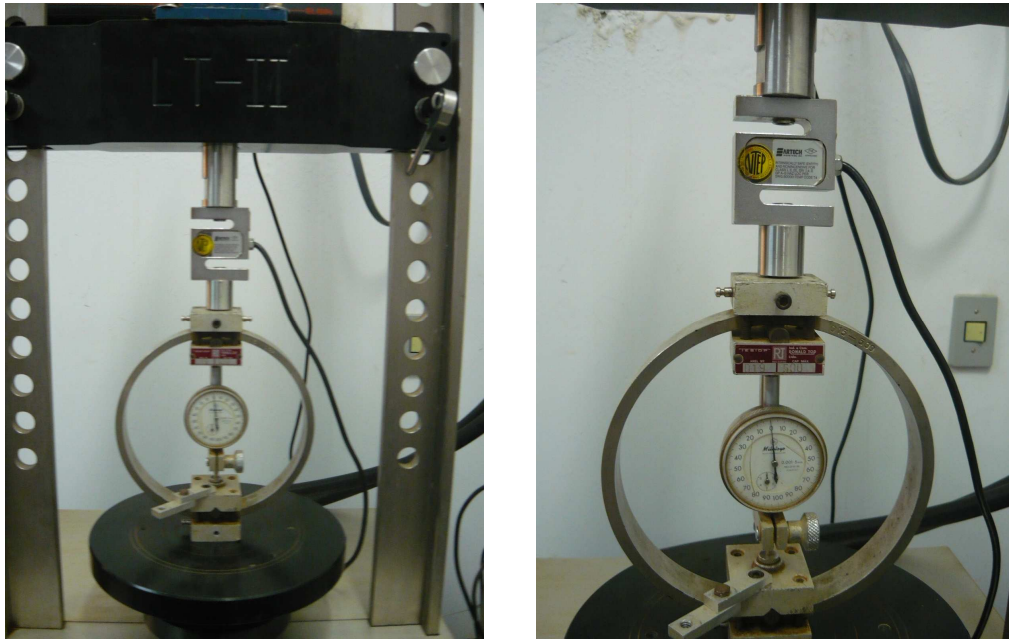


Figura B.4: Montagem do anel dinamométrico no equipamento triaxial de cargas repetidas.

O procedimento de calibração da célula de carga consiste em aplicar incrementos de carga no sistema através da elevação do prato, gerando um esforço de compressão que será lido pela célula de carga. No programa RM, isto é feito através da janela *Load/II Control*, mostrada na Figura B.5.

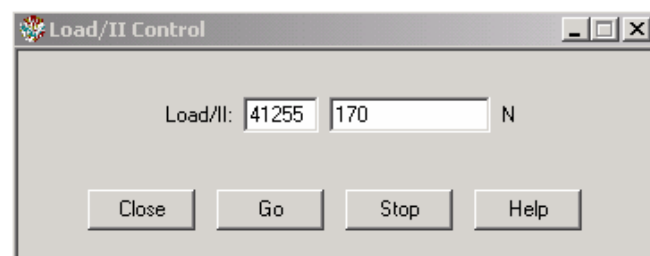


Figura B.5: Janela de controle de aplicação de cargas do Programa RM.

Conhecendo a constante de calibração do anel e multiplicando seu valor pela leitura do extensômetro, obtém-se a magnitude das cargas aplicadas. Este valor deve ser informado na janela *Calibrate Load* e *Calibrate Load II* – Coluna *Dial Reading* (Figura B.6). Feito isso, pressiona-se o botão *Read* e o programa fará a leitura da célula de carga (*Sensor Reading*). Repete-se este procedimento, realizando assim sucessivas leituras até atingir o valor final da carga desejada. Este valor é normalmente limitado pela carga máxima admitida da célula de carga, que no caso em questão é de aproximadamente 2.220 N (500 lbf). Por medida de segurança, não se deve empregar na calibração o limite máximo de carregamento.

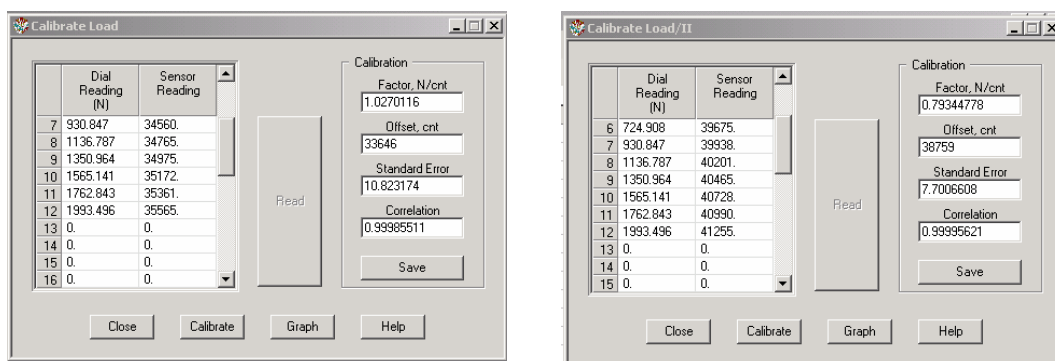


Figura B.6: Janela de calibração da célula de carga

Terminada a leitura das cargas, pressiona-se o botão *calibrate* e o programa automaticamente calculará o fator de calibração (*Factor, N/cnt*), o intercepto com o eixo x (*Offset, cnt*), o erro padrão da calibração (*Standart Error*) e o coeficiente de determinação (*Correlation*).

Os resultados da calibração devem ser informados na janela *Calibration Summary* (Figura B.7). Terminados os procedimentos, o arquivo deve ser salvo para posterior utilização nos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

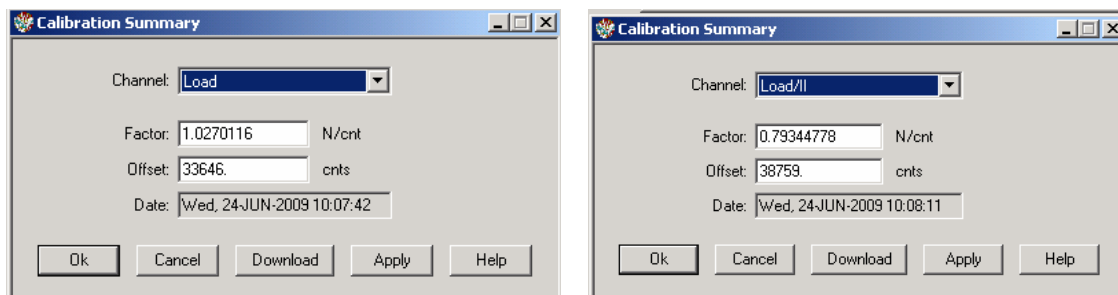


Figura B.7: Janela com o resumo dos resultados de calibração da célula de carga.

A Figura B.8 apresenta a curva de calibração obtida para a célula de carga. O coeficiente de determinação obtido foi igual a 0,999972.

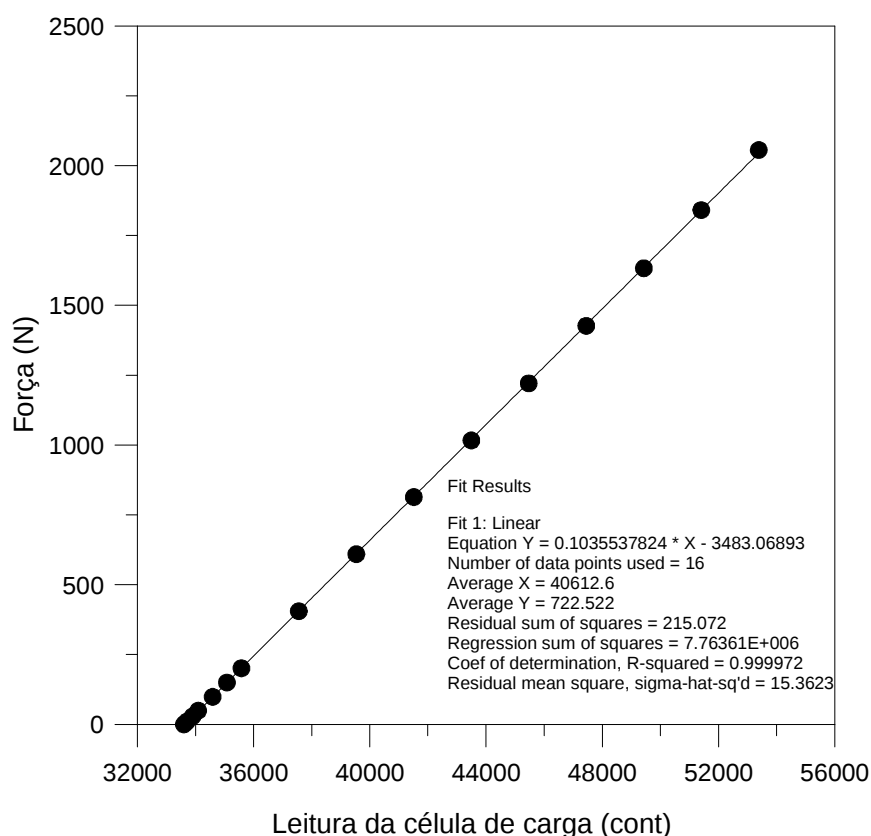


Figura B.8: Curva de calibração da célula de carga.

B.3.Considerações finais

O processo de calibração deve ser repetido periodicamente para garantir confiabilidade nos resultados dos ensaios. Nesta pesquisa, aproximadamente, a cada seis meses foi feita uma calibração do equipamento.

Segundo o manual do fabricante, os resultados de duas calibrações consecutivas devem ser comparados, sendo usual que não haja variação maior que 5% nos parâmetros da calibração. Grandes variações nesses parâmetros podem refletir algum erro ocorrido durante os procedimentos acima descritos..