Campus de São Carlos

A avaliação do módulo de resiliência através
de ensaios triaxiais dinâmicos de dois solos
compactados e a sua estimativa a partir de
ensaios rotineiros

Cássio Alberto Teoro do Carmo

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

7.213/48

**“A AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA
ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS DE
DOIS SOLOS COMPACTADOS E A SUA
ESTIMATIVA A PARTIR DE ENSAIOS ROTINEIROS”**

DEDALUS - Acervo - EESC

31100017562

Cássio Alberto Teoro do Carmo

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

ORIENTADOR: Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira

São Carlos

1998

Class.	TESE
Cutt.	0017
Tombo	T213/38

st 0984610

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

C287a

Carmo, Cássio Alberto Teoro do

A avaliação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos de dois solos compactados e a sua estimativa a partir de ensaios rotineiros / Cássio Alberto Teoro do Carmo. -- São Carlos, 1998.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1998.

Área: Transportes.

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira.

1. Módulo de resiliência. 2. Resiliência.
3. Ensaio triaxial dinâmico. 4. Ensaio de compressão simples. 5. Módulo tangente inicial.
I. Título.

*Dedico este Trabalho aos
meus pais,
Esmeraldo e Maria Lúcia.*

*“O homem se torna às vezes o que ele próprio acredita que é.
Se eu insisto em repetir para mim mesmo que não sou capaz de realizar
alguma coisa, é possível que realmente me torne incapaz de fazê-la.
Ao contrário, se tenho a convicção de que posso fazê-la,
certamente adquirirei a capacidade de realizá-la
mesmo que não a tenha no começo.”*

Gandhi

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não teria sido realizado sem o apoio e a colaboração de algumas pessoas e entidades às quais eu desejo agradecer:

Professor Dr. Alexandre Benetti Parreira, pela orientação segura e paciente, pelo constante apoio e pela valiosa atenção dispensada.

Professor Dr. Antonio Aírton Bortolucci (Sula), pela atenciosa colaboração para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos e de compressão simples, no Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotecnia da EESC-USP.

Demais professores do Departamento de Transportes da EESC-USP, em especial ao Prof. Dr. Glauco Túlio Pessa Fabbri, pelas valiosas contribuições a este trabalho.

Prof. Dr. Carlos Alexandre Braz de Carvalho da Universidade Federal de Viçosa/MG, pela parceria na montagem dos equipamentos para a realização dos ensaios e pelas sugestões dadas a este trabalho.

Benedito Osvaldo de Souza (Dito), funcionário do Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotecnia, pela dedicação e presteza na realização dos ensaios triaxiais dinâmicos e de compressão simples.

Funcionários do Laboratório de Estradas do Departamento de Transportes, Antonio Carlos Gigante, Antonio Carlos de Oliveira e Roberto Antonio Morasco, pela colaboração na realização dos ensaios de caracterização dos materiais.

Colegas e funcionários, que emprestam a esse departamento um ambiente de profissionalismo e companheirismo, em especial à secretária da Pós-Graduação Heloísa H. B. P. Morgado Belo, presença forte e indispensável.

Márcio Nogueira, amigo e professor da Universidade de Uberaba, pela força e incentivo que me direcionaram a este trabalho.

Roberto Toshimitsu Aramaki, Glauco Pontes Filho, Rames Zugaib e Conceição de Maria A. Alves, grandes amigos e colaboradores cujo incentivo não poderia prescindir à elaboração deste trabalho.

CAPES e CNPq, pela bolsa de estudos concedida.

Desejo agradecer também, e não menos, aos meus pais e meus avós, pela força e sabedoria, presentes divinos; aos meus irmãos, pelo apoio incondicional; à Ana Rita, pelo apoio, carinho, compreensão e dedicação, sempre presentes durante esta jornada, a Deus, principalmente, por tudo. E, finalmente, a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

Lista de Figuras.....	i
Lista de Tabelas.....	v
Lista de Abreviaturas e Siglas.....	ix
Lista de Símbolos.....	x
Resumo.....	xii
Abstract.....	xiii
<hr/>	
1 - Introdução.....	01
1.1 - Considerações Iniciais.....	01
1.2 - Objetivos.....	05
1.3 - Organização do Trabalho.....	06
<hr/>	
2 - Revisão Bibliográfica.....	07
2.1 - Introdução.....	07
2.2 - Ensaaios.....	07
2.2.1 - Número de Repetições da Tensão Desvio.....	08
2.2.2 - Duração e Frequência do Carregamento.....	09
2.2.3 - Níveis de Tensão.....	11
2.3 - Modelos para a Determinação do Módulo de Resiliência.....	13
2.4 - Métodos e Correlações para a Estimativa do Módulo de Resiliência.....	20
<hr/>	
3 - Materiais e Métodos.....	49
3.1 - Introdução.....	49
3.2 - Origem e Características Físicas dos Materiais Utilizados.....	49
3.2.1 - Origem.....	49
3.2.2 - Granulometria.....	51
3.2.3 - Massa Específica dos Sólidos.....	52
3.2.4 - Limites de Consistência.....	53
3.3 - Classificações HRB, USCS e MCT dos Materiais Utilizados.....	54

3.4 - Ensaio de Compactação e CBR.....	55
3.5 - Ensaios para a Determinação do Módulo de Resiliência.....	58
3.5.1 - Compactação dos Corpos-de-Prova para os Ensaios Dinâmicos e de Compressão Simples.....	58
3.5.2 - Equipamento para a Realização dos Ensaios Triaxiais.....	60
3.5.3 - Montagem dos Corpos-de-Prova.....	63
3.5.4 - Duração, Frequência e Número de Aplicação da Carga.....	65
3.5.5 - Níveis de Tensões Aplicadas.....	66
3.5.6 - Cálculo do Módulo de Resiliência.....	68
3.6 - Ensaio de Resistência à Compressão Simples.....	69
3.7 - Método para a Análise dos Resultados.....	69
3.7.1 - Modelos para a Representação do Módulo de Resiliência em Função do Estado de Tensão.....	69
3.7.2 - Relação entre o Módulo de Resiliência (M_R) e o Módulo Tangente Inicial (E_0).....	71
 4 - Apresentação e Análise dos Resultados.....	 73
4.1 - Considerações Iniciais.....	73
4.2 - Modelagem do Módulo de Resiliência com o Estado de Tensão.....	73
4.2.1 - Análise Inicial: Efeito da Repetição do Ensaio a partir de um Mesmo Corpo-de-Prova.....	73
4.2.2 - Modelagem do M_R a partir do Conjunto de Resultados.....	77
4.2.3 - Efeito da Variação da Energia de Compactação.....	81
4.3 - Estimativa do Módulo de Resiliência.....	82
4.3.1 - Algumas Correlações e Métodos Encontrados na Literatura para a Estimativa do M_R	82
4.4 - Proposta para a Estimativa do Módulo de Resiliência Considerando o Módulo Tangente Inicial do Ensaio de Compressão Simples.....	86
4.4.1 - Determinação do Módulo Tangente Inicial.....	89
4.4.2 - Avaliação da Relação entre o Módulo de Resiliência, M_R , e o Módulo Tangente Inicial, E_0	93
 5 - Conclusões e Recomendações.....	 101

Anexo A.....	105
---------------------	------------

Anexo B.....	109
---------------------	------------

Anexo C.....	113
---------------------	------------

Anexo D.....	117
---------------------	------------

Anexo E.....	121
---------------------	------------

Referências Bibliográficas.....	124
--	------------

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1	- VARIAÇÃO DE TENSÕES CAUSADAS POR UMA CARGA MÓVEL (FONTE: MEDINA, 1997).....	2
FIGURA 1.2	- DIVISÃO GERAL DO PAVIMENTO EM UM SISTEMA DE MULTI- CAMADAS.....	2
FIGURA 2.1	- MODELOS PARA A VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA COM O ESTADO DE TENSÃO: (a) SOLOS ARENOSOS, (b) SOLOS ARGILOSOS.....	14
FIGURA 2.2	- MODELO ARENO-ARGILOSO PARA A VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA COM O ESTADO DE TENSÃO: (a) SOLOS ARENOSOS, (b) SOLOS ARGILOSOS.....	17
FIGURA 2.3	- MODELO CONSTANTE PARA A VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA COM O ESTADO DE TENSÃO: (a) SOLOS ARENOSOS, (b) SOLOS ARGILOSOS.....	18
FIGURA 2.4	- MODELO COMBINADO PARA A VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA. (a) COMPORTAMENTO ARENOSO DE SOLO ARENOSO FINO E (b) COMPORTAMENTO ARGILOSO DE SOLO ARGILOSO FINO.....	19
FIGURA 2.5	- CORRELAÇÃO ENTRE AS CLASSIFICAÇÕES MCT E RESILIENTE DE SOLOS AMAZÔNICOS.....	37
FIGURA 2.6	- CBR X % ARGILA.....	39
FIGURA 2.7	- GRÁFICO PARA ESTIMATIVA DO PARÂMETRO a DA EQ. 82 (FONTE: LEE ET AL., 1995).....	47
FIGURA 2.8	- GRÁFICO PARA ESTIMATIVA DO PARÂMETRO b DA EQ. 83 (FONTE: LEE ET AL., 1995).....	47
FIGURA 2.9	- GRÁFICO PARA ESTIMATIVA DO PARÂMETRO c DA EQ. 83 (FONTE: LEE ET AL., 1995).....	48
FIGURA 3.1	- JAZIDA DE SOLO DA REGIÃO DO BROA - SCA-040.....	50
FIGURA 3.2	- JAZIDA DE SOLO DA REGIÃO DE UBERABA-MG.....	50
FIGURA 3.3	- CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS SOLOS DA REGIÃO DO BROA E DE UBERABA.....	53
FIGURA 3.4	- CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS, SEGUNDO A CLASSIFICAÇÃO MCT (MINIATURA COMPACTADA TROPICAL).....	54
FIGURA 3.5	- ALGUNS DOS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NO ENSAIO CBR.....	55

FIGURA 3.6	- CURVAS DE COMPACTAÇÃO E CBR DO SOLO DA JAZIDA 1 (SOLO ARENOSO) NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO.....	56
FIGURA 3.7	- CURVAS DE COMPACTAÇÃO E CBR DO SOLO DA JAZIDA 1 (SOLO ARENOSO) NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO.....	56
FIGURA 3.8	- CURVAS DE COMPACTAÇÃO E CBR DO SOLO DA JAZIDA 2 (SOLO ARGILOSO) NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO.....	57
FIGURA 3.9	- CURVAS DE COMPACTAÇÃO E CBR DO SOLO DA JAZIDA 2 (SOLO ARGILOSO) NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO.....	57
FIGURA 3.10	- EQUIPAMENTO UTILIZADO PARA A COMPACTAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA E O CILINDRO BIPARTIDO DE COMPACTAÇÃO EM FORMA DE U.....	59
FIGURA 3.11	- CORPOS-DE-PROVA COMPACTADOS EM CINCO CAMADAS.....	60
FIGURA 3.12	- PAINEL DE CONTROLE E A PRENSA RESPONSÁVEL PELO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO, JUNTAMENTE COM A BASE DA CÂMARA TRIAXIAL E OS LVDT'S.....	61
FIGURA 3.13	- ESQUEMA DOS EQUIPAMENTOS PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE CARGA REPETIDA OU TRIAXIAL CÍCLICA [LABORATÓRIO DE GEOTECNIA - EESC-USP].....	61
FIGURA 3.14	- REPRESENTAÇÃO DO CORPO-DE-PROVA SOBRE A BASE DA CÂMARA TRIAXIAL, CABEÇOTE DE ACRÍLICO SOBRE O CORPO-DE-PROVA E A BASE DA CÂMARA, ENVOLVIDOS PELOS ANÉIS DE BORRACHA ("ORING").....	64
FIGURA 3.15	- COLOCAÇÃO DOS SUPORTES E DOS LVDT'S NO CORPO-DE-PROVA.....	64
FIGURA 3.16	- CÂMARA TRIAXIAL MONTADA SOBRE A PRENSA MTS PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO.....	65
FIGURA 4.1	- MÓDULO DE RESILIÊNCIA VERSUS PRIMEIRO INVARIANTE DE TENSÃO, $M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$, PARA O SOLO DO BROA, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA.....	75
FIGURA 4.2	- MÓDULO DE RESILIÊNCIA VERSUS PRIMEIRO INVARIANTE DE TENSÃO, $M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$, PARA O SOLO DO BROA, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA.....	75
FIGURA 4.3	- MÓDULO DE RESILIÊNCIA VERSUS TENSÃO DESVIO, $M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$, PARA O SOLO DE UBERABA, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA.....	76

FIGURA 4.4 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA VERSUS TENSÃO DESVIO, $M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$, PARA O SOLO DE UBERABA, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA.....	76
FIGURA 4.5 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA VERSUS TENSÃO CONFINANTE PARA O SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO, ($M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$).....	81
FIGURA 4.6 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA VERSUS TENSÃO DESVIO PARA O SOLO ARGILOSO FINO LATERÍTICO, ($M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$).....	81
FIGURA 4.7 - DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO “a” DO SOLO ARENOSO DO BROA NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO PARA O CÁLCULO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL, E_0 , (a) CORPO-DE- PROVA 1; (b) CORPO-DE-PROVA 2; (c) CORPO-DE-PROVA 3.....	89
FIGURA 4.8 - DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO “a” DO SOLO ARENOSO DO BROA NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO PARA O CÁLCULO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL, E_0 , (a) CORPO-DE- PROVA 1; (b) CORPO-DE-PROVA 2; (c) CORPO-DE-PROVA 3	90
FIGURA 4.9 - DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO “a” DO SOLO ARGILOSO DE UBERABA NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO PARA O CÁLCULO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL, E_0 , (a) CORPO-DE- PROVA 1; (b) CORPO-DE-PROVA 2; (c) CORPO-DE-PROVA 3.....	90
FIGURA 4.10 - DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO “a” DO SOLO ARGILOSO DE UBERABA NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO PARA O CÁLCULO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL, E_0 , (a) CORPO-DE- PROVA 1; (b) CORPO-DE-PROVA 2; (c) CORPO-DE-PROVA 3.....	91
FIGURA 4.11 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA: VALORES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS VERSUS OS DETERMINADOS PELA EQUAÇÃO 4.1, CASO 1.....	95
FIGURA 4.12 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA: VALORES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS VERSUS OS DETERMINADOS PELA EQUAÇÃO 4.2, CASO 2.....	97
FIGURA 4.13 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA: VALORES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS VERSUS OS DETERMINADOS PELA EQUAÇÃO 4.1, CASO 3.....	99
FIGURA E.1 - ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES PARA O SOLO DE COMPORTAMENTO ARENOSO FINO LATERÍTICO, SOLO DO BROA, NA UMIDADE ÓTIMA E ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO.....	E.2

FIGURA E.2 - ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES PARA O SOLO DE COMPORTAMENTO ARENOSO FINO LATERÍTICO, SOLO DO BROA, NA UMIDADE ÓTIMA E ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO.....	E.2
FIGURA E.3 - ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES PARA O SOLO DE COMPORTAMENTO ARGILOSO LATERÍTICO, SOLO DE UBERABA, NA UMIDADE ÓTIMA E ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO.....	E.3
FIGURA E.4 - ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES PARA O SOLO DE COMPORTAMENTO ARGILOSO LATERÍTICO, SOLO DE UBERABA, NA UMIDADE ÓTIMA E ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO.....	E.3

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1	- CARACTERÍSTICAS DE RESILIÊNCIA DOS SOLOS; TENTATIVA DE CLASSIFICAÇÃO (FONTE: MEDINA E PREUSSLER, 1980).....	22
TABELA 2.2	- CARACTERÍSTICAS DE RESILIÊNCIA DOS SOLOS; NOVA TENTATIVA DE CLASSIFICAÇÃO (FONTE: MEDINA, 1989 - TRADUÇÃO).....	23
TABELA 2.3	- CARACTERÍSTICAS DE RESILIÊNCIA DE SOLOS BRASILEIROS (AMOSTRAS DE 5 CM DE DIÂMETRO, ENSAIADAS NO TEOR ÓTIMO DE UMIDADE) (FONTE: MEDINA, 1997).....	24
TABELA 2.4	- CONSTANTES DE RIGIDEZ ELÁSTICA E CBR, PARA A ESTIMATIVA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA ATRAVÉS DA EQUAÇÃO 16, PROPOSTA POR BROWN ET AL.....	26
TABELA 2.5	- LIMITES DA VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS PARA SOLOS CH, MH, ML E CL.....	34
TABELA 2.6	- LIMITES DA VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS PARA SOLOS NP, SM E GR.....	35
TABELA 2.7	- CONSTANTES K_1 , K_2 , K_3 E K_4 PARA A ESTIMATIVA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA, PROPOSTO POR VERTAMATTI (1988).....	36
TABELA 2.8	- FATORES DE CORREÇÃO.....	41
TABELA 2.9	- VARIÁVEL B PARA DIVERSOS TIPOS DE AGREGADOS E DIFERENTES "BULK STRESS" OU PRIMEIRO INVARIANTE DE TENSÃO.....	42
TABELA 3.1	- RESULTADO DO ENSAIO DE GRANULOMETRIA CONJUNTA DO SOLO DA REGIÃO DO BROA-SP.....	51
TABELA 3.2	- RESULTADO DO ENSAIO DE GRANULOMETRIA CONJUNTA DO SOLO DA REGIÃO DE UBERABA-MG.....	52
TABELA 3.3	- RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E CBR PARA OS DOIS SOLOS LATERÍTICOS ESTUDADOS.....	58
TABELA 4.1	- RESUMO DOS PARÂMETROS K_1 , K_2 E R^2 PARA OS SOLOS ANALISADOS (SOLO DO BROA E UBERABA).....	74
TABELA 4.2	- RESUMO DO PARÂMETROS K_1 , K_2 E R^2 PARA O SOLO DO BROA (SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO) NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO.....	78

TABELA 4.3 - RESUMO DO PARÂMETROS K_1 , K_2 E R^2 PARA O SOLO DO BROA (SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO) NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO.....	78
TABELA 4.4 - RESUMO DO PARÂMETROS K_1 , K_2 E R^2 PARA O SOLO DE UBERABA (SOLO ARGILOSO LATERÍTICO) NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO.....	79
TABELA 4.5 - RESUMO DO PARÂMETROS K_1 , K_2 E R^2 PARA O SOLO DE UBERABA (SOLO ARGILOSO LATERÍTICO) NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO.....	80
TABELA 4.6 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DO CBR. $M_R = F(\text{CBR})$	83
TABELA 4.7 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DOS NÍVEIS DE TENSÃO E DO CBR. $M_R = F(\sigma_1, \theta, \text{CBR})$ - CARDOSO (1988).....	84
TABELA 4.8 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA SECA DO C.P., UMIDADE, GRAU DE COMPACTAÇÃO E PORCENTAGEM PASSADA NA PENEIRA #200. $M_R = F(\rho_{DCP}, W, GC, \%\#200, \%\text{ SILTE})$	85
TABELA 4.9 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DA TENSÃO QUE CAUSA 1% DE DEFORMAÇÃO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES. $M_R = F(S_{u1\%})$	86
TABELA 4.10 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CONSISTÊNCIA E COMPACTAÇÃO.....	87
TABELA 4.11 - CLASSIFICAÇÃO HRB, USCS E MCT.....	87
TABELA 4.12 - RESULTADO DO ENSAIO GRANULOMÉTRICO.....	88
TABELA 4.13 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CONSISTÊNCIA E COMPACTAÇÃO.....	88
TABELA 4.14 - CLASSIFICAÇÃO HRB, USCS E MCT.....	88
TABELA 4.15 - RESULTADO DO ENSAIO GRANULOMÉTRICO.....	89
TABELA 4.16 - MÓDULO TANGENTE INICIAL DE CADA CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NESTA PESQUISA.....	92
TABELA 4.17 - MÓDULO TANGENTE INICIAL DOS MATERIAIS UTILIZADOS NAS ANÁLISES DESTES TRABALHOS.....	92
TABELA 4.18 - EXPRESSÕES MATEMÁTICAS ANALISADAS PARA REPRESENTAR A VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL E DO ESTADO DE TENSÃO (CASO 1).....	94

TABELA 4.19 - EXPRESSÕES MATEMÁTICAS ANALISADAS PARA REPRESENTAR A VARIÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL E DO ESTADO DE TENSÃO (CASO 2).....	96
TABELA 4.20 - EXPRESSÕES MATEMÁTICAS ANALISADAS PARA REPRESENTAR A VARIÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL E DO ESTADO DE TENSÃO (CASO 3).....	98
TABELA A.1 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO ARENO FINO LATERÍTICO, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 0 HORA.....	A.2
TABELA A.2 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO ARENO FINO LATERÍTICO, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 4 HORAS.....	A.3
TABELA A.3 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO ARENO FINO LATERÍTICO, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 16 HORAS.....	A.4
TABELA B.1 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO ARENO FINO LATERÍTICO, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 0 HORA.....	B.2
TABELA B.2 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO ARENO FINO LATERÍTICO, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 4 HORAS.....	B.3
TABELA B.3 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO ARENO FINO LATERÍTICO, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 16 HORAS.....	B.4
TABELA C.1 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DE UBERABA, SOLO ARGILOSO LATERÍTICO, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 0 HORA.....	C.2

TABELA C.2 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DE UBERABA, SOLO ARGILOSO LATERÍTICO, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 4 HORAS.....	C.3
TABELA C.3 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DE UBERABA, SOLO ARGILOSO LATERÍTICO, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 16 HORAS.....	C.4
TABELA D.1 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DE UBERABA, SOLO ARGILOSO LATERÍTICO, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 0 HORA.....	D.2
TABELA D.2 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DE UBERABA, SOLO ARGILOSO LATERÍTICO, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 4 HORAS.....	D.3
TABELA D.3 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DE UBERABA, SOLO ARGILOSO LATERÍTICO, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 16 HORAS.....	D.4

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	→ AMERICAN ASSOCIATION FOR STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS
ABNT	→ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS
CBR	→ CALIFORNIA BEARING RATIO
DER	→ DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM
DNER	→ DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM
EESC	→ ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
HRB	→ HIGHWAY RESEARCH BOARD
LVDT	→ LINEAR VARIABLE DIFFERENTIAL TRANSFORMER
MCT	→ MINIATURA COMPACTADA TROPICAL
MTS	→ MATERIAL TESTING SYSTEM
USCS	→ UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM
USP	→ UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

LISTA DE SÍMBOLOS

M_R	→ MÓDULO DE RESILIÊNCIA
μ	→ COEFICIENTE DE POISSON
σ	→ TENSÃO NORMAL
σ_1	→ TENSÃO AXIAL OU PRINCIPAL
σ_A	→ TENSÃO AXIAL OU PRINCIPAL
σ_3	→ TENSÃO CONFINANTE
σ_D	→ TENSÃO DESVIO ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$)
ε_r	→ DEFORMAÇÃO AXIAL RECUPERADA OU RESILIENTE
ε_a	→ DEFORMAÇÃO AXIAL
Δh	→ DESLOCAMENTO AXIAL RESILIENTE REGISTRADO
H_0	→ DISTÂNCIA ENTRE ALÇAS
K_1, K_2, K_3, K_4, K_5	→ COEFICIENTES DE REGRESSÃO
θ	→ TENSÃO VOLUMÉTRICA OU PRIMEIRO INVARIANTE DE TENSÃO ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \sigma_2 = \sigma_3$)
m, a	→ COEFICIENTE DE REGRESSÃO
R	→ RAZÃO TENSÃO (TENSÃO DESVIO DIVIDIDA PELA TENSÃO DESVIO DE RUPTURA)
W	→ UMIDADE
$W_{ot.}$	→ UMIDADE ÓTIMA
W_{cp}	→ UMIDADE DO CORPO-DE-PROVA
$\rho_{d\ cp}$	→ MASSA ESPECÍFICA SECA DO CORPO-DE-PROVA
ρ_d	→ MASSA ESPECÍFICA SECA
$\rho_{d\ max.}$	→ MASSA ESPECÍFICA SECA MÁXIMA
CBR	→ ÍNDICE DE SUPORTE CALIFORNIA ("CALIFORNIA BEARING RATIO")
GC	→ GRAU DE COMPACTAÇÃO
$\% < 2\mu$	→ PORCENTAGEM DE MATERIAL MENOR QUE 2μ
$\% \#200$	→ PORCENTAGEM QUE PASSA NA PENEIRA nº 200
$\% \text{ Silte}$	→ PORCENTAGEM DE SILTE
IP	→ ÍNDICE DE PLASTICIDADE

LL	→ LIMITE DE LIQUIDEZ
LP	→ LIMITE DE PLASTICIDADE
LA'	→ SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO
LA	→ SOLO ARENOSO LATERÍTICO
LG'	→ SOLO ARGILOSO LATERÍTICO
NA	→ SOLO ARENOSO NÃO LATERÍTICO
NA'	→ SOLO ARENOSO FINO NÃO LATERÍTICO
NS'	→ SOLO SILTOSO NÃO LATERÍTICO
NG'	→ SOLO ARGILOSO NÃO LATERÍTICO
c'	→ INCLINAÇÃO DO SEGMENTO RETILÍNEO DAS CURVAS DE COMPACTAÇÃO MINI-MCV
e'	→ EXPRESSÃO MATEMÁTICA DA CLASSIFICAÇÃO MCT $(e' = \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{Pi}{100}})$
MINI-MCV	→ MCV MINIATURA (ENSAIO)
A	→ PORCENTAGEM TOTAL DE ARGILA
S	→ PORCENTAGEM TOTAL DE SILTE
R ²	→ COEFICIENTE DE DETERMINAÇÃO OU CORRELAÇÃO
F ₁	→ FUNÇÃO DO FATOR DE CORREÇÃO DO TEOR DE UMIDADE
F ₂	→ FUNÇÃO DO FATOR DE CORREÇÃO DA PORCENTAGEM DA DENSIDADE SECA COM RELAÇÃO À DENSIDADE SECA MÁXIMA
F ₃	→ FUNÇÃO DO FATOR DE CORREÇÃO DO ÍNDICE DE PLASTICIDADE
F ₄	→ FUNÇÃO DO FATOR DE CORREÇÃO DA IDADE DA AMOSTRA
F ₅	→ FUNÇÃO DO FATOR DE CORREÇÃO DA TENSÃO CONFINANTE
F ₆	→ FUNÇÃO DO FATOR DE CORREÇÃO DA TENSÃO DESVIO
φ	→ ÂNGULO DE ATRITO
C	→ COESÃO
qu	→ RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES OU NÃO CONFINADA
E ₀	→ MÓDULO TANGENTE INICIAL
S _{u1%}	→ TENSÃO QUE CAUSA 1% DE DEFORMAÇÃO

RESUMO

CARMO, C. A. T. (1998). *A avaliação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos de dois solos compactados e a sua estimativa a partir de ensaios rotineiros*. São Carlos, 1998. 131p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O conhecimento do módulo de resiliência dos materiais constituintes do pavimento e do seu subleito é indispensável quando o objetivo é projetá-lo, ou analisar o seu comportamento frente à solicitação das cargas rodoviárias. O módulo de resiliência é determinado, na maioria das vezes, a partir de resultados de ensaios triaxiais dinâmicos, que exigem equipamentos complexos para a sua realização. Assim, é desejável que se disponha de métodos que possibilitem a sua avaliação a partir de resultados de ensaios mais simples. Neste trabalho, foram realizados ensaios triaxiais dinâmicos para a determinação do módulo de resiliência de dois solos, um argiloso e outro arenoso fino, compactados nas energias normal e intermediária. A partir dos resultados dos ensaios cíclicos foi possível modelar a variação do módulo de resiliência com a variação do carregamento aplicado e identificar, entre as variáveis de tensão, aquelas que exercem maior influência no valor deste módulo. A existência de discrepâncias significativas entre os valores de módulo de resiliência obtidos a partir de sucessivos ensaios de um mesmo corpo-de-prova foi também investigada. Finalmente, analisou-se a existência de uma relação entre o módulo de resiliência obtido nos ensaios dinâmicos e o módulo tangente inicial proveniente de ensaios de compressão simples, sob diversos níveis de tensão. Os resultados mostram que este tipo de associação é promissora, mas exige-se que o universo dos solos estudados seja ampliado para que se estabeleça uma conclusão definitiva.

Palavras-chave: módulo de resiliência; resiliência; ensaio triaxial dinâmico; ensaio de compressão simples; módulo tangente inicial.

ABSTRACT

CARMO, C. A. T. (1998). *The evaluation of the resilient modulus of two compacted soils using repeated load triaxial tests and its prediction from routine laboratory tests*. São Carlos, 1998. 131p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The knowledge about the resilient modulus of the pavement constituent materials and subgrade is essential in order to design or to analyze their behavior subjected to traffic loading. Often, the resilient modulus is obtained from repeated load triaxial tests demanding complex equipment for their execution. Thus, is desirable to develop methods to permit its evaluation from more simple tests. In this work, repeated load triaxial tests are carried out to the determination of the resilient modulus of two soils, a clay and a fine sand, compacted in the normal and intermediate AASHTO compaction efforts. From the repeated load triaxial test data it was possible to model the variation of resilient modulus with the variation of applied loading as well as to identify, among the stress parameters, those of more influence on the value of this modulus. The significant discrepancy among the resilient modulus values obtained from successive tests in the same sample was also investigated. Finally, equations were developed in order to correlate the resilient modulus from repeated load triaxial tests to parameters from compressive strength tests, considering different states of stress. It was shown that this type of empirical correlation presented satisfactory results, although incisive conclusions could not be drawn without using a larger number and variety of soils.

Key words: resilient modulus; resiliency; repeated load triaxial test; compressive strength test; initial tangent modulus.

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Frente à necessidade de se prever o comportamento do pavimento sob a atuação dos carregamentos, formulou-se a mecânica dos pavimentos, que apresentou um notável desenvolvimento com a ampliação dos recursos computacionais disponíveis e com a possibilidade da aplicação de métodos numéricos de análise. As análises realizadas sob este enfoque utilizam, na maioria das vezes, a teoria da elasticidade e consideram a estrutura do pavimento como um sistema de multi-camadas. A Figura 1.1 mostra a variação das tensões causadas por uma carga móvel, e a Figura 1.2, um esquema para análise de um pavimento onde o comportamento tensão-deformação dos materiais é expresso através do módulo de resiliência (M_R) e do coeficiente de Poisson (μ).

Inúmeras pesquisas e análises têm sido direcionadas ao desenvolvimento de um sistema de projeto "racional", fundamental para o dimensionamento dos pavimentos flexíveis. FRANCIS HVEEM foi um dos pioneiros no estudo racional dos pavimentos como uma estrutura em camadas. Na década de 50, HVEEM adotou a palavra "resiliência" para designar as deformações recuperáveis observadas nas estruturas rodoviárias e iniciou o estudo das relações tensão-deformação, medindo as deformações verticais através de sensores mecano-eletromagnéticos colocados nos pavimentos.

FIGURA 1.1 - VARIAÇÃO DE TENSÕES CAUSADAS POR UMA CARGA MÓVEL.
(FONTE: MEDINA, 1997)

FIGURA 1.2 - DIVISÃO GERAL DO PAVIMENTO EM UM SISTEMA DE MULTI-CAMADAS. (FONTE: YODER E WITCZAK, 1975)

O emprego do módulo de resiliência no dimensionamento de pavimentos flexíveis tem crescido bastante no meio rodoviário. Este crescimento pode ser atribuído ao novo procedimento de projeto da AASHTO, adotado em 1986.

Segundo NAZARIAN e FELIBERTI (1993), neste procedimento de projeto o módulo de resiliência do solo do subleito é considerado como um dos mais importantes parâmetros no dimensionamento de estruturas de pavimento. O ensaio para a determinação do módulo de resiliência através do carregamento cíclico é usado para obtenção dos parâmetros que caracterizam a resposta elástica e plástica dos materiais componentes do pavimento. Com estes parâmetros, pode-se prever um dos principais problemas funcionais do pavimento, o desgaste funcional, que é decorrente da natureza repetitiva da aplicação das cargas rodoviárias e da atuação contínua das intempéries. O desgaste funcional do pavimento ocorre de maneira gradual e se materializa pelo aparecimento de afundamento das trilhas-de-roda, irregularidades, trincas ou fissuras por fadiga e rugosidade, entre outros aspectos do comportamento do pavimento, tornando, assim, a superfície do pavimento desconfortável e perigosa ao rolamento, aumentando os custos de operação da rodovia.

O módulo de resiliência (M_R), também chamado de módulo de deformação resiliente, é definido pela expressão:

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

em que:

M_R = módulo de resiliência;

$\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$ = tensão desvio (tensão axial) aplicada repetidamente;

ϵ_r = deformação axial recuperada ou resiliente.

O valor do módulo de resiliência no laboratório não só é influenciado pelo estado de tensão a que se encontra submetida a amostra, como também pelo seu teor de umidade, granulometria, tipo de solo, ou seja, se ele é predominantemente argiloso ou arenoso, e idade do corpo-de-prova que é ensaiado, isto é, equilíbrio do teor de umidade e envelhecimento do corpo de prova. No campo, as mudanças nas condições ambientais também contribuem para a variação das respostas resilientes.

Tem-se constatado que o valor do módulo de resiliência é muito influenciado pelo estado de tensão. Vários pesquisadores e instituições, ARANOVICH (1985); ELLIOTT et al. (1989), NATAATMADJA et al. (1989), MOTTA

et al. (1990), NAZARIAN et al. (1993), AASHTO (1986) e DNER (1994), etc., propuseram modelos que procuram representar a variação do módulo de resiliência a partir do estado de tensão.

A realização do ensaio triaxial cíclico em laboratório não é uma tarefa simples, além de demorada, requer equipamentos sofisticados, tanto sob o aspecto da aplicação do carregamento, quanto sob o aspecto da medida de forças e deslocamentos, o que torna a sua utilização restrita. Os problemas mais comuns são: curto circuito nos LVDT's (Linear Variable Differential Transducers), dificuldade na obtenção de um carregamento de acordo com a norma; vazamento do fluido utilizado para a aplicação da pressão confinante causando uma pressão confinante, σ_3 , menor que a desejada; movimento dos grampos dos LVDT's, comprometendo, assim, as leituras da deformação resiliente; alinhamento impróprio do pistão de carregamento (célula de carga) com a superfície das amostras, etc. Os deslocamentos devidos aos estágios de carregamento em que o nível de tensão aplicado é pequeno podem, inclusive, não ser indicados pelos LVDT's.

Assim, como a realização do ensaio para determinar o módulo de resiliência é muito difícil e tendo-se em vista a grande variação do M_R com a natureza e o estado de tensão dos materiais, várias correlações empíricas foram propostas para simplificar a estimativa do módulo de resiliência, das quais algumas são citadas a seguir.

MEDINA e PREUSSLER (1980) e BROWN (1990) correlacionaram o M_R com o CBR; CARDOSO (1988), com o CBR e os níveis de tensão; CERATTI et al. (1996), com os níveis de tensão, sucção e pressões do ar e da água; AASHTO (1993), com o teor de umidade (w); MOTTA et al. (1985), com o CBR, mini-CBR, umidade ótima do solo (w_{ot}), umidade do corpo-de-prova (w_{cp}), massa específica seca do corpo-de-prova ($\rho_{d\ cp}$) e porcentagem de solo que passa na peneira nº 200; MOTTA e CERATTI (1986), com o CBR, mini-CBR, massa específica seca (ρ_s), teor de umidade (w), porcentagem que passa na peneira nº 200 e Grau de compactação (GC); CARMICHAEL III e STUART (1985), com o índice de plasticidade (IP), teor de umidade (w), massa específica seca (ρ_d), sucção do solo (SS), porcentagem que passa na peneira nº 200 e estado de tensão;

VERTAMATTI (1988), com a metodologia MCT; CAMPELLO (1991), com o CBR e a porcentagem de silte e argila do material; PEZO e HUDSON (1994), com o teor de umidade (w), massa específica seca (ρ_d), idade da amostra (η) e os níveis de tensão; ZAMAN e LAGUROS (1994), com o CBR, ângulo de atrito e coesão, separadamente; BERNUCCI (1995), com o CBR e os índices e' e c' , parâmetros da classificação MCT; DRUMM et al. (1990), com o módulo tangente inicial, E_0 , do ensaio de compressão simples, a resistência à compressão não confinada, o índice de plasticidade (IP), a massa específica seca (ρ_d) e a porcentagem passada na peneira nº 200; LEE et al. (1995), com a tensão que causa 1% de deformação no ensaio de compressão sem confinamento.

Um outro modo de se determinar o módulo de resiliência de maneira empírica foi proposto por MEDINA E PREUSSLER em 1980, que elaboraram uma nova classificação dos solos com a qual, a partir do conhecimento de algumas de suas características físicas, como granulometria, limites plásticos, valor de CBR, etc., e as classes a que pertencem nas classificações TRB e USCS, é possível avaliar-se o seu módulo de resiliência. Modificações nesta classificação foram inseridas por MEDINA (1989, 1997) com a introdução de classes de solos determinadas a partir de suas composições granulométricas.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal desta dissertação é identificar, para solos de comportamento laterítico, um arenoso e outro argiloso, modelos que representem a variação dos seus módulos de resiliência a partir da variação do estado de tensão, e propor correlações que permitam estimar os valores destes módulos através de resultados de ensaios de compressão simples.

Para que esses objetivos fossem alcançados, usou-se a seguinte metodologia: classificação dos solos estudados através das classificações MCT, TRB e USCS, moldagem de corpos-de-prova para o ensaio de CBR e de compactação. Os ensaios de resistência à compressão simples e de resiliência foram realizados na umidade ótima e massa específica aparente máxima do Proctor normal e intermediário.

Os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos permitem que se avalie a influência da variação do estado de tensão no valor do módulo de resiliência, sendo testados modelos que traduzam esta variação em função da tensão confinante, tensão desvio, primeiro invariante de tensões, etc.

Assumindo-se a hipótese de que o módulo tangente inicial (E_0) obtido a partir dos ensaios de compressão simples guarda uma estreita relação com o módulo de elasticidade do material, será analisada a existência de correlações entre E_0 , valores do módulo de resiliência e o estado de tensão.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação está dividida em 5 capítulos da seguinte maneira:

O capítulo 2 apresenta a revisão da literatura, voltada para assuntos de interesse deste trabalho. Nele são abordados os aspectos da realização dos ensaios triaxiais cíclicos, tais como, número de repetições da tensão desvio, duração e frequência do carregamento, e os níveis de tensão aplicados. Ainda nesse capítulo, são apresentados os modelos para a representação do módulo de resiliência e as correlações empíricas para a determinação deste parâmetro.

As características dos solos estudados são apresentadas no capítulo 3, no qual são também descritos os métodos empregados na pesquisa. Além de informações a respeito da origem dos materiais, este capítulo traz o procedimento seguido na parte experimental com relação aos ensaios de caracterização, compactação, CBR, triaxiais cíclicos para a determinação do módulo de resiliência e compressão simples, e o tratamento matemático dos resultados destes dois últimos ensaios.

O capítulo 4 mostra os resultados obtidos na investigação experimental. São analisados, nesse capítulo, os módulos de resiliência dos solos estudados e a variação desses com o estado de tensão. São determinadas, ainda, as correlações entre o módulo de resiliência e o módulo tangente inicial obtido a partir dos ensaios de compressão simples.

Finalmente, o capítulo 5 mostra as principais conclusões pertinentes aos diversos aspectos envolvidos na pesquisa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, são apresentados, com base na revisão bibliográfica, os principais aspectos relacionados à realização do ensaio para a determinação do módulo de resiliência, tais como, o número de repetições da tensão desvio, a duração e a frequência do carregamento e os níveis de tensão empregados. Faz-se, também, um levantamento dos modelos para a representação do módulo de resiliência a partir dos resultados de ensaios triaxiais dinâmicos, e dos modelos empíricos para a estimativa deste módulo, a partir dos resultados de ensaios mais simples.

2.2 ENSAIOS

O procedimento laboratorial para se determinar o módulo de resiliência do solo consiste de uma série de ensaios de carregamento cíclico. Com este tipo de carregamento procura-se simular a passagem de uma roda de veículo por um ponto no pavimento.

Este ensaio requer equipamentos sofisticados, tais como: uma prensa de carregamento cíclico, célula de carga, atuador de pressão e, para medir os deslocamentos resilientes, transdutores instalados internamente à câmara triaxial. São, ainda, necessários programas computacionais para monitorar, registrar e armazenar as informações obtidas ao longo do ensaio. Um dos maiores problemas com o equipamento de ensaio é quanto ao sistema de carregamento, se ela

dispuser de sistema pneumático e não hidráulico, é difícil obter-se uma onda quadrada de carregamento confiável.

O valor do módulo de resiliência determinado em laboratório depende de diversos fatores, mas principalmente do tipo de solo ensaiado. Quanto ao comportamento resiliente, os solos são agrupados em dois grupos distintos, o de comportamento arenoso e o de comportamento argiloso, sendo que esta diferença implica que os procedimentos adotados no ensaio triaxial de carga repetida sejam diversos para estas duas categorias de solos. Além disso, outros aspectos ligados ao ensaio triaxial cíclico que influenciam a resposta resiliente dos solos são: os níveis de tensão confinante e de desvio, a frequência, duração e número de repetições do carregamento.

Como o ensaio para a determinação do módulo de resiliência é difícil e trabalhoso, algumas instituições o padronizaram, tentando, assim, uma maior uniformidade das informações obtidas, de maneira a facilitar a sua interpretação.

✓ 2.2.1 Número de Repetições da Tensão Desvio

Segundo FRANZOI (1990), o valor do módulo de resiliência dos solos granulares tanto pode aumentar como diminuir com o número de repetições da tensão desvio, sendo que a variação depende de características do material, tais como: índice de vazios, densidade e grau de compactação, e do valor da tensão repetida aplicada.

Os procedimentos de ensaio do módulo de resiliência (AASHTO T274-82 e DNER-ME 131/94) consideram que este módulo deve ser determinado após 200 repetições da tensão desvio. NAZARIAN e FELIBERTI (1993) compararam dois procedimentos de ensaio, o da AASHTO T274-82 e o procedimento proposto pelo SHRP ("Strategic Highway Research Program"), que consideram a determinação das deformações para o cálculo do módulo de resiliência após 100 aplicações da tensão desvio. Partindo desse estudo, NAZARIAN e FELIBERTI propuseram que, no ensaio para materiais granulares, as deformações resilientes fossem determinadas após 100 aplicações da carga.

O novo procedimento da AASHTO de 1996 (TP46-94) considera que, tanto para solos granulares como para solos argilosos, o módulo de resiliência deve ser determinado após 100 aplicações da tensão desvio. Este procedimento confirma o que NAZARIAN e FELIBERTI constataram em 1993, para solos granulares.

HICKS e MONISMITH (1971) constataram que o valor do módulo de resiliência para materiais granulares não varia significativamente com o número de repetições da tensão desvio e estabeleceram que após 50 a 100 repetições da tensão desvio pode-se determinar o módulo de resiliência desses materiais. Para YODER (1975), o módulo de resiliência dos materiais granulares é pouco influenciado pelo número de repetições da tensão desvio.

2.2.2 Duração e Frequência do Carregamento.

A real duração da aplicação da carga, segundo FRANZOI (1990), depende da velocidade do veículo e da localização do ponto no interior do pavimento cujo comportamento se deseja analisar. A frequência de aplicação é função das condições de tráfego da estrada em estudo.

Para investigar a influência da duração da carga sobre o módulo de resiliência, FRANZOI (1990) afirma que SEED e CHAN¹ observaram, tanto para as areias quanto para as argilas, que o efeito da duração da carga depende do intervalo entre as aplicações.

Segundo FRANZOI (1990), SEED e CHAN² constataram, após numerosos ensaios, que a deformação da amostra depende somente do número de aplicações da carga e independe da frequência de carregamento dentro de uma variação de 3 a 20 aplicações por minuto. Um número limitado de ensaios indicou que esta conclusão também é válida para frequências menores do que 1 aplicação por minuto.

¹SEED, H.B. et al. (1962). "Resilient characteristics of subgrade soil and their relation to fatigue in asphalt pavements", Ann Arbor, 1962. Ann Arbor, University of Michigan, 1962. p. 77-113

² SEED, H.B et al. (1955) "Effects of repeated loading on the strength and deformation of compacted clay", Proceedings of Highway Research Board, Washington, D.C., 34541-58

FRANZOI (1990) realizou vários ensaios com solos granulares e argilosos. Inicialmente, tentou realizar os ensaios triaxiais cíclicos de acordo com a duração e frequência do carregamento recomendadas nas normas internacionais. O equipamento que a autora dispunha não permitia que se alcançassem as tensões estipuladas por norma no tempo de 0,1s. As adaptações no equipamento que permitiriam utilizar estas normas iriam exigir recursos de vulto para corrigir as deficiências na aparelhagem. Portanto, foram utilizados um tempo de aplicação da carga de 0,7s e frequência de aproximadamente 20 aplicações por minuto. Observou-se que o módulo de resiliência sofreu pequena alteração com a variação do tempo de aplicação da carga.

SVENSON (1978) utilizou em seu trabalho uma duração de carga de 0,14s, com variações de frequência da carga de 20 e 60 aplicações por minuto. MEDINA e PREUSSLER (1980) realizaram ensaios utilizando apenas a frequência de 20 aplicações por minuto, mas a duração da carga permaneceu a mesma. PREUSSLER et al. (1981) utilizaram também a frequência de 20 ciclos por minuto, mas com uma duração de carga de 0,4s. HICKS e MONISMITH (1971) utilizaram uma frequência de 20 aplicações por minuto e duração de carga de 0,10s a 0,25s.

A AASHTO (1986) preconiza em seu procedimento de ensaio que a duração da carga deve ser de 0,10s e a frequência de 60, 30 ou 20 ciclos por minuto. ELLIOTT e DAVID (1989) e NAZARIAN e FELIBERTI (1993) utilizaram este procedimento de ensaio para determinar o módulo de resiliência de materiais provenientes de subleitos dos pavimentos estudados.

Em 1996, a AASHTO propôs outro procedimento de ensaio no qual recomenda uma duração de carga de 0,10s e um repouso de 0,9s, o que corresponde a uma frequência de 60 ciclos por minuto. Este procedimento de ensaio foi desenvolvido para materiais de subleito, sub-base e base dos pavimentos.

O procedimento de ensaio do DNER (1994) é originário do procedimento da AASHTO (1986), considerando-se apenas a duração da carga de 0,10s e a frequência de 20 aplicações por minuto. Este procedimento é, basicamente, o mesmo utilizado por pesquisadores como MOTTA et al. (1985), VERTAMATTI (1987), VERTAMATTI (1988), MOTTA et al. (1990), CAMPELO et al. (1991),

BERNUCCI (1995) e CERATTI et al. (1996). PREUSSLER et al. (1981) utilizaram este mesmo procedimento de ensaio, mas com uma diferença, a duração da carga foi de 0,4s.

PUMPHREY Jr. (1986), CARDOSO (1989) e LEE et al. (1995) utilizaram em seus trabalhos uma frequência de 60 ciclos por minuto e uma duração de carga de 0,10s. Segundo estes autores, este período é, grosseiramente, equivalente ao tempo de solicitação de um veículo viajando a 48km/h.

2.2.3 Níveis de Tensão

Os materiais não cimentados usados nas estruturas do pavimento têm um comportamento elástico não-linear, dependente do tempo de aplicação da carga e da história de tensões. Portanto, os procedimentos de ensaio do módulo de resiliência devem aproximar-se das condições encontradas nos pavimentos.

Através de vários estudos, constatou-se que o comportamento resiliente dos solos granulares (arenosos) é muito dependente da tensão confinante e pouco afetado pela tensão desvio, ao passo que os solos coesivos (argilosos) têm o módulo de resiliência dependente, principalmente, da tensão desvio e pouco influenciado pela tensão confinante.

Para os solos arenosos, no procedimento de ensaio da AASHTO T274-82, de 1986, sugere-se que o ensaio seja feito em 33 fases, sendo que as 6 primeiras são as fases de condicionamento, em que σ_d (tensão desvio) varia de 35 a 138kPa e σ_3 (tensão confinante) de 35 a 104kPa, e as fases seguintes são de leitura das deformações, em que σ_d varia de 6,9 a 138kPa e σ_3 de 138 a 6,9kPa. O procedimento de ensaio do DNER de 1994 (DNER ME 131/94) preconiza que, para este tipo de solo, o ensaio seja feito em 21 fases, sendo que as três primeiras são para o condicionamento da amostra, em que σ_d varia de 70 a 315kPa e σ_3 de 70 a 105kPa, e as seguintes são para a leitura das deformações, com σ_d variando de 21 a 420kPa e σ_3 de 21 a 104kPa.

Para os solos argilosos, o procedimento de ensaio da AASHTO de 1986 (T274-82) sugere que o ensaio seja feito em 20 fases, sendo que as 5 primeiras são as fases de condicionamento, em que σ_d varia de 6,9 a 69kPa e σ_3 permanece constante em 41kPa, e as fases restantes são para a leitura das deformações, em que σ_d varia de 6,9 a 69kPa e σ_3 de 41 a 0kPa. O procedimento de ensaio do DNER de 1994 (DNER ME 131/94) preconiza que, para este tipo de solo, o ensaio seja feito em 8 etapas, sendo que apenas a primeira é para o condicionamento da amostra, onde σ_d é de 70kPa e σ_3 de 21kPa, e as seguintes para leitura das deformações, em que σ_d varia de 21 a 210kPa e σ_3 permanece constante com 21kPa.

O procedimento de ensaio da AASHTO de 1996 (TP46-94) propõe que, para solos do Tipo 1 (solos que passam menos que 70% na peneira nº 10 e menos que 20% na peneira nº 200) classificados como solos de base, sub-base e subleito do pavimento, o ensaio tenha 16 fases, em que a primeira é a fase de condicionamento, com σ_d igual a 24,8kPa e σ_3 igual a 41,4kPa, e as fases seguintes, de leitura das deformações, com tensão desvio (σ_d) variando de 12,4 a 62,0kPa e tensão confinante (σ_3) variando de 41,4 a 13,8kPa. Para os solos do Tipo 2 (aqueles que não se enquadram no Tipo 1), o ensaio terá também 16 fases, a primeira é a fase de condicionamento, com σ_d igual a 93,1kPa e σ_3 igual a 103,4kPa, e as fases de leitura das deformações, com σ_d variando de 18,6 a 248,2kPa e σ_3 variando de 20,7 a 137,9kPa.

CARDOSO (1988) utilizou, em seus ensaios para solos argilosos, 51 etapas, sendo que apenas a primeira seria a fase de condicionamento da amostra, em que σ_d é de 69kPa e σ_3 de 21kPa. As outras etapas seriam as de leitura das deformações da amostra, em que σ_d varia de 21 a 350kPa e σ_3 de 21 a 350kPa. Esta mudança no procedimento de ensaio foi proposta devido à constatação de que os efeitos da pressão confinante e da tensão desvio necessitam ser considerados simultaneamente. Isto é, quanto maior a pressão confinante e menor a tensão desvio, maior o módulo de resiliência. Os resultados obtidos confirmaram este comportamento.

2.3 MODELOS PARA A DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Constatou-se, em diversos estudos, que o módulo de resiliência dos materiais do pavimento é muito influenciado pelo estado de tensão. Na norma de ensaio da AASHTO de 1986, dois modelos básicos foram propostos, um para solo do tipo arenoso e o outro para solo do tipo argiloso. Estes modelos seriam seguidos mais tarde pelo DNER (1994).

Como visto no item 2.2.3, o módulo de resiliência para os materiais granulares é dependente da tensão confinante, ao passo que para os materiais coesivos o módulo de resiliência é dependente da tensão desvio.

Para o solo arenoso ou granular, as normas AASHTO T274-82 (1986) e DNER-ME 131/94 recomendam o modelo no qual o módulo resiliente é calculado em função da tensão confinante, como mostrado abaixo.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad [1]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência,

σ_3 = tensão confinante, e

k_1 e k_2 = coeficientes de regressão determinados com os resultados de laboratório.

Já para os solos argilosos ou coesivos, as normas recomendam o modelo em que o módulo de resiliência é calculado em função da tensão desvio, que é representado pelas equações 2 e 2a.

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad k_1 > \sigma_d \quad [2]$$

$$M_R = k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad k_1 < \sigma_d \quad [2a]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência,

σ_d = tensão desvio, e

k_1 , k_2 , k_3 e k_4 = coeficientes de regressão determinados com os resultados de laboratório.

Estes dois modelos, arenoso e argiloso, apresentados pelas normas da AASHTO e do DNER, são mostrados na Figura 2.1.

FIGURA 2.1 - MODELOS PARA A VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA COM O ESTADO DE TENSÃO (a) SOLOS ARENOSOS, (b) SOLOS ARGILOSOS

Um dos modelos mais comumente usados para materiais granulares, apresentado nas normas da AASHTO, é o descrito na Equação 3. ELLIOTT et al. (1989) utilizaram este modelo para representar a variação do módulo de resiliência nos ensaios em que a tensão confinante é mantida constante, sendo que apenas a tensão desvio é variada.

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad [3]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência;

k_1 e k_2 = coeficientes de regressão determinados a partir dos resultados de laboratório, e

θ = tensão volumétrica ou primeiro invariante das tensões ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$).

Neste mesmo estudo, ELLIOTT et al. (1989) afirmam que UZAN³ examinou este e outros modelos, sugerindo uma modificação na Equação 3, que assume a seguinte forma:

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \sigma_d^a \quad [4]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência;

σ_d = tensão desvio;

k_1 , k_2 e a = coeficientes de regressão determinados a partir dos resultados de laboratório; e

θ = tensão volumétrica ou primeiro invariante das tensões ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$).

Este modelo (Equação 4) foi sugerido para representar a variação do módulo de resiliência para tensões desvios crescentes e tensão confinante constante.

ELLIOTT et al. (1989) constataram ainda que, primeiro: o modelo da Equação 3 representa bem o comportamento resiliente para tensões abaixo da ruptura; e segundo: que acima da ruptura, parece haver a necessidade de se incorporar um termo de ruptura. Assim, ELLIOTT et al (1989) desenvolveram um modelo no qual foi incorporado um termo de ruptura, este modelo foi referido como “modelo da razão de tensão”.

$$M_R = \frac{k_1 \cdot \theta^{k_2}}{10^A} \quad [5]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência;

$A = m \cdot R^3$,

³UZAN, J. (1985). "Characterization of Granular Material". In Transportation Research Record 1022, TRB. National Research Council. Washington, D.C.

m = coeficiente de regressão determinado com os resultados de laboratório;

R = razão de tensão (tensão desvio dividida pela tensão desvio de ruptura);

θ = tensão volumétrica ou primeiro invariante das tensões ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$);

e

k_1 e k_2 = coeficientes de regressão determinados com os resultados de laboratório.

Este modelo (Equação 5), segundo ELLIOTT et al (1989), forneceu uma boa representação para o comportamento do material granular para tensões abaixo e acima da ruptura estática.

NATAATMADJA e PARKIN (1989) partiram também da Equação 3 para desenvolver um modelo para os materiais granulares. O modelo desenvolvido está representado pela Equação 6.

$$M_R = \theta / \sigma_1 \cdot (A + B \cdot \sigma_d) \quad [6]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência;

σ_1 = tensão axial;

A e B = coeficientes de regressão determinados com os resultados de laboratório;

σ_d = tensão desvio; e

θ = tensão volumétrica ou primeiro invariante das tensões ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$).

A aplicação deste modelo, segundo NATAATMADJA e PARKIN (1989), em situações em que a tensão confinante também seja pulsante junto com a tensão desvio, mostra que o módulo resiliente de um material granular, nestas condições, é afetado também pela tensão confinante cíclica.

CARDOSO (1988) desenvolve dois modelos com base em análises estatísticas em diversos modelos, onde, primeiro o módulo de resiliência é determinado em função do primeiro invariante de tensão (Equação 7) e em função

da tensão desvio (Equação 8). Posteriormente, MOTTA et al. (1990) propuseram substituir os dois modelos tradicionais, arenoso e argiloso, citados pelas normas do DNER e da AASHTO (Equações 1 e 2, respectivamente), pelo modelo areno-argiloso. No modelo areno-argiloso a equação representativa dos materiais granulares é

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad [7]$$

e a dos materiais coesivos é

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad [8]$$

Este modelo areno-argiloso está apresentado na Figura 2.2.

FIGURA 2.2 - MODELO ARENO-ARGILOSO PARA A VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA COM O ESTADO DE TENSÃO: (a) SOLOS ARENOSOS, (b) SOLOS ARGILOSOS.

Neste mesmo estudo, MOTTA et al. (1990) citam dois outros modelos para a representação do módulo de resiliência, o modelo constante e o combinado, que foram adotados quando se estudou a utilização de solos de comportamento laterítico em pavimentos de baixo custo.

O modelo constante é representado pela Equação 9, tanto para solos arenosos como para solos argilosos, conforme é mostrado na Figura 2.3.

$$M_R = k_1 \quad [9]$$

FIGURA 2.3 - MODELO CONSTANTE PARA A VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA COM O ESTADO DE TENSÃO: (a) SOLOS ARENOSOS, (b) SOLOS ARGILOSOS.

O modelo combinado, que é basicamente a união dos dois modelos tradicionais, Equação 1 e 2, em uma única equação, é representado pela Equação 10. Este modelo foi proposto por ARANOVICH (1985) após constatar que o solo arenoso fino estudado tinha um comportamento tanto arenoso como argiloso. Segundo este autor, este modelo não deve ser considerado como definitivo para os solos arenosos finos.

$$M_R = M_i \cdot \sigma_3^{k_5} \quad [10]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência,

$$M_i = k_2 + k_3 (k_1 - \sigma_d), \quad \sigma_d < k_1$$

$$M_i = k_2 + k_4 (\sigma_d - k_1), \quad \sigma_d > k_1$$

k_1 , k_2 , k_3 , k_4 e k_5 = coeficientes de regressão determinados através resultados de ensaios de laboratório, conforme é apresentado na Figura 2.4.

FIGURA 2.4 - MODELO COMBINADO PARA A VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA. (a) COMPORTAMENTO ARENOSO DE SOLO ARENOSO FINO E (b) COMPORTAMENTO ARGILOSO DO SOLO ARENOSO FINO.

NAZARIAN e FELIBERTI (1993) partiram de dois modelos propostos pela AASHTO e SHRP e propuseram um modelo constitutivo para materiais granulares, sendo que nos procedimentos preconizados recomendavam uma relação entre o módulo de resiliência e a soma das tensões principais (θ). O modelo proposto considera, além dos níveis de tensão, a amplitude da deformação resiliente. O modelo desenvolvido está apresentado na Equação 11.

$$M_R = 10^{k_1} \cdot \theta^{k_2} \cdot \varepsilon^{k_3} \quad [11]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência,

k_1 , k_2 e k_3 = coeficientes de regressão determinados a partir dos resultados de laboratório;

ε = deformação resiliente axial, com amplitude de 10^{-3} a $10^{-1}\%$; e,

θ = tensão volumétrica ou primeira invariante das tensões ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$).

2.4 MÉTODOS E CORRELAÇÕES PARA A ESTIMATIVA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

A realização do ensaio para determinar o módulo de resiliência é de difícil execução. Várias correlações empíricas foram propostas para simplificar a estimativa do módulo de resiliência. Para o meio rodoviário, dispor de correlações entre os valores do módulo de resiliência e resultados de ensaios mais simples é de grande interesse, pois somente alguns laboratórios brasileiros de pavimentação dispõem de equipamentos, células triaxiais de carga cíclica, para a obtenção do módulo de resiliência.

Em 1960, HEUKELOM e FOSTER propuseram uma relação entre o módulo de resiliência e o CBR, índice de suporte California. Esta relação foi desenvolvida a partir do estudo de solos turfosos, arenosos, argilosos, argila arenosa, argila pedregulhosa e macadame, materiais que são facilmente encontrados em bases e sub-leitos de rodovias. A correlação proposta está representada pela Equação 12.

$$M_R = 110 \cdot \text{CBR} \quad [12]$$

em que, M_R é o módulo de resiliência expresso em kgf/cm^2 , e o CBR em porcentagem. Segundo FRANZOI (1990), esta relação tem sido muito usada, mas a AASHTO⁴ só considera esta correlação razoável para solos finos com CBR menor ou igual a 10.

MEDINA e PREUSSLER (1980) propuseram uma outra relação entre módulo de resiliência e CBR. A relação é representada pela seguinte expressão:

$$M_R = 326 + 67 \cdot \text{CBR} \quad [13]$$

em que, M_R é o módulo de resiliência (kgf/cm^2). O coeficiente de correlação ou determinação (R^2) obtido foi igual a 0,82. Esta relação foi proposta para um solo

⁴ AASHTO Guide Design of Pavement Structures. Washington, D.C. 1986. 1v.

argiloso compactado e um M_R determinado à tensão desvio de 2kgf/cm^2 . O CBR, índice de suporte Califórnia, foi determinado para a amostra imersa na água por 4 dias e umidade de compactação igual ou superior à ótima.

O valor do módulo de resiliência para a Equação 13 foi estabelecido a partir do modelo bi-linear representativo do comportamento de solos argilosos (Equação 2 e 2a). Observaram-se os valores dos parâmetros k_1 , k_2 , k_3 e k_4 , em que k_1 variou entre 0,7 e 1,1; k_4 de -2000 a -4000 para a umidade ótima e praticamente nulo para umidade acima da ótima; para as condições acima da ótima, estabeleceu-se uma relação entre k_3 e o valor do CBR, $k_3 = 2282.CBR - 7559$, com $R^2 = 0,98$, o valor de k_3 variou entre 0 e 28953 e o CBR entre 3 e 16%, (se o CBR > 16%, $k_3 = 28953$ e se o CBR < 3%, $k_3 = 0$); o valor de k_2 , segundo MEDINA e PREUSSLER (1980), pode ser obtido graficamente a partir de k_1 , k_3 e k_4 .

MEDINA e PREUSSLER (1980) tentaram, ainda, estabelecer uma classificação dos solos quanto às propriedades resilientes. Nesta classificação os solos foram agrupados conforme sua granulometria, plasticidade e valor de CBR. A cada solo ou classe de solo atribuíram-se valores típicos para os parâmetros k_1 , k_2 , k_3 e k_4 das equações que correlacionam os módulos resilientes com as tensões atuantes nas camadas do pavimento e subleito. Na Tabela 2.1 está apresentada a classificação proposta.

Posteriormente, MEDINA (1989, 1997) estabeleceu novas versões para a classificação dos solos quanto às suas propriedades resilientes, Tabelas 2.2 e 2.3. Estas novas versões foram propostas porque a essas épocas já se contavam com números bastante maiores de resultados de ensaios triaxiais cíclicos de amostras de solos compactados do que à época da primeira tentativa de classificação. Este sistema de classificação baseia-se na granulometria, índices plásticos e valor de CBR, possibilitando a obtenção do módulo de resiliência, e estabelece, também, um paralelo com as classificações HRB e unificada e fornece indicações a respeito do comportamento dos solos quando utilizados como subleito ou como materiais de construção de pavimentos.

TABELA 2.1 - CARACTERÍSTICAS DE RESILIÊNCIA DOS SOLOS; TENTATIVA DE CLASSIFICAÇÃO.
(FONTE: MEDINA E PREUSSLER, 1980)

Fração Fina - passado na peneira nº 200 (0,074mm) - %		FAIXA GRANUL.	CLASSE T.R.B.	CLASSE U.S.C.S.	EQUAÇÃO DE RESILIÊNCIA	PROPRIEDADES FÍSICAS	FORMA DA RELAÇÃO $M_R = f(\sigma_3 \text{ ou } \sigma_d)$
MENOS QUE 50 % (SOLOS ARENOSOS)	A	A - 1 - b ou A - 2	S M ou S C	(a) $M_R = 5100 \sigma_3^{0,90}$	LL < 45 , IP < 14 CBR > 20 , exp. < 0,5 % OBS: h_{ot} entre 8 e 12 % (energia intermediária) CBR < 10 ; exp. ≥ 2 %
	B	A - 3	S M	(b) $M_R = 17000 \sigma_3^{0,75}$			
		A - 2 - 6	S C	(c) $M_R = 13000 \sigma_3^{0,34}$			
		A - 2 - 4	S M	(d) $M_R = 8000 \sigma_3^{0,52}$			
	B -	A - 4 A - 2 - 4	S M	(e) $M_R = 1000 \sigma_3^{0,52}$			
MAIS QUE 50 % (SOLOS ARGILOSOS)		$K_1 = 0,7 \text{ a } 1,1$ (f) $K_3 = 2282 (\text{CBR}) - 7559 ; 0 \leq K_3 \leq 28953$ $K_4 = -2000 \text{ a } -3000 , \text{ para } \text{CBR} > 10 ; K_4 = 0 \text{ para } \text{CBR} < 10$ $K_2 = 326 + 67 (\text{CBR}) - K_4 (2 - K_1)$
		(g) $K_3 = K_4 = 0$ $M_R = K = 326 + 67 (\text{CBR})$					

NOTAS: (1) Número de amostras ensaiadas: (a) 9; (b) 1; (c) 1; (d) 1; (e) 2; (f) 3; (g) 3.
(2) Em (f) há proporcionalidade entre K_1 e K_4 ; K_1 e K_2 , kgf/cm^2 ; K_3 e K_4 , adimensionais
(3) Equações das faixas A e B correspondem ao teor ótimo.

TABELA 2.2 - CARACTERÍSTICAS DE RESILIÊNCIA DOS SOLOS; NOVA TENTATIVA DE CLASSIFICAÇÃO.

(Fonte: MEDINA, 1989 - Tradução)

CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS DE ACORDO COM A RESILIÊNCIA. (Amostras com 5,0 cm de diâmetro, w_{ot} - Umidade ótima, Proctor)								
Fração Fina - passado na peneira nº 200 (0,074mm) - %		Classificação	Características Físicas	Classificação		Avaliação como Material de Pavimento ou Subleito	Parâmetros K (Médio)	Expressão do $M_R = f(\sigma_3 \text{ ou } \sigma_d)$
				T.R.B.	U.S.C.S.			
Menos que 50% (solo arenoso)	Bem Graduado		$w_L < 45$ $IP \leq 14$	A-1-b ou A-2	SM ou SC	Resiliência Moderada BOM para camadas de pavimentos, se $K \leq 0,50$ e compactado na energia modificada, mas também para $K > 0,50$, espessura menor que 40cm sobre o subleito com CBR > 10.	$K_1 = 4000 \text{ MPa}$ $K_2 = 0,90$	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$
	Uniforme		CBR > 20 expam. < 0,5 %	A-3 A-2-6 A-2-4	SM SC SM	Resiliência Pequena MUITO BOM em camadas de base e sub-base do pavimento	$K_1 = 9500 \text{ MPa}$ $K_1 = 2800 \text{ MPa}$ $K_1 = 2600 \text{ MPa}$ $K_2 = 0,75$ $K_2 = 0,34$ $K_2 = 0,52$	
	Intermediária para Uniforme		LL, LP CBR < 10 expam. ≥ 2 %	A-4 ou A-2-4	SM	Resiliência Alta (muita mica) NÃO PODE SER USADO em camadas do Pavimento MUITO RUIM como subleito.	$K_1 = 320 \text{ MPa}$ $K_2 = 0,52$	
Mais que 50% (solo argiloso)	Silte a finos < 65 %		$w_L = 40$ a 60 $IP = 15$ a 30 CBR > 12	A-7 ou A-6	CL ou CH	BOM como subleito e melhoria do subleito POBRE como sub-base, exceto se a análise das amostras recomendá-la	$K_1 = 0,07$ a 0,11 $K_2 = 32 + 6,6 (\text{CBR})$ $K_3 = 2380 (\text{CBR}) - 7560$	$M_R = K_2 + K_3 \cdot [K_1 - \sigma_d]$ para $K_1 > (\sigma_1 - \sigma_3)$ $M_R = K_2 + K_4 \cdot [\sigma_d - K_1]$ para $K_1 < (\sigma_1 - \sigma_3)$
			$w_L = 40$ a 60 $IP = 15$ a 30 CBR ≤ 12			REGULAR A POBRE como subleito, como melhoria do subleito, dependendo das análises e ensaios das amostras	(de 0 a 29000) $K_4 = -2000$ a -3000 para CBR > 10 $K_4 = 0$ para CBR < 10	
		Silte a finos > 65 %		$w_L = 35$ a 50 $IP = 15$ a 20 CBR ~ 12	A-7 ou A-6	ML ou CL	NÃO USAR como Camada de Pavimento. Como subleito requerer análises e ensaios das amostras.	$K_3 = K_4 = 0$ $M_R = K = 32 + 6,6 (\text{CBR})$

TABELA 2.3 - CARACTERÍSTICAS DE RESILIÊNCIA DE SOLOS BRASILEIROS (AMOSTRAS COMPACTADAS DE 5 CM DE DIÂMETRO, ENSAIADAS NO TEOR ÓTIMO DE UMIDADE); M_R EM MPA. (FONTE: MEDINA, 1997)

% que passa na peneira 200 (0,074mm); finos	Granulometria	Características físicas (%)				Classe		Modelo $M_R = f(\sigma_3, \sigma_d)$	K	Avaliação como camada de Pavimento e subleito
		LL	IP	CBR	exp.	TRB	USCS			
Menos de 50%; solos arenosos	Graduada (faixa A)	<45	≤14	>20	<0,5	A-1-b e A-2	SM e SC		$K_1 = 4000$ $K_2 = 0,90$	Resiliência média. Se $K_2 < 0,5$ e compactado no Proctor modificado: bom para camadas do pavimento
	Uniforme (faixa B)					A-3	SM		$K_1 = 9500$ $K_2 = 0,75$	Resistência pequena, Em camadas de base e Sub-base: muito bom
						A-2-6	SC			
						A-2-4	SM			
	Intermediária a Uniforme	NL	NP	<10	≥2	A-4 A-2-4	SM		$K_1 = 2600$ $K_2 = 0,52$	$K_1 = 330$ $K_2 = 0,52$
Mais de 50% solos argilosos (laterítico)	Silte / finos <50%	40 a 60	15 a 30	> 12	-	A-7 e A-6	CL e CH		$K_1 = 0,07$ a $0,11$ $K_3 = 223(\text{CBR}) - 741$ $(0 < K_3 < 2840)$ $K_4 = -200$ a -300 $(\text{CBR} > 10)$ $K_4 = 0$ ($\text{CBR} > 10$) $K_2 = 32 + 6,6 (\text{CBR}) - K_4$ $(0,2 - K_1)$	Como subleito e reforço do subleito: bom. Como sub-base: aceitável, às vezes
		Silte / finos >50%	35 a 60	15 a 20		≈12	-		A-7 e A-6	ML e CL

Segundo BROWN e O'REILLY (1990), para solos compactados com teor de umidade maior do que o limite de plasticidade, a relação entre o módulo de resiliência e o CBR para uma tensão desvio abaixo de 50kPa é

$$M_R = 10 \cdot \text{CBR} \quad [14]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência, determinado em MPa.

Esta equação foi baseada em resultados de ensaios vibratórios de campo realizados por HEUKELOM e KLOMP (1962). No entanto, tal relação não leva em consideração o tipo de solo. A equação 15, segundo BROWN et al. (1990), é uma relação melhorada da equação 14, isto é,

$$M_R = 17,6 \cdot \text{CBR}^{0,64} \quad [15]$$

em que,

M_R = módulo de resiliência, determinado em MPa.

BROWN e O'REILLY(1990) desenvolveram uma relação entre o módulo de resiliência e o CBR para três tipos de argila compactada, ou seja,

$$M_R = \frac{\sigma_d}{A} \cdot \left[\frac{m}{n} \right]^B \cdot 10^{-3} \quad [16]$$

em que:

$$m = \log \text{CBR} - D;$$

$$n = C \cdot \sigma_d ;$$

M_R é dado em MPa e σ_d , tensão desvio, é dada em kPa. A, B, C, D são parâmetros dos materiais. A e B dependem da rigidez elástica do material. Já C e D, são determinados através do gráfico sucção (kPa) versus CBR (%), em que a equação da curva é $\log \text{CBR} = C \cdot S + D$. A Tabela 2.4 mostra os coeficientes A, B, C e D dos materiais ensaiados; S = sucção.

TABELA 2.4 - CONSTANTES DE RIGIDEZ ELÁSTICA E CBR, PARA A ESTIMATIVA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA ATRAVÉS DA EQUAÇÃO 16, PROPOSTO POR BROWN E O'REILLY.

Tipo do Solo	Constantes de Rigidez		Constantes do CBR	
	A	B	C	D
Keuper Marl	2740×10^{-6}	2.1	0.0145	-0.621
Argila de Gault	1640×10^{-6}	1.35	0.019	-0.417
Argila de London	1690×10^{-6}	1.27	0.018	-0.216

BROWN e O'REILLY(1990) constataram que, quando a tensão desvio repetida tem uma magnitude de 60kPa, as estimativas fornecidas pelas Equações 14 e 15 são praticamente coincidentes com a estimativa da Equação 16, para valores de CBR na faixa de 5 a 10%.

FRANZOI (1990) relata, em seu trabalho, que a AASHTO⁴ propôs uma correlação para estimar o M_R em função do valor R obtido do estabilômetro de HVEEM. Tal correlação pode ser usada para solos finos e argilosos, desde que o valor de R seja menor ou igual a 20:

$$M_R = 1000 + 555 \cdot (R) \quad [17]$$

em que, o módulo de resiliência, M_R , é expresso em psi.

Como visto anteriormente, alguns modelos para a estimativa do módulo de resiliência não consideram a influência dos níveis de tensões. Em várias pesquisas realizadas, constatou-se que o valor do módulo de resiliência varia muito com os níveis de tensão. Partindo dos resultados destas pesquisas, CARDOSO (1988) propõe uma correlação entre o M_R e o CBR para os solos de comportamento argiloso, sendo que neste modelo foram incorporados os níveis de tensão, ou seja,

$$M_R = \frac{\theta^{1,43833}}{\sigma_1^{1,18598}} \cdot 179,0412 \cdot (CBR)^{1,08774} \quad [18]$$

em que:

M_R , módulo de resiliência, é expresso em psi; θ (tensão volumétrica ou primeiro invariante de tensões) = $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ (psi); e σ_1 , tensão principal maior, é dada em psi.

Para a calibração deste modelo empírico (Equação 18), CARDOSO (1988) realizou análises estatísticas usando valores de módulo de resiliência fornecidos pelos modelos representados pelas Equações 7 e 8. No caso da Equação 7, K_1 e K_2 variaram de 111,5 a 2,2psi e de -0,024 a 0,693, respectivamente. E no caso da Equação 8, K_1 variou de 170,3 a 13,9psi e K_2 de -0,381 a 0,008; e para a outra equação apresentada acima, k_1 variou de 154 a 25,8psi e k_2 de 0,796 a 0,071.

Neste mesmo estudo, CARDOSO (1988) apresenta várias curvas geradas para facilitar a obtenção do módulo de resiliência com base em valores de CBR variando de 5% a 100%, σ_1 de 12 a 80psi (84 a 560kPa) e θ (primeiro invariante de tensão) até 120psi (840kPa). Constatou-se, ainda, que os valores estimados pela Equação 18 apresentam excelente aproximação com os valores do módulo de resiliência determinados no laboratório.

Alguns estudos tentam correlacionar o valor do módulo de resiliência com o teor de umidade, uma dessas correlações está relatada no procedimento da AASHTO (1993). De acordo com este procedimento, THOMPSON e ROBNETT⁵ estabeleceram duas relações entre o módulo de resiliência e o teor de umidade para uma tensão desvio de 41kPa.

$$M_R = 27,06 - 0,526 (w) \quad [19]$$

$$M_R = 18,18 - 0,404 (w) \quad [20]$$

em que:

w = teor de umidade (%), e

M_R = módulo de resiliência em kPa, para uma tensão desvio de 41kPa.

⁵Thompson, M.R., e Robnett, Q.L. (1976). "Final Report - Resilient Properties of Subgrade Soil". Civil Engineering Studies, Transportation Engineering Series No 14. Illinois Cooperative Highway Research and Transportation series No. 160. University of Illinois at Urbana-Champaign.

A Equação 19 foi desenvolvida para amostra com massa específica aparente seca menor que 1600kg/cm^3 e a Equação 20 para massa específica seca maior que 1600kg/cm^3 .

Em 1985, MOTTA et al., estudando o comportamento resiliente dos solos utilizados em pavimentos de baixo custo, estabeleceram uma correlação entre as características dos corpos-de-prova e os parâmetros dos modelos representativos do comportamento do módulo de resiliência com a variação do estado de tensão, de forma que se pudessem estimar valores dos M_R a partir da granulometria, massa específica seca, e teor de umidade. Estes autores observaram que os materiais estudados apresentavam comportamentos distintos, agrupando-se em três grupos principais, sendo que para cada grupo foi proposto um modelo específico.

Os modelos são:

a) Para solos de módulo de resiliência constante:

$$\ln M_R = -0,244(w_{cp}) + 4,352(\rho_{d\ cp}) + 0,267 (w_{ot}) - 0,007(\text{CBR}) + 0,019 (\text{miniCBR}) + 0,026 (\% < 2\mu) \quad [21]$$

$$R^2 = 0,996$$

ou

$$\log M_R = -0,094(w_{cp}) + 1,957(\rho_{d\ cp}) + 0,092(w_{ot}) + 0,0168(\% < 2\mu) \quad [22]$$

$$R^2 = 0,995$$

em que:

M_R = módulo de resiliência, em kgf/cm^2 ,

$\rho_{d\ cp}$ = massa específica seca do corpo de prova, em kg/cm^3 ,

CBR, GC e W_{ot} , em porcentagem (%), e

K_1 e K_2 = adimensionais.

b) Solos de comportamento granular, para os quais o módulo de resiliência pode ser representado pela Equação 1, ou seja: $M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$, onde K_1 e K_2 são determinados pelas equações abaixo:

$$\ln k_1 = 4,560 (\rho_{d \text{ cp}}) \quad [23]$$

$$\log K_1 = 1,980 (\rho_{d \text{ cp}}) \quad [24]$$

$$R^2 = 0,996$$

$$K_1 = 7159,038 (\rho_{d \text{ cp}}) - 678,630 (w_{ot}) \quad [25]$$

$$R^2 = 0,903$$

ou

$$K_1 = 102,513 (\text{CBR}) + 339,173 (\% < 2\mu) \quad [26]$$

$$R^2 = 0,710$$

$$K_2 = 0,191 (\rho_{d \text{ cp}}) \quad [27]$$

$$R^2 = 0,861$$

$$\log K_2 = - 0,0048 (\text{GC}) \quad [28]$$

$$R^2 = 0,879$$

$$\ln K_2 = 0,0111 (\text{GC}) \quad [29]$$

$$R^2 = 0,856$$

em que:

M_R = módulo de resiliência, em kgf/cm^2 ,

$\rho_{d \text{ cp}}$ = massa específica seca do corpo de prova, em kg/cm^3 ,

CBR, GC e W_{ot} , em porcentagem (%), e

K_1 e K_2 = adimensionais.

c) Solos de comportamento argiloso, para os quais o módulo de resiliência pode ser representado pelas Equações 2 e 2a, ou seja, $M_R = K_2 + K_3 \cdot (K_1 - \sigma_d)$, $K_1 > \sigma_d$, e $M_R = K_2 + K_4 \cdot (\sigma_d - K_1)$, $K_1 < \sigma_d$, respectivamente, com K_1 , K_2 , K_3 e K_4 determinados pelas equações abaixo:

$$K_1 = 0,594 (\rho_{d \text{ cp}}) \quad [30]$$

$$R^2 = 0,951$$

$$K_1 = 0,478 (\rho_{d \text{ cp}}) + 0,008 (\% \text{ silte}) \quad [31]$$

$$R^2 = 0,961$$

$$K_2 = 11423,510 (\rho_{d \text{ cp}}) - 318,855 (\% \#200) + 290,762 (\% < 2\mu) \quad [32]$$

$$R^2 = 0,874$$

$$K_2 = 13284,866 (\rho_{d\text{ cp}}) - 92,348 (\% \#200) - 225,125 (\% \text{ silte}) \quad [33]$$

$$R^2 = 0,877$$

$$\ln K_3 = 12,958 (\rho_{d\text{ cp}}) + 0,359 (w_{ot}) - 0,192 (GC) \quad [34]$$

$$R^2 = 0,997$$

$$K_3 = 24292,402 (\rho_{d\text{ cp}}) - 569,008 (\% \text{ silte}) \quad [35]$$

$$R^2 = 0,788$$

$$K_4 = - 1091,276 (\rho_{d\text{ cp}}) \quad [36]$$

$$R^2 = 0,667$$

$$K_4 = - 1504,713 (\rho_{d\text{ cp}}) + 38,687 (\% \text{ silte}) \quad [37]$$

$$R^2 = 0,774$$

em que:

M_R = módulo de resiliência, em kgf/cm^2 ,

w_{cp} = umidade do corpo-de-prova (%),

$\rho_{d\text{ cp}}$ = massa específica seca do corpo-de-prova (kg/cm^3)

w_{ot} = umidade ótima (%),

$\% < 2\mu$ = porcentagem de material menor que 2μ ,

$\% \#200$ = porcentagem que passa na peneira nº 200,

$\% \text{ silte}$ = porcentagem de silte, e

GC = grau de compactação (%).

Posteriormente, em 1986, MOTTA e CERATTI propuseram outras equações para se determinar o módulo de resiliência a partir dos mesmos parâmetros da proposta de 1985, constatando a existência de quatro grupos do comportamento resiliente, sendo que para cada grupo foi proposto um modelo específico.

Os modelos são:

a) Comportamento constante, com o módulo de resiliência (M_R) independente do estado de tensões.

$$\log M_R = 2,255 \rho_{d\text{ cp}} \quad [38]$$

$$R^2 = 0,994$$

$$\log M_R = 1,945 \rho_{d\text{ cp}} + 0,015 (\% < 2\mu) \quad [39]$$

$$R^2 = 0,996$$

$$M_R = - 7320,78 W + 19590,95 \rho_{d \text{ cp}} + 1750,95 (\% \#200) \quad R^2 = 0,817 \quad [40]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência, em kgf/cm^2 ,
 $\rho_{d \text{ cp}}$ = massa específica seca do corpo de prova, e
 W = umidade do corpo de prova.

b) Solos de comportamento granular, para os quais o módulo de resiliência pode ser representado pela Equação 1, ou seja, $M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$, com K_1 e K_2 determinados pelas equações abaixo:

$$\log K_1 = 0,041 \text{ GC} \quad R^2 = 0,998 \quad [41]$$

$$\log K_1 = 0,039 \text{ GC} + 0,008 (\% \#200) \quad R^2 = 0,999 \quad [42]$$

$$K_1 = 178,82 \text{ CBR} \quad R^2 = 0,869 \quad [43]$$

$$\log K_2 = - 0,0043 \text{ GC} \quad R^2 = 0,887 \quad [44]$$

$$K_2 = 0,0505 W \quad R^2 = 0,876 \quad [45]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência, em kgf/cm^2 ,
 GC = grau de compactação, (%),
 $\% \#200$ = porcentagem passada na peneira nº 200.

c) Solos de comportamento combinado, para os quais o módulo de resiliência pode ser representado pela Equação 10, ou seja, $M_R = M_i \cdot \sigma_3^{K_5}$, com $M_i = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$, $\sigma_d < K_1$, e $M_i = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$, $\sigma_d > K_1$, para K_1 , K_2 , K_3 , K_4 e K_5 determinados pelas equações abaixo:

$$K_1 = 0,0739 W_{ot} \quad R^2 = 0,954 \quad [46]$$

$$K_1 = 0,0407 W_{ot} + 0,2138 \rho_{d\ cp} \quad [47]$$

$$R^2 = 0,977$$

$$K_1 = 0,0658 W_{ot} + 0,2189 \rho_{d\ cp} - 0,0074 (\% \#200) \quad [48]$$

$$R^2 = 0,987$$

$$K_2 = 414,45 \text{ mini CBR} \quad [49]$$

$$R^2 = 0,767$$

$$\log K_3 = 2,2597 \rho_{d\ cp} \quad [50]$$

$$R^2 = 0,985$$

$$\log K_3 = 1,8063 \rho_{d\ cp} + 0,0405 (\% \text{ silte}) \quad [51]$$

$$R^2 = 0,991$$

$$K_3 = 1023,9 (\% < 2\mu) \quad [52]$$

$$R^2 = 0,619$$

$$K_3 = 224,33 \text{ CBR} + 742,64 (\% < 2\mu) \quad [53]$$

$$R^2 = 0,704$$

$$\log K_4 = 1,6859 \rho_{d\ cp} \quad [54]$$

$$R^2 = 0,988$$

$$K_4 = -1144,15 \rho_{d\ cp} \quad [55]$$

$$R^2 = 0,718$$

$$K_4 = -7439,98 \rho_{d\ cp} + 125,05 \text{ GC} \quad [56]$$

$$R^2 = 0,808$$

$$K_5 = 0,0037 \text{ GC} \quad [57]$$

$$R^2 = 0,849$$

$$K_5 = 0,0154 \text{ GC} - 0,5879 \rho_{d\ cp} \quad [58]$$

$$R^2 = 0,882$$

$$K_5 = 0,0202 \text{ GC} - 0,9405 \rho_{d\ cp} + 0,0073 \text{ CBR} \quad [59]$$

$$R^2 = 0,940$$

$$K_s = 0,02581 \text{ GC} - 1,1438 \rho_{d \text{ cp}} + 0,0079 \text{ CBR} - 0,0079 (\% \text{ silte}) \quad [60]$$

$$R^2 = 0,961$$

em que:

- M_R = módulo de resiliência, em kgf/cm^2 ,
- W_{ot} = umidade ótima,
- $\rho_{d \text{ cp}}$ = massa específica seca do corpo de prova,
- GC = grau de compactação,
- % silte = porcentagem de silte,
- % < 2μ = porcentagem de material menor que 2μ ,
- %#200 = porcentagem passada na peneira nº 200.

Segundo MOTTA e CERATTI (1986), os solos de comportamento argiloso não foram analisados devido à insuficiência de dados.

CARMICHAEL III e STUART (1985) realizaram uma pesquisa bibliográfica para que fosse levantada uma base de dados com valores dos módulos de resiliência de diversos tipos de solos. Foram investigados os valores dos módulos de resiliência de mais de 250 solos diferentes, com as tensões de ensaio, desvio e confinante, especificadas. Juntamente com estes dados foram levantadas também as propriedades dos solos, tais como: índice de plasticidade, teor de umidade, densidade, sucção e porcentagem de finos.

Com este banco de dados, CARMICHAEL III e STUART (1985) propuseram uma correlação para a determinação do módulo de resiliência. Foram desenvolvidos dois modelos, um para o solo coesivo e o outro para o solo granular. As seguintes equações foram propostas, após numerosos processos de combinações.

Para os solos de comportamento coesivo, tem-se

$$M_R = 37,431 - 0,4566(IP) - 0,6179(w) - 0,1424(\% \#200) + 0,1791(\sigma_3) - 0,3248(\sigma_d) \\ + 36,422(CH) + 17,097 (MH) \quad [61]$$

$$R^2 = 0,759$$

em que:

- M_R = módulo de resiliência, expresso em psi;
- IP = índice de plasticidade;

w = teor de umidade, expresso em porcentagem;

% #200 = porcentagem que passa na peneira número 200;

σ_d = tensão desvio, em psi;

σ_3 = tensão confinante, em psi;

CH = 1, para o solo CH

0, para os outros solos (MH, ML, ou CL)

MH = 1, para o solo MH

0, para os outros solos (CH, ML, ou CL)

CH, MH, ML e CL = são tipos de solos da classificação USCS.

Os limites de variação dos parâmetros em questão são dados na Tabela 2.5.

TABELA 2.5 - LIMITES DA VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS PARA SOLOS CH, MH, ML E CL.

	Tipo de Solo			
	CH	MH	ML	CL
IP	21 - 55	13	2 - 12	13 - 20
w (%)	11 - 36	37 - 51	6 - 24	9 - 21
% #200	79 - 91	86	80 - 93	90 - 92
σ_3 (psi)	2 - 20	2 - 6	0,5 - 4,5	2,5 - 40
σ_d (psi)	2 - 15	1 - 12	0,5 - 9	3,0 - 40

Para os solos de comportamento granular, a equação é a seguinte:

$$\log M_R = 0,523 - 0,0225 (w) + 0,544 (\log \theta) + 0,173 (SM) + 0,197 (GR) \quad [62]$$

$$R^2 = 0,836$$

em que:

SM = 1, para o solo SM

0, para os outros solos (NP, SM, ou GR)

GR = 1, para o solo GR (GM, GW, GC, ou GP)

0, para os outros solos (SM, NP, ou SM)

NP, SM, GR, GM, GW, NP, GC e GP = são tipos de solos da classificação USCS.

Os limites de variação dos parâmetros em questão são dados na Tabela 2.6.

TABELA 2.6 - LIMITES DA VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS PARA SOLOS NP, SM E GR.

	Tipo de Solo		
	NP	SM	GR
w (%)	4,0 - 8,8	8,7 - 37,8	5,7 - 12,3
σ_3 (psi)	1,0 - 20,0	1,0 - 23,0	1,0 - 20,0
σ_d (psi)	1,0 - 20,0	1,0 - 30,0	5,0 - 90,0
θ (psi)	4,0 - 75,0	3,4 - 116,0	8,0 - 114,8

Após a determinação destes modelos (Equações 61 e 62), a partir do banco de dados formado na revisão bibliográfica, foram realizados ensaios triaxiais cíclicos para a verificação dos mesmos. Observou-se uma grande dispersão entre os valores de módulos resilientes medidos e os fornecidos pelos modelos. Segundo CARMICHAEL III e STUART (1985), antes do procedimento de ensaio da AASHTO T274-82 não existia nenhum procedimento que padronizasse os ensaios triaxiais, daí o fato da dispersão dos valores. Porém, isto não indicou que estes modelos deveriam ser rejeitados.

Analisando solos amazônicos, VERTAMATTI (1988) propôs uma correlação entre as classificações MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1995) e a Resiliente (MOTTA, 1985; MEDINA e PREUSSLER, 1980; CAMPELLO, 1991). A correlação proposta constitui-se basicamente em colocar a classificação resiliente dos solos analisados sobre o ábaco MCT. Segundo VERTAMATTI (1988), a superposição e análise dessas duas distribuições acabaram por resultar no estabelecimento de uma boa correlação, na forma de ábaco, entre a classificação MCT e a resiliente para solos com textura máxima inferior a 2mm. Este ábaco é representado na Figura 2.5.

Para estimar-se o módulo de resiliência através do ábaco proposto por VERTAMATTI (1988), segue-se o procedimento abaixo:

- 1) Determinar os parâmetros c' e e' da metodologia MCT proposta por NOGAMI e VILLIBOR (1995);
- 2) A partir da Figura 2.5 determina-se o grupo do solo, segundo a correlação em forma de ábaco proposta por VERTAMATTI (1988).

- 3) Identificar qual o tipo de solo e determinar os parâmetros K_1 , K_2 , K_3 e K_4 através da Tabela 2.7;
- 4) Calcular o módulo de resiliência através das Equações 2 e 2a.

TABELA 2.7 - CONSTANTES K_1 , K_2 , K_3 E K_4 PARA A ESTIMATIVA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA, PROPOSTO POR VERTAMATTI (1988).

SOLO	CONSTANTES			
	K_1	K_2	K_3	K_4
Tipo I	0,81	5000	22070	-2525
Tipo II	0,78	1150	2860	-162
Tipo III	$M_R = 530 \text{kgf / cm}^2$			

Tipo I - Baixo grau de resiliência. Bom comportamento como subleito e reforço, com possibilidade de uso em sub-base.

Tipo II - Grau intermediário de resiliência. Regular a ruim como subleito. Uso como reforço requer estudos específicos especiais.

Tipo III - Elevado grau de resiliência. Não é aconselhável seu uso como camada de pavimento. Como subleito requer estudos especiais.

Considerando os solos amazônicos analisados por VERTAMATTI (1988) e os ensaiados por NOGAMI et al.⁶, CAMPELLO et al. (1991) estabeleceram um modelo para estimar o módulo de resiliência a partir do CBR.

$$M_R = \left(\frac{A}{S} \right)^{0,89} \cdot 380 (\text{CBR})^{0,65} \quad [63]$$

em que: A e S são as porcentagens totais de argila e silte, respectivamente; e o coeficiente de correlação é $R^2 = 0,44$.

Neste mesmo estudo, após analisarem as propriedades físicas e mecânicas dos solos estudados, CAMPELLO et al. (1991) correlacionaram o valor do módulo de resiliência, M_R , com o do CBR, determinado a partir do ensaio do mini-CBR. Os módulos resilientes dos materiais foram determinados na umidade

⁶Nogami, J.S. et al. (1985). "Materiais de Construção Rodoviária de Baixo Custo". BNDES.

FIGURA 2.5 - CORRELAÇÃO ENTRE AS CLASSIFICAÇÕES MCT E RESILIENTE DE SOLOS AMAZÔNICOS

ótima e com uma tensão desvio, σ_d , de 0,21 kgf/cm² (21 kPa), e o índice mini-CBR foi determinado após imersão do corpo-de-prova compactado por 24 horas. Os resultados obtidos foram agrupados segundo subdivisões da classificação MCT.

Para os solos de comportamento laterítico,

$$LA \quad M_R = 22 \cdot CBR \text{ (coeficiente variando entre 11 e 33)} \quad [64]$$

$$LA' \quad M_R = 32 \cdot CBR \text{ (coeficiente variando entre 23 e 41)} \quad [65]$$

$$LG' (1,5 < c' < 2,25) \quad M_R = 121 \cdot CBR \text{ (coeficiente variando entre 33 e 209)} \quad [66]$$

$$LG' (2,25 < c' < 3,0) \quad M_R = 358 \cdot CBR \text{ (coeficiente variando entre 188 e 528)} \quad [67]$$

e para os solos de comportamento não laterítico,

$$NA' \quad M_R = 123 \cdot CBR \text{ (coeficiente variando entre 110 e 136)} \quad [68]$$

$$NS' \quad M_R = 97 \cdot CBR \text{ (coeficiente variando entre 68 e 126)} \quad [69]$$

$$NG' \quad M_R = 162 \cdot CBR \text{ (coeficiente variando entre 64 e 260)} \quad [70]$$

NA: não foi possível estabelecer nenhuma relação.

Investigando os parâmetros que afetariam a relação entre o módulo de resiliência e o CBR, CAMPELLO et al. (1991) identificaram, num gráfico CBR x %argila, três regiões características distintas, conforme é mostrado na Figura 2.2. Os subgrupos identificados por G, I e C são considerados de comportamento granular, intermediário e coesivo, respectivamente.

PEZO e HUDSON (1994) desenvolveram um modelo de regressão multi-linear para solos granulares, contendo a maioria dos fatores que se correlacionavam com a deformação axial resiliente. Os corpos-de-prova ensaiados foram compactados na umidade ótima e acima da ótima, e ensaiados para períodos de tempo de 2, 6 e 30 dias após a compactação.

FIGURA 2.6 - CBR x % ARGILA

A Equação 71 descreve o modelo proposto por PEZO e HUDSON (1994). Os fatores de correção estão discriminados na Tabela 2.8.

$$M_R = F_0 \cdot F_1 \cdot F_2 \cdot F_3 \cdot F_4 \cdot F_5 \cdot F_6 \quad [71]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência estimado;

F_0 = 9,80 se o M_R for em ksi e 67,60, se for expresso em MPa;

F_1 = função do fator de correção do teor de umidade;

F_2 = função do fator de correção da porcentagem da densidade seca com relação à densidade seca máxima;

F_3 = função do fator de correção do índice de plasticidade;

F_4 = função do fator de correção da idade da amostra;

F_5 = função do fator de correção da tensão confinante;

F_6 = função do fator de correção da tensão desvio.

Segundo PEZO e HUDSON (1994), este modelo dá uma estimativa confiável e rápida do M_R baseada nas propriedades básicas, tais como o teor de umidade, a porcentagem de densidade seca em relação à densidade seca máxima, o IP (índice de plasticidade), e a idade da amostra. Observou-se, ainda, que o fator que mais afetou o módulo de resiliência foi o teor de umidade.

Em 1994, ZAMAN et al. correlacionaram o M_R com as propriedades dos materiais granulares, principalmente CBR, coesão e ângulo de atrito. Segundo os autores, para os materiais granulares, os valores dos M_R estão muito pouco relacionados com o IP do material, que por esta razão não foi investigado. O material granular utilizado nesse trabalho foi primeiro britado para que se pudesse determinar suas propriedades.

ZAMAN et al. (1994) propuseram dois modelos para a estimativa do módulo de resiliência de materiais granulares. O primeiro, descrito na Equação 72, leva em conta apenas o CBR e a tensão volumétrica ou primeiro invariante de tensão, θ . O segundo, representado pela Equação 73, leva em consideração a coesão e o ângulo de atrito.

O primeiro modelo foi desenvolvido para $\theta = 14, 20, 30$ e 100psi .

$$M_R = B \cdot \text{CBR}$$

[72]

em que:

M_R = módulo de resiliência expresso em psi;

B = variável determinada pela Tabela 2.4:

TABELA 2.8 - FATORES DE CORREÇÃO

Teor de Umidade, %	F ₁	$\rho_d / \rho_{d \max}$, (%)	F ₂
10	4,00	100	1,00
15	2,00	95	0,90
20	1,00	90	0,80
25	0,50	85	0,70

IP, %	F ₃	Idade da Amostra, dias	F ₄
10	1,00	2	1,00
20	1,50	10	1,10
30	2,00	20	1,15
≥ 40	2,50	≥ 30	1,20

σ_3 , kPa (psi)	F ₅	σ_d , kPa (psi)	F ₆
13,8 (2)	1,00	13,8 (2)	1,00
27,6 (4)	1,05	27,6 (4)	0,98
41,4 (6)	1,10	41,4 (6)	0,96
		55,2 (8)	0,94
		69,0 (10)	0,92

O segundo modelo proposto leva em consideração o ângulo de atrito e, também, o estado de tensão nas propriedades resilientes dos materiais.

$$M_R = 2860,94 + 275 \cdot C + 128 \cdot \sigma_1 \cdot \tan \phi + 118 \cdot \theta \quad [73]$$

em que:

θ = tensão volumétrica = $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$, em psi;

ϕ = ângulo de atrito e

C = coesão, em psi.

TABELA 2.9 - VARIÁVEL B PARA DIVERSOS TIPOS DE AGREGADOS E DIFERENTES "BULK STRESS" OU PRIMEIRO INVARIANTE DE TENSÃO

Variável B para diferentes tipos de materiais					
Material	CBR	$\theta = 100$ (psi)	$\theta = 30$ (psi)	$\theta = 20$ (psi)	$\theta = 14$ (psi)
Pedra Calcárea	67	423	243	174	165
Pedra Calcárea	132	181	106	96	88
Pedra Calcárea	116	226	156	112	97
Arenito	284	78	38	26	25
Granito	226	101	50	42	38
Riolito	150	164	91	72	65

1 psi = 6,89kPa

Para a determinação destes modelos, o módulo de resiliência foi modelado pela Equação 3, em que os parâmetros k_1 e k_2 variaram de 7,213 a 1,427 e 0,5825 a 0,2882, respectivamente.

Analizando o desempenho das Equações 72 e 73, ZAMAN e LAGUROS (1994) concluíram que é possível determinar com precisão o valor do módulo de resiliência dos agregados através de métodos empíricos. Segundo os autores, a melhor correlação desenvolvida foi entre o M_R , a coesão e o ângulo de atrito (Equação 73).

Segundo BERNUCCI (1995), a Prefeitura Municipal de São Paulo publicou um método de dimensionamento de pavimentos urbanos para o tráfego leve e muito leve, no qual se utiliza a seguinte equação para a determinação do módulo de resiliência dos solos de comportamento laterítico:

$$M_R = 135 \cdot (CBR)^{0,8} \cdot (0,5 + c')^{1,1} \cdot (0,5/e')^{0,8} \quad [74]$$

em que: e' e c' são coeficientes determinados pela classificação MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1995), M_R = módulo de resiliência em kgf/cm^2 e CBR em porcentagem.

Uma forma mais simplificada, segundo a Prefeitura Municipal de São Paulo⁸, da Equação 74 é apresentada pela Equação 75.

$$M_R = 220 \cdot (\text{CBR})^{0,8} \quad [75]$$

em que: M_R = módulo de resiliência, em kgf/cm^2 e CBR em %.

BERNUCCI (1995) relata ainda duas outras relações entre o módulo de resiliência e o CBR. A primeira é uma relação desenvolvida por HEUKELOM e FOSTER (1960) com base em dezenas de resultados experimentais de materiais argilosos e arenosos, ou seja:

$$M_R = k \cdot \text{CBR} \quad [76]$$

em que: o CBR é determinado a 0,1 polegadas de penetração; o parâmetro $k = 110$ em média, tendo uma variação de 50 a 200 e o M_R é expresso em kgf/cm^2 .

Uma outra relação foi desenvolvida por BERNUCCI (1995) a partir de resultados que obteve adicionados a resultados de FRANZOI (1990). Os índices CBR utilizados na elaboração desta relação foram obtidos com corpos-de-prova compactados no equipamento do mini-MCV, sem imersão.

$$M_R = 74 \cdot (\text{CBR})^{0,50} \quad [77]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência expresso em MPa; e
CBR em porcentagem (%).

Obtendo-se um coeficiente de correlação, $R^2 = 0,90$.

DRUMM et al. (1990) propuseram um modelo em que o M_R foi correlacionado com parâmetros que expressam as características físicas dos

⁸ PMSP (1992). "Normas Técnicas da PMSP-92: Estudo de Adequação das Normas e Especificações e Métodos de Dimensionamento de Pavimento - GT-92". Secretaria de Vias Públicas da Prefeitura Municipal de São Paulo. D.O.M., São Paulo, 37 (207), quarta-feira, 4 nov., p. 26.

materiais, com a tensão desvio e com parâmetros obtidos em ensaios de compressão não confinada, ou seja,

$$M_R = \frac{a}{\sigma_d} + b \quad [78]$$

em que,

$$a = 318,2 + 0,337 (qu) + 0,73 (\% \text{ argila}) + 2,26 (IP) - 0,915 (\rho_d) - 2,19 (S) - 0,304 (\% \text{ fino \#200}) \quad [78a]$$

O coeficiente de determinação (R^2) obtido foi igual a 0,81;

$$b = 2,10 + 0,00039 (1/a) + 0,104 (qu) + 0,09 (LL) - 0,10 (\% \text{ fino \#200}) \quad [78b]$$

O coeficiente de determinação (R^2) obtido foi igual a 0,73;

qu = resistência à compressão não confinada, psi;

$1/a$ = módulo tangente inicial, psi, obtido do ensaio de compressão não confinada;

IP = índice de plasticidade;

ρ_d = massa específica seca, pcf;

S = grau de saturação, %;

% fino #200 = porcentagem que passa na peneira nº 200;

LL = limite de liquidez; e

% argila = porcentagem mais fina do que 0,002mm.

DRUMM et al. (1990) observaram que o comportamento global do módulo de resiliência está bem representado, particularmente para grandes valores de σ_d . Discrepâncias para σ_d baixos são esperadas devido a dificuldades na determinação precisa do módulo de resiliência para baixas tensões desvio.

Neste mesmo estudo, um outro modelo, mais simplificado, foi desenvolvido levando-se em consideração apenas a tensão desvio de 41kPa (6psi) e a tensão de confinamento de 21kPa (3psi).

$$M_R = 45,8 + 0,00052 (1/a) + 0,188 (q_u) + 0,45 (IP) - 0,216 (\rho_d) - 0,25 (S) - 0,15 (\% \text{ fino } \#200) \quad [79]$$

O valor de R^2 encontrado foi 0,83.

Segundo LEE et al. (1995), dentre as inúmeras variáveis que interferem na estimativa do módulo de resiliência, a introdução de $S_{u1\%}$, tensão que causa 1% de deformação, pode melhorar significativamente a previsão do módulo de resiliência. Assim, estes autores propuseram uma equação para a determinação do módulo de resiliência baseada exclusivamente neste parâmetro, ou seja:

$$M_R = 1560 + 833,8 S_{u1\%} - 6,97 S_{u1\%}^2 \quad [80]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência em psi (1 psi = 6,9kPa);

$S_{u1\%}$ é expresso em psi.

Esta relação foi desenvolvida para uma tensão confinante de 21kPa (3psi) e tensão desvio de 41kPa (6psi). O coeficiente de determinação R^2 obtido foi igual a 0,85.

LEE et al. (1995) constataram ainda que o módulo de resiliência foi linearmente proporcional a $S_{u1\%}$ menor que 241kPa (35psi). Portanto, para $S_{u1\%}$ menor que 241kPa (35psi), a relação a seguir foi sugerida:

$$M_R = 606,6 S_{u1\%} \quad [81]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência em psi (1 psi = 6,9kPa);

$S_{u1\%}$ é expresso em psi.

Esta relação foi desenvolvida para uma tensão confinante de 21kPa (3psi) e tensão desvio de 41kPa (6psi).

Para as análises mecânicas de sistemas de pavimento, segundo LEE et al. (1995), é necessário expressar o módulo de resiliência em função da tensão

desvio e tensão confinante, visto que os níveis de tensões devidos ao carregamento do tráfego influem nas características resilientes dos materiais do pavimento. A relação para os solos coesivos é

$$M_R = a S_{u1\%} \quad [82]$$

em que:

M_R e $S_{u1\%}$ são expressos em psi; e

a = é a constante de regressão e é função das tensões desvio e confinante. O valor do parâmetro a pode ser estimado a partir da Figura 2.7.

LEE et al. (1995) também consideraram em seu trabalho o efeito do congelamento e degelo dos materiais do subleito do pavimento. Para estimar o módulo de resiliência do subleito coesivo, os autores desenvolveram a seguinte relação:

$$M_R = b + c S_{u1\%} \quad [83]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência em psi;

$S_{u1\%}$ = é a tensão (em psi) que causa 1% de deformação no ensaio de compressão sem confinamento, realizado antes de a amostra ser submetida ao gelo-degelo; e

b e c = são constantes de regressão, funções das tensões desvio e confinante e podem ser estimadas através das Figuras 2.8 e 2.9, respectivamente.

As equações 81 e 82 são aplicadas, segundo LEE et al. (1995), tanto para as condições de compactação no laboratório, quanto para as condições de compactação no campo. Portanto, o módulo de resiliência pode ser estimado para qualquer condição do subleito, desde que o corpo-de-prova ensaiado seja submetido a condições de carregamento, tão próximas quanto possível das encontradas no campo.

FIGURA 2.7 - GRÁFICO PARA ESTIMATIVA DO PARÂMETRO A DA EQ. 82.
 FONTE: LEE ET AL. (1995).

FIGURA 2.8 - GRÁFICO PARA ESTIMATIVA DO PARÂMETRO B DA EQ. 83.
 FONTE: LEE ET AL. (1995).

FIGURA 2.9 - GRÁFICO PARA ESTIMATIVA DO PARÂMETRO c DA EQ. 83.
FORTE: LEE ET AL. (1995).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 INTRODUÇÃO

A investigação experimental foi conduzida de maneira a possibilitar a obtenção do módulo de resiliência de dois solos em função dos níveis de tensões especificados na norma da AASHTO T274-82 (1986) e DNER-ME 131/94. Foi também estudado o comportamento tensão x deformação destes solos através de ensaios de compressão simples realizados segundo a norma da ABNT-NBR 12770.

3.2 ORIGEM E CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

3.2.1 Origem

Para a realização dos ensaios anteriormente citados, foram utilizados dois solos, um proveniente de uma jazida localizada na rodovia SCA-040, entre os municípios de São Carlos e Itirapina-SP, denominado solo do Broa. E outro, proveniente de uma jazida localizada no terreno da indústria FOSFERTIL, no município de Uberaba-MG, denominado solo de Uberaba. A coleta dos solos foi realizada levando-se em consideração todos os cuidados de rotina e recomendações para este tipo de tarefa.

Após definidas as jazidas, foram retiradas amostras deformadas, sendo coletados 300 quilogramas de cada material. Os solos foram colocados em sacos plásticos devidamente etiquetados.

É importante ressaltar que a escolha dos solos destas regiões deve-se ao fato de que um tem comportamento predominantemente arenoso e o outro argiloso.

A Figura 3.1 mostra a região onde foi realizada a coleta do solo de comportamento arenoso e a Figura 3.2, a região do solo de comportamento argiloso.

FIGURA 3.1 - JAZIDA DE SOLO DA REGIÃO DO BROA - SCA-040

FIGURA 3.2 - JAZIDA DE SOLO DA REGIÃO DE UBERABA-MG

3.2.2 Granulometria

Nas Tabelas 3.1 e 3.2 estão apresentados, respectivamente, os resultados dos ensaios de granulometria para o solo do Broa e para o solo de Uberaba. A Figura 3.3 apresenta as curvas das distribuições granulométricas para os dois solos. O solo do Broa possui composição granulométrica média (0,03% de pedregulho, 77% de areia, 3% de silte e 19,97% de argila), e o solo de Uberaba possui composição granulométrica fina (1% de pedregulho, 19% de areia, 32% de silte e 48% de argila).

TABELA 3.1 - RESULTADO DO ENSAIO DE GRANULOMETRIA CONJUNTA DO SOLO DA REGIÃO DO BROA-SP.

PENEIRA	DIÂMETRO	% PASSADA
4	4,7600	100,0
10	2,0000	99,97
16	1,1900	99,02
30	0,5900	94,62
50	0,2970	79,56
100	0,1490	46,94
200	0,0740	29,25
	0,0564	22,69
	0,0399	22,14
	0,0283	21,59
	0,0194	21,59
	0,0142	21,32
	0,0101	20,77
	0,0071	20,77
	0,0050	21,23
	0,0035	21,23
	0,0024	19,47

TABELA 3.2 - RESULTADO DO ENSAIO DE GRANULOMETRIA CONJUNTA DO SOLO DA REGIÃO DE UBERABA-MG.

PENEIRA	DIÂMETRO	% PASSADA
4	4,7600	99,73
10	2,0000	98,93
16	1,1900	98,34
30	0,5900	97,61
50	0,2970	96,49
100	0,1490	92,51
200	0,0740	88,44
	0,0610	80,12
	0,0434	77,76
	0,0311	73,96
	0,0297	76,19
	0,0222	70,16
	0,0214	70,95
	0,0152	69,11
	0,0112	67,02
	0,0080	63,87
	0,0057	59,67
	0,0040	57,49
	0,0029	53,03
	0,0020	47,94

3.2.3 Massa Específica dos Sólidos

O valor da massa específica dos grãos encontrada para o solo do Broa correspondeu a $2,681\text{g/cm}^3$, e para o solo de Uberaba encontrou-se $3,123\text{g/cm}^3$. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma DER-M3-61.

FIGURA 3.3 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS SOLOS DA REGIÃO DO BROA E DE UBERABA.

3.2.4 Limites de Consistência

Com respeito aos limites de consistência, o solo da Jazida 1 (solo do Broa) apresentou limite de liquidez, LL, de 27,60% e limite de plasticidade, LP, de 18,36%. Já o solo da Jazida 2 (solo de Uberaba), apresentou limite de liquidez, LL, de 48,4% e limite de plasticidade, LP, de 33,66%.

Os ensaios para determinar o limite de liquidez e o limite de plasticidade foram realizados conforme as normas DER-M4-61 e DER-M5-61, respectivamente.

3.3 CLASSIFICAÇÕES HRB, USCS E MCT DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Segundo a classificação HRB (Highway Research Board), o solo da jazida 1 (solo do Broa) situa-se no grupo A-2-4, correspondendo a um solo arenoso. Na classificação Unificada (USCS), trata-se de um solo SC, solo areno-argiloso. Recorreu-se também à classificação geotécnica MCT (Miniatura Compactado Tropical) desenvolvida para solos tropicais por NOGAMI e VILLIBOR (1995), encontrando-se para o coeficiente c' , o valor de 1,27 e para o índice e' , o valor de 0,94. Com os coeficientes c' e os índices e' encontrados, observa-se na Figura 3.4 que o solo da Jazida 1 pertence ao grupo LA', solo arenoso com comportamento laterítico.

Já o solo da Jazida 2 (solo de Uberaba), está situado no grupo A-7-5 da classificação HRB, correspondendo a um solo argiloso. Na classificação Unificada trata-se de um solo CL, solo argiloso com baixa plasticidade. E na classificação geotécnica MCT encontrou-se o coeficiente c' de 2,14 e o índice e' de 1,06, indicando que o solo da Jazida 2 pertence ao grupo LG', solo argiloso de comportamento laterítico (Figura 3.4).

FIGURA 3.4 - CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS, SEGUNDO A CLASSIFICAÇÃO MCT (MINIATURA COMPACTADO TROPICAL).

3.4 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO E CBR

Os ensaios de compactação foram realizados de acordo com a norma DER-M13-71, e os ensaios CBR ("California Bearing Ratio"), de acordo com a norma DER-M53-71.

A compactação dos corpos de prova foi executada num cilindro de 152mm de diâmetro e 178mm de altura, com um soquete de 2,270kg para a energia normal, (36 golpes por camada) e 4,540kg para a energia intermediária (28 golpes por camada). A penetração foi realizada após a imersão da amostra em água por um período de 4 dias. A Figura 3.5 apresenta alguns dos equipamentos utilizados neste ensaio.

FIGURA 3.5 - ALGUNS DOS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NO ENSAIO CBR.

As Figuras 3.6 e 3.7 apresentam, respectivamente, as curvas de compactação nas energias normal e intermediária e, também, a do CBR para o solo da Jazida 1. Do mesmo modo, as Figuras 3.8 e 3.9 apresentam, respectivamente, as curvas de compactação nas energias normal e intermediária e, também, a do CBR, para o solo da Jazida 2.

FIGURA 3.6 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO E CBR DO SOLO DA JAZIDA 1 (SOLO ARENOSO) NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO.

FIGURA 3.7 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO E CBR DO SOLO DA JAZIDA 1 (SOLO ARENOSO) NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO.

FIGURA 3.8 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO E CBR DO SOLO DA JAZIDA 2 (SOLO ARGILOSO) NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO.

FIGURA 3.9 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO E CBR DO SOLO DA JAZIDA 2 (SOLO ARGILOSO) NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO.

Na Tabela 3.3 estão apresentados, de forma resumida, os resultados dos ensaios de compactação e CBR nas duas energias de compactação.

TABELA 3.3 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E CBR PARA OS DOIS SOLOS LATERÍTICOS ESTUDADOS.

Jazida	Tipo de Solo	Energia de compactação	w_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	CBR (%)	EXP _{.max} (%)
1	Arenoso	Normal	11,3	1,960	25,5	0,11
		Interm.	10,1	2,015	65	0,29
2	Argiloso	Normal	27	1,550	36	0,08
		Interm.	25	1,700	51	0,33

3.5 ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

3.5.1 Compactação dos Corpos-de-Prova para os Ensaio Dinâmicos e de Compressão Simples

Os corpos-de-prova foram compactados utilizando-se um molde de compactação adequado para a obtenção de corpos-de-prova de 51mm de diâmetro e 100mm de altura. As energias utilizadas foram as do Proctor normal e intermediário, sendo os corpos-de-prova compactados em cinco camadas pelo processo de impacto. A Figura 3.10 mostra o equipamento utilizado no processo de compactação dos corpos-de-prova.

Após a compactação dos corpos-de-prova e a sua retirada do cilindro de compactação, mediram-se as suas dimensões através de um paquímetro. Posteriormente, os corpos-de-prova foram pesados, embalados com uma película plástica, envolvidos em papel alumínio e novamente envolvidos por uma embalagem plástica, e etiquetados.

FIGURA 3.10 - EQUIPAMENTO UTILIZADO PARA A COMPACTAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA E O CILINDRO BIPARTIDO DE COMPACTAÇÃO EM FORMA DE U.

Foram aceitos para o ensaio os corpos-de-prova que estavam dentro de uma variação de $\pm 0,03\text{g/cm}^3$, considerando-se a massa específica aparente seca máxima e $\pm 0,3\%$, considerando-se o teor de umidade ótimo. A Figura 3.11 mostra dois corpos-de-prova compactados, um da jazida 1 e outro da jazida 2.

A embalagem dos corpos-de-prova foi realizada com a finalidade de se evitar perdas de umidade durante o tempo de espera ao qual eles foram submetidos, aproximadamente 12 horas, antes da realização dos ensaios. Durante o tempo de espera os corpos de prova permaneceram em uma câmara úmida.

O processo de compactação dos corpos de prova foi realizado em cinco camadas para assegurar uma compactação mais homogênea. Os corpos-de-prova foram compactados na umidade ótima e densidade seca máxima.

FIGURA 3.11 - CORPOS-DE-PROVA COMPACTADOS EM CINCO CAMADAS.

3.5.2 Equipamento para a Realização dos Ensaios Triaxiais

O equipamento para a realização dos ensaios triaxiais de carga repetida encontra-se em operação no Departamento de Geotecnia da EESC-USP. A prensa utilizada, fabricada pela MTS (Material Test System), foi montada inicialmente para a realização de ensaios em rochas.

A descrição do equipamento pode ser acompanhada pelas Figuras 3.12, 3.13 e 3.14. A Figura 3.12 mostra a prensa e os controles eletro-eletrônicos para a aplicação das pressões axiais cíclicas. A Figura 3.13 mostra um esquema ilustrando todos os equipamentos que foram utilizados para a realização do ensaio triaxial de carga repetida.

FIGURA 3.12 - PAINEL DE CONTROLE E A PRENSA RESPONSÁVEL PELO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO, JUNTAMENTE COM A BASE DA CÂMARA TRIAXIAL E OS LVDT.

FIGURA 3.13 - ESQUEMA DOS EQUIPAMENTOS PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE CARGA REPETIDA OU TRIAXIAL CÍCLICA [LABORATÓRIO DE GEOTECNIA - EESC-USP].

O equipamento fabricado pela MTS (Material Test System) é composto por um sistema hidráulico e um eletro-eletrônico funcionando em conjunto: a parte hidráulica é responsável pelo acionamento dos atuadores que aplicam as forças necessárias ao ensaio, pressão axial e pressão confinante, enquanto a parte eletro-eletrônica faz o controle da duração do tempo de aplicação da carga, frequência de aplicação dos pulsos, número de ciclos e leitura das informações registradas pelo ensaio.

A pressão confinante aplicada sobre a amostra, durante a realização do ensaio, é feita com ar comprimido transmitido através de tubulação que interliga o compressor à câmara triaxial. A pressão gerada é controlada por um transdutor de pressão do tipo TRT-10, série 854, com capacidade máxima de 1000kPa e resolução de 1v/200kPa, fabricado pela Transdutec.

O carregamento vertical ou pressão axial para a realização do ensaio é produzido pelo sistema hidráulico da prensa, isto é, aplica a força axial sobre o topo da amostra (corpo-de-prova) repetidamente, com forma, duração e frequência previamente selecionadas em um gerador de funções através da prensa do tipo MTS (*Material Testing System*).

A medida das deformações é feita por transdutores de deslocamento do tipo LVDT (*linear variable differencial transformer*) que convertem deslocamento linear em tensão elétrica proporcional ao deslocamento do seu núcleo. Os transdutores de deslocamento usados para a leitura foram fabricados pela SOLOTEST e têm sensibilidade de 1000mV/mm. As deformações registradas pelos LVDT's são armazenadas em um computador.

Para medir o valor da carga aplicada repetidamente, utiliza-se uma célula de carga, modelo 4958, com capacidade de 25kN, fabricada pela WYKEHAM FARRANCE, acoplada a uma câmara triaxial modelo 11001, série 71790-3, que suporta uma pressão máxima de 1700kN/m², de mesma fabricação. A célula de carga está ligada ao controlador de sinais do equipamento da MTS.

3.5.3 Montagem dos Corpos-de-Prova

A instalação dos corpos-de-prova na câmara triaxial envolve várias etapas que requerem cuidados especiais, pois qualquer problema nestas etapas pode comprometer os resultados do ensaio. As etapas básicas da instalação dos corpos-de-prova estão enumeradas abaixo. No entanto, se se deseja executar o ensaio com drenagem inferior, algumas alterações são necessárias:

- a) Pesagem do corpo-de-prova e medida de suas dimensões;
- b) Assentamento do corpo-de-prova sobre uma pedra porosa na base da câmara triaxial;
- c) Colocação do cabeçote sobre o corpo-de-prova;
- d) Verificação da verticalidade e centralidade do corpo-de-prova com relação ao cabeçote;
- e) Colocação da membrana de borracha (fabricação da WYKEHAM FARRANCE ENGINEERING LTD);
- f) Colocação de anéis elásticos ("o ring") envolvendo a membrana de borracha e a base da câmara triaxial e outros anéis envolvendo a membrana e o cabeçote de acrílico para evitar a entrada do fluido do confinamento no corpo-de-prova, como mostra a Figura 3.14;
- g) Aplicação de vácuo na base do corpo-de-prova para verificar possível entrada do fluido do sistema confinante;
- h) Colocação do suporte para a fixação das extremidades dos LVDT's;
- i) Colocação das alças de acrílico para fixação dos LVDT's;
- j) Colocação e ajuste dos LVDT's, conforme mostra a Figura 3.15;
- k) Nova verificação da verticalidade do corpo-de-prova e do cabeçote;
- l) Fechamento da câmara triaxial.

FIGURA 3.14 - REPRESENTAÇÃO DO CORPO-DE-PROVA SOBRE A BASE DA CÂMARA TRIAXIAL, CABEÇOTE DE ACRÍLICO SOBRE O CORPO-DE-PROVA E A BASE DA CÂMARA, ENVOLVIDOS PELOS ANÉIS DE BORRACHA ("O RING").

FIGURA 3.15 - COLOCAÇÃO DOS SUPORTES E DOS LVDT'S NO CORPO-DE-PROVA.

Após efetuada a instalação do corpo-de-prova, fecha-se a câmara triaxial e aplica-se uma pressão confinante correspondente ao confinamento desejado da primeira etapa do ensaio, e anotam-se as leituras de deslocamentos axiais registradas nos LVDT's. Deve-se aguardar um período de tempo de, aproximadamente, 5 minutos antes de iniciar-se o ensaio para verificar se as leituras observadas mantiveram-se as mesmas. Anotam-se estas leituras, pois elas representam o ponto de partida para as medidas dos deslocamentos axiais na amostra. Em seguida, aplicam-se as pressões axiais repetidamente, com o número de aplicações, duração e frequência estabelecidos no item 3.5.4. A Figura 3.16 mostra a câmara triaxial e o corpo de prova já montado.

FIGURA 3.16 - CÂMARA TRIAXIAL MONTADA SOBRE A PRENSA MTS PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO.

3.5.4 Duração, Frequência e Número de Aplicações da Carga

Os ensaios foram realizados com um tempo de aplicação da carga de 0,1 segundos e frequência de aproximadamente 20 aplicações por minuto, de acordo com as normas da AASHTO T274-82 e do DNER-ME 131/94.

Quanto ao número de repetições da carga para cada pressão de confinamento e para cada tensão desvio, fixou-se em 200 aplicações. Esta determinação é recomendada pelas normas da AASHTO T274-82 e do DNER -ME 131/94.

3.5.5 Níveis de Tensões Aplicadas

Inicialmente, fez-se um levantamento nas normas da AASHTO T274-82 e DNER ME 131/94 e em alguns trabalhos: ELLIOTT et al. (1989); FRANZOI (1990); LEE et al. (1992), etc.. Constatou-se que havia uma grande variedade de níveis de tensões aplicadas. Decidiu-se, após este levantamento, por utilizar a norma do DNER-ME 131/94 para os solos granulares, Jazida 1, e o sugerido por CARDOSO (1988) para os solos argilosos.

O ensaio para a determinação do módulo de resiliência foi realizado em duas fases. A primeira foi a fase de condicionamento, que tem a função de condicionar a amostra e, assim, dar-lhe condições mais estáveis, bem como reduzir os problemas de irregularidades iniciais do contato entre o corpo-de-prova, a base da câmara triaxial e o cabeçote. A segunda foi a fase do registro das deformações.

a) Solo Arenoso - Jazida 1 (Solo do Broa)

A fase de condicionamento utilizada para o solo arenoso fino laterítico encontra-se especificada na norma do DNER-ME 131/94, sendo a seqüência de tensões a seguinte:

$\sigma_3 = 70\text{kPa}$	$\sigma_d = 70\text{kPa}$
	$\sigma_d = 210\text{kPa}$
$\sigma_3 = 105\text{kPa}$	$\sigma_d = 315\text{kPa}$

A fase do registro das tensões para o cálculo do M_R foi feita com seis pressões de confinamento (21kPa; 35kPa; 52,5kPa; 70kPa; 105kPa e 140kPa), e para cada uma delas fixou-se a seguinte seqüência de valores da tensão desvio:

$\sigma_3 = 21\text{kPa}$	$\sigma_d = 21\text{kPa}$
	$\sigma_d = 42\text{kPa}$
	$\sigma_d = 63\text{kPa}$
$\sigma_3 = 35\text{kPa}$	$\sigma_d = 35\text{kPa}$
	$\sigma_d = 70\text{kPa}$
	$\sigma_d = 105\text{kPa}$
$\sigma_3 = 52,5\text{kPa}$	$\sigma_d = 52,5\text{kPa}$
	$\sigma_d = 105\text{kPa}$
	$\sigma_d = 157,5\text{kPa}$
$\sigma_3 = 70\text{kPa}$	$\sigma_d = 70\text{kPa}$
	$\sigma_d = 140\text{kPa}$
	$\sigma_d = 210\text{kPa}$
$\sigma_3 = 105\text{kPa}$	$\sigma_d = 105\text{kPa}$
	$\sigma_d = 210\text{kPa}$
	$\sigma_d = 315\text{kPa}$
$\sigma_3 = 140\text{kPa}$	$\sigma_d = 140\text{kPa}$
	$\sigma_d = 280\text{kPa}$
	$\sigma_d = 420\text{kPa}$

b) Solo Argiloso - Jazida 2 (Solo de Uberaba)

Para o solo argiloso foi utilizado o procedimento de ensaio proposto por CARDOSO (1988). Empregou-se este procedimento de ensaio porque constatou-se que o procedimento do DNER-ME 131/94 para solos argilosos considera

apenas um nível de tensão confinante, e era objetivo do trabalho analisar a influência desta tensão de maneira mais ampla.

A fase de condicionamento para o solo argiloso laterítico compreende apenas uma etapa em que a tensão de confinamento, σ_3 , é de 21kPa e a tensão desvio, σ_d , é de 69kPa.

A fase do registro das deformações compreende sete pressões de confinamento (21kPa; 34kPa; 69kPa; 104kPa; 138kPa e 171kPa), e para cada uma delas fixou-se a seguinte seqüência de valores de tensão desvio: 21kPa; 34kPa; 69kPa; 104kPa; 171kPa e 343kPa.

3.5.6 Cálculo do Módulo de Resiliência

O cálculo do módulo de resiliência dos ensaios foi baseado na norma do DNER-ME 131/94, através da expressão:

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

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h}{H_0}$$

em que:

M_R = módulo de resiliência;

σ_d = tensão desvio aplicada repetidamente;

ε_r = deformação resiliente;

Δh = deslocamento axial resiliente registrado;

H_0 = distância entre alças.

3.6 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

O ensaio de compressão simples (também denominado “uniaxial” ou “não confinado”) consiste em submeter um corpo-de-prova a tensões axiais de compressão em um equipamento de carga adequado e medir sobre ele as deformações resultantes que permitem determinar as características mecânicas do material (GANDOLFI, 1983).

O equipamento utilizado para o ensaio de compressão simples foi o mesmo usado para o ensaio triaxial cíclico (item 3.5.2), diferenciando apenas que neste ensaio não há pressões confinantes, mas a montagem dos corpos-de-prova seguiu a mesma seqüência descrita anteriormente no item 3.5.3. Os corpos-de-prova ensaiados foram moldados na umidade ótima e nas mesmas condições do item 3.5.1.

Neste estudo, utilizou-se a velocidade de 0,15mm/min para os solos arenosos nas duas energias de compactação e para o solo argiloso uma velocidade de 0,10mm/min para a energia normal de compactação e 0,15mm/min para a energia intermediária. Estas velocidades foram determinadas de acordo com a norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 12770.

A força aplicada nos corpos-de-prova foi controlada pelo equipamento MTS (item 3.5.2) e as deformações, durante o ensaio, foram monitoradas pelo computador conectado à prensa que fornecia um relatório das forças e deslocamentos de cada ensaio.

3.7 MÉTODO PARA A ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.7.1 Modelos para a Representação do Módulo de Resiliência em Função do Estado de Tensão

O valor do módulo de resiliência é muito variável, sendo que um grande número de fatores pode influenciá-lo, tais como: condição de carregamento,

estado de tensão, natureza do solo, estado físico, etc. Com relação ao estado de tensão, foram propostos modelos que permitem representar a variação do módulo de resiliência com a variação do estado de tensão. (HICKS e MONISMITH 1971, JONES e WITCZAK 1977, MEDINA e PREUSSLER 1980, MOTTA E CERATTI 1986, ZAMAN et al. 1994). Estes modelos, na sua maioria, foram desenvolvidos levando-se em consideração a natureza do solo. Por exemplo, existem modelos propostos especialmente para solos arenosos ou argilosos, onde o aspecto que tem maior influência é a tensão confinante, ou a tensão desvio, respectivamente.

Tomando-se os resultados dos ensaios dinâmicos, procurou-se avaliar o desempenho dos modelos mais comumente utilizados na representação do módulo de resiliência com o estado de tensão. Foram analisados modelos expressos em função da tensão confinante, tensão desvio, primeiro invariante de tensão, tensão principal maior, e combinações de algumas destas variáveis. Para os solos arenosos estudados, observou-se que o valor do módulo de resiliência, M_R , depende principalmente do nível de confinamento a que o material se encontra submetido, sendo pequena a influência de outras variáveis. Quanto ao solo argiloso, a tensão desvio é o fator que exerce influência mais marcante no valor do módulo de resiliência. Optou-se, então, pelos modelos descritos pelas Equações 84, 85 e 86 como os de melhor desempenho, respectivamente, para o conjunto de solos arenosos e para o solo argiloso:

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \quad [84]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência;

σ_d = tensão desvio = $\sigma_1 + \sigma_3$;

K_1 e K_2 = coeficientes de regressão determinados com os resultados de laboratório.

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \quad [85]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência;

σ_3 = tensão confinante;

K_1 e K_2 = coeficientes de regressão determinados com os resultados de laboratório.

$$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \quad [86]$$

em que:

M_R = módulo de resiliência;

θ = primeiro invariante das tensões ou tensão volumétrica ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$),

onde $\sigma_2 = \sigma_3$;

K_1 e K_2 = coeficientes de regressão determinados com os resultados de laboratório.

3.7.2 Relação entre o Módulo de Resiliência (M_R) e o Módulo Tangente Inicial (E_0)

Como a avaliação do módulo tangente inicial envolve deformações muito pequenas, tais que os equipamentos de medida, na sua maioria, não indicam com precisão e alguma subjetividade, procurou-se padronizar um procedimento que minimizasse o efeito destes aspectos. Optou-se pelo método proposto por (DUNCAN e CHANG, 1970) que supõe a curva tensão x deformação uma hipérbole, descrita segundo a expressão da Equação 87:

$$\frac{\varepsilon_a}{\sigma_a} = a + b \cdot \varepsilon_a \quad [87]$$

em que:

ε_a = deformação axial, e

σ_a = tensão axial.

Os parâmetros a e b da Equação 87 são obtidos a partir dos coeficientes da reta que melhor se ajusta aos resultados experimentais. Assim, o módulo tangente inicial E_0 será:

$$E_0 = \frac{1}{a} \quad [88]$$

Determinados os módulos tangentes iniciais de cada um dos solos nas respectivas energias de compactação, procurou-se estabelecer correlações entre estes valores e os módulos de resiliência correspondentes, considerando-se ainda as variações dos níveis de tensão. Utilizando-se um programa estatístico, foram analisadas correlações envolvendo valores dos módulos de resiliência e tangente inicial com a tensão confinante, tensão desvio, primeiro invariante das tensões, tensão principal maior e combinações de algumas destas variáveis.

O módulo tangente inicial (E_0), obtido a partir de curvas tensão x deformação, guarda estreita relação com o módulo dinâmico (RUIZ, 1964) ou com o módulo de descarregamento/carregamento (LADE, 1979). Assim, visto que a maioria das correlações do módulo de resiliência com parâmetros mais facilmente determináveis, sendo o CBR o mais utilizado, é altamente restritiva quanto à natureza e ao estado do solo e não incluem, na sua maioria, o nível de tensão, acredita-se que tentativas neste sentido envolvendo o módulo tangente inicial fornecido por ensaios de compressão simples e o estado de tensão sejam mais promissoras.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os aspectos relacionados à modelagem do módulo de resiliência com a variação do estado de tensão e à repetição do ensaio a partir de um mesmo corpo-de-prova são apresentados neste capítulo, com base nos resultados de ensaios de laboratório. Faz-se também a estimativa do valor do módulo de resiliência em função de resultados de ensaios não dinâmicos, conforme formulações sugeridas na literatura. Finalmente, é analisada a estimativa do valor deste módulo tomando-se o módulo tangente inicial determinado a partir da curva tensão x deformação obtida em ensaios de compressão simples.

4.2 MODELAGEM DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA COM O ESTADO DE TENSÃO

Conforme observado na revisão bibliográfica, o estado de tensão tem influência marcante, para a maioria dos solos, no valor assumido pelo módulo de resiliência. Para se analisar o efeito da variação do estado de tensão no módulo de resiliência dos solos estudados, procurou-se calibrar modelos que permitem representá-lo a partir de variáveis, tais como: tensão principal maior (σ_1) ou menor (σ_3), tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$), primeiro invariante das tensões ($\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$), e combinações destas variáveis.

4.2.1 Análise Inicial: Efeito da Repetição do Ensaio a partir de um Mesmo Corpo-de-Prova

Para avaliar se existem variações importantes no valor do módulo de resiliência obtido a partir de sucessivos ensaios de um mesmo corpo-de-prova,

foram realizados três ensaios para cada um dos corpos-de-prova. Os intervalos entre os ensaios foram de 4 horas entre o primeiro e o segundo, e 12 horas, entre o segundo e o terceiro ensaio.

A análise da variação do módulo de resiliência foi realizada comparando-se o valor dos parâmetros dos modelos: $M_R = f(\theta)$ e $M_R = f(\sigma_d)$, respectivamente, para o solo arenoso (solo do Broa) e argiloso (solo de Uberaba), calibrados com os resultados de cada um dos 3 ensaios repetidos. Estes modelos foram escolhidos devido à conveniência de proporcionarem uma interpretação gráfica dos resultados e por serem, seguindo conclusões de trabalhos anteriores, adequados para solos arenosos e solos argilosos, nesta ordem.

A Tabela 4.1 permite a comparação entre os valores dos parâmetros obtidos na calibração dos modelos mencionados. E as Figuras 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4 mostram as curvas correspondentes aos modelos que constam desta tabela.

TABELA 4.1 - RESUMO DOS PARÂMETROS K_1 , K_2 E R^2 PARA OS SOLOS ANALISADOS (SOLO DO BROA E UBERABA).

Modelo	Energia de Compactação	Solo	Tempo (h)	K_1 (*)	K_2 (*)	R^2
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$	Normal	LA'	0	257147	0,137	0,80
			4	326521	0,081	0,77
			16	158582	0,207	0,84
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$	Intermediária	LA'	0	118494	0,314	0,96
			4	330461	0,145	0,82
			16	179153	0,246	0,95
$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	Normal	LG'	0	3959489	-0,561	0,94
			4	4593241	-0,591	0,94
			16	32227138	-0,504	0,94
$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	Intermediária	LG'	0	2207710	-0,2018	0,82
			4	2240497	-0,204	0,90
			16	2306156	-0,208	0,84

(*) As constantes K_1 e K_2 foram obtidas para valores de M_R em kPa.

Observa-se que a variação dos valores de módulo de resiliência foi pouco representativa e que não existe um padrão para a sua variação, considerando-se os resultados das aplicações realizadas.

FIGURA 4.1 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA VERSUS PRIMEIRO INVARIANTE DE TENSÃO, $M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$, PARA O SOLO DO BROA, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA.

FIGURA 4.2 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA VERSUS PRIMEIRO INVARIANTE DE TENSÃO, $M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$, PARA O SOLO DO BROA, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA.

FIGURA 4.3 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA VERSUS TENSÃO DESVIO, $M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$, PARA O SOLO DE UBERABA, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA.

FIGURA 4.4 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA VERSUS TENSÃO DESVIO, $M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$, PARA O SOLO DE UBERABA, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA.

Comparando-se o comportamento do módulo de resiliência apresentado pelos dois solos, observa-se que o solo arenoso conduziu a uma variação maior entre os resultados do que o solo argiloso.

4.2.2 Modelagem do M_R a partir do Conjunto de Resultados

Considerando-se que não existe uma variação muito grande entre os valores do módulo de resiliência obtidos em um único ensaio ou em repetições deste ensaio, optou-se, na análise comparativa do desempenho dos diversos modelos, por calibrá-los tomando-se o conjunto de resultados dos três ensaios, visto que esta atitude permite uma melhor representação da condição de campo. Este procedimento, entretanto, conduz à obtenção de coeficientes de determinação menores do que aqueles observados quando se utilizaram resultados de ensaios isolados.

As Tabelas 4.2 e 4.3 mostram, respectivamente, para o solo do Broa compactado nas energias normal e intermediária, os parâmetros de 8 modelos calibrados com os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos.

Tomando-se o valor do coeficiente de determinação (R^2) como critério para a medida da adequação de cada um dos modelos na representação do módulo de resiliência, pode-se afirmar que, excetuando-se os modelos $K_1 \cdot \sigma_d^{K2}$ e $K_1 \cdot \sigma_1^{K2}$ para o solo do Broa compactado na energia normal, e $K_1 \cdot \sigma_3^{K2}$ e $K_1 \cdot \sigma_d^{K2}$ para o mesmo solo compactado na energia intermediária, todos mostram desempenhos semelhantes. É importante ressaltar que valores de R^2 da ordem de 0,57, no caso da energia normal, são baixos, mas compatíveis com os observados em diversos trabalhos congêneres. Supõe-se que este fato se deva ao procedimento de utilizar conjuntamente os resultados de 3 ensaios.

TABELA 4.2 - RESUMO DOS PARÂMETROS K_1 , K_2 , K_3 E R^2 PARA O SOLO DO BROA (SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO) NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO.

MODELO	K_1	K_2	K_3	R^2
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$	287453	0,151	-	0,57
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$	237592	0,142	-	0,54
$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	330002	0,102	-	0,40
$M_R = K_1 \cdot \sigma_1^{K_2}$	277095	0,127	-	0,49
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	286368	0,144	0,006	0,57
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	209641	0,227	-0,076	0,57
$M_R = K_1 \cdot \sigma_1^{K_2} \cdot \sigma_3^{K_3}$	284369	0,010	0,140	0,57
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_3^{K_3}$	279494	0,018	0,133	0,57

(*) As constantes K_1 , K_2 e K_3 foram obtidas para valores de M_R em kPa.

TABELA 4.3 - RESUMO DOS PARÂMETROS K_1 , K_2 , K_3 E R^2 PARA O SOLO DO BROA (SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO) NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO.

MODELO	K_1	K_2	K_3	R^2
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$	292032	0,225	-	0,71
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$	196813	0,231	-	0,80
$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	302962	0,188	-	0,75
$M_R = K_1 \cdot \sigma_1^{K_2}$	238389	0,217	-	0,80
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	272229	0,110	0,115	0,81
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	213988	0,174	0,051	0,81
$M_R = K_1 \cdot \sigma_1^{K_2} \cdot \sigma_3^{K_3}$	240123	0,183	0,042	0,81
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_3^{K_3}$	176880	0,313	-0,088	0,81

(*) As constantes K_1 , K_2 e K_3 foram obtidas para valores de M_R em kPa.

É muito comum encontrar-se na literatura resultados de estudos que indicam que determinados solos têm o seu módulo de resiliência influenciado de maneira predominante ou pela tensão confinante σ_3 ou pela tensão desvio σ_d . Analisando-se os parâmetros de calibração do modelo que considera conjuntamente estas duas variáveis, observa-se que o módulo de resiliência do solo do Broa compactado na energia normal depende principalmente de σ_3 , visto que o parâmetro K_2 é 24 vezes maior que K_3 . No caso deste solo compactado na energia intermediária, a influência destas duas variáveis é equivalente.

As Tabelas 4.4 e 4.5 mostram, respectivamente, para o solo de Uberaba compactado nas energias normal e intermediária, os parâmetros de 8 modelos calibrados com os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos.

TABELA 4.4 - RESUMO DOS PARÂMETROS K_1 , K_2 , K_3 E R^2 PARA O SOLO DE UBERABA (SOLO ARGILOSO LATERÍTICO) NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO.

MODELO	K_1	K_2	K_3	R^2
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$	250639	0,113	-	0,04
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$	807274	-0,120	-	0,02
$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	3555400	-0,528	-	0,93
$M_R = K_1 \cdot \sigma_1^{K_2}$	2787578	-0,383	-	0,25
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	2301905	0,100	-0,525	0,96
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	2014902	0,117	-0,552	0,96
$M_R = K_1 \cdot \sigma_1^{K_2} \cdot \sigma_3^{K_3}$	4585164	-1,17	0,806	0,88
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_3^{K_3}$	824094	1,715	-2,099	0,92

(*) As constantes K_1 , K_2 e K_3 foram obtidas para valores de M_R em kPa.

TABELA 4.5 - RESUMO DOS PARÂMETROS K_1 , K_2 , K_3 E R^2 PARA O SOLO DE UBERABA (SOLO ARGILOSO LATERÍTICO) NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO.

MODELO	K_1	K_2	K_3	R^2
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$	660724	0,087	-	0,12
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$	891530	0,013	-	0,01
$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	2355359	-0,214	-	0,76
$M_R = K_1 \cdot \sigma_1^{K_2}$	1763371	-0,120	-	0,11
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	1637740	0,083	-0,213	0,86
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	1378918	0,111	-0,238	0,86
$M_R = K_1 \cdot \sigma_1^{K_2} \cdot \sigma_3^{K_3}$	2209273	-0,422	0,304	0,75
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_3^{K_3}$	4015877	-0,685	0,585	0,65

(*) As constantes K_1 , K_2 e K_3 foram obtidas para valores de M_R em kPa.

Também para o solo argiloso, tomando-se o valor do coeficientes de determinação (R^2) como critério para a medida da adequação de cada um dos modelos, pode-se afirmar que os modelos $K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$, $K_1 \cdot \theta^{K_2}$ e $K_1 \cdot \sigma_1^{K_2}$ não representam com fidelidade a variação do módulo de resiliência com o estado de tensão. Neste caso, esta constatação coincide com a de diversos outros pesquisadores que verificaram não existir relação entre o módulo de resiliência da maioria dos solos predominantemente argilosos e valores de σ_3 e θ , tomados isoladamente.

Quanto aos demais modelos, todos apresentam coeficiente de determinação aceitáveis, destacando-se aqueles que combinam a tensão desvio σ_d com o primeiro invariante θ ou a tensão confinante σ_3 . Neste caso, os valores de K_3 , expoente de σ_d , são maiores que os de K_2 , expoente de σ_3 ou θ , indicando uma influência predominante de σ_d , independente da energia de compactação, como era esperado para este tipo de solo. Ainda com relação a K_3 , este é negativo, indicando que σ_d crescente causa uma diminuição do módulo de resiliência. Esta constatação também foi feita por MOTTA et al. em 1990.

4.2.3 Efeito da Variação da Energia de Compactação

É sabido que a variação da energia de compactação tem influência no valor do módulo de resiliência, visto que energias maiores conduzem a rigidezes mais elevadas. As Figuras 4.5 e 4.6 permitem que se comparem os módulos de resiliência de corpos-de-prova compactados nas energias normal e intermediária, para os solos estudados nesta pesquisa. A escolha dos modelos utilizados na comparação, $M_R = f(\sigma_3)$ e $M_R = f(\sigma_d)$, deve-se ao fato de permitirem uma fácil visualização gráfica e por apresentarem, para estes solos, coeficientes de determinação condizentes, conforme já destacado no item 4.2.1.

FIGURA 4.5 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA VERSUS TENSÃO CONFINANTE PARA O SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO, ($M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$)

FIGURA 4.6 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA VERSUS TENSÃO DESVIO PARA O SOLO ARGILOSO FINO LATERÍTICO, ($M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$)

Pode-se observar que a energia intermediária conduz a valores de módulo de resiliência mais elevados que os correspondentes à energia normal. E que a influência da variação de σ_3 e σ_d neste módulo é ligeiramente maior para a energia normal do que para a energia intermediária.

4.3 ESTIMATIVA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Conforme relatado na revisão bibliográfica e na introdução deste trabalho, a determinação do módulo de resiliência a partir de ensaios dinâmicos é custosa e exige equipamento sofisticado, ficando restrita a poucos centros de pesquisas no país. Assim, torna-se desejável o desenvolvimento de métodos que possibilitem a sua obtenção baseada em parâmetros determinados em ensaios mais simples.

A seguir, no item 4.3.1, é estimado o módulo de resiliência dos solos estudados nesta pesquisa, tomando-se algumas correlações encontradas na literatura. E no item 4.3.2, é analisada a existência de uma relação entre o valor do módulo de resiliência e o valor do módulo tangente inicial obtido em ensaios de compressão simples.

4.3.1 Algumas Correlações e Métodos Encontrados na Literatura para a Estimativa do M_R

O índice de suporte CBR é o parâmetro que mais tem sido utilizado nas tentativas de se obter o módulo de resiliência tomando-se resultados de ensaios mais simples. A Tabela 4.6 apresenta valores de módulo de resiliência estimados a partir de valores de CBR, para formulações que não levam em conta a variação do nível de tensão, ou então, consideram-no um valor fixado. Para efeito de comparação, estão também listados os módulos de resiliência correspondentes obtidos nos ensaios dinâmicos, sendo que no caso de não existir a especificação do nível de tensão, assumiram-se valores de σ_d e σ_3 iguais, respectivamente, a 50kPa e a 70kPa.

Como visto no capítulo 2, as equações 65 e 66 foram desenvolvidas para uma tensão desvio, σ_d , de 21kPa. As Equações 13 e 15 para σ_d de 196kPa e 50kPa, respectivamente. Já para as Equações 75 e 77 não existe a especificação do nível de tensão.

TABELA 4.6 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DO CBR. $M_R = f(\text{CBR})$

Modelo	Jazida/ Classif.	Energ. de Comp.	M_R (estim.) kPa	M_R (lab.) kPa	Autor	Eq. nº
$M_R = 32.CBR$ (kgf/cm ²)	Broa LA'	N I	80022 203978	465809 506852	Campello et al. (1991)	65
$M_R = 121.CBR$ (kgf/cm ²)	Uber. LG'	N I	427178 605168	643681 1196672	Campello et al. (1991)	66
$M_R = 326+67.CBR$ (kgf/cm ²)	Uber. LG'	N I	268506 367063	219067 ⁽¹⁾ 761227 ⁽¹⁾	Medina e Preussler (1980)	13
$M_R = 17,6.CBR^{0,64}$ (MPa)	Broa LA' Uber LG'	N I N I	139862 254552 174400 217950	454483 ⁽²⁾ 596706 ⁽²⁾ 400267 ⁽²⁾ 916450 ⁽²⁾	Brown et al. (1990)	15
$M_R = 220.CBR^{0,80}$ (kgf/cm ²)	Broa LA' Uber LG'	N I N I	287856 608519 379302 501187	540521 ⁽²⁾ 681203 ⁽²⁾ 451479 ⁽²⁾ 1012762 ⁽²⁾	Pref. Municipal de São Paulo	75
$M_R = 74.CBR^{0,50}$ (MPa)	Broa LA' Uber LG'	N I N I	373682 596607 444000 528466	540521 ⁽²⁾ 681203 ⁽²⁾ 451479 ⁽²⁾ 1012762 ⁽²⁾	Bernucci (1995)	77

(*) Para uma uniformidade dos valores de M_R , todos os módulos calculados estão expressos em kPa.

(1) Estimado pela expressão $M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$, das tabelas 4.4 e 4.5, respectivamente.

(2) Estimado pela expressão $M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$, das tabelas 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7, respectivamente.

Observando-se os valores dos módulos de resiliência da Tabela 4.6, constatou-se que para a Equação 65, em que M_R é calculado para uma tensão desvio σ_d de 21kPa, a variação entre os módulos de resiliência estimado e de laboratório foi de 582% para a energia normal, e de 248% para a energia intermediária. Já para a Equação 66, a variação foi de 150% e 198% para as energias normal e intermediária, respectivamente. Na equação 13, a variação foi de 23% e 107% para as energias normal e intermediária, respectivamente. A Equação 15 teve uma variação de 225% e 134%, para o solo arenoso, e 130% e 320% para o solo argiloso.

A Equação 75 teve uma variação de 88% e 12% para o solo arenoso nas energias normal e intermediária de compactação, respectivamente, e 19% e 102% para o solo argiloso nas mesmas energias de compactação. Já para o solo arenoso da Equação 77, a variação foi de 45% para a energia normal e 14% para a energia intermediária, e para o solo argiloso, foi de 2% e 91%, respectivamente.

Para o cálculo do módulo de resiliência segundo a equação 18 que contempla um estado de tensão generalizado, vide Tabela 4.7, foram adotadas uma tensão desvio de 69kPa (10psi) e uma tensão confinante de 104kPa (15,08psi). Não houve variação significativa entre os valores estimados e os de laboratório para a energia normal, já para a energia intermediária, a variação foi de 80%.

TABELA 4.7 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DOS NÍVEIS DE TENSÃO E DO CBR. $M_R = f(\sigma_1, \theta, \text{CBR})$ - CARDOSO (1988).

Modelo	Solo	Energ. de Comp.	M_R (estim.) kPa	M_R (lab.) kPa	Eq. n°
$M_R = \frac{\theta^{1,43833}}{\sigma_1^{1,18598}} \cdot 179,0412 \cdot \text{CBR}^{1,08774}$	LG'	N	320543	319251	18
(psi)		I	468194	881730	

(*) Para uma uniformidade dos valores de M_R , todos os módulos calculados estão expressos em kPa.

Considerando-se que o módulo de resiliência de um material depende de sua natureza e do estado em que se encontra, alguns autores têm procurado relacionar o seu valor com os valores de variáveis, tais como: granulometria, umidade, grau de compactação, etc. Neste sentido, MOTTA et al. (1985) propuseram uma classificação que agrupa os solos em diferentes categorias segundo o seu comportamento resiliente e que permite avaliar o valor do módulo de resiliência das mesmas. A Tabela 4.8 mostra a aplicação deste enfoque na estimativa do módulo de resiliência dos solos estudados neste trabalho. Para permitir uma comparação, adotou-se o estado de tensão correspondente a $\sigma_d=70\text{kPa}$ e $\sigma_3=35\text{kPa}$. As constantes K_1 e K_2 do modelo 1 são determinadas pelas equações 25 e 27, respectivamente. E as constantes K_1 , K_2 , K_3 e K_4 do modelo 2 são determinadas pelas equações 31, 33, 35 e 37, respectivamente.

Observa-se na Tabela 4.8 que as diferenças encontradas entre os valores do módulo de resiliência estimados e os de ensaio, para o solo de comportamento arenoso, foram de 23% para a energia normal e 10% para a energia intermediária de compactação. Já para o solo argiloso, as diferenças encontradas foram de 173% e 80% para as energias normal e intermediária, respectivamente.

TABELA 4.8 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA SECA DO C.P., UMIDADE, GRAU DE COMPACTAÇÃO E PORCENTAGEM PASSADA NA PENEIRA #200. $M_R = f(p_{d\text{ CP}}, W, GC, \%\#200, \%\text{ SILTE})$ - MOTTA et al. (1985).

Modelo	Solo	Energia de Comp.	M_R (estim.) kPa	M_R (LAB.) kPa	Modelo
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$	LA'	N	424312	522179	1
		I	499436	549351	
$M_R = K_2 + K_3 \cdot (K_1 - \sigma_d), K_1 > \sigma_d$	LG'	N	1051969	385129	2
		I	1510934	833235	

LEE et al. (1995) utilizaram resultados de ensaios de compressão simples para estimar o módulo de resiliência de solos argilosos. Estes autores propõem uma relação entre o módulo de resiliência, M_R , e $S_{u1\%}$, que equivale à tensão necessária para levar o material a uma deformação igual a 1%. Para a Equação

82, o estado de tensão é genérico e considerado no cálculo do parâmetro "a". Neste caso, para efeito de comparação entre os resultados de laboratório e os da previsão, adotou-se $\sigma_d = 69\text{kPa}$ e $\sigma_3 = 21\text{kPa}$.

TABELA 4.9 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DA TENSÃO QUE CAUSA 1% DE DEFORMAÇÃO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES. $M_R = f(S_{u1\%})$. LEE et al. (1995).

Modelo	Solo	Energia de Comp.	M_R (estim.) kPa	M_R (lab.) kPa	Eq. n°
$M_R = a \cdot S_{u1\%}$	LG'	N	185254	366199	82
(psi)		I	429203	803785	

Observa-se, na Tabela 4.9, que as diferenças encontradas entre os módulos estimados e os determinados no laboratório para a Equação 82 foram de 98% e 87% para a energia normal e intermediária, respectivamente.

Analisando-se os valores dos módulos de resiliência estimados nas Tabelas 4.6, 4.7, 4.8 e 4.9, constatou-se que o modelo proposto por MOTTA et al. (1985), Tabela 4.8, foi o que melhor se adaptou ao solo arenoso do Broa. Já o modelo proposto por CARDOSO (1988), Tabela 4.7, foi o que melhor se adaptou ao solo argiloso de Uberaba. Esta conclusão é válida para os solos compactados na energia normal de compactação.

4.4 PROPOSTA PARA A ESTIMATIVA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA, CONSIDERANDO O MÓDULO TANGENTE INICIAL DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

O módulo tangente inicial obtido a partir de curvas tensão x deformação, como já foi colocado anteriormente, guarda estreita relação com o módulo dinâmico (RUIZ, 1964) ou com o módulo de descarregamento / recarregamento (LADE, 1974). Assim, cumprindo um dos objetivos desta pesquisa, procurou-se estabelecer relações entre o módulo de resiliência obtido em ensaios dinâmicos e

o módulo tangente inicial, E_0 , determinado a partir de resultados de ensaios de compressão simples, para estados de tensão variados.

Levando-se em consideração que a presente pesquisa contava apenas com dois solos compactados nas energias normal e intermediária, e visando uma maior abrangência do estudo, foram incluídos nesta análise resultados de ensaios dinâmicos e de compressão simples de duas outras pesquisas desenvolvidas na Escola de Engenharia de São Carlos/USP: a dissertação de mestrado de FLÁVIO JOSÉ CRAVEIRO CUNTO e a tese de doutorado de JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES.

Os três solos utilizados por CUNTO são predominantemente arenosos. A Tabela 4.10 mostra os limites de consistência, massa específica seca máxima e umidade ótima destes solos. As massas específicas secas máximas e as umidades ótimas foram determinadas na energia normal de compactação.

TABELA 4.10 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CONSISTÊNCIA E COMPACTAÇÃO.

SOLO	LL (%)	LP (%)	IP (%)	W _o (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)
CE-085 (Sub-base)	20,2	13,5	6,7	10,07	2,043
CE-085 (Base)	NL	NL	-	9,76	1,968
Parnaíba-PI	26,9	19,0	7,9	14,00	1,912

Os solos da sub-base e base da rodovia CE-085 foram coletados no Estado do Ceará, entre as cidades de Caucaia e Barrento. O solo do Parnaíba foi coletado no município de Parnaíba, Estado do Piauí, onde é utilizado no recobrimento das estradas vicinais da região.

TABELA 4.11 - CLASSIFICAÇÃO HRB, USCS E MCT.

SOLO	CLASSIFICAÇÃO		
	HRB	USCS	MCT
CE-085 (Sub-base)	A-2-4	SC	LA'
CE-085 (Base)	A-2-4	SC	LA
Parnaíba-PI	A-3	CL	LG'

TABELA 4.12 - RESULTADO DO ENSAIO GRANULOMÉTRICO

SOLO	GRANULOMETRIA (NBR-6502) (%)			
	Areia	Silte	Argila	% pass. #200
CE-085 (Sub-base)	82,1	4,7	13,2	21,0
CE-085 (Base)	88,6	3,8	7,6	15,0
Parnaíba-PI	56,4	19,1	24,5	48,0

Os dois solos utilizados por RODRIGUES são predominantemente arenosos. A Tabela 4.13 mostra os limites de consistência, massa específica seca máxima e umidade ótima destes solos. As massas específicas secas máximas e as umidades ótimas foram determinadas na energia intermediária de compactação.

O solo da BR-230 foi utilizado na construção da sub-base da rodovia litorânea localizada na Paraíba, entre Cabedelo e João Pessoa, e o outro, como sub-base da rodovia estadual PB-055, entre as cidades de Mari e Sapé.

TABELA 4.13 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CONSISTÊNCIA E COMPACTAÇÃO.

SOLO	LL (%)	LP (%)	IP (%)	W _o (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)
BR-230 (Sub-base)	NL	NL	-	8,50	2,050
PB-055 (Sub-base)	NL	NL	-	10,60	2,000

TABELA 4.14 - CLASSIFICAÇÃO HRB, USCS E MCT.

SOLO	CLASSIFICAÇÃO		
	HRB	USCS	MCT
BR-230 (Sub-base)	A-2-4	SM-SC	LA'
PB-055 (Sub-base)	A-2-4	SM-SC	LA'

TABELA 4.15 - RESULTADOS DO ENSAIO GRANULOMÉTRICO

SOLO	GRANULOMETRIA (NBR-6502) (%)			
	Areia	Silte	Argila	% pass. #200
BR-230 (Sub-base)	78,0	5,0	17,0	23,9
PB-055 (Sub-base)	74,0	6,0	20,0	30,7

4.4.1 Determinação do Módulo Tangente Inicial

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. Este procedimento está descrito no Capítulo 3, item 3.7.2.

Para ilustrar o procedimento usado na obtenção do módulo tangente inicial, E_0 , utilizando-se a Equação 87 apresentada no capítulo 3, as Figuras 4.7, 4.8, 4.9 e 4.10 mostram as retas de ajustes dos resultados experimentais para os solos do Broa e de Uberaba nas energias de compactação normal e intermediária, respectivamente.

FIGURA 4.7 - DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO “a” DO SOLO ARENOSO DO BROA NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO PARA O CÁLCULO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL, E_0 , (a) CORPO-DE-PROVA 1; (b) CORPO-DE-PROVA 2 E (c) CORPO-DE-PROVA 3.

FIGURA 4.8 - DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO “a” DO SOLO ARENOSO DO BROA NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO PARA O CÁLCULO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL, E_0 , (a) CORPO-DE-PROVA 1; (b) CORPO-DE-PROVA 2 E (c) CORPO-DE-PROVA 3.

FIGURA 4.9 - DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO “a” DO SOLO ARGILOSO DE UBERABA NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO PARA O CÁLCULO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL, E_0 , (a) CORPO-DE-PROVA 1; (b) CORPO-DE-PROVA 2 E (c) CORPO-DE-PROVA 3.

FIGURA 4.10 - DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO “a” DO SOLO ARGILOSO DE UBERABA, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO PARA O CÁLCULO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL, E_0 , (a) CORPO-DE-PROVA 1; (b) CORPO-DE-PROVA 2 E (c) CORPO-DE-PROVA 3.

Foram realizados três ensaios de compressão simples para os solos do Broa e de Uberaba, em cada uma das energias de compactação. A Tabela 4.16 apresenta os valores do módulo tangente inicial, E_0 , determinados da totalidade dos corpos-de-prova ensaiados. Observa-se que, para um mesmo solo e uma mesma energia de compactação, a variação entre estes valores, na maioria das vezes, é pequena. Frente a três (3) valores de E_0 , desconsiderou-se o mais discrepante e adotou-se a média dos outros dois nas análises que se seguem.

A Tabela 4.17 apresenta o conjunto dos valores do módulo tangente inicial obtidos a partir dos ensaios de compressão simples realizados nesta pesquisa e nas pesquisas de CUNTO e RODRIGUES.

TABELA 4.16 - MÓDULO TANGENTE INICIAL DE CADA CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NESTA PESQUISA.

Solo	Classificação	Energia de Compactação	Corpo-de-Prova	E ₀ (kPa)
Broa	LA'	Normal	1	430849
			2	821693
			3	372578
		Intermediária	1	1607717
			2	1512859
			3	533903
Uberaba	LG'	Normal	1	109685
			2	133138
			3	125031
		Intermediária	1	428449
			2	471032
			3	436491

TABELA 4.17 - MÓDULO TANGENTE INICIAL DOS MATERIAIS UTILIZADOS NAS ANÁLISES DESTE TRABALHO.

Solo	Classificação	Energia de Compactação	E ₀ (kPa)
Broa	LA'	Normal	401714
		Intermediária	1560288
Uberaba	LG'	Normal	122618
		Intermediária	446324
CE-085 (sub-base)	LA'	Normal	23620
CE-085 (base)	LA'	Normal	28220
Parnaíba	LG'	Normal	54675
PB-055	LA'	Intermediária	10840
BR-230	LA'	Intermediária	103908

4.4.2 Avaliação da Relação entre o Módulo de Resiliência, M_R , e o Módulo Tangente Inicial, E_0

A avaliação da existência de relações entre o módulo de resiliência e o módulo tangente inicial determinado a partir de ensaios de compressão simples, para os estados de tensão do ensaio dinâmico, foi realizada através da análise de regressões múltiplas envolvendo estas variáveis. As regressões e os respectivos coeficientes de determinação (R^2) foram obtidos através do programa aplicativo *STATISTICA*, versão 5.

A Tabela 4.18 mostra as expressões matemáticas analisadas e os coeficientes de determinação correspondentes para o conjunto dos sete solos considerados nesta etapa da pesquisa (CASO 1). Os estados de tensão estão representados pelas variáveis: tensão principal maior (σ_1), tensão principal menor ou confinante (σ_3), tensão desvio (σ_d), primeiro invariante das tensões (θ), e suas combinações.

Para o CASO 1 (Tabela 4.18), sete solos e a totalidade dos estados de tensão para o solo argiloso de Uberaba, a Equação 4.1 foi a que melhor representou a relação entre o módulo de resiliência, o módulo tangente inicial e o estado de tensão.

$$M_R = 4523,088 \cdot E_0^{0,315821} \cdot \sigma_d^{-0,343628} \cdot \theta^{0,419295} \quad [4.1]$$

em que:

M_R = Módulo de Resiliência, em kPa;

E_0 = Módulo Tangente Inicial, em kPa;

σ_d = Tensão Desvio, em kPa; e

θ = Primeiro Invariante de Tensão, em kPa.

A Equação 4.1 tem o coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,67 e foram consideradas 478 observações.

TABELA 4.18 - EXPRESSÕES MATEMÁTICAS ANALISADAS PARA REPRESENTAR A VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL E DO ESTADO DE TENSÃO (CASO 1).

FUNÇÃO	MODELO	R ²
$M_R = f(E_0, \sigma_d, \theta)$	$M_R = 4523,088.E_0^{0,315821}.\sigma_d^{-0,343628}.\theta^{0,419295}$	0,67
$M_R = f(E_0, \sigma_d, \theta)$	$M_R = 185367,1.E_0^{0,146447} + 3301582,0.\sigma_d^{-0,539452} - 3675600,0.\theta^{-0,250081}$	0,65
$M_R = f(E_0, \sigma_d)$	$M_R = 17590,38.E_0^{0,278825} + 39587,92.\sigma_d^{-15,8176}$	0,46
$M_R = f(E_0, \sigma_d)$	$M_R = 29780,75.E_0^{0,288795}.\sigma_d^{-0,148463}$	0,50
$M_R = f(E_0, \theta)$	$M_R = 7589,950.E_0^{0,276935}.\theta^{0,151145}$	0,49
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_1)$	$M_R = 11899,5.E_0^{0,309093}.\sigma_3^{0,550785}.\sigma_1^{-0,455336}$	0,61
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_1)$	$M_R = 7611,374.E_0^{0,332407} + 1018898,0.(\sigma_3/\sigma_1)^{4,103830}$	0,63
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_1)$	$M_R = 812669,8.E_0^{0,078463} + 18505400,0.\sigma_1^{-0,009562} - 20137000.\sigma_3^{-0,011512}$	0,58
$M_R = f(E_0, \sigma_3)$	$M_R = 6855,942.E_0^{0,282911}.\sigma_3^{0,211379}$	0,53
$M_R = f(E_0, \sigma_1)$	$M_R = 13973,26.E_0^{0,277286}.\sigma_1^{0,049007}$	0,46
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_d)$	$M_R = 8949,92.E_0^{0,314732}.\sigma_3^{0,313068}.\sigma_d^{-0,250677}$	0,65
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_d)$	$M_R = 595230,7.E_0^{0,091060} + 3159654,0.\sigma_d^{-0,707629} - 2186300.\sigma_3^{-0,104331}$	0,63
$M_R = f(E_0, \theta, \sigma_1)$	$M_R = 2088079.E_0^{0,044492} + 35954600.\sigma_1^{-212,732} - 3563600.\theta^{-0,028137}$	0,51
$M_R = f(E_0, \sigma_d, \sigma_1)$	$M_R = 12753,13.E_0^{0,300782} + 12149200.\sigma_d^{-0,919918} - 48301000.\sigma_1^{-1,08557}$	0,65

A Figura 4.11 apresenta os valores do módulo de resiliência determinados nos ensaios dinâmicos e os valores deste mesmo módulo determinados utilizando a Equação 4.1.

FIGURA 4.11 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA: VALORES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS VERSUS OS DETERMINADOS PELA EQUAÇÃO 4.1, CASO 1.

Os ensaios dinâmicos realizados a partir de amostras do solo de Uberaba, o único predominantemente argiloso, foram executados segundo um maior número de estágios de tensão que os observados para o restante dos outros seis solos, todos predominantemente arenosos. Para se avaliar se este fato tem influência nas relações observadas, excluíram-se da análise alguns dos estágios de tensão correspondentes ao ensaio do solo argiloso (CASO 2).

A Tabela 4.19 mostra as expressões matemáticas e os correspondentes coeficientes de determinação obtidos segundo esta nova condição de análise. O número de observações consideradas reduziu-se de 478 (CASO 1) para 412 observações (CASO 2).

TABELA 4.19 - EXPRESSÕES MATEMÁTICAS ANALISADAS PARA REPRESENTAR A VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL E DO ESTADO DE TENSÃO (CASO 2).

FUNÇÃO	MODELO	R ²
$M_R = f(E_0, \sigma_d, \theta)$	$M_R = 5308,802 \cdot E_0^{0,299659} \cdot \sigma_d^{-0,366332} \cdot \theta^{0,444545}$	0,65
$M_R = f(E_0, \sigma_d, \theta)$	$M_R = 280159,8 \cdot E_0^{0,122151} + 3260719,0 \cdot \sigma_d^{-0,547686} - 3549100 \cdot \theta^{-0,221805}$	0,64
$M_R = f(E_0, \sigma_d)$	$M_R = 13281,07 \cdot E_0^{0,292409} + 6850174,0 \cdot \sigma_d^{-1,26174}$	0,50
$M_R = f(E_0, \sigma_d)$	$M_R = 29981,86 \cdot E_0^{0,278297} \cdot \sigma_d^{-0,123751}$	0,50
$M_R = f(E_0, \theta)$	$M_R = 10983,91 \cdot E_0^{0,263306} \cdot \theta^{0,113921}$	0,49
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_1)$	$M_R = 14429,54 \cdot E_0^{0,293252} \cdot \sigma_3^{0,542767} \cdot \sigma_1^{-0,448630}$	0,59
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_1)$	$M_R = 11269,01 \cdot E_0^{0,301730} + 637090,4 \cdot \sigma_1^{-3,08471} + 25,02944 \cdot \sigma_3^{1,791545}$	0,51
$M_R = f(E_0, \sigma_3)$	$M_R = 9662,291 \cdot E_0^{0,266283} \cdot \sigma_3^{0,177891}$	0,52
$M_R = f(E_0, \sigma_1)$	$M_R = 17377,31 \cdot E_0^{0,265738} \cdot \sigma_1^{0,030225}$	0,47
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_d)$	$M_R = 10680,03 \cdot E_0^{0,299198} \cdot \sigma_3^{0,325404} \cdot \sigma_d^{-0,258922}$	0,63
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_d)$	$M_R = 837930,4 \cdot E_0^{0,074190} + 3089354,0 \cdot \sigma_d^{-0,725121} - 2423500 \cdot \sigma_3^{-0,090041}$	0,62
$M_R = f(E_0, \sigma_d, \sigma_1)$	$M_R = 218253,7 \cdot E_0^{0,134083} + 4246635,0 \cdot \sigma_d^{-0,461304} - 4664400 \cdot \sigma_1^{-0,276452}$	0,65
$M_R = f(E_0, \theta, \sigma_1)$	$M_R = 13761,88 \cdot E_0^{0,288547} + 762499,5 \cdot \sigma_1^{-3,38216} + 38,99126 \cdot \theta^{1,234022}$	0,49

Para o CASO 2, a Equação 4.2 foi a que melhor representou a relação entre o módulo de resiliência, o módulo tangente inicial e o nível de tensão.

$$M_R = 5308,802 \cdot E_0^{0,299659} \cdot \sigma_d^{-0,366332} \cdot \theta^{0,444545} \quad [4.2]$$

em que:

M_R = Módulo de Resiliência, em kPa;

E_0 = Módulo Tangente Inicial, em kPa;

σ_d = Tensão Desvio, em kPa; e

θ = Primeiro Invariante de Tensão, em kPa.

A Equação 4.2 tem o coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,65, de mesma ordem de grandeza que o observado no CASO 1. A Figura 4.12 apresenta os valores do módulo de resiliência determinados nos ensaios dinâmicos e os valores deste mesmo módulo determinado utilizando a Equação 4.2.

FIGURA 4.12 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA: VALORES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS VERSUS OS DETERMINADOS PELA EQUAÇÃO 4.2, CASO 2.

Finalmente, procurou-se uma última análise em que foram excluídos os resultados correspondentes ao solo argiloso de Uberaba, e apenas os solos arenosos foram considerados (CASO 3). A Tabela 4.20 mostra as expressões matemáticas e os correspondentes coeficientes de determinação obtidos. O número de observações nesta condição foi de 218.

TABELA 4.20 - EXPRESSÕES MATEMÁTICAS ANALISADAS PARA REPRESENTAR A VARIAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL E DO ESTADO DE TENSÃO (CASO 3).

FUNÇÃO	MODELO	R ²
$M_R = f(E_0, \sigma_d, \theta)$	$M_R = 5690,805 \cdot E_0^{0,236716} \cdot \sigma_d^{0,026741} \cdot \theta^{0,235038}$	0,80
$M_R = f(E_0, \sigma_d, \theta)$	$M_R = 458,8053 \cdot E_0^{0,491871} + 17113,33 \cdot \sigma_d^{0,542580} + 540197,4 \cdot \theta^{-2,33031}$	0,83
$M_R = f(E_0, \sigma_d)$	$M_R = 377,3630 \cdot E_0^{0,505006} + 18510,221 \cdot \sigma_d^{0,530928}$	0,83
$M_R = f(E_0, \sigma_d)$	$M_R = 9846,697 \cdot E_0^{0,231268} \cdot \sigma_d^{0,211054}$	0,79
$M_R = f(E_0, \theta)$	$M_R = 5371,861 \cdot E_0^{0,237894} \cdot \theta^{0,264410}$	0,80
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_1)$	$M_R = 6945,026 \cdot E_0^{0,236970} \cdot \sigma_3^{0,082484} \cdot \sigma_1^{0,178985}$	0,80
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_1)$	$M_R = 27121,80 \cdot E_0^{0,232813} - 251350,0 \cdot (\sigma_3/\sigma_1)^{2,636198}$	0,68
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_1)$	$M_R = 1038,341 \cdot E_0^{0,442356} + 682863,5 \cdot \sigma_1^{-2,83627} - 6560,751 \cdot \sigma_3^{0,782848}$	0,82
$M_R = f(E_0, \sigma_3)$	$M_R = 7639,496 \cdot E_0^{0,245236} \cdot \sigma_3^{0,257309}$	0,79
$M_R = f(E_0, \sigma_1)$	$M_R = 7077,840 \cdot E_0^{0,234247} \cdot \sigma_1^{0,248075}$	0,80
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_d)$	$M_R = 7882,771 \cdot E_0^{0,236658} \cdot \sigma_3^{0,150037} \cdot \sigma_d^{0,111579}$	0,80
$M_R = f(E_0, \sigma_3, \sigma_d)$	$M_R = 459,7001 \cdot E_0^{0,491739} + 17103,98 \cdot \sigma_d^{0,542652} + 2204166 \cdot \sigma_3^{-9,30861}$	0,83
$M_R = f(E_0, \sigma_d, \sigma_1)$	$M_R = 457,8277 \cdot E_0^{0,492015} + 17123,61 \cdot \sigma_d^{0,542501} + 604338,1 \cdot \sigma_1^{-2,56368}$	0,83
$M_R = f(E_0, \theta, \sigma_1)$	$M_R = 565,3818 \cdot E_0^{0,479203} + 6292,195 \cdot \sigma_1^{0,673407} + 331176,5 \cdot \theta^{-2,53684}$	0,84

Para o CASO 3, diversas formulações apresentaram um coeficiente de determinação muito semelhante. Escolheu-se a expressão correspondente à Equação 4.3, tendo-se em vista a sua generalidade e por estar expressa em função das mesmas variáveis das Equações 4.1 e 4.2.

$$M_R = 458,8053 \cdot E_0^{0,491871} + 17113,33 \cdot \sigma_d^{0,542580} + 540197,4 \cdot \theta^{-2,33031} \quad [4.3]$$

em que:

M_R = Módulo de Resiliência, em kPa;

E_0 = Módulo Tangente Inicial, em kPa;

σ_d = Tensão Desvio, em kPa; e

θ = Primeiro Invariante de Tensão, em kPa.

A Equação 4.3 tem o coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,83. A Figura 4.13 apresenta os valores do módulo de resiliência determinados nos ensaios dinâmicos e os valores deste mesmo módulo determinado pela Equação 4.3.

FIGURA 4.13 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA: VALORES DO ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS VERSUS OS DETERMINADOS PELA EQUAÇÃO 4.2, CASO 3.

Analisando-se as três equações desenvolvidas neste trabalho, 4.1, 4.2 e 4.3, pode-se concluir que quando foram usados todos os sete solos e todos os níveis de tensões para o solo argiloso de Uberaba, o coeficiente de determinação (R^2) foi de 0,67, ao passo que quando foram usados os mesmos sete solos, mas excluíram-se da análise alguns estágios de tensão correspondentes ao solo argiloso, o coeficiente de determinação (R^2) foi de 0,65, o que indica que todos os níveis de tensão devem ser considerados nas equações para a estimativa do

módulo de resiliência. Já a expressão determinada somente para os solos arenosos apresentou um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,83, o que indica que esta relação é satisfatória, se comparada com o R^2 de relações encontradas em estudos semelhantes.

Acredita-se que, pelo fato das três expressões determinadas (Equações 4.1, 4.2 e 4.3) terem fornecido coeficientes estatísticos considerados de razoável a bom e que apesar de sete solos não constituírem uma amostragem grande o suficiente para maiores generalizações, a relação entre o módulo de resiliência, M_R , e o módulo tangente inicial, E_0 , para vários estados de tensão, constitui um campo promissor para pesquisas futuras.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 INTRODUÇÃO

O conhecimento do valor do módulo de resiliência dos materiais que fazem parte de um pavimento é indispensável para análises que envolvam a estimativa das tensões e deformações na sua estrutura e no seu subleito, quando da ação do tráfego. O ensaio triaxial dinâmico é um dos procedimentos mais utilizados para a determinação do módulo de resiliência em laboratório. Porém, ensaios laboratoriais visando à determinação do módulo de resiliência ainda são considerados especiais exigindo equipamentos relativamente complexos e caros, o que torna a sua utilização restrita fora de instituições acadêmicas ou de pesquisa.

O objetivo deste trabalho foi determinar o módulo de resiliência de dois solos de comportamento laterítico, um arenoso e outro argiloso, a partir de ensaios triaxiais dinâmicos e verificar a existência de relações entre o módulo de resiliência obtido através destes ensaios e parâmetros advindos de ensaios de compressão simples. Estes objetivos foram alcançados, considerando-se que foi possível a determinação dos valores de M_R com o uso de ensaios triaxiais dinâmicos e que comprovou-se a existência, para os solos desta pesquisa, de correlações entre o módulo de resiliência advindo dos ensaios triaxiais dinâmicos e o módulo tangente inicial, sob diversos níveis de tensão.

São apresentadas, neste capítulo, as principais conclusões e recomendações para o desenvolvimento de trabalhos futuros, com base na presente dissertação de Mestrado. Deve-se ressaltar que todas as conclusões aqui observadas estão vinculadas ao universo dos solos estudados.

5.2 CONCLUSÕES

Verificou-se que foi possível a determinação dos valores do módulo de resiliência para os solos arenoso e argiloso investigados neste trabalho através da realização de ensaios triaxiais dinâmicos. Utilizou-se, para este fim, uma prensa do tipo MTS (*Material Testing System*), modelo 815, que opera com sistema de carregamento hidráulico.

Verificou-se o desempenho dos modelos mais comumente empregados na representação da variação do módulo de resiliência com o estado de tensão e de variações destes modelos:

Para o solo arenoso do Broa, tomou-se o valor do coeficiente de determinação (R^2) como critério para a medida da adequação de cada um dos modelos na representação do módulo de resiliência, o que permitiu que se pudesse afirmar que, excetuando-se os modelos $K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$ e $K_1 \cdot \sigma_1^{K_2}$ para este solo compactado na energia normal, e $K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$ e $K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$ para o mesmo solo compactado na energia intermediária, todos mostraram desempenhos semelhantes. É importante ressaltar que valores de R^2 da ordem de 0,57, no caso da energia normal, são baixos, mas compatíveis com os observados em diversos trabalhos congêneres. Supõe-se que este fato se deva ao procedimento de utilizar conjuntamente os resultados de três ensaios. Analisando-se os parâmetros σ_3 e σ_d conjuntamente, observou-se que o módulo de resiliência deste solo na energia normal depende principalmente de σ_3 , visto que o parâmetro K_2 é 24 vezes maior que K_3 . No caso deste solo compactado na energia intermediária, a influência destas duas variáveis é equivalente.

Para o solo argiloso de Uberaba, tomou-se também como critério de comparação o coeficiente de determinação R^2 , através do qual pode-se afirmar que os modelos $K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$, $K_1 \cdot \theta^{K_2}$ e $K_1 \cdot \sigma_1^{K_2}$ não representaram com fidelidade a variação do módulo de resiliência com o estado de tensão. Neste caso, esta constatação coincide com a de diversos outros pesquisadores que verificaram não existir relação entre o módulo de resiliência da maioria dos solos predominantemente argilosos e valores de σ_3 e θ , tomados isoladamente. Quanto aos demais modelos, todos apresentaram coeficientes de determinação aceitáveis, destacando-se aqueles que combinam a tensão desvio, σ_d , com o primeiro invariante, θ , ou a tensão confinante, σ_3 . Neste caso, os valores de K_3 , expoente de σ_d , são maiores que os de K_2 , expoente de σ_3 ou θ , indicando uma influência predominante de σ_d , independente da energia de compactação, como era esperado para este tipo de

solo. Ainda com relação a K_3 , este é negativo, o que indica que σ_d crescente causa uma diminuição do módulo de resiliência.

Avaliou-se que não existe discrepância significativa entre os valores do módulo de resiliência obtidos a partir de ensaios sucessivos de um mesmo corpo-de-prova ensaiado com intervalo de 4 horas e 12 horas, respectivamente entre o primeiro e o segundo, e entre o segundo e o terceiro ensaios. Apesar de pequena, a discrepância para o solo arenoso é maior que a observada para o solo argiloso.

Observou-se, para os solos estudados, que a compactação dos corpos-de-prova utilizando a energia intermediária conduz a valores do módulo de resiliência sistematicamente maiores que os obtidos para corpos de prova compactados na energia normal. Para o solo arenoso, a relação entre estes módulos está numa proporção aproximada de 1 : 0,7, e 1 : 0,4 para o solo argiloso.

Analizou-se a adequação de alguns métodos utilizados para a previsão do módulo de resiliência, conforme encontrado na literatura, aos solos estudados. Comparando-se resultados de laboratório com valores do módulo de resiliência previstos, concluiu-se que a formulação apresentada por CARDOSO (1988), que relaciona o M_R com o valor de CBR, é a que fornece os melhores resultados para o solo argiloso de Uberaba, quando tomadas as duas energias de compactação. Para o solo arenoso do Broa, a formulação de MOTTA et al. (1985), que permite calcular o M_R a partir dos valores da umidade ótima W_{ot} e da massa específica seca ρ_d , é a que fornece os melhores resultados quando tomadas as duas energias de compactação.

Comprovou-se a existência de uma expressão matemática entre o módulo de resiliência e o módulo tangente inicial, obtido a partir do ensaio de compressão simples, para vários estados de tensão. Quando agrupados todos os solos, esta expressão apresentou coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,67. Quando se considerou todos os solos, só que excluindo-se da análise alguns dos estágios de tensão correspondentes ao ensaio do solo argiloso, o coeficiente de determinação (R^2) foi igual a 0,65, não se alterando significativamente, portanto. Considerando-se somente os solos arenosos, o coeficiente de determinação (R^2) foi igual a 0,83. Este fato sugere que talvez não exista uma expressão única que contemple solos arenosos e argilosos conjuntamente. Mas o número de solos ensaiados é pequeno para que se estabeleçam conclusões definitivas, exigindo que o estudo tenha continuidade, estendendo-se a um universo maior de materiais.

5.3 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As sugestões que se seguem são apresentadas com a intenção de aperfeiçoar e validar os resultados desta pesquisa através de trabalhos futuros.

Novas pesquisas envolvendo um universo maior de tipos de solo deverão ser conduzidas com o objetivo de validar ou não a existência de uma relação entre o módulo de resiliência obtido a partir de ensaios triaxiais dinâmicos e o módulo tangente inicial determinado em ensaios de compressão simples.

É importante verificar se a realização de ensaios de compressão simples em equipamento usuais e pouco sofisticados, como a prensa CBR, conduz à obtenção de valores confiáveis do módulo tangente inicial.

A prensa utilizada neste trabalho para a realização dos ensaios triaxiais dinâmicos possui recursos que permitem que se simule com maior realismo as condições de campo, tais como: possibilidade de aplicação de tensão de confinamento pulsante e trajetória de tensão variadas. Estes recursos deverão ser explorados em trabalhos futuros.

É sabido que mudanças climáticas ao longo do ano conduzem a alterações nas umidades do subleito e dos componentes do pavimento, acarretando mudanças importantes nos seus valores de módulo de resiliência. Sugere-se a realização de novas pesquisas em que se varie a umidade dos corpos-de-prova ensaiados, possibilitando que se avalie a repercussão deste fato no comportamento do pavimento.

ANEXO A

No anexo A serão apresentados os valores de Módulos de Resiliência determinados através de Ensaio Triaxial Cíclico de corpos-de-prova na energia normal de compactação.

Tabela A.1 Solo do Broa, solo arenoso fino laterítico - LA', na energia normal de compactação e umidade ótima. Corpo-de-prova ensaiado no tempo 0 hora.

Tabela A.2 Solo do Broa, solo arenoso fino laterítico - LA', na energia normal de compactação e umidade ótima. Corpo-de-prova ensaiado no tempo 4 horas.

Tabela A.3 Solo do Broa, solo arenoso fino laterítico - LA', na energia normal de compactação e umidade ótima. Corpo-de-prova ensaiado no tempo 16 horas.

TABELA A.1 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DO BROA, SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 0 HORA.

Etapa	Tensão Confinante, σ_3 kPa	Tensão Desvio, σ_d kPa	Deformação Resiliente, ε_r	Módulo de Resiliência, M_R kPa
1	21	21,1	4,53E-05	465809
2	21	42,2	9,95E-05	471597
3	21	62,9	1,12E-04	563586
4	35	35,3	7,38E-05	478552
5	35	70,0	1,34E-04	522179
6	35	105,6	2,01E-04	526037
7	52,5	53,3	8,95E-05	595163
8	52,5	104,1	2,01E-04	518595
9	52,5	157,9	3,12E-04	506125
10	70	71,7	1,12E-04	640334
11	70	139,9	2,68E-04	522610
12	70	208,6	3,78E-04	551481
13	105	103,1	1,79E-04	577004
14	105	208,7	3,43E-04	607735
15	105	314,1	5,12E-04	613530
16	140	140,4	2,20E-04	638250
17	140	278,9	4,23E-04	659089
18	140	418,9	6,23E-04	671875

TABELA A.2 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DO BROA, SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 4 HORAS.

Etapa	Tensão Confinante, σ_3 kPa	Tensão Desvio, σ_d kPa	Deformação Resiliente, ε_r	Módulo de Resiliência, M_R kPa
1	21	21,3	4,62E-05	460796
2	21	42,8	9,01E-05	474927
3	21	64,2	1,34E-04	480453
4	35	35,3	7,49E-05	471608
5	35	71,7	1,31E-04	546418
6	35	105,1	2,01E-04	523574
7	52,5	53,3	1,01E-04	526432
8	52,5	106,1	2,05E-04	517116
9	52,5	157,4	3,12E-04	504501
10	70	71,7	1,46E-04	490476
11	70	139,9	2,67E-04	523347
12	70	208,7	4,24E-04	492624
13	105	106,1	2,16E-04	491864
14	105	208,7	3,79E-04	551068
15	105	315,7	5,57E-04	567348
16	140	141,4	2,45E-04	576478
17	140	270,4	4,90E-04	551983
18	140	421,5	7,35E-04	573648

TABELA A.3 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DO BROA, SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 16 HORAS.

Etapa	Tensão Confinante, σ_3 kPa	Tensão Desvio, σ_d kPa	Deformação Resiliente, ε_r	Módulo de Resiliência, M_R kPa
1	21	21,6	5,34E-05	404150
2	21	42,3	9,96E-05	424814
3	21	62,7	1,34E-04	466649
4	35	35,9	9,13E-05	393368
5	35	71,7	1,78E-04	401928
6	35	105,6	2,46E-04	428697
7	52,5	53,3	8,95E-05	595169
8	52,5	106,1	2,01E-04	527383
9	52,5	157,9	3,12E-04	506046
10	70	70,2	1,34E-04	523492
11	70	138,9	2,68E-04	518832
12	70	209,2	4,24E-04	493791
13	105	104,6	1,79E-04	585366
14	105	209,8	3,57E-04	588491
15	105	315	5,57E-04	565631
16	140	141,9	2,23E-04	636884
17	140	276,4	4,23E-04	653634
18	140	421,9	6,91E-04	610856

ANEXO B

No anexo B serão apresentados os valores de Módulos de Resiliência determinados através de Ensaio Triaxiais Cíclicos de corpos-de-prova na energia intermediária de compactação.

Tabela B.1 Solo do Broa, solo arenoso fino laterítico - LA', na energia intermediária de compactação e umidade ótima. Corpo-de-prova ensaiado no tempo 0 hora.

Tabela B.2 Solo do Broa, solo arenoso fino laterítico - LA', na energia intermediária de compactação e umidade ótima. Corpo-de-prova ensaiado no tempo 4 horas.

Tabela B.3 Solo do Broa, solo arenoso fino laterítico - LA', na energia intermediária de compactação e umidade ótima. Corpo-de-prova ensaiado no tempo 16 horas.

TABELA B.1 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DO BROA, SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 0 HORA.

Etapa	Tensão Confinante, σ_3 kPa	Tensão Desvio, σ_d kPa	Deformação Resiliente, ε_r	Módulo de Resiliência, M_R kPa
1	21	21,3	4,21E-05	506852
2	21	42,8	8,21E-05	521200
3	21	64,2	1,08E-04	594710
4	35	34,3	6,52E-05	526809
5	35	71,2	1,30E-04	549351
6	35	106,6	1,84E-04	579676
7	52,5	52,3	9,10E-05	574369
8	52,5	106,1	1,54E-04	688041
9	52,5	157,4	2,13E-04	739074
10	70	70,7	9,51E-05	743019
11	70	140,5	1,96E-04	718382
12	70	209,7	2,76E-04	760150
13	105	105	1,24E-04	849866
14	105	209,7	2,41E-04	869604
15	105	315,7	3,59E-04	880257
16	140	140,9	1,55E-04	908520
17	140	279,4	3,04E-04	920290
18	140	421,8	4,35E-04	968783

TABELA B.2 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DO BROA, SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 4 HORAS.

Etapa	Tensão Confinante, σ_3 kPa	Tensão Desvio, σ_d kPa	Deformação Resiliente, ε_r	Módulo de Resiliência, M_R kPa
1	21	21,3	3,51E-05	607435
2	21	43,3	6,51E-05	665074
3	21	63,7	9,10E-05	700320
4	35	36,3	5,61E-05	647208
5	35	71,7	1,04E-04	691452
6	35	105,6	1,46E-04	725453
7	52,5	51,6	7,81E-05	662815
8	52,5	106,1	1,43E-04	742152
9	52,5	155,4	1,81E-04	858281
10	70	71,7	9,10E-05	787736
11	70	141	1,68E-04	838736
12	70	210,7	2,33E-04	904670
13	105	105,6	1,55E-04	682527
14	105	209,7	2,73E-04	767316
15	105	316,2	3,87E-04	816992
16	140	140,4	1,75E-04	801990
17	140	280,9	3,30E-04	852851
18	140	420,8	4,65E-04	904631

TABELA B.3 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DO BROA, SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 16 HORAS.

Etapa	Tensão Confinante, σ_3 kPa	Tensão Desvio, σ_d kPa	Deformação Resiliente, ε_r	Módulo de Resiliência, M_R kPa
1	21	21,3	4,34E-05	491340
2	21	47,8	8,61E-05	554972
3	21	62,7	9,91E-05	632946
4	35	34,8	5,71E-05	609506
5	35	71,7	1,03E-04	693001
6	35	105,6	1,46E-04	725455
7	52,5	53,8	8,91E-05	603570
8	52,5	105,6	1,55E-04	681224
9	52,5	157,9	2,10E-04	762858
10	70	71,7	1,03E-04	693002
11	70	141	1,81E-04	778896
12	70	210,2	2,63E-04	798914
13	105	105,6	1,29E-04	815445
14	105	209,2	2,50E-04	838071
15	105	313,3	3,65E-04	859073
16	140	141,4	1,66E-04	854170
17	140	282,8	3,16E-04	894638
18	140	420,8	4,66E-04	903670

ANEXO C

No anexo C serão apresentados os valores de Módulos de Resiliência determinados através de Ensaio Triaxial Cíclico de corpos-de-prova na energia normal de compactação.

Tabela C.1 Solo de Uberaba, solo argiloso laterítico - LG', na energia normal de compactação e umidade ótima. Corpo-de-prova ensaiado no tempo 0 hora.

Tabela C.2 Solo de Uberaba, solo argiloso laterítico - LG', na energia normal de compactação e umidade ótima. Corpo-de-prova ensaiado no tempo 4 horas.

Tabela C.3 Solo de Uberaba, solo argiloso laterítico - LG', na energia normal de compactação e umidade ótima. Corpo-de-prova ensaiado no tempo 16 horas.

TABELA C.1 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DE UBERABA, SOLO ARGILOSO LATERÍTICO, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 0 HORA.

Etapa	Tensão Confinante, σ_3 kPa	Tensão Desvio, σ_d kPa	Deformação Resiliente, ε_r	Módulo de Resiliência, M_R kPa
1	21	21,9	3,40E-05	643681
2	21	33,9	7,55E-05	448457
3	21	67,8	1,86E-04	366199
4	21	104,6	3,71E-04	282185
5	21	137,6	6,12E-04	224638
6	21	172,4	1,16E-03	148914
7	35	21,9	3,23E-05	676688
8	35	33,8	7,21E-05	469544
9	35	68,8	1,79E-04	386129
10	35	104	3,49E-04	297944
11	35	138,6	5,61E-04	246907
12	35	171,4	1,08E-03	158293
13	69	21,8	3,10E-05	703899
14	69	33,8	6,81E-05	497002
15	69	69	1,73E-04	400181
16	69	104,6	3,28E-04	319251
17	69	137,5	6,19E-04	264690
18	69	171,9	1,03E-03	167584
19	104	21,3	2,90E-05	735094
20	104	33,8	6,67E-05	506873
21	104	70,2	1,66E-04	422870
22	104	105,6	3,06E-04	345658
23	104	138,1	4,87E-04	283306
24	104	170,9	8,68E-04	196791
25	138	21,2	2,84E-05	747446
26	138	34,3	6,57E-05	522474
27	138	69,2	1,67E-04	439985
28	138	104,1	2,94E-04	353572
29	138	137,5	4,56E-04	301244
30	138	171,1	7,63E-04	224290
31	171	21,3	2,61E-05	768985
32	171	34,1	6,37E-05	535774
33	171	70	1,67E-04	445190
34	171	103,6	2,84E-04	364464
35	171	138,5	6,00E-04	276873
36	171	171,4	7,11E-04	240959

TABELA C.2 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DE UBERABA, SOLO ARGILOSO LATERÍTICO, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 4 HORAS.

Etapa	Tensão Confinante, σ_3 kPa	Tensão Desvio, σ_d kPa	Deformação Resiliente, ε_r	Módulo de Resiliência, M_R kPa
1	21	21,3	3,00E-05	710385
2	21	34,8	7,52E-05	463413
3	21	69,2	1,96E-04	354124
4	21	104,1	3,57E-04	291340
5	21	139,5	6,09E-04	228904
6	21	170,9	1,21E-03	141232
7	35	21,1	2,91E-05	727268
8	35	34,3	7,22E-05	475309
9	35	69,8	1,85E-04	377103
10	35	103,6	3,34E-04	307216
11	35	138	5,60E-04	246623
12	35	171	1,13E-03	151124
13	69	20,6	2,77E-05	744766
14	69	33,9	6,83E-05	496638
15	69	69,2	1,74E-04	398696
16	69	104,6	3,17E-04	330472
17	69	138	5,18E-04	266229
18	69	171,9	1,03E-03	167416
19	104	21,8	2,86E-05	763853
20	104	35,3	6,72E-05	526120
21	104	68,7	1,65E-04	415698
22	104	105,6	3,05E-04	346258
23	104	139	4,86E-04	285805
24	104	170,9	9,21E-04	185580
25	138	21,8	2,81E-05	776561
26	138	34,8	6,32E-05	551190
27	138	69,2	1,60E-04	431811
28	138	104,6	2,95E-04	354878
29	138	138,5	4,69E-04	295497
30	138	171,9	7,90E-04	217626
31	171	21,8	2,76E-05	791531
32	171	34,8	6,12E-05	568758
33	171	69	1,53E-04	451877
34	171	104,6	2,74E-04	381441
35	171	138,9	4,56E-04	304708
36	171	171,4	7,11E-04	241123

TABELA C.3 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DE UBERABA, SOLO ARGILOSO LATERÍTICO, NA ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 16 HORAS.

Etapa	Tensão Confinante, σ_3 kPa	Tensão Desvio, σ_d kPa	Deformação Resiliente, ε_r	Módulo de Resiliência, M_R kPa
1	21	21,3	3,26E-05	653746
2	21	34,3	7,72E-05	444848
3	21	69,2	1,95E-04	355717
4	21	103,6	3,61E-04	287389
5	21	139	6,29E-04	221085
6	21	171,9	1,00E-03	171836
7	35	20,8	3,07E-05	677776
8	35	33,3	7,24E-05	460590
9	35	69,7	1,86E-04	374820
10	35	104,6	3,55E-04	294382
11	35	137	5,58E-04	245414
12	35	172,4	9,21E-04	187112
13	69	21,3	3,04E-05	701266
14	69	34	7,03E-05	484370
15	69	68,7	1,70E-04	405271
16	69	104	3,25E-04	319770
17	69	138,5	5,37E-04	258091
18	69	170,9	7,63E-04	223864
19	104	20,8	2,87E-05	725151
20	104	34,3	6,72E-05	510873
21	104	68,7	1,59E-04	431589
22	104	103,8	3,14E-04	330214
23	104	138	4,98E-04	277224
24	104	171,3	7,05E-04	242971
25	138	21	2,86E-05	734895
26	138	34	6,02E-05	565466
27	138	68,2	1,55E-04	440672
28	138	103,1	2,94E-04	350983
29	138	136,5	4,42E-04	308602
30	138	169,8	6,36E-04	267071
31	171	22,2	2,96E-05	750664
32	171	33,1	5,62E-05	589104
33	171	70,7	1,45E-04	486750
34	171	105,6	2,83E-04	372793
35	171	140	4,25E-04	329461
36	171	172,8	8,97E-04	289689

ANEXO D

No anexo D serão apresentados os valores de Módulos de Resiliência determinados através de Ensaio Triaxial Cíclico de corpos-de-prova na energia intermediária de compactação.

Tabela D.1 Solo de Uberaba, solo argiloso laterítico - LG', na energia intermediária de compactação e umidade ótima. Corpo-de-prova ensaiado no tempo 0 hora.

Tabela D.2 Solo de Uberaba, solo argiloso laterítico - LG', na energia intermediária de compactação e umidade ótima. Corpo-de-prova ensaiado no tempo 4 horas.

Tabela D.3 Solo de Uberaba, solo argiloso laterítico - LG', na energia intermediária de compactação e umidade ótima. Corpo-de-prova ensaiado no tempo 16 horas.

TABELA D.1 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DE UBERABA, SOLO ARGILOSO LATERÍTICO, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 0 HORA.

Etapa	Tensão Confinante, σ_3 kPa	Tensão Desvio, σ_d kPa	Deformação Resiliente, ε_r	Módulo de Resiliência, M_R kPa
1	21	21,8	1,82E-05	1196672
2	21	34,3	3,79E-05	905383
3	21	69,2	8,61E-05	803785
4	21	104,5	1,28E-04	813949
5	21	138,5	1,97E-04	703786
6	21	171,4	1,99E-04	861820
7	35	21,4	1,73E-05	1233002
8	35	34,4	3,70E-05	929490
9	35	69,3	8,31E-05	833235
10	35	104,1	1,25E-04	833105
11	35	137,5	1,71E-04	802156
12	35	172,4	1,97E-04	874999
13	69	20,9	1,65E-05	1264435
14	69	34,7	3,61E-05	961538
15	69	68,2	7,81E-05	873293
16	69	105,4	1,19E-04	861730
17	69	138	1,67E-04	824128
18	69	170,9	2,73E-04	626347
19	104	21,6	170E-05	1284641
20	104	34,3	3,41E-05	1006184
21	104	69,7	7,60E-05	917400
22	104	106,1	1,16E-04	912467
23	104	139	1,63E-04	853933
24	104	171,4	2,24E-04	785665
25	138	20,6	1,59E-05	1308763
26	138	34	3,12E-05	1088563
27	138	69,2	6,81E-05	1015792
28	138	104,1	1,06E-04	977198
29	138	139,5	1,56E-04	893978
30	138	170,3	2,48E-04	687160
31	171	21,3	1,62E-05	1314375
32	171	35,3	3,01E-05	1172984
33	171	70,2	6,41E-05	1095145
34	171	104,1	1,04E-04	1004948
35	171	138,9	1,47E-04	945299
36	171	172,8	1,99E-04	869024

TABELA D.2 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DE UBERABA, SOLO ARGILOSO LATERÍTICO, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 4 HORAS.

Etapa	Tensão Confinante, σ_3 kPa	Tensão Desvio, σ_d kPa	Deformação Resiliente, ε_r	Módulo de Resiliência, M_R kPa
1	21	21,3	1,78E-05	1197694
2	21	35,9	3,76E-05	953235
3	21	69,2	8,24E-05	840113
4	21	105,6	1,35E-04	780918
5	21	138,9	1,90E-04	732361
6	21	171,8	2,37E-04	724340
7	35	21,3	1,72E-05	1238142
8	35	34	3,53E-05	963749
9	35	70,2	8,12E-05	864296
10	35	104,1	1,30E-04	799600
11	35	138,1	1,81E-04	760015
12	35	170,8	2,22E-04	769093
13	69	21,8	7,72E-05	1268060
14	69	33,8	3,31E-05	1020526
15	69	68,7	7,71E-05	890862
16	69	104,6	1,26E-04	813907
17	69	138,4	1,72E-04	804914
18	69	171,1	2,07E-04	825638
19	104	21,1	1,63E-05	1293491
20	104	34	3,22E-05	1054937
21	104	69,2	7,35E-05	941146
22	104	103,1	1,20E-04	855551
23	104	138,5	1,65E-04	839999
24	104	170,3	2,22E-04	768205
25	138	20,4	1,56E-05	1304651
26	138	35,3	3,26E-05	1083115
27	138	68,7	6,81E-05	1006741
28	138	106,1	1,15E-04	923745
29	138	138,9	1,53E-04	909734
30	138	171,3	1,97E-04	868690
31	171	21,3	1,63E-05	1306933
32	171	34,3	3,11E-05	1102790
33	171	69,7	6,61E-05	1022873
34	171	104,1	1,07E-04	970121
35	171	138,9	1,46E-04	937245
36	171	171,8	1,97E-04	871199

TABELA D.3 - VALORES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DETERMINADOS ATRAVÉS DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO PARA O SOLO DE UBERABA, SOLO ARGILOSO LATERÍTICO, NA ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA. CORPO-DE-PROVA ENSAIADO NO TEMPO 16 HORAS.

Etapa	Tensão Confinante, σ_3 kPa	Tensão Desvio, σ_d kPa	Deformação Resiliente, ε_r	Módulo de Resiliência, M_R kPa
1	21	21,3	1,71E-05	1246624
2	21	34,8	3,61E-05	964487
3	21	70,7	8,51E-05	830833
4	21	104,1	1,38E-04	752882
5	21	137,4	1,89E-04	725982
6	21	172,8	2,52E-04	885273
7	35	21,3	1,66E-05	1286013
8	35	33,3	3,41E-05	975820
9	35	70,2	8,15E-05	861654
10	35	104,6	1,32E-04	794978
11	35	138,9	1,83E-04	760434
12	35	171,3	2,32E-04	737808
13	69	21,3	1,63E-05	1306969
14	69	34,3	3,48E-05	986291
15	69	68,7	7,61E-05	902725
16	69	104,1	1,25E-04	833541
17	69	139	1,62E-04	859013
18	69	172,8	2,17E-04	765364
19	104	21,3	1,55E-05	1374321
20	104	33,3	3,32E-05	1003254
21	104	68,7	7,21E-05	952626
22	104	103,6	1,16E-04	894132
23	104	137,4	1,52E-04	901987
24	104	170,8	1,98E-04	864350
25	138	20,8	1,50E-05	1385588
26	138	34,8	3,31E-05	1051470
27	138	69,7	7,01E-05	994051
28	138	104,1	1,10E-04	943987
29	138	139,9	1,47E-04	950080
30	138	170,3	1,93E-04	883744
31	171	21,3	1,53E-05	1392257
32	171	34,3	3,11E-05	1102776
33	171	68,7	6,51E-05	1054806
34	171	104,1	1,04E-04	998245
35	171	138,9	1,40E-04	988880
36	171	170,8	1,91E-04	895405

ANEXO E

No anexo E serão apresentados os gráficos dos Ensaaios de Compressão Simples para os solos ensaiados neste trabalho.

Figura E.1 - Ensaio de Compressão Simples para o solo de comportamento arenoso fino laterítico, solo do Broa, na umidade ótima e energia normal de compactação.

Figura E.2 - Ensaio de Compressão Simples para o solo de comportamento arenoso fino laterítico, solo do Broa, na umidade ótima e energia intermediária de compactação.

Figura E.3 - Ensaio de Compressão Simples para o solo de comportamento argiloso laterítico, solo de Uberaba, na umidade ótima e energia normal de compactação.

Figura E.4 - Ensaio de Compressão Simples para o solo de comportamento argiloso laterítico, solo de Uberaba, na umidade ótima e energia intermediária de compactação.

FIGURA E.1 - ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES PARA O SOLO DE COMPORTAMENTO ARENOSO FINO LATERÍTICO, SOLO DO BROA, NA UNIDADE ÓTIMA E ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO.

FIGURA E.2 - ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES PARA O SOLO DE COMPORTAMENTO ARENOSO FINO LATERÍTICO, SOLO DO BROA, NA UNIDADE ÓTIMA E ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO.

FIGURA E.3 - ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES PARA O SOLO DE COMPORTAMENTO ARGILOSO LATERÍTICO, SOLO DE UBERABA, NA UNIDADE ÓTIMA E ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO.

FIGURA E.4 - ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES PARA O SOLO DE COMPORTAMENTO ARGILOSO LATERÍTICO, SOLO DE UBERABA, NA UNIDADE ÓTIMA E ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1986). AASHTO Designation: T 274-82, **"Standard Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils"**. Methods of Sampling and Testing. p.1198-1218.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1996). AASHTO Designation: TP 46-94, **"Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Soil and Aggregate Materials"**. p. 1-30.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1993). AASHTO Design Procedures for New Pavements. **"Resilient Modulus Test"**. Participant's Manual. p. 96-104

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1992). NBR 12770. **"Solos Coesivos - Determinação da Resistência à Compressão não Confinada"**.

ARANOVICH, L. A. S. (1985). **"Desempenho de Pavimentos de Baixo Custo no Estado do Paraná"**. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado). COPPE/UFRJ.

BERNUCCI, L. L. B. (1995). **"Considerações sobre o Dimensionamento de Pavimentos Utilizando Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego"**. São Paulo. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

- BRIAUD, J. L., COSENTINO, P. J., AND TERRY, T. A. (1987). "**Pressuremeter Moduli for Airport Pavement Design and Evaluation**". Washington, p.70-82.
- BROWN, S. F. AND O'REILLY, M. P. (1990). "The Relationship Between California Bearing Ratio and Elastic Stiffness for Compacted Clay". **Ground Engineering**, v.23, n.8, p.27-31.
- BROWN, S. F. AND O'REILLY, M. P. (1991). "**Cyclic Loading of Soils: From Theory to Design**". 1.ed. New York.
- CAMPELLO, C. S., et. al. (1991) "Um Estudo das Propriedades Mecânicas de Solos Tropicais". In: 25ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, São Paulo. **Anais**. v.2, p.889-913.
- CARDOSO, S. H. (1988). "Estudo de Deformações Resilientes de Solos Lateríticos da Região de Brasília". In: 23ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Florianópolis. **Anais**. v.1, p.203-219.
- CARDOSO, S. H. (1989). "Resilient Modulus Predictive Equation Based on Permanent Deformation Tests". In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING (XII ICSMFE / CIMSTF), 12., Rio de Janeiro. **Proceedings**. p.21-23.
- CARMICHAEL III, R. F. AND STUART, E. (1985). "Predicting Resilient Modulus: A Study to Determine the Mechanical Properties of Subgrade Soils". **Transportation Research Record**. n.1043, p.145-148.
- CARMO, C. A. T.; CUNTO, F. J. C. e PARREIRA, A. B. (1997). "Caracterização Resiliente de um Solo Arenoso Fino Laterítico Utilizado em Pavimentação Econômica". In: 1º SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, Rio de Janeiro. **Anais**. p.455-468.

CERATTI, J.A.; GEHLING, W.Y.Y.; BICA, A.V.D. e RODRIGUES, M.R. (1996). "Influência da Sucção no Módulo de Resiliência de um Solo Típico do Rio Grande do Sul". In: 30ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Salvador. **Anais**. p.541-555.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (1971). DER-M3-61. **"Determinação da Densidade Real da Fração de Solo, pelo Picnômetro de 500ml"**.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (1971). DER-M4-61. **"Determinação do Limite de Liquidez de Solos"**.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (1971). DER-M5-61. **"Determinação do Limite e Índice de Plasticidade de Solos"**.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (1971). DER-M13-71. **"Ensaio de Compactação de Solos"**.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (1971). DER-M53-71. **"Ensaio de Suporte Califórnia, de Amostras Compactadas em Laboratório"**.

DINIZ, A. A. e CARVALHO, J. B. Q. (1988). "Resistência à Compressão Simples: Avaliação da Metodologia e Influência da Temperatura de Secagem". In: 23ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Florianópolis. **Anais**. v.1, p.171-181.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1971). DNER-IE 04-71. **"Compressão Simples de Amostras Indeformadas de Solos Coesivos"**.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1990). **"Relatório Final da Pesquisa sobre Solos Tropicais"**, MT - DNER - Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). DNER_ME 131/94. **"Solos - determinação do módulo de resiliência"**.

DRUMM, E. C.; BOATENG-POKU, Y. AND PIERCE, T. J. (1990). "Estimation of Subgrade Resilient Modulus from Standard Tests". **Journal of Geotechnical Engineering**, v.116, n.5, p.774-789.

DUNCAN, J. M. & CHANG, C. Y. (1970). " Nonlinear analysis of stress and strain in soil". **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE**, n. SM5, v.96, p. 1629-1653.

ELLIOTT, R. P. & DAVID, L. (1989). "Improved Characterization Model for Granular Bases". Washington, **Transportation Research Record**. n.1227, p.128-133.

FRANZOI, S. (1990). **"Algumas Peculiaridades Resilientes de Solos Lateríticos e Saprolíticos"**. Dissertação (Mestrado). São Paulo. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

FREDLUND, D. G.; BERGAN, A. T. e SAUER, E. K. (1975). "Deformation Characteristics of Subgrade Soil for Highways and Runways in Northern Environments". **Canadian Geotechnical Journal**, v. 12, n.2, p. 213-223.

GANDOLFI, N. et al. (1983). **"Ensaio de Compressão"**. Apostila de Ensaio de Laboratório em Geologia. EESC-USP. p.32-39.

HEUKELOM, W. & FOSTER, C. R. (1960). "Dynamic Testing of Pavements". **Journal of the Structural Division. PROCEEDINGS OF THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS**, New York. v.86, n.1, p.1-28.

HEUKELOM, W. e KLOMP, A. J. G. (1962), "Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements During and After Construction". In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS. Ann Arbor, Michigan. **Proceedings**. p. 667-679.

HICKS, R. G. & MONISMITH, C. L. (1971). "Factors Influencing the Resilient Response of Granular Materials". **Highway Research Board**. v.11, n.345, p.15-31.

JONES, M. P. & WITCZAK, M. W. (1977). " Subgrade Modulus on the San Diego Test Road". **Transportation Research Record**. v. 641, p. 1-6.

LADE, P. V. (1979). "Stress-Strain Theory for Normally Consolidated Clay". In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS. Aachen. **Proceedings**. p. 1325-37.

LEE, W., et al. (1992). "Estimation of Subgrade Resilient Modulus from Standard Tests". **Journal of Geotechnical Engineering**. v.118, n.2, p.352-354.

LEE, W., BOHRA, N. C., ALTSCHAEFFL, A. G., & WHITE, T. D. (1995). "Resilient Modulus of Cohesive Soils and the Effect of Freeze-Thaw". **Canadian Geotechnical Journal**. v.32, n.4, p.559-568.

MARTINS, J.A.A.(1993). "Aperfeiçoamentos do Equipamento e dos Procedimentos de Ensaio de Módulo Resiliente". **Solos e Rochas**. São Paulo, p.123-130.

MEDINA, J. e PREUSSLER, E. S. (1980). "Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos". **Solos e Rochas**. São Paulo. p.3-26.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. e CERATTI, J. A. (1986). "Estudos de Resiliência na Mecânica dos Pavimentos". In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Porto Alegre. **Anais**. p.137-148.

MEDINA, J. (1989). "Tropical Soils in Pavement Design". In. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING (XII ICSMFE / CIMSTF), 12., Rio de Janeiro. **Proceedings**. p.543-546.

MEDINA, J. (1997). "**Mecânica dos Pavimentos**". Rio de Janeiro. Editora UFRJ.

MOTTA, L. M.; ARANOVICH, L. A. S. e 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.

MOTTA, L. M. G. e CERATTI, J. A. P. (1986). "Comportamento Resiliente de Solos Arenosos Finos". In: 21ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Salvador. **Anais**. p. 51-68.

MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J.; MATOS, M. V. M. e VIANNA, A. A. D. (1990). "Resiliência de Solos Pedregulhosos Lateríticos". In: 24ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Belém. **Anais**. p.234-255.

NATAATMADJA, A. AND PARKIN, A. K. (1989). "Characterization of Granular Materials for Pavements". **Canadian Geotechnical Journal**. v.26, n.4, p.725-730.

NAZARIAN, S. AND FELIBERTI, M. (1993). "Methodology for Resilient Modulus Testing of Cohesionless Subgrades". **Transportation Research Record**, n.1406, p.108-115. Washington.

NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. (1995). "**Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**". São Paulo. Editora Villibor.

PEZO, R. AND HUDSON, R. (1994). "Prediction Models of Resilient Modulus for Nongranular Materials". **Geotechnical Testing Journal**, v.17, n. 3. p. 349 -355.

PREUSSLER, E. S.; MEDINA, J. e PINTO, S. (1981). "Resiliência de Solos Tropicais e sua Aplicação à Mecânica dos Pavimentos". In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA. Rio de Janeiro. **Anais**. p. 591-609.

PUMPHREY, JR., N. D. AND LENTZ, R. W. (1986). "Deformation Analyses of Florida Highway Subgrade Sand Subjected to Repeated Load Triaxial Tests". **Transportation Research Record**, n.1089, p.49-56.

RUIZ, C. L. (1964). "Presentación y Comentario sobre los Diagramas Shell 1963 para el diseño de Pavimentos Flexibles. **DVBA, Ministério de Obras Públicas**, La Plata, Argentina.

SANTOS, J. D.; MOTTA, L. M. G.; PINTO, S. e MIRANDA, L. M. (1995). "Caracterização Dinâmica de Solos Lateríticos de Rodovias do Estado de Mato Grosso". In: 29ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Cuiabá. **Anais**. v.2, p.125-144.

SVENSON, M. (1978). "**Ensaaios Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos**". Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SVENSON, M., MEDINA, J. e PREUSSLER, E. S. (1980). "A Deformação Permanente de Solos Argilosos sob Cargas Dinâmicas em Pavimentação". In: 15ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Belo Horizonte. **Anais**. v.12, p.1-29.

VERTAMATTI, E. (1987). "Comportamento Resiliente / Mini-MCT de Solos Tropicais Finos e Concrecionados sob Inferência Amostral da Amazônia". In: 22ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Maceió. **Anais**. v.1, p.472-500.

VERTAMATTI, E. (1988). "Características e Propriedades Resilientes de Solos Lateríticos Concrecionados da Amazônia". In: 23ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Florianópolis. **Anais**.v.1, p.565-594.

VERTAMATTI, E. (1988). "**Contribuição ao Conhecimento Geotécnico de Solos da Amazônia com Base na Investigação de Aeroportos e Metodologias MCT e Resiliente**". Tese (Doutorado). Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA. São José dos Campos.

YODER, E. J. AND WITCZAK, M. W. (1975). "**Principles of Pavement Design**". 2.ed. New York, John Wiley, 711 p.

ZAMAN, M.; CHEN, D. AND LAGUROS, J. (1994). "Resilient Moduli of Granular Materials". **Journal of Transportation Engineering**. v.120, n.6, p.967-988.