

TADEU ANTONIO TORQUATO DE SOUZA JUNIOR

**RESPOSTAS ESTRUTURAIS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS VIA
UTILIZAÇÃO DE EQUAÇÕES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DE
SOLOS DE SUBLEITO E DA CAMADA DE REFORÇO**

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

**VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
2011**

TADEU ANTONIO TORQUATO DE SOUZA JUNIOR

**RESPOSTAS ESTRUTURAIS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS VIA
UTILIZAÇÃO DE EQUAÇÕES DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DE
SOLOS DE SUBLEITO E DA CAMADA DE REFORÇO**

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

APROVADA: 4 de fevereiro de 2011.

Engº.: Danilo de Sá Viana Rezende

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

Prof. Geraldo Luciano de Oliveira Marques
(Co-orientador)

Prof. Carlos Alexandre Braz de Carvalho
(Orientador)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pela saúde e pelo potencial para o desenvolvimento dos estudos.

Aos meus pais, Tadeu e Fátima, pelo amor, pelos exemplos de honestidade, humildade e trabalho, e pelos investimentos em minha educação.

Ao meu orientador, Professor Carlos Alexandre, pela amizade, incentivo, orientação e motivação em todas as etapas deste trabalho.

Aos meus irmãos, Marlon e Marcela, pelo carinho e amizade.

À Giseli, pelo carinho, dedicação e incentivo.

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

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

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, na área de concentração de Geotecnia, em especial ao Eduardo Marques, Enivaldo Minette, Izabel Azevedo e Roberto Azevedo pelos conhecimentos transmitidos e disposição na condução das disciplinas.

Ao Flávio Crispim, pelo auxílio nos ensaios e cooperação no desenvolvimento dos estudos.

Aos colegas de curso, em especial ao André Oliveira, Geisel Filgueiras e Cátia Martins, pelo convívio, amizade e cooperação mútua.

Aos companheiros da Energisa, por me ajudarem a conciliar minhas obrigações profissionais com a condução deste trabalho.

Aos funcionários do Laboratório de Engenharia Civil, em especial ao Julinho e Guilherme, pelo auxílio nos ensaios.

Às secretárias do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Cristina e Isabela, pela atenção e presteza.

À Universidade Federal de Juiz de Fora, pelos conceitos profissionais que contribuíram para o desenvolvimento da pesquisa, em especial ao Flávio Barbosa, Marcio Marangon e Homero Soares pela indicação e incentivo no prosseguimento dos ensinamentos acadêmicos.

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

BIOGRAFIA

TADEU ANTONIO TORQUATO DE SOUZA JUNIOR, filho de Tadeu Antonio Torquato de Souza e Maria de Fátima Berno Torquato, nascido em 15 de março de 1984, na cidade de Leopoldina, Estado de Minas Gerais

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Juiz de Fora, em 15 de dezembro de 2007.

Em março de 2008, ingressou no curso de Mestrado, área de concentração em Geotecnia, pela Universidade Federal de Viçosa, submetendo-se à defesa de dissertação em fevereiro de 2011.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xi
RESUMO	xiii
ABSTRACT	xiv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Natureza do Problema	4
1.3 Objetivo do Estudo.....	5
1.4 Organização do Estudo	6
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1 Solos.....	8
2.2 Pavimentos Rodoviários	10
2.3 Módulo de Resiliência	11
3 MATERIAIS E MÉTODOS	22
3.1 Localização e Coletas das Amostras	22
3.2 Metodologia	27
3.2.1 Caracterização Geotécnica.....	28
3.2.2 Compactação e Índice de Suporte Califórnia.....	28
3.2.3 Triaxial Não Consolidado e Não Drenado.....	30
3.2.4 Triaxial a Carga Repetida	32
3.2.5 Análise das Respostas Estruturais dos Solos 1, 2 e 3 num Pavimento Flexível Hipotético	37

4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	40
4.1	Ensaio de caracterização geotécnica	40
4.2	Ensaio de Compactação e de Índice de Suporte Califórnia	42
4.3	Triaxial Não Consolidado e Não Drenado	46
4.4	Ensaio de Módulo de Resiliência	49
4.5	Modelos para estimativa do Módulo de Resiliência através de variáveis do estado de tensão	53
4.6	Análise das Respostas Estruturais dos Solos 1, 2 e 3 num Pavimento Flexível Hipotético	58
5	CONCLUSÃO	72
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	76
	ANEXO A ENSAIOS TRIAXIAIS A CARGA REPETIDA	82

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.01	Deformações verificadas em ensaios de cargas repetidas (HUANG, 1993, apud SPADA, 2003).....	13
Figura 3.01:	Localização das amostras de solo no município de Viçosa – MG via imagem de satélite.....	22
Figura 3.02:	Localização do Solo 1 via imagem de satélite, obtida através da tecnologia Google Earth.....	24
Figura 3.03:	Características visuais do Solo 1	24
Figura 3.04:	Localização do Solo 2 via imagem de satélite, obtida através da tecnologia Google Earth.....	25
Figura 3.05:	Características visuais do Solo 2	25
Figura 3.06:	Localização do Solo 3 via imagem satélite, obtida através da tecnologia Google Earth.....	26
Figura 3.07:	Características visuais do Solo 3	27
Figura 3.08:	Prensa empregada no ensaio triaxial do tipo UU - Laboratório de Geotecnia – DEC/UFV	31
Figura 3.09:	Vista geral do equipamento triaxial de cargas repetidas para obtenção do módulo de resiliência	36
Figura 3.10:	Pavimento flexível hipotético com o semi-eixo padrão simples de rodas duplas.....	38
Figura 3.11:	Pavimento flexível hipotético com carga de roda simples equivalente (CRSE).....	39
Figura 4.01:	Curva Granulométrica dos Solos 1, 2 e 3.....	41
Figura 4.02:	Curva de compactação do Solo 1 na energia do Proctor normal	42
Figura 4.03:	Curva de compactação do Solo 1 na energia do Proctor intermediário	43
Figura 4.04:	Curva de compactação do Solo 2 na energia do Proctor normal	43
Figura 4.05:	Curva de compactação do Solo 2 na energia do Proctor intermediário	43
Figura 4.06:	Curva de compactação do Solo 3 na energia do Proctor normal	44

Figura 4.07:	Curva de compactação do Solo 3 na energia do Proctor intermediário	44
Figura 4.08:	Ensaio CBR do Solo 1 na energia do Proctor intermediário.....	45
Figura 4.09:	Ensaio CBR do Solo 2 na energia do Proctor intermediário.....	45
Figura 4.10:	Ensaio CBR do Solo 3 na energia do Proctor intermediário.....	45
Figura 4.11:	Envoltória de tensões do ensaio triaxial UU do Solo 1, na energia do Proctor normal.....	47
Figura 4.12:	Envoltória de tensões do ensaio triaxial UU do Solo 1, na energia do Proctor intermediário	47
Figura 4.13:	Envoltória de tensões do ensaio triaxial UU do Solo 2, na energia do Proctor normal.....	47
Figura 4.14:	Envoltória de tensões do ensaio triaxial UU do Solo 2, na energia do Proctor intermediário	48
Figura 4.15:	Envoltória de tensões do ensaio triaxial UU do Solo 3, na energia do Proctor normal.....	48
Figura 4.16:	Envoltória de tensões do ensaio triaxial UU do Solo 3, na energia do Proctor intermediário	48
Figura 4.17:	Faixa de variação dos valores dos módulos de resiliência do solo 1 nas energias de compactação do Proctor normal e intermediário, nas proximidades do teor ótimo de umidade e peso específico aparente seco máximo – normas DNER 131/94 e AASHTO T 307/99	50
Figura 4.18:	Faixa de variação dos valores dos módulos de resiliência do solo 2 nas energias de compactação do Proctor normal e intermediário, nas proximidades do teor ótimo de umidade e peso específico aparente seco máximo – normas DNER 131/94 e AASHTO T 307/99	51
Figura 4.19:	Faixa de variação dos valores dos módulos de resiliência do solo 3 nas energias de compactação do Proctor normal e intermediário, nas proximidades do teor ótimo de umidade e peso específico aparente seco máximo – normas DNER 131/94 e AASHTO T 307/99	52

Figura 4.20:	Tensão normal vertical versus profundidade a partir dos modelos resilientes em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio dos Solos 1, 2 e 3 para a Estrutura 1, seção sob uma das duas rodas.....	64
Figura 4.21:	Tensão normal vertical versus profundidade a partir dos modelos resilientes em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio dos Solos 1, 2 e 3 para a Estrutura 1, seção intermediária às duas rodas.....	64
Figura 4.22:	Deslocamento vertical versus profundidade a partir dos modelos resilientes em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio dos Solos 1, 2 e 3 para a Estrutura 1, seção sob uma das duas rodas.....	65
Figura 4.23:	Deslocamento vertical versus profundidade a partir dos modelos resilientes em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio dos Solos 1, 2 e 3 para a Estrutura 1, seção intermediária às duas rodas.....	66
Figura 4.24:	Deslocamento horizontal <i>versus</i> profundidade a partir dos modelos resilientes em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio dos Solos 1, 2 e 3 para a Estrutura 1, seção sob uma das duas rodas.....	67
Figura 4.25:	Tensão normal vertical e respectivo deslocamento <i>versus</i> profundidade a partir do modelo resiliente em função do primeiro invariante de tensões do solo 2, para a Estrutura 2, seção sob o eixo central da roda simples equivalente	68
Figura A.01:	Módulo de resiliência do Solo 1 pela norma do DNER ME – 134/94 para a energia de compactação do Proctor normal.....	82
Figura A.02:	Módulo de resiliência do Solo 1 pela norma do DNER ME – 134/94 para a energia de compactação do Proctor intermediário....	82
Figura A.03:	Módulo de resiliência do Solo 1 pela norma do AASHTO T 307-99 para a energia de compactação do Proctor normal	83
Figura A.04:	Módulo de resiliência do Solo 1 pela norma do AASHTO T 307-99 para a energia de compactação do Proctor intermediário.....	83

Figura A.05:	Módulo de resiliência do Solo 2 pela norma do DNER ME – 134/94 para a energia de compactação do Proctor normal.....	84
Figura A.06:	Módulo de resiliência do Solo 2 pela norma do DNER ME – 134/94 para a energia de compactação do Proctor intermediário....	84
Figura A.07:	Módulo de resiliência do Solo 2 pela norma do AASHTO T 307-99 para a energia de compactação do Proctor normal	85
Figura A.08:	Módulo de resiliência do Solo 2 pela norma do AASHTO T 307-99 para a energia de compactação do Proctor intermediário.....	85
Figura A.09:	Módulo de resiliência do Solo 3 pela norma do DNER ME – 134/94 para a energia de compactação do Proctor normal.....	86
Figura A.10:	Módulo de resiliência do Solo 3 pela norma do AASHTO T 307-99 para a energia de compactação do Proctor normal	86
Figura A.11:	Módulo de resiliência do Solo 3 pela norma do AASHTO T 307-99 para a energia de compactação do Proctor intermediário.....	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.01	Matriz de Transportes de Cargas (ANTT, 2006)	2
Tabela 1.02	Estado geral das condições das rodovias brasileiras (CNT, 2010)	2
Tabela 2.01	Classificação Resiliente dos Solos Finos, DNIT (2006b)	17
Tabela 3.01	Georreferenciamento das Amostras.....	23
Tabela 3.02	Relação dos ensaios geotécnicos realizados na pesquisa	28
Tabela 3.03	Etapas para realização dos ensaios triaxiais dinâmicos, para solos do grupo II, segundo a metodologia AASHTO T 307-99.....	33
Tabela 3.04	Etapas para realização dos ensaios triaxiais dinâmicos, para solos arenosos ou pedregulhosos, segundo a metodologia DNER - ME 134/94.....	34
Tabela 3.05	Etapas para realização dos ensaios triaxiais dinâmicos, para solos argilosos ou siltosos, segundo a metodologia DNER ME - 134/94.	35
Tabela 4.01:	Composição granulométrica dos solos.....	41
Tabela 4.02:	Limites de consistência e peso específico dos sólidos.....	41
Tabela 4.03:	Classificação dos solos segundo as Metodologias TRB e USCS	42
Tabela 4.04:	Parâmetros de compactação, índice de suporte Califórnia (CBR) e da expansão _{CBR} (%) dos solos	46
Tabela 4.05:	Coesão e ângulo de atrito interno efetivos dos solos 1, 2 e 3 aferidos pelos ensaios triaxiais – UU	49
Tabela 4.06:	Modelos para previsão do módulo de resiliência dos solos 1, 2 e 3, nas energias de compactação normal e intermediária, que apresentaram os melhores valores dos coeficientes de determinação linear (R ²).....	54
Tabela 4.07:	Modelo para previsão do módulo de resiliência dos solos 1, 2 e 3, nas energias de compactação normal e intermediária, em função da tensão desvio	55

Tabela 4.08:	Modelo para previsão do módulo de resiliência dos solos 1, 2 e 3, nas energias de compactação normal e intermediária, em função das tensões desvio e confinante	56
Tabela 4.09:	Modelo para previsão do módulo de resiliência dos solos 1, 2 e 3, nas energias de compactação normal e intermediária, em função do primeiro invariante de tensão	57
Tabela 4.10:	Informações dos solos 1, 2 e 3 para estudo das tensões e deslocamentos – equação do M_R em função de θ	60
Tabela 4.11:	Informações dos solos 1, 2 e 3 para estudo das tensões e deslocamentos – equação do M_R em função de σ_d	61
Tabela 4.12:	Tensões normais horizontal e vertical e seus respectivos deslocamentos quando do emprego dos solos 1, 2 e 3 na Estrutura 1 (Figura 3.10), sob uma linha passando pelo centro de uma das rodas do semi-eixo simples de rodas duplas – equações do M_R em função de θ e de σ_d	62
Tabela 4.13:	Tensões normais horizontal e vertical e seus respectivos deslocamentos quando do emprego dos solos 1, 2 e 3 na Estrutura 1 (Figura 3.10), sob uma linha eqüidistante das duas rodas do semi-eixo simples de rodas duplas – equações do M_R em função de θ e de σ_d	63
Tabela 4.14:	Tensões normal e vertical e seus respectivos deslocamentos versus profundidade, sob uma linha central passando pelo centro da CRSE - modelo resiliente em função do primeiro invariante de tensões do solo 2, para a Estrutura 2 (Figura 3.11)	63
Tabela 4.15:	Deslocamentos verticais dos solos 1, 2 e 3 na posição sob uma das rodas	70
Tabela 4.16:	Deslocamentos verticais dos solos 1, 2 e 3 na posição intermediária às duas rodas	70
Tabela 4.17:	Deslocamentos horizontal dos solos 1, 2 e 3 na posição sobre uma das rodas	71
Tabela 4.18:	Tensões verticais admissíveis previstas no topo do subleito e no topo da camada de reforço empregando-se as Equações 3.01 e 3.02	71

RESUMO

SOUZA JUNIOR, Tadeu Antonio Torquato de, M. Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2011. **Respostas estruturais em pavimentos flexíveis via utilização de equações de módulos de resiliência de solos de subleito e da camada de reforço.** Orientador: Carlos Alexandre Braz de Carvalho. Coorientadores: Cláudio Henrique de Carvalho Silva, Dario Cardoso de Lima e Geraldo Luciano de Oliveira Marques.

Este trabalho teve por objetivo analisar o comportamento resiliente de três solos típicos da região de Viçosa-MG, quando supostamente empregados no subleito e na camada de reforço de um pavimento flexível hipotético. Para cumprir esta finalidade, foram realizados os seguintes ensaios: caracterização geotécnica, compactação, empregando-se as energias do Proctor normal e intermediário, índice de suporte Califórnia, triaxial convencional do tipo não consolidado e não drenado (triaxial UU) e triaxial de cargas repetidas (este último para a determinação do módulo de resiliência dos solos), empregando-se as normas AASHTO T 307-99 e DNER-ME 131/94. Através dos resultados dos ensaios alcançados no laboratório, obtiveram-se várias equações para previsão do módulo de resiliência dos solos em questão e algumas delas foram utilizadas no programa Everstress para estudo da resposta estrutural do pavimento. Os principais estudos desta pesquisa foram: (i) análise e interpretação dos resultados dos ensaios de laboratório, especificamente os de módulo de resiliência obtidos pelo emprego das metodologias anteriormente citadas em duas energias de compactação; (ii) apreciação dos resultados de tensão e deslocamento na estrutura do pavimento quando da utilização dos modelos de previsão de módulo de resiliência expressos em função do primeiro invariante de tensão e da tensão desvio.

ABSTRACT

SOUZA JUNIOR, Tadeu Antonio Torquato de, M. Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2011. **Structural responses in flexible pavements using equations of modules resilience of soil subgrade and the reinforcement layer.** Adviser: Carlos Alexandre Braz de Carvalho. Co-Advisers: Cláudio Henrique de Carvalho Silva, Dario Cardoso de Lima and Geraldo Luciano de Oliveira Marques.

The purpose of this work was to analyze the resilient behavior of the typical soils from Viçosa-MG, employed in the subgrade and the reinforcement pavement in a hypothetical flexible pavement. The following tests were performed to characterize the resilient response of soils: Geotechnical characterization, soil compaction (the compactive efforts used for this study were the standard Proctor and intermediate Proctor), California Bearing Ratio tests, triaxial conventional tests (unconsolidated-undrained or UU test), repeated-loading triaxial tests for determining the resilient modulus of soils (according to with the requirements of AASHTO T 307-99 and DNER-ME 131/94 specifications). Through the test results achieved in the test laboratory equations were developed for predicting the resilient modulus of soils used to obtain the pavement structural response model using the Everstress software. The main studies in this research were: (i) Analysis and interpretation of results of laboratory tests, above all resilient modulus obtained by methods outlined above; (ii) Study of the results of stress and displacement in the floor structure based on predictive models of resilient modulus expressed in terms of the first invariant of stress and stress deviation.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

O transporte é uma atividade essencial ao cotidiano humano para atender às suas necessidades socioeconômicas, pois possibilita movimentação de pessoas e mercadorias entre inúmeras localidades. Especificamente para o transporte rodoviário, de acordo com a Pesquisa Rodoviária CNT (2010)¹, este detém 96,2% da matriz de transporte de passageiros e de 61,1% da matriz de transporte de cargas. Dois elementos são fundamentais para que isto se efetive, a infraestrutura da via e os veículos. Assim, as vias precisam possuir padrões técnicos adequados de geometria, serventia, sinalização e suporte para facilitar a circulação dos veículos com conforto e segurança. Portanto, conhecer o comportamento mecânico dos materiais passíveis de emprego nas camadas do pavimento é sem dúvida um caminho que vai ao encontro dos padrões acima citados.

No Brasil, a opção pelo modal rodoviário, em relação aos demais, ainda é soberana, sendo possível antever que a permanência deste quadro não deverá sofrer mudanças significativas a curto e médio prazo. A Tabela 1.01 apresenta a matriz de transportes de cargas nacional em tonelada quilômetro útil (TKU) (ANTT, 2006).

Embora sejam amplamente distribuídas no território nacional, as rodovias brasileiras não possuem a qualidade desejada. A Pesquisa Rodoviária da Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2010) apresenta na Tabela 1.02, as condições das rodovias brasileiras.

¹ A Pesquisa CNT de Rodovias avalia a situação das rodovias a partir da perspectiva dos usuários, tanto sobre o aspecto da segurança como do desempenho. Ressalta-se também que este estudo não avaliou a plenitude da malha rodoviária.

Tabela 1.01: Matriz de Transportes de Cargas (ANTT, 2006)

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

Tabela 1.02: Estado geral das condições das rodovias brasileiras (CNT, 2010)

Extensão Total		
Estado Geral	km	%
ótimo	13.378	14,7%
bom	24.092	26,5%
regular	30.326	33,4%
ruim	15.858	17,4%
péssimo	7.291	8,0%
total	90.945	100%

Para reverter este quadro no sentido de dotar as rodovias de padrões aceitáveis de desempenho e segurança, são necessários investimentos maciços na recuperação e ampliação das rodovias, além de um fluxo regular de recursos para conservação e manutenção da malha rodoviária.

As estradas são obras de engenharia que diferem das demais pela sua expressiva dimensão no sentido longitudinal. Apesar de possuírem espessuras de pavimento relativamente pequenas, geralmente inferiores a 1,0 (um) metro, consomem grandes quantidades de materiais. Portanto, são obras que interferem

substancialmente no ecossistema e que geram também remoção e transporte de grandes massas de solos, causando expressivos impactos ambientais. Por isso, para conquistar as licenças ambientais relacionadas aos empreendimentos rodoviários, os relatórios técnico-ambientais precisam ser cuidadosamente elaborados e justificáveis, tendo como principal foco mitigar os impactos ambientais, principalmente no que diz respeito à exploração de jazidas.

Considerando-se as limitações ambientais e financeiras referentes ao empreendimento rodoviário, a equipe de engenheiros fica incumbida de buscar e utilizar as modernas técnicas de dimensionamento de pavimentos, como forma de racionalizar a aplicação dos materiais de pavimentação.

Hoje a engenharia rodoviária dispõe de duas vertentes para o dimensionamento dos pavimentos: os métodos empíricos e os mecanicistas.

Os métodos empíricos baseiam-se na repetibilidade de experiências de campo e na avaliação do desempenho dos pavimentos ao longo do tempo. Dentre eles, o mais difundido no Brasil refere-se ao desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano, após a 2ª guerra mundial. Procurou-se estabelecer um método de rápida execução e que prescindisse da utilização de equipamentos sofisticados, adotando, desta forma, o ensaio “California Bearing Ratio” (CBR) ou Índice de Suporte Califórnia (ISC) como o indicador da capacidade de suporte das camadas de solo. Em 1967, o método foi adaptado às condições brasileiras pelo Engº Murilo Lopes de Sousa, passando a ser adotado pelo Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER), atualmente Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). A utilização dos métodos empíricos demanda cuidados dos projetistas, visto que estes foram desenvolvidos para situações específicas, não devendo ser extrapoladas para diferentes condições de carregamentos, materiais e clima (REZENDE, 2009).

Os métodos mecanicistas são aqueles fundamentados em teorias para estimativa das tensões atuantes e das deformações impostas ao pavimento, sejam estas originadas da ação do tráfego ou de agentes climáticos, procurando compatibilizar tais métodos com os esforços atuantes (CARVALHO, 1999).

Os métodos mecanicistas, diferentemente dos empíricos, fundamentam-se numa ou mais teorias (elástica, elástica não linear, elastoplástica, visco-elástica, etc) necessitando conhecer com maior acurácia as propriedades físico-mecânicas dos materiais para subsidiarem a metodologia utilizada. Para o emprego desses métodos, os ensaios utilizados são mais refinados e onerosos; evidentemente os equipamentos para tal fim são mais sofisticados, geralmente automatizados. Dentre essas propriedades, destaca-se o módulo de resiliência dos solos, associado às deformações elásticas ou resilientes. O estudo desenvolvido neste trabalho reside na obtenção dessas propriedades para os solos selecionados para esta pesquisa.

1.2 Natureza do Problema

Tendo em vista a enorme importância do setor rodoviário para a economia nacional, é de grande importância que a malha rodoviária encontre-se em bom estado para proporcionar segurança e conforto aos usuários. Valendo-se dessa ponderação, são realizados diversos estudos dirigidos à mecânica dos pavimentos, no sentido de melhor compreender as respostas estruturais dos materiais empregados nas camadas do pavimento, quando solicitados principalmente pelo tráfego comercial e sujeitos às influências climáticas. Assim, conhecer o desempenho de cada camada estrutural do pavimento é um caminho para avaliar o seu desempenho como um todo. Neste trabalho, será dada maior ênfase no comportamento resiliente de solos normalmente encontrados em subleito de rodovias e que podem ser utilizados na camada de reforço de subleitos em pavimentos flexíveis.

O estado geral das rodovias brasileiras ainda é bastante debilitado, devido principalmente ao transporte de cargas pesadas. A diversidade dos veículos, bem como as cargas atuantes em seus eixos, contribuem para o surgimento de diferentes tipos e níveis de tensão ao longo de toda a estrutura do pavimento. Essas tensões provocam deformações diversas (elásticas, permanentes, cisalhantes, etc.). Portanto, conhecer a amplitude dessas tensões e deformações em pontos estratégicos da estrutura de um pavimento é uma questão importante a ser analisada para avaliar a potencialidade da estrutura projetada.

Segundo Carvalho (1997), para se estudar as características de deformabilidade dos materiais que compõem um pavimento são muitas as variáveis em questão, tais como, a intensidade e repetibilidade das cargas, a pressão de enchimento dos pneus, a forma do carregamento e sua frequência, a velocidade com que são aplicadas, os materiais empregados na estrutura da via, a técnica construtiva, as peculiaridades estruturais do pavimento (espessuras das camadas e o posicionamento estrutural de cada uma delas), as características geométricas da via, os dispositivos de drenagem da estrada e as influências climáticas (principalmente a precipitação pluvial e a temperatura). Incluir todas essas informações para estudo de estruturas de pavimento não é uma tarefa simples, principalmente em se tratando da confiabilidade das informações obtidas.

Com relação às cargas dinâmicas, atualmente já é possível investigar em laboratório, com razoável aproximação, as condições que ocorrem no campo, para estudo do comportamento dos materiais sob o ponto de vista tensão-deformação. Esses informes, obtidos em laboratório, são muito úteis para projeto de pavimento e para a estimativa de seu desempenho, no decorrer de toda a vida útil da estrada.

1.3 Objetivo do Estudo

O objetivo deste trabalho configurou na caracterização geotécnica, em laboratório, de três solos da região de Viçosa-MG, com vistas a identificar o comportamento resiliente desses materiais quando empregados no subleito e na camada de reforço de pavimentos flexíveis.

Objetivos específicos: (i) análise dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência obtidos pelas normas da AASHTO T 307-99 e DNER-ME 131/94; (ii) apreciação dos resultados de tensão e deslocamento através do emprego dos modelos de previsão de comportamento resiliente dos solos investigados neste trabalho em função do primeiro invariante de tensão e da tensão desvio num pavimento flexível hipotético.

1.4 Organização do Estudo

Além da Introdução anteriormente apresentada, constam neste trabalho os seguintes capítulos:

2 Revisão Bibliográfica

Neste capítulo, apresenta-se uma revisão bibliográfica direcionada aos assuntos de interesse deste trabalho e que servirá de suporte para atender os objetivos desta pesquisa.

3 Materiais e Métodos

Neste capítulo, são explanadas as características dos solos estudados, bem como a metodologia utilizada para atender os objetivos do trabalho.

4 Resultados e Discussões

Neste capítulo, são apresentados os resultados dos ensaios geotécnicos realizados no laboratório e, ainda, análise, interpretação e discussão dos mesmos.

5 Conclusões e Recomendações

Com base nos resultados encontrados no Capítulo 4, apresentam-se neste capítulo as principais conclusões do estudo e sugestões para futuras pesquisas.

Referências Bibliográficas

Neste capítulo são apresentadas as referencias bibliográficas consultadas nesta pesquisa.

ANEXO A

Neste Anexo, são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais de carga repetida para a obtenção dos modelos de previsão dos módulos de resiliência dos solos amostrados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, além de uma breve abordagem sobre solos e pavimentos rodoviários, são apresentadas várias considerações sobre o comportamento resiliente de materiais passíveis de emprego no subleito e na camada de reforço de pavimentos rodoviários.

2.1 Solos

O termo solo vem do latim “solum”, representando o material da crosta terrestre resultante da decomposição das rochas por agentes intempéricos de natureza química, física e biológica. A sua constituição é aparentemente simples (matéria orgânica e mineral, água e ar). Entretanto, dependendo da sua estrutura e constituição químico-mineralógica, pode apresentar grandes desafios para os engenheiros geotécnicos quanto à previsão de seu comportamento, principalmente para aqueles que militam com projetos de barragens, aterros sobre solos moles, obras de contenção, fundações, pavimentação de vias, dentre outras destinações.

De acordo com Pinto (2006), na mecânica dos solos se estuda o comportamento dos solos sob os efeitos das cargas que neles atuam. É uma ciência da engenharia denominada Engenharia Geotécnica ou Engenharia de Solos que em muitas ocasiões empolga os seus praticantes pela diversidade de suas atividades, pelas peculiaridades que o material apresenta em cada local e pela engenhosidade requerida para a escolha da alternativa de solução diante do problema que se depara.

Tendo em vista a sua finalidade, o solo pode ser interpretado sob diferentes aspectos. Para o engenheiro agrônomo, o solo é todo material disposto na superfície da terra responsável pelo desenvolvimento das plantas, com espessura variando entre 6 e 12 ou 24 polegadas. Já o geólogo, preocupa-se com cada aspecto da composição da crosta terrestre e considera o solo como uma camada de material que se desintegrou da rocha e que está disposto na superfície da terra. O engenheiro civil preocupa-se mais com a resistência do solo e o define como todo material não consolidado da crosta terrestre e que pode ser desagregado por uma

simples manipulação (YODER E WITCZAK, 1975). O pedólogo concentra o seu estudo na parte mais superficial do perfil do subsolo, subdividindo-o em horizontes, e levando em consideração vários fatores responsáveis pela sua formação, quais sejam: material de origem, clima, relevo, tempo e organismos animais e vegetais (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

No âmbito da engenharia rodoviária, considera-se solo qualquer material que possa ser escavado com pá, picareta, escavadeira, etc., sem necessidade do emprego de explosivos (DNIT, 2006b).

Para Nogami e Villibor (1995), os solos são materiais naturais não consolidados, constituídos de grãos separáveis por processo mecânicos e hidráulicos, de fácil dispersão em água e que podem ser escavados com equipamentos comuns de terraplenagem (pá-carregadeira, escavadeira, etc). O solo terá ainda estrutura artificial quando transportado e/ou compactado mecanicamente, como em aterros, barragens de terra, reforço de subleito de pavimentos, etc. Esses autores apresentam ainda uma abordagem mais abrangente sobre os seguintes tipos de solo: tropical, superficial ou pedogenético, laterítico e saprolítico.

Segundo Nogami e Villibor (1980), a percepção das peculiaridades dos solos tropicais para sua utilização como material de construção rodoviária foi importante para a tomada de decisão de alguns profissionais da área. Vários solos caracterizados e identificados por meio de metodologias estrangeiras, desenvolvidas em países de clima frio e temperado, demonstraram-se inadequados para utilização em camadas de pavimentos rodoviários brasileiros. Além do mais, mesmo de origens diferentes, alguns deles se enquadravam num mesmo grupo da classificação das metodologias acima citadas. Entretanto, experiências vivenciadas por alguns engenheiros do estado de São Paulo na construção de pavimentos econômicos revelaram considerável potencialidade desses solos em serviço, em diversos trechos de pavimentos econômicos de rodovias do referido estado. Isto motivou um grupo de pesquisadores a desenvolverem uma nova metodologia de classificação de solos para fins rodoviários para regiões de clima tropical. Em decorrência dessas observações, Nogami e Villibor (1981) propuseram a Classificação Geotécnica MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), apropriada para identificar solos tropicais de

comportamento laterítico e não-laterítico. Esta classificação encontra-se normalizada pelo DNER-CLA 259/96; a cada dia vem sendo mais difundida no meio técnico rodoviário brasileiro. Constitui um marco na Geotecnia Rodoviária Nacional, por identificar os solos com base no seu comportamento mecânico e hidráulico.

Medina (1997) comenta: “não se pode avaliar as possibilidades de estabilização de nossos solos a partir de experiência estrangeira, fundada na textura e plasticidade. Predominam nos solos tropicais os minerais argílicos caolinita e haloisita e os óxidos de ferro e de alumínio. Observam-se microagregados de partículas argilosas cimentadas por camadas de óxidos de ferro”.

A principal peculiaridade dos solos tropicais lateríticos, que os diferenciam dos solos de clima temperado, é a presença de uma cimentação natural causada pelos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (GODOY e BERNUCCI, 2000). Segundo estes autores, os solos ditos lateríticos na engenharia são aqueles que quando devidamente compactados, ao perderem umidade, adquirem condição de baixa perda de resistência ou até nenhuma perda, mesmo na presença posterior de água, apresentando em estado natural, menor susceptibilidade à erosão, quanto maior for o grau de laterização.

De fato a ação pedogenética confere aos solos brasileiros características diferentes dos solos formados em clima temperado que devem ser levadas em consideração na investigação de características e propriedades de interesse direto do projeto de engenharia particularmente o de pavimentos.

2.2 Pavimentos Rodoviários

A função primordial do pavimento rodoviário é permitir o trânsito de veículos com conforto e segurança. Para cumprir este papel, as suas camadas de espessuras finitas e sobrepostamente compactadas precisam ser adequadamente dimensionadas e constituídas de materiais que respondam satisfatoriamente às solicitações do tráfego sob adversas influências climáticas (SILVA 2005).

Tradicionalmente, os pavimentos rodoviários são classificados em dois tipos, isto é, flexíveis e rígidos. Silva (2005) cita a seguinte classificação: (i) pavimentos de revestimento asfáltico que podem possuir a seguinte divisão: flexível, semi-rígido, invertido, deep-strength e full depth-strength e (ii) pavimentos de revestimento de concreto de cimento, assim divididos: de concreto simples, de concreto armado e de concreto protendido.

Se a rigidez do pavimento aumentar, as tensões oriundas do tráfego transmitidas ao subleito tendem a diminuir. Este caso é típico de pavimentos mais rígidos. Mas pavimentos flexíveis, em regiões de clima frio, com revestimentos asfálticos mais expressivos podem adquirir elevada rigidez devido o aumento da viscosidade do asfalto. Nessa situação, o seu comportamento tende para o mais rígido. Ver considerações apresentadas por Rezende (2009) em seu Anexo A.

Aparentemente, a estrutura de um pavimento é simples. Entretanto, compreendê-la quanto aos inúmeros fatores que nela podem interferir passa a ser complexa. Maiores informações sobre pavimentos rodoviários podem ser obtidas consultando os trabalhos: Yoder e Witczak (1975); Senço (1997); Medina e Motta (2005); Silva (2005); Bernucci *et al.* (2007) e Balbo (2007).

2.3 Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência (M_R) de um solo é um parâmetro que expressa a sua rigidez, no regime elástico. Em outras palavras, é o módulo de elasticidade do solo obtido através de cargas repetidas. Um mesmo solo, dependendo de sua natureza (constituição mineralógica, textura, plasticidade da fração fina), umidade, sucção, massa específica e do estado de tensões ao qual está submetido, pode apresentar valores diferenciados de M_R .

Em estudos mecanicistas de pavimentos, dependo do tipo de material empregado na estrutura e subleito da rodovia, o M_R pode ser expresso como um valor constante ou através de equações que refletem o estado de tensão a que está solicitado, em função do tráfego que utiliza a via.

Segundo Medina (1997), tanto o pavimento quanto o subleito estão sujeitos a uma sollicitação dinâmica proveniente de cargas de diferentes intensidades e variadas frequências ao longo do dia e do ano. Os ensaios de carga repetida procuram reproduzir estas condições (dinâmicas) de campo, com a amplitude e o tempo de pulso do carregamento dependendo da velocidade do veículo e da profundidade que se deseja calcular as tensões e deformações.

O termo resiliência significa que a energia armazenada em um corpo deformado é devolvida quando cessa a tensão causadora da deformação elástica (FERREIRA, 2004).

Na determinação do módulo de resiliência somente a parcela da deformação recuperável (ϵ_e) é considerada. Como se observa na Figura 2.01, ocorrem também deformações plásticas quando se realiza o ensaio de módulo de resiliência. O ensaio é realizado com corpos-de-prova não saturados, geralmente em condições de drenagem livre. As normas geralmente empregadas para obtenção do módulo de resiliência dos solos para finalidades rodoviárias são as seguintes: DNER-ME 131/94 (atualmente DNIT 134/2010 - ME) e AASHTO T 307-99.

Para níveis de tensão inferiores aos que causam a efetiva plastificação do material, a resposta elástica da maior parte dos solos de subleito, materiais granulares não estabilizados e materiais estabilizados, torna-se relativamente constante após, aproximadamente, 100 a 200 repetições de carga. Assim, esses intervalos de aplicações de carga são representativos para serem empregados em ensaios triaxiais de cargas repetidas, sob condições drenadas (TBR, 1975).

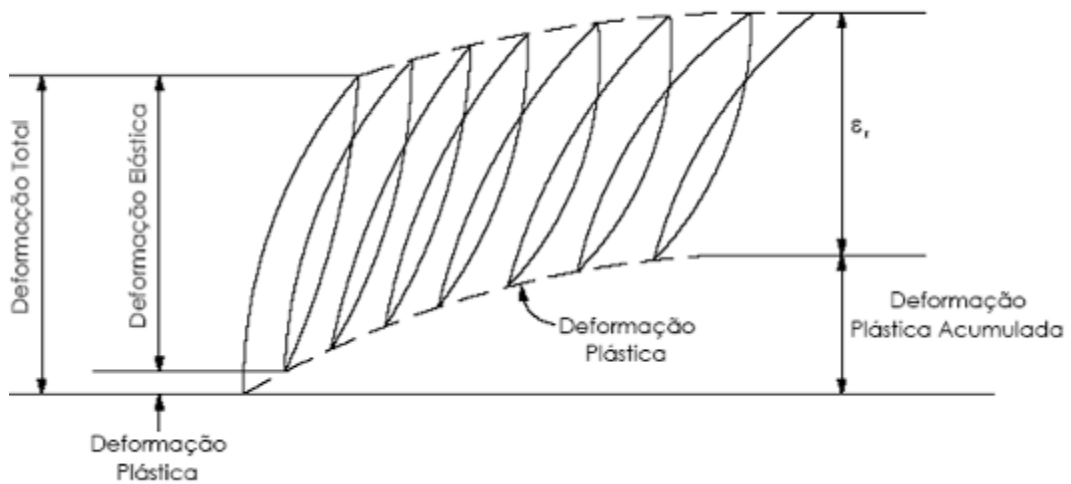


Figura 2.01: Deformações verificadas em ensaios de cargas repetidas (HUANG², 1993, apud SPADA, 2003)

A determinação do módulo de resiliência, nas condições do ensaio triaxial cíclico, pode ser feita pela Equação 2.01.

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

Equação 2.01

onde:

M_R = módulo de resiliência (kPa ou kgf/cm²);

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

σ_1 = tensão principal maior;

σ_3 = tensão principal menor;

ϵ_e = deformação específica axial elástica ou resiliente correspondente ao número de aplicações de σ_d .

A deformação específica axial resiliente pode ser determinada pela Equação 2.02.

² HUANG, Y.H.. Pavement Analysis and Design, **Plentice Hall**, Englewood Cliffs, New Jersey, 1993.

$$\varepsilon_e = \frac{\Delta h}{h}$$

Equação 2.02

onde:

Δh = deslocamento axial elástico ou resiliente (mm);

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

Seed et al. (1962) foram um dos pioneiros em estudar o comportamento resiliente dos solos em pavimentos rodoviários. Verificaram nos seus estudos que dentre os vários fatores que afetam o comportamento resiliente de solos, o estado de tensão é um dos mais influentes. Para solos finos, de natureza mais coesiva, a tensão desvio é mais significativa. Para baixos níveis de tensão, à medida que a tensão desvio aumenta, o módulo de resiliência reduz acentuadamente. Contudo, acima de certo limite, o decréscimo do módulo de resiliência é menos pronunciado.

Duncan, Monismith e Wilson (1968) verificaram que o módulo de resiliência para materiais granulares empregados em base e sub-base de pavimentos rodoviários varia em função da amplitude da pressão confinante, podendo o mesmo ser obtido pela Equação 2.03.

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2}$$

Equação 2.03

onde:

k_1 e k_2 : coeficientes obtidos experimentalmente e são apropriados para cada tipo de material granular que se utiliza;

σ_3 : pressão confinante.

Para solos de granulometria fina, a obtenção do módulo de resiliência pode ser feita pelas Equações 2.04 e 2.05 (TBR, 1975):

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

Equação 2.04

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

Equação 2.05

As Equações 2.04 e 2.05 caracterizam o modelo bi-linear, sendo os seus coeficientes K_1 , K_2 , K_3 e K_4 obtidos experimentalmente em função dos solos pesquisados.

Dehlen e Monismith (1970) empregaram a Equação 2.06 para explicar o comportamento resiliente de areias e pedregulhos. No *AASHTO Guide for Design of Pavement* (1993), recomenda-se a utilização da referida equação para a estimativa dos módulos resilientes de materiais granulares de camadas de base e sub-base de pavimentos flexíveis.

$$M_R = K_1 \theta^{K_2}$$

Equação 2.06

onde:

θ : soma das tensões principais (primeiro invariante de tensão);

K_1 e K_2 : coeficientes obtidos experimentalmente.

Com relação à forma de aplicação da tensão confinante no decorrer do ensaio, Allen e Thompson (1974) demonstraram que a resposta resiliente dos solos granulares é diferente para ensaios realizados sob tensões confinantes constantes ou pulsantes. Os autores compararam os resultados das duas formas de ensaio e encontraram valores mais elevados de módulo de resiliência para tensões de confinamento constantes.

Na COPPE, a partir da década de 70, com apoio do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), iniciou-se um grande programa para estudos de materiais em pavimentos rodoviários submetidos a carregamentos dinâmicos. Isto motivou vários pesquisadores de diversas instituições de pesquisa no Brasil a desenvolver estudos em solos e em misturas asfálticas sujeitas a carregamentos repetidos, sob condições diversas de compactação, umidade e temperatura. Com o apoio da Mecânica dos Pavimentos, muitas dessas pesquisas têm contribuído para explicar de modo mais

racional as respostas estruturais dos materiais empregados nos pavimentos rodoviários brasileiros.

Um fator de significativa importância é o teor de umidade de compactação. A prática na construção de estradas preconiza que as camadas dos pavimentos devam ser compactadas com os materiais nos teores ótimo de umidade ou mesmo aquém destes. Porém, variações sazonais e ambientais podem induzir alterações no teor de umidade e no grau de saturação dos materiais do pavimento rodoviário, alterando as suas propriedades mecânicas.

Segundo Medina e Preussler (1980), através de análises das características resilientes de diferentes tipos de solos de subleitos e de camadas de pavimentos flexíveis de rodovias brasileiras, o teor de umidade exerce influência significativa no módulo de resiliência e o aumento do teor de umidade leva a acentuada redução no módulo de resiliência.

Svenson (1980) buscou em seu trabalho comprovar a influência da umidade, densidade e outros fatores no comportamento resiliente dos solos argilosos. Com os dados obtidos em laboratório, para quatro tipos de argilas de rodovias federais, utilizou além do modelo bi-linear, uma regressão matemática logarítmica relacionando o módulo de resiliência (M_R) com a tensão desvio (σ_d), conforme ilustra a Equação 2.07. O modelo transformou os resultados em apenas uma reta na escala log-log, diferentemente do modelo bi-linear que utiliza duas retas em escala linear e reduziu, também, os parâmetros constantes de 4 para 2 a serem determinados nas regressões. Na Norma do DNIT 134/2010 – ME, em seu anexo B, apresenta-se esta equação.

$$M_R = K_1 \sigma_d^{k_2}$$

Equação 2.07

onde:

σ_d : tensão desvio axial repetida;

K_1 e K_2 : coeficientes obtidos experimentalmente.

Preussler (1983) agrupou os solos finos de subleitos ou reforço, como aqueles que apresentam mais de 35% em peso de material passando na peneira 200, na

tentativa de classificá-los em termos de resiliência. O Manual de Pavimentação do DNER em 1996 e o atual (DNIT, 2006b) apresentam esta caracterização:

- solos tipo I: solos com baixo grau de resiliência – apresentam bom comportamento como subleito e reforço de subleito, com possibilidade de utilização em camadas de sub-base;
- solos tipo II: solos com grau de resiliência intermediário, apresentam comportamento regular como subleito. Sua utilização como reforço de subleito requer estudos e ensaios especiais;
- solos tipo III: solos com grau de resiliência elevado – não é aconselhável seu emprego em camadas de pavimentos e como subleito requerem cuidados e estudos especiais.

Os tipos são definidos pela proporção de silte na fração fina, que passa na peneira 200 (S%) de abertura nominal 0,075 mm e pelo valor do CBR, conforme apresentado na Tabela 2.01.

Tabela 2.01: Classificação Resiliente dos Solos Finos, DNIT (2006)

CBR	S (%)		
	≤ 35	35 - 65	≥ 65
≤ 5	III	III	III
6 – 9	II	II	III
≥ 10	I	II	III

Motta (1991) cita que o comportamento dos solos finos, à semelhança dos solos granulares, apresenta uma relação tensão *versus* deformação elástica não linear. O comportamento predominante do material, quando compactado na umidade ótima, é aquele que relaciona o módulo com a tensão desvio axial repetida (σ_d).

Bernucci (1995) realizou inúmeros ensaios para a determinação do módulo resiliente de amostras de solo de comportamento laterítico oriundas de subleito e pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego do estado de São Paulo, e

obteve várias equações para a estimativa do módulo de resiliência, para diferentes graus de compactação e outras condições de ensaio.

Carvalho (1997), ao estudar as deformações permanentes das camadas de solo de pavimentos flexíveis do tipo econômico do Estado de São Paulo, empregou para a estimativa das tensões a serem aplicadas no ensaio triaxial de carga repetida, os modelos de M_R propostos por Bernucci (1995). A justificativa para a escolha desses modelos assentou-se na semelhança existente entre os solos investigados por esta autora com os solos objetos do seu estudo; além do que houve compatibilidade entre as energias de compactação envolvidas nos dois estudos.

Macedo (1996) utilizou o modelo representado pela Equação 2.08, denominado modelo composto, para prever o comportamento resiliente de solos granulares e coesivos.

Este modelo tem sido bastante investigado para expressar o comportamento resiliente de diferentes tipos de solo empregados em pavimentos de rodovias, conforme enfatizam Takeda (2006) e Rezende (2009).

$$M_R = K_1 \sigma_d^{k_2} \sigma_3^{k_3}$$

Equação 2.08

onde:

σ_3 : tensão confinante;

σ_d : tensão desvio;

K_1 , K_2 e K_3 : coeficientes experimentais.

Bezerra Neto (2004) estudou três tipos de solos denominados, respectivamente, de argiloso, areno-argiloso e arenoso, e observou que a variação do módulo de resiliência dos solos com o estado de tensão foi melhor representada empregando-se o modelo composto representado pela Equação 2.08. Verificou também que a energia de compactação praticamente não influencia o módulo de resiliência de solos arenosos.

Segundo Ramos (2003), o módulo de resiliência não é propício como índice de qualificação de uma generalidade de solos, especialmente quando expressa o comportamento elástico não linear. Este não é um valor intrínseco do material, não é

uma propriedade índice, pois varia com a forma de obtenção, com as características de moldagem do corpo-de-prova, com a energia e muitos outros parâmetros.

Dawson et al. (1996) e Heydinger et al. (1994) estudaram o comportamento de materiais granulares com elevados graus de saturação e observaram uma dependência significativa do módulo de resiliência destes materiais para com o teor de umidade, reportando um decréscimo de M_R com este parâmetro.

Drumm et al. (1997), analisaram amostras moldadas nos parâmetros ótimos de compactação (teor ótimo de umidade e peso específico aparente seco máximo) e, posteriormente submetidas a aumentos nos teores de umidade de modo a se atingir elevados graus de saturação para estudar os efeitos sazonais no módulo de resiliência de onze solos do estado do Tennessee. Como resultado, todos os solos estudados apresentaram decréscimos no módulo de resiliência com aumentos no grau de saturação. A magnitude desse decréscimo, contudo, variou de acordo com o tipo de solo, sendo que os solos dos grupos A-7-6 e A-7-5 da classificação TRB foram mais susceptíveis à variação no grau de saturação que os solos dos grupos A-4 e A-6 da referida classificação. Observou-se ainda que os materiais com módulos de resiliência mais elevados foram os que apresentaram maiores decréscimos no seu valor. A partir deste estudo, os autores sugeriram que o efeito do aumento do grau de saturação no módulo de resiliência pode ser expresso pela Equação 2.09:

$$M_{R(W)} = M_{R(\acute{o}t)} + \frac{dM_R}{dS} \Delta S$$

Equação 2.09

onde:

$M_{R(W)}$ = módulo de resiliência para um dado grau de saturação;

$M_{R(\acute{o}t)}$ = módulo de resiliência para os parâmetros ótimos de compactação;

$\frac{dM_R}{dS}$ = gradiente do módulo de resiliência com o grau de saturação;

ΔS = variação do grau de saturação após a compactação.

LEE et al. (1995) realizaram ensaios para a determinação do módulo resiliente de cinco solos coesivos provenientes de subleitos de diversos trechos de

pavimentos em serviço. A tensão ($S_{u1,0\%}$) correspondente a 1% da deformação axial, para o ensaio de compressão não confinado, foi escolhida para a estimativa do módulo resiliente dos materiais investigados. A Equação 2.10 relaciona o módulo resiliente com $S_{u1,0\%}$.

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

Equação 2.10

onde:

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

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

Takeda (2006), com base na análise e interpretação de mapas pedológicos, selecionou em seu estudo um total de 91 amostras de solo oriundas de subleito de rodovias do interior paulista. Dentre suas inúmeras análises, verificou que a influência da granulometria é predominante sobre o módulo de resiliência se comparada à influência da gênese. Observou ainda a relação do módulo de resiliência com determinadas propriedades físicas do solo, a partir de possíveis correlações entre tais características e os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 do modelo composto. As propriedades físicas dos solos selecionadas para análise desta correlação foram: porcentagem do solo que passa na peneira nº 200, porcentagem de silte, porcentagem de argila, limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade, teor ótimo de umidade e peso específico aparente seco máximo.

Rezende (2009) investigou em seu trabalho cinco ocorrências de solo da Microrregião de Viçosa – MG e verificou o comportamento resiliente desses materiais, bem como a deformação permanente dos mesmos sob os efeitos de cargas repetidas. Para análise do comportamento resiliente dos solos, utilizou as Equações 2.03, 2.06, 2.07 e 2.08, empregando-se as energias de compactação do Proctor normal e intermediário com três teores de umidade, quais sejam: teor ótimo e ótimo $\pm 2\%$. As Equações 2.07 (M_R em função da tensão desvio) e 2.08 (modelo composto) foram as que produziram melhores ajustes aos dados experimentais obtidos nesta pesquisa. Pela análise dos testes estatísticos aplicados ao modelo composto, verificou-se que as tensões de confinamento influenciaram os resultados

de módulo de resiliência em grande parte das situações estudadas, considerando os níveis de tensão previstos na metodologia AASHTO T 307-99.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, são apresentados os materiais selecionados para a realização desta pesquisa e a metodologia empregada para atingir os objetivos deste trabalho.

3.1 Localização e Coletas das Amostras

A coleta das amostras dos solos selecionados ocorreu em outubro de 2009 na cidade de Viçosa, município do sudeste do Estado de Minas Gerais, na região conhecida como Zona da Mata Mineira. A Figura 3.01, obtida através da tecnologia Google Earth, ilustra a localização das amostras em relação à cidade citada.



Figura 3.01: Localização das amostras de solo no município de Viçosa – MG via imagem de satélite

As amostras coletadas foram georreferenciadas através da utilização do aparelho de GPS, da marca GARMIN, modelo map 60 Cx. A Projeção Cartográfica e *Datum* selecionados para o cadastramento georreferenciado das amostras foram, respectivamente, a UTM (*Universal Transverso de Mercator*) e o SAD-69 (*South American Datum – 69*). A Tabela 3.01 contém as coordenadas georreferenciadas das amostras.

Tabela 3.01: Georreferenciamento das Amostras

Descrição	Zona	Coordenadas	
		N	E
Amostra do Solo 1	23 K	7.702.609	723.019
Amostra do Solo 2	23 K	7.699.452	725.081
Amostra do Solo 3	23 K	7.706.248	723.878

Os procedimentos de coleta das amostras de solos consistiram na extração, ensacamento, identificação e transporte dos volumes de cada uma delas para o Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil – DEC/UFV. Depois de coletadas, as amostras foram secas ao ar, destorroadas, peneiradas e armazenadas em recipientes plásticos para posterior utilização nos ensaios previstos nesta pesquisa, conforme as especificações da NBR 6457/86 (Solo – Amostras de solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização (ABNT, 1986a)).

A amostra do solo 1 foi coletada num talude nas proximidades da Vila Secundino – Campus da UFV, distante, aproximadamente, 2,8 km do centro da cidade de Viçosa. A Figura 3.02, ilustra a imagem de satélite, obtida através da tecnologia Google Earth, evidenciando a localização do Solo 1 e o seu entorno. Pela Figura 3.03, verifica-se que a amostra do Solo 1 foi coletada no horizonte C (solo residual jovem), saprolítico de coloração esbranquiçada a cinza, aparentando uma granulometria silto-arenosa.



Figura 3.02: Localização do Solo 1 via imagem de satélite, obtida através da tecnologia Google Earth



Figura 3.03: Características visuais do Solo 1

A amostra do Solo 2 foi coletada no talude à direita da Rodovia BR-120 (km 640), sentido Coimbra – Viçosa, próximo ao trevo que dá acesso ao Campus da UFV. Este ponto de coleta dista, aproximadamente, 5 km do centro da cidade de Viçosa. A imagem de satélite ilustrada na Figura 3.04, obtida através da tecnologia

Google Earth, evidencia melhor a localização do Solo 2 em relação ao seu entorno e a Figura 3.05, ilustra a aparência da amostra no momento da coleta.



Figura 3.04: Localização do Solo 2 via imagem de satélite, obtida através da tecnologia Google Earth



Figura 3.05: Características visuais do Solo 2

Pela Figura 3.05, verifica-se que a amostra do Solo 2 (solo residual maduro) foi coletada no horizonte B - Laterítico (Latossolo Vermelho Amarelo de grande

expressão territorial no relevo de Viçosa), de tonalidade vermelho-amarela, aparentando possuir uma granulometria com fração significativa de argila.

A amostra do Solo 3 foi coletada na margem esquerda de Estrada Vicinal, VCS 138, sentido Viçosa, Bairro Violeira, distante, aproximadamente, 4,5 km do centro da cidade de Viçosa-MG. A imagem de satélite, ilustrada pela Figura 3.06 e obtida através da tecnologia Google Earth, evidencia a localização do Solo 3 em relação ao seu entorno. A Figura 3.07, ilustra os aspectos superficiais da referida amostra no momento da coleta. Trata-se de um solo residual maduro, semelhante ao coletado na Amostra 2, indicando solo do horizonte B - Laterítico (Latossolo Vermelho Amarelo).



Figura 3.06: Localização do Solo 3 via imagem satélite, obtida através da tecnologia Google Earth



Figura 3.07: Características visuais do Solo 3

3.2 Metodologia

A parte experimental deste estudo foi planejada e desenvolvida no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV) e compreendeu a realização de ensaios geotécnicos para fins rodoviários.

Após coletar as amostras citadas no item 3.1, aproximadamente 300kg de cada uma delas, as mesmas foram conduzidas para o Laboratório acima citado. Em seguida, foram colocadas em bandejas expostas ao tempo, para secagem ao ar. Subseqüentemente, foram submetidas aos processos de destorroamento, peneiramento (peneira 4,8 mm) e acomodação em tambores de 200 litros. Depois desses cuidados preliminares, iniciou-se a realização dos ensaios de caracterização, compactação e mecânicos.

A Tabela 3.02 contém a relação dos ensaios geotécnicos que foram realizados nesta pesquisa.

Tabela 3.02: Relação dos ensaios geotécnicos realizados na pesquisa

Ensaio		Normas		
		ABNT	DNER	AASHTO
Caracterização	Granulometria	NBR 7181/84	-	-
	Limite de liquidez	NBR 6459/84	-	-
	Limite de plasticidade	NBR 7180/94	-	-
	Peso específico dos sólidos	NBR 6508/84	-	-
Compactação		NBR 7182/86	-	-
CBR		NBR 9895/87	-	-
Triaxial UU		ASTM D2850-03a		
Módulo de resiliência		-	ME – 131/94	AASHTO T 307/99

3.2.1 Caracterização Geotécnica

Para a identificação dos solos pelos sistemas *Transportation Research Board* (TRB) e *Unified Soil Classification* (USC), foram realizados os ensaios de granulometria conjunta, limites de consistência (limites de liquidez e plasticidade) e peso específico dos sólidos, de acordo com as normas referentes a estes ensaios já citadas na Tabela 3.02.

3.2.2 Compactação e Índice de Suporte Califórnia

A compactação é um método de estabilização de solos que consiste em aplicar uma energia aos mesmos por diferentes processos: dinâmico, estático, pisoteamento, vibração e amassamento. Isto faz com que o ar contido nos poros existentes na massa do solo seja expulso, conferindo ao mesmo aumento no seu peso específico e na resistência ao cisalhamento, diminuindo o índice de vazios, a permeabilidade e a compressibilidade (TRINDADE et al., 2008).

O resultado do ensaio Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou California Bearing Ratio (CBR) é uma relação, em porcentagem, entre a pressão exercida num material em análise e a pressão exercida num material padrão (brita graduada), por um pistão de diâmetro padronizado, para as penetrações de 0,1" e 0,2". Através do ensaio ISC ou CBR, mede-se também a expansão do corpo-de-prova, após sua imersão em água durante quatro dias. Apesar de possuir um caráter empírico, o ensaio CBR continua ainda mundialmente difundido e serve de base para o dimensionamento de pavimentos flexíveis nos métodos empíricos, conforme já comentado no Capítulo 2.

Assim, foram obtidas as curvas de compactação e CBR dos solos investigados neste trabalho, nas energias do Proctor normal e intermediário. A compactação das amostras foi feita por impacto, ou seja, empregou-se o método dinâmico de compactação dos solos. As tolerâncias adotadas para aceitação dos resultados dos ensaios foram: intervalos de $\pm 0,3\%$ para o teor ótimo de umidade dos solos e de $\pm 0,3\%$ para o grau de compactação. A partir das curvas de compactação, foram extraídos o teor ótimo de umidade e o peso específico aparente seco máximo dos solos para cada energia de compactação empregada na pesquisa. Essas condições de umidade e peso específico foram utilizadas para moldagem dos corpos-de-prova para a realização dos ensaios: triaxial convencional do tipo não consolidado e não drenado (triaxial UU) e triaxial de cargas repetidas; este último para a determinação dos módulos de resiliência dos três solos, objetos de análise neste trabalho.

Como a engenharia rodoviária dispõe de duas vertentes para o dimensionamento dos pavimentos: os métodos empíricos e os mecanicistas, o ensaio CBR foi realizado para possíveis aferições entre as metodologias empregadas.

Os módulos de resiliência (M_R) podem ser estimados pela Equação 3.01 de Heukelom e Klomp³ (1962), apud Pinto e Preussler (2001) para comparação com a metodologia tradicional.

$$M_R = 100 \cdot \text{CBR}$$

Equação 3.01

Onde:

M_R = módulo de resiliência do subleito em kgf/cm^2 ;

Pinto e Preussler (2001) citam que a tensão vertical admissível no topo do subleito pode ser estimada pela Equação 3.02.

$$\sigma_{vadm} = \frac{0,006 \cdot M_R}{1 + 0,7 \cdot \log N}$$

Equação 3.02

Onde:

σ_{vadm} = tensão vertical admissível no topo do subleito kgf/cm^2 ;

M_R = módulo de resiliência do subleito em kgf/cm^2 ;

N = número de aplicações de carga.

3.2.3 Triaxial Não Consolidado e Não Drenado

Para a execução dos ensaios triaxiais não consolidado e não drenado (triaxial UU), foram obtidos de cada curva de compactação na energia estabelecida a umidade ótima e o peso específico aparente seco máximo dos solos selecionados. O ensaio triaxial não consolidado e não drenado (UU – *unconsolidated undrained*) ou ensaio rápido (Q de *quick*) pode ser empregado quando se deseja obter a coesão e ângulo de atrito de um solo. Neste ensaio, o corpo-de-prova é submetido à pressão confinante (σ_3) e depois ao carregamento axial, sem se permitir a drenagem da água

³ Heukelom, W, Klomp, A.J.G. **Dynamic testing as a mean of controlling pavements during and after construction.** Proceedings. In: 1a Intern. Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. University of Michigan, An Arbor. 1962

intersticial. O ensaio foi realizado com leituras de poropressões. A Figura 3.08 ilustra a prensa do Laboratório de Geotecnia – DEC/UFV que foi utilizada para a sua realização.



**Figura 3.08: Prensa empregada no ensaio triaxial do tipo UU -
Laboratório de Geotecnia – DEC/UFV**

A seguir, são apresentadas as etapas que foram empregadas para a realização deste ensaio.

- a) moldagem do corpo-de-prova: (i) dimensões: 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura; (ii) compactação por impacto em três camadas, obedecendo às tolerâncias: $\pm 0,3\%$ em relação ao teor ótimo de umidade dos solos e $\pm 0,3\%$ para o grau de compactação;
- b) preparo do equipamento para a realização do ensaio (saturação dos canais e retirada do ar);

c) colocação da pedra porosa na base da câmara triaxial e sobre ela o corpo-de-prova com o *top cap*; todo esse conjunto (pedra porosa, corpo-de-prova e *top cap*) foi revestido por uma membrana impermeável fixada ao mesmo com anéis de borracha (o-rings), dois na parte inferior e dois na parte superior;

d) enchimento da câmara triaxial com água deaerada, tendo em sua base a célula de pressão, para medida da poropressão;

e) aplicação da tensão confinante σ_3 ; em seguida, aplicação da tensão axial σ_1 até a ruptura do corpo-de-prova ou quando o mesmo atingiu 20% de deformação axial. A velocidade de subida da base da prensa foi de 0,30 mm/min e adotaram-se tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa.

3.2.4 Triaxial a Carga Repetida

O sistema triaxial dinâmico utilizado neste trabalho foi adquirido com financiamento da FAPEMIG, através do projeto TEC 2431/97, junto a *Geocomp Corporation, Boxborough – MA, USA*. O sistema é totalmente automatizado e, após a instalação do corpo-de-prova no interior da câmara triaxial e a seleção das condições do ensaio, o sistema emite um relatório técnico contendo todas as informações do teste.

Pela metodologia da AASHTO T 307-99, os solos são divididos como pertencentes aos grupos I e II. Os solos do grupo I são aqueles que apresentam materiais passantes nas peneiras número 10 e 200 menores do que 70% e 20%, respectivamente, bem como o índice de plasticidade (IP) igual ou inferior a 10. Os solos do grupo II são todos aqueles que não se enquadram no grupo I. Essa classificação é utilizada para se definir os níveis de tensão a serem utilizados nos ensaios triaxiais de carregamento repetido. Destaca-se que os solos selecionados para esta pesquisa enquadraram-se no grupo II da referida metodologia. Para solos do tipo II (argilosos e siltosos), a metodologia acima contém a seqüência de carregamento a ser aplicada em cada amostra do solo, estando a mesma apresentada na Tabela 3.03. O período de aplicação de carga foi de 0,1 s, com tempo de alívio de 0,9 s – frequência de 1 Hertz.

Tabela 3.03: Etapas para realização dos ensaios triaxiais dinâmicos, para solos do grupo II, segundo a metodologia AASHTO T 307-99.

Fase	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Número de Ciclos
Condicionamento	27,6	27,6	500 a 1.000
Determinação do Módulo de resiliência	41,4	13,8	100
		27,6	100
		41,4	100
		55,2	100
		69	100
	27,6	13,8	100
		27,6	100
		41,4	100
		55,2	100
		69	100
	13,8	13,8	100
		27,6	100
		41,4	100
		55,2	100
		69	100

Pela metodologia do DNER ME - 131/94, os solos são divididos em dois grupos, quais sejam: solos arenosos ou pedregulhosos e argilosos ou siltosos. O solo 1 desta pesquisa é de característica arenosa, já os solos 2 e 3 são de granulometria fina. Nas Tabelas 3.04 e 3.05 apresentam-se os níveis de tensão que foram aplicados às amostras. A frequência desses carregamentos foi 1/3 Hertz, com duração da carga de 0,1s.

Para a execução dos ensaios triaxiais de cargas repetidas, foram obtidos de cada curva de compactação dos solos, para cada energia estabelecida, o teor ótimo de umidade e o peso específico aparente seco máximo.

Tabela 3.04: Etapas para realização dos ensaios triaxiais dinâmicos, para solos arenosos ou pedregulhosos, segundo a metodologia DNER - ME 134/94.

Fase	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Número de Ciclos
Condicionamento	70,0	70,0	200
	70,0	210,0	200
	105,0	315,0	200
Determinação do Módulo de resiliência	21,0	42,0	200
		63,0	200
		84,0	200
	35,0	70,0	200
		105,0	200
		140,0	200
	52,5	105,0	200
		157,5	200
		210,0	200
	70,0	140	200
		210	200
		280	200
	105,0	210	200
		315	200
		420	200
	140,0	280	200
		420	200
		560	200

Tabela 3.05: Etapas para realização dos ensaios triaxiais dinâmicos, para solos argilosos ou siltosos, segundo a metodologia DNER ME - 134/94.

Fase	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Número de Ciclos
Condicionamento	21,0	70,0	200
Determinação do Módulo de resiliência	21,0	21,0	200
		35,0	200
		52,5	200
		70,0	200
		105,0	200
		140,0	200
		210,0	200

Obedeceram-se os seguintes passos para a realização do ensaio:

- a) moldagem dos corpos-de-prova nas proximidades do teor ótimo de umidade e peso específico aparente seco máximo, com as seguintes dimensões: 73 mm de diâmetro por 152 mm de altura. A compactação dos mesmos foi feita por impacto. Utilizaram-se os seguintes critérios para aceitação dos corpos-de-prova: teor ótimo de umidade de moldagem $\pm 0,3\%$, altura $152 \pm 0,5$ mm e grau de compactação $100 \pm 0,3\%$. Resumidamente, as etapas do ensaio para obtenção do módulo de resiliência foram as seguintes:
- b) colocou-se o corpo-de-prova sobre uma pedra porosa e papel filtro, na base da câmara triaxial;
- c) em seguida, colocou-se o cabeçote sobre a amostra e envolveu-se todo o conjunto com uma membrana de borracha impermeável;
- d) verificou-se o alinhamento do corpo-de-prova com o cabeçote para garantir que a carga fosse aplicada axialmente;
- e) fechamento da câmara triaxial;

- f) posicionamento do transdutor de deslocamento axial externo à câmara (LVDT) e fixação do duto de injeção de ar na câmara triaxial;
- g) posicionamento da câmara triaxial na base da prensa;
- h) aplicou-se uma pequena carga axial, para se estabelecer um contato entre o cabeçote e o cilindro hidráulico;
- i) aplicou-se uma seqüência de carregamentos de cargas repetidas no corpo-de-prova, com a finalidade de se eliminar as deformações permanentes mais significativas que ocorrem nas primeiras aplicações de tensões-desvio, assim como reduzir o efeito do histórico de tensões no valor do módulo de resiliência. Essa fase não necessita de registro das tensões e deformações resilientes para determinação do módulo de resiliência e é chamada fase de condicionamento da amostra;
- j) realização do ensaio propriamente dito, ou seja, fase de registro das deformações.

A Figura 3.09 ilustra o equipamento triaxial de cargas repetidas que foi utilizado nesta pesquisa para obtenção do módulo de resiliência.

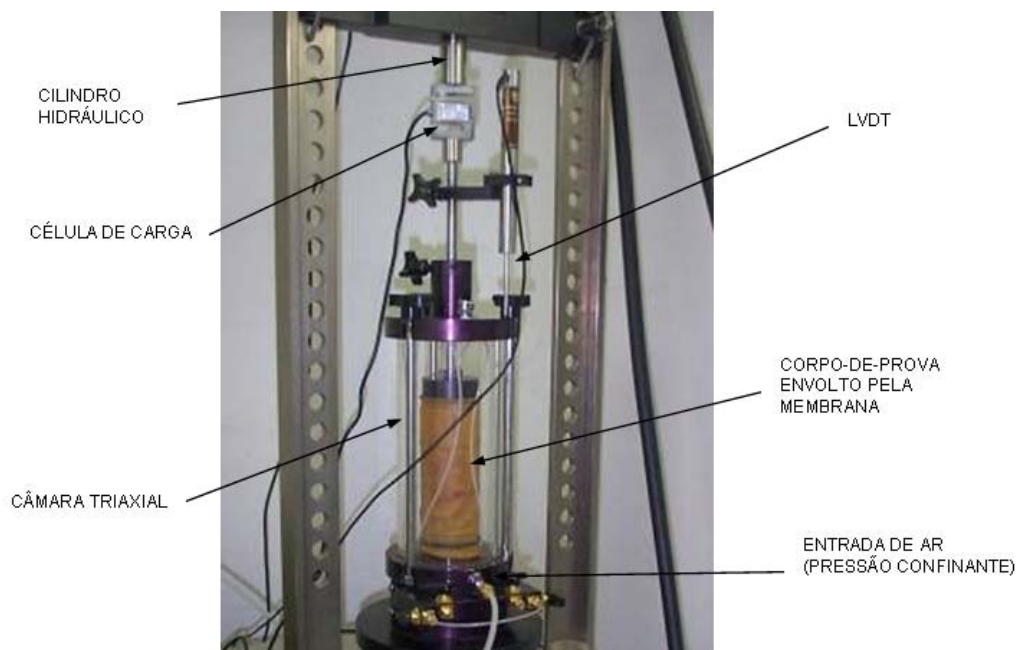


Figura 3.09: Vista geral do equipamento triaxial de cargas repetidas para obtenção do módulo de resiliência

3.2.5 Análise das Respostas Estruturais dos Solos 1, 2 e 3 num Pavimento Flexível Hipotético

A tarefa de se estimar as tensões e deformações nas camadas de um pavimento é relativamente simples, considerando-se os inúmeros programas de computador já desenvolvidos para este fim, como: ILLI-PAVE, FEPAVE, MICH-PAVE, EPAVE, ELSYM5, EVERSTRESS, dentre outros. Mas quando se trata da definição dos elementos de entrada para a utilização desses programas, muitas dúvidas surgem, algumas, decorrentes da escolha do carregamento para representar as cargas dos diferentes tipos de veículos comerciais que solicitam o pavimento; outras, oriundas da definição dos parâmetros de deformabilidade e de resistência dos materiais empregados no pavimento.

Com os resultados dos módulos de resiliência obtidos nas condições anteriormente citadas, foi possível obter diferentes equações para descrever o comportamento resiliente dos solos pesquisados neste trabalho. Em seguida, definiu-se um pavimento hipotético, Figuras 3.10 e 3.11, e com o auxílio do programa EVERSTRESS desenvolveu-se um estudo comparativo da distribuição de tensões e deslocamentos para algumas profundidades selecionadas do pavimento, empregando-se as equações acima citadas. Em outras palavras, procedeu-se a uma análise comparativa das respostas estruturais do pavimento hipotético, empregando-se os diferentes modelos de resiliência encontrados para os solos quando empregados nas camadas do subleito e reforço. Isto possibilitou verificar, para o referido pavimento, as diferenças entre as amplitudes das tensões e deformações por eles geradas.

Segundo Rezende (2009), o programa Everstress© Layered Elastic Analysis Program, Versão 5.11 – Março de 1999, desenvolvido no Laboratório de Materiais do Departamento de Transporte de Washington (WSDOT), é capaz de analisar estruturas de pavimentos constituídas de até (cinco) camadas, com 20 (vinte) superfícies de carregamento, possibilitando avaliar as tensões e deformações em até 50 (cinquenta) pontos distintos da estrutura do pavimento. Os dados de entrada do programa são: os parâmetros das equações de módulo de resiliência ou o módulo de elasticidade em função da natureza do material, espessura das camadas e o

coeficiente de Poisson, dentre outras informações relacionadas à forma de carregamento e condições de compactação dos solos empregados nas camadas do pavimento. O programa é disponibilizado gratuitamente pelo WSDOT, estando disponível no seguinte endereço eletrônico: <http://www.wsdot.wa.gov/biz/mats/pavement/epg/eversers/everseries.zip>

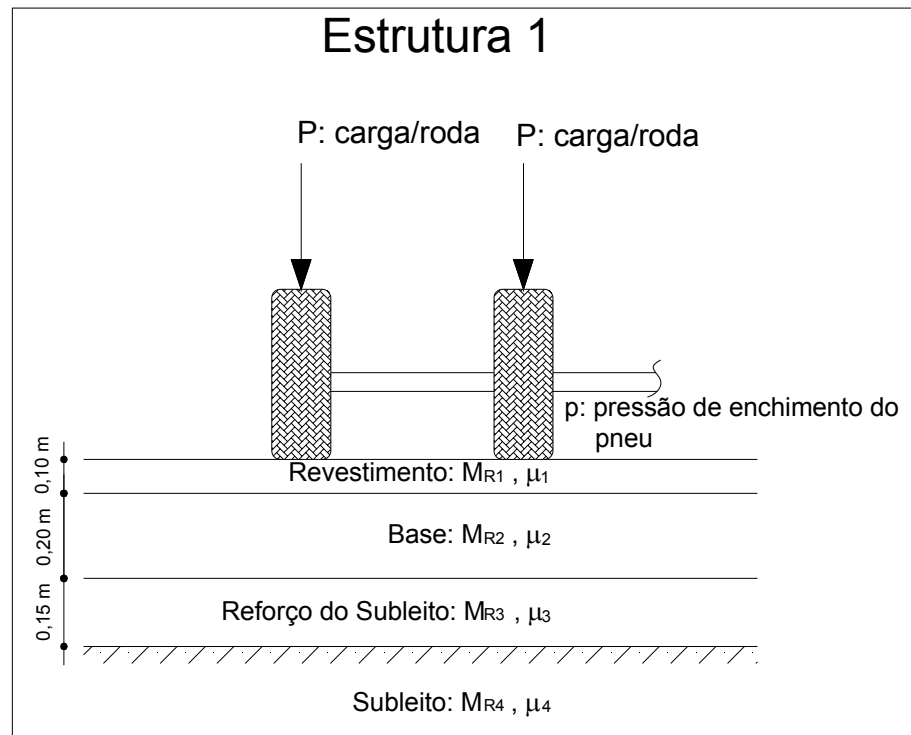


Figura 3.10: Pavimento flexível hipotético com o semi-eixo padrão simples de rodas duplas

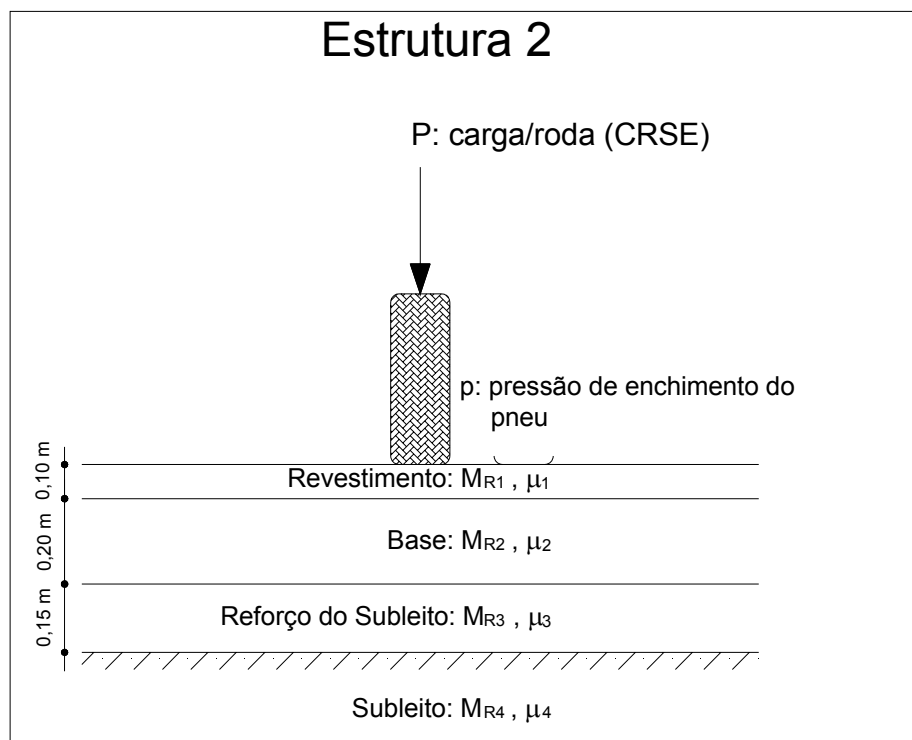


Figura 3.11: Pavimento flexível hipotético com carga de roda simples equivalente (CRSE)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos no desenvolvimento desta pesquisa, sendo: (i) os ensaios de caracterização geotécnica; (ii) ensaios de compactação e de índice de suporte Califórnia (CBR); (iii) triaxial não consolidado e não drenado (triaxial - UU); (iv) ensaios de módulo de resiliência; e (v) os modelos para a sua estimativa através de variáveis do estado de tensão.

Todos os ensaios desenvolvidos para a confecção desta pesquisa foram preparados e realizados conforme as metodologias expostas na Tabela 3.02.

4.1 Ensaios de caracterização geotécnica

A caracterização geotécnica dos solos selecionados foi realizada através dos ensaios de granulometria conjunta, limites de consistência (limites de liquidez e de plasticidade) e peso específico dos sólidos.

Como produto dos ensaios de granulometria, a Figura 4.01 apresenta as curvas granulométricas dos solos 1, 2 e 3 e, a partir da análise destas curvas, a Tabela 4.01 contém a composição granulométrica dos solos estudados.

Complementando a caracterização geotécnica dos solos amostrados, a Tabela 4.02 apresenta os resultados dos ensaios dos limites de consistência e do peso específico dos sólidos.

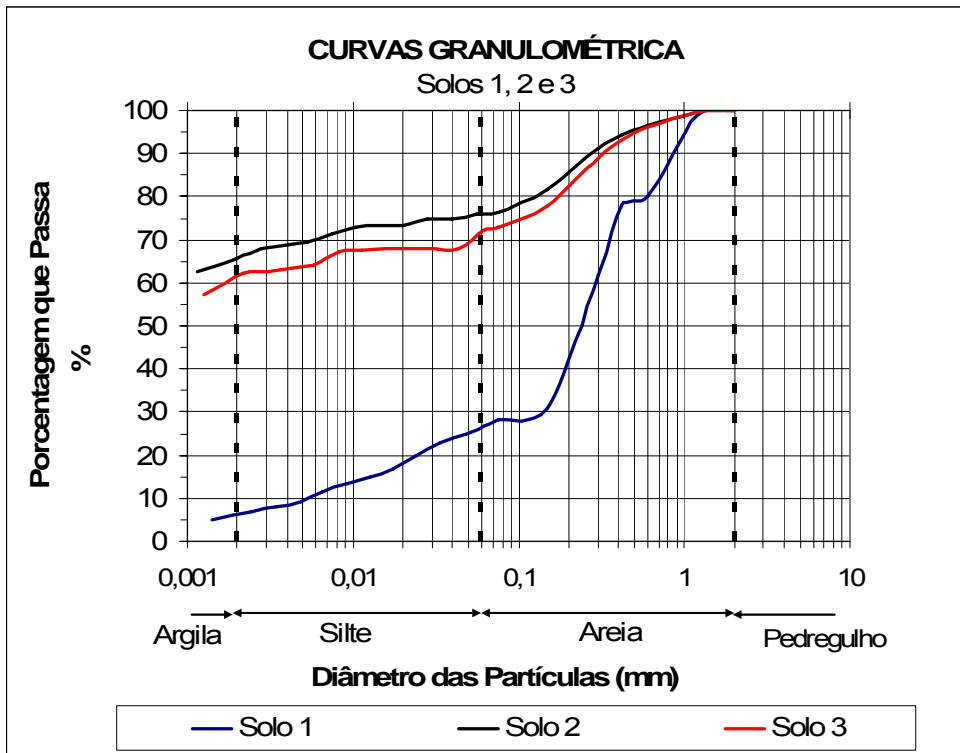


Figura 4.01: Curva Granulométrica dos Solos 1, 2 e 3

Tabela 4.01: Composição granulométrica dos solos

Descrição	Teor de argila (partículas com diâmetro inferior a 0,002mm) %	Teor de silte (partículas com diâmetro entre 0,002 e 0,06mm) %	Teor de areia (partículas com diâmetro entre 0,06 e 2mm) %
Solo 1	7	20	73
Solo 2	66	10	24
Solo 3	64	8	28

Tabela 4.02: Limites de consistência e peso específico dos sólidos

Descrição	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Peso específico dos sólidos (kN/m ³)
Solo 1	31	18	13	25,53
Solo 2	75	42	32	26,86
Solo 3	69	43	26	26,63

Após a caracterização geotécnica, os solos estudados foram classificados segundo as metodologias TRB e USC. A Tabela 4.03 apresenta o resultado dessas classificações.

Tabela 4.03: Classificação dos solos segundo as Metodologias TRB e USCS

Descrição	Classificação dos Solos	
	TRB	USC
Solo 1	A-2-4	SC
Solo 2	A-7-5	CH "com areia"
Solo 3	A-7-5	CH "com areia"

4.2 Ensaios de Compactação e de Índice de Suporte Califórnia

A obtenção dos parâmetros ótimos de compactação (peso específico máximo e teor de umidade ótima) dos solos selecionados foi alcançada por meio da execução dos ensaios de compactação dinâmica, para a energia do Proctor normal e do Proctor intermediário. As Figuras 4.02 a 4.07 apresentam as curvas de compactação dos três solos amostrados nas energias citadas anteriormente, destacando o peso específico aparente seco máximo e o teor de umidade ótimo.

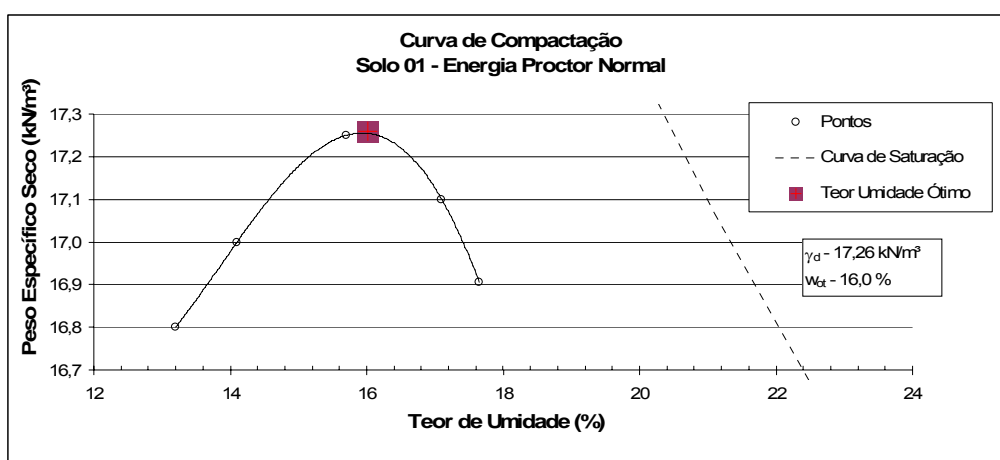


Figura 4.02: Curva de compactação do Solo 1 na energia do Proctor normal

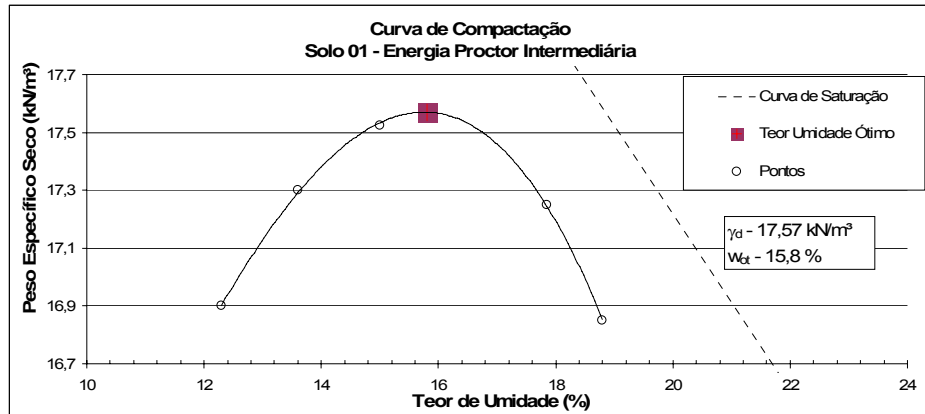


Figura 4.03: Curva de compactação do Solo 1 na energia do Proctor intermediário

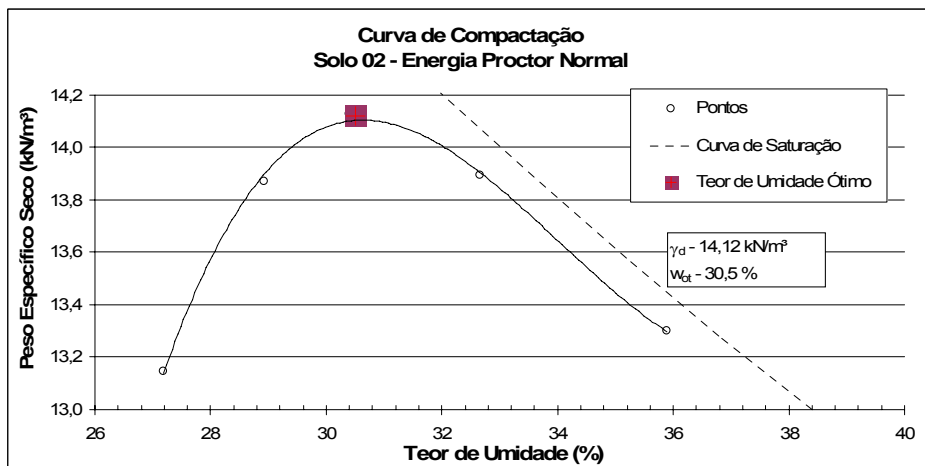


Figura 4.04: Curva de compactação do Solo 2 na energia do Proctor normal

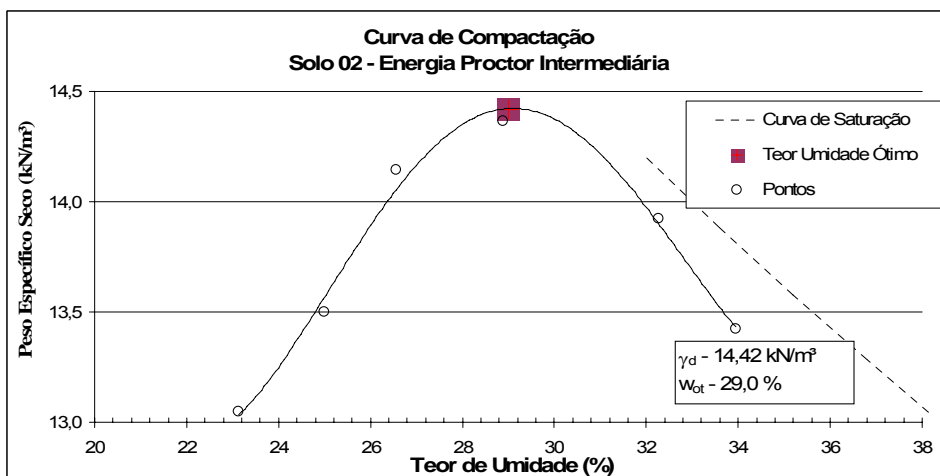


Figura 4.05: Curva de compactação do Solo 2 na energia do Proctor intermediário

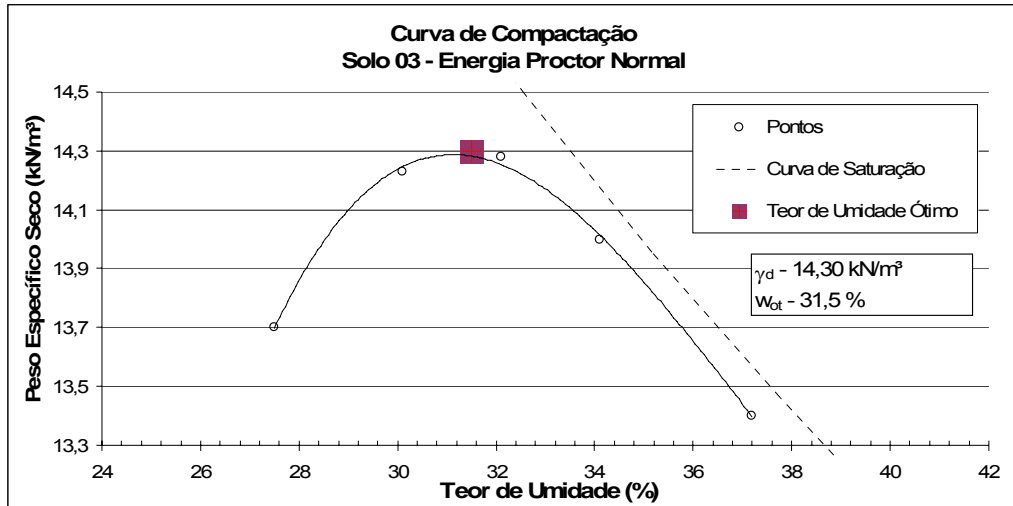


Figura 4.06: Curva de compactação do Solo 3 na energia do Proctor normal

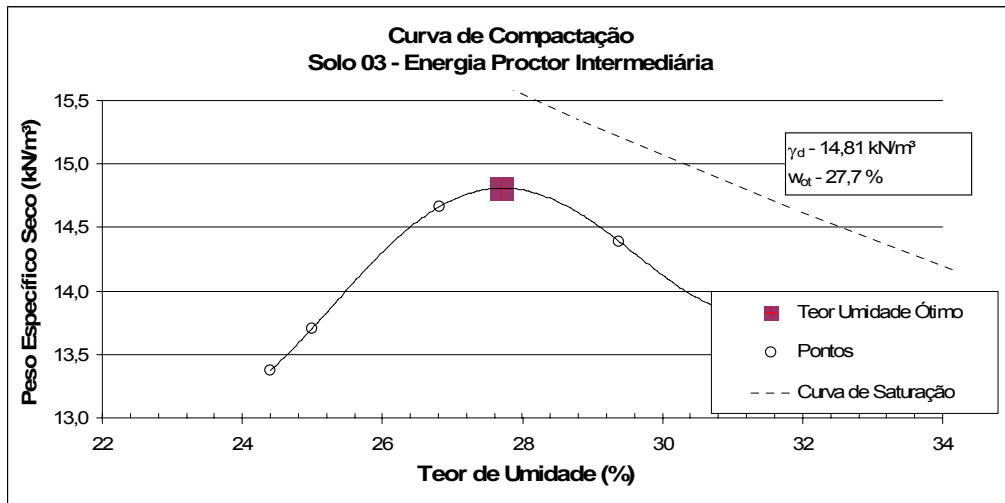


Figura 4.07: Curva de compactação do Solo 3 na energia do Proctor intermediário

A capacidade de suporte dos solos estudados foi obtida através do ensaio de “Índice de Suporte Califórnia - ISC” (*California Bearing Ratio - CBR*). As Figuras 4.08, 4.09 e 4.10 ilustram as curvas de CBR e da expansão_{CBR} versus o teor de umidade, respectivamente, dos solos 1, 2 e 3, na energia de compactação do Proctor intermediário. Também, os valores encontrados para o CBR e a expansão de cada solo, bem como o peso específico aparente seco máximo e o teor de umidade ótimo. Para energia de Proctor normal, o ensaio CBR foi executado nos parâmetros ótimos de compactação (teor ótimo de umidade - w_{ot} e peso específico aparente seco máximo - $\gamma_{dm\acute{a}x}$).

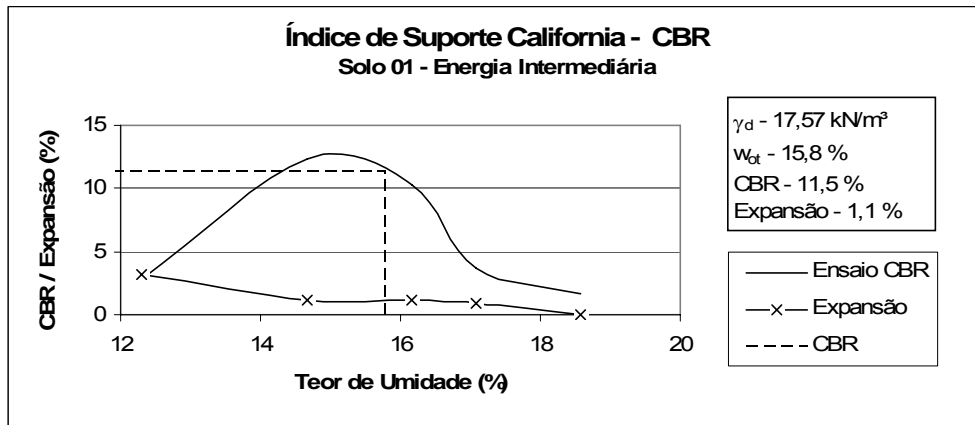


Figura 4.08:Ensaio CBR do Solo 1 na energia do Proctor intermediário

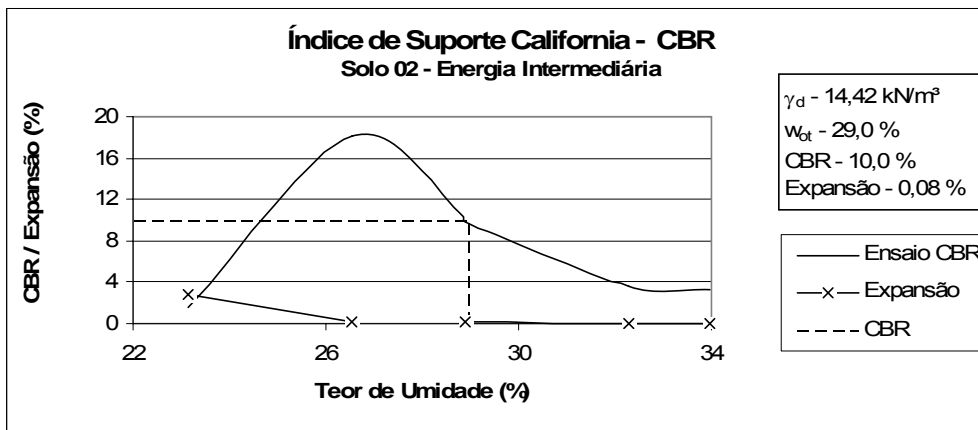


Figura 4.09:Ensaio CBR do Solo 2 na energia do Proctor intermediário

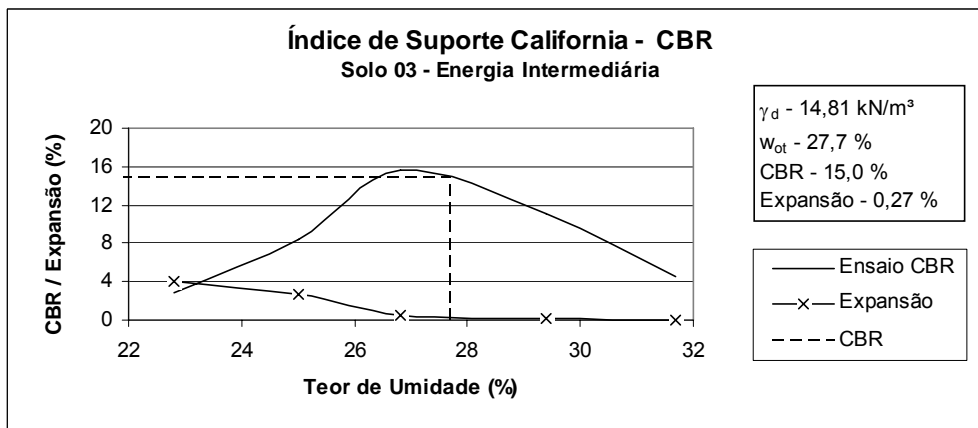


Figura 4.10:Ensaio CBR do Solo 3 na energia do Proctor intermediário

A Tabela 4.04 apresenta os parâmetros ótimos de compactação, bem como os valores do índice de suporte Califórnia (CBR) e da expansão_{CBR} (%) dos três solos pesquisados, obtidos a partir de corpos-de-prova moldados segundo as energias correspondentes ao Proctor normal e intermediário.

Tabela 4.04: Parâmetros de compactação, índice de suporte Califórnia (CBR) e da expansão_{CBR} (%) dos solos

Descrição	Solo 1		Solo 2		Solo 3	
	Energia de compactação		Energia de compactação		Energia de compactação	
	P. Nor.	P. Int.	P. Nor.	P. Int.	P. Nor.	P. Int.
Teor de umidade ótimo - w_{ot} (%)	16,0	15,8	30,5	29,0	31,5	27,7
Peso específico seco máximo - γ_d (kN/m ³)	17,26	17,57	14,12	14,42	14,3	14,81
Índice de suporte Califórnia - CBR (%)	4,1	11,5	3,9	10,0	3,3	15,0
Expansão _{CBR} (%)	0,04	1,10	0,02	0,08	0,03	0,27

*P. Nor. – Proctor normal; ** Proctor intermediário.

4.3 Triaxial Não Consolidado e Não Drenado

Para avaliar a coesão (intercepto coesivo) e o ângulo de atrito interno dos solos amostrados, foi realizado o ensaio triaxial não consolidado e não drenado (triaxial – UU), nas energias de compactação do Proctor normal e intermediário. As Figuras 4.11 a 4.16 apresentam as envoltórias de tensões dos ensaios triaxiais – UU dos solos nas energias do Proctor normal e intermediário, destacando o ângulo de atrito interno efetivo e a coesão efetiva.

A obtenção dos valores da coesão (intercepto coesivo) e o ângulo de atrito interno dos solos justificam-se por serem elementos de entradas de alguns programas de computador desenvolvidos para a análise das respostas estruturais de pavimentos flexíveis, como por exemplo, o programa MICH-PAVE.

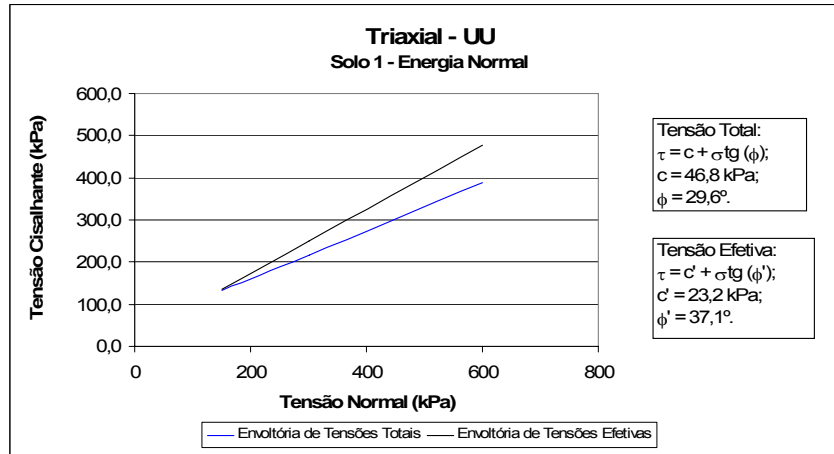


Figura 4.11: Envoltória de tensões do ensaio triaxial UU do Solo 1, na energia do Proctor normal

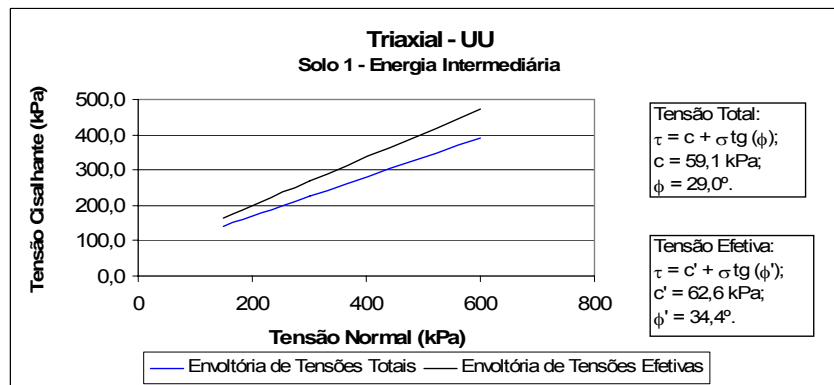


Figura 4.12: Envoltória de tensões do ensaio triaxial UU do Solo 1, na energia do Proctor intermediário

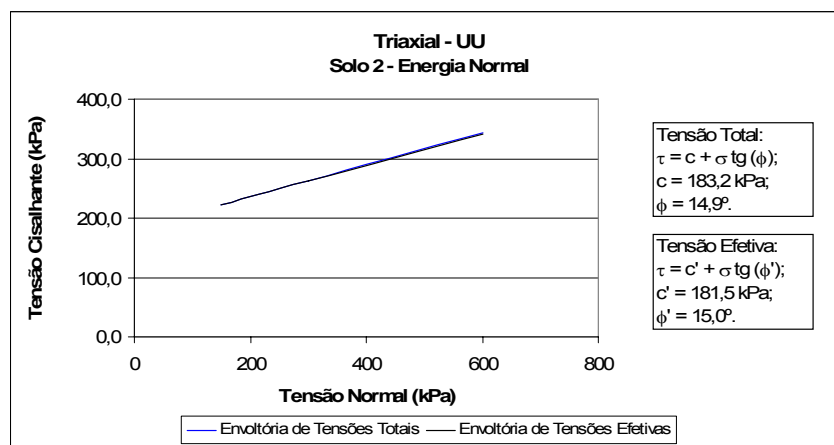


Figura 4.13: Envoltória de tensões do ensaio triaxial UU do Solo 2, na energia do Proctor normal

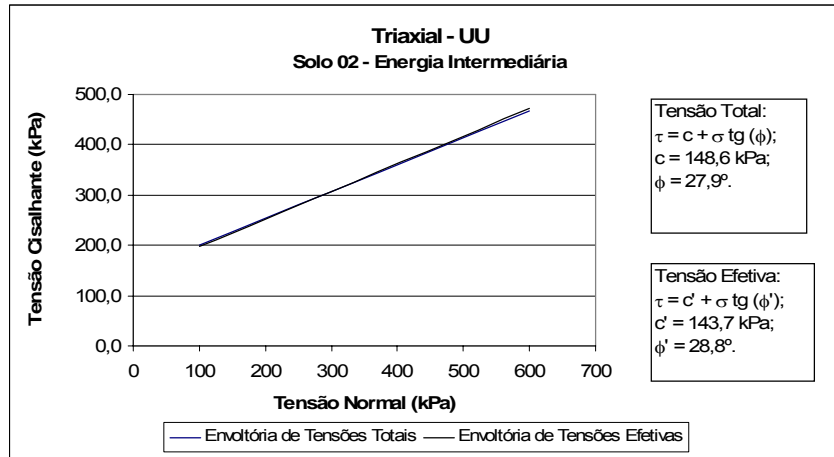


Figura 4.14: Envoltória de tensões do ensaio triaxial UU do Solo 2, na energia do Proctor intermediário

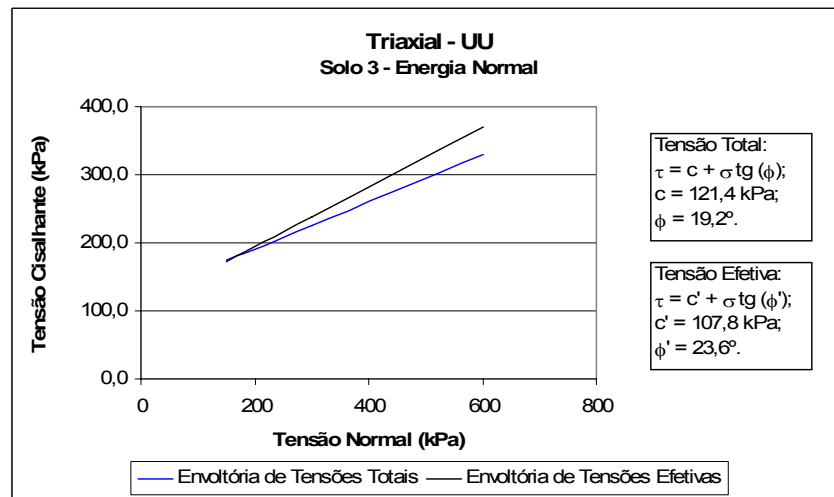


Figura 4.15: Envoltória de tensões do ensaio triaxial UU do Solo 3, na energia do Proctor normal

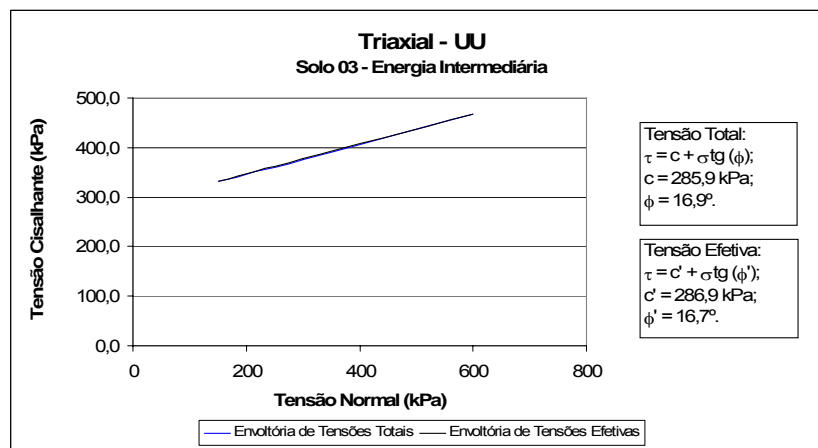


Figura 4.16: Envoltória de tensões do ensaio triaxial UU do Solo 3, na energia do Proctor intermediário

Os resultados dos ensaios triaxiais – UU dos solos pesquisados, a partir de corpos-de-prova moldados segundo as energias de compactação correspondentes ao Proctor normal e intermediário, são apresentados na Tabela 4.05, enfatizando a coesão e ângulo de atrito interno efetivos dos solos.

Tabela 4.05: Coesão e ângulo de atrito interno efetivos dos solos 1, 2 e 3 aferidos pelos ensaios triaxiais – UU

Descrição	Solo 1		Solo 2		Solo 3	
	Energia de compactação		Energia de compactação		Energia de compactação	
	Nor.	Int.	Nor.	Int.	Nor.	Int.
Coesão – c (kPa)	23,2	62,6	181,5	143,7	107,8	286,9
Ângulo de atrito interno efetivo- ϕ'	37,1°	34,4°	15,0°	28,8°	23,6°	16,7°

4.4 Ensaios de Módulo de Resiliência

Com a execução dos ensaios de módulo de resiliência dos solos amostrados, nas energias de compactação Proctor normal e intermediário, segundo as normas DNER 131/94 e AASHTO T 307/99, foi possível expressar, graficamente, as faixas de variação dos valores dos módulos de resiliência. As Figuras 4.17, 4.18 e 4.19 ilustram, respectivamente, essas faixas de variação dos solos 1, 2 e 3.

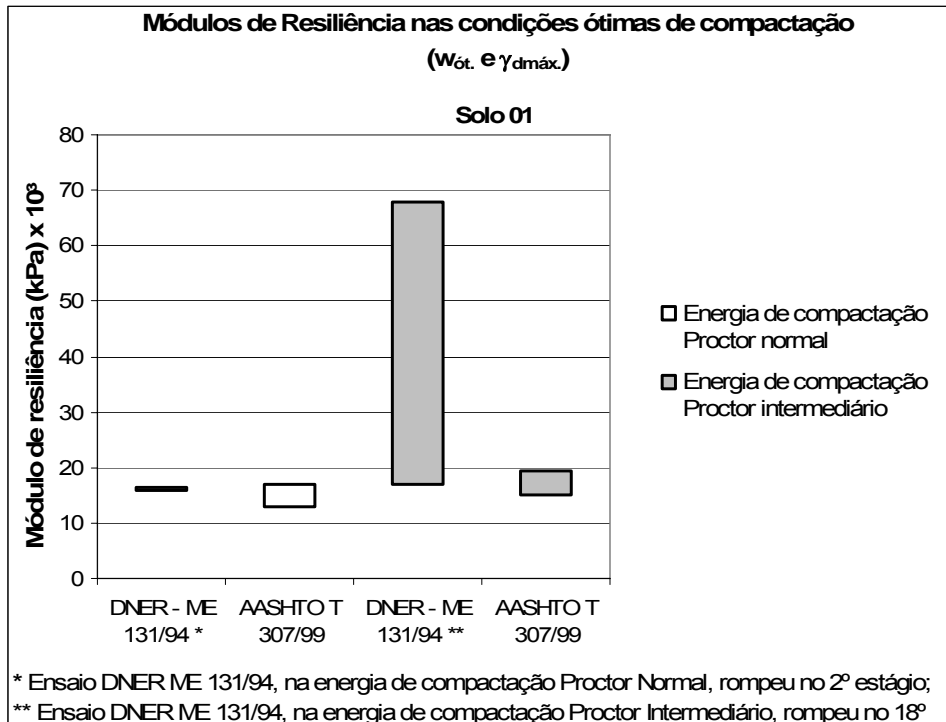


Figura 4.17: Faixa de variação dos valores dos módulos de resiliência do solo 1 nas energias de compactação do Proctor normal e intermediário, nas proximidades do teor ótimo de umidade e peso específico aparente seco máximo – normas DNER 131/94 e AASHTO T 307/99

Pela análise da Figura 4.17, verifica-se que o solo 1, de natureza arenosa, não resistiu a todos os estágios do ensaio de módulo de resiliência. Pela norma do DNER 131/94, na energia do Proctor normal, o corpo-de-prova rompeu no 2º estágio e na do Proctor intermediário, no 18º estágio. Ao confrontar os resultados obtidos pelo método do DNER com os da AASHTO, na energia do Proctor intermediário, observa-se que a faixa de variação do M_R , referente ao método do DNER, engloba praticamente toda a faixa encontrada pelo método da AASHTO; o valor máximo da faixa do DNER foi aproximadamente 3,5 vezes maior do que o da AASHTO. Referindo-se somente à norma da AASHTO, para ambas energias de compactação, a faixa de variação dos valores de M_R foi muito semelhante.

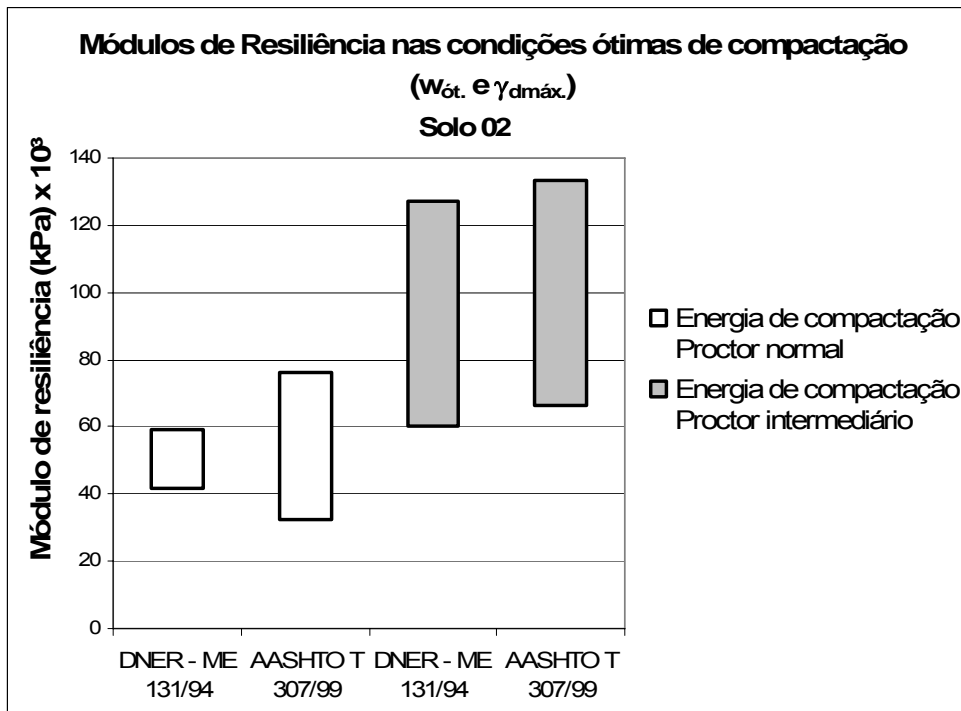


Figura 4.18: Faixa de variação dos valores dos módulos de resiliência do solo 2 nas energias de compactação do Proctor normal e intermediário, nas proximidades do teor ótimo de umidade e peso específico aparente seco máximo – normas DNER 131/94 e AASHTO T 307/99

Analisando a Figura 4.18, verifica-se que solo 2, de natureza argilosa, apresentou um comportamento resiliente similar na energia de compactação do Proctor intermediário, para ambas as normas de ensaio de módulo de resiliência - métodos de ensaio do DNER e AASHTO. Já para a energia do Proctor normal, observa-se que a faixa de variação do M_R referente ao método da AASHTO englobou toda a faixa encontrada pelo método do DNER e o valor máximo de M_R encontrado pela norma da AASHTO superou, aproximadamente, 30% o valor obtido utilizando-se a norma do DNER. Analisando-se cada norma de ensaio separadamente, para ambas energias de compactação, verifica-se que os valores máximos encontrados na energia do Proctor intermediário foram, aproximadamente, duas vezes maior aos encontrados na energia normal do Proctor normal.

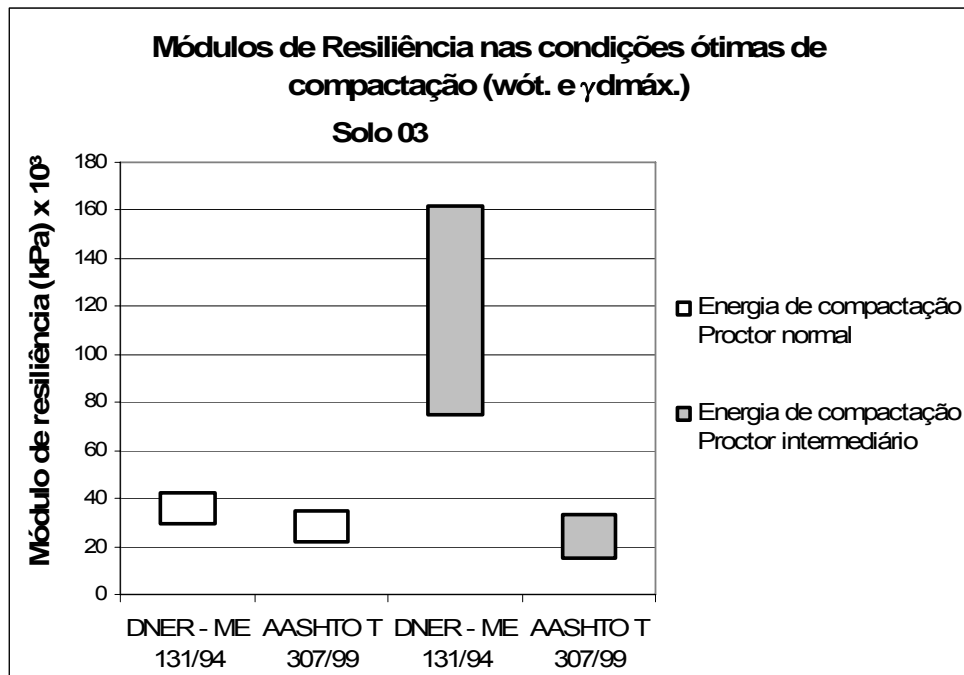


Figura 4.19: Faixa de variação dos valores dos módulos de resiliência do solo 3 nas energias de compactação do Proctor normal e intermediário, nas proximidades do teor ótimo de umidade e peso específico aparente seco máximo – normas DNER 131/94 e AASHTO T 307/99

Ao analisar a Figura 4.19, verifica-se que o solo 3, de classificação geotécnica semelhante ao do solo 2 (natureza argilosa), apresentou valores semelhantes de M_R , pela norma da AASHTO, nas duas energias de compactação. Pela norma do DNER, a faixa de valores de M_R foi muito diferente para as duas energias de compactação. Especificamente na energia normal, a faixa de variação dos valores dos M_R foi semelhante para as duas normas utilizadas. Confrontando-se os métodos de ensaio empregados na energia intermediária, verifica-se uma discrepância entre os resultados obtidos de M_R . O valor máximo de M_R pela norma do DNER foi, aproximadamente, cinco vezes maior que o máximo verificado pela norma da AASHTO. Verificou-se ainda que o valor mínimo do M_R pelo método do DNER foi da ordem de duas vezes maior que o máximo encontrado pelo método da AASHTO.

Salientando a semelhança geotécnica dos solos 2 e 3, é possível confrontar os resultados obtidos de M_R , mostrados nas Figuras 4.18 e 4.19, onde se observa que no método do DNER, em ambas as energias de compactação, os resultados foram razoavelmente similares. Pelo método da AASHTO houve melhor coerência

dos valores de M_R na energia de compactação do Proctor normal e expressiva divergência com relação à energia intermediária.

4.5 Modelos para estimativa do Módulo de Resiliência através de variáveis do estado de tensão

Os modelos para a estimativa do módulo de resiliência foram obtidos através de linearização das equações potenciais pela aplicação de logaritmo das variáveis do estado de tensão. Depois de linearizadas, foram feitas regressões lineares múltiplas, utilizando o método dos múltiplos quadrados.

A Tabela 4.06 contém os modelos do tipo potencial para a estimativa dos módulos de resiliência dos solos amostrados, pelas normas da AASHTO e DNER, nas energias de compactação Proctor normal e intermediário, que apresentaram os melhores valores dos coeficientes de determinação linear (R^2).

As Tabelas 4.07, 4.08 e 4.09 apresentam, respectivamente, os modelos do tipo potencial para a estimativa do módulo de resiliência através das metodologias AASHTO e DNER, a partir da tensão desvio (σ_d), modelo composto (σ_d e σ_3) e primeiro invariante de tensões (θ), por meio de corpos-de-prova moldados nas energias do Proctor normal e intermediário, segundo as normas de módulo de resiliência apresentadas na Tabela 3.02.

Tabela 4.06: Modelos para previsão do módulo de resiliência dos solos 1, 2 e 3, nas energias de compactação normal e intermediária, que apresentaram os melhores valores dos coeficientes de determinação linear (R²)

Solo 1 - Energia do Proctor Normal						Solo 1 – Energia do Proctor Intermediária					
AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$ (kPa)					AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2}$ (kPa)				
	W	k ₁	K ₂	k ₃	R ²		w	k ₁	k ₂	-	R ²
	w _{ót}	11.049	0,048	0,039	0,425		w _{ót}	14.075	0,0403	-	0,311
DNER *	-					DNER *	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$ (kPa)				
							w	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
							w _{ót}	1.861,9	0,041	0,861	0,945
	* O ensaio rompeu no 2º estágio						* O ensaio rompeu no 18º estágio				
Solo 2 - Energia do Proctor Normal						Solo 2 – Energia do Proctor Intermediária					
AASHTO	Modelo $k_1 \times \theta^{k_2}$ (kPa)					AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$ (kPa)				
	W	k ₁	k ₂	-	R ²		w	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
	w _{ót}	2.945,8	0,609	-	0,942		w _{ót}	1,046x10 ⁻⁵	-0,275	0,268	0,979
DNER	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$					DNER	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$				
	W	k ₁	k ₂	-	R ²		w	k ₁	k ₂	-	R ²
	w _{ót}	19.978	0,182	-	0,596		w _{ót}	4.020,8	0,61	-	0,954
Solo 3 - Energia do Proctor Normal						Solo 3 – Energia do Proctor Intermediária					
AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$ (kPa)					AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$ (kPa)				
	W	k ₁	k ₂	k ₃	R ²		w	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
	w _{ót}	10.128	0,184	0,092	0,785		w _{ót}	5.057,4	0,448	-0,013	0,979
DNER	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$					DNER	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$				
	W	k ₁	k ₂	k ₃	R ²		w	k ₁	k ₂	-	R ²
	w _{ót}	1,92x10 ⁻⁹	0,08	0,95	0,792		w _{ót}	3.836,7	0,688	-	0,998

Tabela 4.07: Modelo para previsão do módulo de resiliência dos solos 1, 2 e 3, nas energias de compactação normal e intermediária, em função da tensão desvio

Solo 1 – Energia do Proctor Normal						Solo 1 - Energia do Proctor Intermediária					
AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2}$					AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2}$				
	W	k ₁	k ₂	-	R ²		w	k ₁	k ₂	-	R ²
	w _{ót}	12.540	0,0474	-	0,352		w _{ót}	14.075	0,0403	-	0,311
DNER *	-					DNER *	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2}$				
				-			w	k ₁	k ₂	-	R ²
				-			w _{ót}	3.685,6	0,473	-	0,807
* O ensaio rompeu no 2º estágio						* O ensaio rompeu no 18º estágio					
Solo 2 – Energia do Proctor Normal						Solo 2 - Energia do Proctor Intermediária					
AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2}$					AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2}$				
	W	k ₁	k ₂	-	R ²		w	k ₁	k ₂	-	R ²
	w _{ót}	30.734	0,154	-	0,386		w _{ót}	2,47x10 ⁻⁵	0,0761	-	0,761
DNER	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2}$					DNER	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2}$				
	W	k ₁	k ₂	-	R ²		w	k ₁	k ₂	-	R ²
	w _{ót}	35.945	0,0738	-	0,468		w _{ót}	23.358	0,297	-	0,902
Solo 3 – Energia do Proctor Normal						Solo 3 - Energia do Proctor Intermediária					
AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2}$					AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2}$				
	W	k ₁	k ₂	-	R ²		w	k ₁	k ₂	-	R ²
	w _{ót}	13.592	0,184	-	0,725		w _{ót}	4.152,8	0,487	-	0,934
DNER	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2}$					DNER	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2}$				
	W	k ₁	k ₂	-	R ²		w	k ₁	k ₂	-	R ²
	w _{ót}	23.996	0,0245	-	0,573		w _{ót}	24.041	0,344	-	0,978

Tabela 4.08: Modelo para previsão do módulo de resiliência dos solos 1, 2 e 3, nas energias de compactação normal e intermediária, em função das tensões desvio e confinante

Solo 1 – Energia do Proctor Normal						Solo 1 - Energia do Proctor Intermediária					
AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$					AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$				
	W	k ₁	k ₂	k ₃	R ²		w	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
	w _{ót}	11.049	0,0477	0,0392	0,425		w _{ót}	14.196	0,0493	-0,0029	0,311
DNER *	-					DNER *	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$				
	W						w	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
	w _{ót}						w _{ót}	1.861,9	0,0413	0,861	0,945
* O ensaio rompeu no 2º estágio						* O ensaio rompeu no 18º estágio					
Solo 2 – Energia do Proctor Normal						Solo 2 - Energia do Proctor Intermediária					
AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$					AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$				
	W	k ₁	k ₂	k ₃	R ²		w	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
	w _{ót}	8.085,7	0,150	0,421	0,940		w _{ót}	1,046x10 ⁻⁵	-0,275	0,268	0,979
DNER	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$					DNER	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$				
	W	k ₁	k ₂	k ₃	R ²		w	k ₁	k ₂	K ₃	R ²
	w _{ót}	7,89x10 ⁻⁵	0,12	6,52	0,548		w _{ót}	0,39687	0,291	3,83	0,907
Solo 3 – Energia do Proctor Normal						Solo 3 - Energia do Proctor Intermediária					
AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$					AASHTO	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$				
	W	k ₁	k ₂	k ₃	R ²		w	k ₁	k ₂	K ₃	R ²
	w _{ót}	10.128	0,184	0,0918	0,785		w _{ót}	5.057,4	0,448	-0,0126	0,979
DNER	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$					DNER	$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3}$				
	W	k ₁	k ₂	k ₃	R ²		w	k ₁	k ₂	K ₃	R ²
	w _{ót}	1,92x10 ⁻⁹	0,0803	0,95	0,792		w _{ót}	387,05	0,331	1,38	0,978

Tabela 4.09: Modelo para previsão do módulo de resiliência dos solos 1, 2 e 3, nas energias de compactação normal e intermediária, em função do primeiro invariante de tensão

Solo 1 - Energia do Proctor Normal						Solo 1 - Energia do Proctor Intermediária					
AASHTO	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$					AASHTO	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$				
	W	K ₁	k ₂	-	R ²		w	k ₁	K ₂	-	R ²
	w _{ót}	9.703,5	0,0696	-	0,410		w _{ót}	13.923	0,0394	-	0,155
DNER *	-					DNER *	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$				
							w	k ₁	K ₂	-	R ²
							w _{ót}	798,38	0,659	-	0,928
	* O ensaio rompeu no 2º estágio						* O ensaio rompeu no 18º estágio				
Solo 2 - Energia do Proctor Normal						Solo 2 - Energia do Proctor Intermediária					
AASHTO	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$					AASHTO	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$				
	W	K ₁	k ₂	-	R ²		w	k ₁	K ₂	-	R ²
	w _{ót}	2.945,8	0,609	-	0,942		w _{ót}	64.687	0,0761	-	0,130
DNER	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$					DNER	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$				
	W	K ₁	k ₂	-	R ²		w	k ₁	K ₂	-	R ²
	w _{ót}	19.978	0,182	-	0,596		w _{ót}	4.020,8	0,61	-	0,954
Solo 3 - Energia do Proctor Normal						Solo 3 - Energia do Proctor Intermediária					
AASHTO	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$					AASHTO	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$				
	W	K ₁	k ₂	-	R ²		w	k ₁	K ₂	-	R ²
	w _{ót}	7.879,9	0,253	-	0,622		w _{ót}	5.732,7	0,303	-	0,934
DNER	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$					DNER	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$				
	W	K ₁	k ₂		R ²		w	k ₁	K ₂	-	R ²
	w _{ót}	12.658	0,202		0,698		w _{ót}	3.836,7	0,688	-	0,998

Pela análise das tabelas acima, verifica-se de um modo geral que os modelos de estimativa do M_R dos solos foram melhor representados pelo modelo composto ($M_R = k_1 \sigma_d^{k_2} \sigma_3^{k_3}$). A apreciação simultânea desses modelos em função do R^2 , com base na energia de compactação, revela ainda que houve uma melhor adaptação da energia do Proctor intermediário em relação à do Proctor normal. Agora, comparando os modelos de estimativa de M_R com base nas normas que foram utilizadas, observa-se um melhor ajuste dos resultados em termos de R^2 para a norma do DNER.

4.6 Análise das Respostas Estruturais dos Solos 1, 2 e 3 num Pavimento Flexível Hipotético

Diante das considerações citadas no item 3.2.5, procedeu-se a uma análise comparativa das respostas estruturais do pavimento hipotético, empregando-se os diferentes modelos de comportamento resiliente encontrados para os solos quando empregados nas camadas do subleito e reforço, utilizando o programa Everstress. Para tal fim, empregaram-se as estruturas de um pavimento hipotético representado nas Figuras 3.10 e 3.11.

Em função das equações dos módulos de resiliência obtidas para os solos 1, 2 e 3 (Tabelas 4.06 a 4.09), investigaram-se as seguintes alternativas de emprego das referidas equações:

- a) **1ª alternativa:** nas camadas do reforço e subleito, empregou-se a equação do módulo de resiliência em função do primeiro invariante de tensão (θ);
- b) **2ª alternativa:** nas camadas do reforço e subleito, empregou-se a equação do módulo de resiliência em função da tensão desvio (σ_d);

Com base na AASHTO (1993), em todas as alternativas de análise, empregaram-se nas camadas de base e revestimento betuminoso, o modelo de resiliência em função do primeiro invariante de tensão para materiais granulares na condição úmida e o valor de 500.000 psi ou 3.516.174,4 kPa, respectivamente.

As Tabelas 4.10 e 4.11 contêm as informações necessárias para emprego do programa utilizado neste estudo, tendo em vista as alternativas anteriormente citadas para cada solo investigado nesta pesquisa.

Tabela 4.10: Informações dos solos 1, 2 e 3 para estudo das tensões e deslocamentos – equação do M_R em função de θ

Solo 1 - $M_R = k_1 \theta^{k_2}$											
Camada	Espessura (m)	Equação e/ou valor do módulo de resiliência (kPa)	Energia de compactação	Norma do ensaio de M_R	Coef. Poisson μ	Peso específico (kN/m ³)	Carga por roda - P (kN)	Pressão de enchimento - p (kPa)	Ângulo de atrito efetivo - ϕ (graus)	Intercepto coesivo efetivo - c' (kPa)	Coef. empuxo k_0 (1-sen ϕ)
Revestimento	0,10	3.516.174,40	-	-	0,35	23,045	20,5	563	-	-	0,80
Base	0,20	$M_{R(kPa)} = 8.727,7 \times \theta_{(kPa)}^{0,6}$	-	-	0,40	21,084			40,0	-	0,36
Reforço do Subleito	0,15	$M_{R(kPa)} = 798,4 \times \theta_{(kPa)}^{0,659}$	Intermediária	DNER	0,40	17,570			34,4	62,6	0,44
Subleito	-	$M_{R(kPa)} = 9.703,5 \times \theta_{(kPa)}^{0,0696}$	Normal	ASSTHO	0,40	17,260			37,1	23,2	0,40
Solo 2 - $M_R = k_1 \theta^{k_2}$											
Camada	Espessura (m)	Equação e/ou valor do módulo de resiliência (kPa)	Energia de Compactação	Norma do Ensaio de M_R	Coef. Poisson μ	Peso Especifico (kN/m ³)	Carga por Roda - P (kN)	Pressão de Enchimento - p (kPa)	Ângulo de Atrito Efetivo (graus)	Intercepto coesivo efetivo - c' (kPa)	Coef. Empuxo k_0 (1-sen ϕ)
Revestimento	0,10	3.516.174,40	-	-	0,35	23,045	20,5	563	-	-	0,80
Base	0,20	$M_{R(kPa)} = 8.727,7 \times \theta_{(kPa)}^{0,6}$	-	-	0,40	21,084			40,0	-	0,36
Reforço do Subleito	0,15	$M_{R(kPa)} = 4.020,8 \times \theta_{(kPa)}^{0,610}$	Intermediária	DNER	0,40	14,420			28,8	143,7	0,52
Subleito	-	$M_{R(kPa)} = 2.945,8 \times \theta_{(kPa)}^{0,609}$	Normal	ASSTHO	0,40	14,120			15,0	181,5	0,74
Solo 3 - $M_R = k_1 \theta^{k_2}$											
Camada	Espessura (m)	Equação e/ou valor do módulo de resiliência (kPa)	Energia de Compactação	Norma do Ensaio de M_R	Coef. Poisson μ	Peso Especifico (kN/m ³)	Carga por Roda - P (kN)	Pressão de Enchimento - p (kPa)	Ângulo de Atrito Efetivo (graus)	Intercepto coesivo efetivo - c' (kPa)	Coef. Empuxo k_0 (1-sen ϕ)
Revestimento	0,10	3.516.174,40	-	-	0,35	23,045	20,5	563	-	-	0,80
Base	0,20	$M_{R(kPa)} = 8.727,7 \times \theta_{(kPa)}^{0,6}$	-	-	0,40	21,084			40,0	-	0,36
Reforço do Subleito	0,15	$M_{R(kPa)} = 3.836,7 \times \theta_{(kPa)}^{0,688}$	Intermediária	DNER	0,40	14,810			16,7	286,9	0,71
Subleito	-	$M_{R(kPa)} = 12.658,0 \times \theta_{(kPa)}^{0,202}$	Normal	DNER	0,40	14,300			23,6	107,8	0,60

Tabela 4.11: Informações dos solos 1, 2 e 3 para estudo das tensões e deslocamentos – equação do M_R em função de σ_d

Solo 1 - $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$											
Camada	Espessura (m)	Equação e/ou valor do módulo de resiliência (kPa)	Energia de Compactação	Norma do Ensaio de M_R	Coef. Poisson μ	Peso Específico (kN/m ³)	Carga por Roda - P (kN)	Pressão de Enchimento - p (kPa)	Ângulo de Atrito Efetivo (graus)	Intercepto coesivo efetivo - c' (kPa)	Coef. Empuxo k_0 (1-sen ϕ)
Revestimento	0,10	3.516.174,40	-	-	0,35	23,045	20,5	563	-	-	0,80
Base	0,20	$M_{R(kPa)} = 8.727,7 \times \theta_{(kPa)}^{0,6}$	-	-	0,40	21,084			40,0	-	0,36
Reforço do Subleito	0,15	$M_{R(kPa)} = 3.685,7 \times \sigma_{d(kPa)}^{0,473}$	Intermediária	DNER	0,40	17,570			34,4	62,6	0,44
Subleito	-	$M_{R(kPa)} = 12.540,0 \times \sigma_{d(kPa)}^{0,0474}$	Normal	ASSTHO	0,40	17,260			37,1	23,2	0,40
Solo 2 - $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$											
Camada	Espessura (m)	Equação e/ou valor do módulo de resiliência (kPa)	Energia de Compactação	Norma do Ensaio de M_R	Coef. Poisson μ	Peso Específico (kN/m ³)	Carga por Roda - P (kN)	Pressão de Enchimento - p (kPa)	Ângulo de Atrito Efetivo (graus)	Intercepto coesivo efetivo - c' (kPa)	Coef. Empuxo k_0 (1-sen ϕ)
Revestimento	0,10	3.516.174,40	-	-	0,35	23,045	20,5	563	-	-	0,80
Base	0,20	$M_{R(kPa)} = 8.727,7 \times \theta_{(kPa)}^{0,6}$	-	-	0,40	21,084			40,0	-	0,36
Reforço do Subleito	0,15	$M_{R(kPa)} = 23.358,0 \times \sigma_{d(kPa)}^{0,287}$	Intermediária	DNER	0,40	14,420			28,8	143,7	0,52
Subleito	-	$M_{R(kPa)} = 35.945,0 \times \sigma_{d(kPa)}^{0,0738}$	Normal	DNER	0,40	14,120			15,0	181,5	0,74
Solo 3 - $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$											
Camada	Espessura (m)	Equação/Valor do Módulo de Resiliência (kPa)	Energia de Compactação	Norma do Ensaio de M_R	Coef. Poisson μ	Peso Específico (kN/m ³)	Carga por Roda - P (kN)	Pressão de Enchimento - p (kPa)	Ângulo de Atrito Efetivo (graus)	Intercepto coesivo efetivo - c' (kPa)	Coef. Empuxo k_0 (1-sen ϕ)
Revestimento	0,10	3.516.174,40	-	-	0,35	23,045	20,5	563	-	-	0,80
Base	0,20	$M_{R(kPa)} = 8.727,7 \times \theta_{(kPa)}^{0,6}$	-	-	0,40	21,084			40,0	-	0,36
Reforço do Subleito	0,15	$M_{R(kPa)} = 24.041,0 \times \sigma_{d(kPa)}^{0,344}$	Intermediária	DNER	0,40	14,810			16,7	286,9	0,71
Subleito	-	$M_{R(kPa)} = 13.592,0 \times \sigma_{d(kPa)}^{0,184}$	Normal	ASSTHO	0,40	14,300			23,6	107,8	0,60

4.6.1 Respostas Estruturais – Tensões e Deslocamentos

As Tabelas 4.12, 4.13 e 4.14 apresentam os resultados das tensões normais horizontais e verticais e seus respectivos deslocamentos em várias profundidades do pavimento hipotético. As Figuras 4.20 a 4.25 ilustram os resultados das tensões e deslocamentos contidos nas tabelas anteriormente citadas.

Tabela 4.12: Tensões normais horizontal e vertical e seus respectivos deslocamentos quando do emprego dos solos 1, 2 e 3 na Estrutura 1 (Figura 3.10), sob uma linha passando pelo centro de uma das rodas do semi-eixo simples de rodas duplas – equações do M_R em função de θ e de σ_d

Descrição		Solo 1 - $M_R = k_1 \theta^2$				Solo 1 - $M_R = k_1 \sigma_d^2$			
Camada	Profundidade (cm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento Ux (mm)	Deslocamento Uz (mm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento Ux (mm)	Deslocamento Uz (mm)
Revestimento	0,00	0,0	-551,2	0,049	2,180	-2.208,1	-551,2	0,044	1,886
Revestimento	9,99	0,0	-64,0	-0,046	2,173	1.875,7	-73,4	-0,040	1,880
Reforço do Subleito	30,01	0,0	-26,0	-0,116	1,946	-1,7	-28,6	-0,096	1,679
Subleito	45,01	0,0	-19,8	-0,087	1,659	-1,5	-20,5	-0,086	1,466

Descrição		Solo 2 - $M_R = k_1 \theta^2$				Solo 2 - $M_R = k_1 \sigma_d^2$			
Camada	Profundidade (cm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento Ux (mm)	Deslocamento Uz (mm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento Ux (mm)	Deslocamento Uz (mm)
Revestimento	0,00	0,0	-551,2	0,031	1,050	-1.593,4	-551,2	0,025	0,766
Revestimento	9,99	0,0	-99,5	-0,027	1,043	1.241,9	-114,6	-0,022	0,759
Reforço do Subleito	30,01	0,0	-38,8	-0,057	0,894	-68,9	-45,8	-0,040	0,631
Subleito	45,01	0,0	-26,1	-0,052	0,768	-158,5	-29,4	-0,040	0,543

Descrição		Solo 3 - $M_R = k_1 \theta^2$				Solo 3 - $M_R = k_1 \sigma_d^2$			
Camada	Profundidade (cm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento Ux (mm)	Deslocamento Uz (mm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento Ux (mm)	Deslocamento Uz (mm)
Revestimento	0,00	0,0	-551,2	0,035	1,376	-1.690,8	-551,2	0,028	1,073
Revestimento	9,99	0,0	-91,6	-0,031	1,369	1.295,5	-111,4	-0,023	1,066
Reforço do Subleito	30,01	0,0	-34,3	-0,066	1,207	13,2	-40,2	-0,040	0,937
Subleito	45,01	0,0	-22,1	-0,070	1,070	-0,9	-21,5	-0,064	0,856

Tabela 4.13: Tensões normais horizontal e vertical e seus respectivos deslocamentos quando do emprego dos solos 1, 2 e 3 na Estrutura 1 (Figura 3.10), sob uma linha eqüidistante das duas rodas do semi-eixo simples de rodas duplas – equações do M_R em função de θ e de σ_d

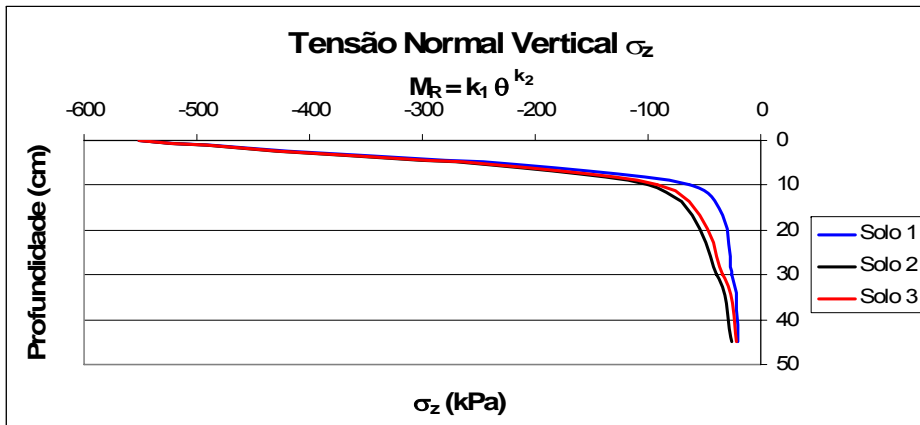
Descrição		Solo 1 - $M_R = k_1 \theta^{k_2}$				Solo 1 - $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$			
Camada	Profundidade (cm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento U_x (mm)	Deslocamento U_z (mm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento U_x (mm)	Deslocamento U_z (mm)
Revestimento	0,00	-1.571,3	0,0	0,000	2,236	-1.390,3	0,0	0,000	1,408
Revestimento	9,99	1.378,3	-56,8	0,000	2,237	1.177,3	-64,6	0,000	1,409
Reforço do Subleito	30,01	-5,0	-27,8	0,000	2,008	-1,4	-30,7	0,000	1,249
Subleito	45,01	-2,2	-21,0	0,000	1,700	-1,2	-21,7	0,000	1,101

Descrição		Solo 2 - $M_R = k_1 \theta^{k_2}$				Solo 2 - $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$			
Camada	Profundidade (cm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento U_x (mm)	Deslocamento U_z (mm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento U_x (mm)	Deslocamento U_z (mm)
Revestimento	0,00	-935,6	0,0	0,000	1,075	-727,8	0,0	0,000	0,782
Revestimento	9,99	715,0	-84,5	0,000	1,076	512,8	-95,8	0,000	0,783
Reforço do Subleito	30,01	-1,1	-41,9	0,000	0,930	-0,3	-49,7	0,000	0,659
Subleito	45,01	-1,0	-28,0	0,000	0,793	-1,0	-31,8	0,000	0,563

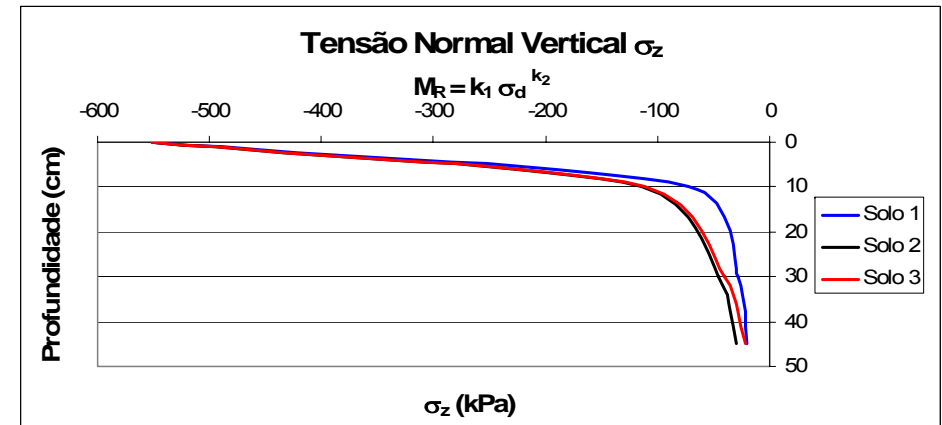
Descrição		Solo 3 - $M_R = k_1 \theta^{k_2}$				Solo 3 - $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$			
Camada	Profundidade (cm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento U_x (mm)	Deslocamento U_z (mm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento U_x (mm)	Deslocamento U_z (mm)
Revestimento	0,00	-1.083,7	0,0	0,000	1,408	-827,7	0,0	0,000	1,092
Revestimento	9,99	848,4	-78,7	0,000	1,409	565,3	-93,7	0,000	1,094
Reforço do Subleito	30,01	3,9	-36,9	0,000	1,249	14,5	-43,4	0,000	0,969
Subleito	45,01	-0,4	-23,7	0,000	1,101	-0,4	-23,2	0,000	0,881

Tabela 4.14: Tensões normal e vertical e seus respectivos deslocamentos versus profundidade, sob uma linha central passando pelo centro da CRSE - modelo resiliente em função do primeiro invariante de tensões do solo 2, para a Estrutura 2 (Figura 3.11)

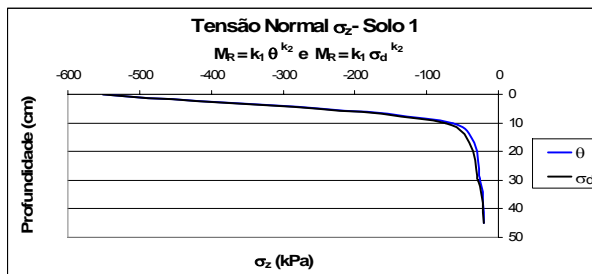
Descrição		Solo 2 - $M_R = k_1 \theta^{k_2}$ - Roda simples			
Camada	Profundidade (cm)	Tensão normal - σ_x (kPa)	Tensão normal - σ_z (kPa)	Deslocamento U_x (mm)	Deslocamento U_z (mm)
Revestimento	0,00	-2.472,5	-551,2	0,000	1,105
Revestimento	9,99	2.078,1	-136,4	0,000	1,098
Reforço do Subleito	30,01	2,5	-46,4	0,000	0,909
Subleito	45,01	0,3	-28,8	0,000	0,762



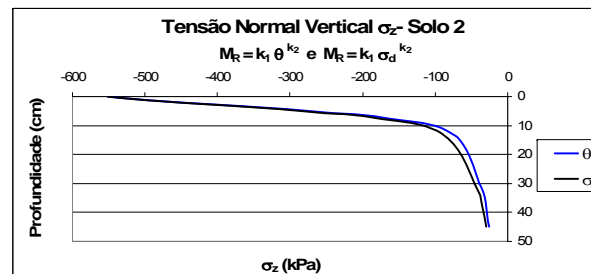
Tensão normal vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões



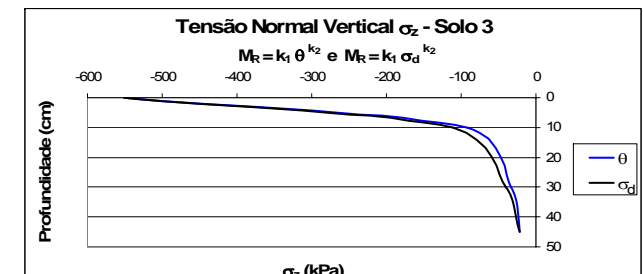
Tensão normal vertical versus profundidade em função da tensão desvio



Comparativo da tensão normal vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 1

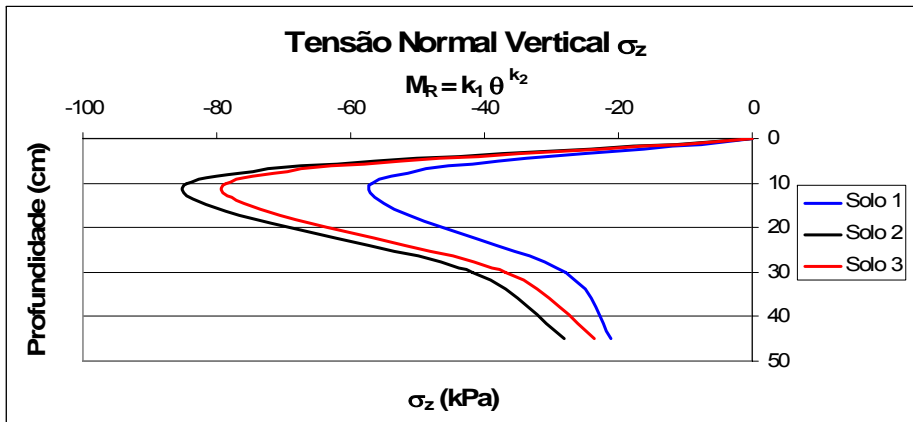


Comparativo da tensão normal vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 2

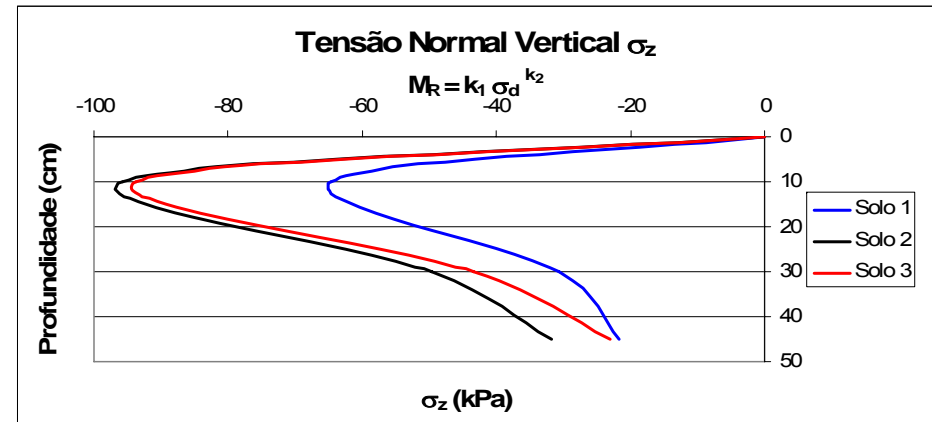


Comparativo da tensão normal vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 3

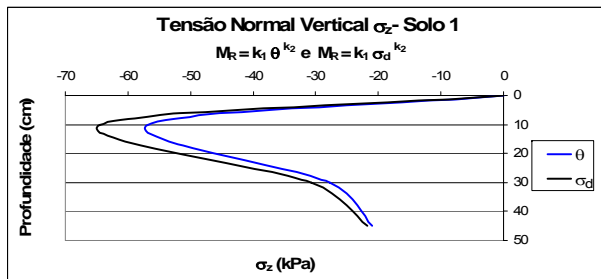
Figura 4.20: Tensão normal vertical versus profundidade a partir dos modelos resilientes em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio dos Solos 1, 2 e 3 para a Estrutura 1, seção sob uma das duas rodas



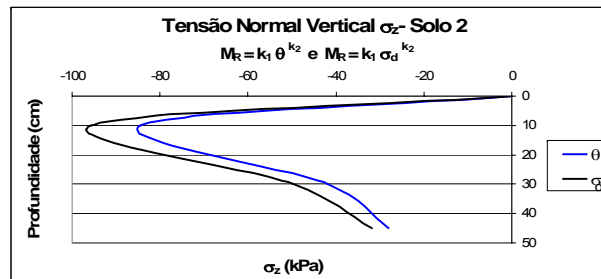
Tensão normal vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões



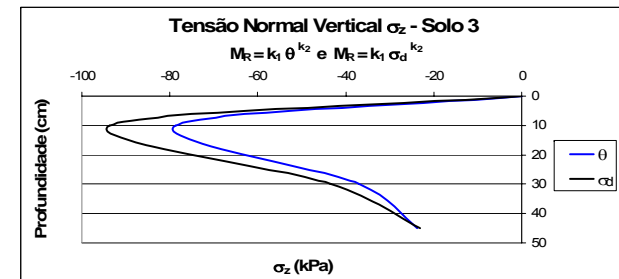
Tensão normal vertical versus profundidade em função da tensão desvio



Comparativo da tensão normal vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 1

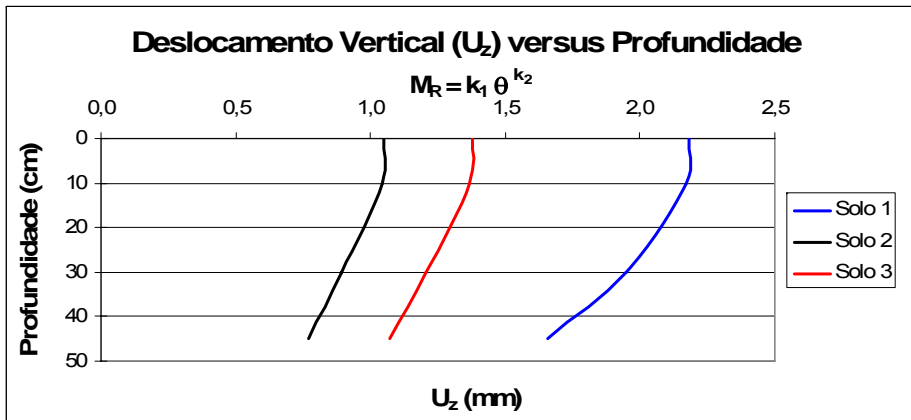


Comparativo da tensão normal vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 2

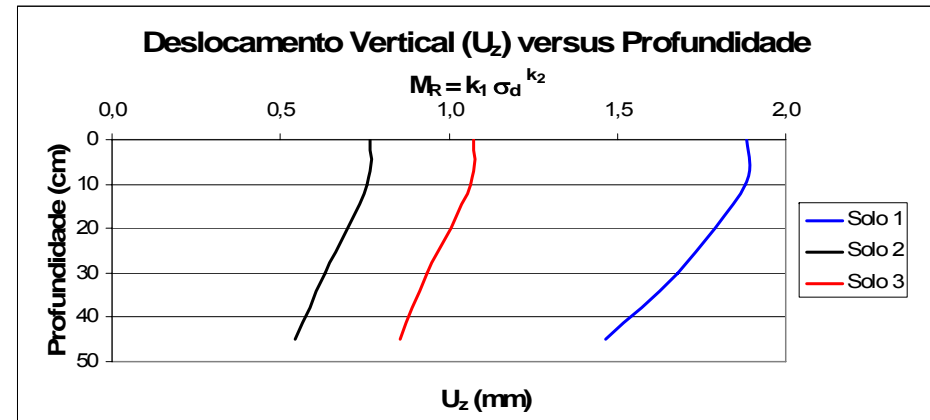


Comparativo da tensão normal vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 3

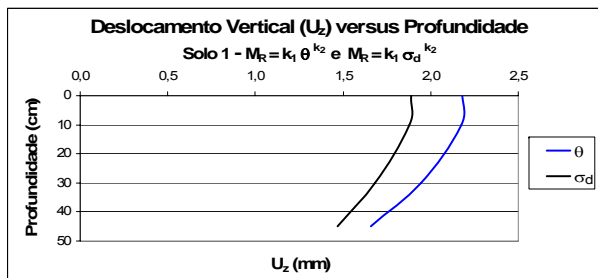
Figura 4.21: Tensão normal vertical versus profundidade a partir dos modelos resilientes em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio dos Solos 1, 2 e 3 para a Estrutura 1, seção intermediária às duas rodas



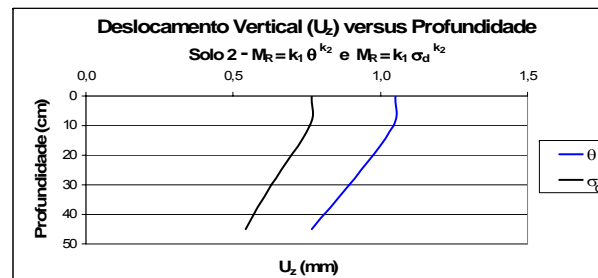
Deslocamento vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões



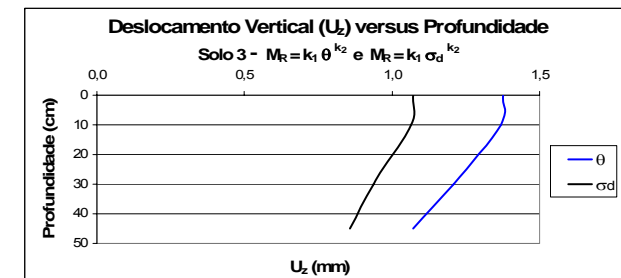
Deslocamento vertical versus profundidade em função da tensão desvio



Comparativo do deslocamento vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 1

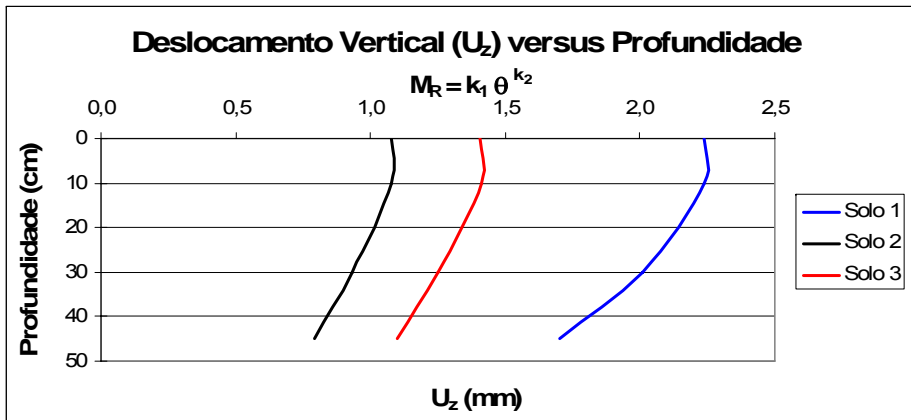


Comparativo do deslocamento vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 2

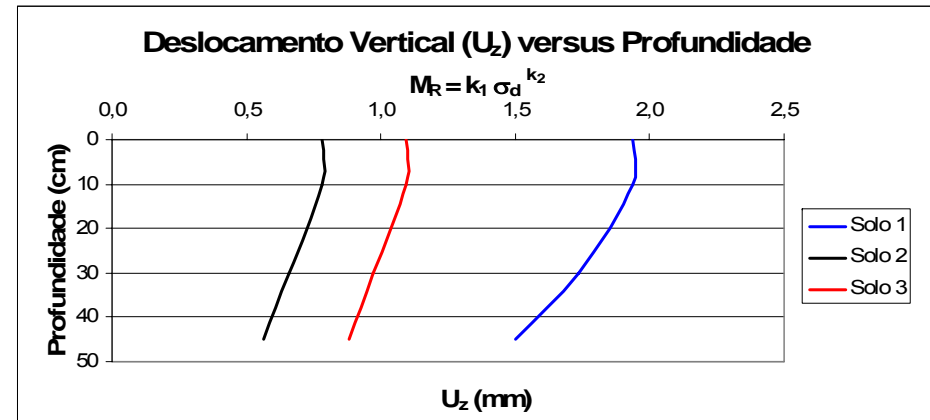


Comparativo do deslocamento vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 3

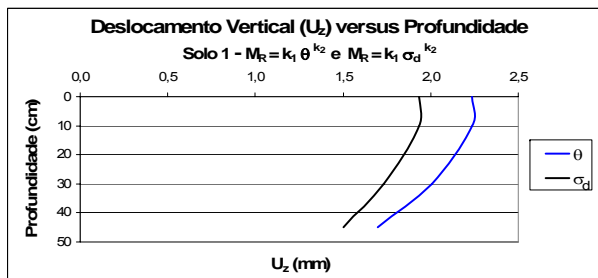
Figura 4.22: Deslocamento vertical versus profundidade a partir dos modelos resilientes em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio dos Solos 1, 2 e 3 para a Estrutura 1, seção sob uma das duas rodas



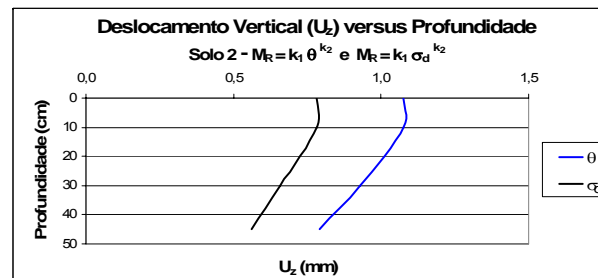
Deslocamento vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões



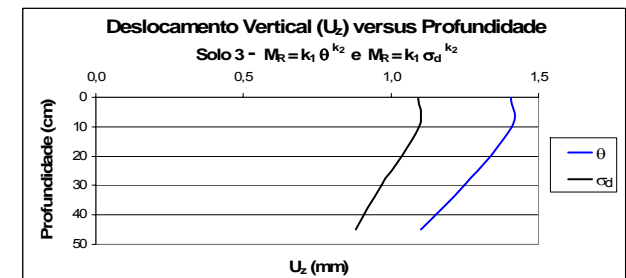
Deslocamento vertical versus profundidade em função da tensão desvio



Comparativo do deslocamento vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 1

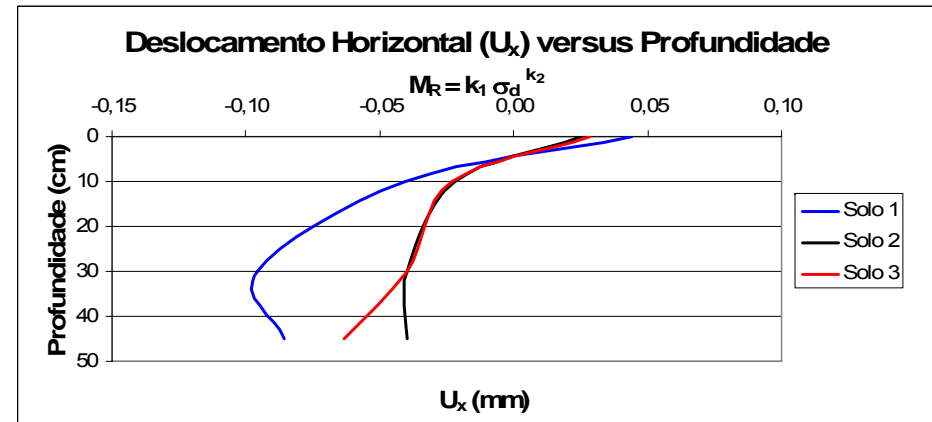
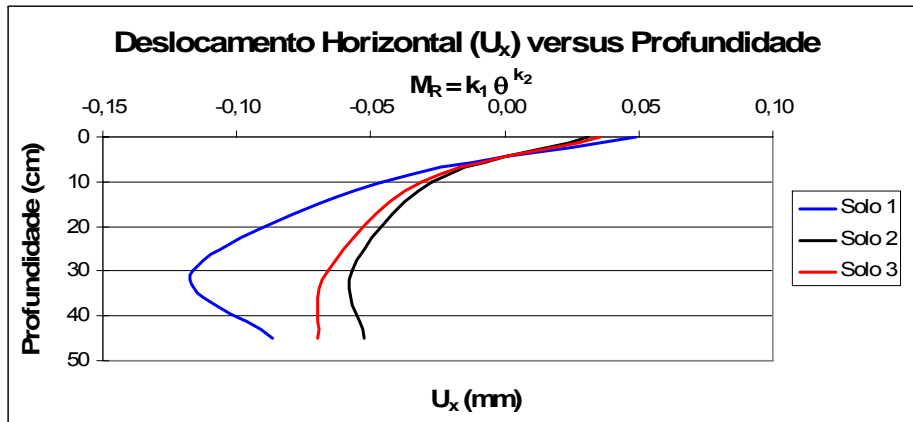


Comparativo do deslocamento vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 2



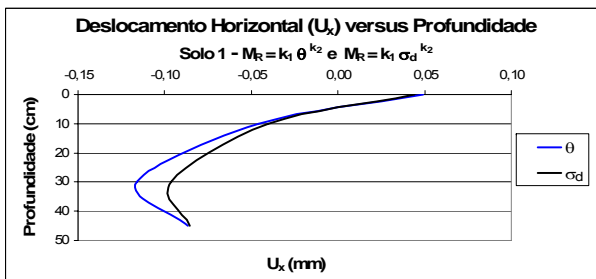
Comparativo do deslocamento vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 3

Figura 4.23: Deslocamento vertical versus profundidade a partir dos modelos resilientes em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio dos Solos 1, 2 e 3 para a Estrutura 1, seção intermediária às duas rodas

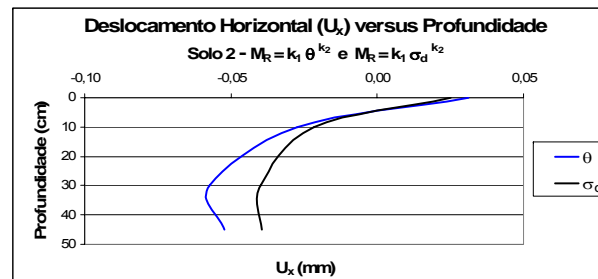


Deslocamento horizontal *versus* profundidade em função do primeiro invariante de tensões

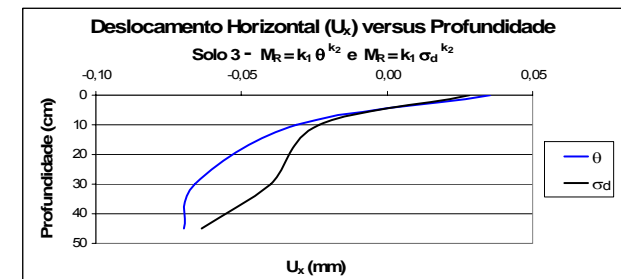
Deslocamento horizontal *versus* profundidade em função da tensão desvio



Comparativo do deslocamento horizontal *versus* profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 1

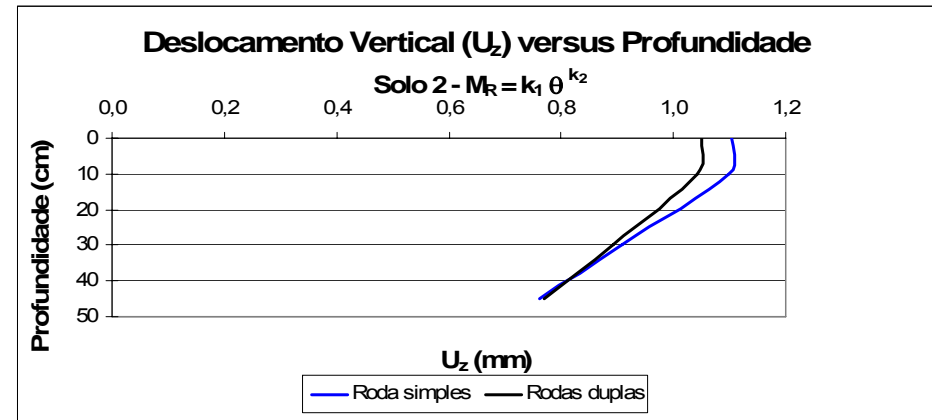
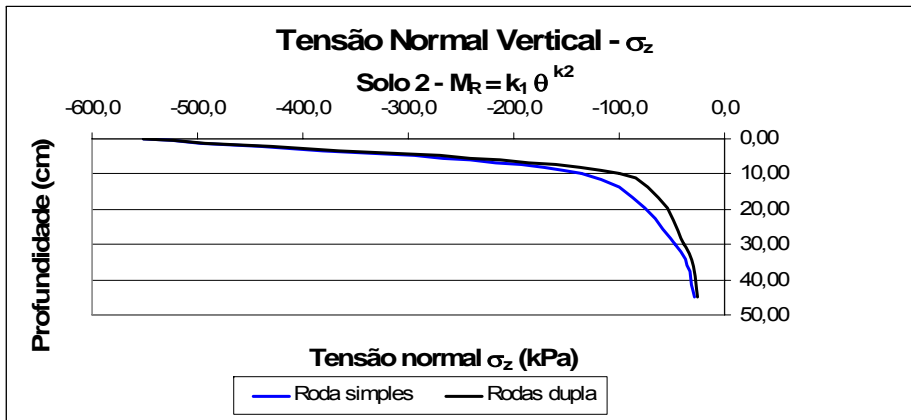


Comparativo do deslocamento horizontal *versus* profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 2



Comparativo do deslocamento horizontal *versus* profundidade em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio para o solo 3

Figura 4.24: Deslocamento horizontal *versus* profundidade a partir dos modelos resilientes em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio dos Solos 1, 2 e 3 para a Estrutura 1, seção sob uma das duas rodas



Tensão normal vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões

Deslocamento vertical versus profundidade em função do primeiro invariante de tensões

Figura 4.25: Tensão normal vertical e respectivo deslocamento *versus* profundidade a partir do modelo resiliente em função do primeiro invariante de tensões do solo 2, para a Estrutura 2, seção sob o eixo central da roda simples equivalente

As Tabelas 4.15, 4.16 e 4.17 mostram as análises comparativas dos deslocamentos obtidos empregando-se as equações do M_R em função da tensão desvio (σ_d) em relação às equações do M_R em função do primeiro invariante de tensão (θ). Os valores dos deslocamentos foram extraídos das Tabelas 4.12, 4.13 e 4.14.

Tabela 4.15: Deslocamentos verticais dos solos 1, 2 e 3 na posição sob uma das rodas

Deslocamentos verticais na posição sobre uma das rodas							
Camada	Profundidade (cm)	Solo 1		Solo 2		Solo 3	
		$U_z(\theta) - U_z(\sigma_d)$ mm	$U_z(\theta) / U_z(\sigma_d)$ %	$U_z(\theta) - U_z(\sigma_d)$ mm	$U_z(\theta) / U_z(\sigma_d)$ %	$U_z(\theta) - U_z(\sigma_d)$ mm	$U_z(\theta) / U_z(\sigma_d)$ %
Revestimento	0,00	0,29	15,5%	0,28	37,0%	0,30	28,2%
Revestimento	9,99	0,29	15,6%	0,28	37,4%	0,30	28,4%
Reforço do Subleito	30,01	0,27	15,9%	0,26	41,7%	0,27	28,9%
Subleito	45,01	0,19	13,2%	0,23	41,5%	0,21	25,1%

Tabela 4.16: Deslocamentos verticais dos solos 1, 2 e 3 na posição intermediária às duas rodas

Deslocamentos verticais na posição intermediária as rodas							
Camada	Profundidade (cm)	Solo 1		Solo 2		Solo 3	
		$U_z(\theta) - U_z(\sigma_d)$ mm	$U_z(\theta) / U_z(\sigma_d)$ %	$U_z(\theta) - U_z(\sigma_d)$ mm	$U_z(\theta) / U_z(\sigma_d)$ %	$U_z(\theta) - U_z(\sigma_d)$ mm	$U_z(\theta) / U_z(\sigma_d)$ %
Revestimento	0,00	0,30	15,6%	0,29	37,5%	0,32	28,9%
Revestimento	9,99	0,30	15,6%	0,29	37,5%	0,32	28,8%
Reforço do Subleito	30,01	0,27	15,8%	0,27	41,1%	0,28	28,9%
Subleito	45,01	0,20	13,0%	0,23	40,9%	0,22	25,0%

Tabela 4.17: Deslocamentos horizontal dos solos 1, 2 e 3 na posição sobre uma das rodas

Deslocamentos horizontal na posição sobre uma das rodas							
Camada	Profundidade (cm)	Solo 1		Solo 2		Solo 3	
		$U_z(\theta) - U_z(\sigma_d)$ mm	$U_z(\theta) / U_z(\sigma_d)$ %	$U_z(\theta) - U_z(\sigma_d)$ mm	$U_z(\theta) / U_z(\sigma_d)$ %	$U_z(\theta) - U_z(\sigma_d)$ mm	$U_z(\theta) / U_z(\sigma_d)$ %
Revestimento	0,00	0,01	11,7%	0,01	23,2%	0,01	25,3%
Revestimento	9,99	0,14	14,0%	0,26	25,6%	0,33	33,2%
Reforço do Subleito	30,01	0,21	21,2%	0,43	43,4%	0,65	65,0%
Subleito	45,01	0,01	1,0%	0,32	32,1%	0,10	10,0%

Se forem aplicadas as Equações 3.01 e 3.02 para previsão das tensões admissíveis no topo do subleito e no topo da camada de reforço, considerando-se os valores de CBR contidos na Tabela 4.04, para $N = 10^7$ solicitações de carga, encontram-se os resultados contidos na Tabela 4.18. No topo do subleito, considerou-se o CBR na energia do Proctor normal para aplicação da Equação 3.01 e no topo da camada de reforço, empregou-se o CBR na energia do Proctor Intermediário também para aplicação da referida equação.

Tabela 4.18: Tensões verticais admissíveis previstas no topo do subleito e no topo da camada de reforço empregando-se as Equações 3.01 e 3.02

Material	Tensão vertical admissível (kPa)	
	Topo do subleito	Topo da camada do reforço
Solo 1	41,7	116,9
Solo 2	39,7	101,7
Solo 3	33,6	152,5

Comparando-se os resultados da tabela acima com os contidos nas Tabelas 4.12, 4.13 e 4.14, verifica-se que as tensões verticais no topo do subleito e no topo da camada de reforço ficaram bem abaixo das tensões admissíveis. Isto leva a crer que o pavimento hipotético utilizado neste trabalho atende aos esforços sob o ponto de vista das tensões verticais nas camadas de reforço e subleito.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O objetivo principal desta pesquisa foi estudar o comportamento resiliente dos três solos amostrados da região de Viçosa-MG quando empregados no subleito e na camada de reforço de pavimentos flexíveis. Este estudo teve como base a caracterização geotécnica dos solos, a determinação do módulo de resiliência dos solos, empregando-se as normas AASHTO T 307-99 e DNER-ME 131/94, nas energias do Proctor normal e intermediário e nas condições ótimas de compactação. Também, a obtenção de modelos de estimativas de M_R .

A seguir, são apresentadas as principais conclusões obtidas, assim como algumas sugestões para trabalhos futuros.

Com os experimentos realizados, foi possível chegar às seguintes constatações:

1. Para o estudo resiliente do solo de característica arenosa (solo 1, Figura 4.17) verificaram-se diferenças entre os procedimentos normalizados pelo DNER e pela AASHTO. No estudo desse solo, para a energia do Proctor intermediário, observou-se que a faixa de variação do M_R da metodologia DNER englobou praticamente toda a faixa apresentada pela AASHTO, e que o valor máximo obtido pelo DNER é aproximadamente 3,5 vezes maior do que o verificado pela AASHTO;

2. Observou-se também que, pelo método da AASHTO, a energia de compactação praticamente não influenciou o M_R de solos arenosos, como divulgado, em estudo de BEZERRA NETO (2004);

3. Verificou-se, para a energia do Proctor intermediário, que o comportamento resiliente do solo 2 (ver Figura 4.18) é similar entre as normas do DNER e da AASTHO. Observou-se ainda, na compactação do Proctor normal, a diferença do comportamento resiliente diante às normas empregadas, sendo que a variação do valor M_R pelo processo da AASTHO englobou toda a faixa apresentada

pela norma do DNER, e o valor máximo alcançado do M_R pelo método da AASTHO é aproximadamente 30% maior do que o máximo observado pelo método de ensaio do DNER;

4. Verificou-se, também para o solo 2, a influência da energia de compactação nos resultados de M_R em ambos os métodos de ensaio do DNER e da AASTHO;

5. O comportamento resiliente do solo 3 (Figura 4.19), empregando-se as duas normas (DNER e AASTHO) foi extremamente diferente na energia intermediária; já para a energia normal, as diferenças foram insignificantes.

6. Observa-se que embora os solos 2 e 3 apresentarem classificações geotécnicas semelhantes (TBR: A-7-5 e USC: CH) os valores de M_R destes solos foram diferentes pela a metodologia da AASTHO, na energia do Proctor intermediário;

7. Pela semelhança geotécnica observada entre os solos 2 e 3, verificou-se que os resultados obtidos de M_R , mostrados nas Figuras 4.18 e 4.19, considerando-se o método do DNER, em ambas as energias de compactação, foram razoavelmente similares. Pelo método da AASTHO houve mais coerência dos valores de M_R na energia de compactação do Proctor normal e expressiva divergência com relação à energia intermediária.

8. Verificou-se que dentre os modelos de previsão do comportamento resiliente dos solos pesquisados neste trabalho, o modelo composto ($M_R = k_1 \sigma_d^{k_2} \sigma_3^{k_3}$) foi o que melhor aproximou os resultados previstos de M_R com os valores observados em laboratório. Esta constatação corrobora os estudos de MACEDO (1996);

9. Sob o ponto de vista da energia de compactação, a análise simultânea dos três modelos de previsão de M_R empregados neste trabalho, verificou-se que há uma melhor adaptação da energia do Proctor intermediário em relação à do Proctor

normal e uma melhor conformação do método do DNER em analogia ao da AASHTO, para resultados de R^2 ;

10. Nota-se que os valores de tensão normal vertical versus profundidade dos solos 1, 2 e 3 (ver Figura 4.20), na posição sob uma das rodas, por meio dos modelos resilientes em função do primeiro invariante de tensões e da tensão desvio, não apresentam diferenças significativas entre os modelos. Mas, observa-se ainda, que os deslocamentos verticais e horizontais dos modelos resilientes em função da tensão desvio são inferiores aos modelos em função do primeiro invariante de tensão;

11. Verifica-se que os valores de tensão normal vertical versus profundidade dos solos 1, 2 e 3 (ver Figura 4.21), na posição intermediária as rodas, calculados a partir dos modelos resilientes em função da tensão desvio são maiores aos modelos em função do primeiro invariante de tensões e que os deslocamentos verticais por meio dos modelos resilientes em função da tensão desvio são inferiores aos modelos em função do primeiro invariante de tensões;

12. Nota-se que o dimensionamento a partir do modelo em função do primeiro invariante de tensões é mais conservativo, visto que os valores de deslocamentos são maiores ao comparar com o modelo em função da tensão desvio (ver Tabelas 4.15 e 4.16);

13. Embora os valores dos deslocamentos obtidos serem próximos, para os modelos resilientes avaliados (ver Tabelas 4.15 e 4.16), nota-se uma diferença percentual entre os modelos considerável, o que provavelmente irá refletir na vida útil do pavimento, visto que a simulação realizada foi para aplicação de apenas um carregamento.

14. Conclui-se que a escolha do modelo de resiliência deve ser cuidadosa no sentido de expressar com confiabilidade as respostas estruturais de pavimentos flexíveis. Para alcançar este objetivo, o equipamento a ser empregado para a realização do módulo de resiliência deve estar rigorosamente aferido e se esses

cuidados não forem observados pouco ou nada irá adiantar empregar teorias mais avançadas para estudar estruturas de pavimentos.

15. Considerando-se o pavimento hipotético utilizado neste trabalho, sob o ponto de vista das tensões verticais, o mesmo atende aos esforços nas camadas de reforço e subleito.

Como sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros nesta linha de pesquisa, apresentam-se:

1. Realizar uma maior amostragem para estudo do comportamento resiliente de solos perante as metodologias AASHTO e DNIT para verificar as diferenças encontradas nesta pesquisa;

2. Alterar ao tipo de eixo, a amplitude do carregamento e as pressões dos pneus na análise do comportamento estrutural do pavimento;

3. Comparar os resultados de tensão e deslocamento alcançados pelos modelos em função do primeiro invariante e da tensão desvio com os usualmente utilizados em função do CBR.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES - ANTT. **Transporte Terrestre: Números do Setor**. Assessoria de Comunicação da ANTT. Brasília-DF. 55p. 2006.

ALLEN. J.; THOMPSON, M. R. Resilient response of granular materials subjected to time dependent lateral stress. **Transportation research Record**. Washington, D.C, n.510, p. 1-13,1974.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS-AASHTO. **Guide for Design of Pavement Structures**. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C,1993.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS- AASHTO. **Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials**. American Association of State Highways and Transportation Officials, Designation T. 307-99, p. 1084-1109, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7181/84: Solo – Análise Granulométrica – Procedimento**. Rio de Janeiro, 13p.1984a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6459/84: Solo – Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 6p. 1984b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS -ABNT.**NBR 7180/84: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**, Rio de Janeiro, 3p. 1984c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6508/84: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica**. Rio de Janeiro, 8p. 1984d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6457/86: Solo – Amostras de solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização – Procedimento**. Rio de Janeiro, 7p. 1986a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7182/86: Solo – Ensaio de Compactação - Procedimento.**Rio de Janeiro, 10p. 1986b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. – ABNT. **NBR 9895: Solo – Índice Suporte Califórnia, Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 1987.

ASTM D2850 – 03a. **Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils.** USA. 2007.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica – Materiais, Projeto e Restauração.** Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP. 558 p. 2007.

BERNUCCI, L. L. B. **Considerações sobre dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume e tráfego.** Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes), Escola Politécnica USP. São Paulo. 237 p. 1995

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L.M.G.; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J.B. **Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros.** Gráfica Minister, BR PETROBRAS, ABEDA, Rio de Janeiro, 501p. 2007.

BEZERRA NETO, R. S. **Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecanístico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS).** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.São Carlos, 169 p. 2004.

CARVALHO, C. A. B. **Estudo da Contribuição das Deformações Permanentes das Camadas de Solo na Formação das Trilhas de roda num Pavimento Flexível.** São Carlos, Tese de Doutorado, EESC-USP, Universidade de São Paulo, 206p. 1997.

CARVALHO, M.V.G.S.A. **Uma Análise Crítica de Alguns Processos Empíricos de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis.** Campinas, Universidade Estadual de Campinas. 110p. 1999.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE-CNT. **Pesquisa CNT de Rodovias 2010**. Brasília-DF. 2010.

DAWSON, A. R.; THOM, N. H.; PAUTE J.L. **Mechanical Characteristics of unbound granular materials as a function of condition**. Flexible pavements, proc., Eur. Symp. Euroflex 1993, A.G. Correia. Ed. balkema, Rotterdam, The Netherlands, p. 35-44, 1996.

DEHLEN, G.L.; MONISMITH, C.L.. Effect of non linear material response on the behavior of pavement under traffic. **Highway Research Record**, Washington, D.C, n.310, p. 1-16, 1970.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER, **Determinação do Módulo de Resiliência dos Solos**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária DNER-ME 131/94, p. 01-08, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **DNER-CLA 259/96: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura**. Procedimento, Rio de Janeiro, p. 01-06, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES-DNIT. **Manual de Pavimentação**. Ministério dos Transportes, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Publicação IPR – 719, 3ª edição, Rio de Janeiro, RJ. 274p. 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES-DNIT. **Norma DNIT 134/2010 – ME - Pavimentação – Solos - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio**. Diretoria Geral, Diretoria Executiva, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ, 2010. 10p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES-DNIT. **NORMA DNIT 134/2010 – ME, Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio**. Ministério dos Transportes, Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes DNIT, Rio de Janeiro, RJ. p. 01-06, 2010.

DRUMM, E.C.; REEVES, J. S.; MADGETT, M.R.; TROLINGER, W. D.. **Subgrade resilient modulus correction for saturation effects. Estimation of subgrade resilient modulus from standard tests.** ASCE, journal of geotechnical Engineering and geoenvironment engineering, p.663-670,1997.

DUCAN, J.M.; MONISMITH C.L., WILSON, E.L. Finite element analyses of pavements. . **Highway Research Record**, Washington, D.C, n. 228, p. 18-33, 1968.

FERREIRA, Aurélio Buarque de Holanda. **Novo dicionário da Aurélio da língua portuguesa.** 3. ed. rev. e atual. Curitiba: Positivo, 2004.

GODOY, H. e BERNUCCI, L.L.B. **Caracterização de Propriedades Geotécnicas de Solos Realizada no Próprio Campo e de Maneira Expedita.** In.: ANAIS DA 32ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO , Brasília/DF, 2000.

HEYDINGER, A. G.; XIE Q.L.; RANDOLPHM B. W., GUPTA, J. D. **Analysis of Resilient Modulus of Dense-and-Open-Graded Aggregates.** Transportation Research Record 1547, Washington, D.C. p. 1-6, 1994.

LEE, Woojin et al. **Resilient modulus of cohesive soils and the effect of freeze-thaw.** Canadian Geotechnical Journal, vol. 32, n. 4, p. 559-568, (1995).

MACEDO, J. A. G. **Interpretação de Ensaio Deflectométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis – A Experiência com FWD no Brasil.** Tese de Doutorado. PEC. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro/RJ, 1996.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos.** Rio de Janeiro: UFRJ, p.380, 1997.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. **Mecânica dos Pavimentos**, Capa e Editoração Eletrônica Imagemaker Interactive, 2ª Edição, Rio de Janeiro/RJ, p. 570, 2005.

MEDINA, J.; PREUSSLER, E. S. **Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. Solos e Rochas**, Rio de Janeiro, ABMS, v.3, nº1, p. 3-26, 1980.

MOTTA, L.M.G. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas.** Tese de Doutorado, COOPE-UFRJ, Rio de Janeiro, p. 366, 1991.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F, **Caracterização e Classificação Gerais de Solos para Pavimentação: Limitações do Método Tradicional, Apresentação de uma Nova Sistemática.** In: 15ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Belo Horizonte, MG, Agosto, p. 01-38, 1980.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias.** SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA. COPPE/UFRJ; CNPq; ABMS. Rio de Janeiro, RJ, 1981.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos.** São Paulo, 1995.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3ª Edição. Oficina de Textos. São Paulo-SP, 355p. 2006.

PINTO, Salomão; PREUSSLER, Ernerto. **Conceitos Fundamentais Sobre Pavimentos Flexíveis.** COPIARTE – Copiadora e Artes Gráficas Ltda, Rio de Janeiro, 259p. 2001.

PREUSSLER, E.S. **Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço.** Tese de D.Sc., Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1983.

RAMOS, C.R..**Estudo para o desenvolvimento de um catálogo de pavimentos flexíveis no município do Rio de Janeiro.** Tese de M.Sc., Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2003.

REZENDE, D. S. V. **Comportamento mecânico de alguns tipos de solo através de ensaios triaxiais de cargas repetidas para projetos de pavimentos rodoviários.** Tese de Doutorado, DEF/UFV, Viçosa, MG, 2009.

SEED, H. B.; CHAN, C. K.; LEE, C. E.; **Resilience characteristics of subgrade soil and their relation to fatigue failures in asphalt pavements.** In. INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENT . University of Michigan, p.661-636. 1962.

SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação**, Ed, Pini, V. I, São Paulo, 746p. 1997.

SILVA, P. F. A. **Manual de Patologia e Manutenção de Pavimentos**. Editora PINI Ltda, 1ª Edição, São Paulo, SP, p.114, 2005.

SPADA, Jorge L. G. **Uma abordagem de Mecânica dos Pavimentos Aplicada ao Entendimento do Mecanismo de Comportamento da Tensão-Deformação da Via Férrea**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Dissertação de Mestrado, p.135, 2003.

SVENSON, M. **Ensaio Triaxiais Dinâmicos em Solos Argilosos**. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Tese de Doutorado, p. 251, 1980.

TAKEDA, M, C. **A Influência da Variação de Umidade Pós-Compactação no Comportamento Mecânico de Solos de Rodovias do Interior Paulista**. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos-SP, Tese de Doutorado. 254p. (2006).

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD – TBR. **Test procedures for characterizing dynamic stress-strain properties of pavement materials**. Special Report n.162, Washington, DC. p.40.1975.

TRINDADE, T.P.; CARVALHO, C.A.B; LIMA, D. C.; BARBOSA, P.S.A.; SILVA, C.H.C.; MACHADO, C.C. **Compactação dos Solos: Fundamentos Teóricos e Práticos**. Editora UFV, Viçosa-MG. p.95, 2008.

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

ANEXO A ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS

Neste anexo, são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas para a obtenção dos módulos de resiliência dos solos amostrados.

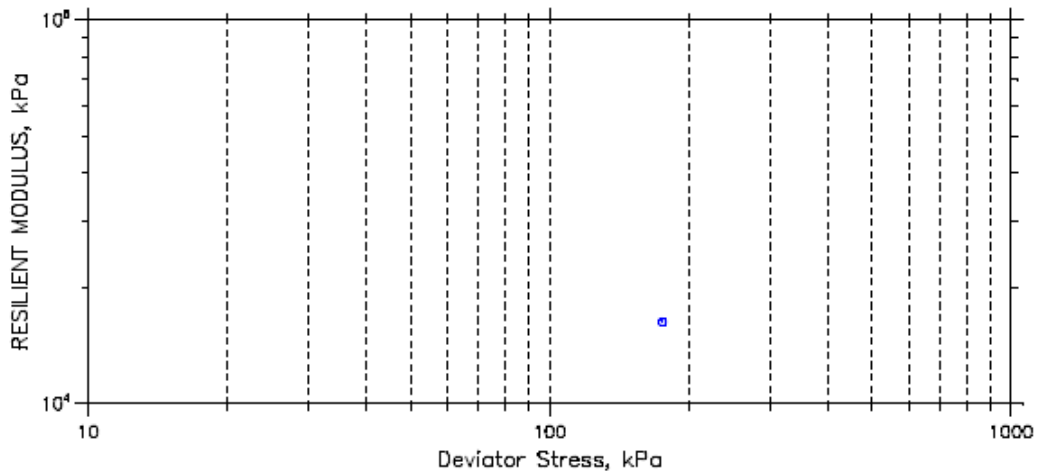


Figura A.01: Módulo de resiliência do Solo 1 pela norma do DNER ME – 134/94 para a energia de compactação do Proctor normal

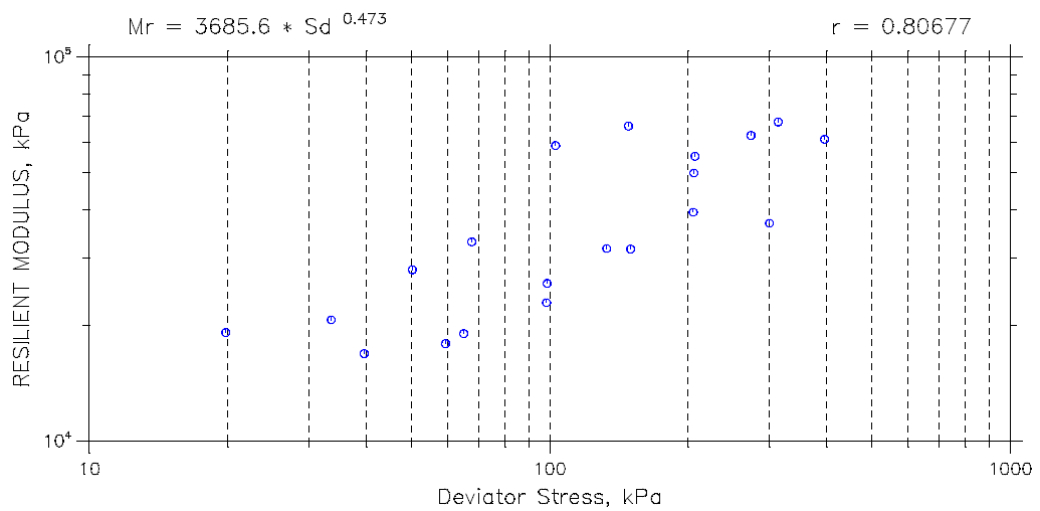


Figura A.02: Módulo de resiliência do Solo 1 pela norma do DNER ME – 134/94 para a energia de compactação do Proctor intermediário

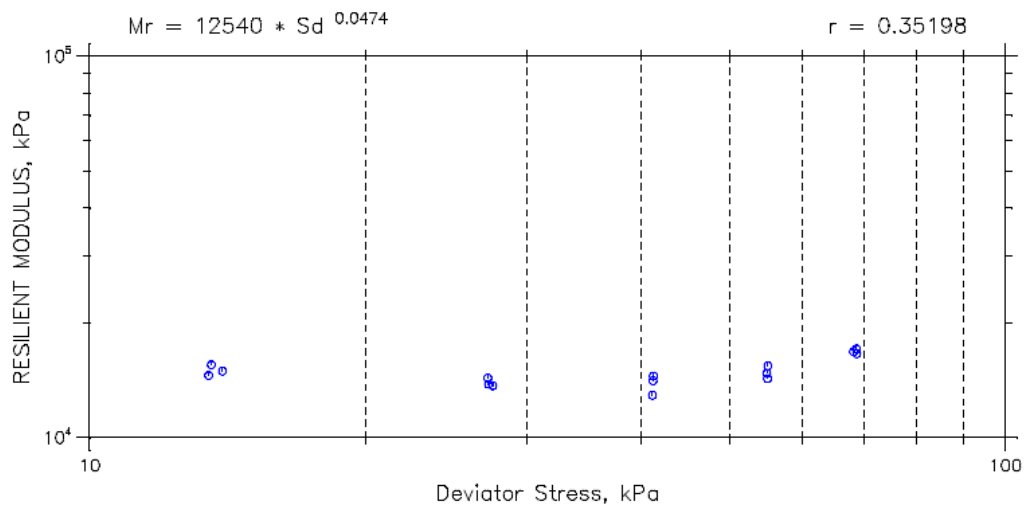


Figura A.03: Módulo de resiliência do Solo 1 pela norma do AASHTO T 307-99 para a energia de compactação do Proctor normal

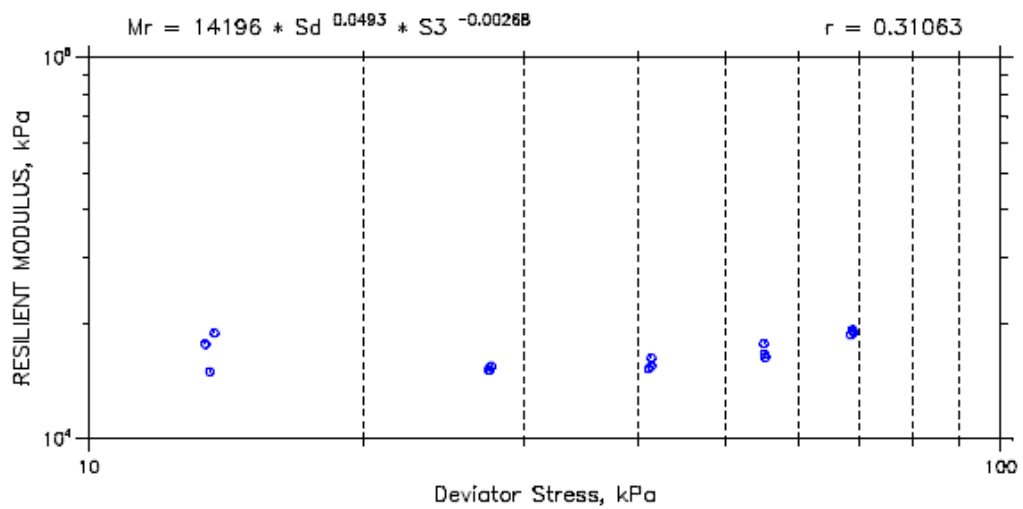


Figura A.04: Módulo de resiliência do Solo 1 pela norma do AASHTO T 307-99 para a energia de compactação do Proctor intermediário

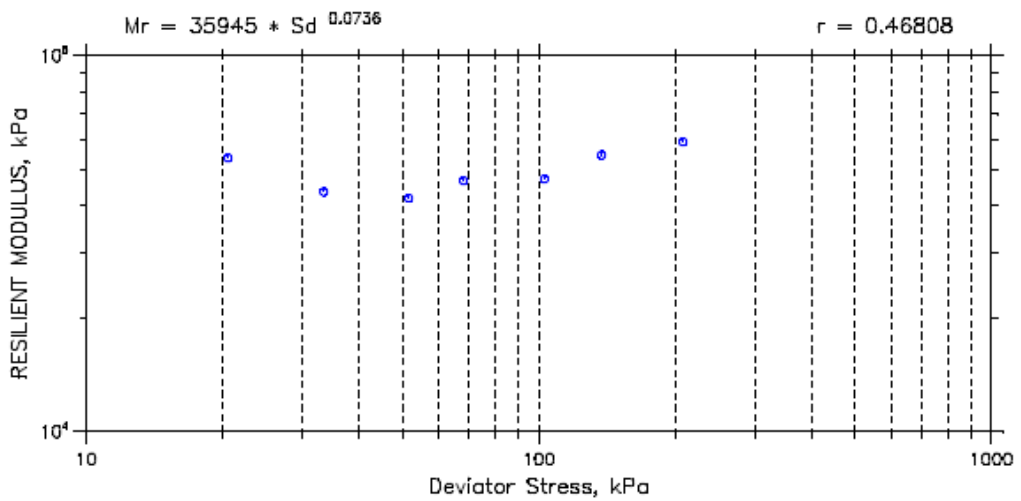


Figura A.05: Módulo de resiliência do Solo 2 pela norma do DNER ME – 134/94 para a energia de compactação do Proctor normal

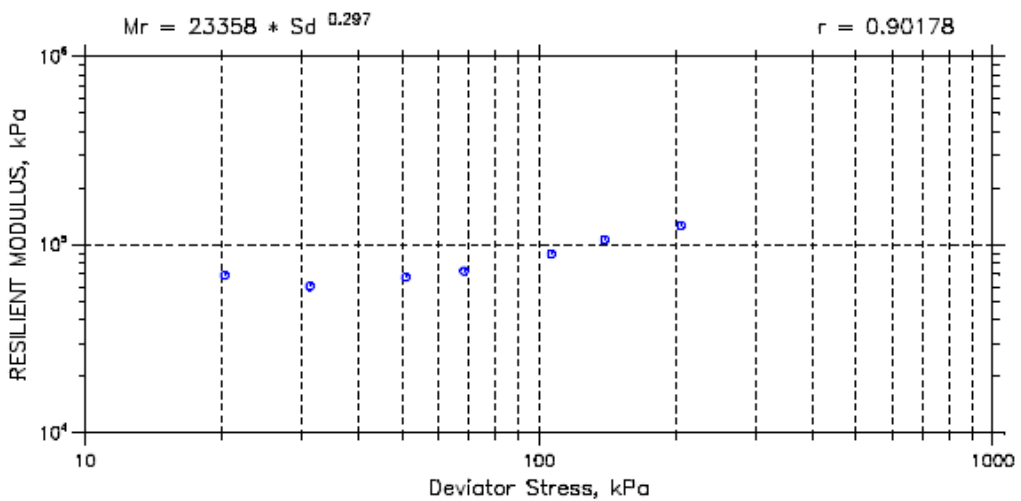


Figura A.06: Módulo de resiliência do Solo 2 pela norma do DNER ME – 134/94 para a energia de compactação do Proctor intermediário

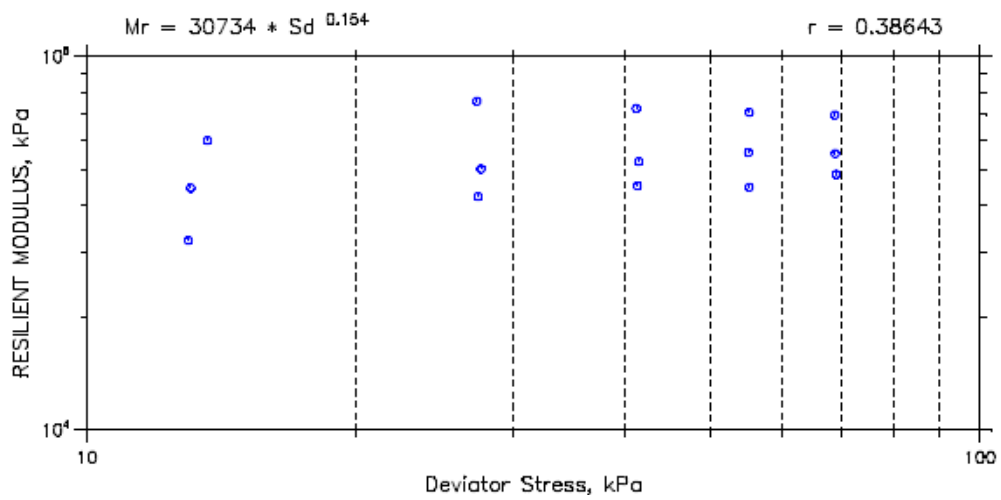


Figura A.07: Módulo de resiliência do Solo 2 pela norma do AASHTO T 307-99 para a energia de compactação do Proctor normal

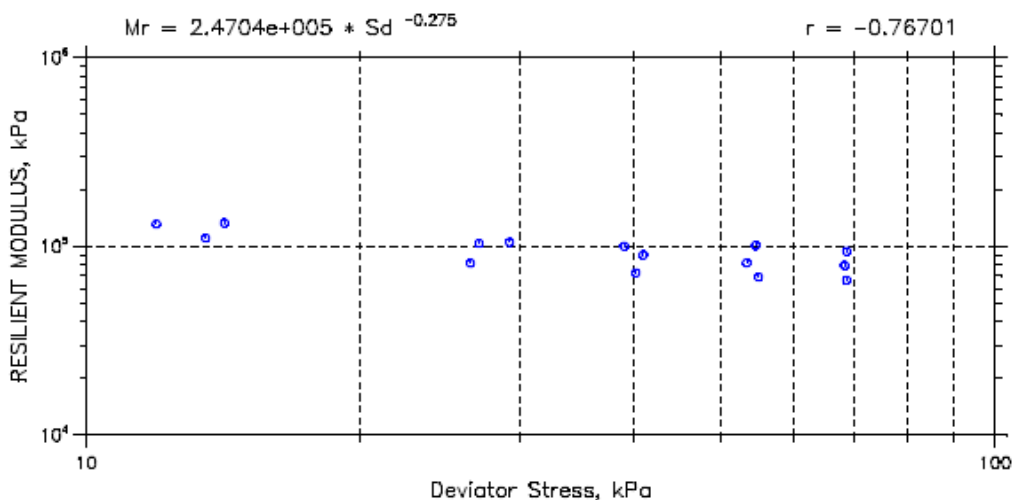


Figura A.08: Módulo de resiliência do Solo 2 pela norma do AASHTO T 307-99 para a energia de compactação do Proctor intermediário

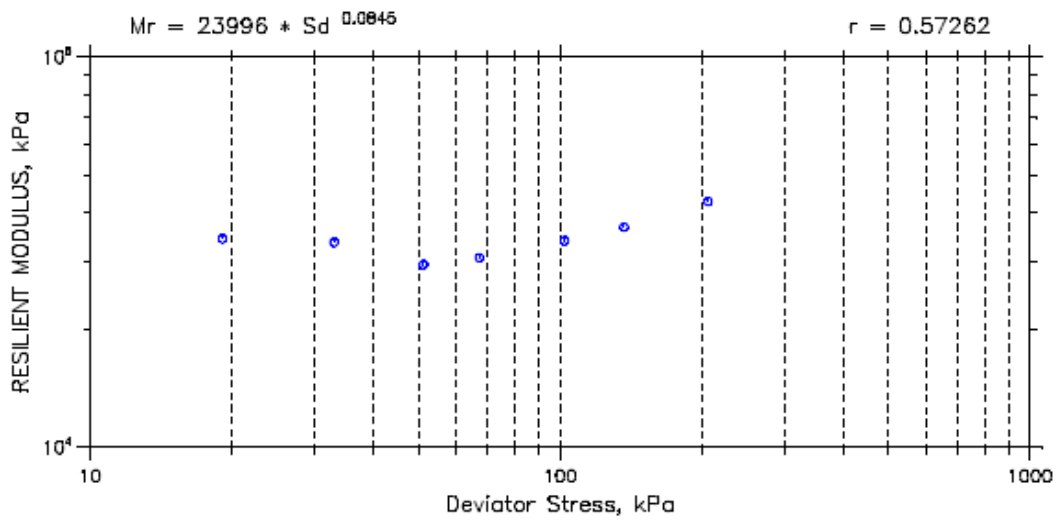


Figura A.09: Módulo de resiliência do Solo 3 pela norma do DNER ME – 134/94 para a energia de compactação do Proctor normal

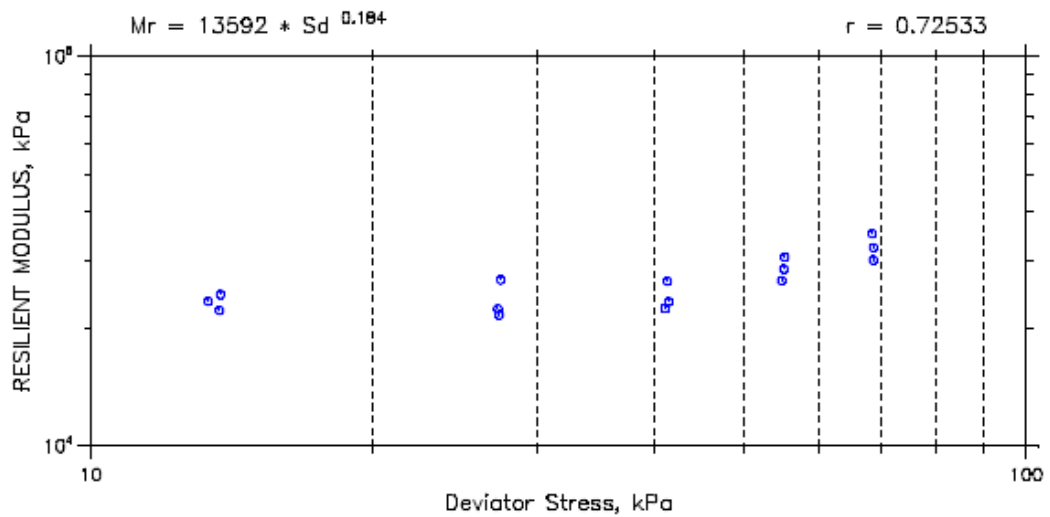


Figura A.10: Módulo de resiliência do Solo 3 pela norma do AASHTO T 307-99 para a energia de compactação do Proctor normal

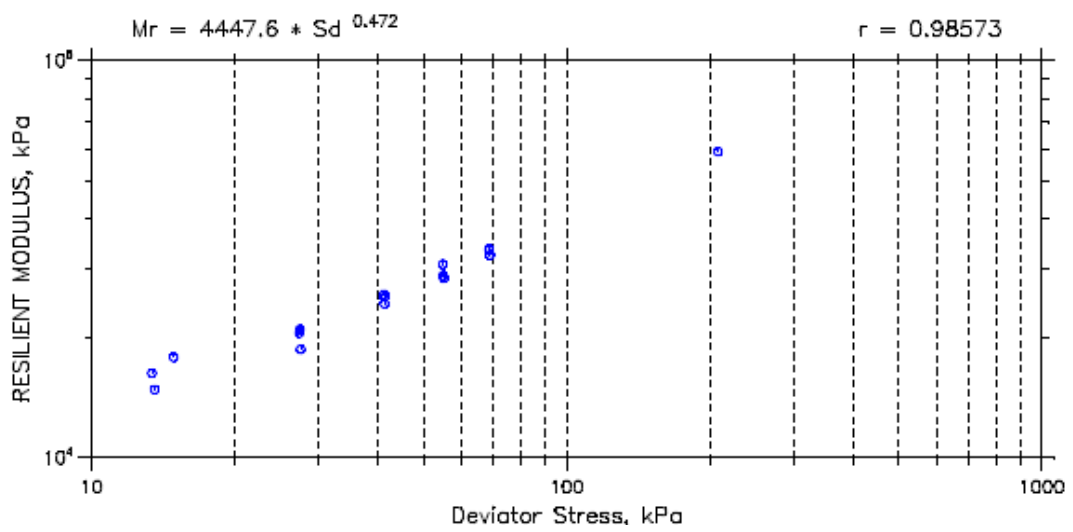


Figura A.11: Módulo de resiliência do Solo 3 pela norma do AASHTO T 307-99 para a energia de compactação do Proctor intermediário