

IRACEMA MAURO BATISTA

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE DOIS SOLOS TÍPICOS DA REGIÃO DE  
VIÇOSA-MG, PARA FINS DE UTILIZAÇÃO EM CAMADAS DE  
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Tese Apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como Parte das Exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para Obtenção do Título de “Magister Scientiae”

APROVADA: 23 de Fevereiro de 2001.

---

Prof. Glauco Pontes Filho

---

Prof. Cláudio Henrique de C. e Silva

---

Prof<sup>a</sup>. Maria Lúcia Calijuri

---

Prof. Antônio Carlos Valle de Souza  
(Conselheiro)

---

Prof. Carlos Alexandre Braz de Carvalho  
(Orientador)

VIÇOSA  
MINAS GERAIS – BRASIL  
2001  
**AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus, por estar sempre presente nas etapas da minha vida.

A toda minha família, especialmente aos meus pais (Tarcísio e Ana Tereza) e “seu Zé”, pelo apoio e carinho para que eu conseguisse vencer esta etapa.

Ao meu namorado Israel, por ter me ajudado não só com carinho e apoio, mas também em muitas etapas difíceis da realização deste trabalho.

Gostaria de agradecer ao Prof. Carlos Alexandre Braz de Carvalho, pela valiosa orientação, paciência nos momentos difíceis e competência profissional dedicada a este estudo.

Aos meus conselheiros, Prof. Antônio Carlos Valle de Souza e Prof. Dario Cardoso de Lima, pelos ensinamentos, pela amizade e pela dedicação.

Ao Prof. Paulo Sérgio de Almeida Barbosa, pelas críticas e sugestões apresentadas e pelo incentivo e amizade.

Ao colega e excelente profissional Wander Rodrigues Silva, que tornou possível o término dos ensaios deste trabalho.

À professora Maria Lúcia Calijuri e os demais colegas do SIGEO pelo grande apoio técnico e pela amizade.

Às amigas de república, Cristina, Raquel, Karine, Luciana, Érika, Elenice e Tânia, pelo incentivo.

À Cristina (da secretaria da pós-graduação), pela atenção e amizade.

Aos demais amigos técnicos, funcionários e professores do Departamento de Engenharia Civil da UFV, pela valiosa ajuda.

A todos aqueles que, direta e indiretamente, colaboraram e tornaram possível a realização deste trabalho.

À Universidade Federal de Viçosa, por intermédio do Departamento de Engenharia Civil, pela oportunidade de realizar o curso.

À Coordenação de Aperfeiçoamento do Pessoal de Ensino Superior – CAPES, pela concessão da bolsa de estudo.

### **BIOGRAFIA**

IRACEMA MAURO BATISTA, filha de Antônio Tarcísio Baptista e de Ana Tereza Mauro Baptista, nasceu em 13 de julho de 1973, na cidade do Rio de Janeiro, Estado do Rio de Janeiro.

Em agosto de 1997 graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Juiz de Fora – MG.

No período de oito de agosto de 1996 a seis de junho de 1997, estagiou no Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), residência 6/4 - Juiz de Fora – MG.

Em março de 1998, iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, pela Universidade Federal de Viçosa – MG.

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	ii
BIOGRAFIA	iii
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xiii
RESUMO	xv
ABSTRACT	xvii
1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - Considerações Iniciais	1
1.2 - Relevância do Estudo	1
1.3 - Objetivo do Estudo	2
1.4 - Organização do Trabalho	3
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 - Considerações Iniciais	6
2.2 - Tensões que Atuam em Camadas de Pavimentos Flexíveis	7
2.2.1 - Tensão X Deformação dos Materiais Constituintes das Camadas	

de um Pavimento Flexível	8
2.2.2 - Tensões e Deformações Atuantes em Camadas de Pavimentos Flexíveis	10
2.2.2.1- Programas Computacionais para Estimativa das Tensões e Deformações em Pavimentos	11
2.3 - Ensaio Triaxial Cíclico	12
2.3.1 - Módulo de Resiliência de Materiais Constituintes das Camadas do Pavimento	13
2.3.1.1- Módulos de Resiliência de Solos Granulares e de Granulometria Fina	15
2.3.1.2- Fatores que Influenciam o Módulo de Resiliência	17
2.3.2 - Deformações Permanentes em Materiais Utilizados em Camadas de Pavimentos Flexíveis	18
2.3.2.1- Estimativa da Deformação Permanente em Pavimentos	21
2.3.2.2- Deformação Permanente em Solos Granulares e de Granulometria Fina	24
2.3.2.3- Fatores que Afetam a Deformação Permanente de Solos Submetidos a Carregamentos Repetidos	27
3- MATERIAIS E MÉTODOS	29
3.1 - Materiais	29
3.1.1- Coleta das Amostras	29
3.2 - Metodologia de Laboratório	30
3.2.1- Ensaio de Caracterização	30
3.2.2 - Ensaio de Compactação e CBR	31
3.2.3 - Ensaio Triaxial Convencional	32
3.3 - Pavimento Flexível Hipotético	33
3.4 - Estudo das Tensões e Deformações no Pavimento	34
3.5 - Ensaio Triaxial Cíclico com Pressão Confinante Constante e Tensão Desvio Axial Cíclica	35

4 -	RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS	40
4.1 -	Ensaio de Caracterização	40
4.2 -	Classificação dos solos pela HRB, USCS e MCT	42
4.3 -	Ensaio de Compactação e CBR	44
4.4 -	Ensaio Triaxial Convencional	45
4.5 -	Ensaio Triaxial Cíclico	51
4.5.1-	Resultados Encontrados da Deformação Permanente	51
4.5.2 -	Módulos de Resiliência do Solo “Vila Secundino” Utilizando-se o Ensaio Triaxial Cíclico	57
5 -	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	63
5.1-	Introdução	63
5.2 -	Discussões	63
5.2.1-	Classificação dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”	63
5.2.2 -	Compactação e CBR	64
5.2.3 -	Ensaio Triaxial Convencional UIU	65
5.2.4 -	Ensaio Triaxial Cíclico	66
5.2.4.1-	Análise dos Resultados de Deformação Permanente	66
5.2.4.2-	Análise dos Resultados de Módulo de Resiliência	67
5.2.5 -	Modelo para Estimativa da Deformação Permanente do Solo “Vila Secundino”	68
5.2.6 -	Estimativa do Deslocamento Vertical das Camadas de Sub-base e do Subleito	69
6 -	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	71
6.1-	Conclusões	71
6.2 -	Recomendações Para Trabalhos Futuros	73
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	74
	APÊNDICE A	79
	APÊNDICE B	95
	APÊNDICE C	104

**LISTA DE FIGURAS**

- Figura 01 - Tensões normais verticais e horizontais e tensões cisalhantes atuantes num elemento qualquer da camada de base de um pavimento flexível, devido à ação de uma carga P da roda de um veículo, CARVALHO, 1997 7
- Figura 02 - Tensões Normais Verticais e Horizontais num Pavimento (Fonte: Mecânica dos Pavimentos, Jacques de Medina, 1997) 8
- Figura 03 - Comportamento dos Solos-Tensão"versus" Deformação: (a) Elástico-Linear; (b) Elástico não Linear; (c) Histerese; (d) Elasto-Plástico. (Fonte: *ORTIGÃO,1993*) 9
- Figura 04 - Tensões Normais Verticais e Radiais num Sistema de Três Camadas -Aplicação da Teoria de BURMISTER. (Fonte: Mecânica dos Pavimentos – Jaques de Medina –1997) 11
- Figura 05 - Representação gráfica do módulo de resiliência "versus" o número de aplicações da tensão desvio (Adaptado de

	CARVALHO, 1997)	15
Figura 06 -	Tipos de Deformação Permanente: (a) Devido ao Efeito da Consolidação; (b) Devido ao Efeito das Tensões Cisalhantes Repetidas (CARVALHO, 1997)	20
Figura 07 -	Sistema de Pavimento para a Estimativa da Deformação Permanente, BARKSDALE (1972)	23
Figura 08 -	Representação de uma amostra de solo assentada na base da câmara triaxial, envolvida por membranas, o-rings, top-cap na parte superior e a colocação das alças e dos LVDTs (“linear variable differential transformer”)	36
Figura 09 -	Montagem completa da amostra	37
Figura 10 -	Sistema de aquisição de dados do ensaio triaxial cíclico	37
Figura 11 -	Gráfico para a Classificação de Solos pelo Método MCT, contendo as Localizações dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”	43
Figura 12 -	Relação Encontrada para $q' \times p'$ no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação, nas Energias Normal e Intermediária – Solo “Vila Secundino”	48
Figura 13 -	Relação Encontrada para $q' \times p'$ no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação, nas Energias Normal e Intermediária – Solo dos “Cavalos”	48
Figura 14 -	Relação Encontrada para $q' \times p'$ no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação, na Energia Normal , para os teores de umidade próximos do ótimo, ótimo – 2% e ótimo + 2% – Solo “Vila Secundino”	49
Figura 15 -	Relação Encontrada para $q' \times p'$ no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação, na Energia Intermediária , para os teores de umidade próximos do ótimo, ótimo – 2% e ótimo + 2% – Solo “Vila Secundino”	49
Figura 16 -	Relação Encontrada para $q' \times p'$ no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação, na Energia Normal , para os teores de umidade próximos do ótimo, ótimo – 2% e ótimo + 2% – Solo dos “Cavalos”	50

- Figura 17 - Relação Encontrada para  $q' \times p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação, na Energia Intermediária, para os teores de umidade próximos do ótimo, ótimo – 2% e ótimo + 2% – Solo dos “Cavalos” 50
- Figura 18 - Variação da Deformação Permanente do Solo “Vila Secundino” em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Intermediária (corpos-de- Prova 1, 3 e 5, nos teores de umidade próximo ao ótimo, próximo ao ótimo – 2% e próximo ao ótimo + 2 %, respectivamente) 53
- Figura 19 - Variação da Deformação Permanente do Solo “Vila Secundino” em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Intermediária (corpos-de- Prova 2, 4 e 6, nos teores de umidade próximo ao ótimo, próximo ao ótimo – 2% e próximo ao ótimo + 2 %, respectivamente) 54
- Figura 20 - Variação da Deformação Permanente do Solo “Vila Secundino” em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Normal (corpos-de- Prova 7 e 8, nos teores de umidade próximo ao ótimo e próximo ao ótimo + 2 %, respectivamente) 55
- Figura 21 - Variação da Deformação Permanente do Solo “Vila Secundino” em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Intermediária (corpos-de- Prova 1 e 2, no Teor de Umidade Próximo ao Ótimo, Variando a Amplitude do Carregamento Axial Cíclico) 56
- Figura 22 - Variação do Módulo de Resiliência do Solo Vila Secundino em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Intermediária (corpos-de- Prova 1, 3 e 5, nos teores de umidade próximo ao ótimo, próximo ao ótimo – 2% e próximo ao ótimo + 2 %, respectivamente) 59
- Figura 23 - Variação do Módulo de Resiliência do Solo Vila Secundino em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Intermediária (corpos-de- Prova 2, 4 e 6, nos teores

	de umidade próximo ao ótimo, próximo ao ótimo – 2% e próximo ao ótimo + 2 %, respectivamente)	60
Figura 24 -	Variação do Módulo de Resiliência do Solo Vila Secundino em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Normal (corpos-de- Prova 7 e 8, nos teores de umidade próximo ao ótimo e próximo ao ótimo + 2 %, respectivamente)	61
Figura 25 -	Variação do Módulo de Resiliência do Solo Vila Secundino em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Intermediária (corpos-de- Prova 1 e 2, no Teor de Umidade Próximo ao Ótimo, Variando a Amplitude do Carregamento Axial Cíclico)	62
Figura 1A -	Curvas Granulométricas dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”	80
Figura 2A -	Curvas de compactação, saturação, CBR e expansão do solo “Vila Secundino”, para a energia de compactação do proctor Normal	81
Figura 3A -	Curvas de compactação, saturação, CBR e expansão do solo “Vila Secundino”, para a energia de compactação do proctor intermediário	81
Figura 4A -	Curvas de compactação, saturação, CBR e expansão do solo dos “Cavalos”, para a energia de compactação do Proctor normal	82
Figura 5A -	Curvas de compactação, saturação, CBR e expansão do solo dos “Cavalos”, para a energia de compactação do Proctor intermediário	82
Figura 6A -	Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Vila Secundino” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor normal, num teor de umidade próximo ao ótimo – 2%)	83
Figura 7A -	Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial,	

- respectivamente, do solo “Vila Secundino” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor normal, num teor de umidade próximo ao ótimo) 84
- Figura 8A - Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Vila Secundino” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor normal, num teor de umidade próximo ao ótimo + 2%) 85
- Figura 9A - Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Vila Secundino” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor intermediário, num teor de umidade próximo ao ótimo – 2%) 86
- Figura 10A - Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Vila Secundino” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor intermediário, num teor de umidade próximo ao ótimo) 87
- Figura 11A - Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Vila Secundino” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor intermediário, num teor de umidade próximo ao ótimo + 2%) 88
- Figura 12A - Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo dos “Cavalos” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor Normal, num teor de umidade próximo ao ótimo – 2%) 89
- Figura 13A - Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo dos “Cavalos” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor normal, num teor de umidade próximo ao ótimo) 90
- Figura 14A - Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo dos “Cavalos” (corpos-de-prova

	compactados na energia do Proctor normal, num teor de umidade próximo ao ótimo + 2%)	91
Figura 15A -	Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Cavalos” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor intermediário, num teor de umidade próximo ao ótimo – 2%)	92
Figura 16A -	Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo dos “Cavalos” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor intermediário, num teor de umidade próximo ao ótimo)	93
Figura 17A -	Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo dos “Cavalos”(corpos-de-prova compactados na energia do Proctor intermediário, num teor de umidade próximo ao ótimo + 2%)	94
Figura 1B -	Malha de Elementos Finitos do Pavimento Hipotético em Estudo	101
Figura 2B -	Relação entre Tensão Vertical e Profundidade das Camadas	103
Figura 3B -	Relação entre Tensão Normal Horizontal e Profundidade das Camadas	103
Figura 1C -	Tensão Desvio X Deformação Axial referentes aos 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamento (Solo “Vila secundino”, Corpo-de Prova 1)	106
Figura 2C -	Tensão Desvio X Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova 3)	106
Figura 3C -	Tensão Desvio X Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova 5)	107
Figura 4C -	Tensão Desvio X Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”,	

	Corpo-de-Prova 2)	107
Figura 5C -	Tensão Desvio X Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova 4)	108
Figura 6C -	Tensão Desvio X Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova 6)	108
Figura 7C -	Tensão Desvio X Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova7)	109
Figura 8C -	Tensão Desvio X Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova 8)	109
Figura 1D -	Curva de calibração tensão aplicada X leitura no manômetro, utilizada para a realização do ensaio triaxial cíclico	111

### LISTA DE TABELAS

Tabela 01-	Ensaio de caracterização, compactação e CBR e respectivas Normas	32
------------	--	----

Tabela 02 -	Valores de CBR e expansão dos solos Vila Secundino e solo dos “Cavalos”, nas energias do Proctor Normal e do Proctor Intermediário, utilizados para o dimensionamento do pavimento flexível hipotético, pelo método do DNER (1981)	34
Tabela 03 -	Massa Específica dos Sólidos, Granulometria, Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade do Solo “VILA SECUNDINO” e o Solo dos “CAVALOS”	41
Tabela 04 -	Classificação HRB e Classificação USCS dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”	42
Tabela 05 -	Índices Necessários para a Classificação MCT e as Classificações dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”, pelo Método MCT	43
Tabela 06 -	Teor de Umidade Ótimo, Massa Específica Aparente Seca Máxima, Expansão e CBRs, nas Energias do Proctor Normal e do Proctor Intermediário, dos Solos “Vila Secundino” e Solo dos “Cavalos”	44
Tabela 07 -	Parâmetros de Resistência : Intercepto Coesivo ( $c'$ ) e Ângulo de Atrito ( $\phi'$ ) dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”, nas Energias Normal e Intermediária	47
Tabela 08 -	Deformações Permanentes Obtidas a Partir da Deformação Permanente Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Alguns Corpos-de-Prova do Solo “Vila Secundino”	52
Tabela 09 -	Módulos de Resiliência Obtidos a Partir da Deformação Permanente Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Alguns Corpos-de-Prova do Solo “Vila Secundino”	58
Tabela 10 -	Valores Encontrados para os Coeficientes A e b da Relação Deformação Permanente ( $\epsilon_p$ ) “versus” Número de Aplicação de Cargas	69
Tabela 11 -	Valores Encontrados para os Deslocamentos Verticais de cada Corpo-de-Prova Referente às Camadas de Sub-base e do Subleito	70

- Tabela 1C – Valores Encontrados para o Teor de Umidade, Massa Específica Aparente Seca e as Tensões Atuantes Estimadas para os Corpos-de-Prova do Solo “Vila Secundino” 110
- Tabela 2C - Valores Encontrados para as Alturas Úteis de cada Corpo-de-Prova e para as Leituras Iniciais nos LVDTs Verticais, Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio Axial 110

## RESUMO

BATISTA, Iracema Mauro, M.S., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2001. **Comportamento Mecânico de dois Solos Típicos da Região de Viçosa – MG, para Fins de Utilização em Camadas de Pavimentos Flexíveis.** Orientador: Carlos Alexandre Braz de Carvalho. Conselheiros: Antônio Carlos Valle de Souza e Dario Cardoso de Lima.

Este trabalho teve por finalidade estudar o comportamento mecânico de dois solos típicos da região de Viçosa – MG, para fins de utilização em camadas de pavimentos flexíveis. Após a identificação desses solos, segundo as classificações HRB, USCS e MCT, foram realizados ensaios de compactação e CBR nos materiais em estudo nas energias do Proctor normal e na do Proctor intermediário. Também foram realizados ensaios triaxiais convencionais do tipo UIU para obtenção dos parâmetros de resistência dos dois solos em estudo, em diferentes condições de umidade das amostras. Num desses solos foi também realizado o ensaio triaxial cíclico, para a determinação das deformações permanentes e do módulo de resiliência em vários ciclos de carregamento. As tensões aplicadas nos corpos-de-prova, em laboratório, para o estudo de suas deformações foram obtidas através da utilização de um programa computacional MICH-PAVE. Com a obtenção dos valores da deformação permanente em função do nível e do número de tensão desvio aplicados, foi possível utilizar um modelo matemático que pudesse estimar a deformação permanente do solo em estudo. Essa expressão matemática permite calcular a contribuição da camada sob o ponto de vista de afundamentos de trilha-de-roda. De acordo com os resultados obtidos de deformação permanente para os níveis e número de tensão aplicados, observou-se que para este solo não compromete o desempenho do pavimento, sob o ponto de vista de afundamentos de trilha-de-roda.

Observou-se neste estudo, que um dos solos, de acordo com a classificação HRB é de má qualidade, para fins de utilização em camadas de pavimento. Pela

classificação MCT observou-se o contrário, ou seja, o mesmo possui qualidades para ser empregado até mesmo em camadas de sub-base de pavimentos flexíveis.

Sob ponto de vista de suporte, avaliado a partir do ensaio CBR, ambos os solos pesquisados neste trabalho podem ser empregados em camadas de pavimentos de rodovia.

## ABSTRACT

BATISTA, Iracema Mauro, M.S., Universidade Federal de Viçosa, February 2001.  
**Mechanic Behavior of two Typical Soils from Viçosa – MG, to be Used in Flexible Pavements Layers.** Adviser: Carlos Alexandre Braz de Carvalho.  
Committee members: Antônio Carlos Valle de Souza e Dario Cardoso de Lima.

The objective of this paper was to study the mechanic behavior of two typical soils from Viçosa – MG, to be used in flexible pavements layers. This two soils were identified using HRB, USCS and MCT classifications and, then, were realized compaction essay and CBR (Normal Proctor and Intermediate Proctor energy), moreover, were realized triaxial compression test (UIU) to acquire the soils resistance with different humidity conditions. Triaxial cycle test were done in one of the soils to determine the deformations permanent and the resiliency modulus in many cargo. The computational program MICH-PAVE was used to define the stress would be applied in bodies of proof to study their deformation. A mathematical model was used to estimate deformation permanent of the soil in study with values of deformation permanent alive of level and number of deviation-stress applied. This model permit to comput the layer contribution under the view-point of rutting. According to results got from deformation permanent to stress levels and number applied, was observed that this soil don't compromise the pavement performance, under the view-point of rutting.

In this paper was observed that one of the study soils has bad quality, according to HRB classification, to be used in pavement layers. The opposite was observed according to MCT classification: this soil has qualities to be used in sub-base pavement layers. The soils studied can be used in pavement layer, under the view-point of support, according to CBR e

# **1 – INTRODUÇÃO**

## **1.1 – Considerações Iniciais**

Pavimento é uma estrutura construída após a terraplanagem por meio de camadas compostas de materiais de diferentes características de resistência e deformabilidade. Esta estrutura assim constituída apresenta um elevado grau de complexidade no que se refere ao cálculo de tensões e deformações que nela ocorrem.

As principais funções dos pavimentos rodoviários, segundo o “Manual de Pavimentação” do DNER (1996) são: resistir e redistribuir ao subleito os esforços oriundos da ação do tráfego; resistir aos esforços horizontais, tornando mais durável a superfície de rolamento; proporcionar aos usuários melhores condições de trafegabilidade.

Nos pavimentos os esforços solicitantes são oriundos dos diversos veículos que trafegam na estrada, os quais impõem ao pavimento cargas de diferentes magnitudes, freqüências e duração. Esta complexa solicitação de carga, aliada às ações climáticas, se não for prevista durante a fase de elaboração do projeto do pavimento, pode causar defeitos comprometedores à funcionalidade e às condições estruturais do pavimento.

## **1.2 – Relevância do Estudo**

Segundo MEDINA (1997), o defeito mais freqüente observado nos pavimentos flexíveis brasileiros é o trincamento da camada superior de concreto asfáltico, causado pela flexão alternada da camada superficial que se encontra apoiada em camadas granulares, geralmente bastante deformáveis elasticamente.

Mas, é também fato, que ocorrem deformações permanentes irreversíveis na superfície de rolamento dos pavimentos, sobretudo onde passam as rodas dos veículos, principalmente os comerciais. Este tipo de deformação é denominado trilha-de-roda.

Sob o ponto de vista da deformação permanente, o excesso de cargas por eixo, a frequência e a duração com que são aplicadas estas cargas, as características de compactação das camadas do pavimento e as influências climáticas, são os fatores que mais influenciam este tipo de deformação.

Um estudo de previsão das cargas e das deformações que estas acarretarão nos materiais a serem empregados nos pavimentos, conduzirá a um projeto mais racional e com maiores possibilidades de cumprir a sua função ao longo da vida útil da estrada.

Desde a década de 60 tem-se observado uma tendência à consideração racional das deformações no dimensionamento de pavimentos. A análise de tensões e deformações de estruturas de pavimentos como sistemas de múltiplas camadas, e a aplicação da teoria da elasticidade e do método dos elementos finitos, deram ensejo às considerações destas deformações.

Este trabalho insere-se neste contexto, com o estudo da deformação de solos encontrados na região de Viçosa – MG, possíveis de serem utilizados em camadas de pavimentos flexíveis. Estudo este realizado em laboratório, baseado no comportamento dos materiais sob o ponto de vista tensão – deformação.

### **1.3 – Objetivo do Estudo**

Este projeto teve por finalidade, determinar em laboratório, através do ensaio triaxial cíclico, com tensão confinante constante e com tensão desvio axial cíclica, as deformações permanentes ou plásticas numa amostra de solo, facilmente encontrado

na região de Viçosa – MG, para fins de utilização em camadas de pavimentos flexíveis.

Para a realização deste estudo, em laboratório, objetivando reproduzir as condições de carregamento que ocorrem em campo, será feito um estudo de tensões para um pavimento hipotético composto em sua camada do solo em estudo. O dimensionamento será feito pelo Método do DNER (1981), o qual não possibilita prever as deformações permanentes nas camadas do pavimento. O estudo das tensões e deformações será feito através de um programa computacional – MICH-PAVE, que permite a determinação de tensões e deslocamentos ao longo das camadas do pavimento. Outro solo foi também investigado neste trabalho, com vistas a sua utilização em camadas de pavimento flexível, solo este também encontrado com facilidade na região de Viçosa – MG. Vários ensaios foram realizados para a sua caracterização, a exceção do ensaio triaxial cíclico.

#### **1.4 – Organização do Trabalho**

Fazem parte deste estudo, além da Introdução, os seguintes capítulos:

#### **2 – Revisão Bibliográfica**

Neste capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica de pesquisas realizadas neste campo, visando caracterizar a deformação permanente de materiais possivelmente encontrados em camadas de pavimentos flexíveis. Primeiramente, foi feito um estudo de como as tensões atuam nas camadas de pavimentos flexíveis, devido à ação da carga da roda de um veículo padrão e também um estudo do comportamento dos materiais sob o ponto de vista tensão-deformação. Também, neste capítulo, apresenta-se uma pesquisa dos tipos de deformações encontradas em camadas de pavimentos flexíveis, como se determinam os parâmetros de

deformabilidade dos materiais, através de ensaios dinâmicos e, também, um estudo sobre alguns modelos para a estimativa das deformações permanentes dos materiais empregados em pavimentos flexíveis. Por fim, são apresentados os principais fatores que influenciam no estudo da deformação permanente dos materiais utilizados em pavimentos flexíveis.

### **3 – Material e Métodos**

Este capítulo contém o procedimento utilizado para o desenvolvimento da pesquisa experimental, incluindo a descrição completa do ensaio triaxial cíclico com pressão confinante constante e com tensão desvio axial cíclica, além dos detalhes do equipamento utilizado para o ensaio.

### **4 – Resultados dos Ensaio Laboratoriais**

Neste capítulo são apresentados os resultados dos seguintes ensaios de laboratório referentes aos solos selecionados para esta pesquisa: granulometria, limites de liquidez e plasticidade, classificação HRB, USCS e MCT, Compactação, CBR (“California Bearing Ratio”), triaxial convencional UIU e triaxial cíclico com pressão confinante constante e com tensão desvio axial cíclica.

### **5 - Discussões**

Neste capítulo, apresenta-se uma avaliação e discussão dos resultados dos ensaios de laboratório relatados no capítulo 4. Ainda neste capítulo, encontra-se um modelo adotado de outro pesquisador, para a estimativa da deformação permanente do solo estudado, assim como a obtenção do deslocamento máximo de algumas camadas do pavimento hipotético em estudo.

## **6 – Conclusões e Recomendações**

Neste capítulo, são apresentadas as conclusões e sugestões para pesquisas futuras nesta linha de pesquisa.

### **Referências Bibliográficas**

#### **Apêndice A**

Este apêndice contém os gráficos obtidos dos estudos laboratoriais deste trabalho, exceto do ensaio triaxial cíclico.

#### **Apêndice B**

Neste apêndice apresenta-se um resumo do programa computacional MICH-PAVE utilizado nesta pesquisa, para estimar as tensões e deformações nas camadas de um pavimento flexível hipotético, bem como alguns gráficos gerados pelo programa.

#### **Apêndice C**

Neste apêndice encontram-se as curvas de relação tensão desvio X deformação axial, dos ensaios triaxiais cíclicos e também algumas tabelas ilustrando certas características do solo estudado.

#### **Apêndice D**

Este apêndice contém a curva de calibração tensão aplicada X leitura no manômetro, utilizada para a realização do ensaio triaxial cíclico.

## 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 – Considerações Iniciais

Os métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos flexíveis como o método CBR, desenvolvido pelo “U.S. Corps of Engineers” que utiliza as propriedades mecânicas do subleito e das camadas do pavimento, quantificadas pelo Índice Suporte Califórnia, são bastante utilizados no Brasil, mas não consideram diretamente os parâmetros de deformabilidade dos materiais que neles se empregam. São métodos que nem sempre representam a verdadeira solicitação de campo. Na verdade, as camadas que compõem a estrutura de um pavimento são solicitadas por tensões repetidas, normais e cisalhantes, oriundas da ação das cargas que atuam nas rodas dos veículos, gerando deformações elásticas e plásticas ou permanentes, podendo causar defeitos comprometedores à estrutura dos pavimentos. Num pavimento flexível, os principais fatores que contribuem para o surgimento da deformação permanente são a falta de suporte do subleito e das camadas do pavimento, a dosagem inadequada da mistura betuminosa e a ausência dos dispositivos de drenagem da estrada. Neste tópico encontram-se algumas considerações sobre os seguintes assuntos: as tensões que atuam no pavimento e alguns recursos que podem ser utilizados para estimativa dessas tensões, as deformações dos materiais submetidos a carregamentos repetidos e os fatores que nela influenciam, equações para previsão de módulos de resiliência e de deformações permanentes de solos utilizados em pavimentos flexíveis e um modelo de estimativa do acúmulo de deformação permanente (afundamento de trilha-de-roda) num pavimento flexível.

## 2.2 - Tensões que Atuam em Camadas de Pavimentos Flexíveis

Quando um pavimento é liberado ao tráfego, as camadas que compõem a sua estrutura são submetidas a variações de tensões devido à ação da carga dinâmica imposta pelo tráfego.

A ação de uma carga  $P$  na roda de um veículo, induz uma pressão  $p$  na superfície do pavimento; esta pressão por sua vez, provoca tensões normais e cisalhantes em todas as faces do elemento, tensões estas oriundas da decomposição da tensão resultante segundo as direções dos três eixos de coordenadas, representados por  $X$ ,  $Y$  e  $Z$ . Nas faces opostas do elemento, atuam as tensões de reação, iguais em magnitude e direção, e em sentidos opostos, mantendo-se assim a condição de equilíbrio.

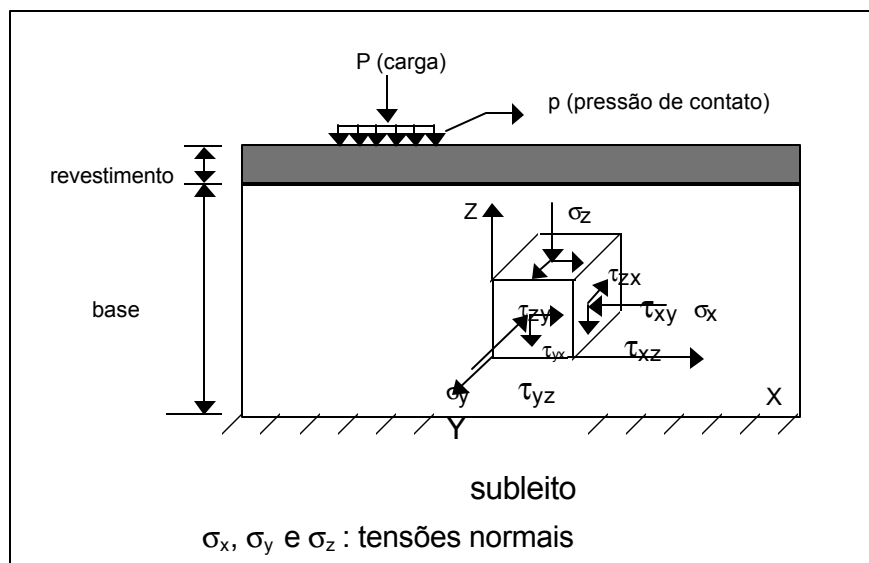


Figura 01 - Tensões normais verticais e horizontais e tensões cisalhantes atuantes num elemento qualquer da camada de base de um pavimento flexível, devido à ação de uma carga  $P$  da roda de um veículo, CARVALHO, 1997.

Ao longo das camadas do pavimento atuam tensões horizontais e verticais, sob o centro de uma carga imposta pela roda dos veículos. A camada de revestimento asfáltico, por ser a camada mais rígida, constituída da união do ligante betuminoso e agregado, tem a função estrutural de resistir aos esforços horizontais de tração e compressão que nela atuam. Já a camada de base, composta por materiais granulares, praticamente não trabalha à tração, sendo mais apropriada para resistir aos esforços de compressão, provenientes das solicitações dos veículos.

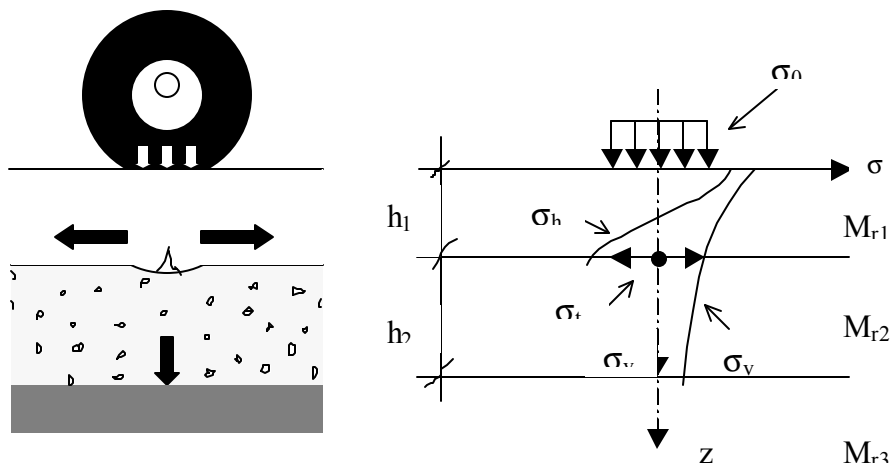


Figura 02 – Tensões Normais Verticais e Horizontais num Pavimento (Fonte: Mecânica dos Pavimentos, MEDINA, J., 1997).

## 2.2.1 – Tensão - Deformação dos Materiais Constituintes das Camadas de um Pavimento Flexível

Esquemáticamente, o comportamento dos solos sob o ponto de vista tensão-deformação pode ser elástico linear, elástico não-linear (com recuperação total ou com histerese) e elasto-plástico.

A Figura 03, a seguir, ilustra o comportamento dos solos do ponto de vista tensão - deformação.

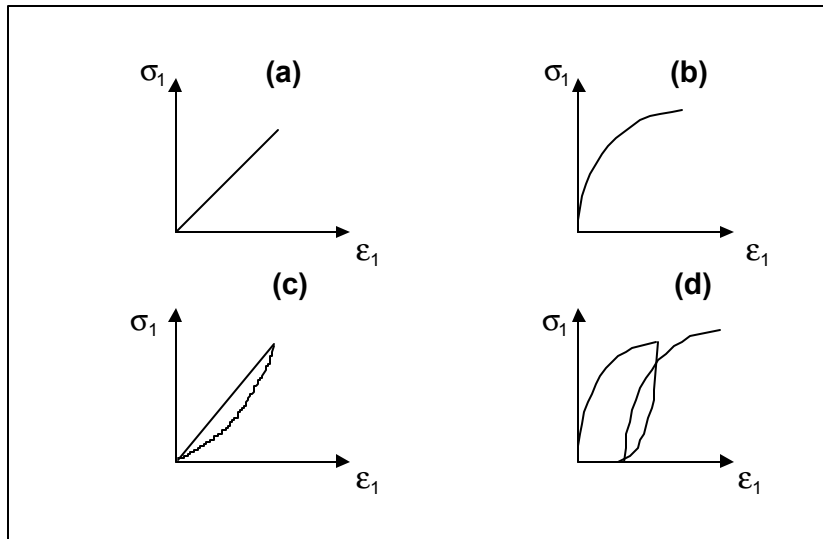


Figura 03 - Comportamento dos Solos-Tensão"versus" Deformação: (a) Elástico-Linear; (b) Elástico não Linear; (c) Histerese; (d) Elasto-Plástico. (Fonte: ORTIGÃO,1993)

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

O asfalto é um material termo-visco-elástico para pequenas deformações, isto implica que suas propriedades mecânicas sofrem grande influência da temperatura, do tempo de duração das cargas e da frequência de atuação das mesmas. A análise visco-elástica é útil na definição das características reológicas e respostas estruturais

do concreto asfáltico, permitindo entender o desempenho dos pavimentos flexíveis sob condições de carregamento variáveis com o tempo, desde aqueles correspondentes à solicitação quase totalmente estática que ocorre nos estacionamentos, até aqueles observados em autopistas e aeroportos, onde a velocidade dos carregamentos é alta. Possibilita também estudar o efeito das deformações permanentes e das variações térmicas diárias e anuais (Minicurso – Comportamento Tensão-Deformação e Fadiga de Misturas Asfálticas – MOTTA, L. M. G., 11<sup>o</sup> Encontro de Asfalto).

### **2.2.2 - Tensões e Deformações Atuantes em Camadas de Pavimentos Flexíveis**

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

Joseph Boussinesq foi um dos primeiros a estudar a teoria da elasticidade e a mecânica dos materiais. Juntamente com outros estudiosos franceses, desenvolveu a solução geral para os vários tipos de carregamento em um meio semi-infinito. Mas, os valores calculados de acordo com as expressões de Boussinesq são muitas vezes discrepantes em relação aos valores obtidos em campo, principalmente quando o revestimento asfáltico é espesso, ou quando há na estrutura do pavimento uma camada rígida (MEDINA, 1997).

A teoria de BURMISTER (1945), foi desenvolvida para um sistema de duas e três camadas elásticas, para o cálculo das tensões e deslocamentos que ocorrem em alguns pontos desse sistema, considerando-se uma carga uniformemente distribuída numa área de geometria circular. Consideram-se também as hipóteses de que os materiais são elásticos, isotrópicos e homogêneos; a lei de Hooke é válida e o módulo de compressão é igual ao de tração; as camadas não têm peso, são ilimitadas

transversalmente, sendo a camada inferior semi-infinita; as condições de fronteiras são que a superfície da camada superior não está sujeita a tensões fora da área carregada; na área carregada têm-se apenas tensões normais; para grandes profundidades as tensões e deformações são nulas. Os valores dos coeficientes de Poisson utilizados para o estudo foram iguais a 0,5 (MEDINA, 1997).

A Figura 04, a seguir, ilustra as tensões normais verticais ( $\sigma_{z1}$  e  $\sigma_{z2}$ ) e as tensões normais radiais ( $\sigma_{r1}$ ,  $\sigma_{r2}$ ,  $\sigma_{r2}'$ ,  $\sigma_{r3}$ ), calculadas ao longo das camadas. Ilustra também, os módulos de elasticidade  $E_1$ ,  $E_2$ , e  $E_3$  referentes às camadas 1, 2 e 3, respectivamente, e as alturas  $h_1$  e  $h_2$ , respectivamente, das camadas 1 e 2..

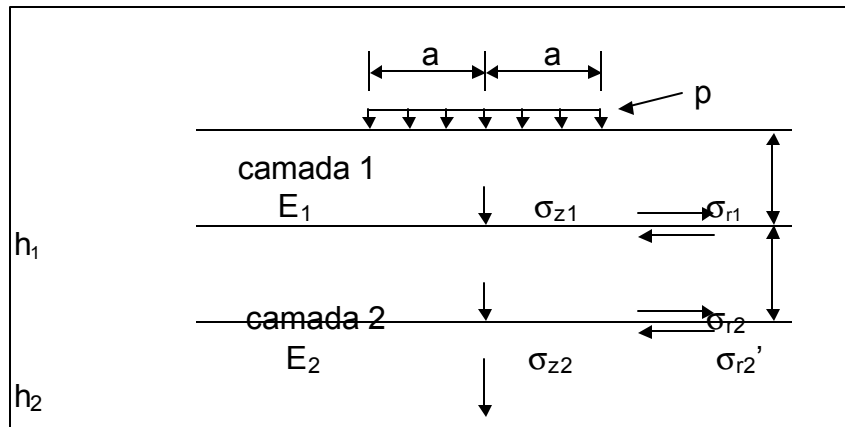


Figura 04 – Tensões Normais Verticais e Radiais num Sistema de Três Camadas - Aplicação da Teoria de BURMISTER. (Fonte: Mecânica dos Pavimentos – MEDINA, J.,1997)

### 2.2.2.1 - Programas Computacionais para Estimativa das Tensões e Deformações em Pavimentos

Os métodos numéricos de cálculo através de computador permitem abordar as situações de elasticidade não-linear, elasto-plasticidade e visco-elasticidade. Sendo mais comum a primeira.

Dentre os programas computacionais que utilizam os métodos dos elementos finitos e/ou diferenças finitas, aplicáveis a um sistema elástico de múltiplas camadas para a estimativa das tensões e deformações que ocorrem ao longo da estrutura dos pavimentos, oriundas das cargas dos veículos, pode-se citar:

- ✓ Método dos elementos finitos – Programa **FEPAVE 2** ( Finite Element Analysis of Pavement Structure), admite 12 camadas estratificadas e caracterizadas por parâmetros de resiliência, no caso de materiais de comportamento não-linear, ou por módulos constantes para os materiais elástico-lineares. São também fornecidos os coeficientes de Poisson, peso específico, coeficiente de empuxo no repouso para materiais terrosos e a variação do módulo resiliente do material betuminoso com a temperatura, ao longo da camada do revestimento.
- ✓ Método das diferenças finitas – Programa **ELSYM 5** (Elastic Layered Symmetrical), aplica-se a problemas de elasticidade linear de meios estratificados, com a solução de BURMISTER ampliada para cinco camadas, com módulos constantes. O número de cargas de roda pode ir até 10, e o número de pontos de análise até cem (10 pares em 10 profundidades).

O programa **MICH-PAVE** é um programa que se baseia no método dos elementos finitos e permite analisar a resposta estrutural de pavimentos flexíveis constituídos de até seis camadas. No apêndice B deste trabalho, encontra-se um resumo mais detalhado deste programa o qual foi utilizado neste estudo para estimar as tensões aplicadas nos ensaios triaxiais cíclicos.

### **2.3 – Ensaio Triaxial Cíclico**

**A idéia de realizar um ensaio que reproduzisse melhor, em laboratório, as condições de solitação ocorridas *in situ*, surgiu em 1955 por *Seed* e sua**

equipe de colaboradores. *Seed* observou que os ensaios triaxiais convencionais estáticos não simulavam em laboratório a situação dos solos em serviço nas camadas de pavimentos (RODRIGUES et al., 1998). No Brasil, os primeiros ensaios realizados com a aplicação de cargas repetidas ocorreu por volta de 1970 na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Coordenação de Pós-Graduação de Engenharia (COPPE) e no Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). Estes estudos deram origem aos trabalhos de mestrado de PREUSSLER (1978) e SVENSON (1980).

Atualmente a Universidade Federal de Viçosa dispõe de um equipamento para realização do referido ensaio. Este equipamento será explicado detalhadamente no Capítulo 3 deste trabalho.

### **2.3.1 - Módulo de Resiliência de Materiais Constituintes das Camadas do Pavimento**

No pavimento flexível, o revestimento é a camada de maior rigidez e portanto é a que está sujeita à fadiga.

A fadiga é um fenômeno de trincamento induzido por cargas repetidas, onde as tensões ou deformações delas decorrentes, encontram-se em um nível inferior ao da tensão ou deformação correspondente à resistência de ruptura estática do material (YODER e WITCZAK, 1975). A vida de fadiga (ou vida de ruptura) de uma mistura betuminosa é definida como o número total de aplicações de uma certa carga necessária à fratura completa da amostra.

O módulo de resiliência é um parâmetro utilizado para se estudar as características de deformabilidade de um material em condições dinâmicas no regime elástico.

Define-se como módulo de resiliência ( $M_r$ ) de um material, a relação entre a tensão desviadora vertical aplicada repetidamente ( $\sigma_d$ ) e a deformação axial elástica

recuperável correspondente a esta solicitação ( $\epsilon_r$ ), para um dado número de aplicações da carga. O módulo de resiliência é obtido através de ensaios de carga repetida. Tem-se:

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad 2.1$$

onde,

$M_r$  = módulo de resiliência (kPa),

$\sigma_d$  = tensão desvio axial repetida (kPa).  $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ ,

$\sigma_1$  = tensão principal maior,

$\sigma_3$  = tensão principal menor,

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

$$\epsilon_r = \frac{\Delta h}{h} \quad (\text{mm/mm}) \quad 2.2$$

onde,

$\Delta h$  = deslocamento axial elástico ou resiliente (mm),

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

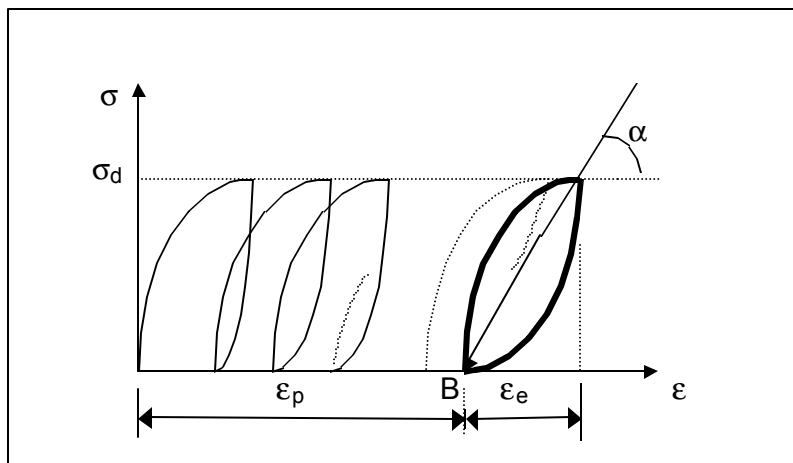
Nota-se que o valor do módulo de resiliência é inversamente proporcional à deformação resiliente ou elástica, portanto, quanto mais deformável for o material, menor será o valor do seu módulo de resiliência.

O DNER-ME 131/94 é uma norma técnica que estabelece um método para determinar os valores do módulo de resiliência de solos arenoso ou pedregulhoso e argiloso ou siltoso.

A Figura 05 ilustra graficamente como é feita a determinação do módulo de resiliência utilizando-se a equação 2.1. Nesta figura, em vários ciclos de

carregamento, ocorreram deformações elásticas e plásticas, mas, a partir do ponto B, o material começou a comportar-se de forma reversível, tendendo a uma acomodação.

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



$\sigma$ = tensão axial;	$\epsilon_e$ = deformação reversível;
$\sigma_d$ = tensão desvio;	$\epsilon_p$ = deformação permanente;
$\epsilon$ = deformação específica axial;	$\text{tg}\alpha$ = módulo de resiliência ( $M_r$ ).

Figura 05 - Representação gráfica do módulo de resiliência "versus" o número de aplicações da tensão desvio (Adaptado de CARVALHO, 1997).

### 2.3.1.1 Módulos de Resiliência de Solos Granulares e de Granulometria Fina

O módulo de resiliência para materiais de base e sub-base, de acordo com (DUNCAM, MONISMITH e WILSON, 1968) varia em função da amplitude da pressão confinante ( $\sigma_3$ ), podendo o mesmo ser obtido pela fórmula:

$$M_r = K_1 \sigma_3^{K_2} \quad 2.3$$

onde:

$K_1$  e  $K_2$  - coeficientes obtidos experimentalmente, apropriados para cada tipo de material granular que se utiliza;

$\sigma_3$  - pressão confinante.

Para DEHLEN e MONISMITH (1970), o módulo de resiliência de areias e pedregulhos pode ser expresso tanto em função da tensão confinante, como é mostrado na equação anterior, quanto pela equação 2.4. No "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures" (AASHTO, 1986) recomenda-se a utilização da equação 2.4 para a estimativa dos módulos de resiliência de materiais granulares de camadas de base e sub-base de pavimentos flexíveis.

$$M_r = K_1' \theta^{K_2'} \quad 2.4$$

onde:

$\theta$  - 1<sup>o</sup> invariante de tensões ;

$K_1'$  e  $K_2'$  - coeficientes obtidos experimentalmente.  $K_2'$  varia, de um modo geral, entre 0,35 e 0,60. Já o valor de  $K_2$  na equação 2.3, varia, em geral, entre 0,35 e 0,55.

Embora o número e variedade dos solos estudados até o presente momento não seja suficiente para permitir uma classificação definitiva, segundo MEDINA (1997), é comum agrupar os solos arenosos e argilosos em categorias às quais correspondem a determinados modelos matemáticos que avaliam o comportamento resiliente desses materiais, podendo servir de pronto aos projetistas interessados no cálculo de deformações das estruturas dos pavimentos.

RODRIGUES et al.(1998), realizaram um estudo comparativo sobre resultados de ensaios triaxiais com aplicação repetida de cargas para dois tipos de solos, classificados como A-2-4, que constituem a camada de sub-base de dois trechos de rodovias, uma federal – BR 230 ( solo A) e, outra estadual – PB 055 ( solo B), localizados no Estado da Paraíba, Nordeste do Brasil. Obtiveram as seguintes equações para a estimativa dos módulos de resiliência para os dois solos, em função da tensão confinante ( $\sigma_3$ ), a partir dos resultados de ensaios triaxiais realizados nos laboratórios da EESC/USP (equipamento de carga hidráulica, teores de umidade próximos do teor médio “ in situ ” e três repetições de ensaio no mesmo corpo-de-prova) e da COPPE/UFRJ (equipamento pneumático, teores de umidade próximos ao teor de umidade ótimo da curva de compactação da energia do Proctor normal e não se repetiu ensaios no mesmo corpo-de-prova):

Solo A:

$$M_r = 1862 \sigma_3^{0,67} \quad (\text{MPa}) \text{ e } \sigma_3 \text{ (MPa)} \quad (\text{EESC /USP})$$

$$M_r = 706 \sigma_3^{0,28} \quad (\text{MPa}) \text{ e } \sigma_3 \text{ (MPa)} \quad (\text{COPPE/UFRJ})$$

Solo B:

$$M_r = 1288 \sigma_3^{0,43} \quad (\text{MPa}) \text{ e } \sigma_3 \text{ (MPa)} \quad (\text{EESC/USP})$$

$$M_r = 611\sigma_3^{0,25} \quad (\text{MPa}) \text{ e } \sigma_3 \text{ (MPa)} \quad (\text{COPPE/UFRJ})$$

### 2.3.1.2 – Fatores que Influenciam o Módulo de Resiliência

MEDINA e PREUSSLER (1980) estudaram as características resilientes dos solos utilizados em camadas de pavimentos flexíveis, e obtiveram através dos ensaios triaxiais dinâmicos, os parâmetros de resiliência utilizados nas equações de correlação do módulo de resiliência com a tensão confinante  $\sigma_3$ , para solos arenosos e a tensão desvio  $\sigma_d$ , para solos argilosos. Observaram, neste estudo, que a umidade de compactação influi bastante no módulo de resiliência para solos arenosos, sendo que o módulo de resiliência diminui à medida que o teor de umidade é aumentado. A consideração das deformações resilientes nos solos arenosos compactados leva à recomendação de uma umidade de trabalho que não exceda a ótima em 1%, e que fique, preferencialmente pouco abaixo da ótima. Outro aspecto importante é que os solos arenosos podem ter os efeitos do número de repetições de carga e a história de tensões diminuídos ou eliminados através de um pré-condicionamento que consiste em ciclos de carregamentos e descarregamentos (PREUSSLER, MEDINA, 1980). Este fato explica a sugestão da Norma DNER-ME 131/94, para se fazer um condicionamento das amostras arenosas nos ensaios para a obtenção do módulo de resiliência.

De acordo com SVENSON (1980), o efeito da umidade de compactação é bastante significativo na relação entre o módulo de resiliência e a intensidade da tensão e, geralmente, para valores de umidade elevados o módulo de resiliência quase não varia com o acréscimo da tensão desvio. SVENSON também observou que o módulo

de resiliência dos solos argilosos compactados, mostrou-se bastante influenciado pela intensidade da tensão desvio e pouco pela tensão confinante.

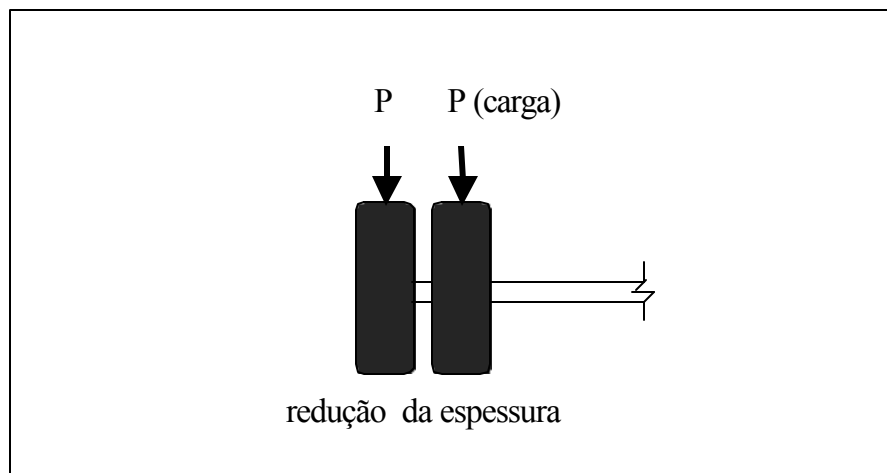
PARREIRA et al. (1998) estudaram o módulo de resiliência de materiais usados em pavimentação e utilizaram a equação do módulo de resiliência em função de  $\sigma_3$  como o melhor modelo para representar o módulo de resiliência de solos arenosos, isto porque, a partir dos dados obtidos através dos ensaios dinâmicos, observaram que o módulo de resiliência dos seis solos arenosos estudados depende, sobretudo, do nível de tensão de confinamento, sendo menor a influência de outras variáveis. Para os solos coesivos, esses autores comentam que o módulo de resiliência é pouco influenciado pela tensão de confinamento, sendo a tensão desvio o fator mais marcante no comportamento do solo.

### **2.3.2 – Deformações Permanentes em Materiais Utilizados em Camadas de Pavimentos Flexíveis**

É um tipo de deformação que ocorre no material devido à ação de uma carga e que não é recuperável quando a mesma é removida. Segundo YODER e WITCZAK (1975), a deformação permanente é uma manifestação de dois diferentes mecanismos, isto é, uma combinação da densificação (consolidação) e da tensão cisalhante repetida (fluxo plástico sem variação de volume).

A construção de uma camada de um pavimento dá-se com o espalhamento do material sobre a superfície da estrada previamente preparada e, em seguida, faz-se a compactação do mesmo em condições adequadas de umidade e energia de compactação. Após este processo a camada se torna mais densa, menos compressível e menos permeável, devido a uma redução do índice de vazios dos solos que a compõe, adquirindo, portanto, maior resistência para suportar as cargas dinâmicas dos veículos. Durante a fase inicial da compactação, os materiais sofrem grandes deformações plásticas e à medida em que se vai efetivando a compactação

da camada, estas vão diminuindo gradativamente. Quando se atinge o grau desejado da compactação para a camada, as deformações permanentes tornam-se insignificantes. Após o pavimento pronto e com a abertura da estrada ao tráfego, os materiais sofrem ainda um efeito de acomodação no decorrer do tempo, em função das ações simultâneas do tráfego e influências ambientais. Para solicitações do tráfego abaixo das cargas transmitidas ao pavimento pelos rolos compressores, durante a execução do mesmo e, ainda, se o grau de saturação de cada camada mantiver-se igual ou abaixo do grau de saturação associado à sua umidade ótima de compactação, as deformações permanentes que provavelmente irão surgir devido aos efeitos da densificação e das tensões cisalhantes repetidas, não chegam a causar sérios problemas. Assim sendo, é bastante provável que os materiais constituintes do pavimento exibam um comportamento predominantemente elástico, mas pequenas deformações plásticas poderão ocorrer. O acúmulo dessas deformações permanentes provoca o afundamento de trechos no pavimento, onde passam as rodas dos veículos, principalmente os comerciais, originando um tipo de defeito conhecido como “Afundamento de trilhas-de-rodas”, prejudicando a drenagem da pista e a serventia da estrada (CARVALHO, 1997). A seguir estão ilustradas as duas maneiras de ocorrência da deformação permanente num pavimento em serviço.



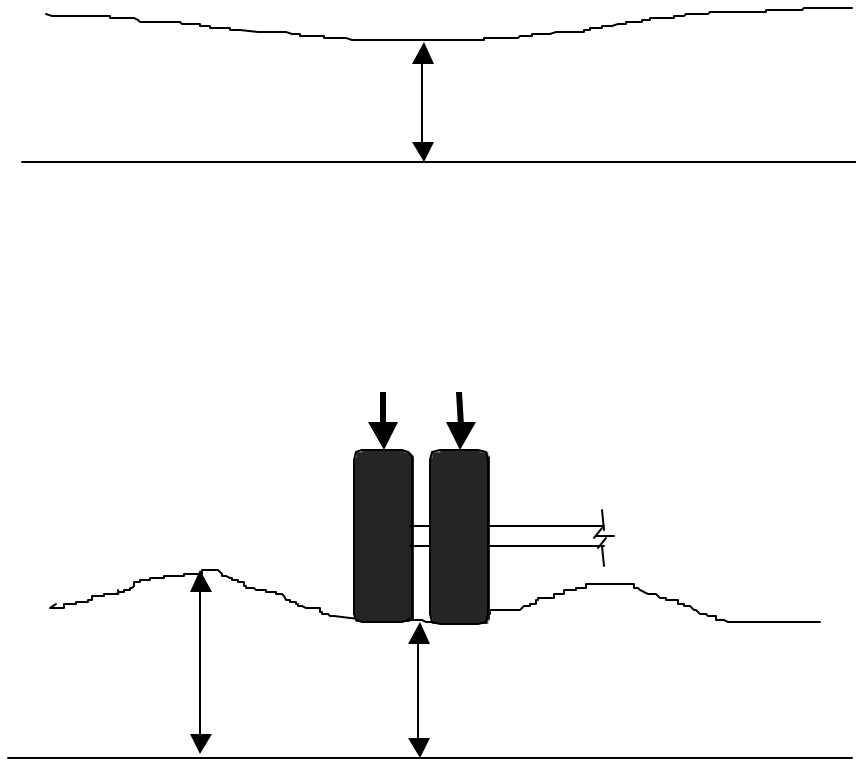


Figura 06 – Tipos de Deformação Permanente: (a) Devido ao Efeito da Consolidação; (b) Devido ao Efeito das Tensões Cisalhantes Repetidas (CARVALHO, 1997)

A deformação permanente devido ao efeito da consolidação, figura 06 (a), ocorre devido à variação de volume das camadas do pavimento com a passagem frequente dos veículos. As camadas tendem a diminuir de espessuras provocando o afundamento da trilha-de-roda. A deformação permanente excessiva resultante da densificação, pode ser evitada se forem cumpridas as especificações de serviço do organismo rodoviário responsável.

A deformação permanente devido ao efeito das tensões cisalhantes, figura 06 (b), ocorre devido a um fluxo plástico da camada, sem variação de volume da mesma. No local da superfície do pavimento onde as rodas dos veículos se deslocam, principalmente os comerciais, ocorre uma diminuição da espessura das

camadas do pavimento, enquanto nas partes adjacentes às rodas dos veículos, ocorre um aumento da espessura das camadas. A deformação devido ao fluxo plástico é um importante indicador das condições estruturais de pavimentos, sobre o qual muitos métodos de projetos de pavimentos se baseiam e, para aqueles fundamentados em abordagens empíricas, a maior desvantagem é que nenhum deles é capaz de prever a quantidade de deformação permanente devido à ação das cargas repetidas.

### **2.3.2.1 – Estimativa da Deformação Permanente em Pavimentos**

A deformação permanente total do pavimento é resultado da contribuição das deformações permanentes das misturas asfálticas que compõem o revestimento e das deformações permanentes de solos utilizados nas camadas e no subleito de pavimentos flexíveis.

Um modelo clássico para a determinação da deformação permanente total de um pavimento flexível, foi proposto por BARKSDALE (1972), onde utilizou-se as deformações permanentes plásticas axiais obtidas em laboratório, de ensaios triaxiais de carga repetida. Para a aplicação deste modelo, cada camada do pavimento é dividida em várias sub-camadas de espessuras convenientes. As tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  no centro de cada sub-camada, 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 sub-camada, após a aplicação de um número desejável de solicitações de carga, podem ser obtidas, tanto pela utilização de modelos de estimativa da deformação permanente, quanto pelo emprego de curvas de tensão-deformação plástica obtidas diretamente no laboratório. A deformação total é, então, obtida pela soma dos produtos da deformação plástica no centro de cada sub-camada pela sua respectiva espessura. A equação a seguir ilustra matematicamente esta operação:

$$\delta_t = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \varepsilon_{p_{ij}} \times \Delta Z_{ij} \quad 2.5$$

onde,

$\delta_t$  = deslocamento total na superfície do pavimento;

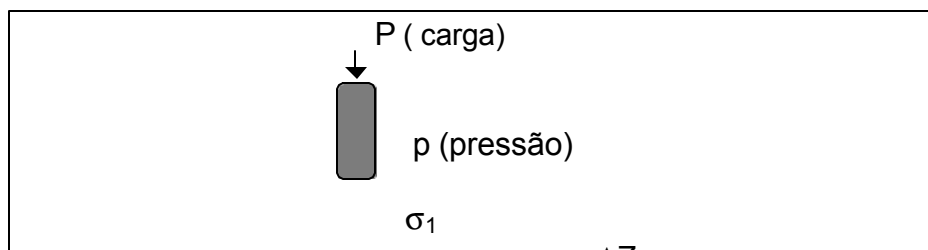
$\varepsilon_{p_{ij}}$  = deformação plástica média da sub-camada de ordem j pertencente à camada i,

$\Delta Z_{ij}$  = espessura da sub-camada de ordem j pertencente à camada de ordem i,

n = número de camadas do pavimento,

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

A Figura 07, a seguir, ilustra um pavimento flexível em que suas camadas estão subdivididas em várias sub-camadas, onde é possível estimar a deformação permanente total deste pavimento utilizando-se a equação anterior.



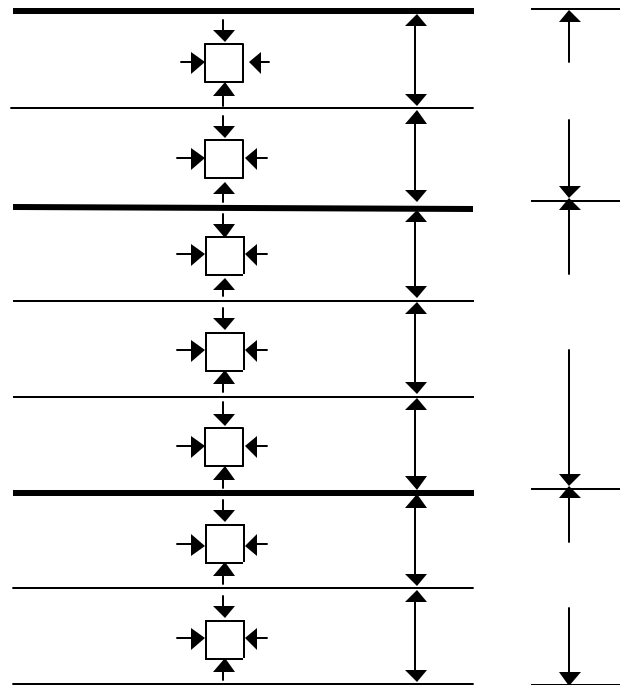


Figura 07 – Sistema de Pavimento para a Estimativa da Deformação Permanente, BARKSDALE (1972).

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

MOTTA (1991), nos ensaios de cargas repetidas, que normalmente se utilizam para a obtenção do módulo de resiliência, sugere que se considerem as deformações permanentes, o que geralmente não é feito. Em seu método de dimensionamento de pavimento flexível, considerou como um dos critérios de ruptura, o afundamento máximo de trilha-de-roda igual a 16 mm.

Segundo MEDINA (1997), para alguns países o afundamento máximo de trilha-de-roda admissível, para auto-estradas, é de 10 mm, mas se atingir 20 mm exige reparo imediato. Na pista experimental da AASHO Road Test, observou-se a contribuição de cada camada na deformação permanente (MEDINA, 1997).

- Revestimento de concreto asfáltico – 32%
- Base de brita – 4%
- Sub-base – 45%
- Subleito – 9%

### 2.3.2.2 – Deformação Permanente em Solos Granulares e de Granulometria Fina

Um dos primeiros estudos sobre esta abordagem foi o de MONISMITH et al. (1975), da Universidade da Califórnia, Berkeley. Esses autores estudaram as características de deformação permanente de solos provenientes de subleitos de pavimentos de rodovias e utilizaram a seguinte equação para ajustamento dos dados obtidos:

$$\epsilon_p = AN^b \quad \text{ou} \quad \log \epsilon_p = a + b \log N \quad 2.6$$

onde,

$\epsilon_p$  = deformação permanente,

N = número de aplicações de tensão,

a e b = coeficientes obtidos experimentalmente,

A = antilogaritmo de a .

Outros pesquisadores utilizaram a mesma equação para estudo da deformação permanente de solos.

SVENSON (1980) baseando-se nos resultados de investigações segundo os quais a deformação axial de amostras de solo argiloso, quando submetidas a tensões repetidas, torna-se maior com o acréscimo do número de aplicações de carga, utilizou a equação 2.6 para estudar a relação entre a deformação axial permanente e o número de aplicações de carga repetida em três argilas de diferentes características ensaiadas sob uma tensão confinante constante de 0,21 kgf/cm<sup>2</sup>, para três ou quatro amplitudes de tensões desvios, constantes no decorrer de cada ensaio, e verificou que a correlação da deformação axial permanente com o número de aplicações de carga, expresso pela equação de forma potencial 2.6, se ajusta razoavelmente bem aos dados experimentais (coeficiente de correlação elevado).

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

$$\epsilon_p = \frac{128,748(N)^{0,1346}(\sigma_1)^{2,664}}{CBR^{5,55}(\theta)^{1,1431}} \quad \text{CBR}>40 \quad 2.7$$

$$\epsilon_p = \frac{(N)^{0,1878}(\sigma_1)^{6,0911}}{55,6313CBR^{1,3605}(\theta)^{4,893}} \quad \text{CBR}<40 \quad 2.8$$

onde,

$\epsilon_p$  = deformação permanente ou plástica em pol/pol,

N = número de repetições de tensão,

CBR = índice suporte califórnia ou “California Bearing Ratio”,

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

$\sigma_1$  = tensão principal maior em psi.

Estas equações foram obtidas através de um estudo estatístico, utilizando-se técnicas de regressão linear múltipla. O coeficiente de determinação linear ( $R^2$ ) foi

igual a 0,714, para a primeira equação; para a segunda equação, o valor de  $R^2$  obtido foi igual a 0,882.

CARVALHO (1997), ao estudar a deformação permanente de dois tipos de solo comumente encontrados nos subleitos e nas camadas de pavimentos de rodovias de baixo custo do Estado de São Paulo, aplicou também o modelo apresentado por CARDOSO (1987) e obteve as seguintes equações para a estimativa da deformação permanente de dois solos estudados:

Solo da Jazida 1, para energia de compactação do Proctor Intermediário:

$$\epsilon_p = \frac{0,001628 (N)^{0,095488} (\sigma_1)^{1,094792}}{CBR^{0,352587} (\theta)^{0,518654}} \quad 2.9$$

Os valores do coeficiente de determinação linear e do erro padrão encontrados para a equação 2.9 foram 0,627 e 0,232, respectivamente.

Solos da Jazida 1 e 2, para energia de compactação do Proctor normal e intermediário:

$$\epsilon_p = \frac{0,00017(N)^{0,079803} (\sigma_1)^{5,553684}}{CBR^{0,292278} (\theta)^{4,912387}} \quad 2.10$$

Os valores do coeficiente de determinação linear e do erro padrão encontrados para a equação 2.10 foram 0,603 e 0,223, respectivamente.

Onde:

$N$  = número de repetições de tensão,

$CBR$  = índice suporte Califórnia (%),

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$  = primeiro invariante de tensão ( $\text{kgf/cm}^2$ ) e

$\sigma_1$  = tensão principal maior ( $\text{kgf/cm}^2$ )

CARVALHO (1997) utilizou outros modelos para a estimativa da deformação permanente dos dois solos em estudo, tendo em vista os fatores que afetam a deformação permanente dos solos submetidos a carregamentos repetidos. Estes outros modelos foram baseados nas equações 2.6 e também na seguinte equação:  $\epsilon_p = k \cdot N^{a_1} \cdot CBR^{a_2} \cdot \sigma_d^{a_3} \cdot \sigma_3^{a_4}$ , que incorpora as seguintes variáveis independentes: número de aplicação da tensão desvio (N), índice suporte Califórnia (CBR), tensão desvio ( $\sigma_d$ ) e a pressão confinante ( $\sigma_3$ ). Com base nestes modelos e no das equações 2.9 e 2.10, CARVALHO (1997) observou que, para os intervalos de tensão e as faixas de variação de teores de umidade e de graus de compactação que as amostras dos dois solos em estudo foram ensaiadas, a confiabilidade ao se estimar as deformações permanentes para os solos em estudo foi em média de 84 %, quando se utilizou a equação 2.6 e de aproximadamente 60 %, para os outros modelos. Mas o autor recomenda que se utilizem modelos que consideram variáveis associadas com as características físicas e mecânicas dos materiais.

### **2.3.2.3 – Fatores que Afetam a Deformação Permanente de Solos Submetidos a Carregamentos Repetidos**

De acordo com CHOU (1977), a deformação permanente para materiais granulares não tratados aumenta com o aumento da repetição (N) de carga e da intensidade da tensão aplicada, mas diminui à medida que a tensão confinante aumenta.

Segundo SVENSON (1980), as deformações permanentes medidas no ensaio triaxial dinâmico dependem do número de aplicações (N) de carga, as quais crescem cumulativamente com N. Nesta sua pesquisa investigou ainda a influência do intervalo entre aplicações de carga na deformação permanente de solos argilosos e constatou que para intervalos de aplicações de carga entre 0,86 a 2,86, e para teores de umidade próximos ao do teor ótimo, pouco variou os coeficientes A e b da equação 2.6, que

relacionam a deformação permanente com o número de aplicações de carga. Com relação às umidades de compactação, SVENSON (1980), estudando a deformação de solos argilosos, constatou que estas exercem uma influência bastante significativa no coeficiente A da equação 2.6, utilizada para a estimativa da deformação permanente dos solos em estudo.

CARDOSO (1987), estudando a deformação permanente de dois solos lateríticos, um de granulometria fina e outro de granulometria grossa, agrupou os fatores que influenciaram as relações entre a deformação permanente e o número de aplicações de carga de dois modos:

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

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

Segundo CARVALHO (1997), o aumento da deformação permanente em relação ao aumento da repetição de carga, se fez mais significativo, nos solos em estudo, para os primeiros 500 ciclos de tensão. A partir desse limite, as deformações permanentes continuaram a crescer, mas de uma maneira menos acentuada e mais uniforme. Ainda de acordo com CARVALHO (1997), o teor de umidade, a densidade e o estado de tensão exercem influência marcante na relação entre a deformação axial (permanente e elástica) e o número de aplicações da tensão desvio.

### **3 - MATERIAIS E MÉTODOS**

#### **3.1 – Materiais**

- (a) Solo dos “Cavalos”: Solo do horizonte B Latossólico (Latossolo Vermelho Amarelo de grande expressão territorial no relevo de Viçosa), de tonalidade avermelhada, blocos bem individualizados, aspecto bem poroso, com granulometria areno-silto-argilosa, podendo ser também argilo-areno-siltosa, sendo estas considerações feitas com base em trabalho desenvolvido por AZEVEDO, 1998. A amostra foi coletada no trecho de acesso interno ao Campus da UFV, conhecido como Alto dos Barbados.
- (b) Solo “Vila Secundino”: Solo do horizonte C, saprolítico de coloração acinzentada, com granulometria entre silte e areia fina, onde a ocorrência desta última fração, dá-se em maior quantidade (FERRAZ, 1994). A amostra foi coletada em um talude existente próximo à Vila Secundino, no Campus da UFV.

### **3.1.1 – Coleta das Amostras**

As amostras deformadas foram retiradas em taludes previamente demarcados nos locais de amostragem. Após coletadas, foram acondicionadas em sacos plásticos de 30 kg e transportadas para o laboratório de Engenharia Civil da UFV. Foram utilizados cerca de 200 kg de cada solo para a realização dos ensaios utilizados neste trabalho.

### **3.2 – Metodologia de Laboratório**

As amostras de solo anteriormente citadas foram colocadas em bandejas, estando estas em locais apropriados para secagem ao ar. Em seguida, foram

homogeneizadas e passadas na peneira 4,8 mm. Depois de receberem esse tratamento inicial foram novamente armazenadas em sacos plásticos para serem submetidas aos ensaios que a seguir serão apresentados:

### **3.2.1 - Ensaios de Caracterização**

Foram realizados ensaios de caracterização para fins de identificação dos solos pelas classificações HRB (Highway Research Board), USCS (Unified Soil Classification System). Os ensaios de caracterização foram conduzidos segundo os procedimentos normativos da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), sendo realizados os ensaios de granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade.

De acordo com o “Relatório Final da Pesquisa Sobre Solos Tropicais” do DNER – 1990 (IPR), as metodologias designadas por HRB e USCS fornecem informações e recomendações que a experiência brasileira tem mostrado não refletir bem o comportamento de muitos dos solos empregados em nossas rodovias, sobretudo no que diz respeito às suas propriedades hidráulicas e mecânicas. Assim, procurando melhor caracterizar os solos tropicais, foi desenvolvida por NOGAMI e VILLIBOR (1981), uma nova sistemática classificatória de solos para fins rodoviários denominada MCT – Miniatura Compactado Tropical. Esta metodologia permite identificar o comportamento dos solos sob o ponto de vista laterítico e não laterítico, além de fornecer importantes informações desses solos para uso em serviços rodoviários.

Para a classificação dos solos segundo a metodologia MCT (Miniatura Compactado Tropical), desenvolvida por NOGAMI e VILLIBOR (1981), foram feitos os ensaios de compactação Mini – MCV e perda de massa por imersão, dos dois solos em estudo.

### **3.2.2 - Ensaios de Compactação e CBR**

Foram realizados ensaios de compactação e CBR (índice suporte Califórnia), trabalhando-se com as energias do Proctor Normal e do Proctor Intermediário, de acordo com as recomendações da ABNT. Nestes ensaios foram determinados a massa específica seca máxima e o teor de umidade ótimo dos dois solos, nas energias de compactação supracitadas, bem como as curvas de compactação de cada ensaio de acordo com a variação do teor de umidade. Determinou-se também a expansão de cada solo medida no ensaio CBR e o índice suporte Califórnia (CBR).

A Tabela 01, a seguir, contém as normas designadas pela ABNT e pelo DNER, referentes aos ensaios descritos nos itens anteriores desta seção:

Tabela 01 – Ensaios de caracterização, compactação e CBR e respectivas Normas

<b>Ensaio</b>		<b>Normas ABNT</b>	<b>Normas DNER</b>
Ensaio de Caracterização	Análise Granulométrica	NBR 7181/82	
	Limite de Liquidez	NBR 6459/84	
	Limite de Plasticidade	NBR 7180/94	
	Massa Específica dos Sólidos	NBR 6508/80	
	Classificação MCT – Compactação Mini –MCV; Perda de Massa por Imersão		ME 258/94  ME 256/94
Ensaio de Compactação	NBR 7182/86		
CBR (“Califórnia Bearing Ratio”)	NBR 9895/87		

### 3.2.3 - Ensaio Triaxial Convencional

A realização do ensaio triaxial convencional UIU rápido não drenado não consolidado com medida de poro pressão, teve como objetivo determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento (intercepto coesivo e ângulo de atrito interno) das amostras em termos de tensões efetivas. Esses parâmetros de resistência foram utilizados no programa MICH-PAVE, apresentado no Apêndice B deste trabalho, para a estimativa das tensões na estrutura de um pavimento flexível hipotético. Através do conhecimento dessas tensões foi possível definir as tensões a serem empregadas no ensaio triaxial cíclico.

Para a realização do ensaio triaxial convencional, os corpos-de-prova foram moldados nas energias do Proctor Normal e na do Proctor Intermediário, variando-se seus teores de umidade num intervalo compreendido entre a umidade ótima  $\pm 2\%$ , para cada energia. As tensões confinantes aplicadas foram de 25, 50 e 100 kPa, para cada teor de umidade e energia de compactação.

### **3.3 – Pavimento Flexível Hipotético**

Para obtenção das tensões a serem aplicadas no ensaio triaxial cíclico, utilizou-se um pavimento flexível hipotético, dimensionado pelo Método DNER (1981), empregando-se nas suas camadas os solos estudados nesta pesquisa. Para aplicação do referido Método, foram necessários alguns dados obtidos de resultados de ensaios de laboratório, apresentados no capítulo 4. Além destes dados, foi adotado também um número  $N = 10^6$ , sendo N o número de solicitações do eixo padrão simples de rodas duplas de 8,2 toneladas. As espessuras das camadas deste pavimento foram utilizadas no programa MICH-PAVE (ver Apêndice B) para a estimativa das tensões normais vertical e horizontal a serem aplicadas no ensaio triaxial cíclico.

A Tabela 02, a seguir, contém os resultados do ensaio CBR referentes aos solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos” que foram empregados para o dimensionamento do pavimento.

Tabela 02 – Valores de CBR e expansão dos solos Vila Secundino e solo dos “Cavalos”, nas energias do Proctor Normal e do Proctor Intermediário, utilizados para o dimensionamento do pavimento flexível hipotético, pelo método do DNER (1981)

Energia de Compactação	Solos			
	Vila Secundino		“Cavalos”	
	CBR (%)	Expansão (%)	CBR (%)	Expansão (%)
Proctor normal	18	0,40	13	0,36
Proctor Intermediário	33	0,97	22	0,60

As espessuras das camadas encontradas para o pavimento flexível hipotético, utilizando-se o Método DNER-81, foram as seguintes:

- Revestimento asfáltico (PMF): 7,0 cm
- Base granular: 15 cm
- Sub-base granular: 15 cm

### 3.4 - Estudo das Tensões e Deformações no Pavimento

A utilização do ensaio triaxial cíclico em amostras de solo com características físicas e mecânicas semelhantes às que se encontram no campo, submetidas ainda a amplitudes de tensões próximas às produzidas pelos veículos comerciais que

solicitam o pavimento, possibilita avaliar, com razoável precisão, o desempenho estrutural de um pavimento, num determinado período de tempo.

Nesta etapa foi feito um estudo das tensões e deformações num pavimento hipotético, conforme anteriormente apresentado no item 3.3 deste capítulo, utilizando-se os parâmetros de deformabilidade e de rigidez (Coeficiente de Poisson e Módulo de Resiliência), parâmetros estes obtidos através de resultados encontrados em outras pesquisas em solos similares aos que foram investigados nesse trabalho. O estudo das tensões e deformações foi feito através do programa MICH-PAVE (ver Apêndice B), onde a carga atuante na superfície do pavimento foi equivalente às cargas que atuam nas rodas de um eixo padrão simples de rodas duplas de 8,2 toneladas. As tensões encontradas foram utilizadas em laboratório, nos ensaios triaxiais cíclicos. Além da carga de 8,2 toneladas, simulou-se também no pavimento hipotético, um acréscimo na carga de aproximadamente 30 %, com o intuito de prever o excesso de cargas a que muitas vezes os pavimentos são submetidos. As tensões geradas por este acréscimo também foram utilizadas em laboratório nos ensaios triaxiais cíclicos.

### **3.5 - Ensaio Triaxial Cíclico com Pressão Confinante Constante e Tensão Desvio Axial Cíclica**

O Laboratório de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa - MG, dispõe de um equipamento de ensaio triaxial cíclico com pressão confinante constante e tensão desvio axial cíclica, para a determinação da deformação permanente das amostras do solo deste projeto.

Segundo SILVA (1998), o sistema desenvolvido nesse Laboratório dispõe de um módulo de geração de um sinal, de um controlador de frequência e de um mecanismo de ampliação da tensão desviadora. As demais partes são as constantes de qualquer sistema de ensaios triaxiais convencionais, incluindo um dispositivo de

aplicação e manutenção da tensão confinante, através de coluna de mercúrio, ou ar comprimido, ou outro sistema similar, e de instrumentação para registro de deslocamento verticais e horizontais do corpo de prova, tensão confinante, contra-pressão, poro pressão e variação de volume. No caso específico do equipamento desenvolvido, o projeto do sistema triaxial cíclico apoiou-se na infra-estrutura já existente no parque laboratorial da UFV, que dispõe de uma ampla gama de instrumentos eletrônicos. Desta forma todo o sistema de captação de dados foi montado com célula de carga interna, transdutores de pressão, medidores de deslocamentos controlados por placa de aquisição de dados desenvolvido pela firma Linx Eletrônica Ltda. de São Paulo, gerenciada por um software específico fornecido pela mesma empresa, denominado AqDados, versão 2.

As Figuras 08, 09 e 10 ilustram, com mais detalhes, o novo sistema desenvolvido no laboratório, com transdutores de deslocamentos (LVDTs) situados internamente à câmara triaxial.



Figura 08 - Representação de uma amostra de solo assentada na base da câmara triaxial,

envolvida por membranas, o-rings, top-cap na parte superior e a colocação das alças e dos LVDTs (“linear variable differential transformer”).



Figura 09 - Montagem completa da amostra.



Figura 10 - Sistema de aquisição de dados do ensaio triaxial cíclico.

No preparo das amostras de solo destinadas à realização do ensaio triaxial cíclico, utilizou-se um intervalo de umidade compreendido entre o teor ótimo  $\pm 2 \%$ , nas energias de compactação do Proctor Normal e do Proctor Intermediário. Os teores de umidade das amostras foram obtidos com base nos resultados encontrados no ensaio de compactação.

Foram realizados 8 ensaios triaxiais cíclicos com o solo “Vila Secundino”. Os pares de tensão utilizados para estes ensaios foram extraídos dos gráficos gerados pelo programa computacional MICH-PAVE (ver apêndice B), e encontram-se ilustrados na Tabela 1C do Apêndice C.

#### Seqüência do Ensaio Triaxial Cíclico:

preparação e compactação do corpo-de-prova;

extração do corpo-de-prova do molde do cilindro de compactação;

envolvimento do corpo-de-prova numa embalagem plástica para evitar perda de umidade e, em seguida, colocação do mesmo na câmara úmida, até início do ensaio;

colocação da pedra porosa na base da câmara triaxial (ensaio drenado) e, em seguida, o corpo-de-prova sobre a pedra porosa;

colocação de três membranas de borracha no corpo-de-prova, por motivo de segurança;

colocação do cabeçote ou top-cap na parte superior do corpo-de-prova. A célula de carga apoia na superfície superior do cabeçote;

fixação lateral do par de alças no corpo-de-prova para recebimento dos LVDTs.

colocação dos LVDTs no par de alças;

fixação e ajuste dos LVDTs nas alças para obtenção do registro dos deslocamentos axiais no sistema de aquisição de dados;

medição e anotação das distâncias verticais entre as alças. Esta distância corresponde à altura de referência do corpo-de-prova para cálculo da deformação específica, quer seja elástica ou permanente;

posicionamento correto da esfera localizada entre a superfície superior do pistão da célula de carga e o pistão da prensa, a fim de obter um perfeito ajustamento do conjunto;

aplicação da pressão estática de confinamento a ser utilizada no ensaio e, posteriormente, anotação das leituras de deslocamentos axiais registrados nos LVDTs. Deve-se aguardar um determinado período de tempo (aproximadamente 30 minutos) antes de iniciar o ensaio, para verificar se as leituras anteriormente observadas mantiveram-se invariáveis. Iniciar o ensaio somente após a estabilização das leituras dos LVDTs. Essas leituras, representam o ponto de partida para as medidas dos deslocamentos axiais na amostra;

número de ciclos de carga previsto para o ensaio igual 10.000, numa frequência de 60 aplicações por minuto (1hertz) e duração do carregamento igual a 0,1 segundos.

## **4 - RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS**

Apresenta-se a seguir os resultados obtidos.

### **4.1 - Ensaio de Caracterização**

Os ensaios de caracterização foram conduzidos segundo a metodologia da ABNT, sendo realizados os ensaios de determinação da massa específica dos sólidos, granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade, dos dois solos em estudo. A Tabela 03, a seguir, mostra os resultados dos ensaios de massa específica dos sólidos, granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade dos solos “Vila Secundino” e Solo dos “Cavalos”.

Tabela 03 - Massa Específica dos Sólidos, Granulometria, Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade do Solo “VILA SECUNDINO” e o Solo dos “CAVALOS”

Ensaio		Solos	
		“Vila Secundino”	Solo dos “Cavalos”
Peso Específico dos Sólidos ( $\text{kN/m}^3$ )		26,29	27,81
Granulometria		Porcentagem que passa em peso	Porcentagem que passa em peso
Peneira			
Número	Abertura (mm)		
4	4,76	100	100
10	2,00	99,33	99,80
16	1,19	97,99	99,58
30	0,59	86,85	97,69
40	0,42	75,80	95,42
50	0,297	66,52	92,64
100	0,149	43,67	84,27
200	0,074	34,12	79,47
Areia (%) - ABNT		71,4	35,8
Silte (%) - ABNT		13,5	5,3
Argila (%) - ABNT		15,1	58,9
Limite de Liquidez (%)		28	80,11

Limite de Plasticidade (%)	18	41,0
Índice de Plasticidade (%)	10	39,11

As curvas de granulometria dos dois solos em estudo se encontram no apêndice A, deste trabalho.

#### 4.2 - Classificação dos Solos pela HRB, USCS e MCT

Os Solos “VILA SECUNDINO” e o Solo dos “CAVALOS” foram classificados segundo as metodologias HRB, USCS e MCT.

A Tabela 04 ilustra os resultados de Classificação HRB, USCS dos dois solos em estudo.

A Tabela 05 apresenta os índices encontrados no ensaio de classificação MCT dos solos estudados, e as respectivas classificações dos mesmos pela metodologia MCT do DNER.

A Figura 11 ilustra o gráfico para a classificação de solos pelo método MCT, contendo as localizações dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”.

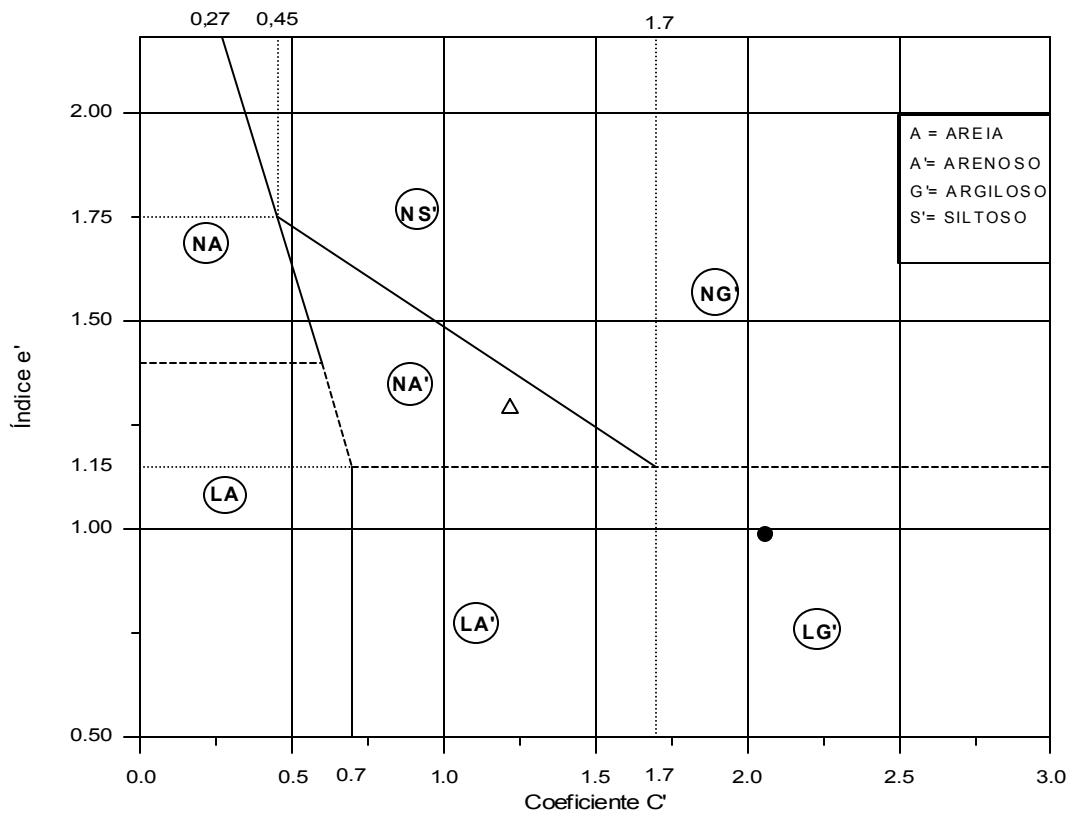
Tabela 04 - Classificação HRB e Classificação USCS dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”

Solos	Ensaio	
	Classificação HRB	Classificação USCS

<b>“Vila Secundino”</b>	A-2-4 (0)	SC
<b>Solo dos “Cavalos”</b>	A -7-5 (20)	MH

Tabela 05 – Índices Necessários para a Classificação MCT e as Classificações dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”, pelo Método MCT

<b>Solos</b>	<b>Índice c'</b>	<b>Índice d'</b>	<b>Índice PI</b>	<b>Índice e'</b>	<b>Classificação MCT</b>
“VS”	1,22	31,10	150	1,29	NA'(Não-Laterítico Arenoso)
<b>“Cavalos”</b>	2,09	20,28	0	0,99	LG' (Laterítico Argiloso)



Δ : solo “Vila Secundino”

● : solo dos “Cavalos”

Figura 11 – Gráfico para a Classificação de Solos pelo Método MCT, contendo as Localizações dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”.

### 4.3 - Ensaio de Compactação e CBR

No Apêndice A encontram-se as figuras que ilustram as curvas de compactação, CBR, expansão e saturação dos solos da Vila Secundino e dos “Cavalos”, nas energias normal e intermediária.

A Tabela 06 ilustra os resultados encontrados, quais sejam: massa específica aparente seca máxima ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ), expansão e índice suporte Califórnia de cada solo em estudo, nas energias do Proctor Normal e do Proctor Intermediário, com os respectivos teores de umidade ótimos ( $W_{\acute{o}T}$ ).

Tabela 06 - Teor de Umidade Ótimo, Massa Específica Aparente Seca Máxima, Expansão e CBRs, nas Energias do Proctor Normal e do Proctor Intermediário, dos Solos “Vila Secundino” e Solo dos “Cavalos”

Ensaio	Solos	
	“Vila Secundino”	Solo dos “Cavalos”
Compactação - Proctor Normal		
Teor de Umidade Ótimo (%)	14	30,95
Peso Específico Aparente Seco Máximo (kN/m <sup>3</sup> )	18,1	13,8
Compactação - Proctor Intermediário		
Teor de Umidade Ótimo (%)	11	28,95
Peso Específico Aparente Seco Máximo (kN/m <sup>3</sup> )	18,98	14,93
CBR (%)		
Proctor Normal	18	13
Expansão (%)	0,40	0,36
Proctor Intermediário	33	22
Expansão (%)	0,97	0,60

#### 4.4 - Ensaio Triaxial Convencional

O ensaio realizado foi o Triaxial Convencional UIU, com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento das amostras em termos de tensões efetivas.

As figuras que ilustram as curvas Tensão - Deformação Axial, nas energias normal e intermediária para os dois solos em estudo se encontram no Apêndice A. Extraindo dessas curvas as tensões efetivas  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$ , na ruptura, para cada tensão de

confinamento utilizada no ensaio, é possível encontrar os valores de  $c'$  (intercepto coesivo) e de  $\phi'$  (ângulo de atrito) para os dois solos em estudo, através da relação  $q' \times p'$ . Sendo :

$$q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 \quad \text{e} \quad p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$$

Os valores de  $c'$  e  $\phi'$  são obtidos através das relações :

$$\text{sen}\phi' = \text{tg}\alpha$$

$$c' = a/\text{cos}\phi'$$

onde:

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

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

A Tabela 07 contém os parâmetros de resistência (intercepto coesivo –  $c'$  e ângulo de atrito -  $\phi'$ ), dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”, nas energias normal e intermediária.

A Figura 12 ilustra as relações encontradas de  $q' \times p'$  para o Solo “Vila Secundino”, nas energias de compactação normal e intermediária e os respectivos valores de  $a$ ,  $\alpha$ ,  $c'$  e  $\phi'$ .

A Figura 13 ilustra as relações encontradas de  $q' \times p'$  para o Solo dos “Cavalos”, nas energias de compactação normal e intermediária e os respectivos valores de  $a$ ,  $\alpha$ ,  $c'$  e  $\phi'$ .

A Figura 14 ilustra as relações encontradas de  $q' \times p'$  para o Solo “Vila Secundino” na energia de compactação normal, para os teores de umidade próximos do ótimo, ótimo – 2% e ótimo + 2% e os respectivos valores de  $c'$  e  $\phi'$ .

A Figura 15 ilustra as relações encontradas de  $q' \times p'$  para o Solo “Vila Secundino” na energia de compactação intermediária, para os teores de umidade próximos do ótimo, ótimo – 2% e ótimo + 2% e os respectivos valores de  $c'$  e  $\phi'$ .

A Figura 16 ilustra as relações encontradas de  $q' \times p'$  para o Solo dos “Cavalos”, na energia de compactação normal, para os teores de umidade próximos do ótimo, ótimo – 2% e ótimo + 2% e os respectivos valores de  $c'$  e  $\phi'$ .

A Figura 17 ilustra as relações encontradas de  $q' \times p'$  para o Solo dos “Cavalos” na energia de compactação intermediária, para os teores de umidade próximos do ótimo, ótimo – 2% e ótimo + 2% e os respectivos valores de  $c'$  e  $\phi'$ .

Tabela 07 – Parâmetros de Resistência : Intercepto Coesivo ( $c'$ ) e Ângulo de Atrito ( $\phi'$ ) dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”, nas Energias Normal e Intermediária

---

**Parâmetros de Resistência**

---

Energias de Compactação	Solos					
	“Vila Secundino”			“Cavalos”		
Energia	Teor de Umidade (%)	Parâmetros		Teor de Umidade (%)	Parâmetros	
		c' (kPa)	$\phi'$ (graus)		c' (kPa)	$\phi'$ (graus)
Normal	12,05	24,23	39,46	28,92	65,13	34,71
	14,20 *	26,80	35,86	30,50 *	84,09	32,36
	16,05	10,63	31,45	32,97	43,57	30,19
Energia Intermediária	9,15	83,29	43,46	26,71	131,14	40,11
	11,29 *	41,62	46,69	28,80 *	89,44	44,32
	13,20	80,17	29,65	30,49	81,52	41,54

\* Teores de Umidade Próximos ao do Teor de Umidade Ótimo da Curva de Compactação dos Solos “Vila Secundino” e “Cavalos”, para as Energias Normal e Intermediária.

**Relação  $q'$  X  $p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação:  
Solo “Vila Secundino”**

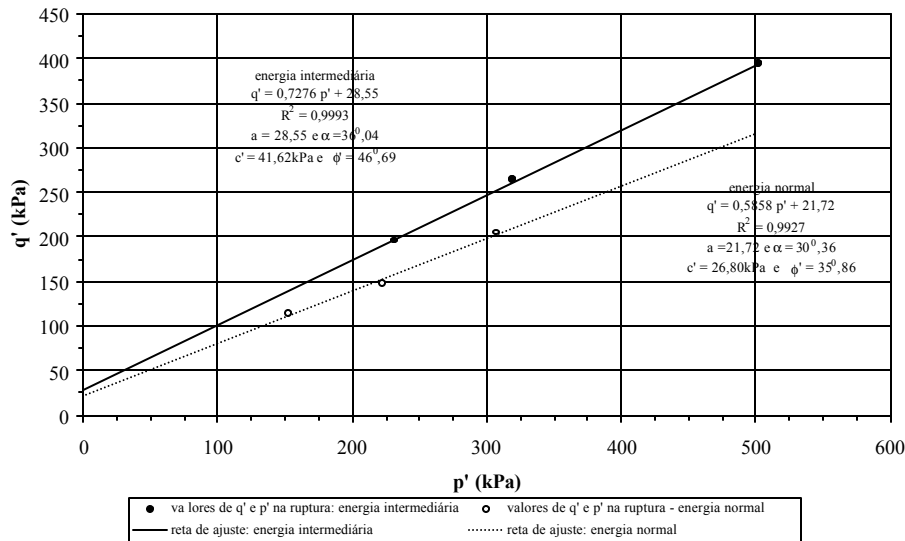


Figura 12 – Relação Encontrada para  $q'$  X  $p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação, nas Energias Normal e Intermediária – Solo “Vila Secundino”.

**Relação  $q'$  X  $p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação:  
Solo dos “Cavalos”**

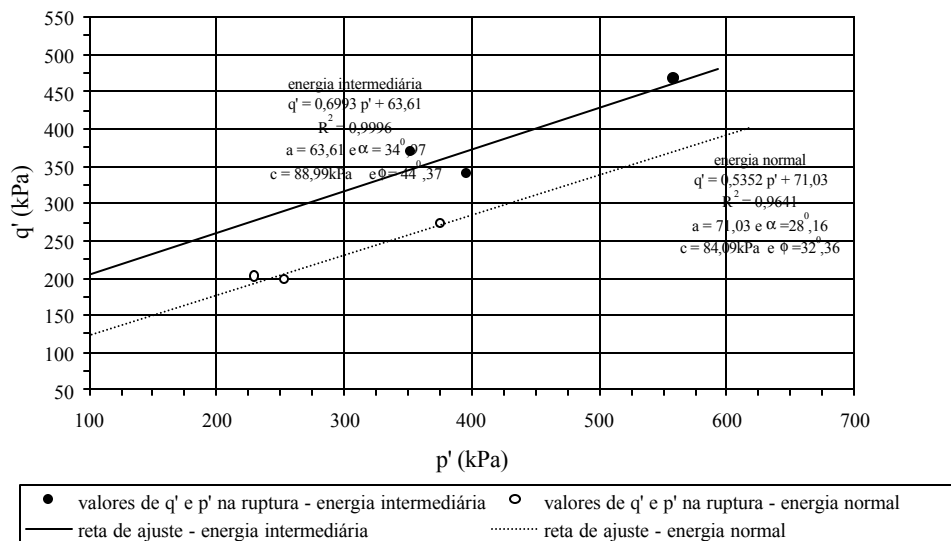


Figura 13 – Relação Encontrada para  $q' \times p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação, nas Energias Normal e Intermediária – Solo dos “Cavalos”.

Relação  $q' \times p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão - Deformação  
Solo “Vila Secundino”: Energia Normal

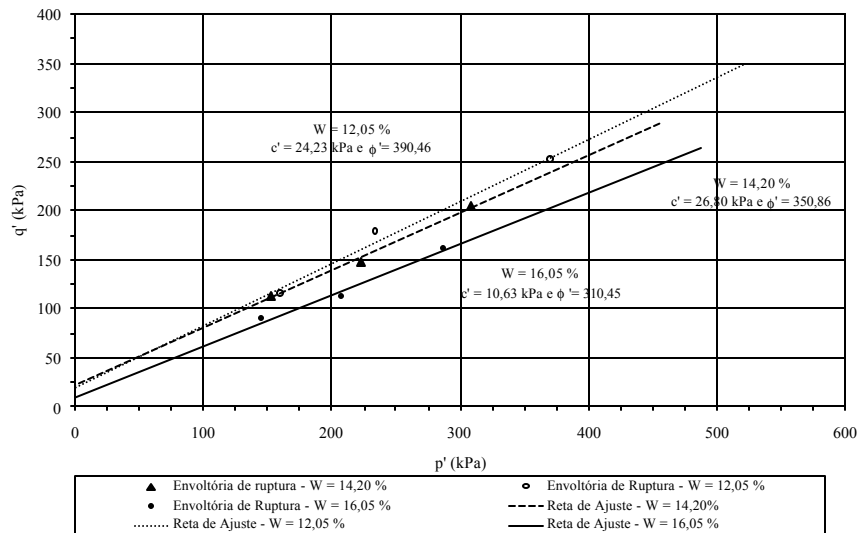


Figura 14 – Relação Encontrada para  $q' \times p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação, na Energia Normal, para os teores de umidade próximos do ótimo, ótimo – 2% e ótimo + 2% – Solo “Vila Secundino”.

Relação  $q' \times p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão - Deformação  
Solo “Vila Secundino”: Energia Intermediária

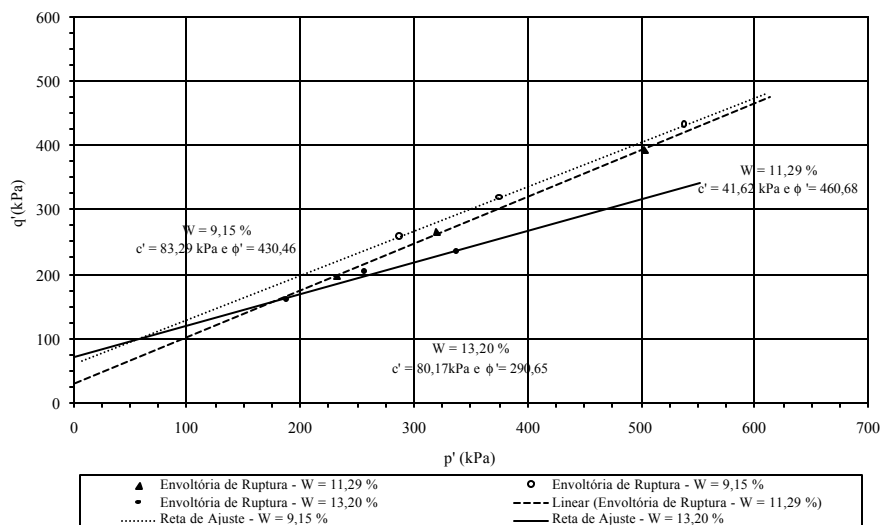


Figura 15 – Relação Encontrada para  $q' \times p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação, na Energia Intermediária, para os teores de umidade próximos do ótimo, ótimo – 2% e ótimo + 2% – Solo “Vila Secundino”.

Relação  $q' \times p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão - Deformação  
Solo dos “Cavalos”: Energia Normal

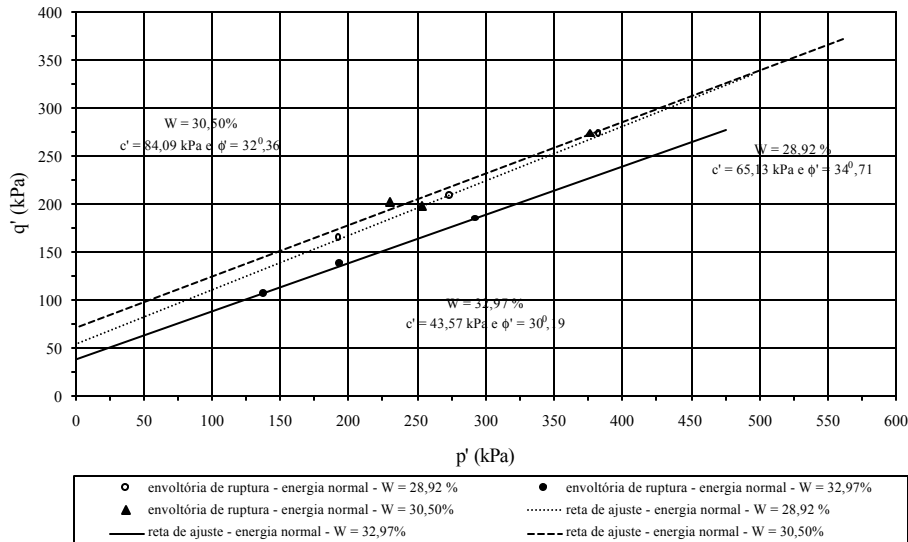


Figura 16 – Relação Encontrada para  $q' \times p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação, na Energia Normal, para os teores de umidade próximos do ótimo, ótimo – 2% e ótimo + 2% – Solo dos “Cavalos”.

Relação  $q' \times p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão - Deformação  
Solo dos “Cavalos”: Energia Intermediária

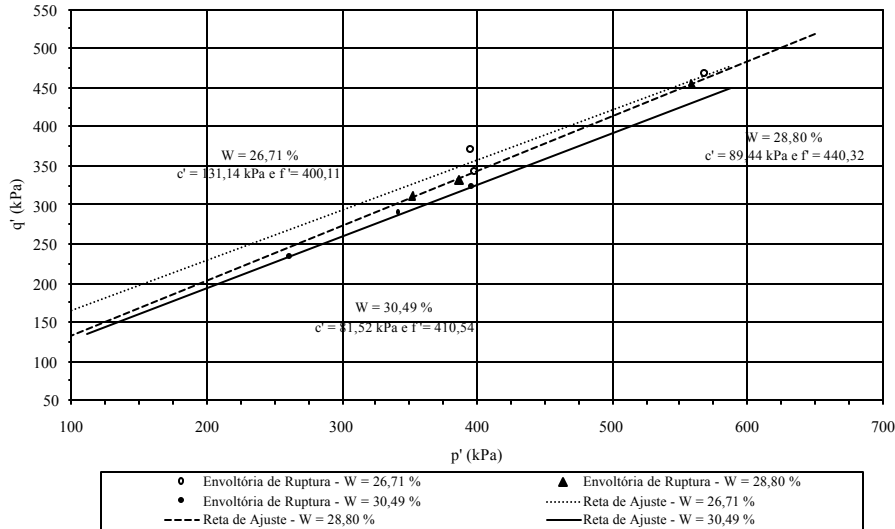


Figura 17 – Relação Encontrada para  $q'$  X  $p'$  no Ponto Máximo da Curva Tensão – Deformação, na Energia Intermediária, para os teores de umidade próximos do ótimo, ótimo – 2% e ótimo + 2% – Solo dos “Cavalos”.

#### 4.5 - Ensaio Triaxial Cíclico

O Apêndice C, deste trabalho, contém todas as figuras, referentes aos corpos-de-prova 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8, que ilustram a variação da Deformação Permanente e Elástica do Solo “Vila Secundino”, em função dos níveis de tensão desvio aplicada.

##### 4.5.1 – Resultados Encontrados da Deformação Permanente.

A Tabela 08 contém os valores obtidos das deformações permanentes dos corpos-de-prova do solo Vila Secundino, em diversos números de aplicação da tensão axial aplicada. Essas deformações permanentes foram encontradas a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de carregamento axial, que se encontram ilustradas nas figuras contidas no Apêndice C deste trabalho.

A Figura 18 ilustra os resultados das deformações permanentes dos corpos-de-prova 1, 3 e 5, em função do número de aplicações da tensão desvio de 70 kPa

(para uma carga de 8,2 toneladas), na energia intermediária. O teor de umidade do corpo-de-prova 1 foi próximo ao teor de umidade ótimo; o teor de umidade do corpo-de-prova 3 foi próximo ao teor de umidade ótimo  $-2\%$  e o teor de umidade do corpo-de-prova 5 foi próximo ao teor de umidade ótimo  $+2\%$ .

A Figura 19 ilustra os resultados das deformações permanentes dos corpos-de-prova 2, 4 e 6, em função do número de aplicações da tensão desvio de 95 kPa (para um excesso de 30% sobre a carga de 8,2 toneladas). O teor de umidade do corpo-de-prova 2 foi próximo ao teor de umidade ótimo; o teor de umidade do corpo-de-prova 4 foi próximo ao teor de umidade ótimo  $-2\%$  e o teor de umidade do corpo-de-prova 6 foi próximo ao teor de umidade ótimo  $+2\%$ .

A Figura 20 ilustra os resultados das deformações permanentes dos corpos-de-prova 7 e 8, em função do número de aplicações da tensão desvio de 52 kPa (para um excesso de 30% sobre a carga de 8,2 toneladas), na energia normal. O teor de umidade do corpo-de-prova 7 foi próximo ao teor de umidade ótimo e o teor de umidade do corpo-de-prova 8 foi próximo ao teor de umidade ótimo  $+2\%$ .

A Figura 21 ilustra os resultados das deformações permanentes dos corpos-de-prova 1 e 2, em função do número de aplicações da tensão desvio. Os corpos-de-prova 1 e 2 foram compactados na energia intermediária; o teor de umidade foi próximo ao teor ótimo, para os dois corpos-de-prova.

Tabela 08 – Deformações Permanentes Obtidas a Partir da Deformação Permanente Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio, de Alguns Corpos-de-Prova do Solo “Vila Secundino”

Corpo de Prova (n <sup>o</sup> )	Estado de Tensão		Deformação Permanente (mm/mm)						
	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_2 = \sigma_3$ (kPa)	Solo "Vila Secundino"						
			Número de Aplicações da Tensão Desvio						
			30	100	500	1000	2500	5000	10000
1	90	20	0,00209	0,00216	0,00228	0,00242	0,00261	0,00272	0,00295
2	115	20	0,00301	0,00320	0,00346	0,00346	0,00350	0,00375	0,00413
3	90	20	0,00163	0,00172	0,00186	0,00190	0,00191	0,00198	0,00217
4	115	20	0,00151	0,00162	0,00171	0,00176	0,00184	0,00194	0,00206
5	90	20	0,00381	0,00416	0,00437	0,00445	0,00466	0,00487	0,00497
6	115	20	0,00640	0,00665	0,00678	0,00693	0,00705	0,00718	0,00728
7	72	20	0,00241	0,00279	0,00307	0,00321	0,00336	0,00353	0,00372
8	72	20	0,00531	0,00569	0,00600	0,00615	0,00637	0,00655	0,00667

Deformação Permanente Obtida a Partir da Deformação Permanente Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Tensão

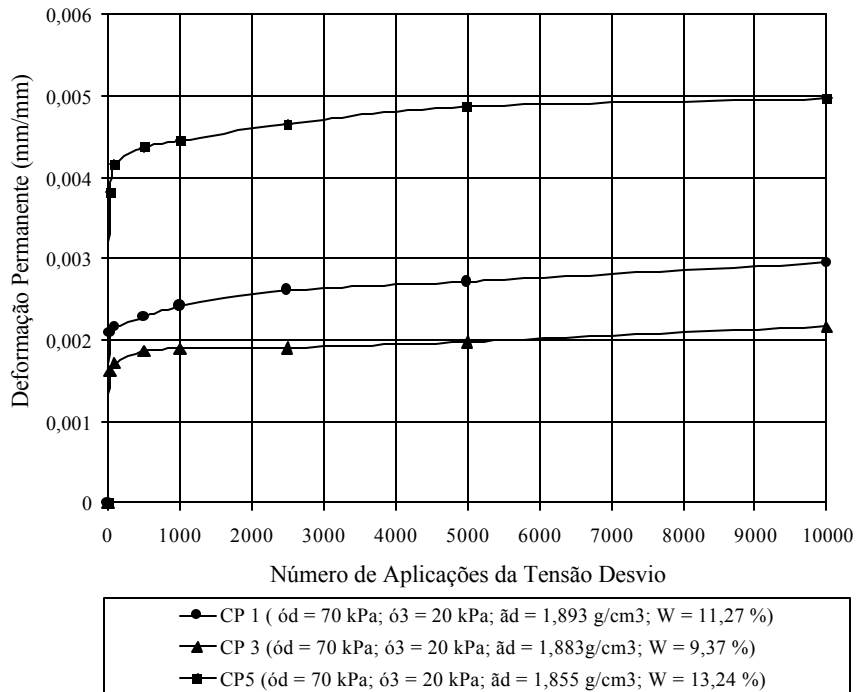


Figura 18 – Variação da Deformação Permanente do Solo “Vila Secundino” em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Intermediária (corpos-de-prova 1, 3 e 5, nos teores de umidade próximo ao ótimo, próximo ao ótimo – 2% e próximo ao ótimo + 2 %, respectivamente).

Deformação Permanente Obtida a Partir da Deformação Permanente Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Tensão

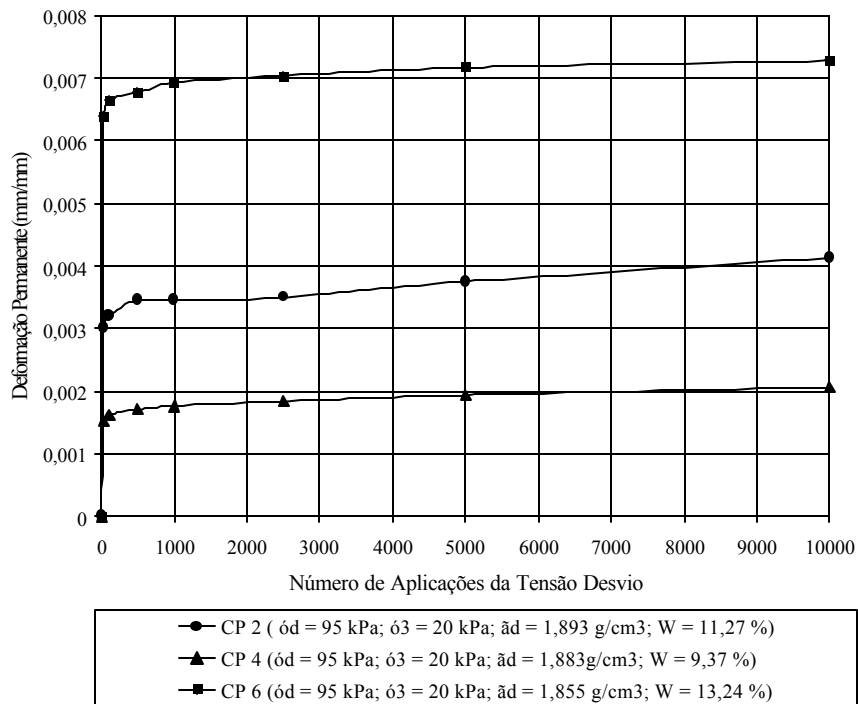


Figura 19 – Variação da Deformação Permanente do Solo “Vila Secundino” em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Intermediária (corpos-de-prova 2, 4 e 6, nos teores de umidade próximo ao ótimo, próximo ao ótimo – 2% e próximo ao ótimo + 2 %, respectivamente).

Deformação Permanente Obtida a Partir da Deformação Permanente Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Tensão

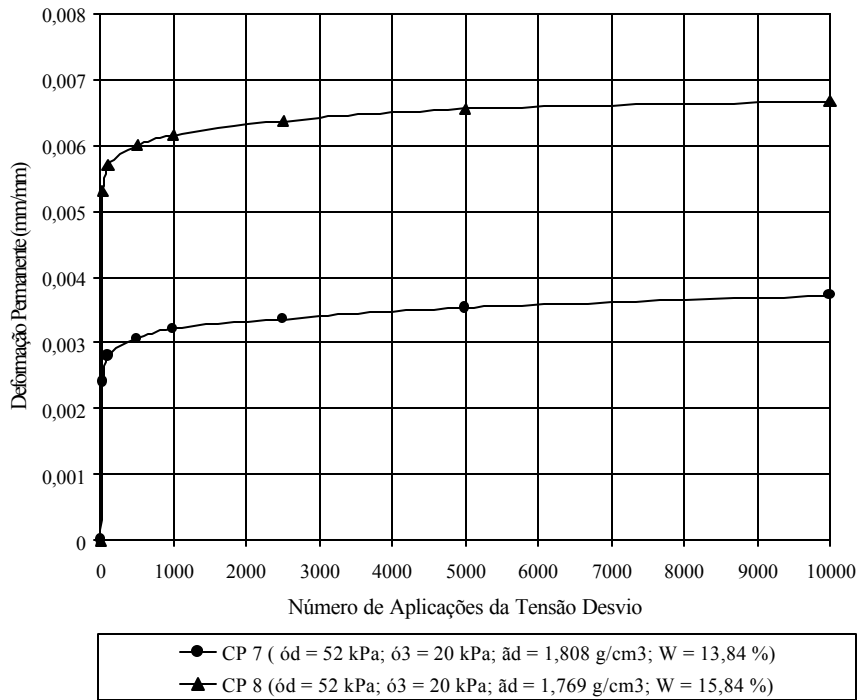


Figura 20 – Variação da Deformação Permanente do Solo “Vila Secundino” em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Normal (corpos-de-prova 7 e 8, nos teores de umidade próximo ao ótimo e próximo ao ótimo + 2 %, respectivamente).

Deformação Permanente Obtida a Partir da Deformação Permanente Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Tensão

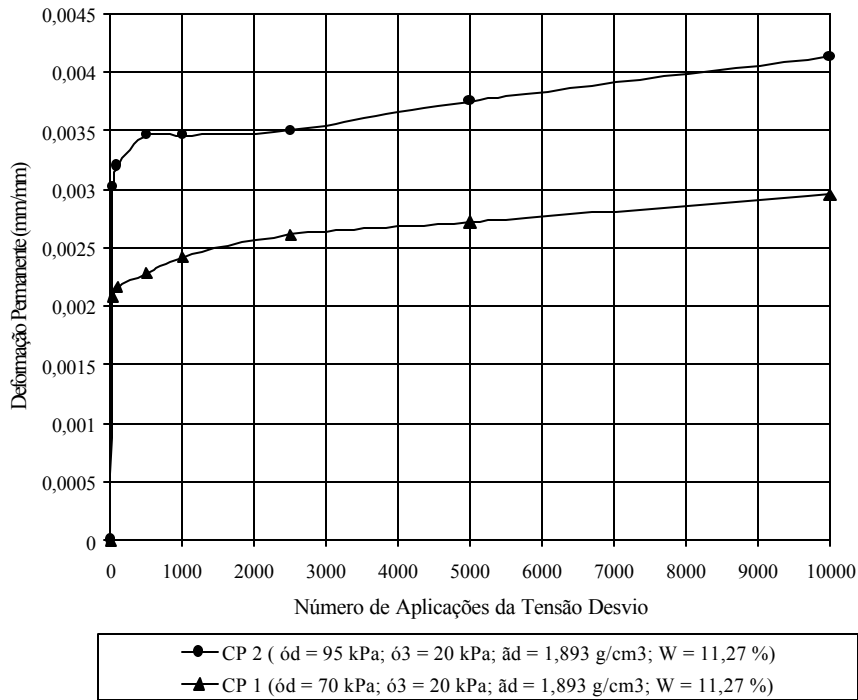


Figura 21 – Variação da Deformação Permanente do Solo “Vila Secundino” em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Intermediária (corpos-de-prova 1 e 2, no Teor de Umidade Próximo ao Ótimo, Variando a Amplitude do Carregamento Axial Cíclico).

#### **4.5.2 – Módulos de Resiliência do Solo “Vila Secundino” Utilizando-se o Ensaio Triaxial Cíclico.**

A Tabela 09 contém os valores encontrados dos módulos de resiliência dos corpos-de-prova 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8 do solo “Vila Secundino”, correspondente a vários ciclos de aplicação da tensão desvio, a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de carregamento axial.

A Figura 22 ilustra os resultados dos módulos de resiliência dos corpos-de-prova 1, 3 e 5, compactados nos teores de umidade próximos ao teor de umidade ótimo,  $W_{ót} - 2\%$  ,  $W_{ót} + 2\%$  , respectivamente, obtidos na curva de compactação correspondente a energia do Proctor Intermediário.

A Figura 23 ilustra os resultados dos módulos de resiliência dos corpos-de-prova 2, 4 e 6, compactados nos teores de umidade próximos ao teor de umidade ótimo,  $W_{ót} - 2\%$  ,  $W_{ót} + 2\%$  , respectivamente, obtidos na curva de compactação correspondente a energia do Proctor Intermediário.

A Figura 24 ilustra os resultados dos módulos de resiliência dos corpos-de-prova 7 e 8, compactados nos teores de umidade próximos ao teor de umidade ótimo e  $W_{ót} + 2\%$ , respectivamente, obtidos na curva de compactação correspondente a energia do Proctor Normal.

A Figura 25 ilustra os resultados dos módulos de resiliência dos corpos-de-prova 1 e 2, em função do número de aplicações da tensão desvio. Os corpos-de-prova 1 e 2 foram compactados na energia intermediária; o teor de umidade foi próximo ao teor ótimo, para os dois corpos-de-prova.

Tabela 09 – Módulos de Resiliência Obtidos a Partir da Deformação Permanente  
Acumulada Anterior ao Primeiro Ciclo de Aplicação da Tensão Desvio,  
de Alguns Corpos-de-Prova do Solo “Vila Secundino”

Corpo de Prova (n <sup>o</sup> )	Estado de Tensão		Módulos de Resiliência (kPa) – Solo “Vila Secundino”						
	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_2 = \sigma_3$ (kPa)	Número de Aplicações da Tensão Desvio						
			30	100	500	1000	2500	5000	10000
1	90	20	90909	115125	113574	110041	94287	117208	86827
2	115	20	100424	113453	114545	115774	109912	103380	94122
3	90	20	165605	141988	145078	150483	120700	130709	222205
4	115	20	109222	144665	155139	118522	120385	124259	134394
5	90	20	56751	68928	83051	82762	85608	89786	79471
6	115	20	64037	68809	80040	77047	68934	72309	68945
7	72	20	76530	100730	135950	117350	114130	123500	107270
8	72	20	39345	47722	50215	91188	56473	62188	54783

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

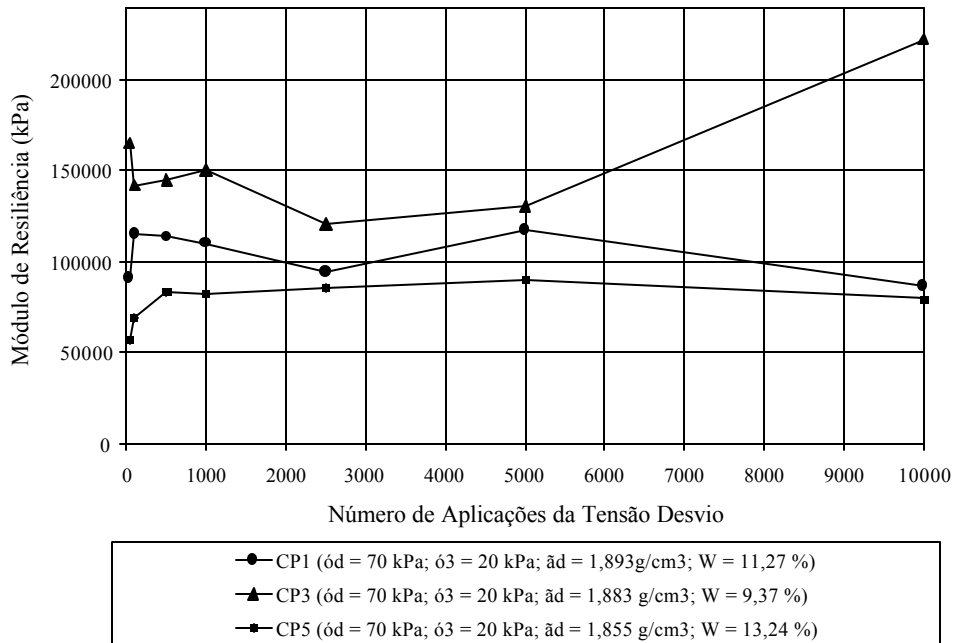


Figura 22 – Variação do Módulo de Resiliência do Solo “Vila Secundino” em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Intermediária (corpos-de-prova 1, 3 e 5, nos teores de umidade próximo ao ótimo, próximo ao ótimo – 2% e próximo ao ótimo + 2 %, respectivamente).

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

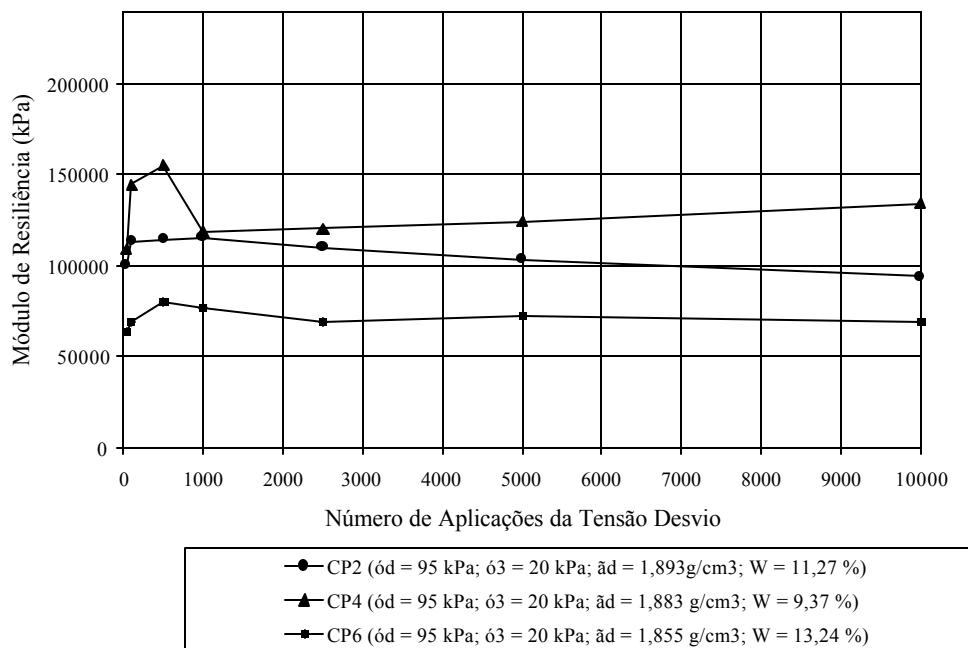


Figura 23 – Variação do Módulo de Resiliência do Solo “Vila Secundino” em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Intermediária (corpos-de-prova 2, 4 e 6, nos teores de umidade próximo ao ótimo, próximo ao ótimo – 2% e próximo ao ótimo + 2 %, respectivamente).

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

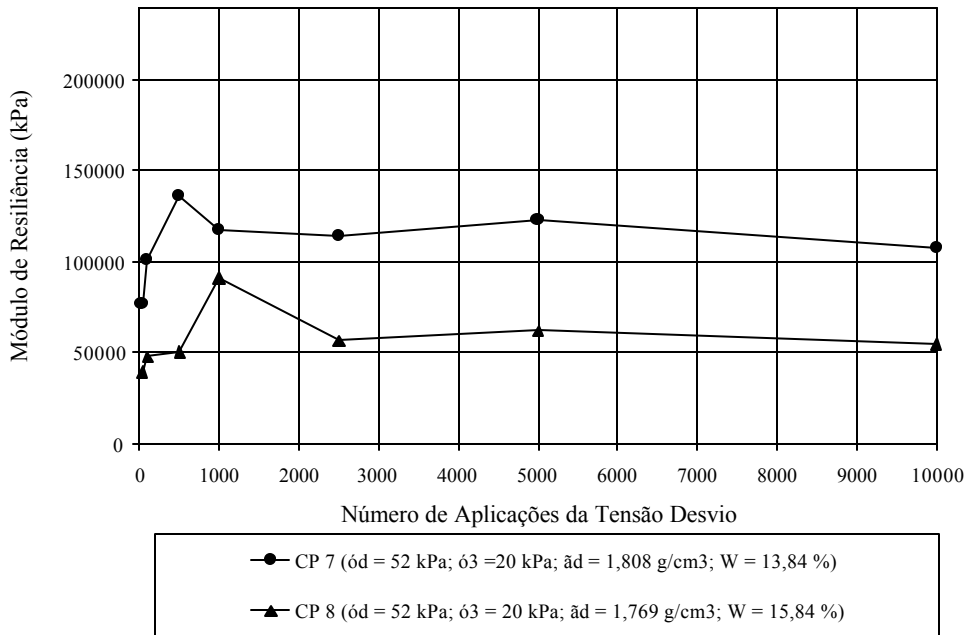


Figura 24 – Variação do Módulo de Resiliência do Solo “Vila Secundino” em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Normal (corpos-de-prova 7 e 8, nos teores de umidade próximo ao ótimo e próximo ao ótimo + 2 %, respectivamente).

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

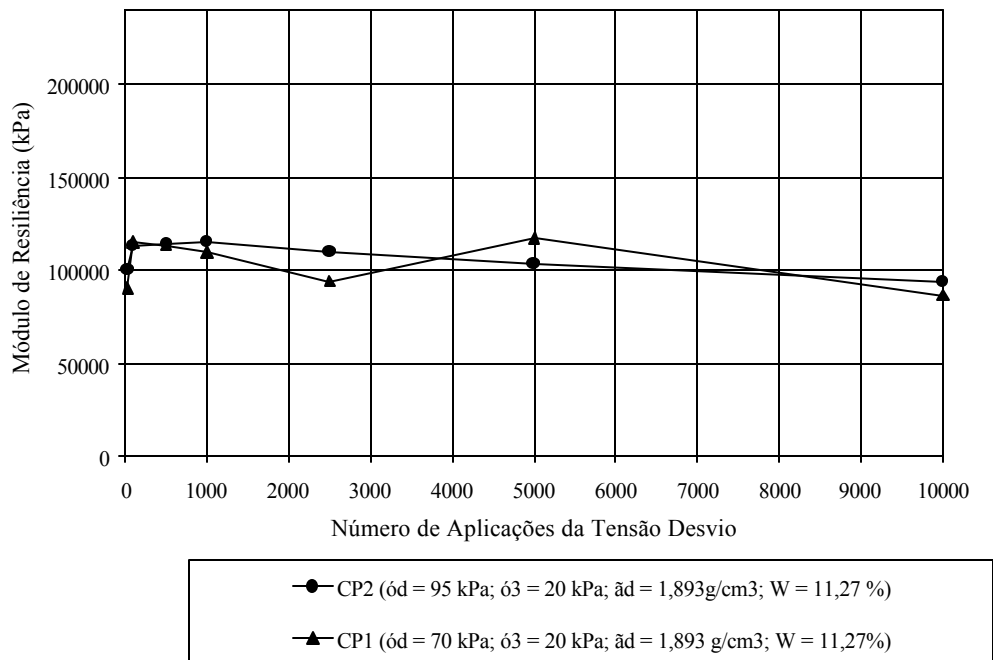


Figura 25 – Variação do Módulo de Resiliência do Solo “Vila Secundino” em Função do Número de Aplicações da Tensão Desvio – Energia Intermediária (corpos-de-prova 1 e 2, no Teor de Umidade Próximo ao Ótimo, Variando a Amplitude do Carregamento Axial Cíclico).

## 5 – DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 5.1 - Introdução

Neste capítulo serão abordadas as discussões relativas aos resultados obtidos nos ensaios de laboratório e de fatores interferentes

## **5.2 - Discussões**

### **5.2.1- Classificação dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”**

Conforme apresentado nas tabelas 04 e 05, o solo “Vila Secundino” foi classificado como A-2-4 (0) pela classificação HRB, sendo considerado bom para emprego em camadas de pavimento. Segundo a classificação USCS, trata-se de um solo do tipo SC (solo granular). Já o solo dos “Cavalos”, segundo a classificação HRB, foi classificado como A-7-5 (20) sendo considerado de comportamento regular a mau para fins de emprego em camadas de pavimento e, segundo a USCS, é um solo MH (solo argiloso). Pela classificação MCT (Miniatura Compactado Tropical) foram encontradas as seguintes classificações: solo “Vila Secundino” como NA’ (Não-Laterítico arenoso) e solo dos “Cavalos” como LG’ (Laterítico Argiloso). Pela classificação HRB, o solo dos “Cavalos” é de má qualidade. Esta constatação vai de encontro às informações contidas na classificação MCT, onde são previstos emprego de solos do grupo LG’, até em camadas de sub-base de pavimentos.

### **5.2.2 - Compactação e CBR**

Foram feitos ensaios de compactação nas energias do Proctor Normal e do proctor Intermediário. Os resultados estão apresentados na tabela 06. Nota-se que o teor ótimo de umidade na energia do Proctor Normal é maior que na energia do Proctor Intermediário, cerca de 3% a mais. Esta observação faz-se inerente tanto ao

solo “Vila Secundino” quanto ao solo dos “Cavalos”. Os valores de teor ótimo de umidade encontrados nas energias Normal e Intermediária, foram respectivamente de 14% e 11% (solo “Vila Secundino”) e 30,95% e 28,95% (solo dos “Cavalos”).

Observa-se também um aumento na massa específica seca, quando se variou a energia de Normal para Intermediária. Este aumento fez-se ainda mais notório para o solo dos “Cavalos”. Obtivemos um  $\gamma_d$  de 18,1 kN/m<sup>3</sup> para o solo “Vila Secundino” na energia Normal e um  $\gamma_d$  de 18,98 kN/m<sup>3</sup> na energia Intermediária. Já para o solo dos “Cavalos”, os valores de  $\gamma_d$  foram de 13,8 kN/m<sup>3</sup> e 14,93 Kn/m<sup>3</sup>, nas energias Normal e Intermediária, respectivamente.

Quanto aos valores encontrados para CBR e expansão mostrados na tabela 06, para as energias normal e intermediária, observou-se que o valor do CBR do solo “Vila Secundino” sofreu um aumento de aproximadamente 83% quando na energia Intermediária. Este aumento de suporte possibilita a sua utilização em camada de sub-base, se compactado na energia do Proctor Intermediário, uma vez que sua expansão mostrou-se inferior a 1%. Já na energia do Proctor Normal, seu CBR de 18 % apenas o credencia para ser utilizado como camada de reforço. No caso do solo dos “Cavalos”, a modificação da energia Normal para a Intermediária, promoveu ganho em torno de 69 %, sendo que este aumento lhe conferiu um CBR igual a 22 % , quando compactado no Proctor intermediário e com uma expansão de 0,60%, mas não o credencia para camada de sub-base de acordo com o Método de Dimensionamento de Pavimento Flexível - DNER (1981).

### **5.2.3 - Ensaio Triaxial Convencional UIU**

Nota-se que para o solo “Vila Secundino”, no teor ótimo de umidade, a modificação da energia Normal para a Intermediária, promoveu um aumento do valor do intercepto coesivo de 14,82 kPa. Para o solo dos “Cavalos”, este aumento foi de 5,35 kPa. O ângulo de atrito interno sofreu um aumento, em ambos os solos,

de aproximadamente  $11^\circ$  quando da modificação da energia Normal para a Intermediária. Sobre o solo “Vila Secundino” na energia de compactação do Proctor Normal, observou-se que quando se aumentou o teor de umidade, passando o solo para o ramo úmido da curva de compactação, houve uma expressiva queda no valor do intercepto coesivo. Já o ângulo de atrito interno, pouco variou com a variação da umidade. O solo dos “Cavalos”, a exemplo do solo “Vila Secundino”, também apresentou uma queda no valor do intercepto coesivo, quando se variou o teor de umidade em  $\pm 2\%$ , para a energia do Proctor normal. Também para este solo, o valor do ângulo de atrito interno pouco variou em função da variação do teor de umidade, para ambas as energias de compactação. No caso do solo “Vila Secundino” na energia intermediária, houve um aumento significativo na coesão quando se variou a umidade do teor de umidade próximo ao teor ótimo para o teor próximo ao teor ótimo  $\pm 2\%$  e, com relação ao ângulo de atrito interno houve uma queda no seu valor para o teor de umidade próximo a ao teor ótimo  $+ 2\%$ , para a energia do Proctor intermediário. Já para o solo dos “Cavalos”, na energia intermediária, à medida que se aumentou o teor de umidade o valor da coesão diminuiu e, com relação ao ângulo de atrito interno, não se observou variações significativas no seu valor, para uma variação no teor de umidade.

## **5.2.4 - Ensaio Triaxial Cíclico**

### **5.2.4.1 - Análise dos Resultados de Deformação Permanente**

Com base nos valores da deformação permanente obtidos para os corpos-de-prova 1, 3 e 5 mostrados na figura 18, podemos observar que houve um aumento mais significativo nos primeiros ciclos e a partir de 1000 ciclos de aplicação da tensão desvio, este aumento foi de menor monta e mais uniforme. Observa-se também nesta figura, que o aumento do teor de umidade, conduziu sempre a maiores valores de deformação. Vale ainda lembrar, que nestes três corpos-de-prova o par de tensão ( $\sigma_d$ ,  $\sigma_3$ ) foi o mesmo (ver legenda da figura 18). Esta mesma análise pode ser feita para os resultados de deformação permanente obtidos a partir da deformação permanente acumulada anterior ao primeiro ciclo de tensão para os corpos-de-prova 2, 4 e 6, mostrados na figura 19.

Na figura 20 observa-se que, para os corpos-de-prova 7 e 8, ambos mostraram para os valores de deformação permanente um significativo aumento até os primeiros 500 ciclos de aplicação da tensão desvio axial. A partir de então o aumento foi mais suave e uniforme em relação ao aumento de aplicação da tensão desvio. Ainda sobre os corpos-de-prova 7 e 8, pode-se notar que no caso do corpo-de-prova 8, moldado no teor de umidade próximo ao ótimo + 2%, este apresentou um maior valor de deformação permanente que o corpo-de-prova 7, moldado no teor de umidade próximo ao ótimo, em relação ao número de aplicações da tensão desvio.

Analisando os resultados obtidos na figura 21, observa-se que a deformação permanente foi maior quando aplicou-se uma tensão desvio maior. Vale ainda observar que, para o corpo-de-prova 2, submetido a um maior valor de  $\sigma_d$ , houve um aumento expressivo da deformação permanente até os 10000 ciclos de aplicação da tensão.

#### **5.2.4.2 - Análise dos Resultados de Módulo de Resiliência**

Na Figura 22 observa-se que o aumento do teor de umidade conduziu a um decréscimo no valor do módulo de resiliência. Para o corpo-de-prova 1, moldado no teor de umidade próximo ao ótimo, os valores de módulos de resiliência não tiveram uma variação significativa em relação ao número de aplicações da tensão desvio. Já para o corpo-de-prova 3, moldado no teor de umidade próximo ao ótimo - 2%, os valores do módulo de resiliência a partir dos 5000 ciclos de aplicação da tensão desvio aumentou significativamente e, para o corpo-de-prova 5, moldado no teor de umidade próximo ao ótimo + 2%, os valores do módulo de resiliência cresceu relativamente pouco até os 1000 ciclos de aplicação da tensão desvio, a partir daí os valores se mantiveram quase constante até os 10000 ciclos de aplicação da tensão desvio. A mesma observação feita para a figura 22, pode ser feita na figura 23 para os corpos-de-prova 2, 4 e 6, porém notando-se que a variação dos valores do módulo de resiliência para todos os corpos-de-prova em relação ao número de aplicações da tensão desvio, foi bem menor, principalmente a partir dos 1000 ciclos de aplicação da tensão desvio. Pode-se notar, ainda, nas figuras 22 e 23, que os valores do módulo de resiliência mantiveram-se bem próximos, em relação ao número de aplicação da tensão desvio, para os mesmos teores de umidade, porém com amplitudes de tensão diferentes ( ver legenda das figuras citadas).

A figura 24 mostra o decréscimo dos valores do módulo de resiliência com o aumento do teor de umidade entre os corpos-de-prova 7 e 8. Para o corpo-de-prova 7, moldado no teor de umidade próximo ao ótimo, os valores do módulo de resiliência se mantiveram quase constante a partir dos 1000 ciclos de aplicação da tensão desvio axial. Já para o corpo-de-prova 8, moldado no teor de umidade próximo ao ótimo + 2% houve uma certa variação somente entre os 500 e 2500 ciclos de aplicação mantendo-se quase constante em todos os outros intervalos de aplicação da tensão.

Para a figura 25, nota-se o que foi comentado anteriormente, para as figuras 22 e 23, que os valores do módulo de resiliência se mantiveram quase iguais para todos os ciclos de aplicação da tensão desvio, sendo neste caso os corpos-de-prova 1

e 2 moldados no teor de umidade próximo ao ótimo, porém com amplitudes de tensão desvio diferentes, mas com tensões confinantes iguais. Vale lembrar, que para todos os ensaios triaxiais cíclicos, os corpos-de-prova foram submetidos a uma única tensão confinante de 20 kPa.

#### 5.2.5 - Modelo para Estimativa da Deformação Permanente do Solo “Vila Secundino”

Tendo em vista os fatores que afetam a deformação permanente de solos submetidos a carregamentos repetidos, apresentados no capítulo 2, e as discussões baseadas nos dados experimentais de deformação permanente obtidos do solo “Vila Secundino”, foi possível utilizar um modelo para a estimativa da deformação permanente do solo “Vila Secundino”, considerando-se os resultados da deformação permanente de suas amostras, encontradas a partir da deformação acumulada anterior ao primeiro ciclo de aplicação da tensão desvio (Tabela 08). O modelo utilizado foi o da equação 2.6 proposto por MONISMITH et al.(1975). A Tabela 10, a seguir, contém uma lista dos coeficientes A e b determinados para uma série de corpos-de-prova do solo “Vila Secundino” e os respectivos coeficientes de determinação linear utilizando-se os dados da Tabela 08.

Tabela 10 – Valores encontrados para os coeficientes A e b da relação deformação permanente ( $\epsilon_p$ ) “versus” número de aplicação de cargas

Corpo-de-prova	Teor de Umidade W (%)	Energia de Compactação	$\sigma_d$ (kPa)	Coeficientes da Equação: $\epsilon_p = AN^b$		Coeficiente de Correlação Linear ( $R^2$ )
				A	b	
1	11,27	Intermediária	90	0,001654	0,058589	0,946
2	11,27	Intermediária	115	0,002556	0,046514	0,906
3	9,37	Intermediária	90	0,001407	0,043010	0,940
4	9,37	Intermediária	115	0,001269	0,049834	0,975
5	13,24	Intermediária	90	0,003327	0,043754	0,983
6	13,24	Intermediária	115	0,005973	0,021416	0,989
7	13,84	Nomal	72	0,001960	0,070027	0,982
8	15,84	Normal	72	0,004712	0,038428	0,992

Com base nos valores encontrados para o coeficiente de correlação linear ( $R^2$ ), observa-se que a correlação da deformação permanente ( $\epsilon_p$ ) com o número de aplicações de carga (N), expresso pela equação de forma potencial se ajusta consideravelmente bem aos dados experimentais, já que os valores encontrados para o coeficiente de correlação linear foram elevados.

#### 5.2.6 – Estimativa do deslocamento vertical das camadas de sub-base e do subleito

Considerando-se o valor encontrado para a espessura da camada de sub-base (15cm) para o pavimento hipotético dimensionado neste estudo, pelo método DNER

– 1981 e, considerando-se também o estudo das tensões feito através da utilização do programa MICH-PAVE que gerou uma espessura de 35 cm para o subleito, pode-se, através dos resultados obtidos das deformações permanentes, para  $10^4$  aplicações de carga, estimar a contribuição dessas camadas no deslocamento vertical total do pavimento, através do modelo de BARKSDALE (1972). A Tabela 11, a seguir, ilustra os valores encontrados para o deslocamento vertical ( $\delta$ ), de cada corpo-de-prova referente às camadas de sub-base e do subleito.

Tabela 11 – Valores encontrados para os deslocamentos verticais de cada corpo-de-prova referente às camadas de sub-base e do subleito

CP N <sup>o</sup>	Umidade W (%)	Energia de Compactação	$\sigma_d$ (kPa)	h* (mm)	$\epsilon_p$ (mm/mm) (laboratório)	$\epsilon_p$ ( $\epsilon_p = AN^b$ )	$\delta = \epsilon_p \times h^*$ (mm)
1	$\cong W_{ót}$	intermediária	70	150	0,00295	0,00284	0,43
3	$\cong W_{ót} - 2\%$	intermediária	70	150	0,00217	0,00209	0,32
5	$\cong W_{ót} + 2\%$	intermediária	70	150	0,00497	0,00498	0,74
2	$\cong W_{ót}$	intermediária	95	150	0,00413	0,00392	0,60
4	$\cong W_{ót} - 2\%$	intermediária	95	150	0,00206	0,00201	0,30
6	$\cong W_{ót} + 2\%$	intermediária	95	150	0,00728	0,00727	1,09
7	$\cong W_{ót}$	normal	52	350	0,00372	0,00373	1,30
8	$\cong W_{ót} + 2\%$	normal	52	350	0,00667	0,00671	2,34

\*Altura da camada do pavimento

Com base nos valores encontrados de deslocamentos verticais das camadas de sub-base e do subleito na contribuição do deslocamento vertical total do pavimento, observa-se que, para o nível e número de tensões aplicadas, estes valores de deslocamentos obtidos não comprometeriam o desempenho da estrutura do pavimento.

## 6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

### 6.1 – Conclusões

Tendo em vista os resultados obtidos dos ensaios realizados, buscando caracterizar o comportamento mecânico de dois solos típicos da região de Viçosa – MG, e baseando-se nas discussões apresentadas no Capítulo 5, as seguintes conclusões são apresentadas:

- i. Dos solos analisados para fins de aplicação em camadas de pavimentos segundo a norma do DNER (1981), pode-se inferir que o solo “Vila Secundino” pode ser utilizado como camada de sub-base, uma vez que o mesmo atende a todas as exigências da norma no tocante à utilização como camada de sub-base. Já o solo dos “Cavalos” apresentou seus parâmetros compatíveis apenas à utilização como camada de reforço de subleito, uma vez que seu Índice de Grupo não se enquadrou no que prescreve a norma para a utilização de um solo como camada de sub-base.
- ii. O solo dos “Cavalos”, segundo a classificação HRB, não deverá ser utilizado em camadas de pavimento flexível, uma vez que seu IG foi igual a 20, sendo considerado péssimo como utilização em camadas. Porém, de acordo com o ensaio CBR, apresentou valores que justificam a sua utilização até em camada de sub-base de pavimentos flexíveis. Também, pela classificação MCT é um solo que pode ser utilizado como camadas de base, sub-base e reforço de pavimentos flexíveis.
- iii. Nos ensaios triaxiais convencionais UIU realizados tanto para o solo “Vila Secundino” quanto para o solo dos “Cavalos”, pode-se observar que a energia de

compactação e o teor de umidade influenciaram nos valores obtidos para o intercepto coesivo e ângulo de atrito interno. Sendo que a mudança na energia de compactação, do Proctor Normal para o Intermediário, promoveu um aumento nos parâmetros supracitados, conforme relatado na sessão 5 deste estudo. Quanto ao teor de umidade, pode-se notar que uma variação de  $\pm 2\%$  em relação ao teor ótimo de umidade na energia do Proctor Normal, promoveu variações significativas da coesão. Já quando trabalhamos na energia do Proctor Intermediário, as variações mostraram discrepantes em relação ao esperado.

- iv. Com relação aos ensaios triaxiais cíclicos, observou-se que para níveis de tensão desvio axial baixos, como os utilizados para as amostras do solo “Vila Secundino” compactadas na energia do Proctor normal, o equipamento não respondeu adequadamente.
- v. Dos resultados obtidos para a deformação permanente do solo “Vila Secundino” via ensaio triaxial cíclico, pode-se observar que o teor de umidade, a amplitude da tensão desvio e o número de aplicação de carga influenciaram nos valores encontrados da deformação permanente. À medida que estes parâmetros foram aumentados, observou-se, também, um aumento nos valores da deformação permanente.
- vi. De acordo com os resultados de deformação permanente obtidos nesta pesquisa foi possível também obter um modelo satisfatório para estimativa da deformação permanente do solo utilizado neste trabalho. Modelos dessa natureza podem ser incorporados a métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis, para previsão de afundamentos de trilhas-de-roda. Dos resultados obtidos para os valores do módulo de resiliência para o solo “Vila Secundino”, observou-se que o teor de umidade foi o único fator a promover variações mais significativas. A amplitude das tensões não influenciou nos valores do módulo de resiliência,

conforme já era esperado, uma vez que os valores de módulo de resiliência de solos arenosos, são influenciados por variações da tensão confinante, a qual foi mantida constante para todos os ensaios realizados, em função das tensões estimadas pelo programa MICH-PAVE ao longo das camadas de um pavimento.

## **6.2 – Recomendações para trabalhos futuros**

- i. Obter através do programa MICH-PAVE ou de programas afins as tensões e deformações nas camadas de um pavimento hipotético utilizando o solo dos “Cavalos” como componente de suas camadas. Após este procedimento, realizar todos os ensaios triaxiais cíclicos com o solo dos “Cavalos”.
- ii. Uma vez que para solos arenosos a variação do módulo de resiliência é influenciada pela variação das tensões confinantes, recomenda-se, pois, realizar ensaios triaxiais cíclicos no solo “Vila Secundino” para obtenção do módulo de resiliência segundo a norma do DNER-ME 131/94 para que se possa, assim, estabelecer uma correlação da amplitude de variação do módulo de resiliência em função de uma variação da tensão confinante.

## **6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

### **6.1 – Conclusões**

Tendo em vista os resultados obtidos dos ensaios realizados, buscando caracterizar o comportamento mecânico de dois solos típicos da região de Viçosa –

MG, e baseando-se nas discussões apresentadas no Capítulo 5, as seguintes conclusões são apresentadas:

- viii. Dos solos analisados para fins de aplicação em camadas de pavimentos segundo a norma do DNER (1981), pode-se inferir que o solo “Vila Secundino” pode ser utilizado como camada de sub-base, uma vez que o mesmo atende a todas as exigências da norma no tocante à utilização como camada de sub-base. Já o solo dos “Cavalos” apresentou seus parâmetros compatíveis apenas à utilização como camada de reforço de subleito, uma vez que seu Índice de Grupo não se enquadrou no que prescreve a norma para a utilização de um solo como camada de sub-base.
- ix. O solo dos “Cavalos”, segundo a classificação HRB, não deverá ser utilizado em camadas de pavimento flexível, uma vez que seu IG foi igual a 20, sendo considerado péssimo como utilização em camadas. Porém, de acordo com o ensaio CBR, apresentou valores que justificam a sua utilização até em camada de sub-base de pavimentos flexíveis. Também, pela classificação MCT é um solo que pode ser utilizado como camadas de base, sub-base e reforço de pavimentos flexíveis.
- x. Nos ensaios triaxiais convencionais UIU realizados tanto para o solo “Vila Secundino” quanto para o solo dos “Cavalos”, pode-se observar que a energia de compactação e o teor de umidade influenciaram nos valores obtidos para o intercepto coesivo e ângulo de atrito interno. Sendo que a mudança na energia de compactação, do Proctor Normal para o Intermediário, promoveu um aumento nos parâmetros supracitados, conforme relatado na sessão 5 deste estudo. Quanto ao teor de umidade, pode-se notar que uma variação de  $\pm 2\%$  em relação ao teor ótimo de umidade na energia do Proctor Normal, promoveu variações

significativas da coesão. Já quando trabalhamos na energia do Proctor Intermediário, as variações mostraram discrepantes em relação ao esperado.

- xi. Com relação aos ensaios triaxiais cíclicos, observou-se que para níveis de tensão desvio axial baixos, como os utilizados para as amostras do solo “Vila Secundino” compactadas na energia do Proctor normal, o equipamento não respondeu adequadamente.
- xii. Dos resultados obtidos para a deformação permanente do solo “Vila Secundino” via ensaio triaxial cíclico, pode-se observar que o teor de umidade, a amplitude da tensão desvio e o número de aplicação de carga influenciaram nos valores encontrados da deformação permanente. À medida que estes parâmetros foram aumentados, observou-se, também, um aumento nos valores da deformação permanente.
- xiii. De acordo com os resultados de deformação permanente obtidos nesta pesquisa foi possível também obter um modelo satisfatório para estimativa da deformação permanente do solo utilizado neste trabalho. Modelos dessa natureza podem ser incorporados a métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis, para previsão de afundamentos de trilhas-de-roda. Dos resultados obtidos para os valores do módulo de resiliência para o solo “Vila Secundino”, observou-se que o teor de umidade foi o único fator a promover variações mais significativas. A amplitude das tensões não influenciou nos valores do módulo de resiliência, conforme já era esperado, uma vez que os valores de módulo de resiliência de solos arenosos, são influenciados por variações da tensão confinante, a qual foi mantida constante para todos os ensaios realizados, em função das tensões estimadas pelo programa MICH-PAVE ao longo das camadas de um pavimento.

## 6.2 – Recomendações para trabalhos futuros

- iii. Obter através do programa MICH-PAVE ou de programas afins as tensões e deformações nas camadas de um pavimento hipotético utilizando o solo dos “Cavalos” como componente de suas camadas. Após este procedimento, realizar todos os ensaios triaxiais cíclicos com o solo dos “Cavalos”.
- iv. Uma vez que para solos arenosos a variação do módulo de resiliência é influenciada pela variação das tensões confinantes, recomenda-se, pois, realizar ensaios triaxiais cíclicos no solo “Vila Secundino” para obtenção do módulo de resiliência segundo a norma do DNER-ME 131/94 para que se possa, assim, estabelecer uma correlação da amplitude de variação do módulo de resiliência em função de uma variação da tensão confinante.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Guide for Design of Pavement Structures**. Washington, 1986. DC.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **Solo - análise granulométrica de solos** - NBR 7181. Rio de Janeiro, 1982. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **Solo - determinação da massa específica dos grãos** - NBR 6508. Rio de Janeiro, 1980. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **Solo - determinação do limite de liquidez** - NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **Solo - determinação do limite de plasticidade e do índice de plasticidade** - NBR 7180. Rio de Janeiro, 1994. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **Solo - ensaio de índice suporte Califórnia** - NBR 9895. Rio de Janeiro, 1987. 14p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **Solo - Ensaio de Compactação**, NBR 7182. Rio de Janeiro, 1986. 10p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO. **Estudo das propriedades elásticas dos solos e do dimensionamento de pavimentos, de acordo com a teoria da elasticidade**. Rio de Janeiro, 1995. Boletim Técnico nº 14. 66p.

AZEVEDO, M.A.A. **Contribuição ao Estudo Geotécnico de Solos de Viçosa - MG**. Viçosa, MG: UFV, 1999. 169p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Viçosa.

**BARKSDALE, R.D.** Laboratory Evaluation of Rutting in Base Materials.

**Proceedings of the third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements – University of Michigan, 1972. P 161 - 174.**

BURMISTER, D. M., **The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Soil Systems**. Journal of Applied Physics, 1945. vol. 16.

CARDOSO, S. H. **Procedure for flexible airfield pavement design based on permanent deformation**. Maryland, 1987. 405p. Tese (Doutorado) – University of Maryland.

CARVALHO, C.A.B. **Estudo da Contribuição das Deformações Permanentes das Camadas de Solo na Formação das Trilhas – de – Roda num Pavimento Flexível**. São Carlos - S.P., 1997. 290p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos -Universidade de São Paulo.

CHOU, Y.T. **Analysis of permanent deformations of flexible airport pavements**. Federal Aviation Administration. Washington, 1977. DC 20591. 116p.

DEHLEN, G. L. e MONISMITH, C. L.

**Effect of Nonlinear Material Response**

**on the Behavior of Pavement Under**

**Traffic** Highway Research Record.

Washington, 1970. DC n<sup>o</sup> 310. 16p.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - **Manual de Pavimentação** – 2<sup>o</sup> edição – Rio de Janeiro, 1996. 320p. (IPR Publ.,697).

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - **Relatório Final da Pesquisa Sobre Solos Tropicais**. Rio de Janeiro, 1990. MT – DNER – Instituto de Pesquisa Rodoviária. 95p.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – **Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis**. Rio de Janeiro, 3<sup>a</sup> edição, 1981. 34p.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – **Solos – Determinação do Módulo de Resiliência**. DNER – ME 131. Rio de Janeiro, 1994. 8p.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL

DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Solos**

**Compactados em Equipamento**

**Miniatura - Determinação de Perda de**

**Massa por Imersão.** DNER-ME 256. Rio de Janeiro, 1994. 6p.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Solos Compactados em Equipamento Miniatura - Mini-MCV.** DNER-ME 258. Rio de Janeiro, 1994. 14p.

DUNCAN, J.M., MONISMITH, C.L. e WILSON, EL. Finite Element Analyses of Pavements. HIGHWAY RESEARCH RECORD. Washington, 1968. DC nº 228. p.18-33.

FERRAZ, R.L. **Contribuição à Estabilização dos Solos para Fins Rodoviários e Habitacionais.** Viçosa, MG: UFV, 1994. 174p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Viçosa.

MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos.** Editora UFRJ. Rio de Janeiro, 1997. 380p.

MEDINA, J. e PREUSSLER, E.S.

**Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos.** Revista Solos e Rochas. ABMS. Rio de Janeiro, 1980. V.3, p.3-26.

MONISMITH, C.L.; OGAWA, N. e FREEME, C.R. Permanent deformation

characteristics of subgrade soils due to repeated loading. TRANSPORTATION RESEARCH RECORD. Washington, 1975. DC n<sup>o</sup> 537. 7p.

MOTTA, L.M.G. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas.** Rio de Janeiro, 1991. 366p. Tese (Doutorado) - COPPE-RJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro.

MOTTA, L.M.G. Minicurso - Comportamento Tensão – Deformação e Fadiga de Misturas Asfálticas. 11<sup>o</sup> ENCONTRO DE ASFALTO - IBP. P. 1–36.

NOGAMI, J.S. e VILLIBOR, D.F. Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: limitação do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 15, 1980. Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte – MG ABPV.

NOGAMI, J.S. e VILLIBOR, D.F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS. Rio de Janeiro, 1981. 1<sup>a</sup> Seção. P.30 – 41.

ORTIGÃO, J.A.R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.** Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda. Rio de Janeiro 1993. 368p.

PARREIRA, A.B.; DO CARMO, C.A.T. e CUNTO, F.J.C. Estudo do módulo de resiliência de materiais usados em pavimentação. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 31, 1998. São Paulo. **Anais...** São Paulo: Teatro Studium, 1998. V.1, p. 233-247.

PREUSSLER, E.S. **Ensaio Triaxiais Dinâmicos de um Solo Arenoso.** Rio de Janeiro, 1978. Tese (M. Sc.), COPPE – UFRJ.

RODRIGUES, J.K.G.; FELEX, J.B. e PONTES FILHO, G. Estudo comparativo sobre resultados de ensaios triaxiais com aplicação repetida de cargas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 31, 1998. São Paulo. **Anais...** São Paulo: Teatro Studium, 1998. V.1, p. 174 - 193.

SILVA, W.R. **Comportamento de Pré-misturado a Frio Denso Reforçado com Fibras Sintéticas.** Viçosa, MG: UFV, 1998. 91p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade Federal de Viçosa.

SPECIAL REPORT 162 . Test Procedures for Characterizing Dynamic Stress-strain Properties of Pavement Materials. TRANSPORTATION RESEARCH RECORD. National Research Council. National Academy of Sciences. Washington, 1975 DC. 40p.

SVENSON, M. **Ensaio Triaxiais**

**Dinâmicos em Solos Argilosos.** Rio de Janeiro, 1980. 135P. Tese (Mestrado), COPPE-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. **Principles of Pavement Design.** New York, 1975. John Wiley & Sons, Inc. 711 p.

## APÊNDICE A

CURVAS OBTIDAS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS :  
GRANULOMETRIA, COMPACTAÇÃO, CBR E TRIAXIAL CONVENCIONAL

Neste apêndice encontram-se as curvas obtidas dos ensaios laboratoriais referentes aos solos “Vila Secundino” e solo dos “Cavalos”, quais sejam: granulometria, compactação, CBR, expansão e triaxial convencional UIU.

A Figura 1A ilustra as curvas granulométricas dos solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”.

A Figura 2 A ilustra as curvas de compactação, saturação, CBR e expansão do solo “Vila Secundino”, para a energia de compactação do Proctor normal.

A Figura 3 A ilustra as curvas de compactação, saturação, CBR e expansão do solo “Vila Secundino”, para a energia de compactação do Proctor intermediário.

A Figura 4 A ilustra as curvas de compactação, saturação, CBR e expansão do solo dos “Cavalos”, para a energia de compactação do Proctor normal.

A Figura 5 A ilustra as curvas de compactação, saturação, CBR e expansão do solo dos “cavalos”, para a energia de compactação do Proctor intermediário.

As Figuras 6A a 11A ilustram as seguintes relações entre tensão – deformação: pressão neutra X deformação axial e tensão desviadora X deformação axial, para o solo “Vila Secundino”, na energia do Proctor normal e na do Proctor intermediário.

As Figuras 12A a 17A ilustram as seguintes relações entre tensão – deformação: pressão neutra X deformação axial e tensão desviadora X deformação axial, para o solo dos “Cavalos”, na energia do Proctor normal e na do Proctor intermediário.

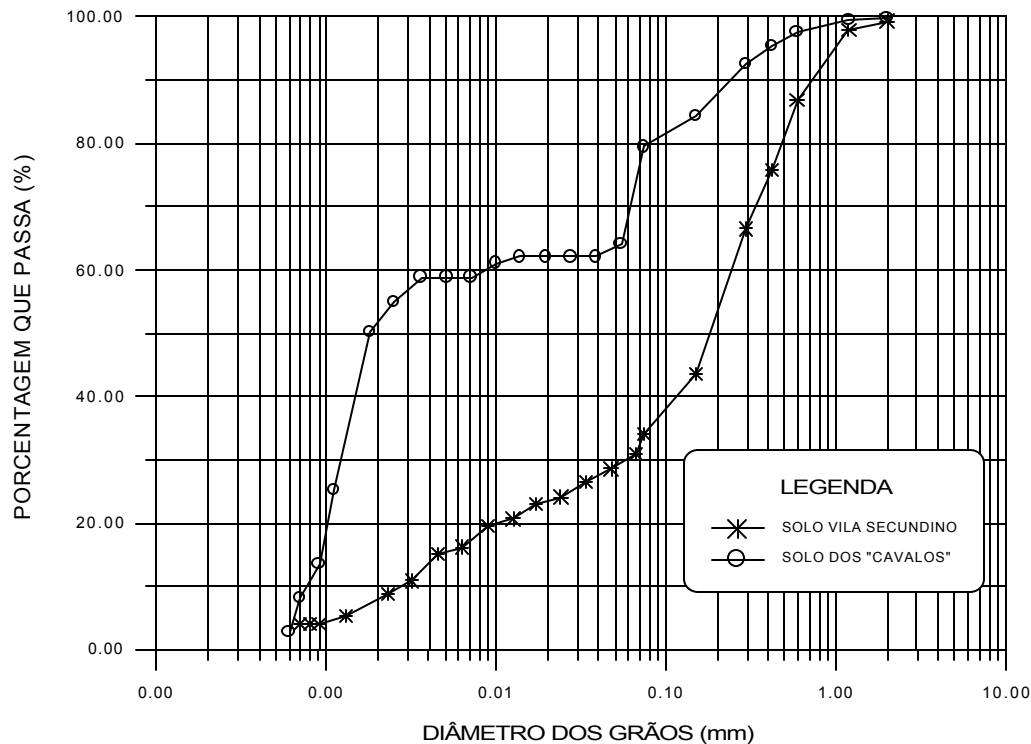
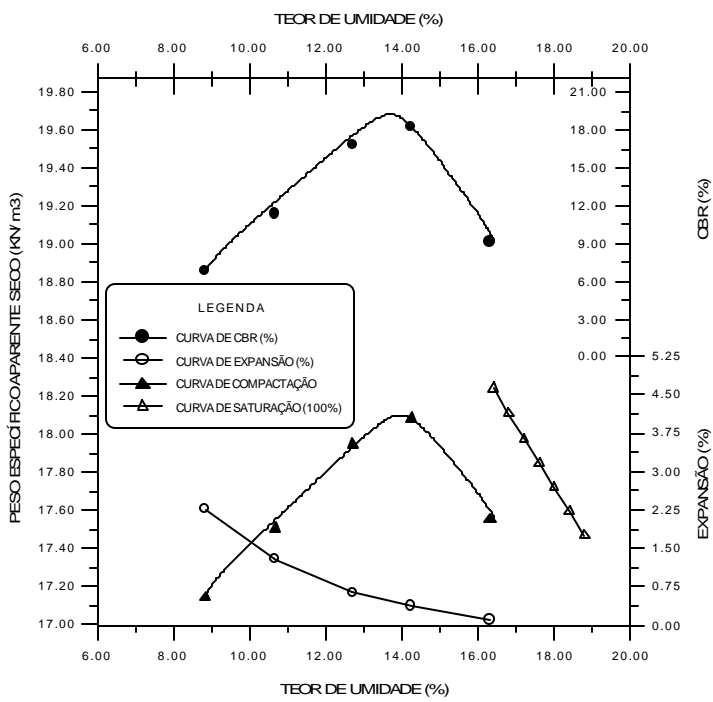
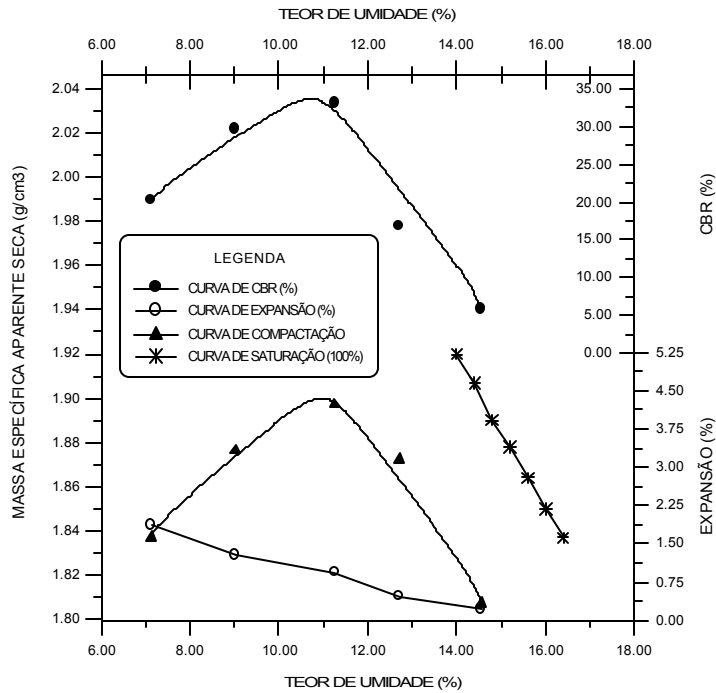


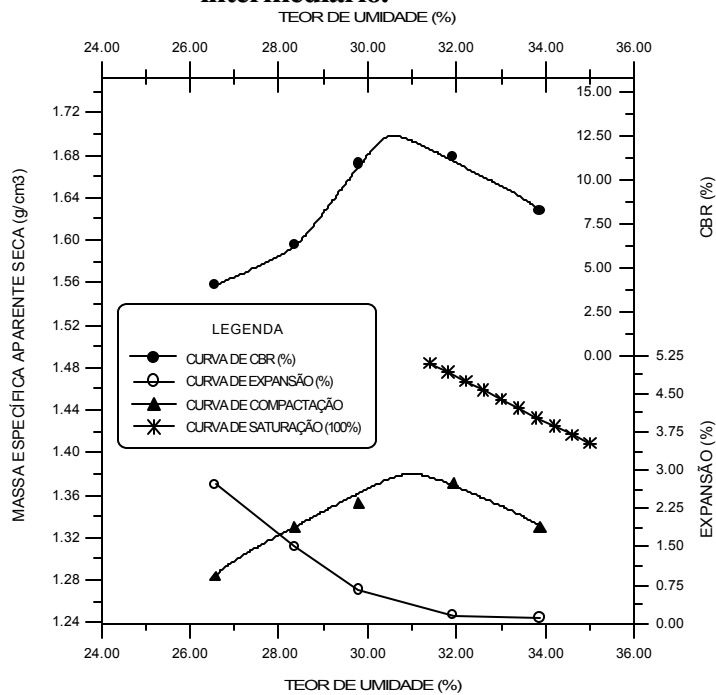
Figura 1A – Curvas Granulométricas dos Solos “Vila Secundino” e dos “Cavalos”



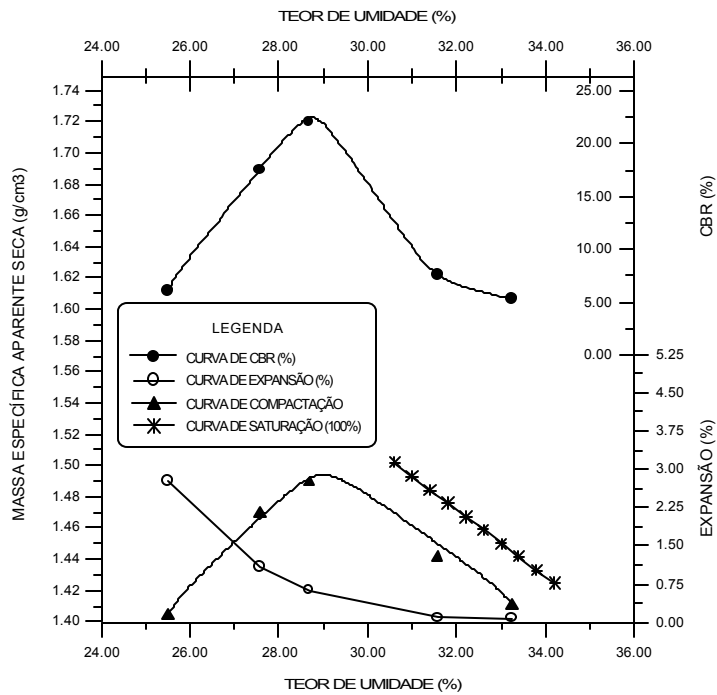
**Figura 2A – Curvas de compactação, saturação, CBR e expansão do solo “Vila Secundino”, para a energia de compactação do proctor Normal.**



**Figura 3A – Curvas de compactação, saturação, CBR e expansão do solo “Vila Secundino”, para a energia de compactação do proctor intermediário.**



**Figura 4A – Curvas de compactação, saturação, CBR e expansão do solo dos “Cavalos”, para a energia de compactação do Proctor normal.**



**Figura 5A – Curvas de compactação, saturação, CBR e expansão do solo dos “Cavalos”, para a energia de compactação do Proctor intermediário.**

Ensaio Triaxial UIU

(Solo “Vila secundino” – W = 12,05 %)

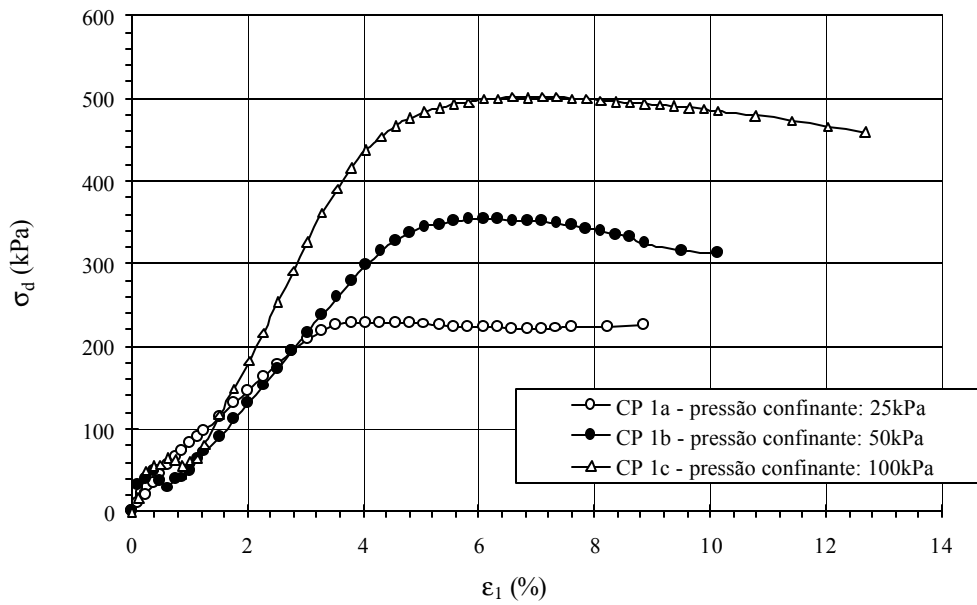
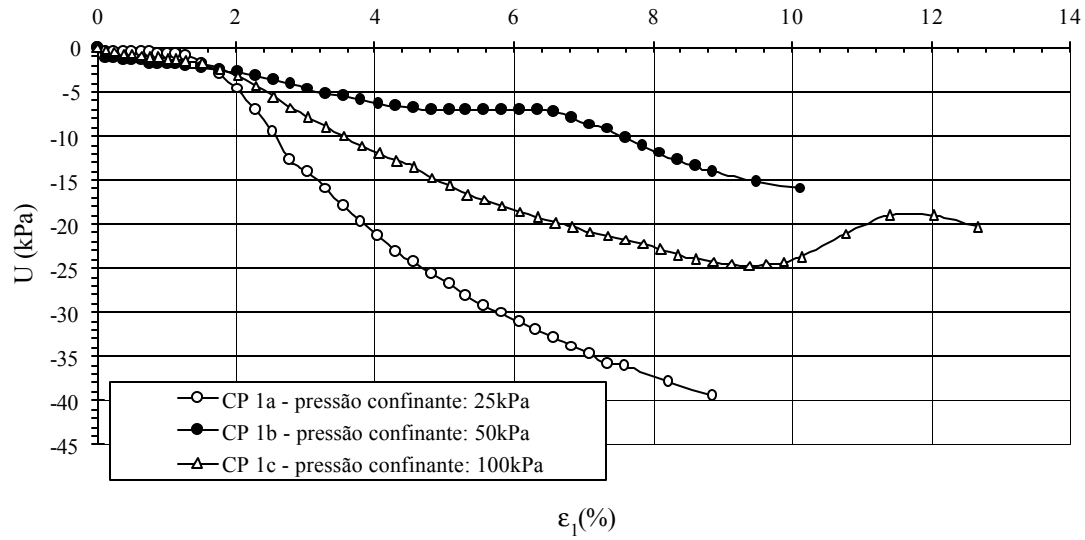


Figura 6A – Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Vila Secundino” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor normal, num teor de umidade próximo ao ótimo – 2%).

Ensaio Triaxial UIU  
(Solo “Vila secundino” – W = 14,20 %)

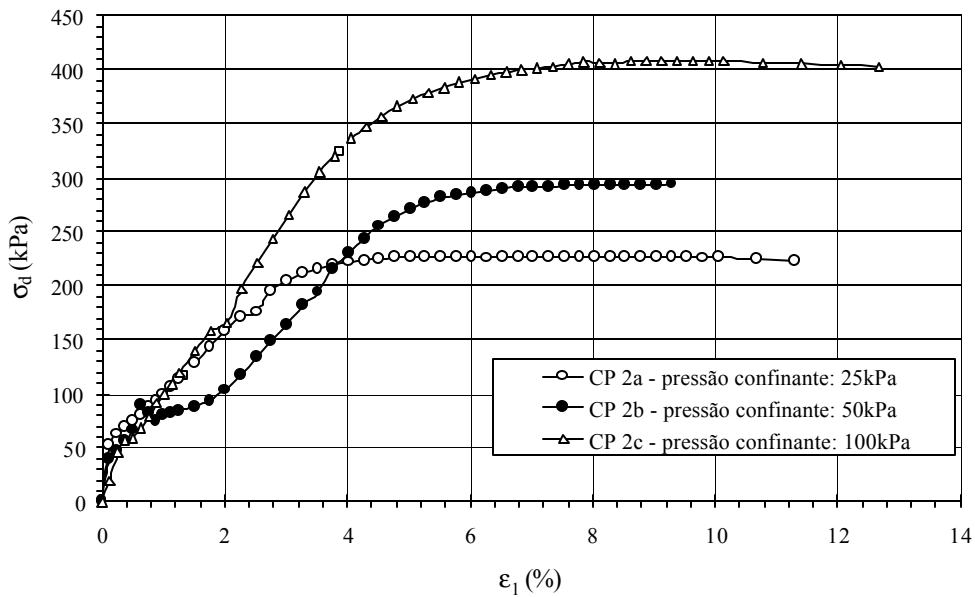
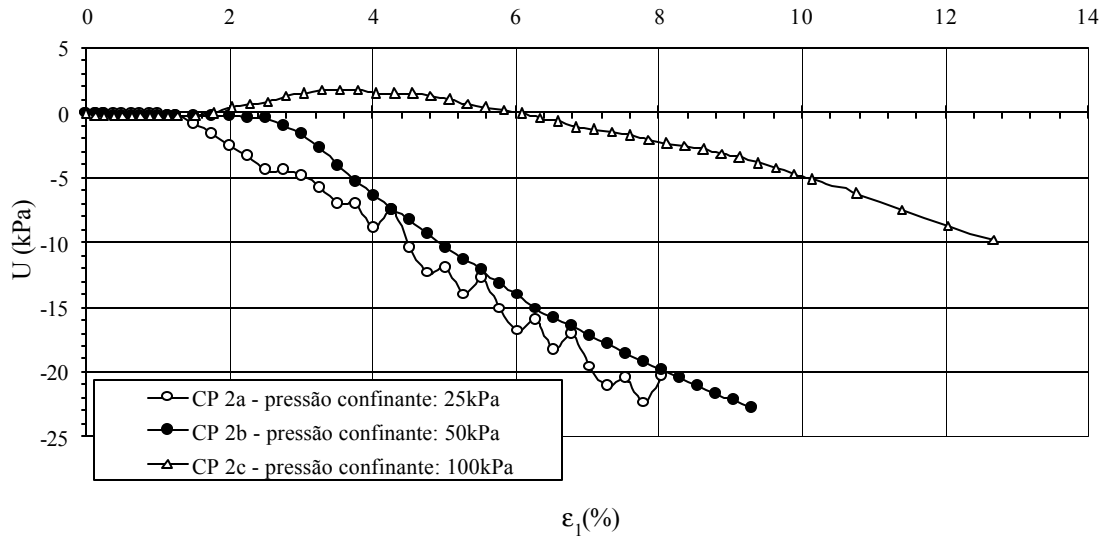
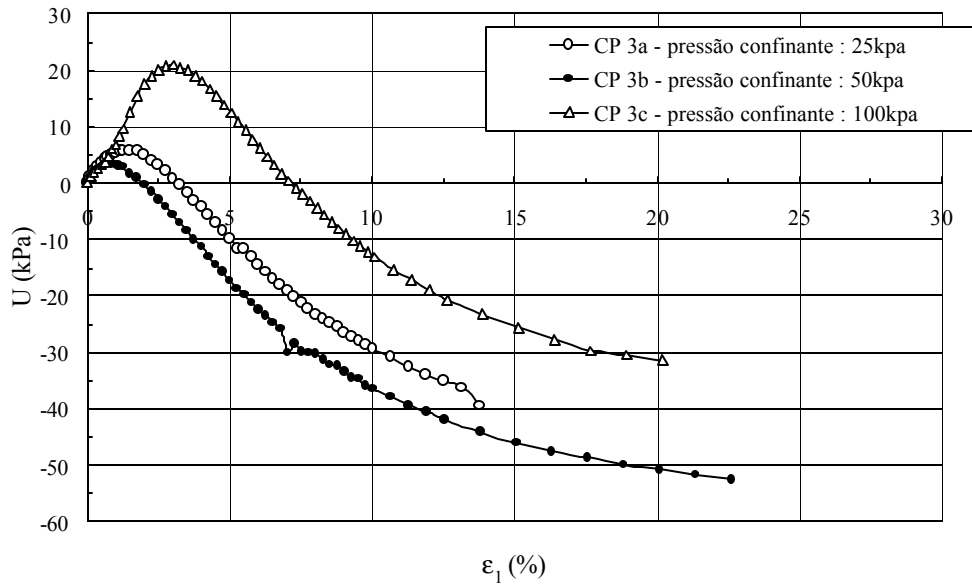


Figura 7A – Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Vila

Secundino” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor normal, num teor de umidade próximo ao ótimo).

### Ensaio Triaxial UIU

(Solo “Vila Secundino” – W = 16,05 %)



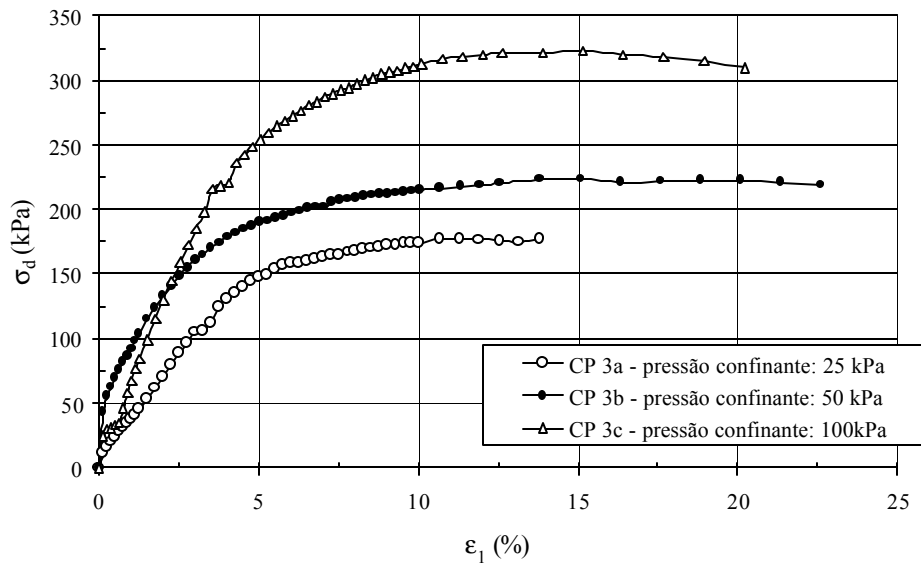


Figura 8A – Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Vila Secundino” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor normal, num teor de umidade próximo ao ótimo + 2%).

Ensaio Triaxial UIU

(Solo “Vila Secundino” –  $W = 9,15\%$ )

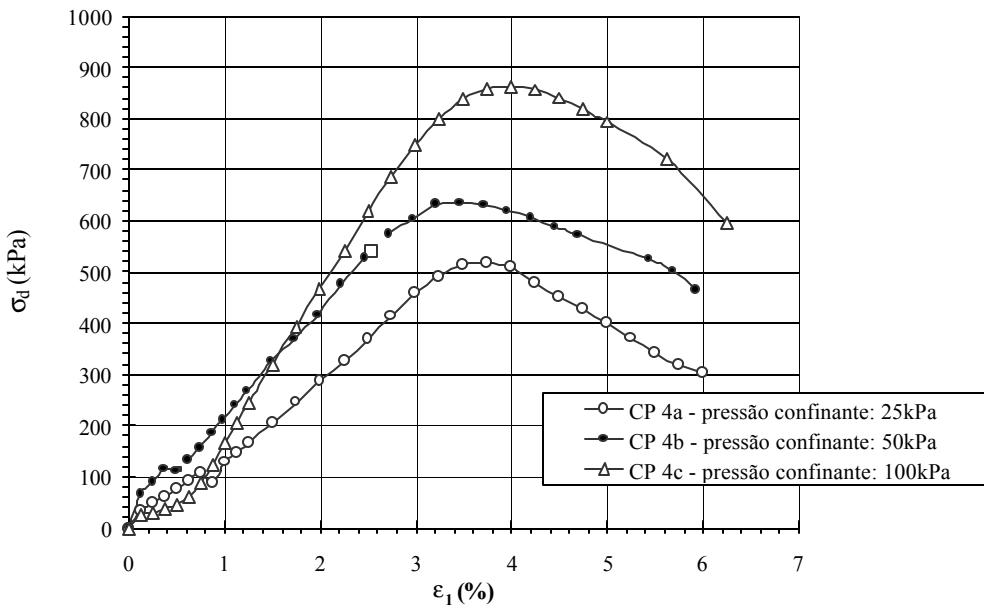
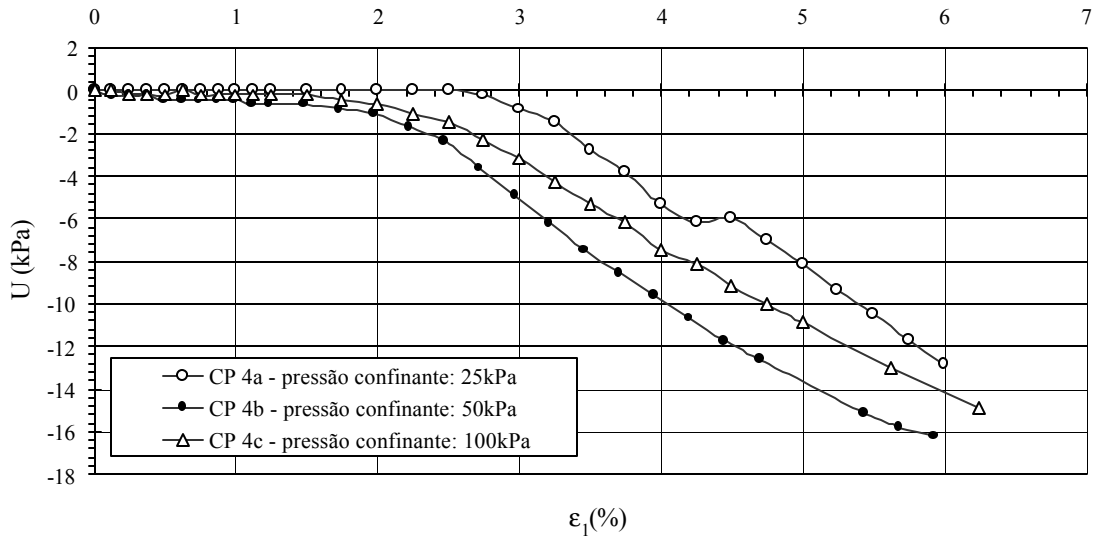


Figura 9A – Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Vila Secundino” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor intermediário, num teor de umidade próximo ao ótimo – 2%).

(Solo “Vila Secundino” –  $W = 11,29\%$ )

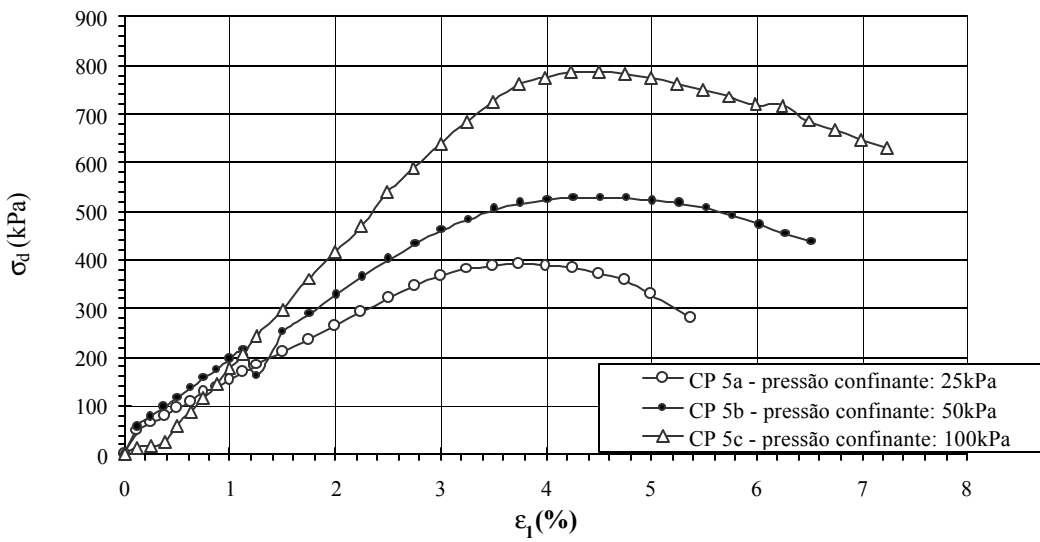
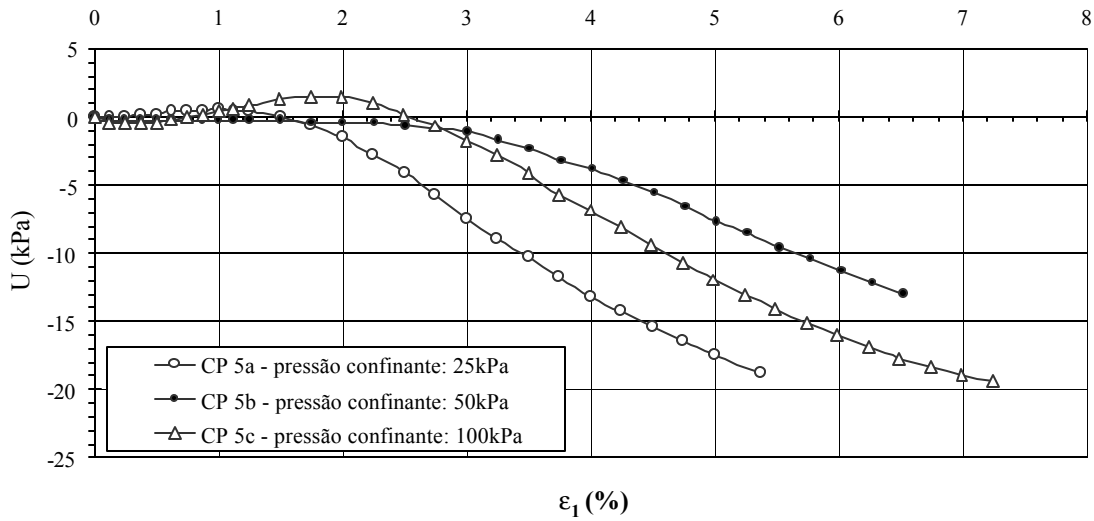


Figura 10A – Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Vila Secundino” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor intermediário, num teor de umidade próximo ao ótimo).

Ensaio Triaxial UIU  
(Solo "Vila Secundino" – W = 13,20 %)

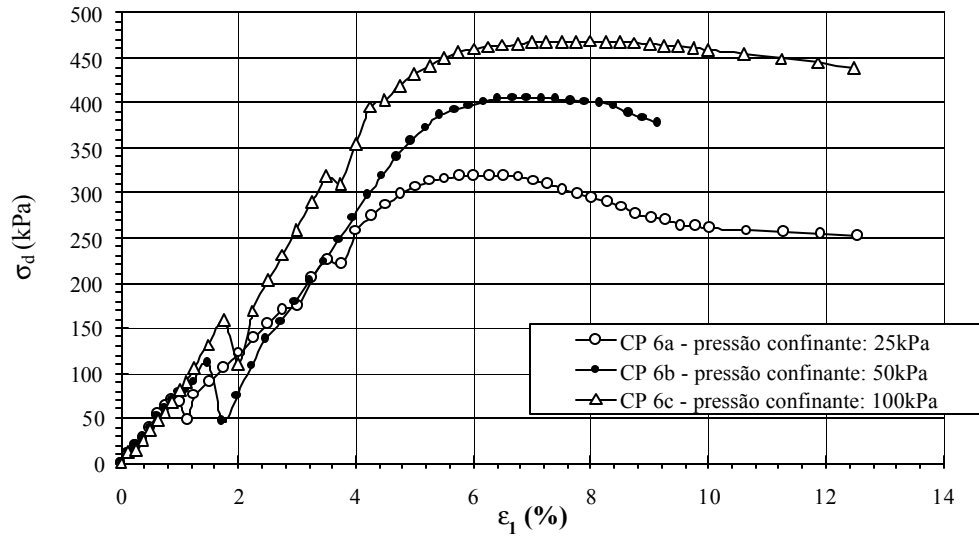
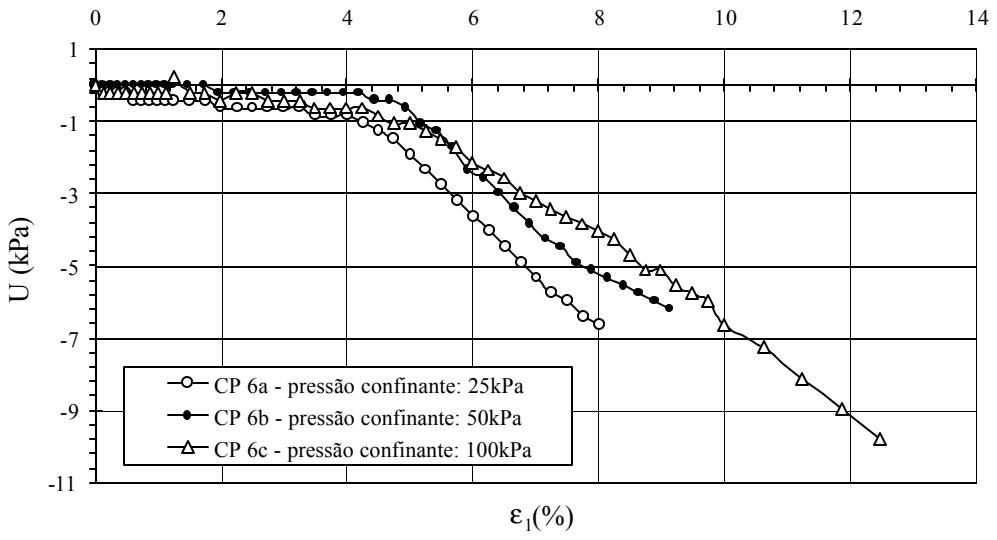
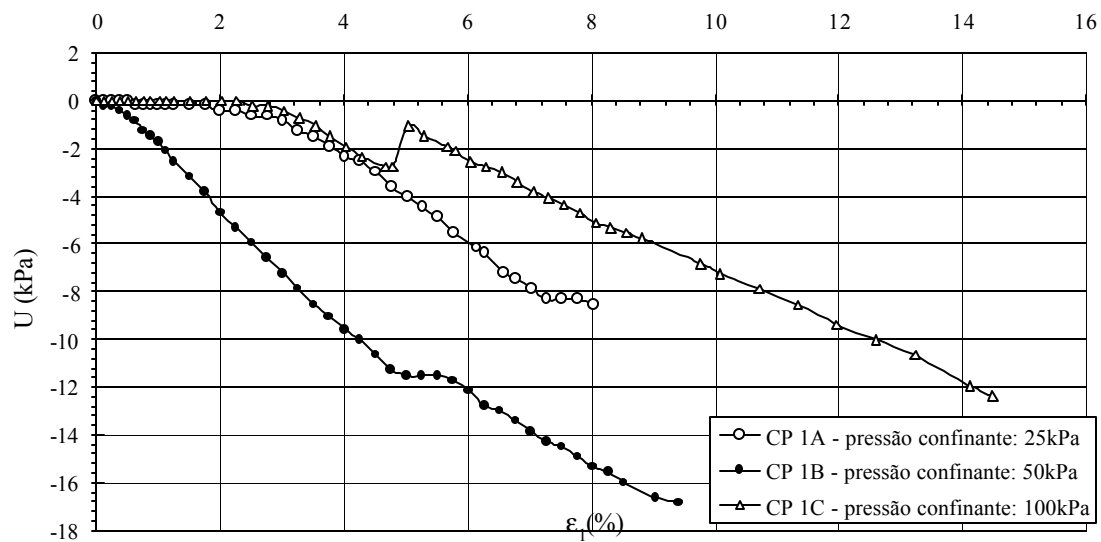


Figura 11A – Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Vila Secundino” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor intermediário, num teor de umidade próximo ao ótimo + 2%).

Ensaio Triaxial UIU  
(Solo dos “Cavalos” –  $W = 28,92\%$ )



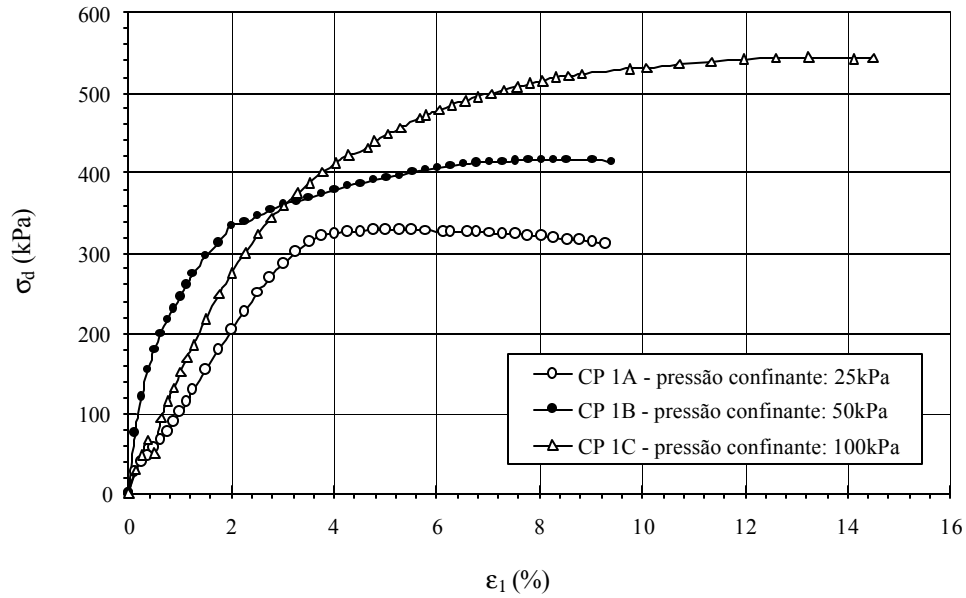


Figura 12A – Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo dos “Cavalos” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor Normal, num teor de umidade próximo ao ótimo – 2%).

#### Ensaio Triaxial UIU

(Solo dos “Cavalos” –  $W = 30,50\%$ )

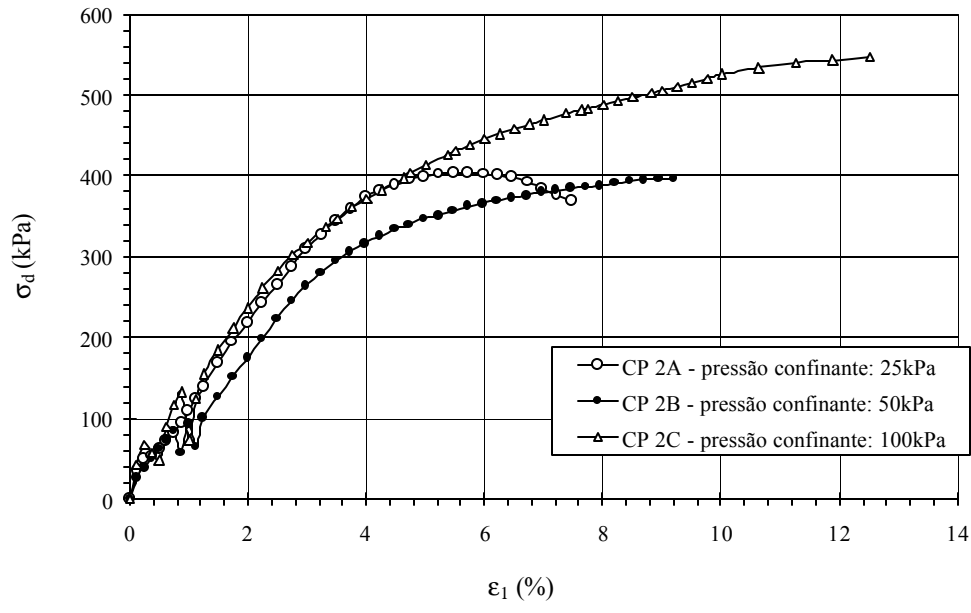
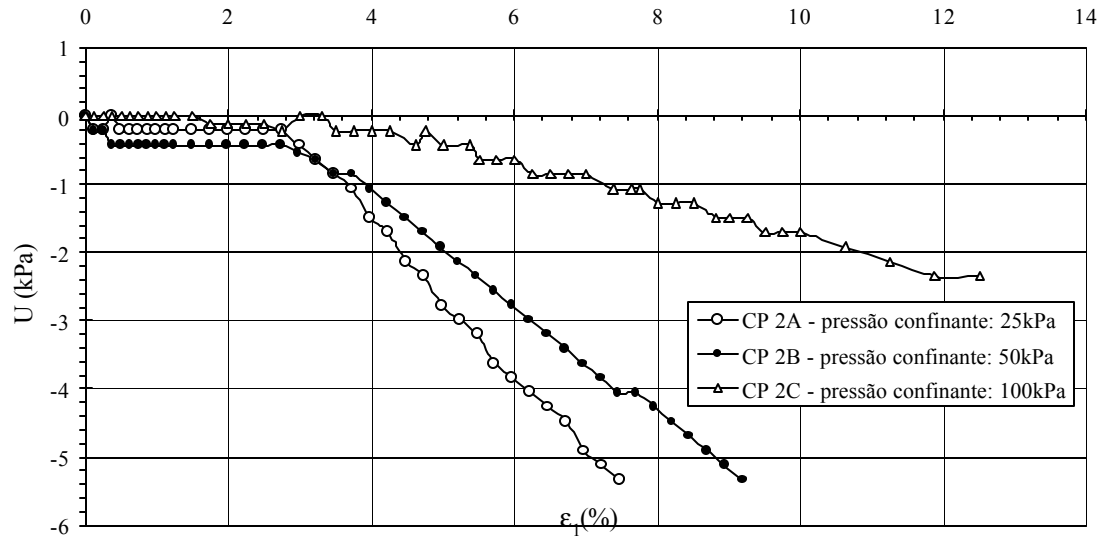


Figura 13A – Relações obtidas entre Poro Presão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo dos “Cavalos” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor normal, num teor de umidade próximo ao ótimo).

Ensaio Triaxial UIU  
(Solo dos “Cavalos” – W = 32,97 %)

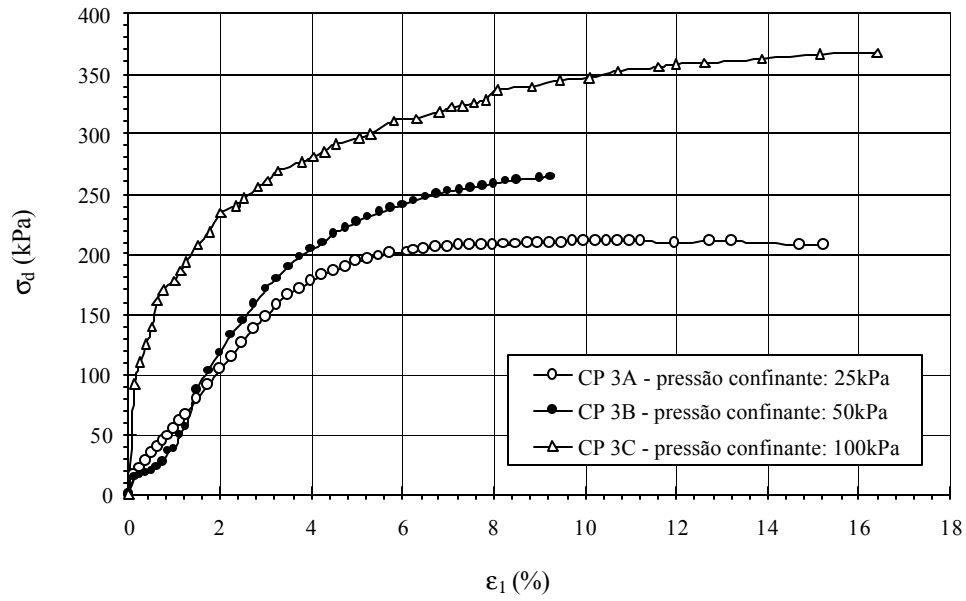
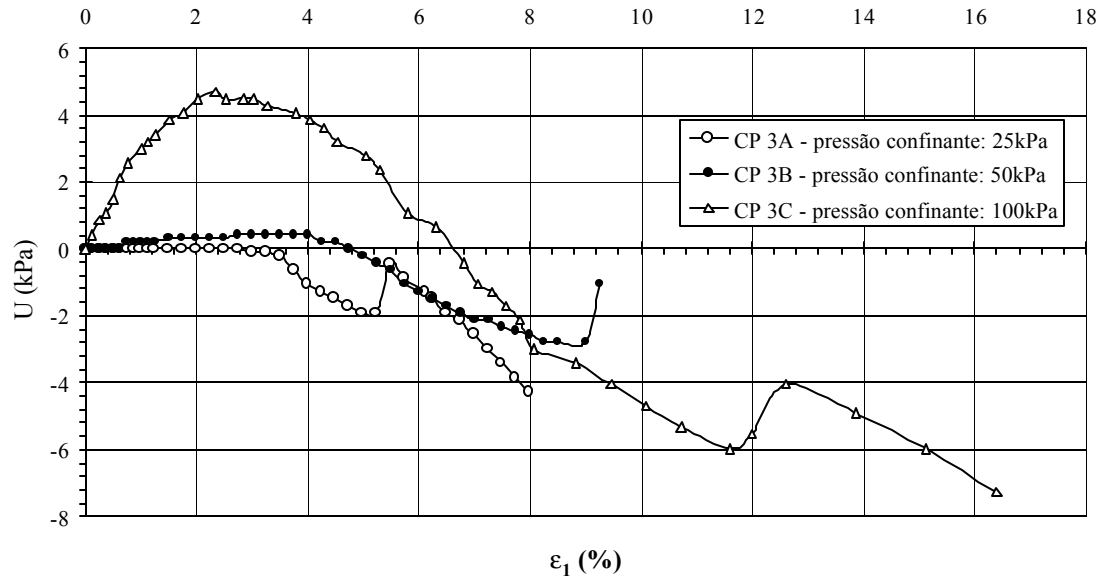
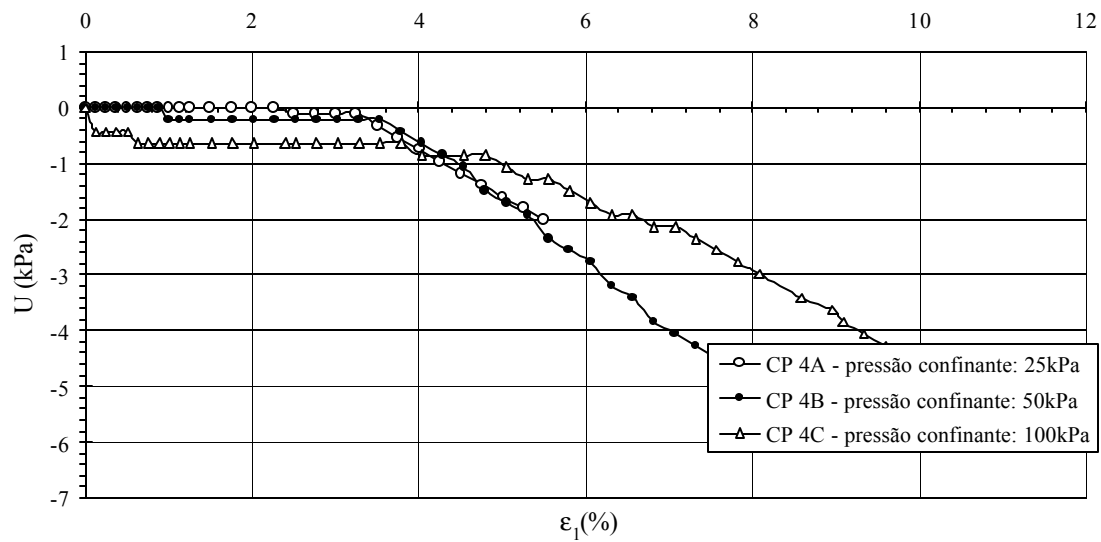


Figura 14A – Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo dos “Cavalos” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor normal, num teor de umidade próximo ao ótimo + 2%).

Ensaio Triaxial UIU  
(Solo dos “Cavalos” –  $W = 26,71\%$ )



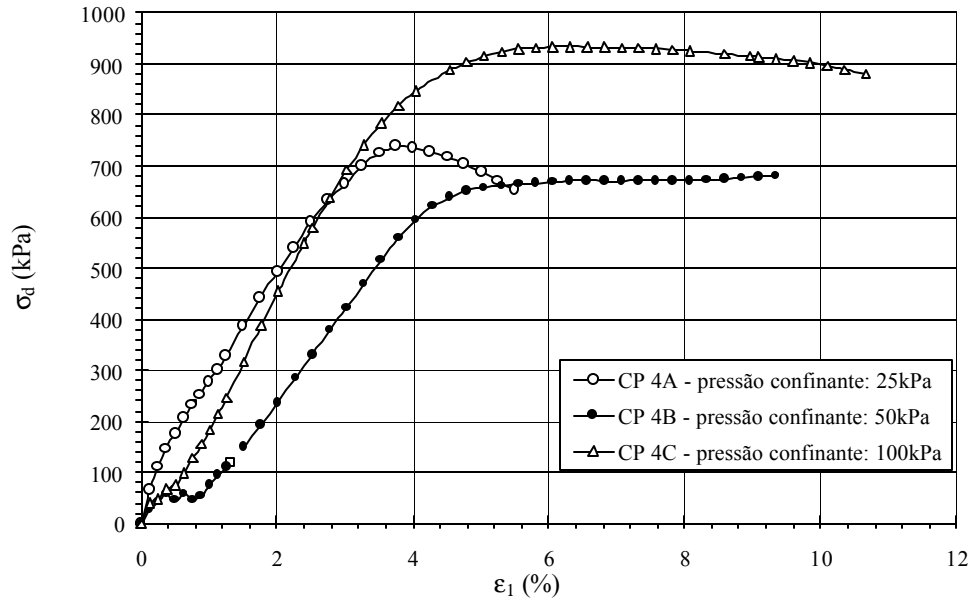


Figura 15A – Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo “Cavalos” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor intemediário, num teor de umidade próximo ao ótimo – 2%).

#### Ensaio Triaxial UIU

(Solo dos “Cavalos” –  $W = 28,80\%$ )

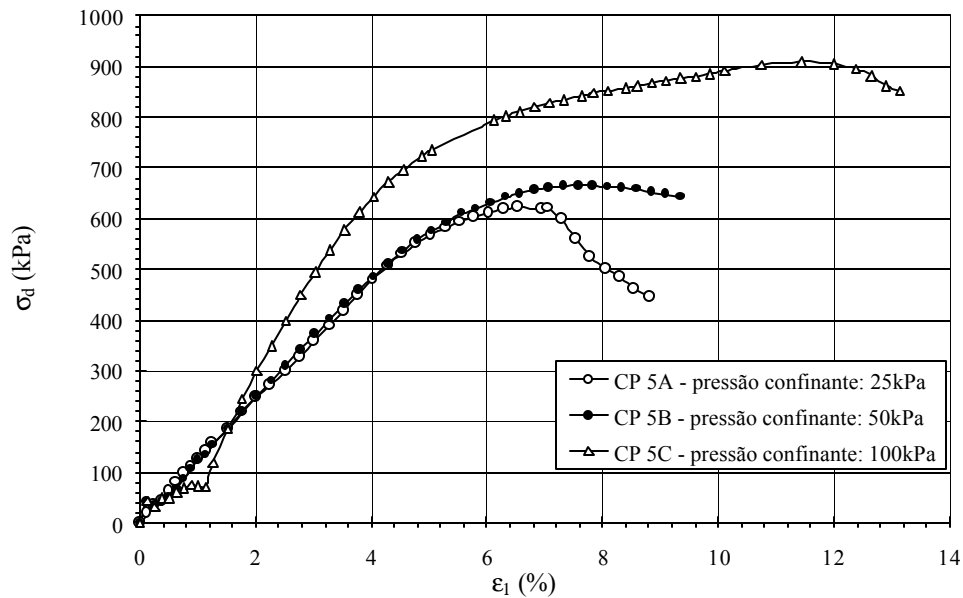
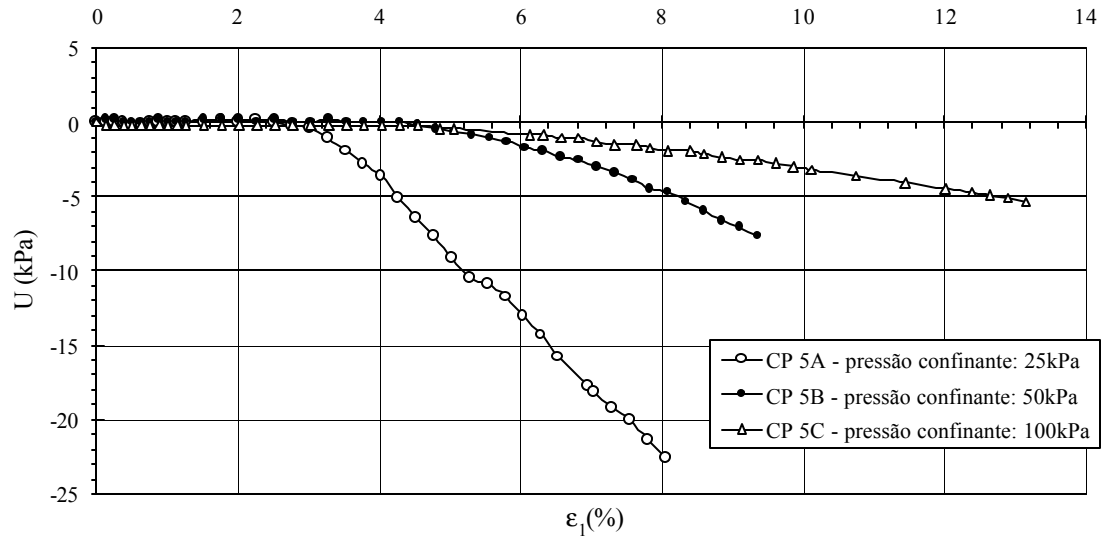


Figura 16A – Relações obtidas entre Poro Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo dos “Cavalos” (corpos-de-prova compactados na energia do Proctor intermediário, num teor de umidade próximo ao ótimo).

(Solo dos “Cavalos” – W = 30,49 %)

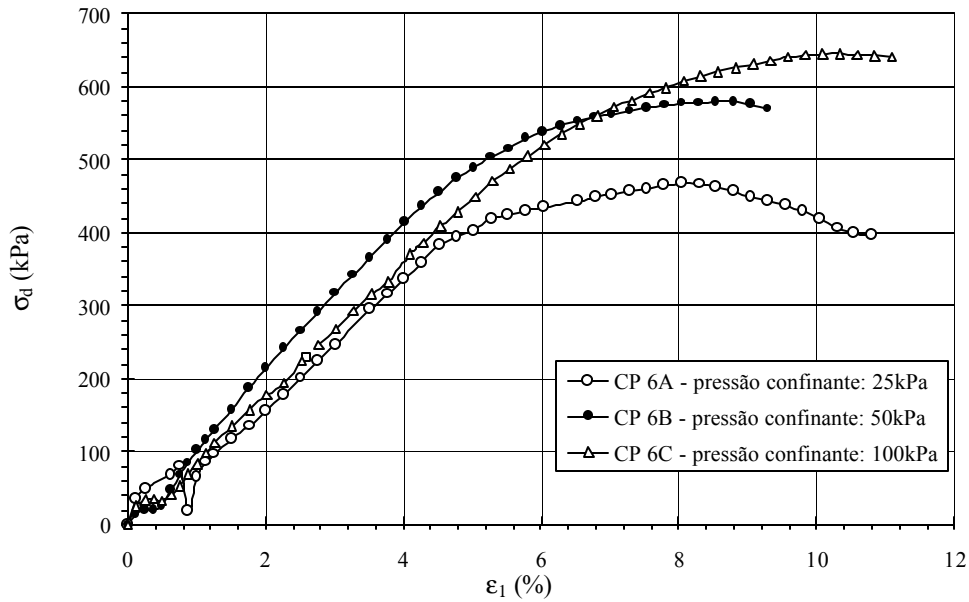
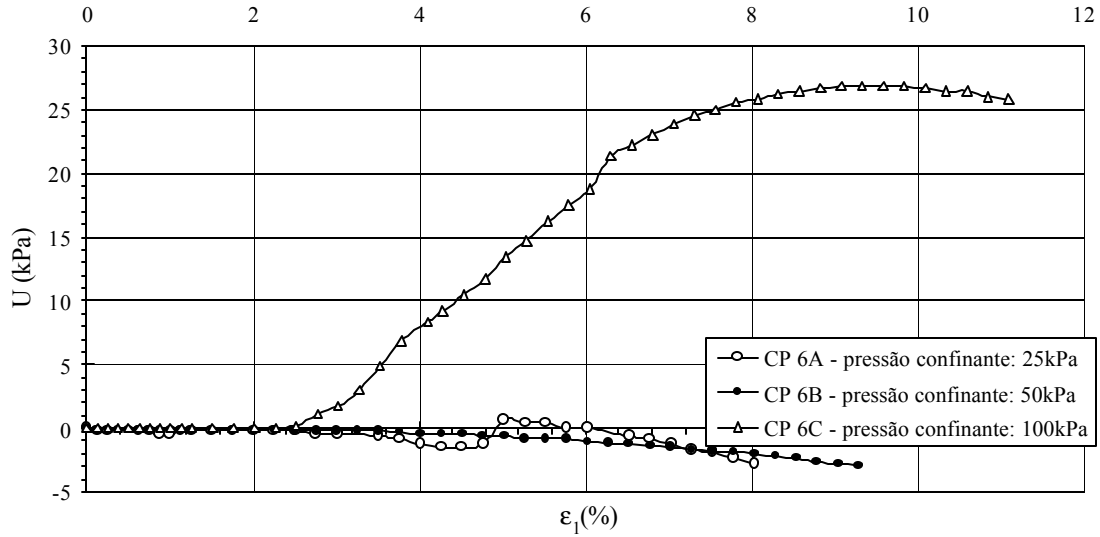


Figura 17A – Relações obtidas entre Proctor Pressão e Deformação Axial e entre Tensão Desviadora e Deformação Axial, respectivamente, do solo dos “Cavalos”(corpos-de-prova compactados na energia do Proctor intermediário, num teor de umidade próximo ao ótimo + 2%).

## APÊNDICE B

### RESUMO DO PROGRAMA DE COMPUTADOR MICH-PAVE

#### B.1 - Considerações Iniciais

O Programa MICH-PAVE foi desenvolvido por Ronald S. Harichandran, Gilbert Y. Baladi e Ming-Shan Yeh no *Department of Civil and Environmental Engineering – Michigan State University, East Lansing, MI 48824, em 1989*. Este programa baseia-se no método de elementos finitos e permite analisar a resposta estrutural de pavimentos flexíveis constituídos de até seis camadas. O pavimento é representado por um modelo axissimétrico de elementos finitos e incorpora equações matemáticas para cálculo do módulo de resiliência, a partir do estado de tensão e, ainda, o critério de ruptura Mohr-Coulomb. Através desses recursos que o programa oferece, é possível estudar o comportamento não linear de solos granulares e de solos coesivos utilizados nas camadas de pavimentos flexíveis. Outras informações úteis para o projeto do pavimento, tais como, vida de fadiga e acúmulo de deformações permanentes são também fornecidas pelo programa. Apenas uma superfície de carregamento pode ser utilizada no programa o qual gera uma malha de elementos finitos numa profundidade de 50 polegadas com um afastamento horizontal correspondente a 10 vezes o raio da área impressa na superfície do pavimento.

As várias opções para a análise do projeto do pavimento encontram-se disponíveis no “menu” principal do programa, conforme segue:

## ***MAIN MENU***

- 1. Overview*
- 2. Create a New Data File*
- 3. Change Current Data File*
- 4. Modify an Existing Data File*
- 5. Perform Analysis*
- 6. Type summary results on screen*
- 7. Plot Results on screen*
- 8. Print Results on printer*
- 9. Exit-Return to DOS*

## **B.2 Dados de Entrada**

O programa necessita de inúmeras informações sobre algumas propriedades físicas e mecânicas dos materiais a serem utilizados nas camadas do pavimento, quais sejam: módulo de elasticidade, módulo de resiliência, coeficiente de Poisson, densidade, parâmetros da envoltória de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb e coeficiente de empuxo em repouso do material. Além dessas informações, o programa necessita ainda do conhecimento das espessuras das camadas do pavimento e de dados referentes ao tráfego, como por exemplo, carga por roda e pressão de enchimento dos pneus.

### **➤ *INITIAL DATA***

- 1. Filename to Save Data to: testel*

2. *Filename to Output Results to: teste11*
3. *Title: Pavimento Hipotético*
4. *Number of Layer: 4 (max. 6)*
  
5. *Wheel Load: 7000.0 (lb)*
6. *Tire Pressure: 80.00 (psi)*
7. *Fatigue Life & Rut Depth Computation Required (Y/N)? y*

➤ **FATIGUE LIFE & RUT DEPTH DATA**

1. *Average Annual Temperature: 77.00 (Fahrenheit)*
  
2. *Percent Air Voids in Asphalt Mix (1,3,5, etc.): 5.00*
  
3. *Kinematic Viscosity: 270.00 (centistoke)*

*Asphalt Grade    Typical Kinematic Viscosity (centistokes)*

<i>AC 2.5</i>	<i>159</i>
<i>AC 5.0</i>	<i>212</i>
<i>AC 10</i>	<i>270</i>

*F1 to save changes            ESC to discard changes & return to previous screen*

➤ **LAYER TYPE**

*1 Asphalt or Linear; 2 Granular; 3 Cohesive*

Layer number (from top)    Type (1, 2, or 3)

1	1
2	2
3	2
4	2

F1 to save changes            ESC to discard changes & return to previous screen

➤ **MATERIAL PROPERTIES**

• **PHALT MATERIAL PROPERTIES**

Layer	Name of Layer	Thickness (inches)	Modulus (psi)	Poisson's Ratio	Density (lb/cu.ft)	Ko
1	Asphalt	3.0	350000.0	.35	148.0	.4

Note: Typical values for Ko are .4 (undisturbed) to 3 (heavily compacted layer)

F1 to save changes            ESC to discard changes & return to previous screen

• **GRANULAR MATERIAL PROPERTIES**

Layer	Name of Layer	Thick. inches	Ko	K1 (psi)	K2	$\mu$	Cohesion (psf)	$\phi$ (degree)	Density (pcf)
2	Base	6.0	.4	9000.0	.35	.40	.0	30.0	120.0
3	Reforco	6.0	.4	1620.0	.62	.40	848.0	45.0	117.7
4	Subleito	35.0	.4	1620	.62	.40	550.0	35.8	112.4

$$\text{Resilient Modulus} = K1 * (\sigma1 + \sigma2 + \sigma3)**K2$$

<i>Material Type</i>	<i>K1</i>	<i>K2</i>	<i>Material Type</i>	<i>K1</i>	<i>K2</i>
<i>Silty Sand</i>	<i>1620</i>	<i>.62</i>	<i>Sand/Aggregate</i>	<i>4350</i>	<i>.59</i>
<i>Sand Gravel</i>	<i>4480</i>	<i>.53</i>	<i>Partially Crushed Gravel</i>	<i>5967</i>	<i>.52</i>
<i>Crushed Gravel</i>	<i>7210</i>	<i>.45</i>	<i>Limerock</i>	<i>14030</i>	<i>.40</i>
<i>Slag</i>	<i>24250</i>	<i>.37</i>			

**Warning: Values of K1 are dependent on the degree of saturation**

*F1 to save changes      ESC to discard changes & return to previous screen*

➤ **SPECIFY CROSS SECTIONS MENU**

*Number of Horizontal Sections: 4*

*Number of Vertical Sections: 2*

*F1 to save changes      ESC to discard changes & return to previous screen*

• **HORIZONTAL SECTION SPECIFICATIONS**

<i>Section No.</i>	<i>Depth (inches)</i>	<i>Layer</i>	<i>Name</i>	<i>Thick (in.)</i>
<i>1</i>	<i>1.5</i>	<i>1.</i>	<i>Asfáltica</i>	<i>3.0</i>
<i>2</i>	<i>3.0</i>	<i>2.</i>	<i>Base</i>	<i>6.0</i>
<i>3</i>	<i>12.5</i>	<i>3.</i>	<i>Reforco</i>	<i>6.0</i>
<i>4</i>	<i>16.0</i>	<i>4.</i>	<i>Subleito</i>	<i>35.0</i>

*Optimal Locations for stress & strain*

<i>Layer</i>	<i>Depths(in.)</i>
<i>1.</i>	<i>0.8 2.3</i>
<i>2.</i>	<i>3.8, 5.3, 6.8, 8.3</i>
<i>3.</i>	<i>9.8, 11.3, 12.8, 14.3</i>

4.                    18.5   25.5, 32.5, 39.5   46.5

*F1 to save changes                    ESC to discard changes & return to previous screen*

• **VERTICAL SECTION SPECIFICATIONS**

***Optimal Locations for stress & strain***

<i>Region</i>	<i>Radial Distance(in.)</i>
<i>Section Rad. Dist.(in.)</i>	<i>0 - a   .7, 2.0, 3.3, 4.6</i>
<i>1           .00</i>	<i>a - 3a   6.6, 9.2, 11.9, 14.5</i>
<i>2           4.60</i>	<i>3a - 6a   18.5, 23.7, 29.0</i>

*Note: 1. Radius of Loaded area a = 5.28 inches*

*2. Optimal points for current finite element mesh*

*F1 to save changes                    ESC to discard changes & return to previous screen*

### B.3 Saída dos Resultados

O programa MICH-PAVE possibilita obter várias informações sobre o comportamento dos materiais utilizados nas camadas do pavimento em estudo. O referido programa gera ainda uma malha de elementos finitos, elucidando a

profundidade e o afastamento horizontal onde as informações sobre a resposta estrutural do pavimento estão contidas. A seguir, serão apresentados alguns resultados fornecidos pelo programa MICH-PAVE, sendo que alguns deles foram utilizados no presente trabalho, para obtenção das tensões a serem utilizadas no ensaio triaxial cíclico, para estudo das deformações permanentes em laboratório.

➤ *Malha de Elementos Finitos*

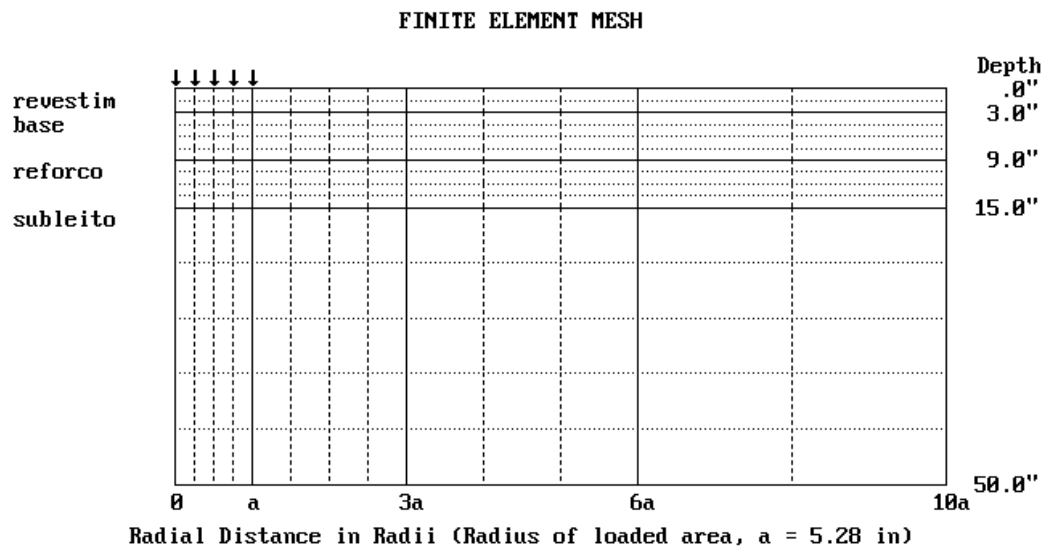


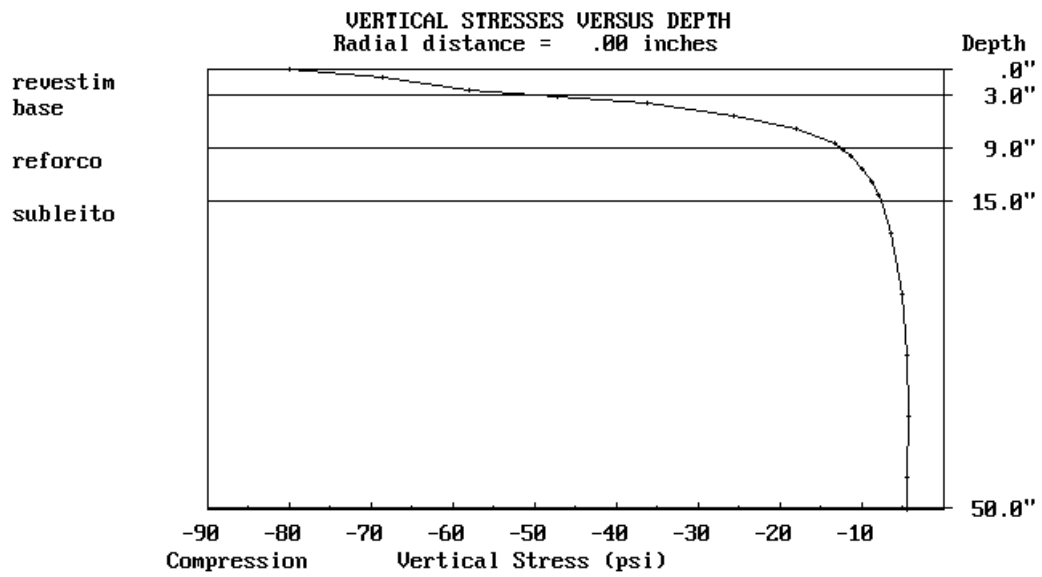
Figura 1B – Malha de Elementos Finitos do Pavimento Hipotético em Estudo.

➤ **DESIGN SUMMARY**

1. *Max. Tensile strain in the asphalt layer = 4.256E-04*
2. *Average compressive strain in the asphalt layer = 9.287E-05*
3. *Max. compressive strain at top of subgrade = 9.644E-03*
4. *Fatigue life of asphalt pavement = 2.660E+04 ESAL*
5. *Total expected rut depth of the pavement = 7.027E-01 (in)*
6. *Expected rut depth in the asphalt course = 5.296E-02 (in)*
7. *Expected rut depth in the base and/or subbase course = 1.619E-01 (in)*
8. *Expected rut depth in the roadbed soil = 4.878E-01 (in)*

*Caution: Thermal cracking of the pavement needs to be evaluated*

➤ *Tensão Normal Vertical versus Profundidade*



**Figura 2B - Relação entre Tensão Vertical e Profundidade das Camadas**

➤ *Tensão Normal horizontal versus Profundidade*

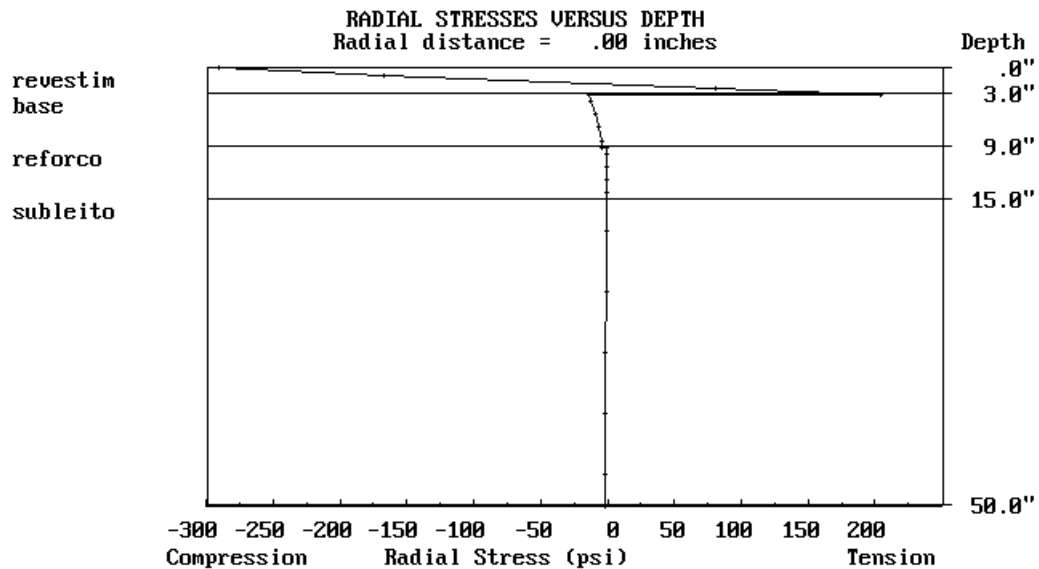


Figura 3B – Relação entre Tensão Normal Horizontal e Profundidade das Camadas.

**APÊNDICE C**

RELAÇÃO ENTRE TENSÃO DESVIO X DEFORMAÇÃO AXIAL DO SOLO  
“VILA SECUNDINO” SUBMETIDO A CARREGAMENTOS REPETIDOS  
(ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO)

## **C.1 Relação entre Tensão Desvio x Deformação Axial**

A Figura 1C refere-se às curvas do ensaio triaxial cíclico para a determinação da deformação permanente do solo “Vila Secundino” compactado na energia do Proctor intermediário e num teor de umidade próximo ao do ótimo, submetido a uma tensão desvio de 70 kPa e a uma tensão confinante de 20 kPa.

A Figura 2C refere-se às curvas do ensaio triaxial cíclico para a determinação da deformação permanente do solo “Vila Secundino” compactado na energia do Proctor intermediário e num teor de umidade próximo ao do ótimo – 2%, submetido a uma tensão desvio de 70 kPa e a uma tensão confinante de 20 kPa.

A Figura 3C refere-se às curvas do ensaio triaxial cíclico para determinação da deformação permanente do solo “Vila Secundino” compactado na energia do Proctor intermediário e num teor de umidade próximo ao do ótimo + 2%, submetido a uma tensão desvio de 70 kPa e a uma tensão confinante de 20 kPa.

A Figura 4C refere-se às curvas do ensaio triaxial cíclico para a determinação da deformação permanente do solo “Vila Secundino” compactado na energia do Proctor intermediário e num teor de umidade próximo ao do ótimo, submetido a uma tensão desvio de 95 kPa e a uma tensão confinante de 20 kPa.

A Figura 5C refere-se as curvas do ensaio triaxial cíclico, para determinação da deformação permanente do solo “Vila Secundino” compactado na energia do Proctor intermediário e num teor de umidade próximo ao do ótimo – 2%, submetido a uma tensão desvio de 95 kPa e a uma tensão confinante de 20 kPa.

A Figura 6C refere-se às curvas do ensaio triaxial cíclico para a determinação da deformação permanente do solo “Vila Secundino” compactado na energia do Proctor intermediário e num teor de umidade próximo ao do ótimo + 2%, submetido a uma tensão desvio de 95 kPa e a uma tensão confinante de 20 kPa.

A Figura 7C refere-se às curvas do ensaio triaxial cíclico para a determinação da deformação permanente do solo “Vila Secundino” compactado na energia do

Proctor Normal e num teor de umidade próximo ao do ótimo, submetido a uma tensão desvio de 52 kPa e a uma tensão confinante de 20 kPa.

A Figura 8C refere-se às curvas do ensaio triaxial cíclico para a determinação da deformação permanente do solo “Vila Secundino” compactado na energia do Proctor Normal e num teor de umidade próximo ao do ótimo + 2%, submetido a uma tensão desvio de 52 kPa e a uma tensão confinante de 20 kPa.

Tensão Desvio - Deformação Axial  
(Solo “Vila Secundino” – Corpo-de-Prova 1)

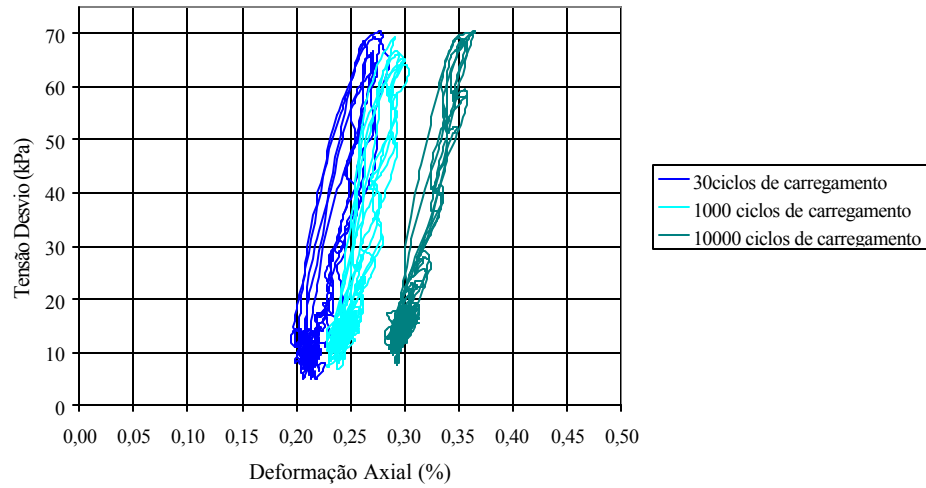
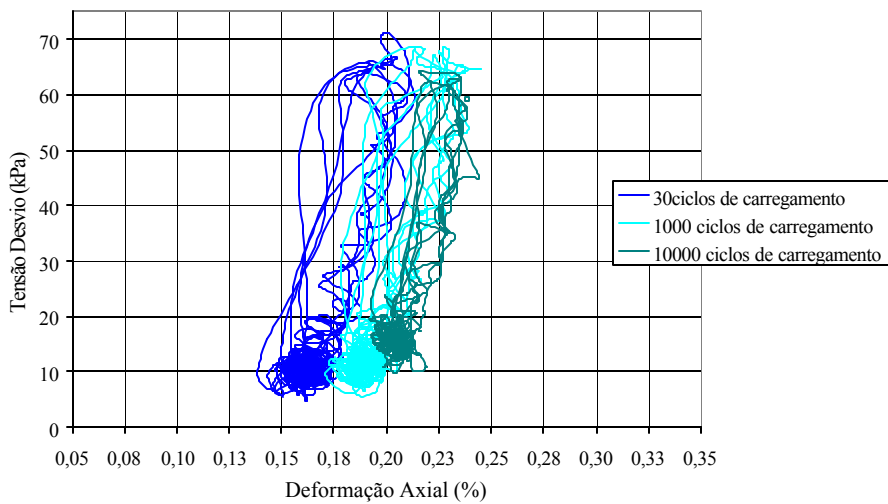


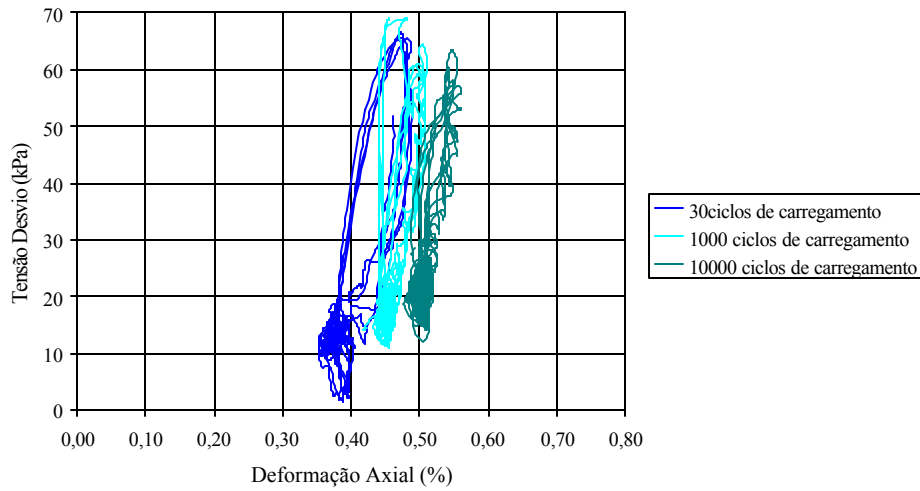
Figura 1C – Tensão Desvio - Deformação Axial referentes aos 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamento (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de Prova 1).

Tensão Desvio - Deformação Axial  
(Solo “Vila Secundino” – Corpo-de-Prova 3)



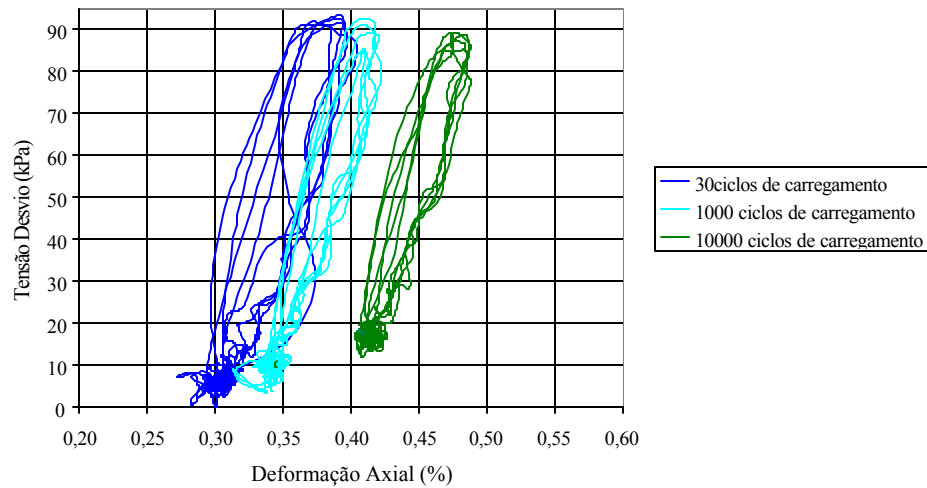
**Figura 2C – Tensão Desvio - Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova 3).**

Tensão Desvio - Deformação Axial  
(Solo “Vila Secundino” – Corpo-de-Prova 5)



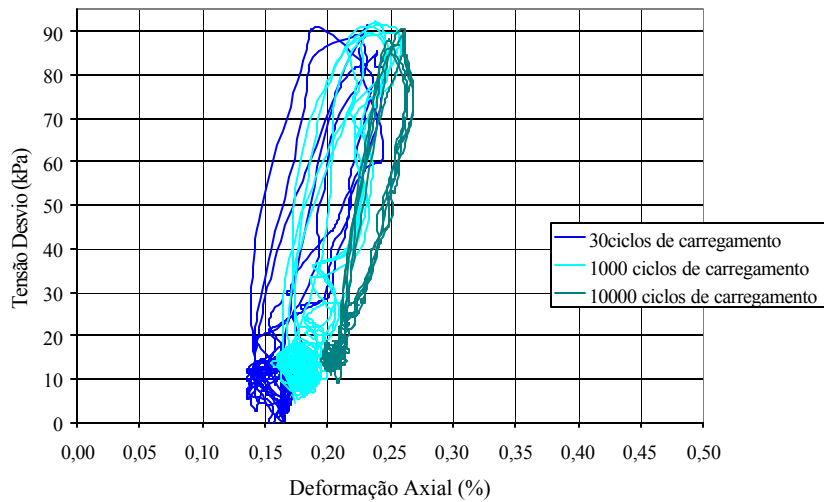
**Figura 3C – Tensão Desvio - Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova 5).**

Tensão Desvio - Deformação Axial  
(Solo “Vila Secundino” – Corpo-de-Prova 2)



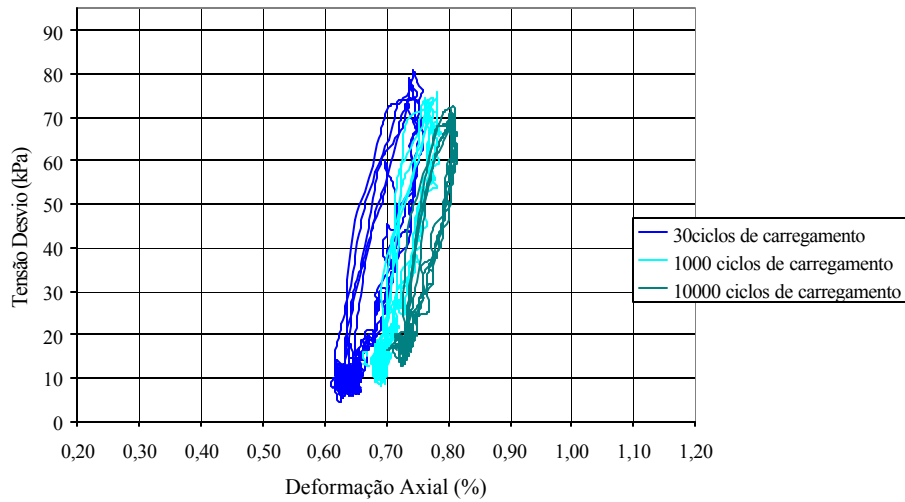
**Figura 4C – Tensão Desvio - Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova 2).**

Tensão Desvio - Deformação Axial  
(Solo “Vila Secundino” – Corpo-de-Prova 4)



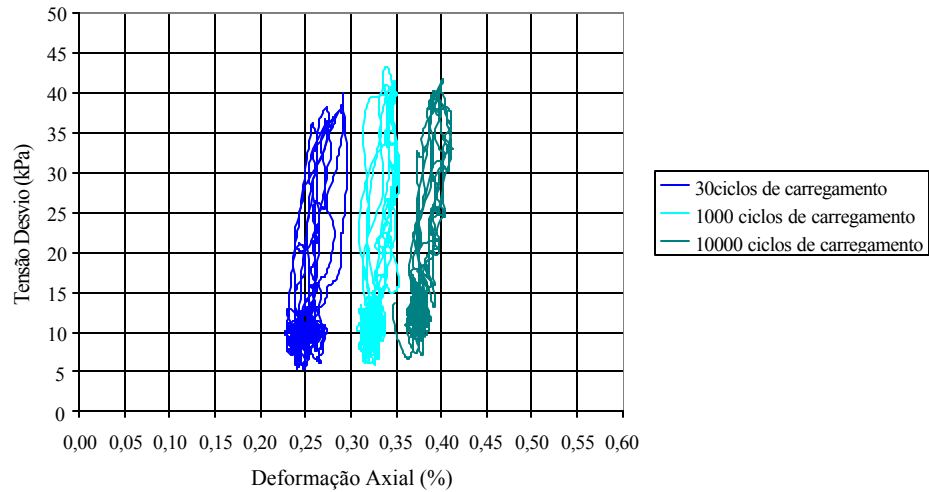
**Figura 5C – Tensão Desvio - Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova 4).**

Tensão Desvio - Deformação Axial  
(Solo “Vila Secundino” – Corpo-de-Prova 6)



**Figura 6C – Tensão Desvio - Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova 6).**

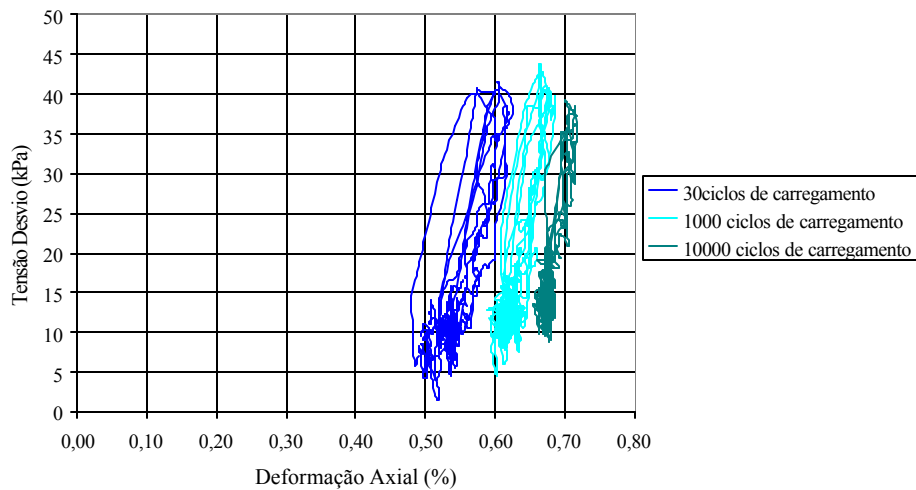
Tensão Desvio - Deformação Axial  
(Solo “Vila Secundino” – Corpo-de-Prova 7)



**Figura 7C – Tensão Desvio - Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova 7).**

Tensão Desvio - Deformação Axial

(Solo “Vila Secundino” – Corpo-de-Prova 8)



**Figura 8C – Tensão Desvio - Deformação Axial, referentes a 30, 1000 e 10000 ciclos de carregamentos (Solo “Vila Secundino”, Corpo-de-Prova 8).**

**Tabela 1C – Valores encontrados para o teor de umidade, massa específica aparente seca e as tensões atuantes estimadas para os corpos-de-prova do solo “Vila Secundino”**

Corpo-de-Prova nº	Solo “Vila Secundino”			
	Teor de Umidade	Peso Específico Aparente Seco	Tensões Estimadas	
	W (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_2 = \sigma_3$ (kPa)
1	11,27	18,96	90	20
2	11,27	18,96	115	20
3	9,37	18,80	90	20
4	9,37	18,80	115	20
5	13,24	18,50	90	20
6	13,24	18,50	115	20
7	13,84	18,08	72	20
8	15,84	17,69	72	20

**Tabela 2C – Valores encontrados para as alturas úteis de cada corpo-de-prova e para as leituras iniciais nos LVDTs verticais, anterior ao primeiro ciclo de aplicação da tensão desvio axial**

Corpo-de Prova nº	Solo “Vila Secundino”		
	Altura Útil (mm)	Leitura Inicial (mm)	
		LVDT 1	LVDT2
1	52,38	-0,875	1,405
2	50,13	-1,910	-0,060
3	50,18	-2,032	-0,139
4	50,53	-1,569	0,518

5	49,81	-1,759	1,022
6	50,38	-1,950	0,276
7	50,52	-1,984	0,276
8	49,73	-1,568	0,475

## APÊNDICE D

Este apêndice contém a curva de calibração da tensão aplicada - leitura no manômetro, utilizada nesta pesquisa, para a realização do ensaio triaxial cíclico com pressão confinante constante e com tensão desvio axial cíclica.

### CURVA DE CALIBRAÇÃO TENSÃO APLICADA - LEITURA NO MANÔMETRO

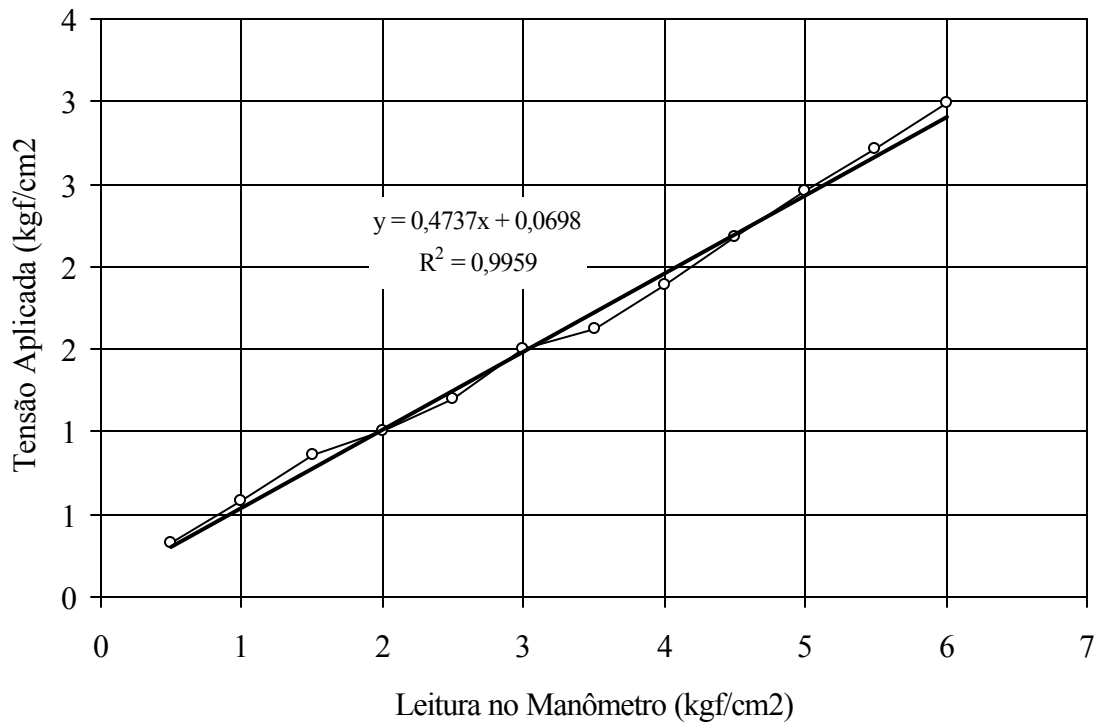


Figura 1D – Curva de calibração tensão aplicada - leitura no manômetro, utilizada para a realização do ensaio triaxial cíclico.

