Campus de São Carlos

*ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE NO
VALOR DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE UM SOLO ARGILOSO
ENCONTRADO EM SUBLEITO DE RODOVIAS NO INTERIOR PAULISTA*

RICARDO FREIRE GONÇALVES

ORIENTADOR: PROF. DR. ALEXANDRE BENETTI PARREIRA

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TEOR DE
UMIDADE NO VALOR DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE UM
SOLO ARGILOSO ENCONTRADO EM SUBLEITO DE
RODOVIAS NO INTERIOR PAULISTA**

RICARDO FREIRE GONÇALVES

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Transportes.

ORIENTADOR: Prof^{or} Dr. Alexandre Benetti Parreira

São Carlos
1999

Class.	TESE-EESC
Cutt.	2555
Tombo	237/99

S/S 1064292

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

G635e Gonçalves, Ricardo Freire
Estudo da influência da variação do teor de umidade
no valor do módulo de resiliência de um solo argiloso
encontrado em subleito de rodovias no interior
paulista / Ricardo Freire Gonçalves. -- São Carlos, 1999.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São
Carlos-Universidade de São Paulo, 1999.

Área: Transportes.

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira.

1. Módulo de resiliência. 2. Resiliência.
3. Ensaio triaxial cíclico. 4. Subleito. 5. Teor de umidade. 6. Sucção. 7. Compressão simples.
8. Pavimentação. I. Título.

FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidato: Engenheiro **RICARDO FREIRE GONÇALVES**

Dissertação defendida e aprovada em 28-06-1999
pela Comissão Julgadora:

Prof. Doutor **ALEXANDRE BENETTI PARREIRA (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)

Prof. Doutor **FELIPE AUGUSTO ARANHA DOMINGUES**
(Escola Politécnica - Universidade de São Paulo)

Profa. Doutora **LAURA MARIA GORETTI MOTTA**
(Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ)

Prof. Doutor **ANTÔNIO NELSON R. DA SILVA**
Coordenador da Área de Transportes

JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

" Os homens podem ter nascido livres, mas não sábios. O dever da universidade é acrescentar a sabedoria à liberdade." (Adlai Stevenson)

" Não podeis ensinar coisa alguma a um homem; podeis apenas ajudá-lo a encontrá-la dentro de si mesmo." (Galileu)

" A humildade não significa fraqueza, mas honestidade, sabedoria e poder." (Edgard A. Atherton)

" Só passarei por esta vida e por este caminho uma vez. Se puder fazer alguma coisa boa para qualquer ser humano, que seja agora." (William Penn)

O sucesso é produto de três fatores: talento, trabalho e sorte.

Aos meus pais, Antônio e Elizabeth, e
aos meus irmãos, Henrique e Eduardo,
a força e o bem querer prevalecem no
coração daqueles que Nele acreditam.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por abençoar e iluminar meu caminho.

Aos meus pais e irmãos, pela presença em todos os momentos da minha vida.

À querida Juliana, pelo carinho, compreensão e companheirismo permutáveis em nosso relacionamento e durante minha estada em São Carlos.

Ao Prof^o Dr. Alexandre Benetti Parreira, pela devota orientação e pelas instruções valiosas oferecidas durante toda a execução desta pesquisa.

Ao Prof^o Dr. Glauco Tulio Pessa Fabbri, pela experiência e conselhos concedidos em momentos bastante oportunos.

À FAPESP e à CAPES, pelo apoio financeiro cedido durante a realização desta pesquisa.

Aos funcionários do Laboratório de Estradas, Gigante, Morasco e Oliveira, pela participação intensa na execução de parte dos ensaios desta pesquisa e pelas boas risadas que demos juntos.

Ao Benedito Osvaldo de Souza (Dito), pela dedicação cordial oferecida durante a realização dos ensaios triaxiais cíclicos e de compressão simples.

Ao amigo Alexandre Lima, por ser tão atilado. Que Deus continue sempre ao seu lado. Vida longa ao Heavy Metal.

Ao mestre filósofo Leandro Neves, pela longa e duradoura amizade e pelo incentivo à prática da leitura. Que Deus o ilumine.

Aos meus "irmãos" de orientação, Flávio Cunto e Marcelo Takeda, pelos auxílios e conselhos dedicados ao se iniciar esta pesquisa.

Aos colegas Renato Lima, Márcio Silveira, Cláudio Taira, Luiz Zerbini, Alexandre Barra, Márcia Pereira, Cely Martins, Lisle Borges, Rone Evaldo e Marcelo Luna, pelo tempo harmonioso em que dividimos nosso mesmo local de aprendizado e estudo.

Aos companheiros do Departamento de Transportes, Ricardo Almeida, Renato Pereira e Glauco Pontes, pelas ajudas indispensáveis nas horas requeridas.

Aos funcionários da secretaria, em especial à Heloísa, à Angélica e à Lilian, por se mostrarem tão prestativas e educadas em todas os momentos solicitados.

A todos professores, alunos e funcionários do Departamento de Transportes da EESC-USP, pelo convívio positivo durante estes 27 meses de permanência nesta célebre instituição de ensino e pesquisa. Muito obrigado.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	x
LISTA DE TABELAS.....	xvi
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS.....	xix
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xx
RESUMO.....	xxiii
ABSTRACT.....	xxiv
CAPÍTULO 1	
INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 - OBJETIVO.....	4
1.3 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	5
CAPÍTULO 2	
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
2.1 - ANÁLISE DA OCORRÊNCIA DE VARIAÇÃO DE UMIDADE EM SOLOS DE SUBLEITO.....	7
2.2 - A CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA COM A VARIAÇÃO DA UMIDADE NO PROJETO DE PAVIMENTOS.....	16
2.3 - A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE UMIDADE NO VALOR DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	18

2.3.1 - Estudos em Campo.....	19
2.3.2 - Estudos em Laboratório.....	25
2.4 - A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA SUCÇÃO NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	44
2.5 - ASPECTOS COMPLEMENTARES.....	48
2.5.1 - Modelagem do Módulo de Resiliência com o Estado de Tensão.....	48
2.5.1.1 - Modelo bi-linear, $M_R = f(\sigma_d)$	49
2.5.1.2 - Modelo potencial ($k-\sigma_d$).....	50
2.5.1.3 - Modelo hiperbólico.....	51
2.5.1.4 - Modelo semi-logarítmico.....	51
2.5.1.5 - Modelo combinado, $M_R = f(\sigma_d, \sigma_3)$	52
2.5.1.6 - Modelo potencial ($k-\sigma_3$).....	53
2.5.1.7 - Modelo potencial ($k-\theta$).....	54
2.5.2 - Relação entre Umidade e Sucção.....	54

CAPÍTULO 3

MATERIAL E MÉTODO DE ESTUDO	63
3.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	63
3.2 - ORIGEM E CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DO SOLO ESTUDADO.....	63
3.2.1 - Origem.....	63
3.2.2 - Massa Específica dos Sólidos e Limites de Atterberg.....	64
3.2.3 - Granulometria.....	64
3.2.4 - Umidade Ótima e Massa Específica Seca Máxima.....	66
3.3 - CLASSIFICAÇÕES HRB, USCS e MCT DO SOLO PESQUISADO.....	67
3.4 - PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA.....	69
3.5 - ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS.....	74
3.5.1 - Sobre o Equipamento.....	74
3.5.2 - Montagem do Corpo de Prova para Realizar Ensaio Triaxial Cíclico.....	75
3.5.3 - Tensões Aplicadas e Cálculo do Ensaio.....	76
3.6 - DETERMINAÇÃO DA SUCÇÃO NO SOLO.....	79
3.7 - ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	80

CAPÍTULO 4

ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	82
4.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	82
4.2 - MODELAGEM MATEMÁTICA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA E ESTADO DE TENSÃO.....	83
4.3 - INFLUÊNCIA DA UMIDADE NO VALOR DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	92
4.3.1 - Corpos de Prova Compactados na Umidade Ótima e Submetidos a Trajetórias de Secagem e/ou Umedecimento.....	92
4.3.2 - Corpos de Prova Compactados na w_{ot} , na $w_{ot}+1\%$ e na $w_{ot}-2\%$ e Massa Específica Seca Máxima.....	96
4.4 - CURVA CARACTERÍSTICA DO SOLO.....	99
4.5 - RELAÇÃO ENTRE MÓDULO DE RESILIÊNCIA E SUCÇÃO.....	102
4.6 - RELAÇÃO ENTRE M_R e E_0 DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	104

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	110
5.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	110
5.2 - CONCLUSÕES.....	110
5.3 - RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	114

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	116
---------------------------------	-----

ANEXO A.....	129
--------------	-----

ANEXO B.....	146
--------------	-----

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Variações sazonais no teor de umidade do subleito encontrado em área de aterro, observadas por VASWANI (1975).....	10
FIGURA 2.2 - Variações sazonais no teor de umidade do subleito encontrado em área de corte, observadas por VASWANI (1975).....	10
FIGURA 2.3 - Variação anual do teor de umidade (Fonte: ELLIOT & THORNTON, 1988b).....	12
FIGURA 2.4 - Deflexões medidas, ao longo do tempo, no trecho da faixa adicional da Rodovia Washington Luiz - Km 219 - LE (Fonte: VILLIBOR, 1981).....	14
FIGURA 2.5 - Variações sazonais de deflexões no pavimento de um solo argiloso (Fonte: ELLIOT & THORNTON, 1988b).....	17
FIGURA 2.6 - Relação entre módulo de resiliência do subleito pela tensão aplicada por placas cilíndricas (SEED <i>et al.</i> , 1967).....	20
FIGURA 2.7 - Variação do M_R versus teor de umidade do subleito, observada por LONG <i>et al.</i> (1997).....	23
FIGURA 2.8 - Variação do M_R do subleito ao longo do ano, observada por LONG <i>et al.</i> (1997).....	23

FIGURA 2.9 - Relação entre módulo de resiliência e sucção, determinada em campo por RODRIGUES (1997).....	25
FIGURA 2.10 – Curva da variação do módulo de resiliência em função do teor de umidade, definida por FREDLUND <i>et al.</i> (1975).....	27
FIGURA 2.11 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida por ELLIOT & THORNTON (1988b), para diversos teores de umidade.....	28
FIGURA 2.12 - Relação entre módulo de resiliência e teor de umidade, para tensão desvio igual a 6 psi, proposta por ELLIOT & THORNTON (1988b).....	28
FIGURA 2.13 – Relação entre R_{m1} e Δw , com massa específica seca constante (LI & SELIG, 1994).....	33
FIGURA 2.14 – Relação entre R_{m2} e Δw , para esforço de compactação constante (LI & SELIG, 1994).....	34
FIGURA 2.15 - Relação entre M_R e tensão desvio referente ao solo A-7-6, para tensão confinante de 42 kPa, em três teores de umidade, determinada por MOHAMMAD <i>et al.</i> (1995).....	37
FIGURA 2.16 - Efeito da saturação após a compactação no valor do módulo de resiliência de um solo do grupo A-7-5 (DRUMM <i>et al.</i> , 1997).....	41
FIGURA 2.17 – Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão desvio, em três teores de umidade (RODRIGUES, 1997).....	42
FIGURA 2.18 – Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão desvio obtido nos processos de secagem e de secagem seguida de umedecimento, até $w = 19\%$ (RODRIGUES, 1997).....	42

FIGURA 2.19 - Variação do módulo de resiliência em função da variação do teor de umidade, determinada por GEHLING <i>et al.</i> (1997).....	43
FIGURA 2.20 – Relação entre módulo de resiliência e sucção no solo proposta por EDIL & MOTAN (1979).....	46
FIGURA 2.21 – Relação entre módulo de resiliência e sucção no solo, determinada por RODRIGUES (1997).....	46
FIGURA 2.22 – Relação entre M_R e sucção no solo, proposta por PHILLIP & CAMERON (1995).....	48
FIGURA 2.23 - Tipos de fluxos de água do solo para o papel filtro.....	56
FIGURA 2.24 – Curva de calibração do papel filtro <i>Baxter 381 S/P</i> determinada por TSAI & PETRY (1995).....	60
FIGURA 2.25 – Curva característica de um solo granular proposta por SAUER & MONISMITH (1968).....	61
FIGURA 2.26 – Curva característica de um solo argiloso, definida por GEHLING <i>et al.</i> (1997), para corpos de prova compactados na w_{ot} e submetidos à secagem....	62
FIGURA 3.1 - Curva granulométrica do solo em estudo.....	65
FIGURA 3.2 - Curva de compactação na energia normal.....	66
FIGURA 3.3 - Curva do teor de umidade <i>versus</i> CBR na energia normal de compactação.....	67
FIGURA 3.4 - Ábaco da classificação MCT (Fonte: NOGAMI <i>et al.</i> , 1995).....	68
FIGURA 3.5 - Prensa Versatester 30M usada na compactação de corpos de prova....	69

FIGURA 3.6 - Cilindro de bronze e espaçadores usados na confecção de corpos de prova.....	70
FIGURA 3.7 - Extrator de corpos de prova, adaptado com macaco hidráulico.....	71
FIGURA 3.8 - Ambiente úmido para armazenagem de corpos de prova.....	71
FIGURA 3.9 - Vista geral do equipamento usado para umedecer corpos de prova.....	72
FIGURA 3.10 - Vistas do equipamento usado para umedecer corpos de prova.....	73
FIGURA 3.11 - Corpo de prova instalado na base da câmara triaxial.....	76
FIGURA 3.12 - Visão geral do equipamento usado em ensaios triaxiais cíclicos.....	76
FIGURA 3.13 - Formato " <i>haversine</i> " de aplicação de carga segundo AASHTO TP46-94 (1996).....	78
FIGURA 4.1 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para corpos de prova CP 1, CP 2 e CP 3, ensaiados na $w_{ot} = 19,5\%$	88
FIGURA 4.2 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para condição de compactação na w_{ot} , umedecido +1%, para CP 4 e CP 5.....	88
FIGURA 4.3 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para condição de compactação na w_{ot} seguida de secagem -2%, para CP 6, CP 7 e CP 8.....	89
FIGURA 4.4 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para condição de compactação na w_{ot} e seco por 48h, para CP 9, CP 10 e CP 11.....	89
FIGURA 4.5 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para condição de compactação na w_{ot} , seco por 48h e umedecido novamente até w_{ot} , para CP 12 e CP 13.....	90

FIGURA 4.6 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para condição de compactação na $w_{ot} - 2\%$ (17,5%), para CP 14 e CP 15.....	90
FIGURA 4.7 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para condição de compactação na $w_{ot} + 1\%$ (20,5%), para CP 16 e CP 17.....	91
FIGURA 4.8 - Valores do módulo de resiliência <i>versus</i> tensão desvio, para corpos de prova compactados na w_{ot} , submetidos a secagem, a umedecimento e a secagem seguida de umedecimento.....	93
FIGURA 4.9 - Variação do M_R em decorrência da variação do teor de umidade.....	94
FIGURA 4.10 - Comparação entre corpos de prova compactados na w_{ot} e compactados na w_{ot} , secos por 48h e novamente umedecidos para w_{ot}	95
FIGURA 4.11 - Comparação entre corpos de prova compactados na w_{ot} , compactados 2% abaixo do teor ótimo e compactados na w_{ot} e submetidos a secagem em - 2%.....	97
FIGURA 4.12 - Comparação entre corpos de prova compactados na w_{ot} , compactados 1% acima do teor ótimo e compactados na w_{ot} e submetidos a umedecimento em +1%.....	98
FIGURA 4.13 - Relação entre módulo de resiliência e tensão desvio para corpos de prova compactados e ensaiados na w_{ot} , na $w_{ot}-2\%$ e na $w_{ot}+1\%$	99
FIGURA 4.14 - Curva característica do solo argiloso compactado na umidade ótima, submetido a secagem, a umedecimento e a secagem seguido de umedecimento.....	100
FIGURA 4.15 - Curva característica determinada após realização dos ensaios triaxiais cíclicos.....	101

FIGURA 4.16 - Comparação entre as curvas características.....	102
FIGURA 4.17 - Relação entre módulo de resiliência e sucção, em diversos níveis de tensão desvio.....	103
FIGURA 4.18 - Superfícies referentes à equação 4.4.....	104
FIGURA 4.19 - Valores de módulo de resiliência calculados pela expressão 4.9 <i>versus</i> valores de M_R determinados em laboratório.....	109
FIGURA B1 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 2).....	146
FIGURA B2 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 3).....	147
FIGURA B3 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 4).....	147
FIGURA B4 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 5).....	148
FIGURA B5 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 7).....	148
FIGURA B6 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 8).....	149
FIGURA B7 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 10).....	149

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Características do subleito analisado por SEED <i>et al.</i> (1967).....	19
TABELA 2.2 - Valores de teor de umidade e massa específica seca usados nos ensaios de PEZO <i>et al.</i> (1991).....	35
TABELA 2.3 - Regressões segundo o modelo $M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$, a partir dos resultados dos ensaios triaxiais cíclicos (PEZO <i>et al.</i> , 1991).....	35
TABELA 2.4 - Valores do M_R calculados para tensão desvio de 30 kPa, obtidos a partir dos resultados de PEZO <i>et al.</i> (1991).....	36
TABELA 2.5 – Níveis de umidade e massa específica seca dos solos estudados por MOHAMMAD (1995).....	36
TABELA 2.6 - Comparação entre diferentes modelos para a representação do módulo de resiliência (Fonte: LI & SELIG, 1994).....	52
TABELA 2.7 - Equações de calibração entre sucção e umidade, propostas por diversos autores, para dois tipos de papel filtro.....	59
TABELA 3.1 - Resultados dos ensaios de Limites de Atterberg e massa específica dos sólidos.....	64
TABELA 3.2 - Composição granulométrica do solo em estudo.....	65

TABELA 3.3 - Umidade ótima, massa específica seca máxima e CBR na energia normal de compactação.....	67
TABELA 3.4 - Resumo das classificações do solo usado neste estudo.....	68
TABELA 3.5 - Seqüência de aplicação de tensões de carregamento e seu número de repetições, em ensaio triaxial cíclico, para solo de subleito - AASHTO TP46-94 (1996).....	77
TABELA 4.1 - Condições de ensaio e denominação dos corpos de prova.....	84
TABELA 4.2 - Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação para as equações consideradas, referentes aos corpos de prova ensaiados em diversos teores de umidade.....	85
TABELA 4.3 - Valores de sucção e umidade usados para se determinar a relação " M_R X Sucção".....	102
TABELA 4.4 - Valores do módulo tangente inicial (E_0) obtidos nos ensaios de compressão simples.....	105
TABELA A1 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 1).....	129
TABELA A2 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 2).....	130
TABELA A3 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 3).....	131
TABELA A4 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 4).....	132
TABELA A5 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 5).....	133
TABELA A6 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 6).....	134

TABELA A7 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 7).....	135
TABELA A8 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 8).....	136
TABELA A9 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 9).....	137
TABELA A10 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 10).....	138
TABELA A11 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 11).....	139
TABELA A12 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 12).....	140
TABELA A13 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 13).....	141
TABELA A14 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 14).....	142
TABELA A15 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 15).....	143
TABELA A16 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 16).....	144
TABELA A17 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 17).....	145

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

ASTM - American Society for Testing and Materials

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

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

FWD - Falling Weight Deflectometer

HRB - Highway Research Board

IPR - Instituto de Pesquisa Rodoviária

LVDT - Linear Variable Differential Transducers

MCT - Miniatura, Compactado, Tropical

MTS - Material Testing System

SHRP - Strategic Highway Research Program

TDR - Time Domain Reflectometry

USCS - Unified Soil Classification System

LISTA DE SÍMBOLOS

c.p. - Corpo de prova

CBR - Índice de Suporte Califórnia

E_0 - Módulo tangente inicial

GC - Grau de compactação

H - Altura inicial do trecho onde estão instalados os LVDT

K_1, K_2, K_3, K_4, K_5 - Parâmetros de regressão

M_R - Módulo de resiliência

$M_{R(ot)}$ - Módulo de resiliência na umidade ótima

pF - Sucção (cm H_2O)

$P_{cíclica}$ - Carga cíclica, segundo norma AASHTO TP46-94 (1996)

$P_{contato}$ - Carga de contato, segundo norma AASHTO TP46-94 (1996)

$P_{máxima}$ - Carga máxima, segundo norma AASHTO TP46-94 (1996)

R^2 - Coeficiente de determinação

R_{m1} - Quociente entre M_R e $M_{R(ót.)}$ para massa específica seca constante

R_{m2} - Quociente entre M_R e $M_{R(ót.)}$ para esforço de compactação constante

s - Sucção total

s_m - Sucção matricial

s_o - Sucção osmótica

S - Grau de saturação (%)

T - Temperatura

TD - Tensão desvio

u - sucção do solo (pF)

u_a - Pressão de ar

u_f - Fator de redução ou dano relativo

u_w - Pressão de água

w - Teor de umidade

w_{opt} - Umidade ótima

w_{ot} - Umidade ótima

Δh - Deslocamento recuperável medido pelos LVDT

ε_a - Deformação axial

ε_R - Deformação resiliente

ϕ - Diâmetro do molde cilíndrico

θ - primeiro invariante de tensão = $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

ρ_d - Massa específica seca

$\rho_{d \text{ máx}}$ - Massa específica seca máxima

σ_0 - Tensão aplicada por placa de pressão

σ_1 - Tensão principal maior

$\sigma_3 = \sigma_c$ - Tensão de confinamento

σ_a - Tensão axial

σ_d - Tensão desvio = $\sigma_1 - \sigma_3$

RESUMO

GONÇALVES, R.F. *Estudo da influência da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência de um solo argiloso encontrado em subleito de rodovias no interior paulista*. São Carlos, 1999. 149p. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

O objetivo deste trabalho é avaliar a influência da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência (M_R) de um solo argiloso de subleito, tendo em vista que este parâmetro é muito susceptível à variações climáticas ambientais. Foram realizados ensaios triaxiais cíclicos para se estimar o módulo de resiliência de corpos de prova ensaiados em diversas condições de umidade.

Verificou-se que o M_R é influenciado pela tensão desvio, de forma que aquele aumenta com o acréscimo desta. Constatou-se que os corpos de prova moldados na w_{ot} e submetidos a trajetórias de secagem e umedecimento alcançaram valores de M_R superiores e inferiores, respectivamente, ao se comparar com o M_R de corpos de prova ensaiados na w_{ot} . Este fato foi também observado para os corpos de prova moldados com massa específica seca máxima, em teores de umidade abaixo e acima do teor ótimo.

Determinou-se, ainda, a sucção no solo através do método do papel filtro e levantou-se a sua curva característica. Verificou-se que à medida que a umidade aumenta, a sucção diminui. Observou-se que o valor do M_R aumenta com o aumento da sucção no solo. Este crescimento é tanto maior quanto maior seja a tensão desvio aplicada.

Foi possível determinar a relação entre o M_R , a tensão desvio e o módulo tangente inicial (E_0), proveniente dos ensaios de compressão simples. Relacionou-se, também, o E_0 e a sucção no solo.

Palavras-chave: Módulo de resiliência; Resiliência; Ensaio triaxial cíclico; Subleito; Teor de umidade; Sucção; Compressão simples; Pavimentação.

ABSTRACT

GONÇALVES, R.F. *Study of the influence of moisture content in resilient modulus value of a clay found in pavement subgrade in state of São Paulo*. São Carlos, 1999. 149p. *Master's thesis*. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

The aim of this work is to evaluate the influence of moisture content variation in resilient modulus value (M_R) of a subgrade clayey soil, considering that this parameter is very susceptible to environmental climatic variations. Cyclic triaxial tests were performed to access resilient modulus of specimens tested in several moisture conditions.

It has been verified that M_R is influenced by deviator stress, so that the former increases with the latter increases. It has been confirmed that specimens molded in w_{ot} and submitted to a drying and moistening route reached M_R values higher and lower, respectively, to compare with M_R of specimens tested in w_{ot} . This fact was also observed for the specimens molded with dry density, in moisture contents below and above of optimum moisture content.

It has been also determined the soil suction using filter paper method and it has been built its characteristic curve. It has been verified that when moisture increases, the suction decreases. It has been observed that M_R value increases with the soil suction increase. This increase is as bigger as bigger the applied deviator stress be.

It was possible to determine the relationship between M_R , deviator stress and parameters from compressive strength tests. It has been related parameters from compressive strength tests and soil suction.

Key-words: Resilient Modulus; Resilience; Cyclic triaxial test; Subgrade; Moisture content; Suction; Compressive strength test; Pavement.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Tem-se recorrido à mecânica dos pavimentos frente à necessidade de se prever o comportamento dos componentes de um pavimento sob a atuação dos carregamentos. A sua utilização apresentou um notável desenvolvimento com a aplicação de métodos numéricos de análise e com a ampliação dos recursos computacionais. As análises realizadas sob o enfoque mecanístico utilizam, na maioria da vezes, a teoria da elasticidade e consideram a estrutura do pavimento como um sistema de multi-camadas. O comportamento tensão-deformação dos materiais é representado através dos seus valores de módulo de resiliência (M_R) e de coeficiente de Poisson (ν).

O módulo de resiliência (M_R) é semelhante ao módulo de elasticidade (E), parâmetro da Lei de Hooke, expressando a relação entre deformações resilientes ou recuperáveis e os carregamentos dinâmicos que as causaram. No caso dos ensaios triaxiais cíclicos utilizados para a sua determinação em laboratório, o M_R pode ser calculado do seguinte modo:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_R}$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

σ_d - tensão desvio aplicada repetidamente;

ϵ_R - deformação axial recuperável, resultante do carregamento dinâmico.

O valor do módulo de resiliência é muito variável, sendo que fatores que interferem em sua magnitude podem ser agrupados em três categorias, ou seja, (a) condição de carregamento e estado de tensão; (b) natureza do solo: origem, composição e estrutura; e (c) estado físico do solo, definido pelo teor de umidade e massa específica seca.

Os fatores incluídos nas categorias (a) e (b) são considerados quando são propostos modelos que permitem representar o módulo de resiliência a partir do estado de tensão e da natureza do solo (HICKS & MONISMITH, 1971; JONES & WITCZAK, 1977; MEDINA & PREUSSLER, 1980; MOTTA & CERATTI, 1986; ZAMAN *et al.*, 1994; etc.). Por exemplo, existem modelos desenvolvidos especialmente para solos arenosos ou argilosos, onde o aspecto que tem maior influência é a tensão confinante, ou a tensão desvio, respectivamente.

Quanto à última categoria, estado físico (c), este pode ser alterado pela variação das condições ambientais e pelo efeito da compactação causada pelo tráfego e a sua influência é tão importante quanto à das duas primeiras categorias. Com relação às condições ambientais, um grande número de pesquisadores têm destacado que mudanças na umidade do solo ao longo das estações do ano, principalmente no caso de solos finos, causam grandes variações no valor do módulo de resiliência (SAUER & MONISMITH, 1968; FREDLUND *et al.*, 1977; EDIL & MOTAN, 1979; ELLIOT & THORNTON, 1988;

LI & SELIG, 1994; MOHAMMAD *et al.*, 1995; BERNUCCI, 1995; CERATTI *et al.*, 1996; RODRIGUES *et al.*, 1997).

Não apenas análises puramente mecânicas se apoiam no conhecimento do módulo de resiliência: o AASHTO *Guide for Design of Pavement Structure* (1986) reconhece que o desempenho de um pavimento está associado à magnitude das deflexões superficiais que são devidas, nos EUA, principalmente, a deformações do subleito. No Brasil, observa-se que apesar do subleito não ser, na maioria das vezes, o principal responsável pelas deflexões superficiais do pavimento, a sua contribuição é também importante (MEDINA, 1997).

Consolidou-se a opinião de que o desempenho dos pavimentos e a ruptura das capas por fadiga devem-se, principalmente, à magnitude das deformações resilientes do subleito e das respectivas camadas do pavimento (EDIL & MOTAN, 1979; LI & SELIG, 1994).

Segundo ELLIOT & THORNTON (1988a), o AASHTO exige que se conheça o módulo de resiliência do subleito ao se projetar um pavimento flexível. Na pista de teste da AASHTO, de 60% a 80% das deflexões medidas na superfície foram desenvolvidas pelo subleito. Deste modo, a deformação excessiva do subleito pode ser o componente que mais contribui para deflexões superficiais e para o desempenho dos pavimentos flexíveis.

O método AASHTO T274-82 (1986) especifica que, para solos de subleito, ensaios para estimativa do módulo de resiliência em laboratório deverão ser desenvolvidos em amostras representativas sob condições de tensão e umidade que simulem as condições de campo. Este método ainda sugere, através de relações empíricas, a estimativa do valor do módulo de

resiliência baseada em várias propriedades do solo, destacando teor de finos, teor de umidade, índice de plasticidade e valores de CBR.

O subleito rodoviário é a camada mais susceptível a alterações de umidade. Por ser uma faixa de solo profunda, o subleito, em alguns casos, fica próximo ao lençol freático, o qual varia sua altura ao longo do ano em decorrência de estações chuvosas ou secas. Não somente a água de lençóis freáticos pode atingir o subleito, mas também aquela proveniente de infiltrações originadas das chuvas. O subleito pode, também, secar em relação a sua umidade na época da construção do pavimento, devido a temperaturas elevadas que levam à perda de umidade do solo.

De acordo com MOHAMMAD *et al.* (1995) os níveis de umidade em solos de subleito mudam de modo concomitante às flutuações ambientais e sazonais do clima. Modificações no teor de umidade em campo resultam em variações no nível de saturação do solo, que conduzem a alterações na resistência e nas propriedades resilientes do subleito rodoviário.

1.2 - OBJETIVO

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar, a partir de resultados de ensaios laboratoriais, a influência da variação da umidade e da sucção no módulo de resiliência de um solo argiloso encontrado no subleito de rodovias no interior paulista.

Para se alcançar este objetivo foram realizados ensaios triaxiais cíclicos, para diversos níveis de carregamento, em corpos de prova compactados em laboratório. *A priori*, o material foi caracterizado, classificado e determinada a sua curva de compactação. *A posteriori*, foram compactados corpos de prova com massa específica seca máxima, em condições de umidade pré-

estabelecidas. Em seguida, os níveis de sucção dos corpos de prova compactados na umidade ótima foram variados segundo trajetórias de secagem e/ou umedecimento, convenientemente escolhidas. Então, os corpos de prova foram submetidos aos ensaios triaxiais cíclicos. Os resultados destes ensaios permitiram que se fosse modelado o valor do módulo de resiliência com a variação do estado de tensão e que se avaliasse a influência da variação da umidade e da sucção no valor do módulo de resiliência. Complementarmente, realizaram-se ensaios de compressão simples e foi investigada a existência de relações entre parâmetros obtidos nestes ensaios, com o valor do módulo de resiliência e da sucção.

1.3 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O capítulo 2 relata a revisão bibliográfica realizada para subsidiar esta pesquisa. Este capítulo trata da influência da variação do teor de umidade em solos de subleito e a sua repercussão sobre o valor do módulo de resiliência destes solos, determinado *in-situ* ou em laboratório. Apresentam-se resultados de diversos estudos neste sentido e relações entre índices físicos e módulo de resiliência.

O capítulo 3 apresenta o material estudado, sua origem, classificação geotécnica e caracterização física. Relata, também, o método experimental adotado nesta pesquisa. Apresenta ainda a preparação dos corpos de prova e os ensaios de estimativa do módulo de resiliência, de determinação da sucção no solo e os ensaios de compressão simples.

O capítulo 4 descreve e discute os resultados obtidos nos ensaios triaxiais cíclicos e de compressão simples, apresenta a relação entre os parâmetros obtidos nestes ensaios e a sucção, e apresenta a curva característica do material em questão.

No capítulo 5, as conclusões do presente trabalho e as recomendações para trabalhos futuros são apresentadas, considerando-se todas as dificuldades e os aspectos importantes encontrados durante o desenvolvimento desta pesquisa.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - ANÁLISE DA OCORRÊNCIA DE VARIAÇÃO DE UMIDADE EM SOLOS DE SUBLEITO

Dentre os fatores ambientais que interferem no comportamento e no desempenho dos pavimentos, destaca-se o teor de umidade do subleito. Devido à ocorrência natural de variações sazonais do índice pluviométrico, a quantidade de água no subleito pode alterar-se ao longo do ano, influenciando o módulo de resiliência do solo e, assim, interferindo na deformabilidade da estrutura do pavimento.

Segundo MEDINA (1997), a água da chuva pode atingir o subleito pelos acostamentos, principalmente se estes não são revestidos, através da infiltração não interceptada por drenos e através de trincas e juntas não vedadas e de poros da superfície de rolamento envelhecida. A forte evaporação nos climas quentes tende a minorar a ação destrutiva da água. Porém, garantir as condições de drenagem é um dos pontos essenciais na manutenção dos pavimentos. A oscilação do lençol freático em razão do acesso da água de chuva pode acarretar variações de umidade do subleito, caso o lençol se encontre a pequena profundidade, seja a cerca de 1 metro ou menos.

Alguns estudos no sentido de avaliar-se a ocorrência de variação da umidade em solos de rodovias foram empreendidos por pesquisadores brasileiros e estrangeiros.

HALIBURTON (1972) usou uma sonda nuclear que coletava dados periódicos de umidade e de densidade do subleito, calibrada para condições específicas de solos coesivos de Oklahoma-EUA. Segundo o sistema da AASHTO, os solos dos subleitos estudados foram classificados como A-6 e A-7 e pela USCS, como CL e CH. As análises da variação de umidade no subleito foram feitas considerando-se os seguintes fatores: precipitação pluviométrica, temperatura do ar, tipo de solo, projeto do pavimento e história da construção, desempenho do pavimento, tráfego e temperatura do subleito.

HALIBURTON (1972) observou que o teor de umidade do subleito dos pavimentos recém-construídos estava inicialmente abaixo do ótimo e, com o passar do tempo, aumentou vagarosamente, alcançando o equilíbrio em torno de 1,1 a 1,3 vezes o limite de plasticidade do solo, no período entre 18 e 24 meses. A maioria destas variações de umidade foi causada por infiltração das chuvas e por evaporação, acontecendo geralmente pelo acostamento ou através de trincas na superfície do pavimento.

Segundo HALIBURTON (1972), variações do teor de umidade no hemisfério norte ocorrem sazonalmente, com o máximo valor de umidade ocorrendo durante os meses de inverno, ou sendo dependentes do nível mensal de precipitações pluviométricas.

Após atingido o equilíbrio de umidade devido a precipitações, HALIBURTON (1972) observou que a influência da temperatura na umidade do subleito é pequena, da ordem de 1% a 2% da variação do teor de umidade anual.

VASWANI (1975) avaliou a variação do teor de umidade em solos de subleito de diversas localizações, em Virginia-EUA, usando uma sonda nuclear que fornece a umidade do solo em diversas profundidades. Segundo este autor, em pavimentos recém-construídos, o teor de umidade do subleito aumenta rapidamente devido às precipitações até alcançar um certo nível. Este acréscimo depende da massa específica, da compactação e da granulometria do solo. Depois de se alcançar este nível, a razão de acréscimo da umidade no solo diminui, de modo que as variações de umidade mostram-se, então, dependentes da temperatura. Depois de dez anos da construção do pavimento, quase não há mudanças no teor de umidade do subleito.

Segundo VASWANI (1975), além da contribuição gerada por precipitações pluviométricas e pela temperatura, o teor de umidade do subleito varia com a topografia do terreno onde a estrada é implantada. Esta variação ocorre de maneira diferenciada, dependendo se a seção analisada situa-se em corte ou em aterro.

As figuras 2.1 e 2.2 apresentam, respectivamente, as variações sazonais no teor de umidade do subleito, de um pavimento construído em seções de aterro e de corte, segundo VASWANI (1975). No local analisado, o subleito em questão é constituído de 16% de argila e 25% de silte.

1 - nov.	2 - dez.	3 - jan.	4 - fev.	5 - mar.	6 - abr.
7 - maio	8 - jun.	9 - jul.	10 - ago.	11 - set.	12 - out.
13 - nov.	14 - dez.	15 - jan.	16 - fev.	17 - mar.	18 - abr.

FIGURA 2.1 - Variações sazonais no teor de umidade do subleito encontrado em área de aterro, observadas por VASWANI (1975).

1 - nov.	2 - dez.	3 - jan.	4 - fev.	5 - mar.	6 - abr.
7 - maio	8 - jun.	9 - jul.	10 - ago.	11 - set.	12 - out.
13 - nov.	14 - dez.	15 - jan.	16 - fev.	17 - mar.	18 - abr.

FIGURA 2.2 - Variações sazonais no teor de umidade do subleito encontrado em área de corte, observadas por VASWANI (1975).

Neste estudo, em área de aterro, verificou-se uma constância no teor de umidade em pontos situados 2' a 3' abaixo do topo do subleito. Em pontos mais próximos da superfície (1' a 2' abaixo do topo), o teor de umidade permanece praticamente constante até a metade do período em análise. A partir deste período, observa-se um acréscimo de aproximadamente 11% no teor de umidade.

Em área de corte, para pontos situados próximos à superfície, 1' a 2' abaixo do topo do subleito, o teor de umidade é descontínuo, aumentando aproximadamente 8% entre o início e o meio do período analisado e, em seguida, a partir da metade do período em análise, ocorreu um forte declínio deste teor (11%), estabilizando-se no final em torno de 4% acima da umidade mínima alcançada. Na área de corte, este decréscimo de umidade pode acarretar retração do solo, de modo que se ganha resistência e reduz-se a deformabilidade do subleito. Para pontos situados entre 2' e 3' abaixo do topo do subleito, observou-se um decréscimo inicial de 3% no teor de umidade seguido de um aumento em 6%, até a metade do período analisado. A partir daí, o teor diminuiu, estabilizando-se com valor semelhante ao inicial.

Visando desenvolver relações entre o módulo de resiliência e o teor de umidade do subleito, ELLIOT & THORNTON (1988b) observaram as variações sazonais do teor de umidade ao longo de um ano, a fim de se reproduzir estes teores nos ensaios laboratoriais de determinação do módulo de resiliência de solos.

Na figura 2.3, apresenta-se a variação do teor de umidade ao longo de um ano, determinada por ELLIOT & THORNTON (1988b), para um subleito constituído de 89% de finos passando na peneira 200. As variações de umidade ocorreram principalmente devido ao efeito do gelo-degelo.

FIGURA 2.3 - Variação anual do teor de umidade (Fonte: ELLIOT & THORNTON, 1988b).

CHU & HUMPHRIES¹ (1972) *apud* THADKAMALLA & GEORGE (1995) observaram para 32 localidades que a diferença entre o teor de umidade de equilíbrio do subleito e a sua umidade ótima de compactação é crescente e positiva com o aumento do teor de finos. A maior diferença, 8%, foi constatada para um solo com 55% passando na peneira 200. Apenas para poucos solos observou-se o teor de umidade de equilíbrio do subleito menor que a umidade ótima, sendo que os seus respectivos conteúdos de finos situam-se abaixo de 25%.

VILLIBOR (1981), em São Paulo, realizou ensaios *in situ* em camadas de base de pavimentos constituídas de solos arenosos lateríticos finos, objetivando analisar suas variações do teor de umidade. As determinações de umidade foram feitas pelo método da determinação do teor de umidade de solos (DER M-61) e ocorreram em vários trechos na fase de construção e

¹ CHU, T.Y. & HUMPHRIES, W.K. (1972). *Investigation of subgrade moisture conditions in connection with the design of flexible pavement structures*. Final Report. College of Engineering, University of South Carolina, Columbia.

após a sua abertura ao tráfego. Os dados de campo foram obtidos em diversos meses do ano, abrangendo períodos de estiagem e de chuvas.

Segundo VILLIBOR (1981), os teores de umidade da camada de base estão compreendidos no intervalo 55% a 110% da umidade ótima. Em 90% dos trechos estudados, na parte superior da base (0 a 5 cm), os teores de umidade apresentam-se inferiores a 80% da umidade ótima, enquanto que na parte inferior (5 a 15 cm), estes teores variam entre 80% e 100% da referida umidade. De um modo geral, os teores de umidade de trabalho encontram-se abaixo da umidade ótima de laboratório, mesmo em períodos de chuva.

Utilizando uma viga Benkelman, VILLIBOR (1981) mediu as deflexões dos trechos analisados, revelando valores baixos, entre 10 e 70 centésimos de milímetros. Alguns destes trechos estavam em uso a mais de 10 anos e, com isso, mostraram que as deflexões variaram muito pouco ao longo do tempo. Este autor concluiu que caso não sejam alteradas substancialmente as condições de umidade da base e da sub-base, este comportamento de baixas deflexões deve persistir.

Na figura 2.4 são ilustradas as deflexões medidas por Villibor (1981), no trecho da faixa adicional da Rodovia Washington Luiz - Km 219 - LE, em três períodos: 25/11/73, 15/09/74 e 29/08/80.

FIGURA 2.4 - Deflexões medidas, ao longo do tempo, no trecho da faixa adicional da Rodovia Washington Luiz - Km 219 - LE (Fonte: Villibor, 1981).

MEDINA (1997) definiu que a umidade de equilíbrio do subleito é o valor médio da gama de variação do teor de umidade do solo do subleito ao longo do ano, após a fase de acomodação dos primeiros meses de serviço. Afirmou ainda que a variação do teor de umidade de um solo natural depende da pluviosidade e da evapotranspiração. No caso de um solo artificialmente compactado a determinado teor de umidade, sobreposto ao terreno natural e recoberto pela estrutura em camadas do pavimento, é de se esperar algumas modificações do teor de umidade inicial de compactação até o solo entrar em equilíbrio hídrico. O pavimento dificulta as trocas por evaporação do subleito e o acesso ao mesmo, por infiltração, das águas pluviais.

Tem-se verificado que nos pavimentos de rodovias bem projetadas e construídas com dispositivos de drenagem (superficial e profunda) eficientes, a umidade de equilíbrio pode ser considerada igual, no máximo, ao teor de umidade ótimo do ensaio Proctor normal de compactação. Esta é a experiência brasileira em rodovias federais e estaduais em que a drenagem é bem cuidada (MEDINA, 1997).

Segundo MEDINA (1997), em um estudo realizado pelo engenheiro Murilo Lopes de Souza do Instituto de Pesquisas Rodoviárias do DNER, publicado em 1977, constatou-se que a umidade natural por ocasião das sondagens em trechos homogêneos de 500m a 1000m de extensão, era, quase sempre, inferior à ótima.

Conforme citado por MEDINA (1997), na Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos - P.A.E.P. - desenvolvida pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias de 1979 a 1984, estudou-se a sazonalidade das deflexões (deslocamentos verticais recuperáveis) medidas em provas-de-carga com rodas pneumáticas de caminhão, em 53 trechos experimentais de estradas brasileiras. Foram abertos quatro poços por trecho, sendo dois na estação chuvosa e dois na estação seca. Em cerca de onze trechos a umidade do subleito permaneceu invariável; para os demais procurou-se a correlação da deflexão com a umidade. O efeito da sazonalidade foi verificado insignificante quanto a variações de umidade retratadas na deflexão. Numa das regiões, verificou-se que a umidade média de cada trecho era tanto maior quanto maior a deflexão. Entretanto, em cada trecho considerado de *per si*, não se detectou o efeito sazonal, seja aumento da deflexão ou da umidade *in situ* na estação chuvosa em relação à estação seca.

A experiência inglesa nos trópicos traduzida no Road Note 31² *apud* MEDINA (1997) é de que "na maioria dos países tropicais, se a drenagem for adequada do ponto de vista da engenharia, raramente o teor de umidade do subleito é superior ao teor ótimo de compactação. Na verdade, os subleitos são, em geral, mais secos e mais resistentes do que os de países temperados".

² TRANSPORTATION AND ROAD RESEARCH LABORATORY. *A guide to the structural design of bitumen-surfaced roads in tropical and sub-tropical countries*. Road Note 31. Londres: HMSO, 1977, 3.ed. 26p.

2.2 - A CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA COM A VARIAÇÃO DA UMIDADE NO PROJETO DE PAVIMENTOS

O conhecimento da deformabilidade do subleito, traduzida pelo valor do módulo de resiliência, é imprescindível ao se elaborar o projeto de um pavimento através de métodos racionais. O procedimento adotado para o projeto de pavimentos flexíveis apresentado no AASHTO *Guide for the Design of Pavement Structures* (1993) exige também o conhecimento da rigidez dos componentes do pavimento e do seu subleito.

O subleito de pavimentos é usualmente compactado próximo à umidade ótima e massa específica seca máxima. Conforme visto na seção 2.1, o subleito pode sofrer variações sazonais no seu teor de umidade. ELLIOT & THOMPSON (1985) e ELLIOT & THORNTON (1988b) relatam que a maioria dos solos finos exibem um decréscimo no módulo de resiliência quando a umidade aumenta, acarretando um aumento das deflexões do subleito, comprometendo a vida útil do pavimento.

Na figura 2.5 são apresentadas as variações sazonais de deflexões superficiais em um pavimento suportado por um subleito argiloso. Os dados foram coletados no Departamento de Transportes de Illinois-EUA (Fonte: ELLIOT & THORNTON, 1988b).

FIGURA 2.5 - Variações sazonais de deflexões no pavimento de um solo argiloso (Fonte: ELLIOT & THORNTON, 1988b).

ELLIOT & THOMPSON (1985), para os pavimentos do AASHTO Road Test, conduziram uma análise para encontrar uma condição apropriada de período do ano, que representasse o ano em sua totalidade, em termos de umidade. Essa análise incluiu: (a) uma investigação sobre variações sazonais do módulo de resiliência, no AASHTO Road Test; e (b) uma determinação dos efeitos sazonais danosos das cargas em pavimentos com várias espessuras de asfalto.

A fim de se avaliar as variações sazonais do teor de umidade, no *AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures* (1993) é descrito um procedimento no qual o ano é dividido entre 12 e 24 períodos. Em cada período é estimado um valor do módulo de resiliência para um teor de umidade designado. Cada valor de M_R é usado, então, para se determinar um fator de redução ou dano relativo (u_f). O valor médio destes fatores, durante o período em análise, é então usado para se obter um único valor de módulo de resiliência de projeto, o qual é conhecido como 'módulo de resiliência efetivo do solo do leito rodoviário'.

Em síntese, o procedimento sugerido pela AASHTO (1993) para se determinar um valor do módulo de resiliência de projeto é o seguinte:

- a) Dividir o ano em períodos climáticos (meses ou quinzenas);
- b) Determinar o M_R do solo para cada período;
- c) Calcular o dano relativo (u_f) para cada período, mediante a equação:

$$u_f = 1,18 \cdot 10^8 \cdot M_R^{-2,32} \quad (2.1)$$

- d) Determinar o valor médio de u_f ($\overline{u_f}$), de acordo com o número de períodos analisados;
- e) Calcular o valor do módulo de resiliência do subleito, de acordo com a expressão:

$$M_R = 3005 \cdot \overline{u_f}^{-0,431} \quad (2.2)$$

Este único valor de M_R obtido serve para representar o efeito combinado dos valores de M_R determinados durante cada estação.

Segundo DRUMM *et al.* (1997), um procedimento racional para a determinação do módulo de resiliência ajustado sazonalmente não é descrito no AASHTO (1993), embora as variações sazonais do teor de umidade do subleito possam ser estimadas com razoável nível de segurança. Estes autores propuseram um método para determinar-se o M_R de acordo com a variação sazonal da umidade.

2.3 - A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE UMIDADE NO VALOR DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

As seções 2.3.1 e 2.3.2 apresentam, respectivamente, estudos em campo e em laboratório, no tocante à influência da variação da umidade no valor do módulo de resiliência.

2.3.1 - Estudos em Campo

Como foi visto na seção 2.1, a umidade e a temperatura dos pavimentos alteram-se ao longo do ano, acarretando modificações na deformabilidade do subleito. Neste sentido, alguns pesquisadores realizaram análises em campo para prever o efeito da variação da umidade no valor do M_R .

SEED *et al.* (1967) realizaram ensaios na superfície de um subleito, instalando placas de aço, com diâmetros de 18 in., 24 in. e 30 in., que são capazes de aplicar cargas repetidas. As cargas foram transmitidas às placas por meio de um pistão hidráulico. Acima do pistão de carregamento estava conectada uma viga de reação que media as deflexões da seção do pavimento. As deformações foram medidas por três dispositivos acoplados na viga e locados em intervalos de 120 graus em torno dos limites da placa de aplicação de pressão. A deformação resiliente foi calculada pela média das três leituras tomadas através dos dispositivos.

Na tabela 2.1, são apresentadas as características do subleito ensaiado segundo duas condições de umidade (Ensaio A e B), para diversos valores de tensão de aplicação.

TABELA 2.1 - Características do subleito analisado por SEED *et al.* (1967).

Profundidade abaixo da interface base/subleito (ft)	Limites de Atterberg			Teor de umidade (%)		Descrição do solo
	LL	LP	IP	Ensaio A	Ensaio B	
0	64,5	28,0	36,5	15,5	25,0	Argila de alta plasticidade
1				18,0	25,0	
2	44,0	18,5	25,5	20,0	24,8	Argila siltosa marrom de baixa a média plasticidade
3				19,8	20,2	
4	35,5	22,5	13,0	15,2	17,8	Argila siltosa marrom
5				15,0	16,2	

Na figura 2.6 é ilustrada a relação entre o módulo de resiliência e a tensão aplicada pelas placas cilíndricas (σ_0), para as condições de umidade dos ensaios A e B.

FIGURA 2.6 - Relação entre módulo de resiliência do subleito pela tensão aplicada por placas cilíndricas (SEED *et al.*, 1967).

Observou-se no resultado de SEED *et al.* (1967), que o valor do módulo de resiliência do solo na condição mais seca é, aproximadamente, 1,5 vezes maior do que o da condição mais úmida.

KHOGALI & ANDERSON (1996), LONG *et al.* (1997) e NOURELDIN (1994) conduziram ensaios utilizando um *Falling Weight Deflectometer* (FWD), associados a um controle de umidade e temperatura, com intuito de descrever as características resilientes de solos de subleito rodoviários sob variação das condições ambientais.

Os primeiros pesquisadores, KHOGALI & ANDERSON (1996), mediram deflexões em seções de pavimento (com áreas de corte e de aterro), na região de Alberta-EUA, em intervalos regulares de tempo, durante um período de dois anos (1991 e 1992). Os ensaios, para cada ano, foram desenvolvidos de acordo com o seguinte esquema:

1. uma vez por semana no período de 1º de março à 31 de maio;
2. uma vez a cada duas semanas no período de 1º à 31 de junho; e
3. uma vez a cada três semanas a partir de 1º de julho, até não se observar acréscimo de deflexão.

Segundo este estudo, o módulo de resiliência do subleito, determinado através da retroanálise das deflexões, caiu bruscamente ao se iniciar o período de degelo (final do inverno no hemisfério norte), ou seja, o solo tornou-se mais úmido. Esta variação foi observada entre 20 de março e 30 de abril de 1991 (primavera), resultando em redução do M_R do subleito de 800 MPa para 150 MPa, nas áreas de aterro, e de 800 MPa a 100 MPa, nas áreas de corte. A maior redução ocorreu em torno do dia 7 de maio, tanto em 1991 quanto em 1992, onde o M_R do subleito chegou a um valor mínimo de 140 MPa, para a seção em aterro, e de 85 MPa, para seção em corte.

De acordo com KHOGALI & ANDERSON (1996), no período entre início de maio até início de agosto, o M_R permaneceu constante para as áreas de corte e aterro, com variações de ± 10 MPa. A partir de meados de agosto (verão), uma recuperação gradual no valor do M_R foi observada. Nas seções em aterro, o ganho foi de 14% do valor de M_R e nas seções em corte, o ganho foi maior, da ordem de 29% do valor de M_R . Após sucessivos ganhos de rigidez, no outono, o M_R recupera um valor em torno de 800 MPa.

Ainda neste estudo, durante as estações primavera e verão, os valores obtidos do M_R nas áreas de aterro foram 65% maiores do que os valores das áreas de corte. Segundo KHOGALI & ANDERSON (1996), o maior grau de compactação verificado no aterro e a sua melhor condição de drenagem quando comparados com o corte, explicam esta constatação.

KHOGALI & ANDERSON (1996) relataram que o cálculo do M_R por retroanálise, derivado das deflexões medidas por FWD, é capaz de quantificar as variações sazonais no meio-ambiente que afetam a

deformabilidade do subleito. Eles observaram que o padrão de variação dos valores do módulo de resiliência do subleito repetem-se ao longo dos dois períodos analisados (1991 e 1992).

LONG *et al.* (1997) coletaram dados mensais de deflexão, utilizando um FWD *Dynatest* 8000, em 10 seções separadas em 15 metros cada uma, para quatro localidades, durante o período de um ano. No período de degelo primaveril - hemisfério norte - (15 de fevereiro a 15 de abril), as deflexões foram estimadas duas vezes a cada mês. Para cada seção de teste, as determinações da umidade do solo foram realizadas simultaneamente às medidas de deflexão, utilizando-se de um TDR (*time domain reflectometry*), juntamente com a determinação da temperatura correspondente.

Neste estudo, durante os meses com baixas temperaturas (novembro, dezembro e janeiro), os valores de módulo de resiliência do subleito foram elevados. Valores menores do módulo de resiliência foram encontrados durante os meses de verão (final de maio à final de agosto). Observa-se que os valores do M_R durante o verão são mais baixos do que os valores encontrados no período de degelo primaveril (fevereiro - abril).

Nas figuras 2.7 e 2.8 são mostradas as variações do " M_R do subleito *versus* o teor de umidade do subleito" e do " M_R do subleito *versus* meses do ano", respectivamente, para duas seções distintas estudadas por LONG *et al.* (1997). O solo nos locais analisados situam-se na classe CL-ML, segundo a USCS.

FIGURA 2.7 - Variação do M_R versus teor de umidade do subleito, observada por LONG *et al.* (1997).

1 - outubro	2 - novembro	3 - dezembro	4 - janeiro
5 - fevereiro	6 - março	7 - abril	8 - maio
9 - junho	10 - julho	11 - agosto	12 - setembro

FIGURA 2.8 - Variação do M_R do subleito ao longo do ano, observada por LONG *et al.* (1997).

NOURELDIN (1994) avaliou, através de sucessivos ensaios usando um FWD, a influência das variações sazonais de umidade e de temperatura sobre o valor do módulo de resiliência de um solo de subleito rodoviário e das camadas de um pavimento. Em uma das avaliações, no período entre novembro/1992 - fevereiro/1993 choveu intensamente, levando a um

acréscimo no teor de umidade do subleito, de 6,8% para 13%. Conseqüentemente, a massa específica seca do subleito reduziu-se em 6,3% de seu valor inicial. Nestas condições, observou-se que o valor do M_R do subleito diminuiu de 35%.

Cabe ressaltar que os estudos acima descritos (KHOGALI & ANDERSON, 1996; LONG *et al.*, 1997 e NOURELDIN, 1994) ocorreram em países onde a temperatura atinge valores muito extremos, inverno com temperaturas muito baixas e verão com temperaturas elevadas. Nestas regiões acontece um fenômeno conhecido como gelo-degelo, determinante nas alterações das propriedades físicas dos solos. Em contrapartida, em países de clima tropical, como no Brasil, por exemplo, poucas regiões apresentam valores muito baixos de temperatura, além do mais, em determinada época do ano chove muito (verão) e em outra época verifica-se um clima muito seco (inverno). Estas variações ambientais acarretam, também, alterações nas propriedades resilientes dos solos de subleito, que devem ser analisadas e quantificadas.

RODRIGUES (1997) realizou no Rio Grande do Sul ensaios em campo, para se determinar a variação do valor do M_R de um solo LG' com a variação da sucção no solo, ao longo do ano. Para a obtenção do módulo de resiliência em campo, foi utilizada a técnica de retroanálise das bacias de deformação, empregando-se uma viga Benkelman. A aplicação de cargas nas pistas experimentais ocorreu por um Simulador de Tráfego, capaz de aplicar cargas da ordem de 100 kN por eixo. Durante o período de solicitação das pistas, foram realizadas medidas diárias de sucção, utilizando-se um tensiômetro (JET FILL da Soilmoisture Equipment Corporation). No momento da instalação dos tensiômetros, mediu-se o teor de umidade dos subleitos. Os teores eram de aproximadamente 25%, ou seja, 4% acima do teor ótimo da umidade de compactação. O teor de umidade de 25% no campo correspondia a um valor inicial de sucção da ordem de 10 kPa.

Na figura 2.9 é apresentada a reta de ajuste entre módulo de resiliência e sucção, determinada em campo, ao longo de um ano, para três pistas experimentais do estudo de RODRIGUES (1997).

FIGURA 2.9 - Relação entre módulo de resiliência e sucção, determinada em campo por RODRIGUES (1997).

Observou-se nos resultados de RODRIGUES (1997) que o valor do módulo de resiliência cresce com o aumento da sucção, ou seja, com a redução do teor de umidade.

2.3.2 - Estudos em Laboratório

Frente às variações naturais do teor de umidade em solos de subleito, muitos pesquisadores têm direcionado seus esforços no sentido de se analisar, em laboratório, a influência da variação do teor de umidade sobre o valor do módulo de resiliência de solos de subleito rodoviários. Vários destes estudos mostraram que o módulo de resiliência decresce quando ocorre um incremento no teor de umidade, para qualquer estado de tensão (SEED *et al.*, 1967; FREDLUND *et al.*, 1975; EDRIS & LYTTON, 1977; EDIL & MOTAN, 1979; JIN *et al.*, 1994; LI & SELIG, 1994; PHILLIP & CAMERON, 1995; e GEHLING *et al.*, 1997; etc). Esses estudos também indicaram a

existência de uma relação não linear entre o módulo de resiliência e o teor de umidade.

SEED *et al.* (1967) realizaram ensaios triaxiais cíclicos em corpos de prova moldados em laboratório, originados de amostras indeformadas colhidas a 15,24 cm (6 in.) de profundidade abaixo do topo do subleito, logo após a conclusão dos ensaios de placa realizados em campo (Ensaio B), conforme descrito no item 2.3.1. Os valores do módulo de resiliência determinados em laboratório foram um pouco menores do que os do Ensaio B de campo, da ordem de 3%. Esta pequena diferença deve-se ao fato de que os corpos de prova ensaiados no laboratório foram obtidos a partir de amostras coletadas mais próximas à superfície onde o teor de umidade do subleito é um pouco mais alto do que em profundidades inferiores a esta nas quais realizaram-se os ensaios de campo.

Através do resultado de ensaios triaxiais cíclicos realizados em corpos de prova de solos coesivos, moldados em diversas condições de umidade, FREDLUND *et al.* (1975)³ *apud* GEHLING *et al.* (1997) levantaram uma curva " M_R versus teor de umidade", apresentada na figura 2.10. A curva ilustrada refere-se a tensão desvio igual a 48 kPa.

³ FREDLUND, D.G.; BERGAN, A.T. & SAUER, E.K. (1975). *Deformation characteristics of subgrade soils for highways and runways in Northern environments*. Canadian Geotechnical Journal, 12, v.2, p.213-23.

FIGURA 2.10 – Curva da variação do módulo de resiliência em função do teor de umidade, definida por FREDLUND *et al.* (1975).

ELLIOT & THORNTON (1988b) realizaram ensaios triaxiais cíclicos em corpos de prova advindos da compactação de um solo argiloso, com 89% passando na peneira 200, em três teores de umidade, ou seja, na $w_{ot}-2,4\%$, na $w_{ot}+3,1\%$ e na $w_{ot}+5,6\%$ e seus correspondentes valores de massa específica seca para uma energia de compactação.

As curvas que relacionam o módulo de resiliência e a tensão desvio, para os diversos teores de umidade propostos são apresentadas na figura 2.11. A curva entre o módulo de resiliência e o teor de umidade, para tensão desvio igual a 6 psi é ilustrada na figura 2.12. Ambas as curvas foram obtidas por ELLIOT & THORNTON (1988b).

FIGURA 2.11 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida por ELLIOT & THORNTON (1988b), para diversos teores de umidade.

FIGURA 2.12 - Relação entre módulo de resiliência e teor de umidade, para tensão desvio igual a 6 psi, proposta por ELLIOT & THORNTON (1988b).

Através de análises de regressão múltiplas realizadas a partir de resultados de ensaios triaxiais cíclicos, JONES & WITCZAK (1977) mostraram que o módulo de resiliência pode ser relacionado com o teor de umidade (w) e com o grau de saturação (S) dos solos de subleito.

JONES & WITCZAK (1977) realizaram ensaios laboratoriais a partir de corpos de prova compactados e a partir de corpos de prova moldados de amostras indeformadas retiradas do subleito em questão. O solo utilizado neste estudo era um solo A-7-6, segundo a classificação HRB, típico de San Diego-EUA.

No laboratório, os corpos de prova foram compactados em vários teores de umidade, com duas energias de compactação: uma equivalente ao Proctor normal e outra equivalente a 1,5 vezes a energia do Proctor normal. Em seguida, foram realizados os ensaios triaxiais cíclicos e as análises de regressão que possibilitaram elaborar a equação 2.3.

No campo, foram analisadas 35 seções do subleito onde observou-se que o grau de compactação era sempre maior do que 90%. As variações da massa específica seca ficaram entre 1,672 e 1,901 g/cm³ e os teores de umidade variaram entre 11,4 e 18%. Os ensaios triaxiais cíclicos foram realizados a partir da moldagem de amostras indeformadas retiradas de seis seções do subleito, em duas profundidades. Com os resultados dos ensaios e realizando-se as regressões, os autores elaboraram a equação 2.4.

$$\log M_R = - 0,13282.w + 0,013405.S + 2,31909 \quad (2.3)$$

$$\log M_R = - 0,111109.w + 0,021699.S + 1,17869 \quad (2.4)$$

onde:

M_R - Módulo de resiliência (MPa);

w - Teor de umidade (%); e

S - Grau de saturação (%).

Segundo JONES & WITCZAK (1977), uma comparação entre os valores do M_R determinados a partir das equações 2.3 e 2.4, indicou que a razão entre estes valores é próxima da unidade, para graus de saturação

elevados ($S > 90\%$). Por outro lado, para $S < 85\%$, os valores do M_R obtidos a partir da equação 2.3 são maiores do que os da equação 2.4.

EDRIS & LYTTON (1977) estudaram três solos do Texas: CH, CL e ML, segundo a USCS, com porcentagem de argila variando de 20 a 90% e com 71 a 91% de finos passando na peneira 200. Os solos foram compactados no equipamento Harvard, com energia equivalente a 97% do Proctor modificado, em três níveis de sucção, ou seja, nível alto, nível médio (equivalente à w_{ot}) e nível baixo. Segundo estes autores, quando o solo está mais úmido do que a $w_{ot}-2\%$, sua deformabilidade altera-se muito a cada pequeno acréscimo no teor de umidade. Por outro lado, quando o solo está mais seco do que $w_{ot}-2\%$, suas propriedades são pouco dependentes do teor de umidade e muito dependentes do nível de sucção no solo.

EDIL & MOTAN (1979) realizaram ensaios cíclicos em corpos de prova compactados com equipamento Harvard, com esforço de compressão constante e igual a 178 N, na umidade ótima e a 2% abaixo e acima da mesma. Os solos utilizados foram obtidos a partir de um solo de subleito típico de Wisconsin-EUA, classificado como CL (na USCS), e de sua mistura com 25% de areia, resultando também em um solo do grupo CL. Estes autores concluíram que o módulo de resiliência destes materiais, no ramo seco da curva de compactação, é muito susceptível à mudanças de umidade, ao contrário daqueles no ramo úmido. Analisando-se o intervalo de teores de umidade entre $w_{ot}-2\%$ e $w_{ot}+2\%$, o módulo de resiliência dos corpos de prova é máximo para o valor de umidade mais baixo ($w_{ot}-2\%$). A partir deste teor de umidade até a umidade ótima, o módulo de resiliência decresce exponencialmente, da ordem de 75%, e a partir da w_{ot} até $w_{ot}+2\%$, o módulo de resiliência diminui da ordem de 25%.

Outro estudo baseado na avaliação da influência de variações sazonais sobre o valor do módulo de resiliência de solos coesivos de subleito foi feito por JIN *et al.* (1994).

Estes autores se propuseram a avaliar a variação do módulo de resiliência de amostras de solo de subleito coesivo compactadas e ensaiadas segundo diversos valores de umidade, temperatura, massa específica seca e estado de tensão. Os valores do teor de umidade e da temperatura adotados nos ensaios de laboratório foram compatíveis com os medidos em campo, monitorados em duas localizações, durante o período de um ano, usando-se células que determinam a umidade e a temperatura do solo em diversas profundidades. Estas células foram usadas, também, para se determinar a profundidade do gelo-degelo.

Os resultados de laboratório encontrados por JIN *et al.* (1994) possibilitaram a elaboração de equações para se estimar o valor do módulo de resiliência. As análises de regressão efetuadas através dos resultados laboratoriais relacionaram os valores do módulo de resiliência com o estado de tensão, a temperatura, a umidade e a massa específica seca. As expressões desenvolvidas podem ser usadas para se estimar o valor do módulo de resiliência, na área em estudo. Nas equações 2.5 e 2.6 são mostradas as expressões determinadas neste estudo, para as duas localizações.

$$\log M_R = 0,8956 + 0,278(\log \theta) - 0,0202(w) - 0,0091(T) + 0,0038(\rho_d) \quad (2.5)$$

$$\log M_R = -3,1895 + 0,535(\log \theta) - 0,0086(w) - 0,0084(T) + 0,0021(\rho_d) \quad (2.6)$$

onde:

- M_R - Módulo de resiliência (MPa);
- θ - Primeiro invariante de tensão (KPa);
- w - Teor de umidade (%);
- T - Temperatura (°C); e
- ρ_d - Massa específica seca (kg/m³).

Os resultados do ensaio de determinação do M_R indicaram que o valor do M_R aumenta quando o teor de umidade e a temperatura diminuem e quando a massa específica seca e o estado de tensão aumentam.

Segundo LI & SELIG (1994), o comportamento de solos finos de subleito altera-se devido às mudanças ambientais (gelo-degelo) e com o efeito da compactação causado pelo tráfego, fazendo com que a umidade e a massa específica seca variem de diferentes maneiras. Neste sentido, os autores realizaram dois estudos de variação do teor de umidade: um com massa específica seca constante e outro com o esforço de compactação constante. A diferença entre as duas análises é a seguinte: a primeira considera apenas a influência da variação de umidade na variação do M_R , e a segunda, além da umidade, inclui também a influência da variação da massa específica seca na variação do M_R .

Sendo assim, no estudo de LI & SELIG (1994), a influência da variação da umidade no valor do módulo de resiliência foi representada por duas equações. A primeira equação (2.7) relaciona M_R e o teor de umidade, para massa específica seca constante e, a segunda (2.8), a relação entre M_R e teor de umidade, para o esforço de compactação constante. Ou seja:

$$Rm_1 = 0,98 - 0,28.(w-w_{ot}) + 0,029.(w-w_{ot})^2 \quad (2.7)$$

onde:

$Rm_1 = M_R / M_{R(ot)}$, para massa específica seca constante;

* M_R - Módulo de resiliência em um dado teor de umidade e $\rho_d \text{ máx}$;

* $M_{R(ot)}$ - Módulo de resiliência na umidade ótima e $\rho_d \text{ máx}$; e

$(w-w_{ot}) = \Delta w$ - Variação de umidade (%).

*Para esforço de compactação variável.

A figura 2.13 ilustra a relação encontrada entre Rm_1 e Δw , para massa específica seca constante.

FIGURA 2.13 – Relação entre R_{m1} e Δw , com massa específica seca constante (LI & SELIG, 1994).

No segundo estudo, determinou-se a seguinte equação:

$$R_{m2} = 0,96 - 0,18.(w-w_{ot}) + 0,0067.(w-w_{ot})^2 \quad (2.8)$$

onde:

$R_{m2} = M_R / M_{R(ot)}$, para esforço de compactação constante;

* M_R - Módulo de resiliência em um dado teor de umidade e mesmo esforço de compactação do $M_{R(ot)}$;

* $M_{R(ot)}$ - Módulo de resiliência na umidade ótima de compactação; e

$(w-w_{ot}) = \Delta w$ - Variação de umidade (%).

*Para massa específica seca variando.

A figura 2.14 ilustra a relação entre R_{m2} e Δw , para esforço de compactação constante.

FIGURA 2.14 – Relação entre R_{m2} e Δw , para esforço de compactação constante (LI & SELIG, 1994).

A comparação entre os dois estudos realizados por LI & SELIG (1994) mostra que o caso com massa específica seca constante apresenta uma maior mudança do módulo de resiliência com a variação da umidade abaixo do teor ótimo, quando comparado ao estudo com esforço de compactação constante. Esta diferença torna-se menor quando o teor de umidade encontra-se acima do teor ótimo.

Ainda segundo LI & SELIG (1994), para teores de umidade abaixo do ótimo, o M_R tende a crescer com o aumento da massa específica seca, enquanto que, em teores de umidade acima do ótimo, o M_R tende a diminuir com o aumento da massa específica seca. Portanto, se o teor de umidade está abaixo do ótimo, um aumento no teor de umidade é acompanhado de um aumento da massa específica seca, para esforço de compactação constante. Deste modo, ocorrerá um aumento no módulo de resiliência. Por outro lado, se o teor de umidade está acima do ótimo, um acréscimo no teor de umidade acarreta decréscimo da massa específica seca, para esforço de compactação constante. Neste caso, acontecerá um decréscimo no valor de módulo de resiliência.

Para mostrar o efeito que a variação do teor de umidade e a massa específica seca de um solo argiloso causam no valor do módulo de resiliência, PEZO *et al.* (1991) moldaram corpos de prova com o mesmo esforço de compactação ($6,64 \text{ ft-lb/in}^3$), em diferentes níveis de umidade e massa específica seca. Estas variáveis foram selecionadas em quatro pontos sobre a curva de compactação do solo, conforme os valores apresentados na tabela 2.2.

TABELA 2.2 - Valores de teor de umidade e massa específica seca usados nos ensaios de PEZO *et al.* (1991).

	Teor de umidade (%)	Massa específica seca (pcf*)
Amostra 1	17,3	92,3
Amostra 2	19,3 (teor ótimo)	93,9 ($\rho_{d \text{ máx.}}$)
Amostra 3	25,8	89,2
Amostra 4	39,1	77,9

* $1 \text{ pcf} = 0,016 \text{ g/cm}^3$

Para se determinar também o efeito da idade do corpo de prova (tixotropismo), PEZO *et al.* (1991) realizaram os ensaios de estimativa do valor do módulo de resiliência, decorridos dois e seis dias após a compactação dos corpos de prova. Na tabela 2.3 são apresentados os coeficientes obtidos a partir da regressão executada através dos resultados dos ensaios triaxiais cíclicos.

TABELA 2.3 - Regressões segundo o modelo $M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$, a partir dos resultados dos ensaios triaxiais cíclicos (PEZO *et al.*, 1991).

Amostras	Teores de umidade (%)	2 dias da compactação		6 dias da compactação	
		K_1	K_2	K_1	K_2
1	17,3	46925	-0,080	54677	-0,038
2	19,3 (w_{ot})	28523	-0,075	37949	-0,095
3	25,8	29675	-0,029	35768	-0,045
4	39,1	6058	-0,337	10273	-0,261

Através dos resultados da regressão obtidos por PEZO *et al.* (1991) vistos na tabela 2.3, e aplicando-se um valor de tensão desvio de 30 kPa, observou-se que os valores do M_R calculados apresentaram a tendência mostrada na tabela 2.4.

TABELA 2.4 - Valores do M_R calculados para tensão desvio de 30 kPa, obtidos a partir dos resultados de PEZO *et al.* (1991).

Amostras	w (%)	M_R (MPa) - 2 dias	M_R (MPa) - 6 dias
1	17,3	35,75	48,05
2	19,3 (w_{ot})	22,10	27,47
3	25,8	26,89	30,69
4	39,1	1,93	4,23

Verificou-se que o maior valor do M_R foi encontrado para a condição de umidade mais seca e o menor, para a mais úmida, conforme esperado. PEZO *et al.* (1991) não teceram comentários a respeito do M_R no teor de umidade imediatamente superior à w_{ot} ser maior do que o M_R nesta umidade. Esta constatação contraria a tendência de variação do M_R encontrada na maioria dos estudos congêneres. Observou-se o efeito tixotrópico, onde o M_R a 6 dias da compactação é maior do que a 2 dias.

MOHAMMAD *et al.* (1995) analisaram a influência da variação de umidade no valor do módulo de resiliência de um solo arenoso (A-3) e de uma argila siltosa (A-7-6). Os corpos de prova foram compactados e analisados na w_{ot} e abaixo e acima da mesma, conforme tabela 2.5.

TABELA 2.5 – Níveis de umidade e massa específica seca dos solos estudados por MOHAMMAD *et al.* (1995).

Tipo de solo	Descrição (em relação ao teor ótimo)	Massa específica seca (pcf)	Teor de umidade (%)	Grau de compactação (%)
Arenoso	Seco	105,5	9,67	98
	Próximo	107,65	11,92	100
	Úmido	106,65	13,50	99
Argila siltosa	Seco	99,50	18,00	98
	Próximo	101,58	20,58	100
	Úmido	99,50	23,00	98

Na figura 2.15 são ilustradas as relações entre M_R e tensão desvio, para tensão confinante de 42 kPa, referente ao solo A-7-6 (classificação HRB), tomado como exemplo, nos três teores de umidade propostos, segundo MOHAMMAD *et al.* (1995).

FIGURA 2.15 - Relação entre M_R e tensão desvio referente ao solo A-7-6, para tensão confinante de 42 kPa, em três teores de umidade, determinada por MOHAMMAD *et al.* (1995).

Neste estudo, MOHAMMAD *et al.* (1995) concluíram que os valores do M_R do solo argiloso decrescem com o acréscimo do teor de umidade. Isto foi atribuído ao aumento da pressão neutra positiva com o acréscimo no teor de umidade ou grau de saturação. Valores mais altos de pressão neutra diminuem a tensão efetiva e a resistência ao cisalhamento dos corpos de prova de argila, resultando em um módulo de resiliência menor. Já para os solos arenosos, os valores do M_R são ligeiramente maiores nas condições de umidade abaixo e acima da ótima, confrontados com os valores da ótima. Contudo, a variação estatística entre os resultados dos três teores de umidade analisados é insignificante, provavelmente devido à pequena variação do esforço de compactação usado e a menor influência do teor de umidade em areias.

THADKAMALLA & GEORGE (1995) investigaram o efeito do aumento do grau de saturação no valor do M_R de corpos de prova compactados na w_{ot} e acima deste teor. Os materiais utilizados foram provenientes do subleito de quatro localidades. Os solos foram classificados como: A-2-4, A-7-5, A-4 e A-2 (classificação HRB). A variação de umidade ocorreu por três modos: (1) saturação capilar; (2) saturação à vácuo; e (3) moldagem acima da umidade ótima.

Os ensaios de determinação do M_R seguiram os procedimentos preconizados no AASHTO T274-82 e os corpos de prova foram preparados nas seguintes condições:

1. Moldagem no teor ótimo de umidade e 97% do peso específico máximo do Proctor normal;
2. Moldagem no teor ótimo de umidade e 97% do peso específico máximo do Proctor normal e saturação capilar a 0,914 m de sucção de água;
3. Moldagem no teor ótimo de umidade e 97% do peso específico máximo do Proctor normal e saturação capilar a 0 m de sucção de água;
4. Moldagem no teor ótimo de umidade e 97% do peso específico máximo do Proctor normal e saturação à vácuo até alcançar-se a umidade de equilíbrio;
5. Moldagem no teor ótimo de umidade e 97% do peso específico máximo do Proctor normal e saturação à vácuo até o máximo valor possível de saturação (aproximadamente 96%);
6. Moldagem na umidade e peso específico correspondente ao final da condição 2; e
7. Moldagem na umidade e peso específico correspondente ao final da condição 3.

Segundo THADKAMALLA & GEORGE (1995), o módulo de resiliência diminui com a saturação, conduzindo às seguintes observações:

1. O M_R de solos granulares não é afetado significativamente pela quantidade e pelo modo da saturação. A sua redução com a saturação é em torno de 20%;
2. O M_R de solos finos reduz-se drasticamente com a saturação, entre 50% e 75%, dependendo do grau de saturação e do método usado na saturação;
3. No caso de solos finos, o método de saturação apresenta uma variedade de efeitos sobre o módulo de resiliência dos corpos de prova ensaiados. O valor do M_R dos corpos de prova saturados à vácuo decresce exponencialmente com o aumento do grau de saturação, ao passo que decresce linearmente com a saturação capilar e, também, com a umidade dos corpos de prova moldados acima do teor ótimo de umidade (condições 6 e 7); e
4. Para os solos finos, o decréscimo no valor do M_R é praticamente idêntico, tanto nos corpos de prova saturados por capilaridade quanto para aqueles moldados acima do teor ótimo de umidade (condições 6 e 7).

DRUMM *et al.* (1997) realizaram uma série de ensaios para se estimar o valor do módulo de resiliência com o objetivo de investigar a variação do M_R devido ao acréscimo no teor de umidade após a compactação dos corpos de prova. Foram estudados 11 tipos de solo do Tennessee-EUA (3 solos A-4, 3 solos A-6, 2 solos A-7-5 e 3 solos A-7-6), segundo classificação HRB. A compactação dos corpos de prova ocorreu com os solos nas condições de umidade ótima e massa específica seca máxima referente ao Proctor normal. Os corpos de prova foram compactados por amassamento.

Segundo DRUMM *et al.* (1997), um total de três corpos de prova de cada tipo de solo foram compactados. Um destes corpos de prova foi ensaiado na w_{ot} e os outros dois após serem umedecidos. Os corpos de prova foram umedecidos segundo dois níveis de grau de saturação, no dia

seguinte à compactação, dentro de uma célula triaxial, onde aplicou-se pressão de água por debaixo da amostra e pressão atmosférica pelo topo. Todos os corpos de prova ficaram armazenados por sete dias em uma câmara úmida antes de se realizar os ensaios triaxiais cíclicos.

DRUMM *et al.* (1997) concluíram que todos os solos ensaiados exibem um decréscimo no módulo de resiliência à medida em que se aumenta o grau de saturação e o teor de umidade, porém a magnitude da redução no valor de M_R mostra-se dependente do tipo de solo.

Segundo DRUMM *et al.* (1997), os solos dos grupos A-7-5 e A-7-6 possuem os valores mais altos do M_R , na condição ótima de umidade e massa específica seca máxima e são mais susceptíveis às mudanças no valor do M_R devido à variação do teor de umidade. Os solos A-4 e A-6 possuem valores do M_R mais baixos e são menos influenciados pelas mudanças de umidade. Estes autores propuseram um método para corrigir o valor do módulo de resiliência determinado na w_{ot} , quando se aumenta o grau de saturação.

Na figura 2.16 é ilustrada a relação entre módulo de resiliência e tensão desvio, determinada por DRUMM *et al.* (1997), para corpos de prova de um solo A-7-5, moldados na umidade ótima igual a 29,4%, com grau de saturação igual a 91,9% e posteriormente umedecidos até $w = 30,1\%$ e $S = 93,4\%$, e até $w = 30,7\%$ e $S = 95,4\%$.

FIGURA 2.16 - Efeito da saturação após a compactação no valor do módulo de resiliência de um solo do grupo A-7-5 (DRUMM *et al.*, 1997).

RODRIGUES (1997) analisou no Rio Grande do Sul a influência da variação de umidade no valor do M_R de quatro solos de subleito, ou seja, LG', NA', LG' e LA', segundo classificação MCT, compactados no teor ótimo e massa específica seca máxima referente ao Proctor normal. Em seguida, alguns corpos de prova foram submetidos a trajetórias de secagem, de umedecimento e de secagem seguida de umedecimento. Posteriormente, foram realizados os ensaios triaxiais cíclicos.

Na figura 2.17 apresenta-se o resultado dos ensaios cíclicos realizados por RODRIGUES (1997), em corpos de prova de um solo LG', em três teores de umidade, ou seja, w_{ot} , $w_{ot}-2\%$ (secagem) e $w_{ot}+2\%$ (umedecimento). Encontrou-se que os valores do M_R são maiores para o teor de umidade mais baixo e estes vão diminuindo à medida em que a umidade e a tensão desvio aumentam.

FIGURA 2.17 – Módulo de resiliência *versus* tensão desvio, em três teores de umidade (RODRIGUES, 1997).

Na figura 2.18 ilustra-se o resultado dos ensaios triaxiais cíclicos executados por RODRIGUES (1997), em corpos de prova de um solo LG', em dois teores de umidade: $w_{ot}-2\%$ (secagem) e $w_{ot}-2\%$ obtido após a secagem de corpos de prova na w_{ot} até a $w_{ot}-5\%$ e posterior umedecimento até $w_{ot}-2\%$. Para o caso de secagem seguida de umedecimento, os valores do M_R são menores do que os obtidos após o processo de apenas secagem.

FIGURA 2.18 – Módulo de resiliência *versus* tensão desvio obtido nos processos de secagem e de secagem seguida de umedecimento, até $w = 19\%$ (RODRIGUES, 1997).

Na figura 2.19 é apresentada a variação do módulo de resiliência de um solo LG', compactado na w_{ot} e $\rho_d \text{ máx}$ e submetido a processos de secagem e umedecimento, em função da variação do teor de umidade e da tensão desvio, determinada por GEHLING *et al.* (1997).

FIGURA 2.19 - Variação do módulo de resiliência em função da variação do teor de umidade, determinada por GEHLING *et al.* (1997).

Segundo GEHLING *et al.* (1997), um incremento no teor de umidade dos c.p. provoca uma diminuição no M_R , independente do nível de tensão desvio. Os valores do M_R decrescem à medida em que se aumenta a tensão desvio aplicada. Observou-se que para menores valores de tensão desvio (50 e 100 kPa), as curvas apresentam um valor máximo de M_R . Este comportamento está relacionado com a rigidez da estrutura do solo que no processo de secagem ocasiona uma diminuição no M_R após atingir um valor máximo ($w=17\%$), em ambos os casos.

RODRIGUES (1997) comparou, também, os valores do M_R de corpos de prova de um solo LG', compactados na w_{ot} e $\rho_d \text{ máx}$, com os valores do M_R de corpos de prova do mesmo solo, compactados na w_{ot} e $\rho_d \text{ máx}$, submetidos a uma secagem até $w_{ot}-5\%$ e, em seguida, umedecidos, novamente, até a w_{ot} . Neste último caso os valores do módulo de resiliência foram 68% menores.

2.4 - A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA SUCÇÃO NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

FREDLUND *et al.* (1975)³ *apud* GEHLING *et al.* (1997) (pág.26) realizaram ensaios triaxiais cíclicos em corpos de prova de solos coesivos de subleito compactados em diversas condições de umidade. Com os resultados destes ensaios e utilizando-se a curva característica do solo, a qual relaciona o teor de umidade com a sucção, estes autores propuseram, através de uma análise do estado de tensões e do nível de sucção no solo, uma equação para o cálculo módulo de resiliência a partir de três variáveis, conforme a equação 2.9.

$$M_R = f [(\sigma_3 - u_a) (\sigma_1 - \sigma_3) (u_a - u_w)] \quad (2.9)$$

onde:

$(\sigma_3 - u_a)$ = tensão de confinamento (kPa);

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ = tensão desvio (kPa);

$(u_a - u_w)$ = sucção (kPa);

u_a - pressão de ar; e

u_w - pressão de água.

EDIL & MOTAN (1979) realizaram um estudo a fim de se relacionar as características de resistência e de deformabilidade de estruturas de pavimento, através de ensaios de compressão simples e ensaios cíclicos simulando as condições de carregamento ocorrentes em campo, com o teor de umidade do solo, expresso em termos de sucção no solo. Os solos utilizados foram obtidos a partir de um solo de subleito típico de Wisconsin-EUA e a partir de sua mistura com 25% de areia. Os solos foram classificados como uma argila de baixa plasticidade. Os corpos de prova foram compactados no equipamento Harvard, com um esforço de compressão constante e igual a 178N, em três teores de umidade, ou seja, na umidade ótima, a 2% abaixo e a 2% acima da mesma.

As fases deste estudo envolveram três etapas: (a) preparação e compactação das amostras; (b) equilíbrio de umidade das amostras em vários valores de sucção; e (c) ensaios de carga repetida e de compressão simples nas amostras. Foram preparados três conjuntos de amostras para o ensaio, um conjunto na w_{ot} , outro na $w_{ot}-2\%$ e um na $w_{ot}+2\%$. Cada conjunto era composto de nove corpos de prova, tendo cada corpo de prova um valor de sucção (6,25; 12,5; 25; 50; 100; 200; 400; 800 e 1500 kPa). EDIL & MOTAN (1979) usaram dois extratores de umidade de solo, para se equilibrar as amostras nos valores de sucção propostos. Um deles contém uma placa cerâmica que permite a entrada de ar até uma pressão de 100 kPa, operada para o limite de 6,25 a 50 kPa. O outro extrator contém uma placa de pressão de entrada de ar que alcança 1500 KPa, usada para operar no limite de 100 a 1500 kPa.

EDIL & MOTAN (1979) concluíram que o valor do módulo de resiliência aumenta exponencialmente para valores de sucção entre 100 kPa e 800 kPa, este último denominado por estes autores como um valor crítico. Acima deste valor crítico de sucção o M_R decresce rapidamente. A sucção crítica (800 kPa) corresponde à $w_{ot}-2\%$ para o solo ensaiado. A figura 2.20 ilustra a relação "módulo de resiliência *versus* sucção" encontrada pelos autores para o solo argiloso de baixa plasticidade.

FIGURA 2.20 – Relação entre módulo de resiliência e sucção no solo proposta por EDIL & MOTAN (1979).

RODRIGUES (1997) determinou relações entre o módulo de resiliência e a sucção, para quatro tipos solos, utilizando-se os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos e os valores de sucção, determinados através do método do papel filtro, para o solo em diversas condições de umidade. A figura 2.21 ilustra esta relação, para valores de tensão desvio desenvolvidos durante a realização dos ensaios cíclicos, referente aos corpos de prova advindos de um solo LG' com $LP = 25\%$.

FIGURA 2.21 – Relação entre módulo de resiliência e sucção no solo, determinada por RODRIGUES (1997).

Verificou-se, no estudo de RODRIGUES (1997), que para os quatro tipos de solo, o módulo de resiliência aumenta à medida em que a sucção no solo aumenta. Este crescimento é tanto maior quanto menor for a tensão desvio. Comportamento semelhante ao ilustrado na figura 2.21, o qual o módulo de resiliência apresenta um valor máximo, referente a um nível de sucção, a partir do qual o M_R tende a diminuir, foi encontrado também para um solo NA' com LP = 16% e para um LG' com LP = 53%. Em contrapartida, para um solo LA' com LP = 21%, não se observou um valor máximo de módulo de resiliência ao se aumentar a sucção.

A influência da sucção no solo no valor do módulo de resiliência de solos expansivos de subleito foi, também, estudada por PHILLIP & CAMERON (1995). Amostras de uma argila expansiva de subleito, retiradas de pavimentos de estacionamento usados por mais de 10 anos, foram submetidas à ensaios triaxiais cíclicos, executados a fim de se investigar a relação de dependência entre o M_R , o estado de tensão, a massa específica seca máxima e as mudanças de umidade.

Para cada um dos quatro tipos de solo estudados por PHILLIP & CAMERON (1995), foi constatada que a relação entre módulo de resiliência e a sucção no solo é linear, onde o M_R aumenta à medida em que ocorre aumento da sucção, de acordo com a figura 2.22. Analisando os quatro tipos de solos simultaneamente, não foi possível encontrar uma relação única entre M_R e sucção. Os autores verificaram, também, que o valor do M_R decresce à medida em que a tensão desvio aumenta.

FIGURA 2.22 – Relação entre M_R e sucção no solo, proposta por PHILLIP & CAMERON (1995).

2.5 - ASPECTOS COMPLEMENTARES

2.5.1 - Modelagem do Módulo de Resiliência com o Estado de Tensão

Estudos sobre o comportamento dos solos sob diversas condições de carregamento cíclico foram realizados por vários autores (HICKS & MONISMITH, 1971; JONES & WITCZAK, 1977; MEDINA & PREUSSLER, 1980; MOTTA & CERATTI, 1986; ZAMAN *et al.* 1994; etc) indicando que o módulo de resiliência depende da condição de carregamento, do estado de tensão, da natureza do solo (origem, composição e estrutura) e do estado físico do solo, definido pelo teor de umidade e massa específica seca.

Estas pesquisas mostram ainda que para solos granulares, o comportamento resiliente é influenciado principalmente pelo primeiro invariante de tensão (θ) ou pela tensão confinante (σ_3), e no caso dos solos coesivos, o módulo de resiliência (M_R) é influenciado principalmente pela tensão desvio (σ_d). MOTTA *et al.* (1985) e MEDINA *et al.* (1986), analisando solos lateríticos, apresentam que, além dos comportamentos já citados, o

módulo de resiliência pode apresentar influência conjunta da tensão desvio (σ_d) e da tensão confinante (σ_3).

A seguir, são apresentados alguns modelos utilizados na representação da variação do módulo de resiliência com a variação do estado de tensão.

2.5.1.1 - Modelo bi-linear, $M_R = f(\sigma_d)$

O modelo bi-linear foi proposto inicialmente por HICKS (1970) e em seguida por THOMPSON & ROBNETT (1976) para representar os resultados de um estudo sobre o comportamento resiliente do subleito formado por materiais coesivos durante a realização do AASHTO Road Test. O modelo é descrito pelas equações 2.10 e 2.11.

$$M_R = k_2 + k_3.(k_1 - \sigma_d); \quad k_1 > \sigma_d \quad (2.10)$$

$$M_R = k_2 + k_4.(\sigma_d - k_1); \quad k_1 < \sigma_d \quad (2.11)$$

onde:

M_R - Módulo de resiliência;

σ_d - Tensão desvio; e

k_1 , k_2 , k_3 e k_4 - Parâmetros de regressão.

Este modelo foi também utilizado por diversos autores (MEDINA & PREUSSLER, 1980; MOTTA *et al.*, 1985; MOTTA & CERATTI, 1986; PEZO *et al.*, 1991; SANTHA, 1994; etc) para representar o módulo de resiliência de solos coesivos e a sua variação com a tensão atuante nas camadas do pavimento. Estas pesquisas indicam que a tensão desvio exerce grande influência no valor do M_R , onde este decresce com o aumento daquela, para a maior parte dos solos finos coesivos.

2.5.1.2 - Modelo potencial (k - σ_d)

Este modelo é utilizado para representar a variação do módulo de resiliência com a tensão desvio, adotado para solos coesivos. Por necessitar de somente duas constantes de regressão para sua determinação, conforme observado na equação 2.12, trata-se de um modelo mais simples que o bi-linear.

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

onde:

M_R - Módulo de resiliência;

σ_d - Tensão desvio; e

k_1 e k_2 - Parâmetros de regressão.

MOOSSAZADEH & WITCZAK (1981) realizaram análises estatísticas com resultados de diversas pesquisas, com intenção de representar valores típicos para os parâmetros k_1 e k_2 do modelo k - σ_d . Foram analisados 137 resultados de trabalhos efetuados com solos coesivos de San Diego, Illinois e Maryland. SANTHA (1994) realizou 42 ensaios triaxiais cíclicos em solos coesivos da região de Georgia-EUA e através do modelo k - σ_d , representou a variação do M_R com o estado de tensão.

MOTTA *et al.* (1990) observaram que este modelo em questão apresentou um bom desempenho, até mesmo, na representação do comportamento resiliente de solos pedregulhosos lateríticos. Segundo estes autores, ao se utilizar o modelo k - σ_d , evitam-se problemas na definição no ponto de inflexão, conforme ocorre no modelo bi-linear.

2.5.1.3 - Modelo hiperbólico

O modelo hiperbólico apresentado na equação 2.13 foi utilizado por DRUMM *et al.* (1990) para representar a dependência do módulo de resiliência em relação à tensão desvio de 11 solos coesivos encontrados no estado do Tennessee.

$$M_R = \frac{k_1 + k_2 \cdot \sigma_d}{\sigma_d} \quad (2.13)$$

onde:

M_R - Módulo de resiliência;

σ_d - Tensão desvio; e

k_1 e k_2 - Parâmetros de regressão.

2.5.1.4 - Modelo semi-logarítmico

Este modelo apresentado na equação 2.14 foi proposto por FREDLUND *et al.* (1977) para a utilização em solos de subleito com características coesivas, após a realização de ensaios triaxiais cíclicos em solos provenientes do Canadá.

$$M_R = 10^{(k_1 - k_2 \cdot \sigma_d)} \quad (2.14)$$

onde:

M_R - Módulo de resiliência;

σ_d - Tensão desvio; e

k_1 e k_2 - Parâmetros do modelo.

LI & SELIG (1994) realizaram um estudo comparativo entre o desempenho dos quatro modelos acima descritos (bi-linear, potencial k - σ_d , hiperbólico e semi-logarítmico) utilizando o resultado das pesquisas

desenvolvidas por SEED *et al.* (1962) e THOMPSON & ROBNETT (1976), para solos granulares finos de subleito. Os resultados são apresentados na tabela 2.6.

TABELA 2.6 - Comparação entre diferentes modelos para a representação do módulo de resiliência (Fonte: LI & SELIG, 1994).

Modelos	Coeficiente de Determinação (R^2)	
	Seed <i>et al.</i> (1962)	Thompson & Robnett (1976)
Bi-linear	1,0	1,0
Potencial ($k-\sigma_d$)	0,92	0,97
Hiperbólico	0,89	0,95
Semi-logarítmico	0,89	0,91

2.5.1.5 - Modelo combinado, $M_R = f(\sigma_d, \sigma_3)$

ARANOVICH⁴ *apud* MOTTA & CERATTI (1986) estudou o módulo de resiliência de solos utilizados na construção de pavimentos de baixo custo e verificou que para os solos arenosos finos lateríticos de sua pesquisa, o valor do módulo de resiliência dependia simultaneamente de σ_d e de σ_3 , levando-o a propor os modelos apresentados nas equações 2.15 e 2.16.

$$M_R = [k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d)] \cdot \sigma_3^{k_5}; \quad \text{para } \sigma_d < k_1 \text{ e} \quad (2.15)$$

$$M_R = [k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1)] \cdot \sigma_3^{k_5}; \quad \text{para } \sigma_d > k_1 \quad (2.16)$$

onde:

M_R - Módulo de resiliência;

σ_d - Tensão desvio;

σ_3 - Tensão confinante; e

k_1, k_2, k_3, k_4 e k_5 - Parâmetros de regressão.

⁴ ARANOVICH, L.A.S. (1985). Desempenho de pavimentos de baixo custo no estado do Paraná. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado). COPPE/UFRJ.

MOTTA *et al.* (1985) e MOTTA & CERATTI (1986) observaram amostras onde o M_R não é afetado pelo estado de tensão e outras amostras as quais o M_R dependia da tensão desvio e da tensão confinante, simultaneamente. Os solos estudados eram provenientes do Paraná, Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Goiás e São Paulo e possuíam características típicas dos latossolos arenosos finos.

Outro modelo combinado, utilizado por estes últimos autores e muito comum na literatura, mostra-se mais simplificado em comparação aos das equações 2.15 e 2.16, é apresentado na equação 2.17.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3} \quad (2.17)$$

onde:

M_R - Módulo de resiliência;

σ_d - Tensão desvio;

σ_3 - Tensão confinante; e

k_1 , k_2 e k_3 - Parâmetros de regressão.

2.5.1.6 - Modelo potencial (k - σ_3)

A relação entre módulo de resiliência e tensão confinante surgiu basicamente através de HICKS & MONISMITH (1971) e vem sendo usada em pesquisas no Brasil a partir de 1977. Verificou-se que para certos solos granulares, a variação do M_R em função do estado de tensão é muito bem representada pela influência da tensão confinante. A equação 2.18 representa o modelo comumente empregado.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (2.18)$$

onde:

M_R - Módulo de resiliência;

σ_3 - Tensão confinante; e

k_1 e k_2 - Parâmetros de regressão.

2.5.1.7 - Modelo potencial ($k-\theta$)

Um grande número de pesquisas (HICKS & MONISMITH, 1971; RADA & WITCZAK, 1981; NATAATMADJA, 1989; BERNUCCI, 1995, etc) mostram que o módulo de resiliência da maioria dos solos granulares depende principalmente, quanto ao estado de tensão, do primeiro invariante de tensão θ ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$). O modelo $k-\theta$ apresentado na equação 2.19 tem sido aplicado com sucesso sob ponto de vista estatístico para solos granulares.

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (2.19)$$

onde:

M_R - Módulo de resiliência;

θ - Primeiro invariante de tensão; e

k_1 e k_2 - Parâmetros de regressão.

2.5.2 - RELAÇÃO ENTRE UMIDADE E SUCÇÃO

Em países de clima tropical, grande parte dos problemas geotécnicos de resistência aos esforços refere-se a solos não saturados. Nestes solos, dentre as diversas causas existentes que podem gerar um colapso do maciço compactado, pode-se destacar a influência da sucção no solo.

A variação de sucção em subleitos rodoviários acarreta modificações nas deformabilidades resilientes da estrutura do pavimento. A sucção dos solos de subleito merece destaque na análise do comportamento mecanístico de pavimentos por estar ligada às respostas da estrutura aos esforços solicitantes.

De acordo com PRESA *et al.* (1986), a sucção total (s) nos solos corresponde ao trabalho total das forças de capilaridade, adsorção e

osmose. Sucção total é igual a soma entre sucção matricial (s_m) e sucção osmótica (s_o). Estes autores definiram cada tipo de sucção da seguinte maneira:

1. Sucção total é a pressão negativa a que se deve submeter a água pura, para que, ao colocá-la em contato com o solo através de uma membrana semi-permeável, exista equilíbrio;
2. Sucção matricial é a pressão negativa a que se deve submeter uma dissolução de idêntica composição à da água do solo para que exista equilíbrio ao colocarem ambas em contato, através de uma membrana permeável;
3. Sucção osmótica é a pressão negativa a que se deve submeter a água pura para que exista equilíbrio ao colocá-la em contato com a água do solo através de uma membrana semi-permeável, de modo que se permita somente a passagem das moléculas de água.

Existem vários métodos usados em campo e em laboratório para medir ou aplicar sucção em solos. Dentre eles pode-se citar: placa de pressão, tensiômetros, sensores de dissipação de calor, aparelho com membrana de pressão, bloco de gesso, centrífugas, célula úmida de fibra de vidro, método do papel filtro, psicrômetros e secador à vácuo.

Segundo MARINHO (1994), no método do papel filtro para se determinar sucção no solo, o fluxo de água pode ocorrer de duas maneiras: por fluxo de vapor (figura 2.23a) ou por fluxo capilar (figura 2.23b). No caso de fluxo de vapor, as moléculas de água têm que escapar da água do poro, vencendo as forças capilares no solo e, eventualmente, forças osmóticas que agem devido a presença de sais. O espaço de ar deixado entre o solo e o papel filtro fornece uma barreira para os sais, permitindo apenas o fluxo de vapor d'água. Se o fluxo ocorre apenas através de vapor de água o papel medirá sucção total, uma vez que está incorporando forças osmóticas e

capilares que retêm a molécula de água. Na situação de fluxo capilar, o fluxo acontece através das partículas do solo e das fibras do papel filtro, sem que a água perca continuidade, através de uma interação entre o papel filtro e a água de poro (com sais). Quando o fluxo ocorre apenas por capilaridade mede-se sucção matricial.

FIGURA 2.23 - Tipos de fluxos de água do solo para o papel filtro.

“Shull (1916) foi possivelmente o primeiro a utilizar o fenômeno da absorção para medição de sucção, usando sementes. A calibração das sementes consistiu em se determinar a umidade de equilíbrio de sementes secas ao ar, quando colocadas em ambiente com diferente concentração de ácido sulfúrico, com conhecida pressão de vapor. Enfatiza-se que o espaço de ar no sistema solução/ar/semente deve ser pequeno e que o sistema atinge o equilíbrio em 15 dias. Após as sementes e o solo terem alcançado o equilíbrio, as sementes são pesadas e a umidade determinada. Utilizando a curva de calibração, que relaciona a umidade das sementes com pressão de vapor, é possível se obter a sucção do solo. Usando o conceito de absorção, Hansen (1926) usou papel filtro para obter a sucção em solos. Os papéis filtro eram saturados com uma solução de açúcar cuja pressão de vapor era previamente conhecida. O primeiro a utilizar papel filtro como material absorvente sem ter previamente saturado foi Gardner (1937). O método adotado foi o mesmo utilizado por Shull (1916)” (MARINHO, 1994).

Após GARDNER (1937), vários pesquisadores desenvolveram e utilizaram o método do papel filtro para determinar a sucção em solos (FAWCETT & COLLIS-GEORGE, 1967; McQUEEN & MILLER, 1968; AL-KHAFAR & HANKS, 1974; HAMBLIN, 1981; CHANDLER & GUTIERREZ, 1986; SYBLEY & WILLIAMS, 1990); e, algumas normas adotaram um método padrão para determinação da sucção através do uso do papel filtro (D.M.R., 1980; e ASTM D5298, 1992).

O uso do papel filtro como medidor de sucção ganhou credibilidade com o passar do tempo. Com isso, os processos industriais envolvidos na fabricação dos papéis filtro garantem que as características de absorção de cada papel seja a mesma e independente da caixa ou do lote usado (FAWCETT & COLLIS-GEORGE⁵ *apud* MARINHO, 1994).

De acordo com SWARBRICK (1995), vários aspectos do método do papel filtro devem ser considerados para se tornar o método viável. Incluem-se: (1) limites na medição de sucção e acurácia; (2) histerese; (3) calibração; e (4) tempo de equilíbrio.

Segundo SYBLEY & WILLIAMS (1990) e SWARBRICK (1995), o papel filtro exibe boa resposta, para se medir sucção num amplo limite de teor de umidade. MARINHO (1994) relata que o papel filtro Whatman 42, inicialmente seco ao ar, com umidade em torno de 6%, é capaz de medir valores de sucção de 0 a 29 MPa. Estes últimos e diversos outros autores afirmam que a acurácia do método para se medir a massa do papel filtro é muito importante. Sugere-se o uso de balanças com precisão de 0,0001 gramas.

⁵ Fawcett, R.G.; Collis-George, N. (1967). A filter-paper method for determining the moisture characteristics of soil. Australian Journal of Experimental Agriculture and Animal Husbandry, n.7, p.162-167.

Histerese é um fenômeno que afeta a maioria dos meios porosos. É a diferença observada na característica de retenção de umidade, dependendo se a amostra está umedecendo ou secando (SWARBRICK, 1995). Quando o papel filtro apresenta histerese, sua calibração e seu uso devem considerar este fato. O método comum é usar o papel filtro em um ciclo de umedecimento ou de secagem, e calibrar o papel corretamente.

Existem várias calibrações de papel filtro feitas nos últimos 30 anos. O papel filtro Whatman 42 foi calibrado, inicialmente, por FAWCETT & COLLIS-GEORGE (1967). No entanto, calibrações de outros papéis filtro, por exemplo, Schleicher & Schuell nº 589, foram feitas por McQUEEN & MILLER (1968); AL-KHAFAF & HANKS (1974); e HOUSTON *et al.* (1994), onde são, geralmente, muito similares às do Whatman 42 (ASTM D5298, 1992).

Tendo em vista que, durante todo este período de três décadas, as curvas de calibração encontradas por diversos autores foram muito semelhantes, dispensou-se, então, o procedimento de calibração do papel filtro, em certos estudos, utilizando-se as curvas de calibração propostas na literatura, para se determinar a sucção em solos.

Apresentam-se na tabela 2.7, equações de calibração entre sucção e teor de umidade, usada por diversos pesquisadores, para os papéis filtro *Whatman 42* e *Schleicher & Schuell* nº 589.

TABELA 2.7 - Equações de calibração entre sucção e umidade, propostas por diversos autores, para dois tipos de papel filtro.

Autores	Tipo do papel filtro	Sucção (cm H ₂ O)	Observação
Fawcett & Collis-George (1967)	Whatman 42	$pF = 10^{5,777 - 0,06W}$	pF entre 2,6 e 4,5
McQueen & Miller (1968)	Schleicher & Schuell nº 589	$pF = 10^{6,246 - 0,0723W}$	pF entre 2,3 e 5,9
Hamblin (1981)	Whatman 42	$pF = 10^{6,281 - 0,0822W}$	-
Chander & Gutierrez (1986)	Whatman 42	$pF = 10^{5,850 - 0,062W}$	pF entre 2,9 e 4,8 w entre 17% e 47% Sucção entre 80 e 600 kPa
ASTM D5298 (1992)	Whatman 42	$pF = 10^{6,327 - 0,0779W}$ $pF = 10^{3,412 - 0,0135W}$	$w \leq 54\%$ $w > 54\%$ $pF > 2,1$ Sucção > 50 kPa

Uma das considerações mais importantes no método do papel filtro é o tempo de equilíbrio. Não há dados que indiquem um tempo requerido para o papel filtro alcançar o equilíbrio. Sugere-se tempos de equilíbrio entre: dois dias (AL-KHAFAR & HANKS, 1974); três dias (CHANDLER & GUTIERREZ, 1986); sete dias (WILLIAMS & SEDGLEY, 1965; FAWCETT & COLLIS-GEORGE, 1967; McQUEEN & MILLER, 1968; ASTM D5298, 1992; e HOUSTON *et al.*, 1994); e dez dias (SYBLEY & WILLIAMS, 1990).

Amostras mais secas levam mais tempo para alcançar o equilíbrio de umidade do que as mais úmidas, mesmo quando o papel filtro está inicialmente seco (HAMBLIN, 1980).

Segundo TSAI & PETRY (1995), o método do papel filtro apresenta uma série de vantagens para se medir a sucção em amostras compactadas em laboratório. Este é um método de simples execução, é relativamente

barato e é capaz de medir desde valores muito baixos até valores muito altos de sucção em solo.

A figura 2.24 mostra a curva de calibração do papel filtro *Baxter 381 S/P* utilizado pelos últimos autores citados acima.

FIGURA 2.24 – Curva de calibração do papel filtro *Baxter 381 S/P* determinada por TSAI & PETRY (1995).

RICHARDS & CHAN⁶ *apud* PHILLIP & CAMERON (1995) fizeram estudos sobre distribuição de umidade em pavimentos, os quais indicaram que a sucção dos solos expansivos do subleito tendem vagarosamente a um valor único (valor de equilíbrio de sucção) depois de construído o pavimento.

“O fluxo de umidade em solos é determinado pelo gradiente de sucção. Água em forma de vapor ou forma líquida viaja de áreas de baixa sucção para zonas de alta sucção. As mudanças de sucção no subleito durante a vida do pavimento dependem do nível de sucção durante sua construção. O subleito pode perder ou ganhar umidade a fim de estabelecer o equilíbrio com o meio ambiente vizinho” (PHILLIP & CAMERON, 1995).

⁶ Richards, B.G.; Chan, C.Y. (1971). Theoretical analyses of subgrade moisture under Australian environmental conditions and their practical implications. Australian Road Res., 4 (6), p.32-49.

Os ensaios de sucção em solos são realizados com a finalidade de se estimar o valor de sucção no solo sem sobrecarga e em determinadas condições de umidade, índice de vazios e estrutura. Estes ensaios podem também ser realizados para se conhecer a curva característica – sucção *versus* teor de umidade – de um solo.

Na figura 2.25, é apresentada uma curva característica de um solo granular, determinada por SAUER & MONISMITH (1968).

FIGURA 2.25 – Curva característica de um solo granular proposta por SAUER & MONISMITH (1968).

GEHLING *et al.* (1997) apresentaram uma curva característica, ilustrada na figura 2.26, de um solo LG' compactado no teor ótimo e massa específica seca máxima. Para se traçar esta relação "sucção *versus* teor de umidade", os corpos de prova foram condicionados a quatro teores de umidade abaixo da umidade ótima, obtidos por processo de secagem. A técnica utilizada para se determinar a curva característica do solo foi o método do papel filtro, proposto por CHANDLER & GUTIERREZ (1986).

FIGURA 2.26 – Curva característica de um solo argiloso, definida por GEHLING *et al.* (1997), para corpos de prova compactados na w_{ot} e submetidos à secagem.

JANSSEN & DEMPSEY (1981) relataram que, usando uma curva característica de um solo específico e conhecendo-se a profundidade do lençol freático, pode-se prever o teor de umidade de equilíbrio do solo. A curva característica pode ser útil para identificar solos que são mais susceptíveis a grandes mudanças de umidade. Uma curva característica de um solo fornece informações importantes sobre a retenção de umidade no solo e, ainda, é uma importante ferramenta que auxilia na avaliação da resistência e da deformabilidade do solo, para projeto de um sistema de pavimento.

CAPÍTULO 3

MATERIAL E MÉTODO DE ESTUDO

3.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentadas a origem, características físicas, classificações geotécnicas e os resultados dos ensaios de caracterização e compactação do solo usado nesta pesquisa. São também descritos os procedimentos adotados na preparação e armazenagem dos corpos de prova, os equipamentos e procedimentos laboratoriais utilizados para execução dos ensaios triaxiais dinâmicos e o procedimento usado para determinar a sucção no solo.

A investigação experimental foi conduzida de maneira a se possibilitar o estudo em laboratório da influência da variação do nível de sucção no módulo de resiliência do solo compactado.

3.2 – ORIGEM E CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DO SOLO ESTUDADO

3.2.1 – Origem

O solo em estudo foi coletado na faixa de domínio da rodovia SP-215. A jazida de onde o material proveio localiza-se no Km 139 + 500m, à margem esquerda do trecho que liga a cidade de São Carlos ao município de Descalvado, no

estado de São Paulo. Este material é típico de subleito rodoviário de estradas desta região.

3.2.2 – Massa Específica dos Sólidos e Limites de Atterberg

Os procedimentos usados para se determinar a massa específica dos sólidos foram executados segundo o método de ensaio "Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica", NBR 6508 (1984).

Para a determinação dos Limites de Atterberg seguiu-se os procedimentos descritos nos métodos de ensaio "Solo – Determinação do Limite de Liquidez", NBR 6459 (1984) e "Solo – Determinação do Limite de Plasticidade", NBR 7180 (1984).

Os valores de Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade, Índice de Plasticidade e Massa Específica dos Sólidos, para o solo em questão, são apresentados na tabela 3.1.

TABELA 3.1 – Resultados dos ensaios de Limites de Atterberg e Massa específica dos sólidos.

Limites de Atterberg	
Limite de liquidez (%)	46,4
Limite de plasticidade (%)	28,8
Índice de plasticidade (%)	17,6
Massa específica dos sólidos (g/cm ³)	2,657

3.2.3 – Granulometria

A análise granulométrica do solo foi realizada através do processo de peneiramento da fração grossa (partículas com diâmetro $\geq 0,074$ mm) e sedimentação da fração fina (partículas com diâmetro $< 0,074$ mm). Os

procedimentos adotados seguiram o método de ensaio “Solo – Análise Granulométrica”, NBR 7181 (1984).

A figura 3.1 mostra a curva de distribuição granulométrica do solo em estudo e a tabela 3.2, os percentuais de cada fração (argila, silte e areia), segundo a norma NBR 6502.

FIGURA 3.1 – Curva granulométrica do solo em estudo.

TABELA 3.2 - Composição granulométrica do solo em estudo.

Composição granulométrica	Argila	Silte	Areia
Percentuais	38	14	48

3.2.4 – Umidade Ótima, Massa Específica Seca Máxima e CBR

Os ensaios de compactação foram realizados na energia correspondente à do Proctor normal, possibilitando, assim, determinar-se a umidade ótima e a massa específica seca máxima. Os procedimentos utilizados no ensaio de compactação foram os preconizados pela norma "Ensaio de Compactação de Solos", DER M 13-71 (1971).

Para um melhor conhecimento do comportamento do solo, aproveitou-se os corpos de prova do ensaio de compactação e realizou-se o ensaio para determinação do índice de suporte Califórnia. As figuras 3.2 e 3.3 mostram, respectivamente, a curva de compactação do solo e a curva de CBR. O solo apresentou-se pouco expansivo, sendo nula a expansão em alguns corpos de prova. A maior expansão, 0,23%, corresponde ao corpo de prova moldado na umidade 16,11%.

FIGURA 3.2 – Curva de compactação na energia normal.

FIGURA 3.3 – Curva do teor de umidade *versus* CBR na energia normal de compactação.

A tabela 3.3 mostra os valores de umidade ótima, massa específica seca máxima e CBR para energia normal de compactação.

TABELA 3.3 – Umidade ótima, massa específica seca máxima e CBR na energia normal de compactação.

	w_{ot} (%)	$\rho_{d\text{ máx}}$ (g/cm ³)	CBR (%) para w_{ot}
Energia normal	19,5	1,660	22

3.3 – CLASSIFICAÇÕES HRB, USCS e MCT DO SOLO PESQUISADO

Para a execução dos ensaios que possibilitaram a classificação segundo a metodologia MCT, adotou-se o procedimento descrito nas seguintes normas: “Solos Compactados com Equipamento Miniatura – Determinação da Perda de Massa por Imersão”, DNER-ME 256/94; “Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Mini-CBR e Expansão”, DNER-ME 254/94; e “Classificação de Solos Tropicais Segundo a Metodologia MCT”, DER M 196-89.

Pela metodologia MCT, o solo situa-se no grupo LG', correspondente aos materiais argilosos de comportamento laterítico.

A figura 3.4 mostra o ábaco da classificação MCT apontando a região em que se encontra o solo em questão.

L = LATERÍTICO	A = AREIA	G' = ARGILOSO
N = NÃO LATERÍTICO	A' = ARENOSO	S' = SILTOSO

FIGURA 3.4 – Ábaco da classificação MCT (Fonte: NOGAMI *et al.*, 1995).

O solo estudado foi classificado como A-7-6 no sistema HRB e encontra-se no grupo CL (argila de baixa plasticidade) segundo a USCS.

O resumo das classificações é apresentado na tabela 3.4.

TABELA 3.4 - Resumo das classificações do solo usado neste estudo.

Classificação do solo	
Classificação MCT	LG'
Classificação HRB	A-7-6
USCS	CL

3.4 – PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Os corpos de prova que foram submetidos aos ensaios triaxiais dinâmicos e aos ensaios de determinação de sucção foram moldados com diâmetro (θ) = 5,1 cm e altura = 10,2 cm. A compactação do solo foi feita estaticamente, em três camadas, utilizando-se a prensa Versatester 30M mostrada na figura 3.5. Tendo em vista que a compactação de subleitos rodoviários ocorre na energia normal, as amostras foram preparadas de acordo com o valor de umidade ótima e massa específica seca máxima obtido no ensaio de compactação realizado nesta energia.

FIGURA 3.5 - Prensa Versatester 30M usada na compactação de corpos de prova.

Para moldar os corpos de prova, determinou-se a massa de material a ser compactada em cada camada, a fim de se alcançar um grau de compactação próximo a 100%. O cilindro de bronze, apresentado na figura 3.6, constitui-se de um corpo central, dois anéis cilíndricos complementares e dois êmbolos espaçadores de extremidade. Antes de compactar o solo, o cilindro era lubrificado com óleo automotivo. A compactação das camadas era controlada através dos espaçadores, atingindo-se para cada camada, uma altura correspondente a um terço da altura final do corpo de prova.

Antes da compactação de uma nova camada, escarificava-se a superfície da camada anterior com o objetivo de promover uma maior interação entre as camadas.

FIGURA 3.6 - Cilindro de bronze e espaçadores usados na confecção de corpos de prova.

Após a compactação, o corpo de prova era extraído do cilindro, com auxílio de um macaco hidráulico, visto na figura 3.7. Logo após, determinada a sua massa e dimensões, avaliava-se o seu grau de compactação, aceitando-se uma variação entre $100\% \pm 1\%$ no grau de compactação pretendido.

Finalmente, o corpo de prova era envolvido em filme plástico, identificado e armazenado sobre um estrado de madeira no interior de uma caixa de isopor (figura 3.8) onde se mantinha uma lâmina d'água para se garantir uma condição de umidade e temperatura pouco variáveis, por no mínimo 24 h, assegurando-se assim, uma homogeneização da umidade.

FIGURA 3.7 - Extrator de corpos de prova, adaptado com macaco hidráulico.

FIGURA 3.8 - Ambiente úmido para armazenagem de corpos de prova.

Os corpos de prova utilizados na realização dos ensaios triaxiais dinâmicos foram preparados de maneira a atender as condições descritas nos Estudos 1, 2 e 3, conforme relatados em seguida.

- **Estudo 1**

Tendo em vista a ocorrência, em campo, de variações do teor de umidade após a construção do pavimento, ocasionando em perda ou ganho de umidade em relação ao teor ótimo de compactação, realizou-se este estudo simulando-se

trajetórias de secagem ($w_{ot}-2\%$) e umedecimento ($w_{ot}+1\%$) de corpos de prova compactados na umidade ótima.

Neste estudo, os corpos de prova foram compactados na umidade ótima de 19,5% e massa específica seca máxima de $1,66 \text{ g/cm}^3$. Os corpos de prova a serem ensaiados a 17,5% eram deixados expostos ao ar livre, onde as suas perdas de massa, devido à evaporação da água, eram controladas até atingir-se uma massa equivalente à umidade pretendida.

Os corpos de prova a serem ensaiados a 20,5% eram colocados sobre uma pedra porosa, a qual era alimentada por uma pequena carga hidráulica, através de tubos capilares levemente inclinados. Este arranjo experimental é dotado, também, de uma caixa de isopor visando proteger o corpo de prova de variações climáticas ambientais, conforme observado nas figuras 3.9 e 3.10. Controlava-se o ganho de massa do corpo de prova, devido à absorção de água pelo sistema, interrompendo o processo assim que fosse atingida a massa equivalente à umidade pretendida. Sobre o corpo de prova colocava-se uma pedra porosa, a qual era umedecida de hora em hora.

FIGURA 3.9 - Vista geral do equipamento usado para umedecer corpos de prova.

FIGURA 3.10 - Detalhes do equipamento usado para umedecer corpos de prova.

- **Estudo 2**

Os solos lateríticos apresentam um aspecto peculiar em seu comportamento geotécnico: após perda de umidade e contração, permanecem pouco expansivos ao estarem novamente em contato com a água, seja por imersão ou capilaridade.

Para este tipo de solo, recomenda-se na maioria das vezes a perda de umidade após a compactação em campo, de maneira que se permita a contração do maciço e o conseqüente aparecimento de fissuras e trincas. Observa-se um ganho de resistência com a secagem, de modo que a mesma funcione como uma energia de compactação complementar. Verifica-se um efeito benéfico com a perda de umidade em solos lateríticos compactados, diminuindo sua potencialidade à reexpansão.

Com o objetivo de simular esta condição, corpos de prova foram compactados com $w_{ot}=19,5\%$ e $\rho_{d\text{ máx}}= 1,66\text{ g/cm}^3$, ficando expostos ao ar livre por 48 horas. O teor de umidade alcançado depende das condições atmosféricas, sendo mais baixo em dias quentes e secos e, não tão baixo, em dias chuvosos. Em seguida, uma parte dos corpos de prova secos 48h foram umedecidos, seguindo mesmo procedimento do Estudo 1, até umidade ótima de 19,5%.

Depois de preparados os corpos de prova, os mesmos eram envolvidos em filme plástico e armazenados em ambiente protegido de variação de temperatura e umidade (figura 3.8), por 24h no mínimo. Com isso, garantiu-se as condições de umidade necessárias para executar os ensaios de estimativa do módulo de resiliência.

- **Estudo 3**

No terceiro estudo, o material foi compactado com massa específica seca máxima ($1,66 \text{ g/cm}^3$) e teores de umidade de ($w_{ot}-2\%$), (w_{ot}) e ($w_{ot}+1\%$), respectivamente, 17,5%, 19,5% e 20,5%.

3.5 – ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

3.5.1 - Sobre o Equipamento

Os ensaios triaxiais dinâmicos foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos. A prensa utilizada é da marca MTS (*Material Testing System*), modelo 815, que opera com sistema de carregamento hidráulico e que é capaz de aplicar cargas repetidamente com forma, duração e frequências selecionadas em um gerador de funções.

A célula de carga da marca *Wykeham Farrance* localiza-se internamente à câmara triaxial e possui capacidade máxima de carga de 3 kN. O corpo de prova no interior da câmara triaxial foi confinado por um sistema controlado manualmente que aplica ar como fluido de confinamento. As tensões de confinamento foram observadas em um manômetro e comparadas com os valores fornecidos pelos transdutores de pressão da própria prensa MTS.

Os deslocamentos resilientes foram medidos internamente no terço médio do corpo de prova através de dois LVDT (*Linear Variable Differential Transducers*) da marca Solotest. Os LVDT possuem curso igual a 8 mm, com linearidade entre -2 e 4 mm e sensibilidade mínima de 1 mv/v.

3.5.2 - Montagem do Corpo de Prova para Realizar Ensaio Triaxial Cíclico

Para se iniciar o ensaio triaxial cíclico, o corpo de prova deve ser preparado da seguinte maneira:

1. aplicação de membrana de borracha em torno do corpo de prova. Torna-se necessário verificar, antes da colocação, se a membrana possui furos, submetendo-a a um vácuo e mergulhando-a em recipiente com água, verificando-se se há formação de bolhas;
2. montagem do corpo de prova na prensa e a colocação do cabeçote no topo do mesmo;
3. marcação na membrana da posição de fixação das alças que apoiarão os LVDT;
4. fixação das alças;
5. montagem dos LVDT, ajustando-os firmemente nas alças;
6. determinação das distâncias entre as alças, no mínimo duas medidas, utilizando-se então o valor médio da distância para o cálculo das deformações específicas;
7. montagem e fixação da câmara triaxial;
8. início de aplicação da tensão de confinamento e, em seguida, início do ensaio propriamente dito.

As figuras 3.11 e 3.12 mostram, respectivamente, o corpo de prova instalado na base da câmara triaxial e uma visão geral do equipamento utilizado na realização dos ensaios triaxiais cíclicos.

FIGURA 3.11 - Corpo de prova instalado na base da câmara triaxial.

FIGURA 3.12 - Visão geral do equipamento usado em ensaios triaxiais cíclicos.

3.5.3 - Tensões Aplicadas e Cálculo do Ensaio

Na realização dos ensaios triaxiais cíclicos, observou-se o procedimento preconizado pela norma AASHTO TP46-94 (1996) para solos de subleito. A tabela 3.5 apresenta a seqüência das tensões utilizadas.

TABELA 3.5 - Sequência de aplicação de tensões de carregamento e seu número de repetições, em ensaio triaxial cíclico, para solo de subleito - AASHTO TP46-94 (1996).

Etapa	σ_3 (kPa)	σ_a (máxima) (kPa)	$\sigma_{\text{(contato)}}$ (kPa)	σ_d (kPa)	Repetições
0	41,4	27,6	2,8	24,8	500-1000
1	41,4	13,8	1,4	12,4	100
2	41,4	27,6	2,8	24,8	100
3	41,4	41,4	4,1	37,3	100
4	41,4	55,2	5,5	49,7	100
5	41,4	68,9	6,9	62,0	100
6	27,6	13,8	1,4	12,4	100
7	27,6	27,6	2,8	24,8	100
8	27,6	41,4	4,1	37,3	100
9	27,6	55,2	5,5	49,7	100
10	27,6	68,9	6,9	62,0	100
11	13,8	13,8	1,4	12,4	100
12	13,8	27,6	2,8	24,8	100
13	13,8	41,4	4,1	37,3	100
14	13,8	55,2	5,5	49,7	100
15	13,8	68,9	6,9	62,0	100

Etapa 0 : Etapa de condicionamento.

Para o equipamento utilizado, devido à limitação da prensa, não foi possível alcançar-se as etapas 1, 6 e 11, referentes à tensão desvio = 12,4 kPa. Deste modo, o ensaio transcorreu com a aplicação de tensões desvio iguais e superiores a 24,8 kPa.

A duração do carregamento é 0,1s, a frequência é 60 hz e a forma da curva "carga *versus* tempo" é a "haversine" (figura 3.13). Cabe ressaltar que o procedimento AASHTO TP46-94 (1996) distingue a aplicação da carga em, uma carga de contato (P_{contato}) e uma carga máxima ($P_{\text{máxima}}$). A carga de

contato é 10% da carga máxima e é aplicada para garantir um contato contínuo entre o pistão e o cabeçote do corpo de prova. Portanto, neste procedimento, aplica-se realmente uma força ($P_{\text{cíclica}}$) que é a diferença entre $P_{\text{máxima}}$ e P_{contato} . A divisão desta força ($P_{\text{cíclica}}$) pela área da seção transversal do corpo de prova deve corresponder às tensões desvio apresentadas na tabela 3.5.

FIGURA 3.13 – Formato "haversine" de aplicação de carga segundo AASHTO TP46-94 (1996).

Para cada estado de tensão, os cinco últimos valores de deslocamento medidos durante o ensaio triaxial são armazenados. O deslocamento resiliente de cada ciclo é obtido pela média dos deslocamentos registrados nos dois LVDT. O valor considerado para o cálculo da deformação resiliente ϵ_R , em cada nível de tensão, é a média dos deslocamentos resilientes dos cinco últimos ciclos, de maneira que seja expresso da seguinte forma:

$$\epsilon_R = \frac{\Delta h}{H} \quad (3.1)$$

onde:

ϵ_R - deformação resiliente (mm/mm);

Δh - média dos deslocamentos resilientes (mm) nos cinco últimos ciclos e

H - altura inicial (mm) do trecho onde estão instalados os LVDT.

Portanto, para cada estado de tensão, o módulo de resiliência é calculado através da seguinte expressão:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_R} \quad (3.2)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência (MPa);

σ_d - tensão desvio aplicada (kPa); e

ε_R - deformação resiliente (mm/mm) obtida pela equação 3.1.

3.6 – DETERMINAÇÃO DA SUCÇÃO NO SOLO

A sucção nos corpos de prova foi determinada através do método do papel filtro, conforme o procedimento proposto por CHANDLER & GUTIERREZ (1986).

Foi usado o papel filtro da marca “*Whatman*” 42, $\theta = 125$ mm e adotou-se a equação de calibração (sucção *versus* umidade do papel filtro) proposta pela ASTM D5298 (1992), a fim de se determinar a sucção no solo.

Os procedimentos seguidos para se determinar a sucção no solo foram:

- (a) colocação do papel filtro em volta do corpo de prova, em contato íntimo, sem nenhum material entre os mesmos;
- (b) envolver o conjunto com duas camadas de filme plástico e armazenar em câmara úmida;
- (c) aguardar um prazo de, no mínimo, 7 dias para se atingir o equilíbrio de umidade entre o corpo de prova e o papel filtro;
- (d) determinação do teor de umidade do papel filtro;
- e (e) obtenção da sucção no solo através da curva de calibração do papel filtro.

Necessita-se de muito cuidado e agilidade para colocar e retirar o papel filtro em contato com o corpo de prova. Na montagem do sistema corpo de prova/papel filtro, não se toca no papel filtro com as mãos sem luvas para o mesmo não absorver umidade que não seja do corpo de prova. Depois do equilíbrio do sistema, deslaca-se e retira-se o papel filtro com pinça, sendo o

mesmo colocado em um recipiente hermeticamente fechado em tempo máximo de 5 segundos. Em seguida, pesa-se o conjunto e coloca-se o papel filtro em estufa por um período de, no mínimo, 2 horas.

Calculada a umidade do papel filtro, determinou-se a sucção através das equações de calibração descrita no ASTM D5298 (1992), vista na tabela 2.7, apresentada na página 59.

3.7 - ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Os ensaios de compressão simples foram realizados segundo o procedimento descrito na norma NBR-12770 (1982). O equipamento utilizado possibilitou a realização deste ensaio a uma velocidade de carga de 0,5 mm/min. O ensaio de compressão simples desenvolveu-se até o rompimento do corpo de prova.

Como a determinação do módulo tangente inicial envolve alguma subjetividade e deformações muito pequenas que os equipamentos de medida, na sua maioria, não indicam com precisão, procurou-se padronizar neste trabalho um procedimento que minimizasse o efeito destes aspectos. Optou-se pelo procedimento adotado por DUNCAN & CHANG (1970) que supõe a curva tensão-deformação uma hipérbole, considerando-se a expressão apresentada na equação 3.3.

$$\frac{\epsilon_a}{\sigma_a} = a + b \cdot \epsilon_a \quad (3.3)$$

onde:

ϵ_a - deformação axial (mm/mm);

σ_a - tensão axial (kPa); e

a e b - coeficientes de regressão considerando-se a reta que melhor se ajusta aos resultados experimentais (1/kPa).

Deste modo o módulo tangente inicial será:

$$E_0 = \frac{1}{a} \quad (3.4)$$

onde:

E_0 - Módulo tangente inicial (kPa).

CAPÍTULO 4

ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos realizados para determinar o módulo de resiliência de um solo argiloso de Descalvado/SP, moldado na energia normal, com grau de compactação igual a 100% e teores de umidade pré-estabelecidos. Alguns corpos de prova foram submetidos a variação de umidade segundo trajetórias de secagem e/ou umedecimento após sua compactação na umidade ótima. São propostos modelos matemáticos que relacionam o módulo de resiliência com o estado de tensão, para os vários teores de umidade analisados. Em seguida, são apresentadas as curvas características do solo em estudo obtidas a partir da compactação de corpos de prova para este fim e a partir de corpos de prova submetidos aos ensaios triaxiais cíclicos. Apresenta-se, também, a relação entre o módulo de resiliência e a sucção no solo. Por fim, são apresentadas as análises das relações entre valores do módulo de resiliência e da sucção com os valores do módulo tangente inicial obtidos a partir dos ensaios de compressão simples.

4.2 - MODELAGEM MATEMÁTICA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA E ESTADO DE TENSÃO

Os ensaios triaxiais cíclicos foram realizados em corpos de prova compactados com massa específica seca máxima, em sete condições de umidade a saber: (1) compactado na w_{ot} ; (2) compactado na w_{ot} e umedecido +1%; (3) compactado na w_{ot} e seco -2%; (4) compactado na w_{ot} e seco por 48h; (5) compactado na w_{ot} , seco por 48h e umedecido até w_{ot} ; (6) compactado na w_{ot} -2%; e (7) compactado na w_{ot} +1%.

Sabe-se que o módulo de resiliência de solos argilosos sofre forte influência da tensão desvio e é pouco influenciado pela tensão confinante. Neste sentido, resolveu-se avaliar a qualidade dos ensaios triaxiais cíclicos realizados, analisando-se os coeficientes de determinação (R^2) obtidos a partir de regressões utilizando o modelo apresentado na equação 4.1, proposto por diversos autores, dentre eles, MOOSSAZADEH & WITCZAK (1981), PEZO *et al.* (1991), LI & SELIG (1994) e MOHAMMAD *et al.* (1995), para solos com características granulométricas semelhantes às do solo em estudo.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (4.1)$$

onde:

- M_R - módulo de resiliência;
- σ_d - tensão desvio; e
- k_1 e k_2 - parâmetros de regressão.

Inicialmente, prepararam-se e ensaiaram-se três corpos de prova em cada uma das sete condições de umidade prescritas. Em seguida, por meio da análise dos coeficientes de determinação (R^2) obtidos através de regressões realizadas para cada corpo de prova ensaiado, utilizando o modelo da equação 4.1, eliminaram-se os corpos de prova com $R^2 < 0,70$. Então, para as condições de umidade que tiveram dois ou mais corpos de

prova excluídos, optou-se por se prepararem e ensaiarem mais dois corpos de prova que, posteriormente, foram submetidos a mesma análise de exclusão.

Na tabela 4.1 apresentam-se as condições de umidade de ensaio, a quantidade de corpos de prova ensaiados em cada condição, o número de corpos de prova considerados satisfatórios e a denominação dos corpos de prova aproveitáveis cujas planilhas com os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos estão apresentadas no Anexo A.

TABELA 4.1 - Condições de ensaio e denominação dos corpos de prova.

Condição de Umidade	Nº de c.p. ensaiados	Nº de c.p. satisfatórios	Denominação dos c.p. satisfatórios (Anexo A)
Compactado na $w_{ot}=19,5\%$	5	3	CP 1, CP 2 e CP 3
$w_{ot} \rightarrow w_{ot} + 1\%$	5	2	CP 4 e CP 5
$w_{ot} \rightarrow w_{ot} - 2\%$	5	3	CP 6, CP 7 e CP 8
$w_{ot} \rightarrow 8,3\%$ (seco 48h)	5	3	CP 9, CP 10 e CP 11
$w_{ot} \rightarrow 8,3\% \rightarrow w_{ot}$	3	2	CP 12 e CP 13
Compactado em 17,5%	3	2	CP 14 e CP 15
Compactado em 20,5%	3	2	CP 16 e CP 17

Por conseguinte, depois de escolhidos os corpos de prova aproveitáveis, considerou-se mais representativo valer-se de todos os resultados satisfatórios, em cada teor de umidade ensaiado, para a obtenção de uma única equação de regressão para os modelos analisados. Além do modelo apresentado na equação 4.1, onde se considera a influência da tensão desvio, foram ainda analisados os modelos das equações 4.2 e 4.3, expressos, respectivamente, pela tensão confinante e pelas tensões desvio e confinante conjuntamente.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_c^{k_2} \quad (4.2)$$

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_c^{k_3} \quad (4.3)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

σ_d - tensão desvio;

σ_c - tensão confinante; e

k_1 , k_2 e k_3 - parâmetros de regressão.

Na tabela 4.2 são mostrados os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 de regressão e os coeficientes de determinação (R^2), referentes aos modelos das equações 4.1, 4.2 e 4.3, para todos teores de umidade testados.

TABELA 4.2 - Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação para as equações consideradas, referentes aos corpos de prova ensaiados em diversos teores de umidade (continua).

	M_R (MPa)	k_1 (MPa)	K_2	k_3	R^2	Equação
$W_{at} = 19,5\%$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	21,81	0,76	-	0,93	4.1
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_c^{k_2}$	463,53	-0,07	-	0,01	4.2
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_c^{k_3}$	27,36	0,76	-0,07	0,94	4.3
$W_{at} \rightarrow 20,5\%$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	36,36	0,55	-	0,84	4.1
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_c^{k_2}$	310,60	-0,03	-	0,003	4.2
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_c^{k_3}$	39,52	0,55	-0,03	0,84	4.3
$W_{at} \rightarrow 17,5\%$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	21,43	0,83	-	0,85	4.1
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_c^{k_2}$	522,15	-0,04	-	0,003	4.2
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_c^{k_3}$	24,31	0,83	-0,04	0,85	4.3
$W_{at} \rightarrow 8,3\%$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	19,01	0,91	-	0,93	4.1
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_c^{k_2}$	746,54	-0,09	-	0,02	4.2
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_c^{k_3}$	25,38	0,91	-0,09	0,94	4.3

TABELA 4.2 - Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação para as equações consideradas, referentes aos corpos de prova ensaiados em diversos teores de umidade (continuação).

$W_{at} \rightarrow 8,3\% \rightarrow W_{at}$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	33,07	0,44	-	0,82	4.1
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_c^{k_2}$	182,50	-0,03	-	0,01	4.2
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_c^{k_3}$	35,97	0,44	-0,03	0,82	4.3
$W = 17,5\%$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	29,49	0,82	-	0,92	4.1
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_c^{k_2}$	708,01	-0,05	-	0,01	4.2
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_c^{k_3}$	34,12	0,82	-0,05	0,93	4.3
$W = 20,5\%$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	31,95	0,54	-	0,89	4.1
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_c^{k_2}$	264,59	-0,04	-	0,01	4.2
	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_c^{k_3}$	35,90	0,54	-0,04	0,90	4.3

Tomando-se o valor do coeficiente de determinação (R^2) como critério para a medida da adequação de cada uma das equações adotadas para representar o módulo de resiliência em função do estado de tensão, pode-se afirmar que as expressões 4.1 e 4.3 mostraram-se satisfatórias em todas as condições de umidade, com coeficientes R^2 variando entre 0,82 e 0,94. Por outro lado, a expressão 4.2 mostrou, através de seu baixo coeficiente de correlação, que não é adequada para representar a variação do módulo de resiliência com o estado de tensão, em qualquer dos teores de umidade ensaiados.

Com relação as equações 4.1 (modelo $k\text{-}\sigma_d$) e 4.2 (modelo $k\text{-}\sigma_c$) já eram esperadas essas tendências relatadas, pois por se tratar de um material argiloso, o mesmo mostra-se bastante influenciado pela variação da tensão desvio e pouco influenciado pela variação da tensão confinante, estando de acordo com estudos realizados por diversos autores, dentre eles:

HICKS & MONISMITH (1971), THOMPSON & ROBNETT (1976), PREUSSLER *et al.* (1980), MEDINA & PREUSSLER (1980), CARDOSO (1988), LI & SELIG (1994), etc.

Analisando-se a expressão 4.3 (modelo $k-\sigma_d-\sigma_c$), onde é considerado conjuntamente o efeito da tensão desvio e da tensão confinante, observa-se que a tensão confinante possui pouca influência nos valores do módulo de resiliência quando comparada com a influência da tensão desvio. Este fato é constatado através da observação da relação entre os parâmetros k_2 (expoente de σ_d) e k_3 (expoente de σ_c). A razão k_2/k_3 é elevada para todas as condições de umidade sendo: $k_2/k_3 = 11$ (condição 1), $k_2/k_3 = 18$ (condição 2), $k_2/k_3 = 21$ (condição 3), $k_2/k_3 = 10$ (condição 4), $k_2/k_3 = 15$ (condição 5), $k_2/k_3 = 16$ (condição 6) e $k_2/k_3 = 14$ (condição 7), indicando que a influência da tensão desvio é, no mínimo, dez vezes maior que a da tensão confinante.

Procurou-se, em seguida, ilustrar-se graficamente a influência do estado de tensão no valor do módulo de resiliência. Assim, optou-se pelo modelo $k-\sigma_d$, em virtude do seu bom desempenho e facilidade de representação num gráfico bidimensional.

As figuras 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 ilustram a relação "módulo de resiliência *versus* tensão desvio", para tensões confinantes de 41,4 kPa; 27,6 kPa e 13,8 kPa, referente a cada grupo de corpos de prova em suas respectivas condições de umidade.

FIGURA 4.1 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para corpos de prova CP 1, CP 2 e CP 3, ensaiados na $w_{ot} = 19,5\%$.

FIGURA 4.2 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para condição de compactação na w_{ot} , umedecido +1%, para CP 4 e CP 5.

FIGURA 4.3 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para condição de compactação na w_{ot} seguida de secagem -2%, para CP 6, CP 7 e CP 8.

FIGURA 4.4 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para condição de compactação na w_{ot} e seco por 48h, para CP 9, CP 10 e CP 11.

FIGURA 4.5 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para condição de compactação na w_{ot} , seco por 48h e umedecido novamente até w_{ot} , para CP 12 e CP 13.

FIGURA 4.6 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para condição de compactação na $w_{ot} - 2\%$ (17,5%), para CP 14 e CP 15.

FIGURA 4.7 - Relação entre M_R e tensão desvio, obtida para condição de compactação na $w_{ot} + 1\%$ (20,5%), para CP 16 e CP 17.

Outro aspecto a ser analisado diz respeito ao sinal positivo do expoente da tensão desvio nas equações 4.1 e 4.3. Na maioria das vezes, verifica-se na literatura o decréscimo no módulo de resiliência de solos coesivos quando se aumenta a tensão desvio. Para o solo argiloso estudado, observou-se que na faixa de tensões desenvolvidas nos ensaios cíclicos ($\sigma_d = 24,8$ a 62 kPa), o módulo de resiliência cresce com o aumento da tensão desvio, da ordem de 1,5 a 2,0 vezes.

Alguns autores apresentam resultados de ensaios cíclicos onde se verificou um comportamento semelhante. THOMPSON & ROBNETT (1976), para um solo A-7-5; MEDINA & PREUSSLER (1980), para um solo A-7-6; ELLIOT & THORNTON (1988b), para um solo com 89% passando na peneira 200 e BERNUCCI (1997), para um solo LG', observaram, respectivamente, um acréscimo nos valores do M_R da ordem de 1,28; 1,5; 1,04 a 1,31 vezes, para valores de tensão desvio variando de 30 kPa a 70 kPa, em determinadas condições de umidade e de compactação. SEED *et al.* (1962) observaram para um solo argiloso um aumento do M_R da ordem de 1,17 vezes, para tensões desvio variando entre 90 kPa e 210 kPa.

4.3 - INFLUÊNCIA DA UMIDADE NO VALOR DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Estudos foram realizados no sentido de se avaliar a influência da umidade no valor do M_R , considerando-se duas situações ou seja, análise de resultados de ensaios triaxiais cíclicos de corpos de prova moldados na umidade ótima, que sofreram alterações de umidade após a sua compactação e ensaios de corpos de prova moldados em teores de umidade diferentes do ótimo. Em ambas as situações os corpos de prova foram moldados com massa específica seca máxima ($G_C=100\%$).

A primeira situação procura reproduzir a condição de campo onde o material é compactado próximo à umidade ótima e posteriormente sofre alteração de sua umidade original devido a mudanças climáticas. Procurou-se analisar-se ainda, através da segunda situação, a condição de deformabilidade das amostras compactadas em teores de umidade diferentes do ótimo, tendo em vista que este procedimento é de mais fácil execução quando comparado com a adoção de trajetórias de secagem e/ou umedecimento para alterar a umidade do solo compactado na ótima.

4.3.1 - Corpos de Prova Compactados na Umidade Ótima e Submetidos a Trajetórias de Secagem e/ou Umedecimento

Tomando-se como referência o módulo de resiliência de corpos de prova compactados e ensaiados na umidade ótima, observou-se que o umedecimento de 1% acarreta uma diminuição de 25% deste valor. Constatou-se, ainda, que a secagem de 2% acarreta um aumento de 24% e que a secagem de 11,2% (48h) leva a um aumento de 54% dos valores do M_R quando comparados com os provenientes de corpos de prova moldados na w_{ot} , conforme pode ser observado na figura 4.8.

FIGURA 4.8 - Valores do módulo de resiliência *versus* tensão desvio, para corpos de prova compactados na w_{ot} , submetidos a secagem, a umedecimento e a secagem seguida de umedecimento.

Outros autores realizaram estudos onde também foram variadas as condições de umidade de corpos de prova compactados na w_{ot} , sendo que foram encontrados comportamentos semelhantes ao constatado nesta pesquisa. DRUMM *et al.* (1997), analisando um solo A-7-5, verificaram que para um umedecimento de 0,7% e de 1,3% acima da w_{ot} , o módulo de resiliência reduz-se em 27% e 50%, respectivamente. BERNUCCI (1997) estudando solos argilosos de comportamento laterítico constatou que o umedecimento até a saturação, de corpos de prova compactados na w_{ot} , leva a um decréscimo da ordem de 16% nos valores do M_R . Esta mesma autora verificou, também, que uma secagem até 80% do valor da w_{ot} acarreta um aumento de 100% dos valores do M_R encontrados para umidade ótima. THADKAMALLA & GEORGE (1995), ensaiando um solo A-7-5, observaram que para corpos de prova compactados na umidade ótima e umedecidos até saturação máxima, o módulo de resiliência decresce, em média, 62%. RODRIGUES (1997) verificou, para um solo LG', que a secagem em 2% abaixo da w_{ot} conduz a um aumento de 15% do valor do M_R e que o umedecimento em 2% acima da w_{ot} acarreta um decréscimo de 46% do M_R .

Na figura 4.9 é apresentada a variação do módulo de resiliência em decorrência da variação do teor de umidade, para as tensões desvio desenvolvidas neste ensaio, em corpos de prova do solo em estudo, compactado na w_{ot} , umedecido até $w_{ot}+1\%$, seco até $w_{ot}-2\%$ e seco até $w=8,3\%$ (48 horas).

FIGURA 4.9 - Variação do M_R em decorrência da variação do teor de umidade.

Observa-se na figura 4.9 que um acréscimo no teor de umidade acarreta uma diminuição do valor do M_R , para qualquer nível de tensão desvio aplicada. Comportamento análogo foi também observado por SAUER & MONISMITH (1968), EDIL & MOTAN (1979), PHILLIP & CAMERON (1995) e GEHLING *et al.* (1997).

Segundo BERNUCCI (1998), a perda de umidade em solos lateríticos serve como uma energia de compactação complementar, aumentando sua resistência à compressão e diminuindo sua potencialidade à reexpansão ao contato com a água. Esta autora verificou este fato ao comparar o comportamento de corpos de prova compactados na umidade ótima com o de corpos de prova compactados na w_{ot} , secos e em seguida umedecidos até w_{ot} . Os corpos de prova nesta última condição apresentam uma maior

resistência à compressão simples e uma menor expansibilidade frente a ação da água.

Por conseqüência, nesta pesquisa, procurou-se avaliar se o efeito positivo da secagem prévia repetia-se também no tocante ao módulo de resiliência. Para proceder a este estudo, deixou-se secar, por 48 horas, corpos de prova compactados na umidade ótima, que nesta condição alcançaram uma umidade de 8,3%, e posteriormente, os mesmos foram conduzidos novamente à umidade ótima.

A figura 4.10 apresenta a comparação entre os valores do M_R em função da tensão desvio para corpos de prova compactados na umidade ótima e corpos de prova compactados na w_{ot} , secos por 48h e em seguida umedecidos até w_{ot} novamente.

FIGURA 4.10 - Comparação entre corpos de prova compactados na w_{ot} e compactados na w_{ot} , secos por 48h e novamente umedecidos para w_{ot} .

O solo argiloso de comportamento laterítico analisado nesta pesquisa apresentou uma redução da ordem de 55% no seu valor do módulo de resiliência quando compactado na umidade ótima, seco por 48h e

novamente umedecido até a w_{ot} , se confrontado com o obtido a partir de corpos de prova compactados e ensaiados na w_{ot} . Portanto, com relação ao módulo de resiliência, o procedimento de secagem prévia não conduziu neste caso a ganhos em termos de deformabilidade, ao contrário do verificado por BERNUCCI (1998) para resistência e expansibilidade.

RODRIGUES (1997) encontrou resultados com tendências semelhantes às desta pesquisa, ensaiando corpos de prova na w_{ot} e na w_{ot} , secos -5% e posteriormente umedecidos até w_{ot} . A redução no valor do módulo de resiliência, neste caso, foi da ordem de 68%.

4.3.2 - Corpos de Prova Compactados na w_{ot} , na $w_{ot}+1\%$ e na $w_{ot}-2\%$ e Massa Específica Seca Máxima

Neste estudo, compararam-se os valores do módulo de resiliência de corpos de prova compactados abaixo e acima do teor ótimo com os de corpos de prova compactados na umidade ótima e posteriormente submetidos a secagem e umedecimento até os mesmos teores de umidade correspondentes à situação anterior. Em ambas as situações, os corpos de prova foram moldados de forma a se alcançar a massa específica seca máxima.

Na figura 4.11 são apresentadas as relações entre módulo de resiliência e tensão desvio para corpos de prova compactados na w_{ot} , compactados 2% abaixo da umidade ótima e c.p. compactados na w_{ot} e secos -2%.

FIGURA 4.11 - Comparação entre corpos de prova compactados na w_{ot} , compactados 2% abaixo do teor ótimo e compactados na w_{ot} e submetidos a secagem em -2%.

Observa-se que os corpos de prova compactados 2% abaixo da umidade ótima apresentam valores de módulo de resiliência superiores àqueles compactados na umidade ótima e secos -2%. Este acréscimo foi da ordem de 33%.

Na figura 4.12 são mostradas as relações entre módulo de resiliência e tensão desvio para corpos de prova compactados na $w_{ót.}$, compactados 1% acima da umidade ótima e c.p. compactados na $w_{ót.}$ e umedecidos +1%.

FIGURA 4.12 - Comparação entre corpos de prova compactados na W_{ot} , compactados 1% acima do teor ótimo e compactados na W_{ot} e submetidos a umedecimento em +1%.

Percebe-se que os corpos de prova compactados a 1% acima da umidade ótima apresentaram valores de módulo de resiliência inferiores àqueles compactados na ótima e posteriormente umedecidos em 1%. Esta redução foi da ordem de 17%.

A figura 4.13 apresenta os resultados dos ensaios em corpos de prova compactados na umidade ótima, 2% abaixo do teor ótimo e 1% acima do mesmo. Nestas duas últimas situações ($w_{ot}-2\%$ e $w_{ot}+1\%$) recorreu-se a um acréscimo na energia de compactação, de modo a se alcançar a massa específica seca máxima correspondente a umidade ótima.

FIGURA 4.13 - Relação entre módulo de resiliência e tensão desvio para corpos de prova compactados e ensaiados na w_{ot} , na $w_{ot}-2\%$ e na $w_{ot}+1\%$.

Neste caso, observa-se um aumento no módulo de resiliência, da ordem de 67%, para os corpos de prova do ramo seco da curva de compactação e um decréscimo, da ordem de 33%, para os corpos de prova compactados no ramo úmido, quando confrontados com os valores de M_R de corpos de prova compactados na umidade ótima. Este comportamento é análogo ao destacado por LI & SELIG (1994). Segundo estes autores, em teores de umidade abaixo do ótimo, o M_R tende a aumentar com o aumento da massa específica seca e que para teores de umidade acima do ótimo, o M_R tende a diminuir com o aumento da massa específica seca, confirmando, desta maneira, o resultado apresentado na figura 4.13

4.4 - CURVA CARACTERÍSTICA DO SOLO

A relação entre teor de umidade e sucção foi determinada para o solo em questão em diversas condições de umidade, através do método do papel filtro, proposto por CHANDLER & GUTIERREZ (1986).

A curva característica apresentada na figura 4.14 foi levantada para corpos de prova compactados na umidade ótima, para c.p. compactados na w_{ot} e umedecidos até 1% acima do teor ótimo, para c.p. compactados na w_{ot}

e secos 2%, 4%, 6%, 8% e 15% abaixo do teor ótimo e para corpos de prova compactados na w_{ot} , secos por 48h e em seguida umedecidos até a umidade ótima novamente. Para se conseguir um melhor ajuste da relação sucção e teor de umidade, inseriu-se o ponto de saturação de 100% ($w=22,51\%$), onde a sucção é nula.

FIGURA 4.14 - Curva característica do solo argiloso compactado na umidade ótima, submetido a secagem, a umedecimento e a secagem seguido de umedecimento.

Observa-se que a medida que o solo torna-se mais úmido, a sucção diminui e que quando o solo torna-se mais seco, a sucção aumenta. Comportamento este encontrado por diversos autores, entre eles FREDLUND & RAHARDJO (1993), MARINHO (1994), RIDLEY (1995) e RODRIGUES (1997).

Corpos de prova moldados na umidade ótima, secos por 48h e posteriormente umedecidos até w_{ot} tiveram a sua sucção reduzida em 87% (60 kPa para 8 kPa) se comparados com aqueles corpos de prova moldados na w_{ot} que não tiveram a sua umidade variada.

A fim de se observar o efeito que o ensaio triaxial cíclico causa sobre o valor da sucção, determinou-se a curva característica deste solo argiloso,

logo após a realização dos ensaios cíclicos, para corpos de prova compactados na umidade ótima, compactados na umidade ótima e secos por 48h, compactados na w_{ot} e secos até $w_{ot} - 2\%$ e compactados na umidade ótima e umedecidos até $w_{ot} + 1\%$. Para situações em que se dispunha de mais de um corpo de prova, considerou-se a média das sucções correspondentes obtidas.

A figura 4.15 ilustra a curva característica determinada para corpos de prova já submetidos aos ensaios triaxiais cíclicos. Para se conseguir um melhor ajuste da relação sucção e teor de umidade, inseriu-se o ponto de saturação de 100% ($w=22,51\%$), onde a sucção é nula.

FIGURA 4.15 - Curva característica determinada após realização dos ensaios triaxiais cíclicos.

Na figura 4.16 as curvas características das figuras 4.14 e 4.15 são comparadas.

FIGURA 4.16 - Comparação entre as curvas características.

Analisando a figura 4.16, observa-se que os ensaios triaxiais cíclicos não alteram o nível de sucção dos corpos de prova ensaiados.

4.5 - RELAÇÃO ENTRE MÓDULO DE RESILIÊNCIA E SUCÇÃO

Para se determinar a relação entre o módulo de resiliência e a sucção, utilizaram-se valores de sucção para cada um dos corpos de prova analisados, tomados a partir da curva característica, considerando-se os correspondentes teores de umidade. Os valores de sucção determinados e os correspondentes teores de umidade estão apresentados na tabela 4.3.

TABELA 4.3 - Valores de sucção e umidade usados para se determinar a relação " M_R X Sucção".

Umidade (%)	20,5	19,5	17,5	8,3
Sucção (kPa)	8,08	59,59	2090,65	30765,72

Na figura 4.17 apresentam-se as relações entre módulo de resiliência e sucção, para os valores 24,8 kPa, 37,3 kPa, 49,7 kPa e 62 kPa de tensão desvio desenvolvidas no ensaio.

FIGURA 4.17 - Relação entre módulo de resiliência e sucção, em diversos níveis de tensão desvio.

Para todas as tensões desvio analisadas, observou-se que o módulo de resiliência cresce com o aumento da sucção. Este mesmo comportamento foi observado, também, por EDIL & MOTAN (1979), PHILIP & CAMERON (1995) e RODRIGUES (1997). Este crescimento é tanto maior quanto maior seja a tensão desvio, ao contrário do observado pelos autores citados anteriormente. Para uma mesma sucção, o módulo de resiliência cresce com o aumento da tensão desvio, como já fora observado anteriormente na modelagem do M_R com a tensão desvio aplicada.

A equação 4.4 expressa, para os corpos de prova analisados, a relação entre módulo de resiliência, tensão desvio e sucção. O coeficiente de determinação correspondente é igual a 0,92, indicando que existe uma relação satisfatória entre as variáveis em questão.

$$M_R = 14,1028 \cdot \sigma_d^{0,7819} \cdot \text{sucção}^{0,0761} \quad (4.4)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência (MPa);

σ_d - tensão desvio (kPa); e

Sucção (kPa).

As figuras 4.18 (a e b), tomadas em dois pontos de vista, ilustram a equação 4.4.

(a)

(b)

FIGURA 4.18 - Superfícies referentes à equação 4.4.

4.6 - RELAÇÃO ENTRE M_R e E_0 DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

Já se observou que o módulo tangente inicial obtido a partir de curvas "tensão X deformação" guarda estreita relação com o módulo dinâmico (RUIZ, 1963). Para DRUMM *et al.* (1990), o módulo tangente inicial, por ser obtido no trecho inicial da curva "tensão X deformação" correspondendo a pequenos níveis de tensão e deformação, pode representar bem os valores do M_R determinados em um ensaio triaxial cíclico.

Os ensaios de compressão simples foram realizados nos corpos de prova submetidos aos ensaios triaxiais cíclicos nas condições de umidade a seguir: dois ensaios na w_{ot} , dois ensaios na $w_{ot} \rightarrow w_{ot} + 1\%$, dois ensaios na $w_{ot} \rightarrow w_{ot} - 2\%$ e um ensaio na $w_{ot} \rightarrow 8,3\%$ (seco 48h). Com os resultados dos ensaios de compressão simples foi possível determinar os valores do módulo tangente inicial (E_0).

Como a determinação do módulo tangente inicial envolve deformações muito pequenas tais que os equipamentos de medida, na sua maioria, não indicam com precisão, procurou-se padronizar um procedimento que minimizasse o efeito deste aspecto. Optou-se então pelo método proposto por DUNCAN & CHANG (1970) que supõe a curva "tensão *versus* deformação" uma hipérbole, descrita segundo a equação 4.5.

$$\frac{\varepsilon_a}{\sigma_a} = a + b \cdot \varepsilon_a \quad (4.5)$$

onde:

ε_a - deformação axial (mm/mm);

σ_a - tensão axial (kPa); e

a e b - parâmetros da reta de ajuste dos resultados experimentais (1/kPa).

Deste modo o módulo tangente inicial será:

$$E_0 = \frac{1}{a} \quad (4.6)$$

Para ilustrar este procedimento de determinação de E_0 , no Anexo B são apresentadas as figuras nas quais encontram-se a reta de ajuste dos resultados experimentais, o valor do parâmetro a e o módulo tangente inicial, para os corpos de prova CP 2, CP 3, CP 4, CP 5, CP 7, CP 8 e CP 10.

Tendo em vista o objetivo de se modelar o módulo de resiliência em função da tensão desvio e do módulo tangente inicial, e de se relacionar o módulo tangente inicial com a sucção, optou-se, quando se dispunha de mais de um resultado para cada uma das condições de umidade, por realizar estas correlações utilizando a média dos valores de módulo tangente inicial correspondentes.

Na tabela 4.4 apresentam-se os corpos de prova ensaiados, suas condições de umidade e os valores médios do módulo tangente inicial calculados para cada nível de umidade.

TABELA 4.4 - Valores do módulo tangente inicial (E_0) obtidos nos ensaios de compressão simples.

Corpo de prova	Condição de umidade	E_0 médio (kPa)
CP 2 e CP 3	19,5%	170632
CP 4 e CP 5	19,5% → 20,5%	143691
CP 7 e CP 8	19,5% → 17,5%	305910
CP 10	19,5% → 8,3% (seco 48h)	514764

Usando-se o modelo descrito na equação 4.7 foram relacionados os valores do módulo de resiliência para as diversas condições de tensão do ensaio cíclico, em termos de tensão desvio, com valores do módulo tangente

inicial obtidos a partir dos ensaios de compressão simples. O coeficiente de determinação (R^2) encontrado é igual a 0,90.

$$M_R = 0,0783 \cdot \sigma_d^{0,7346} \cdot E_0^{0,4675} \quad (4.7)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência (MPa);

σ_d - tensão desvio (kPa); e

E_0 - módulo tangente inicial (kPa).

Comparando-se a expressão 4.7 com a expressão 4.4, onde o módulo de resiliência é relacionado com a tensão desvio e a sucção, sendo obtido um $R^2=0,92$, pode-se afirmar que ambas descrevem com eficiência equivalente a relação entre as variáveis envolvidas. Por outro lado, comparando-se os expoentes da tensão desvio nestas expressões, observa-se que são da mesma ordem de grandeza, podendo-se então afirmar que o efeito da variação da sucção no valor do módulo de resiliência é equivalente ao efeito da variação do módulo tangente inicial nesta mesma variável. Ou seja, um estudo da influência da umidade no valor do módulo de resiliência através da correspondente variação da sucção poderia, neste caso, ser realizado em termos da variação do módulo tangente inicial obtido a partir de ensaios de compressão simples.

Portanto, o estudo de relações que permitam determinar-se o módulo de resiliência a partir de valores de módulo tangente inicial mostra-se bastante promissor.

A estreita relação entre a variação do módulo tangente inicial e a variação de sucção fica evidenciada através da expressão 4.8 que manifesta a relação entre estas duas variáveis com um coeficiente de determinação igual a 0,98. Neste caso, pode-se supor que a variação do módulo tangente inicial deve-se exclusivamente à variação de sucção.

$$E_0 = 97892.sucção^{0,1532} \quad (4.8)$$

onde:

E_0 - módulo tangente inicial (kPa); e

Sucção (kPa).

Procurou-se relacionar os valores do módulo de resiliência nas condições de umidade em que foram realizados ensaios de compressão simples, com os valores de módulo de resiliência determinados a partir de uma expressão proposta por CUNTO (1998), que possibilita a determinação do módulo de resiliência a partir de valores do módulo tangente inicial.

A expressão matemática proposta por CUNTO (1998), obtida a partir da análise de sete solos (seis arenosos e um argiloso), representa a variação do módulo de resiliência em função do módulo tangente inicial e do estado de tensão, com coeficiente de determinação $R^2 = 0,65$, tem a seguinte forma:

$$M_R = 8,95.E_0^{0,3147}.\sigma_d^{-0,2507}.\sigma_c^{0,3131} \quad (4.9)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência (MPa);

E_0 - módulo tangente inicial (kPa);

σ_d - tensão desvio (kPa); e

σ_c - tensão confinante (kPa).

Para se calcular os valores do módulo de resiliência segundo a expressão 4.9, foram adotados os quatro valores de E_0 apresentados na tabela 4.4, referentes às condições de umidade abordadas e foram variados os valores de tensão desvio e de tensão confinante, de acordo com os valores desenvolvidos nos ensaios triaxiais cíclicos desta pesquisa.

A figura 4.19 apresenta a relação entre valores do módulo de resiliência calculados a partir da equação 4.9 e valores de módulo de resiliência determinados usando-se os resultados dos ensaios cíclicos expressos através da equação 4.3.

FIGURA 4.19 - Valores de módulo de resiliência calculados pela expressão 4.9 versus valores de M_R determinados em laboratório.

Observa-se que não existe relação entre os valores do módulo de resiliência encontrados nesta pesquisa com os valores determinados a partir da expressão proposta por CUNTO (1998), para o cálculo do M_R a partir do E_0 . Já se esperava este fato, pois os parâmetros k_2 e k_3 referentes aos expoentes da tensão desvio e a tensão confinante, respectivamente, nas equações analisadas nesta pesquisa e por CUNTO (1998) possuem sinais opostos.

Confirma-se então a observação de CUNTO (1998) que conclui que não deve existir uma relação única entre módulo de resiliência e módulo tangente inicial que contemple todos os tipos de solo.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O objetivo principal desta pesquisa foi avaliar, a partir de resultados de ensaios laboratoriais, a influência da variação da umidade e da sucção no valor do módulo de resiliência de um solo argiloso encontrado no subleito de algumas rodovias no interior paulista.

É importante ressaltar que todas as conclusões apresentadas neste capítulo restringem-se ao universo em estudo.

5.2 - CONCLUSÕES

As condições climáticas, principalmente, a umidade relativa do ar e a temperatura, interferem no processo de preparação e compactação do solo e, também, na secagem e no umedecimento dos corpos de prova.

Observou-se perdas de umidade da ordem de 0,25% na moldagem dos corpos de prova e de 0,05% após sua embalagem e armazenamento.

A secagem de corpos de prova compactados na umidade ótima até 2% abaixo da mesma aconteceu em um período de tempo entre 5 e 8 horas, dependendo da temperatura e umidade do local.

A secagem por 48 horas de corpos de prova compactados na w_{ot} acarretou uma perda de umidade variando de 7% a 15,5%, conforme as condições climáticas. Nesta secagem, os corpos de prova contraíram-se volumetricamente, em média, 3,0%.

O umedecimento de corpos de prova moldados na w_{ot} até 1% acima da mesma ocorreu em torno de 6 horas.

Conseguiu-se umedecer corpos de prova moldados na w_{ot} até 2% acima da mesma. O tempo em que se alcançou este teor foi de aproximadamente 38 horas. Todavia, neste caso, os corpos de prova apresentavam-se instáveis, desmanchando-se com o manuseio, impossibilitando, assim, sua montagem na câmara triaxial.

Para corpos de prova compactados na umidade ótima, verificou-se que após uma secagem por 48 horas, a sua condução novamente à umidade ótima demandou cerca de 30 horas. Nesta situação, observou-se que não foi possível alcançar-se, no umedecimento, valores de umidade acima da umidade ótima. Supõe-se que este fato deva-se à contração do corpo de prova na secagem por 48 horas, diminuindo assim, a sua capacidade de absorção d'água.

Não se observaram dificuldades na preparação de corpos de prova 2% abaixo da w_{ot} (17,5%), na w_{ot} (19,5%) e 1% acima da mesma (20,5%), com massa específica seca máxima (1,66 g/cm³). Entretanto, corpos de prova moldados 2% acima do teor ótimo e massa específica seca máxima, desmanchavam-se durante o seu processo de extração do cilindro de compactação.

Através da modelagem do módulo de resiliência com o estado de tensão, verificou-se que o M_R do solo argiloso estudado sofre forte influência da tensão desvio e não sofre interferência da tensão confinante. Dentre os

três modelos analisados, os dois que incluem a tensão desvio apresentaram um desempenho satisfatório, com coeficientes de determinação (R^2) variando de 0,82 a 0,94.

Para valores crescentes de tensão desvio, no intervalo ensaiado ($\sigma_d = 24,8$ a 62 kPa), os valores de M_R aumentaram da ordem de 1,5 a 2,0 vezes. Este comportamento é pouco comum para solos deste tipo.

Para corpos de prova compactados na umidade ótima e submetidos à secagem até $w_{ot}-2\%$, observou-se valores do módulo de resiliência da ordem de 24% mais elevados do que daqueles ensaiados na umidade ótima.

A secagem por 48 horas ($w=8,3\%$) de corpos de prova moldados na umidade ótima acarretou um acréscimo de 54% dos valores do M_R quando confrontados com os valores do M_R obtidos para corpos de prova na w_{ot} .

O umedecimento até $w_{ot}+1\%$ dos corpos de prova compactados na w_{ot} conduziu a valores do M_R 25% menores do que aqueles valores alcançados na umidade ótima.

O umedecimento até a w_{ot} de corpos de prova moldados na w_{ot} e em seguida secos por 48 horas ($w=8,3\%$) propiciou um decréscimo de 55% do módulo de resiliência quando comparado com corpos de prova compactados e ensaiados na umidade ótima.

Os corpos de prova compactados na $w_{ot}-2\%$, com massa específica seca máxima, apresentaram valores do M_R 67% maiores do que aqueles compactados e ensaiados na umidade ótima.

Os corpos de prova moldados na $w_{ot}+1\%$ e massa específica seca máxima alcançaram valores do M_R da ordem de 33% mais baixos do que daqueles compactados e ensaiados na umidade ótima.

A comparação entre corpos de prova compactados na w_{ot} e posteriormente secos até $w_{ot}-2\%$ com os corpos de prova moldados na $w_{ot}-2\%$, com massa específica seca máxima, mostrou que estes últimos apresentaram valores do M_R 33% maiores do que os primeiros.

Comparando-se os corpos de prova preparados na w_{ot} e em seguida umedecidos até $w_{ot}+1\%$ com os corpos de prova compactados na $w_{ot}+1\%$ e massa específica seca máxima verificou-se que neste último caso os valores do M_R são 17% menores do que aqueles do primeiro caso.

A sucção nos corpos de prova foi determinada através do método do papel filtro que mostrou um bom desempenho mesmo para altos valores de sucção, da ordem de 35 MPa.

A variação da sucção é inerente à variação da umidade. A curva característica do solo em estudo ilustra que à medida em que o solo torna-se mais úmido, a sucção diminui.

Corpos de prova moldados na umidade ótima, secos por 48h e posteriormente umedecidos até w_{ot} tiveram a sua sucção reduzida em 87% (60 kPa para 8 kPa) se comparados com aqueles corpos de prova moldados na w_{ot} que não tiveram a sua umidade variada.

Comparando-se a curva característica obtida a partir de corpos de prova moldados para esta finalidade com a curva característica obtida a partir de corpos de prova submetidos ao ensaio triaxial cíclico, observou-se que as mesmas são semelhantes.

O valor do módulo de resiliência varia com a variação da sucção. A medida em que a sucção aumenta o M_R também aumenta. Este crescimento é tanto maior quanto maior seja a tensão desvio.

Foi possível determinar uma relação entre o módulo de resiliência, a tensão desvio e a sucção. A expressão utilizada apresentou um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,92.

Foi possível, também, determinar uma relação entre o módulo de resiliência, a tensão desvio e o módulo tangente inicial obtido a partir dos ensaios de compressão simples. A expressão adotada apresentou um coeficiente de determinação igual a 0,90.

Examinando-se as expressões: $M_R=f(\sigma_d \text{ e sucção})$ e $M_R=f(\sigma_d \text{ e } E_0)$, verificou-se que ambas descrevem com eficiência equivalente a relação entre as variáveis. Tendo em vista que em ambas as equações a influência da tensão desvio é praticamente idêntica, pode-se afirmar então que o efeito da variação da sucção no valor do M_R é análogo ao efeito da variação do E_0 nesta mesma variável.

Foi possível determinar uma relação entre o módulo tangente inicial, obtido dos ensaios de compressão simples, e a sucção. A expressão utilizada apresentou um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,98. Pode-se supor, então, que a variação do E_0 deva-se exclusivamente à variação da sucção.

Conclui-se que, conforme observado por CUNTO (1998), não deve existir uma relação única entre módulo de resiliência e módulo tangente inicial que contemple todos os tipos de solo.

5.3 - RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se que, em futuros trabalhos, sejam desenvolvidos os seguintes aspectos:

- ampliar a pesquisa para outros tipos de solos;
- analisar a influência da umidade de compactação no valor do M_R de corpos de prova compactados em diferentes teores de umidade, para uma mesma energia de compactação;
- analisar o efeito da secagem e do umedecimento no valor do M_R de corpos de prova compactados segundo as condições propostas no item anterior;
- analisar a influência do grau de compactação no valor do M_R de corpos de prova compactados em uma mesma umidade;
- analisar o efeito da secagem e do umedecimento no valor do M_R de corpos de prova compactados segundo as condições propostas no item anterior;
- analisar o efeito da secagem e do umedecimento no valor do M_R de corpos de prova compactados estaticamente, por soquete e por amassamento;
- ensaiar corpos de prova submetidos a secagem e a umedecimento através de sucção controlada;
- medir a sucção ao longo do desenvolvimento do ensaio triaxial cíclico; e
- realizar ensaios triaxiais cíclicos em corpos de prova com dimensões de diâmetro = 7,5 cm e altura = 15 cm, conforme prescrito na norma AASHTO TP46-94 (1996), para solos argilosos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AL-KHAFAR, S. & HANKS, R.J. (1974). Evaluation of the filter paper method for estimating soil water potential. *Soil Science*, 117, p.194-99.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1986). AASHTO Designation T 274-82. Standard method of test for resilient modulus of subgrade soils. Washington, DC.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1993). Guide for design of pavement structures. Washington, DC.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1996). AASHTO Designation TP46-94. Standard test method for determining the resilient modulus of soils and aggregate materials. Washington, DC.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6459. Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6508. Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7180. Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7181. Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro.
- ASTM (1992). Standart test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. Nº D5298-92, *American Society for Testing Materials*, November, 1992.
- BERNUCCI, L.B. (1995). Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. São Paulo. 237p. Tese de Doutorado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.
- BERNUCCI, L.B. (1997). Módulo resiliente de solos lateríticos e sua aplicação ao dimensionamento de pavimentos de vias de baixo volume de tráfego. Iº Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. Rio de Janeiro. p.490-508.
- BERNUCCI, L.B. (1998). Conseqüências da perda de umidade em solos lateríticos compactados. XII Congresso Nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes. Fortaleza. p.290-99.
- BROWN, S.F. (1974). Repeated load testing of a granular material. *Journal of the soil mechanics and foundation division*, ASCE, v.100, nºGT7, p.825-41, jul.
- BROWN, S.F.; LASHIRE, A.K. & HYDE, A.F. (1975). Repeated load triaxial testing of silty clay. *Geotechnique*, v.25, nº1, p.95-114.

- BROWN, S.F.; O'REILLY, M.P. & LOACH, S.C. (1990). The relationship between California Bearing Ratio and elastic stiffness for compacted clays. *Ground Engineering*, 23, nº8, p.27-31.
- BROWN, S.F. (1996). Soil mechanics in pavement engineering. *Géotechnique*, The 36th Rankine Lecture, v.46, n.3, p.383-426.
- CARDOSO, S.H. (1988). Estudo de deformações resilientes de solos lateríticos da região de Brasília. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 23, Florianópolis, 1988. Anais. Santa Catarina, ABPV, v.1, p.203-19.
- CHANDLER, R.J. & GUTIERREZ, C.I. (1986). The filter-paper method of suction measurement. *Géotechnique*, 36, v.2, p.265-268.
- CLAROS, G.A.; STOKOE, K.H. & HUDSON, W.R. (1990). Modification to the resilient modulus testing procedure and the use of synthetic samples for equipment calibration. *Transportation Research Board*, 69th Annual Meeting, Washington, D.C., january 1990.
- COLE, D.M.; CHAMBERLAIN, E.J. & JOHNSON, T.C. (1986). Prediction of resilient modulus of granular soils during thaw and recovery. Paper presented at the *Transportation Research Board*, TRB, Washington, DC, jan., 1986.
- CUNTO, F.J.C. (1998). Determinação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos e a sua estimativa a partir de ensaios de compressão simples: estudo de três solos do nordeste brasileiro. São Carlos. Dissertação de Mestrado. 154p. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

D.M.R. (1980). Measurement of soil moisture suction using the filter paper method. Nº T169. Department of Main Roads, N.S.W., Sydney, Australia, jul., 1980.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO (1971). DER M13-71. Ensaio de compactação de solos. São Paulo.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO (1989). DER M196-89. Classificação de solos tropicais segundo a metodologia MCT. São Paulo.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM (1994). DNER-ME 131/94. Solos – determinação do módulo de resiliência. Rio de Janeiro.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM (1994). DNER-ME 254/94. Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão. Rio de Janeiro.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM (1994). DNER-ME 256/94. Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro.

DRUMM, E.C.; BOATENG-POKU, Y. & PIERCE, T.J. (1990). Estimation of subgrade resilient modulus from standart tests. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.116, nº5, p.774-89, mai.

DRUMM, E.C.; REEVES, J.S. & MADGETT, M.R. (1997). Subgrade resilient modulus correction for saturation effects. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.123, n. 7, p.663-71, jul., 1997.

- DUNCAN, J.M. & CHANG, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, n°SM5, v.96, p.1629-53.
- EDIL, T.B. & MOTAN, S.E. (1979). Soil-water potential and resilient behaviour of subgrade soils. *Transportation Research Record*, 705, p.54-63.
- EDRIS JR., E.V. & LYTTON, R.L. (1977). Climatic materials characterization of fine-grained soils. *Transportation Research Record*, 642, p.39-44.
- ELFINO, M.K. & DAVIDSON, J.L. (1989). Modeling field moisture in resilient moduli test. *Resilient moduli of soils: Laboratory conditions*, ASCE, New York, N.Y., n.24, p.31-51.
- ELLIOT, R.P. & THOMPSON, M.R. (1985). ILLI-PAVE mechanistic analysis of AASHO Road Test flexible pavements. *Transportation Research Record*, 1043, TRB, National Research Council, Washington, D.C.
- ELLIOT, R.P. & THORNTON, S.I. (1988a). Simplification of subgrade resilient modulus testing. *Transportation Research Record*, 1192, p.1-7.
- ELLIOT, R.P. & THORNTON, S.I. (1988b). Resilient modulus and AASHTO pavement design. *Transportation Research Record*, 1196, p.116-24.
- FAWCETT, R.G. & COLLIS-GEORGE (1967). A filter-paper method for determining the moisture characteristics of soil. *Aust.J.Exp.Agr.Anim.Husb.*, 7, p.162-67.

- FREDLUND, D.G.; BERGAN, A.T. & SAUER, E.K. (1975). Deformation characteristics of subgrade soils for highways and runways in Northern environments. *Canadian Geotechnical Journal*, 12, v.2, p.213-223.
- FREDLUND, D.G.; BERGAN, A.T. & WONG, P.K. (1977). Relation between resilient modulus and stress conditions for cohesive subgrade soils. *Transportation Research Record*, 642, p. 73-81.
- FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley & Sons, New York.
- GARDNER, R. (1937). A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. *Soil Science*, 43, p.277-83.
- GEHLING, W.Y.Y.; CERATTI, J.A.; BICA, A.V.D.; NÚÑEZ, W.P. & RODRIGUES, M.R. (1997). Influência da sucção nos módulos de resiliência obtidos em laboratório e em campo para um solo típico de subleito de pavimento do Rio Grande do Sul. T.M.P de Campos, E.A. Vargas Jr., editores. Freitas Bastos editora. Vol.1, p.105-112.
- HALIBURTON, T.A. (1972). Highway designs to resist subgrade moisture variations. *Highway Research Record*, 370, p.45-56.
- HAMBLIN, A.P. (1981). Filter-paper method for routine measurement of field water potential. *Journal of Hidrology*, 53, p.355-60.
- HICKS, R.G. & MONISMITH, C.L. (1971). Factors influencing the resilient response of granular materials. *Transportation Research Record*, 354, p.15-31.

- HOLTZ, R.D. & KOVACS, W.D. (1981). An introduction to geotechnical engineering. *Prentice-Hall, Inc.*, Englewood Cliffs, N.J.
- HOUSTON, S.L., HOUSTON, W.N. & WAGNER, A.M. (1994). Laboratory filter paper suction measurement. *Geotechnical Testing Journal*, 17(2), p.185-94.
- HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N. & ANDERSON, T.W. (1995). Moisture and strength variability in some Arizona subgrades. *Transportation Research Record*, 1481, p.35-43.
- JANSSEN, D.J. & DEMPSEY, B.J. (1981). Soil-moisture properties of subgrade soils. *Transportation Research Record*, 790, p.61-67.
- JIN, M.S.; LEE, K.W. & KOVACS, W.D. (1994). Seasonal variation of resilient modulus of subgrade soils. *Journal of Transportation Engineering*, 120, v.4, p.603-616.
- JONES, M.P. & WITCZAK, M.W. (1977). Subgrade modulus on the San Diego test road. *Transportation Research Record*, 641, p.1-6.
- KHOGALI, W.E.I. & ANDERSON, K.O. (1996). Evaluation of seasonal variability in cohesive subgrades using backcalculation. *Transportation Research Record*, 1546, p.140-150.
- LI, D. & SELIG, E.T. (1994). Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(6), p.939-957.

- LONG, B.; HOSSAIN, M.; & GISI, A.J. (1997). Seasonal variation of backcalculated subgrade moduli. *Transportation Research Record*, 1577, p.70-80.
- MARINHO, F.A.M. (1994). Shrinkage behaviour of some plastic soils – PhD Thesis Imperial College, University of London.
- McQUEEN, I.S. & MILLER, R.F. (1968). Calibration and evaluation of a wide-range gravimetric method for measuring moisture stress. *Soil Science*, 106, p.225-31.
- MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. & CERATTI, J.A. (1986). Estudo de resiliência na mecânica dos pavimentos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8, Porto Alegre. *Anais*. Rio Grande do Sul. v.4, p.137-48.
- MEDINA, J. & PREUSSLER, E.S. (1980). Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. *Solos e Rochas*, v.3, nº1, p.3-26, abr.
- MEDINA, J. (1997). *Mecânica dos pavimentos*. Rio de Janeiro. Editora UFRJ, 1997.
- MOHAMMAD, L.N.; PUPPALA, A.J. & ALAVILLI, P. (1995). Resilient properties of laboratory compacted subgrade soils. *Transportation Research Record*, 1504, p. 87-102.
- MONISMITH, C.L. (1992). Analytically-based asphalt pavement design and rehabilitation-theory to practice (1962-1992). *Proc. TRB Distinguished Lecture, Transportation Research Board 71st Annu. Meeting, Transportation Research Board*, Washington, D.C.

- MONTALVO, J.R.; BELL, C.A. & WILSON, J.E. (1984). Comparision of diametral and triaxial repeated load testing techniques for untreated soils. *Transportation Research Record*, 998, p.6-13.
- MOOSSAZADEH, J. & WITCZAK, M.W. (1981). Prediction of subgrade moduli for soil that exhibits nonlinear behaviour. *Transportation Research Record*, 810, p.9-17.
- MOTTA, L.M.G.; ARANOVICH, L.A.S. & CERATTI, J.A.P. (1985). Comportamento resiliente de solos utilizados em pavimentos de baixo custo. *Solos e Rochas*, v.8, n.3, p.15-42, dez.
- MOTTA, L.M.G. & CERATTI, J.A.P. (1986). Comportamento resiliente de solos arenosos finos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 21, Salvador, 1986. *Anais*. Bahia, ABPV. v.1, p.51-68.
- MOTTA, L.M.G.; MEDINA, J.; MATOS, M.V.M & VIANA, A.A.D. (1990). Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 24, Belém, 1990. *Anais*. Pará, ABPV. v.1, p.234-55.
- NATAATMADJA, A. & PARKIN, A.K. (1989). Characterization of granular materials for pavements. *Canadian Geotechnical Journal*, v.26, p.725-30.
- NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo, Editora Villibor. 213 p.
- NOURELDIN, A.S. (1994). Influence of stress levels and seasonal variations on in situ pavement layer properties. *Transportation Research Record*, 1448, p.16-24.

- PEZO, R.F.; KIM, D.; STOKOE II, K.H. & HUDSON, W.R. (1991). A reliable resilient modulus testing system. *Transportation Research Record*, 1307, p.90-98.
- PEZO, R.F., CLAROS, G.; HUDSON, W.R. & STOKOE II, K.H. (1992). Development of a reliable resilient modulus test for subgrade and non-granular subbase materials for use in routine pavement design. Center for Transportation Research, University of Texas. (Report 1177-4f)
- PEZO, R.F. & HUDSON, W.R. (1994). Prediction models of resilient modulus for non-granular materials. *Geotechnical Testing Journal*, 17 (3), p.349-55.
- PHILLIP, A.W. & CAMERON, D.A. (1995). The influence of soil suction on the resilient modulus of expansive soil subgrades. *Conference International on Unsaturated Soils*, 1. Proceedings..., vol.1, p. 171-176. Paris, França.
- POWELL, W.D.; POTTER, J.F.; MAYHEW, H.C. & NUNN, M.E. (1984). The structural design of bituminous roads. Lab. Report 1132, TRRL.
- PRESA, E.P.; LINS, A.H.P.; CAMPOS, L.E.P.; IGNATIUS, S.C.; CARVALHO, J.C. & DIAS, R.D. (1986). Ensaio de laboratório em solos parcialmente saturados. Simp. S. N. Conc. em Ensaio de Campo e Lab. em Geotecnia, p.251-78.
- PREUSSLER, E.S.; MOTTA, L.M.G. & MEDINA, J. (1980). Aplicação do cálculo da deformação resiliente no aperfeiçoamento do dimensionamento de pavimentos flexíveis. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 15, Belo Horizonte, 1980. Anais. Minas Gerais, ABPV, p.1-30.

- RADA, G. & WITCZAK, M.W. (1981). Comprehensive evaluation of laboratory resilient moduli results for granular material. *Transportation Research Record*, 810, p.23-33.
- RIDLEY, A.M. (1995). Strength - Suction - Moisture content relationship for Kaolin under normal atmospheric conditions. 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris.
- RODRIGUES, M.R. (1997). Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado, Porto Alegre, UFRGS. 105p.
- RUIZ, C.L. (1963). Presentación y comentatio sobre los diagramas Shell 1963 para el diseño de pavimentos flexibles. DVBA, Ministerio de Obras Publicas, La Plata, Argentina.
- SANTHA, B.L. (1994). Resilient Modulus of subgrade soils: comparison of two constitutive equations. *Transportation Research Record*, v.1462, p.79-90, dec.
- SAUER, E.K. & MONISMITH, C.L. (1968). Influence of soil suction on behaviour of a glacial till subjected to repeated loading. *Highway Research Record*, 215, p.18-23.
- SEED, H.B.; CHAN, C.K. & LEE, C.E. (1962). Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements. *International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements Prccedings*. University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, p.611-36.

- SEED, H.B.; MITRY, F.G.; MONISMITH, C.L. & CHAN, C.K. (1967). Factors influencing the resilient deformations of untreated aggregate base in two-layer pavements subjected to repeated loading. *Highway Research Record*, Research Report, 190, p.19-57.
- SHACKEL, B. (1973). Changes in soil suction in a sand-clay subjected to repeated triaxial loading. *Highway Research Record*, 429, p.29-34.
- SIBLEY, J.W. & WILLIAMS, D.J. (1990). A new filter material for measuring soil suction. *Geotechnical Testing Journal*, 13(4), p.381-84.
- STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (1989). *Resilient modulus of unbound granular base, subbase materials and subgrade soils*. SHRP Protocol P-46, UG07, SS07, 1989.
- SVENSON, M. (1980). Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos. Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro. UFRGS/COPPE. 135p.
- SWARBRICK, G.E. (1995). Measurement of soil suction using the filter paper method. *Conference International on Unsaturated Soils*, 1. Proceedings..., vol.4, p. 653-58. Paris, França.
- THADKAMALLA, G.B. & GEORGE, K.P. (1995). Characterization of subgrade soils at simulated field moisture. *Transportation Research Record*, 1481, p.21-27.
- THOMPSON, M.R. & ROBNETT, Q.L. (1976). Resilient properties of subgrade soils. Illinois Cooperative Highway Research and Transportation Program Series nº160. University of Illinois. (Final Report).

- TSAI, C.H. & PETRY, T.M. (1995). Suction study on compacted clay using three measurement methods. *Transportation Research Record*, 1481, p.28-34.
- VASWANI, N.K. (1975). Case studies of variations in subgrade moisture and temperature under road pavements in Virginia. *Transportation Research Record*, 532, p.30-42.
- VILLIBOR, D.F. (1981). Pavimentos econômicos. Novas considerações. São Carlos. Tese de Doutorado. 224p. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- WILLIAMS, O.B. & SEDGLEY, R.H. (1965). A simplified filter paper method for determining the 15-atmosphere percentage of soils. *Aust. J. Exp. Agr. Anim. Husb.*, 5, p.201-02.
- ZAMAN, M.; CHEN, D. & LAGUROS, J. (1994). Resilient Moduli of Granular Materials. *Journal of Transportation Engineering*, v.120, n.6, p.967-88, nov/dec.

ANEXO A

PLANILHAS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

TABELA A1 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 1)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 1		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ _d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 19,47%		
Etapa	σ _c (kPa)	σ _d (kPa)	ε _R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,000101092	245,32
2	41,4	37,3	0,000120346	309,94
3	41,4	49,7	0,000116925	425,06
4	41,4	62	0,000122131	507,65
5	27,6	24,8	0,000108992	227,54
6	27,6	37,3	0,000124562	299,45
7	27,6	49,7	0,000117865	421,67
8	27,6	62	0,000122874	504,58
9	13,8	24,8	0,000091781	270,21
10	13,8	37,3	0,000120724	308,97
11	13,8	49,7	0,000116127	427,98
12	13,8	62	0,000121843	508,85

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A2 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 2)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 2		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 19,52%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,000091113	272,19
2	41,4	37,3	0,000108797	342,84
3	41,4	49,7	0,000121264	409,85
4	41,4	62	0,000131557	471,28
5	27,6	24,8	0,000093989	263,86
6	27,6	37,3	0,000108794	342,85
7	27,6	49,7	0,00011635	427,16
8	27,6	62	0,000122107	507,75
9	13,8	24,8	0,000079959	310,16
10	13,8	37,3	0,000097767	381,52
11	13,8	49,7	0,000109495	453,90
12	13,8	62	0,00011516	538,38

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A3 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 3)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 3		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 19,51%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,000102066	242,98
2	41,4	37,3	0,000117134	318,44
3	41,4	49,7	0,000120722	411,69
4	41,4	62	0,000120281	515,46
5	27,6	24,8	0,000106123	233,69
6	27,6	37,3	0,000117134	318,44
7	27,6	49,7	0,000117859	421,69
8	27,6	62	0,00011515	538,43
9	13,8	24,8	0,000090659	273,55
10	13,8	37,3	0,000115451	323,08
11	13,8	49,7	0,000115453	430,48
12	13,8	62	0,000106852	580,24

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A4 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 4)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 4		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 20,48%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,000116121	213,57
2	41,4	37,3	0,000153599	242,84
3	41,4	49,7	0,000177475	280,04
4	41,4	62	0,000190277	325,84
5	27,6	24,8	0,000114275	217,02
6	27,6	37,3	0,000157823	236,34
7	27,6	49,7	0,000172894	287,46
8	27,6	62	0,000181504	341,59
9	13,8	24,8	0,000113247	218,99
10	13,8	37,3	0,000151978	245,43
11	13,8	49,7	0,000176717	281,24
12	13,8	62	0,000175837	352,60

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A5 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 5)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 5		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 20,51%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,000111944	221,54
2	41,4	37,3	0,000128342	290,63
3	41,4	49,7	0,000145735	341,03
4	41,4	62	0,000163917	378,24
5	27,6	24,8	0,000110655	224,12
6	27,6	37,3	0,000125856	296,37
7	27,6	49,7	0,000152211	326,52
8	27,6	62	0,000151028	410,52
9	13,8	24,8	0,000111551	222,32
10	13,8	37,3	0,000128077	291,23
11	13,8	49,7	0,000144091	344,92
12	13,8	62	0,000148382	417,84

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A6 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 6)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 6		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 17,53%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,000081046	306,00
2	41,4	37,3	0,000096238	387,58
3	41,4	49,7	0,000099609	498,95
4	41,4	62	0,000098013	632,57
5	27,6	24,8	0,00008156	304,07
6	27,6	37,3	0,00010781	345,98
7	27,6	49,7	0,000099669	498,65
8	27,6	62	0,000089839	690,12
9	13,8	24,8	0,000081402	304,66
10	13,8	37,3	0,000099451	375,06
11	13,8	49,7	0,000099428	499,86
12	13,8	62	0,000090294	686,65

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A7 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 7)

Módulo de resiliência - Ensaaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 7		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 17,51%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,00007913	313,41
2	41,4	37,3	0,000099107	376,36
3	41,4	49,7	0,000113743	436,95
4	41,4	62	0,000099026	626,10
5	27,6	24,8	0,000083685	296,35
6	27,6	37,3	0,000104004	358,64
7	27,6	49,7	0,000100453	494,76
8	27,6	62	0,000092654	669,16
9	13,8	24,8	0,000094548	262,30
10	13,8	37,3	0,000093959	396,98
11	13,8	49,7	0,000104049	477,66
12	13,8	62	0,000099029	626,08

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A8 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 8)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 8		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 17,49%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,000066818	371,16
2	41,4	37,3	0,000091462	407,82
3	41,4	49,7	0,000095169	522,23
4	41,4	62	0,000092665	669,08
5	27,6	24,8	0,000069044	359,19
6	27,6	37,3	0,000076549	487,27
7	27,6	49,7	0,000076549	649,26
8	27,6	62	0,000085885	721,90
9	13,8	24,8	0,000074132	334,54
10	13,8	37,3	0,000074039	503,79
11	13,8	49,7	0,000071136	698,66
12	13,8	62	0,000079474	780,13

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A9 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 9)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 9		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 8,34%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,000065181	380,48
2	41,4	37,3	0,00007805	477,90
3	41,4	49,7	0,000073461	676,55
4	41,4	62	0,000076257	813,04
5	27,6	24,8	0,000071127	348,67
6	27,6	37,3	0,000082535	451,93
7	27,6	49,7	0,000079311	626,65
8	27,6	62	0,000071689	864,85
9	13,8	24,8	0,000064663	383,53
10	13,8	37,3	0,000079126	471,40
11	13,8	49,7	0,000071742	692,76
12	13,8	62	0,00007296	849,78

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A10 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 10)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 10		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 8,28%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,000067904	365,22
2	41,4	37,3	0,000084286	442,54
3	41,4	49,7	0,000080387	618,26
4	41,4	62	0,000076868	806,58
5	27,6	24,8	0,000076268	325,17
6	27,6	37,3	0,000076141	489,88
7	27,6	49,7	0,000070862	701,36
8	27,6	62	0,000073996	837,88
9	13,8	24,8	0,000057646	430,21
10	13,8	37,3	0,000080421	463,81
11	13,8	49,7	0,000068327	727,38
12	13,8	62	0,000068835	900,70

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A11 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 11)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 11		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 8,3%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,000067007	370,11
2	41,4	37,3	0,000082251	453,49
3	41,4	49,7	0,000088371	562,40
4	41,4	62	0,000083364	743,73
5	27,6	24,8	0,000067007	370,11
6	27,6	37,3	0,000077728	479,88
7	27,6	49,7	0,000077881	638,15
8	27,6	62	0,000070697	876,98
9	13,8	24,8	0,000065155	380,63
10	13,8	37,3	0,000077728	479,88
11	13,8	49,7	0,000067044	741,31
12	13,8	62	0,00006427	964,68

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A12 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 12)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 12		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ _d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 19,4%		
Etapa	σ _c (kPa)	σ _d (kPa)	ε _R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,00019387	127,92
2	41,4	37,3	0,00025708	145,09
3	41,4	49,7	0,00029174	170,36
4	41,4	62	0,00032514	190,69
5	27,6	24,8	0,00020166	122,98
6	27,6	37,3	0,00025659	145,37
7	27,6	49,7	0,00029109	170,74
8	27,6	62	0,00032113	193,07
9	13,8	24,8	0,00019658	126,16
10	13,8	37,3	0,00022229	167,80
11	13,8	49,7	0,00028975	171,53
12	13,8	62	0,00032471	190,94

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A13 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 13)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 13		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 19,5%		W _{ensaio} : 19,47%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,00017931	138,31
2	41,4	37,3	0,00021108	176,71
3	41,4	49,7	0,00025025	198,60
4	41,4	62	0,00030762	201,55
5	27,6	24,8	0,00017609	140,84
6	27,6	37,3	0,00021091	176,85
7	27,6	49,7	0,00025435	195,40
8	27,6	62	0,00030757	201,58
9	13,8	24,8	0,00018046	137,43
10	13,8	37,3	0,00019893	187,50
11	13,8	49,7	0,00024892	199,66
12	13,8	62	0,00030328	204,43

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A14 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 14)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 14		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 17,5%		W _{ensaio} : 17,49%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,000072668	341,28
2	41,4	37,3	0,000068099	547,73
3	41,4	49,7	0,000077803	638,79
4	41,4	62	0,000076478	810,69
5	27,6	24,8	0,000063655	389,60
6	27,6	37,3	0,000065863	566,33
7	27,6	49,7	0,000074893	663,61
8	27,6	62	0,000072987	849,47
9	13,8	24,8	0,000064754	382,99
10	13,8	37,3	0,000070046	532,51
11	13,8	49,7	0,000075104	661,75
12	13,8	62	0,000073757	840,60

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A15 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 15)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 15		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 17,5%		W _{ensaio} : 17,47%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,000067071	369,76
2	41,4	37,3	0,000058688	635,57
3	41,4	49,7	0,000070425	705,72
4	41,4	62	0,000071136	871,57
5	27,6	24,8	0,000054173	457,79
6	27,6	37,3	0,000058145	641,50
7	27,6	49,7	0,000066121	751,65
8	27,6	62	0,000069481	892,33
9	13,8	24,8	0,000054173	457,79
10	13,8	37,3	0,000057612	647,43
11	13,8	49,7	0,000066121	751,65
12	13,8	62	0,000070425	880,37

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A16 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 16)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 16		Energia: normal		
W _{ótima} : 19,5%		ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} : 20,5%		W _{ensaio} : 20,45%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,00012975	191,13
2	41,4	37,3	0,00017822	209,29
3	41,4	49,7	0,00018194	273,16
4	41,4	62	0,00020201	306,91
5	27,6	24,8	0,00012909	192,11
6	27,6	37,3	0,00017719	210,51
7	27,6	49,7	0,00017951	276,86
8	27,6	62	0,00020021	309,67
9	13,8	24,8	0,00012972	191,18
10	13,8	37,3	0,00015818	235,80
11	13,8	49,7	0,00018184	273,31
12	13,8	62	0,00020201	306,91

(*) Etapa de condicionamento

TABELA A17 - Planilha de ensaios triaxiais cíclicos (CP 17)

Módulo de resiliência - Ensaios Triaxiais Cíclicos				
Procedimento: AASHTO TP46-94		Solo: subleito argiloso (LG')		
Corpo de prova: 17		Energia: normal		
W _{ótima} :	19,5%	ρ_d máx.: 1,66 g/cm ³		
W _{compactação} :	20,5%	W _{ensaio} : 20,52%		
Etapa	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0 (*)	41,4	24,8	-	-
1	41,4	24,8	0,00013525	183,37
2	41,4	37,3	0,00016297	228,88
3	41,4	49,7	0,00020612	241,12
4	41,4	62	0,000217	285,72
5	27,6	24,8	0,00016163	153,44
6	27,6	37,3	0,00018912	197,23
7	27,6	49,7	0,00020947	237,27
8	27,6	62	0,00021866	283,55
9	13,8	24,8	0,00013525	183,37
10	13,8	37,3	0,00016297	228,88
11	13,8	49,7	0,00018147	273,88
12	13,8	62	0,000217	285,72

(*) Etapa de condicionamento

ANEXO B

GRÁFICOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

FIGURA B1 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 2)

FIGURA B2 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 3)

FIGURA B3 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 4)

FIGURA B4 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 5)

FIGURA B5 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 7)

FIGURA B6 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 8)

FIGURA B7 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial (CP 10)