

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Estudo dos Efeitos do Tamanho de Corpos-de-Prova no Módulo
de Resiliência de Quatro Solos**

João Augusto Fraga Bonzanini

Porto Alegre
2011

JOÃO AUGUSTO FRAGA BONZANINI

**ESTUDO DOS EFEITOS DO TAMANHO DE CORPOS-DE-
PROVA NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE QUATRO
SOLOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia

Porto Alegre
2011

B723e Bonzanini, João Augusto Fraga

Estudo dos efeitos do tamanho de corpos-de-prova no módulo de resiliência de quatro solos / João Augusto Fraga Bonzanini. – 2011.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2011.

Orientador: Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti

1. Módulo de resiliência. 2. Pavimentos. 3. Ensaio triaxiais. 4. Geotécnica. I. Ceratti, Jorge Augusto Pereira, orient. II. Título.

CDU-625.85(043)

JOÃO AUGUSTO FRAGA BONZANINI

**ESTUDO DOS EFEITOS DO TAMANHO DE CORPOS-DE-
PROVA NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE QUATRO
SOLOS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 08 de junho de 2011

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
D.Sc. pela COPPE/UFRJ
Orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Profa. Laura Maria Goretti da Motta (COPPE/UFRJ)
D.Sc. pela COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro

Profa. Suyen Matsumura Nakahara (UFRGS)
Dra. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha namorada e a minha família.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Professor Jorge Ceratti pela orientação desta dissertação, pela motivação e incentivo e todo o apoio dado para realização da pesquisa. Agradeço também a oportunidade, desde os primeiros anos de graduação como bolsista de iniciação científica, de poder trabalhar e aprender no LAPAV.

Agradeço ao Professor Washington pelos ensinamentos ao longo destes últimos anos. Pelas viagens, pelo apoio, pela experiência transmitida e pela orientação nos anos de graduação e no trabalho de conclusão de curso.

Agradeço à Professora Suyen Nakahara por todo o ensinamento nas aulas de graduação e de mestrado. Agradeço também pelas correções e sugestões no seminário de avaliação intermediária de mestrado.

Meu principal agradecimento desta dissertação de mestrado é para a COPPE/UFRJ, em nome da Professora Laura, por terem me possibilitado a realização desta pesquisa. O fundamental da pesquisa experimental foi toda realizada no laboratório de pavimentação da COPPE/UFRJ. Esta pesquisa não seria possível sem a ajuda e a colaboração dos amigos cariocas. A toda a equipe de laboratório da COPPE/UFRJ meus sinceros agradecimentos por terem trabalhado comigo e me ajudado desde a preparação dos materiais até a análise dos resultados. Professora Laura. Engenheiros (as): Álvaro, Mariluce, Marcos e Sandra. Técnicos e funcionários: Washington, Roberto, Thiago, Allan, Rodrigo, Leandro. Lamento se esqueci de alguém.

Agradeço aos professores do PPGEC da UFRGS pelos ensinamentos de qualidade no mestrado e aos funcionários do PPGEC pela organização e apoio aos alunos.

Agradeço a CAPES e o CNPq pelo auxílio financeiro no mestrado e pelo custeio da ida ao Rio de Janeiro.

Ao Jair por auxiliar na execução dos ensaios de caracterização e por toda ajuda no laboratório.

Agradeço aos colegas do LAPAV e do mestrado pela ajuda com os trabalhos desta pesquisa e amizade: João Rodrigo, Matheus, Eduardo, Rodrigo Weber, Marcelo, Daniel Martell, José Echeverria, Camilo e Gracieli.

Aos ex-colegas de LAPAV pelo incentivo, ensinamentos e amizade: Rodrigo Malysz, Lélío Brito, Diego Treichel, Vinícios Peraça e Cleber Pinto.

Agradeço a Marlova e a Maria Cristina do DAER RS pela ajuda e pelo auxílio de coleta de solos.

Agradeço à minha namorada Emilena por estar ao meu lado sempre, e neste mestrado não ter sido diferente. Sempre me apoiando, incentivando e me ajudando.

Agradeço a toda minha família pela ajuda e apoio na realização deste trabalho.

Agradeço àqueles que eventualmente eu tenha esquecido de mencionar, mas que também me ajudaram a concluir este trabalho.

Por último, mas não menos importante, agradeço a Deus por tudo na vida.

RESUMO

BONZANINI, J. A. F. Estudo dos efeitos do tamanho de corpos-de-prova no módulo de resiliência de quatro solos. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Os parâmetros obtidos nos resultados de ensaios triaxiais de módulo de resiliência em solos têm sido cada vez mais utilizados no dimensionamento de pavimentos. Estes parâmetros são fundamentais em análises estruturais e mecânicas de pavimentos. Pelas normas atuais o ensaio pode ser realizado em diversos tamanhos de corpo-de-prova contanto que respeite a relação entre diâmetro por altura 1:2 e a relação tamanho máximo de partícula por diâmetro do corpo-de-prova 1:5. O objetivo deste trabalho é compreender como variam os resultados de módulo de resiliência quando os ensaios são realizados em diferentes tamanhos de corpo-de-prova. Para realizar esta pesquisa foram utilizados quatro solos distintos ensaiados em corpos-de-prova de 7,5 x 15 cm, 10 x 20 cm e 15 x 30 cm. Os solos escolhidos foram uma areia, um solo arenoso fino laterítico, um solo argiloso e um solo residual de granito (saibro). Todos os quatro solos são utilizados como materiais para pavimentação e são provenientes do estado do Rio Grande do Sul. Os materiais foram caracterizados por ensaios de granulometria, peso específico real dos grãos e limites de liquidez e plasticidade. Foram realizados ensaios de compactação nas energias normal e intermediária obtendo-se assim os parâmetros de compactação para os ensaios triaxiais. Em dois dos quatro solos da pesquisa ainda se realizou ensaios de classificação MCT. Os ensaios triaxiais foram realizados com os quatro solos, em três tamanhos e com duas energias de compactação, totalizando 24 ensaios. Após revisão bibliográfica sobre modelos matemáticos de regressão, decidiu-se interpretar os resultados pelos modelos Tensão Confinante, Tensão Desvio, Modelo Teta e Modelo Composto. Dentre os quatro modelos utilizados, o Modelo Composto obteve os melhores resultados de ajuste. Realizaram-se análises dos parâmetros obtidos nos modelos pela variação do tamanho de corpo-de-prova, onde se observou um pequeno aumento dos valores de MR quando ensaiados em corpos-de-prova maiores. Realizou-se ainda uma comparação estatística entre os resultados dos ensaios triaxiais em que a principal conclusão foi de que a areia, dentre os quatro solos estudados, é considerada o único material que não varia seus módulos conforme o ensaio é realizado em diferentes tamanhos de corpo-de-prova.

Palavras-chave: tamanho de corpo-de-prova; ensaio triaxial de resiliência em solos; modelos matemáticos de regressão.

ABSTRACT

BONZANINI, J. A. F. Study of the effects of test specimen size on resilient modulus testing of four soils. 2011. Dissertation (Master in Engineering) – Graduate Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil.

The results of resilient modulus test of soils have been increasingly used in pavement design, once they are fundamental in structural and mechanistic analysis of pavements. By the current standards/protocols, the test may be performed in various sizes of test specimens as long as it respects the relationship between diameter and height ratio 1:2 and the relationship between maximum particle size and diameter of the test specimen 1:5. The aim of this study is to understand how the results of resilient modulus vary when the tests are conducted in different sizes of test specimen. In order to conduct this research, four different types of soil were used and tested in specimens of 7.5 x 15 cm, 10 x 20 cm and 15 x 30 cm. The soils chosen were sand, fine sandy lateritic soil, clayey soil and residual soil of granite (gravel). All the four soils are used for pavement materials and are original from the state of Rio Grande do Sul, Brazil. The tests carried out for characterization of the materials include: grain size distribution, physical characterization and Atterberg limits. Proctor compaction test were performed in two different energies, thus obtaining the compression parameters for the compaction of the specimen. Additionally, in two of the four soils of the research, experiments of MCT classification were carried out. The resilient modulus tests were performed with the four soils in three sizes and in two compaction energies, totalizing 24 experiments. After reviewing the literature on regression mathematical models, it was decided to interpret the results from models of Confining Pressure, Deviation Stress, Teta Model and Composted Model. Among the four models used, the Composted Model showed the best fitting results. Analysis were performed considering coefficients obtained in the models versus the size of the specimen. A small increase in resilient modulus values was noticed for experiments performed with larger samples. A statistical comparison between the results of the resilient modulus tests was performed, and the main conclusion was that the sand is considered the only material among the four soils that do not vary its modules as the test is performed on different sizes of specimen.

Key-words: test specimen size; resilient modulus testing; regression mathematical models.

SUMÁRIO

SUMÁRIO.....	8
LISTA DE FIGURAS	10
LISTA DE TABELAS	16
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	18
1. INTRODUÇÃO	19
1.1. OBJETIVOS.....	21
1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO	22
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1. ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA	23
2.1.1. Conceitos.....	23
2.1.2. Trabalhos anteriores sobre o ensaio triaxial de módulo de resiliência	25
2.1.3. Revisão das normas do ensaio	29
2.1.4. Fatores de influência no ensaio	33
2.2. MODELOS MATEMÁTICOS	34
2.3. ENSAIOS COM CORPOS-DE-PROVA DE DIFERENTES TAMANHOS.....	39
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	41
3.1. MATERIAIS	41
3.1.1. Areia.....	42
3.1.2. SAFL.....	43
3.1.3. Solo Argiloso.....	44
3.1.4. Solo Residual de Granito (Saibro).....	46
3.2. MÉTODOS.....	47

3.2.1.	Coleta de Materiais	47
3.2.2.	Caracterização dos materiais	51
3.2.3.	Ensaio de Compactação	53
3.2.4.	Ensaio de classificação MCT	53
3.2.5.	Ensaio Triaxiais de Resiliência em Solos.....	55
4.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	68
4.1.	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	68
4.2.	ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO	70
4.3.	CLASSIFICAÇÃO MCT	77
4.4.	ENSAIOS TRIAXIAIS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA	79
4.4.1.	Resultados dos ensaios triaxiais de MR.....	81
4.4.2.	Ajustes dos módulos de resiliência.....	85
4.4.3.	Parâmetros obtidos versus diâmetros de corpos-de-prova.....	106
4.4.4.	Resultados dos módulos de resiliência versus sequência dos ensaios.....	111
4.4.5.	Análises Estatísticas Descritivas	115
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	125
5.1.	CONCLUSÕES.....	125
5.2.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	127
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS (inclui Apuds)	129

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Corpos-de-prova de 15 x 30, 10 x 20 e 7,5 x 15 cm utilizados na pesquisa	21
Figura 2.1 Resposta típica do corpo-de-prova em um ensaio triaxial de carregamento repetido Fonte: (MALYSZ, 2009).....	25
Figura 3.1 Os quatro solos utilizados na pesquisa.....	41
Figura 3.2 Mapa parcial do RS com os quatro locais de coleta	42
Figura 3.3 Jazida Gomes, localizada no município de Osório – RS.....	42
Figura 3.4 Areia utilizada na pesquisa em seu estado seco.....	43
Figura 3.5 SAFL utilizado na pesquisa	44
Figura 3.6 Solo argiloso (argila) coletado em Cruz Alta – RS para esta pesquisa.....	45
Figura 3.7 Mapa de localização dos locais de ocorrência do solo argiloso e do SAFL desta pesquisa.	45
Figura 3.8 Amostra de Saibro de Mariana Pimentel – RS usado nesta pesquisa.	46
Figura 3.9 Localização do Saibro deste estudo em Mariana Pimentel – RS.....	46
Figura 3.10 Localização da Jazida Gomes em Osório - RS	48
Figura 3.11 Areia coletada no km 19 da BR-290 sentido Porto Alegre – Osório	48
Figura 3.12 Mapa de localização da coleta do SAFL deste estudo	49
Figura 3.13 Local de coleta do SAFL deste estudo	49
Figura 3.14 Coleta do solo argiloso deste estudo em Cruz Alta – RS	50
Figura 3.15 Jazida e detalhe do local de coleta do solo residual de granito deste estudo.....	51
Figura 3.16 Mapa de localização da coleta do solo residual de granito (saibro) no município de Mariana Pimentel-RS	51
Figura 3.17 Aspectos do destorroamento do solo argiloso utilizado na pesquisa	52
Figura 3.18 Amostras sendo preparadas no laboratório da COPPE/UFRJ para ensaio MCT .	53

Figura 3.19 Imagens do ensaio Mini-MCV durante a preparação das amostras.....	54
Figura 3.20 Imagens do ensaio Mini-MCV durante a compactação	54
Figura 3.21 Perda de massa por imersão no ensaio de MCT para o solo SAFL. Em (a) desprendimento de um monobloco, em (b) desprendimento esfarelado e em (c) não desprendimento.....	54
Figura 3.22 Equipamento Triaxial para ensaios de MR da COPPE/UFRJ	56
Figura 3.23 Detalhe da tela de ensaio do equipamento da COPPE/UFRJ	57
Figura 3.24 Exemplo de um registro de pulso de carga do equipamento da COPPE/UFRJ....	57
Figura 3.25 Na mesma câmara triaxial: (a) com CP de 15x30, em (b) com CP de 10 x 20 e em (c) com CP de 7,5 x 15.....	58
Figura 3.26 Molde tri-partido para compactação de corpo-de-prova de 15 x 30 cm	58
Figura 3.27 Em (a) moldes dos 3 tamanhos de corpo-de-prova e em (b) com seus respectivos colarinhos	59
Figura 3.28 Molde 7,5 x 15 cm: em (a) montado, em (b) desmontado e em (c) com o colarinho.....	59
Figura 3.29 Corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm sendo desmoldado para o ensaio.....	60
Figura 3.30 Detalhes da compactação do corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm	60
Figura 3.31 Desmoldagem e colocação da membrana no corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm	61
Figura 3.32 Detalhes da preparação do ensaio triaxial com corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm ..	61
Figura 3.33 Detalhes da montagem do ensaio para corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm.....	62
Figura 3.34 Colocação de material para a compactação de uma camada em corpo-de-prova de 15 x 30 cm.....	62
Figura 3.35 Compactação de corpo-de-prova de 15 x 30 cm.....	62
Figura 3.36 Compactação da última ou penúltima camada devido ao uso do colarinho	63
Figura 3.37 Escarificação entre as camadas	63
Figura 3.38 Razagem do corpo-de-prova.....	63
Figura 3.39 Desmoldagem de corpo-de-prova diretamente na base do equipamento triaxial .	64

Figura 3.40	Corpo-de-prova de solo argiloso de 15 x 30 cm sobre a base da prensa triaxial..	64
Figura 3.41	Colocação da membrana em corpo-de-prova de 15 x 30 cm na prensa triaxial ...	64
Figura 3.42	Desmoldagem de corpo-de-prova de 15 x 30 cm	65
Figura 3.43	Corpo-de-prova de 15 x 30 cm de areia a ser envolto por membrana	65
Figura 3.44	Corpos-de-prova de solo argiloso que não puderam ser ensaiados	66
Figura 3.45	Compactação do solo argiloso 15 x 30 cm utilizando filme plástico.....	67
Figura 3.46	Corpos-de-prova de 7,5 x 15, 10 x 20 e 15 x 30 cm de solos desta pesquisa.....	67
Figura 4.1	Distribuição granulométrica dos solos estudados.....	68
Figura 4.2	Curva de compactação da areia na energia normal.....	70
Figura 4.3	Curva de compactação do SAFL na energia normal.....	71
Figura 4.4	Curva de compactação do solo argiloso na energia normal	71
Figura 4.5	Curva de compactação do saibro na energia normal.....	71
Figura 4.6	Curva de compactação da areia na energia intermediária	72
Figura 4.7	Curva de compactação do SAFL na energia intermediária	72
Figura 4.8	Curva de compactação do solo argiloso na energia intermediária.....	72
Figura 4.9	Curva de compactação do saibro na energia intermediária	73
Figura 4.10	Curvas de compactação da areia	74
Figura 4.11	Curvas de compactação do SAFL.....	74
Figura 4.12	Curvas de compactação do solo argiloso.....	75
Figura 4.13	Curvas de compactação do saibro	75
Figura 4.14	Curvas de compactação na energia normal	76
Figura 4.15	Curvas de compactação na energia intermediária.....	76
Figura 4.16	Classificação MCT do SAFL.....	78
Figura 4.17	Classificação MCT do solo argiloso	78
Figura 4.18	Resultados de MR do Modelo Confinante: Areia na energia Normal	86

Figura 4.19 Modelo Confinante: Areia na energia intermediária.....	87
Figura 4.20 Modelo Confinante: SAFL na energia Normal.....	87
Figura 4.21 Modelo Confinante: SAFL na energia intermediária.....	88
Figura 4.22 Modelo Confinante: Solo argiloso na energia Normal.....	88
Figura 4.23 Modelo Confinante: Solo argiloso na energia intermediária.....	89
Figura 4.24 Modelo Confinante: Saibro na energia Normal.....	89
Figura 4.25 Modelo Confinante: Saibro na energia intermediária.....	90
Figura 4.26 Modelo desvio: areia na energia normal.....	92
Figura 4.27 Modelo desvio: areia na energia intermediária.....	92
Figura 4.28 Modelo desvio: SAFL na energia normal.....	93
Figura 4.29 Modelo desvio: SAFL na energia intermediária.....	93
Figura 4.30 Modelo desvio: solo argiloso na energia normal.....	94
Figura 4.31 Modelo desvio: solo argiloso na energia intermediária.....	94
Figura 4.32 Modelo desvio: saibro na energia normal.....	95
Figura 4.33 Modelo desvio: saibro na energia intermediária.....	95
Figura 4.34 Modelo Teta: areia na energia normal.....	97
Figura 4.35 Modelo Teta: areia na energia intermediária.....	97
Figura 4.36 Modelo Teta: SAFL na energia normal.....	98
Figura 4.37 Modelo Teta: SAFL na energia intermediária.....	98
Figura 4.38 Modelo Teta: solo argiloso na energia normal.....	99
Figura 4.39 Modelo Teta: solo argiloso na energia intermediária.....	99
Figura 4.40 Modelo Teta: saibro na energia normal.....	100
Figura 4.41 Modelo Teta: saibro na energia intermediária.....	100
Figura 4.42 Modelo composto para a areia na energia normal.....	102
Figura 4.43 Modelo composto para a areia na energia intermediária.....	102

Figura 4.44 Modelo composto para o SAFL na energia normal	102
Figura 4.45 Modelo composto para o SAFL na energia intermediária.....	103
Figura 4.46 Modelo composto para o solo argiloso na energia normal.....	103
Figura 4.47 Modelo composto para o solo argiloso na energia intermediária	103
Figura 4.48 Modelo composto para o saibro na energia normal	104
Figura 4.49 Modelo composto para o saibro na energia intermediária.....	104
Figura 4.50 Parâmetro k1 obtido pelo modelo confinante comparado com o diâmetro de corpo-de-prova.....	106
Figura 4.51 Parâmetro k2 obtido pelo modelo confinante comparado com o diâmetro de corpo-de-prova.....	107
Figura 4.52 Parâmetro k1 obtido pelo modelo desvio comparado com o diâmetro de corpo-de-prova.....	107
Figura 4.53 Parâmetro k2 obtido pelo modelo desvio comparado com o diâmetro do corpo-de-prova.....	108
Figura 4.54 Parâmetro k1 obtido pelo modelo teta comparado com o diâmetro de corpo-de-prova.....	108
Figura 4.55 Parâmetro k2 obtido pelo modelo teta comparado com o diâmetro de corpo-de-prova.....	109
Figura 4.56 Parâmetro k1 obtido pelo modelo composto comparado com o diâmetro de corpo-de-prova.....	109
Figura 4.57 Parâmetro k2 obtido pelo modelo composto comparado com o diâmetro de corpo-de-prova.....	110
Figura 4.58 Parâmetro k3 obtido pelo modelo confinante comparado com o diâmetro de corpo-de-prova.....	110
Figura 4.59 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para a areia na energia normal.....	111
Figura 4.60 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para a areia na energia intermediária.....	111

Figura 4.61 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para o SAFL na energia normal.....	112
Figura 4.62 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para o SAFL na energia intermediária.....	112
Figura 4.63 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para a solo argiloso na energia normal	113
Figura 4.64 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para a solo argiloso na energia intermediária.....	113
Figura 4.65 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para o saibro na energia normal.....	114
Figura 4.66 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para o saibro na energia intermediária.....	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Sequência de tensões para fase de condicionamento. Fonte: (DNIT 134/2010)....	30
Tabela 2.2 Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência Fonte: (DNIT 134/2010)	31
Tabela 2.3 Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência conforme AASHTO T307-99.....	32
Tabela 3.1 Tensões utilizadas nos ensaios da presente pesquisa.....	55
Tabela 3.2 Ensaios triaxiais para comparação do efeito do tamanho de corpo-de-prova	56
Tabela 4.1 Classificação dos solos segundo a dimensão das partículas (ABNT, 1995).....	69
Tabela 4.2 Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização.....	69
Tabela 4.3 Resumo dos parâmetros de compactação.....	73
Tabela 4.4 Parâmetros da classificação MCT	77
Tabela 4.5 Dados da compactação dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios triaxiais de módulo de resiliência	80
Tabela 4.6 Resultados do MR (MPa) para a areia	82
Tabela 4.7 Resultados do MR (MPa) para o SAFL.....	83
Tabela 4.8 Resultados do MR (MPa) para a solo argiloso.....	84
Tabela 4.9 Resultados do MR (MPa) para o saibro.....	85
Tabela 4.10 Parâmetros obtidos pelo modelo confinante	90
Tabela 4.11 Parâmetros obtidos pelo modelo tensão desvio.....	96
Tabela 4.12 Parâmetros obtidos pelo modelo teta.....	101
Tabela 4.13 Resumo dos expoentes obtidos pela aplicação do modelo composto.....	104
Tabela 4.14 Coeficientes de determinação (R^2) obtidos no modelo composto.....	105
Tabela 4.15 Análise estatística dos ensaios da areia na energia normal	116

Tabela 4.16 Análise estatística dos ensaios da areia na energia intermediária	117
Tabela 4.17 Análise estatística dos ensaios do SAFL na energia normal.....	118
Tabela 4.18 Análise estatística dos ensaios de SAFL na energia intermediária	119
Tabela 4.19 Análise estatística dos ensaios do solo argiloso na energia normal.....	120
Tabela 4.20 Análise estatística dos ensaios do solo argiloso na energia intermediária.....	121
Tabela 4.21 Análise estatística dos ensaios de saibro na energia normal	122
Tabela 4.22 Análise estatística dos ensaios de saibro na energia intermediária	123
Tabela 4.23 Média dos oito conjuntos de ensaios	124

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- BR – Rodovia Federal Brasileira
- CBR – *California bearing ratio*
- COPPE – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro
- CP – Corpo-de-prova
- DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
- GPS – *Global Positioning System*
- IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias
- MCT – Miniatura, Compactado e Tropical
- MCV – *Moisture Condition Value*
- ME – Método de Ensaio
- MR – Módulo de Resiliência
- PEAD – Polietileno de Alta Densidade
- PPGEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
- RS – Rio Grande do Sul
- S – Sul (*South*)
- SAFL – Solo Arenoso Fino Laterítico
- SP – Rodovia Estadual do Estado de São Paulo
- UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul
- UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro
- W – Oeste (*West*)

1. INTRODUÇÃO

No crescimento e desenvolvimento de um país é imprescindível que haja uma boa ligação entre cidades e as áreas de produção. As rodovias são, neste contexto, redes conectoras de vital importância. Devido a suas resistentes capacidades estruturais e longas extensões, pavimentos acabam por agregar grandes custos. Pesquisas que visam um melhor desempenho e o melhor custo-benefício na tecnologia de pavimentação são de grande importância.

Os pavimentos são compostos pela sobreposição de várias camadas de diferentes materiais. Em pavimentos flexíveis, a camada mais superior, camada de revestimento, é na maioria das vezes composta por revestimento asfáltico. A camada subsequente, camada de base, muitas vezes é composta por brita graduada ou apenas um solo de boa qualidade. Nas camadas inferiores à base muitas vezes são utilizados materiais locais disponíveis na região. Estes materiais podem ser desde argilas muito finas até areias de grãos duros e resistentes. Os materiais utilizados nesta pesquisa são solos do tipo utilizados em camadas de base ou em camadas inferiores a esta.

Com o crescente aumento do volume de tráfego de veículos pesados nas estradas brasileiras, tanto em valores de carga por eixo como em número absoluto de veículos, faz-se necessário um conhecimento mais aprofundado das características dos materiais. Seguindo a tendência de outros países mais desenvolvidos na área de pavimentação, as normas brasileiras já apontam para um método mais racional de dimensionamento de pavimentos. Neste sentido, buscam-se parâmetros que tenham uma melhor representatividade do comportamento real do material no pavimento.

Ensaio que medem a resistência estática dos materiais tendem a ser substituídos por ensaios cíclicos, pois estes têm melhor representatividade do comportamento do material em campo. Os primeiros medem a resistência dos materiais, ou seja, sua capacidade de resistir a uma força aplicada sobre eles. Já os ensaios cíclicos estão relacionados com a rigidez dos materiais, ou seja, a capacidade do material resistir à deformação.

A deformação de um material sob carregamento normalmente é composta por duas parcelas, uma deformação recuperável (resiliente) e outra irrecuperável (plástica ou permanente). Conforme Medina e Motta (2005), a deformabilidade “elástica” ou resiliente das camadas do pavimento e do subleito é o que condiciona a vida de fadiga das camadas superficiais mais rijas – revestimento de concreto asfáltico, base de solo-cimento, etc – sujeitas a flexões sucessivas.

Um dos parâmetros-chave para o entendimento do comportamento tensão-deformação dos materiais é o módulo de resiliência. O módulo de resiliência por definição é o resultado da tensão desvio aplicada repetidamente dividido pela deformação resiliente resultante. O módulo de resiliência dos materiais é um parâmetro fundamental em uma avaliação estrutural através da análise mecânica de pavimentos.

Para medir o módulo de resiliência dos materiais é realizado um ensaio que simula a passagem de veículos de grande porte sobre o pavimento. Para tal efeito é utilizada uma carga vertical cíclica. Valores resultantes do ensaio de módulo de resiliência são utilizados para o dimensionamento de pavimentos através de métodos mecânicos-empírico.

No caso de solos, o Departamento Nacional de Infraestrutura (DNIT) já possui uma norma específica quanto ao procedimento de ensaio para a obtenção do módulo de resiliência. A norma atual NORMA DNIT 134/2010 – ME – Determinação do módulo de resiliência, originada da antiga DNER-ME 131/94, foi recentemente revisada e data de novembro de 2010. No Brasil, o tamanho de corpo-de-prova mais utilizado nos ensaios é o de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura.

Contanto que respeite a relação de 1 para 2 entre o diâmetro do corpo-de-prova e sua altura, e a relação de 1 para 5 entre o tamanho máximo de partícula e o diâmetro do corpo-de-prova, o ensaio pode ser realizado em diversas dimensões. No Brasil, o ensaio já foi realizado com corpos-de-prova de 5 x 10 cm a 25 x 50 cm.

Dentre tantas possibilidades de dimensões de corpo-de-prova, o propósito desta dissertação é compreender quais são os efeitos de escala que ocorrem quando o ensaio é realizado em diferentes tamanhos de corpo-de-prova. Para tal, foi realizado nesta dissertação de mestrado um conjunto de ensaios de módulo de resiliência em diferentes tamanhos de corpos-de-prova, e análises com os resultados obtidos nestes ensaios.

Os ensaios foram realizados com quatro solos de diferentes características geotécnicas. Três diferentes tamanhos de corpos-de-prova foram utilizados, conforme mostra a Figura 1.1.



Figura 1.1 Corpos-de-prova de 15 x 30, 10 x 20 e 7,5 x 15 cm utilizados na pesquisa

1.1. OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é compreender melhor o efeito do tamanho dos corpos-de-prova a partir de resultados de ensaios de módulo de resiliência em solos.

Os objetivos específicos do trabalho são:

- Realização de ensaios de caracterização, compactação e classificação MCT para caracterizar e melhor compreender e conhecer as características dos quatro solos estudados, além de se obter os parâmetros necessários para a realização da moldagem dos ensaios triaxiais de módulo de resiliência (MR);
- Realização de ensaios triaxiais de MR, com os quatro materiais, em diferentes tamanhos de corpos-de-prova;
- Interpretação dos resultados dos ensaios de MR por diferentes modelos matemáticos;
- Realização de uma análise paramétrica dos resultados.

1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta dissertação de mestrado é composta por cinco capítulos e pelas referências bibliográficas. Neste capítulo é introduzido o tema da pesquisa e sua relevância. Neste mesmo capítulo é apresentada ainda uma breve noção do conceito de módulo de resiliência, o objetivo geral e os objetivos específicos do trabalho.

O capítulo 2 é constituído da revisão bibliográfica realizada a respeito do tema estudado. Foi realizada uma revisão geral sobre o ensaio triaxial de módulo de resiliência para solos, uma revisão sobre os modelos matemáticos de regressão utilizados para interpretar os ensaios e por fim uma breve revisão sobre ensaios com corpos-de-prova de diferentes tamanhos.

No capítulo 3 são apresentados os materiais utilizados na pesquisa, assim como é descrita a metodologia de trabalho realizado, que incluiu desde a coleta dos solos em campo até a realização dos ensaios triaxiais em laboratório.

No capítulo 4 são apresentados os resultados da caracterização dos materiais, ensaios de classificação MCT, ensaios de compactação e os ensaios triaxiais. Neste mesmo capítulo também são mostradas as interpretações realizadas a partir dos resultados.

O capítulo 5 apresenta as conclusões obtidas no trabalho e também são descritas as sugestões para trabalhos futuros.

Por último são dispostas as referências bibliográficas consultadas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo destina-se a apresentar uma revisão bibliográfica sobre o tema da pesquisa. Foram escolhidos três assuntos para revisão de literatura. No primeiro são abordados aspectos do ensaio triaxial de módulo de resiliência. No segundo é feita uma revisão dos modelos matemáticos utilizados para interpretar os ensaios triaxiais de módulo de resiliência. No último item é feita uma revisão sobre trabalhos em que foram realizados ensaios em diferentes tamanhos de corpos-de-prova.

2.1. ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Este primeiro item divide-se em quatro partes. Inicialmente são abordados os conceitos envolvidos no ensaio e em seguida são revisados trabalhos sobre o assunto. Na sequência é feita uma revisão das principais normas do ensaio e dos fatores que influenciam o ensaio.

2.1.1. Conceitos

Todo e qualquer material utilizado em pavimentos está sob a ação antrópica do tráfego, onde a sollicitação dinâmica está sujeita a cargas de diferentes intensidades, magnitudes e frequências ao longo do tempo (PERAÇA, 2007).

Balbo (2007) define elasticidade como sendo a propriedade de um dado material não preservar deformações residuais, ou seja, cessada a ação das forças que deformam o material, ele volta a assumir sua forma original. Plasticidade por sua vez é definida como sendo a propriedade inversa, ou seja, a capacidade do material preservar deformações residuais depois de cessado o estado de esforços ao qual foi submetido, sendo tais deformações também denominadas plásticas ou permanentes.

De acordo com Bernucci et al. (2007), a cada passagem de roda o pavimento sofre um deslocamento total que tem duas componentes:

- Deformação elástica que resulta na flexão alternada do revestimento.

- Deformação permanente que resulta no afundamento de trilha de roda.

A deformação total (ε_t) é composta por uma parcela plástica (ε_p) e outra elástica (ε_r), conforme a expressão 1.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_r + \varepsilon_p \quad (\text{expressão 1})$$

Portanto, entende-se que o pavimento sofre uma deformação que tem duas parcelas: uma parcela permanente não-recuperável e outra parcela elástica, recuperável, que também é chamada de resiliente.

De acordo com Malysz (2009), nos ensaios triaxiais de carregamento repetido são aplicadas cargas cíclicas com o objetivo de determinar o comportamento dos materiais em função do estado de tensões. A resposta dos materiais ensaiados, quando solicitados por carregamentos cíclicos, é composta por uma parcela elástica e uma plástica. Na Figura 2.1 é apresentada a resposta típica dos materiais quando solicitados por cargas cíclicas. Observa-se que a resposta é dividida em uma parcela elástica ou resiliente (Δh_r) e uma parcela plástica ou permanente (Δh_p). A deformação resiliente é calculada a partir da expressão 2, enquanto o módulo de resiliência por definição é calculado na expressão 3.

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h_r}{h_o} \quad (\text{expressão 2})$$

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (\text{expressão 3})$$

Onde:

- σ_d é a tensão desvio
- ε_r é a deformação resiliente
- Δh_r é a variação da altura do corpo-de-prova em cada ciclo de carga
- h_o é a altura inicial do corpo-de-prova

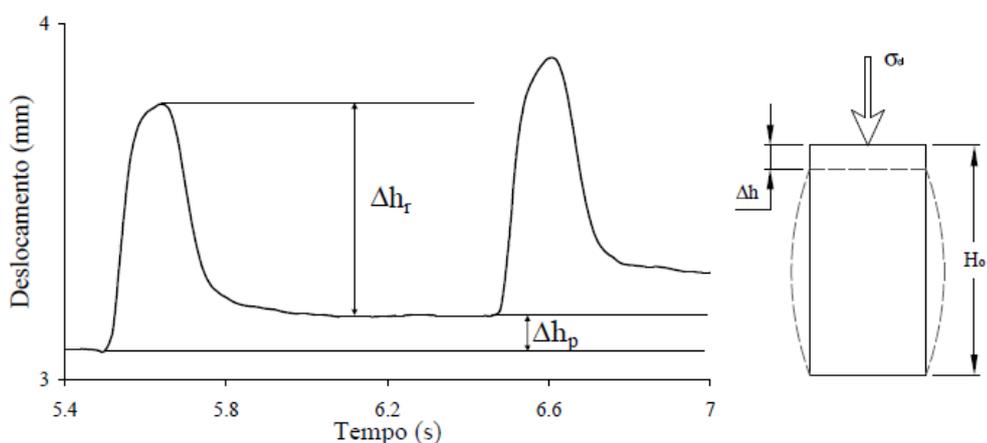


Figura 2.1 Resposta típica do corpo-de-prova em um ensaio triaxial de carregamento repetido Fonte: (MALYSZ, 2009)

No ensaio triaxial de MR, de acordo com Bernucci et al. (2007), a aplicação de carga é semi-senoidal por se aproximar da forma de carregamento correspondente à passagem da roda. O tempo de duração de aplicação total de carga é de 0,1 segundo e o repouso de 0,9 segundo.

2.1.2. Trabalhos anteriores sobre o ensaio triaxial de módulo de resiliência

O primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos deve-se a Francis Hveem (1955). Foi Hveem quem introduziu o conceito de resiliência. Ele preferiu utilizar este termo, ao invés de deformação elástica, sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro – concreto, aço, etc (MEDINA e MOTTA, 2005).

Com o objetivo de se reproduzir em laboratório os efeitos impostos pela a ação do tráfego nos materiais de pavimentação, foi desenvolvido o chamado ensaio triaxial de cargas repetidas (RODRIGUES, FELEZ e PONTES FILHO, 1998).

Para a medida em laboratório do efeito da aplicação de cargas repetidas nos materiais, Hveem desenvolveu uma primeira versão do equipamento em 1946 (Hveem, 1955 *apud* Bernucci et al. 2007). Seed e Fead desenvolveram na década de 1960 um equipamento triaxial dinâmico, que serviu de modelo para os atuais (Monismith et al. *apud* Bernucci et al. 2007).

Os primeiros ensaios de MR para fins de pavimentação ocorreram na década de 60 na Califórnia, na Universidade de Berkeley. Seed et al. (1962) realizaram ensaios para obtenção do módulo de resiliência em solos no intuito de descrever, em laboratório, o comportamento tensão versus deformação de materiais sob cargas repetidas.

Conforme Macêdo (1996), estudos de compressão triaxial a cargas repetidas começaram no Brasil a ser desenvolvidos no final da década de 70, através do convênio IPR/COPPE, a partir do qual se acumulou grande quantidade de informações sobre propriedades resilientes e características de fadiga através de ensaios triaxiais de cargas repetidas de solos e de tração indireta por compressão diametral, respectivamente.

De acordo com Trichês (1985), no final do ano de 1977 foi instalado no Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE na Universidade Federal do Rio de Janeiro o equipamento de ensaios dinâmicos com finalidade de pesquisa. Naquele tempo, as amostras de solos eram compactadas nas dimensões de 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura (MEDINA e MOTTA, 2005).

Em sua tese de mestrado Preussler (1978) descreve o equipamento triaxial implantado na COPPE/UFRJ, em grande parte desenvolvida pelo autor. No trabalho é detalhado o procedimento de montagem, calibração e funcionamento do equipamento triaxial. Os primeiros ensaios em solo residual de arenito do RS e as primeiras metodologias no Brasil para solos granulares são apresentadas pelo autor.

Svenson (1980) realizou ensaios triaxiais dinâmicos drenados em quatro solos argilosos residuais. Os materiais foram provenientes de subleitos e camadas de reforço de subleito de rodovias do Rio de Janeiro, Minas Gerais e Paraná. Em seus ensaios triaxiais, a tensão confinante teve pouca influência e foram obtidas relações bi-lineares e lineares entre o módulo de resiliência e a tensão-desvio. Em seu trabalho de mestrado encontrou ainda uma relação entre a deformação axial permanente acumulada e o CBR.

Trichês (1985) em sua tese de mestrado realizou ensaios triaxiais em sete tipos de solos. O autor utilizou sete tipos de solos pertencentes a dois perfis de pavimento da BR 101, em Santa Catarina. Em seu trabalho, Trichês estudou a influência do coeficiente de Poisson no cálculo da deflexão máxima e na forma da bacia de deflexão a partir de resultados de ensaios dinâmicos em que se variou simultaneamente a tensão desvio e a confinante.

Aranovich (1985) em sua tese de mestrado apresentou os resultados do acompanhamento do desempenho de alguns pavimentos não-convencionais do estado do Paraná. Entre outros materiais, o autor analisou em sua pesquisa solos arenosos finos e argilas vermelhas de basalto. O autor concluiu que é possível a construção de pavimentos de tráfego médio e baixo com materiais não especificados na maior parte das especificações vigentes da época.

Espinosa (1987) em sua tese de mestrado realizou ensaios de MR com brita em equipamento de 10 cm de diâmetro. Até então na COPPE apenas se utilizava corpos-de-prova de 5 x 10 cm. A montagem do equipamento foi baseada em equipamento já existente na Universidade Federal do Rio Grande do Sul em 1983, de 15 cm de diâmetro. O autor realizou também em sua pesquisa medições de deformações permanentes.

Motta (1991) em sua tese de doutorado apresentou uma consolidação dos estudos de Mecânica dos Pavimentos realizados na COPPE/UFRJ até a ocasião. Foi proposto um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis considerando: fatores climáticos, condição limite de suporte, deformação permanente e fadiga. Em seu trabalho, foi aplicado o conceito de confiabilidade na obtenção das espessuras finais. Foram realizados ensaios de módulo de resiliência em diversos materiais.

Motta e Pinto (1994) apresentam três estudos de ensaios dinâmicos de soluções empregadas para camadas de pavimento considerando princípios da Mecânica dos Pavimentos. Foi mostrado que os critérios ou procedimentos usuais de escolha dos materiais não estavam sendo adequados por serem muito exigentes em alguns parâmetros, por não considerarem a natureza laterítica dos solos tropicais, ao se basearem em ensaios e classificações importados, ou por serem muito complacentes quando se tratava de solo granular convencional.

Macêdo (1996) em sua tese de doutorado utilizou dados e materiais obtidos para o projeto de reforço da rodovia BR 418 em Minas Gerais, e dados para a construção de seções experimentais na rodovia SP 70 no estado de São Paulo. Para sua pesquisa foram realizados uma série de ensaios de campo e de laboratório. Em suas conclusões e sugestões o autor propõe metodologias para o ensaio triaxial e para os ensaios defletométricos com o FWD. Seu método proposto inclui alterações em aspectos relacionados à montagem do ensaio, características do equipamento e procedimentos de ensaio. É sugerida a utilização de

procedimentos de ensaio semelhantes aos da norma AASHTO TP46-94, classificando os materiais segundo a camada a que se destinam e não como coesivos e granulares. Desta forma os materiais de subleito são submetidos a estados de tensões menores em relação aos materiais de base e sub-base.

Santos (1998) em sua tese de doutorado analisou o comportamento de solos lateríticos granulares em camadas de pavimento. Os materiais estudados foram provenientes de rodovias federais do estado do Mato Grosso. Entre as diferentes avaliações realizadas pelo autor, foram utilizados o emprego da viga Benkelman, classificação MCT e ensaios triaxiais de carga repetida para avaliar a resiliência e a deformação permanente. O autor apresentou uma proposta de classificação de solos lateríticos granulares utilizando parâmetros obtidos no ensaio MCV e algumas correlações para estimativa de módulo resiliente dos solos através de parâmetros geotécnicos.

Werk (2000) em sua dissertação de mestrado realizou um estudo através de diferentes métodos de compactação. Foram realizados ensaios de módulo de resiliência e medição da sucção em corpos-de-prova. Os métodos de medição de sucção empregados foram o método do papel filtro e do transdutor de pressão de alta capacidade. Os materiais utilizados na pesquisa foram uma argila e um solo residual de arenito, materiais típicos das camadas de sub-leito de pavimentos do Rio Grande do Sul. Os resultados obtidos demonstraram que conforme o método de compactação empregado, o comportamento resiliente apresenta-se diferenciado, segundo o teor de umidade, o nível de tensões aplicado e o tipo de solo da amostra ensaiada.

Vianna (2002) auxiliou na qualidade da calibração de equipamentos triaxiais para cargas repetidas através de seu trabalho de contribuição para o estabelecimento de um material padrão e de uma metodologia para calibração de equipamentos de ensaios dinâmicos. Uma de suas conclusões resultou na escolha do material PEAD (Polietileno de Alta Densidade) para confecção de corpo-de-prova para calibração de equipamentos triaxiais.

Ramos (2003) em sua dissertação de mestrado contribuiu para o avanço na elaboração de um catálogo de pavimentos para o município do Rio de Janeiro. Os esforços foram no sentido de estabelecer o comportamento resiliente dos materiais disponíveis para obras em diversas regiões do município e verificar o seu comportamento mecânico como camada

estrutural. Foram executados ensaios triaxiais de módulo de resiliência para diversos solos, pós de pedra e britas.

Casagrande (2003) em sua tese de doutorado estudou a influência do teor de finos (material passante na peneira nº 4) no módulo de resiliência e na condutividade hidráulica de britas. Foram utilizados para a pesquisa britas de basalto provenientes de uma pedreira localizada no km 30 da BR 290/RS. Dos materiais originais coletados em campo, foram compostas 6 granulometrias diferentes. Os valores mais baixos de módulo de resiliência foram observados para a granulometria densa e os mais elevados para as duas granulometrias mais uniformes. Quanto à condutividade hidráulica, foi verificado que a diminuição do teor de finos implica em notáveis aumentos na condutividade hidráulica.

Motta (2005) avaliou a utilização de agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil. O material avaliado foi proveniente da usina recicladora da Prefeitura Municipal da Cidade de São Paulo. Concluiu-se que o agregado reciclado analisado é de uso promissor em pavimentação, devido às propriedades físicas e mecânicas, comparáveis a materiais tradicionais estabilizados granulometricamente ou mesmo à brita graduada simples.

Malysz (2009) em sua tese de doutorado desenvolveu, desde a concepção até os ensaios de validação, um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camadas de pavimentos. O equipamento foi desenvolvido para a realização de ensaios estáticos de resistência ao cisalhamento, assim como ensaios de módulo de resiliência e deformações permanentes sob carregamento repetido. O detalhamento da montagem, instrumentação e avaliação dos primeiros resultados estão descritos em seu trabalho.

2.1.3. Revisão das normas do ensaio

Neste item são comentados aspectos das seguintes normas:

- NORMA DNIT 134/2010 – ME – Determinação do módulo de resiliência
- ASSHTO T 307-99 Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials

A norma Brasileira em vigor atualmente é a NORMA DNIT 134/2010. Esta norma surgiu da revisão da Norma DNER – ME 131/94, que foi a norma oficial brasileira até o ano de 2010.

Comparando a norma de 1994 com a norma atual, percebem-se duas principais modificações. A primeira mudança é a ausência de distinção entre solos arenosos ou pedregulhos e entre solos argilosos ou siltosos quanto às tensões de ensaio. Conforme a norma atual, todos os solos têm a mesma sequência de ensaio, isto é, na fase de condicionamento seguem três sequências de tensões e na fase de ensaio dezoito sequências para determinação de módulos de resiliência. A sequência de tensões da norma atual para a fase de condicionamento é mostrada na Tabela 2.1, enquanto a sequência de tensões da norma atual para a fase de determinação de módulos é mostrada na Tabela 2.2.

Tabela 2.1 Sequência de tensões para fase de condicionamento. Fonte: (DNIT 134/2010)

Tensão Confinante σ_3 (kPa)	Tensão Desvio σ_d (kPa)
20,7	20,7
68,9	68,9
102,9	309,0

Tabela 2.2 Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência Fonte: (DNIT 134/2010)

Tensão Confinante σ_3 (kPa)	Tensão Desvio σ_d (kPa)
20,7	20,7
	41,4
	62,1
34,5	34,5
	68,9
	102,9
50,4	50,4
	102,9
	155,2
68,9	68,9
	137,9
	206,8
102,9	102,9
	206,8
	309,0
137,9	137,9
	274,7
	412,0

A segunda modificação da nova norma com relação a de 1994 é a não aplicação de 200 ciclos para cada um dos dezoito pares de tensão do ensaio. Pela norma atual devem-se aplicar apenas 10 ciclos de carga em cada um dos dezoito pares de tensão para a medição do módulo de resiliência.

De acordo com Groeger, Rada e Lopez (2003) a norma AASHTO T 307-99 é baseada na norma LTPP Protocol P46. No trabalho intitulado AASHTO T307 – Antecedência e Discussão, as diferenças entre as duas normas são analisadas. São feitas algumas sugestões para melhorar os procedimentos de ensaio da norma AASHTO T 307.

O procedimento de ensaio proposto pela norma norte-americana AASHTO T 307-99 prevê a existência de dois materiais: materiais do Tipo 1 e materiais do Tipo 2. Os materiais do Tipo 1 são os solos e agregados não tratados quimicamente com menos de 70% passando na peneira n° 10 (2 mm), menos de 20% passando na peneira n° 200 (75 mm) e índice de plasticidade inferior a 10. Para os materiais com estas características são utilizados corpos-de-prova de 150 mm de diâmetro. Os materiais do Tipo 2 são os solos e agregados não tratados quimicamente e que não se enquadram nas especificações do Tipo 1. Para estes materiais é

recomendada a utilização de corpos-de-prova de 71 mm de diâmetro. Para ensaios em materiais do Tipo 1 não são admitidas partículas retidas na peneira 37,5 mm e, para materiais do Tipo 2, na peneira 12,5 mm. A sequência de tensões da norma norte-americana AASHTO T 307-99 para matérias de base e sub-base é mostrada na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência conforme AASHTO T307-99

Tensão Confinante σ_3 (kPa)	Tensão Cíclica σ_d (kPa)
20,7	18,6
	37,3
	55,9
34,5	31,0
	62,0
	93,1
68,9	62,0
	124,1
	186,1
103,4	62,0
	93,1
	186,1
137,9	93,1
	124,1
	248,2

De acordo ainda com a norma norte-americana, assim como na norma brasileira, a determinação do módulo de resiliência é realizada por ensaios triaxiais de carregamento repetido, com pulsos de carga semi-senoidais com duração de 0,1 segundo e período de 1 segundo. São propostos dois procedimentos de ensaio: um para materiais de subleito e outro para materiais de sub-base e base, de acordo com os estados de tensões tipicamente atuantes nestas camadas. Os ensaios iniciam com uma fase de condicionamento de 500 ciclos. Caso depois de decorridos os 500 ciclos deformações permanentes continuem a ocorrer, aplicam-se mais 500 ciclos. A sequência de ensaio após o condicionamento prevê quinze pares de tensões para medição dos módulos. Em linhas gerais estes pares situam-se próximos aos da Norma Brasileira. A norma norte-americana variando a tensão desvio entre 18,6 kPa e 248,2 kPa enquanto que a norma brasileira variando sua tensão desvio entre 20,7 kPa e 420,0 kPa.

2.1.4. Fatores de influência no ensaio

Preussler (1978), baseado em trabalhos de vários pesquisadores, descreve os seguintes fatores que podem afetar o comportamento resiliente de solos granulares:

- Pressão confinante (σ_3)
- Razão de tensões principais (σ_1/σ_3)
- Número de repetições da tensão desvio (σ_d)
- História de tensões
- Duração e frequência da tensão desvio
- Tipo de agregado
- Graduação das partículas
- Densidade e umidade de compactação
- Tamanho máximo do agregado
- Grau de saturação

Lekarp, Isacsson e Dawson (2000) no estudo intitulado *Resilient Response of Unbound Aggregates* analisaram os fatores que afetam, em diferentes graus de importância, a resposta resiliente em agregados:

- Efeito das tensões
- Efeito do peso específico aparente seco
- Efeito da granulometria, conteúdo de finos e tamanho máximo de grão
- Efeito do teor de umidade
- Efeito do histórico de tensões e do número de ciclo de carga
- Efeito do tipo de agregado e do formato da partícula
- Efeito da duração de carga, frequência e sequência de carga

Os autores concluem que apesar de muitos pesquisadores concordarem sobre a influência de alguns destes fatores, muitas vezes conclusões completamente opostas são

elaboradas sobre o impacto de outros fatores. Pesquisadores nem sempre concordam na natureza do impacto destes fatores e diferentes, ou até mesmo, conclusões completamente opostas são apresentadas.

HORNYCH et al (1996) verificaram que a grande dispersão dos ensaios triaxiais se deve aos seguintes fatores:

- pequenas deformações obtidas nos testes;
- grande variação do módulo resiliente com a sucção;
- influência do método de compactação da amostra na deformação permanente do solo.

Para se minimizar tais carências dos ensaios triaxiais, os autores sugerem tomar as seguintes providências no ensaio:

- medir as deformações localmente, na parte central do corpo-de-prova;
- medir sistematicamente a sucção da amostra;
- usar métodos confiáveis de compactação que gerem amostras homogêneas.

2.2. MODELOS MATEMÁTICOS

Diferentes modelos matemáticos de regressão têm sido utilizados para interpretar os resultados de MR. Os modelos matemáticos de interpretação procuram modelar as diferentes características dos materiais ensaiados. Por exemplo, sabe-se que materiais granulares, por não terem coesão ou apresentarem baixos valores de coesão, são mais dependentes de modelos que consideram a tensão de confinamento do que materiais coesivos. Para representar estes vários comportamentos são utilizados modelos que relacionam o módulo de resiliência com as tensões atuantes.

Um dos primeiros modelos matemáticos de interpretação do ensaio de MR foi proposto por Hicks (1970) para expressar o comportamento tensão versus deformação de solos granulares. Este modelo (expressão 4) é um dos mais tracionais utilizados no país. A obtenção de seus parâmetros é considerada relativamente fácil. O modelo considera apenas a tensão confinante. Neste trabalho será chamado de modelo confinante.

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (\text{expressão 4})$$

Onde:

- σ_3 é a tensão confinante.
- k_1 e k_2 são parâmetros do modelo.

Um segundo modelo muito utilizado na interpretação de ensaios de MR, principalmente utilizado em materiais granulares, é o modelo expresso pela expressão 5. Este modelo relaciona o módulo de resiliência com o primeiro invariante de tensões ou a soma das tensões principais. Conforme Macêdo (1996), este modelo é adequado aos materiais granulares quando as tensões cisalhantes são pequenas, e é indicado para materiais granulares por contemplar a influência conjunta de σ_1 e σ_3 . Neste trabalho será chamado de modelo teta. Este modelo é utilizado pelo programa de análise mecânica “Everstress” (WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2005) normalizando-se o somatório das tensões principais pela pressão atmosférica.

$$MR = k_1 \cdot \left(\frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{k_2} \quad (\text{expressão 5})$$

Onde:

- $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3 = \sigma_d + 3 \cdot \sigma_3$
- σ_1 é a tensão principal maior
- σ_2 é a tensão principal intermediária
- σ_3 é a tensão principal menor
- P_{atm} é a pressão atmosférica (101,4 kPa)
- k_1 e k_2 são parâmetros do modelo

Uzan (1985) apud Macêdo (1996) mostra, a partir de dados experimentais, a existência de uma deformação crítica abaixo da qual o módulo decresce com o aumento da deformação

axial. Acima dessa deformação o aumento do módulo, segundo o autor, decorre da dilatância que geralmente apresentam os materiais de comportamento semelhante às areias compactas. A expressão sugerida no seu trabalho é dada pela expressão 6.

$$MR = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (\text{expressão 6})$$

Onde:

- σ_d é a tensão desvio
- k_1 , k_2 e k_3 são parâmetros do modelo
- $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3 = \sigma_d + 3 \cdot \sigma_3$

Espinosa (1987) propôs em seu trabalho de mestrado a expressão 7. O modelo, criado pelo engenheiro chileno, foi proposto para representar o comportamento resiliente de materiais granulares graúdos. De acordo com Malysz (2009) o autor verificou grande influência do histórico de tensões, da pressão de confinamento e do grau de saturação no módulo de resiliência.

$$MR = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \varepsilon_a^c \quad (\text{expressão 7})$$

Onde:

- ε_a é a deformação axial resiliente
- k_1 , k_2 e c são parâmetros do modelo
- $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3 = \sigma_d + 3 \cdot \sigma_3$

Hicks (1970) propôs para ensaios com materiais argilosos o modelo das expressões 8 e 9. O modelo é chamado de elástico bi-linear, pois quando plotado em escala aritmética os pontos experimentais se distribuem em duas retas. De acordo com Ferreira (2008) o modelo bi-linear foi por muito tempo bastante utilizado, tendo sido inclusive adotado para avaliação das características resilientes de solos do subleito na metodologia de dimensionamento de

reforço de pavimentos proposta por Pinto e Preussler (1982) e normatizada pelo antigo DNER através de seu procedimento DNER-PRO 269/94 (DNER, 1994).

$$MR = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \text{ para } \sigma_d < k_1 \quad (\text{expressão 8})$$

$$MR = k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1) \text{ para } \sigma_d > k_1 \quad (\text{expressão 9})$$

Onde:

- k_1 , k_2 , k_3 e k_4 são parâmetros do modelo
- σ_d é a tensão desvio

Motta, Aranovich e Ceratti (1985) estudaram um grande número de solos lateríticos provenientes das camadas do pavimento de diversas rodovias vicinais localizadas nos Estados de Goiás, Paraná, São Paulo, Mato Grosso e Mato Grosso do Sul. O objetivo do estudo foi estabelecer modelos para previsão de módulos resilientes e agrupar os materiais em função do comportamento apresentado. Com base nos resultados dos ensaios triaxiais desta pesquisa, Aranovich (1985), propôs o modelo conhecido como combinado ou misto, conforme as expressões 10 e 11. Tal modelo caracteriza um comportamento resiliente intermediário por considerar a influência conjunta das tensões desvio e confinante no valor de MR, porém expressas por duas expressões e cinco constantes.

$$MR = [k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d)] \cdot \sigma_3^{k_5} \text{ para } \sigma_d < k_1 \quad (\text{expressão 10})$$

$$MR = [k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1)] \cdot \sigma_3^{k_5} \text{ para } \sigma_d > k_1 \quad (\text{expressão 11})$$

Onde:

- k_1 , k_2 , k_3 , k_4 e k_5 são parâmetros do modelo

- σ_d é a tensão desvio
- σ_3 é a tensão confinante

Outro modelo encontrado na literatura é o modelo constante (expressão 12). Materiais utilizados em pavimentação em que os valores de módulo de resiliência não variam com o estado de tensões são bem interpretados neste modelo. O comportamento tensão-deformação destes materiais tende a se enquadrar no modelo elástico linear. Ferreira (2002) descreve que este comportamento é típico de solos muito siltosos de módulos baixos, além de alguns solos lateríticos, de módulo elevado, próximo aos de materiais cimentados com aditivos. Este modelo também se aplica a solos argilosos muito úmidos.

$$MR = k = \text{Constante} \quad (\text{expressão 12})$$

O programa MEPDG (2002) da AASHTO indica o modelo matemático conforme a expressão 13.

$$MR = k_1 \cdot P_{atm} \cdot \left(\frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{P_{atm}} + 1 \right)^{k_3} \quad (\text{expressão 13})$$

Onde:

- P_{atm} é a pressão atmosférica (101,4 kPa)
- k_1 , k_2 e k_3 são parâmetros do modelo
- σ_d é a tensão desvio
- $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3 = \sigma_d + 3 \cdot \sigma_3$
- τ_{oct} é a tensão octaédrica = $\tau_{oct} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$

Macêdo (1996) propõe um modelo aparentemente capaz de eliminar as dificuldades quanto à necessidade de definição prévia do comportamento resiliente dos solos. Este modelo, denominado pelo autor como Modelo Composto, está representado na expressão 14 e leva em consideração a influência conjunta das tensões confinante e desvio para qualquer tipo de

material. Além disso, os coeficientes de correlação R^2 obtidos por ele para este modelo atingem valores normalmente acima de 0,90, bastante superiores àqueles auferidos para os demais modelos considerados. Este fato pode indicar que a consideração conjunta dos reflexos de σ_3 e σ_d é de fundamental importância na determinação dos valores de MR no ensaio triaxial de cargas repetidas, não sendo aconselhável a determinação do módulo de resiliência apenas em função de uma das tensões impostas ao corpo-de-prova.

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (\text{expressão 14})$$

Conforme Nazarian et al (2003) a vantagem do modelo composto é que ele pode ser aplicado a solos de grãos finos, bases de grãos grosseiros e materiais de subleito. A precisão e quão razoável é este modelo são fatores extremamente importantes por consistirem em elementos chave para uma combinação bem sucedida de resultados de campo e de laboratório.

2.3. ENSAIOS COM CORPOS-DE-PROVA DE DIFERENTES TAMANHOS

Apesar de este item ser considerado o mais importante da revisão de literatura, praticamente não foram encontradas pesquisas anteriores sobre este assunto.

Espinosa (1987) realizou ensaios com uma mesma amostra de materiais granulares. Os ensaios foram realizados em corpos-de-prova de 5 x 10 cm e 10 x 20 cm. O autor verificou que o MR obtido para amostra do mesmo material quando ensaiado em corpos-de-prova com dimensões menores tendiam a mostrar valores mais altos. De acordo com Espinosa isto pode ter sido provocado pela diferença no procedimento de compactação, pelas diferenças nos métodos de medição da deformação axial e pela influência da relação entre o tamanho máximo das partículas e o diâmetro do corpo-de-prova.

Motta et al (1990), utilizando solos pedregulhos lateríticos e misturas destes com areia quartosa, analisaram os efeitos do teor de umidade, energia de compactação, dimensões de corpos-de-prova e adição de areia em ensaios triaxiais. Neste mesmo trabalho foi proposto um novo modelo matemático do módulo de resiliência em função das tensões desvio e de

confinamento e ainda verificou-se o efeito da adição de areia quartzosa à laterita quanto à resiliência.

Ensaio de lateritas provenientes do estado de Roraima foram ensaiados em corpos-de-prova de 5 x 10, 10 x 20 e 15 x 30 cm. A utilização de corpo-de-prova de 5 x 10 cm exigiu o escalpo de fração de diâmetro superior a uma quinta-parte do diâmetro do corpo-de-prova (cerca de 1 cm). Para a amostra eliminou-se uma fração de 23% da granulometria. Para os corpos-de-prova de 10 e 15 cm de diâmetro a peneira de 1 polegada serviu de escalpo, ao qual correspondeu a apenas 4 % em peso da fração mais grossa.

Os autores concluíram no trabalho que o modelo $MR = k1 \cdot \sigma_d^{k2}$ (com $K < 0$) foi o modelo indicado para solos granulares com comportamento de solo coesivo e para os solos finos. Além disso, concluiu-se que os corpos-de-prova de 10 cm e 15 cm de diâmetro são indicados para ensaiar materiais granulares lateríticos, pois realizando o escalpo necessário para moldar e ensaiar estes materiais nas dimensões de 5 x 10 cm, os valores de MR são muito maiores do que os valores quando ensaiados em diâmetros de 10 e 15 cm. Na laterita estudada, os resultados com corpos-de-prova de 5 x 10 cm foram de 2,5 a 3,5 maiores do que nos corpos-de-prova de 10 x 20 e 15 x 30 cm, o que leva a superestimar a vida de fadiga da estrutura. Concluiu-se ainda que a adição de areia, de 10% a 30%, a uma das amostras lateritas resultou em aumento dos módulos resilientes que depende do nível de tensão-desvio, tanto mais eficaz quanto menor o σ_d .

Malysz (2009) em sua tese de doutorado concluiu que os módulos de resiliência obtidos nos ensaios triaxiais de grande porte (25 x 50 cm) foram superiores aos obtidos nos ensaios no equipamento triaxial de CP de 10 x 20 cm. Em seu trabalho Malysz utilizou além de LVDTs externos a câmara, LVDTs internos colados aos terços médios do corpo-de-prova. Foi observado que de modo geral os módulos calculados por instrumentação interna foram superiores aos módulos calculados com a instrumentação externa. O autor utilizou em sua pesquisa uma brita graduada utilizada na camada de base de pistas experimentais.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentados os quatro solos utilizados na pesquisa e a metodologia de trabalho. A parte experimental da pesquisa foi dividida em coleta de materiais em campo, ensaios de caracterização, ensaios de compactação, ensaios de classificação MCT e ensaios triaxiais de resiliência em solos.

3.1. MATERIAIS

Com a finalidade de estudar a influência do tamanho de corpos-de-prova no ensaio triaxial de cargas repetidas em solos, foram escolhidos quatro materiais de gêneses bem definidas. Toda a pesquisa experimental se deu a partir destes quatro materiais. São eles uma areia, um solo arenoso fino laterítico, um solo argiloso (argila) e um solo residual de granito que para esta dissertação será chamado de saibro. A Figura 3.1 mostra aspectos dos quatro solos.



Figura 3.1 Os quatro solos utilizados na pesquisa

Todos os ensaios desta pesquisa foram realizados a partir de amostras deformadas. Os quatro solos são provenientes do Rio Grande do Sul. Na Figura 3.2 é mostrada a localização geral dos quatro materiais no estado.

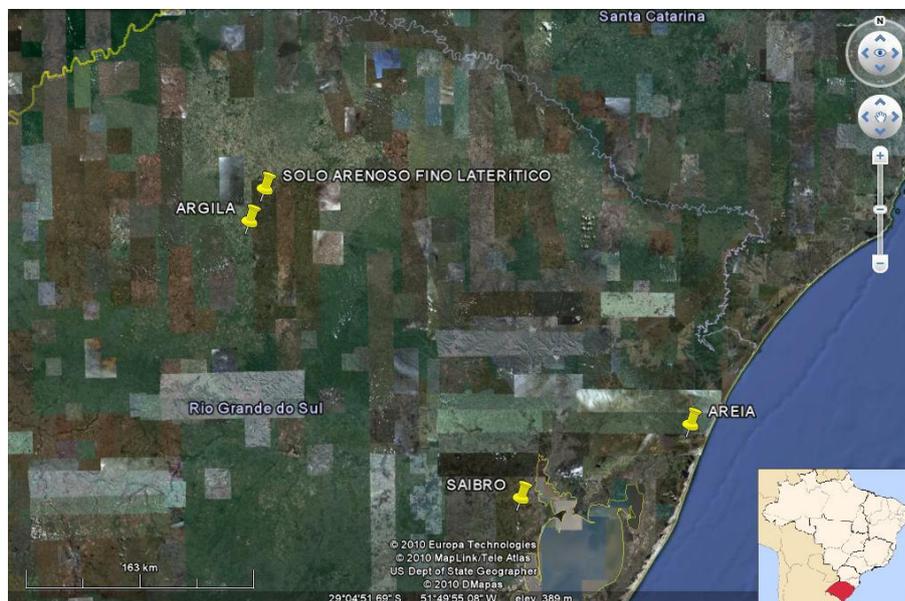


Figura 3.2 Mapa parcial do RS com os quatro locais de coleta

3.1.1. Areia

Foi escolhida uma areia típica utilizada em pavimentação. O material é proveniente da Jazida Gomes (Figura 3.3) situada no município de Osório - RS. Os grãos que a compõem são pequenos e praticamente de mesmo tamanho, definindo características granulométricas finas e uniformes. O material praticamente não apresenta matéria orgânica.



Figura 3.3 Jazida Gomes, localizada no município de Osório – RS

Esta mesma areia (Figura 3.4) já foi utilizada nas pesquisas de mestrado de Ana Paula Silva dos Santos (2004) e Leandro Pereira Marcon (2005) e na tese de doutorado de Rodrigo Caberlon Cruz (2008), trabalhos realizados no PPGEC da UFRGS.



Figura 3.4 Areia utilizada na pesquisa em seu estado seco

Segundo Tomazelli et al. (1982)(apud Marcon, 2005) a Jazida Gomes situa-se no sistema denominado Barreira-Laguna III, o qual está associado a um terceiro período de elevação e posterior recuo do nível do mar. Este sistema é composto por sedimentos arenosos de origem marinha, recobertos por depósitos arenosos oriundos da deposição eólica (campos de dunas). Os sedimentos de origem marinha são compostos por areias quartzosas claras, finas, bem selecionadas e de estratificações bem desenvolvidas.

3.1.2. SAFL

O Solo Arenoso Fino Laterítico (Figura 3.5) escolhido para esta pesquisa é proveniente do leito da rodovia RS-506, no município de Santa Bárbara do Sul, região noroeste do estado do RS. Tentou-se coletar o material no mesmo local em que a Eng^a Maria Cristina Passos (2000) coletou um dos seus materiais utilizados para sua dissertação de mestrado. Em sua pesquisa, intitulada “Metodologia MCT Aplicada aos Solos Arenosos Finos Lateríticos do Rio Grande do Sul Visando Pavimentação” de 2000, foram estudados materiais de duas regiões do estado do RS, denominados Planalto e Campanha Gaúcha.



Figura 3.5 SAFL utilizado na pesquisa

De acordo com Oliveira (2000), os solos arenosos finos lateríticos têm uma considerável área de ocorrência no RS, abrangendo unidades pedogenéticas como Latossolos e Podzólicos, sobretudo os vermelhos escuros. A área mencionada está localizada na Região do Planalto, sobre as formações Serra Geral e Tupanciretã.

Segundo Passos (2000), os latossolos vermelhos escuros húmicos, onde se enquadra este SAFL, estão associados à Formação Serra Geral com contribuições da Formação Tupanciretã, ocupando a região correspondente aos municípios de Santa Bárbara do Sul, Carazinho e Passo Fundo.

3.1.3. Solo Argiloso

O solo argiloso utilizado neste trabalho foi coletado no município de Cruz Alta – RS. Tentou-se coletar o material no mesmo local em que Rodrigo Lovato (2004) coletou seu material para sua pesquisa de mestrado. Lovato apresentou o seguinte trabalho de dissertação: “Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal aplicado à Pavimentação.”

O material é chamado de solo argiloso na maior parte do presente trabalho. Eventualmente quando mencionado apenas argila, refere-se a este mesmo solo argiloso.

O local da coleta do solo situa-se na BR-377 km 85+000 no município de Cruz Alta, a poucos quilômetros da área urbana do município.

De acordo com Lovato, este solo argiloso de coloração vermelha (Figura 3.6) é um solo residual de basalto pertencente à Formação Serra Geral, em uma provável área de contato com o arenito de Formação Tupanciretã. É classificado pedologicamente como Latossolo Vermelho aluminoférrico (Latossolo Roxo pela antiga classificação).



Figura 3.6 Solo argiloso (argila) coletado em Cruz Alta – RS para esta pesquisa.

O solo argiloso e o SAFL coletados para esta pesquisa ficam distantes em linha reta aproximadamente 25 km. A Figura 3.7 mostra o mapa de localização dos dois solos.

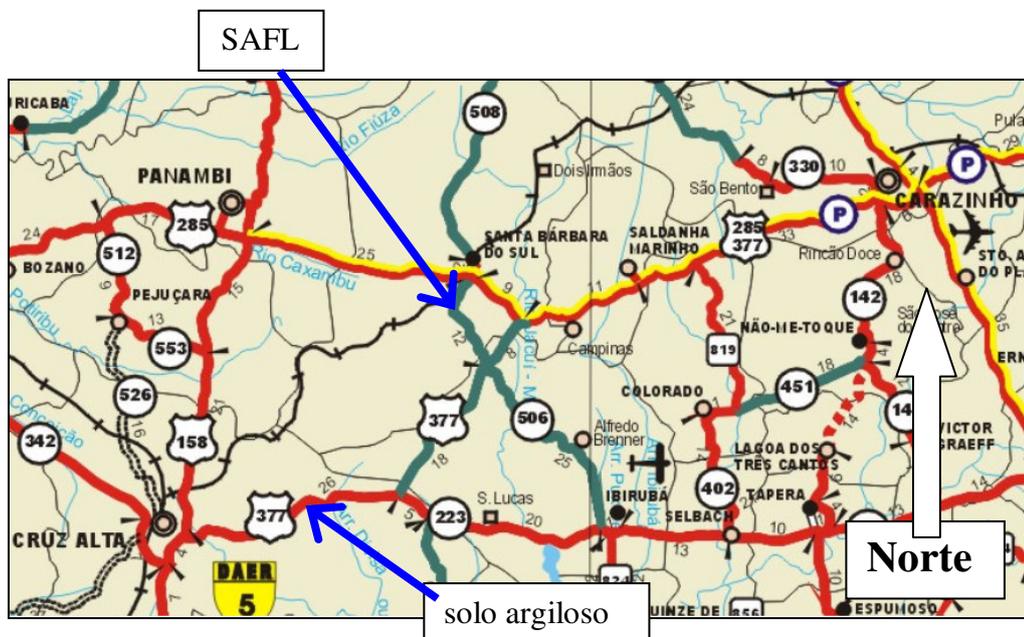


Figura 3.7 Mapa de localização dos locais de ocorrência do solo argiloso e do SAFL desta pesquisa.

3.1.4. Solo Residual de Granito (Saibro)

O quarto solo utilizado nesta pesquisa (Figura 3.8) é proveniente de uma jazida no município de Mariana Pimentel - RS. Esta jazida estava sendo explorada como material de sub-base para a pavimentação asfáltica da RS-711, a principal via de acesso ao município de Mariana Pimentel. Como já mencionado anteriormente, este solo residual de granito será simplesmente chamado de saibro neste trabalho.



Figura 3.8 Amostra de Saibro de Mariana Pimentel – RS usado nesta pesquisa.

O material é considerado um solo residual jovem. De acordo com Streck et al. (2008), a região está próxima a afloramentos rochosos e solos do tipo Argissolo Vermelho-Amarelo Distrófico. A rodovia de acesso à Mariana Pimentel é mostrada na Figura 3.9.

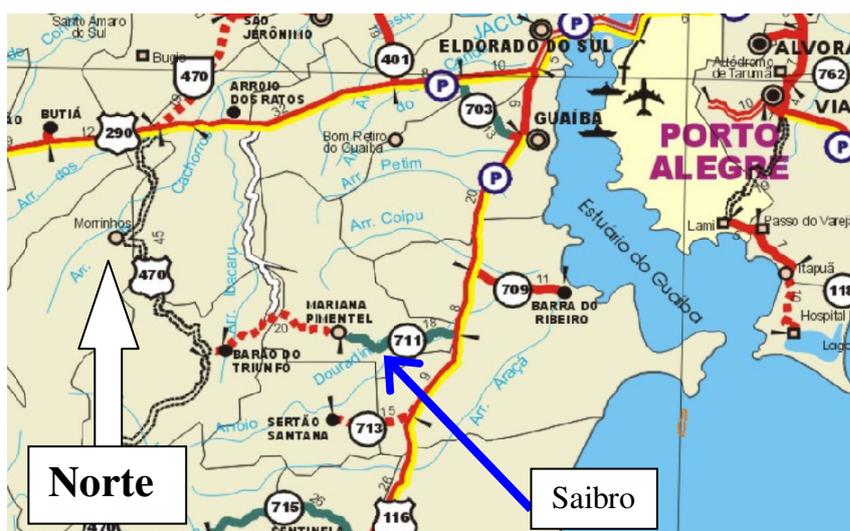


Figura 3.9 Localização do Saibro deste estudo em Mariana Pimentel – RS

3.2. MÉTODOS

A metodologia do trabalho seguiu as seguintes etapas:

- Escolha dos materiais a serem utilizados na pesquisa;
- Coleta dos materiais em campo;
- Preparação dos materiais (secagem, destorroamento e quarteamento);
- Realização dos ensaios de caracterização;
- Realização dos ensaios de compactação (energia normal e intermediária);
- Realização dos ensaios de classificação MCT;
- Realização dos ensaios triaxiais de resiliência em solos;
- Análises dos Resultados;

Os ensaios de MCT e os ensaios triaxiais foram realizados no Laboratório de Geotecnia Jacques de Medina da COPPE/UFRJ.

Neste capítulo são detalhados a coleta dos materiais, os ensaios de caracterização, os ensaios de compactação, os ensaios de classificação MCT e os ensaios triaxiais de MR.

3.2.1. Coleta de Materiais

Foram coletados aproximadamente 250 kg de cada material em campo. As coletas ocorreram entre março e maio de 2010.

3.2.1.1. Areia

A Jazida Gomes, localizada em Osório – RS, está situada a 7 metros acima do nível do mar, nas coordenadas geográficas S 29°54'05'' W 50°13'47''. O mapa de localização da jazida pode ser visualizado na Figura 3.10.



Figura 3.10 Localização da Jazida Gomes em Osório - RS

O material foi utilizado como camada de reforço do subleito na ampliação da BR-290 km 19 sentido Porto Alegre – Osório. A coleta do material contou com a ajuda da equipe de apoio de engenharia da empresa Triunfo/Concepa (Figura 3.11).



Figura 3.11 Areia coletada no km 19 da BR-290 sentido Porto Alegre – Osório

3.2.1.2. SAFL

O SAFL foi coletado no município de Santa Bárbara do Sul, região noroeste do estado. O local de coleta situa-se na RS-506 km 2+000, conforme a Figura 3.12. A RS-506 é uma rodovia não-pavimentada e liga os municípios de Santa Bárbara do Sul e Ibirubá.



Figura 3.12 Mapa de localização da coleta do SAFL deste estudo

O local de coleta (Figura 3.13) situa-se a 510 metros acima do nível do mar e apresentou as seguintes coordenadas geográficas: S 28°24'11.0'' WO 53°16'09.6''.



Figura 3.13 Local de coleta do SAFL deste estudo

3.2.1.3. Solo argiloso

O local de coleta situa-se na BR-377 km 85+000 no município de Cruz Alta. As coordenadas geográficas medidas no local de coleta foram S 28°26'19,8'' WO 53°22'58,2'',

e o local está situado a 443 metros acima do nível do mar. A coleta de materiais (Figura 3.14) contou com o apoio de funcionários do DNIT da sede de Cruz Alta.



Figura 3.14 Coleta do solo argiloso deste estudo em Cruz Alta – RS

3.2.1.4. Solo residual de Granito (saibro)

O material foi coletado em Mariana Pimentel em uma jazida de solo residual de granito (Figura 3.15) distante aproximadamente 1,5 km da RS-711. O material foi utilizado na camada de sub-base da obra de pavimentação do acesso ao município de Mariana Pimentel.



Figura 3.15 Jazida e detalhe do local de coleta do solo residual de granito deste estudo

O local teve suas coordenadas geográficas medidas S 30°21'40,3'' WO 51°26'05,6'' e está situado a 138 metros acima do nível do mar. O mapa de localização é apresentado na Figura 3.16.

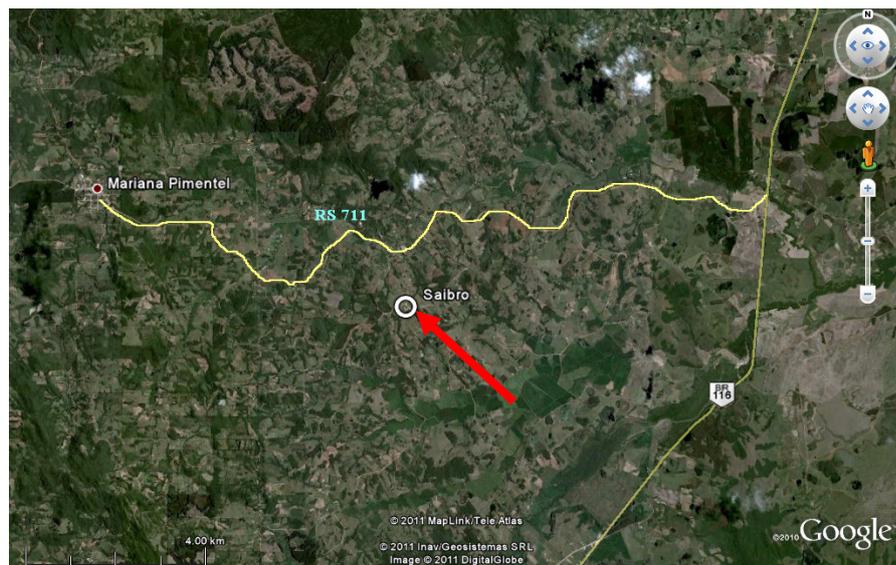


Figura 3.16 Mapa de localização da coleta do solo residual de granito (saibro) no município de Mariana Pimentel-RS

3.2.2. Caracterização dos materiais

Para a caracterização dos materiais foram realizados os seguintes ensaios:

- Massa específica real dos grãos
- Limites de Atterberg (Limite de Liquidez e Plasticidade)
- Granulometria

Os ensaios de caracterização foram realizados no LAGEO e no LAPAV, ambos na UFRGS.

A preparação das amostras (Figura 3.17) para os ensaios de caracterização e de compactação seguiu as recomendações da Norma Brasileira NBR 6457/86: Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, e da norma DNER–ME 041/94: Solos – Preparação de amostras para ensaios de caracterização.



Figura 3.17 Aspectos do destorroamento do solo argiloso utilizado na pesquisa

3.2.2.1. Massa específica real dos grãos

A massa específica real dos grãos foi determinada a partir de amostras secas ao ar, destorroadas e peneiradas na peneira 4,8 mm. Para o ensaio seguiram-se as recomendações da Norma Brasileira NBR 6508/84: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica.

3.2.2.2. Limites de Atterberg

Os Índices de Atterberg (limites) indicam a influência dos finos argilosos no comportamento do solo (Pinto, 2002). Os ensaios de determinação do Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade foram realizados com amostras secas ao ar, destorroadas e peneiradas na peneira 0,42 mm. Utilizou-se água destilada para formar as pastas de diferentes umidades dos ensaios. Seguiram-se as Normas Brasileiras NBR 7180/84: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade e NBR 6459/84: Solo – Determinação do Limite de Liquidez.

3.2.2.3. Granulometria

Para a determinação da granulometria das amostras, realizaram-se: peneiramento grosso, peneiramento fino e sedimentação com o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio).

Os ensaios de granulometria foram realizados de acordo com as especificações da Norma Brasileira NBR 7181/84: Solo – Análise Granulométrica.

3.2.3. Ensaio de Compactação

Os ensaios de compactação foram realizados segundo a norma DNER – ME 162/94: Solos – Ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas e a NBR 7182/86: Solo – Ensaio de Compactação. Os ensaios foram realizados em cilindro metálico pequeno (cilindro de Proctor) nas energias normal e intermediárias.

3.2.4. Ensaio de classificação MCT

Os ensaios de classificação MCT foram realizados na COPPE/UFRJ. Os solos foram secos, destorroados e quarteados para os ensaios de MCT (Figura 3.18).



Figura 3.18 Amostras sendo preparadas no laboratório da COPPE/UFRJ para ensaio MCT

Os ensaios da sistemática MCT (Miniatura, Compactado e Tropical) realizados foram o ensaio de compactação Mini-MCV (*Moisture Condition Value*) e o ensaio de perda de massa por imersão.

Os ensaios seguiram as normas: método de ensaio DNER-ME 258/94: Solos compactados com equipamento miniatura – Mini-MCV e método de ensaio DNER-ME 256/94: Solos compactados com equipamento miniatura – determinação de perda de massa

por imersão. A Figura 3.19 e Figura 3.20 mostram detalhes do ensaio Mini-MCV, enquanto a Figura 3.21 apresenta detalhes da perda por imersão.



Figura 3.19 Imagens do ensaio Mini-MCV durante a preparação das amostras



Figura 3.20 Imagens do ensaio Mini-MCV durante a compactação

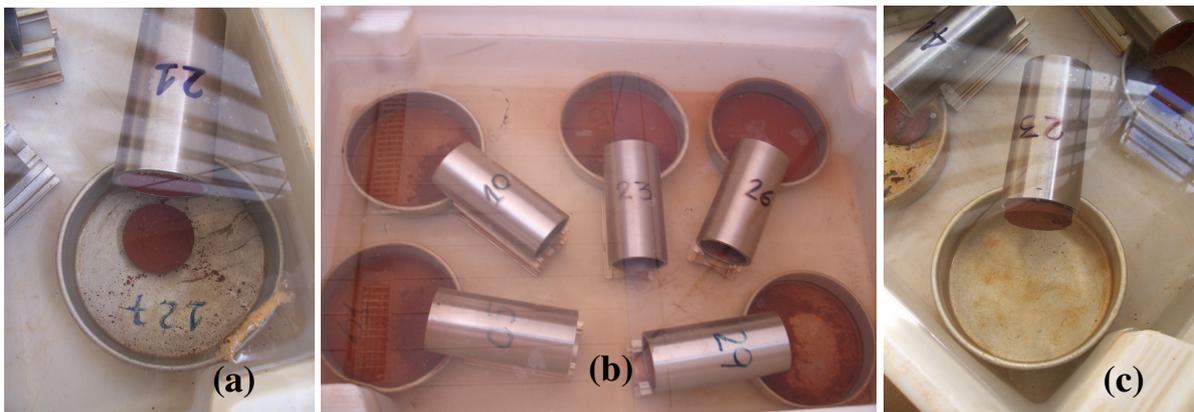


Figura 3.21 Perda de massa por imersão no ensaio de MCT para o solo SAFL. Em (a) desprendimento de um monobloco, em (b) desprendimento esfarelado e em (c) não desprendimento

3.2.5. Ensaio Triaxiais de Resiliência em Solos

Os ensaios triaxiais desta dissertação foram todos realizados no mesmo equipamento triaxial da COPPE/UFRJ. Estes ensaios seguiram os procedimentos gerais da atual norma brasileira NORMA DNIT 134/2010 – ME – Determinação do módulo de resiliência, originada da antiga ME 131/94, que foi válida até o ano de 2010. Porém, as tensões do ensaio aplicadas seguiram os valores para materiais de base e sub-base da norma norte-americana AASHTO TP46-94: *Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*. Os valores das tensões de condicionamento e do ensaio estão na Tabela 3.1. Para o condicionamento dos corpos-de-prova foram sempre aplicados 500 ciclos de carga.

Tabela 3.1 Tensões utilizadas nos ensaios da presente pesquisa

Sequência de tensões	Pressão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Desvio σ_d (MPa)
condicionamento	0,103	0,093
1	0,021	0,019
2	0,021	0,037
3	0,021	0,056
4	0,035	0,031
5	0,035	0,062
6	0,035	0,093
7	0,069	0,062
8	0,069	0,124
9	0,069	0,186
10	0,103	0,062
11	0,103	0,093
12	0,103	0,186
13	0,138	0,093
14	0,138	0,124
15	0,138	0,248

Considerando os quatro solos, os parâmetros de compactação de energia normal e intermediária e os três diferentes tamanhos de corpo-de-prova, foram totalizados 24 ensaios conforme indicado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 Ensaio triaxiais para comparação do efeito do tamanho de corpo-de-prova

	7,5 x 15 cm		10 x 20 cm		15 x 30 cm	
	E. normal	E. inter.	E. normal	E. inter.	E. normal	E. inter.
Areia						
SAFL						
Solo Argiloso						
Saibro						

3.2.5.1. Equipamentos

Como já mencionado anteriormente, os ensaios principais foram realizados todos na COPPE/UFRJ no mesmo equipamento (Figura 3.22). Desta forma excluiu-se a “variável equipamento” nas análises comparativas entre os ensaios realizados em diferentes tamanhos de corpo-de-prova.



Figura 3.22 Equipamento Triaxial para ensaios de MR da COPPE/UFRJ

O equipamento possui um sistema totalmente automatizado desde 2001. A tela de ensaio do equipamento pode ser observada na Figura 3.23.



Figura 3.23 Detalhe da tela de ensaio do equipamento da COPPE/UFRJ

O detalhe do registro dos deslocamentos elásticos do ensaio pode ser observado na Figura 3.24.



Figura 3.24 Exemplo de um registro de pulso de carga do equipamento da COPPE/UFRJ

Durante a realização dos ensaios em diferentes tamanhos de corpos-de-provas, as partes do equipamento, cilindro pneumático, transdutores de deslocamento (LVDT's), célula de carga, câmara cilíndrica, pistão, entre outros, mantiveram-se os mesmos. O que variou foram apenas a base, o cabeçote (top-cap) e as alças para a fixação dos LVDT's conforme o tamanho de corpo-de-prova a ser ensaiado. Na Figura 3.25 é mostrada a câmara cilíndrica com os diferentes tamanhos de corpo-de-prova em seu interior.

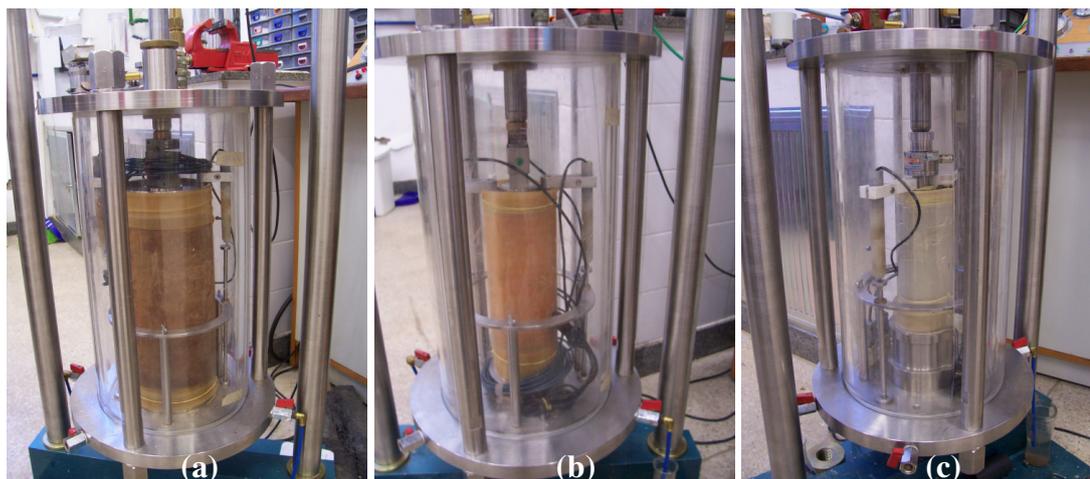


Figura 3.25 Na mesma câmara triaxial: (a) com CP de 15x30, em (b) com CP de 10 x 20 e em (c) com CP de 7,5 x 15

3.2.5.2. Compactação dos corpos-de-prova

A compactação dos corpos-de-prova seguiu os parâmetros de massa específica aparente seco máximo e de umidade ótima obtidos da curva de compactação da energia normal e da energia intermediária. O controle da massa específica foi feito pela exata quantidade de material introduzida por camada e não pela contagem do número de golpes.

A compactação dos corpos-de-prova foi do tipo dinâmica com o mesmo soquete de compactação para os 3 tamanhos de CP. Os corpos-de-prova de 15 x 30 cm e de 10 x 20 cm foram moldados em 10 camadas. Já o de 7,5 x 15 cm foi moldado em 5 camadas. Utilizou-se um molde tri partido para os corpos-de-prova de 10 x 20 cm e para os de 15 x 30 cm. Na Figura 3.26 é mostrado o molde tri partido para moldagem do corpo-de-prova de 15 x 30 cm.



Figura 3.26 Molde tri-partido para compactação de corpo-de-prova de 15 x 30 cm

Os três moldes utilizados para compactação dos corpos-de-prova podem ser visualizados na Figura 3.27. O corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm tem uma área de 44,2 cm² e um volume de 662,7 cm³. O corpo-de-prova de 10 x 20 cm tem uma área de 78,5 cm² e um volume de 1570,8 cm³. Por último o maior corpo-de-prova de 15 x 30 cm tem uma área de 176,7 cm² e um volume de 5301,5 cm³.



Figura 3.27 Em (a) moldes dos 3 tamanhos de corpo-de-prova e em (b) com seus respectivos colarinhos

Para a moldagem dos corpos-de-prova de 7,5 x 15 cm foi desenvolvido um molde exclusivo para esta dissertação (Figura 3.28).



Figura 3.28 Molde 7,5 x 15 cm: em (a) montado, em (b) desmontado e em (c) com o colarinho

Apesar de ser bi-partido e em material PVC, o novo molde funcionou muito bem (Figura 3.29).



Figura 3.29 Corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm sendo desmoldado para o ensaio

Na Figura 3.30 podem ser observados aspectos da compactação de corpos-de-prova de 7,5 x 15 cm.



Figura 3.30 Detalhes da compactação do corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm

O mesmo soquete foi utilizado na compactação dos três corpos-de-prova, logo, a área de contato do soquete com os solos foi a mesma para os três tamanhos. Para o corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm, por exemplo, a área do soquete é muito próxima à área do corpo-de-prova, como pode ser observado na Figura 3.30. Este fato pode ter influenciado na qualidade do ensaio, visto que há grande probabilidade da força aplicada na compactação não ter sido uniforme nos diferentes tamanhos de corpo-de-prova.

Para os corpos-de-prova de 7,5 x 15 cm, novas membranas e um novo tubo auxiliar para colocação de membranas foram confeccionados para a pesquisa (Figura 3.31).



Figura 3.31 Desmoldagem e colocação da membrana no corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm

A preparação para o ensaio com corpos-de-prova de 7,5 x 15 cm exigiu maior atenção no transporte e manuseio, por este tamanho de corpo-de-prova ser menor e diferente dos outros dois usuais do laboratório. O auxílio da equipe técnica do laboratório da COPPE/UFRJ foi fundamental para que todos os ensaios desta pesquisa pudessem ser realizados. Detalhes da montagem e preparação do ensaio são mostrados na Figura 3.32 e Figura 3.33.



Figura 3.32 Detalhes da preparação do ensaio triaxial com corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm

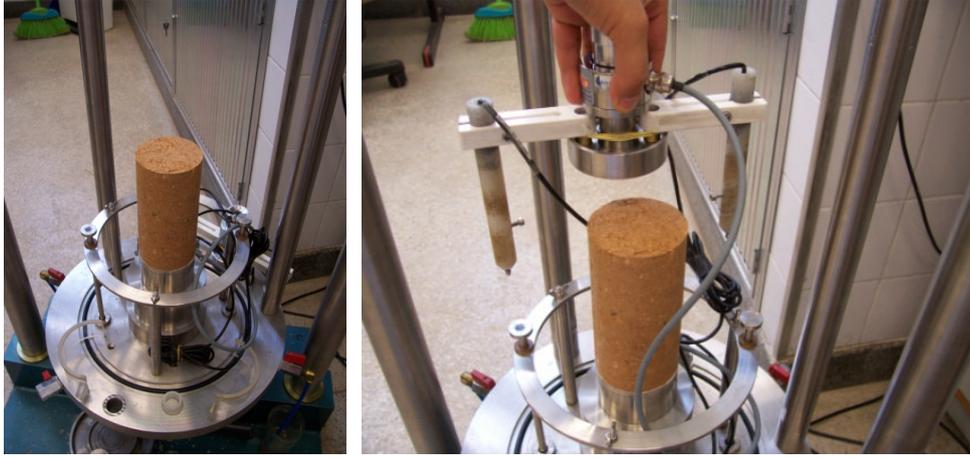


Figura 3.33 Detalhes da montagem do ensaio para corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm

A compactação dos corpos-de-prova de 15 x 30 cm é mostrada na Figura 3.34 a Figura 3.38.



Figura 3.34 Colocação de material para a compactação de uma camada em corpo-de-prova de 15 x 30 cm



Figura 3.35 Compactação de corpo-de-prova de 15 x 30 cm



Figura 3.36 Compactação da última ou penúltima camada devido ao uso do colarinho



Figura 3.37 Escarificação entre as camadas



Figura 3.38 Razagem do corpo-de-prova

Detalhes da desmoldagem e preparação do CP de 15 x 30 cm são mostrados na Figura 3.39 a Figura 3.43. Alguns corpos-de-prova foram desmoldados diretamente sobre a prensa triaxial e outros sobre a mesa. Estes aspectos foram meramente operacionais e não exerceram qualquer influência nos ensaios.



Figura 3.39 Desmoldagem de corpo-de-prova diretamente na base do equipamento triaxial



Figura 3.40 Corpo-de-prova de solo argiloso de 15 x 30 cm sobre a base da prensa triaxial

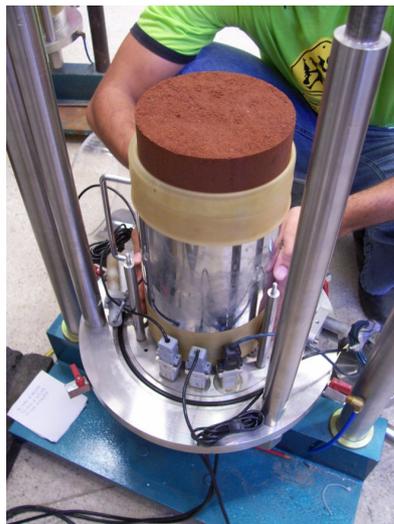


Figura 3.41 Colocação da membrana em corpo-de-prova de 15 x 30 cm na prensa triaxial



Figura 3.42 Desmoldagem de corpo-de-prova de 15 x 30 cm



Figura 3.43 Corpo-de-prova de 15 x 30 cm de areia a ser envolto por membrana

A compactação de corpos-de-prova do solo argiloso apresentou dificuldades no momento da desmoldagem. O material, por ser muito coesivo na umidade ótima, apresentou aderência ao molde. Alguns corpos-de-prova de 10 x 20 cm e de 15 x 30 cm foram perdidos durante esta etapa. (Figura 3.44).



Figura 3.44 Corpos-de-prova de solo argiloso que não puderam ser ensaiados

A solução adotada para os CP's de 10 x 20 cm foi o uso de uma membrana de sacrifício (normalmente uma membrana bastante usada) durante a moldagem. Ou seja, após a montagem do molde foi colocada uma membrana no mesmo. Dessa forma o solo ficou em contato com a membrana durante a compactação. Durante o ensaio foi utilizada outra membrana em boas condições (sem furo).

Para os CP's de 15 x 30 cm outra solução foi utilizada, sugerida pelo Engenheiro Álvaro Vianna da COPPE. A solução proposta foi embalar as partes do molde tri partido em filmes plásticos (Figura 3.45). A sugestão mostrou-se adequada.



Figura 3.45 Compactação do solo argiloso 15 x 30 cm utilizando filme plástico

Para efeito de comparação visual, três corpos-de-prova dos diferentes tamanhos utilizados na pesquisa são mostrados na Figura 3.46.



Figura 3.46 Corpos-de-prova de 7,5 x 15, 10 x 20 e 15 x 30 cm de solos desta pesquisa.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios realizados para a pesquisa. Os ensaios seguiram a metodologia descrita no capítulo 3. Primeiramente são mostrados e discutidos os ensaios de caracterização dos materiais, seguidos dos ensaios de compactação, classificação MCT e triaxiais de módulo de resiliência em diferentes tamanhos de corpo-de-prova.

4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios realizados para caracterizar cada um dos quatro tipos de solos estudados. Na Figura 4.1, podem ser observadas as curvas granulométricas dos materiais, enquanto que a Tabela 4.1 apresenta um resumo das porcentagens que compõem cada fração, segundo a forma constante na norma ABNT NBR 6502 (1995).

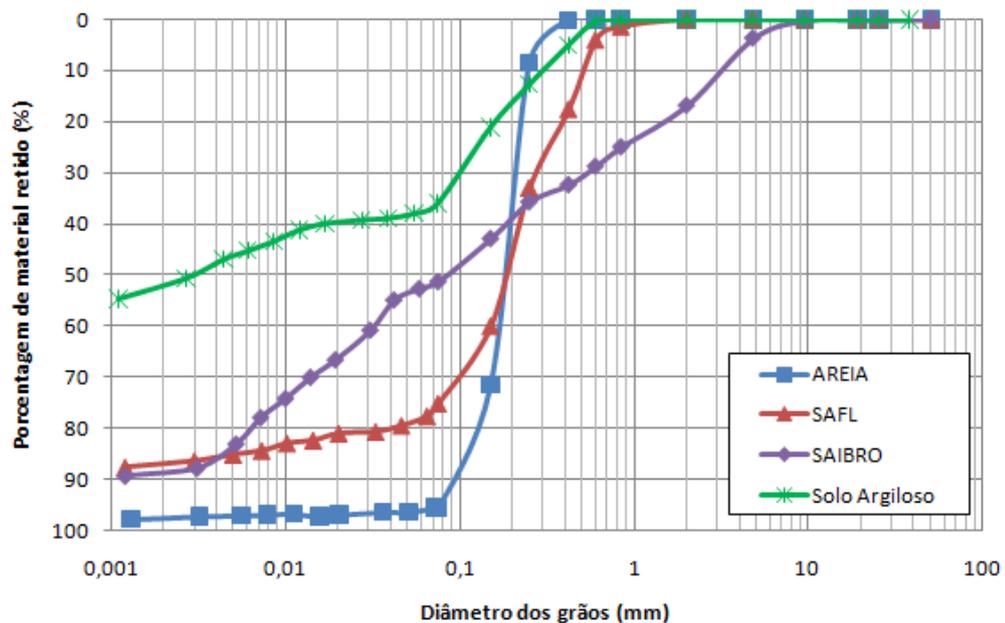


Figura 4.1 Distribuição granulométrica dos solos estudados

Tabela 4.1 Classificação dos solos segundo a dimensão das partículas (ABNT, 1995)

Classificação	Faixa (mm)	Areia	SAFL	Solo argiloso	Saibro
Argila	0 – 0,002	2	13	48	12
Silte	0,002 – 0,06	2	9	14	36
Areia Fina	0,06 – 0,2	61	33	22	14
Areia média	0,2 – 0,6	35	41	16	9
Areia Grossa	0,6 – 2,0	0	4	0	12
Pedregulho	2,0 - 60	0	0	0	17

Conforme pode ser constatado na Figura 4.1, a areia apresenta uma granulometria uniforme, enquanto que a solo argiloso possui uma granulometria entre aberta e contínua e o saibro uma granulometria contínua. Na Tabela 4.1 percebe-se a quantidade de material por faixa de classificação para cada solo analisado.

Para completar a caracterização dos solos, apresentam-se na Tabela 4.2 os resultados dos ensaios de massa específica real dos grãos e os limites de Atterberg, bem como a classificação pela AASHTO e SUCS.

Tabela 4.2 Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização

Parâmetro	Areia	SAFL	Solo argiloso	Saibro
Massa específica real dos grãos (kN/m ³)	25,75	26,02	26,70	25,77
Limite de Liquidez (%)	-	-	44,20	39,70
Limite de Plasticidade (%)	-	-	24,70	28,20
Índice de Plasticidade (%)	NP	NP	19,50	11,50
Classificação SUCS	SP	SC	CL	SC
Classificação AASHTO	A-3 (0)	A-2-4 (0)	A-7-6 (13)	A-6 (2)

Avaliando-se a Tabela 4.2, percebe-se que a massa específica real dos grãos apresenta pequena variação entre os solos. Pelos limites de Atterberg, nota-se que a solo argiloso com um IP de 19,5% mostra-se bastante plástico, enquanto o saibro, com um IP de 11,50, apresenta característica de um material menos plástico. Os ensaios de limite de liquidez e plasticidade não puderam ser realizados com o SAFL e a areia, por terem características arenosas, resultando o índice de plasticidade dos mesmos como NP (não plástico).

Ainda pela Tabela 4.2, na classificação unificada (SUCS), a amostra chamada neste estudo de areia trata-se de uma areia mal graduada com pouco fino, enquanto que pela AASHTO é definida como uma areia fina. O SAFL enquadra-se pelo SUCS como uma areia argilosa e pela AASHTO como um material granular com característica de solo siltoso moderadamente plástico. O Solo argiloso é classificado pelo SUCS como solo argiloso pouco plástica de baixa compressibilidade, e pela AASHTO como um solo argiloso com alto limite de liquidez, com índice de grupo igual a 13 em uma escala de zero a vinte. Por fim, o saibro é classificado pela SUCS como areia argilosa, ficando muito próximo de um solo fino, e pela AASHTO é classificado como um solo argiloso com índice de grupo de 2 e com uma classificação muito próxima de um solo do tipo A-4 (solo siltoso).

4.2. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Foram realizados ensaios de compactação para os quatro solos na energia normal e intermediária, totalizando 8 ensaios. As curvas de compactação realizadas na energia normal são mostradas entre a Figura 4.2 e a Figura 4.5. As de energia intermediária são mostradas entre a Figura 4.6 e a Figura 4.9.

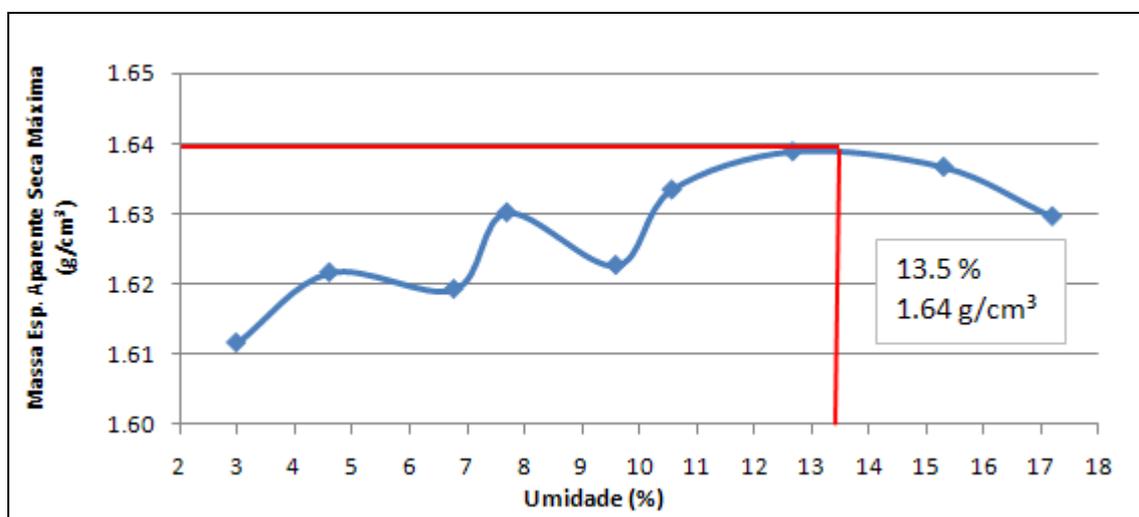


Figura 4.2 Curva de compactação da areia na energia normal

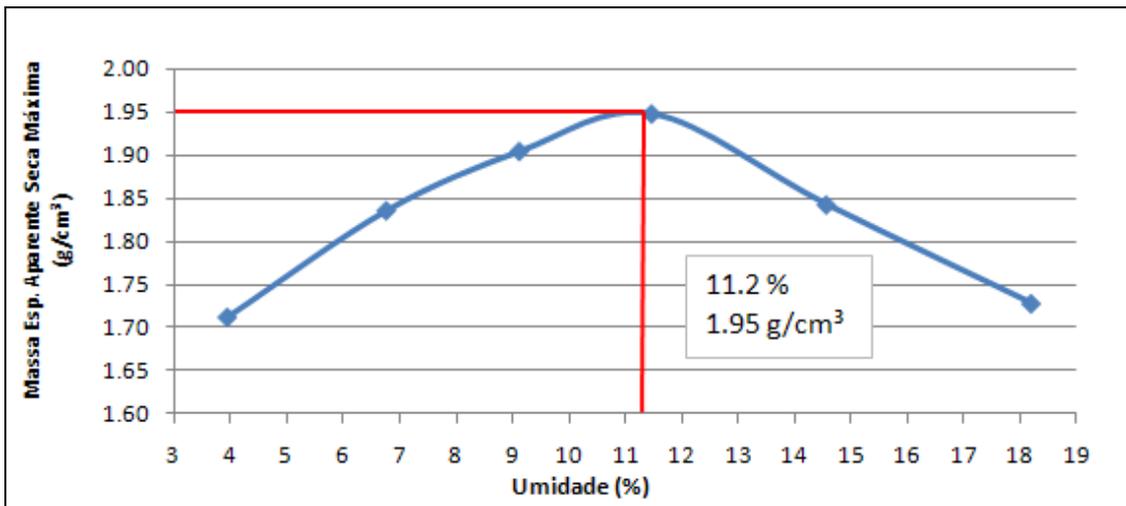


Figura 4.3 Curva de compactação do SAFL na energia normal

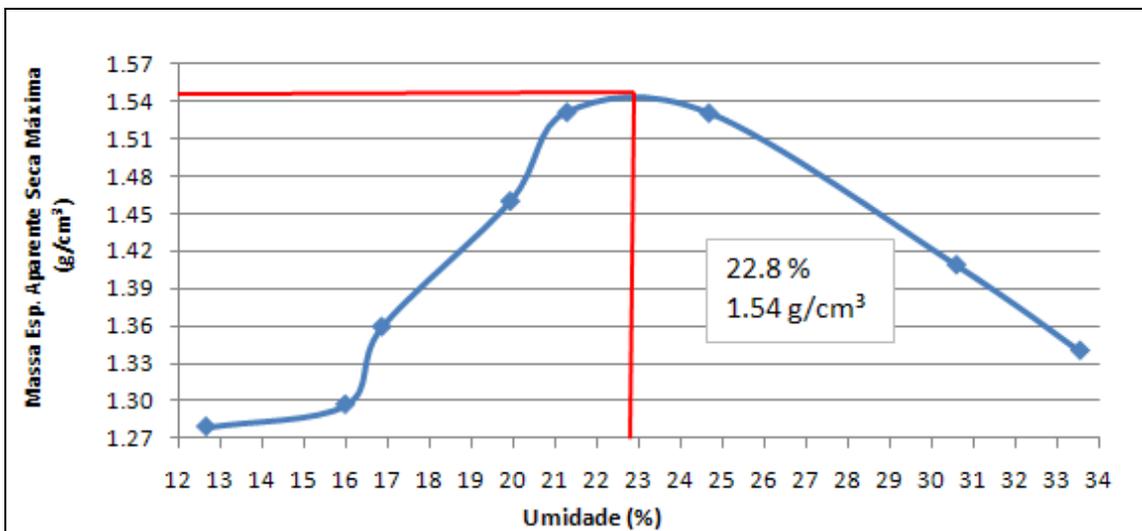


Figura 4.4 Curva de compactação do solo argiloso na energia normal

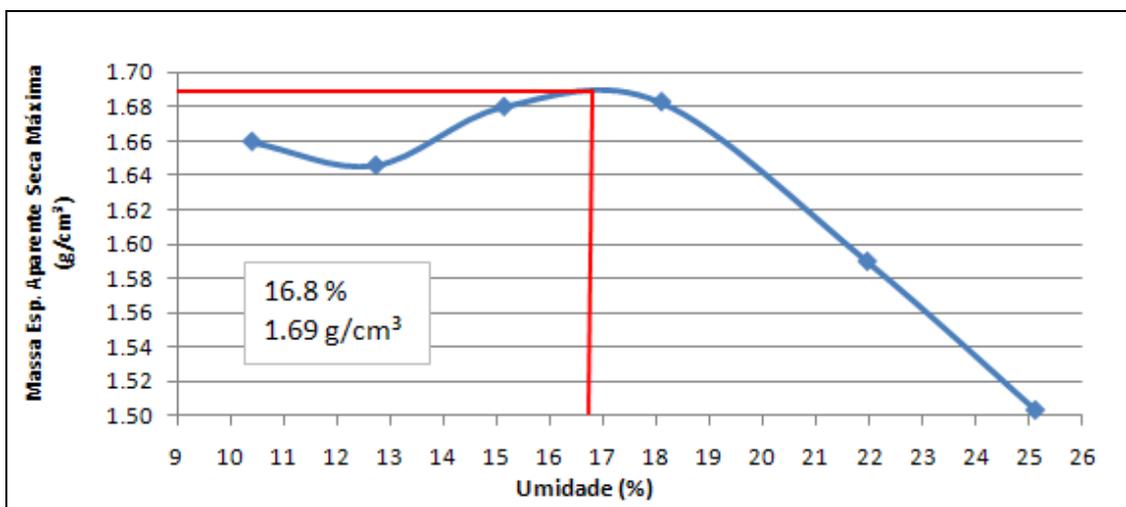


Figura 4.5 Curva de compactação do saibro na energia normal

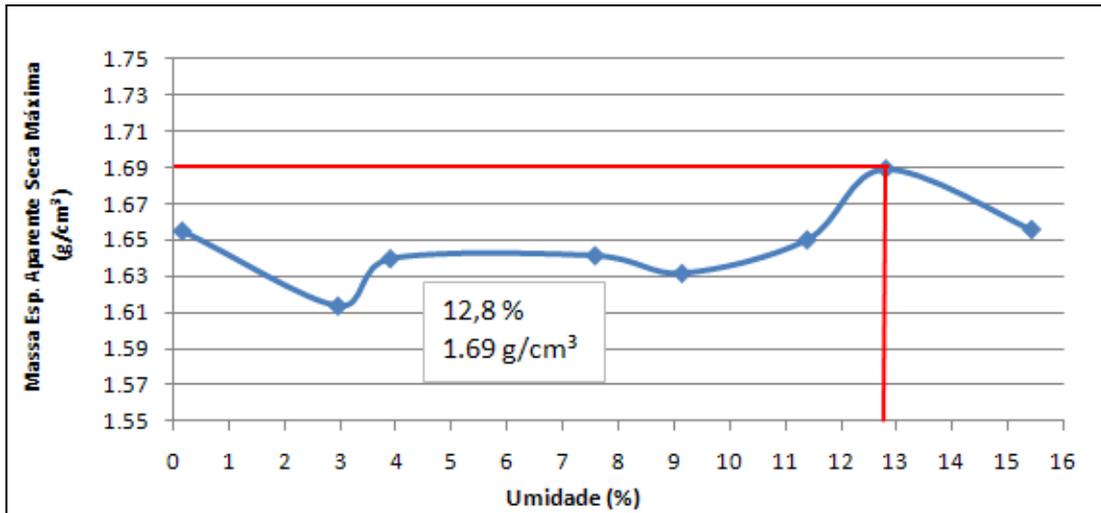


Figura 4.6 Curva de compactação da areia na energia intermediária

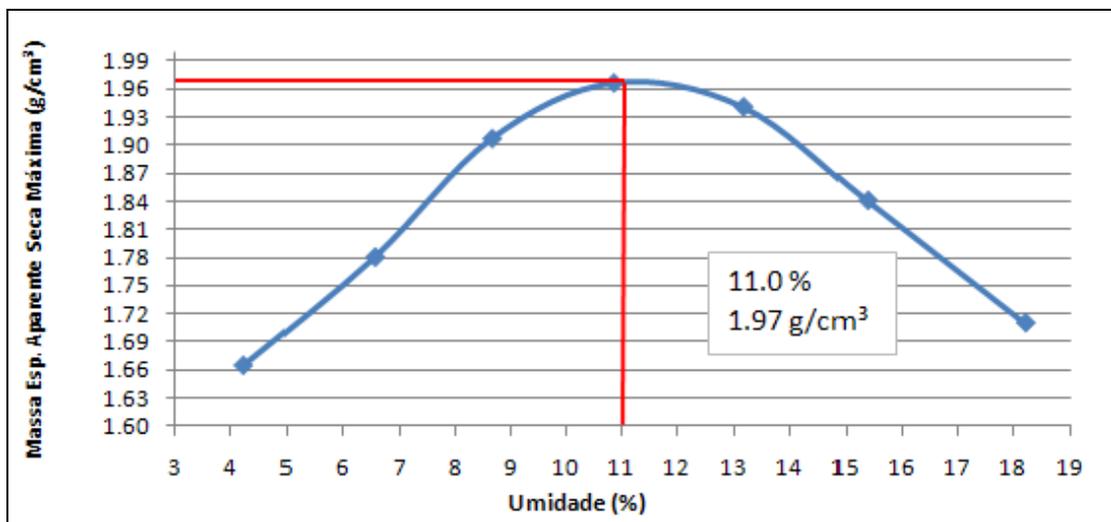


Figura 4.7 Curva de compactação do SAFL na energia intermediária

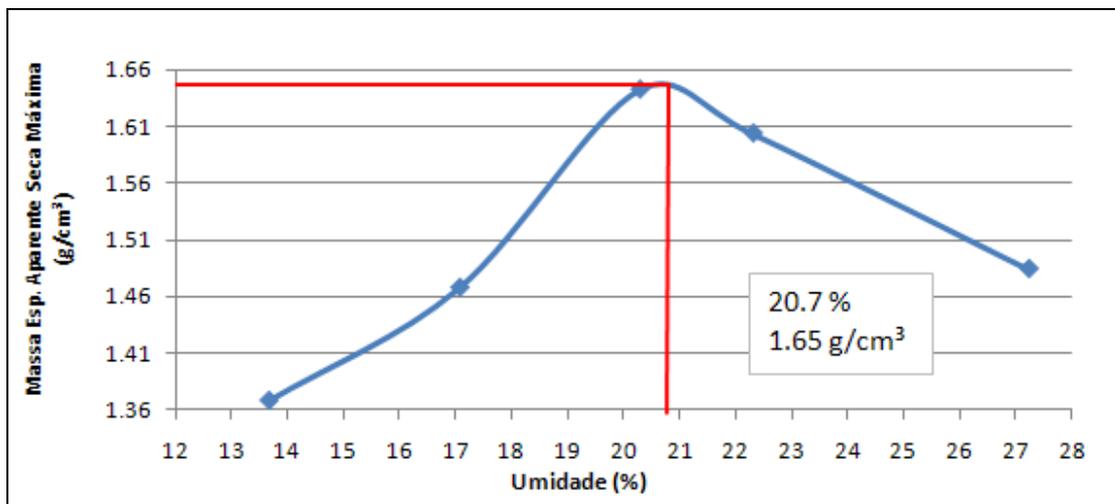


Figura 4.8 Curva de compactação do solo argiloso na energia intermediária

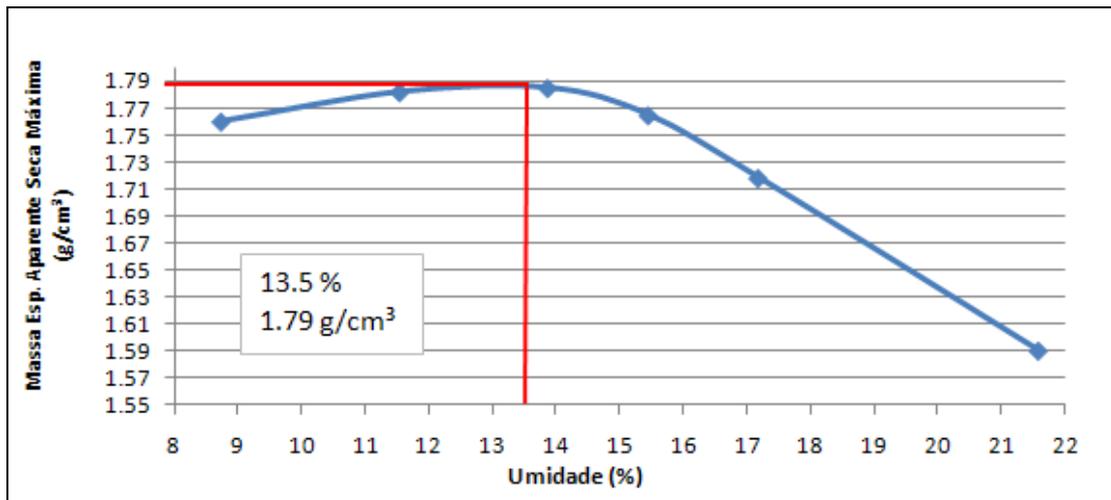


Figura 4.9 Curva de compactação do saibro na energia intermediária

A Tabela 4.3 apresenta um resumo dos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação para as duas energias estudadas. Conforme é possível observar, o SAFL foi o solo que apresentou a maior massa específica aparente seca máxima e a menor umidade ótima, enquanto que a solo argiloso apresentou a menor massa específica aparente seca máxima e maior umidade ótima.

Tabela 4.3 Resumo dos parâmetros de compactação

Solo	Umidade (%)		Massa Esp. Apar. Seca Máx. (g/cm³)	
	Normal	Intermediária	Normal	Intermediária
Areia	13.5	12.8	1.64	1.69
SAFL	11.2	11.0	1.95	1.97
Solo argiloso	22.8	20.7	1.54	1.65
Saibro	16.8	13.5	1.69	1.79

Para uma melhor visualização comparativa das curvas de compactação para as duas energias, agruparam-se os resultados de mesmo solo conforme Figura 4.10 a Figura 4.13.

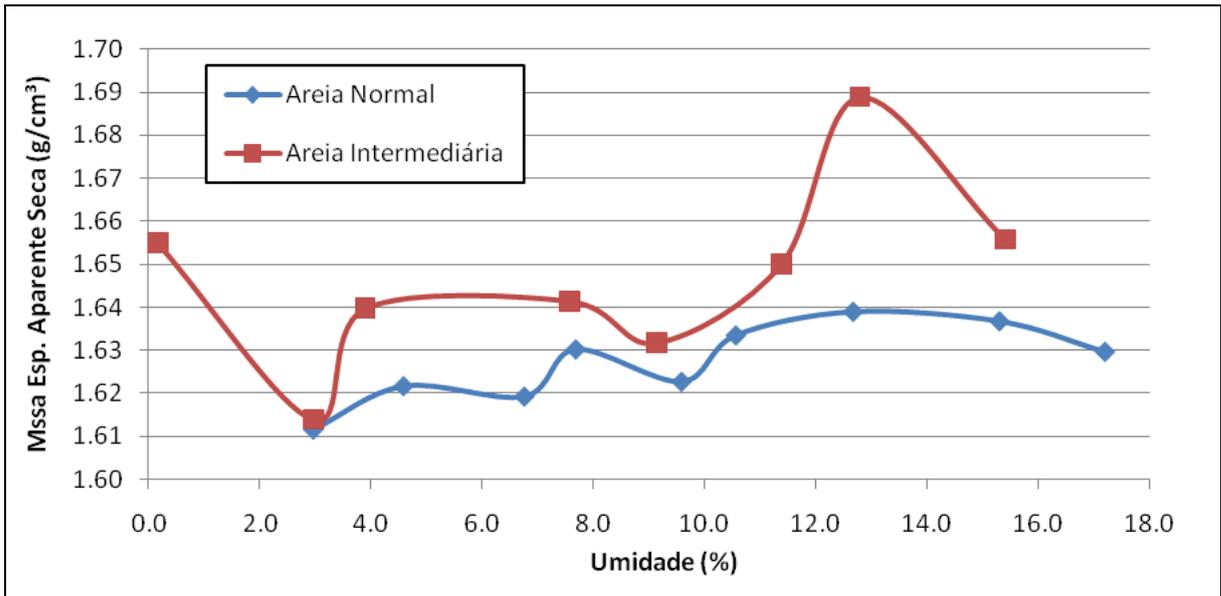


Figura 4.10 Curvas de compactação da areia

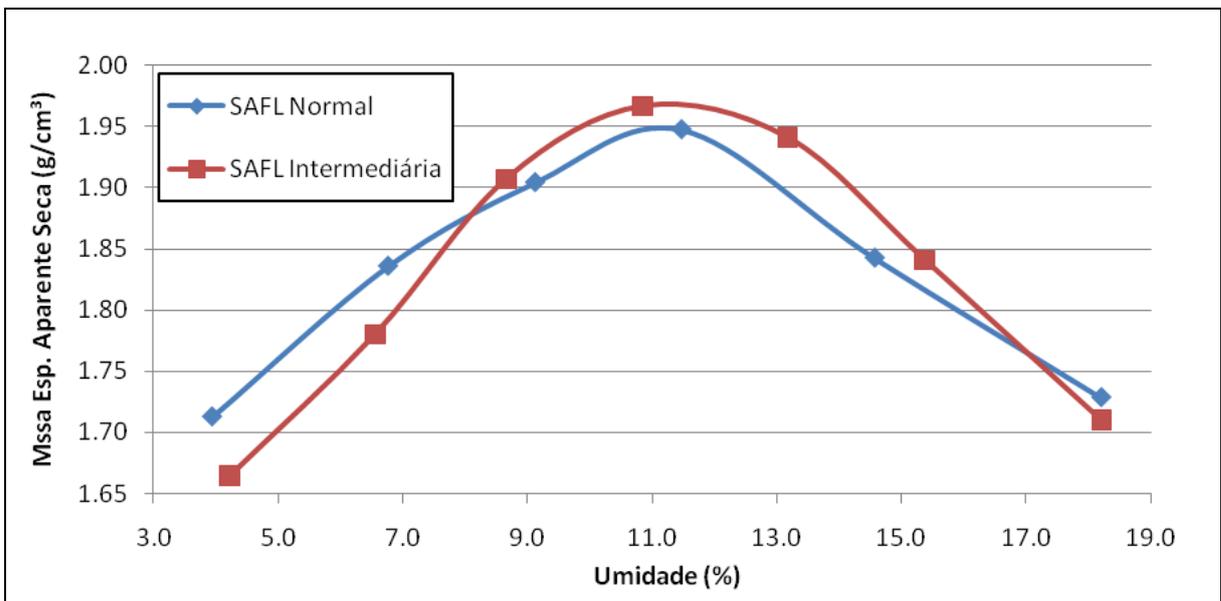


Figura 4.11 Curvas de compactação do SAFL

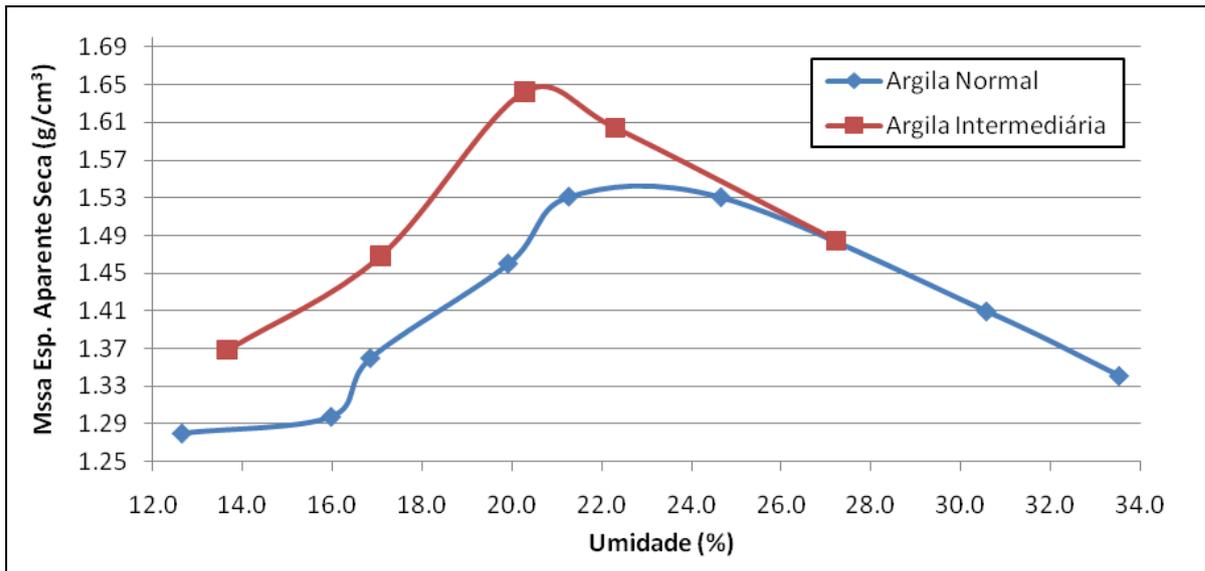


Figura 4.12 Curvas de compactação do solo argiloso

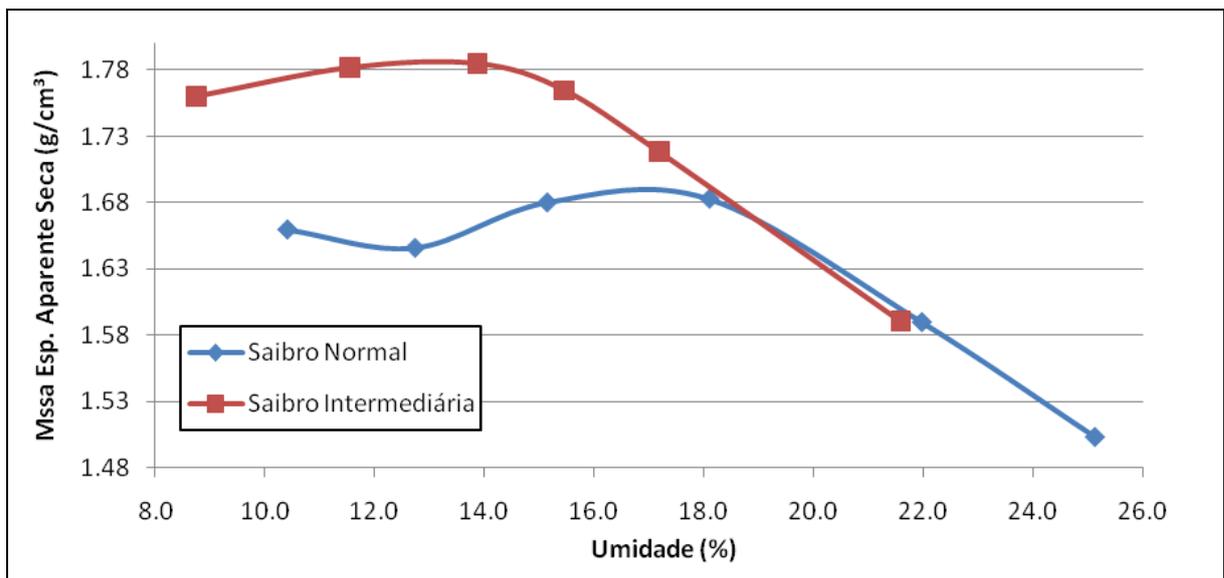


Figura 4.13 Curvas de compactação do saibro

Conforme esperado, para os quatro materiais percebe-se pela Figura 4.10 a Figura 4.13 a diminuição da umidade ótima e o aumento da massa específica aparente seca máxima conforme a energia é aumentada de normal para intermediária. Para uma última análise comparativa, as curvas de compactação de todos os materiais nas energias normal e intermediária são mostradas na Figura 4.14 e Figura 4.15.

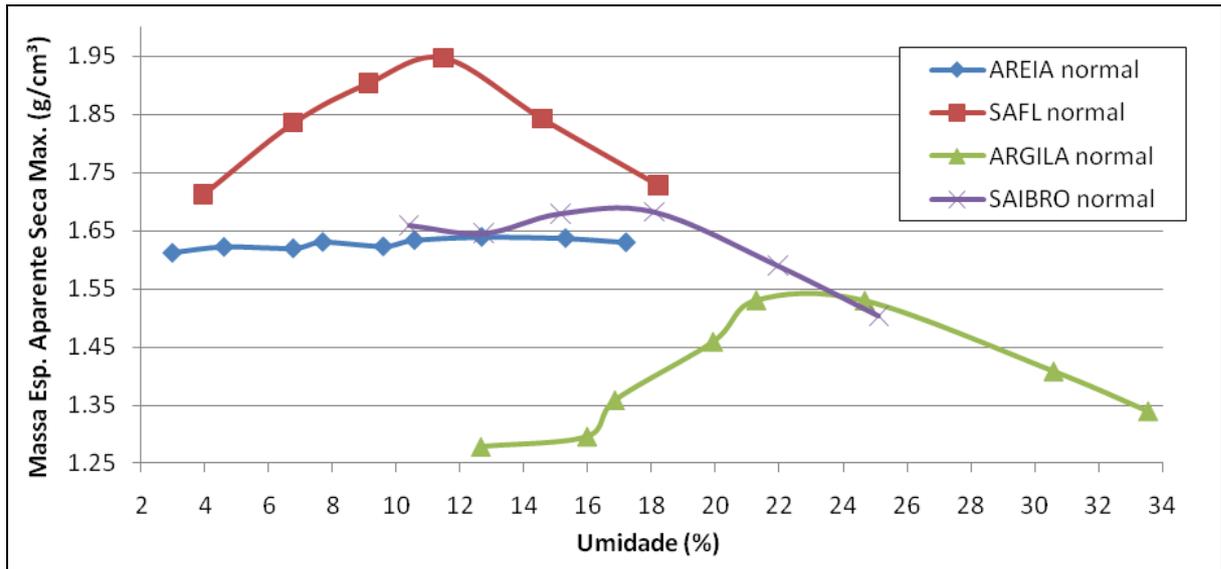


Figura 4.14 Curvas de compactação na energia normal

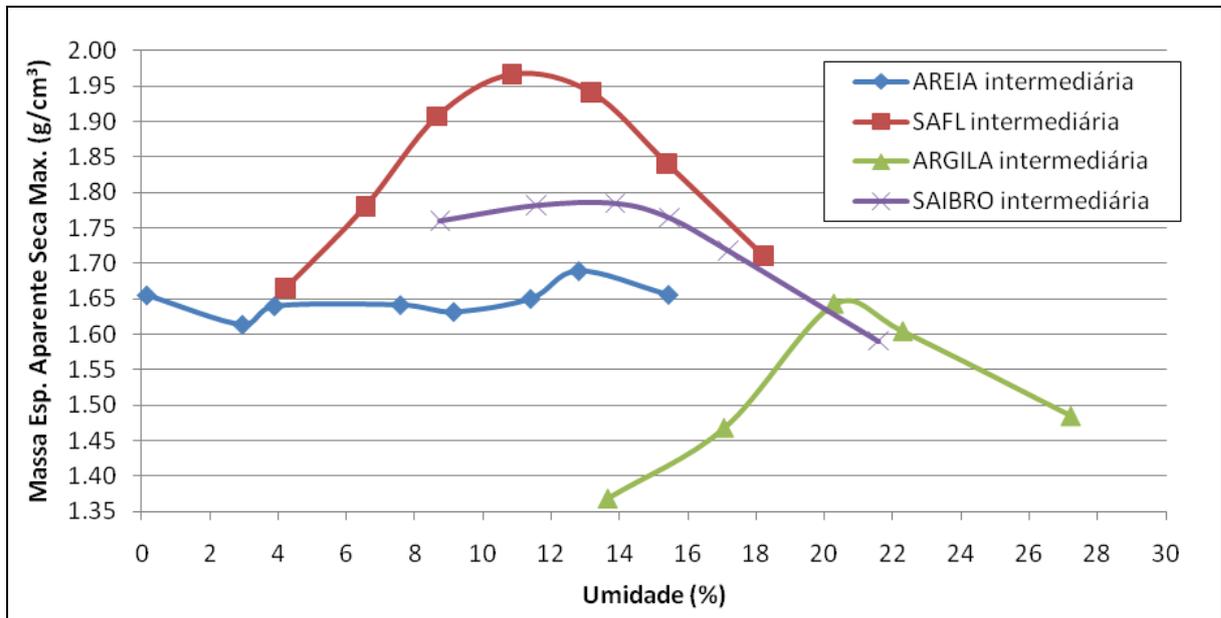


Figura 4.15 Curvas de compactação na energia intermediária

Quando as curvas de compactação são agrupadas por energia, percebe-se claramente como as “curvas” da areia aproximam-se mais para um formato de reta horizontal do que de uma curva, comportamento esse não observado para os demais materiais.

4.3. CLASSIFICAÇÃO MCT

Devido à areia e o saibro não se enquadrarem em solos adequados para realização do ensaio de classificação MCT, o ensaio foi realizado apenas para o SAFL e o solo argiloso. Os parâmetros obtidos no ensaio para ambos os solos são mostrados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 Parâmetros da classificação MCT

Parâmetro	SAFL	Solo argiloso
Pi (%)	130	113
d'	50	54,6
c'	0,74	2,33
e'	1,19	1,14
Classificação	NA'/LA'	LG'/NG'

De acordo com Villibor e Nogami (2009) geralmente os solos de comportamento laterítico possuem d' acima de 20, ao passo que as argilas não lateríticas não atingem esse valor pois, frequentemente, possuem valores inferiores a 10. O solo argiloso em estudo teve um d' medido de 54,6, portanto um valor acima de 20.

O coeficiente c' tem influência da granulometria, segundo Nogami e Villibor (1995). Valores de c' baixos (abaixo de 1,0) variam entre areias e siltes não plásticos ou pouco coesivos, onde se enquadraria o resultado de 0,74 do SAFL. O solo argiloso com um c' de 2,33 é considerado elevado pelos autores e apresenta característica de argila e solo argiloso.

Os valores de Pi (%) para ambos os materiais são considerados elevados por serem superiores a 70 conforme Nogami e Villibor (1995). A perda de massa por imersão esta associada ao fenômeno físico da erodibilidade do solo.

Na Figura 4.16 e Figura 4.17, apresenta-se o gráfico de classificação MCT para o SAFL e para o solo argiloso, respectivamente.

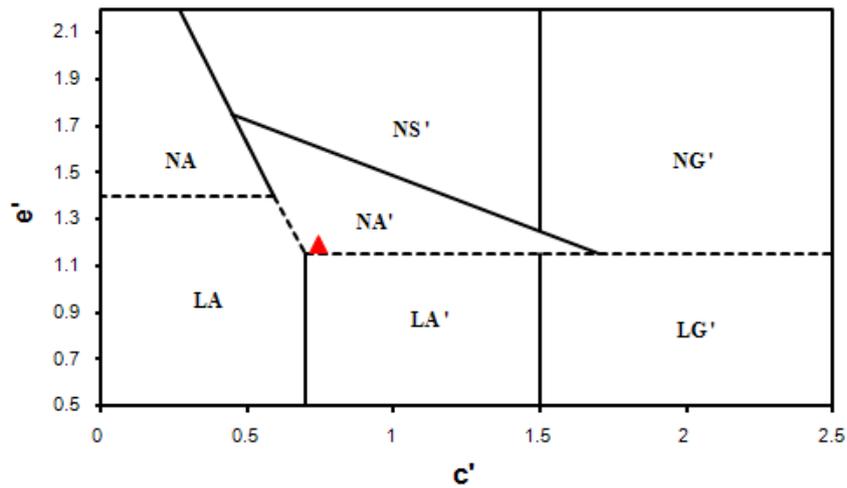


Figura 4.16 Classificação MCT do SAFL

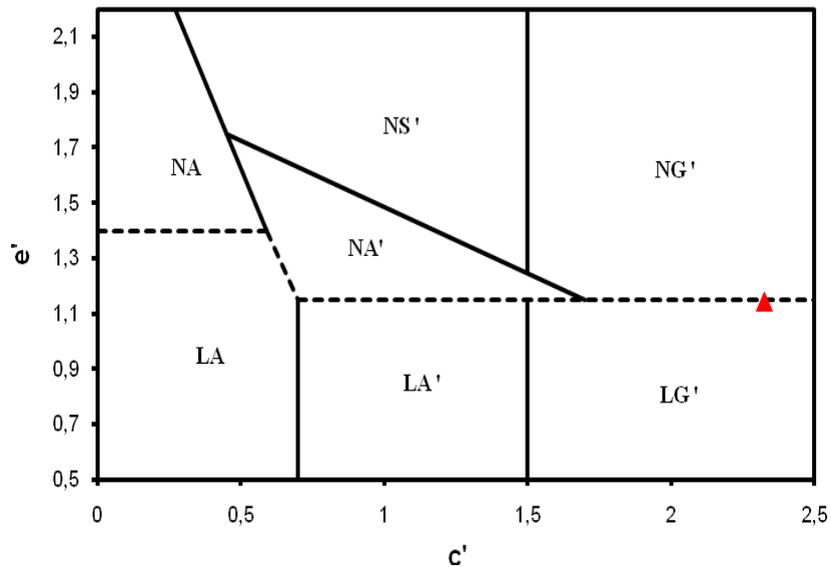


Figura 4.17 Classificação MCT do solo argiloso

Percebe-se na Figura 4.16 que o SAFL ficou classificado como NA' (arenoso de comportamento não laterítico) porém, próximo ao limite de um LA' (arenoso de comportamento laterítico), o que definiria um material intermediário entre o comportamento laterítico e não laterítico. O solo argiloso foi classificado como material argiloso de comportamento laterítico, mas assim como o SAFL, ficou no limite entre o comportamento laterítico e não laterítico.

4.4. ENSAIOS TRIAXIAIS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Neste item é analisada a influência do tamanho de corpos-de-prova no ensaio triaxial de cargas repetidas para obtenção do módulo de resiliência. As análises consistem em utilizar princípios básicos da estatística descritiva e analítica. Além disto, os resultados são interpretados e ajustados por quatro modelos matemáticos de módulo de resiliência.

Conforme mencionado nos capítulos anteriores, para cada material realizou-se um ensaio de MR com corpos-de-prova de três diferentes tamanhos e em duas energias. Na Tabela 4.5 constam os parâmetros de compactação obtidos para cada corpo-de-prova.

Tabela 4.5 Dados da compactação dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios triaxiais de módulo de resiliência

Ensaio triaxial	Umidade Ótima (%)	Teor de umidade verificado após ensaio (%)	Massa específica aparente seca (g/cm ³)	Grau de compactação (%)
Areia Normal 7,5 x 15	13,5	13,76	1,637	99,8
Areia Normal 10 x 20		12,76	1,675	102,1
Areia Normal 15 x 30		13,12	1,667	101,6
Areia Intermediária 7,5 x 15	12,8	12,56	1,708	101,0
Areia Intermediária 10 x 20		12,24	1,710	101,2
Areia Intermediária 15 x 30		12,31	1,714	101,4
SAFL Normal 7,5 x 15	11,2	11,76	1,950	100,0
SAFL Normal 10 x 20		10,76	1,902	97,5
SAFL Normal 15 x 30		10,57	1,980	101,6
SAFL Intermediária 7,5 x 15	11,0	11,57	1,978	100,4
SAFL Intermediária 10 x 20		10,57	1,978	100,4
SAFL Intermediária 15 x 30		10,79	2,024	102,7
Solo argiloso Normal 7,5 x 15	22,8	22,99	1,572	102,1
Solo argiloso Normal 10 x 20		23,43	1,557	101,1
Solo argiloso Normal 15 x 30		22,30	1,581	102,7
Solo argiloso Intermediária 7,5 x 15	20,7	21,49	1,640	99,4
Solo argiloso Intermediária 10 x 20		21,14	1,703	103,2
Solo argiloso Intermediária 15 x 30		20,19	1,704	103,3
Saibro Normal 7,5 x 15	16,8	16,36	1,723	101,9
Saibro Normal 10 x 20		16,09	1,702	100,7
Saibro Normal 15 x 30		16,55	1,760	104,1
Saibro Intermediária 7,5 x 15	13,5	14,19	1,796	100,4
Saibro Intermediária 10 x 20		13,46	1,833	102,4
Saibro Intermediária 15 x 30		12,97	1,832	102,3

A tolerância da umidade do corpo-de-prova com relação à umidade ótima alvo do ensaio foi de 1% (acima ou abaixo). Foram refeitos todos os ensaios em que o CP apresentou umidade fora desta faixa de tolerância.

4.4.1. Resultados dos ensaios triaxiais de MR

Nas Tabelas 4.6 a 4.9 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios triaxiais de MR para os diferentes tamanhos de corpos-de-prova e solos estudados. Conforme é possível observar, não foi possível obter quinze resultados de módulo de resiliência para todos os ensaios. Isto deve-se a dois motivos relatados a seguir.

O primeiro motivo, identificado com um * nas Tabela 4.6 a Tabela 4.9, resultou de um problema da não correta aplicação da tensão desvio, possivelmente relacionado as tensões da norma norte-americana AASHTO TP46-94. Devido à tensão confinante ser superior à tensão desvio no início do ensaio, o pistão acabou sendo empurrado para cima e a tensão desvio aplicada no corpo-de-prova foi menor do que deveria ser. Este problema foi principalmente constatado nos CP's de 7,5 x 15 cm onde, por terem a menor área dentre os 3 tamanhos de CP, a força aplicada (proporcional ao diâmetro) é também menor. O resultado de módulo foi medido na maioria das vezes, mas resultou em valores excessivamente altos, comprovando que a tensão desvio aplicada no CP não foi a correta.

O segundo motivo, identificado como **, foram as excessivas deformações plásticas verticais acima de 4 mm. No equipamento triaxial da COPPE/UFRJ existe um procedimento de segurança que não permite a continuidade do ensaio quando as deformações plásticas do CP excedem 4 mm.

Um aspecto importante a ser observado nos resultados dos ensaios triaxiais é que eles foram realizados conforme as tensões da norma norte-americana AASHTO TP46-94. As tensões de condicionamento por esta norma não são tão elevadas quanto pela norma brasileira. Possivelmente ocorreram significativas deformações permanentes durante o ensaio, mesmo depois de já ter passado pelo condicionamento.

Tabela 4.6 Resultados do MR (MPa) para a areia

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	7,5x15		10x20		15x30	
		Normal	Inter.	Normal	Inter.	Normal	Inter.
0,021	0,019	*	*	281	300	213	230
0,021	0,037	173	243	202	213	176	164
0,021	0,056	212	277	239	175	177	136
0,035	0,031	*	*	287	260	237	227
0,035	0,062	275	304	222	214	197	205
0,035	0,093	209	266	215	220	183	189
0,069	0,062	314	309	301	282	275	267
0,069	0,124	299	307	278	274	262	251
0,069	0,186	234	273	240	249	216	210
0,103	0,062	329	341	324	324	322	311
0,103	0,093	319	331	322	314	319	308
0,103	0,186	298	329	328	314	308	301
0,138	0,093	339	372	371	349	357	352
0,138	0,124	345	374	371	355	362	353
0,138	0,248	336	364	360	350	348	344

* Resultado excluído por não ter sido aplicado a correta tensão desvio no CP.

Tabela 4.7 Resultados do MR (MPa) para o SAFL

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	7,5x15		10x20		15x30	
		Normal	Inter.	Normal	Inter.	Normal	Inter.
0,021	0,019	117	153	*	331	184	214
0,021	0,037	81	111	190	198	143	124
0,021	0,056	145	93	169	176	134	114
0,035	0,031	*	*	243	246	194	186
0,035	0,062	126	117	181	190	160	153
0,035	0,093	87	121	158	174	148	133
0,069	0,062	169	186	222	239	232	215
0,069	0,124	140	132	193	220	209	189
0,069	0,186	107	92	163	188	175	151
0,103	0,062	228	182	249	272	268	241
0,103	0,093	179	168	241	263	251	233
0,103	0,186	156	137	211	242	231	208
0,138	0,093	203	201	273	304	290	275
0,138	0,124	201	181	266	291	291	268
0,138	0,248	175	146	232	269	264	246

* Resultado excluído por não ter sido aplicado a correta tensão desvio no CP.

Tabela 4.8 Resultados do MR (MPa) para a solo argiloso

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	7,5x15		10x20		15x30	
		Normal	Inter.	Normal	Inter.	Normal	Inter.
0,021	0,019	*	*	207	214	166	316
0,021	0,037	331	348	107	134	92	215
0,021	0,056	274	222	84	93	72	185
0,035	0,031	*	*	168	178	115	230
0,035	0,062	258	209	94	108	81	188
0,035	0,093	183	149	77	89	65	171
0,069	0,062	255	206	107	142	107	217
0,069	0,124	160	148	66	99	60	178
0,069	0,186	111	82	**	76	**	118
0,103	0,062	253	192	**	191	**	246
0,103	0,093	184	169	**	157	**	214
0,103	0,186	132	104	**	102	**	144
0,138	0,093	201	187	**	180	**	236
0,138	0,124	177	163	**	153	**	214
0,138	0,248	106	91	**	92	**	119

* Resultado excluído por não ter sido aplicado a correta tensão desvio no CP.

** Resultado não medido devido a deformações excessivas.

Tabela 4.9 Resultados do MR (MPa) para o saibro

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	7,5x15		10x20		15x30	
		Normal	Inter.	Normal	Inter.	Normal	Inter.
0,021	0,019	*	*	*	161	98	145
0,021	0,037	124	176	80	72	64	87
0,021	0,056	95	127	58	71	51	72
0,035	0,031	*	*	96	108	98	115
0,035	0,062	66	122	59	62	60	80
0,035	0,093	61	79	53	57	52	75
0,069	0,062	87	89	73	86	87	102
0,069	0,124	63	81	51	65	66	88
0,069	0,186	44	62	30	52	53	75
0,103	0,062	75	101	53	94	106	125
0,103	0,093	72	92	45	80	87	115
0,103	0,186	61	80	**	69	72	98
0,138	0,093	92	107	**	98	102	125
0,138	0,124	80	97	**	93	109	130
0,138	0,248	61	85	**	75	**	109

* Resultado excluído por não ter sido aplicado a correta tensão desvio no CP.

** Resultado não medido devido a deformações excessivas.

4.4.2. Ajustes dos módulos de resiliência

Apesar da tensão confinante normalmente exercer uma grande influência nos materiais granulares e a tensão desvio uma influência maior nos materiais coesivos, optou-se neste trabalho por analisar todos os ensaios dos quatro materiais pelos seguintes modelos:

$$MR = k1 \cdot \sigma_3^{k2} \rightarrow \text{Modelo Tensão Confinante}$$

$$MR = k1 \cdot \sigma_d^{k2} \rightarrow \text{Modelo Tensão Desvio}$$

$$MR = k1 \cdot \theta^{k2} \rightarrow \text{Modelo Teta, onde } \theta = \sigma_d + 3 \cdot \sigma_3$$

$$MR = k1 \cdot \sigma_3^{k2} \cdot \sigma_d^{k3} \rightarrow \text{Modelo Composto}$$

4.4.2.1. Modelo tensão confinante

O primeiro modelo utilizado para ajustar os resultados de módulo de resiliência foi o modelo tensão confinante. Este modelo é normalmente utilizado para materiais granulares. Nas próximas oito figuras (Figura 4.18 a Figura 4.25) são mostrados os ajustes do modelo tensão confinante para os quatro materiais deste estudo nas duas energias e 3 tamanhos de corpo de prova.

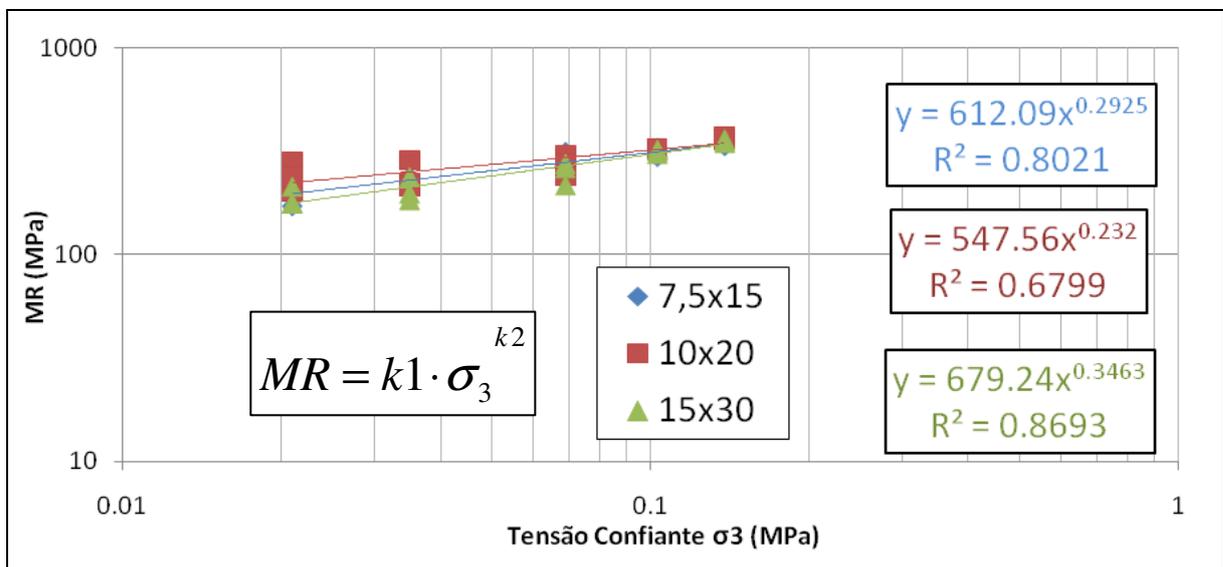


Figura 4.18 Resultados de MR do Modelo Confinante: Areia na energia Normal

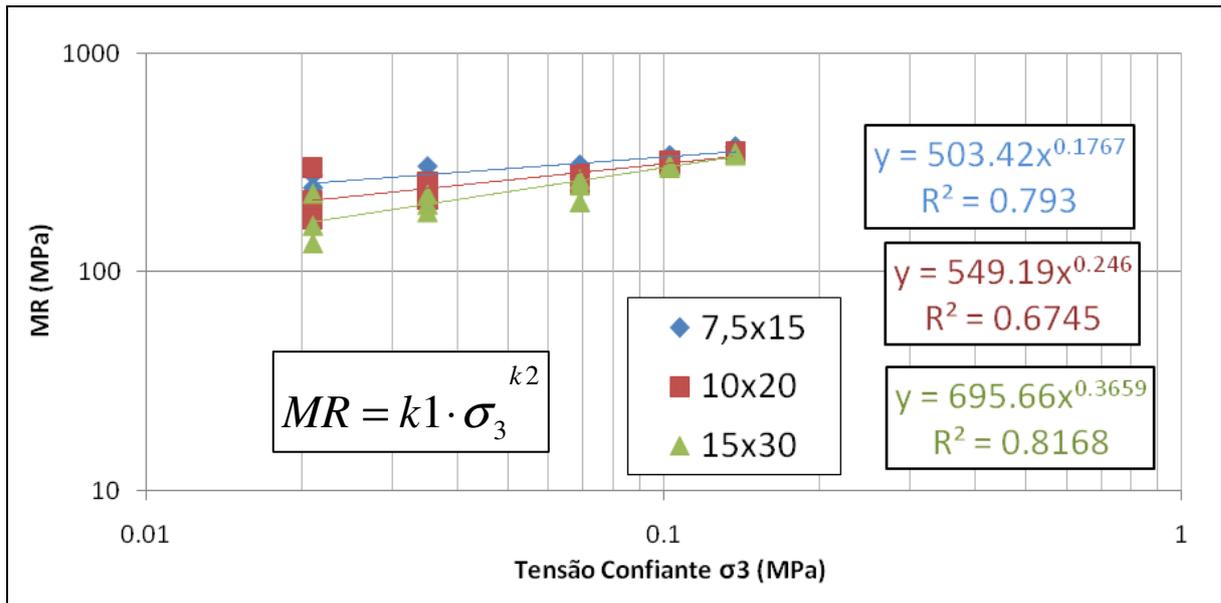


Figura 4.19 Modelo Confinante: Areia na energia intermediária

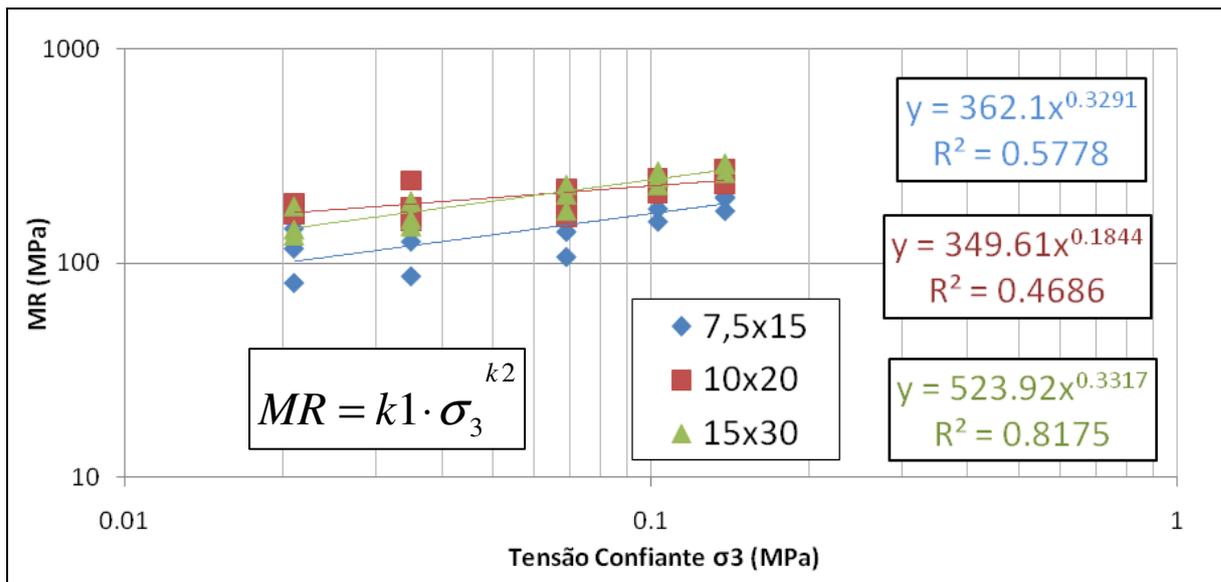


Figura 4.20 Modelo Confinante: SAFL na energia Normal

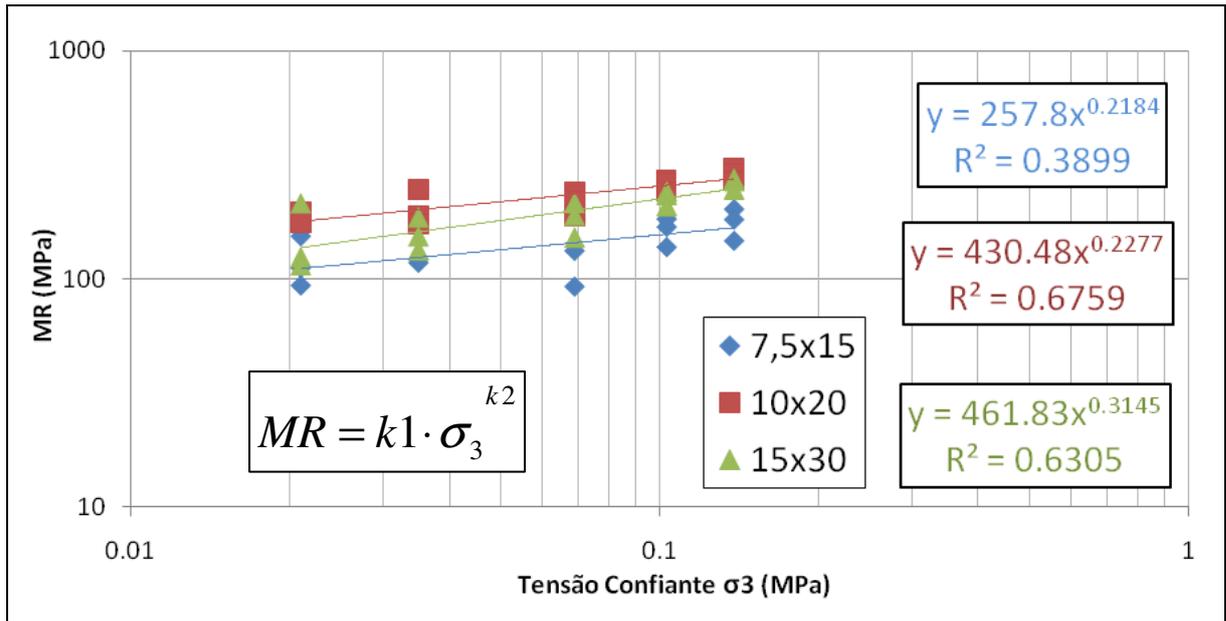


Figura 4.21 Modelo Confinante: SAFL na energia intermediária

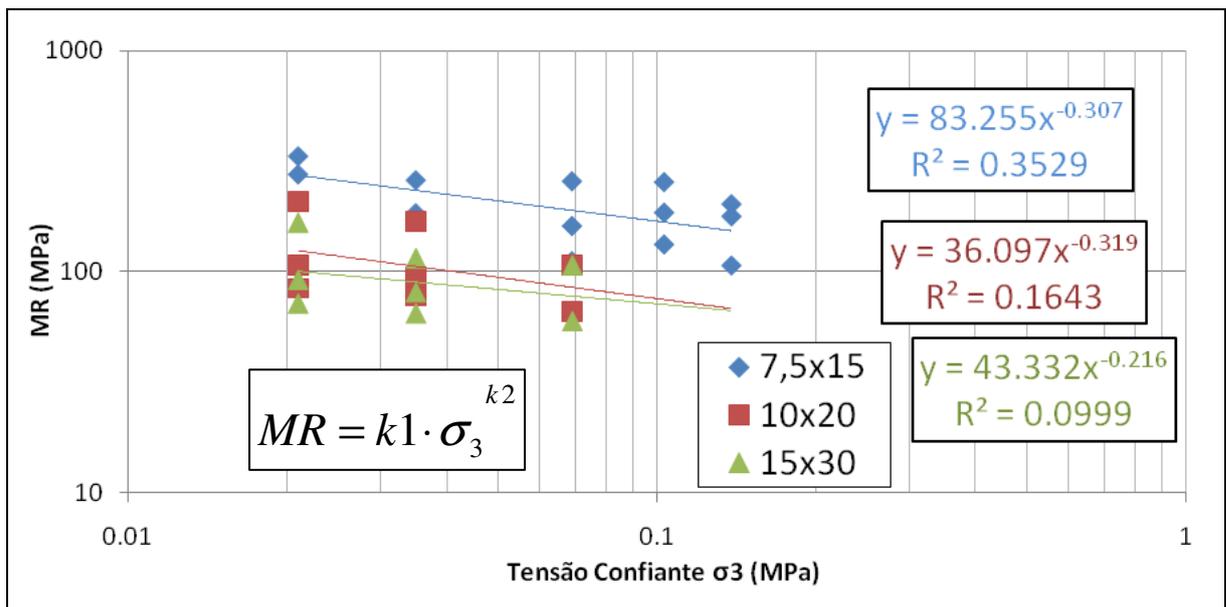


Figura 4.22 Modelo Confinante: Solo argiloso na energia Normal

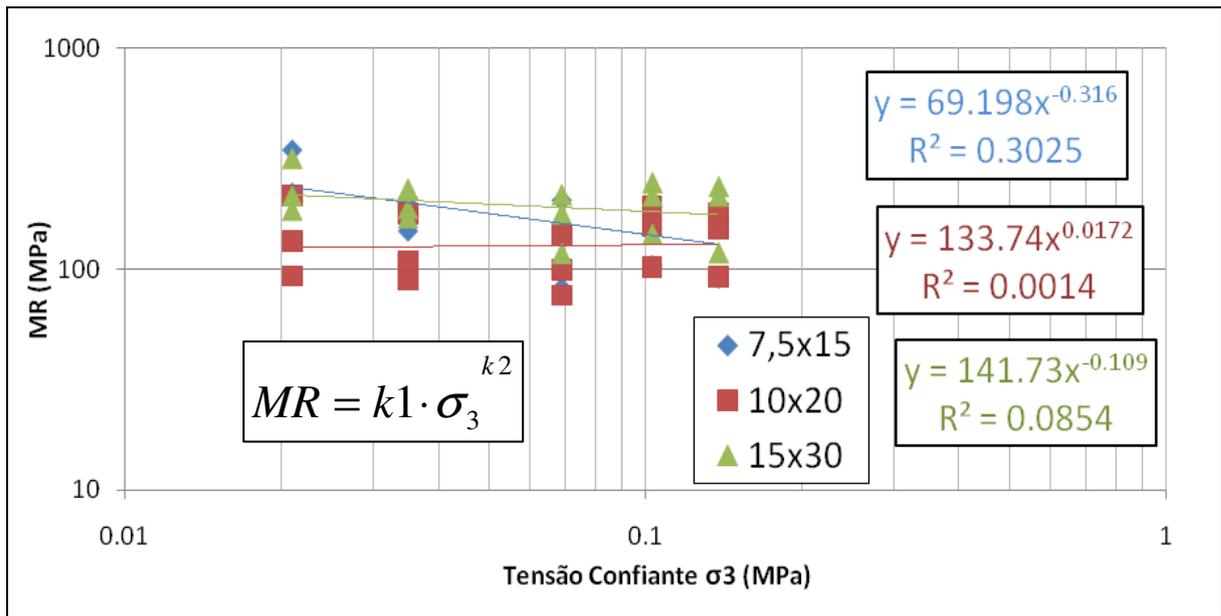


Figura 4.23 Modelo Confinante: Solo argiloso na energia intermediária

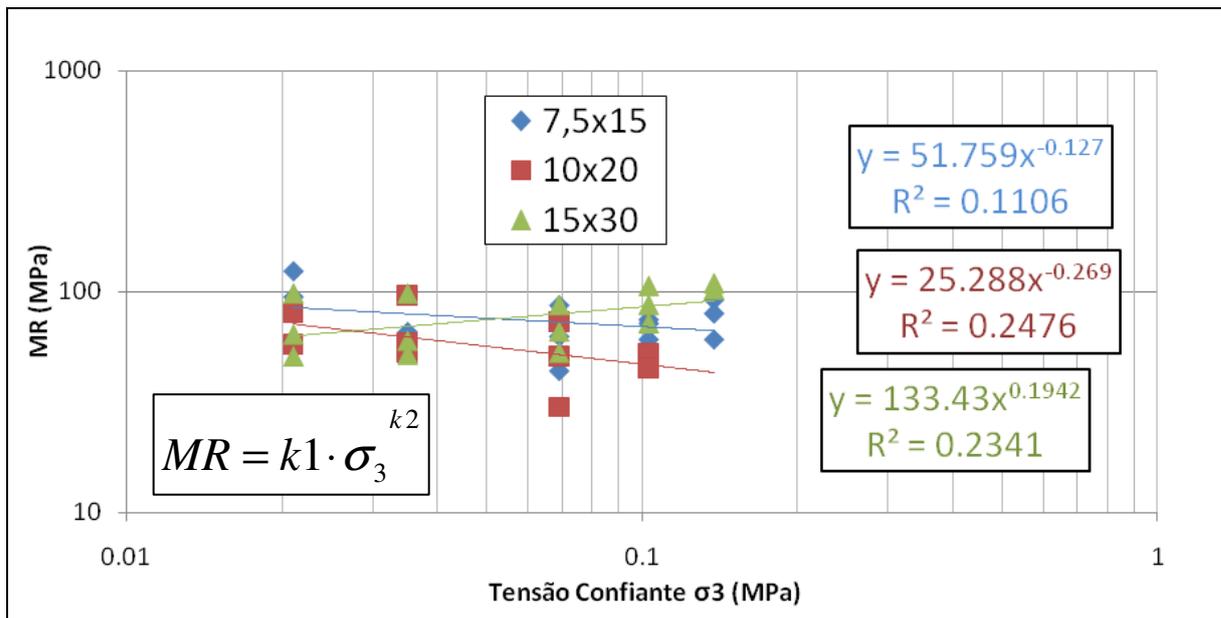


Figura 4.24 Modelo Confinante: Saibro na energia Normal

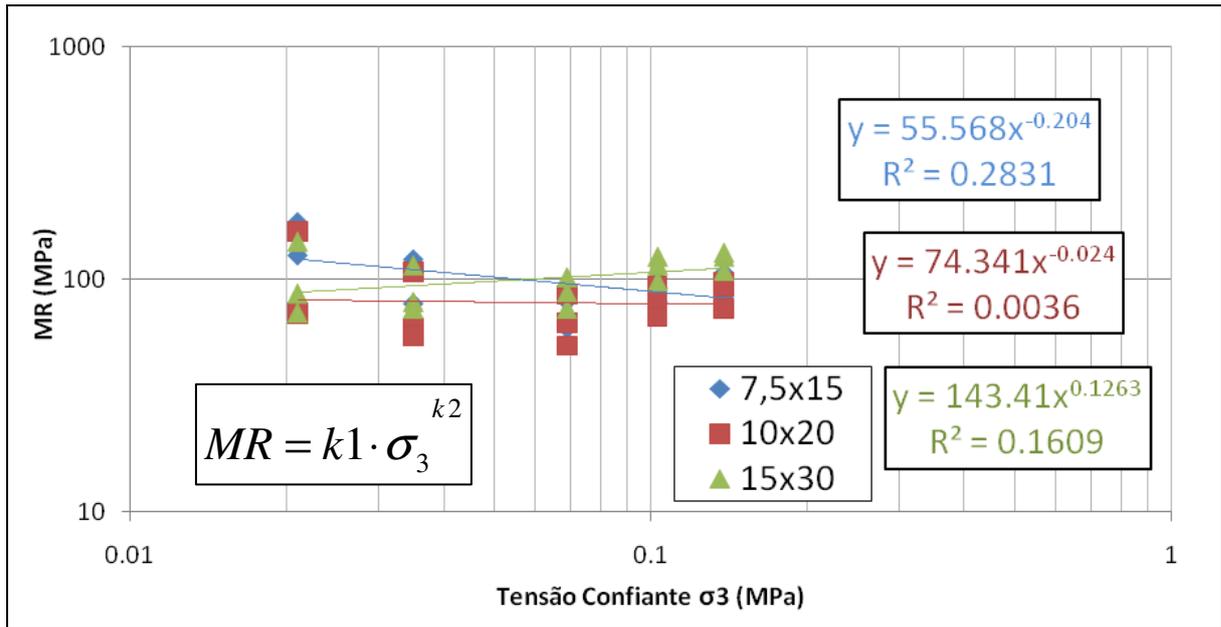


Figura 4.25 Modelo Confinante: Saibro na energia intermediária

Na Tabela 4.10 são resumidos os parâmetros obtidos pelo modelo tensão confinante e o coeficiente de determinação (R^2) de cada ensaio. O coeficiente de determinação (R^2) nas análises a seguir tem duas funções. A primeira é indicar se o material é adequado para o modelo ou não. A segunda é indicar a qualidade do ensaio.

Tabela 4.10 Parâmetros obtidos pelo modelo confinante

Modelo Confinante		7,5x15	10x20	15x30	7,5x15	10x20	15x30	7,5x15	10x20	15x30
Material	Energia	k1	k1	k1	k2	k2	k2	R ²	R ²	R ²
Areia	Normal	612.09	547.56	679.24	0.29	0.23	0.35	0.80	0.68	0.87
	Inter	503.42	549.19	695.66	0.18	0.25	0.37	0.79	0.67	0.82
SAFL	Normal	362.10	349.61	523.92	0.33	0.18	0.33	0.58	0.47	0.82
	Inter	257.80	348.97	461.83	0.22	0.14	0.31	0.39	0.24	0.63
Solo argiloso	Normal	83.25	36.10	43.33	-0.31	-0.32	-0.22	0.35	0.16	0.10
	Inter	69.20	133.74	141.73	-0.32	0.02	-0.11	0.30	0.00	0.08
Saibro	Normal	51.76	25.29	133.43	-0.13	-0.27	0.19	0.11	0.25	0.23
	Inter	55.57	74.34	143.41	-0.20	-0.02	0.13	0.28	0.00	0.16

Observa-se que os materiais granulares areia e SAFL obtiveram os maiores parâmetros k_1 devido seus módulos serem maiores do que os do solo argiloso e do saibro.

O parâmetro k_2 , que neste modelo é um indicador da influência da tensão confinante, mostra-se positivo para a areia e o SAFL e em grande parte negativo para o solo argiloso e o saibro.

O coeficiente de determinação dos materiais granulares, como esperado, é bastante superior ao dos materiais mais coesivos, solo argiloso e saibro. O ensaio de areia, de tamanho de CP de 15 x 30 cm, compactado com os parâmetros de compactação da energia normal, tem o melhor ajuste de todos os ensaios realizados, com um coeficiente de determinação de 0,87.

O solo argiloso e o saibro obtiveram valores bastante baixos de coeficiente de determinação para este modelo, sendo que na energia intermediária, nos corpos-de-prova de 10 x 20 cm para estes dois materiais, o coeficiente de determinação foi zero. Este resultado indicou que o modelo confinante não se aplica para estes solos.

4.4.2.2. Modelo tensão desvio

O segundo modelo a ser utilizado para ajustar os resultados de módulo de resiliência é o modelo tensão desvio. Este modelo costuma ser utilizado em ensaios com materiais coesivos. Nas próximas oito figuras (Figura 4.26 a Figura 4.33) são mostrados os ajustes do modelo tensão desvio para os quatro solos deste estudo e duas energias de compactação.

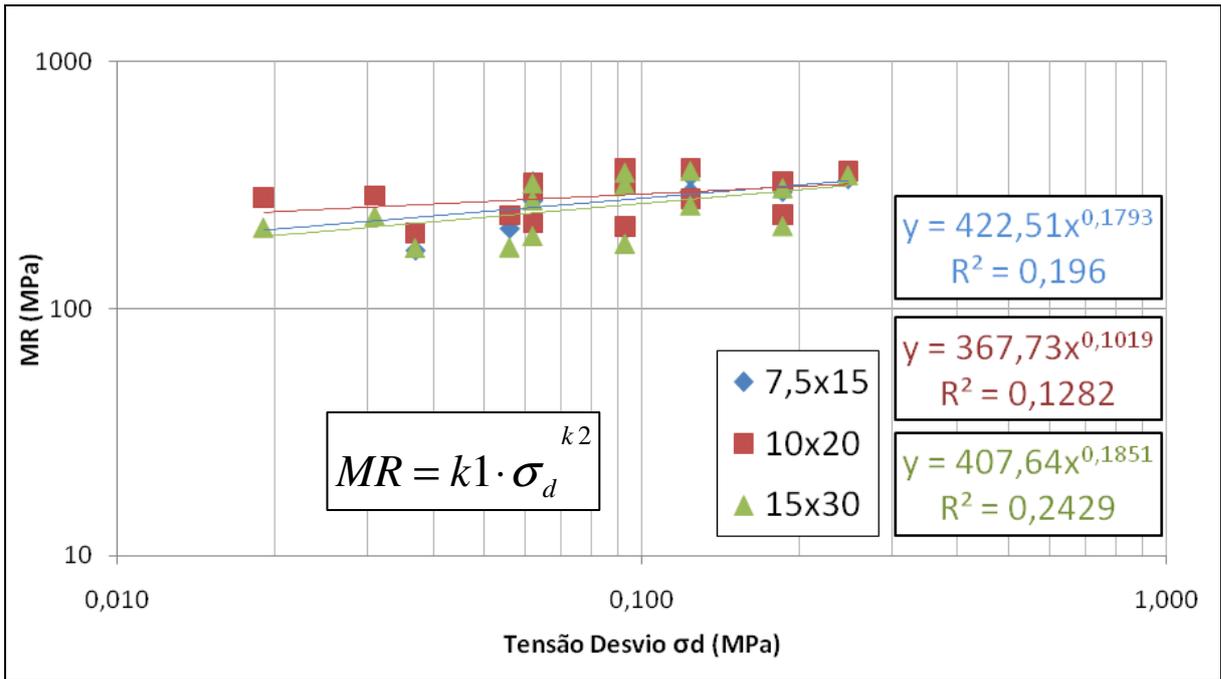


Figura 4.26 Modelo desvio: areia na energia normal

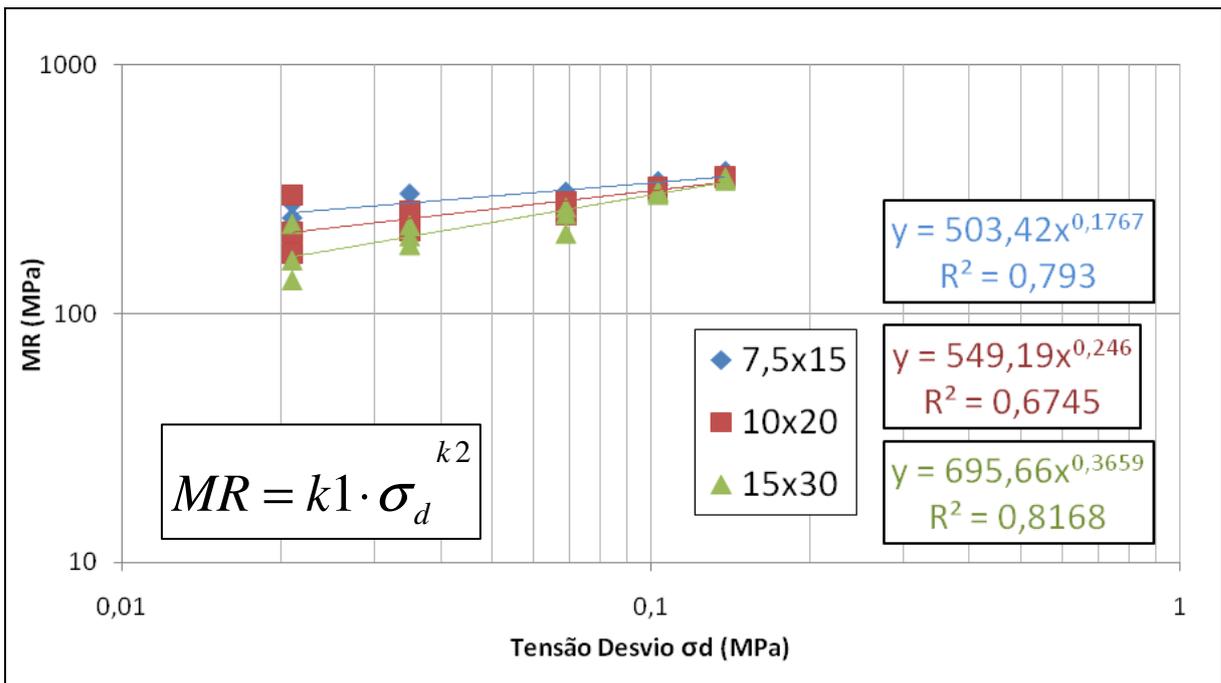


Figura 4.27 Modelo desvio: areia na energia intermediária

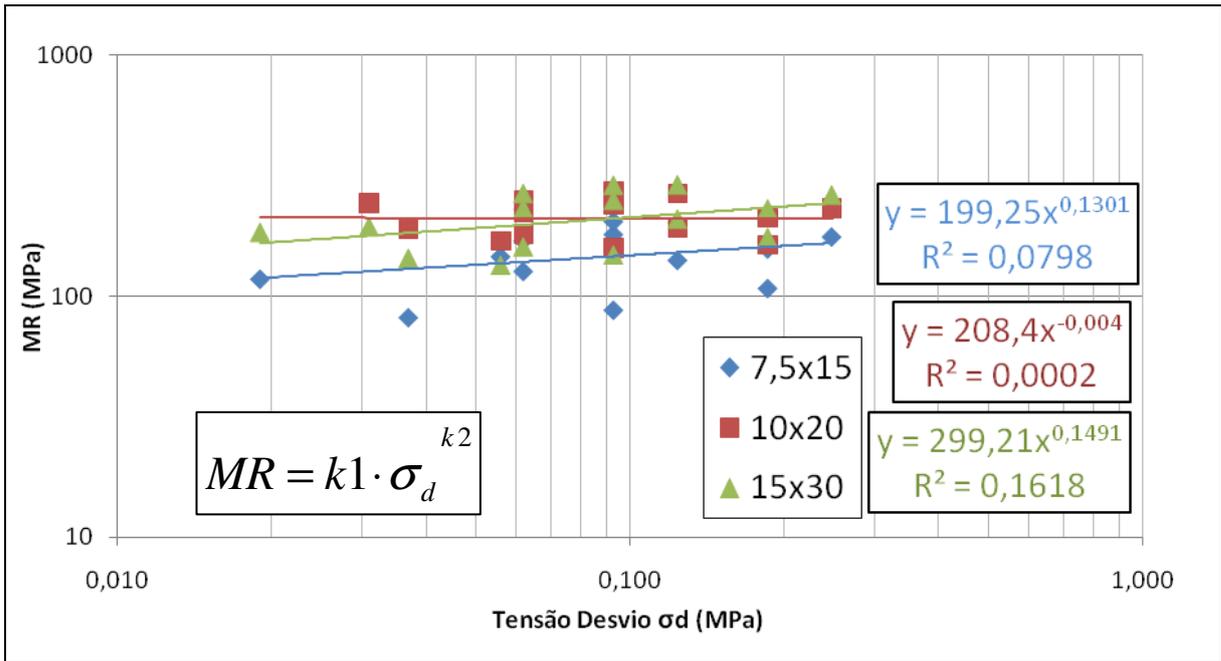


Figura 4.28 Modelo desvio: SAFL na energia normal

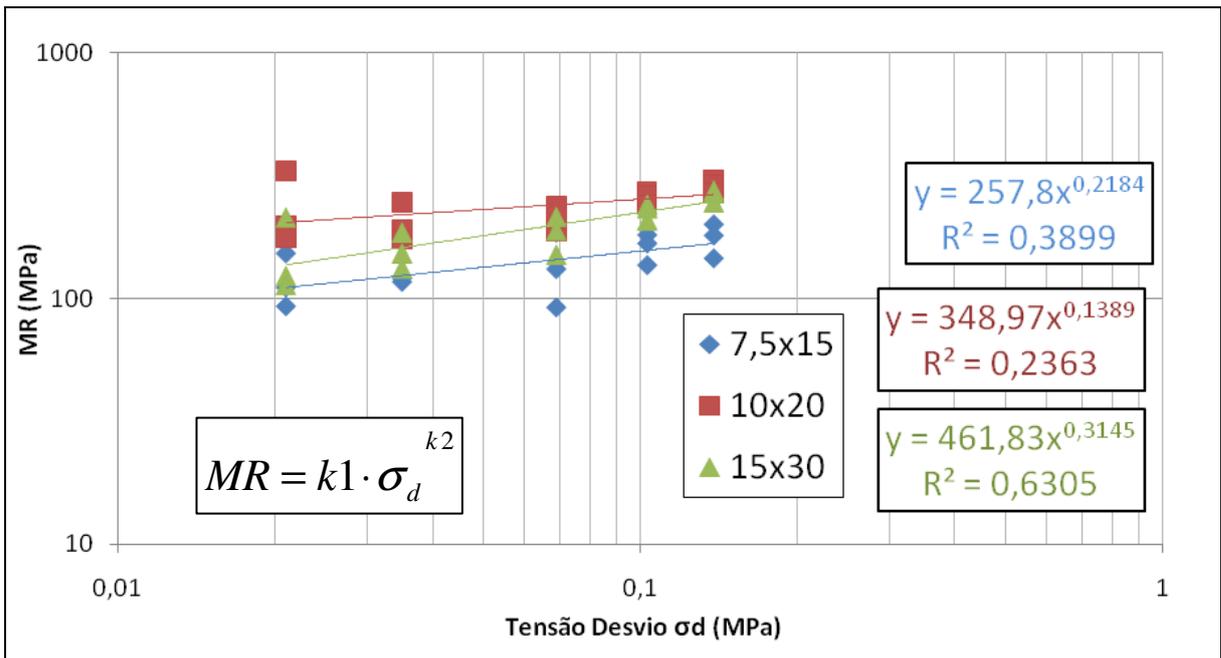


Figura 4.29 Modelo desvio: SAFL na energia intermediária

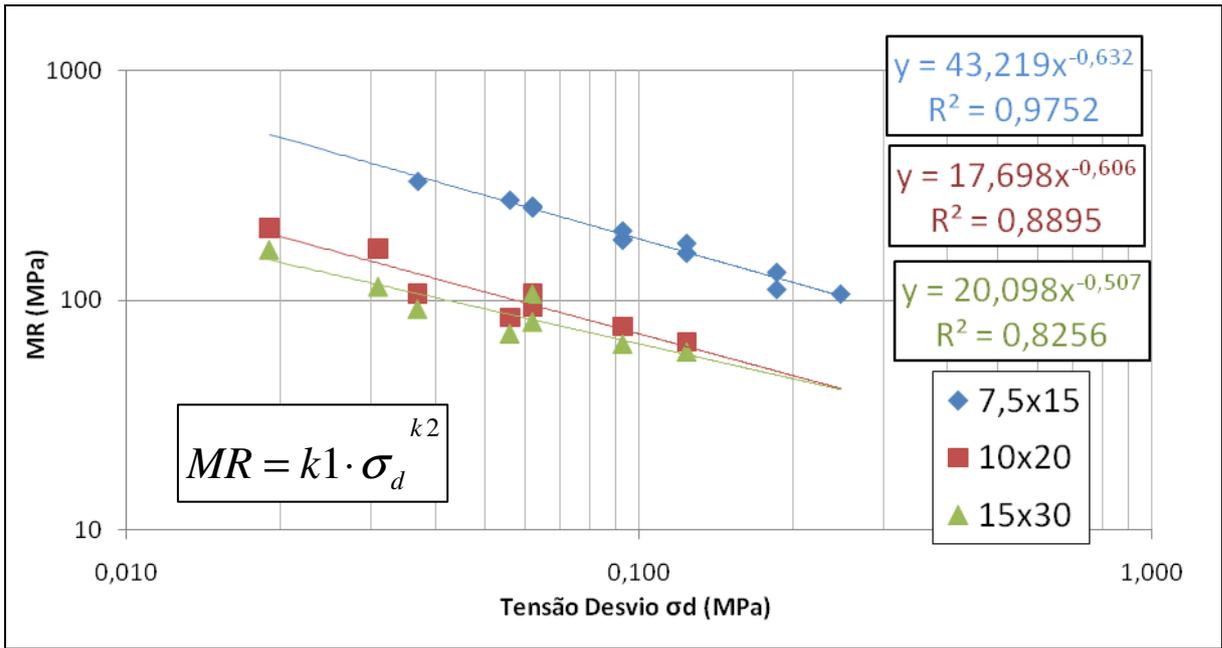


Figura 4.30 Modelo desvio: solo argiloso na energia normal

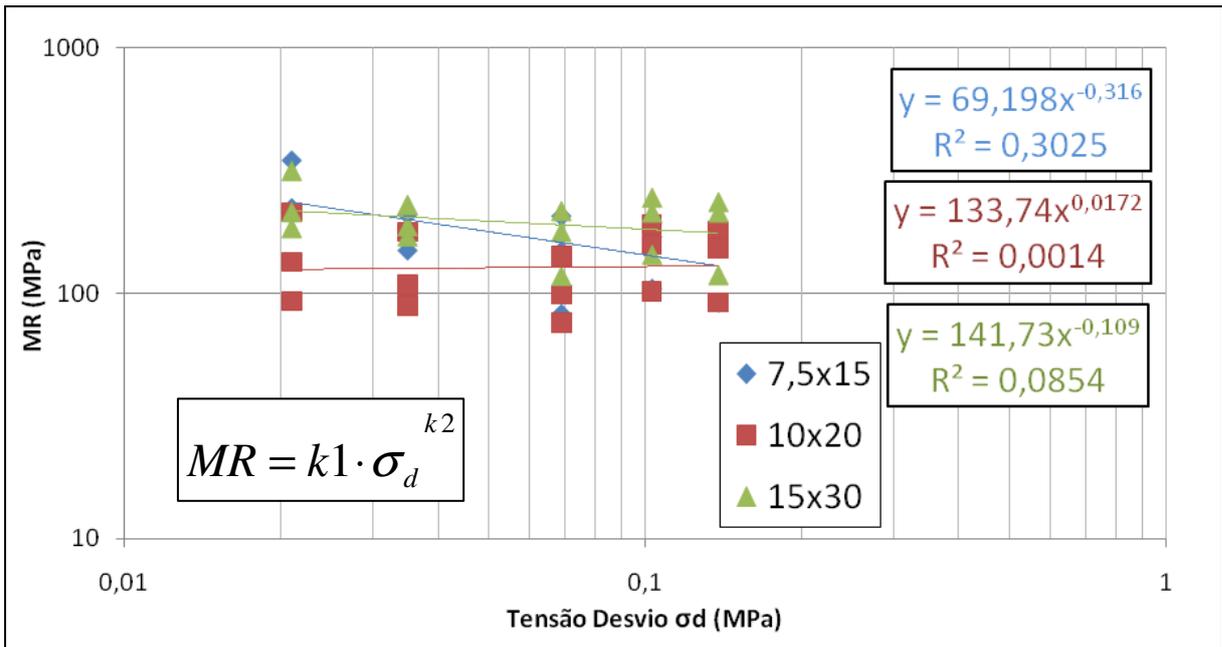


Figura 4.31 Modelo desvio: solo argiloso na energia intermediária

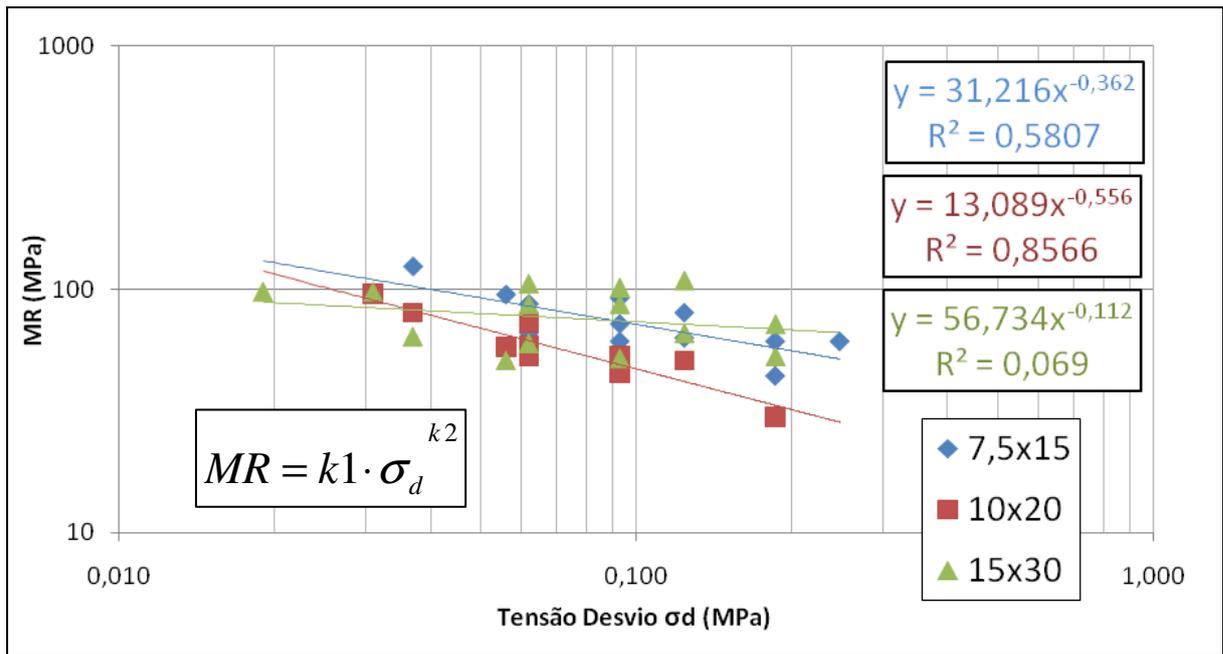


Figura 4.32 Modelo desvio: saibro na energia normal

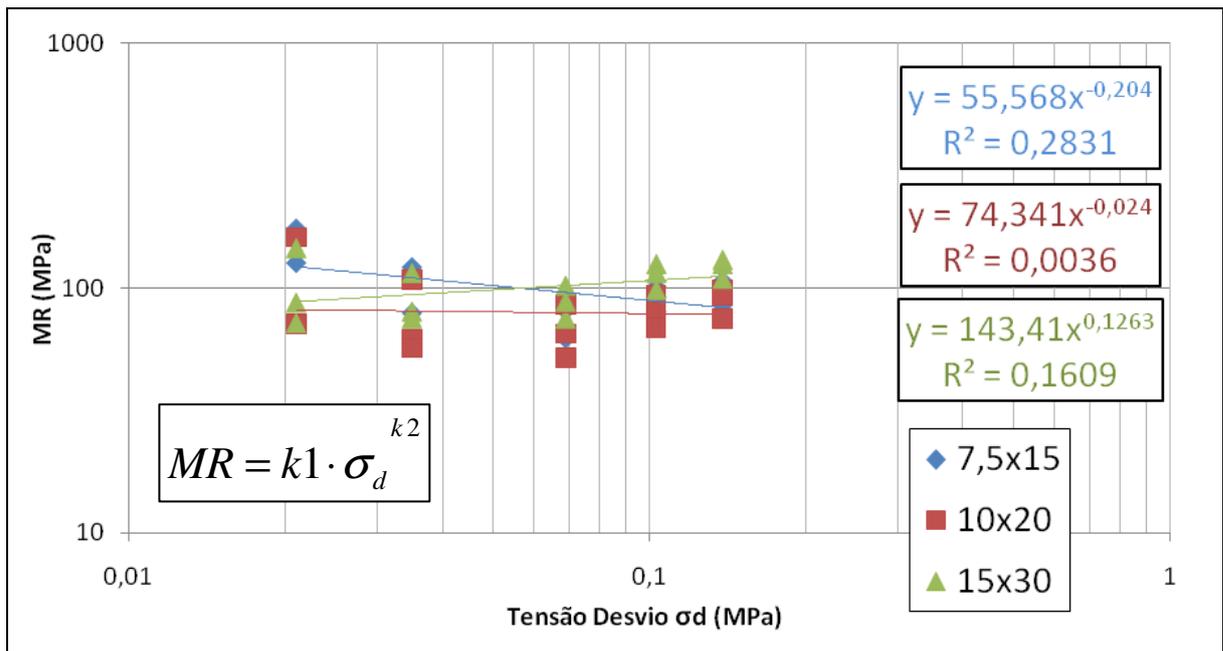


Figura 4.33 Modelo desvio: saibro na energia intermediária

Na Tabela 4.11 são resumidos os parâmetros obtidos pelo modelo tensão desvio e o coeficiente de determinação de cada ensaio.

Tabela 4.11 Parâmetros obtidos pelo modelo tensão desvio

Modelo Desvio		7,5x15	10x20	15x30	7,5x15	10x20	15x30	7,5x15	10x20	15x30
Material	Energia	k1	k1	k1	k2	k2	k2	R ²	R ²	R ²
Areia	Normal	422,51	367,73	407,64	0,18	0,10	0,18	0,20	0,13	0,24
	Inter	503,42	549,19	695,66	0,18	0,25	0,37	0,79	0,67	0,82
SAFL	Normal	199,25	208,40	299,21	0,13	0,00	0,15	0,08	0,00	0,16
	Inter	257,80	348,97	461,83	0,22	0,14	0,31	0,39	0,24	0,63
Solo argiloso	Normal	43,22	17,70	20,10	-0,63	-0,61	-0,51	0,97	0,89	0,83
	Inter	69,20	133,74	141,73	-0,32	0,02	-0,11	0,30	0,00	0,08
Saibro	Normal	31,22	13,09	56,73	-0,36	-0,56	-0,11	0,58	0,86	0,07
	Inter	55,57	74,34	143,41	-0,20	-0,02	0,13	0,28	0,00	0,16

Por este modelo, os k1 dos materiais granulares também são superiores aos k1 dos materiais coesivos, devido aos valores de módulo dos granulares serem superiores.

No modelo desvio, o k2 representa um indicador da influência da tensão desvio. Percebe-se a maior influência deste parâmetro nos ensaios com energia normal do solo argiloso e do saibro.

Apesar da areia com energia intermediária ter apresentado um bom ajuste pelo modelo com k2 positivo, é para o solo argiloso normal que ocorre o melhor ajuste do modelo desvio com elevados valores de coeficiente de determinação, tendo o ensaio de 7,5 x 15 cm solo argiloso normal um coeficiente de determinação de 0,97 com k2 negativo.

4.4.2.3. Modelo Teta

Outro modelo utilizado principalmente para materiais granulares, conforme visto na revisão bibliográfica é o modelo de ajuste teta. Na Figura 4.34 a Figura 4.41 são mostrados os ajustes pelo modelo teta para os quatro solos deste estudo e duas energias de compactação.

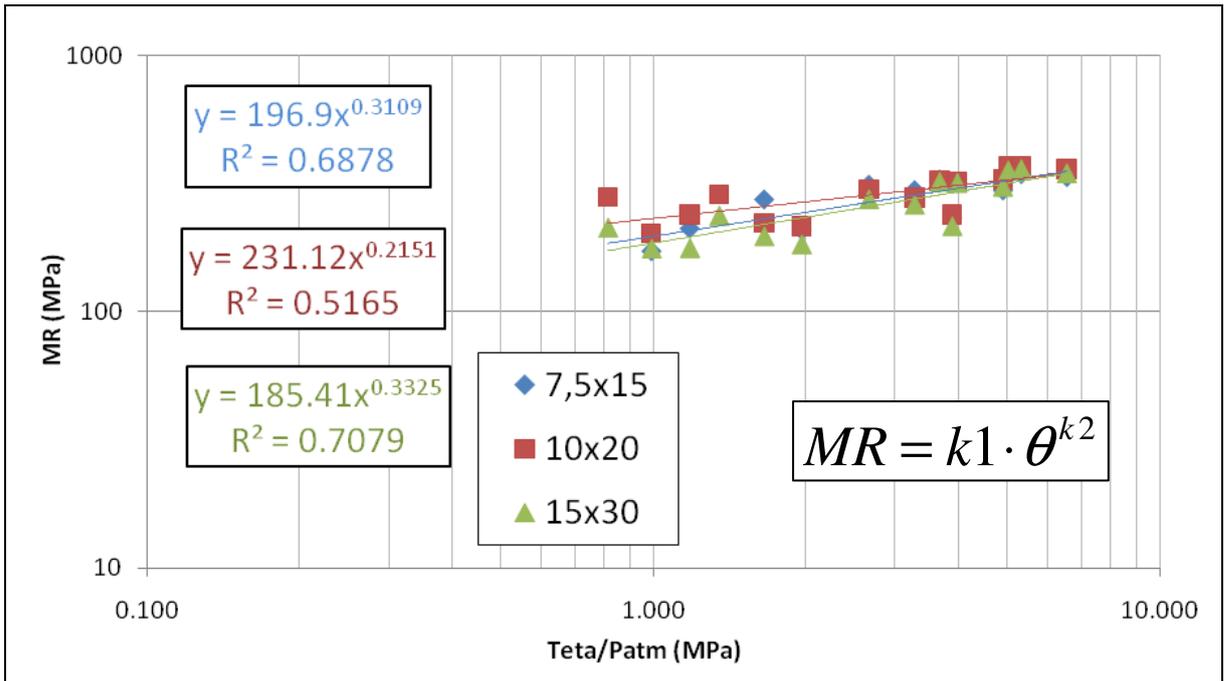


Figura 4.34 Modelo Teta: areia na energia normal

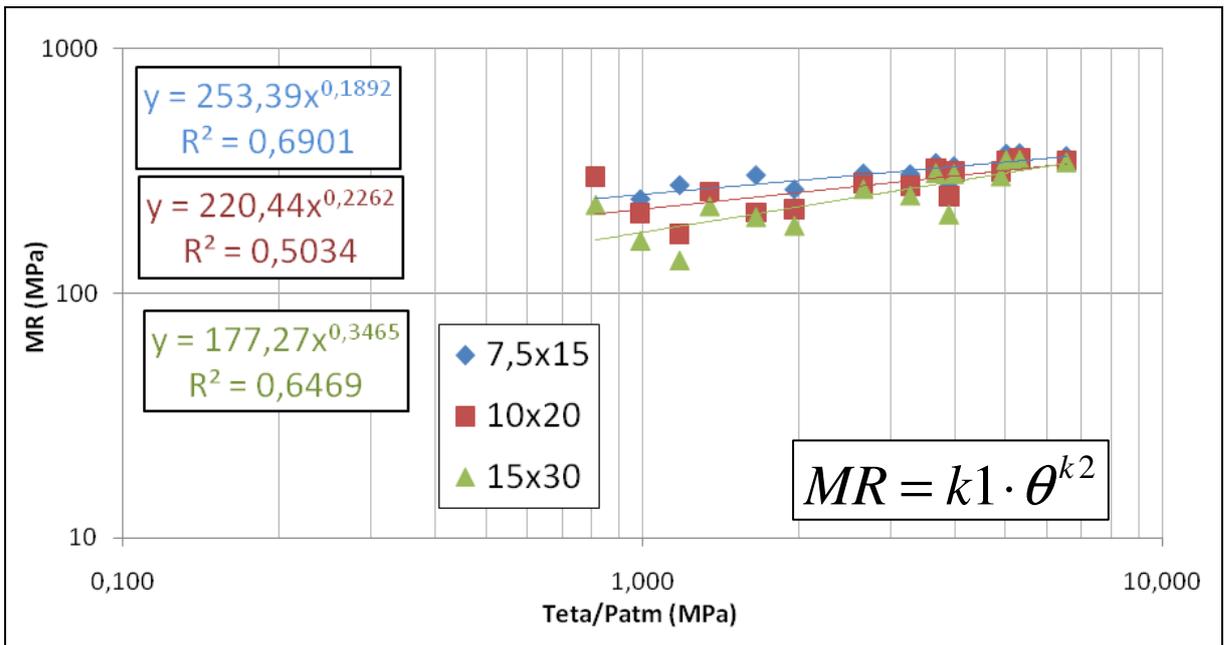


Figura 4.35 Modelo Teta: areia na energia intermediária

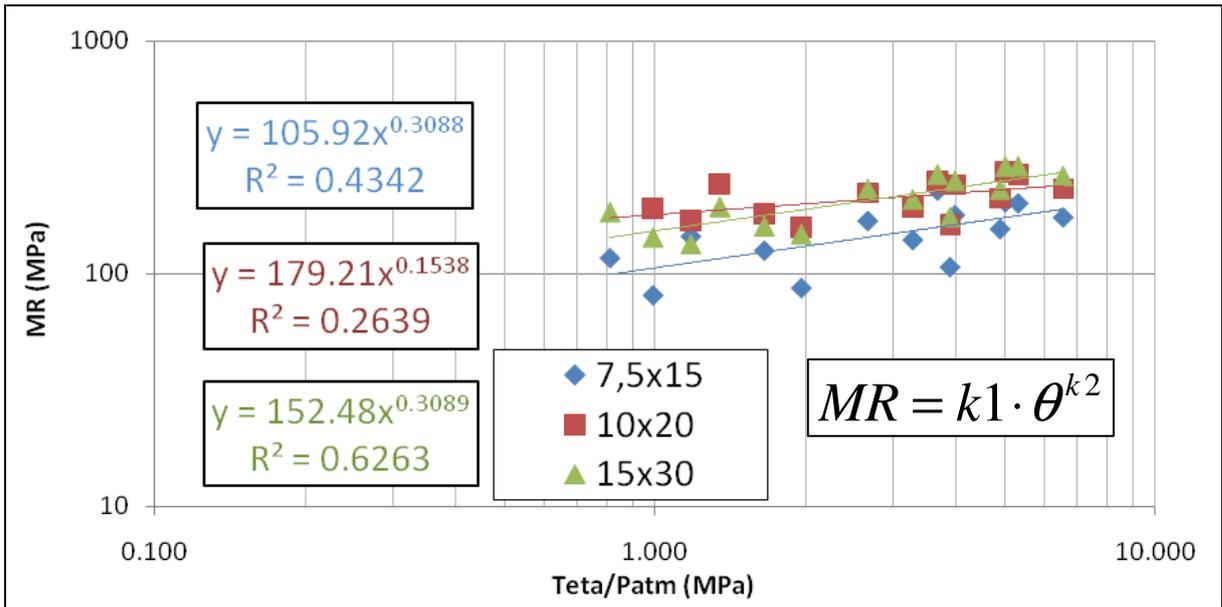


Figura 4.36 Modelo Teta: SAFL na energia normal

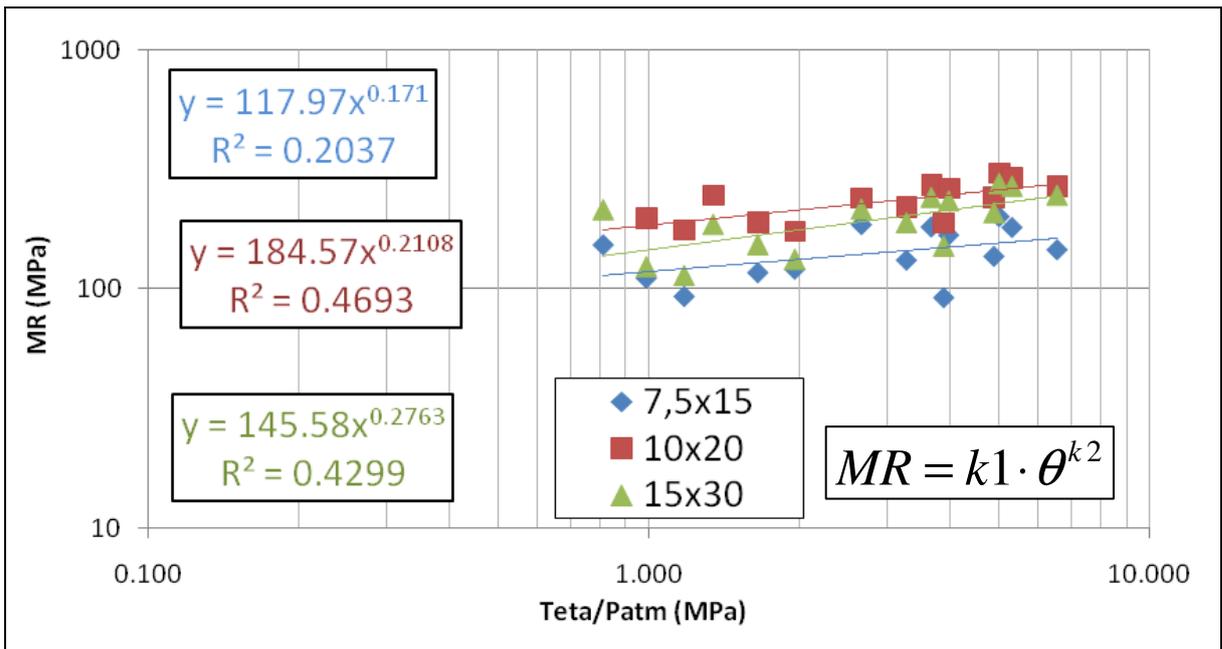


Figura 4.37 Modelo Teta: SAFL na energia intermediária

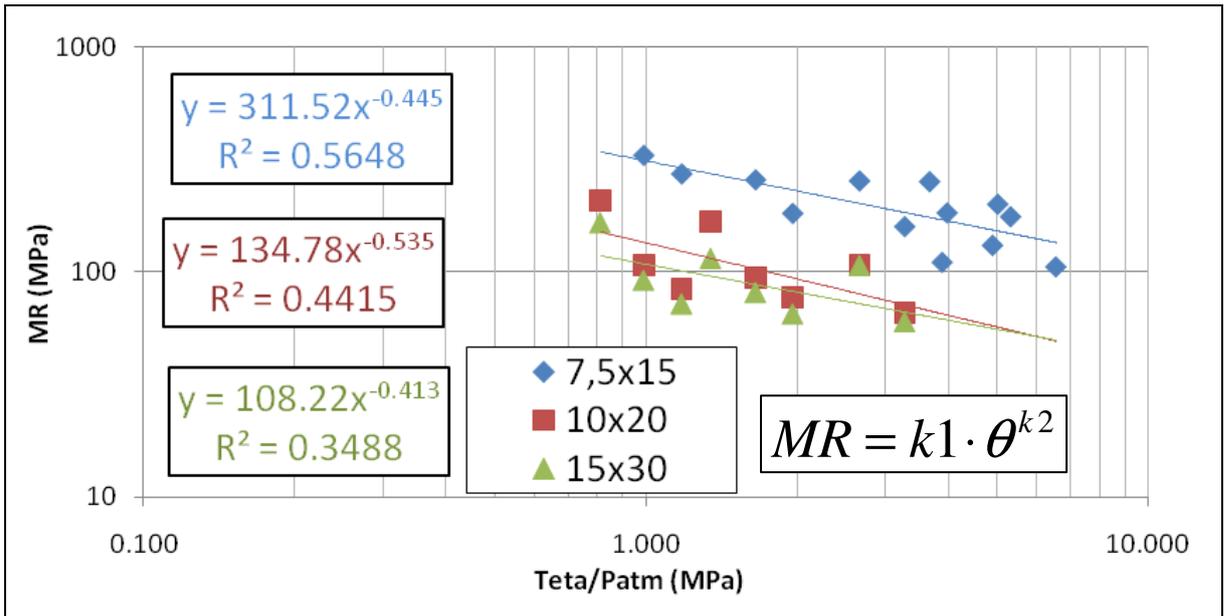


Figura 4.38 Modelo Teta: solo argiloso na energia normal

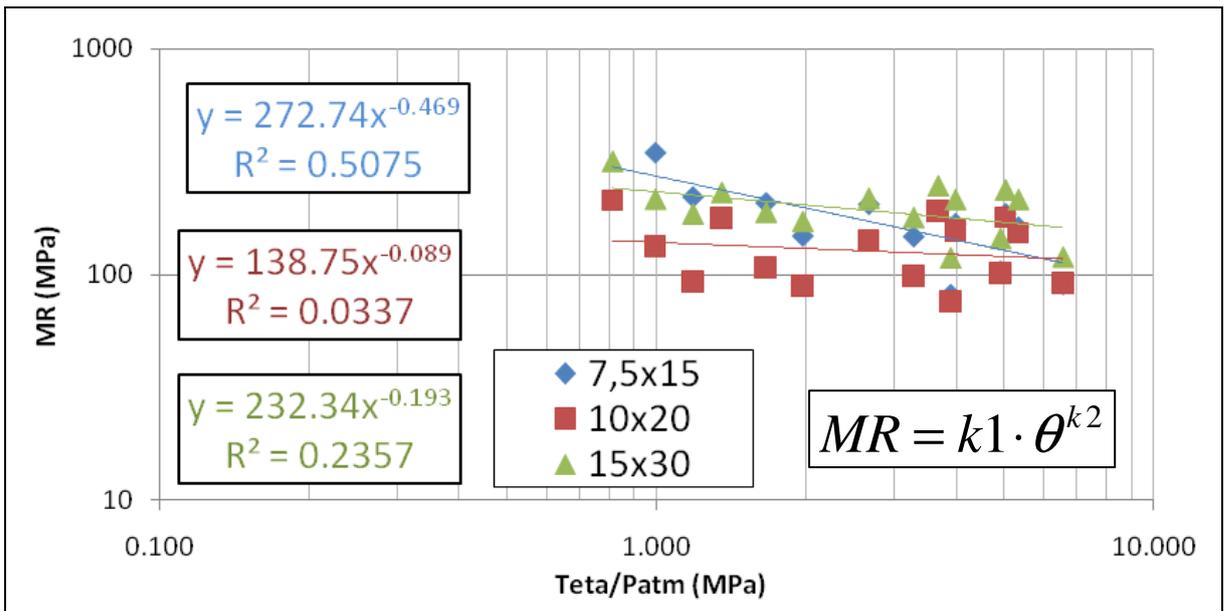


Figura 4.39 Modelo Teta: solo argiloso na energia intermediária

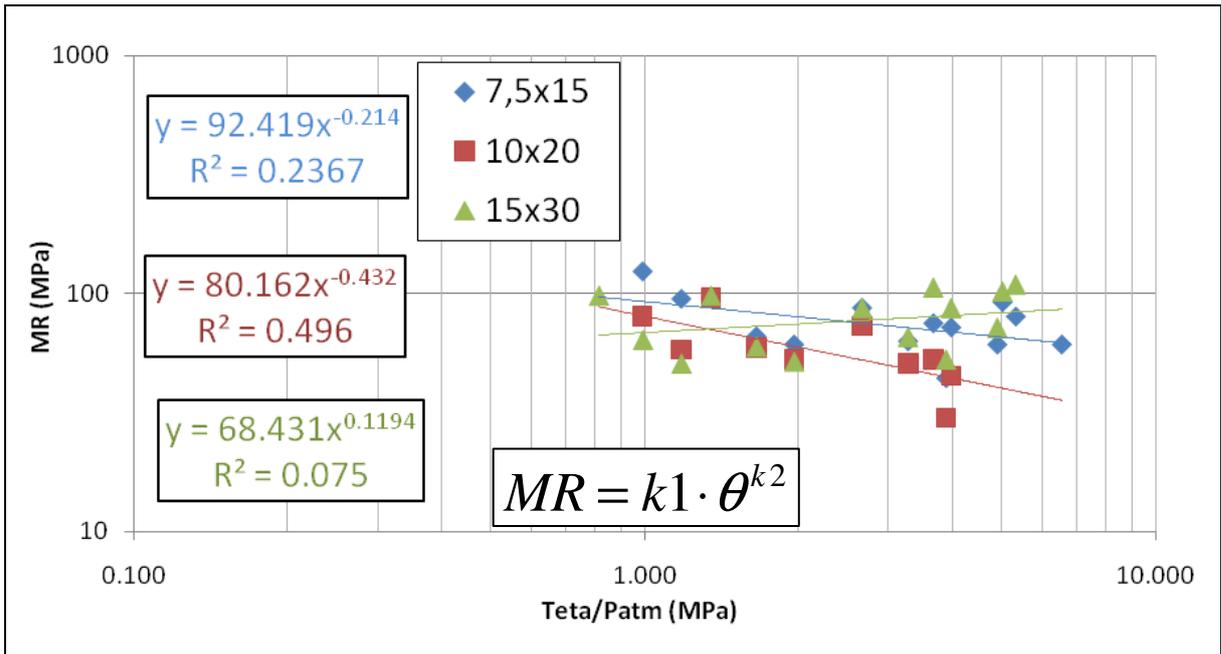


Figura 4.40 Modelo Teta: saibro na energia normal

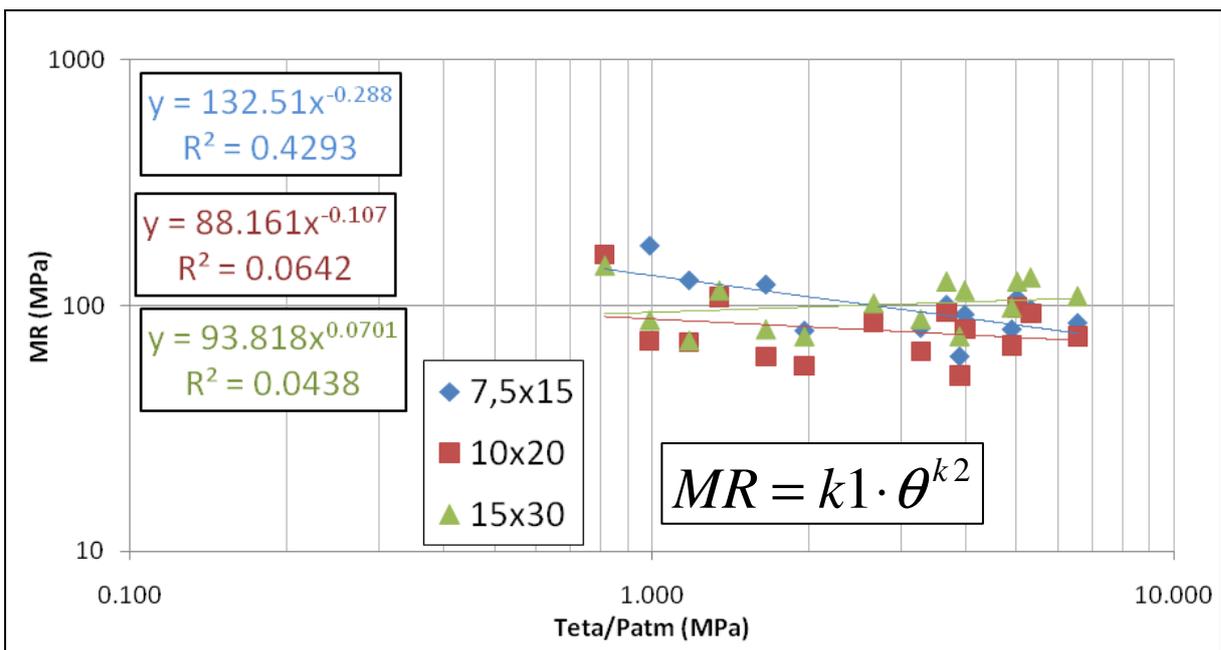


Figura 4.41 Modelo Teta: saibro na energia intermediária

Na Tabela 4.12 são mostrados os parâmetros do modelo teta obtidos pelas regressões mostradas nas figuras anteriores.

Tabela 4.12 Parâmetros obtidos pelo modelo teta

Modelo Teta		7,5x15	10x20	15x30	7,5x15	10x20	15x30	7,5x15	10x20	15x30
Material	Energia	k1	k1	k1	k2	k2	k2	R ²	R ²	R ²
Areia	Normal	196,09	231,12	185,41	0,31	0,21	0,33	0,69	0,52	0,71
	Inter	253,39	220,44	177,27	0,19	0,23	0,35	0,69	0,50	0,65
SAFL	Normal	105,92	179,21	152,48	0,31	0,15	0,31	0,43	0,26	0,63
	Inter	117,97	184,57	145,58	0,17	0,21	0,28	0,21	0,47	0,43
Solo argiloso	Normal	311,52	134,78	108,22	-0,44	-0,53	-0,41	0,56	0,44	0,35
	Inter	272,74	138,75	232,34	-0,47	-0,09	-0,19	0,51	0,03	0,24
Saibro	Normal	92,42	80,16	68,43	-0,21	-0,43	0,11	0,24	0,50	0,07
	Inter	132,51	88,16	93,82	-0,29	-0,11	0,07	0,43	0,06	0,04

Por este modelo os parâmetros k1 de todos os ensaios são mais parecidos entre si, mostrando uma menor dependência direta dos resultados dos ensaios.

Os ensaios com saibro e solo argiloso apresentam quase todos os parâmetros k2 negativos. O k2 no modelo teta leva em conta a influência tanto da tensão desvio quanto da tensão confinante, porém tendo a tensão confinante três vezes mais influência.

O modelo teta mostrou ter um ajuste mais homogêneo para os quatro solos, tendo seus coeficientes de determinação mais próximos entre si quando comparados aos coeficientes de determinação do modelo desvio e confinante.

Percebe-se que os materiais granulares, areia e SAFL tiveram ajustes ligeiramente melhores do que os solos mais coesivos, solo argiloso e saibro.

4.4.2.4. Modelo composto

Os ensaios foram também ajustados pelo modelo composto. Este modelo tem mostrado o mais eficiente e representativo ajuste matemático para ensaios de módulo de resiliência. Para o ajuste deste modelo em específico utilizou-se o software *Statistica* versão 10.0. Diferentemente dos outros três modelos, nos quais se agruparam os ensaios de diferentes tamanhos de corpo-de-prova no mesmo gráfico, para este, cada ensaio foi apresentado individualmente conforme na Figura 4.42 a Figura 4.49 por ser uma superfície e ter a necessidade da representação tridimensional.

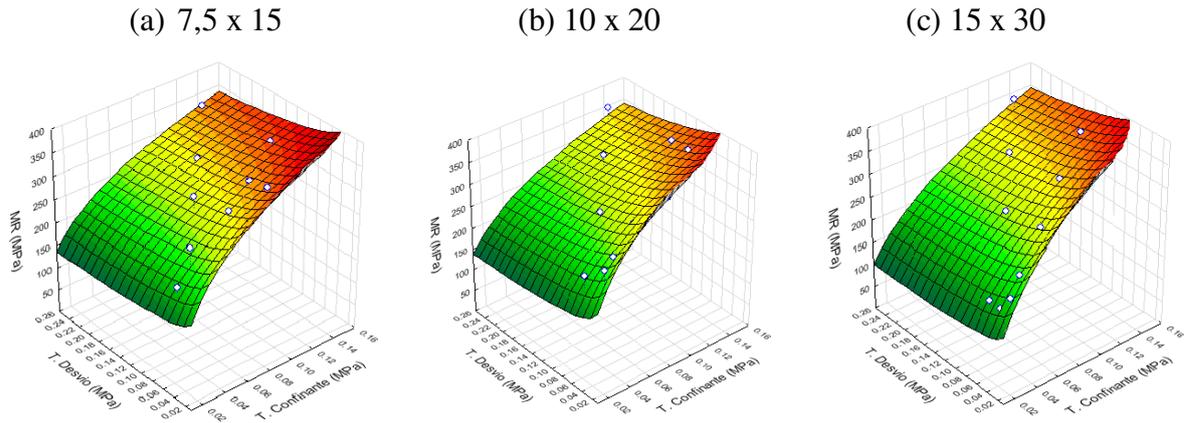


Figura 4.42 Modelo composto para a areia na energia normal

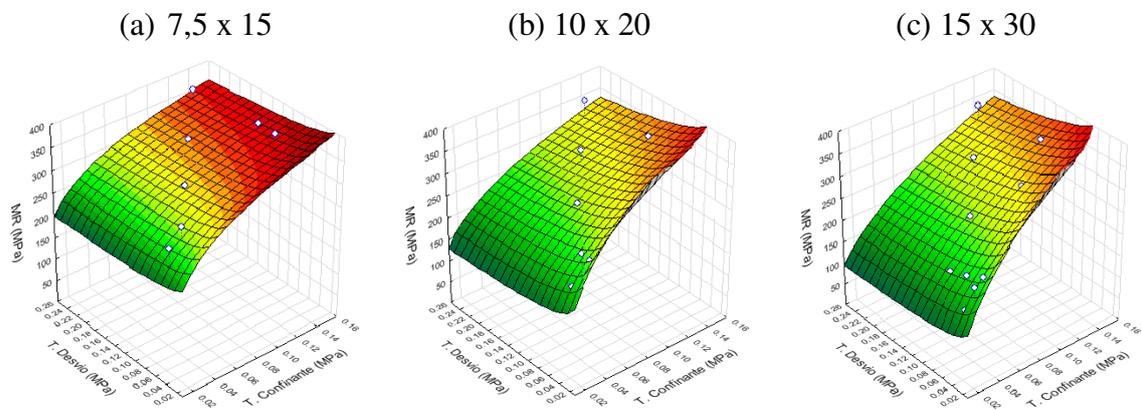


Figura 4.43 Modelo composto para a areia na energia intermediária

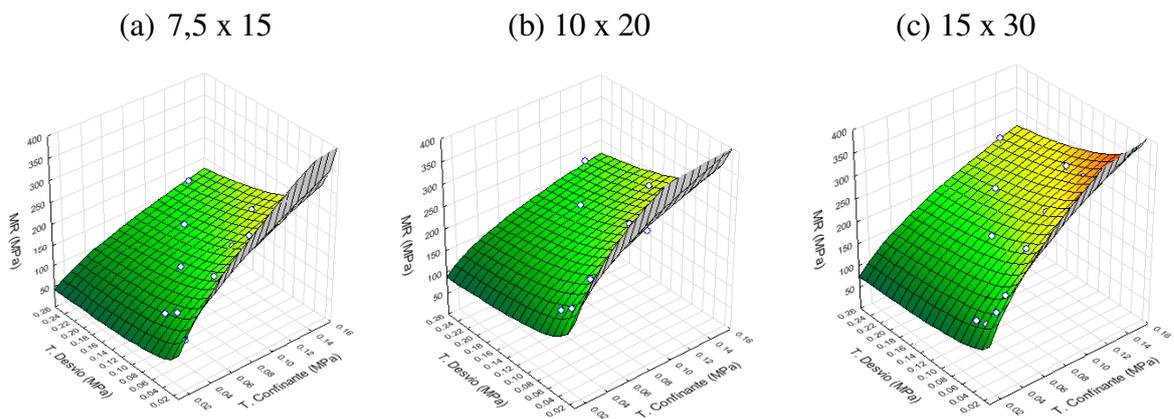


Figura 4.44 Modelo composto para o SAFL na energia normal

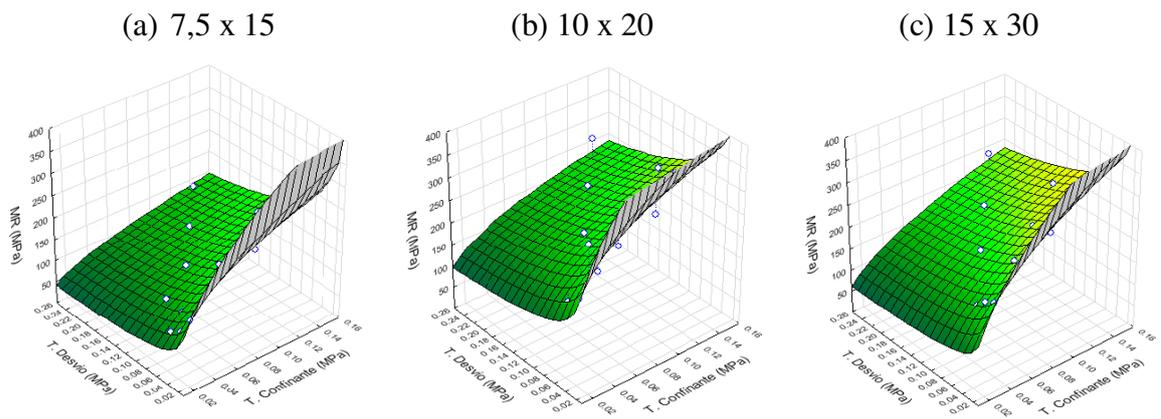


Figura 4.45 Modelo composto para o SAFL na energia intermediária

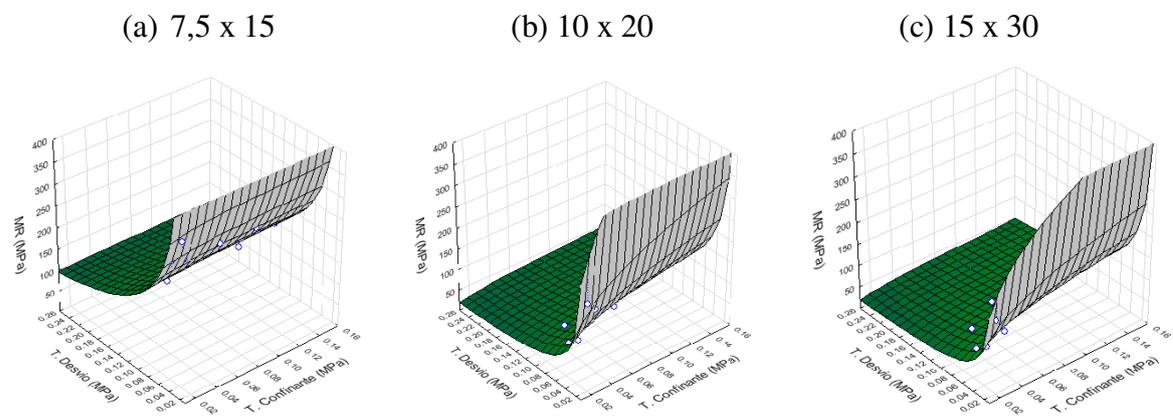


Figura 4.46 Modelo composto para o solo argiloso na energia normal

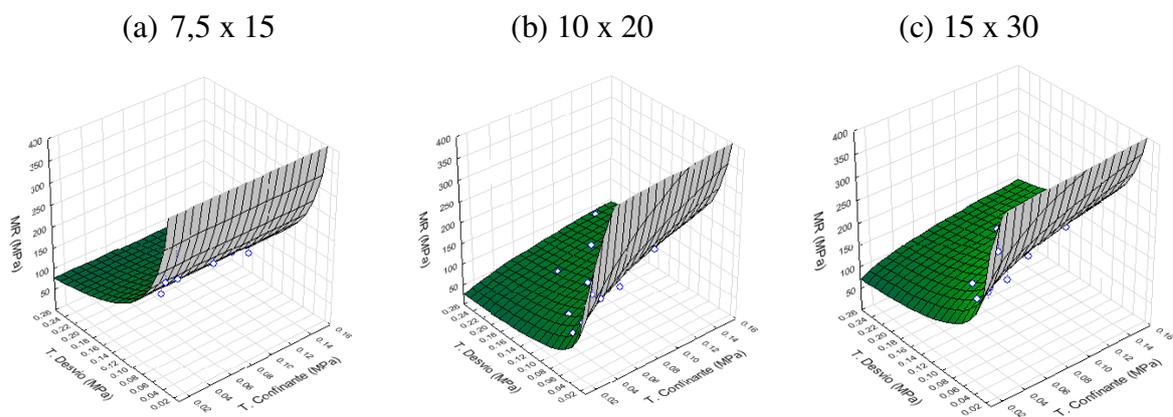


Figura 4.47 Modelo composto para o solo argiloso na energia intermediária

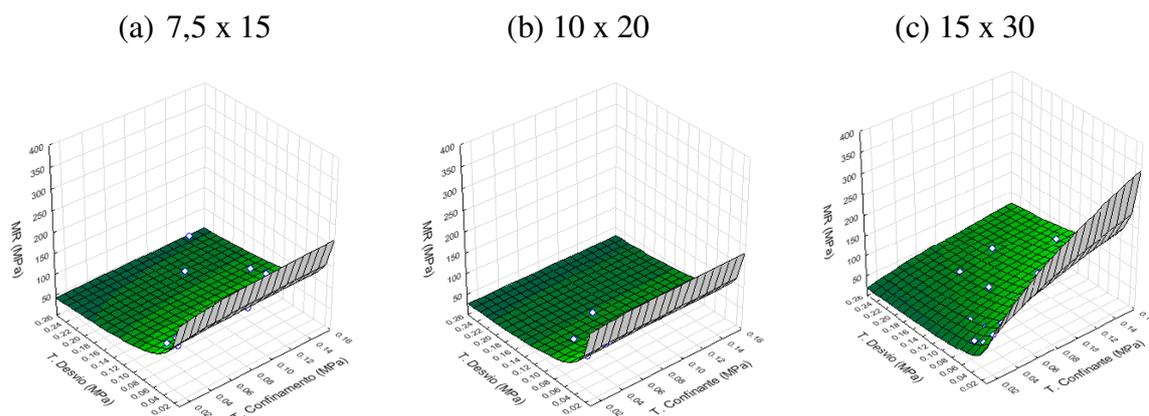


Figura 4.48 Modelo composto para o saibro na energia normal

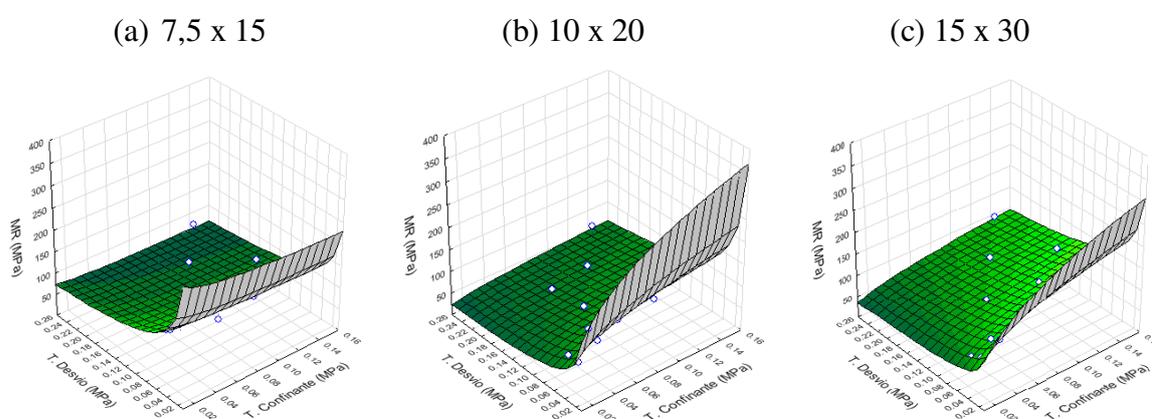


Figura 4.49 Modelo composto para o saibro na energia intermediária

As figuras em 3D auxiliam na visualização da diferença dos planos formados para cada grupo de ensaio. Os parâmetros resultantes do modelo composto nas análises com o software *Statistica* são mostrados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 Resumo dos expoentes obtidos pela aplicação do modelo composto

Modelo Composto		7,5x15	10x20	15x30	7,5x15	10x20	15x30	7,5x15	10x20	15x30
Material	Energia	k1	k1	k1	k2	k2	k2	k3	k3	k3
Areia	Normal	541,33	526,58	662,65	0,33	0,33	0,45	-0,09	-0,13	-0,12
	Inter	490,35	510,21	651,92	0,21	0,34	0,46	-0,05	-0,13	-0,13
SAFL	Normal	314,71	292,82	484,12	0,52	0,33	0,47	-0,27	-0,24	-0,18
	Inter	207,47	286,75	398,36	0,46	0,32	0,48	-0,36	-0,28	-0,25
Solo argiloso	Normal	45,62	28,00	33,01	0,03	0,33	0,33	-0,64	-0,82	-0,71
	Inter	29,82	92,96	117,49	0,01	0,49	0,25	-0,73	-0,67	-0,48
Saibro	Normal	28,94	13,23	89,09	0,05	0,02	0,49	-0,45	-0,58	-0,49
	Inter	30,80	43,99	110,97	-0,06	0,32	0,36	-0,41	-0,59	-0,37

Os parâmetros k_1 da areia e do SAFL foram superiores aos do solo argiloso e do saibro por terem resultados maiores de módulo de resiliência.

O parâmetro k_2 no modelo mostra a influência da tensão confinante. Somente o saibro de 7,5 x 15 cm apresentou valor negativo.

O parâmetro k_3 no modelo composto reflete a influência da tensão desvio. Para todos os ensaios o parâmetro resultou negativo, mostrando que, quando dependente apenas da tensão desvio, os módulos tendem a diminuir quanto maior for a tensão aplicada verticalmente sobre os corpos-de-prova.

Na Tabela 4.14 são mostrados os coeficientes de determinação obtidos pelo modelo composto.

Tabela 4.14 Coeficientes de determinação (R^2) obtidos no modelo composto

Modelo composto		7,5x15	10x20	15x30
Material	Energia	R^2	R^2	R^2
Areia	Normal	0,86	0,83	0,95
Areia	Inter	0,84	0,81	0,92
SAFL	Normal	0,81	0,88	0,97
SAFL	Inter	0,90	0,64	0,87
Solo argiloso	Normal	0,98	0,98	0,95
Solo argiloso	Inter	0,92	0,96	0,90
Saibro	Normal	0,64	0,87	0,91
Saibro	Inter	0,70	0,74	0,73

Observando a Tabela 4.14, fica evidente a razão pela qual o modelo composto consiste no melhor modelo de ajuste para ensaios triaxiais de módulo de resiliência. Quando comparados com os coeficientes de determinação dos outros modelos, os coeficientes de determinação do modelo composto são consideravelmente altos, independentemente do tipo de material. Em sua dissertação de mestrado, Ferreira (2002), utilizando os mesmos quatro modelos desta pesquisa, concluiu para seus resultados que os modelos confinante, desvio e teta devem ser abandonados de uma vez por todas. O autor concluiu ainda que o modelo composto avalia os resultados com precisão muito superior aos demais, tornando os outros três modelos totalmente obsoletos.

4.4.3. Parâmetros obtidos versus diâmetros de corpos-de-prova

Dando continuidade às análises dos resultados, os parâmetros obtidos nos modelos de ajuste foram comparados com os três diâmetros de corpo-de-prova. Na Figura 4.50 a Figura 4.55 é mostrado como se comportam os parâmetros k_1 e k_2 do modelo confinante, desvio e teta conforme varia o diâmetro dos corpos-de-prova.

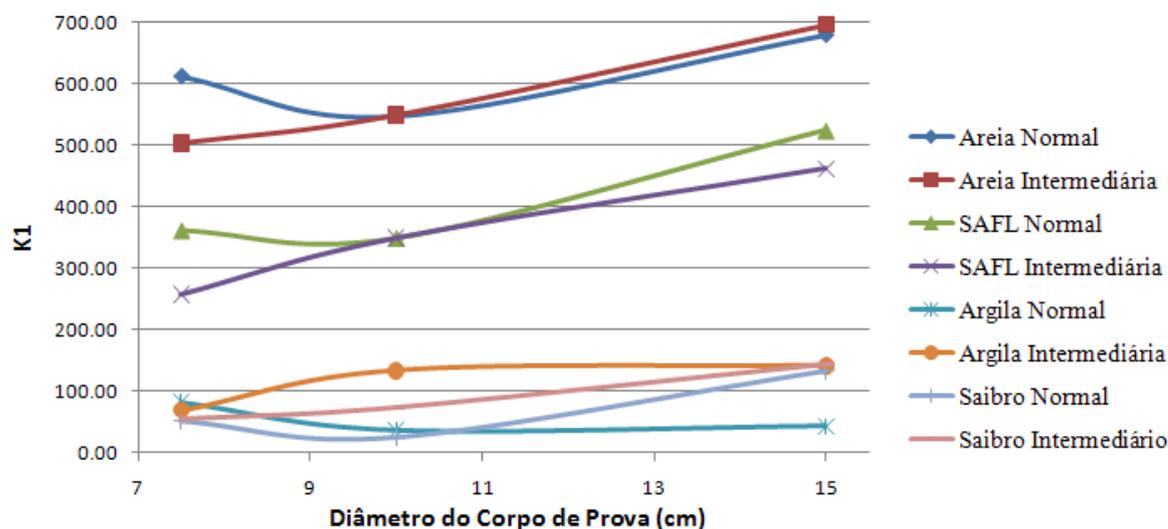


Figura 4.50 Parâmetro k_1 obtido pelo modelo confinante comparado com o diâmetro de corpo-de-prova

Na Figura 4.50 percebe-se o aumento de k_1 para a areia, o SAFL e o saibro nas energias intermediárias. Já para a energia normal, os materiais apresentam uma queda do k_1 até o diâmetro 10 cm e após um aumento até o diâmetro 15 cm, com exceção do solo argiloso normal, que não teve significativo aumento de k_1 quando o diâmetro variou de 10 para 15 cm.

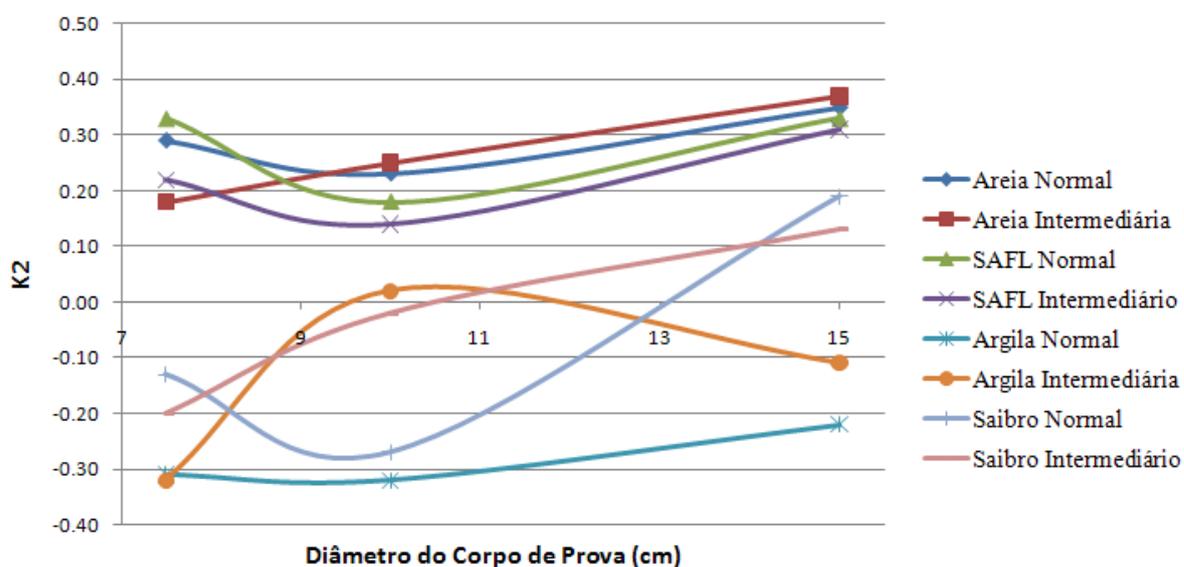


Figura 4.51 Parâmetro k2 obtido pelo modelo confinante comparado com o diâmetro de corpo-de-prova

Pela Figura 4.51 é possível observar que o parâmetro k2 aumenta com o aumento do diâmetro de 10 para 15 cm, com exceção do solo argiloso na energia intermediária.

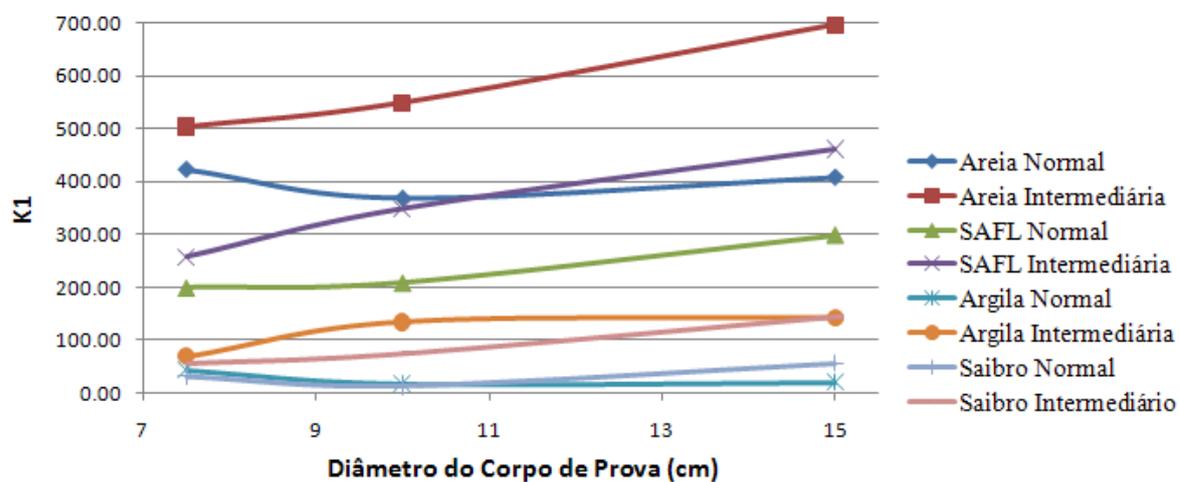


Figura 4.52 Parâmetro k1 obtido pelo modelo desvio comparado com o diâmetro de corpo-de-prova

No modelo desvio há um aumento de k1 para a areia e o SAFL intermediário, enquanto os outros grupos de ensaios praticamente não apresentam grandes variações de k1 com o aumento do diâmetro.

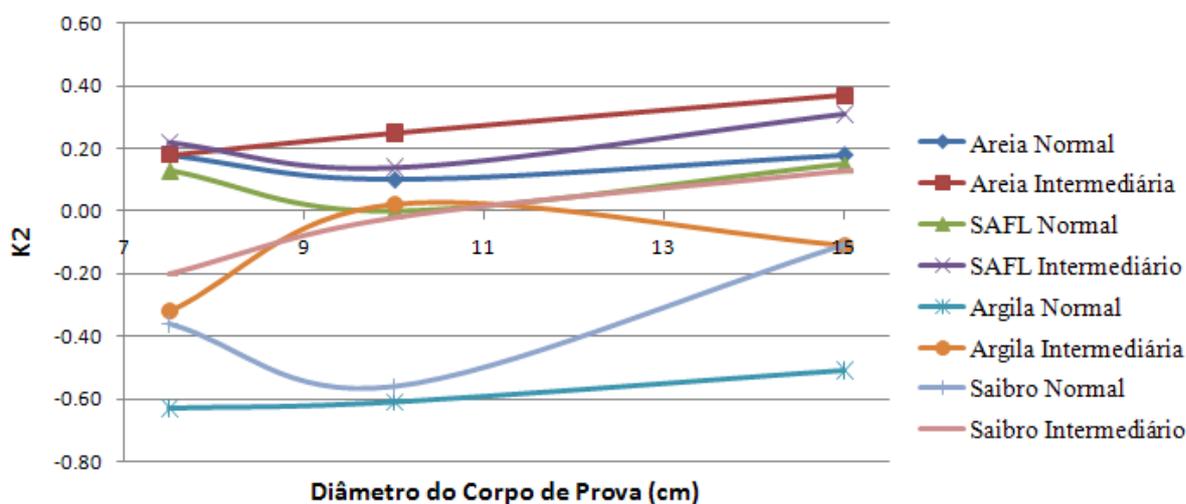


Figura 4.53 Parâmetro k_2 obtido pelo modelo desvio comparado com o diâmetro do corpo-de-prova

De modo geral, na Figura 4.53 os k_2 aumentam com o aumento do diâmetro, mas não há um comportamento bem definido.

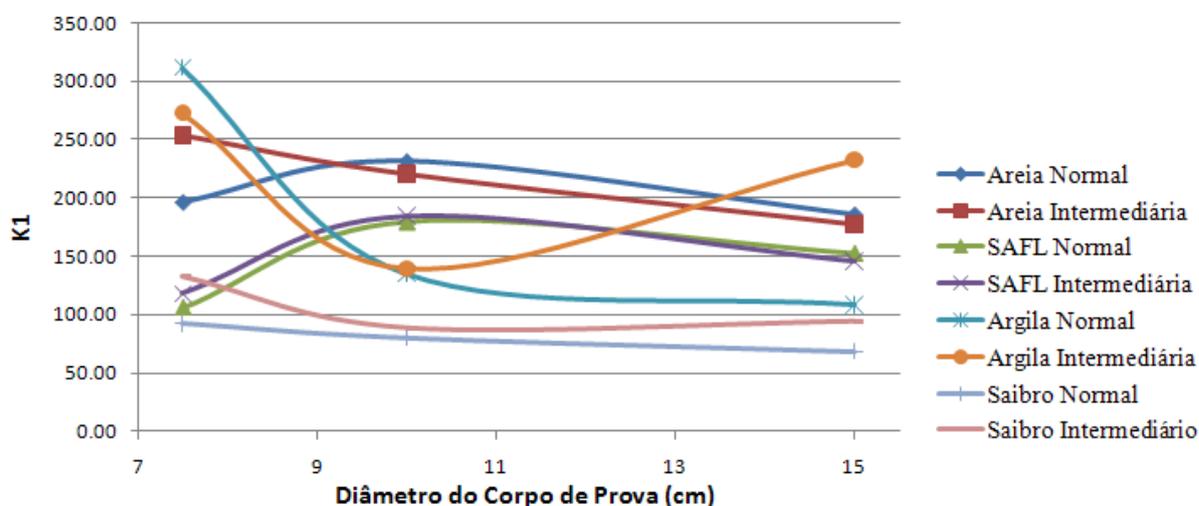


Figura 4.54 Parâmetro k_1 obtido pelo modelo teta comparado com o diâmetro de corpo-de-prova

No modelo teta, o parâmetro k_1 em geral diminui com o aumento do diâmetro para a areia intermediária, a solo argiloso normal e para o saibro de ambas energias. O parâmetro k_1 aumenta nos diâmetros de 7,5 para 10 para o SAFL de ambas as energias e para a areia normal.

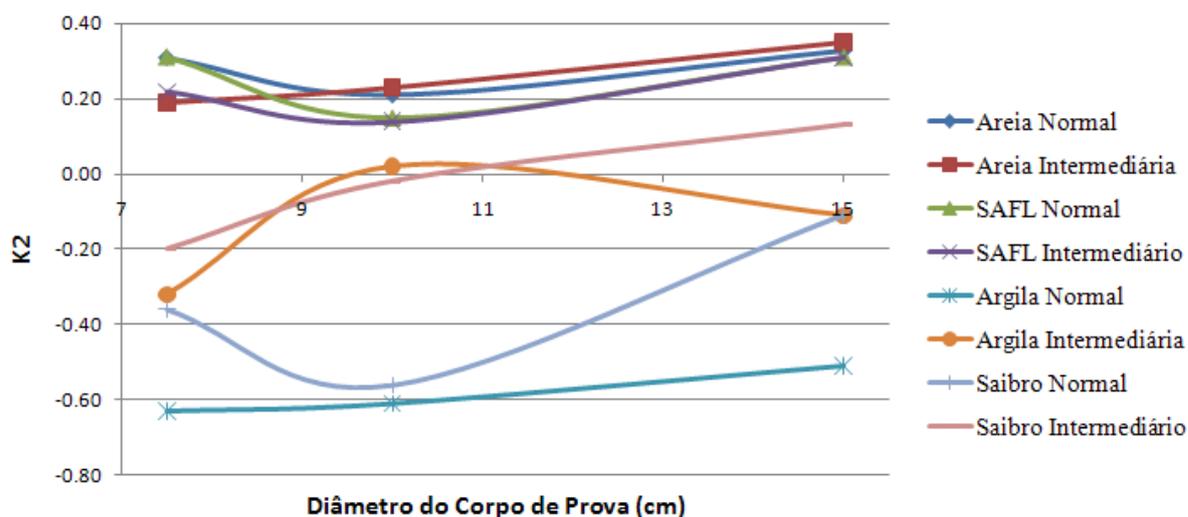


Figura 4.55 Parâmetro k2 obtido pelo modelo teta comparado com o diâmetro de corpo-de-prova

O parâmetro k2, conforme a Figura 4.55, aumenta com o aumento do diâmetro para a areia e saibro intermediário e solo argiloso normal. O saibro normal e a solo argiloso intermediária têm comportamentos opostos conforme o aumento do diâmetro. O k2 do SAFL de ambas as energias e da areia normal decresce com o aumento do diâmetro de 7,5 para 10 e, na sequência, o parâmetro k2 aumenta com o aumento do diâmetro de 10 pra 15 cm.

Na Figura 4.56, Figura 4.57 e Figura 4.58 é mostrado como se comportam os parâmetros k1, k2 e k3 do modelo composto conforme varia o diâmetro dos corpos-de-prova.

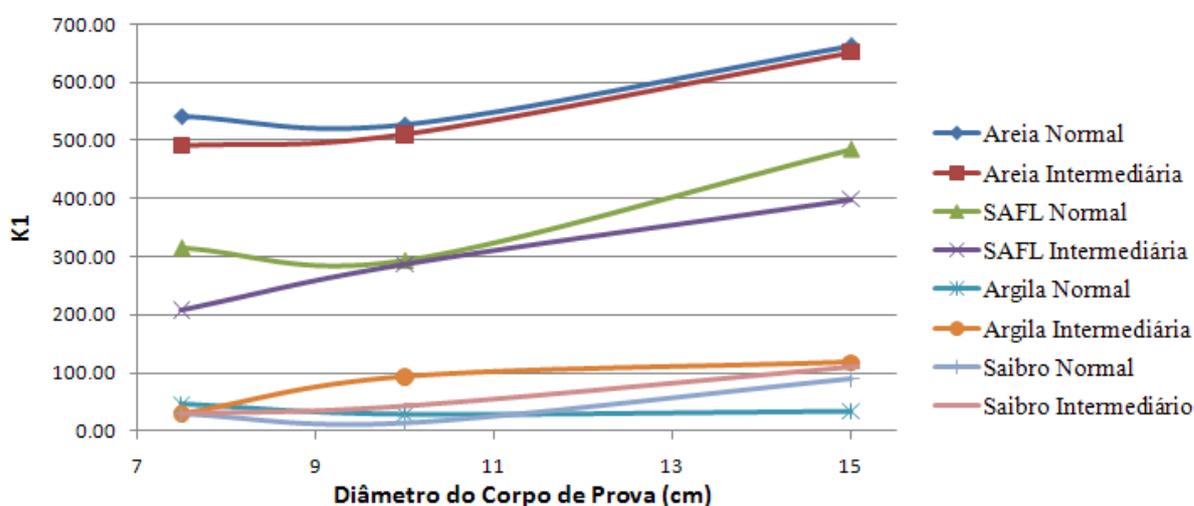


Figura 4.56 Parâmetro k1 obtido pelo modelo composto comparado com o diâmetro de corpo-de-prova

Na Figura 4.56 é possível observar que de modo geral os ensaios apresentam um pequeno aumento do parâmetro k1 com o aumento do diâmetro.

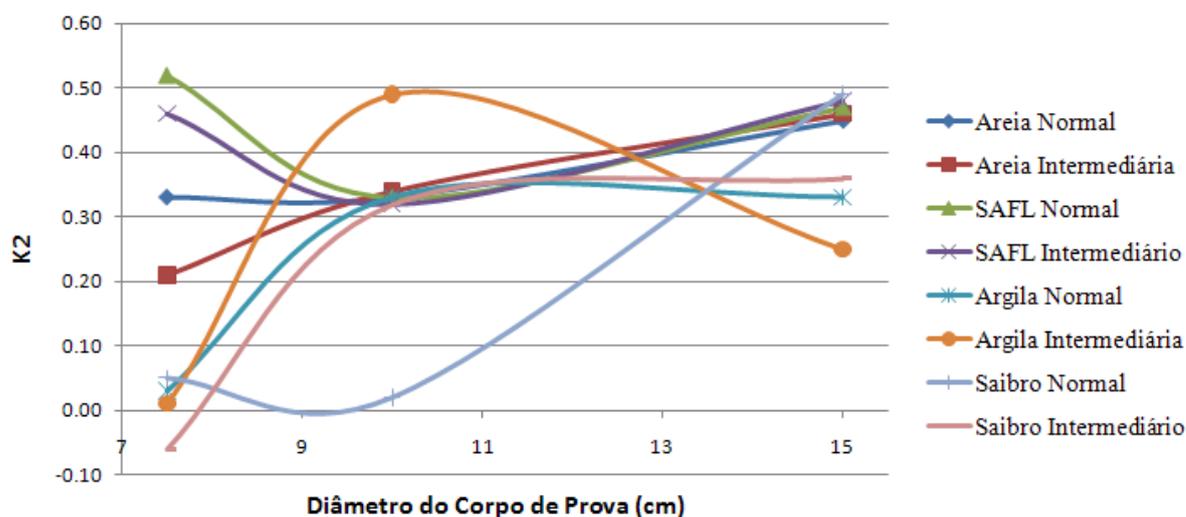


Figura 4.57 Parâmetro k2 obtido pelo modelo composto comparado com o diâmetro de corpo-de-prova

O parâmetro k2 para o diâmetro de 10 cm é praticamente todo concentrado no intervalo de 0,32 a 0,35. As exceções são a solo argiloso intermediária e o saibro normal. Em geral, o k2 do diâmetro de 15 cm é maior do que o k2 do diâmetro de 10 cm.

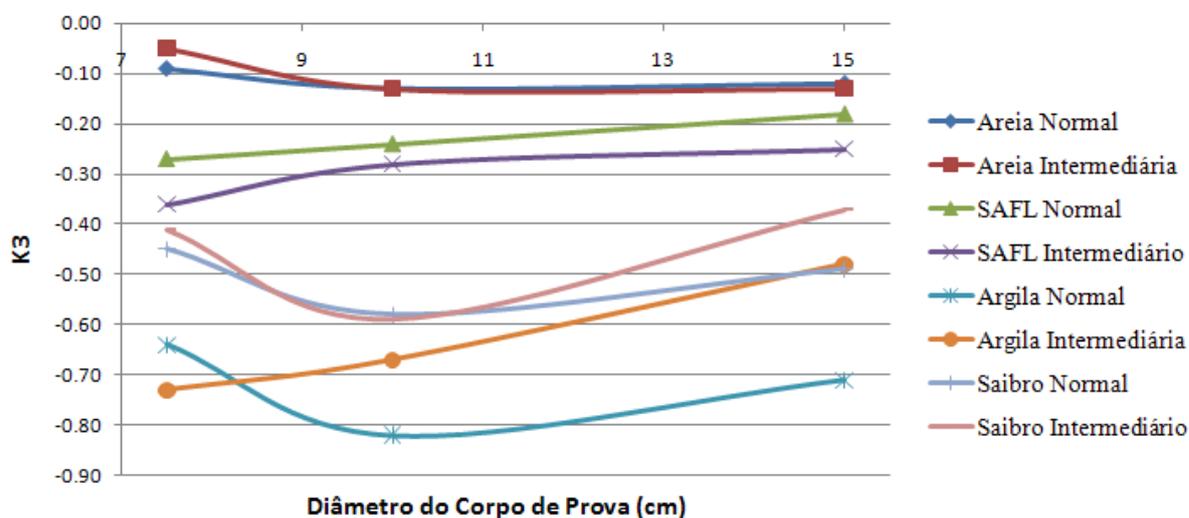


Figura 4.58 Parâmetro k3 obtido pelo modelo confinante comparado com o diâmetro de corpo-de-prova

Pela Figura 4.58 observa-se que o parâmetro k3 diminui com o aumento do diâmetro de 7,5 cm para 10 cm para os saibros de ambas as energias e para o solo argiloso normal. Nos diâmetros de 10 cm para 15 cm, os materiais granulares não mudam muito seu parâmetro k3, enquanto que ele aumenta para o solo argiloso e o saibro.

4.4.4. Resultados dos módulos de resiliência versus sequência dos ensaios

Neste item os resultados dos ensaios de módulo de resiliência são apresentados por sua sequência de tensões de ensaio. Na Figura 4.59 e Figura 4.60 são mostrados os ensaios para a areia nas energias normais e intermediárias respectivamente.

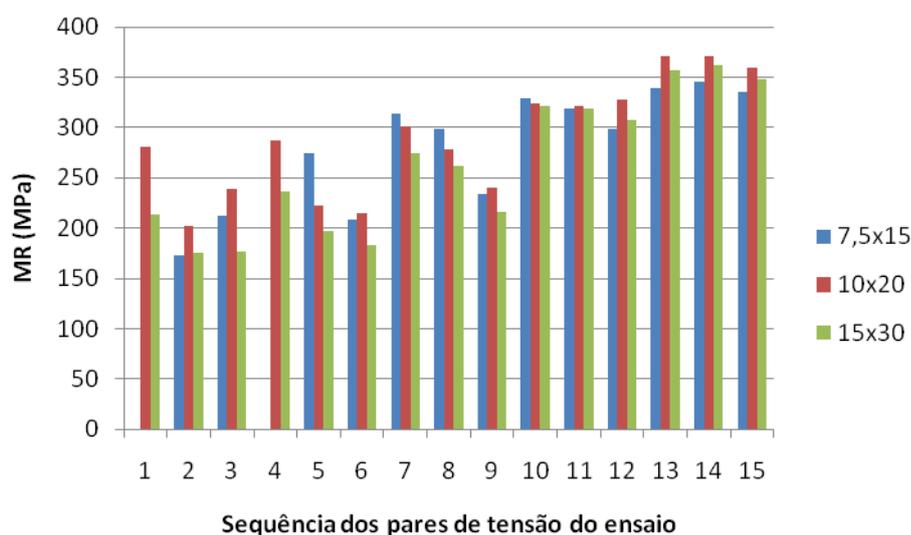


Figura 4.59 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para a areia na energia normal

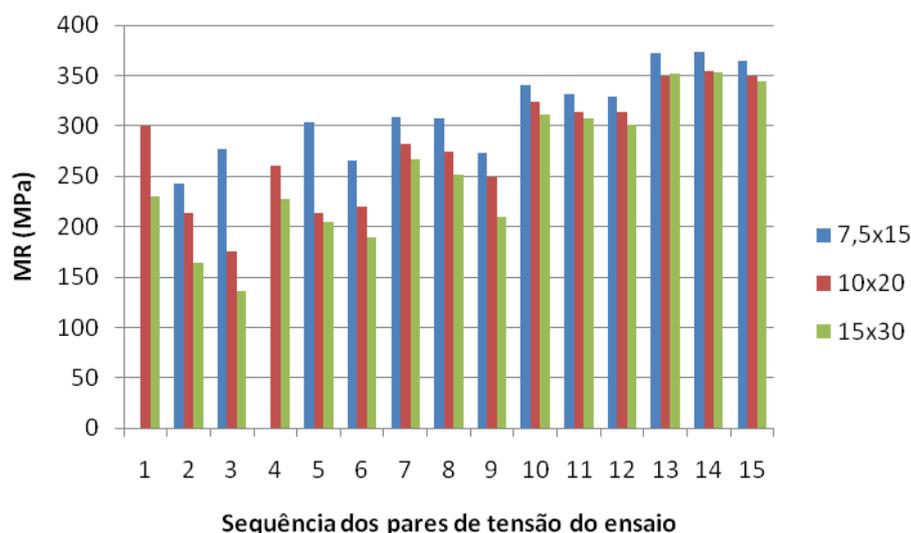


Figura 4.60 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para a areia na energia intermediária

Observando os gráficos em barra da Figura 4.59 e Figura 4.60, percebe-se que a areia teve resultados bastante semelhantes em diferentes tamanhos de corpo-de-prova. Na energia

intermediária (Figura 4.60) observa-se que os módulos do corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm tiveram módulos ligeiramente superiores aos outros dois tamanhos de CP.

Também é possível observar que de modo geral os módulos de areia aumentaram seus valores conforme o aumento das tensões no decorrer do ensaio.

Na Figura 4.61 e Figura 4.62 são mostrados os ensaios para o SAFL nas energias normais e intermediárias respectivamente.

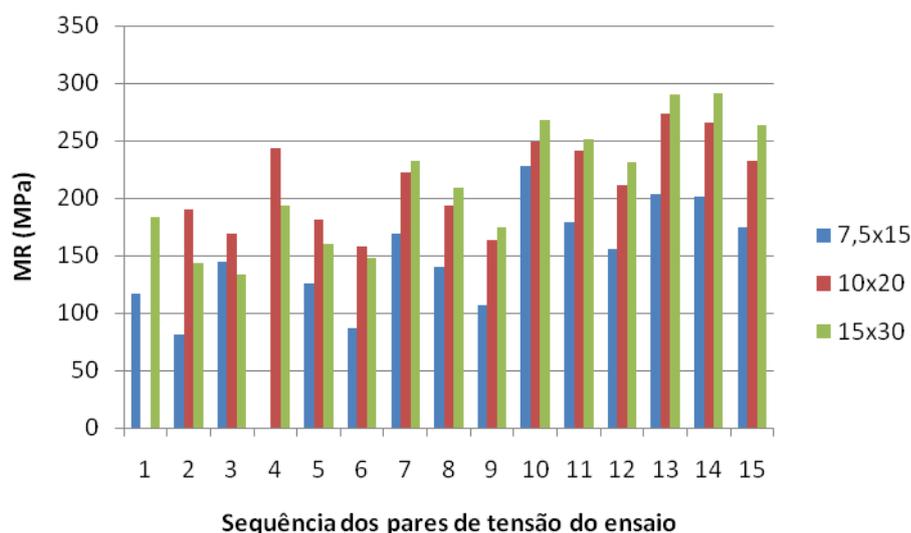


Figura 4.61 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para o SAFL na energia normal

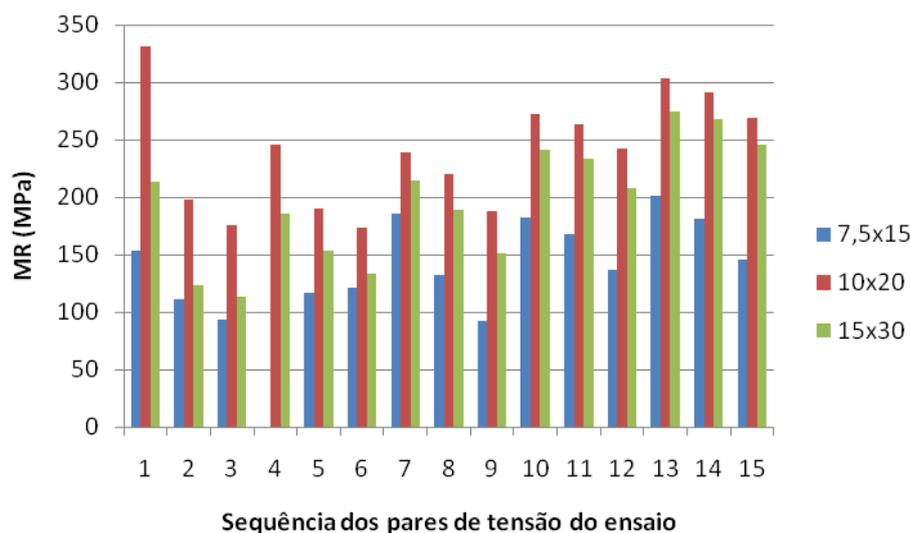


Figura 4.62 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para o SAFL na energia intermediária

Para o SAFL, percebe-se visualmente que existe uma variação maior entre os resultados de ensaio realizados em diferentes tamanhos de corpo-de-prova. Os corpos-de-prova de 7,5 x 15 cm tiveram os menores módulos nas duas energias de compactação.

Ainda que não tão claramente quanto nos resultados da areia, percebe-se o aumento dos valores de módulo de resiliência conforme o aumento das tensões no decorrer do ensaio.

Na Figura 4.63 e Figura 4.64 são mostrados os resultados dos ensaios para o solo argiloso nas energias normais e intermediárias respectivamente.

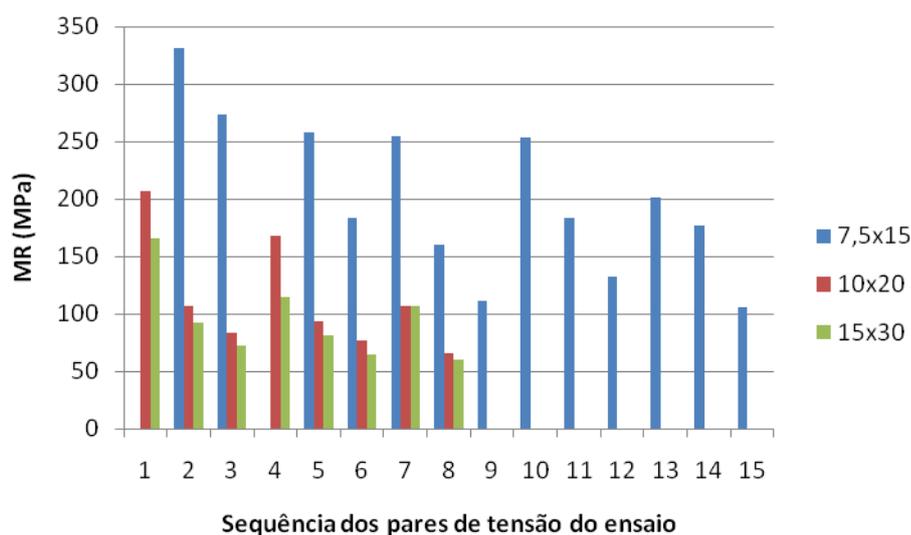


Figura 4.63 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para a solo argiloso na energia normal

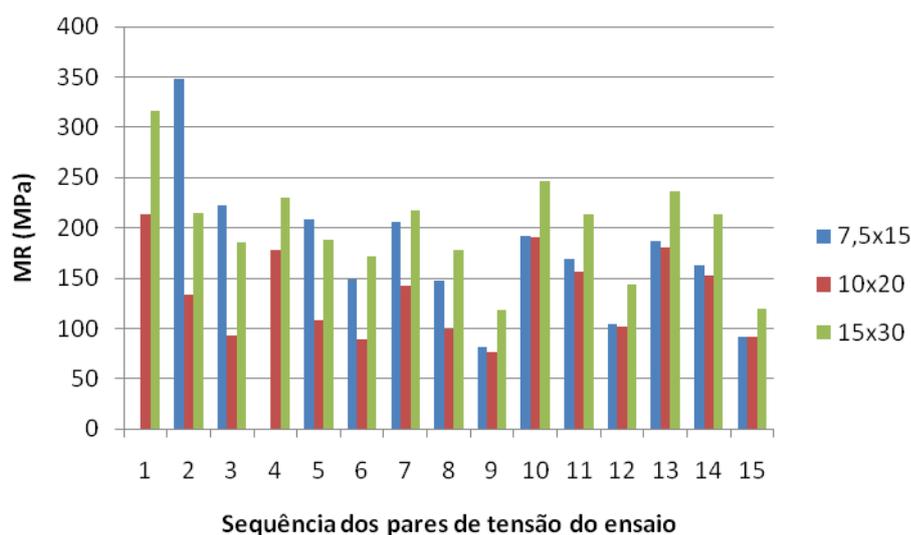


Figura 4.64 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para a solo argiloso na energia intermediária

Na Figura 4.63, solo argiloso na energia normal, fica clara uma grande diferença entre os corpos-de-prova de 7,5 x 15 cm e os corpos-de-prova de 10 x 20 cm e 15 x 30 cm. O corpo-de-prova menor apresenta resultados consideravelmente superiores aos outros dois tamanhos.

Na Figura 4.64, ensaios com solo argiloso na energia intermediária, percebe-se módulos maiores do que os da energia normal. Na energia intermediária, todos os CP's da solo argiloso resistiram até o fim do ensaio. Enquanto que na energia normal o CP de 7,5 x 15 cm de solo argiloso teve os maiores módulos, na energia intermediária o CP de 15 x 30 cm teve os maiores módulos.

Na Figura 4.65 e Figura 4.66 são mostrados os resultados dos ensaios para o saibro nas energias normais e intermediárias respectivamente.

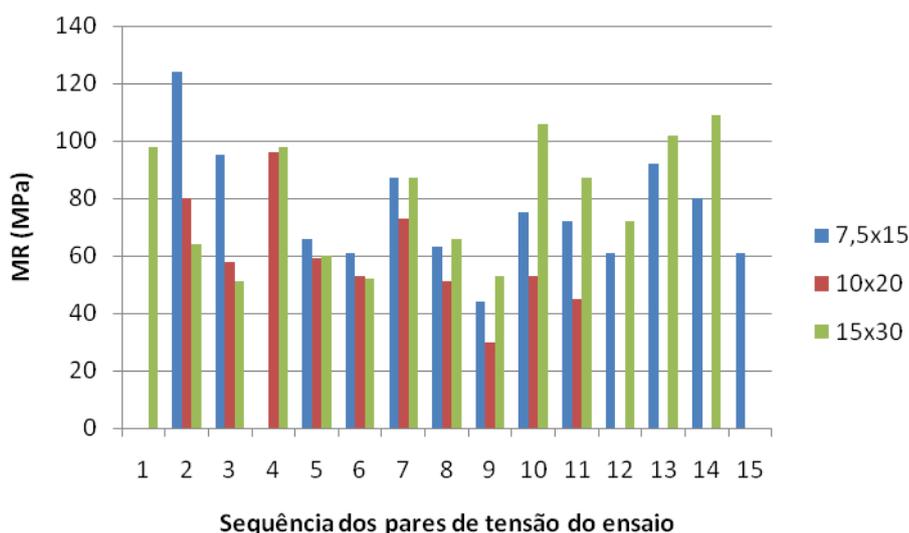


Figura 4.65 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para o saibro na energia normal

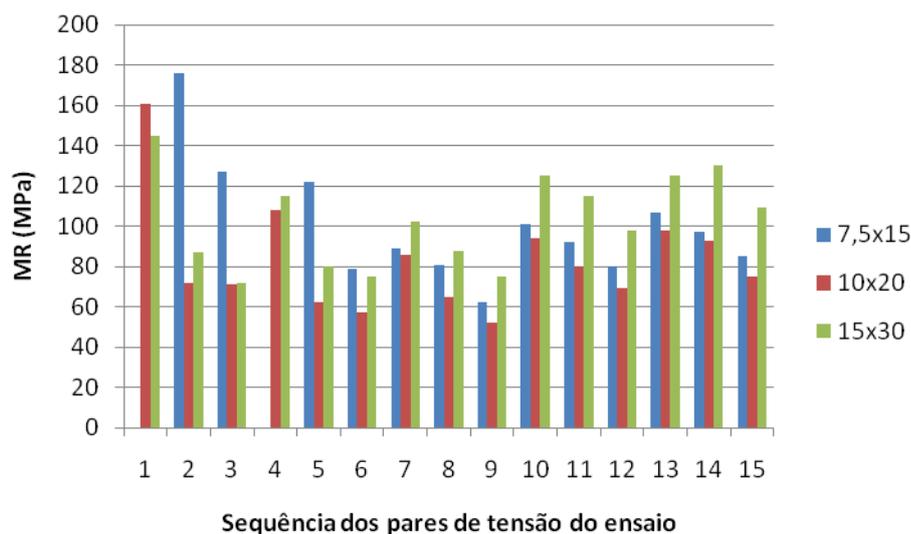


Figura 4.66 Comparação dos MRs em função da sequência de tensões do ensaio para o saibro na energia intermediária

Conforme é possível observar na Figura 4.65, o CP de 10 x 20 cm compactado na energia normal não resiste a todos pares de tensões do ensaio. O saibro apresenta os menores valores de módulo dos quatro materiais.

Na Figura 4.66 é possível observar que na maior parte do ensaio o CP de 15 x 30 cm apresenta os maiores módulos.

4.4.5. Análises Estatísticas Descritivas

Como última análise dos resultados de módulo de resiliência, é realizada uma análise estatística com os dados dos ensaios. São comparados os valores de módulo obtidos para cada par de tensões, em cada um dos três tamanhos de CP. Os resultados desta análise são apresentados nas Tabelas 4.15 a 4.22.

Lembrando alguns conhecimentos da estatística, o desvio padrão é definido como a raiz quadrada da variância. A variância é a média do quadrado dos desvios. O coeficiente de variação é definido como o resultado do desvio padrão dividido pela média, representando um indicador da dispersão dos resultados.

Tabela 4.15 Análise estatística dos ensaios da areia na energia normal

AREIA Normal		7,5x15	10x20	15x30	Média	Desvio Padrão	Variância	Coefic. de Variação
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)				
0,021	0,019	*	281	213	247	48,1	2312	0,19
0,021	0,037	173	202	176	184	15,9	254	0,09
0,021	0,056	212	239	177	209	31,1	966	0,15
0,035	0,031	*	287	237	262	35,4	1250	0,13
0,035	0,062	275	222	197	231	39,8	1586	0,17
0,035	0,093	209	215	183	202	17,0	289	0,08
0,069	0,062	314	301	275	297	19,9	394	0,07
0,069	0,124	299	278	262	280	18,6	344	0,07
0,069	0,186	234	240	216	230	12,5	156	0,05
0,103	0,062	329	324	322	325	3,6	13	0,01
0,103	0,093	319	322	319	320	1,7	3	0,01
0,103	0,186	298	328	308	311	15,3	233	0,05
0,138	0,093	339	371	357	356	16,0	257	0,05
0,138	0,124	345	371	362	359	13,2	174	0,04
0,138	0,248	336	360	348	348	12,0	144	0,03
Média:		283	289	263	277	20.0	559	0,08

* Resultado excluído por não ter sido aplicado a correta tensão desvio no CP.

Tabela 4.15, observa-se que os coeficientes de variação dos quinze pares de tensões do ensaio são baixos, apresentando valores na maioria abaixo de 10%. A média dos coeficientes de variação é igual a 8%, também abaixo de 10%. A média dos três ensaios de módulos tem valores próximos (283, 289 e 263). Para a areia compactada na energia normal não há significativa diferença entre os resultados de diferentes tamanhos de corpo-de-prova.

Na Tabela 4.16 é mostrada a análise estatística da areia compactada na energia intermediária.

Tabela 4.16 Análise estatística dos ensaios da areia na energia intermediária

AREIA Inter.		7,5x15	10x20	15x30	Média	Desvio Padrão	Variância	Coefic. de Variação
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)				
0,021	0,019	*	300	230	265	49,5	2450	0,19
0,021	0,037	243	213	164	207	39,9	1590	0,19
0,021	0,056	277	175	136	196	72,8	5301	0,37
0,035	0,031	*	260	227	244	23,3	545	0,10
0,035	0,062	304	214	205	241	54,7	2997	0,23
0,035	0,093	266	220	189	225	38,7	1501	0,17
0,069	0,062	309	282	267	286	21,3	453	0,07
0,069	0,124	307	274	251	277	28,1	792	0,10
0,069	0,186	273	249	210	244	3108	1011	0,13
0,103	0,062	341	324	311	325	15,0	226	0,05
0,103	0,093	331	314	308	318	11,9	142	0,04
0,103	0,186	329	314	301	315	14,0	196	0,04
0,138	0,093	372	349	352	358	12,5	156	0,03
0,138	0,124	374	355	353	361	11,6	134	0,03
0,138	0,248	364	350	344	353	10,3	105	0,03
Média:		315	280	257	281	29,0	1173	0,12

* Resultado excluído por não ter sido aplicado a correta tensão desvio no CP.

Para a areia compactada na energia intermediária, observa-se um pequeno aumento no coeficiente de variação médio dos três ensaios, passando de 8% (energia normal) para 12% na energia intermediária. Os últimos seis pares de tensões do ensaio apresentam resultados de módulo muito semelhantes, o que resulta em coeficientes de variação pequenos, de 3% a 5%. Já os primeiros pares de tensões apresentam resultados bem menos semelhantes entre os diferentes tamanhos de corpo-de-prova, resultando em coeficientes de variação maiores.

Na Tabela 4.17 é mostrada a análise estatística do SAFL compactado na energia normal.

Tabela 4.17 Análise estatística dos ensaios do SAFL na energia normal

SAFL Normal		7,5x15	10x20	15x30	Média	Desvio Padrão	Variância	Coefic. de Variação
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)				
0,021	0,019	117	*	184	151	47,4	2245	0,31
0,021	0,037	81	190	143	138	54,7	2989	0,40
0,021	0,056	145	169	134	149	17,9	320	0,12
0,035	0,031	*	243	194	219	34,6	1201	0,16
0,035	0,062	126	181	160	156	27,8	770	0,18
0,035	0,093	87	158	148	131	38,4	1477	0,29
0,069	0,062	169	222	232	208	33,9	1146	0,16
0,069	0,124	140	193	209	181	36,1	1304	0,20
0,069	0,186	107	163	175	148	36,3	1317	0,24
0,103	0,062	228	249	268	248	20,0	400	0,08
0,103	0,093	179	241	251	224	39,0	1521	0,17
0,103	0,186	156	211	231	199	38,8	1508	0,19
0,138	0,093	203	273	290	255	46,1	2126	0,18
0,138	0,124	201	266	291	253	46,5	2158	0,18
0,138	0,248	175	232	264	224	45,1	2032	0,20
Média:		151	214	212	192	37,5	1501	0,21

* Resultado excluído por não ter sido aplicado a correta tensão desvio no CP.

Conforme é possível observar na Tabela 4.17, para este solo na energia normal a média do corpo-de-prova de 10 x 20 cm foi praticamente a mesma do CP de 15 x 30 cm (214 e 212). O único par de tensões em que os três CP's apresentaram um coeficiente de variação abaixo de 10% foi para as tensões confinante de 0,103 MPa e 0,062 MPa.

O coeficiente de variação médio para os três corpos-de-prova de SAFL compactados na energia normal resultou em 21%, valor este consideravelmente superior aos 8% e 12% encontrados na areia. Logo, se para a areia é possível afirmar que não há grandes diferenças em resultados de diferentes tamanhos de corpo-de-prova, o mesmo não pode ser afirmado para o SAFL.

Na Tabela 4.18 é mostrada a análise estatística do SAFL compactado na energia intermediária.

Tabela 4.18 Análise estatística dos ensaios de SAFL na energia intermediária

SAFL Inter.		7,5x15	10x20	15x30	Média	Desvio Padrão	Variância	Coefic. de Variação
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)				
0,021	0,019	153	331	214	233	90,5	8182	0,39
0,021	0,037	111	198	124	144	46,9	2202	0,33
0,021	0,056	93	176	114	128	43,2	1862	0,34
0,035	0,031	*	246	186	216	42,4	1800	0,20
0,035	0,062	117	190	153	153	36,5	1332	0,24
0,035	0,093	121	174	133	143	27,8	772	0,19
0,069	0,062	186	239	215	213	26,5	704	0,12
0,069	0,124	132	220	189	180	44,6	1992	0,25
0,069	0,186	92	188	151	144	48,4	2344	0,34
0,103	0,062	182	272	241	232	45,7	2090	0,20
0,103	0,093	168	263	233	221	48,6	2358	0,22
0,103	0,186	137	242	208	196	53,6	2870	0,27
0,138	0,093	201	304	275	260	53,1	2821	0,20
0,138	0,124	181	291	268	247	58,0	3366	0,24
0,138	0,248	146	269	246	220	65,4	4276	0,30
Média:		144	240	197	195	48,7	2598	0,25

* Resultado excluído por não ter sido aplicado a correta tensão desvio no CP.

O coeficiente de variação médio dos três CP's na energia intermediária é ainda superior ao da energia normal, indicando ainda uma diferença maior entre os resultados dos ensaios realizados em diferentes tamanhos de CP.

Em todos os quinze pares de tensões o coeficiente de variação fica acima de 10 %. A média dos módulos também não fica próxima uma da outra (144, 240 e 197).

Na Tabela 4.19 é mostrada a análise estatística do solo argiloso compactado na energia normal.

Tabela 4.19 Análise estatística dos ensaios do solo argiloso na energia normal

Solo argiloso Normal		7,5x15	10x20	15x30	Média	Desvio Padrão	Variância	Coefic. de Variação
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)				
0,021	0,019	*	207	166	187	29,0	841	0,16
0,021	0,037	331	107	92	177	133,9	17920	0,76
0,021	0,056	274	84	72	143	113,3	12841	0,79
0,035	0,031	*	168	115	142	37,5	1405	0,26
0,035	0,062	258	94	81	144	98,7	9732	0,68
0,035	0,093	183	77	65	108	64,9	4217	0,60
0,069	0,062	255	107	107	156	85,4	7301	0,55
0,069	0,124	160	66	60	95	56,1	3145	0,59
0,069	0,186	111	**	**	111	-	-	-
0,103	0,062	253	**	**	253	-	-	-
0,103	0,093	184	**	**	184	-	-	-
0,103	0,186	132	**	**	132	-	-	-
0,138	0,093	201	**	**	201	-	-	-
0,138	0,124	177	**	**	177	-	-	-
0,138	0,248	106	**	**	106	-	-	-
Média:		202	114	95	154	77,3	7175	0,55

* Resultado excluído por não ter sido aplicado a correta tensão desvio no CP.

** Resultado não medido devido a deformações excessivas.

A análise do solo argiloso na energia normal é afetada pela falta de dados dos ensaios devido aos corpos-de-prova de 10 x 20 cm e 15 x 30 cm resistirem a apenas oito dos quinze estágios de tensão de ensaio. Mesmo assim, considerando os primeiros oito pares de tensão, percebe-se uma grande diferença nos resultados. Como já observado pela análise visual da Figura 4.63, o corpo-de-prova de 7,5 x 15 cm apresenta resultados muito superiores aos outros dois tamanhos de CP. Esta diferença explica os altos valores do coeficiente de variação da solo argiloso na energia normal.

Na Tabela 4.20 é mostrada a análise estatística do solo argiloso compactada na energia intermediária.

Tabela 4.20 Análise estatística dos ensaios do solo argiloso na energia intermediária

Solo argiloso Inter.		7,5x15	10x20	15x30	Média	Desvio Padrão	Variância	Coefic. de Variação
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)				
0,021	0,019	*	214	316	265	72,1	5202	0,27
0,021	0,037	348	134	215	232	108,0	11674	0,47
0,021	0,056	222	93	185	167	66,4	4412	0,40
0,035	0,031	*	178	230	204	36,8	1352	0,18
0,035	0,062	209	108	188	168	53,3	2840	0,32
0,035	0,093	149	89	171	136	42,4	1801	0,31
0,069	0,062	206	142	217	188	40,5	1640	0,22
0,069	0,124	148	99	178	142	39,9	1590	0,28
0,069	0,186	82	76	118	92	22,7	516	0,25
0,103	0,062	192	191	246	210	31,5	990	0,15
0,103	0,093	169	157	214	180	30,0	903	0,17
0,103	0,186	104	102	144	117	23,7	561	0,20
0,138	0,093	187	180	236	201	30,5	931	0,15
0,138	0,124	163	153	214	177	32,7	1070	0,19
0,138	0,248	91	92	119	101	15,9	252	0,16
Média:		175	134	199	172	43,1	2382	0,25

* Resultado excluído por não ter sido aplicado a correta tensão desvio no CP.

Pela Tabela 4.20 observa-se uma grande variação nos resultados de módulo de resiliência. O coeficiente de variação médio da solo argiloso intermediária é de 25 %.

Na Tabela 4.21 é mostrada a análise estatística do saibro compactado na energia normal.

Tabela 4.21 Análise estatística dos ensaios de saibro na energia normal

Saibro Normal		7,5x15	10x20	15x30	Média	Desvio Padrão	Variância	Coefic. de Variação
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)				
0,021	0,019	*	*	98	98	-	-	-
0,021	0,037	124	80	64	89	31,1	965	0,35
0,021	0,056	95	58	51	68	23,6	559	0,35
0,035	0,031	*	96	98	97	1,4	2	0,01
0,035	0,062	66	59	60	62	3,8	14	0,06
0,035	0,093	61	53	52	55	4,9	24	0,09
0,069	0,062	87	73	87	82	8,1	65	0,10
0,069	0,124	63	51	66	60	7,9	63	0,13
0,069	0,186	44	30	53	42	11,6	134	0,27
0,103	0,062	75	53	106	78	26,6	709	0,34
0,103	0,093	72	45	87	68	21,3	453	0,31
0,103	0,186	61	**	72	67	7,8	61	0,12
0,138	0,093	92	**	102	97	7,1	50	0,07
0,138	0,124	80	**	109	95	20,5	421	0,22
0,138	0,248	61	**	**	61	-	-	-
Média:		75	60	79	75	13,5	271	0,19

* Resultado excluído por não ter sido aplicado a correta tensão desvio no CP.

** Resultado não medido devido a deformações excessivas.

Os resultados do saibro na energia normal têm os valores mais baixos dos oito conjuntos de ensaios. Os resultados são comparados entre treze dos quinze possíveis pares de tensão, além disso algumas comparações são realizadas apenas com dois ensaios. O coeficiente de variação médio do saibro na energia normal é de 19%. As médias dos três ensaios são baixas, e as do CP de 7,5 x 15 cm e 15 x 30 cm são semelhantes.

Na Tabela 4.22 é mostrada a análise estatística do saibro compactado na energia intermediária.

Tabela 4.22 Análise estatística dos ensaios de saibro na energia intermediária

Saibro Inter.		7,5x15	10x20	15x30	Média	Desvio Padrão	Variância	Coefic. de Variação
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)				
0,021	0,019	*	161	145	153	-	-	-
0,021	0,037	176	72	87	112	56,2	3160	0,50
0,021	0,056	127	71	72	90	32,0	1027	0,36
0,035	0,031	*	108	115	112	4,9	25	0,04
0,035	0,062	122	62	80	88	30,8	948	0,35
0,035	0,093	79	57	75	70	11,7	137	0,17
0,069	0,062	89	86	102	92	8,5	72	0,09
0,069	0,124	81	65	88	78	11,8	139	0,15
0,069	0,186	62	52	75	63	11,5	133	0,18
0,103	0,062	101	94	125	107	16,3	264	0,15
0,103	0,093	92	80	115	96	17,8	316	0,19
0,103	0,186	80	69	98	82	14,6	214	0,18
0,138	0,093	107	98	125	110	13,7	189	0,12
0,138	0,124	97	93	130	107	20,3	412	0,19
0,138	0,248	85	75	109	90	-	-	-
Média:		100	83	103	97	19,3	541	0,21

* Resultado excluído por não ter sido aplicado a correta tensão desvio no CP.

Observam-se na Tabela 4.22 valores de dispersão de resultados ligeiramente maiores do saibro na energia intermediária quando comparados aos valores da Tabela 4.21 do saibro na energia normal. Enquanto o coeficiente de variação médio do saibro na energia intermediária foi de 0,21, o coeficiente do saibro na energia normal foi de 0,19.

Os valores estatísticos médios das oito tabelas foram agrupados na Tabela 4.23 para uma visualização conjunta.

Tabela 4.23 Média dos oito conjuntos de ensaios

	Desvio Padrão Médio	Variância Média	Coefficiente de Variação Médio (%)
Areia Normal	20,0	559	8,0
Areia Inter.	29,0	1173	12,0
SAFL Normal	37,5	1501	21,0
SAFL Inter.	48,7	2598	25,0
Solo argiloso Normal	77,3	7175	55,0
Solo argiloso Inter.	43,1	2382	25,0
Saibro Normal	13,5	271	0,19
Saibro Inter.	19,3	541	0,21

Observa-se que, dos quatro materiais, a areia é a que menos varia seus valores de módulos conforme a variação do tamanho de corpo-de-prova. Devido seus coeficientes de variação médios, 8% e 12%, serem baixos, pode-se concluir que a areia é o único material dos quatro ensaiados que apresenta resultados de MR independentes do tamanho de corpo-de-prova. Os outros três materiais são dependentes do tamanho do corpo-de-prova, pois não apresentam resultados significativamente aproximados nos diferentes tamanhos de CP's. Analisando os coeficientes de variação médios, na sequência dos que menos variaram para os que mais variaram, a areia é seguida em ordem pelo saibro, o SAFL e a solo argiloso.

Conclui-se também que, apesar de que individualmente a areia, o SAFL e o saibro apresentarem coeficientes de variação menores quando compactados na energia normal, em média os quatro solos apresentam menor variação de MR quando compactados na energia intermediária.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões da pesquisa realizada e as sugestões para trabalhos futuros. As conclusões foram baseadas nos resultados dos ensaios realizados e nas análises realizadas a partir dos resultados.

5.1. CONCLUSÕES

O objetivo geral desta dissertação de mestrado foi atingido, uma vez que após analisados os resultados dos ensaios triaxiais foi possível compreender melhor o efeito do tamanho de corpos-de-prova nos resultados de módulo de resiliência. É importante ressaltar que as conclusões deste trabalho são válidas para os quatro solos estudados e possivelmente para outros solos de mesmas características geotécnicas, no entanto, as conclusões não são gerais para qualquer tipo de material.

Foram considerados para a análise da pesquisa 24 ensaios triaxiais de módulo de resiliência. Todos os ensaios foram realizados no mesmo equipamento do laboratório de pavimentação da COPPE/UFRJ. Os ensaios triaxiais foram realizados em corpos-de-prova de 7,5 x 15, 10 x 20 e 15 x 30 cm.

Nem todos os ensaios triaxiais tiveram seus quinze valores de módulo calculados. Alguns corpos-de-prova tiveram deformações excessivas e alguns apresentaram leituras excessivamente altas, sendo, portanto, ignorados. Os ensaios com corpos-de-prova de 10 x 20 e 15 x 30 cm de solo argiloso na energia normal tiveram seus ensaios interrompidos no oitavo estágio de tensões.

Como esperado, o modelo confinante apresentou os melhores resultados de ajuste para os solos granulares: a areia e o SAFL. Os solos mais argilosos deste estudo, solo argiloso e saibro, obtiveram baixos valores de coeficiente de determinação para este modelo chegando a zero para dois ensaios.

O modelo tensão desvio teve seu melhor ajuste para os corpos-de-prova de solos argilosos na energia normal, tendo o ensaio de 7,5 x 15 cm do solo argiloso na energia normal um coeficiente de determinação de 0,97.

Para o modelo teta os coeficientes de determinação foram mais homogêneos entre si para todos os solos, quando comparados com os modelos desvio e confinante. Mesmo assim, como esperado, os solos granulares tiveram um desempenho, quanto ao ajuste, superior se comparados aos solos mais argilosos.

O modelo composto mostrou-se o melhor modelo de ajuste dos quatro solos utilizados neste trabalho. Seus coeficientes de determinação foram os mais altos para todos os ensaios quando comparados com os outros três modelos utilizados.

As análises dos parâmetros obtidos nos modelos comparados com a variação dos diâmetros de corpos-de-prova, item 4.4.3, não mostraram conclusões gerais de comportamento. As conclusões foram apenas pontuais e específicas.

Os gráficos de barra da sequência de ensaio pelos valores de módulo, item 4.4.4, serviram como uma análise visual qualitativa. Observações obtidas visualmente nos gráficos puderam ser comprovadas quantitativamente na análise estatística realizada no item 4.4.5. Para a energia intermediária, o SAFL e o solo argiloso apresentaram resultados opostos em relação ao corpo-de-prova de 10 x 20 cm. Enquanto para o primeiro foram obtidos os maiores resultados com o CP de 10 x 20 cm, o solo argiloso mostrou os menores valores com o mesmo tamanho de CP.

As análises estatísticas descritivas, item 4.4.5, mostraram o quanto os resultados de ensaios de módulo variaram conforme realizados nos três diferentes tamanhos de corpo-de-prova. O principal parâmetro estatístico utilizado para medir a dispersão entre os ensaios foi o coeficiente de variação.

O solo residual de granito (saibro) apresentou resultados intermediários com relação a sua variação de MR conforme a variação de tamanho de CP.

O SAFL e o solo arenoso variaram seus MRs de forma tão aleatória, quando ensaiados em diferentes tamanhos de CPs, que não foi possível observar nenhuma tendência de comportamento.

Dentre os quatro materiais pesquisados conclui-se que apenas a areia não teve variações significativas nos resultados triaxiais conforme os ensaios são realizados em diferentes tamanhos de corpos-de-prova.

Foram realizados ensaios de massa específica real dos grãos, limites de Atterberg e granulometria para caracterização dos materiais. O ensaio de massa específica real dos grãos apresentou valores muito semelhantes para os quatro solos, tendo a areia o menor valor de 25,75 kN/m³ e a solo argiloso o maior valor de 26,70 kN/m³. Os ensaios de limite de plasticidade e liquidez foram realizados para o solo argiloso e para o saibro, uma vez que a areia e o SAFL devido as suas características não puderam ser ensaiados e foram classificados como não plásticos. A partir do ensaio de granulometria definiu-se a fração de cada tipo de solo contido em cada material segundo a classificação da ABNT de dimensões de partículas. Ainda pelo ensaio de granulometria os solos foram classificados pela SUCS e pela AASHTO.

Realizaram-se ensaios de compactação nas energias normais e intermediárias para os materiais. Os parâmetros umidade ótima e massa específica aparente seca máxima foram obtidos das curvas de compactação. Estes parâmetros foram utilizados para a moldagem dos corpos-de-prova dos ensaios triaxiais.

Foram realizados ensaios de classificação MCT para dois materiais. O SAFL classificou-se como arenoso de comportamento não-laterítico e o solo argiloso como um solo argiloso de comportamento laterítico. Ambos os solos, no gráfico de resultados da classificação MCT, ficaram próximos do limite entre solos de comportamento laterítico e comportamento não-laterítico.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Após a realização da pesquisa experimental e teórica, seguem-se algumas sugestões para pesquisas futuras:

- Realizar os mesmos ensaios triaxiais em três diferentes tamanhos de corpo-de-prova para outros solos, tanto para materiais semelhantes a estes quatro da pesquisa, como para outros diferentes, e avaliar seus comportamentos.

- Realizar ensaios com os mesmos materiais em outros possíveis tamanhos de corpos-de-prova para módulos de resiliência triaxial.
- Avaliar o comportamento dos mesmos ensaios, porém utilizando umidades diferentes das obtidas nas curvas de compactação.
- Repetir os mesmos ensaios deste trabalho mais vezes para que seja possível excluir possíveis anomalias pontuais de algum ensaio, e obter uma confiabilidade estatística maior nos resultados.
- Produzir corpos-de-prova nos três tamanhos, utilizando matéria prima idêntica, como exemplo Nylon e PEAD (Polietileno de Alta Densidade), realizar os ensaios triaxiais e comparar os resultados.
- Realizar os mesmos ensaios triaxiais deste trabalho, porém utilizando as tensões da norma brasileira em vigor.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS (inclui Apuds)

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO TP46-94: Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials**. Edition 1A. Washington D.C, 1994.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 307-99: Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials**. Edition 1A. Washington D.C, 1999.

ARANOVICH, L. A. S. **Desempenho de Pavimentos de Baixo Custo no Estado do Paraná**. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização: NBR 6457**. Origem: MB – 27/84. Rio de Janeiro, 1986, 9p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Rochas e Solos: NBR 6502**. Rio de Janeiro, 1995, 18p.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Análise Granulométrica: NBR 7181**. Origem: Projeto NBR 7181/84. Rio de Janeiro, 1984, 13p.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração**. São Paulo, Oficina de Textos, 2007, 558p.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro, Petrobras, Abeda, 2007, 501p.

CASAGRANDE, F. L. (2003) **Estudo da Influência do Teor de Finos na Condutividade Hidráulica e Deformabilidade Elástica de Britas**. Dissertação de Mestrado. Programa de

Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 2003, 145p.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatação de uma areia artificialmente cimentada.** Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2008, 216p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 131/94: Solos – Determinação do Módulo de Resiliência.** Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994, 8p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 041/94: Solos – Preparação de amostras para ensaios de caracterização.** Rio de Janeiro, 1994, 4 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 134/2010 – ME: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência.** Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010, 11p.

ESPINOSA, R. P. E. **Ensaio Triaxiais de Carga Repetida de uma Brita.** Dissertação de Mestrado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1987, 107 p.

FERREIRA, J. G. H. M. **Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaio Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ.** Dissertação de Mestrado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

FERREIRA, J. G. H. M. **Tratamento de dados geotécnicos para a predição de módulos de resiliência de solos e britas utilizando ferramentas de data mining.** Tese de doutorado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2008.

GROEGER, J. L.; RADA, G. R.; LOPEZ, A. **AASHTO T 307 – Background and Discussion.** Resilient Modulus Testing for Pavement Components, ASTM STP 1437, West Conshohocken, PA, 2003.

HICKS, R. J. **Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials.** PhD Thesis, University of California, Berkley, 1970.

HORNYCH, P., CORREIA, A.G., GILLET, S. **Equipment and Procedures for Triaxial Testing of Subgrade Soils.** In: Flexible Pavements, ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam, 1996, p.85-98.

HVEEM, F. N. **Pavement deflection and fatigue failures, Bulletin n. 114, HRB (TRB)** Washington, D.C., 1955, p.43-87.

LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. **Resilient Response of Unbound Aggregates**. Journal of Transportation Engineering, 2000.

LOVATO, R. S. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal aplicado a Pavimentação**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 2004, 143p.

MACÊDO, J. A. G. **Interpretação de Ensaios Defletométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis**. Tese de Doutorado, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1996, 477p.

MALYSZ, R. **Desenvolvimento de um Equipamento Triaxial de Grande Porte para Avaliação de Agregados Utilizados como Camada de Pavimentos**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 2009, 302p.

MARCON, L. P. **Estudo comparativo do comportamento mecânico de duas areias de Osório – RS**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005, 137p.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ. 2ª edição, 2005, 574p.

MONISMITH, C. L.; SEED, H. B.; MITRY, F. G.; CHAN, C. K. **Prediction of pavement deflections from laboratory tests**. In: International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. 1967. Proceedings... Ann Arbor, USA, 1967, p. 52-88.

MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J.; MATOS, M. V. M.; VIANNA, A. A. D. **Resiliência de Solos Pedregulhosos Lateríticos** In: 24º Reunião Anual de Pavimentação, Belém, 1990. Anais..., 1990, p.234-255.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 1991, 366p.

MOTTA, L. M. G.; PINTO, S. **Três estudos de ensaios dinâmicos usados como fator de decisão na escolha de materiais em pavimentação**. In: 28º Reunião Anual de Pavimentação, Belo Horizonte, 1994. Anais..., 1994, p.210-229.

MOTTA, R. S. **Estudo Laboratorial de Agregado Reciclado de Resíduo Sólido da Construção Civil para Aplicação em Pavimentação de Baixo Volume de Tráfego**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes. São Paulo, 2005, 160p.

NAZARIAN, S.; ABDALLAH, I.; MESHKANI, A.; KE, L. **Use of Resilient Modulus Test Results in Flexible Pavement Design**. Resilient Modulus Testing for Pavement Components, ASTM STP 1437, West Conshohocken, PA, 2003.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Villibor, 1995, 240p.

OLIVEIRA, J. A. **Materiais Alternativos de Pavimentação a Necessidade de Praticá-los**. Anais do II Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Porto Alegre, 2000, p.165-172.

PERAÇA, V. **Qualificando Solos para Revestimentos Primários de Rodovias: uma abordagem baseada nas Mecânicas dos Solos e dos Pavimentos**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2007.

PASSOS, M. C. F. **Metodologia MCT aplicada aos Solos Arenosos Finos Lateríticos do Rio Grande do Sul visando Pavimentação**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2000.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 2º edição. São Paulo, 2002, 355p.

PREUSSLER, E. S. **Ensaio Dinâmicos de Solo Arenoso**, Tese MSc, COPPE/UFRJ, 1978.

RAMOS, C. R. **Estudo para o Desenvolvimento de um Catálogo de Pavimentos Flexíveis do Município do Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2003, 212p.

RODRIGUES, J. K. G.; FELEZ, J. B.; PONTES FILHO, G. **Estudo Comparativo sobre resultados de ensaio triaxiais com aplicação repetida de cargas**. In: 31º Reunião Anual de Pavimentação. São Paulo, 1998. *Anais...*, 1998, p.174-193.

SANTOS, J. D. G. **Contribuição ao estudo dos solos lateríticos granulares como camada de pavimento**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 1998, 342p.

SANTOS, A. P. S. **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra sob compressão confinada com medição de tensão lateral**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2004, 125p.

SEED, H.B.; CHAN, C.K.; LEE, C.E. **Resilience Characteristics of Subgrade Soil and Their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements**. International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, University of Michigan, 1962.

STRECK, E. V.; KÄMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P. C.; SCHNEIDER, P.; GIASSON, E.; PINTO, L. F. S. 2º Ed. **Solos do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: EMATER/RS-ASCAR, 2008, 222p.

SVENSON, M. **Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos**. Dissertação de Mestrado, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1980, 135p.

TOMAZELLI, L. J.; VILLWOCK, J. A.; LOSS, E. L.; DEHNHARDT, E. A. **Caracterização de um depósito praiial pleistocênico na Província Costeira do Rio Grande do Sul**. In: 32º Congresso Brasileiro de Geologia. Salvador, 1982, vol.4, p.1514-1523.

TRICHÊS, G. **Medidas de deformação lateral de amostras de solos compactados em ensaios dinâmicos de carga repetida**. Tese de MSc, COPPE/UFRJ, 1985.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Long Term Pavement Performance (LTPP) Protocol P46: Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soils**. Federal Highway Administration, Washington, D.C., Ago 1996.

UZAN, J. **Characterization of Granular Material**. TRR 1022, Transportation Research Board, 1985.

VIANNA, A. A. D. **Contribuição para o Estabelecimento de um Material Padrão e de Metodologia para Calibração de Equipamentos de Ensaio Dinâmicos**. Dissertação de Mestrado, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2002, 100p.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. **Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. São Paulo: Arte e Ciência, 2009, 292p.

WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Everseries User's Guide: Pavement Analysis Computer Software and Case Studies**. 2005. Disponível no endereço:

<http://www.wsdot.wa.gov/biz/mats/pavement/EVERSERS/EverseriesUserGuide.pdf>

(acessado em maio de 2011).

WERK, S. M. S. (2000) **Estudo da Influência dos Métodos de Compactação no Comportamento Resiliente de Solos**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 2000, 103p.