

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA
DO RIO DE JANEIRO



Roberta Bomfim Boszczowski

**Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um
perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR**

Tese de Doutorado

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Tácio Mauro Pereira de Campos

Rio de Janeiro, abril de 2008.



Roberta Bomfim Boszczowski

**Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um
perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR**

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Tácio Mauro Pereira de Campo

Presidente/Orientador

Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio

George de Paula Bernardes

UNESP – Guaratinguetá

Orêncio Monje Vilar

USP – São Carlos

Luiz Antonio Bressani

UFRGS

Cláudio Palmeiro do Amaral

PUC-Rio

Prof. Jose Eugenio Leal

Coordenador de Setorial do Centro Técnico Científico - PUC-Rio

Rio de Janeiro, 25 de abril de 2008.

Roberta Bomfim Boszczowski

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Paraná - UFPR em 1998. Obteve o título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração de Geotecnia, pela PUC-Rio. Principais áreas de interesse e linhas de pesquisa: Mecânica dos Solos, Geotecnia Experimental e Geotecnia Ambiental.

Ficha Catalográfica

Boszczowski, Roberta Bomfim

Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR / Roberta Bomfim Boszczowski; orientador: Tácio Mauro P. de Campos – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2008.

577 f. ; 30 cm

1. Tese (doutorado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.

Inclui referências bibliográficas

1. Perfil de intemperismo; 2. solo residual; 3. granito-gnaiss; 4. propriedades mecânicas; 5. Propriedades hidráulicas.

I. de Campos, Tácio M. P. (Tácio Mauro Pereira). II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. V. Título.

CDD: 624

*Jamais para mim a bandeira
abaixada, jamais a última
tentativa*

SIR ERNEST SHACKLETON

Agradecimentos

Essa pesquisa foi conduzida ao longo de cinco anos e essa surpreendente trajetória do “descobrir e aprender” muitos amigos percorreram comigo. Todos estão lembrados aqui. Sou imensamente grata.

Ao Professor Tácio M. Pereira de Campos, que sempre me orientou e apoiou no Mestrado e, sempre com a mesma dedicação, atenção e paciência no Doutorado novamente.

Ao LAME – Laboratório de Materiais e Estruturas, unidade do LACTEC – Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento e à UFPR – Universidade Federal do Paraná, onde todo o trabalho experimental foi realizado. Em especial aos Gerentes Paulo Chamecki e Ruy Dikran Steffen, que sempre apoiaram meu trabalho e seguraram as pontas durante a minha estada de um ano no Rio de Janeiro. Sem esquecer Luiz Alkimin de Lacerda, meu “novo chefe”, pelo estímulo, amizade e principalmente pelo bom ouvinte que é. Estendo os agradecimentos a todos os integrantes do LAME que de alguma forma ajudaram na realização deste trabalho.

Aos técnicos do Laboratório de Solos Valdevan Santos, Alex Gislou e Celso de Souza Amarante. Sem eles não haveriam tantas amostras.

Aos estagiários do LAME Carla Caroline Alessi, Carolina Bacarim Pavan, Liz Mara Penido, Guilherme Slongo, Plínio Romano Neto, Talita Scussiato, Bianca Pentead de Almeida, Tiago Augusto Ceccon, Hylltton Wyktor Bazan, Pedro de Carvalho Thá e Marcelo Miqueletto que trabalharam ativamente para o “levantamento geotécnico” do talude, nas subidas e descidas do andaime para a coleta de amostras e ensaios de laboratório. Foram inesquecíveis idas e vindas à Santa Felicidade.

À Andressa de Fátima da Rocha Pontes, Marcelo Buras, Thais Kravetz de Castro, Marianne Bara de Araujo Grube, Paulo Roberto Selenko e Monize Siqueira, que nessa reta final foram fundamentais para a existência desse volume.

Aos professores Fernando Marinho, George Bernardes, Roberto Azevedo e E.

Vargas que corrigiram e apresentaram sugestões importantes no exame de proposta de tese.

Aos geólogos Pio Fiori, Leonardo Cordeiro Santos e Cláudio Amaral, pelas visitas ao talude, descrições geológicas e discussões geotécnicas.

Ao professor Franklin dos Santos Antunes pela amizade, pelos conselhos e pela disposição de ajudar sempre.

À Laryssa Petry Ligocki e Elisangela do Prado Oliveira, companheiras de jornada de talude. Muito obrigada amigas! Não desistimos nunca!

Ao Alessandro pela companhia constante, por me ajudar de todas as formas, pela fé inabalável no trabalho e na pesquisa.

À minha família, pai, mãe, irmãos, pelo incentivo, estímulo e por estarem sempre presentes.

Resumo

Boszczowski, Roberta Bomfim; de Campos, Tácio Mauro Pereira. **Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR.** Rio de Janeiro, 2008. 577p. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Um perfil de alteração de granito-gnaiss é estudado objetivando um melhor conhecimento das propriedades mecânicas e hidráulicas de solos residuais. A feição estudada encontra-se no município de Campo Magro, região Metropolitana de Curitiba. A região situa-se na borda da Bacia de Curitiba, acima de 900 metros, fortemente sujeita aos fenômenos tectônicos que deram origem à calha da Bacia. As investigações geotécnicas contemplam a caracterização física, química e mineralógica dos materiais. O comportamento dos solos no estado compactado e indeformado é analisado. Curvas características de sucção e de resistividade fornecem dados que auxiliam no entendimento das propriedades hidráulicas. A influência do intemperismo e da sucção são avaliados na resistência à tração e na resistência à compressão não confinada. Parâmetros de resistência em cinco diferentes níveis de intemperismo são apresentados. Ensaio de adensamento fornecem parâmetros de quebra da estrutura (yielding) dos solos. O comportamento tensão-deformação do solo mais intemperizado, no estado não saturado, é analisado através de ensaios triaxiais com medida de deformação local, em compressão axial com tensão controlada e deformação controlada. As conclusões da pesquisa permitem identificar a variabilidade de comportamento de resistência e compressibilidade, efeito do material de origem e intemperismo a que os solos foram submetidos.

Palavras-chave

Perfil de intemperismo; solo residual; granito-gnaiss; propriedades mecânicas; propriedades hidráulicas; intemperismo.

Abstract

Boszczowski, Roberta Bomfim; de Campos, Tácio Mauro Pereira. **Evaluation of mechanical and hydraulic properties of a granite-gneiss weathering profile from Curitiba, PR.** Rio de Janeiro, 2008. 577p. DSc. Thesis – Civil Eng. Dept., Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

A granite-gneiss weathering profile is studied with the aim of achieving a better understanding of mechanical and hydraulic properties of residual soils. The site in focus is located at the city of Campo Magro, in Curitiba Metropolitan Area. The region under research lies at the border of Curitiba Basin, above 900 m of elevation, and it was heavily influenced by tectonic events that originated the basin. The geotechnical investigation comprised physical, chemical and mineralogical characterization. The soil behavior was assessed in both natural and compacted conditions. Suction and resistivity characteristic curves provide useful information for assessing the hydraulic properties. The weathering degree and suction levels influence are assessed in respect to unconfined compressive and tensile strength. The resistance properties are analyzed according five distinct weathering degrees. Consolidation tests are used for identifying yielding stress levels. Unsaturated triaxial tests with local strain measurements in both stress and strain control conditions are used to study the deformation behavior of the most weathered soil. The conclusions provide an overall assessment of the soil strength and compressibility variability, origin material influence and weathering evolution effects.

Keywords

Weathering profile, residual soil, granite-gneiss, mechanical properties, hydraulic properties.

Sumário

1	Introdução	56
2	Solos Não Saturados	59
2.1.	Introdução	59
2.2.	Relação Umidade-Sucção	60
2.2.1.	Modelagem Matemática	69
2.2.2.	Fatores de Influência	71
2.2.3.	Métodos de Previsão	73
2.3.	Condutividade Hidráulica	74
2.4.	Variáveis de Estado de Tensão	79
2.5.	Resistência ao Cisalhamento	82
2.6.	Resistência à Tração	92
2.6.1.	Rumpf, 1961	97
2.6.2.	Schubert, 1982	99
2.6.3.	Molenkamp e Nazemi, 2003	103
2.6.4.	Exemplos de Aplicação	105
2.7.	Compressibilidade	114
2.8.	Modelos Constitutivos	115
3	Solos Residuais	120
3.1.	Introdução	120
3.2.	Aspectos Mineralógicos e Químicos	121
3.3.	Estrutura	123
3.4.	Compressibilidade e Rigidez	130
3.5.	Resistência	135
4	Local do Estudo	144
4.1.	Geologia Local	147
4.2.	Coleta de Amostras	154
4.3.	Feições Observadas	169
4.4.	Coleta de Amostras de Rocha	174
5	Investigação Experimental: Caracterização dos Solos	178

5.1. Amostras Utilizadas e Programa de Ensaio	178
5.2. Caracterização Física, Química, Mineralógica e Microestrutural	189
5.2.1. Caracterização e Índices Físicos	189
5.2.2. Porosimetria de Mercúrio	208
5.2.3. Caracterização de Amostras Compactadas	212
5.2.4. Caracterização Química	220
5.2.5. Caracterização Mineralógica	228
5.2.6. Caracterização Microestrutural	232
5.3. Variação dos Índices Físicos com Processos de Secagem e Umedecimento	235
5.4. Conclusões	246
6 Investigação Experimental: Propriedades Hidráulicas	249
6.1. Curvas de Retenção	249
6.1.1. O Método do Papel Filtro: Resultados Experimentais	262
6.1.2. Porosimetria de Mercúrio: Resultados Experimentais	298
6.2. Curvas de Resistividade Elétrica	303
6.2.1. Ensaio de Resistência à Passagem de Corrente Elétrica	315
6.2.2. Avaliação da Influência da Estrutura na Resistividade Elétrica	328
6.2.3. Avaliação da Influência dos Íons na Resistividade Elétrica	335
6.2.4. Relação entre Resistividade e Sucção	356
6.3. Condutividade Hidráulica	363
6.3.1. Permeabilidade à Carga Variável	364
6.4. Conclusões	367
7 Compressibilidade	370
7.1. Ensaio de Adensamento Inundado em Amostras Indeformadas	370
7.2. Ensaio de Adensamento em Amostras Desestruturadas	381
7.3. Ensaio de Adensamento Não-Saturado em Amostras Indeformadas do Solo Marrom	386
7.4. Conclusões	393
8 Investigação Experimental: Resistência à Compressão e Tração	395
8.1. Solos Compactados	396
8.1.1. Moldagem dos corpos-de-prova	396
8.1.2. Resistência ao Cisalhamento	397
8.1.3. Resistência à Tração	431

8.2. Solos Indeformados	446
8.2.1. Resistência ao Cisalhamento	447
8.2.2. Resistência à Tração	483
8.3. Avaliação dos Resultados: Amostras Compactadas x Amostras indeformadas	501
8.3.1. Resistência à Compressão Não-Confinada	501
8.3.2. Resistência à Tração	515
8.4. Avaliação da Resistência em função do Intemperismo	533
8.4.1. Resistência Saturada	533
8.4.2. Resistência não Saturada	539
8.5. Conclusões	546
9 Investigação Experimental: Comportamento sob o Estado de Tensões Triaxiais	549
9.1. Ensaio Triaxiais Saturados	550
9.1.1. Equipamento Utilizado	550
9.1.2. Metodologia Empregada	554
9.1.3. Resultados Obtidos	556
9.1.4. Comportamento Tensão-Deformação	564
9.1.5. Resistência ao Cisalhamento	571
9.2. Ensaio Triaxiais Não Saturados	578
9.2.1. Equipamento Utilizado	578
9.2.2. Metodologia Empregada	579
9.2.3. Resultados Obtidos	581
9.2.4. Comportamento Tensão-Deformação	592
9.2.5. Resistência ao Cisalhamento	604
9.3. Conclusões	607
10 Conclusões e Sugestões para Futuros Trabalhos	610
10.1. Conclusões	610
10.1.1. Caracterização	610
10.1.2. Propriedades Hidráulicas	612
10.1.3. Compressibilidade	613
10.1.4. Resistência à Tração	614
10.1.5. Resistência ao Cisalhamento	615
10.2. Sugestões para Futuros Trabalhos	617

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Aspectos da curva característica para diferentes tipos de solo.	61
Figura 2.2 – Valores de sucção osmótica teóricos baseados em concentração de sais (Fredlund, 2002).	62
Figura 2.3 – Influência dos componentes da sucção dos solos nas diferentes faixas de sucção (Fredlund, 2002).	63
Figura 2.4 – Variação de sucção osmótica com o teor de umidade. (a) Teor de umidade versus sucção total e matricial. (b) Sucção osmótica versus teor de umidade (Sreedeeep e Singh, 2006).	63
Figura 2.5 – Sucção osmótica determinada através da diferença entre sucção total e sucção osmótica (símbolos sólidos) e aqueles determinados pela concentração de NaCl (símbolos vazados) (Miller e Nelson, 2006).	64
Figura 2.6 – Curva característica típica mostrando zonas de dessaturação.	65
Figura 2.7 – Relação entre as fases sólida, líquida e gasosa na condição de estado residual.	66
Figura 2.8 – Descrição das curvas de secagem e de umedecimento e o estado inicial do solo em campo (Fredlund, 2002).	68
Figura 2.9 – Influência do estado inicial das amostras na curva característica (Fredlund, 2002).	71
Figura 2.10 – Influência do (a) adensamento e (b) da compactação na curva de retenção (Barbour, 1998; Vanapalli et al., 1999).	72
Figura 2.11 – Influência da textura do solo na curva de retenção (Barbour, 1998; Vanapalli et al., 1999).	73
Figura 2.12 - Influência do grau de saturação na permeabilidade de uma argila siltosa compactada em diversas umidades (Das, 1983).	75
Figura 2.13 – Esquema de funções de permeabilidade e curvas características para uma areia e um silte argiloso (Fredlund, 2000).	77
Figura 2.14 – Variável de estado de tensão para um solo não saturado (Farias, 2004).	80
Figura 2.15 – Representação tridimensional da resistência de solos não saturados em função das variáveis de tensão.	84
Figura 2.16 – Variações na coesão e no ângulo de atrito com a sucção	

(Delage e Graham, 1995).	85
Figura 2.17 – Relação entre o parâmetro de ajuste k e o índice de plasticidade (Vanapalli e Fredlund, 2000).	88
Figura 2.18 – Representação do ensaio de compressão simples a um determinado nível de sucção.	90
Figura 2.19 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) aos ensaios realizados no teor de umidade ótima por Oliveira (2004).	91
Figura 2.20 – Estados de Saturação em Solos não Saturados. (a) Residual. (b) de Transição. (c) Capilar ou Limite.	93
Figura 2.21 – Menisco entre duas esferas de mesmo raio. (a) geometria do menisco. (b) diagrama de forças atuantes sobre a esfera (Likos e Lu, 2004).	95
Figura 2.22 – Tensão superficial da interface ar-água em função da temperatura (Lu e Likos, 2004).	96
Figura 2.23 – Geometria do menisco para determinação das forças de tração entre duas partículas de mesmo tamanho (Goulding, 2006).	97
Figura 2.24 – Esferas uniformes em orientação cúbica.	98
Figura 2.25 – Resistência à tração teórica para partículas esféricas em ordem cúbica em função do tamanho das partículas.	99
Figura 2.26 – Resistência à tração de um calcário (Schubert, 1982 apud Heibroek et al., 2004).	100
Figura 2.27 – Esferas com “ponte líquida”. Força de contato versus forma de contato e razão entre o volume da “ponte líquida” e o volume da esfera V_L/V_s (Schubert, 1982 apud Zeh, 2007).	101
Figura 2.28 – Determinação do ângulo de contato θ em função da pressão capilar adimensional. (a) Contato esfera-esfera. (b) Contato esfera-plano (Schubert, 1982 apud Zeh, 2007).	102
Figura 2.29 – Determinação da força entre partículas em função do ângulo de contato θ (a) Contato esfera-esfera. (b) Contato esfera-plano (Schubert, 1982 apud Zeh, 2007).	102
Figura 2.30 – Geometria da ponte líquida entre duas esferas de mesmo tamanho e forças atuando sobre ela (Molenkamp e Nazemi, 2003).	104
Figura 2.31 – Relação entre a curva característica de resistência à tração e a curva característica de sucção para uma areia fina (Lu et al., 2007).	106
Figura 2.32 – Dados experimentais para resistência à tração para a areia A (Lu et al., 2007).	107
Figura 2.33 – Dados experimentais para resistência à tração para a areia B	

(Lu et al., 2007).	108
Figura 2.34 – Curva característica para a areia F-40, $e = 0,60$ (Goulding, 2006).	109
Figura 2.35 – Curva característica para a areia F-40, $e = 0,75$ (Goulding, 2006).	109
Figura 2.36 – Resistência à tração para a areia Ottawa F-40 (Goulding, 2006).	109
Figura 2.37 – Curva característica para a areia F-55, $e = 0,60$ (Goulding, 2006).	110
Figura 2.38 – Curva característica para a areia F-55, $e = 0,75$ (Goulding, 2006).	110
Figura 2.39 – Resistência à tração para a areia Ottawa F-55 (Goulding, 2006).	110
Figura 2.40 – Curva característica para a areia F-75, $e = 0,60$ (Goulding, 2006).	111
Figura 2.41 – Curva característica para a areia F-75, $e = 0,75$ (Goulding, 2006).	111
Figura 2.42 – Resistência à tração para a areia Ottawa F-75 (Goulding, 2006).	111
Figura 2.43 – (a) Curva característica da argila Plessa compactada no teor de umidade ótimo. (b) Resistência à tração da argila Plessa em função da sucção matricial e da forma de compactação (Zeh, 2007).	113
Figura 2.44 – Extensão do Modelo Cam-Clay para solo não saturados.	116
Figura 3.1 – Mobilização de Fe, Al, e Si em função do pH das soluções de alteração (Modificado de Camapum de Carvalho, 2004).	122
Figura 3.2 – Ponto de plastificação da estrutura por compressão triaxial. Ensaio triaxial em solo residual de arenito Botucatu (Martins, 1994).	126
Figura 3.3 – Comportamento tensão versus deformação associado aos diferentes modos de plastificação da estrutura (Maccarini, 1987).	127
Figura 3.4 – Plastificação de solos cimentados e rochas brandas (Malandraki e Toll, 2001).	128
Figura 3.5 – Modelos de comportamento idealizados em função das diferenças observadas para (a) materiais fortemente estruturados. (b) materiais fracamente estruturados (Martins, 2001).	130
Figura 3.6 – Correlação geral de C_c e σ'_{vy} com o índice de vazios inicial.	132
Figura 3.7 – Módulo tangente inicial a partir de ensaios triaxiais drenados	

(Maccarini, 1993).	134
Figura 3.8 – Resultados de ensaios triaxiais drenados. (a) Solo residual indeformado fracamente cimentado. (b) Solo residual indeformado fortemente cimentado. (Maccarini, 1993).	135
Figura 3.9 – Envoltórias de resistência obtidas para as sucções ensaiadas para o solo jovem (Reis, 2004).	137
Figura 3.10 – Envoltórias de resistência obtidas para as sucções ensaiadas para o solo maduro (Reis, 2004).	137
Figura 3.11 – Variação da coesão em função da sucção matricial para o solo jovem (Reis, 2004).	138
Figura 3.12 – Variação da coesão em função da sucção matricial para o solo maduro (Reis, 2004).	138
Figura 3.13 – Envoltórias de resistência obtidas para as sucções ensaiadas para o solo de 1 metro (Futai, 2002).	139
Figura 3.14 – Envoltórias de resistência obtidas para as sucções ensaiadas para o solo de 5 metros (Futai, 2002).	140
Figura 4.1 - Localização da área de estudo.	145
Figura 4.2 - Fábrica COM-KRAFT. Vista Geral do Talude.	145
Figura 4.3 – Vista geral da pedreira.	146
Figura 4.4 – Feições observadas na pedreira.	146
Figura 4.5 – Localização da Bacia Sedimentar de Curitiba (E. Salamuni e R. Salamuni, 1999).	147
Figura 4.6 – Mapa morfoestrutural do embasamento da Bacia de Curitiba (Salamuni, 1998).	150
Figura 4.7 – Modelo digital de Terreno mostrando a superfície topográfica atual da Bacia Sedimentar de Curitiba (Salamuni, 1998).	150
Figura 4.8 – Carta geoambiental da região de Curitiba (CPRM, 1997, modificado).	152
Figura 4.9 – Mapa geológico estrutural da Bacia Sedimentar de Curitiba e Região Metropolitana (Salamuni, 1998).	153
Figura 4.10 – Área de coleta de amostras no talude.	154
Figura 4.11 - Coleta de amostras em dezembro de 2004.	156
Figura 4.12 - Coleta de amostras em tubos de PVC.	156
Figura 4.13 – Plano de fraqueza.	156
Figura 4.14 - Coleta de amostras em julho de 2005.	157
Figura 4.15 - Coleta de amostras em poço em agosto de 2005.	158

Figura 4.16 – Campanha de coleta em julho de 2007.	159
Figura 4.17 – Talude: feições observadas no solo de cor branca. (a) Textura granular, essencialmente quartzo-feldspática. (b) Solo de coloração predominantemente branca com pontos amarelos, marrons e cinzas. (c) Manchas ferruginosas de textura mais fina, evidência de cisalhamento. (d) Evidências de fraturas reliquiárias. (e) Bloco de solo com veio e mancha ferruginosa. (f) Bloco desprendido da massa do talude.	170
Figura 4.18 – Talude: feições observadas no solo de cor amarela. (a) Textura siltosa de cor amarela clara. (b) Solo amarelo claro com manchas em vários tons. (c) Solo amarelo claro com manchas em vários tons. (d) Solo amarelo escuro com veio preto.	171
Figura 4.19 – Talude: feições observadas no solo de cor laranja.	172
Figura 4.20 – Talude: feições observadas no solo de cor vermelha.	172
Figura 4.21 – Talude: feições observadas no solo de cor marrom. (a) Textura silto-argilosa, aproximadamente 1 metro abaixo do nível do terreno. (b) Eventualmente há a presença de raízes. (c) Um pouco pegajoso quando úmido.	173
Figura 4.22 – Talude: feições observadas na rocha aflorante.	174
Figura 4.23 – Execução de sondagem rotativa. Testemunhos obtidos.	175
Figura 4.24 – Imagem petrográfica da rocha (amostra R01). Aumento de 50 vezes. Luz plana. Cl – Clorita; Mu – Muscovita; P – Plagioclásio; Mi – Microclina; Q – Quartzo (Oliveira, 2006).	176
Figura 4.25 – Difratoograma da rocha (fração total pulverizada – amostra R01) sem tratamento. I – Ilita; K – Caolinita; Ab – Albita; Mu – Muscovita; Ep – Epidoto; He – Hematita; Q – Quartzo; Mi – Microclina (Oliveira, 2006).	176
Figura 5.1 – Variação de cores das amostras coletadas.	179
Figura 5.2 – Solo Marrom.	180
Figura 5.3 – Vista geral do talude e da divisão de camadas.	180
Figura 5.4 – Amostras deformadas coletadas no talude. (a) 2.4520.05 Branco. (b) 2.4521.05 Amarelo. (c) 2.4522.05 Vermelho. (d) 2.4523.05 Vermelho. (e) 2.4524.05 Branco. (f) 2.4525.05 Branco. (g) 2.4526.05 Amarelo. (h) 2.4527.05 Amarelo. (i) 2.4528.05 Laranja.	190
Figura 5.5 – Curvas granulométricas das amostras deformadas do talude.	196
Figura 5.6 – Variação do teor de umidade natural, limite de liquidez e limite de plasticidade ao longo da profundidade do talude.	198
Figura 5.7 – Variação da Massa Específica Natural com a profundidade do	

talude.	199
Figura 5.8 – Variação da Massa Específica Real dos Grãos com a profundidade do talude.	199
Figura 5.9 – Variação do Índice de Vazios com a profundidade do talude.	201
Figura 5.10 – Variação das frações pedregulho, areia, silte e argila com a profundidade do talude.	201
Figura 5.11 – Relação entre os teores de argila e silte e os limites de liquidez e plasticidade.	202
Figura 5.12 – Variação do índice de atividade de Skempton com a profundidade do talude.	202
Figura 5.13 – Curvas granulométricas de solos brancos.	203
Figura 5.14 – Localização das amostras de cor branca (em vermelho) e transição branco – amarelo (em verde) na primeira coleta.	204
Figura 5.15 – Curvas granulométricas de solos amarelos.	205
Figura 5.16 – Curvas granulométricas de solos alaranjados.	205
Figura 5.17 – Curvas granulométricas de solos Vermelhos.	206
Figura 5.18 – Curvas granulométricas de solos Marrons.	206
Figura 5.19 – Posição dos solos na Carta de Plasticidade.	207
Figura 5.20 – Distribuição acumulativa dos diâmetros dos poros (Oliveira, 2006).	209
Figura 5.21 – Distribuição incremental dos diâmetros dos poros – (Classificação dos espaços porosos segundo IUPAC) (Oliveira, 2006).	212
Figura 5.22 – Curva granulométrica do solo Branco.	214
Figura 5.23 – Curva granulométrica do solo Amarelo.	214
Figura 5.24 – Curva granulométrica do solo Laranja.	214
Figura 5.25 – Curva granulométrica do solo Vermelho.	215
Figura 5.26 – Curva granulométrica do solo Marrom.	216
Figura 5.27 – Curva de compactação do solo Branco.	216
Figura 5.28 – Curva de compactação do solo Amarelo.	217
Figura 5.29 – Curva de compactação do solo Laranja.	217
Figura 5.30 – Curva de compactação do solo Vermelho.	218
Figura 5.31 – Curva de compactação do solo Marrom.	218
Figura 5.32 – Curvas de compactação dos solos estudados.	219
Figura 5.33 – Variação dos compostos SiO ₂ , Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃ e K ₂ O com a profundidade.	225
Figura 5.34 – Variação da superfície específica com a profundidade.	226

- Figura 5.35 – Variação dos íons cloretos, nitratos e sulfatos com a profundidade. 228
- Figura 5.36 – Difratoograma do Solo Marrom (fração silte amostra 2.4108.05) sem tratamento. I: illita; K: caulinita; Mu: muscovita; Q: quartzo; Mi: Microclina (Oliveira, 2006). 229
- Figura 5.37 – Difratoograma do Solo Vermelho (fração argila amostra 2.4523.05) sem tratamento. I: illita; K: caulinita; Ti: titanita; Q: quartzo; Mi: Microclina; Ep: epídoto (Oliveira, 2006). 229
- Figura 5.38 – Difratoograma do Solo Laranja (fração silte amostra 2.4528.05) sem tratamento. I: illita; K: caulinita; Ti: titanita; Q: quartzo; Mi: Microclina; Ep: epídoto; Mu: muscovita; Ab: albita; Bi: biotita (Oliveira, 2006). 230
- Figura 5.39 – Difratoograma do Solo Amarelo (fração silte amostra 2.4521.05) sem tratamento. E: esmectita; I: illita; K: caulinita; Ti: titanita; Tu: turmalina; Q: quartzo; Mi: Microclina; Ep: epídoto; Mu: muscovita; Ab: albita; Bi: biotita; He: hematita (Oliveira, 2006). 230
- Figura 5.40 – Difratoograma do Solo Branco (fração silte amostra 2.4524.05) sem tratamento. E: esmectita; I: illita; K: caulinita; Q: quartzo; Mi: Microclina; Ep: epídoto; Mu: muscovita; Ab: albita (Oliveira, 2006). 231
- Figura 5.41 – Fotomicrografia do solo Marrom. Aumento de 25 vezes. Luz plana. (a) Macroporo (1 mm) em forma de canal. (b) Óxidos precipitados. 233
- Figura 5.42 – Fotomicrografia do solo Laranja. Aumento de 25 vezes. Luz plana. (a) Microporos. (b) Microporos, bem como quartzos possivelmente recristalizados alinhados e óxidos de ferro precipitados formando faixas. 234
- Figura 5.43 – Fotomicrografia do solo Amarelo. Aumento de 25 vezes. Luz plana. (a) Plagioclásio alterado. (b) Epidoto alterado. 234
- Figura 5.44 – Fotomicrografia do solo Branco. Aumento de 25 vezes. Luz plana. (a) Quartzo. (b) Mineral se alterando. 235
- Figura 5.45 – Variação do Peso Específico Seco com o Índice de Vazios para todos os solos. 236
- Figura 5.46 – Relação entre o Teor de Umidade Volumétrico e Teor de Umidade Gravimétrico para todas as amostras. 237
- Figura 5.47 – Relação entre o Teor de Umidade Volumétrico e Teor de Umidade Gravimétrico para o solo Branco. 237
- Figura 5.48 – Relação entre o Teor de Umidade Volumétrico e Teor de Umidade Gravimétrico para o solo Amarelo. 238
- Figura 5.49 – Relação entre o Teor de Umidade Volumétrico e Teor de

Umidade Gravimétrico para o solo Laranja.	238
Figura 5.50 – Relação entre o Teor de Umidade Volumétrico e Teor de Umidade Gravimétrico para o solo Vermelho.	238
Figura 5.51 – Relação entre o Teor de Umidade Volumétrico e Teor de Umidade Gravimétrico para o solo Marrom.	239
Figura 5.52 – Variação do Índice de Vazios com o Grau de Saturação para o solo Branco.	240
Figura 5.53 – Variação do Índice de Vazios com o Grau de Saturação para o solo Amarelo.	240
Figura 5.54 – Variação do Índice de Vazios com o Grau de Saturação para o solo Laranja.	241
Figura 5.55 – Variação do Índice de Vazios com o Grau de Saturação para o solo Vermelho.	241
Figura 5.56 – Variação do Índice de Vazios com o Grau de Saturação para o solo Marrom.	241
Figura 5.57 – Variação do índice de vazios versus teor de umidade de amostras indeformadas.	243
Figura 5.58 – Corpos-de-prova após secagem ao ar. (a) Branco. (b) Amarelo. (c) Laranja. (d) Marrom.	244
Figura 6.1 – Esquema da placa de sucção.	251
Figura 6.2 – Sistema de placa de pressão (Vanapalli et al., 2002).	252
Figura 6.3 – Princípio de medida de sucção através da centrifuga (Khanzode et al., 1999 e 2000).	253
Figura 6.4 – Componentes básicos de um tensiômetro.	254
Figura 6.5 – Esquema do mini-tensiômetro desenvolvido pelo Imperial College (www.geo-observations.com).	254
Figura 6.6 – Dessecador de vazios para controlar o teor de umidade pela pressão de vapor.	255
Figura 6.7 – Sensor de Condutividade Térmica AGWA-II (Vanapalli et al., 2002).	258
Figura 6.8 – Comparação entre diferentes técnicas de controle de sucção (Fleureau et al., 1993 apud Delage, 2002).	260
Figura 6.9 – Esquema da interface ar-água e mercúrio-ar (Aung et al., 2001).	261
Figura 6.10 – Curva de retenção do solo Branco utilizando o método do papel filtro. (a) Sucção Matricial. (b) Sucção Total.	263
Figura 6.11 – Curva de retenção do solo Amarelo utilizando o método do	

papel filtro. (a) Sucção Matricial. (b) Sucção Total.	263
Figura 6.12 – Curva de retenção do solo Laranja utilizando o método do papel filtro. (a) Sucção Matricial. (b) Sucção Total.	264
Figura 6.13 – Curva de retenção do solo Vermelho utilizando o método do papel filtro. (a) Sucção Matricial. (b) Sucção Total.	264
Figura 6.14 – Curva de retenção do solo Marrom utilizando o método do papel filtro. (a) Sucção Matricial. (b) Sucção Total.	264
Figura 6.15 – Ajuste da curva de retenção do solo Branco. (a) Fredlund e Xing (1994). (b) van Genutchen (1980).	266
Figura 6.16 – Ajuste da curva de retenção do solo Amarelo. (a) Fredlund e Xing (1994). (b) van Genutchen (1980).	267
Figura 6.17 – Ajuste da curva de retenção do solo Laranja. (a) Fredlund e Xing (1994). (b) van Genutchen (1980).	268
Figura 6.18 – Ajuste da curva de retenção do solo Laranja desconsiderando valor do teor de umidade saturado definido previamente. (a) Fredlund e Xing (1994). (b) van Genutchen (1980).	269
Figura 6.19 – Ajuste da curva de retenção do solo Vermelho. (a) Fredlund e Xing (1994). (b) van Genutchen (1980).	270
Figura 6.20 – Ajuste da curva de retenção do solo Vermelho em formato bimodal	271
Figura 6.21 – Ajuste da curva de retenção do solo Marrom. (a) Fredlund e Xing (1994). (b) van Genutchen (1980).	272
Figura 6.22 – Ajuste da curva de retenção do solo Marrom em formato trimodal.	273
Figura 6.23 – Relação entre a capacidade de sucção e o limite de liquidez para as amostras indeformadas.	274
Figura 6.24 – Comparação entre os dados de sucção matricial dos solos indeformados.	275
Figura 6.25 – Dados de sucção total dos solos indeformados.	275
Figura 6.26 – Valores de sucção osmótica.	276
Figura 6.27 – Variação dos índices físicos para o solo Branco.	278
Figura 6.28 – Variação dos índices físicos para o solo Amarelo.	278
Figura 6.29 – Variação dos índices físicos para o solo Laranja.	278
Figura 6.30 – Variação dos índices físicos para o solo Vermelho.	278
Figura 6.31 – Variação dos índices físicos para o solo Marrom.	278
Figura 6.32 – Curva de retenção de sucção matricial do solo Branco	

compactado. (a) Método do papel filtro. (b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980).	288
Figura 6.33 – Curva de retenção de sucção matricial do solo Amarelo compactado. (a) Método do papel filtro. (b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980).	289
Figura 6.34 – Curva de retenção de sucção matricial do solo Laranja compactado. (a) Método do papel filtro. (b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980).	290
Figura 6.35 – Curva de retenção de sucção matricial do solo Vermelho compactado. (a) Método do papel filtro. (b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980).	291
Figura 6.36 – Curva de retenção de sucção matricial do solo Marrom compactado. (a) Método do papel filtro. (b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980).	292
Figura 6.37 – Sucção matricial dos solos compactados.	293
Figura 6.38 – Sucção do solo Branco para o estado indeformado e compactado.	295
Figura 6.39 – Sucção do solo Amarelo para o estado indeformado e compactado.	296
Figura 6.40 – Sucção do solo Laranja para o estado indeformado e compactado.	297
Figura 6.41 – Sucção do solo Vermelho para o estado indeformado e compactado.	297
Figura 6.42 – Sucção do solo Marrom para o estado indeformado e compactado.	298
Figura 6.43 – Curvas características solo-ar para os solos residuais estudados.	299
Figura 6.44 – Curva característica obtida através do ensaio de porosimetria e do ensaio com papel filtro para o solo Branco.	300
Figura 6.45 – Curva característica obtida através do ensaio de porosimetria e do ensaio com papel filtro para o solo Amarelo.	301
Figura 6.46 – Curva característica obtida através do ensaio de porosimetria e do ensaio com papel filtro para o solo Laranja.	301
Figura 6.47 – Curva característica obtida através do ensaio de porosimetria e do ensaio com papel filtro para o solo Vermelho.	302
Figura 6.48 – Curva característica obtida através do ensaio de porosimetria	

e do ensaio com papel filtro para o solo Marrom.	302
Figura 6.49 – Esquema da resistência elétrica de uma seção de um material retangular.	303
Figura 6.50 – Variação da resistividade elétrica com o teor de umidade (McCarter, 1984).	305
Figura 6.51 – Variação da resistividade elétrica em função do teor de umidade para diferentes massas específicas (Richard et al., 2005).	306
Figura 6.52 – Variação da resistividade elétrica em função do grau de saturação para diferentes massas específicas (Richard et al., 2005).	307
Figura 6.53 – Relação entre a resistividade elétrica e o teor de cimento em misturas solo-cimento (w/c relação água cimento) (Liu et al., 2007).	308
Figura 6.54 – Relação entre a resistividade elétrica e o teor grau de saturação em misturas solo-cimento, com teor de cimento igual a 8%, razão água-cimento entre 1 e 6% e tempo de cura entre 7 e 35 dias (Liu et al., 2007).	309
Figura 6.55 – Índice de resistividade em função do grau de saturação. (a) Distribuição unimodal de poros. (b) Distribuição trimodal de poros (Worthington e Pallatt, 1989 apud Richard et al., 2005).	310
Figura 6.56 – Relação entre pressão capilar e grau de saturação para os arenitos do grupo 1 (alta permeabilidade) (Li e Williams, 2006).	312
Figura 6.57 – Relação entre pressão capilar e grau de saturação para os arenitos do grupo 2 (baixa permeabilidade) (Li e Williams, 2006).	313
Figura 6.58 – Relação entre pressão capilar e índice de resistividade para os arenitos do grupo 1 (alta permeabilidade) (Li e Williams, 2006).	313
Figura 6.59 – Relação entre pressão capilar e índice de resistividade para os arenitos do grupo 2 (baixa permeabilidade) (Li e Williams, 2006).	314
Figura 6.60 – Desenho esquemático do ensaio de resistividade elétrica.	315
Figura 6.61 – Gráficos gerados no ensaio de resistividade. (a) Diferença de potencial versus corrente. (b) Resistividade versus teor de umidade.	316
Figura 6.62 – Ensaio para a determinação da resistência elétrica em amostras deformadas. “Soil Box”.	317
Figura 6.63 – Variação da resistividade com o índice de vazios para as amostras deformadas.	318
Figura 6.64 – Variação da resistividade com o teor de umidade e grau de saturação para amostras deformadas.	321
Figura 6.65 – Solo Branco, amostras brancas de índice de vazios inferior a	

0,7. (a) Resistividade versus teor de umidade. (b) Resistividade versus grau de saturação.	325
Figura 6.66 – Solo Branco, amostras brancas de índice de vazios superior a 0,7. (a) Resistividade versus teor de umidade. (b) Resistividade versus grau de saturação.	325
Figura 6.67 – Solo Amarelo. (a) Resistividade versus teor de umidade. (b) Resistividade versus grau de saturação.	326
Figura 6.68 – Solo Laranja. (a) Resistividade versus teor de umidade. (b) Resistividade versus grau de saturação.	327
Figura 6.69 – Solo Vermelho. (a) Resistividade versus teor de umidade. (b) Resistividade versus grau de saturação.	327
Figura 6.70 – Solo Marrom. (a) Resistividade versus teor de umidade. (b) Resistividade versus grau de saturação.	327
Figura 6.71 – Comparação entre corpos-de-prova deformados e indeformados do solo Branco.	328
Figura 6.72 – Comparação entre corpos-de-prova deformados e indeformados do solo Amarelo.	329
Figura 6.73 – Comparação entre corpos-de-prova deformados e indeformados do solo Laranja.	330
Figura 6.74 – Comparação entre corpos-de-prova deformados e indeformados do solo Vermelho.	330
Figura 6.75 – Comparação entre corpos-de-prova deformados e indeformados do solo Marrom.	331
Figura 6.76 – Variação do índice de resistividade com o grau de saturação para o solo Branco.	333
Figura 6.77 – Variação do índice de resistividade com o grau de saturação para o solo Amarelo.	333
Figura 6.78 – Variação do índice de resistividade com o grau de saturação para o solo Laranja.	334
Figura 6.79 – Variação do índice de resistividade com o grau de saturação para o solo Vermelho.	334
Figura 6.80 – Variação do índice de resistividade com o grau de saturação para o solo Marrom.	335
Figura 6.81 – Amostras deformadas. (a) Resistividade no grau de saturação de 85% versus índice ba. (b) Resistividade no grau de saturação de 85% versus índice ba1. (c) Resistividade no grau de saturação de 85% versus	

teor de SiO ₂ . (d) Resistividade no grau de saturação de 85% versus teor de Al ₂ O ₃ .	337
Figura 6.82 – Amostras indeformadas. (a) Resistividade no grau de saturação de 85% versus índice ba. (b) Resistividade no grau de saturação de 85% versus índice ba1. (c) Resistividade no grau de saturação de 85% versus teor de SiO ₂ . (d) Resistividade no grau de saturação de 85% versus teor de Al ₂ O ₃ .	338
Figura 6.83 – Percolação de água em corpos-de-prova do ensaio de resistividade elétrica.	339
Figura 6.84 – Variação da resistividade elétrica com a percolação de água para o Solo Branco, com o valor do teor de umidade em porcentagem nos rótulos.	341
Figura 6.85 – Variação da resistividade elétrica com a percolação de água para o Solo Amarelo, com o valor do teor de umidade em porcentagem nos rótulos.	342
Figura 6.86 – Variação da resistividade elétrica com a percolação de água para o Solo Laranja, com o valor do teor de umidade em porcentagem nos rótulos.	342
Figura 6.87 – Variação da resistividade elétrica com a percolação de água para o Solo Vermelho, com o valor do teor de umidade em porcentagem nos rótulos.	343
Figura 6.88 – Variação da resistividade elétrica com a percolação de água para o Solo Marrom, com o valor do teor de umidade em porcentagem nos rótulos.	343
Figura 6.89 – Variação do teor de cloretos na água percolada nos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade.	347
Figura 6.90 – Variação do teor de sulfatos na água percolada nos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade.	347
Figura 6.91 – Variação do teor de sódio na água percolada nos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade.	348
Figura 6.92 – Variação do teor de potássio na água percolada nos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade.	348
Figura 6.93 – Variação do teor de cálcio na água percolada nos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade.	349
Figura 6.94 – Variação do teor de magnésio na água percolada nos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade.	349

Figura 6.95 – Variação da resistividade elétrica com a água percolada e quantidade de cloretos e ânions na água percolada para o Solo Branco. Representação do grau de saturação nos rótulos dos pontos.	351
Figura 6.96 – Variação da resistividade elétrica com a água percolada e quantidade de cloretos e ânions na água percolada para o Solo Amarelo. Representação do grau de saturação nos rótulos dos pontos.	352
Figura 6.97 – Variação da resistividade elétrica com a água percolada e quantidade de cloretos e ânions na água percolada para o Solo Laranja. Representação do grau de saturação nos rótulos dos pontos.	352
Figura 6.98 – Variação da resistividade elétrica com a água percolada e quantidade de cloretos e ânions na água percolada para o Solo Vermelho. Representação do grau de saturação nos rótulos dos pontos.	353
Figura 6.99 – Variação da resistividade elétrica com a água percolada e quantidade de cloretos e ânions na água percolada para o Solo Marrom. Representação do grau de saturação nos rótulos dos pontos.	353
Figura 6.100 – Resistividade da água com diluição de NaCl e NaSO ₄ .	355
Figura 6.101 – Resistividade da água com diluição de NaCl e NaSO ₄ . Detalhe da figura anterior.	355
Figura 6.102 – Resistividade elétrica da água percolada nos solos. Percolação de 4.500 ml e 6.500 ml.	356
Figura 6.103 – Variação do índice de resistividade com a sucção matricial normalizada para o solo Branco.	358
Figura 6.104 – Variação do índice de resistividade com a sucção total normalizada para o solo Branco.	358
Figura 6.105 – Variação do índice de resistividade com a sucção matricial normalizada para o solo Amarelo.	359
Figura 6.106 – Variação do índice de resistividade com a sucção total normalizada para o solo Amarelo.	359
Figura 6.107 – Variação do índice de resistividade com a sucção matricial normalizada para o solo Laranja.	360
Figura 6.108 – Variação do índice de resistividade com a sucção total normalizada para o solo Laranja.	360
Figura 6.109 – Variação do índice de resistividade com a sucção matricial normalizada para o solo Vermelho.	361
Figura 6.110 – Variação do índice de resistividade com a sucção total normalizada para o solo Vermelho.	361

Figura 6.111 – Variação do índice de resistividade com a sucção matricial normalizada para o solo Marrom.	362
Figura 6.112 – Variação do índice de resistividade com a sucção total normalizada para o solo Marrom.	362
Figura 6.113 – Esquema de laboratório utilizado para a realização de ensaios em regime de fluxo estacionário.	364
Figura 6.114 – Variação da permeabilidade com o índice de vazios (Futai, 2002).	366
Figura 7.1 – Vista geral das prensas de adensamento.	371
Figura 7.2 – Amostras indeformadas. Índice de vazios versus log pressão efetiva. Ensaio inundado.	373
Figura 7.3 – Amostras indeformadas. Deformação volumétrica normalizada versus log pressão efetiva. Ensaio inundado.	373
Figura 7.4 – Comparação entre as curvas de compressão obtidas no presente trabalho e as curvas obtidas de um perfil de solos residuais de gnaiss de Ouro Preto-MG (Futai, 2002).	375
Figura 7.5 – Comparação entre as curvas de compressão obtidas no presente trabalho e as curvas obtidas de um perfil de solos residuais de gnaiss de Espinhaço da Gata-PE (Souza Neto, 1998 apud Futai, 2002).	376
Figura 7.6 – Relação entre o índice de vazios inicial dos corpos-de-prova e o índice de compressão.	377
Figura 7.7 – Correlação geral entre o índice de compressão e o índice de vazios (Futai, 2002).	377
Figura 7.8 – Pontos de escoamento do solo Branco.	378
Figura 7.9 – Pontos de escoamento do solo Amarelo.	378
Figura 7.10 – Pontos de escoamento do solo Laranja.	379
Figura 7.11 – Pontos de escoamento do solo Vermelho.	379
Figura 7.12 – Pontos de escoamento do solo Marrom.	380
Figura 7.13 – Amostras desestruturadas. Índice de vazios versus log pressão efetiva. Ensaio inundado.	383
Figura 7.14 – Amostras desestruturadas. Deformação volumétrica normalizada versus log pressão efetiva. Ensaio inundado.	383
Figura 7.15 – Solo Branco. Comparação entre curvas do solo desestruturado e solo indeformado.	384
Figura 7.16 – Solo Amarelo. Comparação entre curvas do solo desestruturado e solo indeformado.	384

Figura 7.17 – Solo Laranja. Comparação entre curvas do solo desestruturado e solo indeformado.	385
Figura 7.18 – Solo Vermelho. Comparação entre curvas do solo desestruturado e solo indeformado.	385
Figura 7.19 – Solo Marrom. Comparação entre curvas do solo desestruturado e solo indeformado.	386
Figura 7.20 – Esquema da célula edométrica e da aplicação de pressões.	387
Figura 7.21 – Vista geral de dois equipamentos edométricos com sucção controlada em funcionamento.	387
Figura 7.22 – Utilização de dessecadores para a aplicação de valores de sucção nos corpos-de-prova.	388
Figura 7.23 – Índice de vazios versus log pressão efetiva. Ensaio não saturado. Sucção de 50 kPa	390
Figura 7.24 – Deformação volumétrica normalizada versus log pressão efetiva. Ensaio não saturado. Sucção de 50 kPa.	390
Figura 7.25 – Pontos de escoamento da amostra 2.4499.05 na sucção de 50 kPa.	391
Figura 7.26 – Pontos de escoamento da amostra 2.4021.07 na sucção de 50 kPa.	391
Figura 7.27 – Pontos de escoamento da amostra 2.4022.07 na sucção de 50 kPa.	391
Figura 7.28 – Comparação entre ensaio inundado e ensaios de sucção 50 kPa.	393
Figura 8.1 – Moldagem dos corpos-de-prova compactados.	397
Figura 8.2 - Solo Branco compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação	399
Figura 8.3 - Solo Amarelo compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.	400
Figura 8.4 - Solo Laranja compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.	401
Figura 8.5 - Solo Vermelho compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.	402
Figura 8.6 - Solo Marrom compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.	403
Figura 8.7 – Envoltória de resistência dos solos compactados para deslocamento de 12 mm assumindo como válido o critério de Mohr-	

Coulomb.	404
Figura 8.8 – Envoltória de resistência dos solos compactados para deslocamento de 6 mm assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb.	404
Figura 8.9 – Modos de ruptura dos corpos-de-prova compactados. (a) Plano de ruptura vertical. (b) Sem plano de ruptura definido. (c) Plano de ruptura inclinado. (d) Ruptura no topo do corpo-de-prova.	409
Figura 8.10 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Branco compactado.	410
Figura 8.11 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Amarelo compactado.	410
Figura 8.12 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Laranja compactado.	411
Figura 8.13 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Vermelho compactado.	411
Figura 8.14 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Marrom compactado.	412
Figura 8.15 – Módulos de deformação em função do grau de saturação dos corpos-de-prova. (a) Escala de 0 a 90.000 kPa. (b) Escala de 0 a 30.000 kPa.	413
Figura 8.16 – Módulos de deformação em função do grau de saturação dos corpos-de-prova. (a) Solo Branco compactado. (b) Solo Amarelo compactado. (c) Solo Laranja compactado. (d) Solo Vermelho compactado. (e) Solo Marrom compactado.	413
Figura 8.17 – Módulos iniciais para a deformação de 1,5% em função do grau de saturação dos corpos-de-prova. (a) Solo Branco compactado. (b) Solo Amarelo compactado. (c) Solo Laranja compactado. (d) Solo Vermelho compactado. (e) Solo Marrom compactado.	414
Figura 8.18 – Módulos iniciais para deformação de 1,5% em função do grau de saturação dos corpos-de-prova.	415
Figura 8.19 – Variação do índice de vazios em função da umidade gravimétrica para os solos compactados.	416
Figura 8.20 – Resistência à compressão não-confinada versus Grau de saturação para o solo Branco compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	418
Figura 8.21 – Resistência à compressão não-confinada versus Teor de umidade gravimétrica para o solo Branco compactado com identificação do	

índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	418
Figura 8.22 – Solo Branco compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.	419
Figura 8.23 – Resistência à compressão não-confinada versus Grau de saturação para o solo Amarelo compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	420
Figura 8.24 – Resistência à compressão não-confinada versus Teor de umidade gravimétrica para o solo Amarelo compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	420
Figura 8.25 – Solo Amarelo compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.	421
Figura 8.26 – Resistência à compressão não-confinada versus Grau de saturação para o solo Laranja compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	422
Figura 8.27 – Resistência à compressão não-confinada versus Teor de umidade gravimétrica para o solo Laranja compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	422
Figura 8.28 – Solo Laranja compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.	423
Figura 8.29 – Resistência à compressão não-confinada versus Grau de saturação para o solo Vermelho compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	424
Figura 8.30 – Resistência à compressão não-confinada versus Teor de umidade gravimétrica para o solo Vermelho compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	424
Figura 8.31 – Solo Vermelho compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.	425
Figura 8.32 – Resistência à compressão não-confinada versus Grau de saturação para o solo Marrom compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	426
Figura 8.33 – Resistência à compressão não-confinada versus Teor de umidade gravimétrica para o solo Marrom compactado com identificação do	

Índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	426
Figura 8.34 – Solo Marrom compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.	427
Figura 8.35 – Resistência à compressão não-confinada em função da sucção matricial dos solos compactados. (a) Branco. (b) Amarelo. (c) Laranja. (d) Vermelho. (e) Marrom.	428
Figura 8.36 – Resultados dos ensaios de compressão simples realizados nos corpos-de-prova compactados na umidade ótima (Oliveira, 2004).	429
Figura 8.37 – Resultados dos ensaios de compressão simples realizados nos corpos-de-prova compactados em escala de 0 a 500 kPa para a sucção matricial.	429
Figura 8.38 – Relação entre resistência não-confinada e teor de argila para os solos compactados.	430
Figura 8.39 – Esquema geral do ensaio de compressão diametral.	432
Figura 8.40 – Ensaio de compressão diametral em amostras compactadas rompidas em teores de umidade baixos. (a) Início do ensaio. (b) Final do ensaio.	435
Figura 8.41 – Ensaio de compressão diametral em amostras compactadas rompidas em teores de umidade altos. (a) Início do ensaio. (b) Final do ensaio.	435
Figura 8.42 – Exemplos de resultados obtidos para os corpos-de-prova ensaiados com (a) baixo teor de umidade e (b) alto teor de umidade.	436
Figura 8.43 – Resistência à tração versus Grau de saturação para o solo Branco compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	437
Figura 8.44 – Resistência à tração versus Umidade gravimétrica para o solo Branco compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	437
Figura 8.45 – Resistência à tração versus Grau de saturação para o solo Amarelo compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	438
Figura 8.46 – Resistência à tração versus Umidade gravimétrica para o solo Amarelo compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	438
Figura 8.47 – Resistência à tração versus Grau de saturação para o solo	

Laranja compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	439
Figura 8.48 – Resistência à tração versus Umidade gravimétrica para o solo Laranja compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	439
Figura 8.49 – Resistência à tração versus Grau de saturação para o solo Vermelho compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	440
Figura 8.50 – Resistência à tração versus Umidade gravimétrica para o solo Vermelho compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	440
Figura 8.51 – Resistência à tração versus Grau de saturação para o solo Marrom compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	441
Figura 8.52 – Resistência à tração versus Umidade gravimétrica para o solo Marrom compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	441
Figura 8.53 – Resistência à tração versus sucção matricial para um solo maduro, coluvionar, argilo-arenoso (Soares, 2005).	442
Figura 8.54 – Resistência à tração dos solos compactados. (a) Branco. (b) Amarelo. (c) Laranja. (d) Vermelho. (e) Marrom.	444
Figura 8.55 – Relação entre a resistência à tração e o teor de argila das amostras compactadas.	446
Figura 8.56 – Solo Branco: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).	449
Figura 8.57 – Solo Amarelo: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).	450
Figura 8.58 – Solo Laranja: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).	451
Figura 8.59 – Solo Vermelho: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).	452
Figura 8.60 - Solo Marrom: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).	453
Figura 8.61 – Envoltória de resistência para deslocamento de 12 mm assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb (Oliveira, 2006).	455
Figura 8.62 – Envoltória de resistência para deslocamento de 6 mm	

assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb (Oliveira, 2006).	455
Figura 8.63 – Envoltória de resistência curva ajustada por uma função potência (Oliveira, 2006).	457
Figura 8.64 – Variação dos parâmetros de resistência com a profundidade. (a) Coesão dos solos indeformados e compactados. (b) Ângulo de atrito dos solos indeformados e compactados.	458
Figura 8.65 – Exemplos de ruptura de corpos-de-prova submetidos à compressão simples.	464
Figura 8.66 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Branco	465
Figura 8.67 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Amarelo.	465
Figura 8.68 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Laranja.	466
Figura 8.69 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Marrom, com teores de umidade elevados.	466
Figura 8.70 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Vermelho. Teores de umidade inferiores a 5%.	467
Figura 8.71 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Marrom. Teores de umidade inferiores a 5%.	467
Figura 8.72 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Marrom, com baixos teores de umidade.	468
Figura 8.73 – Módulos de deformação em função do grau de saturação dos corpos-de-prova indeformados.	468
Figura 8.74 – Resistência à compressão simples versus grau de saturação para o solo Branco com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	470
Figura 8.75 – Resistência à compressão simples versus teor de umidade gravimétrica para o solo Branco com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	470
Figura 8.76 – Solo Branco Indeformado. (a) Índice de vazios versus teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência versus peso específico seco.	471
Figura 8.77 – Resistência à compressão simples versus grau de saturação para o solo Amarelo com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	472
Figura 8.78 – Resistência à compressão simples versus teor de umidade	

gravimétrica para o solo Amarelo com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	472
Figura 8.79 – Solo Amarelo Indeformado. (a) Índice de vazios versus teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência versus peso específico seco.	473
Figura 8.80 – Resistência à compressão simples versus grau de saturação para o solo Amarelo com distinção dos corpos-de-prova de índice vazios inferior a 0,8.	473
Figura 8.81 – Resistência à compressão simples versus grau de saturação para o solo Laranja com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	474
Figura 8.82 – Resistência à compressão simples versus umidade gravimétrica para o solo Laranja com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	474
Figura 8.83 – Solo Laranja Indeformado. (a) Índice de vazios versus teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência versus peso específico seco.	475
Figura 8.84 – Resistência à compressão simples versus grau de saturação para o solo Vermelho.	476
Figura 8.85 – Resistência à compressão simples versus umidade gravimétrica para o solo Vermelho.	476
Figura 8.86 – Solo Vermelho Indeformado. (a) Índice de vazios versus teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência versus peso específico seco.	477
Figura 8.87 – Resistência à compressão simples versus grau de saturação para o solo Marrom.	478
Figura 8.88 – Resistência à compressão simples versus umidade gravimétrica para o solo Marrom.	478
Figura 8.89 – Solo Marrom Indeformado. (a) Índice de vazios versus teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência versus peso específico seco.	479
Figura 8.90 – Resistência à compressão não-confinada em função da sucção matricial dos solos indeformados. (a) (b) Branco. (c) (d) Amarelo. (e) (f) Laranja. (g) (h) Vermelho. (i) (j) Marrom.	481
Figura 8.91 – Resistência à compressão não-confinada em função da sucção matricial dos solos indeformados Branco e Amarelo.	482
Figura 8.92 – Relação entre resistência à compressão simples e teor de argila das amostras indeformadas.	483
Figura 8.93 – Ruptura de corpo de prova por desenvolvimento de fissura vertical.	488

Figura 8.94 – Ruptura de corpo de prova por fratura pré-existente.	489
Figura 8.95 – Ruptura de corpo de prova por fratura pré-existente.	489
Figura 8.96 – Resistência à tração versus grau de saturação para o solo Branco com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	490
Figura 8.97 – Resistência à tração versus umidade gravimétrica para o solo Branco com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	490
Figura 8.98 – Resistência à tração versus grau de saturação para o solo Amarelo com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	491
Figura 8.99 – Resistência à tração versus umidade gravimétrica para o solo Amarelo com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	491
Figura 8.100 – Resistência à tração versus grau de saturação para o solo Laranja com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	492
Figura 8.101 – Resistência à tração versus umidade gravimétrica para o solo Laranja com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	492
Figura 8.102 – Resistência à tração versus grau de saturação para o solo Vermelho com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	493
Figura 8.103 – Resistência à tração versus umidade gravimétrica para o solo Vermelho com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	493
Figura 8.104 – Resistência à tração versus grau de saturação para o solo Marrom com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	494
Figura 8.105 – Resistência à tração versus umidade gravimétrica para o solo Marrom com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.	494
Figura 8.106 – Comportamento de resistência à tração típico de solos não coesivos (Goulding, 2006).	495
Figura 8.107 – Picos de resistência à tração para o solo Branco indeformado.	496

Figura 8.108 – Picos de resistência à tração para o solo Amarelo indeformado.	497
Figura 8.109 – Resistência à tração dos solos indeformados em função da sucção matricial. (a) Branco. (b) Amarelo. (c) Laranja. (d) Vermelho. (e) Marrom.	498
Figura 8.110 – Relação entre o teor de argila e a resistência à tração dos solos indeformados.	500
Figura 8.111 – Influência do tamanho de poros na resistência à tração.	501
Figura 8.112 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Branco compactado e indeformado. (a) Grau de saturação versus resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica versus índice de vazios. (c) Peso específico seco versus resistência.	503
Figura 8.113 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Amarelo compactado e indeformado. (a) Grau de saturação versus resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica versus índice de vazios. (c) Peso específico seco versus resistência.	504
Figura 8.114 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Laranja compactado e indeformado. (a) Grau de saturação versus resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica versus índice de vazios. (c) Peso específico seco versus resistência.	505
Figura 8.115 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Vermelho compactado e indeformado. (a) Grau de saturação versus resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica versus índice de vazios. (c) Peso específico seco versus resistência.	506
Figura 8.116 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Marrom compactado e indeformado. (a) Grau de saturação versus resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica versus índice de vazios. (c) Peso específico seco versus resistência.	507
Figura 8.117 – Deformação na ruptura versus teor de umidade para os solos compactados.	508
Figura 8.118 – Deformação na ruptura versus teor de umidade para os solos indeformados.	508
Figura 8.119 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) aos ensaios realizados nos solos compactados. (a) Solo Branco. (b) Solo Amarelo. (c) Solo Laranja. (d) Solo Vermelho. (e) Solo Marrom.	511
Figura 8.120 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) aos	

ensaios realizados nos solos compactados. Melhor ajuste obtido com a variação de k , C e α . (a) Solo Branco. (b) Solo Amarelo. (c) Solo Laranja. (d) Solo Vermelho. (e) Solo Marrom.	512
Figura 8.121 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) aos ensaios realizados nos solos indeformados. (a) Solo Branco. (b) Solo Amarelo. (c) Solo Laranja. (d) Solo Vermelho. (e) Solo Marrom.	514
Figura 8.122 – Compressão diametral do solo Branco compactado e indeformado. (a) Grau de saturação versus resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica versus índice de vazios. (c) Peso específico seco versus resistência.	516
Figura 8.123 – Resistência à tração do solo Branco no estado compactado e indeformado com valores de $e < 0,78$.	516
Figura 8.124 – Compressão diametral do solo Amarelo compactado e indeformado. (a) Grau de saturação versus resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica versus índice de vazios. (c) Peso específico seco versus resistência.	517
Figura 8.125 – Compressão diametral do solo Laranja compactado e indeformado. (a) Grau de saturação versus resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica versus índice de vazios. (c) Peso específico seco versus resistência.	518
Figura 8.126 – Compressão diametral do solo Vermelho compactado e indeformado. (a) Grau de saturação versus resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica versus índice de vazios. (c) Peso específico seco versus resistência.	519
Figura 8.127 – Compressão diametral do solo Marrom compactado e indeformado. (a) Grau de saturação versus resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica versus índice de vazios. (c) Peso específico seco versus resistência.	520
Figura 8.128 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Branco indeformado.	524
Figura 8.129 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Amarelo indeformado.	524
Figura 8.130 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Laranja indeformado.	525
Figura 8.131 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Vermelho indeformado.	525

Figura 8.132 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Marrom indeformado.	526
Figura 8.133 – Influência do ângulo de contato na previsão da resistência à tração do solo Marrom para o método de Rumpf.	527
Figura 8.134 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Branco compactado.	530
Figura 8.135 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Amarelo compactado.	531
Figura 8.136 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Laranja compactado.	531
Figura 8.137 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Vermelho compactado.	532
Figura 8.138 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Marrom compactado.	532
Figura 8.139 – Variação da resistência com o teor de argila para as amostras compactadas no estado saturado.	534
Figura 8.140 – Variação do ângulo de atrito com o teor de areia para as amostras indeformadas no estado saturado.	535
Figura 8.141 – Variação da resistência com o teor de argila para as amostras indeformadas no estado saturado.	536
Figura 8.142 – Variação do ângulo de atrito com o teor de areia para as amostras indeformadas no estado saturado.	537
Figura 8.143 – Variação do ângulo de atrito com as porcentagens de SiO ₂ , Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃ para as amostras indeformadas no estado saturado.	538
Figura 8.144 – Relação entre os parâmetros de resistência e o índice de intemperismo ba ₁ . (a) Coesão e ângulo de atrito. (b) Parâmetros a e b (Oliveira, 2006).	539
Figura 8.145 – Influência do intemperismo na resistência não-confinada dos solos compactados. (a) Escala de 0 a 400 kPa. (b) Escala de 0 a 100 kPa.	540
Figura 8.146 – Influência do intemperismo na resistência à tração dos solos compactados.	540
Figura 8.147 – Relação entre resistência à tração e resistência não-drenada e teor de argila para os solos compactados.	541
Figura 8.148 – Relação entre resistência à tração e resistência não-drenada o índice de intemperismo para os solos compactados. (a) Índice de intemperismo ba ₁ . (b) Índice de intemperismo ba.	541

Figura 8.149 – Influência do intemperismo na resistência não-confinada para os solos indeformados.	542
Figura 8.150 – Influência do intemperismo na resistência à tração dos solos indeformados. (a) Escala de 0 a 80 kPa. (b) Escala de 0 a 40 kPa.	542
Figura 8.151 – Relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão não-drenada para os solos indeformados. (a) Resistência versus profundidade. (b) Resistência não-drenada versus resistência à tração.	543
Figura 8.152 – Relação entre resistência e ensaios químicos. (a) Resistência versus superfície específica. (b) Resistência versus Al ₂ O ₃ .	543
Figura 8.153 – Relação entre resistência e estrutura. (a) Resistência versus índice de vazios. (b) Resistência versus macro-poros.	544
Figura 8.154 – Máxima resistência à tração e resistência não-drenada para solos indeformados. (a) Relação entre sucção matricial residual e resistência. (b) Relação entre teor de umidade para grau de saturação 100% e resistência. (c) Relação entre limite de liquidez e resistência. (d) Relação entre limite de plasticidade e resistência.	545
Figura 9.1 – Prensa triaxial tipo Bishop Wesley.	551
Figura 9.2 – Esquema do equipamento triaxial.	552
Figura 9.3 – Instrumentos de medidas de deformação interna. (a) Eletronível. (b) Medidor de deformação radial.	553
Figura 9.4 – Medidor de variação de volume (de Campos, 1981; de Campos, 1985).	553
Figura 9.5 – Variação volumétrica do corpo-de-prova durante adensamento de 200 kPa.	555
Figura 9.6 – Variação volumétrica do corpo-de-prova durante adensamento de 400 kPa.	555
Figura 9.7 – Comparação de resultados entre medidor de deformação externo (LVDT) e interno (eletronível).	556
Figura 9.8 – Curvas tensão cisalhante x deformação axial dos ensaios triaxiais.	
Figura 9.9 – Curvas tensão cisalhante x deformação axial normalizada dos ensaios triaxiais.	558
Figura 9.10 – Curvas variação de poro-pressão x deformação axial dos ensaios triaxiais.	559
Figura 9.11 – Curvas variação de poro-pressão x deformação axial normalizada	

dos ensaios triaxiais.	559
Figura 9.12 – Curvas $p' \times q$ dos ensaios triaxiais.	560
Figura 9.13 – Comparação entre as curvas de cisalhamento de um solo saprolítico de Ouro Preto (Fonseca, 2000) e o solo Marrom.	561
Figura 9.14 – Variação das características físicas do perfil de solo residual de Ouro Preto (Futai, 2002).	562
Figura 9.15 – Ensaios CIU realizados em solos residuais de gnaiss de Ouro Preto, coletados em diferentes profundidades. (a) Solo coletado a 1 metro de profundidade. (b) Solo coletado a 3 metros de profundidade. (c) Solo coletado a 5 metros de profundidade. (Futai, 2002).	563
Figura 9.16 – Comparação entre as curvas de cisalhamento de um solo saprolítico de Ouro Preto, coletado a 3 metros de profundidade (Futai, 2002) e o solo Marrom.	564
Figura 9.17 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 20 kPa, escala 1.	566
Figura 9.18 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 20 kPa, escala 2.	566
Figura 9.19 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 200 kPa, escala 1.	567
Figura 9.20 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 200 kPa, escala 2.	567
Figura 9.21 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 400 kPa, escala 1.	568
Figura 9.22 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 400 kPa, escala 2.	568
Figura 9.23 – Variação do módulo secante com a deformação axial para o ensaio saturado com tensão efetiva de 20, 200 e 400 kPa.	570
Figura 9.24 - Critérios de Ruptura para Solos.	572
Figura 9.25 - Definição da Tensão Cisalhante na Ruptura (De Campos e Carrillo, 1995, modificado).	573

Figura 9.26 – Curva de razão entre as tensões principais efetivas x deformação axial.	574
Figura 9.27 – Envoltórias de ruptura para a deformação de 2%.	575
Figura 9.28 – Envoltórias de ruptura para a deformação de 4%.	575
Figura 9.29 – Envoltórias de ruptura para a deformação de 6%.	575
Figura 9.30 – Envoltória de ruptura de acordo com a trajetória de tensões.	576
Figura 9.31 – Determinação do ponto de ruptura de acordo com proposição de De Campos e Carrillo, 1995.	576
Figura 9.32 – Envoltória de ruptura de acordo com proposição de De Campos e Carrillo, 1995.	577
Figura 9.33 – Envoltórias de ruptura para o solo Marrom saturado.	578
Figura 9.34 – Esquema de disposição dos equipamentos para realização dos ensaios triaxiais não saturados.	579
Figura 9.35 – Curvas de variação de volume de água durante estabilização do corpo-de-prova na câmara triaxial.	581
Figura 9.36 – Curva característica do solo Marrom.	583
Figura 9.37 – Curva característica do solo Vermelho.	583
Figura 9.38 – Corpos-de-prova dos ensaios triaxiais com sucção controlada de 50 kPa. Ensaio com tensão controlada. (a) Corpo-de-prova A - Tensão normal líquida de 35 kPa. (b) Corpo-de-prova B - Tensão normal líquida de 70 kPa. (c) Corpo-de-prova C - Tensão normal líquida de 70 kPa. (d) Corpo-de-prova D - Tensão normal líquida de 150 kPa.	584
Figura 9.39 – Corpos-de-prova dos ensaios triaxiais com sucção controlada de 150 kPa. Ensaio com tensão controlada. (a) Corpo-de-prova E - Tensão normal líquida de 35 kPa. (b) Corpo-de-prova F - Tensão normal líquida de 70 kPa. (c) Corpo-de-prova G - Tensão normal líquida de 150 kPa.	585
Figura 9.40 – Ensaio triaxial de sucção controlada igual a 50 kPa, tensão controlada. Curvas tensão-deformação.	587
Figura 9.41 – Ensaio triaxial de sucção controlada igual a 50 kPa, tensão controlada. Curvas deformação radial-deformação axial.	587
Figura 9.42 – Ensaio triaxial de sucção controlada igual a 150 kPa, tensão controlada. Curvas tensão-deformação.	588
Figura 9.43 – Ensaio triaxial de sucção controlada igual a 150 kPa, tensão controlada. Curvas deformação radial-deformação axial.	588
Figura 9.44 – Corpos-de-prova dos ensaios triaxiais com sucção controlada de 150 kPa. Ensaio com deformação controlada. (a) Corpo-de-prova H - Tensão	

- normal líquida de 35 kPa. (b) Corpo-de-prova I - Tensão normal líquida de 70 kPa. (c) Corpo-de-prova J - Tensão normal líquida de 150 kPa. 590
- Figura 9.45 – Ensaio triaxial de sucção controlada, igual a 150 kPa, deformação controlada. Curvas tensão-deformação. 591
- Figura 9.46 – Ensaio triaxial de sucção controlada, igual a 150 kPa, deformação controlada. Curvas deformação radial-deformação axial. 591
- Figura 9.47 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa, escala 1. 594
- Figura 9.48 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa, escala 2. 594
- Figura 9.49 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa, escala 1. 595
- Figura 9.50 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa, escala 2. 595
- Figura 9.51 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa, escala 1. 596
- Figura 9.52 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa, escala 2. 596
- Figura 9.53 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa, escala 1. 597
- Figura 9.54 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor

radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa, escala 2. 597

Figura 9.55 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa, escala 1. 598

Figura 9.56 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa, escala 2. 598

Figura 9.57 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa, escala 1. 599

Figura 9.58 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa, escala 2. 599

Figura 9.59 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, deformação controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa. 600

Figura 9.60 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, deformação controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa. 600

Figura 9.61 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, deformação controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa. 601

Figura 9.62 – Variação do módulo de deformação secante com a deformação axial para o ensaio não saturado executado, sucção de 50 kPa, com tensão controlada. 602

Figura 9.63 – Variação do módulo de deformação secante com a deformação axial para o ensaio não saturado executado, sucção de 150 kPa, com tensão controlada. 602

Figura 9.64 – Variação do módulo elástico com a deformação axial para o ensaio não saturado executado, sucção de 150 kPa, com deformação controlada.	603
Figura 9.65 – Resistência em função da tensão normal líquida e sucção obtida dos ensaios de tensão controlada.	605
Figura 9.66 – Ruptura definida pelo critério de máxima deformação radial em comparação com as envoltórias de ruptura determinadas pelos métodos convencionais.	606
Figura 9.67 – Tensão desviadora na ruptura versus tensão normal para diferentes condições de saturação do solo Marrom.	607

Lista de tabelas

Tabela 2.1 – Equações matemáticas propostas para a curva característica dos solos.	70
Tabela 2.2 – Proposições para a modelagem da curva de condutividade hidráulica (Gerscovich e Guedes, 2004).	78
Tabela 2.3 – Expressões formuladas com base na extensão do princípio das tensões efetivas para solos não saturados.	81
Tabela 3.1 - Sumário da compressibilidade dos solos tropicais (Futai, 2002).	133
Tabela 3.2 – Índice de vazios inicial, coesão e ângulo de atrito para um solo residual jovem de gnaiss (MacCarini, 1980).	141
Tabela 3.3 – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem de gnaiss (Costa Filho e de Campos, 1991).	141
Tabela 3.4 – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem de gnaiss (Costa Filho e de Campos, 1991).	141
Tabela 3.5 – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaiss (Aleixo, 1998).	142
Tabela 3.6 – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaiss (Reis, 2004).	143
Tabela 4.1 – Coluna estratigráfica da região de Curitiba (Salamuni, 1998, modificado).	151
Tabela 4.2 – Dados das coletas de amostras no talude.	155
Tabela 4.3 – Amostras indeformadas coletadas em dezembro de 2004.	160
Tabela 4.4 – Amostras indeformadas coletadas em julho de 2005.	162
Tabela 4.5 – Amostras indeformadas coletadas em agosto de 2005.	168
Tabela 4.6 – Amostras deformadas coletadas em dezembro de 2004.	168
Tabela 4.7 – Amostras indeformadas coletadas em julho de 2007.	168
Tabela 5.1 – Ensaio realizado para o Solo Branco.	181
Tabela 5.2 – Ensaio realizado para o Solo Amarelo.	183
Tabela 5.3 – Ensaio realizado para o Solo Laranja.	185
Tabela 5.4 – Ensaio realizado para o Solo Vermelho.	187
Tabela 5.5 – Ensaio realizado para o Solo Marrom.	188
Tabela 5.6 – Porosidade por injeção de mercúrio.	210
Tabela 5.7 – Classificação dos espaços porosos.	211
Tabela 5.8 – Distribuição de poros em porcentagem.	211

Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios de caracterização das amostras compactadas.	213
Tabela 5.10 – Valores de pH e Acidez Total.	221
Tabela 5.11 – Matéria Orgânica.	221
Tabela 5.12 - Análises químicas totais por fluorescência de raios-X das diversas camadas de solo do perfil estudado (Oliveira, 2006).	224
Tabela 5.13 – Resultado do ensaio de cromatografia.	226
Tabela 5.14 – Minerais identificados por difratometria de raios-X (Oliveira, 2006).	232
Tabela 5.15 – Variação do peso específico seco para os solos estudados.	239
Tabela 5.16 – Variação do índice de vazios para os solos estudados.	242
Tabela 5.17 – Limite de contração de amostras indeformadas.	243
Tabela 5.18 – Valores de Peso Específico Seco, Índice de Vazios e Porosidade representativos para cada tipo de solo.	245
Tabela 5.19 – Comparação entre porosidades.	245
Tabela 5.20 – Variações típicas no índice de vazios in situ em solos residuais brasileiros (Sandroni, 1985).	246
Tabela 6.1 – Técnicas utilizadas para determinação da curva característica em solos.	250
Tabela 6.2 – Instrumentos utilizados para determinação da sucção em solos.	250
Tabela 6.3 – Potenciais de água de uma solução de cloreto de sódio em função da temperatura e molalidade (Juca, 1999).	256
Tabela 6.4 – Potenciais de água de uma solução de ácido sulfúrico em função da temperatura e molalidade (Juca, 1999).	257
Tabela 6.5 – Teor de umidade gravimétrica médio para o grau de saturação igual a 100% para os solos estudados.	265
Tabela 6.6 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Branco.	266
Tabela 6.7 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Amarelo.	267
Tabela 6.8 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Laranja.	268
Tabela 6.9 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Laranja, desconsiderando valor do teor de umidade saturado definido previamente.	269
Tabela 6.10 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo	

Vermelho.	270
Tabela 6.11 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Marrom.	272
Tabela 6.12 – Valores característicos das curvas de retenção dos solos indeformados.	273
Tabela 6.13 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova do solo Branco utilizados na determinação da curva característica.	279
Tabela 6.14 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova do solo Amarelo utilizados na determinação da curva característica.	280
Tabela 6.15 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova do solo Laranja utilizados na determinação da curva característica.	281
Tabela 6.16 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova do solo Vermelho utilizados na determinação da curva característica.	282
Tabela 6.17 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova do solo Marrom utilizados na determinação da curva característica.	283
Tabela 6.18 – Teor de umidade gravimétrica médio para o grau de saturação igual a 100% para os solos estudados compactados.	284
Tabela 6.19 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova compactados do solo Branco utilizados na determinação da curva característica.	285
Tabela 6.20 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova compactados do solo Amarelo utilizados na determinação da curva característica.	285
Tabela 6.21 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova compactados do solo Laranja utilizados na determinação da curva característica.	286
Tabela 6.22 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova compactados do solo Vermelho utilizados na determinação da curva característica.	286
Tabela 6.23 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova compactados do solo Marrom utilizados na determinação da curva característica.	287
Tabela 6.24 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Branco compactado.	288
Tabela 6.25 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Amarelo compactado.	289
Tabela 6.26 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Laranja compactado.	290
Tabela 6.27 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Vermelho compactado.	291
Tabela 6.28 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo	

Marrom compactado.	292
Tabela 6.29 – Valores característicos das curvas de retenção dos solos compactados.	293
Tabela 6.30 – Dados das curvas de retenção.	294
Tabela 6.31 – Parâmetros da curva característica solo-ar.	299
Tabela 6.32 – Dados dos ensaios de resistividade com teor de umidade constante.	317
Tabela 6.33 – Dados dos ensaios de resistividade com índice de vazios constante.	319
Tabela 6.34 – Funções do tipo potência propostas para o ajuste dos dados de resistividade (y) em função do grau de saturação (x) e do índice de vazios das amostras deformadas.	322
Tabela 6.35 – Características dos solos indeformados utilizados para os ensaios de resistividade elétrica.	324
Tabela 6.36 – Dados dos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade elétrica com percolação de água.	340
Tabela 6.37 – Ensaios realizados na água percolada nos solos.	344
Tabela 6.38 – Análise química da água percolada nos corpos-de-prova do ensaio de resistividade.	346
Tabela 6.39 – Resistividade da água com diluição de NaCl e NaSO ₄ .	354
Tabela 6.40 – Dados do ensaio de permeabilidade à carga variável.	365
Tabela 7.1 – Parâmetros obtidos dos ensaios de adensamento inundado em amostras indeformadas.	372
Tabela 7.2 – Parâmetros de compressão edométrica (Futai, 2002).	374
Tabela 7.3 – Início da reta virgem e ponto de escoamento dos solos indeformados.	381
Tabela 7.4 – Parâmetros obtidos dos ensaios de adensamento inundado em amostras desestruturadas.	382
Tabela 7.5 – Parâmetros obtidos dos ensaios de adensamento não saturado com sucção de 50 kPa.	389
Tabela 7.6 – Início da reta virgem e pontos de escoamento dos solos indeformados com sucção de 50 kPa.	392
Tabela 8.1 – Dados dos corpos-de-prova compactados utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.	398
Tabela 8.2 – Resumo dos ensaios de cisalhamento direto para os solos compactados.	405

Tabela 8.3 – Índices físicos dos corpos-de-prova Branco compactados submetidos à compressão uniaxial.	406
Tabela 8.4 – Índices físicos dos corpos-de-prova Amarelo compactados submetidos à compressão uniaxial.	407
Tabela 8.5 – Índices físicos dos corpos-de-prova Laranja compactados submetidos à compressão uniaxial.	407
Tabela 8.6 – Índices físicos dos corpos-de-prova Vermelho compactados submetidos à compressão uniaxial.	408
Tabela 8.7 – Índices físicos dos corpos-de-prova Marrom compactados submetidos à compressão uniaxial.	408
Tabela 8.8 – Condições de variação nula de volume para os solos compactados.	416
Tabela 8.9 – Resistência à compressão não-confinada das amostras compactadas.	430
Tabela 8.10 – Índices físicos dos corpos de prova Branco compactados dos ensaios de compressão diametral.	433
Tabela 8.11 – Índices físicos dos corpos de prova Amarelo compactados dos ensaios de compressão diametral.	433
Tabela 8.12 – Índices físicos dos corpos de prova Laranja compactados dos ensaios de compressão diametral.	433
Tabela 8.13 – Índices físicos dos corpos de prova Vermelho compactados dos ensaios de compressão diametral.	434
Tabela 8.14 – Índices físicos dos corpos de prova Marrom compactados dos ensaios de compressão diametral.	434
Tabela 8.15 - Teor de umidade a partir do qual as rupturas no ensaio Brasileiro tornavam-se dúcteis.	436
Tabela 8.16 – Resistência à tração máxima dos solos compactados.	445
Tabela 8.17 – Dados dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.	448
Tabela 8.18 – Resumo dos ensaios de cisalhamento direto dos solos indeformados.	456
Tabela 8.19 – Equações potenciais propostas para os ensaios de cisalhamento (Oliveira, 2006).	457
Tabela 8.20 – Índices físicos dos corpos de prova Branco submetidos à compressão uniaxial.	460
Tabela 8.21 – Índices físicos dos corpos de prova Amarelo submetidos à	

compressão uniaxial.	461
Tabela 8.22 – Índices físicos dos corpos de prova Laranja submetidos à compressão uniaxial.	461
Tabela 8.23 – Índices físicos dos corpos de prova Vermelho submetidos à compressão uniaxial.	462
Tabela 8.24 – Índices físicos dos corpos de prova Marrom submetidos à compressão uniaxial.	463
Tabela 8.25 – Resistência à compressão simples das amostras indeformadas.	483
Tabela 8.26 – Índices físicos dos corpos de prova Branco dos ensaios de compressão diametral.	485
Tabela 8.27 – Índices físicos dos corpos de prova Amarelo dos ensaios de compressão diametral.	485
Tabela 8.28 – Índices físicos dos corpos de prova Laranja dos ensaios de compressão diametral.	486
Tabela 8.29 – Índices físicos dos corpos de prova Vermelho dos ensaios de compressão diametral.	486
Tabela 8.30 – Índices físicos dos corpos de prova Marrom dos ensaios de compressão diametral.	487
Tabela 8.31 – Resistência à tração máxima dos solos indeformados.	500
Tabela 8.32 – Porcentagem de poros de acordo com o ensaio de porosimetria de mercúrio e classificação IUPAC.	500
Tabela 8.33 – Parâmetros utilizados na previsão da resistência à compressão não confinada pelo método de Vanapalli et al. (1996) para os solos compactados. Variação de k para a obtenção do melhor ajuste.	510
Tabela 8.34 – Parâmetros utilizados na previsão da resistência à compressão não confinada pelo método de Vanapalli et al. (1996) para os solos compactados. Variação de k, C e α para a obtenção do melhor ajuste.	510
Tabela 8.35 – Parâmetros utilizados na previsão da resistência à compressão não confinada pelo método de Vanapalli et al. (1996) para os solos indeformados.	514
Tabela 8.36 – Valores característicos das curvas de retenção dos solos indeformados.	521
Tabela 8.37 – Constantes dos solos estudados indeformados utilizadas para o modelo de Rumpf (1961 apud Golding, 2006), Schubert (1982 apud Heibrock et al, 2004) e Molenkamp e Nazemi (2003).	522

Tabela 8.38 – Resistência à tração calculada pelo método de Rumpf para o grau de saturação igual a 10%.	522
Tabela 8.39 – Resistência à tração calculada pelo método de Schubert para o grau de saturação igual a 10%.	523
Tabela 8.40 – Resistência à tração calculada pelo método de Molenkamp e Nazemi para o grau de saturação igual a 10%.	523
Tabela 8.41 – Constantes dos solos estudados compactados utilizadas para o modelo de Rumpf (1961 apud Golding, 2006), Schubert (1982 apud Heibroek et al, 2004) e Molenkamp e Nazemi (2003).	528
Tabela 8.42 – Valores característicos das curvas de retenção dos solos compactados.	528
Tabela 8.43 – Resistência à tração calculada pelo método de Rumpf para o grau de saturação igual a 10% para os solos compactados.	529
Tabela 8.44 – Resistência à tração calculada pelo método de Schubert para o grau de saturação igual a 10% para os solos compactados.	529
Tabela 8.45 – Resistência à tração calculada pelo método de Molenkamp e Nazemi para o grau de saturação igual a 10% para os solos compactados.	529
Tabela 9.1 – Dados dos ensaios triaxiais CU.	557
Tabela 9.2 – Pontos de mudança de comportamento na deformação axial.	569
Tabela 9.3 – Parâmetros de deformação do solo saturado.	571
Tabela 9.4 – Parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para as deformações de 2%, 4% e 6%.	574
Tabela 9.5 – Parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb de acordo com os critérios de ruptura.	577
Tabela 9.6 – Ensaios triaxiais não saturados.	580
Tabela 9.7 – Dados dos corpos-de-prova dos ensaios triaxiais de sucção 50 kPa.	581
Tabela 9.8 – Dados dos corpos-de-prova dos ensaios triaxiais de sucção 150 kPa.	582
Tabela 9.9 – Dados dos corpos-de-prova ensaiados à deformação controlada com sucção de 150 kPa.	589
Tabela 9.10 – Pontos de mudança de comportamento para os ensaios não saturados, tensão controlada.	593
Tabela 9.11 – Pontos de mudança de comportamento para os ensaios não saturados, deformação controlada.	593
Tabela 9.12 – Parâmetros de deformação do solo não saturado.	603

Lista de símbolos e abreviações

= diâmetro da abertura da malha da peneira

% = porcentagem

° = grau

' = minutos

A = área da secção transversal

ABNT = Associação Brasileira de Normas Técnicas

Al⁺³ = cátion de Alumínio

ASTM = American Society for Testing and Materials

atm = atmosfera

A_w = teor de cimento

ba = índice de intemperismo químico

ba₁ = índice de intemperismo químico

C = capacidade de sucção

C = celsius

c = coesão

Ca⁺² = cátion de cálcio

CBR = Índice de Suporte Califórnia de Solos

C_c = coeficiente de compressibilidade

Cl⁻ = ânion de cloro

cm = centímetro

CTC = capacidade de troca catiônica

C_u = resistência à compressão não confinada

d = diâmetro

d₅₀ = diâmetro para o qual passam 50% do material

DCMM = Departamento de Ciências dos Materiais e Metalurgia

D_f = dimensão fractal da superfície do material

DNER = Departamento Nacional de Estradas e Rodagem

e = espessura

e = índice de vazios

E = módulo de elasticidade

e₀ = índice de vazios inicial

EMBRAPA = Empresa Brasileira de Pesquisas Agrárias

E_{oed} = módulo de elasticidade edométrico

Ft = força capilar
g = aceleração gravitacional
g = grama
gf = grama-força
Gs = peso específico real dos grãos
h = altura
H⁺ = cátion de hidrogênio
h = hora
i = condutividade hidráulica
i = corrente
I = índice de resistividade
IP = índice de plasticidade
IR = índice de resistividade
ISO = International Organization for Standardization
IUPAC = União Internacional da Química Pura e Aplicada
K⁺ = cátion de potássio
kg = quilograma
kgf = quilograma-força
km = quilometro
kN = quilonewton
kPa = quilopascal
kw = condutividade hidráulica
l = comprimento
L = litro
LACTEC = Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento
LAME = Laboratório de Materiais e Estruturas
LAMIR = Laboratório de Mineralogia da UFPR
LC = limite de contração
LL = limite de liquidez
LP = limite de plasticidade
ln = logaritmo neperiano
log = logaritmo
LPH = Laboratório de Pesquisas Hidrogeológicas da UFPR
LVTD = *Linearly Variable Differential Transformer*
m = metro
mA = miliampère

mEq = miliequivalente
mg = miligrama
 Mg^{+2} = cátion de magnésio
min = minuto
mL= mililitro
mm= milímetro
MPa = megapascal
mV = milivolt
N = newton
n = porosidade
 Na^+ = cátion de sódio
NBR = norma brasileira
P = carga de fratura primária
p = pressão de vapor do ar
 p'' = poro-pressão de água negativa
 p_0 = pressão de vapor de saturação
Pa = pascal
Pc = pressão capilar
Pe = pressão de entrada de ar
PEG = polietilenoglicol
pH = potencial de hidrogenização
PUC = Pontifícia Universidade Católica
PVC = poli cloreto de vinila
q = tensão cisalhante
R = constante universal dos gases
R = resistência
 R_0 = resistividade para saturação de 100%
 R^2 = coeficiente de correlação
RH = umidade relativa
 R_t = resistividade para uma determinada saturação S_w
S = grau de saturação
s = segundo
SE = superfície específica
 Si^{+4} = cátion de silício
 S_w = grau de saturação para o teor de umidade w
T = capacidade de troca catiônica

T = temperatura
Ts = tensão superficial
u_a = poro-pressão de ar
UFPR = Universidade Federal do Paraná
μm = micro metro
u_m = pressão de mercúrio
USCS = Sistema Unificado de Classificação de Solos
u_w = poro-pressão de água
V = diferença de potencial
V₀ = volume inicial
Va = volume de ar
w = umidade
w₀ = umidade inicial
w_f = umidade final
w_{grav} = umidade gravimétrica
w_{nat} = umidade natural
w_s = teor de umidade gravimétrica para solo saturado
w_{vol} = umidade volumétrica
Ø = ângulo de atrito
Ø = diâmetro
Ø' = ângulo de atrito efetivo
Θ = teor de umidade normalizada
Δ = variação
ε_c = deformação específica de colapso
ε_e = deformação específica de expansão
ε_{vN} = deformação volumétrica normalizada
χ = massa molecular da água
Ψ = sucção do solo
Ψ_r = grau de saturação residual
Ω = ohm
ω = velocidade angular
α = inclinação
β = parâmetro de quantificação do intemperismo químico
γ = peso específico
γ_d = peso específico seco
γ_g = peso específico real dos grãos

γ_{nat} = peso específico natural
 γ_w = peso específico da água
 θ_r = teor de umidade volumétrico residual
 θ_s = teor de umidade volumétrico saturado
 θ = teor de umidade volumétrico
 ρ = densidade do fluido
 ρ = resistividade do material
 ρ_{real} = massa específica real dos grãos de solo
 ρ_{sat} = resistividade elétrica do solo saturado
 ρ_w = densidade da água
 ρ_w = resistividade elétrica do fluido dos poros
 σ' = tensão efetiva
 σ'_1 = tensão efetiva maior
 σ'_3 = tensão efetiva menor
 σ_a = resistência à tração no regime capilar
 σ_n = tensão normal
 σ_t = resistência à tração no regime residual
 σ_{vm} = tensão de escoamento
 σ_{vy} = tensão de escoamento edométrica
 σ = tensão total normal
 σ_1 = tensão principal maior
 σ_3 = tensão principal menor
 τ = tensão cisalhante

1 Introdução

O estudo do comportamento de solos não saturados é importante na engenharia civil, geotécnica, agrônômica e de meio ambiente. A construção de estradas, taludes e barragens de terra envolve o uso de solos argilosos compactados. Na engenharia agrônômica o conhecimento da curva de retenção e das propriedades de variação de volume dos solos é necessário para permitir o prognóstico da distribuição do teor de umidade do solo. Ainda, na área de meio ambiente, argilas compactadas são usadas para a construção de barreiras para a disposição de resíduos de mineração, industriais, radioativos e combustíveis nucleares (Blatz *et al.*, 2002). Para a avaliação de estabilidade de taludes naturais é essencial o conhecimento do comportamento de resistência e deformabilidade do terreno. Estes são alguns exemplos de obras que tem voltado a atenção dos pesquisadores para a determinação das propriedades dos solos não saturados.

A não utilização ou, em alguns casos, a má utilização das propriedades dos solos não saturados em projetos de engenharia conduz, no primeiro caso, a obras que incorporam alto grau de conservadorismo utilizando propriedades de solos saturados e, no segundo caso, a falhas funcionais, estéticas e até estruturais de obras mal projetadas. Além disso, é importante ressaltar que um projeto conservador transforma-se muitas vezes em uma construção dispendiosa.

No entanto, seja por desconhecimento dos engenheiros de projeto ou de campo, seja pelas dificuldades de realização de ensaios, sua longa duração ou falta de difusão de metodologias de execução, a utilização da mecânica dos solos não saturados na prática da engenharia geotécnica ainda é incipiente.

Em especial nas regiões de ambiente tropical, como é o caso do Brasil, o estudo dos solos não saturados soma-se a outro estudo ainda pouco explorado que é a pesquisa de solos residuais. Solos residuais apresentam um comportamento diferenciado em relação aos solos sedimentares para os quais a mecânica dos solos clássica foi desenvolvida e já é bastante difundida. No âmbito das pesquisas com solos residuais, os trabalhos vêm sendo desenvolvidos em solos residuais maduros de granitos e gnaisse.

Normalmente, esses solos apresentam-se mais homogêneos em relação às características físicas, de resistência e de deformabilidade.

A presente tese está inserida no projeto PRONEX-Rio e faz parte de uma linha de pesquisa sobre solos residuais tropicais que conta com a participação de diversas instituições (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, EMBRAPA, Universidade Federal de Viçosa). No Paraná, as pesquisas foram realizadas com o apoio do Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento – LACTEC e da Universidade Federal do Paraná – UFPR. O trabalho foi desenvolvido em um perfil de solo residual de granito-gnaiss localizado na região metropolitana de Curitiba. Além da presente tese, que apresenta a influência da sucção na resistência e compressibilidade dos solos não saturados, a pesquisa nesse perfil envolve outros dois trabalhos que se complementam e têm por objetivo final um melhor entendimento dos solos residuais:

- A dissertação de Elisangela do Padro Oliveira, que objetiva a caracterização bio-físico-químico-mineralógica e micromorfológica do perfil de alteração;
- A tese de Laryssa Petry Ligocki, que apresenta um estudo sobre a influência do intemperismo na resistência e compressibilidade saturada do solo.

O objetivo principal do estudo aqui descrito pode ser mais bem definido através de metas parciais a serem atingidas:

- Avaliação da resistência à tração do solo em função da sucção;
- Avaliação dos módulos iniciais de deformabilidade do solo em função da sucção;
- Avaliação da influência da sucção no comportamento de deformabilidade e compressibilidade do solo não saturado;
- Avaliação da(s) curva(s) de escoamento do solo não saturado em função da sucção e trajetória de tensões;
- Avaliação da influência da sucção no comportamento de resistência do solo não saturado;
- Avaliação da influência do grau de intemperismo no comportamento de solos residuais.

O desenvolvimento da pesquisa é realizado através de ensaios de laboratório convencionais e com controle de sucção, conduzidos em amostras com diferentes graus de intemperismo. Inicialmente o trabalho previa o estudo apenas de amostras indeformadas, no entanto, a grande dispersão de resultados

decorrentes da heterogeneidade do material fez com que se optasse por trabalhar com amostras compactadas, a partir das quais algumas conclusões pudessem ser obtidas. Fez parte do escopo do trabalho o desenvolvimento de equipamentos para a realização de ensaios de solos não saturados.

A apresentação do trabalho é feita em dez capítulos. No Capítulo 2 é apresentada uma revisão sobre solos não saturados. São abordados temas importantes para o desenvolvimento do trabalho como a relação teor de umidade – sucção de solos, resistência ao cisalhamento e resistência à tração em função da sucção e compressibilidade de solos não saturados.

No Capítulo 3 são apresentados dados encontrados na literatura sobre solos residuais. O Capítulo 4 descreve as peculiaridades do local de estudo. O Capítulo 5 apresenta a caracterização dos solos estudados, através de ensaios de caracterização, físicos, químicos, mineralógicos e microestruturais. O Capítulo 6 apresenta a investigação experimental das propriedades hidráulicas, onde são apresentadas as curvas de retenção e as características de condutividade elétrica, enquanto que o Capítulo 7 apresenta as propriedades de compressibilidade dos materiais através de ensaios edométricos saturados e não saturados. As propriedades mecânicas de resistência ao cisalhamento direto, resistência à compressão unidimensional e resistência à tração, realizados em corpos-de-prova com diferentes teores de umidade, e no estado indeformado e compactado são apresentadas no Capítulo 8. O comportamento saturado e não saturado dos solos sob o estado de tensões triaxiais é apresentado no Capítulo 9. O Capítulo 10 resume as conclusões obtidas e apresenta as sugestões para os próximos trabalhos.

2 Solos Não Saturados

2.1. Introdução

As pesquisas em solos não saturados tiveram início na área de ciências dos solos. Alguns pesquisadores desta área tiveram papel importante no desenvolvimento de conceitos e técnicas de ensaio para solos não saturados, podendo-se citar: Buckingham – com a definição de conceito de potencial da água em 1907; Richards – com o desenvolvimento da equação de fluxo em solos não saturados em 1928, e a técnica do papel filtro em 1941 (Delage, 2002). Em 1925, publicações de Haines, também da área de ciências do solo, (1925, 1927 *apud* Vanapalli e Fredlund, 1999) relatam um aumento da coesão com o aumento da pressão negativa da água existente nos vazios dos solos. O desenvolvimento teórico-conceitual de sucção em solos data do início do século XX e está inteiramente relacionada com princípios da termodinâmica, utilizados pela física dos solos (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A definição da energia para retirar a água existente em um solo não saturado em termos de potencial equivalente é antiga na área agrônômica. Do ponto de vista geotécnico, Aitchinson (1965), por exemplo, define o potencial total como a soma dos termos de potencial osmótico, potencial matricial, potencial gravitacional, potencial pneumático e potencial de adensamento. Os três últimos normalmente são desprezíveis ou não se aplicam à maioria dos casos.

As primeiras investigações com respeito à força de atrito causada pelo fluxo de líquido através de um meio poroso sólido foram iniciadas por Paul Fillunger, que indicou a existência desta força em 1914 (Fillunger, 1914 *apud* Boer, 1992). Em 1923, Terzaghi publicou seus estudos sobre a consolidação de meios porosos saturados. A equação diferencial parcial de descrição do problema de adensamento de meios saturados é bem conhecida em mecânica dos solos. Em 1933, Terzaghi publica os primeiros estudos teóricos sobre as

pressões adicionais provocadas ao esqueleto sólido pela sucção capilar (Boer, 1992).

Um grande marco na mecânica dos solos foi a publicação, em 1936, do princípio das tensões efetivas por Terzaghi na Primeira Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundação em Harvard (Terzaghi, 1936 *apud* Boer, 1992). A análise em termos de tensões efetivas conduz a uma boa compreensão da descrição do comportamento dos solos saturados, pretendendo-se a generalização também para solos parcialmente saturados. Bishop (1959) deu a primeira contribuição neste tipo de abordagem, embora criticada pelo fato de não integrar determinados aspectos específicos do comportamento dos solos não saturados, como sejam os fenômenos de colapso. Em 1943 Terzaghi demonstra que a sua resistência pode ser mais bem entendida a partir de estudos relacionados à distribuição e geometria dos vazios preenchidos por água, combinados com estudos sobre as tensões negativas ou sucção (Vanapalli e Fredlund, 1999). Estudos mais recentes mostram que, para pequenas deformações, fenômenos como grau de cimentação e forças elétricas também podem interferir de maneira significativa no controle da rigidez e da resistência (e.g. Barzegar *et al.* 1995; Leroueil e Vaughan, 1990; Li e Williams, 2007).

Em muitas aplicações de engenharia esses fenômenos não são levados em consideração, embora sejam importantes nas avaliações de estabilidade de taludes naturais, transporte de contaminantes e variações volumétricas de meios não saturados, entre outros.

Neste capítulo são discutidos aspectos relevantes ao estudo de solos não saturados. Nos próximos itens são apresentados conceitos referentes à relação umidade-sucção, condutividade hidráulica, variáveis de estado de tensão, resistência, compressibilidade e modelos constitutivos.

2.2. Relação Umidade-Sucção

A relação existente entre teor de umidade e sucção nos solos, ou curva característica de sucção, fornece uma ferramenta conceitual através da qual o comportamento dos solos não saturados pode ser entendido. À medida que decresce o grau de saturação do solo, a distribuição das fases sólida, líquida e de ar muda juntamente com o estado de tensões no solo. Para cada solo existe uma relação entre a taxa na qual ocorrem as variações nas tensões com a área de contato água-partícula. A sucção do solo quando quantificada em função do

teor de umidade relativa é comumente chamada de sucção total. Ela é composta pela sucção matricial e pela sucção osmótica. A sucção matricial é geralmente associada aos fenômenos de capilaridade e de adsorção, sendo definida como a diferença entre a pressão de ar e a pressão de água ($u_a - u_w$). A sucção osmótica relaciona-se à presença de íons e outros solutos na água intersticial (Fredlund e Rahardjo, 1993). Evidências experimentais sugerem que o comportamento dos solos não saturados é influenciado principalmente pela sucção matricial para baixos níveis de sucção (Fredlund, 1979; Alonso *et al.*, 1987), embora alguns autores tenham concluído que o potencial osmótico tenha efeito significativo no comportamento deformacional de solos finos e de argilas ativas (Blight, 1983; Mitchell *et al.*, 1973; Richards *et al.*, 1986; *apud* Röhms, 1997).

A sucção matricial é fortemente dependente do tipo de solo. Conforme pode ser observado na Figura 2.1, para solos argilosos o desenvolvimento da sucção matricial é maior (para uma dada umidade) do que para os solos mais grossos. O valor do teor de umidade de saturação também aumenta com a plasticidade dos solos. Outros fatores, como a história de tensões do solo, também influenciam o formato da curva característica de sucção (Fredlund e Xing, 1994).

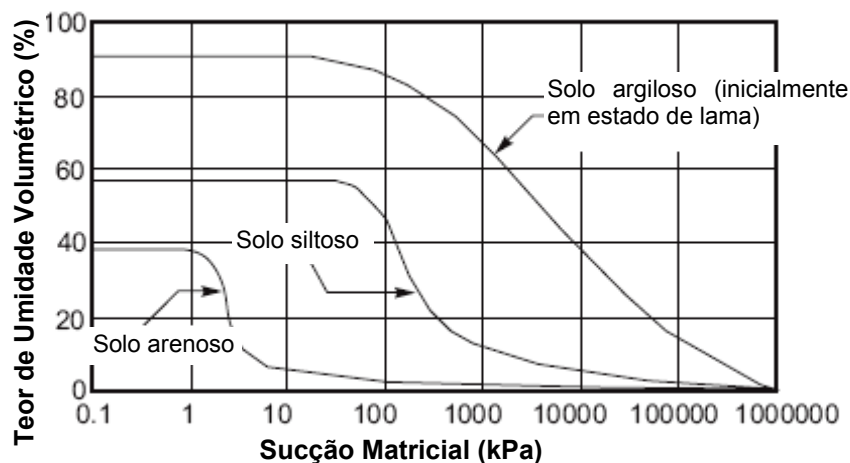


Figura 2.1 – Aspectos da curva característica para diferentes tipos de solo.

A quantidade de sais presentes no solo também pode influenciar a interpretação da curva característica. À medida que o teor de umidade no solo decresce, a concentração de sais aumenta, resultando em um aumento da sucção osmótica (Moncada, 2004; Sreedeeep e Singh, 2006). A Figura 2.2 apresenta a variação de sucção osmótica com o teor de umidade para 3

concentrações de sais na água dos poros de um solo. A concentração inicial de sais pode variar, mas o decréscimo de umidade implica sempre em um aumento significativo da sucção osmótica (Fredlund, 2002).

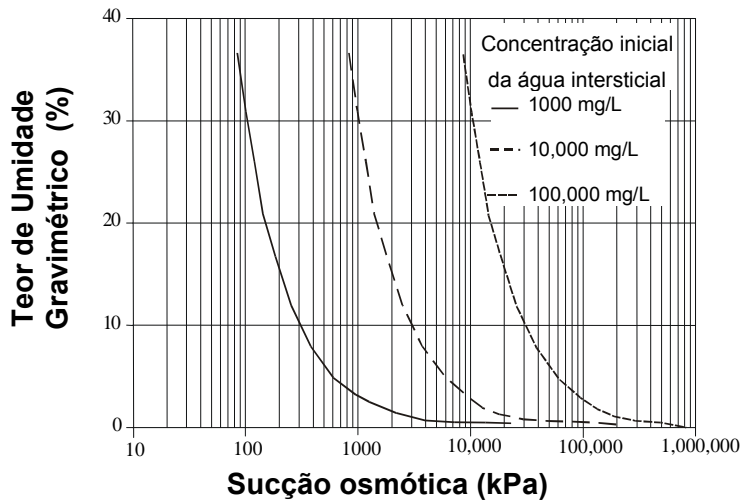


Figura 2.2 – Valores de sucção osmótica teóricos baseados em concentração de sais (Fredlund, 2002).

Este acréscimo de sucção osmótica para altos valores de sucção total faz com que a sucção matricial mostre-se mais influente em relação ao comportamento do solo para altos níveis de umidade, enquanto que a sucção osmótica apresenta-se mais importante em níveis baixos de umidade na curva característica.

A quantidade de sais presente em um solo não influencia a magnitude da sucção matricial. Isso porque os sais inorgânicos apresentam influência desprezível na magnitude da tensão superficial T_s . Já a sucção total é fortemente influenciada pela quantidade de sal presente no solo, indicando que a componente de sucção osmótica domina a medida de sucção total (Miller e Nelson, 2006).

A Figura 2.3 apresenta a conformação dos três tipos de sucção em diversos teores de umidade para a “Regina Clay” (Fredlund, 2002). Para valores altos de sucção, a sucção matricial e a total assumem, geralmente, valores similares em magnitude (Fredlund *et al.*, 1995).

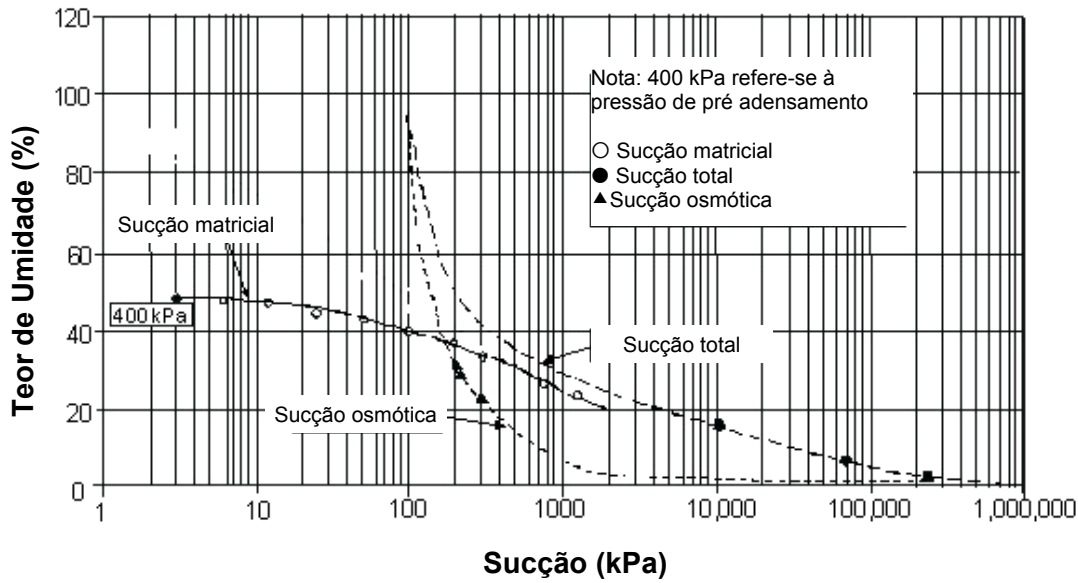


Figura 2.3 – Influência dos componentes da sucção dos solos nas diferentes faixas de sucção (Fredlund, 2002).

Para baixos valores de teor de umidade, os valores de sucção total podem permanecer elevados devido à quantidade de osmótica presente. Ainda, os valores de sucção osmótica não são constantes para toda faixa de umidade; o aumento ocorre devido à alta concentração de solutos em baixos teores de umidade (Figura 2.4).

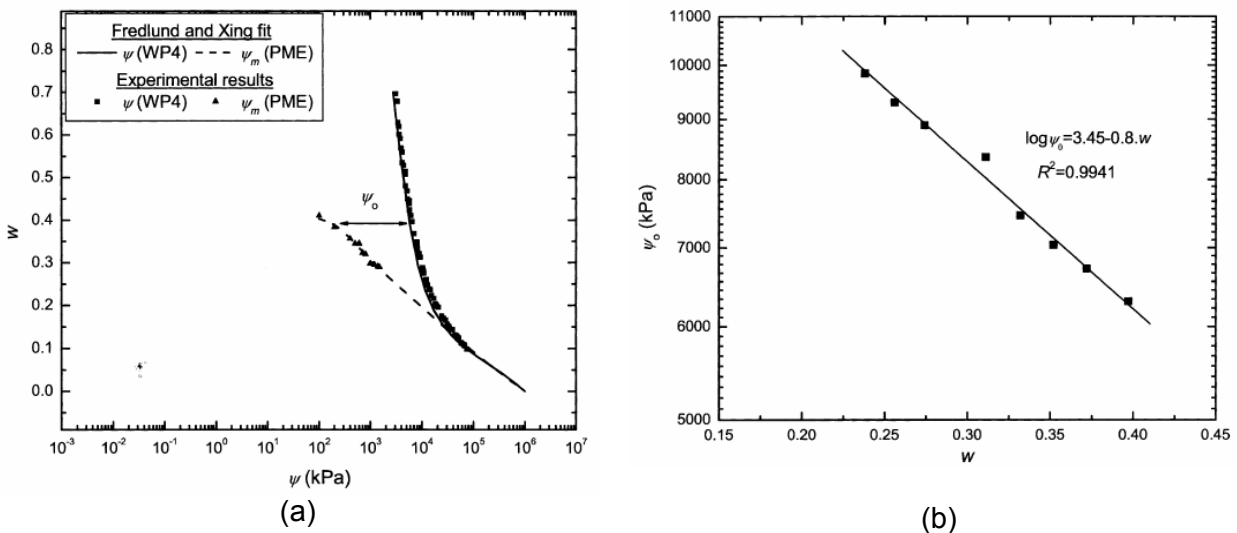


Figura 2.4 – Variação de sucção osmótica com o teor de umidade. (a) Teor de umidade versus sucção total e matricial. (b) Sucção osmótica versus teor de umidade (Sreedee e Singh, 2006).

Miller e Nelson (2006) conduziram uma pesquisa experimental para avaliar os efeitos da quantidade de sal no solo nas determinações de sucção. Nesta

pesquisa, cloreto de sódio (NaCl) dissolvido em água destilada foi adicionado a um solo argilo-siltoso nas quantidades de 0,5%, 1%, 2% e 5% do peso seco. A sucção osmótica dos corpos-de-prova foi determinada de duas formas: (1) pela diferença entre sucção total e sucção matricial; (2) com base na concentração de NaCl para cada teor de umidade. A sucção osmótica relaciona-se com a concentração de NaCl através da equação (Lange, 1967 *apud* Miller e Nelson, 2006):

$$\pi(kPa) = 4937,9[C] - 192,01 \quad \text{(Equação 2.1)}$$

A Figura 2.5 apresenta os valores de sucção osmótica determinados através da diferença entre sucção total e sucção osmótica (símbolos sólidos) e aqueles determinados pela concentração de NaCl (símbolos vazados). Para altas concentrações, a sucção osmótica determinada a partir da concentração de NaCl nos fluidos dos poros é superior àquela computada pela diferença entre sucção total e sucção matricial. Essa diferença pode ser consequência da precipitação do sal, que conduziria a valores de sucção total menores.

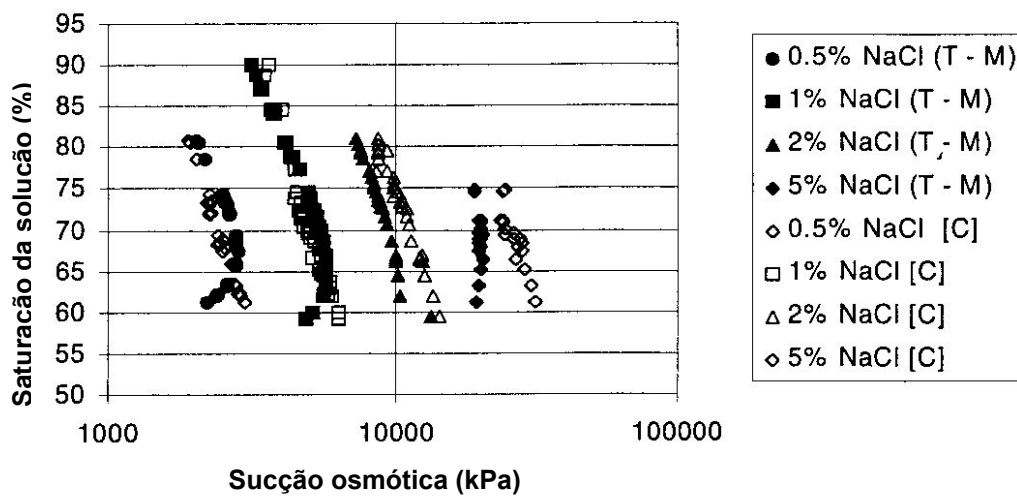


Figura 2.5 – Sucção osmótica determinada através da diferença entre sucção total e sucção osmótica (símbolos sólidos) e aqueles determinados pela concentração de NaCl (símbolos vazados) (Miller e Nelson, 2006).

Na Figura 2.6 é mostrada a configuração de uma curva característica típica, do teor de saturação com a sucção matricial, com suas zonas de transição.

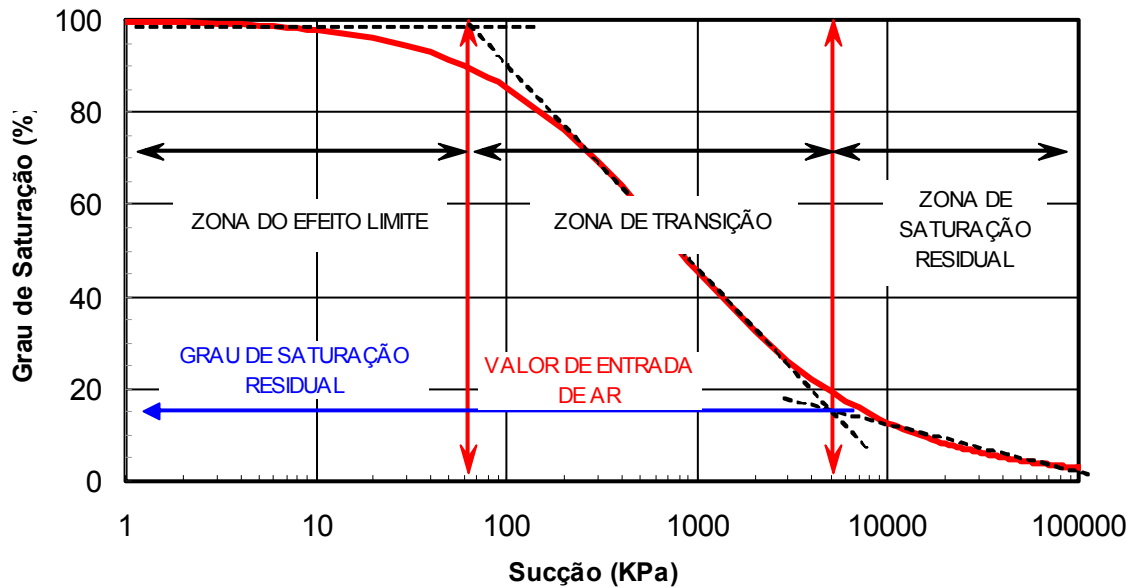


Figura 2.6 – Curva característica típica mostrando zonas de dessaturação.

O primeiro estágio identificável da curva característica é a zona de limite de entrada de ar, que inicia com um valor de sucção próximo a zero e vai até a sucção correspondente ao valor de entrada de ar. Nesta zona quase todos os poros do solo encontram-se preenchidos por água. O valor de entrada de ar identifica o valor de sucção no qual o ar começa a entrar no maior poro do solo. O próximo estágio da curva característica é a zona de transição, a qual inicia no valor de entrada de ar e termina no valor de sucção correspondente ao ponto de saturação residual. O solo começa a dessaturar no estágio de transição e a sucção aumenta significativamente com o decréscimo do teor de umidade. O ponto de saturação residual pode ser considerado como o teor de umidade além do qual torna-se difícil remover água do solo por drenagem, ou seja, a fase líquida encontra-se descontínua. O último estágio da curva característica é a zona de saturação residual que inicia no ponto de saturação residual e vai até a máxima sucção, ou seja, aquela correspondente ao teor de umidade zero. Nesse estágio grandes aumentos de sucção conduzem a variações muito pequenas no teor de umidade.

A determinação do grau de saturação residual e do valor de entrada de ar, apesar de importante para a geotecnia, agronomia e geologia entre outras ciências, é ambígua. No teor de umidade residual a fase água é descontínua e isolada, com finos filmes de água circundando as partículas de solo e o ar. A Figura 2.7 mostra a relação provável entre a fase sólida, a água e o ar na condição de estado residual. A definição do teor de umidade residual ou estado

residual disponível na literatura é baseado em procedimentos empíricos, físicos ou construções gráficas (Vanapalli *et al.*, 1998).

A primeira observação sobre o estado residual do solo foi feita por Lebedeff (1927, *apud* Vanapalli *et al.*, 1998) estudando a distribuição capilar de água em uma areia. Lebedeff notou que a partir de certo teor de umidade um aumento da sucção proporcionava pouca variação na quantidade de água no solo. Este ponto foi chamado de “máxima capacidade molecular de retenção de umidade”, e tinha o significado de estado residual. O teor de umidade residual também é definido por alguns autores como sendo o teor de umidade no qual a sucção tende ao infinito (Brooks e Corey, 1964 *apud* Vanapalli *et al.*, 2002), ou o teor de umidade no qual a sucção atinge o valor de 1500 kPa (van Genuchten, 1980), ou ao menor teor de umidade medido no solo (Nitao e Bear, 1996). Todas essas proposições têm alguma base prática – van Genuchten, por exemplo, cita o limite de 1500 kPa porque muitos modelos utilizados em agricultura têm esse ponto como teto máximo – ou são funções da instrumentação utilizada – o menor teor de umidade medido, por exemplo, é relativo quando se dispõe de centrífuga, secagem ao forno ou apenas evapotranspiração. De Campos (1997) e Sillers (1997), por exemplo, definem o teor de umidade residual como sendo o ponto na curva característica onde a sucção do solo passa a ser mantida principalmente por forças de adsorção ao invés de ser mantida principalmente por forças capilares (a água é presente como um filme fino ao redor da partícula).

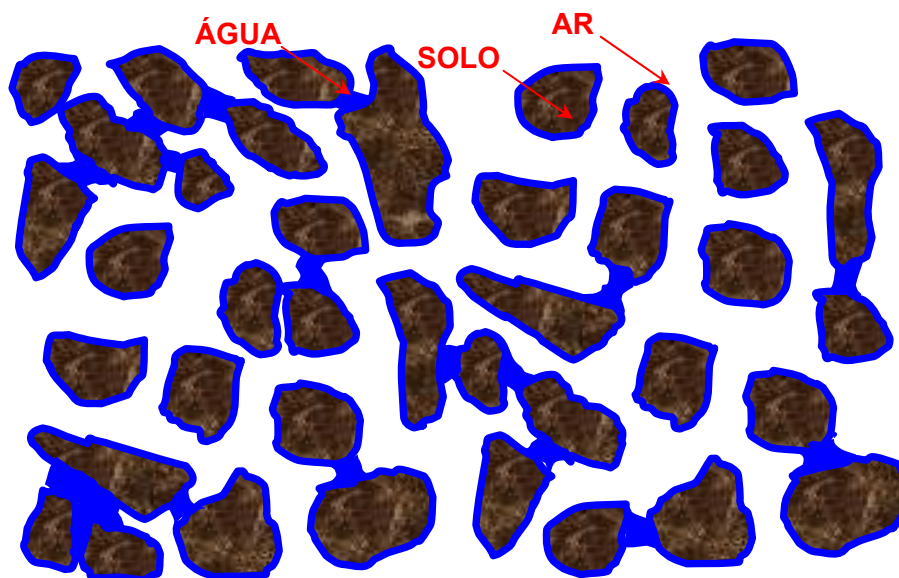


Figura 2.7 – Relação entre as fases sólida, líquida e gasosa na condição de estado residual.

Proposições mais recentes têm tratado o teor de umidade residual apenas como um parâmetro de ajuste, sem significado físico real (van Genuchten, 1991; Kosugi, 1994; van Genuchten, 1988; Siddrououlos e Yannopoulos, 1988; Lucker *et al.*, 1989; Nimmo, 1991; Nielsen e Luckner, 1992; Vanapalli *et al.*, 1998). Duas razões principais para a definição do teor de umidade residual como um valor de ajuste são: (1) diferentes modelos de curva característica podem resultar em diferentes pontos de teor de umidade residual (Kosugi, 1994); (2) o teor de umidade residual não é o teor de umidade mínimo possível do solo (Vanapalli *et al.*, 1998).

A partir destas observações, a determinação do teor de umidade residual do solo através de uma construção gráfica é um procedimento alternativo e talvez mais acurado (Vanapalli *et al.*, 1998). Os passos para a determinação gráfica do teor de umidade residual, que podem ser extrapolados para o valor da entrada de ar, são dados a seguir:

Determinação do estado residual (Vanapalli *et al.*, 1998):

1) Ajustar os pontos de sucção-umidade obtidos em laboratório através de uma equação de ajuste para curva característica (Vanapalli *et al.*, 1998, sugerem a equação de Fredlund e Xing, 1994. As equações de ajuste serão discutidas adiante);

2) Determinar o ponto de maior curvatura da equação de ajuste (ponto de inflexão) e traçar uma tangente à curva neste ponto;

3) Determinar o ponto de maior mudança de curvatura da equação de ajuste entre o ponto de maior curvatura e o ponto correspondente a 1.000.000 kPa;

4) Mover o valor equivalente a um ciclo logarítmico à direita e locar um ponto na equação de ajuste;

5) Traçar a linha residual desde o ponto locado e 1.000.000 kPa e teor de umidade zero;

6) A interseção das duas linhas indica a condição de estado residual (i.e., o teor de umidade residual e a sucção residual do solo).

Determinação do valor de entrada de ar (Vanapalli *et al.*, 1998):

1) Ajustar os pontos de sucção-umidade obtidos em laboratório através de uma equação de ajuste para curva característica (Vanapalli *et al.*, 1998, sugerem a equação de Fredlund e Xing, 1994. As equações de ajuste serão discutidas adiante);

- 2) Determinar o ponto de maior curvatura da curva e traçar uma tangente à curva neste ponto;
- 3) Traçar uma linha tangente à curva no ponto de inclinação máxima;
- 4) Traçar uma linha horizontal a partir do teor de umidade máximo;
- 5) A interseção das duas linhas indica o valor de entrada de ar.

A curva característica de sucção é dependente da trajetória seguida durante o ensaio, se de secagem, umedecimento ou mista e este fenômeno é denominado histerese. A curva de secagem e a curva de umedecimento formam os limites extremos para a curva característica de um dado solo. Entre essas curvas existem infinitas outras curvas que representam a relação umidade-sucção do solo. As curvas de secagem e de umedecimento são assintóticas nos extremos (umidade tendendo a zero e sucção tendendo a zero), como mostra a Figura 2.8. O fenômeno da histerese é explicado por meio de diferentes causas, como a geometria não uniforme dos poros intercomunicados por pequenas passagens, o efeito do ângulo de contato que varia em função da trajetória seguida, a ocorrência de bolhas de ar aprisionadas que influenciam a trajetória de umedecimento e as variações de volume sofridas por expansão e retração (Presa, 1982; Poulouvassilis, 1962; Hillel, 1980 *apud* Machado e Zuquette, 2004).

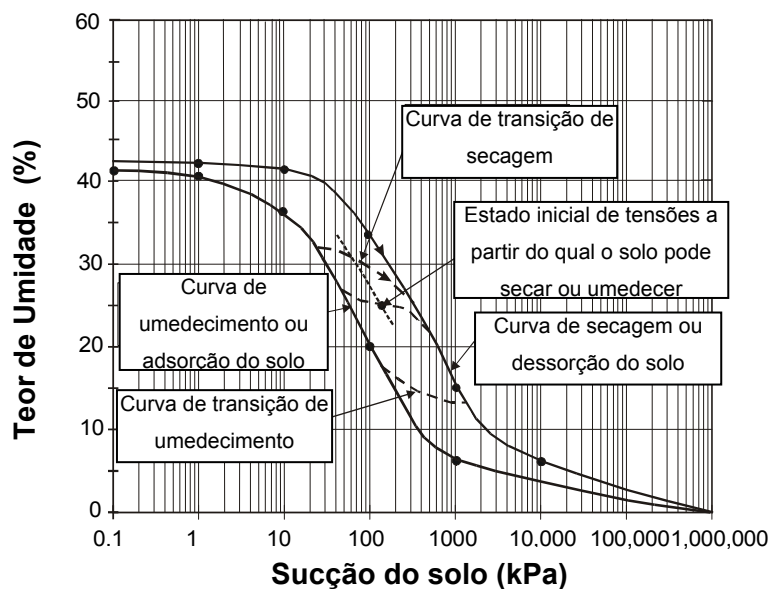


Figura 2.8 – Descrição das curvas de secagem e de umedecimento e o estado inicial do solo em campo (Fredlund, 2002).

2.2.1. Modelagem Matemática

Diversas equações matemáticas têm sido propostas para descrever a relação umidade-sucção de solos. Originalmente proposta para o coeficiente de permeabilidade não saturado, a equação de Gardner (1958, *apud Vanapalli et al.*, 2002) foi uma das primeiras relações utilizadas para a inferir a curva característica. A proposta de Gardner é uma função contínua, simples e flexível, que utiliza apenas dois parâmetros de ajuste. O modelo de Brooks e Corey (1964, *apud Vanapalli et al.*, 2002) ajusta-se bem a dados de solos granulares, que tipicamente apresentam baixos valores de entrada de ar. Esse modelo não apresenta uma função matemática contínua para toda a faixa da curva de retenção, e a mudança abrupta na curva na proximidade do valor de entrada de ar pode trazer instabilidade numérica na modelagem de solos não saturados (Vanapalli *et al.*, 2002).

As equações matemáticas propostas por Burdine (1953 *apud Gerscovich e Sayão*, 2002) e Maulem (1976 *apud Vanapalli et al.*, 2002) são equações de dois parâmetros que relatam casos especiais da equação de três parâmetros desenvolvida por van Genuchten (1980). Todas as propostas são assintóticas a uma linha horizontal para baixas sucções e não tendem à umidade zero para valores altos de sucção. A equação proposta por Fredlund e Xing (1994) contempla um valor de correção que força a umidade nula para valores de sucção de 10^6 kPa.

Na Tabela 2.1 são apresentadas as formulações dos autores citados para a curva característica de solos. Em geral, todas as equações propostas resultam em ajustes razoáveis para a curva característica para valores de sucção baixos e médios (Fredlund, 2002). Nas equações matemáticas apresentadas, o parâmetro a refere-se a uma aproximação do valor de entrada de ar do solo; o parâmetro n corresponde à inclinação no ponto de inflexão da curva característica; m é um parâmetro relacionado com o grau de saturação residual (ψ_r) e w_s é o teor de umidade gravimétrica para o solo saturado. Na proposta de Fredlund e Xing (1994), e é a base dos logaritmos neperianos ($e = 2,718$).

Gerscovich e Sayão (2002) avaliaram o ajuste dos modelos a curvas características de solos brasileiros e concluíram que as equações de Gardner (1956), van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994) apresentaram melhor desempenho. No entanto, Gerscovich e Sayão dispunham de escassos dados para análise.

Tabela 2.1 – Equações matemáticas propostas para a curva característica dos solos.

Autor (es)	Equação	Parâmetros do solo
Gardner, 1958	$w = \frac{w_s}{1 + \left(\frac{\psi}{a_g}\right)^{n_g}} \quad \text{(Equação 2.2)}$	a_g, n_g
Van Genuchten, 1980	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a_{vg}}\right)^{n_{vg}}\right]^{m_{vg}}} \quad \text{(Equação 2.3)}$	a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}
Maulem, 1976	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a_m}\right)^{n_m}\right]^{m_m}} \quad \text{(Equação 2.4)}$	$a_m, n_m, m_m = \frac{1}{(1 - n_m)}$
Burdine, 1953	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a_b}\right)^{n_b}\right]^{m_b}} \quad \text{(Equação 2.5)}$	$a_b, n_b, m_b = \frac{2}{(1 - n_b)}$
Brooks e Collin, 1964	$\frac{\theta}{\theta_s} = \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda \quad \text{(Equação 2.6)}$	ψ_b, λ
Fredlund e Xing, 1994	$w = \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)}\right] \frac{w_s}{\left[\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a_f}\right)^{n_f}\right)\right]^{m_f}} \quad \text{(Equação 2.7)}$	a_f, n_f, m_f, ψ_r

2.2.2. Fatores de Influência

Os parâmetros do solo que influenciam o comportamento de solos não saturados também influenciam o comportamento da curva característica. Alguns destes fatores são: estrutura, índice de vazios, tipo de solo, textura, história de tensões e mineralogia. Destes, a estrutura do solo e a história de tensões apresentam a maior influência no comportamento da curva característica de solos finos (Vanapalli *et al.*, 2002). Na Figura 2.9 é apresentada a variação nas curvas de retenção para um mesmo solo em diferentes estados: solo em estado de lama, solo em estado de lama pré-adensada, amostra indeformada e amostra compactada. Nota-se que, para o mesmo solo, o efeito do pré-adensamento da compactação diminui o valor do teor de umidade para a sucção matricial tendendo a zero (estado saturado), e o pré-adensamento aumenta o valor de entrada de ar do solo.

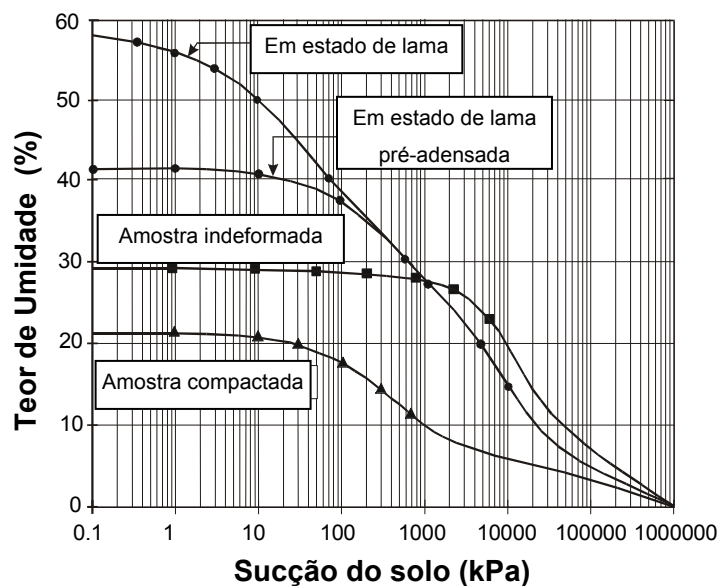


Figura 2.9 – Influência do estado inicial das amostras na curva característica (Fredlund, 2002).

O efeito da estrutura do solo na curva característica também pode ser observado na Figura 2.10 (a) e (b), onde as curvas de retenção foram determinadas para um solo pré-adensado nas pressões de 10 kPa, 50 kPa e 200 kPa (Figura 2.8 (a)) e de um solo compactado em diferentes teores de umidade (Figura 2.8 (b)). A curva característica pode variar em até 1500 kPa para uma dada umidade se o solo é compactado em teores de umidade abaixo

da umidade ótima ou acima dela. Os corpos-de-prova foram analisados com microscópio eletrônico de varredura e as variações na distribuição de poros determinadas por intrusão de mercúrio (Delage, 2002), podendo-se concluir que:

(i) O colapso progressivo de grandes poros de um solo saturado submetido a tensões de compressão crescentes explica o aumento do valor de entrada de ar na curva característica (Figura 2.8 (a)) (Delage, 2002; Vanapalli *et al.*, 2002);

(ii) A amostra compactada abaixo do teor de umidade ótima é caracterizada por apresentar uma microestrutura com poros largos entre agregados, muito maiores que os poros da amostra compactada com teor de umidade acima do teor de umidade ótimo (Figura 2.8 (b)) (Delage, 2002; Vanapalli *et al.*, 2002).

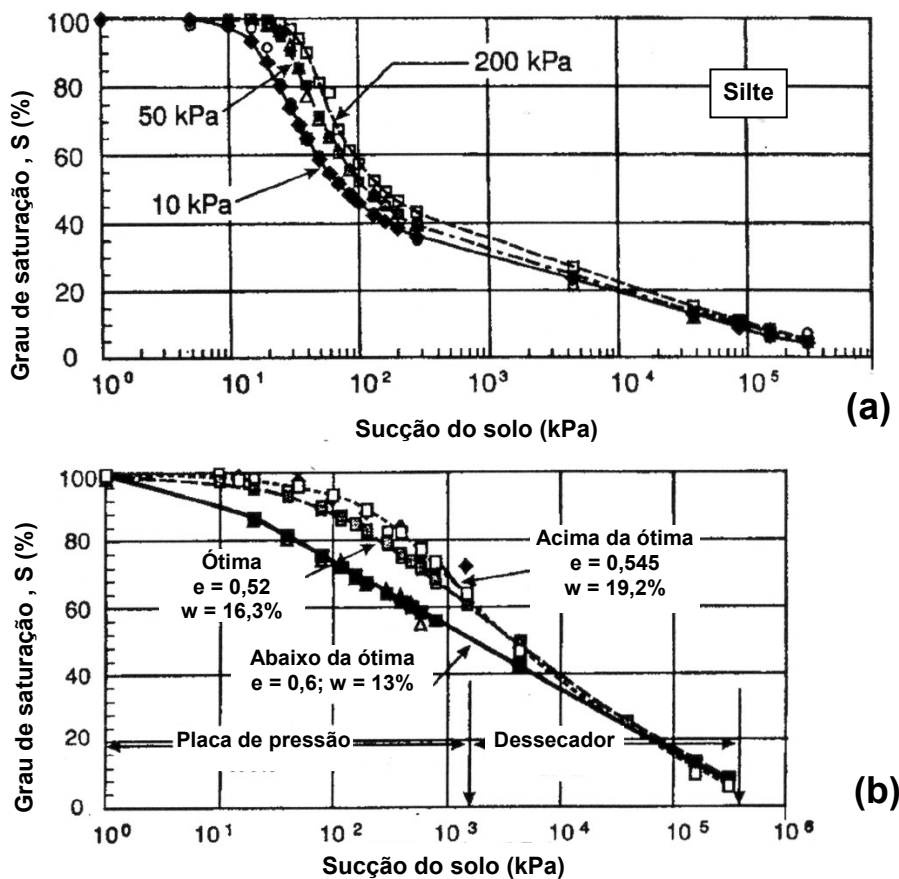


Figura 2.10 – Influência do (a) adensamento e (b) da compactação na curva de retenção (Barbour, 1998; Vanapalli *et al.*, 1999).

Considerando solos granulares, a curva característica pode ser relacionada à distribuição granulométrica. Dada uma mesma sucção, uma areia mal graduada irá reter mais água do que uma areia bem graduada devido à

existência de pequenos poros. Analogamente, ocorre um aumento da quantidade de água retida para uma mesma sucção em solos que contêm maior fração argila e em solos mais densos. Em solos finos, a habilidade de reter água devido à superfície específica e a capacidade de troca catiônica da fração argila é quantificada pelo limite de liquidez e índice de plasticidade.

O efeito da textura dos solos na curva de retenção pode ser observado na figura abaixo. A figura mostra que para uma mesma sucção a areia apresenta menor teor de umidade enquanto que o grau de saturação dos solos finos aumenta com a plasticidade (Delage, 2002).

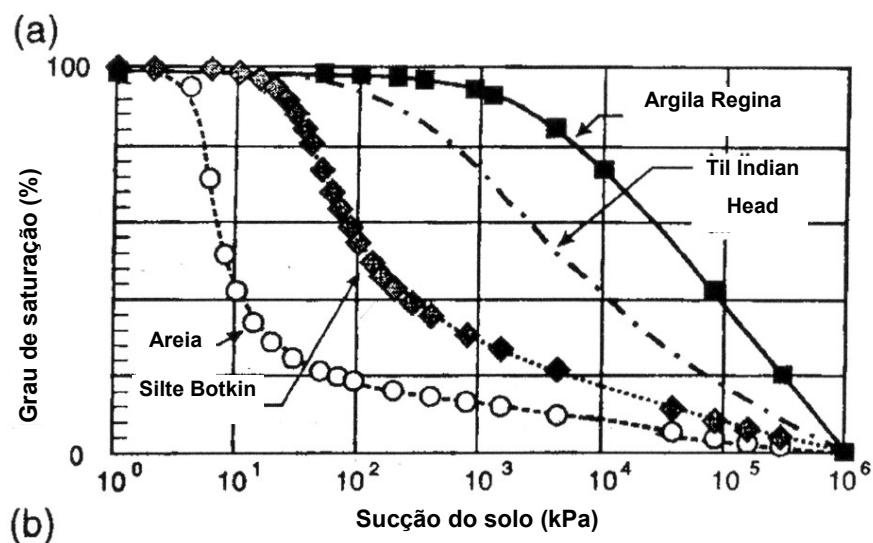


Figura 2.11 – Influência da textura do solo na curva de retenção (Barbour, 1998; Vanapalli *et al.*, 1999).

2.2.3. Métodos de Previsão

A partir da observação da familiaridade entre a curva característica e a distribuição granulométrica dos solos, muitos pesquisadores têm proposto métodos de previsão da curva característica usando a distribuição granulométrica. Os primeiros métodos sugeridos usavam dados estatísticos que empregavam análises de regressão em um grande banco de dados para prever o teor de umidade em específicos valores de sucção matricial (Salter *et al.*, 1966; Gupta e Larson, 1979 *apud* Swanson *et al.*, 1999; Arya e Paris, 1981; Tyler e Wheatcraft, 1989 *apud* Vanapalli *et al.*, 2002). Rawls e Brakensiek (1985 *apud* Vanapalli *et al.*, 2002) sugerem um método que utiliza uma regressão linear múltipla para estimar os parâmetros da equação de Brooks e Corey (1964, *apud*

Vanapalli *et al.*, 2002). Vereecken *et al.* (1989 *apud* Vanapalli *et al.*, 2002) e Scheinost *et al.* (1996 *apud* Vanapalli *et al.*, 2002) apresentam métodos baseados na distribuição granulométrica e porosidade para estimar a curva característica através dos parâmetros de van Genutchen (1980).

Mais tarde foram desenvolvidos modelos teóricos baseados na distribuição porosimétrica do solo (que por sua vez pode ser determinada pela distribuição granulométrica). Nos modelos teóricos a distribuição granulométrica é dividida em um número uniforme de tamanhos de partículas e, começando pelo menor tamanho de partícula, a curva de retenção é estimada para cada fração (Fredlund *et al.*, 2002). A curva completa daí obtida pela soma das parcelas determinadas. Os programas que incorporam o modelo teórico incluem TheHyProS (Tarnawski e Wagner, 1991 *apud* Swanson *et al.*, 1999), SOILPARA (Scientific Software Group 1998, *apud* Swanson *et al.*, 1999) e SOILVISION (SoilVision Systems Ltd. 1997, *apud* Vanapalli *et al.*, 2002). O programa SOILVISION combina o método teórico com um sistema de banco de dados de solos contendo distribuição granulométrica e curva de retenção (Fredlund *et al.*, 2002). Os trabalhos publicados na literatura indicam que os métodos teóricos para a previsão da curva característica utilizando a distribuição granulométrica são mais acurados para solos que apresentam uma distribuição uniforme do que para os solos que apresentam uma distribuição bem graduada (Swanson *et al.*, 1999).

2.3. Condutividade Hidráulica

À medida que decresce a quantidade de água em um solo é maior a dificuldade para a passagem de água por entre as partículas, ou seja, a “permeabilidade” dos solos não saturados é menor que a permeabilidade do solo saturado. A função que relaciona a “permeabilidade” não saturada com a umidade do solo ou seu grau de saturação é chamada condutividade hidráulica. O termo permeabilidade representa uma condição particular na curva de condutividade hidráulica quando o solo está saturado.

Na Figura 2.12 apresenta-se o efeito do grau de saturação para uma argila siltosa compactada. Neste exemplo as amostras foram compactadas com um peso específico seco de $16,98 \text{ kN/m}^3$ (Das, 1983).

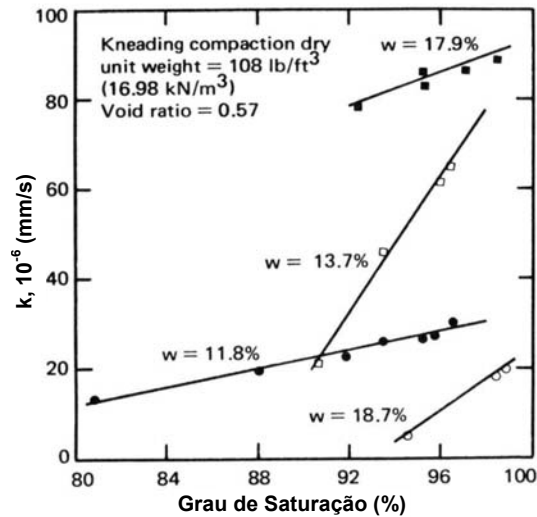


Figura 2.12 - Influência do grau de saturação na permeabilidade de uma argila siltosa compactada em diversas umidades (Das, 1983).

Se a curva de condutividade hidráulica for expressa em termos de umidade volumétrica ou grau de saturação, apresenta pequena histerese, mas geralmente assume-se que existe uma relação única entre esses parâmetros. Essa hipótese é razoável uma vez que o volume de fluxo de água é função direta do volume de água no solo. No entanto, quando a curva de condutividade hidráulica é expressa em termos da sucção matricial, a histerese da curva característica é transmitida a esta (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Diversos métodos experimentais estão disponíveis para determinar a condutividade hidráulica em solos não saturados, no entanto, esse parâmetro é normalmente determinado indiretamente e não medido (Brisson *et al.*, 2002). Esta é a prática corrente porque as medidas diretas das propriedades de fluxo não saturado requerem equipamentos elaborados e ensaios de longa duração.

Assim, vários pesquisadores têm desenvolvido procedimentos para a previsão da condutividade hidráulica. Para um meio poroso com estrutura incompressível, a função de condutividade hidráulica pode ser expressa de 3 maneiras (Huang *et al.*, 1997):

- (i) Funções empíricas relacionadas à sucção matricial ou teor de umidade volumétrica;
- (ii) Modelos macroscópicos baseados no grau de saturação “efetivo”;
- (iii) Modelos estatísticos nos quais a condutividade hidráulica relativa é calculada a partir da curva característica.

Os modelos empíricos são desenvolvidos utilizando resultados de ensaios de laboratório (por exemplo, Richards, 1952; Gardner, 1958). Os modelos

macroscópicos são expressões analíticas que levam em consideração muitas variáveis que influenciam o fluxo no solo (por exemplo, Brooks e Corey, 1964, *apud* Vanapalli *et al.*, 2002). E os modelos estatísticos são desenvolvidos considerando a probabilidade de continuidade da fase líquida entre os poros de vários tamanhos na formulação da função (por exemplo, van Genuchten, 1980 e Fredlund e Xing, 1994). Essas três formas de funções de condutividade hidráulica estão relacionadas devido à relação entre o teor de umidade volumétrica, grau de saturação e sucção matricial.

São inúmeras as propostas para determinação da condutividade hidráulica utilizando o coeficiente de permeabilidade saturado e a curva característica (Brooks e Corey, 1964; Mualem, 1976; Gardner, 1958 *apud* Brisson *et al.*, 2002; Vanapalli *et al.*, 2002; van Genuchten, 1980). Uma das razões para isso é que a condutividade hidráulica dos solos tem estreita relação com a curva característica como mostra a Figura 2.11, com uma curva característica típica e função de permeabilidade para uma areia e para um silte argiloso. O coeficiente de permeabilidade para ambos os solos permanece relativamente constante até o valor de entrada de ar ser atingido. Após esse ponto, a condutividade hidráulica decresce rapidamente. A função de permeabilidade apresenta-se essencialmente linear até o valor de sucção residual (e.g. Liakopoulos, 1965 *apud* Fredlund e Rahardjo, 1993). No entanto, para valores de sucção em torno deste valor são escassos os dados da literatura para confirmar os valores de permeabilidade (Fredlund, 2000).

Quando da utilização da curva característica na estimativa da curva de condutividade hidráulica, de modo geral, supõe-se que o solo possui uma distribuição randômica de poros e uma estrutura incompressível (Fredlund e Rahardjo, 1993). Em geral, os modelos matemáticos requerem o conhecimento prévio dos teores de umidade saturado e residual, da sucção de entrada de ar e da condutividade hidráulica saturada, além de parâmetros de ajuste. A Tabela 2.2 resume algumas destas proposições.

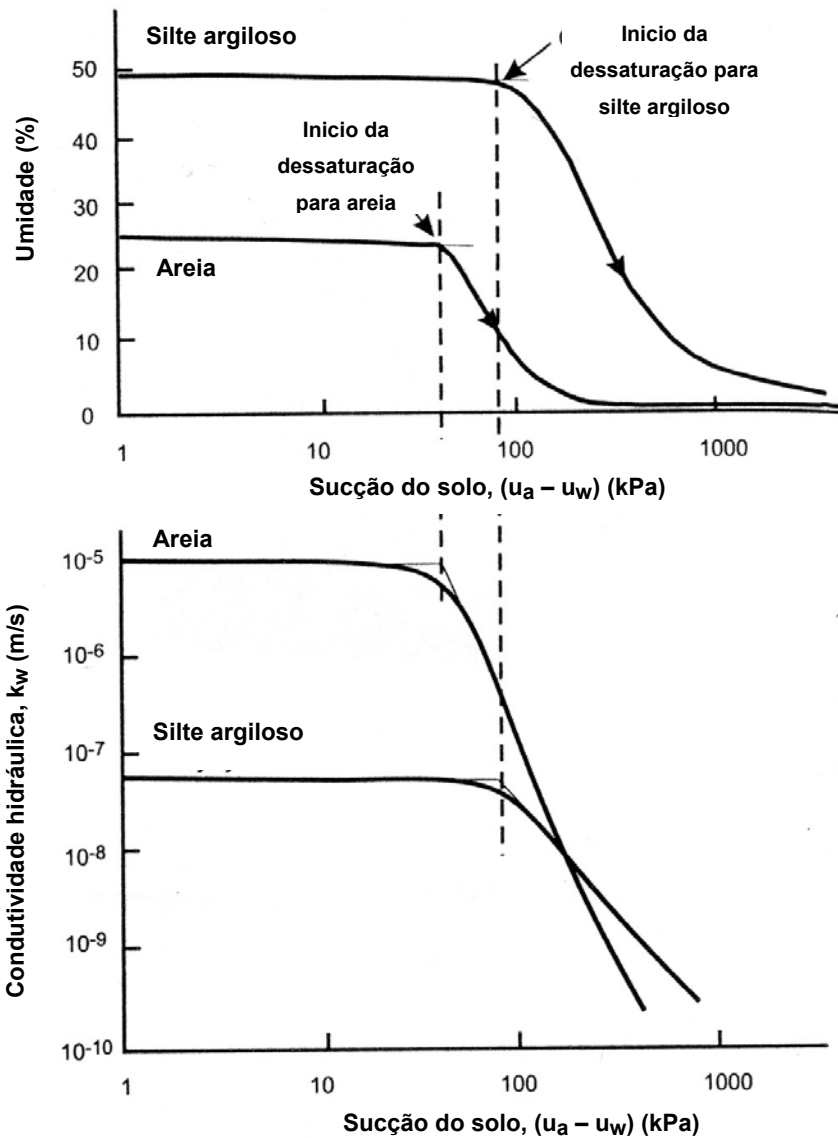


Figura 2.13 – Esquema de funções de permeabilidade e curvas características para uma areia e um silte argiloso (Fredlund, 2000).

Muitas dessas proposições resultam em ajustes razoavelmente bons entre os valores previstos e os medidos para a condutividade hidráulica. As comparações são usualmente realizadas com resultados de ensaios de laboratório em amostras de pequeno tamanho (Brisson *et al.*, 2002). No entanto, alguns estudos têm mostrado diferenças significativas entre o comportamento previsto usando a curva característica e o comportamento de fluxo determinado em campo (Meerdink *et al.*, 1996; Amraoui *et al.*, 1998; Holland *et al.*, 2000 *apud* Brisson, 2002). As pesquisas sugerem que as macro e micro feições devem ser adequadamente representadas em laboratório para uma avaliação adequada do comportamento de fluxo em solos.

Tabela 2.2 – Proposições para a modelagem da curva de condutividade hidráulica (Gerscovich e Guedes, 2004).

Modelo	Equação	Definição de Variáveis
Gardner (1958)	$k = \frac{k_{sat}}{1 + a \left(\frac{\psi}{\rho_w g} \right)^n}$	ψ = sucção; a e n = parâmetros de ajuste; ρ_w = densidade da água; g = aceleração gravitacional;
Brooks e Corey (1968)	$\begin{cases} k(\psi) = k_{sat} \left(\frac{\psi_b}{\psi} \right)^n \rightarrow \psi > \psi_b \\ k(\psi) = k_{sat} \rightarrow \psi \leq \psi_b \end{cases}$	ψ = sucção; ψ_b = sucção de entrada de ar; n = parâmetros de ajuste;
Arbhabhirama e Kridakorn (1968)	$k = \frac{k_{sat}}{\left(\frac{\psi}{\psi_b} \right)^{n'} + 1}$	ψ = sucção; ψ_b = sucção de entrada de ar; n' = parâmetros de ajuste;
Davidson <i>et al.</i> (1969)	$k = k_{sat} e^{[\beta(\theta - \theta_s)]}$	θ_s = teor de umidade saturado; β = parâmetro de ajuste;
Campbell (1974)	$k = k_{sat} \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^{2\beta+3}$	θ_s = teor de umidade saturado; β = parâmetro de ajuste;
Mualem (1976)	$\frac{k}{k_{sat}} = \frac{[1 - (\alpha\psi)^{m,n} (1 + (\alpha\psi)^n)^{-m}]^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{m/2}} \rightarrow \psi > 0$	ψ = sucção; m, n e a = parâmetros de ajuste;
Mualem e Dagan (1978)	$\frac{k}{k_{sat}} = S \left[\frac{\int_0^\theta \frac{d\theta}{\psi^{1+b}}}{\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi^{1+b}}} \right]^2$	ψ = sucção; θ = teor de umidade volumétrico; b = fator de tortuosidade;
Van Genuchten (1980)	$k(\theta) = k_{sat} \cdot S^l \left[1 - \left(1 - S^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2$ $S = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	S = grau de saturação; $l = 0,5$; m = parâmetro de ajuste;
Leong e Rahardjo (1998)	$\frac{k}{k_{sat}} = \Theta^p \rightarrow \Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	Θ = teor de umidade normalizado; p = parâmetro de ajuste;
Vanapalli e Lobbezoo (2002)	$\frac{k}{k_{sat}} \approx 10^{(7,9 \cdot \log S^\gamma)}$ $\gamma = 14,08(IP)^2 + 9,4(IP) + 0,75$	IP = índice de plasticidade

Gerscovich e Guedes (2004) avaliaram a aplicabilidade de proposições empíricas para a modelagem das relações entre condutividade hidráulica e sucção/teor de umidade a solos brasileiros. Foram analisados dados de Reichardt *et al.* (1976) e Tibana e Campos (1994). Os resultados mostraram uma grande variabilidade na qualidade do ajuste das curvas experimentais, sendo os menores erros observados com os modelos baseados na variação de sucção. Entre os modelos avaliados por esses pesquisadores, o de Brooks e Corey (1968) e Arbhahirama e Kridakorn (1968) forneceram os melhores ajustes para os solos analisados.

2.4. Variáveis de Estado de Tensão

Em solos saturados, aspectos relacionados à resistência e deformação são estudados com base no conceito de tensões efetivas (Terzaghi, 1936). A tensão efetiva é definida como o excesso de tensão aplicada em relação à poro-pressão existente no fluido:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij}u_w \text{ (Equação 2.8)}$$

Onde:

δ_{ij} = delta de Kronecker.

Entretanto, este conceito não se aplica para solos não saturados. Em função disto, começaram a surgir diversas pesquisas com o objetivo de encontrar uma equação que explicasse as variações de tensão e, na tentativa de generalizar o conceito de Terzaghi, foram apresentadas diversas propostas que estão resumidas na Tabela 2.3.

No entanto, nenhuma destas formulações se apresentou adequada para representar o comportamento tensão-deformação-resistência dos solos não-saturados. Em termos de resistência ao cisalhamento foi observada uma boa concordância, mas os fenômenos de deformabilidade, tais como o colapso por molhagem, não foram bem representados. De acordo com o princípio das tensões efetivas de Terzaghi, a resposta mecânica do solo tanto em termos de resistência como em termos de deformabilidade deveria ocorrer em função de variações da tensão efetiva e isso não se mostrou adequado para os solos não saturados. De uma forma simplificada, o princípio das tensões efetivas acopla os

efeitos das variações das poro-pressões e das tensões e nos solos não saturados os dois comportamentos são independentes (Farias, 2004).

Para permitir a reprodução de fenômenos que ocorrem a tensões constantes, as variáveis de tensão e as variáveis de poro-pressão devem ser tratadas de maneira isolada (Bishop e Blight, 1963; Burland, 1964; Matyas e Radhakrishna, 1968). Matyas e Radhakrishna (1968) assumiram que o solo é constituído por três fases. As tensões da fase sólida são representadas pelo tensor de tensões σ_{ij} , a tensão na fase ar é representada pelo tensor $u_a \delta_{ij}$, e a tensão na fase água é representado pelo tensor $u_w \delta_{ij}$. A Figura 2.14 ilustra a atuação das variáveis num elemento de solo.

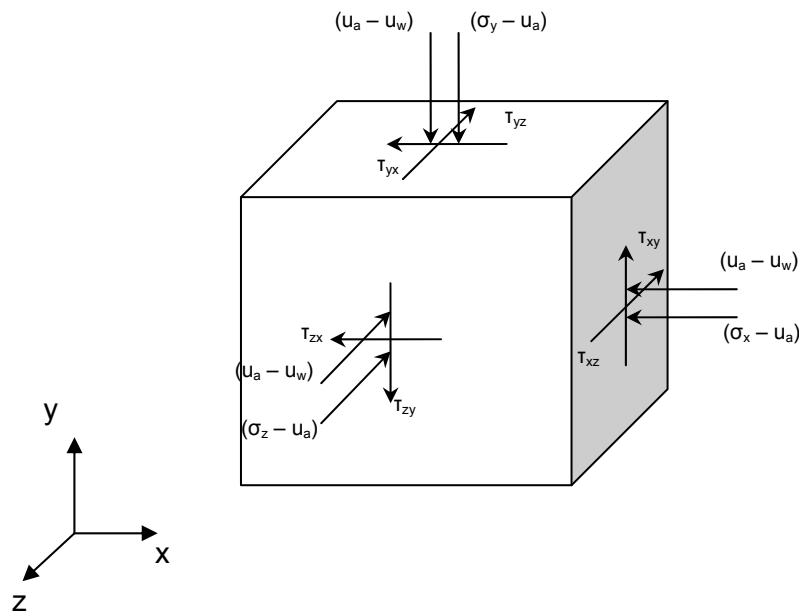


Figura 2.14 – Variável de estado de tensão para um solo não saturado (Farias, 2004).

Para a total separação das componentes de tensão na estrutura sólida e das poro-pressões na fase líquida, Fredlund e Morgenstern (1976, 1977) sugeriram combinar os componentes de cada fase em tensores. O primeiro tensor definido $(\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij})$ é conhecido por tensor de tensões líquidas e representa o excesso de tensão aplicada em relação à tensão na fase ar. O segundo tensor definido $(\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij})$ representa o excesso de tensão aplicada em relação à tensão na fase água. O terceiro tensor definido $(u_a - u_w) \delta_{ij}$ é a diferença de tensão entre os dois fluidos. O termo $(u_a - u_w)$ é conhecido por sucção matricial, ou simplesmente sucção. Esta proposição é a mais utilizada até o momento.

Tabela 2.3 – Expressões formuladas com base na extensão do princípio das tensões efetivas para solos não saturados.

Autores	Expressão	Componentes
Aitchinson e Donald (1956)	$\sigma' = \sigma + p''$	σ' : tensão efetiva σ : tensão total normal p'' : poro-pressão de água negativa
Croney, Coleman e Black (1958)	$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$	σ' : tensão efetiva σ : tensão total normal β' : fator de ligação u_w : poro-pressão de água
Bishop (1959)	$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$	σ' : tensão efetiva σ : tensão total normal χ : parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo u_w : poro-pressão de água u_a : poro-pressão de ar
Lambe (1960)	$\sigma' = \sigma \cdot a_m + u_a \cdot a_a + u_w \cdot a_w + R - A$	σ' : tensão efetiva σ : tensão total normal u_w : poro-pressão de água u_a : poro-pressão de ar a_m, a_a, a_w : parte da área total ocupada pelos sólidos, ar e água R : resultante das forças de repulsão A : resultante das forças de atração
Aitchinson (1960)	$\sigma' = \sigma + \psi \cdot p''$	σ' : tensão efetiva σ : tensão total normal ψ : parâmetro com variação entre 0 e 1 p'' : poro-pressão de água negativa
Jennings (1961)	$\sigma' = \sigma + \beta \cdot p''$	σ' : tensão efetiva σ : tensão total normal β : fator estatístico relativo p'' : poro-pressão de água negativa

Tabela 2.2 Continuação – Expressões formuladas com base na extensão do princípio das tensões efetivas para solos não saturados.

Autores	Expressão	Componentes
Newland (1965)	$\sigma' = \sigma_1 + (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$	σ' : tensão efetiva σ : tensão total normal χ : parâmetro relacionado ao grau de sat. do solo u_w : poro-pressão de água u_a : poro-pressão de ar
Richards (1966)	$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi_m(h_m - u_a) + \chi_s(h_s - u_a)$	σ' : tensão efetiva σ : tensão total normal χ_m : parâmetro de tensão efetiva para sucção osmótica χ_s : parâmetro de tensão efetiva para sucção matricial u_w : poro-pressão de água u_a : poro-pressão de ar h_m : sucção matricial h_s : sucção osmótica
Aitchinson (1973)	$\sigma' = \sigma + \chi_m \cdot h_m + \chi_s \cdot h_s$	σ' : tensão efetiva σ : tensão total normal χ : parâmetro relacionado ao grau de sat. do solo u_w : poro-pressão de água u_a : poro-pressão de ar

2.5. Resistência ao Cisalhamento

A resistência dos solos talvez seja a propriedade mais importante para a engenharia e toma muitas vezes o papel principal numa campanha de investigação. Estruturas geotécnicas normalmente não se tornam saturadas durante sua vida útil e, portanto, as condições não saturadas são relevantes no projeto destas estruturas.

A resistência ao cisalhamento de solos não saturados aumenta com a sucção de forma não linear, e os acréscimos de resistência aparentam ser cada vez menores à medida que os valores de sucção aumentam (Vanapalli *et al.*, 1998). Quando o grau de saturação de um solo é superior a 85% os princípios da mecânica dos solos saturados podem ser aplicados (e.g. Fredlund e Rahardjo, 1993), e por outro lado, valores experimentais de resistência e comportamento de solos com altas sucções (baixos teores de umidade) são limitados na literatura (Vanapalli *et al.*, 1998).

A primeira equação sobre resistência de solos não saturados foi proposta por Bishop em 1959, estendendo o princípio de tensões efetivas de Terzagui para solos não saturados e aplicando o critério de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + [(\sigma_n - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad \text{(Equação 2.9)}$$

Onde:

τ = resistência ao cisalhamento de solos não saturados;

c' = coesão efetiva;

ϕ' = ângulo de atrito;

$(\sigma_n - u_a)$ = tensão normal líquida;

$(u_a - u_w)$ = sucção matricial;

χ = parâmetro dependente do grau de saturação.

O parâmetro χ assume valores entre 0 e 1, o que representa a condição de solo com umidade 0% e solo totalmente saturado. Bishop *et al.* (1960) relatam a relação entre o grau de saturação S e o parâmetro empírico χ .

Em 1978, Fredlund *et al.* propuseram uma relação para explicar a resistência de solos não saturados em função de duas variáveis de tensão independentes como mostrado abaixo:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad \text{(Equação 2.10)}$$

Onde ϕ^b caracteriza a contribuição de resistência no solo devido à sucção matricial. A representação gráfica da expressão de Fredlund *et al.* (1978) é apresentada na figura seguinte:

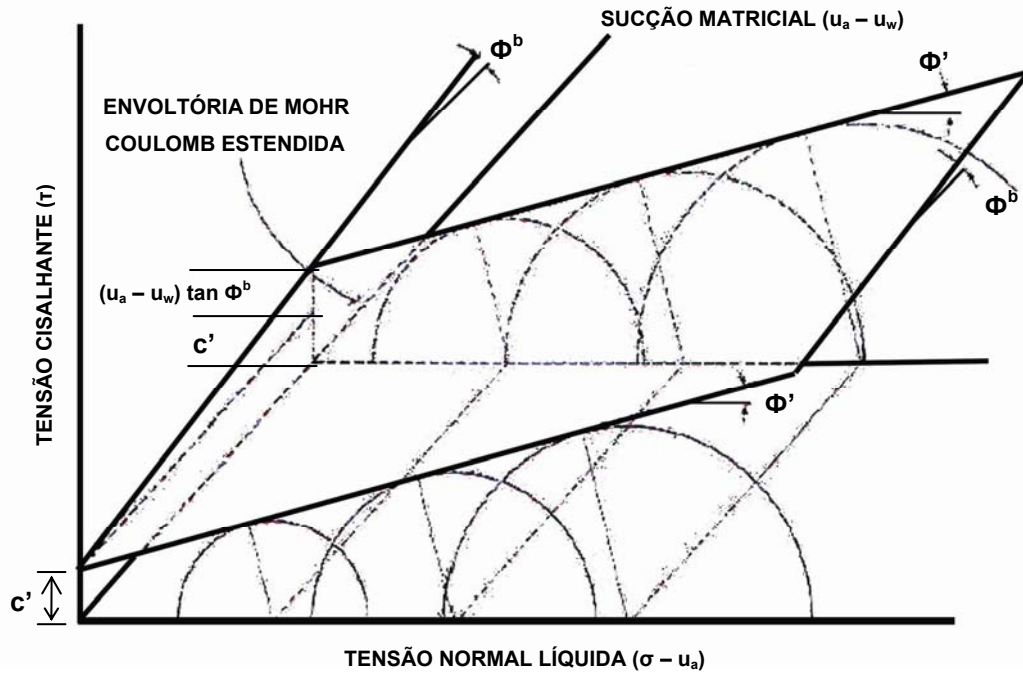


Figura 2.15 – Representação tridimensional da resistência de solos não saturados em função das variáveis de tensão.

A equação de Fredlund *et al.* (1978) pode ser reescrita como:

$$\tau = c' + \tan \phi' \left[(\sigma - u_a) + \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} (u_a - u_w) \right] \quad \text{(Equação 2.11)}$$

Então, o parâmetro χ de Bishop pode ser verificado como sendo:

$$\chi = \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \quad \text{(Equação 2.12)}$$

Ou seja, tanto a proposta de Fredlund *et al.* como a proposta de Bishop apresentam a mesma solução para a resistência dos solos não saturados. No entanto, os parâmetros de Fredlund *et al.* são de mais fácil determinação (e.g. de Campos, 1997). O parâmetro χ é altamente dependente do tipo de ensaio, ou seja, da trajetória de tensões e dos ciclos de molhagem e secagem (e.g. Farias, 2004). Para a determinação da resistência dos solos não saturada, foi proposto para o parâmetro χ o valor de uma constante empírica, dada por (Khallili e Khabbaz, 1998 *apud* Vanapalli e Fredlund, 2002):

$$\chi = \left\{ \frac{(u_a - u_w)_f}{(u_a - u_w)_b} \right\}^\eta \quad \text{(Equação 2.13)}$$

Onde:

$(u_a - u_w)_f$ = sucção matricial no corpo-de-prova nas condições de ruptura;

$(u_a - u_w)_b$ = valor de entrada de ar;

η = constante igual a -0,55, valor sugerido com base em dados de

13 solos publicados na literatura.

A utilização da equação 2.10 resulta em valores razoáveis para a resistência dos solos para baixos valores de sucção, mas não apresenta valores adequados para altas sucções (Vanapalli e Fredlund, 2002).

A equação de Fredlund *et al.* (1978) (Equação 2.7) é baseada na independência do ângulo de atrito ϕ' com a sucção e isto nem sempre é verdadeiro (Delage, 2002). Resultados experimentais obtidos de diferentes pesquisadores (Figura 2.16) mostram que enquanto a coesão sempre aumenta com a sucção, o ângulo de atrito pode crescer ou decrescer (Escario e Saez, 1986 e 1987; Delage *et al.*, 1987; Fredlund *et al.*, 1987; Escario e Jucá, 1989; Delage e Graham, 1995; de Campos, 1997).

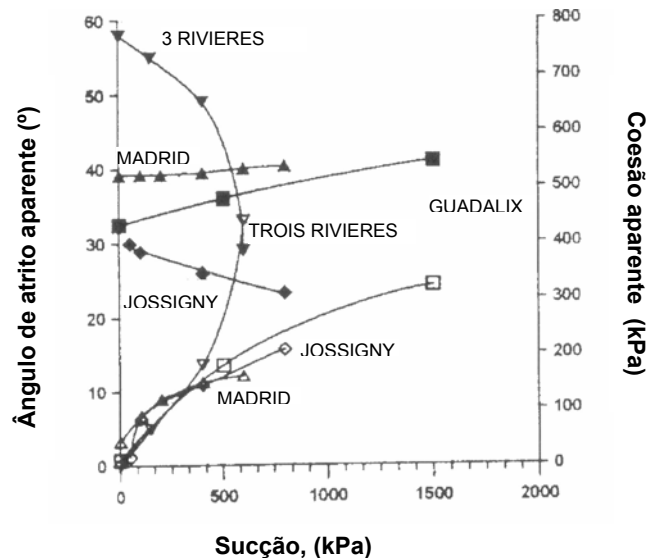


Figura 2.16 – Variações na coesão e no ângulo de atrito com a sucção (Delage e Graham, 1995).

Estudos recentes apontam para o uso da curva característica de sucção do solo como auxílio à determinação da resistência ao cisalhamento (Öberg e Sällfors, 1997; Fredlund *et al.*, 1995). As pesquisas baseiam-se na idéia de que a

influência da sucção matricial na resistência ao cisalhamento do solo está intimamente relacionada com o seu grau de saturação. Assim, para valores de sucção menores que o valor da entrada de ar do solo tem-se $\phi^b = \phi'$. Öberg e Sällfors (1995, 1997) propõem a utilização da equação de Bishop admitindo-se $\chi = S$, onde S é o grau de saturação do solo, para obtenção da resistência dos solos não saturados, com a obtenção dos parâmetros u_w e S a partir da curva característica. Resultados de ensaios obtidos na literatura comparados aos valores obtidos com a proposta de Öberg e Sällfors (1995, 1997) não apresentaram boa concordância para todos os tipos de solos (de Campos, 1997; Vanapalli e Fredlund, 2002).

Para valores de sucção superiores ao valor de entrada de ar do solo, a contribuição dada pela sucção à resistência ao cisalhamento do solo diminui com a dessaturação e resulta em uma variação não linear (Fredlund *et al.*, 1995). A partir desta observação, Fredlund *et al.* (1995) propuseram a seguinte equação para expressar a resistência ao cisalhamento:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \tan \phi' \int_0^{(u_a - u_w)} [S_e]^p d(u_a - u_w) \quad \text{(Equação 2.14)}$$

Onde p é um expoente e $S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r}$, e S_r é o grau de saturação residual

do solo. Valores de S_e podem ser obtidos pelas proposições de McKee e Bumb (1984 *apud* Fredlund *et al.*, 1995) ou Brooks e Corey (1964 *apud* Fredlund *et al.*, 1995). Ainda, de acordo com os autores, pode-se admitir o valor unitário para o parâmetro p. A integral da equação acima pode ser resolvida utilizando-se uma das propostas constantes na literatura para a representação numérica da curva característica do solo. A utilização da equação de Fredlund e Xing (1994), por exemplo, na Equação 2.12 resultou em valores de resistência bem próximos aos obtidos em ensaios de laboratório (Fredlund *et al.*, 1995).

Como na prática a maioria das obras geotécnicas se encontra em níveis de saturação correspondentes à zona de transição da curva característica (Figura 2.6), Bao *et al.* (1998, *apud* Vanapalli e Fredlund, 2002) propuseram uma equação para a previsão da resistência ao cisalhamento para esta banda específica de umidade do solo. A zona de transição encontra-se entre o valor de entrada de ar e a zona de saturação residual. A variação de comportamento da curva característica nesta zona é linear em um gráfico semi-logarítmico. A

proposta de Bao *et al.* leva em consideração essa variação linear, e a resistência ao cisalhamento é dada por:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) [\xi - \zeta \log(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad \text{(Equação 2.15)}$$

Onde:

$$\xi = \frac{\log(u_a - u_w)}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad \text{(Equação 2.16)}$$

$$\zeta = \frac{1}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad \text{(Equação 2.17)}$$

$(u_a - u_w)_r$ = sucção nas condições de teor de umidade residual.

O parâmetro ξ representa o intercepto e o parâmetro ζ representa a inclinação da parte linear da curva característica, respectivamente. A expressão abaixo pode ser utilizada para o ajuste dos dados da curva característica (Bao *et al.*, 1998 *apud* Vanapalli e Fredlund, 2002):

$$\frac{(\theta_w - \theta_s)}{(\theta_s - \theta_r)} = \xi - \zeta \log(u_a - u_w) \quad \text{(Equação 2.18)}$$

Onde:

θ_w = teor de umidade volumétrico;

θ_s = teor de umidade volumétrico saturado;

θ_r = teor de umidade volumétrico residual.

Vanapalli *et al.* (1996) propuseram uma função não linear para expressar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados usando a curva característica e os parâmetros de resistência saturados. A resistência, de acordo com essa função, é dada por:

$$\tau = [c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi'] + [(u_a - u_w) \{(\Theta^k) (\tan \phi')\}] \quad \text{(Equação 2.19)}$$

Onde:

k = Parâmetro de ajuste usado para obter uma melhor adequação entre os valores medidos e os valores preditos;

Θ = Umidade normalizada, θ_w / θ_s ;

θ_w = Umidade volumétrica;

θ_s = Umidade volumétrica saturada.

A primeira parte da equação é referente à resistência saturada quando a pressão de ar, u_a , é igual à pressão de água, u_w . Esta parte da equação é função da tensão normal uma vez que os parâmetros de resistências c' e ϕ' são tipicamente constantes para um solo saturado para a faixa de carregamentos encontrados na prática da engenharia. Assim, para um valor particular da tensão normal, a primeira parte da equação é um valor constante. A segunda parte da equação é a contribuição na resistência ao cisalhamento devido à sucção, que pode ser presumida usando a curva característica, e os parâmetros de resistência efetivos.

O parâmetro de ajuste, k , pode ser estimado usando a figura abaixo, resultado de um estudo estatístico de Vanapalli e Fredlund (2000) realizado em dados de literatura de solos compactados, no qual o parâmetro k é relacionado ao índice de plasticidade dos solos. Fredlund *et al.* (1995) sugerem que este parâmetro varia entre 1 e 3 e aumenta com a plasticidade do solo.

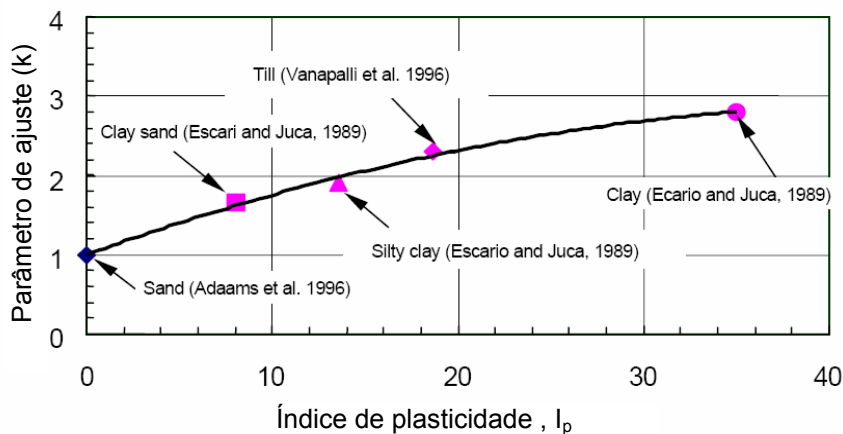


Figura 2.17 – Relação entre o parâmetro de ajuste k e o índice de plasticidade (Vanapalli e Fredlund, 2000).

Vanapalli (2001) apresenta um procedimento para a determinação do parâmetro k a partir de resultados de resistência em ensaios de compressão não confinada com amostras em diferentes teores de umidade e parâmetros de resistência efetiva. De acordo com o autor, obteve-se boa concordância de resultados com a relação entre o parâmetro k e o índice de plasticidade

determinada por Vanapalli e Fredlund (2000). Não existem, porém, informações sobre valores representativos deste parâmetro para o caso de solos tropicais indeformados (de Campos, 1997). Oliveira (2004), em ensaios não saturados realizados em um solo residual de gnaiss compactado, adotou valores de k que conduzissem a um melhor ajuste aos dados experimentais. Utilizando os valores de sucção determinados por tensiômetro, o autor obteve um valor de $k = 2,9$ para as condições de moldagem na umidade ótima e no ramo úmido e 2,2 para as condições de moldagem no ramo seco.

A resistência não saturada também pode ser prevista através da equação (Vanapalli *et al.*, 1996):

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' \right] \quad \text{(Equação 2.20)}$$

Em estudos de comparação entre a resistência não saturada obtida através de ensaios triaxiais com a prevista pelos modelos, Vanapalli e Fredlund (2002) concluíram que as duas propostas de Vanapalli *et al.* (1996) apresentaram boa concordância de resultados.

A resistência à compressão não confinada pode ser obtida através de uma extensão da equação 2.17, que resulta na expressão (Vanapalli *et al.*, 2000 *apud* Vanapalli, 2001):

$$C_u = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{c' \cos \phi' + (u_a - u_w) \left\{ (\Theta^k) (\tan \phi') \right\} \cos \phi'}{(1 - \sin \phi')} \quad \text{(Equação 2.21)}$$

Onde:

C_u = resistência à compressão não confinada.

É considerado que o teor de umidade nos corpos-de-prova submetidos à compressão não confinada não se altera durante o cisalhamento devido à alta taxa de deformação. A análise de resistência através da equação 2.19 é baseada na simplificação de que não há variação significativa de sucção durante o ensaio, ou seja, considera-se que a contribuição à resistência devida à sucção é aproximadamente igual sob carregamento drenado e não drenado (Vanapalli, 2001).

Oliveira e Marinho (2002) compararam valores de resistência ao cisalhamento não saturada, obtidas de ensaios de compressão simples e triaxial não saturado realizados em um solo residual de gnaiss compactado nas condições ótimas, com o modelo de Vanapalli *et al.* (1996). Os ensaios de

compressão simples foram realizados com deformação controlada, utilizando-se a velocidade de 0,34 mm/min, em corpos-de-prova com sucções iniciais de até 500 kPa. Os parâmetros de resistência saturados foram obtidos em ensaios triaxiais saturados não drenados. A resistência ao cisalhamento do solo não saturado, para os diferentes níveis de sucção, foi determinada supondo que não ocorram variações no ângulo de atrito efetivo para níveis de sucção abaixo de 500 kPa (Vanapalli *et al.*, 1996). A Figura 2.18 ilustra o procedimento utilizado para a obtenção da resistência ao cisalhamento do solo não saturado no ensaio de compressão simples para uma dada sucção e a Figura 2.19 apresenta a aplicação do modelo proposto por Vanapalli *et al.* (1996) aos ensaios de compressão simples (confinante = 0 kPa) e triaxiais (confinante = 100 kPa e 300 kPa) realizados no teor de umidade ótima. Oliveira e Marinho (2002) concluíram que a aplicação de modelos de previsão da envoltória de resistência baseados na curva de retenção pode ser uma importante ferramenta prática.

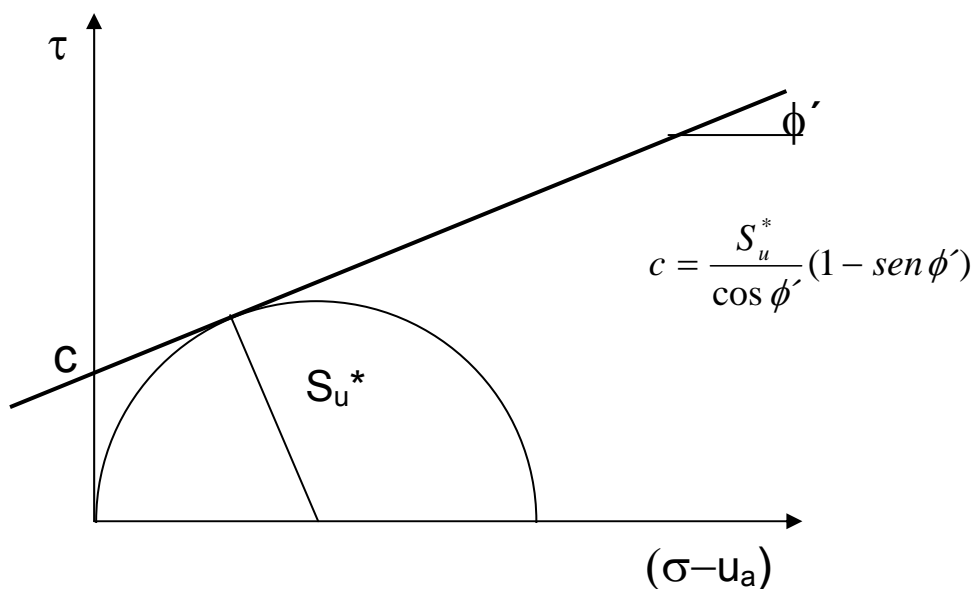


Figura 2.18 – Representação do ensaio de compressão simples a um determinado nível de sucção.

onde S_u^* é a resistência a compressão simples não saturada.

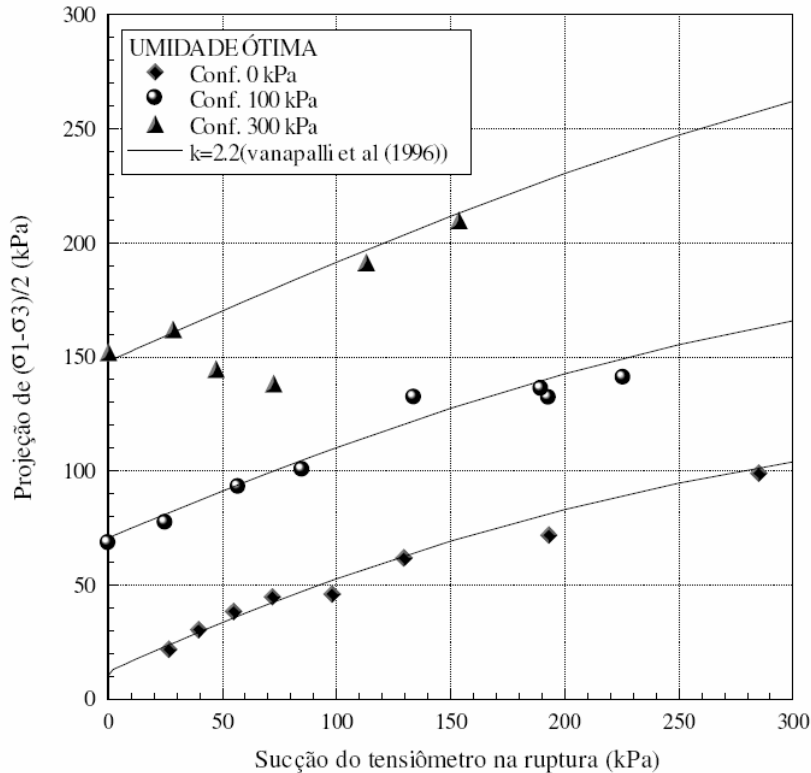


Figura 2.19 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) aos ensaios realizados no teor de umidade ótima por Oliveira (2004).

Vilar (2007) propõe um método expedito para prever a resistência ao cisalhamento de solos não saturados a partir da resistência efetiva do solo saturado e de resultados de ensaios de resistência de amostras secas ao ar. O método utiliza uma função do tipo hiperbólica para retratar dados experimentais acerca da variação de resistência com a sucção:

$$c = c' + \frac{\psi}{a + b \cdot \psi} \quad \text{(Equação 2.22)}$$

Onde:

a e b são parâmetros de ajuste.

Vilar (2007) considera que a razão entre c e ψ , a medida que ψ tende a zero, é igual a :

$$\left. \frac{dc}{d\psi} \right|_{\psi \rightarrow 0} = \frac{1}{a} = \tan \phi' \quad \text{(Equação 2.23)}$$

Outra consideração do autor é que a resistência ao cisalhamento irá atingir um valor último no teor de umidade residual, ou seja:

$$\lim_{\psi \rightarrow \infty} c = c_r = c' + \frac{1}{b} \quad \text{(Equação 2.24)}$$

Ou então:

$$b = \frac{1}{c_r - c'} \quad \text{(Equação 2.25)}$$

A Equação 2.24 foi desenvolvida para o caso de resistência no teor de umidade residual. No entanto, o autor também recomenda uma equação para a determinação do parâmetro b quando se tem resultados de resistência ao cisalhamento em valores quaisquer de teores de umidade. Nesse caso b é dado por:

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{1}{\psi_m \tan \phi'} \quad \text{(Equação 2.26)}$$

Onde:

c_m é o valor da coesão para uma dada sucção matricial ψ_m .

A Equação 2.25 deve ser utilizada quando se pretende estimar a resistência ao cisalhamento para uma dada sucção que tem valor inferior ao valor de sucção utilizado no ensaio (ψ_m).

A partir das Equações 2.22 e 2.24 ou 2.25 os parâmetros a e b podem ser obtidos e a resistência não saturada pode ser prevista considerando válida a relação entre sucção e resistência ao cisalhamento escrita na Equação 2.21.

Esse método expedito mostra resultados bastante satisfatórios para os solos que apresentam um acréscimo de resistência, associado principalmente ao acréscimo de coesão, com o aumento da sucção. No entanto, para solos que apresentam um decréscimo de resistência após um máximo, mesmo com o aumento da sucção não tem seu comportamento bem representado.

2.6. Resistência à Tração

Geralmente, na prática da engenharia geotécnica, a resistência à tração dos solos é desconsiderada. Para fins de projeto, assume-se que os solos estão saturados ou completamente secos na determinação de parâmetros de tensão, resistência ou deformação. No entanto, conforme já mencionado, inúmeros problemas geotécnicos apresentam situações onde o teor de umidade não

corresponde ao estado saturado ou condições de umidade zero. A saturação parcial dos solos produz um aumento na coesão que historicamente tem sido chamada de “coesão aparente”. A coesão aparente engloba dois termos: (1) a coesão clássica c' , que representa a mobilização de forças físico-químicas inter-partículas como as forças de atração de van der Waals, a repulsão ou atração elétrica da camada dupla e a cimentação devido a precipitação de solutos; e (2) a coesão capilar c'' , que representa a mobilização das forças capilares inter-partículas devido à pressão negativa nos poros e à tensão superficial do líquido capilar (Likos e Lu, 2004; Goulding, 2006; Lu *et al.*, 2007). Para as argilas ambos os termos apresentam valores significativos em qualquer faixa de saturação. Para as areias, a coesão clássica é geralmente desprezível, enquanto a coesão capilar varia de zero na saturação e torna-se uma função da sucção matricial para menores valores de teor de umidade.

As forças capilares associadas aos estados de saturação contribuem para a resistência à tração e para a resistência ao cisalhamento (Mitchell, 1993; Zeh e Witt, 2005; Zeh e Witt, 2007). Ou seja, os parâmetros que contribuem para a resistência à tração podem ser identificados através da análise dos mecanismos de retenção de água nos solos não saturados. Como mostrado na Figura 2.20, são três os estados de saturação do solo que apresentam poro-pressão negativa ou sucção: “estado residual”, “estado de transição” e “estado capilar” (Lu *et al.*, 2005).

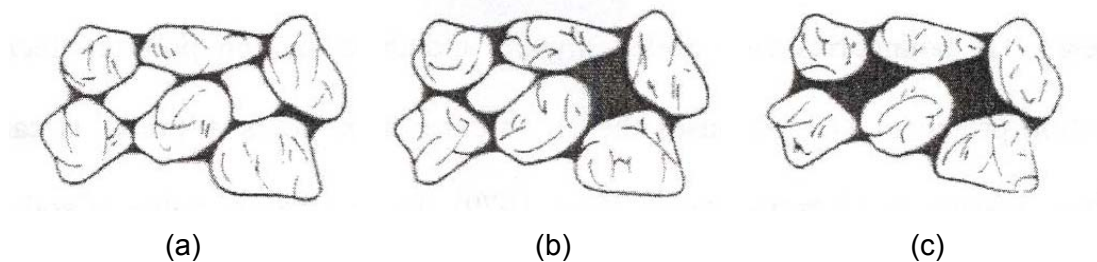


Figura 2.20 – Estados de Saturação em Solos não Saturados. (a) Residual. (b) de Transição. (c) Capilar ou Limite.

No regime capilar (ou zona de efeito limite) o solo ainda está saturado, mas apresenta poro-pressões negativas. À medida em que há um aumento da sucção, a água começa a drenar do corpo-de-prova saturado e ocorre a geração de uma interface ar-água entre os grãos de solo. Este estado é conhecido como zona de transição. A pressão que separa os estados de efeito limite e zona de transição é a pressão de entrada de ar. Se a pressão continuar a crescer acima da pressão de entrada de ar formam-se no solo “pontes líquidas” entre as

partículas de solo ou grupos de partículas de solo, com a fase líquida permanecendo contínua. Nesse estado, qualquer mudança na pressão de água é rapidamente homogeneizada. Finalmente, com o crescimento da pressão, o solo atinge o regime residual, que corresponde a altas pressões de sucção e a água existe como pontes líquidas entre e ao redor de partículas e como um fino filme de água ao redor das partículas. Nesse estado são necessárias grandes alterações nos valores de sucção para a remoção de água do solo.

Ainda em relação à resistência à tração dos solos, o número e o tamanho dos poros conduzem a diferentes magnitudes de resistência. Em geral, solos que apresentam apenas pequenos poros exibem resistências superiores aos solos com grandes poros ou solos com diferentes tamanhos de poros (Zeh e Witt, 2007). Em solos finos, a orientação das partículas também governa a resistência dos solos. Estruturas dispersas, como é o caso de argilas compactadas no teor ótimo de umidade, apresentam preponderantemente poros pequenos, e exibem resistência maior com o aumento da sucção (Zeh e Witt, 2007).

De acordo com Barzegar *et al.* (1995) a resistência à tração também é influenciada pelo tipo e quantidade de argilo mineral presente, tamanho da fração argila e quantidade de argila em estado disperso. Rahimi *et al.* (2000) apresentam um estudo de alguns fatores que influenciariam na resistência à tração de solos, entre eles a condutividade elétrica e a quantidade de matéria orgânica.

Villar *et al.* (2007) apresentam resultados de ensaios de tração realizados em dois materiais provenientes de resíduo de bauxita preparados em laboratório inicialmente em forma de lama. Os autores apresentam a relação entre a resistência à tração normalizada, os índices físicos e a sucção total e matricial dos materiais. Dos resultados obtidos, pôde ser observado que na relação entre a resistência à tração e os índices físicos, ambos os solos mostraram uma mudança de comportamento para um grau de saturação em torno de 85%. Em torno desse grau de saturação ocorre a entrada de ar mais acentuada nas amostras e é o ponto onde a curva de sucção total apresenta sua curvatura máxima. Ou seja, a resistência à tração seria função da sucção total do solo.

Inúmeras expressões têm sido propostas na literatura para a previsão da resistência à tração para um sistema idealizado de duas partículas no regime de saturação residual. Investigações teóricas prévias focaram a influência da tensão superficial e da sucção analisando as forças resultantes de um menisco de forma ideal (normalmente toróide) localizado entre partículas esféricas ou planares geometricamente localizadas. (e.g. Fisher, 1926; Rumpf, 1961; Schubert, 1982).

Outros modelos teóricos baseados na formulação de energia livre, onde hipóteses mais realísticas de um menisco de geometria não ideal e mecanismos de interação de curto alcance são considerados, foram desenvolvidos por Orr *et al.*, 1975; Dobbs e Yeomans, 1982 e Molenkamp e Nazemi, 2003 (Lu e Likos, 2004; Likos e Lu, 2004).

No entanto, apesar dos modelos teóricos baseados na formulação de energia livre serem mais completos, as soluções analíticas resultam em valores bastante próximos dos valores de força entre partículas obtida dos modelos clássicos toroidais (Molenkamp e Nazemi, 2003).

De modo geral, as teorias para determinação da força entre um sistema idealizado de duas partículas podem ser descritas considerando duas partículas esféricas de mesmo raio R e a hipótese de um menisco de forma toroidal, definido pelos raios r_1 e r_2 , conforme representado na Figura 2.21(a). O diagrama de forças desse sistema é representado pela Figura 2.21(b).

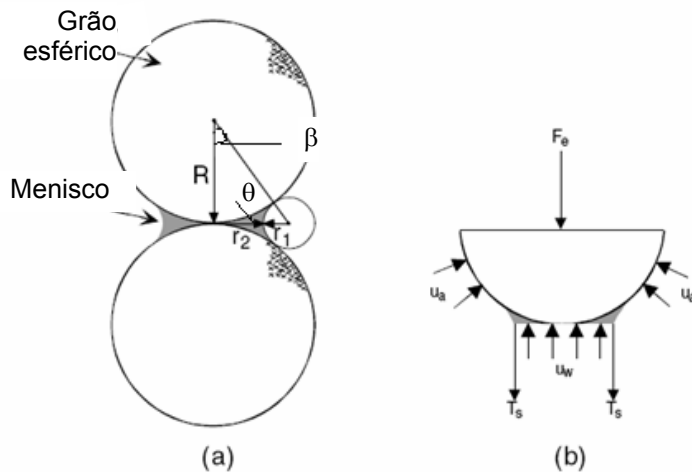


Figura 2.21 – Menisco entre duas esferas de mesmo raio. (a) geometria do menisco. (b) diagrama de forças atuantes sobre a esfera (Likos e Lu, 2004).

O ângulo de preenchimento β representa o tamanho do menisco e o correspondente grau de saturação e teor de umidade do sistema. O ângulo de contato θ é uma propriedade do material, dependente das propriedades do poro, da superfície do grão e direção de molhagem. θ é um ângulo interno à fase líquida, entre a superfície sólida e um ponto tangente à interface ar-líquido. Ângulos de contato menores que 90° indicam uma interação sólido-líquido molhante. Ângulos de contato maiores que 90° indicam uma interação sólido-líquido não molhante. Estudos experimentais baseados em testes de capilaridade ou infiltração horizontal mostraram que ângulos de contato em trajetórias de umedecimento podem alcançar valores de até 80° (Goulding,

2006). Em trajetórias de secagem, o ângulo de contato assume valores que variam de 0° a 60° (Goulding, 2006).

A força capilar resultante (F_t) é formada pela soma das componentes de força da pressão de ar (u_a), da pressão da tensão superficial (T_s) e da sucção ($u_a - u_w$) que atuam sobre a partícula (Likos e Lu, 2004):

$$F_t = u_a \pi R^2 - (u_a - u_w) \pi r_2^2 - T_s \cdot 2 \pi r_2 \quad \text{(Equação 2.27)}$$

De maneira simplificada, a tensão superficial T_s de uma interface líquido-gás é definida como uma força concentrada atuando na superfície e é descrita matematicamente por:

$$T_s = \int_0^d (\sigma - u_w) \delta z \quad \text{(Equação 2.28)}$$

onde σ é a tensão total na fase água e d é a espessura da superfície na qual ocorre o aumento de tensão. Métodos para a determinação direta da tensão superficial envolvem medidas de forças na interface, análise de tubos capilares ou análise do formato e tamanho de gotas de um líquido (Lu e Likos, 2004). A tensão superficial da água é dependente da temperatura. A Figura 2.22 ilustra essa dependência para a interface ar-água. Para a temperatura de 20°C a tensão superficial é de 72,75 mN/m.

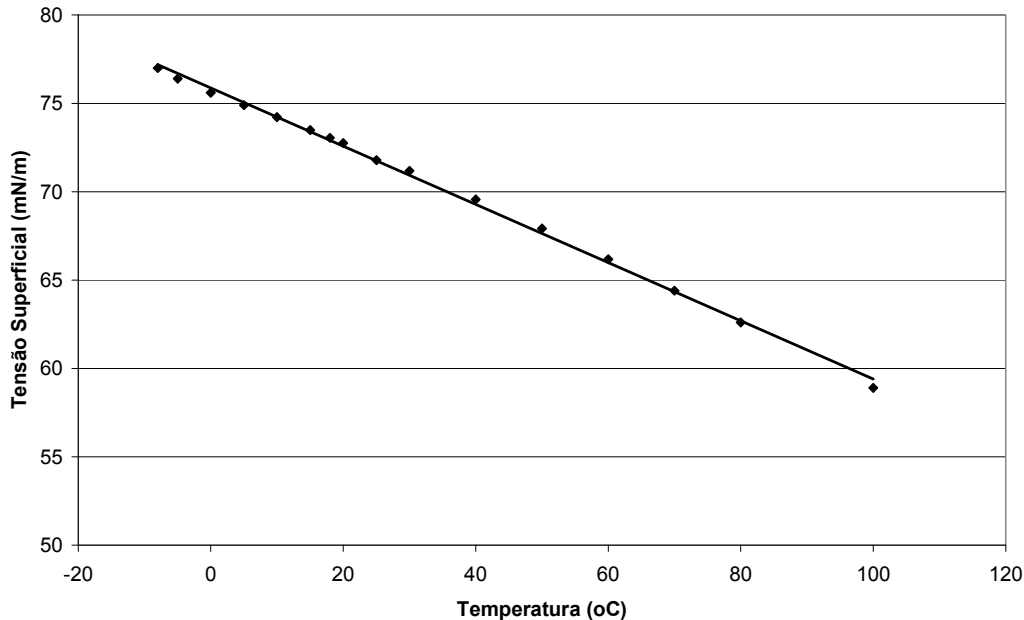


Figura 2.22 – Tensão superficial da interface ar-água em função da temperatura (Lu e Likos, 2004).

Nos itens seguintes são apresentados alguns modelos teóricos de previsão da resistência à tração de solos não saturados.

2.6.1. Rumpf, 1961

Um dos primeiros modelos para a previsão da resistência à tração de partículas aglomeradas não saturadas aplicável para o regime de saturação residual foi proposto por Rumpf (1961 *apud* Goulding, 2006). Esse modelo assume que todas as partículas são esferas com o mesmo tamanho e estão distribuídas uniformemente no espaço. Também considera que as ligações são distribuídas estatisticamente ao longo da superfície e em todas as direções.

A Figura 2.23 representa um sistema de duas partículas de diâmetro d , distância de separação a , ângulo de preenchimento β e ângulo de contato θ , para a qual se pode determinar a resistência média à tração por:

$$\sigma_{tp} = \frac{(1-n) \cdot F_t}{n \cdot d^2} = \frac{(1-n) \cdot \pi \cdot T_s}{n \cdot d} \cdot \sin \beta \left[\sin(\beta + \alpha) + \frac{\sin \beta}{4} \left(\frac{1}{r^*} - \frac{1}{h^*} \right) \right] \quad \text{(Equação 2.29)}$$

Onde: F_t é a força de ligação adimensional (entre duas partículas), T_s é a tensão superficial, n é a porosidade e r^* e h^* são os raios de curvatura que definem o menisco e são definidos por:

$$h^* = \frac{h}{d} = \frac{\sin \beta}{2} + \frac{r}{d} [\sin(\beta + \theta) - 1] \quad \text{(Equação 2.30)}$$

$$r^* = \frac{r}{d} = \frac{(1 - \cos \beta) + \frac{a}{d}}{2 \cdot \cos(\beta + \theta)} \quad \text{(Equação 2.31)}$$

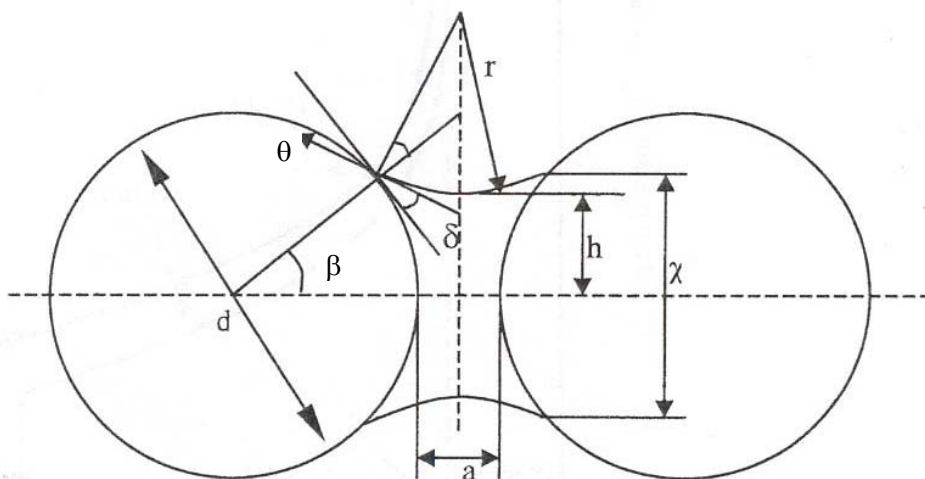


Figura 2.23 – Geometria do menisco para determinação das forças de tração entre duas partículas de mesmo tamanho (Goulding, 2006).

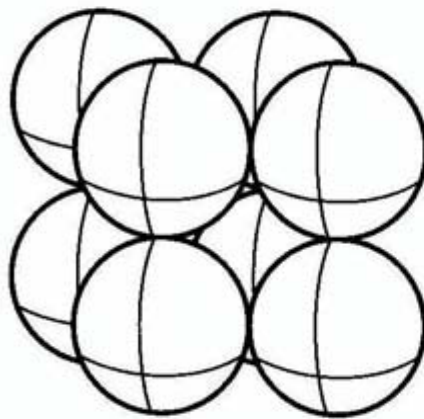
O ângulo de preenchimento θ pode ser relacionado com o teor de umidade gravimétrica w e o peso específico real dos grãos G_s por (Goulding, 2006):

$$w = \frac{6k.V_{\text{ponte}}}{G_s \cdot 2\pi d^3} = \frac{6k}{G_s} \left\{ \left[r^{*2} + (r^* + h^*)^2 \right] \cdot r^* \cdot \cos(\beta + \theta) - \frac{r^{*3} \cos^3(\beta + \theta)}{3} - r^{*2}(r^* + h^*) \right\} \left[\cos(\beta + \theta) \sin(\beta + \alpha) \left(\left(\frac{\pi}{2} \right) - \beta - \theta \right) \right] - \frac{1}{24} (2 + \cos \beta) (1 - \cos \beta)^2 \right\}$$

(Equação 2.32)

Onde: k é o número médio de pontos de contato partícula-partícula por partícula.

A validade da expressão acima é restrita a graus de saturação dentro do estado residual. Para partículas uniformes orientadas cubicamente (Figura 2.24), por exemplo, o ângulo de preenchimento é limitado a 45° .



Cubo de raio = R
 Espaço entre linhas = $2R$
 $k = 6$
 Volume unitário = $8R^3$
 Índice de vazios = $0,91$
 Porosidade = $47,6\%$

Figura 2.24 – Esferas uniformes em orientação cúbica.

Como pode ser observado pela Equação 2.29, a resistência à tração é inversamente proporcional ao tamanho das partículas. O ângulo de contato, a porosidade e a distância entre partículas também têm grande influência na resistência à tração.

O efeito do tamanho das partículas na resistência à tração do solo pode ser observado na Figura 2.25. São apresentadas três curvas para diâmetros de partículas variando entre $d = 0,01$ mm (siltes) até $d = 1$ mm (areias). A resistência à tração, neste caso, pode variar de dezenas de pascais, para o caso de areias, até centenas de kilopascais para siltes. Ou seja, o formato da função

de resistência à tração no estado residual é altamente dependente da distribuição granulométrica do solo (Goulding, 2006).

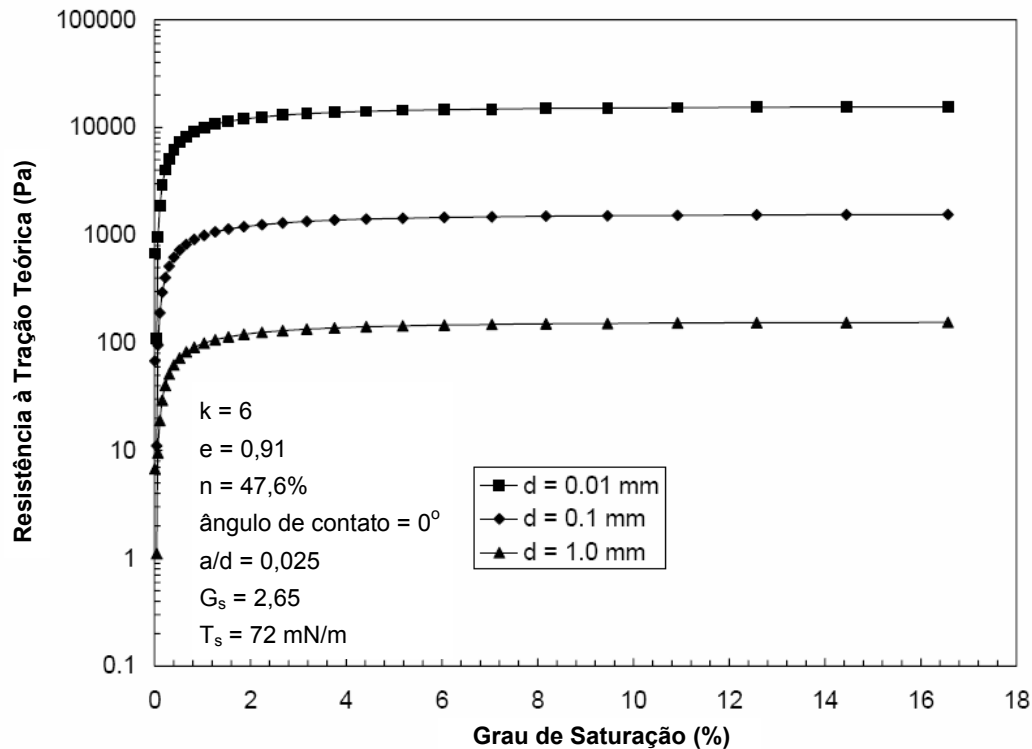


Figura 2.25 – Resistência à tração teórica para partículas esféricas em ordem cúbica em função do tamanho das partículas.

2.6.2. Schubert, 1982

A Figura 2.26 resume a proposta de Schubert (1982 *apud* Heibroek *et al.*, 2004) para o cálculo da resistência à tração. A figura apresenta a curva característica de um calcário e o desenvolvimento da resistência à tração em função do grau de saturação (Schubert, 1982 *apud* Heibroek *et al.*, 2004). Schubert propõe a determinação da resistência à tração nos três estados de saturação do solo: estado capilar, estado residual e de transição.

Em condições próximas à saturação a resistência à tração é igual à pressão capilar multiplicada pelo grau de saturação, conforme a Equação 2.32.

$$\sigma_{tc} = S.P_c \quad \text{(Equação 2.33)}$$

onde S é o grau de saturação do solo e P_c é a pressão capilar (sucção matricial), que pode ser determinada diretamente através da curva característica.

Quando os poros começam a dessaturar, as forças de tração devem ser transmitidas pelas “pontes líquidas” formadas entre partículas e poros ainda preenchidos por água. Schubert denomina esse estágio por fase de transição e propõe que a resistência à tração seja calculada pela soma das forças transmitidas pelas pontes líquidas σ_{zb} e pelos poros ainda saturados, conforme equação 2.33:

$$\sigma_{tc} = \sigma_{zb} + (S \cdot P_c) \quad \text{(Equação 2.34)}$$

Quando todos os poros encontrarem-se dessaturados e o solo estiver no estado residual, a resistência a tração é igual à soma das forças transmitidas pelas pontes líquidas σ_{zb} (forças entre partículas).

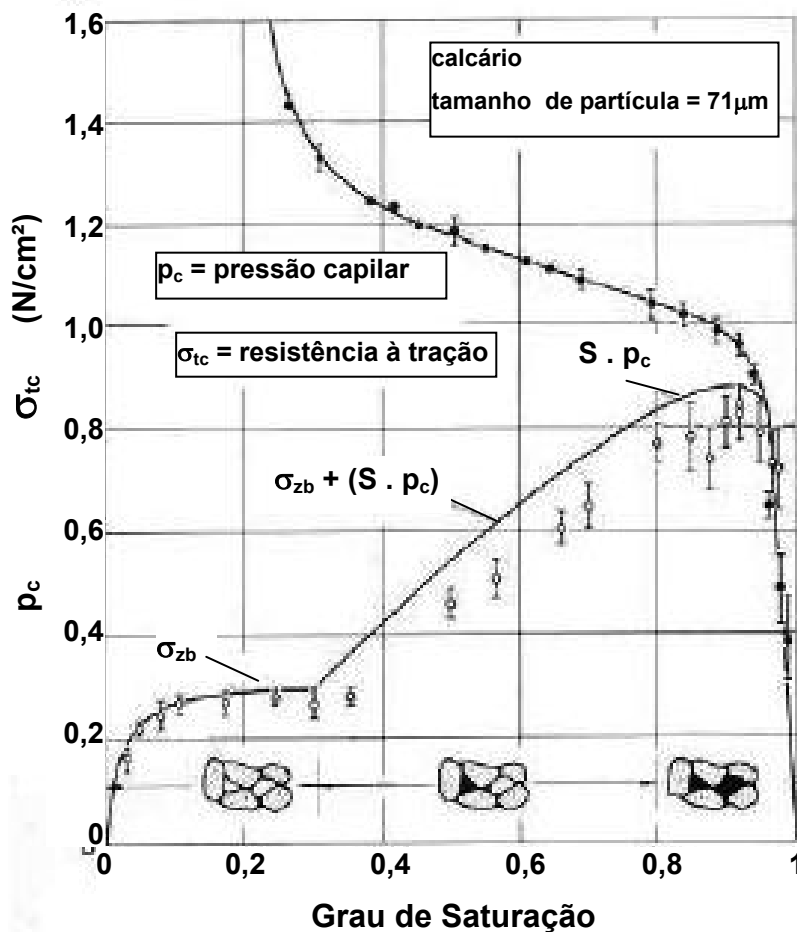


Figura 2.26 – Resistência à tração de um calcário (Schubert, 1982 *apud* Heibrock *et al.*, 2004).

Schubert (1982) e Molenkamp e Nazemi (2003) desenvolveram diferentes proposições para o cálculo das forças entre partículas no estado residual. Baseado nessas teorias, a resistência à tração de estruturas de partículas homogêneas pode ser determinada.

A teoria de Schubert (1982 *apud* Heibrock *et al.*, 2004) é baseada na teoria capilar de sistemas sólidos porosos. No cálculo da força entre partículas, diferentes contatos entre formas (esferas idênticas, esferas com diferentes diâmetros, esferas e planos) são considerados e descritos em seu livro (Zeh, 2007). Os resultados numéricos são expostos em diagramas conforme apresentado na Figura 2.27.

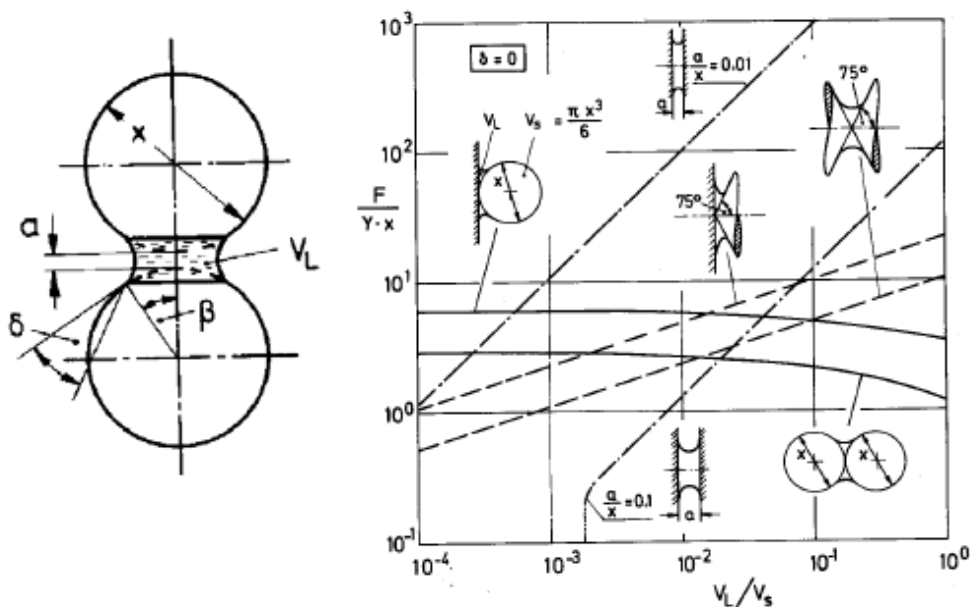


Figura 2.27 – Esferas com “ponte líquida”. Força de contato versus forma de contato e razão entre o volume da “ponte líquida” e o volume da esfera V_L/V_s (Schubert, 1982 *apud* Zeh, 2007).

A força entre partículas pode ser determinada em função: a) da razão entre o volume da “ponte líquida” e o volume da esfera (partícula) V_L/V_s ; b) do ângulo β da ponte em relação a força de contato adimensional $F/T_s \cdot x$, onde T_s é a tensão superficial e x é o diâmetro da esfera (partícula).

A obtenção da força entre partículas em função dos volumes V_L e V_s é realizada através de gráficos como o apresentado na Figura 2.27, e a obtenção da força entre partículas em função do ângulo β é realizada através de gráficos como os apresentados na Figura 2.28 e Figura 2.29.

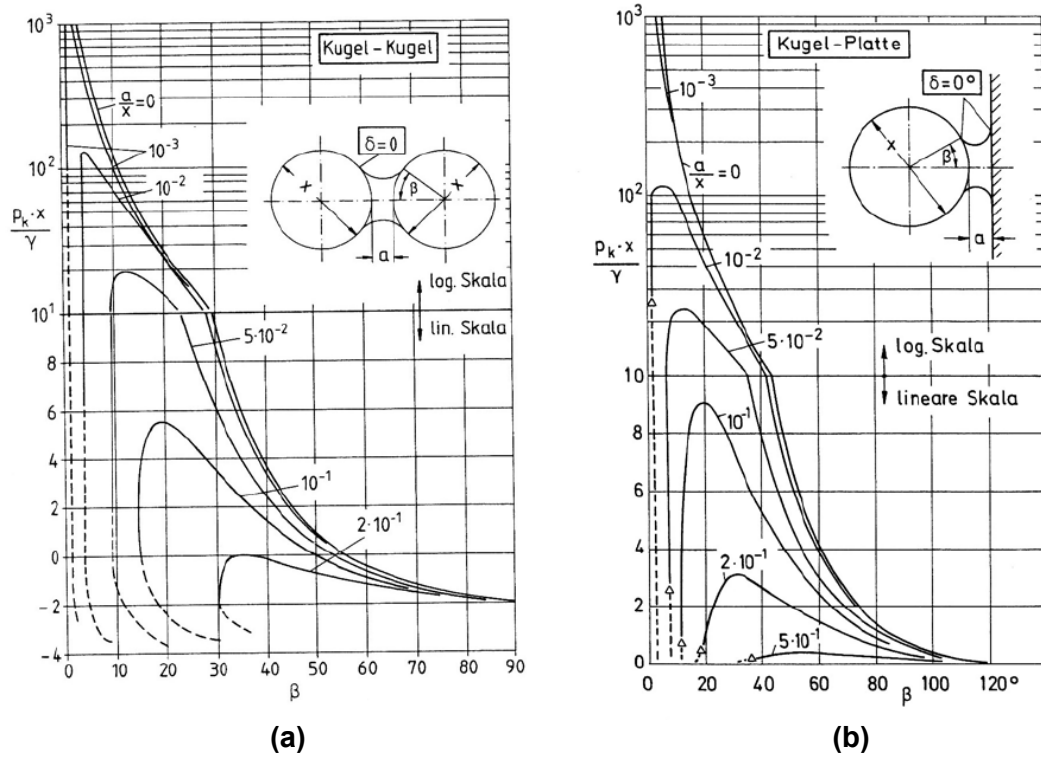


Figura 2.28 – Determinação do ângulo de contato β em função da pressão capilar adimensional. (a) Contato esfera-esfera. (b) Contato esfera-plano (Schubert, 1982 *apud* Zeh, 2007).

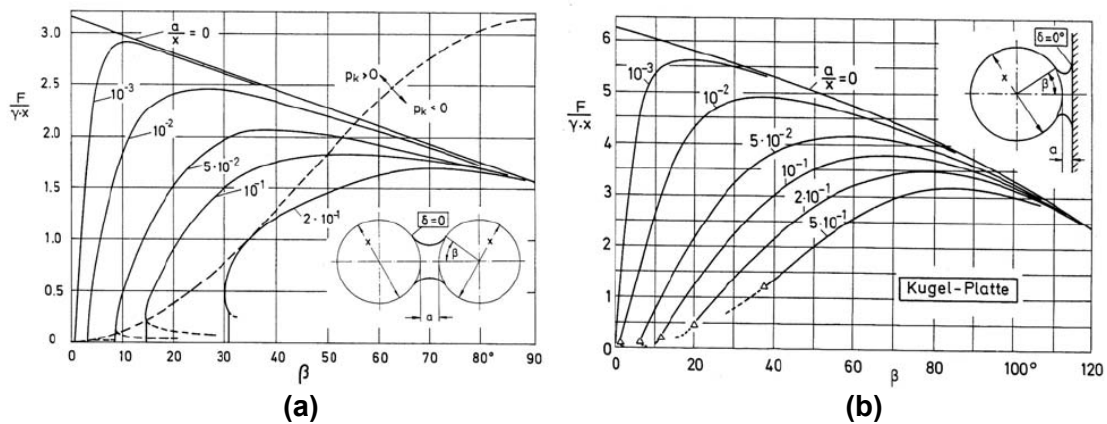


Figura 2.29 – Determinação da força entre partículas em função do ângulo de contato β . (a) Contato esfera-esfera. (b) Contato esfera-plano (Schubert, 1982 *apud* Zeh, 2007).

Após a determinação da força entre partículas, a resistência à tração σ_{tc} é obtida a partir de (Rumpf e Schubert, 1978 *apud* Heibrock *et al.*, 2004):

$$\sigma_{tc} = \frac{(1-n) \cdot F}{n \cdot x^2} \quad \text{(Equação 2.35)}$$

onde n é a porosidade do solo e x é o diâmetro das partículas.

Mais tarde, em 1984, Schubert (1984) também propôs um modelo para a previsão da resistência à tração no estado de transição (σ_{tf}) pela combinação da equação para a determinação da resistência à tração no estado residual (σ_{tp}) com a equação para o estado capilar (σ_{tc}):

$$\sigma_{tf} = \sigma_{tp} \frac{S_c - S}{S_c - S_f} + \sigma_{tc} \frac{S - S_f}{S_c - S_f} \quad \text{(Equação 2.36)}$$

Onde S é o grau de saturação, S_c é o grau de saturação superior para o estado capilar, S_f é o grau de saturação superior para o estado de transição. Os limites para o grau de saturação são obtidos diretamente da curva característica.

2.6.3. Molenkamp e Nazemi, 2003

Molenkamp e Nazemi (2003) consideram as interações entre duas esferas conforme ilustrado na Figura 2.30. A força entre partículas é determinada para um sistema hipotético de uma ponte líquida em contato com duas esferas de igual raio, separadas por uma distância determinada pela aspereza da superfície das esferas e circundadas por uma pressão de vapor de água. Os pesquisadores relacionam a força de contato entre partículas com a sucção do solo, o ângulo de contato da superfície sólido-líquido e o tamanho e rugosidade das esferas em termos adimensionais.

A diferença de pressão em uma interface gás-líquido, sendo a pressão de gás igual a u_g e a pressão de líquido igual a u_w , foi derivada por Laplace como sendo uma função da tensão superficial T_s e da curvatura da interface em termos dos raios R_1 (localizado no gás) e R_2 (localizado no líquido) em dois planos principais ortogonais (Molenkamp e Nazemi, 2003). A diferença de pressão adimensional ψ é expressa de acordo com a Equação 2.37:

$$\psi = \frac{(u_g - u_w) \cdot x}{T_s} = \left(\frac{R}{R_1} - \frac{R}{R_2} \right) \quad \text{(Equação 2.37)}$$

sendo x o diâmetro da partícula.

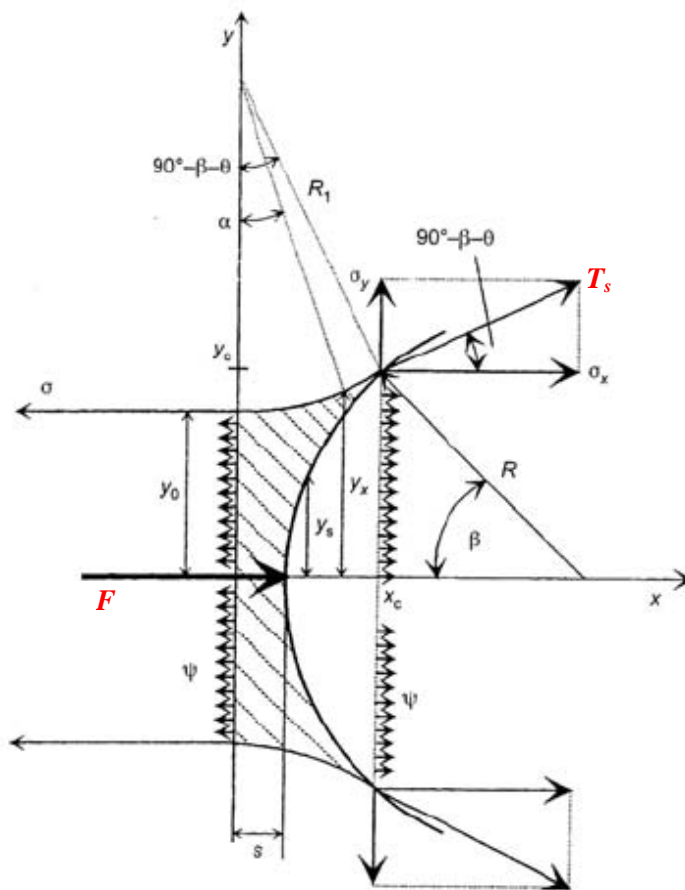
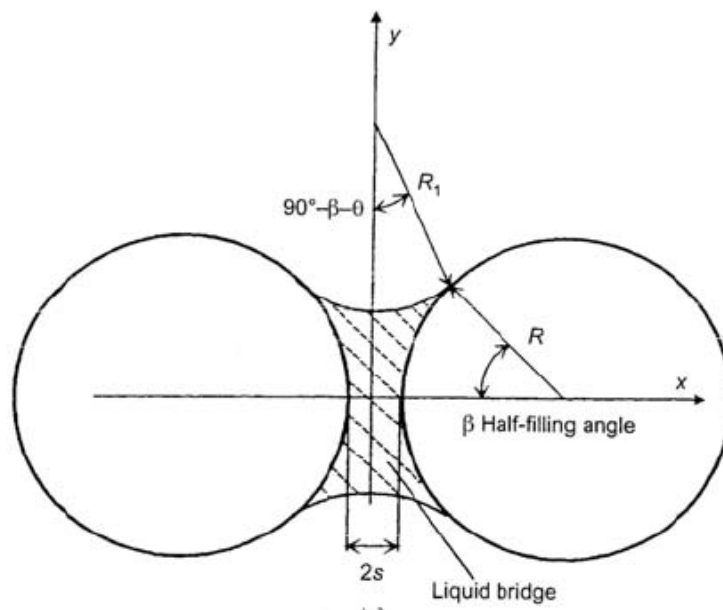


Figura 2.30 – Geometria da ponte líquida entre duas esferas de mesmo tamanho e forças atuando sobre ela (Molenkamp e Nazemi, 2003).

Na Figura 2.30 é definida a dimensão do raio do pescoço do menisco y_0 , a dimensão y_x da interface gás-líquido na coordenada x , o ponto de contato da interface com a esfera nas coordenadas y_c e x_c , β o ângulo da ponte líquida e θ o ângulo de contato líquido-sólido. Também estão indicadas na figura a diferença de pressão ψ , a tensão superficial T_s , e a força entre esferas F . Da geometria entre o menisco e a esfera, observa-se que:

$$x_c = R \left(\frac{s}{R} + 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{y_c}{R} \right)^2} \right) \quad \text{(Equação 2.38)}$$

e

$$y_c = R \cdot \text{sen} \beta \quad \text{(Equação 2.39)}$$

A integral que descreve a superfície da ponte líquida é dada por:

$$X_c = \int_{Y_0}^{Y_c} \frac{1}{\left[\frac{4Y^2}{(-\psi Y^2 + 2C)^2} - 1 \right]^{1/2}} dY \quad \text{(Equação 2.40)}$$

Sendo os parâmetros adimensionais definidos por: $X=x/R$; $Y=y/R$; $Y_0=y_0/R$; $Y_c=y_c/R$ e $C=Y_0+\psi_0^2/2$ derivados a partir das condições limites da interface gás-líquido (Molenkamp e Nazemi, 2003).

A força entre esferas é igual a:

$$F = \psi \cdot \pi \cdot (\text{sen} \beta)^2 + 2 \cdot \pi \cdot (\text{sen} \beta)^2 \cdot \text{sen}(\beta + \theta) \quad \text{(Equação 2.41)}$$

E a diferença de pressão pode ser escrita em função da geometria do menisco por:

$$\psi = \frac{2 \cdot Y_0 - 2 \cdot Y_c \left(Y_c \cos \theta + \text{sen} \theta \sqrt{1 - Y_c^2} \right)}{Y_c^2 - Y_0^2} \quad \text{(Equação 2.42)}$$

Conhecendo-se ψ , e os valores de β e θ , a força entre esferas pode ser determinado.

Assim como na proposta de Schubert, a resistência à tração pode ser calculada pela Equação 2.35.

2.6.4. Exemplos de Aplicação

A Figura 2.31 apresenta a curva característica e a curva de resistência à tração de uma areia fina obtidas por Lu *et al.*, 2007. Observam-se dois picos distintos para a resistência à tração. O primeiro próximo ao teor de umidade

residual e o segundo próximo ao valor de entrada de ar do solo. Esses dois parâmetros, a máxima resistência à tração que ocorre no regime residual (σ_t) e a máxima resistência à tração que ocorre no regime capilar (σ_a), controlam a forma da curva característica de resistência à tração (Lu *et al.*, 2007). A resistência à tração varia de forma não linear no regime de transição. Isto é contrário às teorias clássicas que prevêm a variação linear na resistência à tração como resultado da superposição de mecanismos por σ_t e σ_a .

A máxima resistência à tração no regime capilar é observada e teorizada como sendo menor que a correspondente sucção matricial para o mesmo grau de saturação (Lu *et al.*, 2007). A resistência à tração máxima no regime capilar é de 1416 Pa para um grau de saturação de 95%, e a correspondente sucção matricial apresenta aproximadamente o mesmo valor (Lu *et al.*, 2007).

Schubert (1982) obteve para calcários a pressão de entrada de ar de 9,2 kPa e a resistência à tração máxima de 8,2 kPa e Heibrok *et al.* (2004) em ensaios de caulim o valor de entrada de ar de 316 kPa e resistência à tração máxima de 270 kPa, confirmando a afirmação de Lu *et al.* (2007) que o valor da resistência à tração máxima é aproximadamente igual a 85% a 90% do valor da pressão de entrada de ar.

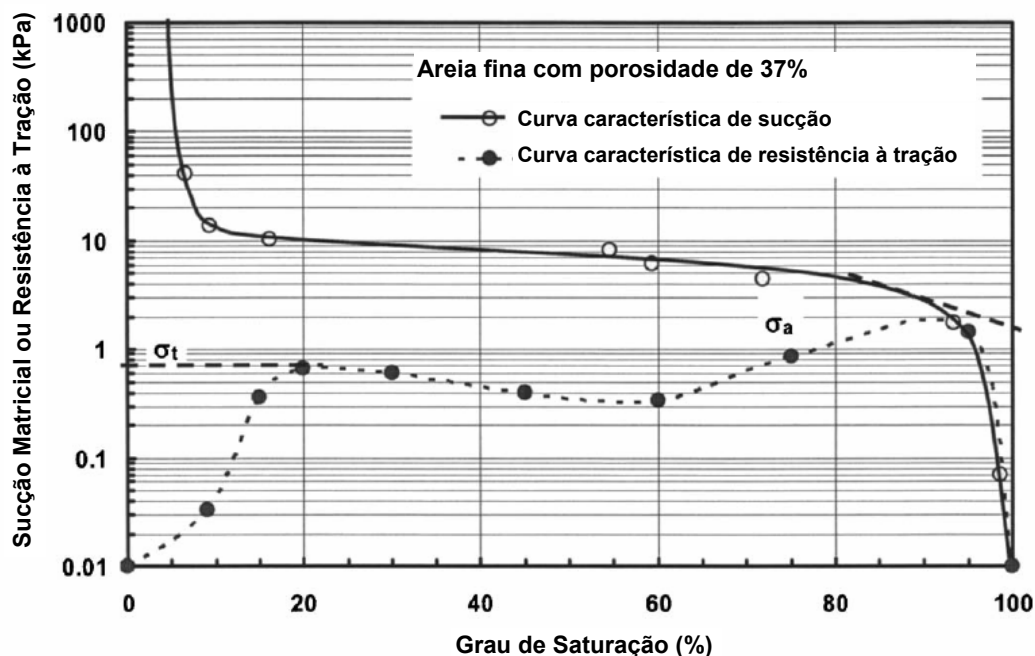


Figura 2.31 – Relação entre a curva característica de resistência à tração e a curva característica de sucção para uma areia fina (Lu *et al.*, 2007).

Lu *et al.* (2007) obtiveram a resistência à tração em função do grau de saturação para duas areias em diferentes porosidades. A resistência à tração máxima medida nos ensaios ajustou-se muito bem com os valores teóricos. Os pesquisadores ensaiaram areias disponíveis comercialmente, sendo a areia A constituída de partículas entre 80 μm e 400 μm e a areia B constituída de partículas entre 200 μm e 900 μm . Os resultados obtidos para a areia A são apresentados na Figura 2.32. Observa-se que a resistência à tração exibe dois picos: o primeiro no teor de umidade entre 5 e 7% e o segundo para o teor de umidade acima de 20%. O teor de umidade gravimétrico entre 5 e 7% equivale a um grau de saturação entre 15 e 20% para ambas as porosidades, enquanto que o segundo pico equivale a um grau de saturação entre 90 e 100%. O comportamento de dois picos é mais pronunciado para os ensaios com a areia moldada na porosidade mais baixa. Também observa-se que a amostra com menor porosidade apresenta um valor maior de resistência à tração. Para a porosidade de 45% a resistência máxima obtida é de 1205 Pa. Para a porosidade de 37% a resistência máxima obtida é de 1416 Pa.

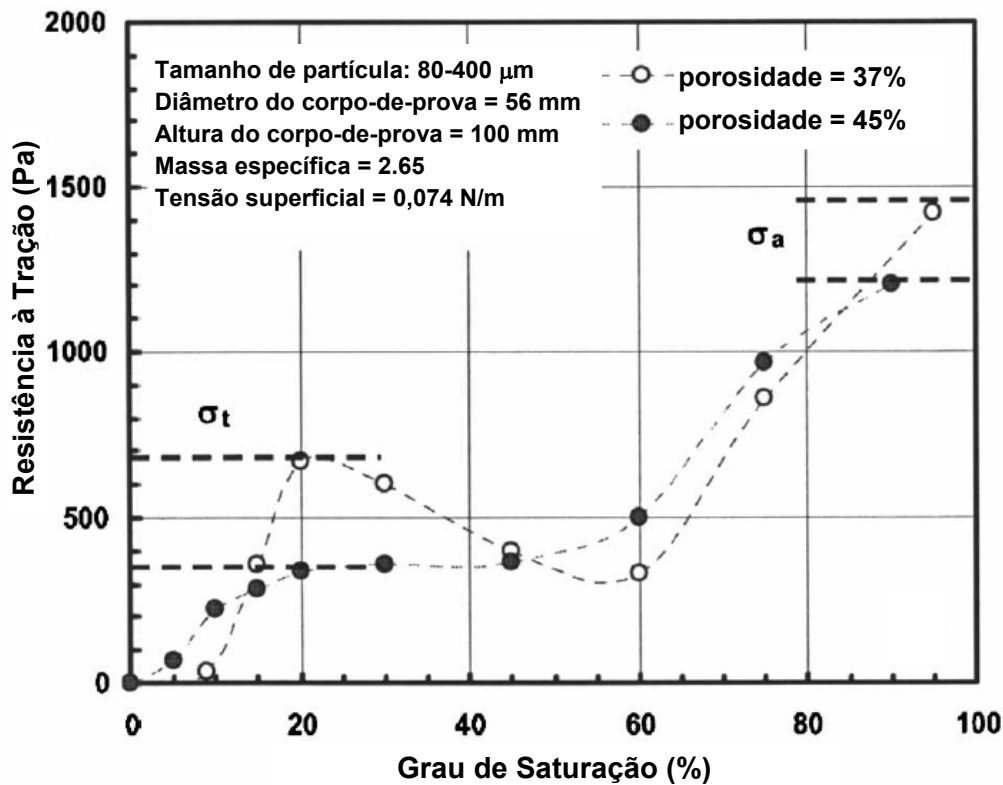


Figura 2.32 – Dados experimentais para resistência à tração para a areia A (Lu *et al.*, 2007).

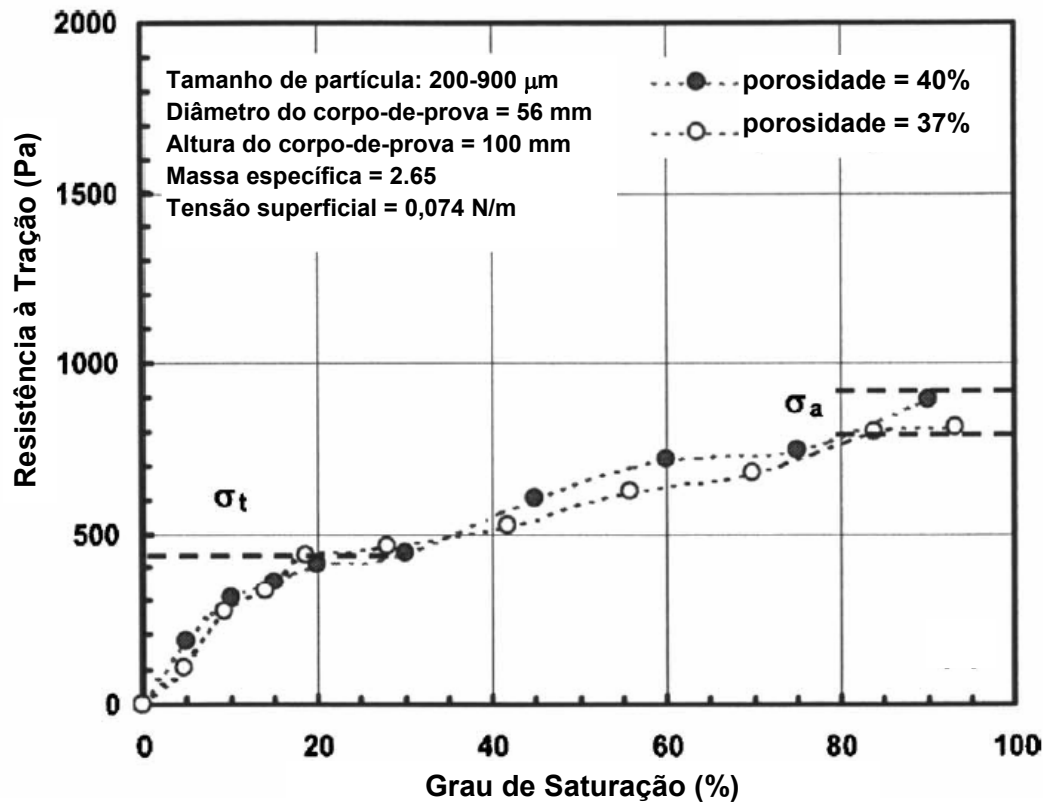


Figura 2.33 – Dados experimentais para resistência à tração para a areia B (Lu *et al.*, 2007).

Os resultados obtidos para a areia B são apresentados na Figura 2.33. Para essa areia, a diferença de resultados entre as duas porosidades é muito pequena. A resistência à tração apresenta dois valores máximo, o primeiro no estado de saturação residual e o segundo no estado de saturação capilar. Para a areia B, a resistência máxima para ambas as porosidades está entre 810 e 890 Pa.

Goulding (2006) realizou ensaios de tração em areias de Ottawa em dois diferentes valores de índices de vazios ($e=0,75$ e $e=0,60$). O equipamento utilizado foi desenvolvido por Kim (2001) em sua tese de doutorado (Goulding, 2006). Foram ensaiadas as areias F-75, F-55 e F-40. Nas figuras 2.34 a 2.42 são apresentados os resultados obtidos por Goulding (2006) para a resistência à tração em função do grau de saturação das amostras para as três areias estudadas juntamente com a curva característica de cada solo.

Observa-se que a resistência à tração exibe dois picos bem definidos em função do grau de saturação dos corpos-de-prova. O primeiro pico de resistência ocorre entre 15% e 30% de saturação indicando uma dependência das forças capilares no regime de saturação residual. O segundo pico de resistência ocorre

entre 50% e 90% de saturação e sugere uma influencia das forças capilares associadas ao regime capilar (Goulding, 2006).

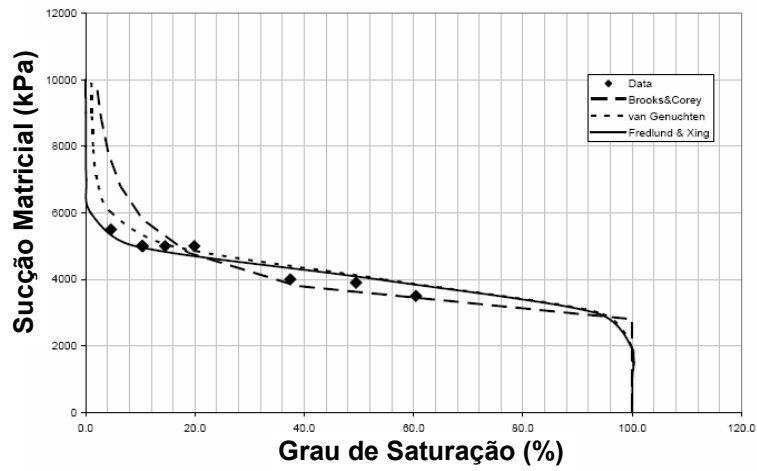


Figura 2.34 – Curva característica para a areia F-40, $e = 0,60$ (Goulding, 2006).

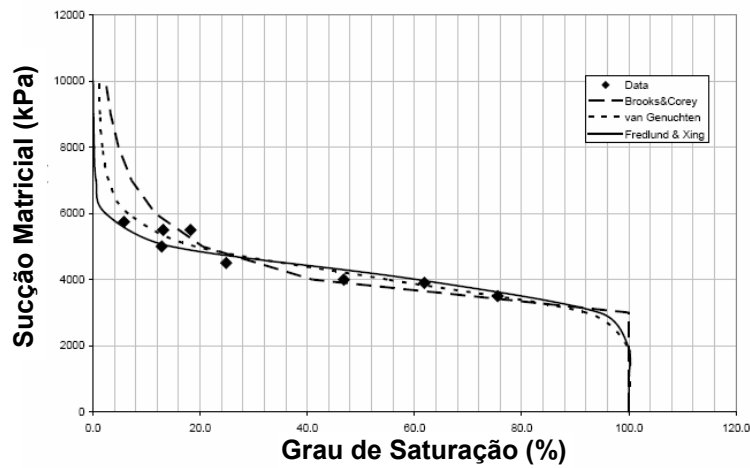


Figura 2.35 – Curva característica para a areia F-40, $e = 0,75$ (Goulding, 2006).

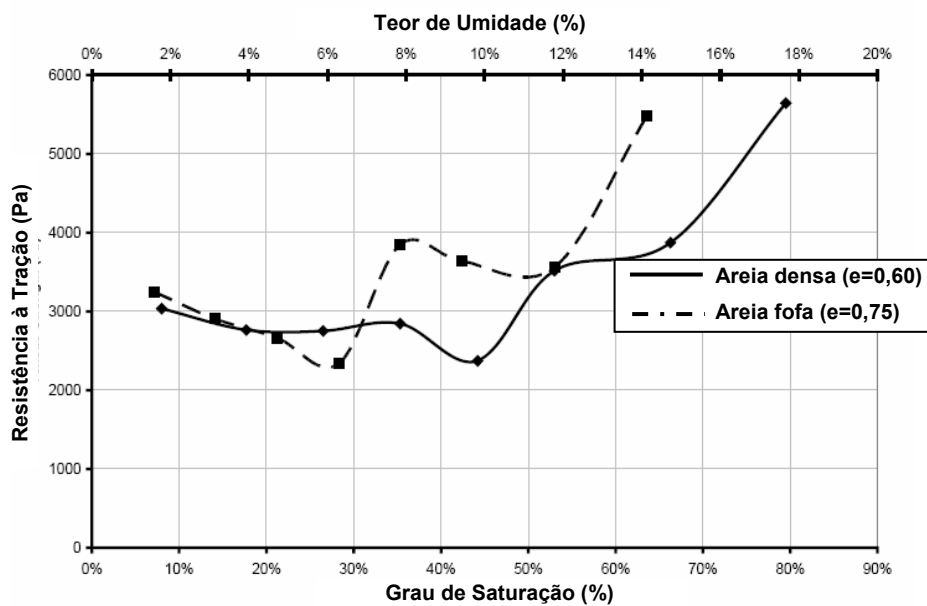


Figura 2.36 – Resistência à tração para a areia Ottawa F-40 (Goulding, 2006).

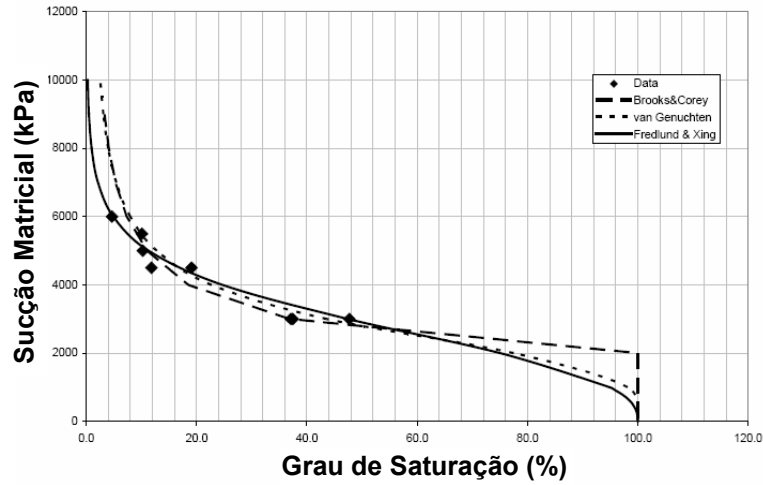


Figura 2.37 – Curva característica para a areia F-55, e = 0,60 (Goulding, 2006).

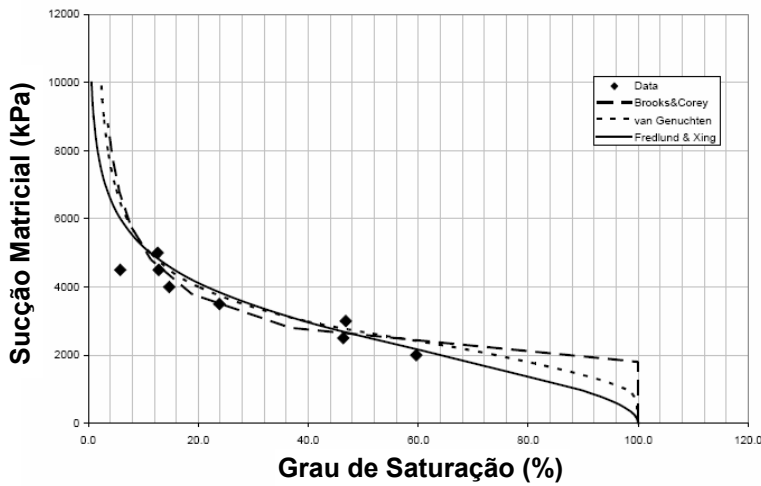


Figura 2.38 – Curva característica para a areia F-55, e = 0,75 (Goulding, 2006).

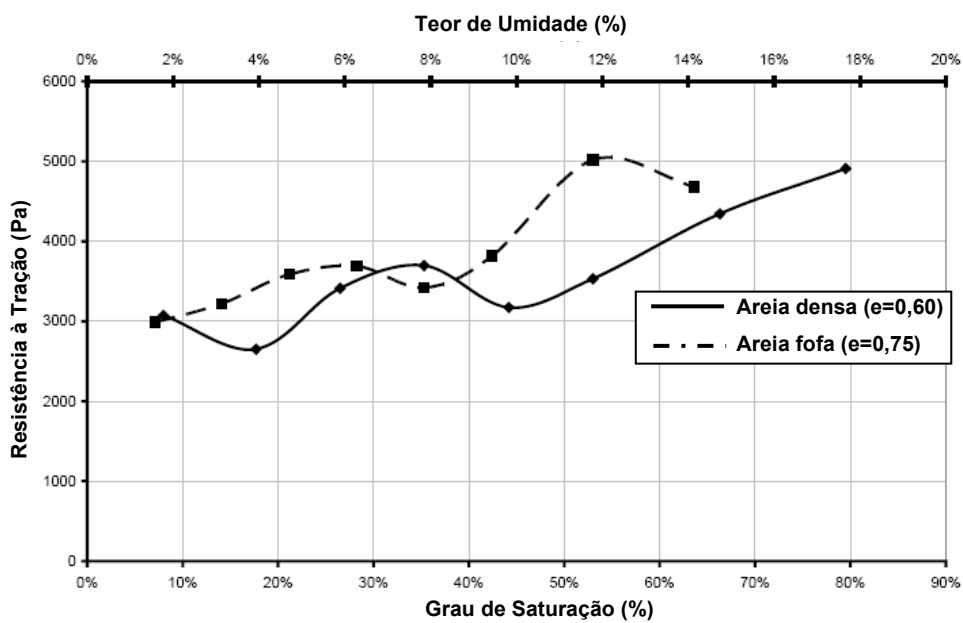


Figura 2.39 – Resistência à tração para a areia Ottawa F-55 (Goulding, 2006).

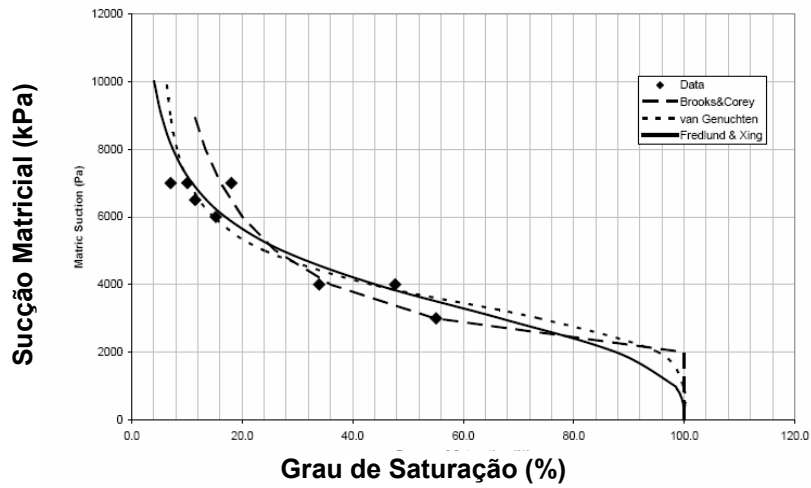


Figura 2.40 – Curva característica para a areia F-75, $e = 0,60$ (Goulding, 2006).

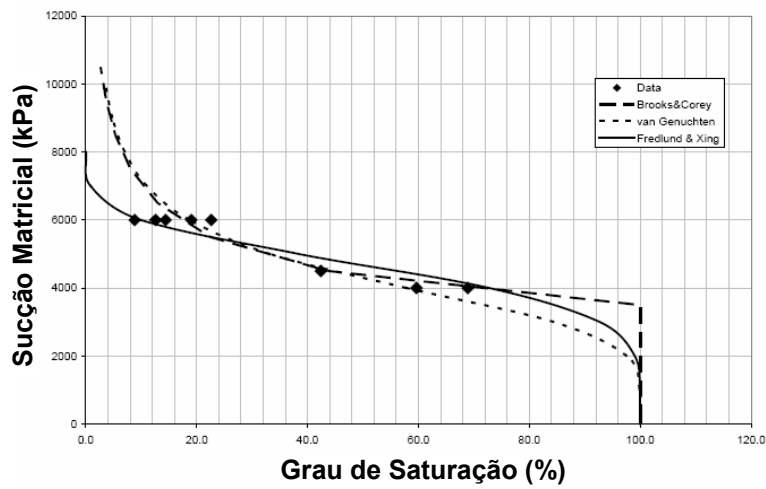


Figura 2.41 – Curva característica para a areia F-75, $e = 0,75$ (Goulding, 2006).

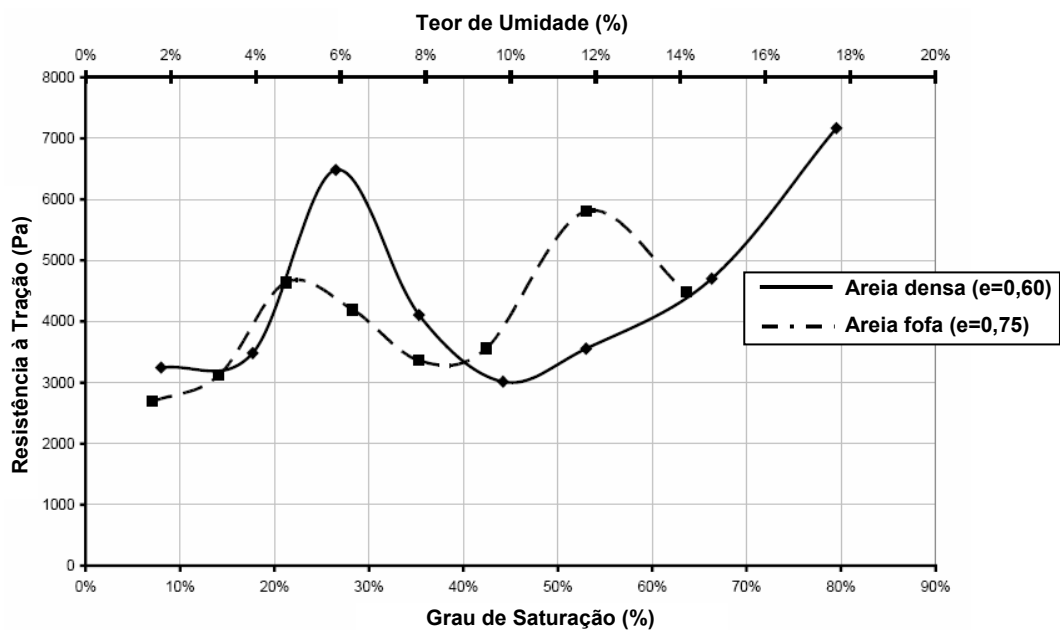
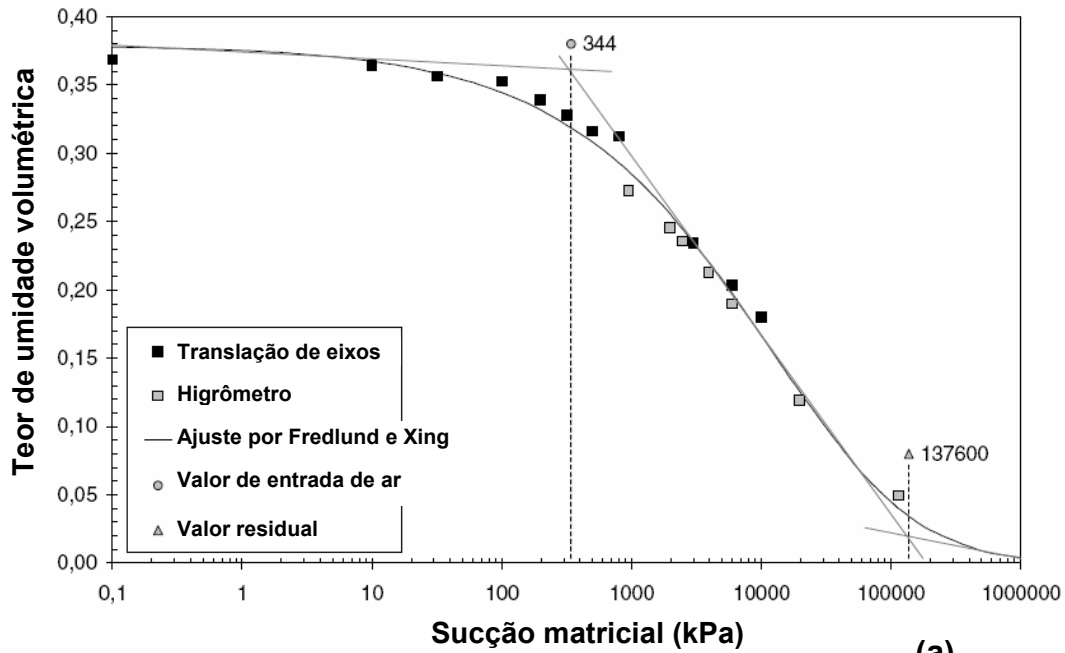


Figura 2.42 – Resistência à tração para a areia Ottawa F-75 (Goulding, 2006).

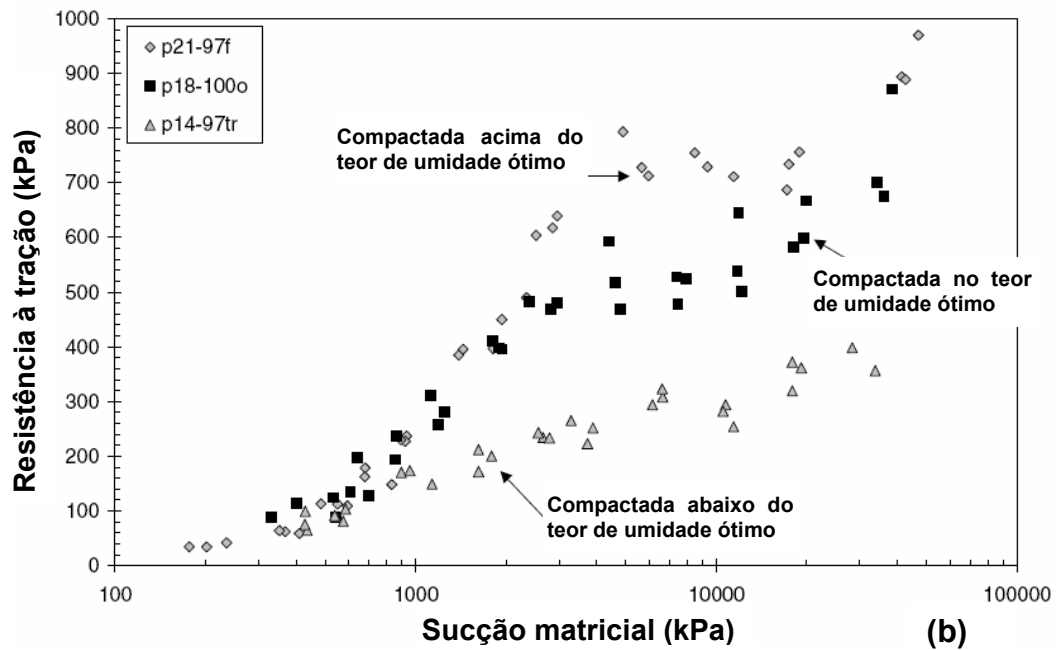
Para solos não coesivos, o comportamento de pico duplo na função resistência à tração – grau de saturação é mais pronunciado em corpos-de-prova preparados em estado fofo ($e=0,75$) do que em corpos-de-prova preparados no estado denso ($e=0,60$). No entanto, amostras densas apresentam resistência à tração superior às amostras fofas.

Ensaaios de tração realizados por Zeh (2007) em uma argila compactada em diferentes teores de umidade demonstram a relação entre a resistência à tração e a sucção matricial. O solo ensaiado é composto por 46% de argila e 53% de silte e foi compactado em teor de umidade de 17,7% e peso específico seco máximo de $1,696 \text{ g/cm}^3$, correspondentes ao ponto ótimo da curva de compactação; em teor de umidade de 21,5% e peso específico seco máximo de $1,645 \text{ g/cm}^3$, correspondentes a um ponto na ramo úmido da curva de compactação; e, em teor de umidade de 14,3% e $1,645 \text{ g/cm}^3$ correspondentes a um ponto no ramo seco da curva de compactação. A Figura 2.43 apresenta os resultados obtidos por Zeh (2007). Na Figura 2.43 (a) é apresentada a curva característica do solo compactado nas condições ótimas, e na Figura 2.43 (b) é apresentada a variação de resistência à tração com a sucção matricial para as três condições de moldagem dos corpos-de-prova.

Conforme pode ser observado na Figura 2.43 (b), até valores de sucção de 600 kPa todas as amostras apresentam comportamento à resistência similares. Acima desse valor as amostras compactadas no ramo seco da curva de compactação têm um crescimento da resistência à tração inferior às amostras compactadas no teor de umidade ótimo ou no ramo úmido da curva de compactação. Os corpos-de-prova compactados acima do teor de umidade ótimo e os corpos-de-prova compactados no teor de umidade ótimo apresentam resistência à tração similar até o valor de sucção de 1150 kPa. Acima desse valor os corpos-de-prova do ramo úmido apresentam resistência à tração superior.



(a)



(b)

Figura 2.43 – (a) Curva característica da argila Plessa compactada no teor de umidade ótimo. (b) Resistência à tração da argila Plessa em função da sucção matricial e da forma de compactação (Zeh, 2007).

2.7. Compressibilidade

Alonso *et al.* (1987) sintetizaram alguns resultados observados por eles sobre a variação volumétrica de solos não saturados quando submetidos a um aumento de sucção:

- Enrijecimento de solos com índice de compressibilidade plástico λ ;
- Aumento da tensão de escoamento;

Em relação à compressibilidade de solos tropicais, de maneira geral tem sido observado que o aumento da sucção diminui a deformabilidade dos solos e a expansão volumétrica (Bressani, 2004), embora alguns autores tenham reportado um aumento da compressibilidade com o aumento da sucção (Wheeler e Sivakumar, 1995; Futai, 1997).

Um aspecto importante do comportamento de variação de volume de solos não saturados é o fenômeno do colapso. Os solos colapsíveis são definidos como sendo solos não saturados de estrutura meta-estável que experimentam rearranjo das partículas com elevada diminuição de volume ao serem inundados ou sob carregamento externo aplicado (Clemence e Finbarr, 1981). O colapso e o inchamento podem ser considerados processos de instabilidade estrutural por induzirem descontinuidades no comportamento deformacional do solo ao variar as condições ambientais sem modificação do estado de tensões externas (Aitchinson, 1973). A característica colapsível está intrinsicamente relacionada com a estrutura do solo (Mitchell, 1976).

Lawton *et al.* (1992) utilizando os trabalhos de Barden *et al.* (1973) e Mitchell (1976) descreveram quatro fatores necessários para que o colapso ocorra:

- Ocorrência de solo não saturado, com estrutura aberta e parcialmente estável;
- Tensões totais suficientes para causar colapso;
- Presença de agentes de ligações intergranulares ou cimentantes que tornam o solo estabilizado em condições não saturadas;
- Ruptura por cisalhamento das ligações intergranulares (forças capilares, pontes de argila, agentes cimentantes químicos, como óxido de ferro e carbonato de cálcio) e redução de ligações cimentantes pelo efeito da água.

Ferreira (1995) indicou os solos aluviais, coluviais e residuais como os de maior frequência de ocorrência de colapso no Brasil. Este autor indica diversas obras geotécnicas e locais brasileiros em que se observou colapso.

Evidências experimentais indicam que a equação de Bishop ($\tau = c' + [(\sigma_n - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi'$ (Equação 2.9)), embora com bons resultados na previsão da resistência de solos não saturados, não apresenta uma boa desempenho na previsão do comportamento volumétrico dos solos não saturados. No caso de solos colapsíveis obtém-se deformações de compressão com diminuição da sucção o que conduz a valores negativos de χ (Jennings e Burland, 1962; Matyas e Radhakrishna, 1968 *apud* Machado e Vilar, 1998).

Dados de ensaios de laboratório com medida de deformação local em solos residuais não saturados são escassos. Não há citação do comportamento desses solos em pequenas deformações.

2.8. Modelos Constitutivos

Têm sido muito discutidos e pesquisados no meio acadêmico o comportamento de solos não saturados e o efeito da sucção nas características de resistência ao cisalhamento, permeabilidade e deformabilidade. Uma boa ferramenta de análise de comportamento são os modelos constitutivos. No entanto, modelos mais simplificados como, por exemplo, os modelos baseados apenas em tensão efetiva, apresentam pouca eficiência na representação de muitas características do comportamento de solos não saturados. Também os modelos elásticos, mesmo aqueles não lineares, apresentam algumas deficiências na representação do comportamento dos solos não saturados, como por exemplo, na distinção de deformações reversíveis e irreversíveis (Wheeler e Karube, 1995). Já os modelos elasto-plásticos, que incorporam as principais características do modelo de estado crítico (Roscoe *et al.*, 1958; Schofield e Wroth, 1968), são capazes de considerar deformações plásticas e fornecem uma ligação entre a história de tensões do solo e sua resistência ao cisalhamento.

Na maioria das vezes, quando um modelo é proposto para solos não saturados, a forma da superfície de escoamento, a lei de enrijecimento e a lei de fluxo do modelo inicialmente proposto para solos saturados é preservada. Isto é bastante razoável para solos onde a estrutura ou eventual cimentação tem influência desprezível no comportamento dos solos (Machado, 2002), mas para

a representação de solos residuais tropicais a representação do comportamento dos solos não é tão fiel.

A referência em modelos elasto-plásticos para solos não saturados são os trabalhos de Alonso *et al.* (1987) e Alonso *et al.* (1990). Em 1987, Alonso *et al.* propuseram um modelo qualitativo onde era considerada a influência da sucção na expansão das superfícies de escoamento do modelo Cam-Clay. Em 1990, Alonso *et al.* propuseram um modelo quantitativo que ficou conhecido como Modelo BBC (Barcelona Basic Model). Este modelo foi idealizado em quatro dimensões matemáticas (p , q , s , v) e para a condição saturada o modelo torna-se igual ao Cam-Clay Modificado. Na Figura 2.44 está representado o movimento da superfície de escoamento no plano (p, q) em função do aumento de sucção de acordo com o modelo de Barcelona. Na figura, p_o^* representa a pressão de pré-adensamento do solo saturado e p_o é a pressão de pré-adensamento para um dado valor de sucção. M é a inclinação da projeção da linha de estado crítico (CSL) no plano (p, q).

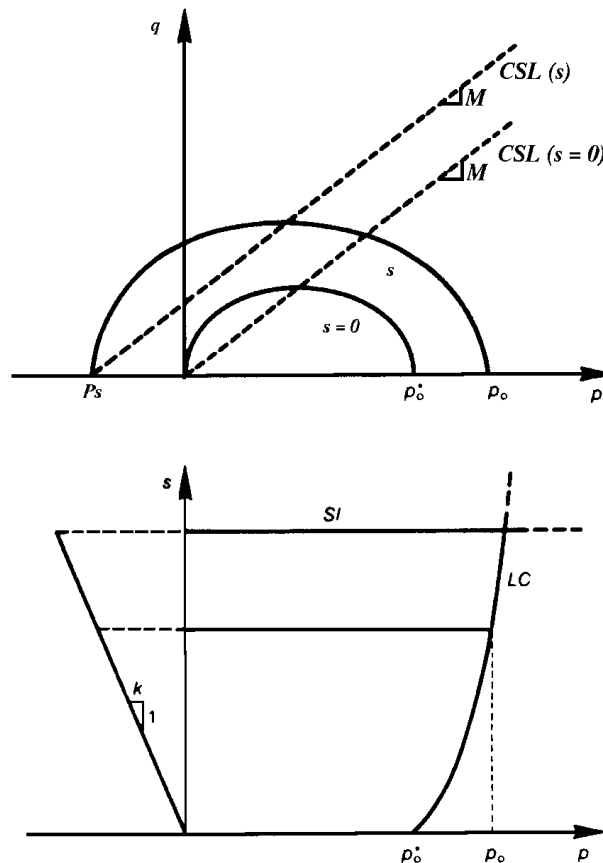


Figura 2.44 – Extensão do Modelo Cam-Clay para solo não saturados.

Como mostrado na Figura 2.44, o alargamento da superfície de escoamento com a sucção é basicamente devido ao:

- i) Ganho de coesão com a sucção;
- ii) Aumento do valor da pressão de pré-adensamento com a sucção.

No plano (p,s) existem ainda duas outras superfícies de escoamento: SI, que representa o aumento de sucção e LC, que representa a carga de colapso. A curva LC é formada pelos pontos de escoamento para o carregamento hidrostático p em diferentes valores de sucção, constantes para cada carregamento. As superfícies SI e LC delimitam o limite de sucção abaixo do qual o solo comporta-se elasticamente. A equação abaixo representa a superfície LC proposta pelo modelo.

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{\frac{[\lambda(0)-\kappa]}{[\lambda(s)-\kappa]}} \quad \text{(Equação 2.43)}$$

e

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r)e^{-\beta s} + r \right] \quad \text{(Equação 2.44)}$$

Onde p^c é a pressão de referência, $\lambda(s)$ é o parâmetro de rigidez elasto-plástico do solo para um dado valor de s , $\lambda(0)$ é o parâmetro de rigidez elasto-plástico do solo para o estado saturado, κ é o parâmetro de rigidez elástico para variações de tensões médias e β é um parâmetro que controla o aumento da rigidez com a sucção. Na equação 2.20, se a função de $\lambda(s)$ é obtida, é possível definir toda a superfície LC, uma vez que os valores constantes de $\lambda(0)$, p^c e κ são conhecidos.

No modelo de Barcelona a curva de escoamento LC sempre aumenta com o aumento do nível de tensões uma vez que a função de $\lambda(s)$ deve decrescer com a sucção. No entanto, p_0 deve decrescer com a sucção e não aumentar, portanto o modelo de Alonso *et al.* (1990) é contraditório neste aspecto contrariando evidências experimentais (Machado, 2002; Futai, 2002). Machado e Vilar (1997) apresentam resultados de ensaios edométricos com sucção controlada realizados em um colúvio arenoso onde $\lambda(s)$ aumenta com a sucção e o solo apresenta um colapso máximo como função da tensão vertical. Esse comportamento foi observado por diversos pesquisadores em ensaios com solos

tropicais brasileiros (Vilar, 1979; Aragão e Melo, 1982; Mendonça, 1990; Carvalho, 1994; Vilar e Gaioto, 1994; *apud* Machado, 2002; Signer *et al.*, 1989).

No total o modelo de Alonso *et al.* (1990) requer 10 parâmetros: $\lambda(0), \kappa, \lambda_s, \kappa_s, r, \beta, p^c, \mu$ ou G, ϕ, k , sendo:

$\lambda(0)$, parâmetro de rigidez elasto-plástico do solo para o estado saturado,

κ , parâmetro de rigidez elástico para variações de tensões médias,

$\lambda(s)$, parâmetro de rigidez elasto-plástico do solo para um dado valor de sucção,

κ_s , coeficiente de compressibilidade elástico para variações de sucção,

r , parâmetro de ajuste de $\lambda(s)$,

β , um parâmetro que controla o aumento da rigidez com a sucção,

p^c , a pressão de referência,

G , módulo cisalhante,

μ , coeficiente de poisson,

ϕ , ângulo de atrito,

k , taxa de ganho de resistência com o aumento da sucção.

No caso de trajetórias em que não ocorre aumento de sucção matricial atingindo a superfície SI, o parâmetro $\lambda(s)$ é dispensado, sendo nesse caso um total de 9 parâmetros. De qualquer forma é um número bem maior de parâmetros que os 4 requeridos pelo Cam-Clay para solos saturados, que são: κ, λ_s, μ ou G, ϕ .

Para a obtenção dos parâmetros do modelo são requeridos ensaios em diversas trajetórias. São necessários ensaios em trajetórias de aumento e redução de sucção, sob tensão total líquida constante, para a obtenção de λ_s e κ_s e ensaios em trajetórias de compressão isotrópica ou confinada sob várias sucções para a obtenção de $\lambda(0), \kappa, r, \beta$ e p^c . Adicionalmente, são necessários ensaios em trajetórias de cisalhamento levando à ruptura sob várias sucções e tensões totais para a obtenção de μ ou G, ϕ e ϕ^b .

O modelo de Alonso *et al.* (1990) foi modificado por Balmaceda (1991 *apud* Machado, 2002) e Josa *et al.* (1992 *apud* Futai, 2002), que introduziram algumas variações para reproduzir o comportamento dos solos que apresentam um colapso máximo. A formulação de Balmaceda (1991) prevê um máximo colapso

porque a deformação volumétrica plástica é maior quanto maior for a inclinação da superfície LC (Gitirana, 1999). Balmaceda (1991) sugere também a existência de uma superfície de escoamento para reduções de sucção, de forma a reproduzir o comportamento de solos expansíveis (Gitirana, 1999).

Além desses modelos, surgiram muitas outras propostas e estudos em torno de modelagem constitutiva elasto-plástica de solos não saturados. No entanto, a maioria dos modelos apresentados têm por base resultados de ensaios em solos não saturados compactados (Karube e Kato, 1999; Toll, 1990; Wheller e Sivakuma, 1995; Mâatouk *et al.*, 1995; Cui et Delage, 1996 *apud* Gitirana, 1999).

3 Solos Residuais

3.1. Introdução

Solos tropicais residuais apresentam características únicas relacionadas a sua composição e ambiente de seu desenvolvimento. Em decorrência disto, a maioria dos conceitos clássicos relacionados ao comportamento e propriedades dos solos, que foram desenvolvidos para solos de zonas temperadas, não apresenta boa aplicação a solos residuais (Vaughan *et al.*, 1988). Por exemplo, em comparação com os solos de zona temperada, os solos tropicais tendem a apresentar maior resistência e permeabilidade (Huat *et al.*, 2005). O comportamento mecânico destes solos é influenciado por diversos fatores genéticos e de estado. Entre os fatores de interesse citam-se a rocha de origem, o grau de intemperismo, a deposição de óxidos na micro-estrutura, a evolução pedológica, além dos fatores como índice de vazios, granulometria e história de tensões.

A influência do intemperismo no comportamento de solos é de grande importância em muitos aspectos da engenharia de fundações. Propriedades como resistência ao cisalhamento, compressibilidade, permeabilidade e coeficiente de empuxo lateral são modificados como resultado do intemperismo, sendo que a magnitude destas modificações depende do nível das mudanças provocadas na estrutura dos solos pelos processos intempéricos (Chandler, 1969).

No presente capítulo são discutidos esses e outros fatores relevantes ao estudo de solos tropicais residuais.

3.2. Aspectos Mineralógicos e Químicos

A mineralogia dos solos tropicais apresenta grandes diferenças em relação aos solos mais tradicionais, sendo originária da composição da rocha matriz e das condições de formação dos solos em ambientes com predominância do intemperismo químico. A mineralogia do solo é responsável por algumas das propriedades mecânicas do solo, como por exemplo, se ele será expansível ou não. A composição dos minerais primários e elementos químicos definirão a cor e os argilominerais do solo, dependendo ainda das condições climáticas, regime e intensidade de chuvas, relevo, micro-organismos e drenagem (Salomão e Antunes, 1997 *apud* Futai, 2002).

A análise geoquímica do intemperismo em climas quentes e de alta pluviosidade provoca nos solos e rochas (Guimarães, 1998):

- a) Os silicatos das rochas, em consequência da grande quantidade de água e temperatura elevada, sofrem hidrólise acentuada e como resultado liberam íons da sua estrutura (Si^{+4} , Al^{+3} , Fe^{+2} , Ca^{+2} , Mg^{+2} , K^+ , Na^+ , etc);
- b) Os íons Ca^{+2} , Mg^{+2} , K^+ , Na^+ normalmente são lixiviados pelas águas da chuva;
- c) O íon Si^{+4} pode ser eliminado ou parcialmente retido;
- d) Os íons Al^{+3} e Fe^{+2} permanecem em grande parte, originando gibsitais, hematitas e goethita. O Si^{+4} que não foi eliminado associa-se ao Al^{+3} para originar a caulinita;
- e) A gênese dos minerais indicados depende da intensidade da lixiviação, ligada à maior ou menor facilidade com que ocorre a drenagem da água, ou dos perfis dos solos.

Nos meios bem drenados, os íons Si^{+4} dissolvidos são eliminados do complexo de intemperismo, e as soluções com os produtos derivados da hidrólise dos silicatos formam a gibsitais e a goethita, sobretudo quando a rocha é pobre em íons Si^{+4} . Esse processo é conhecido por laterização.

Se o meio é bem drenado, mas com lençol freático permanente, ou se a rocha é rica em Si^{+4} , nem todos esses íons são eliminados. Nessas condições, parte dos óxidos de alumínio formados são ressilificados pelos íons não eliminados, dando origem à caulinita.

Nos meios sem drenagem, ou mal drenados, todos os cátions liberados por hidrólise, entre eles o Si^{+4} , tornam-se abundantes no meio e forma-se a montmorilonita.

A maioria dos solos brasileiros, em condições tropicais e subtropicais úmidas, é ácida ($\text{pH} < 7$). Ou seja, normalmente os solos brasileiros sofrem grande lixiviação dos cátions básicos (Ca^{+2} , Mg^{+2} , K^+ , Na^+), e a concentração dos cátions ácidos (H^+ e Al^{+3}). As conseqüências da acidez são:

- Aumento do Al e Mn disponíveis;
- Redução da disponibilidade de P;
- Redução da decomposição da matéria orgânica e da atividade microbiana do solo.

As fontes de acidez no solo são: ácido carbônico, fertilizantes acidificantes (especialmente aqueles com nitrogênio na forma amoniacal), mineralização dos compostos orgânicos (pela liberação do amônio e formação de ácidos orgânicos), adsorção de cátions pelas raízes das plantas, formação de cargas pH dependentes, e hidrólise do Al^{+3} .

Na Figura 3.1 estão representadas as ocorrências de Ferro, Alumínio e Sílica solubilizados em função do pH (Camapum de Carvalho, 2004). Na faixa levemente ácida, o alumínio e o ferro são insolúveis.

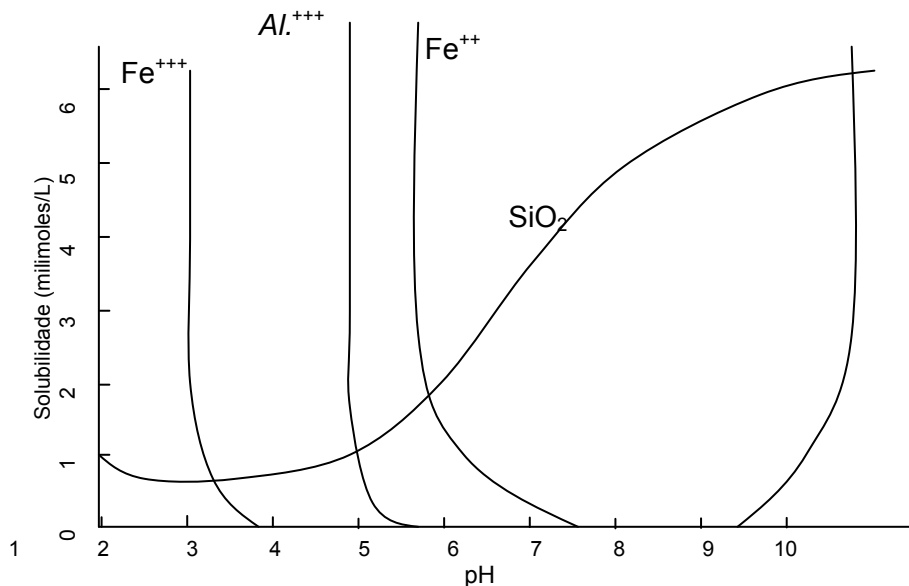


Figura 3.1 – Mobilização de Fe, Al, e Si em função do pH das soluções de alteração (Modificado de Camapum de Carvalho, 2004).

Tipicamente, o perfil de alteração de uma rocha gnáissica apresenta horizontes A e B pouco espessos, uma vez que o feldspato-K é resistente à alteração e a rocha contém ainda quartzo em quantidade, e um horizonte C com grau de desenvolvimento que guarda a estrutura da rocha. No horizonte C devem ser encontrados minerais primários, como o feldspato e a mica, e uma cimentação residual da rocha de origem. A fração grossa (areia e pedregulho) deve ser composta de feldspato em diversos graus de alteração, quartzo e mica, essa em menor quantidade. A alteração do feldspato-K, em ambiente tropical, deve resultar em gibsitita. Minerais argílicos do grupo da caulinita devem ser encontrados na fração fina do solo residual (argila e silte). Nesses solos a fração fina deve ser o resultado da decomposição, principalmente, da biotita, portanto deve ocorrer em menor quantidade (CPRM, 1997).

São três os aspectos mineralógicos-estruturais mais importantes em solos tropicais maduros: (1) a presença de minerais fisicamente livres no interior dos agregados ou concreções lateríticas, (2) a presença de vazios isolados no interior destes agregados, (3) a variação do peso específico dos grãos com a granulometria (Camapum de Carvalho, 2004). A presença de minerais livres prejudica as correlações entre mineralogia e comportamento do solo, uma vez que o mineral será qualificado e quantificado, mas não contribuirá para o comportamento do solo. Já a variação do peso específico dos grãos com o tamanho dos grãos e a presença de vazios no interior de agregados impõem a necessidade de maiores cuidados na execução dos ensaios de caracterização em laboratório, pois a preparação das amostras em laboratório passa quase que invariavelmente por processos de secagem, destorroamento e seleção granulométrica que podem mascarar os resultados quando comparados com resultados obtidos em campo (Palocci *et al.*, 1998; Camapum de Carvalho, 2004).

3.3. Estrutura

A idéia mais comum associada ao termo estrutura é a de ganho de resistência, o qual não pode ser explicado pela história de tensões ou pelo índice de vazios do solo. A estrutura é associada à existência de um arranjo estrutural que se mantém estável graças ao desenvolvimento de ligações entre partículas. Solos residuais, que se originam de processos de intemperismo atuando sobre as rochas, freqüentemente se apresentam estruturados.

Como fruto das propriedades químicas e mineralógicas, a estrutura dos solos tropicais apresenta características bastante peculiares. A estrutura resulta diretamente dos processos físicos e químicos que alteram a rocha matriz no solo residual. As mudanças geoquímicas envolvidas na transformação da rocha em solo residual têm sido estudadas extensivamente e podem envolver (Vaughan e Kwan, 1984):

- a) Enfraquecimento da rocha por alteração e remoção de material, acompanhado por perda de resistência, rigidez e aumento de porosidade;
- b) Aumento de volume sob tensão efetiva constante, caso o intemperismo produza minerais argilosos expansivos; ou quando a perda de massa durante o intemperismo não venha equilibrar a expansão destes minerais argilosos;
- c) Efeitos não químicos devido a mudanças na tensão efetiva provenientes de ressecamento e inchamento, que podem ser cíclicos.

A interferência da estrutura da rocha mãe no solo depende do grau de intemperização. Nos solos pouco intemperizados (solos saprolíticos), a agregação é pequena, a estrutura é influenciada pela estrutura da rocha mãe e a distribuição de poros é relativamente homogênea (mono-modal) (Camapum de Carvalho, 2004). Solos residuais jovens são materiais complexos e heterogêneos especialmente quando desenvolvidos de rochas metamórficas. Suas propriedades de engenharia são influenciadas à medida que o intemperismo evolui até a formação de uma nova microestrutura, dando origem ao solo residual maduro.

A existência de uma estrutura fracamente cimentada nos solos residuais é quem fornece essa distribuição de poros característica. Segundo Newill (1961) e Wallace (1973), em solos com moderados graus de intemperismo alguma cimentação pode ser herdada da rocha mãe, mas em solos residuais completamente intemperizados (solos maduros) ela é mais comum de ser devida a efeitos de cristalização, alteração mineral e precipitação de material cimentante durante o intemperismo.

Os diferentes tipos de espaços na estrutura dos solos residuais, como microporos, mesoporos e macroporos ou poros entre partículas e poros entre agregados, podem ser identificados através de análises microscópicas (e.g. Al-Mukhtar, 1999). Uma das razões para a formação e a manutenção de arranjos de partículas e micro-estruturas é a presença de diversos óxidos e silicatos

(Collins, 1985 *apud* Bressani, 2004). Queiroz de Carvalho (1979) estudando a influência da presença de óxidos de ferro em solos residuais tropicais comenta que “na grande maioria dos solos residuais tropicais estudados foi observada uma acentuada diminuição da capacidade de troca catiônica devido à remoção do óxido de ferro”. Ou seja, o óxido de ferro é um dos aglomerantes de partículas nos solos residuais. Estas agregações são especialmente importantes em solos residuais lateríticos, onde a estrutura é caracterizada por porosidade elevada que se distribui entre os agregados e no interior dos mesmos (Camapum de Carvalho, 2004).

Leroueil e Vaughan (1990) denominaram estrutura cimentada (*bonded structure*) à soma das influências da textura, do arranjo de grãos e agregados e das ligações entre partículas. A estrutura de um solo pode ser definida como toda e qualquer diferença de comportamento observada em relação ao material reconstituído na mesma porosidade e condição de saturação e submetido ao mesmo carregamento que o material indeformado. Estas diferenças podem ser observadas sob diversas trajetórias de tensões. Por este motivo, ensaios em materiais reconstituídos são freqüentemente utilizados como uma referência para a caracterização da estrutura natural (Martins, 2001).

Assim como na Teoria dos Estados Críticos, onde o conceito de plastificação (*yielding*) identifica quando uma argila atinge as superfícies de Roscoe ou Hvorslev através de uma mudança significativa de rigidez na curva tensão *versus* deformação, em solos estruturados também ocorrem pontos de plastificação na curva tensão *versus* deformação, mas associados à estrutura do solo. No espaço de tensões p' x q essa estrutura cria uma superfície de cedência (Maccarini, 1987; Bressani *et al.*, 1994; de Campos, 1997 *apud* Bressani, 2004), que alguns pesquisadores determinaram estar na faixa entre 200-300 kPa para os solos tropicais (Sandroni, 1981; Bressani *et al.*, 1994 *apud* Bressani, 2004). A presença desta superfície provoca no comportamento drenado dos solos tropicais saturados módulos de deformação e coesão efetiva elevados, que são sensíveis aos níveis de deformação e tensão efetiva imposta (Bressani, 2004). De forma idealizada, a curva de compressão de solos estruturados é mais rígida antes de se atingir a curva de cedência, assim que ela é ultrapassada ocorre o escoamento e a estrutura do material é progressivamente destruída ocorrendo a conversão para a curva de material reconstituído. No entanto, este comportamento idealizado não foi observado para alguns materiais estruturados com baixos índices de vazios e rochas brandas (Charlez e Shao, 1993 *apud* Futai, 2002). Vaughan (1985) cita ainda como consequência da cimentação nos

solos a presença do intercepto de coesão em solos residuais saturados e a presença de uma “pressão aparente de pré-adensamento” não relacionada com a história de tensões ou densidade.

Leroueil e Vaughan (1990) identificaram três possíveis padrões de plastificação da estrutura: por compressão triaxial, por cisalhamento ou por expansão por descarregamento lateral.

A Figura 3.2 representa um caso de plastificação da estrutura por compressão triaxial. Neste caso, a plastificação da estrutura ocorre para um nível de tensão desviadora inferior ao correspondente à envoltória de resistência ao cisalhamento. Este comportamento é verificado quando o solo é ensaiado em compressão triaxial sob um nível de tensão efetiva relativamente alto.

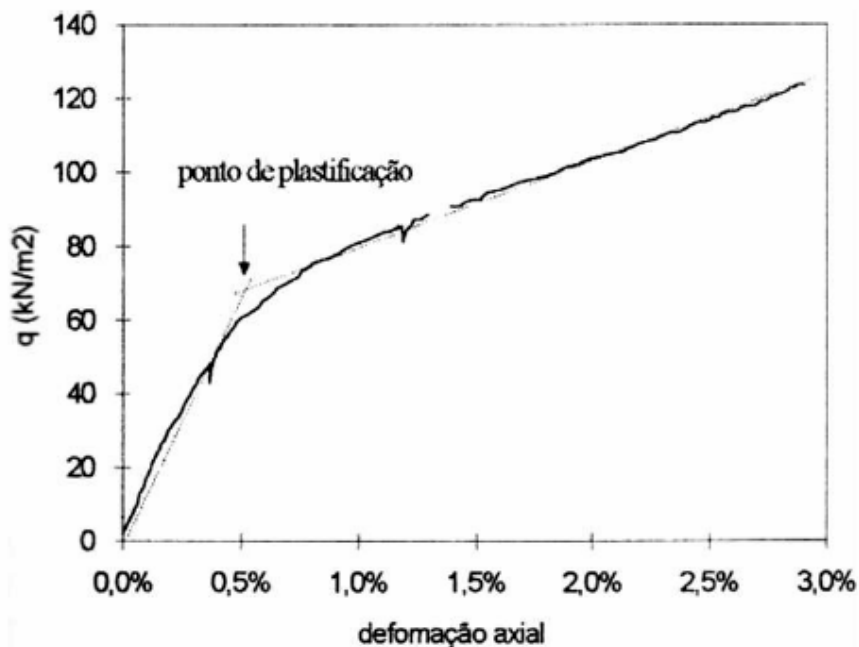


Figura 3.2 – Ponto de plastificação da estrutura por compressão triaxial. Ensaio triaxial em solo residual de arenito Botucatu (Martins, 1994).

Em solos estruturados, adensados a baixos níveis de tensão efetiva, não ocorre a associação do pico de resistência ao cisalhamento com a máxima taxa de expansão volumétrica, como acontece, por exemplo, em solos reconstituídos sobre-adensados (Martins, 2001). Nestes solos, o pico de resistência precede a expansão volumétrica, e ocorre a pequenas deformações, devendo-se à estrutura e não à porosidade do solo. Também, a presença da estrutura pode levar o solo a ultrapassar a envoltória de resistência ao cisalhamento para grandes deformações (plastificação por cisalhamento).

O padrão de plastificação por expansão ocorre em trajetórias de descarregamento quando há a presença de minerais expansivos. Na ausência de minerais expansivos, os solos estruturados podem apresentar uma componente de coesão verdadeira e conseqüente resistência à tração. Ensaios de compressão uniaxial podem ser utilizados para determinar a componente de coesão verdadeira e ensaios de compressão diametral podem ser utilizados para determinar a resistência à tração.

Em ensaios de compressão triaxial convencionais observa-se a influência da estrutura para diferentes níveis de tensão no comportamento tensão *versus* deformação. À medida que aumenta a tensão confinante efetiva, o comportamento do solo estruturado passa de frágil a dúctil. Esse comportamento foi bem representado em ensaios com um solo artificialmente cimentado realizados por Maccarini (1987). Para baixos níveis de tensão confinante, o pico de resistência ocorre antes do solo iniciar o processo de expansão volumétrica. Para maiores níveis de tensão confinante um ponto de plastificação pode ser observado antes do solo atingir a envoltória de resistência ao cisalhamento. No entanto, para um nível médio de tensão nenhuma evidência clara permite dissociar a ruptura por cisalhamento da plastificação da estrutura (Figura 3.3).

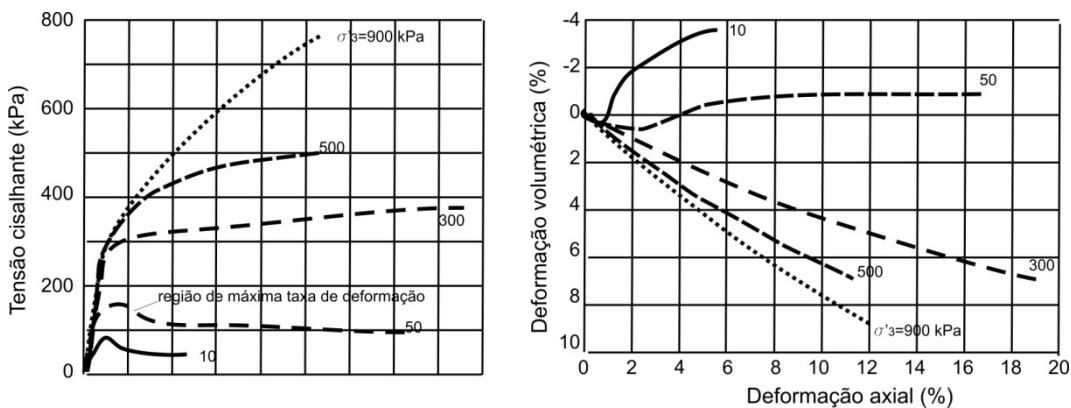


Figura 3.3 – Comportamento tensão versus deformação associado aos diferentes modos de plastificação da estrutura (Maccarini, 1987).

Normalmente a plastificação da estrutura ocorre para níveis de deformação inferiores a 0,5% e, em alguns casos a plastificação da estrutura pode resultar em um processo gradual, de difícil identificação. Vaughan (1988) sugere a aplicação do gráfico logaritmo de tensão desviadora *versus* logaritmo de deformação axial para a determinação do ponto de plastificação.

O ponto de plastificação da estrutura pode também ser associado a um aumento brusco da deformação volumétrica ou a um aumento brusco das deformações radiais.

Malandraki e Toll (2001) sugerem ainda a identificação das regiões de plastificação através da análise do módulo de deformação (em logaritmo) em função da deformação do corpo-de-prova (também em logaritmo), conforme mostra a Figura 3.4.

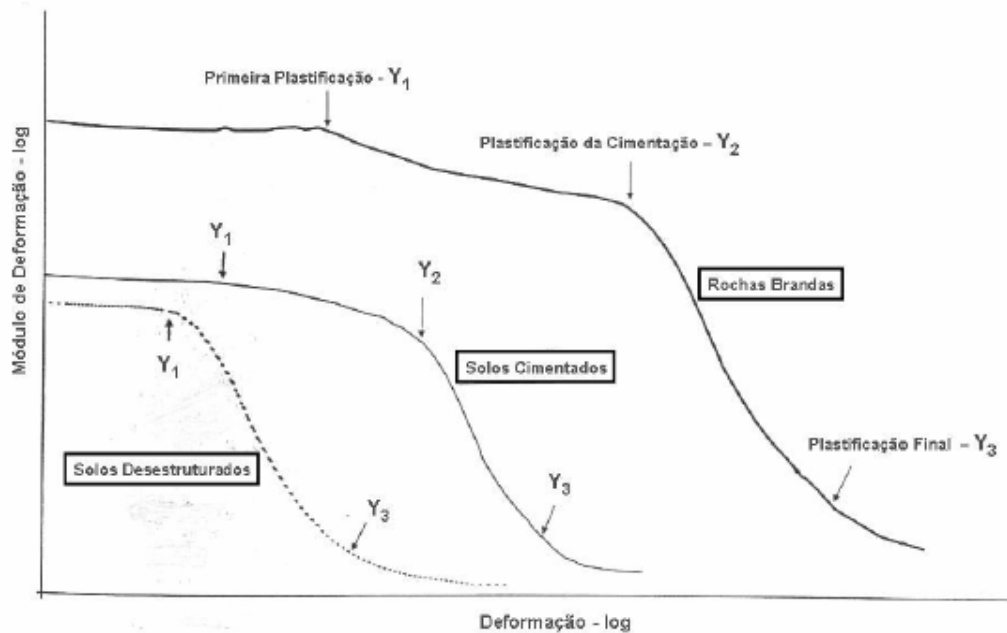


Figura 3.4 – Plastificação de solos cimentados e rochas brandas (Malandraki e Toll, 2001).

A curva de plastificação pode ser delimitada no gráfico $q \times p'$ a partir dos pontos de plastificação observados nas curvas já mencionadas. Dentro da curva de plastificação as deformações no solo são pequenas. Quando a trajetória de tensões alcança a curva de plastificação, grandes deformações passam a se desenvolver. A forma da superfície de plastificação de solos estruturados pode diferir em função do processo de formação do solo. Em solos sedimentares, particularmente em argilas, a superfície de plastificação da estrutura apresenta uma forma aproximadamente elíptica centrada em torno do eixo K_0 (Leroueil e Vaughan, 1990). Solos residuais e rochas brandas apresentam uma superfície de plastificação da estrutura centrada em torno do eixo isotrópico (Vaughan, 1988).

Em síntese, durante o carregamento triaxial, os solos estruturados apresentam as seguintes características (Leroueil e Vaughan, 1990):

- Para baixos níveis de tensão efetiva ocorre um pico de resistência ao cisalhamento. A máxima taxa de expansão volumétrica não coincide com este pico, ocorrendo para níveis de deformação axial maiores;

- Para um intervalo de tensões intermediário, o solo apresenta um comportamento do tipo *strain-softening* associado à contração volumétrica;

- Mesmo para deformações axiais maiores que 15%, o estado crítico não é alcançado, pois a deformação volumétrica não estabiliza. Neste caso, a desestruturação parece ser um processo contínuo, que não se completa para deformações possíveis no ensaio triaxial;

- A cimentação modifica a coesão, podendo modificar também o ângulo de atrito interno dos materiais, dependendo do nível de tensões aplicado.

No entanto, resultados triaxiais realizados em uma areia naturalmente cimentada apresentados por Coop (2000 *apud* Martins, 2001) apresentaram comportamento diferente em relação ao relatado por Leroueil e Vaughan (1990). Uma das mais importantes diferenças é a observação de que, para níveis intermediários de tensão efetiva, o material apresenta um pico de resistência que coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica. As diferenças encontradas foram associadas ao grau de estruturação do material, considerado fracamente estruturado. Em um material fracamente cimentado, a plastificação da estrutura em cisalhamento ocorre antes do material atingir a ruptura por cisalhamento. A superfície de plastificação da estrutura pode coincidir com a envoltória de resistência ao cisalhamento de pico somente para níveis muito baixos de tensão.

Coop (2000 *apud* Martins, 2001) propõe os modelos de comportamento idealizado na Figura 3.5 para solos fortemente estruturados (a) e solos fracamente estruturados (b).

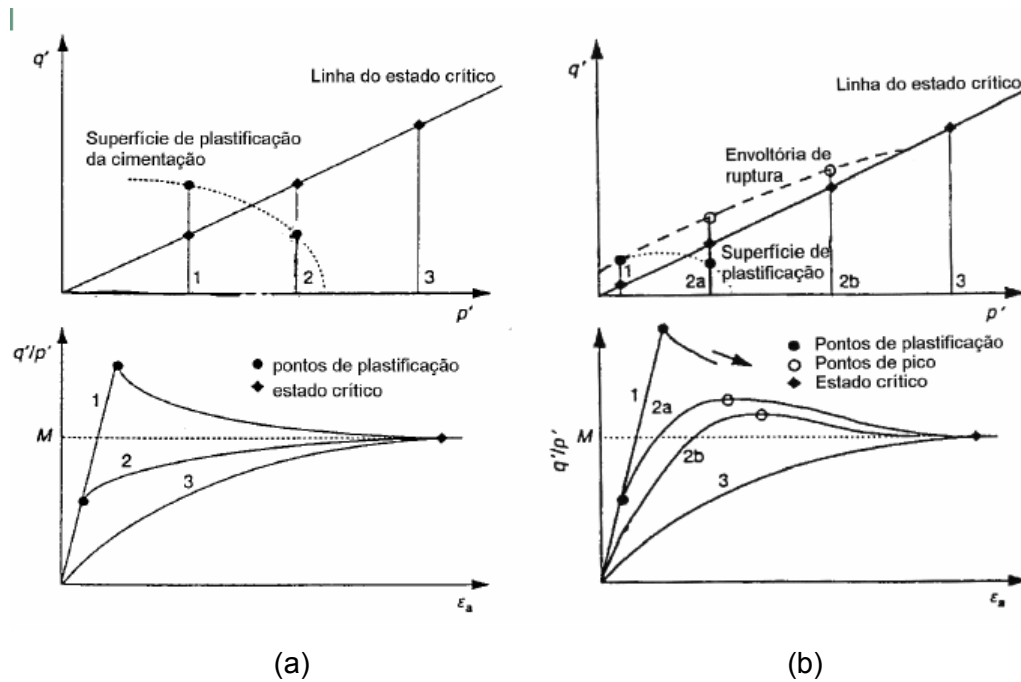


Figura 3.5 – Modelos de comportamento idealizados em função das diferenças observadas para (a) materiais fortemente estruturados. (b) materiais fracamente estruturados (Martins, 2001).

3.4. Compressibilidade e Rigidez

Para os solos residuais, apenas o índice de vazios e a história de tensões não são suficientes para caracterizar o comportamento quanto à sua compressibilidade. A cimentação entre as partículas aumenta a rigidez do solo, influenciando a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade. Ainda, a heterogeneidade, anisotropia e outras particularidades dificultam a elaboração de um modelo conceitual que generalize o seu comportamento. A resposta do solo frente às solicitações está fortemente ligada à sua estrutura, cimentação e características herdadas da rocha matriz.

Todas estas propriedades dependem do grau de alteração do material. Assim, existem solos com comportamentos que variam de baixa compressibilidade e elevada resistência - como os solos saprolíticos, incluindo nesse extremo as rochas alteradas - até os solos extremamente instáveis denominados de solos colapsíveis (Futai, 2002).

Os solos residuais apresentam uma “pressão de pré-adensamento virtual” (independente de sua trajetória de tensões), também chamada tensão de escoamento, na curva log tensão vertical versus índice de vazios, semelhante aos solos sedimentares pré-adensados. A curva $e \times \log \sigma_v$ é composta

basicamente de dois trechos, nos quais a deformabilidade do material é nitidamente distinta. Ao passar do primeiro para o segundo trecho o solo perde rigidez, sofrendo cedência. A cedência, nos solos residuais está associada à quebra da estrutura cimentada (Vaughan, 1985).

Para avaliar a tensão de escoamento, Futai (2002) reuniu parâmetros de ensaios edométricos dos solos de origem Gnáissica (GN-), Granítica (GR-) e Liptinítica (LP-) de Ouro Preto (-OP-), Espinhaço da Gata (-EG-), Madureira (-MA-) e Morro Dona Marta-RJ (-DM-) sendo alguns “coluvionares” (-C) ou saprolíticos (-S) e agrupou-os em duas faixas de tensão de escoamento variando com o índice de vazios (Figura 3.6 (a)):

- I – solos saprolíticos de origem metamórfica (horizonte C) e graníticos laterizados (B latossólico);
- II – solos maduros, coluvionares, horizonte B e saprolíticos de granito (decompostos em areia).

Observa-se que para ambos os grupos a tensão de escoamento é inversamente proporcional ao índice de vazios inicial dos solos.

Na Figura 3.6 (b) apresenta-se a variação do coeficiente de compressibilidade, C_c com o índice de vazios. Esse parâmetro não tem um comportamento específico quanto à gênese, mostrando uma tendência geral de aumentar com o índice de vazios inicial (Futai, 2002).

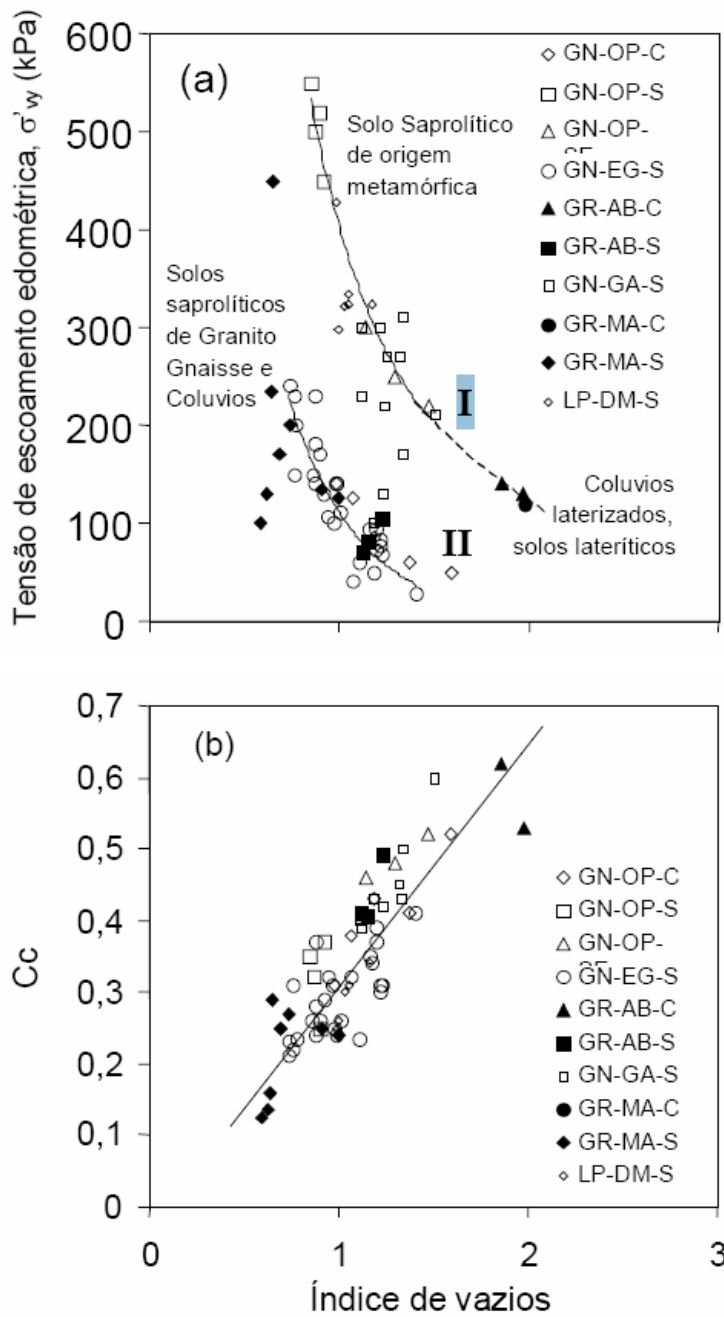


Figura 3.6 – Correlação geral de C_c e σ'_{vy} com o índice de vazios inicial.

Na Tabela 3.1 (Futai, 2002) é apresentada uma comparação entre os efeitos nos solos residuais jovens e residuais maduros dos parâmetros de compressibilidade dos solos: tensão de escoamento, inclinação da linha de compressão, inclinação da linha de pré-escoamento.

Tabela 3.1 - Sumário da compressibilidade dos solos tropicais (Futai, 2002).

Parâmetros	Efeitos nos solos residuais jovens, saprolíticos – horizonte C	Efeitos nos solos coluvionares e residual maduro, lateríticos – Horizonte B
Tensão de escoamento	Nem sempre bem definida. Aumenta com a diminuição do índice de vazios inicial. Pode-se identificar dois pontos de escoamento.	Bem definida. Aumenta com a diminuição do índice de vazios inicial. Há um ponto de escoamento bem definido
Inclinação da linha de compressão	Obtida para grandes níveis de tensão Vertical. Melhor representada por uma função de potência.	Não linearizada na escala Monologaritmica. Melhor representada por uma função de potência.
Inclinação da linha de pré-escoamento	Cs é um parâmetro importante, pois a tensão de escoamento é elevada e a inclinação é maior que no solo.	A rigidez elástica do trecho pré-escoamento é maior que no solo saprolítico, reflexo da estrutura característica do horizonte B textural.

O comportamento tensão-deformação dos solos residuais é fortemente influenciado pelo grau de cimentação existente. Em contraste aos solos sedimentares onde a rigidez tangente inicial, obtida a partir de ensaios triaxiais drenados, aumenta com o aumento da pressão confinante, os solos residuais apresentam um comportamento diferente.

Esta estrutura cimentada quando sujeita a uma tensão isotrópica tende a ter a estrutura quebrada gradualmente. São dois efeitos agindo simultaneamente: o aumento da tensão confinante provoca a diminuição dos poros, deixando as partículas mais próximas, o que tende a aumentar a rigidez inicial, e, por outro lado, o aumento da tensão confinante também provoca a quebra da cimentação, o que tende a diminuir a rigidez inicial. O balanço entre os dois efeitos pode causar o aumento ou a diminuição do módulo de deformação tangente do solo. A perda de rigidez se reflete na diminuição da inclinação da curva tensão-deformação (Maccarini, 1993).

A Figura 3.7 representa o comportamento do módulo tangente inicial em função da tensão confinante para solos residuais de estrutura fracamente cimentada e solos residuais de estrutura fortemente cimentada. Ambos os solos apresentam um aumento do módulo com o aumento da pressão confinante até o ponto de escoamento do material. Neste ponto a estrutura cimentada é rompida. Para os solos de estrutura fracamente cimentada, após o escoamento, para tensões confinantes maiores, há uma quebra abrupta do módulo tangente. Para os solos de estrutura fortemente cimentada, para valores de tensão de

confinamento superiores a tensão de escoamento, o valor do módulo tangente permanece constante (Maccarini, 1993).

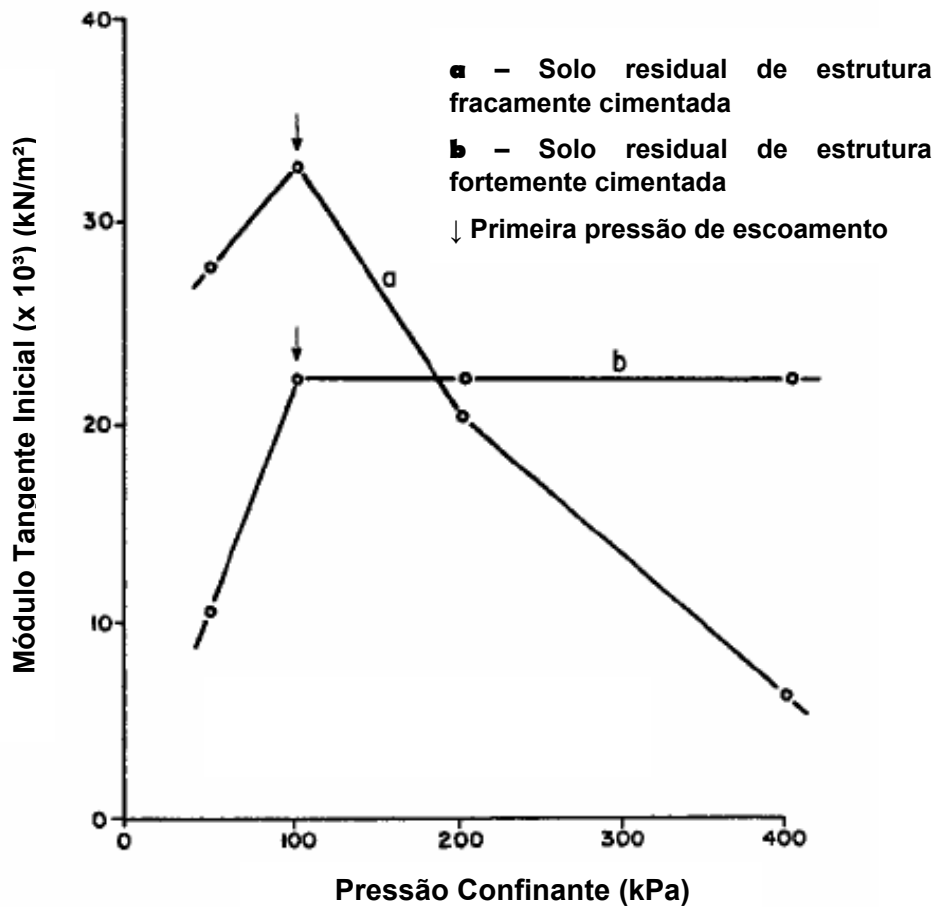


Figura 3.7 – Módulo tangente inicial a partir de ensaios triaxiais drenados (Maccarini, 1993).

Na Figura 3.8 encontram-se resultados de ensaios triaxiais executados em solos residuais fortemente cimentados (b) e fracamente cimentados (a). Nas curvas tensão deformação observa-se um aumento da rigidez inicial entre as tensões confinantes de 50 kPa e de 100 kPa e uma diminuição da rigidez a partir de 100 kPa para o solo fracamente cimentado (a) e nenhuma alteração na rigidez para o solo fortemente cimentado (b) (Maccarini, 1993).

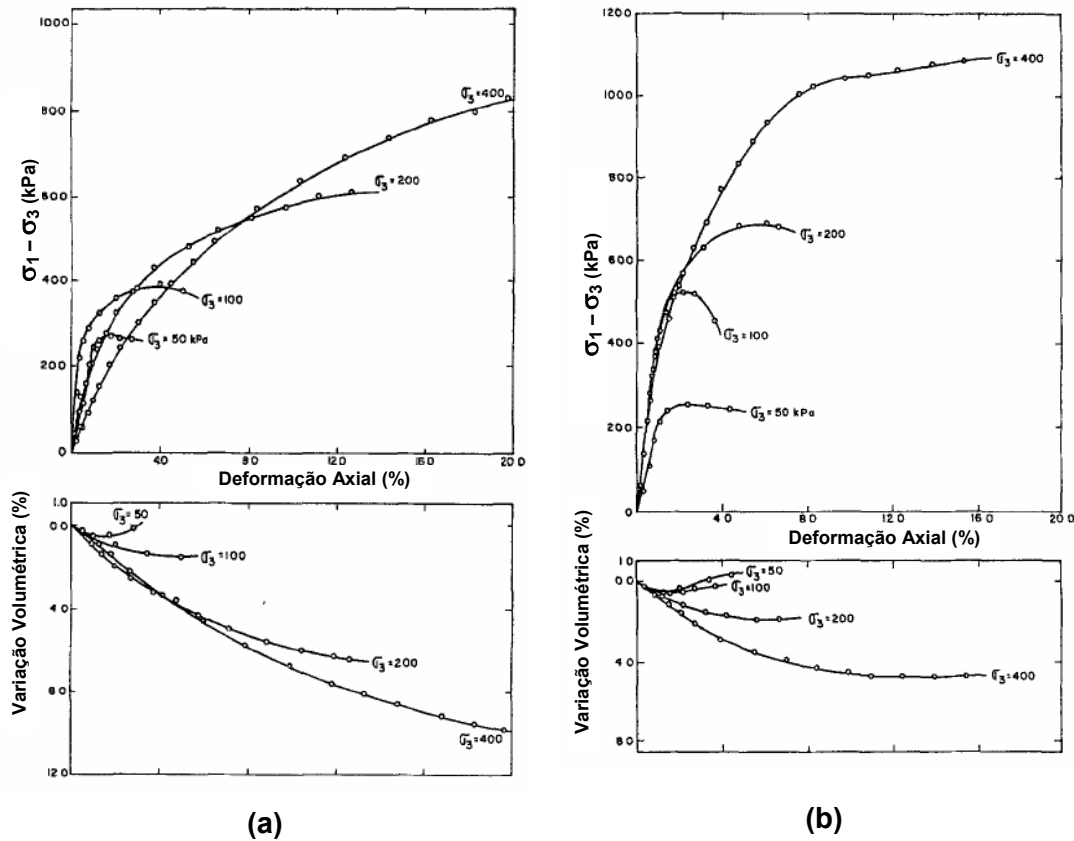


Figura 3.8 – Resultados de ensaios triaxiais drenados. (a) Solo residual indeformado fracamente cimentado. (b) Solo residual indeformado fortemente cimentado. (Maccarini, 1993).

3.5. Resistência

Os fatores que influenciam o comportamento de resistência de solos residuais e solos sedimentares são bastante distintos. Enquanto que para os solos sedimentares a história de tensões a que o maciço foi submetido é fator primordial no comportamento dos solos, para os solos residuais o efeito de tensões prévias é praticamente irrelevante (Vaughan, 1988). Nos solos residuais as partículas e seus arranjos evoluem progressivamente como uma consequência do intemperismo, com ampla variedade mineralógica, grau de cimentação e de índices de vazios. São estes pontos, somados ao fato da maioria dos solos residuais se encontrarem em estado não saturado que comandam o comportamento de resistência destes solos.

Martinez, Flores e Queiroz de Carvalho (2004) estudaram a influência da composição química e mineralógica sobre o comportamento de três solos tropicais da Paraíba. Os autores apresentam relações entre a resistência ao

cisalhamento e (1) a quantidade de ferro total; e (2) o índice de cristalinidade da caulinita. O aumento do teor de ferro e a maior cristalinidade da caulinita são conseqüências da maior evolução do solo. Tanto a quantidade de ferro total como o índice de cristalinidade são diretamente proporcionais ao aumento da resistência dos solos.

A união ou vínculo entre partículas (cimentação) é uma componente importante da resistência de solos residuais. Nesse caso, é mais pronunciada a influencia da distribuição de poros na curva de retenção. Para valores de sucção menores que o valor de entrada de ar, as sucções tem um efeito direto na estrutura do solo e atuam de forma similar às tensões efetivas externas. Com isto pode haver uma relação direta entre o aumento da sucção e o aumento da resistência, relacionados pelo Φ' do solo ($\Phi' = \Phi^b$) (Bressani, 2004). Para sucções acima do valor de entrada de ar, o efeito da sucção tende a ser tornar mais localizado, em torno dos micro-agregados e, como resultado, tem-se uma mudança no comportamento das partículas e agregados. No caso de solos com predominância de partículas maciças, como as areias, o efeito da sucção na estrutura pode ser anulado ou muito reduzido. No caso de solos com muitos arranjos de agregados, altas sucções ainda se apresentam importantes em relação, por exemplo, à mudança de ângulo de atrito do solo.

Reis e Vilar (2004a e 2004b) apresentam um conjunto de ensaios triaxiais em uma areia siltosa (solo saprolítico) e no solo mais superficial de um perfil típico de alteração de gnaiss da região de Viçosa, MG. Neste estudo foram realizados ensaios triaxiais com diferentes trajetórias de tensões e com sucções entre 40 e 320 kPa, além de ensaios saturados. As tensões confinantes líquidas variaram entre 50 e 200 kPa. As envoltórias de resistência obtidas dos ensaios mostraram uma variação de resistência consistente com o aumento da sucção para os dois solos, sendo que o ângulo de atrito interno manteve-se constante para as sucções aplicadas. A parcela de coesão aparente foi a única responsável pelo aumento da resistência com a sucção. Para o solo saprolítico e para o solo maduro as envoltórias de resistência não saturadas apresentaram-se paralelas (Figura 3.9 e Figura 3.10).

Também foi verificado que o aumento da coesão é não-linear com a sucção, tendo sido ajustada uma função hiperbólica do tipo:

$$c = c \left[\frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)} \right] \text{ aos dados experimentais (Figura 3.11 e Figura 3.12).}$$

Observa-se que a função hiperbólica ajustou-se bem aos pontos experimentais representando bem a relação entre sucção e coesão, diferentemente da relação

linear apresentada por Fredlund (1978). Esses resultados afastam a possibilidade de se admitir ϕ_b constante, conforme já reportado por diferentes autores (e.g. de Campos, 1997; etc.)

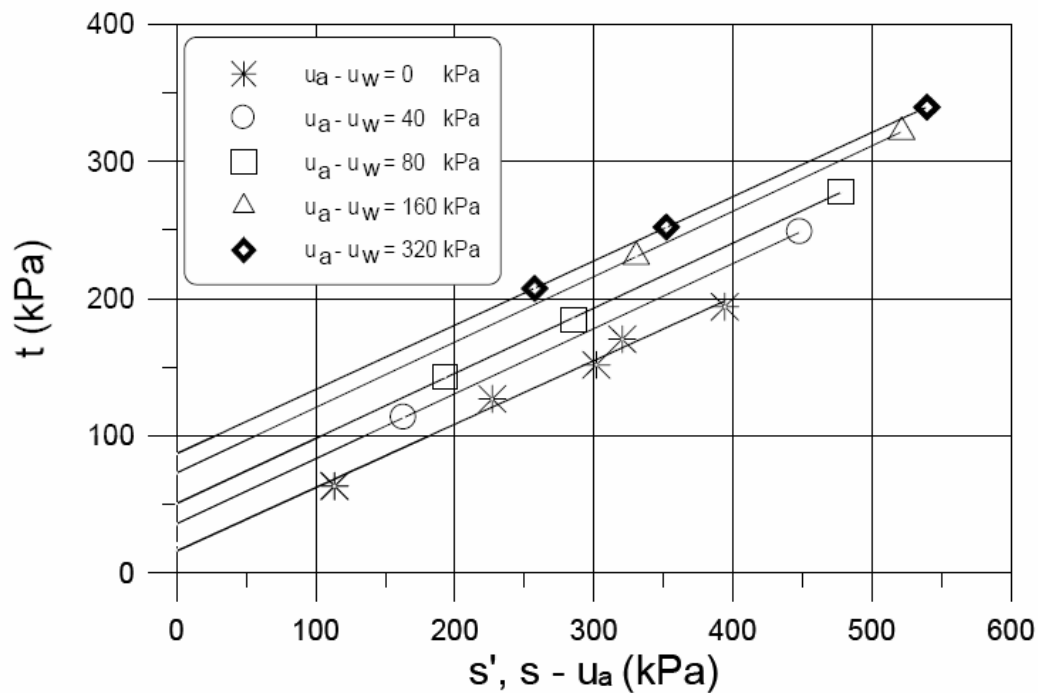


Figura 3.9 – Envoltórias de resistência obtidas para as sucções ensaiadas para o solo jovem (Reis, 2004).

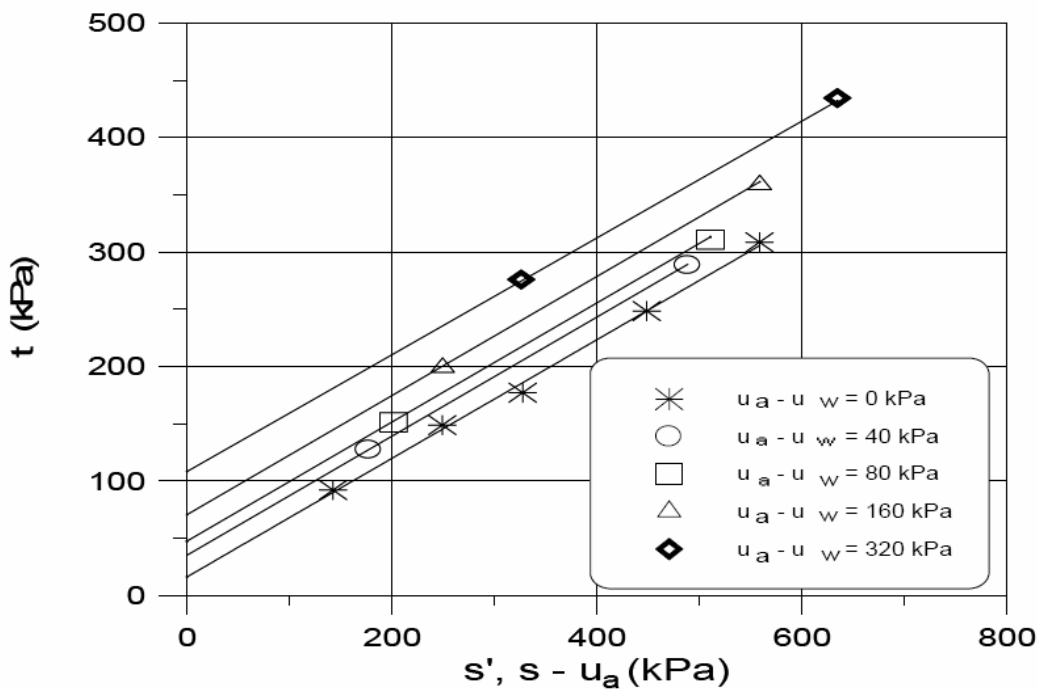


Figura 3.10 – Envoltórias de resistência obtidas para as sucções ensaiadas para o solo maduro (Reis, 2004).

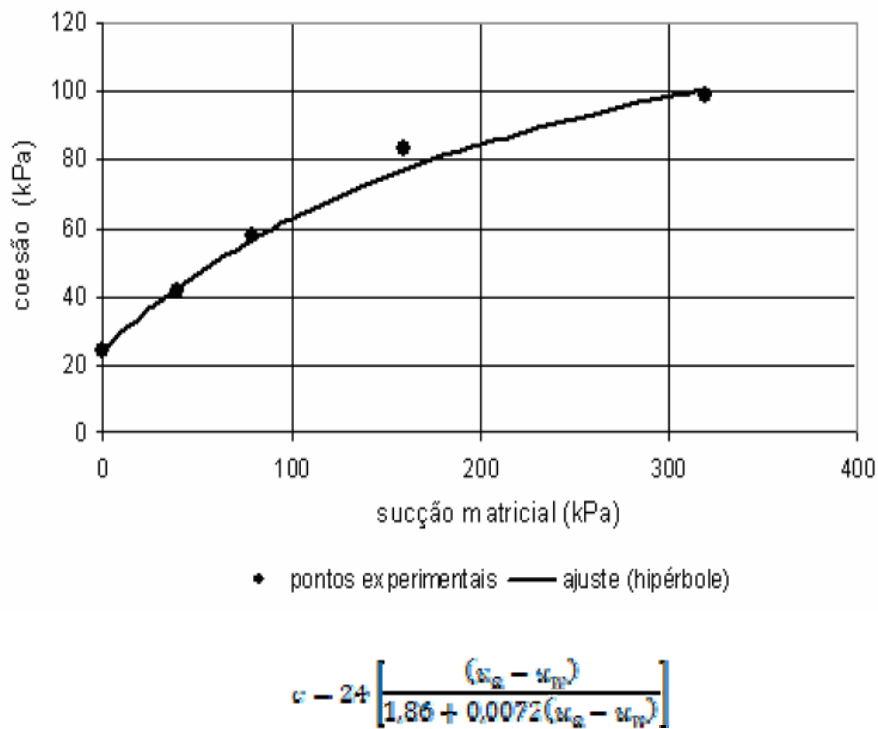


Figura 3.11 – Variação da coesão em função da sucção matricial para o solo jovem (Reis, 2004).

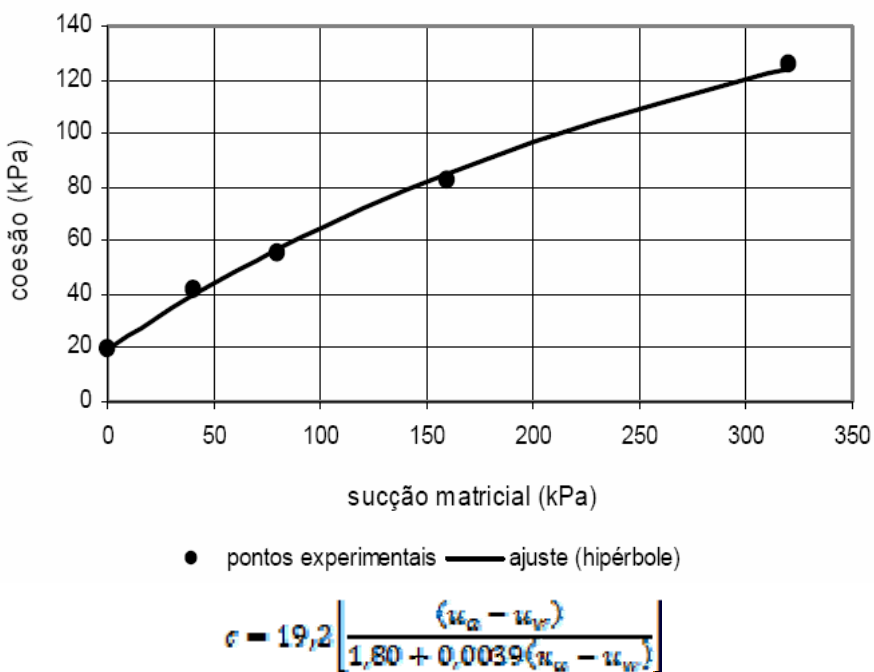


Figura 3.12 – Variação da coesão em função da sucção matricial para o solo maduro (Reis, 2004).

Futai, Almeida e Lacerda (2004) apresentam um conjunto de ensaios triaxiais não-saturados, realizados em um solo saprolítico silto-arenoso de 5 metros de profundidade e um solo argilo-arenoso de 1 metro de profundidade da região de Ouro Preto, MG. Os solos são originários de gnaiss. São apresentados ensaios realizados em dois níveis de sucção (100 kPa e 300 kPa) e na condição de secos ao ar, com tensões confinantes líquidas variando de 25 a 800 kPa. Os resultados apresentados no trabalho mostram um claro ganho de resistência e aumento da rigidez com o aumento da sucção nos solos laterítico e saprolítico. Nas envoltórias de ruptura observou-se um crescimento dos valores de coesão e do ângulo de atrito interno com o aumento da sucção. As envoltórias de resistência, além de não crescerem de forma linear com a sucção (variação de Φ^b), também não são paralelas, diferentemente do que foi encontrado por Reis e Vilar (2004b). As envoltórias de pico para o solo de 1 metro e para o solo de 5 metros são apresentadas na Figura 3.13 e na Figura 3.14.

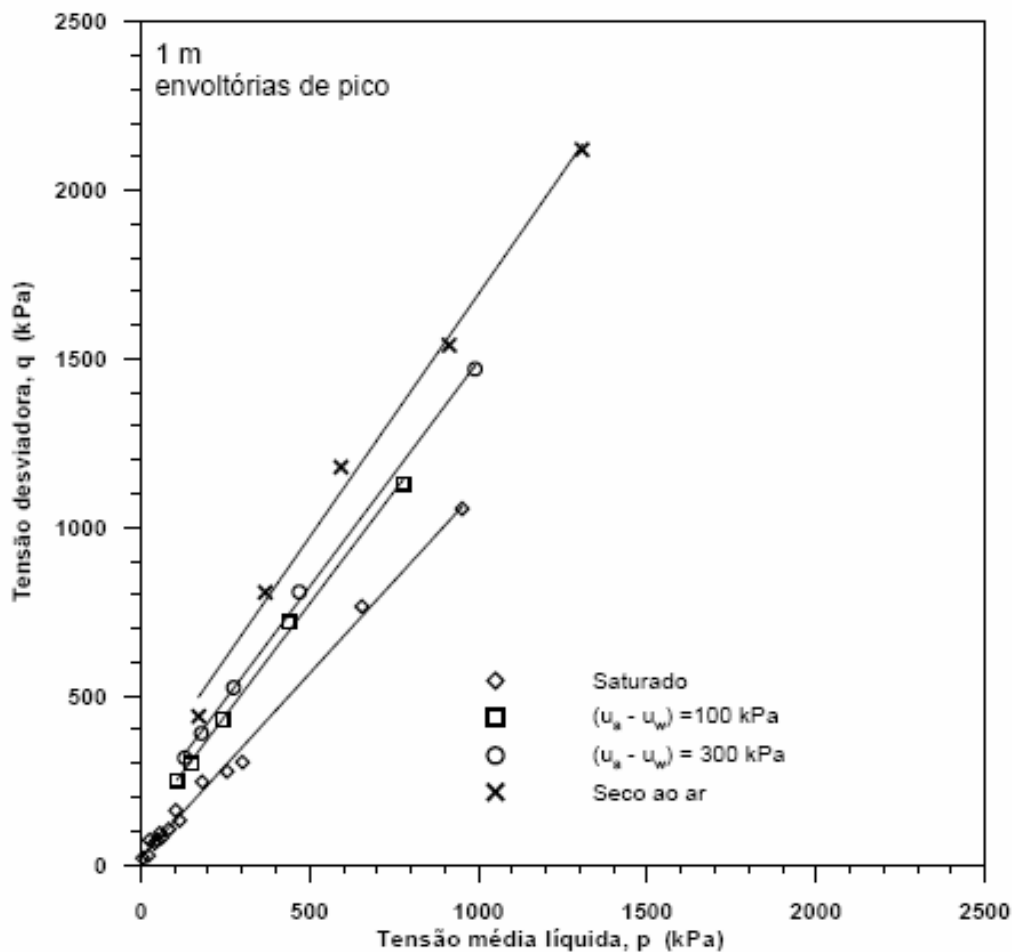


Figura 3.13 – Envoltórias de resistência obtidas para as sucções ensaiadas para o solo de 1 metro (Futai, 2002).

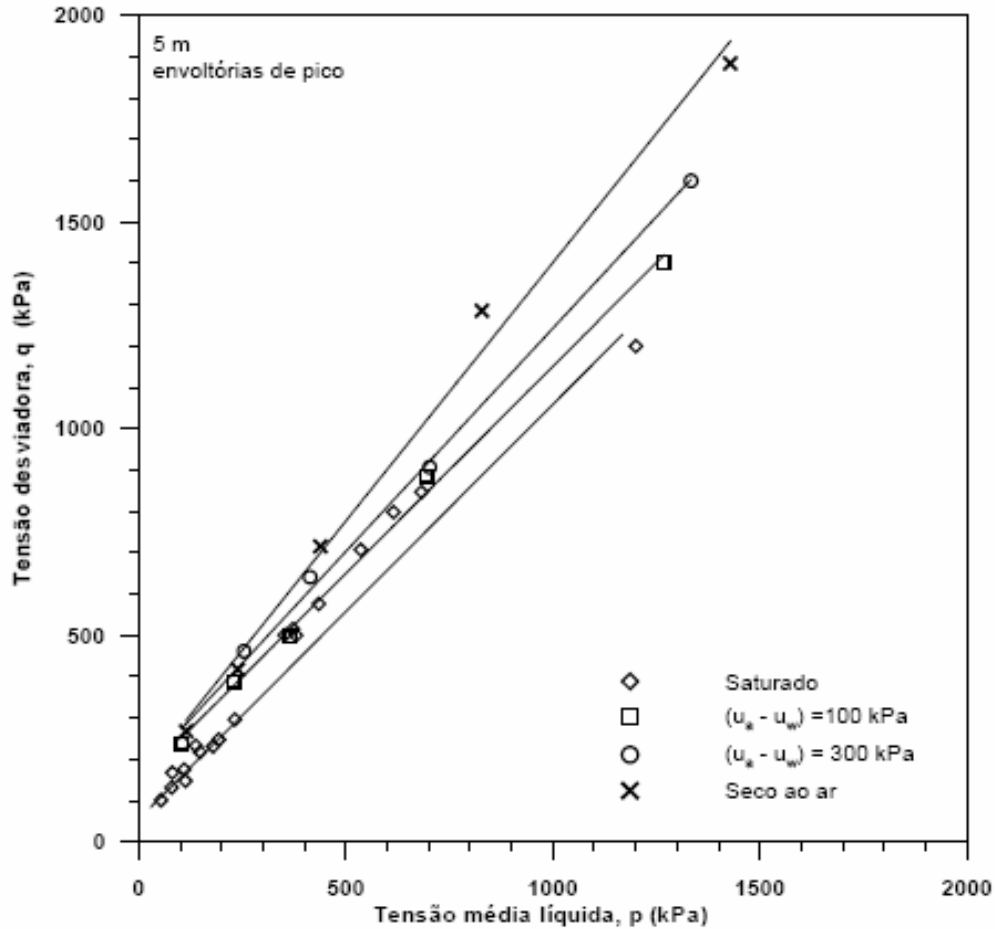


Figura 3.14 – Envoltórias de resistência obtidas para as sucções ensaiadas para o solo de 5 metros (Futai, 2002).

Outro aspecto importante vinculado à resistência de solos residuais é a anisotropia geralmente derivada do arranjo estrutural da rocha matriz. A anisotropia é comumente observada em solos residuais jovens derivados de rochas metamórficas (gnaisse, filito, ardósia, etc.) e sedimentares (xisto argiloso, siltito, etc.). Maccarini, (1980) analisou em laboratório as características de anisotropia de um solo residual jovem de gnaisse através de ensaios de cisalhamento direto. Os ensaios foram realizados com o solo na umidade natural, fixando o ângulo entre a superfície de ruptura e os planos de xistosidade do solo (β) em 0° , 45° e 90° . A Tabela 3.2 apresenta os resultados obtidos por este pesquisador.

Tabela 3.2 – Índice de vazios inicial, coesão e ângulo de atrito para um solo residual jovem de gnaïsse (Maccarini, 1980).

Ângulo entre a superfície de ruptura e a xistosidade	e_0	c (kPa)	ϕ (°)
0°	1,12	46	31,4
45°	0,94	60	33,0
90°	1,02	59	32,6

Segundo Maccarini (1980) os parâmetros de resistência do solo não foram significativamente afetados pelo ângulo da xistosidade, apenas as curvas tensão-deslocamento indicaram uma deformação na ruptura menor para a direção dos planos de xistosidade.

Costa Filho e Campos (1991) estudaram a anisotropia de resistência de um solo gnáïssico jovem através de ensaios de cisalhamento direto, em corpos-de-prova na umidade natural e em corpos-de-prova submersos, e através de ensaios triaxiais saturados. Para os ensaios de cisalhamento direto os corpos-de-prova foram moldados com seus eixos paralelos e perpendiculares à xistosidade, e para os ensaios triaxiais os corpos-de-prova foram moldados com a xistosidade na horizontal e inclinada de 45° com a horizontal. A Tabela 3.3 resume os dados obtidos pelos pesquisadores nos ensaios de cisalhamento direto e a Tabela 3.4 apresenta os resultados obtidos dos ensaios triaxiais.

Tabela 3.3 – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem de gnaïsse (Costa Filho e de Campos, 1991).

Condição de saturação	Direção da estratificação	c (kPa)	ϕ (°)
Umidade natural	Paralelo	45,1	34,6
	Perpendicular	38,2	35,8
Submerso	Paralelo	27,3	27,8
	Perpendicular	27,2	29,2

Tabela 3.4 – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem de gnaïsse (Costa Filho e de Campos, 1991).

Direção da estratificação	c (kPa)	ϕ (°)
Xistosidade paralela	31	28,5
Xistosidade cruzada	10	30,5

Apesar de pequenas diferenças terem sido observadas, os autores concluíram que considerando o número limitado de ensaios realizados os resultados obtidos sugeriram que a anisotropia estrutural não é fator dominante para solos saprolíticos de gnaiss em avançado estágio de intemperismo.

Através de ensaios em equipamento triaxial cúbico, Aleixo (1998) observou o mesmo comportamento isotrópico para dois solos residuais ensaiados com os corpos-de-prova moldados paralelos e perpendiculares à estratificação observada no solo. O programa experimental constou de ensaios de compressão axial e hidrostática sob condições drenadas de carregamento. A Tabela 3.5 apresenta os resultados dos parâmetros de resistência obtidos por este autor para amostras de solo residual maduro e solo residual jovem. A resistência em ambas as direções de moldagem se mostraram semelhantes, sendo cerca de 10% maior na direção ortogonal à estratificação, no entanto, em relação à deformabilidade o solo carregado na direção ortogonal apresentou, em média, uma rigidez 30% maior comparada com a deformação na direção paralela à estratificação.

Tabela 3.5 – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaiss (Aleixo, 1998).

Solo residual de gnaiss	Condição de saturação	Direção da estratificação	c (kPa)	ϕ (°)
Maduro	Saturado	Ortogonal	71,1	16
		Paralelo	68,1	16,1
Jovem	Saturado	Ortogonal	45,1	12,3
		Paralelo	43,8	12,1
Maduro	Não Saturado	Ortogonal	127,2	20,4
		Paralelo	122,3	20,6
Jovem	Não Saturado	Ortogonal	64,4	19,6
		Paralelo	60,7	19,8

Um estudo similar foi desenvolvido por Maciel (1991) em um solo residual jovem da região de Costa Brava (Rio de Janeiro). Os ensaios de cisalhamento direto e triaxial foram realizados em amostras indeformadas em dois níveis de horizonte, sendo os corpos-de-prova moldados com o plano de ruptura coincidindo com a xistosidade do material e perpendicular a esta. Assim como nos estudos anteriores, os resultados não mostraram nenhum efeito de anisotropia no valor de resistência ao cisalhamento. Observou-se, no entanto, que as amostras horizontais romperam a menores deformações que as moldadas verticalmente nos ensaios triaxiais. A análise da microfábrica destes

materiais revelou que os grãos minerais do solo não se encontravam mais em contato, sendo que o espaço entre eles estava preenchido por uma matriz ferro-argilosa. Ou seja, o processo de intemperismo se sobrepôs a uma eventual anisotropia estrutural que poderia ser esperada pela observação a macronível no valor da resistência ao cisalhamento.

Reis (2004) investigou o comportamento mecânico de dois horizontes de um solo residual de gnaiss, típico da região de Viçosa, um mais superficial, correspondente a um solo residual maduro, e outro mais profundo correspondente a um solo residual jovem. Através de ensaios triaxiais saturados o autor concluiu quanto à anisotropia que o solo jovem apresentou comportamento isotrópico quanto à resistência, independente do nível de deformação axial e praticamente isotrópico quanto à deformabilidade para os níveis de deformações axiais analisados. O solo maduro apresentou comportamento isotrópico quanto à resistência e comportamento anisotrópico quanto à deformabilidade. Na Tabela 3.6 são resumidos os dados de Reis (2004).

Tabela 3.6 – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaiss (Reis, 2004).

Solo Residual	Direção de cisalhamento	c (kPa)	ϕ (°)
Maduro	Vertical	19,2	31
	Perpendicular	9,5	30
Jovem	Vertical	17	28
	Perpendicular	19,4	29
	Paralela	26	28

Resultados similares foram obtidos por Reis (1998), Reis e Azevedo (1998) e Reis e Azevedo (1999) com ensaios de solo residual maduro de gnaiss em ensaios triaxiais convencionais e em ensaios triaxiais cúbicos não saturados.

Pode-se concluir que quanto à anisotropia de resistência, os solos residuais de gnaiss com algum grau de intemperização tendem a apresentar um comportamento praticamente isotrópico e que somente quanto à deformabilidade o solo tende a apresentar alguma anisotropia. Solos pouco intemperizados podem apresentar anisotropia advinda da formação da rocha (Costa Filho et al., 1989).

4

Local do Estudo

O objetivo desta tese é o estudo de solos residuais não saturados, com enfoque no seu comportamento mecânico e hidráulico. Portanto, a primeira etapa do trabalho constituiu na escolha de um perfil residual, de características preferencialmente homogêneas e próximo ao Laboratório de Materiais e Estruturas – LACTEC, localizado em Curitiba, onde seriam realizados os principais ensaios. A premissa de um local próximo ao laboratório objetivava facilitar a coleta e transporte das amostras.

A determinação do local para a retirada das amostras não foi tão fácil como seria em outras regiões do país como Rio de Janeiro ou Salvador, onde os solos residuais fazem parte do cartão postal da cidade. A maior parte da cidade de Curitiba e da Região Metropolitana está assente nos solos sedimentares da Formação Guabirota. Uma das exceções é a região norte da grande Curitiba, que se caracteriza por apresentar solos residuais do embasamento cristalino, com rochas do complexo Gnáissico-Migmatítico (COMEC, 1985). É uma região alta, com cotas acima de 900 metros, que não recebeu aporte dos solos da Formação Guabirota (Kormann, 2002).

Foi nessa região, na cidade de Campo Magro, próximo à divisa com Curitiba pelo bairro de Santa Felicidade, que foi encontrado o perfil que melhor se adequou às necessidades do estudo. O local escolhido para a coleta de amostras e desenvolvimento desta pesquisa está dentro do terreno da fábrica de embalagens COM-KRAFT, próxima à PR-090 e ao Contorno Norte de Curitiba e também a uma antiga pedreira já desativada (Figura 4.1).

O local é de fácil acesso e apresenta um perfil proveniente de uma rocha granito-gnáissica de aproximadamente 20 metros em sua altura máxima (Figura 4.2). O corte foi realizado para a instalação de um barracão na fábrica. O talude apresenta declividade elevada, porém apresenta-se estável.



Figura 4.1 - Localização da área de estudo.



Figura 4.2 - Fábrica COM-KRAFT. Vista Geral do Talude.

A observação de características das rochas na pedra desativada demonstra algumas peculiaridades que, com o decorrer do estudo, podem vir a ser úteis para o entendimento do comportamento dos solos desta região. Como pode ser observado na Figura 4.3, as rochas apresentam-se muito fraturadas e, em uma breve inspeção feita no local, observou-se muita variação de materiais (rochas de diferentes origens, textura e fraturamento) em pouco espaço (Figura 4.4). Uma conclusão preliminar, e sem nenhuma confirmação, é que esta

pedreira pode ter sido abandonada pelas características desfavoráveis e grande variabilidade dos materiais encontrados. Uma das explicações para tal fato é que se trata da borda da Bacia de Curitiba, sujeita com maior intensidade a fenômenos tectônicos que deram origem à calha da Bacia (Salamuni, 1998).



Figura 4.3 – Vista geral da pedreira.



Figura 4.4 – Feições observadas na pedreira.

4.1. Geologia Local

O município de Curitiba localiza-se no Primeiro Planalto Paranaense, o qual se estende entre a Escarpa Devoniana e a Serra do Mar. A Bacia Sedimentar de Curitiba está na porção centro-sul do Primeiro Planalto Paranaense: o Planalto de Curitiba, abrangendo Curitiba e parte da região metropolitana. Situa-se entre as coordenadas oeste 49°00' e 49°35' e as coordenadas sul 25°20' e 25°46', com uma área aproximada de 3.000 km² (Figura 4.5).

Curitiba está abaixo do trópico de capricórnio, e o clima caracteriza-se como subtropical com chuvas bem distribuídas ao longo do ano. O clima é sempre úmido, sendo que no mês mais quente a temperatura média é inferior a 22° C, enquanto que durante os outros 11 meses a temperatura média é superior a 10°C (Maack,1981). A precipitação média anual é de 1.400 mm (Maack, 1968).

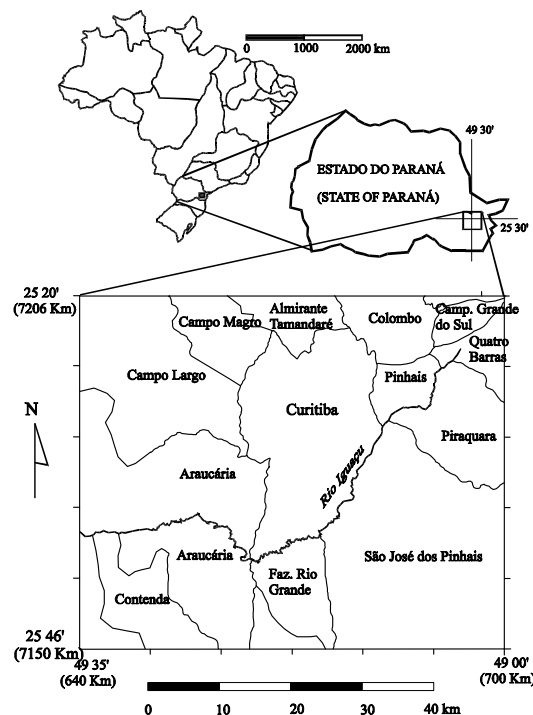


Figura 4.5 – Localização da Bacia Sedimentar de Curitiba (E. Salamuni e R. Salamuni, 1999).

De acordo com Canali e Muratori (1981), a Bacia de Curitiba é caracterizada geomorfologicamente como uma bacia de sedimentação, encravada em compartimento intermontano. É alongada na direção NE-SW e

apresenta pequena profundidade (Salamuni, 1998). Seus contornos são irregulares, sendo limitada por todos os lados pelo embasamento Cristalino. Este é formado em sua maior parte pelo Complexo Costeiro, e é constituído essencialmente por migmatitos, porém também são encontrados paragnaisses, quartzitos, quartzo xistos, micaxistos, anfibólitos e gnaisses-granitos (Salamuni, 1998).

A Bacia de Curitiba têm sua gênese relacionada às superfícies de pediplanação de Bigarella *et al.* (1965), que caracterizaram a história geológica da região na formação dos pediplanos Pd3, Pd2 e Pd1. O mais antigo pediplano brasileiro (Superfície Sul-Americana), é o Pd3 (Bigarella *et al.*, 1965), foi esculpido no Oligoceno em condições climáticas úmidas. Os processos de falhamentos e basculamentos posteriores que ocorreram na Serra do Mar, soerguendo o pediplano em diferentes níveis altimétricos, acentuaram os processos erosivos na região de Curitiba, e originaram um pedimento rochoso com cobertura essencialmente coluvial. Os processos geomorfológicos disseparam de forma acentuada o Pd3, formando amplos vales, que foram parcialmente entulhados com detritos das áreas adjacentes soerguidas (Danni-Oliveira, 1999; Salamuni, 1998).

Durante o Mioceno Superior – Plioceno Inferior, os processos morfogenéticos de um clima semi-árido esculpiram uma superfície intermediária constituída por um pediplano detrítico denominado de Pd2. Este pediplano formou-se a partir da deposição de sedimentos que “comportavam-se como verdadeiras torrentes de lama de densidade elevada”, dado o escoamento concentrado que ocorria nas vertentes, removendo o regolito pelas chuvas torrenciais. A seleção de sedimentos era precária, sendo os mesmos depositados, em sua maioria, nos vales e “junto às quebras de gradiente do sistema de drenagem, originando um conjunto de leques aluviais coalescentes”. Os sedimentos mais finos, que se mantinham em suspensão, foram depositados em ambientes lacustres formando camadas de argilitos e siltitos. Os depósitos sedimentares do pediplano Pd2 correspondem às rochas da Formação Guabirota. São argilitos cinza-esverdeados, arcósios, margas, arenitos e conglomerados assentados sobre o Embasamento Cristalino (Salamuni, 1998).

Já o pedimento detrítico Pd1, que corresponde à superfície de aplainamento mais recente, foi formado em clima úmido durante o Plioceno Superior – Pleistoceno Inferior, sendo seus sedimentos derivados do retrabalhamento das areias e argilitos da Época anterior. Esses sedimentos estão depositados ao longo das regiões planas e baixas (planícies aluviais). São

depósitos completamente inconsolidados, cujos principais termos são as argilas e as areias, estas últimas com granulometria variável entre fina e grossa, além de argilas turfosas e os cascalhos, componentes menos comuns entre esses depósitos.

Assim sendo, as seqüências de sedimentação acima mencionadas, em conjunto com os processos tectônicos que ocorreram na região de Curitiba, deram origem às atuais feições geomorfológicas.

Nas rochas do Embasamento Cristalino foram modeladas feições geomorfológicas do tipo “Mares de Morros”, onde se destacam vales em V muito abertos, margeados por morros e colinas de vertentes convexas e convexo-côncavas. As ombreiras aflorantes da bacia possuem altitudes médias entre 890 e 900 m, alcançando até 1140 m nas áreas mais altas a leste e sudeste. Estas últimas representam as vertentes orientais da Serra do Mar. A noroeste da bacia observa-se um segundo alto estrutural, também direcionado segundo NNE-SSW, com elevações entre 900 e 1100 m. Neste alto estão localizadas tanto rochas do embasamento gnáissico-migmatítico do Complexo Costeiro, quanto rochas do Grupo Açungui exibindo formas de espigões alongados com vertentes convexas e retilíneas e vales em V (Zanella, 2006).

A região de deposição dos sedimentos da Formação Guabirota é representada por um relevo em colinas alongadas, de baixa altura, em cotas altimétricas que variam entre 900 e 950 m acima do nível do mar. Os interflúvios apresentam-se amplos e os vales mostram-se abertos e com fundo chato. As declividades variam de 0 a 12%, fato que facilitou a expansão urbana da cidade de Curitiba (Danni-Oliveira, 1999).

Os sedimentos recentes, depositados nas planícies aluviais, em geral estão distribuídos nas cotas altimétricas mais baixas da bacia de Curitiba, variando entre 850 e 870 m sobre o nível do mar. (Trevisan, 2001).

Na Figura 4.6 é apresentado um mapa morfoestrutural do embasamento cristalino, onde se observam que as maiores elevações desta unidade estão nas regiões leste, sudeste e noroeste da cidade.

Na Figura 4.7 a área de Curitiba é representada em um modelo digital de terreno mostrando a superfície topográfica atual da Bacia de Curitiba.

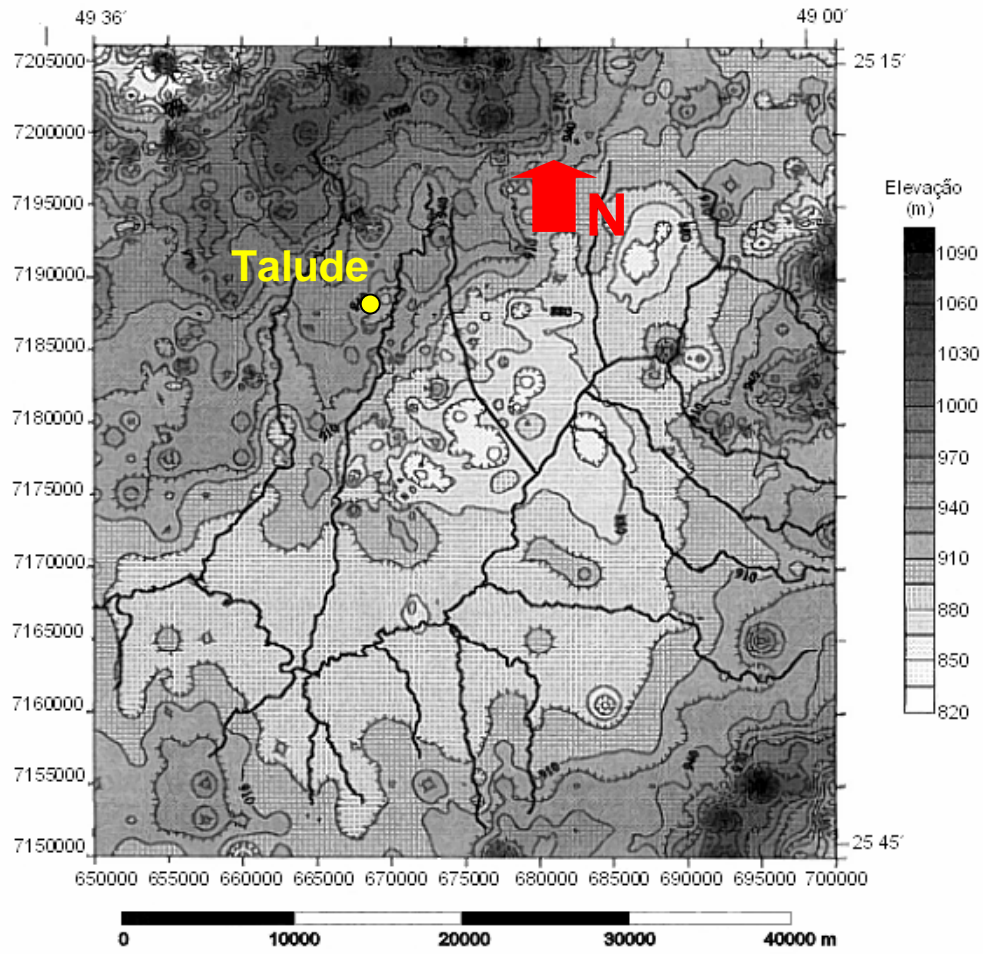


Figura 4.6 – Mapa morfoestrutural do embasamento da Bacia de Curitiba (Salamuni, 1998).

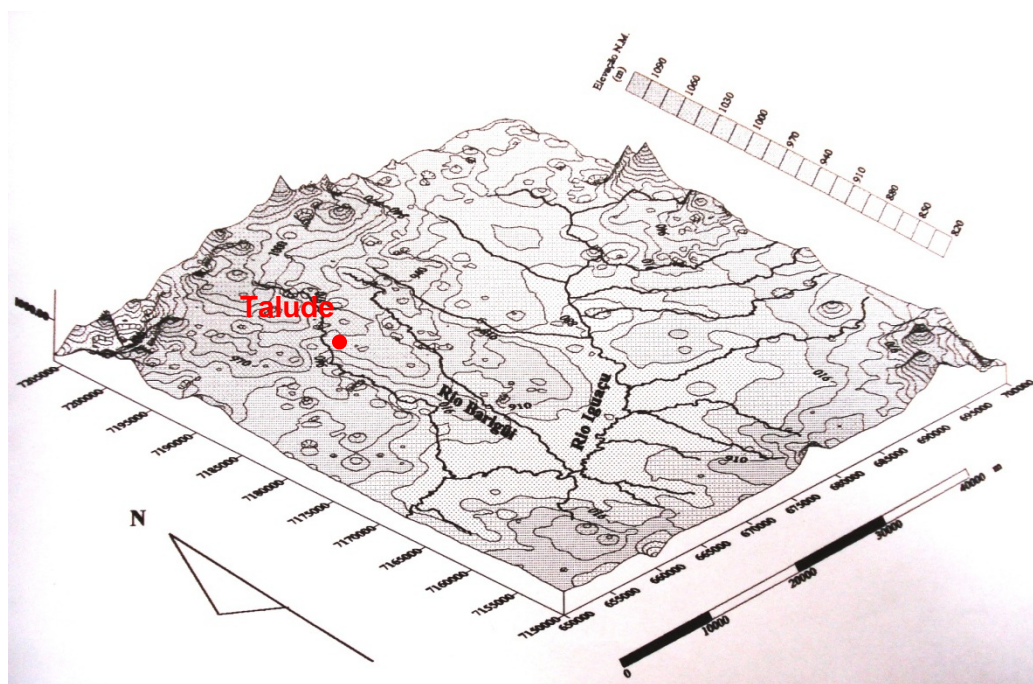


Figura 4.7 – Modelo digital de Terreno mostrando a superfície topográfica atual da Bacia Sedimentar de Curitiba (Salamuni, 1998).

As distintas unidades lito-estratigráficas que, em parte, perfazem o embasamento e em parte os sedimentos que preenchem a calha da Bacia de Curitiba são resumidas na Tabela 4.1. Os domínios geológicos referenciados nesta tabela são apresentados na Figura 4.8 para a área em estudo e arredores.

Tabela 4.1 – Coluna estratigráfica da região de Curitiba (Salamuni, 1998, modificado).

Idade	Domínios / Unidade Geológica	Litologia Principal
Quaternário superior - Holoceno	Domínio 1: Aluviões e depósitos coluvionares secundários	Depósitos arenosos pouco selecionados a selecionados, friáveis e em parte com matriz argilosa
Quaternário inferior - Pleistoceno	Domínio 2: Formação Piraquara e Formação Tinguis	Colúvios argilosos, cascalheiras e lentes de areias arcosianas
Terciário superior - Mioceno a Plioceno	Domínio 2: Formação Guabirota	Argilitos, arenitos arcosianos, conglomerados com matriz areno-argilosa, lentes de arenitos quartzosos e depósitos carbonáticos restritos
Jurássico – Cretáceo	Domínio 3: Formação Serra Geral	Diques de diabásio e dioritos
Cambriano a Devoniano	Domínio 4: Bacia do Paraná	Arenitos de granulação média a grossa.
Proterozóico superior a Cambriano	Domínios 5, 6 e 7: Maciços graníticos da Serra do Mar	Granitos alcalinos
Proterozóico superior	Domínio 8: Maciços de rochas granitóides	Granitóides com textura que varia de muito grossa a fina
Proterozóico superior	Domínio 9: Grupo Açungui	Quartzitos, filitos e mármores dolomíticos e calcíticos
Proterozóico superior	Domínio 10: Maciços de rochas granitóides	Granitóides intrusivos com foliação metamórfica que varia de incipiente a pronunciada e com grau de intemperismo extremamente heterogêneo
Proterozóico inferior a Arqueano	Domínios 11, 12 e 13: Complexo Costeiro ou Domínio Curitiba ou Domínio Atuba	Migmatitos, ortogneisses, xistos, quartzitos restritos e granitos orogênicos deformados

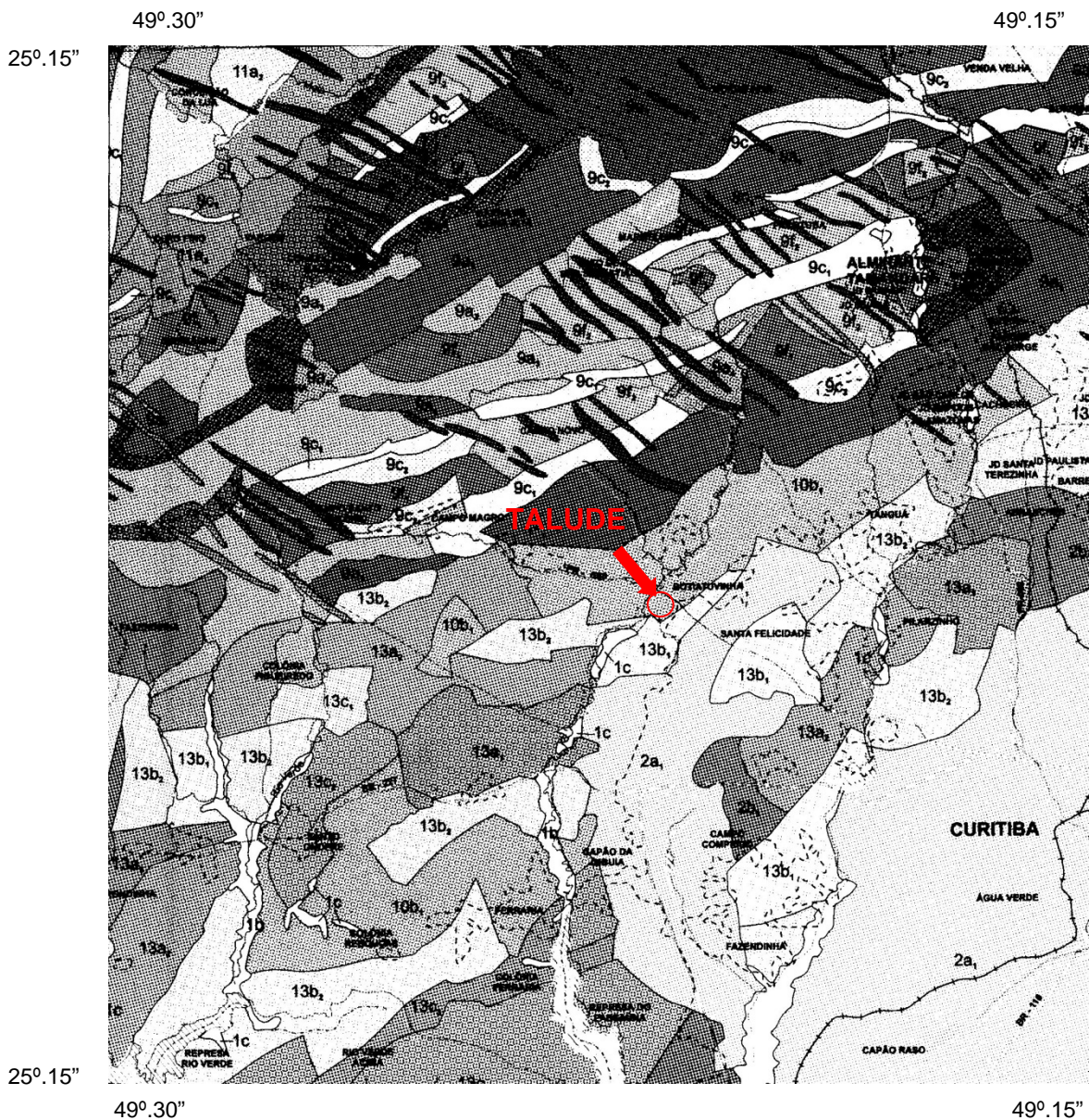


Figura 4.8 – Carta geoambiental da região de Curitiba (CPRM, 1997, modificado).

Como pode ser observado na Figura 4.8, a região de coleta das amostras encontra-se no domínio 10b. As rochas deste domínio apresentam características mineralógicas, texturais e deformacionais que indicam serem derivadas de magmas ácidos, que se intrudiram e se cristalizaram num ambiente de tectônica compressiva e em altas profundidades. Neste domínio há a predominância de granitóides. Posteriormente essas rochas foram intensamente tectonizadas por cisalhamento transcorrente. Devido ao tectonismo, os granitóides, quase que essencialmente quartzo-feldspáticos, apresentam textura geralmente foliada e cataclasada e, por vezes, estão imbricados com migmatitos do Domínio 13. A foliação é do tipo metamórfica penetrativa (minerais achatados e orientados segundo uma direção preferencial) (CPRM, 1997).

Os granitóides, de coloração cinza clara a esbranquiçada, são pobres em minerais máficos ferromagnesianos e ricos em minerais aluminosos leucocráticos (minerais que liberam muito alumínio e poucos nutrientes). O manto de intemperismo apresenta grau de evolução muito variado, com predominância de rochas alteradas (saprólitos) ou horizonte C do solo (rocha alterada que preserva os minerais mais resistentes ao intemperismo como os feldspatos e o quartzo). Predominam solos pouco evoluídos como cambissolos, litossolos e/ou podzólicos pouco espessos. As características físicas e químicas dos solos são heterogêneas e muito variadas de local para local.

Na Figura 4.9 são apresentadas as litologias principais encontradas na Bacia de Curitiba. O local de coleta das amostras para o presente estudo está na área de gnaisses-granodioritos migmatizados.

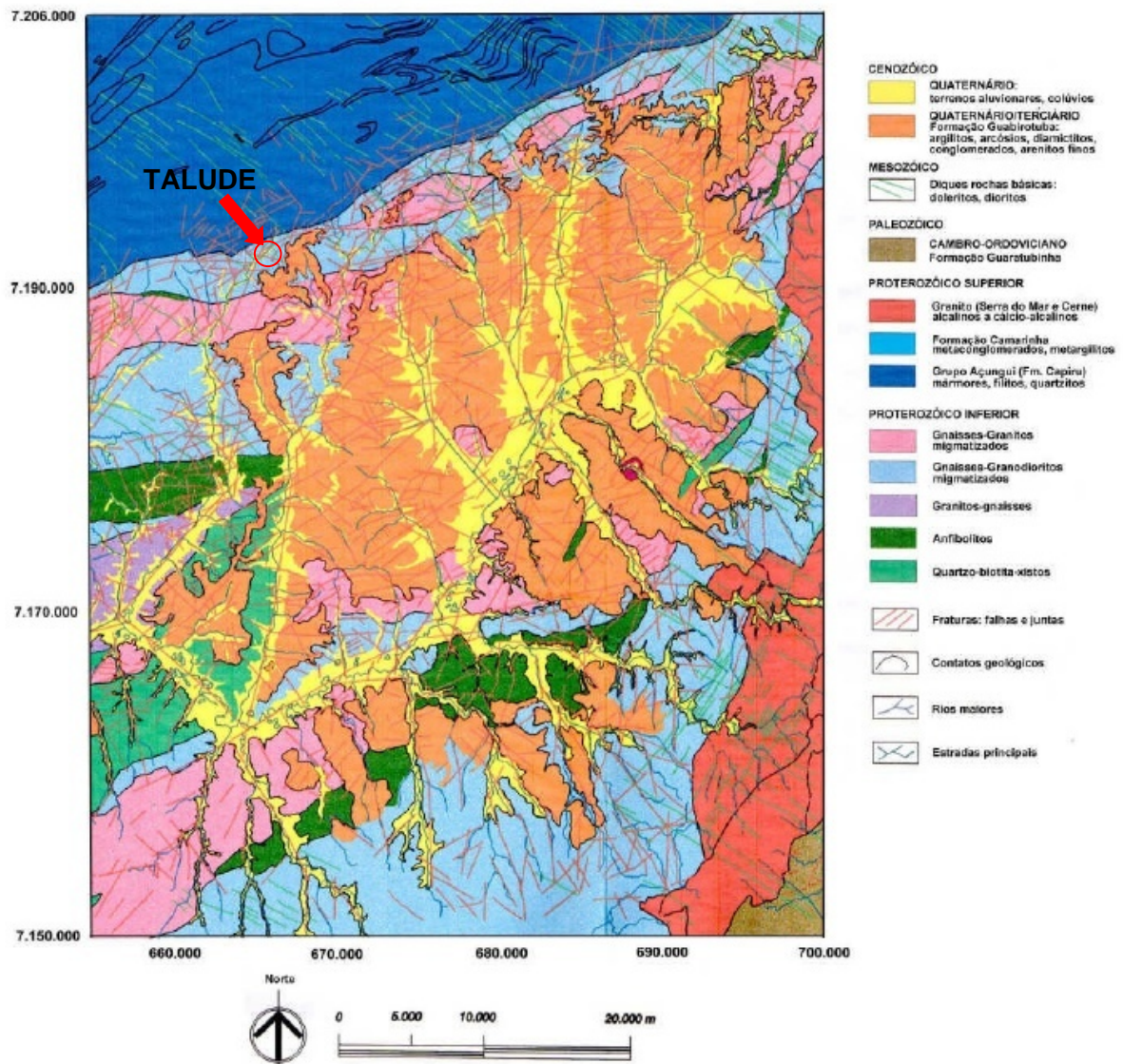


Figura 4.9 – Mapa geológico estrutural da Bacia Sedimentar de Curitiba e Região Metropolitana (Salamuni, 1998).

4.2. Coleta de Amostras

Ao longo de todo o talude que constitui o perfil, cuja altura varia de 6 a 20 metros e cuja extensão é de aproximadamente 50 metros, escolheu-se uma vertical para a coleta de amostras de aproximadamente 12 metros, representada na Figura 4.10 como uma linha tracejada. À direita dessa área encontra-se um solo menos intemperizado e observam-se afloramentos de rocha bastante fraturados. À esquerda desta área encontra-se um solo mais alterado. Essa maior intemperização pode ter sido favorecida pelo “abaixamento” do terreno e conseqüente acúmulo de água na região.

Visualmente, o talude apresenta colorações que variam do branco (cor da rocha), ao marrom, passando pela coloração amarela, laranja e vermelha. Aparentemente, os solos com coloração mais avermelhada ou marrom são mais intemperizados e apresentam-se acima dos solos com coloração branca, amarela e laranja. O nível de água local é profundo, ou seja, os solos residuais apresentam-se em estado não saturado.



Figura 4.10 – Área de coleta de amostras no talude.

Com o objetivo de coletar amostras deformadas e indeformadas de solos ao longo de todo o perfil, os trabalhos desenvolvidos no talude compreenderam a abertura de poços no topo do talude e a coleta ao longo da vertical escolhida com o auxílio de andaimes. Foram coletadas amostras do perfil estudado em 4 ocasiões: dezembro de 2004, julho de 2005, agosto de 2005 e julho de 2007. Foram coletadas amostras em diferentes níveis de intemperismo, tanto amostras deformadas quanto indeformadas. A Tabela 4.2 resume informações das coletas realizadas.

Tabela 4.2 – Dados das coletas de amostras no talude.

<i>Data da coleta</i>	<i>Duração</i>	<i>Coleta com andaime</i>	<i>Coleta em poço</i>
Dezembro de 2004	20 dias	7 metros	-
Julho de 2005	8 dias	7 metros	-
Agosto de 2005	5 dias	-	4,5 m de prof.
Julho de 2007	10 dias	8 metros	4,5 m de prof.

O início dos trabalhos de coleta deu-se em dezembro de 2004. Na ocasião foi montado um andaime de aproximadamente 7 metros na vertical escolhida do talude (Figura 4.11). Devido à dificuldade de acesso em altura e planos de fraqueza existentes principalmente nas camadas mais inferiores, não foi possível a extração de blocos indeformados nesta ocasião. As amostras de solo foram coletadas em tubos de PVC de 7,5 cm de diâmetro e 15 cm de altura, 10 cm de diâmetro e 10 cm de altura, e 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura (Figura 4.12). Após a moldagem das amostras, papel filme, bandagem e parafina eram colocados no seu topo e base para impedir a perda de umidade. Cada amostra retirada no PVC era caracterizada visualmente de acordo com sua cor: vermelho, laranja com veios pretos, laranja, amarelo escuro, amarelo, transição amarelo branco, branco, e sua rigidez: fofa, dura. Além disso, eram anotadas peculiaridades que porventura se sobressaíam durante a moldagem dos PVC's, como de fácil retirada, ausência de fraturas, ocorrência de veios de outro material, etc. A localização de cada amostra foi anotada, partindo-se de um referencial, distância horizontal e vertical. Mesmo com os cuidados na extração, algumas amostras romperam no plano de fraqueza quando da retirada do PVC em laboratório (Figura 4.13). Esses planos eram encontrados com mais freqüência nos solos de cor Branca, Amarela e Laranja.

Nessa primeira campanha de coleta foram moldadas um total de 136 amostras que variavam da coloração branca à coloração vermelha.



Figura 4.11 - Coleta de amostras em dezembro de 2004.



Figura 4.12 - Coleta de amostras em tubos de PVC.



Figura 4.13 – Plano de fraqueza.

Após a execução dos primeiros ensaios de laboratório, verificou-se que os solos coletados não apresentavam um grau de intemperismo muito elevado e, foram planejadas duas novas campanhas de coleta com o objetivo de se obter um solo mais próximo da superfície (topo do talude) e também de prover o laboratório de mais amostras dos outros níveis de intemperismo.

Essas campanhas foram realizadas em julho e agosto de 2005. A coleta em julho de 2005 foi realizada também com o auxílio de um andaime de 7 metros (Figura 4.14). Procurou-se posicionar o andaime igualmente à primeira coleta, em 2004. Foi utilizado como referência o furo de sondagem executado em fevereiro de 2005 (ver item 4.4). Também nesta etapa foram coletadas amostras dos solos de cor branca, amarela, laranja e vermelha.

Cabe ressaltar que todo o período de coletas foi muitas vezes interrompido por chuvas, o que levava o material da camada superior a colorir todo o talude com seu tom avermelhado. Isso obrigava a uma nova limpeza do perfil cada vez que se reiniciavam os trabalhos de coleta.

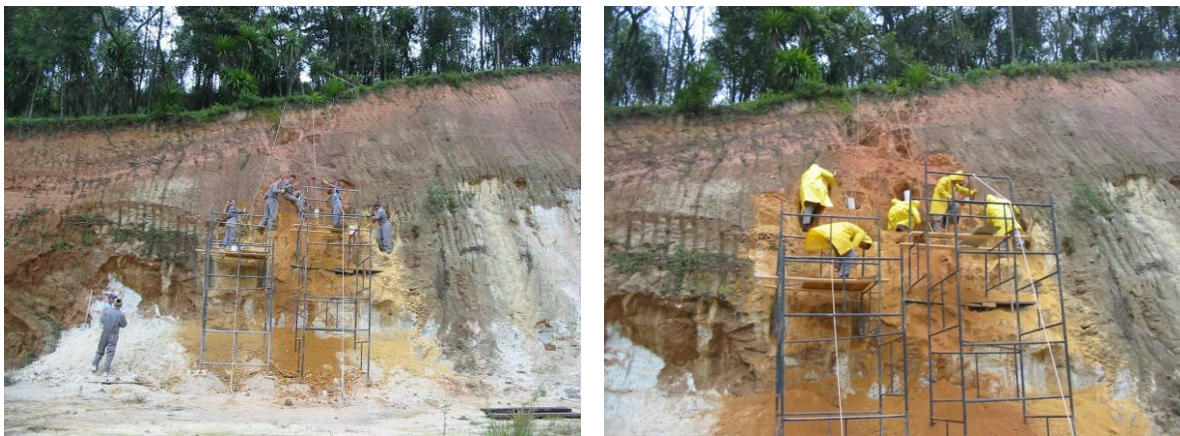


Figura 4.14 - Coleta de amostras em julho de 2005.

Para a obtenção do solo mais superficial, que não era alcançado através do andaime, a coleta em agosto de 2005 compreendeu a abertura de um poço na crista do talude, com dimensões 2 x 1 m e 4,5 m de profundidade. A abertura do poço foi executada por escavação manual, com paredes verticais, e não foi necessária nenhuma medida para a estabilização dos paramentos verticais. A escavação do poço foi realizada em duas etapas. No primeiro dia foi escavado até a profundidade de 2,0 metros, para a retirada, no segundo dia, de 3 blocos de dimensões 30 x 30 x 30 cm. No terceiro dia o poço foi escavado até 4,5 m e, então foram retirados mais 3 blocos com as mesmas dimensões dos anteriores. A aplicação de bandagem e de parafina nos blocos era realizada dentro do poço

para facilitar a retirada dos blocos sem que houvesse quebras. O poço permaneceu aberto por vários dias. Durante este período não foi observado nível de água e, mesmo com chuvas fortes, a água do seu interior era rapidamente drenada (Figura 4.15).



Figura 4.15 - Coleta de amostras em poço em agosto de 2005.

Em julho de 2007 foi realizada uma campanha de coleta adicional, principalmente devido à necessidade de amostras indeformadas para a execução de ensaios triaxiais. Um novo andaime foi posicionado no mesmo local utilizado em dezembro de 2004, para a coleta das amostras amarelas, laranjas e vermelhas. As amostras brancas foram retiradas próximas à base do talude. Para a coleta de amostras do solo marrom foi aberto um novo poço no topo do talude. Na Figura 4.16 são apresentadas fotos da campanha de julho de 2007. Essa campanha foi realizada em 10 dias. Nesse período foram retirados 11 blocos de amostras brancas, 2 blocos de amostras amarelas, 8 blocos de amostras laranjas, 2 blocos de amostras vermelhas e 12 blocos de amostras marrom.



Figura 4.16 – Campanha de coleta em julho de 2007.

Ao final das campanhas de coleta haviam sido retirados 41 blocos indeformados e 430 amostras coletadas em PVC de tamanhos diversos, além de amostras deformadas de toda a extensão vertical do talude. As amostras indeformadas foram parafinadas e acondicionadas em câmara úmida com controle de temperatura e umidade. As amostras deformadas foram embaladas em sacos plásticos e também armazenadas em câmara úmida.

As tabelas 4.3 a 4.7 resumem as características e localização das amostras coletadas. O ponto de referência para a localização das amostras retiradas do perfil de corte é a projeção do furo de sondagem rotativa realizado em fevereiro de 2005 e descrito no item 4.3. Nas amostras retiradas do poço estão referenciadas suas profundidades em relação ao topo do perfil.

A numeração das amostras relacionadas nas tabelas refere-se ao cadastro utilizado no sistema de qualidade do LAME. Foram mantidos os registros originais do LAME para facilitar o cruzamento de dados entre as diversas pesquisas realizadas.

Tabela 4.3 – Amostras indeformadas coletadas em dezembro de 2004.

Amostra	Profundidade (m)	Coloração	Tipo
2.4001.05	9	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4002.05	8,9	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4003.05	8,9	transição Branco Amarelo	PVC Ø 10 cm
2.4004.05	6,65	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4005.05	6,75	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4006.05	11	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4007.05	9	transição Branco Amarelo	PVC Ø 10 cm
2.4008.05	6,65	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4009.05	6,65	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4010.05	9,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4011.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4012.05	9,1	transição Branco Amarelo	PVC Ø 10 cm
2.4013.05	11,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4014.05	11	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4015.05	9,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4016.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4017.05	6,85	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4018.05	6,95	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4019.05	9,3	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4020.05	10,8	Branco com verde claro e pigmentos pretos	PVC Ø 10 cm
2.4021.05	8,9	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm
2.4022.05	6,75	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4023.05	10,9	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4024.05	9	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm
2.4025.05	9,1	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm
2.4026.05	11,3	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4027.05	7,15	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4028.05	11	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4029.05	9,2	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm
2.4030.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4031.05	6,85	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4032.05	9,3	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm
2.4033.05	10,9	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4034.05	6,75	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4035.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4036.05	11	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4037.05	8,9	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4038.05	6,95	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4039.05	11,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4040.05	7,25	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm

continuação

Amostra	Profundidade (m)	Coloração	Tipo
2.4041.05	11,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4042.05	7,15	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4043.05	7,25	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4044.05	9,4	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4045.05	9	transição Branco Amarelo	PVC Ø 10 cm
2.4046.05	6,65	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4047.05	11,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4048.05	10,8	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4049.05	9,2	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm
2.4050.05	11	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4051.05	11	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4052.05	10,9	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4053.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4054.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4055.05	11,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4056.05	11	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4057.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4058.05	9,3	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm
2.4059.05	11,3	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4060.05	9,4	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm
2.4061.05	11,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4062.05	11,3	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4063.05	6,65	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4064.05	11,3	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4065.05	9,5	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm
2.4066.05	11,3	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4067.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4068.05	9,6	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4069.05	6,75	Laranja com veios pretos	PVC Ø 10 cm
2.4070.05	11	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4071.05	11,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4072.05	8,7	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm
2.4073.05	9,7	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm
2.4074.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4075.05	8,8	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm
2.4076.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4077.05	6,85	Amarelo escuro	PVC Ø 10 cm
2.4078.05	6,95	Amarelo escuro	PVC Ø 10 cm
2.4079.05	11	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4080.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4081.05	11,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4082.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4083.05	10,8	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4084.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4085.05	11,1	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4086.05	10,8	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4087.05	10,9	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4088.05	10,8	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4089.05	10,8	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4090.05	6,65	Amarelo escuro	PVC Ø 10 cm
2.4091.05	6,65	Amarelo escuro	PVC Ø 10 cm
2.4092.05	6,75	Amarelo escuro	PVC Ø 10 cm
2.4093.05	6,75	Amarelo escuro	PVC Ø 10 cm
2.4094.05	7,15	Amarelo escuro	PVC Ø 10 cm
2.4095.05	7,15	Amarelo escuro	PVC Ø 10 cm
2.4096.05	7,15	Amarelo escuro	PVC Ø 10 cm
2.4097.05	6,95	Amarelo claro	PVC Ø 10 cm

continuação

Amostra	Profundidade (m)	Coloração	Tipo
2.4098.05	10,9	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4099.05	6,85	Amarelo escuro	PVC Ø 10 cm
2.4100.05	6,85	Amarelo escuro	PVC Ø 10 cm
2.4101.05	1,5	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4102.05	1,3	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4103.05	1,5	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4104.05	1,4	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4105.05	1,5	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4106.05	1,6	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4107.05	1,6	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4108.05	1,3	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4109.05	1,7	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4110.05	1,7	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4111.05	1,4	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4112.05	1,8	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4113.05	1,6	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4114.05	1,8	Vermelho	PVC Ø 10 cm
2.4115.05	1,1	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4116.05	1,5	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4117.05	1,5	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4118.05	1,6	Marrom	PVC Ø 10 cm
2.4119.05	10,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4120.05	10,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4121.05	10,3	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4122.05	10,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4123.05	10,4	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4124.05	10,3	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4125.05	10,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4126.05	10,3	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4127.05	10	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4128.05	10,6	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4129.05	6,2	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4130.05	9,5	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4131.05	9,5	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4132.05	10,3	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4133.05	9,5	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4134.05	9,5	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4135.05	9,5	Branco	PVC Ø 10 cm
2.4136.05	9,5	Branco	PVC Ø 10 cm

Tabela 4.4 – Amostras indeformadas coletadas em julho de 2005.

Amostra	Profundidade (m)	Coloração	Tipo
2.4200.05	11,15	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4201.05	10,90	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4202.05	10,50	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4203.05	10,90	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4204.05	10,75	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4205.05	10,65	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4206.05	10,40	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4207.05	10,80	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4208.05	7,65	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4209.05	6,50	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4210.05	7,65	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4211.05	7,50	Amarelo	PVC Ø 15 cm

continuação

Amostra	Profundidade (m)	Coloração	Tipo
2.4212.05	7,65	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4213.05	6,65	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4214.05	7,30	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4215.05	6,75	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4216.05	7,25	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4217.05	7,00	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4218.05	7,00	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4219.05	7,80	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4220.05	5,65	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4221.05	5,90	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4222.05	5,65	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4223.05	5,65	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4224.05	5,90	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4225.05	5,65	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4226.05	6,15	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4227.05	6,40	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4228.05	6,65	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4229.05	7,00	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4230.05	5,50	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4231.05	6,65	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4232.05	2,00	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4233.05	2,25	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4234.05	2,25	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4235.05	2,50	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4236.05	2,00	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4237.05	2,50	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4238.05	2,25	Vermelho / Marrom	PVC Ø 15 cm
2.4239.05	2,50	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4240.05	2,15	Marrom	PVC Ø 15 cm
2.4241.05	3,20	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4242.05	2,50	Vermelho / Marrom	PVC Ø 15 cm
2.4243.05	3,20	Vermelho / Marrom	PVC Ø 15 cm
2.4244.05	10,00	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4245.05	10,00	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4246.05	10,15	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4247.05	11,00	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4248.05	10,00	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4249.05	10,65	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4250.05	9,85	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4251.05	10,80	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4252.05	10,60	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4253.05	12,00	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4254.05	10,65	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4255.05	11,00	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4256.05	11,10	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4257.05	10,50	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4258.05	8,00	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4259.05	11,20	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4260.05	10,00	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4261.05	7,00	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4262.05	6,50	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4263.05	8,00	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4264.05	8,00	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4265.05	8,00	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4266.05	6,60	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4267.05	8,00	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4268.05	6,40	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm

continuação

Amostra	Profundidade (m)	Coloração	Tipo
2.4269.05	6,40	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4270.05	8,00	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4271.05	6,30	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4272.05	6,30	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4273.05	6,30	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4274.05	6,30	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4275.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4276.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4277.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4278.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4279.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4280.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4281.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4282.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4283.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4284.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4285.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4286.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4287.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4288.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4289.05	2,50	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4290.05	2,00	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4291.05	3,50	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4292.05	3,00	Marrom	PVC Ø 7,5 cm
2.4293.05	3,00	Vermelho / Marrom	PVC Ø 7,5 cm
2.4294.05	2,50	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4295.05	2,70	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4296.05	2,25	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4297.05	3,20	Vermelho / Marrom	PVC Ø 7,5 cm
2.4298.05	2,50	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4299.05	2,25	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4300.05	2,70	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4301.05	3,20	Vermelho / Marrom	PVC Ø 7,5 cm
2.4302.05	3,50	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4303.05	10,10	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4304.05	10,50	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4305.05	10,65	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4306.05	10,90	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4307.05	11,20	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4308.05	10,65	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4309.05	9,65	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4310.05	10,65	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4311.05	10,65	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4312.05	10,50	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4313.05	10,90	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4314.05	10,65	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4315.05	11,00	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4316.05	11,10	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4317.05	11,30	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4318.05	10,80	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4319.05	11,00	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4320.05	10,80	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4321.05	10,85	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4322.05	10,30	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4323.05	9,80	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4324.05	10,85	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4325.05	10,95	Branco	PVC Ø 5 cm

continuação

Amostra	Profundidade (m)	Coloração	Tipo
2.4326.05	10,00	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4327.05	10,50	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4328.05	11,20	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4329.05	10,60	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4330.05	11,00	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4331.05	10,20	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4332.05	10,75	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4333.05	10,75	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4334.05	10,60	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4335.05	10,90	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4336.05	10,80	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4337.05	11,00	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4338.05	10,70	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4339.05	10,90	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4340.05	10,90	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4341.05	10,90	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4342.05	6,40	Amarelo claro	PVC Ø 15 cm
2.4343.05	6,90	Amarelo claro	PVC Ø 15 cm
2.4344.05	6,95	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4345.05	6,75	Amarelo escuro	PVC Ø 15 cm
2.4346.05	6,75	Amarelo escuro	PVC Ø 15 cm
2.4347.05	5,80	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4348.05	6,65	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4349.05	6,65	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4350.05	6,00	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4351.05	5,50	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4352.05	6,15	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4353.05	2,75	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4354.05	2,30	Marrom	PVC Ø 15 cm
2.4355.05	3,10	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4356.05	3,00	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4357.05	3,00	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4358.05	2,75	Vermelho	PVC Ø 15 cm
2.4359.05	10,90	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4360.05	10,90	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4361.05	10,90	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4362.05	10,90	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4363.05	10,90	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4364.05	10,90	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4365.05	5,75	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4366.05	5,75	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4367.05	5,75	Laranja	PVC Ø 5 cm
2.4368.05	5,75	Laranja	PVC Ø 5 cm
2.4369.05	5,75	Laranja	PVC Ø 5 cm
2.4370.05	6,50	Laranja	PVC Ø 5 cm
2.4371.05	6,50	Laranja	PVC Ø 5 cm
2.4372.05	5,75	Laranja	PVC Ø 5 cm
2.4373.05	7,50	Amarelo	PVC Ø 5 cm
2.4374.05	7,50	Amarelo	PVC Ø 5 cm
2.4375.05	6,65	Amarelo	PVC Ø 5 cm
2.4376.05	6,65	Amarelo	PVC Ø 5 cm
2.4377.05	7,50	Amarelo	PVC Ø 5 cm
2.4378.05	7,50	Amarelo	PVC Ø 5 cm
2.4379.05	7,50	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4380.05	6,65	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4381.05	6,00	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4382.05	9,70	Branco	Anel de tração

continuação

Amostra	Profundidade (m)	Coloração	Tipo
2.4383.05	11,15	Branco	Anel de tração
2.4384.05	10,00	Branco	Anel de tração
2.4385.05	10,65	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4386.05	10,00	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4387.05	11,00	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4388.05	9,65	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4389.05	9,65	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4390.05	11,30	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4391.05	10,80	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4392.05	7,70	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4393.05	6,50	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4394.05	7,00	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4395.05	7,40	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4396.05	7,65	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4397.05	7,65	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4398.05	7,30	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4399.05	7,00	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4400.05	3,50	Vermelho / Marrom	PVC Ø 15 cm
2.4401.05	3,50	Vermelho / Marrom	PVC Ø 15 cm
2.4402.05	3,50	Vermelho / Marrom	PVC Ø 15 cm
2.4403.05	10,15	Branco	Anel de tração
2.4404.05	10,20	Branco	Anel de tração
2.4405.05	10,20	Branco	Anel de tração
2.4406.05	11,00	Branco	Anel de tração
2.4407.05	10,25	Branco	Anel de tração
2.4408.05	11,25	Branco	Anel de tração
2.4409.05	10,20	Branco	Anel de tração
2.4410.05	11,00	Branco	Anel de tração
2.4411.05	10,25	Branco	Anel de tração
2.4412.05	11,20	Branco	Anel de tração
2.4413.05	9,65	Branco	Anel de tração
2.4414.05	11,05	Branco	Anel de tração
2.4415.05	10,10	Branco	Anel de tração
2.4416.05	11,10	Branco	Anel de tração
2.4417.05	10,25	Branco	Anel de tração
2.4418.05	10,00	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4419.05	9,50	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4420.05	10,90	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4421.05	9,70	Branco	PVC Ø 7,5 cm
2.4422.05	6,60	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4423.05	8,00	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4424.05	8,00	Amarelo	PVC Ø 7,5 cm
2.4425.05	8,00	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4426.05	5,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4427.05	6,50	Laranja	PVC Ø 7,5 cm
2.4428.05	3,50	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4429.05	1,50	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4430.05	3,50	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4431.05	1,15	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4432.05	4,00	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4433.05	1,15	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4434.05	1,40	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4435.05	1,15	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4436.05	2,00	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4437.05	1,15	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4438.05	3,60	Marrom	PVC Ø 7,5 cm
2.4439.05	1,15	Marrom / Vermelho	PVC Ø 7,5 cm

continuação

Amostra	Profundidade (m)	Coloração	Tipo
2.4440.05	1,15	Marrom / Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4441.05	3,50	Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4442.05	1,70	Marrom / Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4443.05	1,40	Marrom / Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4444.05	3,90	Marrom / Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4445.05	1,70	Marrom / Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4446.05	1,40	Marrom / Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4447.05	4,00	Marrom / Vermelho	PVC Ø 7,5 cm
2.4448.05	10,90	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4449.05	11,15	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4450.05	9,65	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4451.05	9,65	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4452.05	9,80	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4453.05	10,15	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4454.05	9,65	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4455.05	9,50	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4456.05	10,20	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4457.05	9,50	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4458.05	10,00	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4459.05	11,30	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4460.05	11,00	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4461.05	10,65	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4462.05	10,05	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4463.05	9,55	Branco	PVC Ø 5 cm
2.4464.05	10,65	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4465.05	10,15	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4466.05	10,85	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4467.05	10,30	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4468.05	9,90	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4469.05	11,05	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4470.05	11,00	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4471.05	10,60	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4472.05	10,10	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4473.05	10,80	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4474.05	11,25	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4475.05	11,00	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4476.05	10,30	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4477.05	10,30	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4478.05	7,65	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4479.05	7,65	Laranja	PVC Ø 15 cm
2.4480.05	10,60	Branco	PVC Ø 15 cm
2.4481.05	7,95	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4482.05	7,65	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4483.05	6,70	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4484.05	6,70	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4485.05	7,40	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4486.05	6,50	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4487.05	7,40	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4488.05	8,60	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4489.05	6,80	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4490.05	8,50	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4491.05	8,80	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4492.05	8,80	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4493.05	8,50	Amarelo	PVC Ø 15 cm
2.4494.05	6,65	Amarelo	PVC Ø 15 cm

Tabela 4.5 – Amostras indeformadas coletadas em agosto de 2005.

Amostra	Profundidade (m)	Coloração	Tipo
2.4498.05	2,0	Marrom	Bloco
2.4499.05	2,0	Marrom	Bloco
2.4500.05	2,0	Marrom	Bloco
2.4501.05	4,0	Vermelho	Bloco
2.4502.05	4,0	Vermelho	Bloco
2.4503.05	4,0	Vermelho	Bloco
2.4504.05	4,0	Vermelho	Bloco

Tabela 4.6 – Amostras deformadas coletadas em dezembro de 2004.

Amostra	Profundidade (m)	Coloração	Tipo
2.4520.05	10,0	Branco	Deformada
2.4521.05	7,0	Amarelo	Deformada
2.4522.05	4,0	Vermelho	Deformada
2.4523.05	4,0	Vermelho	Deformada
2.4524.05	12,0	Branco	Deformada
2.4525.05	10,0	Branco	Deformada
2.4526.05	8,0	Amarelo	Deformada
2.4527.05	8,0	Amarelo	Deformada
2.4528.05	6,0	Laranja com veios pretos	Deformada

Tabela 4.7 – Amostras indeformadas coletadas em julho de 2007.

Amostra	Profundidade (m)	Coloração	Tipo
2.4014.07	3,0	Marrom	Bloco
2.4015.07	3,0	Marrom	Bloco
2.4016.07	2,0	Marrom	Bloco
2.4017.07	2,0	Marrom	Bloco
2.4018.07	2,0	Marrom	Bloco
2.4019.07	2,0	Marrom	Bloco
2.4020.07	3,0	Marrom	Bloco
2.4021.07	2,0	Marrom	Bloco
2.4022.07	2,0	Marrom	Bloco
2.4023.07	3,0	Marrom	Bloco
2.4024.07	2,0	Marrom	Bloco
2.4025.07	3,0	Marrom	Bloco
2.4026.07	7,0	Laranja	Bloco
2.4027.07	7,0	Laranja	Bloco
2.4028.07	7,0	Laranja	Bloco
2.4029.07	7,5	Laranja	Bloco
2.4030.07	7,5	Laranja	Bloco
2.4031.07	7,5	Laranja	Bloco
2.4032.07	7,6	Laranja	Bloco
2.4033.07	7,6	Laranja	Bloco
2.4034.07	10,0	Branco	Bloco
2.4035.07	9,5	Branco	Bloco
2.4036.07	9,5	Branco	Bloco
2.4037.07	10,0	Branco	Bloco
2.4038.07	9,6	Branco	Bloco
2.4039.07	10,0	Branco	Bloco
2.4040.07	10,0	Branco	Bloco
2.4041.07	10,0	Branco	Bloco
2.4042.07	8,0	Branco	Bloco
2.4043.07	8,0	Branco	Bloco
2.4044.07	7,0	Branco	Bloco
2.4045.07	5,0	Amarelo	Bloco
2.4046.07	5,5	Amarelo	Bloco
2.4047.07	4,5	Vermelho	Bloco
2.4048.07	5,5	Laranja	Bloco

4.3. Feições Observadas

O perfil estudado caracteriza-se por apresentar uma grande variação de cores e texturas. No pé do talude encontra-se um solo de coloração clara, predominantemente branca com partes amareladas e alguns pontos marrons, pretos e esverdeados. Neste solo a orientação da rocha mãe ainda é visível em campo, o solo é granular e tem textura arenosa, apresentando grandes grãos de quartzo e feldspato. Os grãos são subangulosos, de superfície geralmente fosca, incolores e/ou acinzentados (Figura 4.17(a)). Observam-se ao longo do perfil pontos amarelos, marrons e cinzas (Figura 4.17(b)) e manchas ferruginosas de textura mais fina ((Figura 4.17(c)). Essas manchas às vezes apresentam-se desencontradas, evidenciando uma ruptura por cisalhamento após sua formação. Visualizam-se também planos de fraturas reliquiares (Figura 4.17 (d)(e)), que por vezes causavam o desprendimento de blocos. O material é friável, desmanchando-se facilmente no manusear.

Acima deste solo claro apresenta-se um solo de coloração amarela e de textura siltosa (Figura 4.18(a)). Em muitas regiões intercala-se a coloração amarelo claro com coloração branca e amarelo escuro (Figura 4.18(b)(c)). À medida que se diminui a profundidade a coloração torna-se mais forte (amarelo escuro) e observa-se a presença de pontos e veios pretos (Figura 4.18(d)). Não se observam poros à vista desarmada. Tampouco existe a presença de nódulos ou concreções.

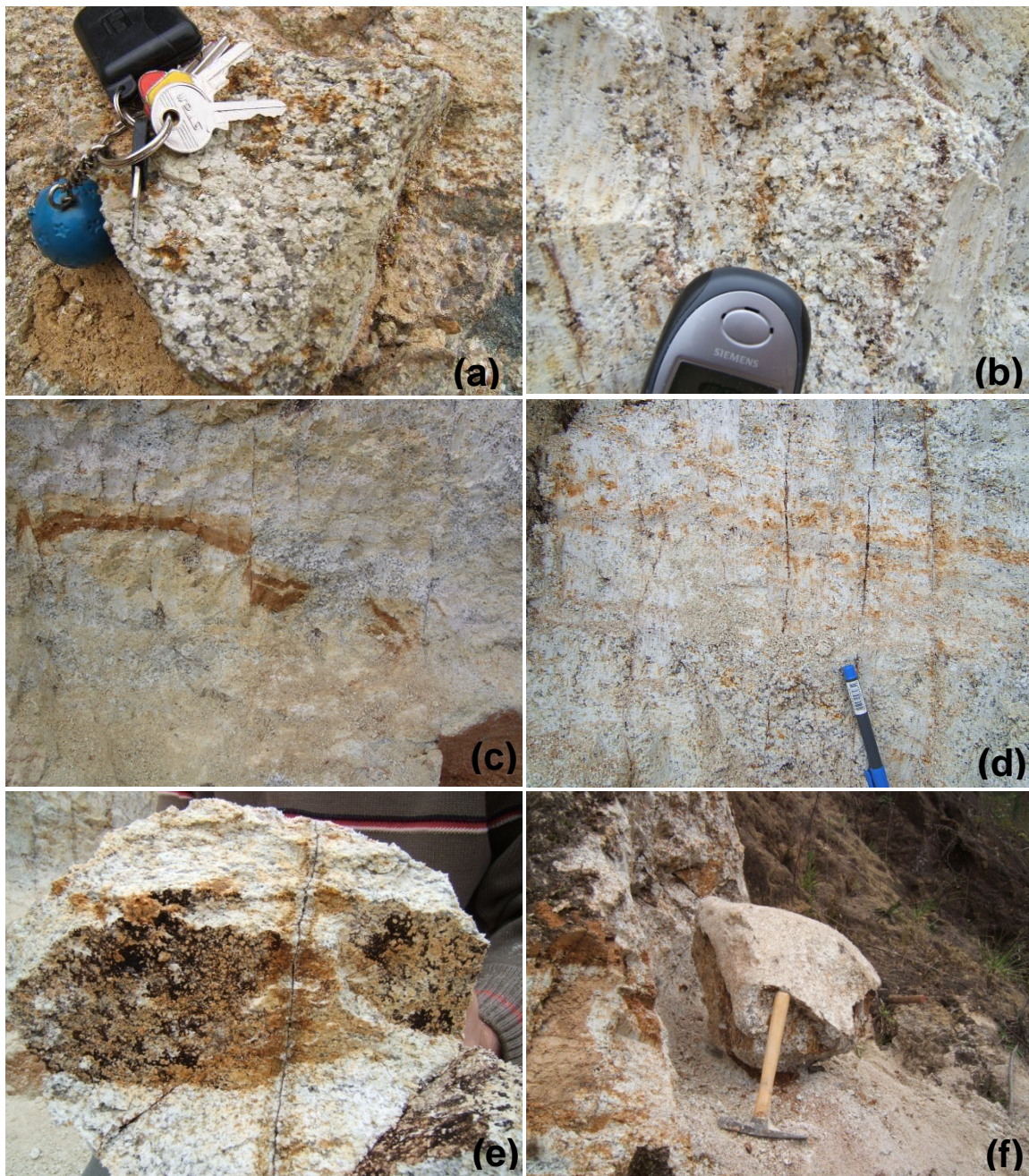


Figura 4.17 – Talude: feições observadas no solo de cor branca. (a) Textura granular, essencialmente quartzo-feldspática. (b) Solo de coloração predominantemente branca com pontos amarelos, marrons e cinzas. (c) Manchas ferruginosas de textura mais fina, evidência de cisalhamento. (d) Evidências de fraturas reliquiares. (e) Bloco de solo com veio e mancha ferruginosa. (f) Bloco desprendido da massa do talude.

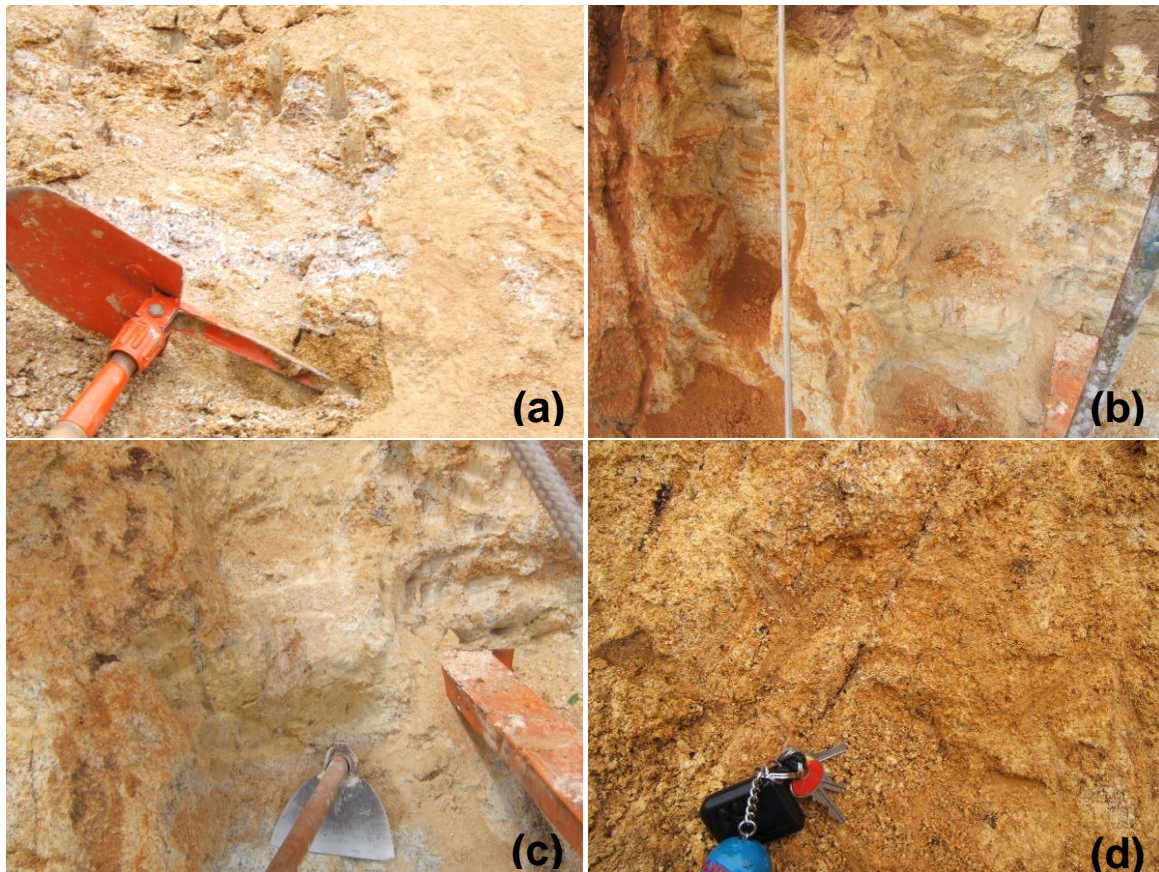


Figura 4.18 – Talude: feições observadas no solo de cor amarela. (a) Textura siltosa de cor amarela clara. (b) Solo amarelo claro com manchas em vários tons. (c) Solo amarelo claro com manchas em vários tons. (d) Solo amarelo escuro com veio preto.

Após o solo de coloração amarela, apresenta-se um solo siltoso com coloração alaranjada. A transição entre esses solos é bastante gradual. A principal característica desta camada é a existência de veios de manganês (Oliveira, 2006). Os veios são orientados e se mostraram constituir superfícies preferenciais de ruptura (Figura 4.19).

Acima do solo laranja encontra-se um solo vermelho de textura silto-argilosa. Nessa camada os veios pretos praticamente desaparecem. Observam-se eventuais fraturas reliquiares impregnadas por óxido de ferro e concreções de carbonatos (Figura 4.20). Esse solo é mais homogêneo que os anteriores e não se observam foliações reliquiares. Ainda há a ocorrência de pequenas partículas de quartzo.

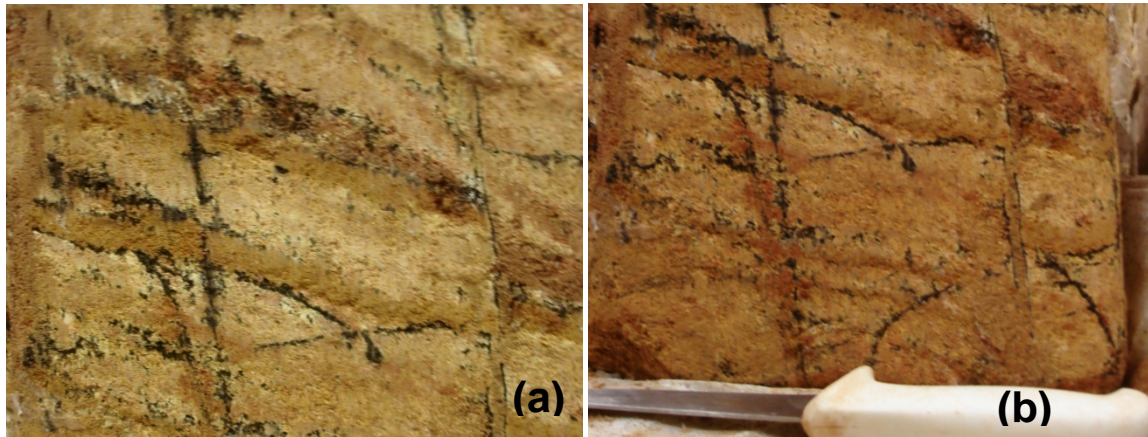


Figura 4.19 – Talude: feições observadas no solo de cor laranja.

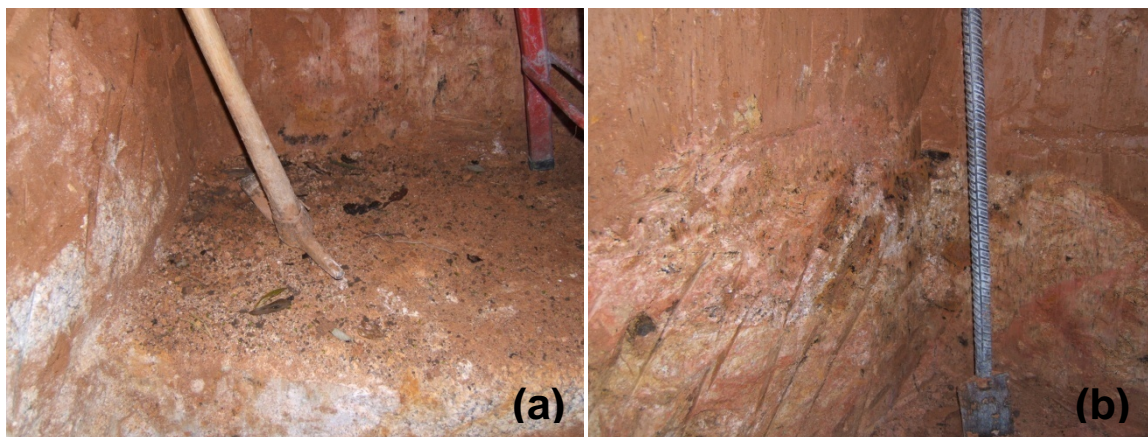


Figura 4.20 – Talude: feições observadas no solo de cor vermelha.

O solo superficial é de cor marrom, com textura silto-argilosa e, eventualmente com a presença de raízes (Figura 4.21(a)(b)). Quando úmido é levemente plástico e um pouco pegajoso (Figura 4.21(c)). A transição do solo de cor vermelha para o solo de cor marrom é bastante gradual e os solos são mais facilmente identificados quando úmidos. Quando estão secos ambos apresentam a mesma coloração vermelho claro.



Figura 4.21 – Talude: feições observadas no solo de cor marrom. (a) Textura silto-argilosa, aproximadamente 1 metro abaixo do nível do terreno. (b) Eventualmente há a presença de raízes. (c) Um pouco pegajoso quando úmido.

Na base da parte mais alta do talude, à direita do observador, há a saliência de blocos de rocha. Nesse local notam-se duas descontinuidades principais na formação. A primeira tem direção de 30° NE e mergulho de 88° na direção do maciço enquanto, a segunda, possui uma direção de 330° NE e mergulha 72° na direção oposta (Figura 4.22 (e) e (f)).

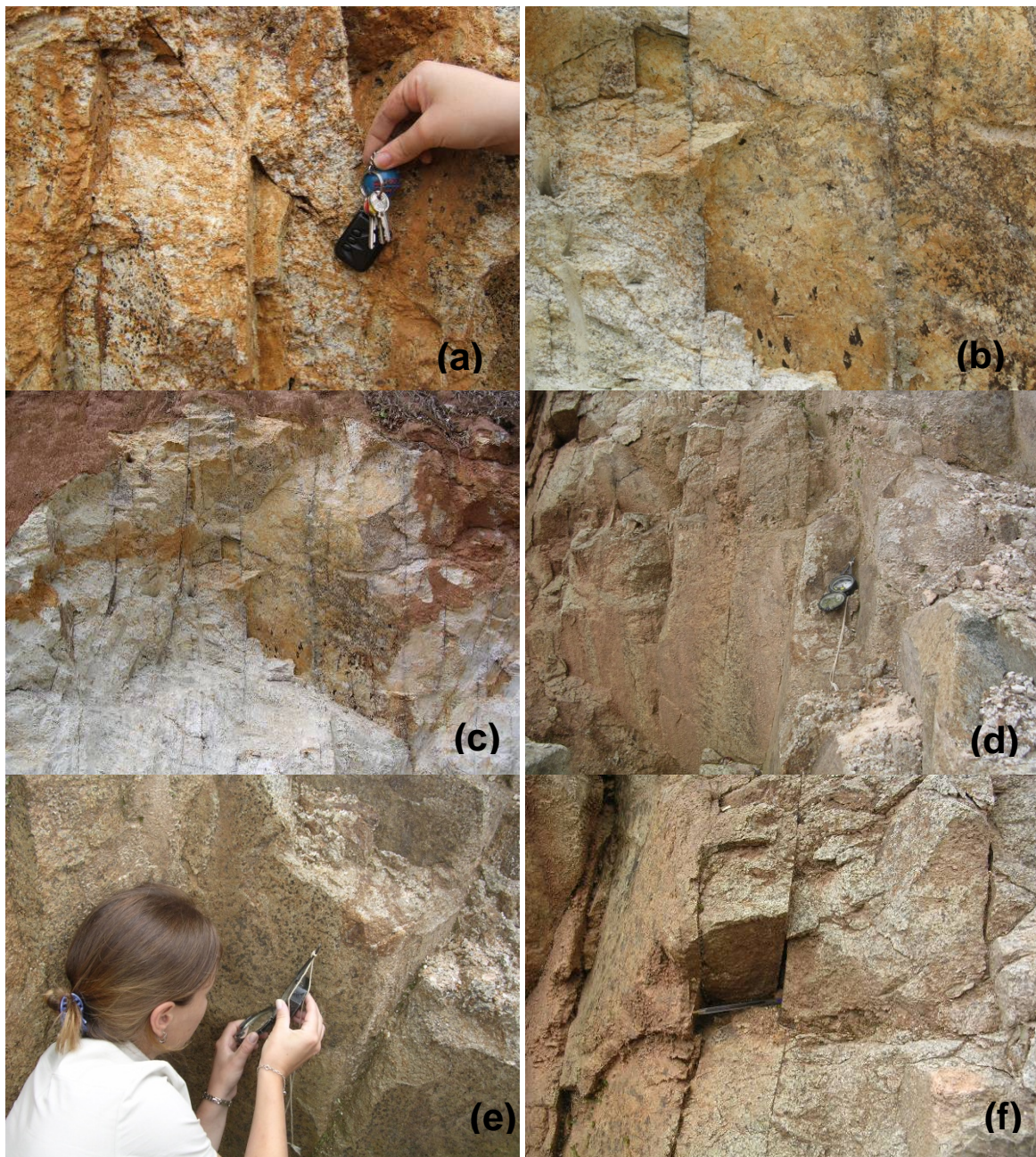


Figura 4.22 – Talude: feições observadas na rocha aflorante.

4.4. Coleta de Amostras de Rocha

Foi realizada uma perfuração de sondagem rotativa na base do talude em fevereiro de 2005 para a obtenção de amostras de rocha. A sondagem rotativa executada utilizou coroa diamantada de diâmetro NX. O material coletado foi colocado em caixas de madeira, tendo-se obedecido rigorosamente à seqüência de profundidade dos materiais retirados em cada manobra de sondagem (Figura 4.23). As amostras recuperadas se apresentaram muito fraturadas até a

profundidade de 13,8 metros (a partir da base do talude, ou 25,8 metros a partir do topo). Não foi possível a obtenção de material são.



Figura 4.23 – Execução de sondagem rotativa. Testemunhos obtidos.

Para caracterização dos minerais presentes na rocha que deu origem ao perfil estudado, análises petrográficas foram realizadas em algumas das amostras coletadas. A rocha ácida, classificada como granito-gnaise, tem composição essencialmente quartzo-feldspática, de granulação média a grossa. Estão presentes nessa rocha minerais como plagioclásio (albita), microclina, quartzo e biotita, além de seus produtos de alteração tais como muscovita, clorita, epidoto, saussurita e sericita (Figura 4.24). Ensaio de difratometria por raios X confirmaram os resultados das análises petrográficas. Um exemplo de difratometria é apresentado na Figura 4.25.

Conforme observado por Oliveira (2006) a alteração desta rocha se dá inter-grãos e ocorre de fora para dentro, fato justificado pela grande concentração de material fino entre os grãos. A intemperização se dá por planos de clivagem e/ou linhas de fratura.

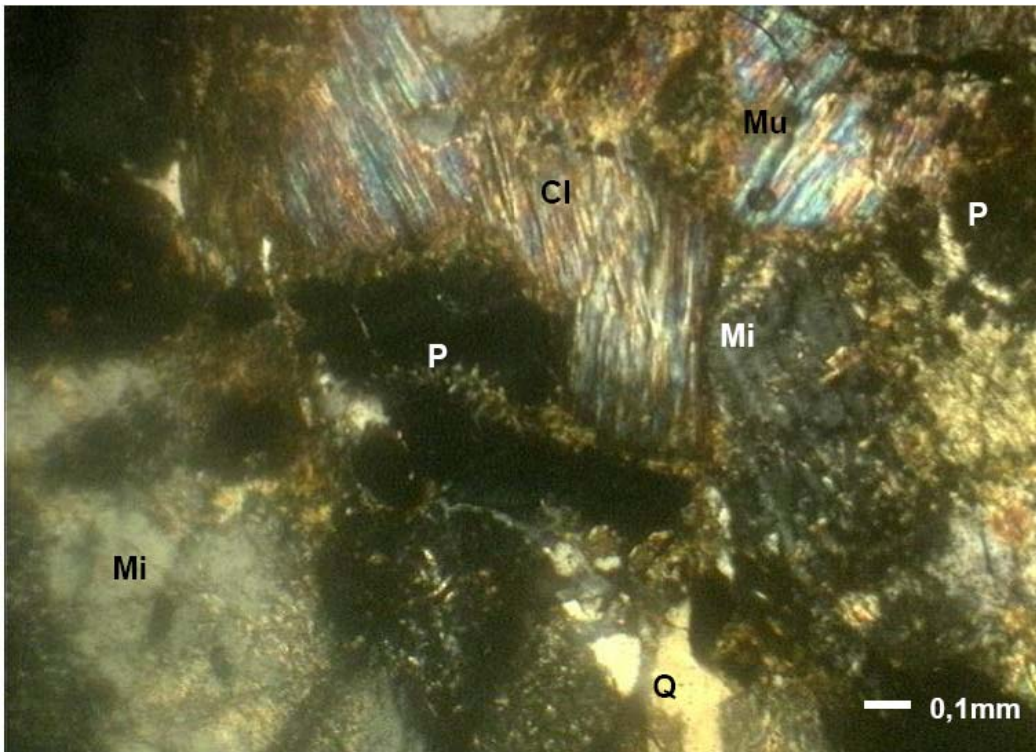


Figura 4.24 – Imagem petrográfica da rocha (amostra R01). Aumento de 50 vezes. *Luz plana*. Cl – Clorita; Mu – Muscovita; P – Plagioclásio; Mi – Microclina; Q – Quartzo (Oliveira, 2006).

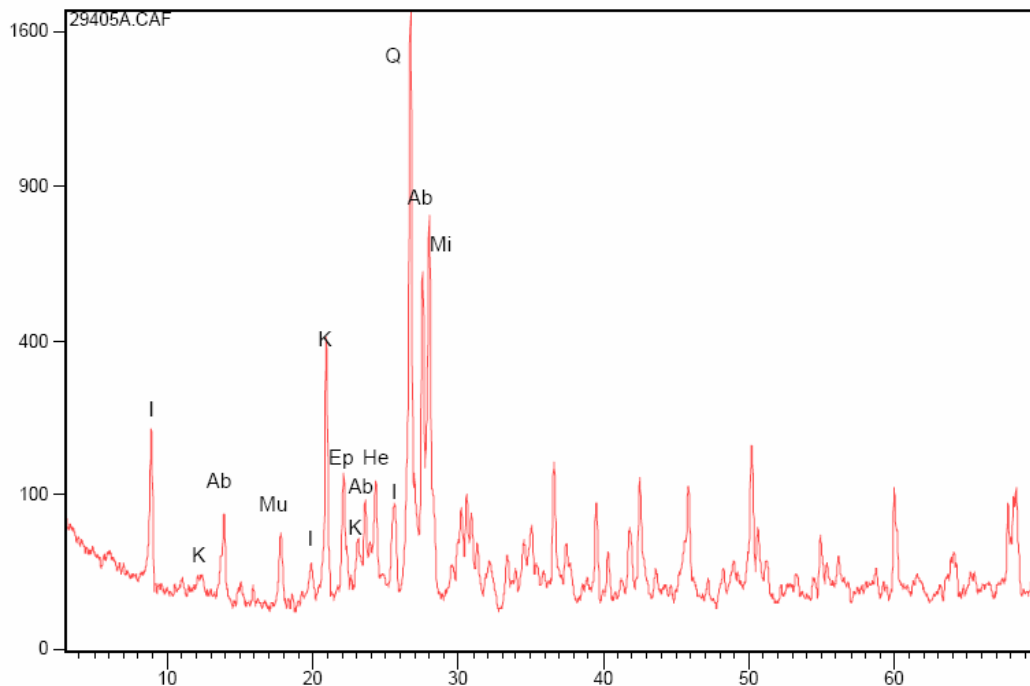


Figura 4.25 – Difratoograma da rocha (fração total pulverizada – amostra R01) sem tratamento. I – Ilita; K – Caolinita; Ab – Albita; Mu – Muscovita; Ep – Epidoto; He – Hematita; Q – Quartzo; Mi – Microclina (Oliveira, 2006).

Análises químicas totais por fluorescência de raios-X realizadas em alguns testemunhos de sondagem indicaram a presença de SiO_2 em teores variando de 62% a 72%, Al_2O_3 em teores variando de 15% a 18%, Fe_2O_3 em teores variando de 2% a 6% e CaO em teores variando entre 2% e 6%. Outros compostos químicos como TiO_2 , MgO , Na_2O , K_2O , MnO e P_2O_5 também foram encontrados mas em porcentagens muito reduzidas. Maiores detalhes sobre as análises químicas totais podem ser encontradas em Oliveira, 2006.

A classificação visual e os resultados dos ensaios de caracterização da rocha confirmam a origem geológica dos materiais. De maneira geral são granitóides originados de magmas ácidos, que sofreram alto grau de tectonismo e, por isso, encontram-se bastante fraturados. Deram origem a um solo residual com evolução pedogenética pouco avançada e extremamente variável de local para local.

5 Investigação Experimental: Caracterização dos Solos

5.1. Amostras Utilizadas e Programa de Ensaios

O programa de ensaios geotécnicos foi conduzido no Laboratório de Materiais e Estruturas – LAME, situado no Centro Politécnico da Universidade Federal do Paraná. Este laboratório pertence ao Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento – LACTEC. O LACTEC possui um sistema da qualidade implantado e a certificação ISO 9002/94. A ampla maioria dos equipamentos e instrumentos utilizados tem certificados de calibração e as instalações do laboratório possuem sistemas de controle de temperatura e umidade.

A caracterização das amostras foi conduzida simultaneamente e forneceu dados à dissertação de mestrado de Elisangela Oliveira (Oliveira, 2006) e à tese de doutorado da Laryssa Ligocki (Ligocki, 2008), além do presente trabalho.

A investigação experimental neste estudo foi dirigida com o objetivo de analisar o comportamento de resistência e deformabilidade e características de retenção de um solo residual em condições não saturadas.

O perfil do terreno apresentado no Capítulo 4 foi subdividido em 5 diferentes categorias de acordo com a variabilidade de cor, resistência e textura das amostras retiradas para facilitar a posterior descrição das características do solo residual ao longo da profundidade. Na Figura 5.1 são apresentadas as variações de cores encontradas no talude e a sua separação nos grupos Branco, Amarelo, Laranja e Vermelho. A categoria de solo mais intemperizada, não apresentada na figura, encontrada nos primeiros dois metros do perfil, foi chamada de Marrom (Figura 5.2). Não foram coletadas amostras do solo superficial, orgânico e com presença de raízes. A distribuição dessas categorias no talude não é horizontal. De acordo com as características das amostras coletadas elas encontram-se distribuídas no talude conforme mostrado na Figura 5.3.

As tabelas 5.1, a 5.5 resumem os ensaios realizados em cada material. O programa de ensaios do presente trabalho contemplou determinação da curva característica com papel filtro, ensaios de caracterização, compressão diametral

(tração), compressão simples, adensamento inundado e não saturado, triaxiais saturados e não saturados. Completa a lista de ensaios a caracterização física e química, incluindo microscopia ótica, petrografia, difratometria de raios X, matéria orgânica, análise química total e parcial e porosimetria de mercúrio, e os ensaios de cisalhamento direto realizados por Oliveira (2006). Nas tabelas, as amostras chamadas de “talude” referem-se a anéis, principalmente para o ensaio de tração, moldados diretamente do talude, durante a campanha de coleta de amostras. Nos demais casos as amostras ensaiadas advieram de blocos / cilindros indeformados retirados de diferentes pontos da encosta.

Nos itens seguintes são apresentados e discutidos os ensaios de caracterização física, química, mineralógica e microestrutural. As propriedades hidráulicas, de compressibilidade, mecânicas não saturadas e o comportamento do solo sob estado de tensões triaxiais são apresentadas nos Capítulos 7, 8, 9 e 10 respectivamente.



Figura 5.1 – Variação de cores das amostras coletadas.



Figura 5.2 – Solo Marrom.

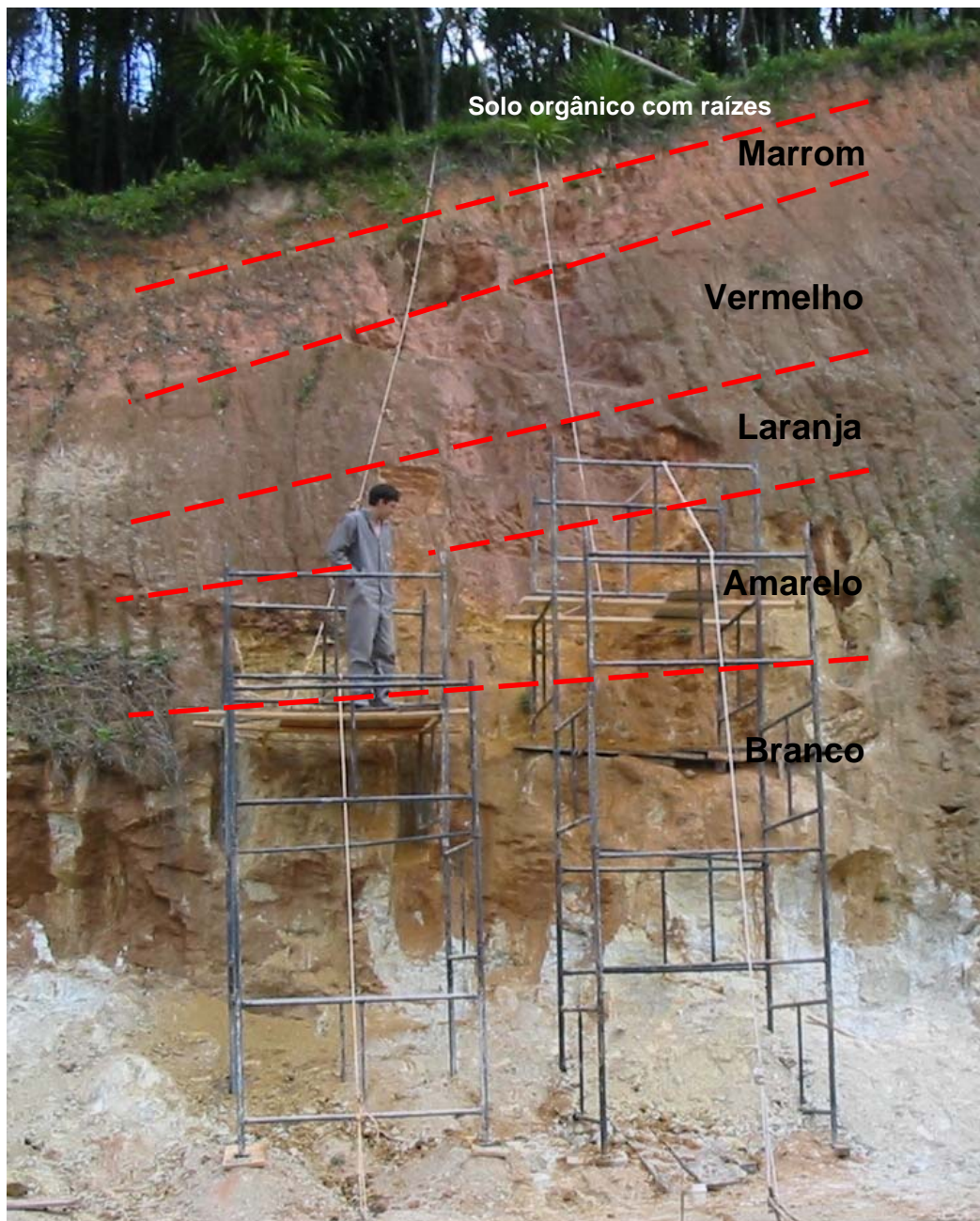


Figura 5.3 – Vista geral do talude e da divisão de camadas.

Tabela 5.1 – Ensaios realizados para o Solo Branco.

Amostra	Curva Granulom.	LL, LP e LC	Porosimetria mercúrio	Análise Química	Matéria Orgânica	Difratometria de Raios X	Microscopia ótica	Cisalhamento Direto	Resistividade	Tração	Compressão Simples	Adensamento
2.4001.05										Sim		
2.4002.05	Sim											
2.4006.05	Sim	Sim								Sim		
2.4011.05	Sim											
2.4013.05												
2.4015.05										Sim		
2.4016.05	Sim											
2.4019.05							Sim				Sim	
2.4026.05												
2.4028.05											Sim	
2.4030.05	Sim	Sim								Sim		
2.4033.05	Sim	Sim								Sim		
2.4035.05										Sim		
2.4036.05											Sim	
2.4037.05								Sim				
2.4038.05								Sim				
2.4039.05											Sim	
2.4041.05											Sim	
2.4055.05	Sim											
2.4056.07	Sim	Sim								Sim	Sim	
2.4059.05											Sim	
2.4062.05											Sim	
2.4064.05											Sim	
2.4068.05											Sim	
2.4071.05											Sim	Sim
2.4079.05											Sim	
2.4080.05											Sim	
2.4081.05											Sim	
2.4088.05								Sim			Sim	

Continuação

Amostra	Curva Granulom.	LL, LP e LC	Porosimetria mercúrio	Análise Química	Matéria Orgânica	Difratometria de Raios X	Microscopia ótica	Cisalhamento Direto	Resistividade	Tração	Compressão Simples	Adensamento
2.4098.05											Sim	
2.4250.05											Sim	
2.4338.05			Sim									
2.4341.05											Sim	
2.4418.05											Sim	
2.4448.05											Sim	
2.4449.05											Sim	
2.4450.05											Sim	
2.4457.06											Sim	
2.4458.05											Sim	
2.4459.05											Sim	
2.4461.05											Sim	
2.4463.05											Sim	
2.4520.05	Sim			Sim	Sim							
2.4524.05	Sim			Sim	Sim	Sim						
2.4525.05	Sim	Sim		Sim	Sim					Sim		
Talude												
2.4332.05									Sim			
2.4244.05									Sim			
2.4328.05									Sim			
2.4252.05									Sim			
2.4333.05									Sim			
2.4248.06									Sim			
2.4314.05									Sim			
2.4324.05									Sim			
2.4323.05									Sim			
2.4308.05									Sim			
2.4126.05									Sim			
2.4254.05									Sim			Sim

Continuação.

Amostra	Curva Granulom.	LL, LP e LC	Porosimetria mercúrio	Análise Química	Matéria Orgânica	Difratometria de Raios X	Microscopia ótica	Cisalhamento Direto	Resistividade	Tração	Compressão Simples	Adensamento
2.4342.05												
2.4343.05			Sim			Sim						
2.4344.05											Sim	
2.4345.05											Sim	
2.4422.05											Sim	
2.4424.05											Sim	
2.4481.05										Sim		
2.4521.05	Sim	Sim		Sim	Sim		Sim					
2.4526.05	Sim	Sim		Sim	Sim							
2.4527.05	Sim	Sim		Sim	Sim	Sim						
2.4375.05									Sim			
2.4376.05									Sim			
2.4372.05									Sim			
2.4374.05									Sim			
2.4373.05									Sim			
2.4217.05									Sim			
2.4379.05									Sim			
2.4392.05									Sim			
2.4393.05									Sim			

Continuação.

Amostra	Curva Granulom.	LL, LP e LC	Porosimetria mercúrio	Análise Química	Matéria Orgânica	Difratometria de Raios X	Microscopia ótica	Cisalhamento Direto	Resistividade	Tração	Compressão Simples	Adensamento
2.4276.05											Sim	
2.4277.05											Sim	
2.4278.05											Sim	
2.4280.05											Sim	
2.4281.05											Sim	
2.4288.05											Sim	
2.4349.05										Sim		
2.4425.05											Sim	
2.4225.05									Sim			
2.4228.05									Sim			
2.4228.05									Sim			
2.4285.05									Sim			
2.4351.05									Sim			
2.4398.05									Sim			

* Amostras amarelo escuro

Tabela 5.4 – Ensaio realizados para o Solo Vermelho.

Amostra	Curva Granulom.	LL, LP e LC	Porosimetria mercúrio	Análise Química	Matéria Orgânica	Difratometria de Raios X	Microscopia ótica	Cisalhamento Direto	Resistividade	Tração	Compressão Simples	Adensamento
2.4047.07	Sim	Sim							Sim	Sim	Sim	Sim
2.4114.05											Sim	
2.4232.05											Sim	
2.4233.05								Sim				
2.4234.05								Sim				
2.4235.05											Sim	
2.4237.05	Sim	Sim								Sim	Sim	
2.4239.05	Sim	Sim								Sim	Sim	
2.4241.05	Sim		Sim					Sim				
2.4353.05	Sim											
2.4355.05	Sim	Sim								Sim		
2.4358.05										Sim		
2.4400.05	Sim							Sim				
2.4503.05											Sim	
2.4504.05											Sim	
2.4517.05												
2.4522.05	Sim	Sim		Sim	Sim							
2.4523.05	Sim	Sim		Sim	Sim	Sim						
2.4441.05									Sim			
2.4041.05												Sim
2.4431.05									Sim			
2.4047.07									Sim			
2.4433.05									Sim			

5.2. Caracterização Física, Química, Mineralógica e Microestrutural

5.2.1. Caracterização e Índices Físicos

Os ensaios de caracterização foram realizados sobre amostras deformadas representativas coletadas ao longo da altura do talude (Figura 5.4) e em material proveniente dos corpos de prova utilizados em ensaios de determinação de sucção, compressão simples, compressão diametral, adensamento e triaxiais. Os ensaios de caracterização seguiram os procedimentos descritos pelas normas brasileiras a seguir relacionadas:

- O peso específico real dos grãos foi determinado utilizando as normas ABNT: NBR 6508 (ABNT, 1984) e DNER-ME 093/94 (DNER, 1994);
- O limite de liquidez foi determinado segundo a norma ABNT: NBR 6459 (ABNT, 1984);
- O limite de plasticidade foi determinado segundo a norma ABNT: NBR 7180 (ABNT, 1984);
- A análise granulométrica foi realizada segundo os procedimentos da norma ABNT: NBR 7181 (ABNT, 1984);
- A determinação do peso específico seco máximo e teor de umidade ótima foram realizados segundo norma de compactação da ABNT: NBR 7182 (ABNT, 1986).

As determinações de peso específico real dos grãos foram realizadas primordialmente de acordo com a ABNT (1984), mas no caso em que havia pouco material, principalmente das amostras provenientes dos ensaios de sucção, adensamento e triaxial, esse parâmetro foi determinado utilizando-se o procedimento do DNER (1994). Deve-se levar em consideração na análise dos resultados que o solo ensaiado provém de peneiras distintas: 4,8 mm no caso da ABNT e 2,0 mm no caso do DNER.

Para facilitar a análise, os resultados dos ensaios de caracterização das amostras são apresentados nas Tabelas 5.6, 5.7, 5.8, 5.9 e 5.10. Os valores em vermelho nas tabelas representam valores médios e não valores determinados em ensaios.

Na Figura 5.5 são apresentadas as curvas granulométricas das amostras deformadas.



Figura 5.4 – Amostras deformadas coletadas no talude. (a) 2.4520.05 Branco. (b) 2.4521.05 Amarelo. (c) 2.4522.05 Vermelho. (d) 2.4523.05 Vermelho. (e) 2.4524.05 Branco. (f) 2.4525.05 Branco. (g) 2.4526.05 Amarelo. (h) 2.4527.05 Amarelo. (i) 2.4528.05 Laranja.

Tabela 5.6 – Resultados dos Ensaios de Caracterização do Solo Marrom.

Cor	Amostra	Profundidade (m)	Umidade e Natural (%)	Massa Específica			Peso Específico		Limites de Atterberg		IP	Índice de atividade de Skempton	Índice de vazios	Grau de Saturação (S %)	Fração (%)			
				Real dos grãos (g/cm ³)		Seco (kN/m ³)	Natural (kN/m ³)	LL	LP	Pedregulho					Areia	Silte	Argila	
				DNER (g/cm ³)	ABNT (g/cm ³)													
	2.4101.05	1,5	26,7	2,690	2,701			41	26	15	1,25			0	34	54	12	
	2.4102.05	1,3	26,7	2,690	2,733			42	29	13	0,57			0	38	39	23	
	2.4115.05	1,1	24,3	2,714	2,706	19,97	16,07	46	30	16	0,70	0,65	98,71	1	33	43	23	
	2.4118.05	1,6	17,1	2,692	2,701	16,61	14,18	37	33	4	0,16	0,87	52,20	0	35	40	25	
	2.4105.05	1,5	21,9	2,676	2,701	14,45	11,85	47	32	14	0,61	1,23	47,09	1	33	43	23	
	2.4117.05	1,5	31,4	2,690	2,701	18,11	13,78	38	26	12	0,52	0,92	90,20	0	38	39	23	
	2.4117.05	1,5	24,6	2,690	2,701	16,13	12,94					1,05	62,26					
	2.4106.05	1,6	23,6	2,690	2,701	14,77	11,95					1,22	51,36					
	2.4354.05	1,3	23,1	2,690	2,701	17,58	14,28					0,86	71,59					
Marrom	2.4110.05	1,7	26,3	2,690	2,701	18,29	14,48					0,83	83,97					
	2.4116.05	1,5	24,8	2,690	2,701	18,77	15,04					0,76	86,30					
	2.4109.05	1,7	15,1	2,690	2,701	14,31	12,43					1,13	35,36					
	2.4498.05	2,0	25,4	2,690	2,694	18,54	14,79	59	39	19,5	0,87	0,79	85,25	0	38	39	23	
	2.4498.05	2,0	21	2,690	2,694	18,36	15,18	59	39	19,5	0,87	0,74	74,87	0	38	39	23	
	2.4240.05	2,2	22,7	2,690	2,701	18,80	15,32					0,73	82,45					
	2.4240.05	2,2	22,7	2,690	2,701	19,69	16,05					0,65	92,38					
	2.4240.05	2,2	22,7	2,690	2,701	18,50	15,08					0,76	79,45					
	2.4014.07	3,0	25,6	2,690	2,652	17,72	15,70	52	35	17	0,83	0,67	100,00	0,9	53,3	25,3	20,5	
	2.4021.07	3,0	26,5	2,690	2,658	18,11	14,32	52	30	22	0,67	0,83	83,40	0,4	40,9	25,7	33,0	
Média		1,7	23,7	2,690	2,701	17,69	14,32	47	32	15	0,71	0,86	75,18	0	38,0	39,0	23,0	
Desvio padrão			3,6	0	0	1,8	1,4	8,3	4,9	4,9	0,3	0,2	18,9	0,5	5,9	8,3	5,1	

Tabela 5.7 – Resultados dos Ensaios de Caracterização do Solo Vermelho.

Cor	Amostra	Profundidade (m)	Umidade Natural (%)	Massa Específica			Peso Específico		Limites de Atterberg		IP	Índice de atividade de Skempton	Índice de vazios	Grau de Saturação (S %)	Fração (%)		
				DNER (g/cm ³)	Real dos grãos (g/cm ³)	ABNT (g/cm ³)	Natural (kN/m ³)	Seco (kN/m ³)	LL	LP					Pedregulho	Areia	Silte
Vermelho	2.4523.05	2,0	28,6	2,733	2,659			44	36	8	1,60			1	48	46	5
	2.4523.05	2,5	28,6	2,789	2,790			46	33	13	1,18			0	37	52	11
	2.4523.05	2,8	28,6	2,735	2,725			44	35	9	1,11			0	39	52	9
	2.4523.05	2,0	24,2	2,738	2,725	17,52	14,11					0,90	72,09				
	2.4523.05	2,5	30,8	2,717	2,725	14,90	11,39	43	35	8	1,00	1,34	61,22	0	23	69	8
	2.4523.05	1,8	38,1	2,738	2,725	15,92	11,53						1,32	77,07			
	2.4523.05	2,0	26,8	2,738	2,725	14,54	11,47						1,34	53,71			
	2.4523.05	2,5	29,4	2,713	2,725	13,90	10,74	45	34	11	1,22	1,48	52,88	0	29	62	9
	2.4523.05	3,1	30,6	2,738	2,725	14,17	10,85	41	38	3		1,47	55,76				
	2.4523.05	3,2	29,7	2,738	2,725	14,83	11,44						1,34	59,25			
	2.4523.05	3,5	25,6	2,738	2,725	15,85	12,62						1,12	61,08			
	2.4523.05	2,2	27,4	2,738	2,725	14,98	11,76						1,28	57,41			
2.4523.05	2,2	28,4	2,738	2,725	15,01	11,69						1,29	58,89				
2.4523.05	2,5	23,2	2,738	2,725	15,21	12,34						1,17	53,08				
Média		2,5	28,6	2,738	2,725	15,17	11,81	44	35	9	1,22	1,28	60,22	0	35	56	8
Desvio padrão			3,5	0	0	1	0,9	1,8	1,7	3,4	0,2	0,2	7,8	0,4	9,6	9,2	2,2

Tabela 5.8 – Resultados dos Ensaios de Caracterização do Solo Laranja.

Cor	Amostra	Profundidade (m)	Umidade Natural (%)	Massa Específica			Peso Específico		Limites de Atterberg		Índice de atividade de Skempton	Índice de vazios	Grau de Saturação (S %)	Fração (%)			
				Real dos grãos (g/cm ³)	DNER (g/cm ³)	ABNT (g/cm ³)	Natural (kN/m ³)	Seco (kN/m ³)	LL	LP				Pedregulho	Areia	Silte	Argila
	2.4528.05	6,8	32,2	2,793	2,791				37	np	np			2,0	49	41	8
	2.4043.05	7,3	32,2	2,74	2,782												
	2.4017.05	6,9	36,6	2,747	2,787	15,53	11,37					1,39	71,57	0	58	35	7
	2.4069.05	6,8	31,9	2,74	2,787	14,66	11,12					1,44	60,12	0	57	35	8
	2.4090.05*	6,7	30,3	2,736	2,787	13,97	10,72		37	np	np	1,53	53,76	0	52	42	6
	2.4092.05*	6,8	26,9	2,74	2,787	13,42	10,58					1,56	46,64				
	2.4040.05	7,3	36,6	2,74	2,787	17,31	12,67		39	36	3	1,14	87,08	3,0	28	62	7
	2.4091.05*	6,7	35,6	2,74	2,787	15,14	11,16					1,43	67,56				
	2.4093.05*	6,8	31,6	2,699	2,787	18,10	13,75		39	29	10	0,96	88,90	1,4	49	43	7
	2.4094.05*	7,2	26,9	2,723	2,787	17,4	13,71		31	np	np	0,97	74,89				
Laranja	2.4345.05*	6,8	31,5	2,74	2,787	15,28	11,62					1,33	64,09				
	2.4005.05	6,8	31,6	2,74	2,787	14,26	10,84					1,50	57,07				
	2.4005.05	6,8	31,6	2,74	2,787	17,49	13,29					1,04	82,40				
	2.4018.05	7,0	36,0	2,74	2,787	16,17	11,89					1,28	76,21				
	2.4017.05	6,9	36,4	2,747	2,787	15,82	11,60					1,34	73,74				
	2.4095.05*	7,2	29,7	2,74	2,787	18,90	14,58					0,86	93,62				
	2.4069.05	6,8	31,9	2,74	2,787	14,67	11,12					1,44	60,13				
	2.4227.05	6,4	29,4	2,74	2,787	16,55	12,79					1,12	71,18				
	2.4018.05	7,0	36,0	2,74	2,787	17,24	12,67					1,14	85,68				
	2.4220.05	5,7	32,3	2,74	2,787	15,40	11,64					1,33	65,90				
Média		6,6	32,2	0	0	15,96	12,08	36	33	np	np	1,26	70,79	1,0	49	43	7
Desvio padrão			3,1	0	0	1,5	1,2	3,5	4,9	-	-	0,2	12,8	1,4	12,2	11,1	0,8

* Amostras amarelo escuro

Tabela 5.9 – Resultados dos Ensaios de Caracterização das Amostras Amarela.

Cor	Amostra	Profundidade (m)	Umidade Natural (%)	Massa Específica			Peso Específico		Limites de Atterberg		IP	Índice de atividade de Skempton	Índice de vazios	Grau de Saturação (S %)	Fração (%)		
				Real dos grãos (g/cm ³)	DNER (g/cm ³)	ABNT (g/cm ³)	Natural (kN/m ³)	Seco (kN/m ³)	LL	LP					Pedregulho	Areia	Silte
	2.4527.05	7,2	23,2	2,776	2,792			34	33	1	0,20			1	50	44	5
	2.4526.05	7,5	23,2	2,715	2,750			36	np	np	np			0	45	47	8
	2.4521.05	9,0	23,2	2,701	2,620			32	27	5	2,50			2	56	40	2
	2.4072.05	8,7	18,9	2,700	2,711			36	34	2	0,29			0	59	34	7
	2.4049.05	9,2	23,2	2,726	2,682			35	30	5	1,00			0	48	47	5
	2.4077.05	6,9	23,2	2,753	2,711			35	30	5	0,71			0	51	42	7
	2.4097.05	7,0	29,8	2,738	2,711			35	30	5	0,71			0	51	42	7
	2.4021.05	8,9	20,2	2,677	2,711	18,86	15,69	36	33	3	0,43	0,68	77,99	2	54	37	7
Amarelo	2.4025.05	9,1	20,9	2,726	2,711	20,87	17,26					0,55	102,23				
	2.4075.05	8,8	23,8	2,726	2,711	16,69	13,48					0,98	64,91				
	2.4078.05	7,0	23,9	2,726	2,711	17,12	13,82					0,93	68,56				
	2.4342.05	6,4	15,0	2,726	2,711	18,31	15,92					0,68	59,23				
	2.4211.05	7,5	29,1	2,726	2,711	18,06	13,99					0,91	85,62				
	2.4343.05	6,9	24,6	2,726	2,711	17,28	13,86					0,92	71,04				
	2.4021.05	8,9	17,3	2,726	2,711	16,51	14,08					0,89	51,57				
	2.4343.05	6,9	24,6	2,726	2,711	17,32	13,90					0,92	71,46				
	2.4100.05	6,9	30,0	2,726	2,711	16,83	12,95					1,06	75,47				
	Média		7,8	23,3	2,725	2,711	17,785	14,495	35	30	4	0,83	0,85	72,81	1	52	42
Desvio padrão			4,1	0	0	1,3	1,3	1,4	3,9	1,7	0,8	0,2	14,1	0,9	4,5	4,6	1,9

Tabela 5.10 – Resultados dos Ensaios de Caracterização das Amostras Branca.

Cor	Amostra	Profundidade (m)	Umidade Natural (%)	Massa Específica		Peso Específico		Limites de Atterberg		Índice de atividade de Skempton	Índice de vazios	Grau de Saturação (S %)	Fração (%)				
				Real dos grãos (g/cm ³)	DNER (g/cm ³)	Natural (kN/m ³)	Seco (kN/m ³)	LL	LP				Pedregulho	Areia	Silte Argila		
Branco	2.4525.05	9,5			2,647	2,674			34	27	7		1	47	44	8	
	2.4520.05	10,0			2,736	2,637			31	np	np		2	58	40	0	
	2.4524.05	11,0			2,714	2,685			26	np	np		8	77	15	0	
	2.4002.05	8,9			2,693	2,685							5	53	36	6	
	2.4011.05	11,1			2,714	2,744							1	51	43	5	
	2.4016.05	11,1			2,735	2,685							1	64	28	7	
	2.4055.05	11,2			2,714	2,685							1	53	40	6	
	2.4006.05	11,0	14,4		2,713	2,685	18,80	16,44	34	30	4	0,57	62,42	1	60	32	7
	2.4030.05	11,1	20,9		2,737	2,685	18,94	15,67	33	29	4	0,57	79,70	1	60	32	7
	2.4033.05	10,9	13,1		2,738	2,685	22,12	19,56	31	22	9	1,29	96,80	2	61	30	7
	2.4038.05		14,5		2,714	2,685	20,34	17,76					0,49				
	2.4038.05		14,3		2,714	2,685	18,68	16,34					0,62				
	2.4088.05		18,5		2,714	2,685	20,64	17,42					0,52				
	2.4202.05		10,7		2,714	2,685	21,00	18,97					0,40				
2.4071.05		16,6		2,714	2,685	19,03	16,32					0,62					
2.4037.05		10,0		2,714	2,685	21,69	19,72					0,34					
2.4035.05	11,1	12,3		2,714	2,685	20,11	17,91					0,48					
		10,6	14,5		2,714	2,685	20,14	17,61	32	27	6		1	57	35	7	
			3,38		0,02	0,02	1,24	1,44	3,02	3,56	2,45		0,34	2,27	7,96	8,24	2,81

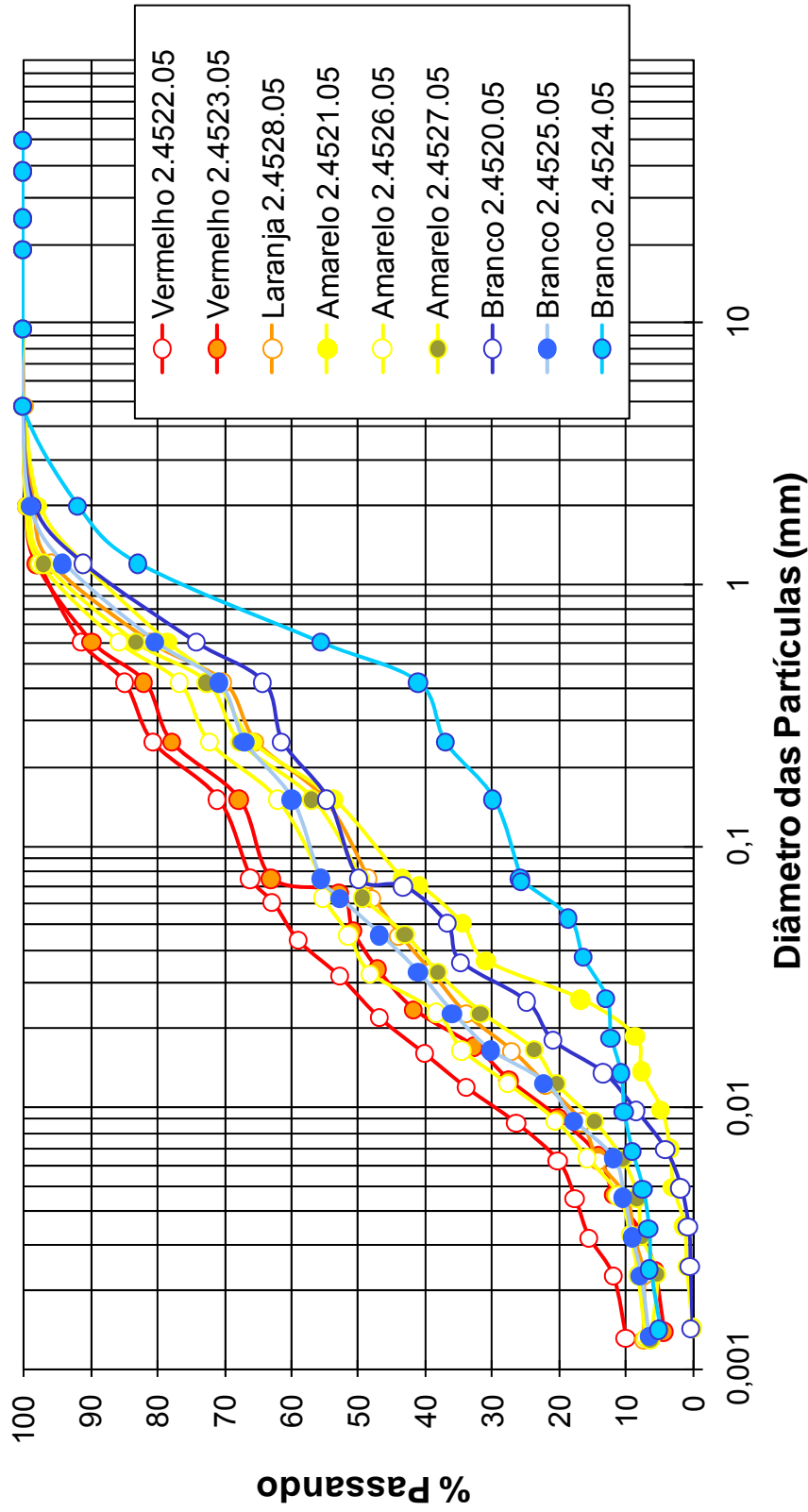


Figura 5.5 – Curvas granulométricas das amostras deformadas do talude.

Para o solo Marrom praticamente não há diferença entre a massa específica dos grãos determinada pelo método do DNER e pelo método da ABNT, em função do tamanho de partículas apresentado por esse solo. No entanto, há grande variação nos parâmetros plásticos do solo, sendo que o limite de liquidez apresenta na média o valor de 47, mas um desvio padrão de 8,3 e o limite de plasticidade apresenta o valor médio de 32 com um desvio padrão de 4,9. Essa variação provoca também uma grande dispersão no índice de atividade que tem em média o valor de 0,71, mas com dispersão de 0,3.

O solo Vermelho tem as características plásticas mais homogêneas, com desvio padrão inferior a 2. A massa específica para esse solo é igual a 2,738 quando determinada pelo método do DNER e 2,725 quando determinada pelo método da ABNT. Os valores são próximos e consistentes, uma vez que as partículas de tamanho menor, analisadas pelo DNER, normalmente apresentam massa específica maior. Nota-se maior dispersão neste solo nas quantidades de silte e areia, com 56% e 35%, respectivamente e um desvio padrão acima de 9.

O solo Laranja também apresenta grande dispersão nos teores de silte e areia. Esse solo apresenta 49% de areia na média com um desvio padrão de 12,2 e 43% de silte para um desvio padrão de 11,1. A maioria das amostras Laranja é não plástica. Apenas duas amostras têm limite de plasticidade. A amostra 2.4040.05 apresenta limite de plasticidade de 36%, mas é a única amostra que tem teor de areia inferior a 30%. Para a outra amostra 2.4093.05 que também apresentou limite de plasticidade não foi realizado ensaio de granulometria.

Os índices físicos do solo Amarelo apresentam baixo desvio padrão. Chama à atenção nesse solo a amostra 2.4521.05 que apresenta índice de atividade de 2,5, mas seu teor de argila é bastante baixo, apenas 2%.

O solo Branco tem os valores de limite de liquidez e de plasticidade bastante próximos e algumas amostras apresentam-se não plásticas. A maior variação neste solo está nos teores de areia e silte que apresentam desvio padrão em torno de oito. O solo Branco tem, em média, 58% de areia e 34% de silte em sua composição

Para melhor visualização e comparação dos resultados, os dados apresentados nas tabelas são reproduzidos nas figuras a seguir. Na Figura 5.6 é mostrada a variação dos teores de umidade natural, limite de liquidez e limite de plasticidade dos solos ao longo da profundidade do talude. A umidade natural é representada por um traço, o limite de liquidez é representado por um quadrado e o limite de plasticidade por um "X". Em relação à plasticidade de solos

residuais, a variação dos limites de liquidez e de plasticidade está relacionada à fração fina do solo residual e sua mineralogia. Em rochas ácidas, como os granitos e os gnaisses, o solo residual jovem tende a ser não plástico (Souza Neto *et al.*, 2001). No topo do talude o limite de liquidez situa-se em torno de 40% e está em torno de 30% na profundidade de 11 metros. O limite de plasticidade apresenta o valor em torno de 30% para o solo Marrom e para o solo Branco aproxima-se de 20%. Algumas amostras dos solos Laranja, Amarelo e Branco são não plásticas. Observa-se que praticamente todas as amostras coletadas apresentam-se com teores de umidade abaixo do limite de plasticidade do solo.

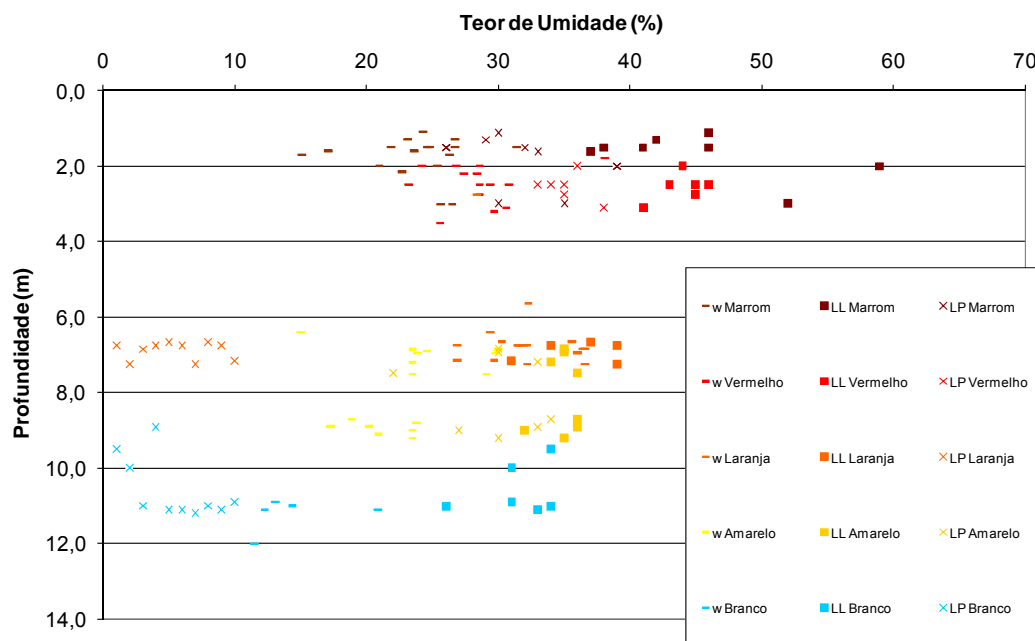


Figura 5.6 – Variação do teor de umidade natural, limite de liquidez e limite de plasticidade ao longo da profundidade do talude.

A Figura 5.7 e a Figura 5.8 apresentam a variação da massa específica natural e da massa real dos grãos dos solos ao longo do talude. De modo geral o solo Branco apresenta uma massa natural mais elevada que os demais. Dentro das cinco categorias de solo há uma grande variação da massa específica natural. A massa real dos grãos apresenta menor variação, e o solo laranja apresenta valores um pouco superiores.

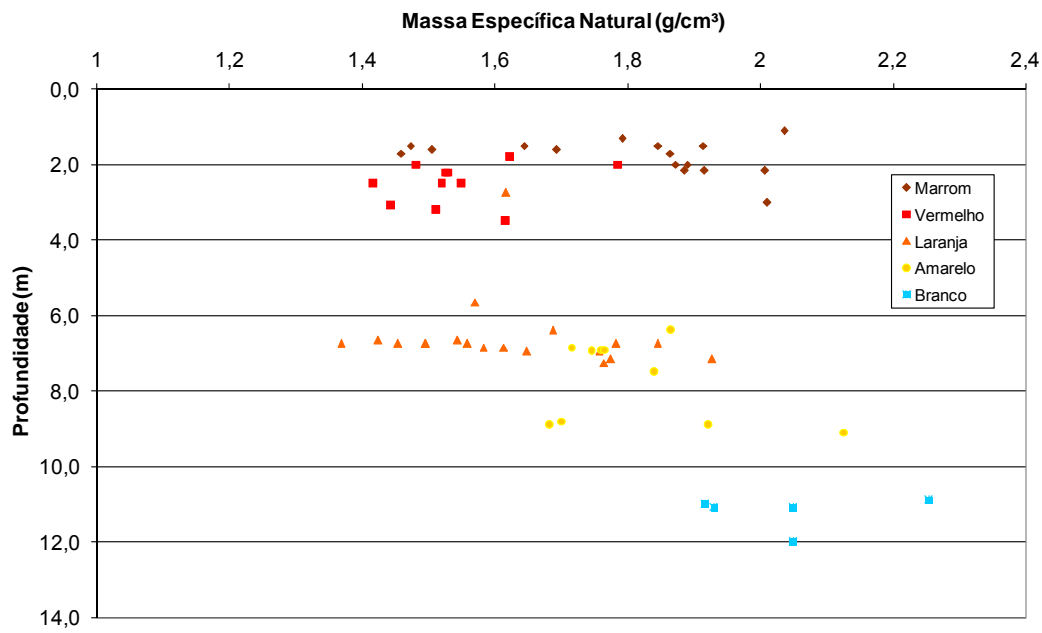


Figura 5.7 – Variação da Massa Específica Natural com a profundidade do talude.

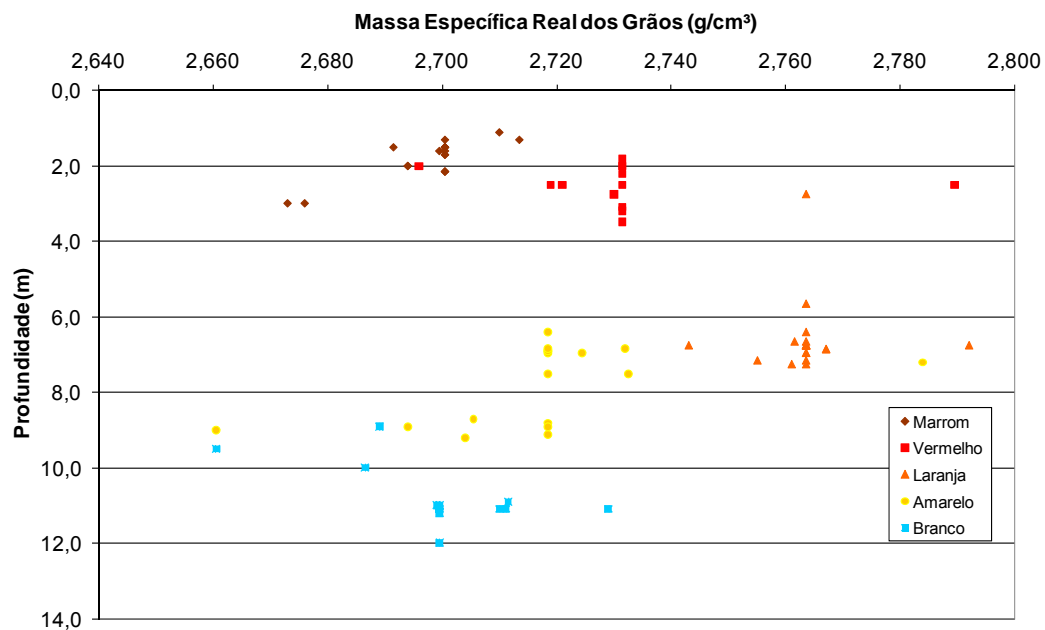


Figura 5.8 – Variação da Massa Específica Real dos Grãos com a profundidade do talude.

Entre as características dos solos residuais pode-se mencionar a presença de ligações entre grãos, elevados índices de vazios, uma extensa faixa de densidades, bem como estruturas abertas e permeáveis. No perfil, em geral, o

peso específico tende a aumentar com a profundidade e, conseqüentemente, o índice de vazios tende a diminuir.

No perfil estudado, o índice de vazios tem o menor valor na profundidade de 11 metros, solo Branco, em média 0,5. Esse parâmetro cresce com o decréscimo da profundidade, atingindo seu maior valor nos solos Laranja e Vermelho, próximo de 1,5. Para o solo próximo ao topo do talude o valor do índice de vazios volta a decrescer, atingindo valores até de 0,6 (Figura 5.9). O aumento do índice de vazios com o decréscimo da profundidade pode estar relacionado com a intemperização do material. Esse fato ocorre do material branco ao material de cor laranja. No material vermelho nota-se um pequeno decréscimo do índice de vazios, o que fica mais marcado no solo marrom. A deposição de óxidos, principalmente de ferro e alumínio pode ser responsável por esse decréscimo nos vazios dos solos (ver item 5.2.4).

Em relação à variação granulométrica ao longo do perfil, função da granulometria e mineralogia da rocha matriz, solos residuais provenientes de rochas ígneas e metamórficas tendem a apresentar maior quantidade de argila com a redução da profundidade (Souza Neto *et al.*, 2001). A Figura 5.10 apresenta as variações das frações pedregulho, areia, silte e argila com a profundidade. As frações pedregulho e areia diminuem à medida que diminui a profundidade, enquanto que as frações argila e silte aumentam. Rochas compostas por minerais ferromagnesianos (biotita, olivina, piroxênios) e feldspatos oferecem condições para o desenvolvimento de solos argilosos, enquanto que aquelas com significativa porcentagem de minerais ricos em sílica produzem solos de textura arenosa, que é o caso do perfil estudado. O solo Marrom, mais intemperizado, apresenta teor médio de argila de 23%.

Ao longo do talude estudado, a plasticidade mostra-se dependente do teor de argila e silte. Esse aspecto é ilustrado com os dados da Figura 5.11, que sugerem uma relação entre os limites de liquidez e plasticidade e a soma das porcentagens de argila e silte dos solos.

A distribuição do índice de atividade dos solos estudados é mostrada na Figura 5.12. Não é possível discernir uma tendência ao longo da profundidade, sendo a média dos solos igual a 0,87. Para valores de índice de atividade inferiores a 0,75 os solos são considerados inativos e acima de 1,25 de atividade alta. Apenas uma amostra do solo Vermelho e uma amostra do solo Amarelo encontram-se nessa classificação de alta atividade. Solos tropicais siltosos que contêm mica e/ou caulinita apresentam alguma plasticidade e devido ao baixo teor de argila apresentam elevado valor de índice de atividade (Futai, 2002). É o

que ocorre para as amostras com índice de atividade superior a 1,25. Ambas apresentam teor de argila muito pequeno (2% para o solo Amarelo e 5% para o solo Vermelho), então a fração argila não é preponderante e não deve influenciar o comportamento desses solos.

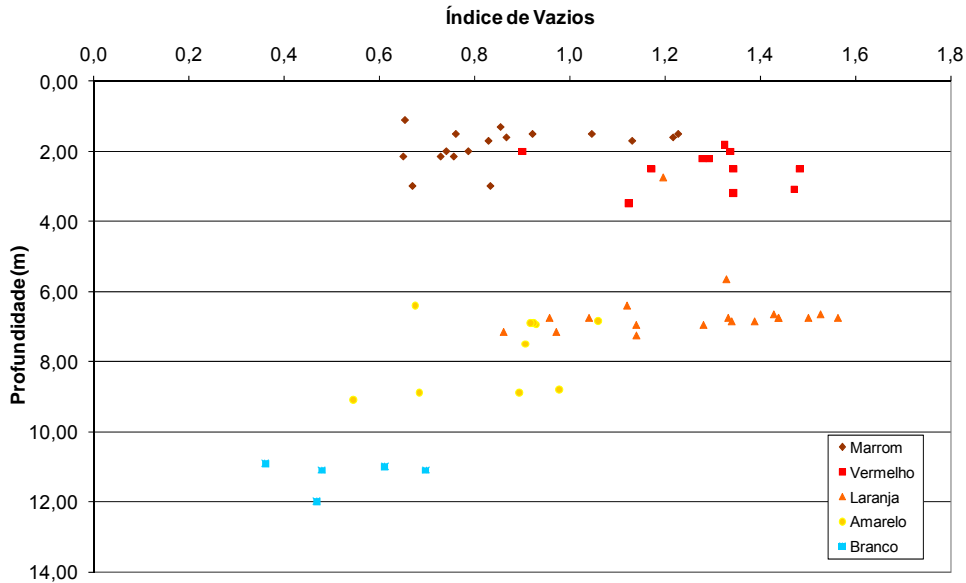


Figura 5.9 – Variação do Índice de Vazios com a profundidade do talude.

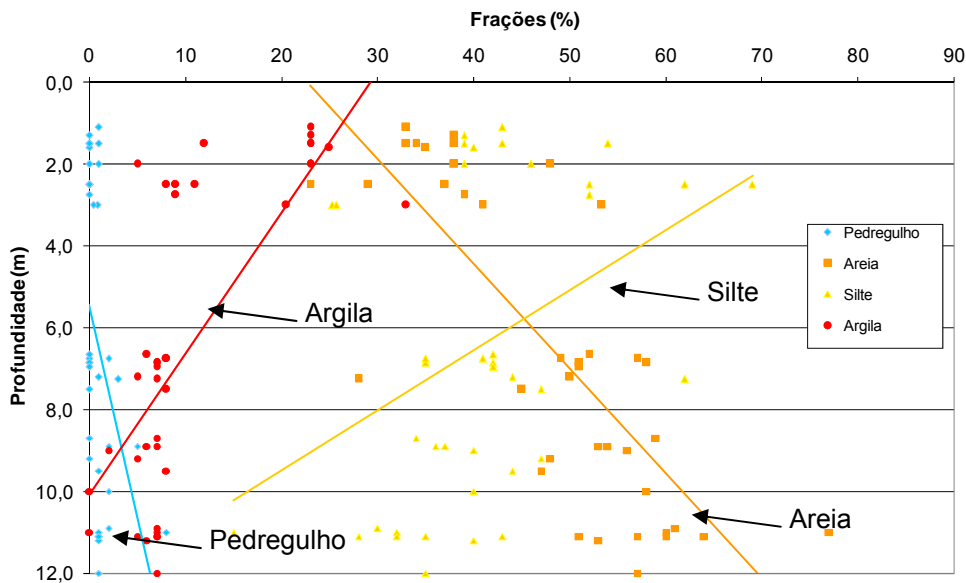


Figura 5.10 – Variação das frações pedregulho, areia, silte e argila com a profundidade do talude.

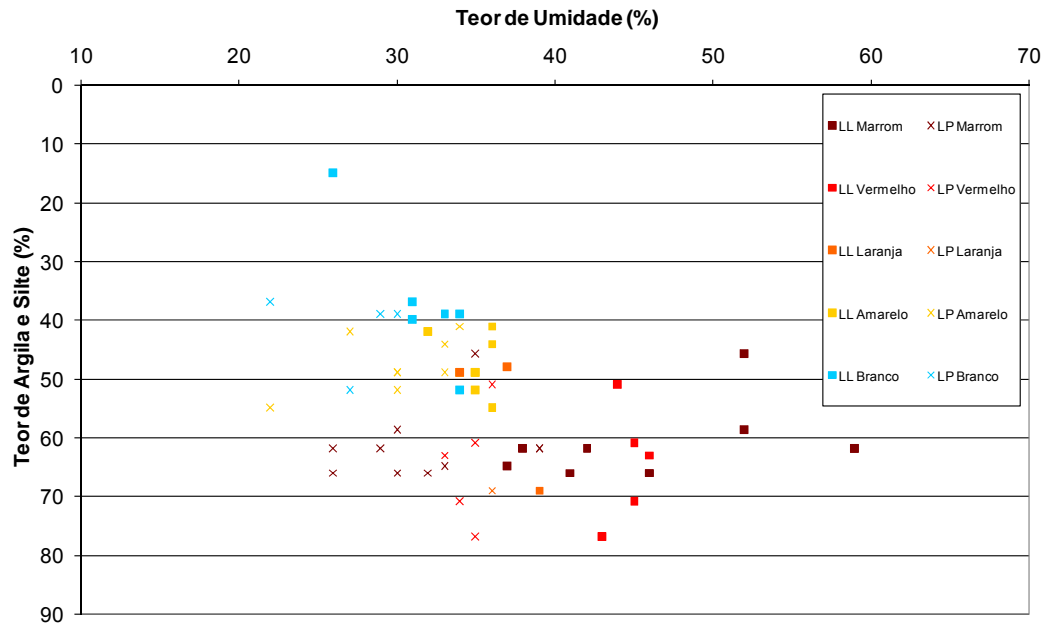


Figura 5.11 – Relação entre os teores de argila e silte e os limites de liquidez e plasticidade.

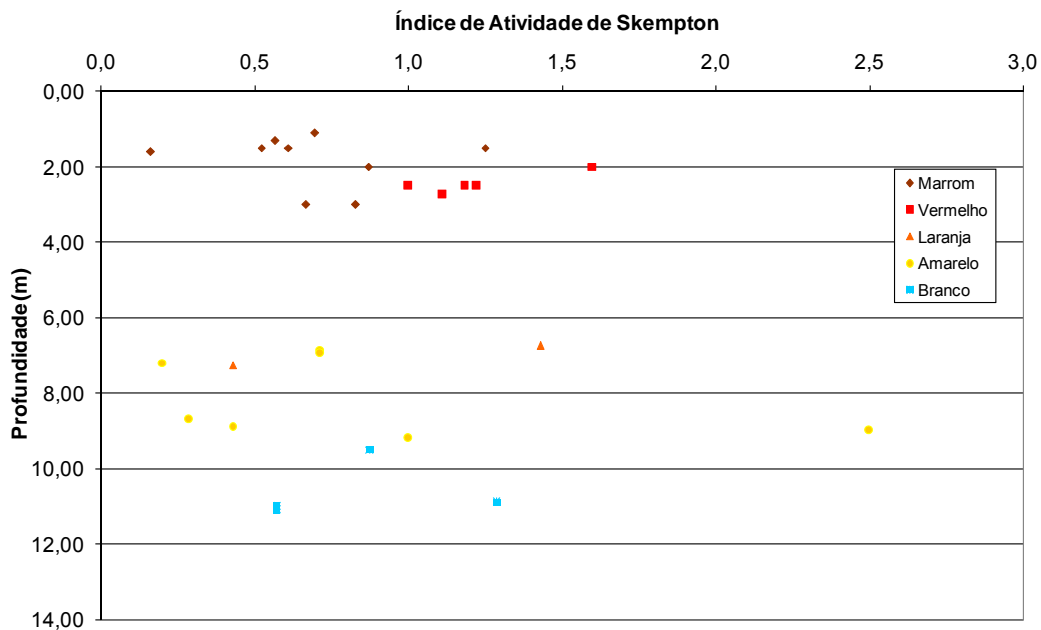


Figura 5.12 – Variação do índice de atividade de Skempton com a profundidade do talude.

A granulometria de solos residuais pode fornecer características do seu grau de intemperismo, quanto maior a quantidade de partículas finas mais intemperizado o solo se encontra. Nas figuras 5.13, 5.15, 5.16, 5.17 e 5.18 apresentam-se as curvas granulométricas dos solos de cor branca, amarela, laranja, vermelha e marrom.

Observa-se que o diâmetro efetivo para 50% das partículas menores que esse tamanho, ou d_{50} , para o solo Branco varia entre 0,055 mm e 0,5 mm. O d_{50} igual a 0,5 mm refere-se à amostra 2.4524.05, amostra que apresenta a maior coordenada x de retirada, ou seja, é a amostra coletada mais à direita do andaime no talude. Essa amostra era a mais próxima do ponto onde havia afloramentos de rocha. Desconsiderando essa amostra, o d_{50} para o solo Branco varia de 0,055 mm à 0,18 mm. As amostras de cor branca apresentam menos de 10% de argila.

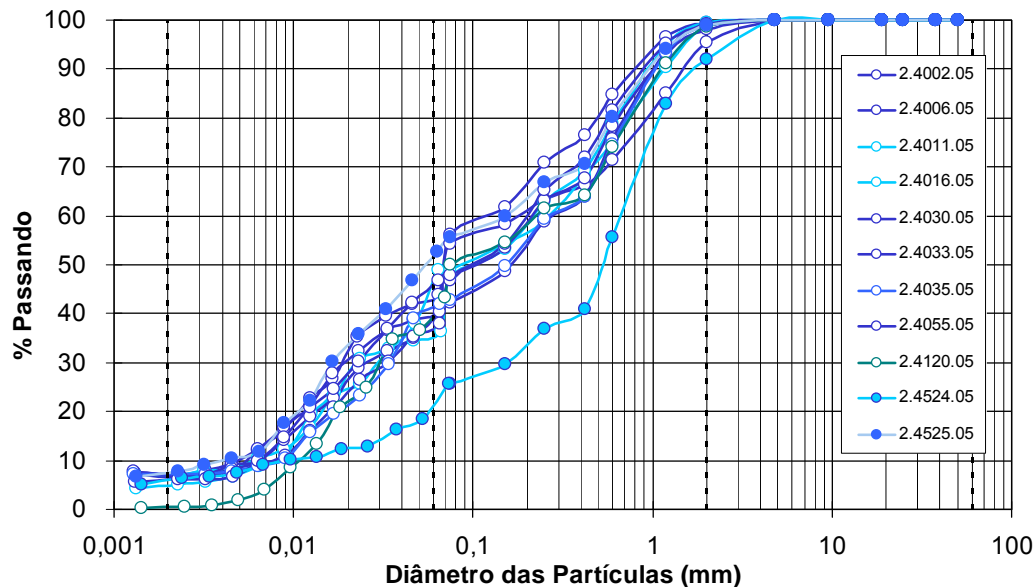


Figura 5.13 – Curvas granulométricas de solos brancos.

Conforme descrito no Capítulo 4 – Local do Estudo, o intemperismo no talude não ocorre apenas na direção vertical, mas também na direção horizontal. Os solos que se encontravam a direita do observador do talude mostravam-se menos intemperizados que os que se encontravam a esquerda do observador. Inclusive, ao lado direito era possível observar algumas rochas aflorantes. Na Figura 5.14 são apresentadas as localizações das amostras retiradas do solo de cor branca. Esta figura foi produzida a partir da sobreposição da localização de cada amostra em uma foto retirada do talude.

Conforme visualizado na figura, a amostra deformada 2.4524.05 foi retirada de um local bem mais à esquerda das amostras 2.4520.05 e 2.4525.05. Próximas à amostra 2.4524.05 estavam as amostras 2.4121.05 e 2.4123.05.

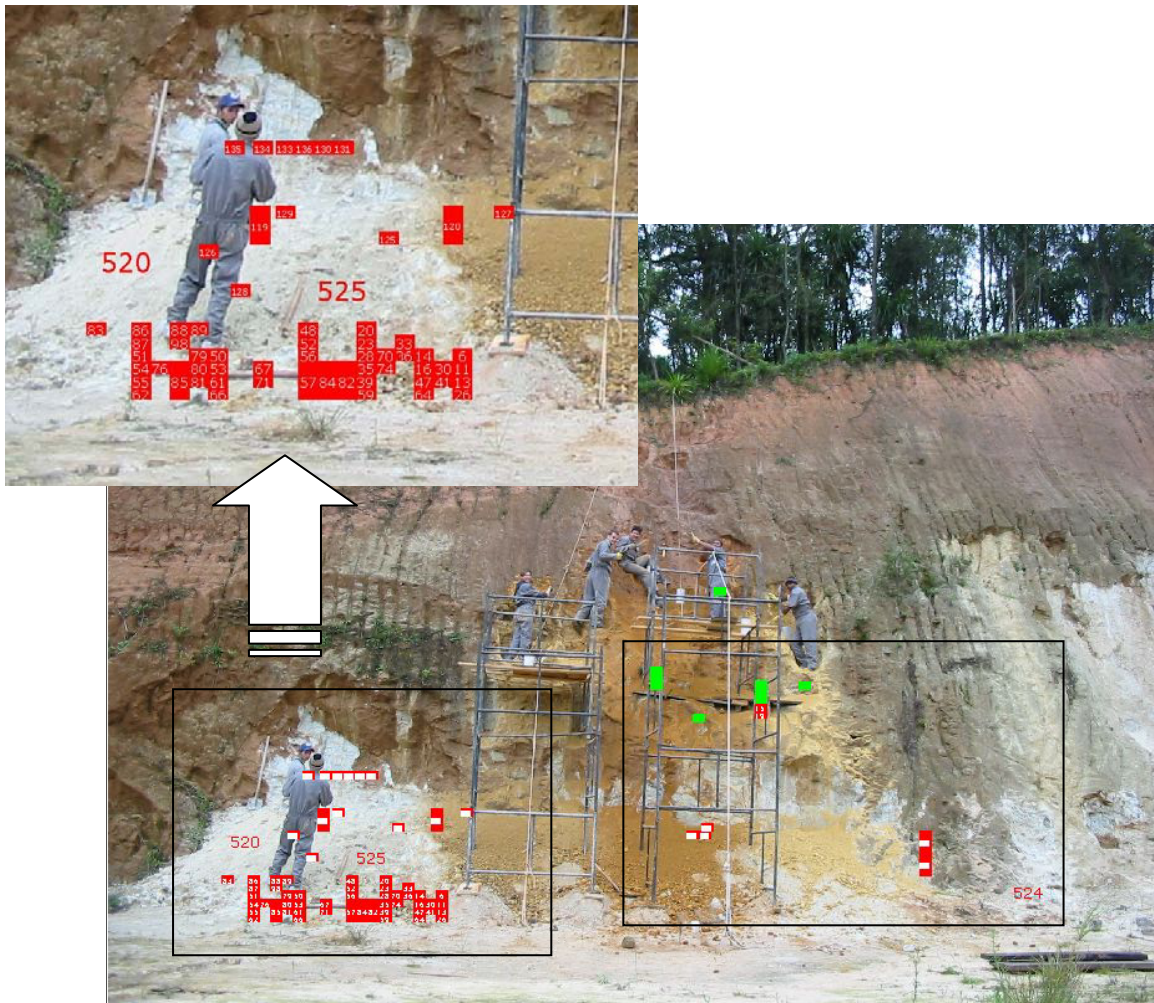
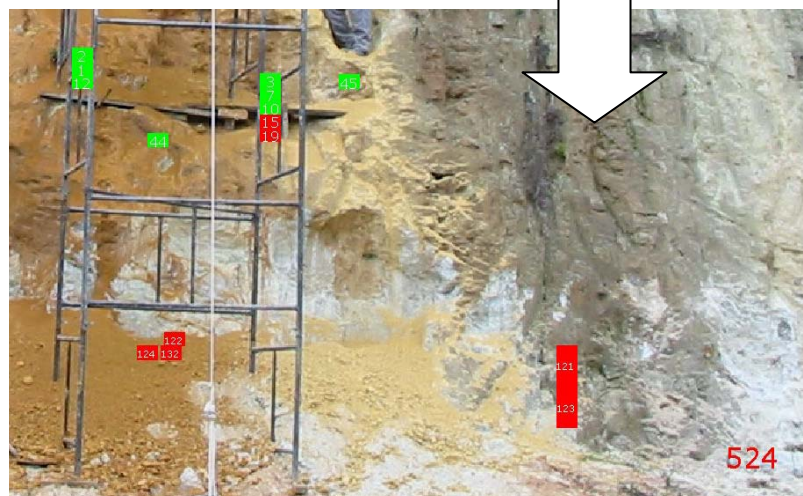


Figura 5.14 – Localização das amostras de cor branca (em vermelho) e transição branco – amarelo (em verde) na primeira coleta.



Na Figura 5.15 são mostradas curvas granulométricas de solos representativos da cor amarela. Este solo apresenta-se acima do solo branco no talude. A variação do diâmetro de partículas d_{50} para estes solos está entre 0,04 e 0,09 mm.

Curvas granulométricas de solos de cor laranja estão apresentadas na Figura 5.16. Os solos de cor laranja são bastante heterogêneos, a presença de veios pretos pode ser mais ou menos ocorrente, dependendo da amostra coletada. O diâmetro d_{50} varia entre 0,02 e 0,3 mm. Também nos solos amarelos e laranjas a quantidade de argila é inferior a 10%.

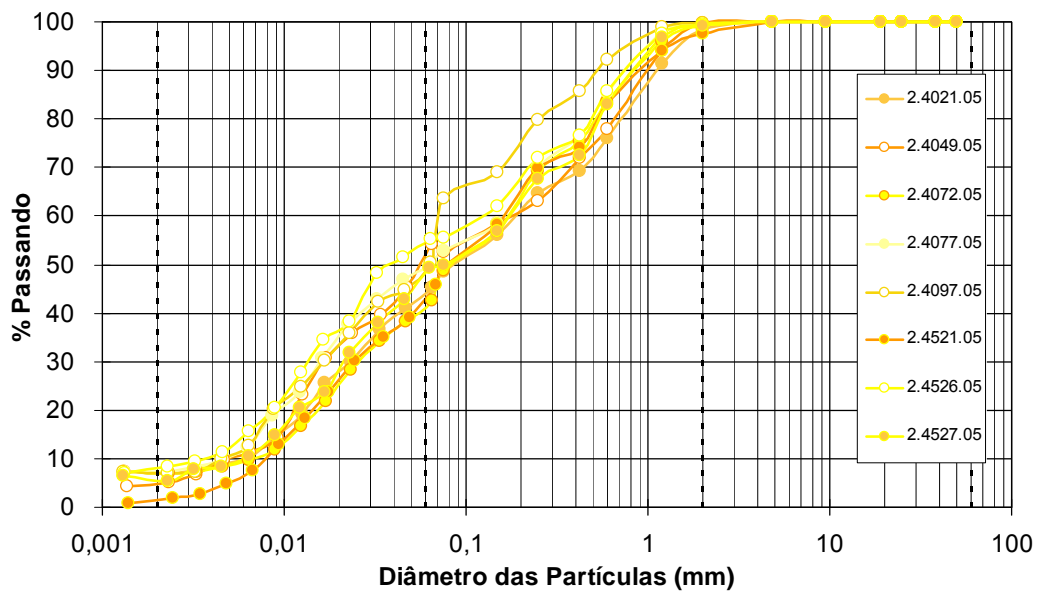


Figura 5.15 – Curvas granulométricas de solos amarelos.

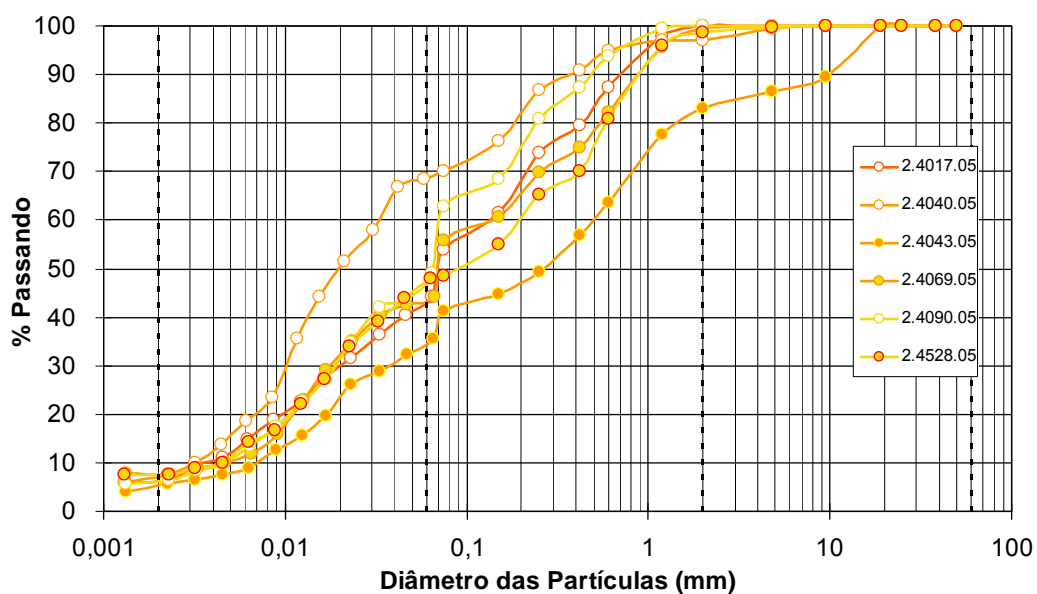


Figura 5.16 – Curvas granulométricas de solos alaranjados.

Os solos de cor vermelha e de cor marrom apresentam-se mais intemperizados que os anteriores e seus grãos são mais finos. O diâmetros d_{50} para os solos de cor vermelha variam entre 0,015 e 0,42 mm (Figura 5.17) e para os solos de cor marrom variam entre 0,009 e 0,02 mm (Figura 5.18). Algumas amostras dos solos de cor vermelha apresentam teor de argila superior a 10%. Para os solos de cor marrom a quantidade de argila pode superar 20%.

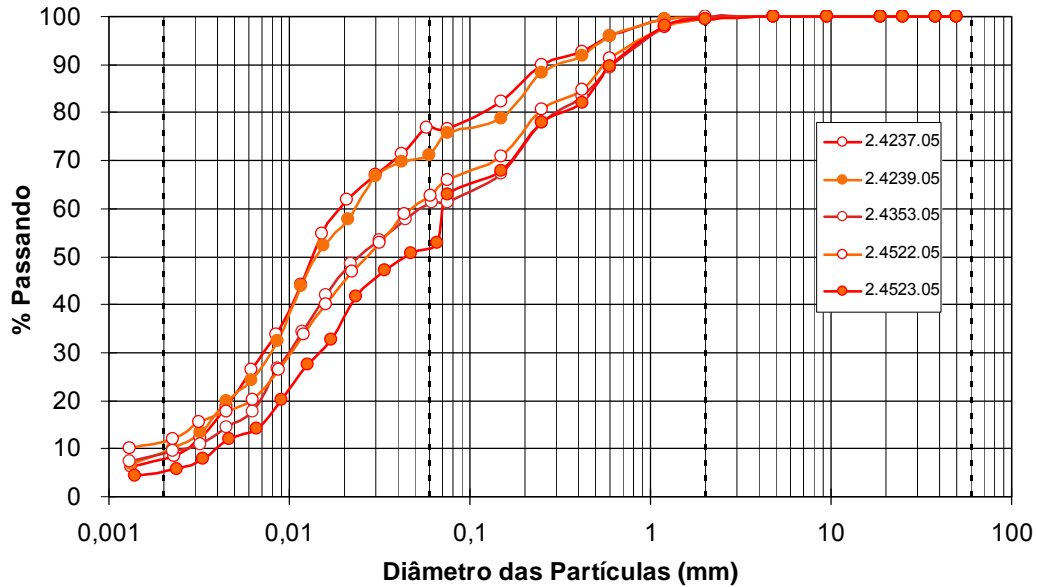


Figura 5.17 – Curvas granulométricas de solos Vermelhos.

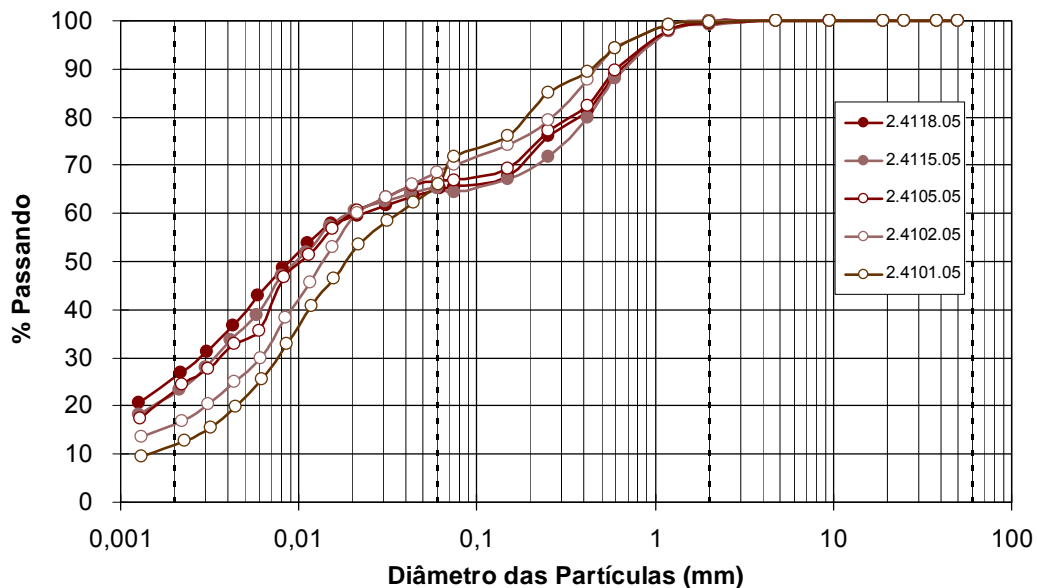


Figura 5.18 – Curvas granulométricas de solos Marrons.

Na Figura 5.19 observa-se a posição dos solos na Carta de Plasticidade. Praticamente todas as amostras ensaiadas dos solos Branco, Amarelo, Laranja e Vermelho estão abaixo da linha A. Apenas o solo Marrom apresenta-se à direita da Linha B com as amostras retiradas dos blocos 2.4498.05, 2.4014.07 e 2.4021.07.

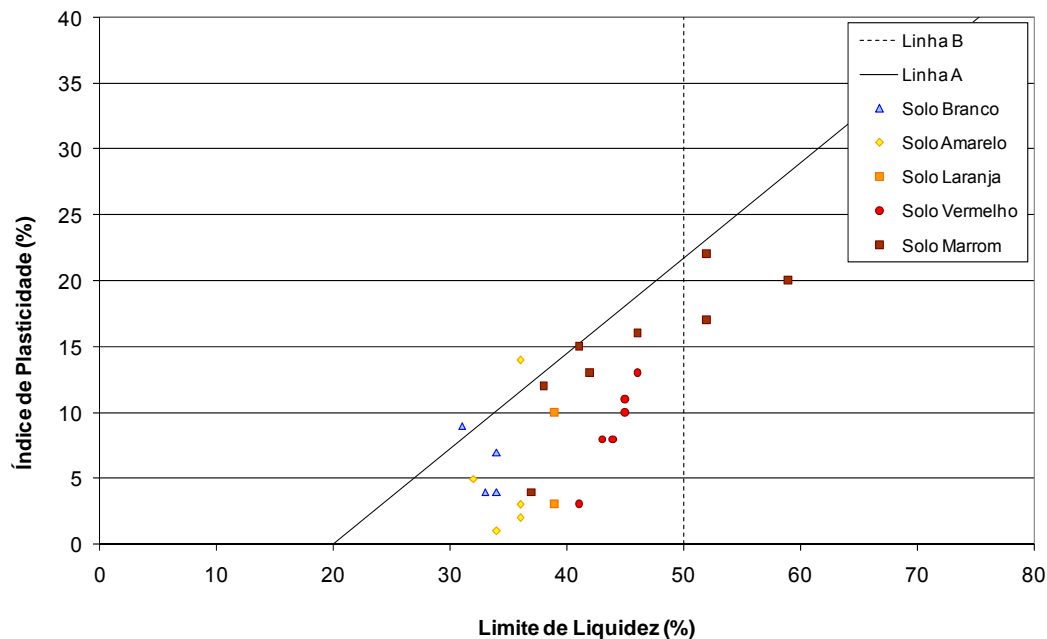


Figura 5.19 – Posição dos solos na Carta de Plasticidade.

A posição dos solos Branco, Amarelo, Laranja e Vermelho na Carta de Plasticidade equivale à classificação ML, ou seja, siltes inorgânicos, areias finas e areias finas siltosas ou argilosas com baixa plasticidade.

O solo Marrom, em quase a totalidade das amostras ensaiadas, pode ser classificado como CL, descritas como argilas inorgânicas de baixa a média plasticidade, argilas arenosas ou argilas siltosas. As amostras 2.4498.05, 2.4014.07 e 2.4021.07 posicionaram-se à direita da linha B o que equivale a um solo CH, argilas inorgânicas de alta plasticidade. Curiosamente essas amostras foram retiradas do poço aberto no topo do talude. As amostras retiradas da face do talude apresentam limite de liquidez inferior a 50%. Assim, as amostras coletadas do poço são mais plásticas do que as amostras coletadas da face.

Há autores que discutem a validade dos limites de Atterberg (limite de plasticidade e de liquidez) para a caracterização de solos tropicais (Bastos, *apud* Bevilaqua, 1991 *et al.*, 2004). Entre as principais questões discutíveis envolvendo esses ensaios, têm-se: os métodos de preparação das amostras, relacionados ao grau de secagem e destorroamento; e a pouca valia dos dados

de limites de consistência para solos saprolíticos grossos, para os quais a percentagem da fração mais fina ensaiada é pequena em relação ao todo.

Vargas (1988) propõe uma adaptação da classificação USCS para os solos tropicais. Os solos são classificados em “baixa compressibilidade” quando o limite de liquidez é inferior a 50% ou de “alta compressibilidade” quando o limite de liquidez é superior a 50%. O índice de atividade de Skempton é utilizado na identificação da natureza micácea ou caulínica da mineralogia das frações silte e argila. Vários pesquisadores têm testado a proposta de Vargas (1988) obtendo êxito para solo lixiviados ricos em caulinita e para solo micáceos. No entanto, solos expansivos e solos saprolíticos compostos por mica e feldspato não são bem descritos por essa metodologia (Futai, 2002). Ainda, Souza Neto (2000 *apud* Futai, 2002) relata a classificação de solos de comportamentos diferentes no mesmo grupo.

Ainda não existe uma classificação satisfatória para os solos residuais. As classificações tradicionais nem sempre conseguem distinguir solos tropicais nitidamente diferentes e também não fornecem informações para a engenharia de solos. A estrutura do solo e a mineralogia influenciam nos resultados de caracterização e podem definir o comportamento dos solos, mas não são consideradas na classificação.

5.2.2. Porosimetria de Mercúrio

Para determinar o tamanho, quantidade e distribuição dos espaços porosos dos solos estudados foram realizados ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio. Os ensaios foram executados nos solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom, como parte da dissertação de mestrado de Oliveira (2006). Os ensaios de porosimetria fornecem basicamente duas curvas, a curva de volume acumulado e um histograma de frequência contínuo dos diversos diâmetros de poros constituintes da estrutura do solo. Com a primeira é possível obter-se, para um determinado diâmetro de poro, as percentagens, em relação ao volume de vazios total da amostra, dos poros de diâmetro maior ou menor do que o considerado. Já a segunda curva, curva de $dv/d(\log d)$, uma espécie de derivada da curva anterior, fornece os intervalos de diâmetros de poros que aparecem com mais frequência na estrutura do solo.

Todos os ensaios foram realizados no Laboratório da Fundação de Apoio à Física e à Química da Universidade de São Carlos. Foi utilizado porosímetro *Micromeritics PoreSizer 9320*. Com este equipamento é possível investigar poros

de diâmetro a partir de 0,7 mm, a uma pressão de aproximadamente 0,0017 MPa (0,17 atm) até poros de 0,000006 mm ou 60 ângstrons de diâmetro, que correspondem a uma pressão de 212 MPa (2000 atm).

Na Figura 5.20 é apresentada a distribuição cumulativa dos diâmetros dos poros. A Figura 5.20 mostra claramente que o volume de poros é inversamente proporcional à profundidade da camada, ou seja, quanto mais profunda a camada (solo Branco) menor a quantidade de poros. Isto apenas não se aplica ao solo Marrom, o mais intemperizado, cuja quantidade total de vazios apresentada é muito próxima da encontrada no solo Branco. Observa-se também que para o solo Marrom a curva de distribuição de poros mostra dois patamares bem definidos nos volumes acumulados de 0,20 e 0,05 mL/g caracterizando a forma de “sela”. Para os demais solos o formato da curva de distribuição de poros é a de um “S” invertido.

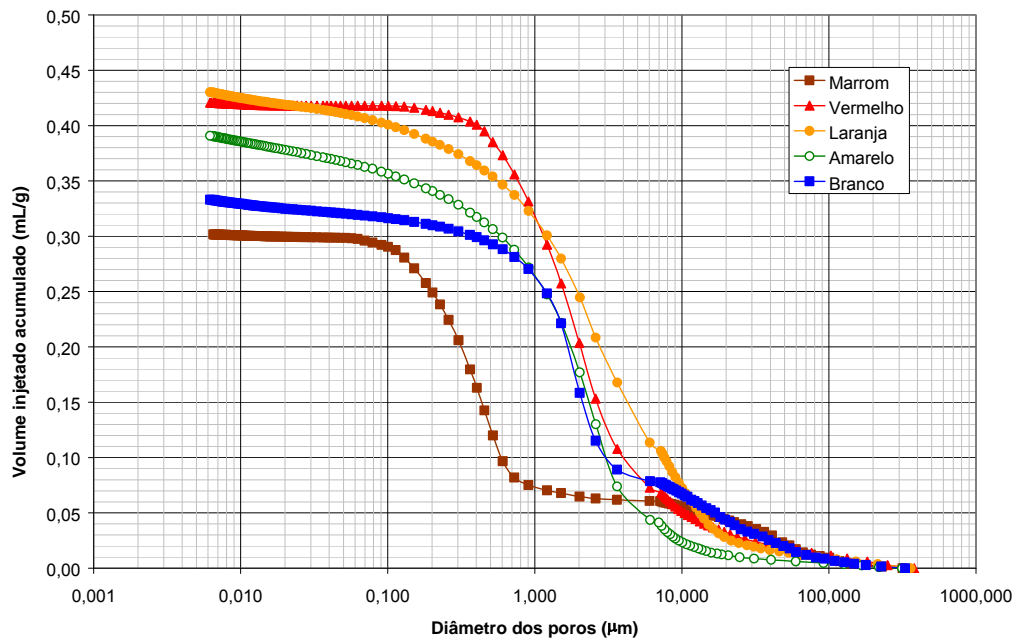


Figura 5.20 – Distribuição acumulativa dos diâmetros dos poros (Oliveira, 2006).

A Tabela 5.6 apresenta os valores de porosidade total obtidos para os solos nos ensaios de porosimetria. A porosidade total é obtida multiplicando-se o volume total injetado na amostra por grama de solo pelo peso específico seco do solo.

Tabela 5.6 – Porosidade por injeção de mercúrio.

Solo	Porosidade total por Hg (%)
Marrom	30,17
Vermelho	42,07
Laranja	43,01
Amarelo	39,09
Branco	33,29

Na Figura 5.21 apresenta-se a distribuição incremental dos diâmetros dos poros com a classificação da IUPAC (União Internacional de Química Pura e Aplicada) para micro-poros, meso-poros e macro-poros.

A classificação dos espaços porosos ainda não é um consenso entre os diferentes autores. A Tabela 5.7 apresenta três diferentes classificações encontradas na literatura da União Internacional de Química Pura e Aplicada (1982), Martinez (2003) e Delage *et al* (1996 *apud* Martínez, 2003).

A União Internacional de Química Pura e Aplicada (IUPAC, 1982) propõe a seguinte relação:

- Macro-poros – poros de diâmetro maior que 0,5 μ m;
- Meso-poros – poros de diâmetro entre 0,2 μ m e 0,5 μ m;
- Micro-poros – poros menores que 0,2 μ m.

Por outro lado, Delage *et al.* (1996) classificam os poros como:

- Grandes – poros de diâmetro superior a 50 μ m;
- Médios – poros de diâmetro entre 0,5 μ m e 50 μ m;
- Pequenos – poros menores que 0,5 μ m.

Martinez (2003), analisando os resultados de ensaios de porosimetria de mercúrio em solos provenientes de três jazidas de solos residuais tropicais situadas no estado da Paraíba propôs uma terceira classificação, denominando de macroporos os poros com diâmetro superior a 4 μ m e de mesoporos os de diâmetro inferior a 4 μ m.

A partir dos resultados mostrados na Figura 5.21, é possível obter a percentagem volumétrica de microporos, mesoporos e macroporos presentes nos solos de acordo com as propostas da IUPAC (1982), Delage *et al.* (1996) e Martinez (2003) (ver Tabela 5.8).

Tabela 5.7 – Classificação dos espaços porosos.

	IUPAC	Delage et al. (1996 apud Martínez, 2003)	Martínez (2003)
Macroporos	$\Phi > 0,5 \mu\text{m}$	$\Phi > 50 \mu\text{m}$	$\Phi > 4 \mu\text{m}$
Mesoporos	$\Phi > 0,2 \mu\text{m}$ $\Phi < 0,5 \mu\text{m}$	$\Phi > 0,5 \mu\text{m}$ $\Phi < 50 \mu\text{m}$	$\Phi < 4 \mu\text{m}$
Microporos	$\Phi < 0,2 \mu\text{m}$	$\Phi < 0,5 \mu\text{m}$	--

Tabela 5.8 – Distribuição de poros em percentagem.

Solo	Micro (%)			Meso (%)			Macro (%)	
	IUPAC	Delage et al. (1996)	Martínez (2003)	IUPAC	Delage et al. (1996)	Martínez (2003)	IUPAC	Delage et al. (1996)
Marrom	15,6	54,0	79,3	42,4	38,5	20,7	42,0	7,5
Vermelho	1,8	7,8	75,6	6,0	87,9	24,4	92,2	4,3
Laranja	10,4	17,4	62,9	7,0	79,3	37,1	82,6	3,3
Amarelo	12,7	21,1	85,7	8,4	77,1	14,6	78,9	1,8
Branco	6,9	11,8	73,7	4,9	82,3	26,3	88,2	5,9

Observa-se que para os solos estudados, a classificação que melhor se aplica é a da IUPAC - União Internacional de Química Pura e Aplicada. Isto porque apenas com esta classificação é possível diferenciar o comportamento do solo Marrom dos demais. Nota-se que no solo Marrom existe uma maior concentração de mesoporos enquanto nos demais ocorre a predominância de macroporos. Para o solo Marrom observa-se a ocorrência de três famílias de poros. A primeira família de poros, no limite entre mesoporos e microporos, apresenta diâmetro aproximadamente igual a $0,45 \mu\text{m}$, e a segunda e a terceira, na região dos macroporos, de diâmetros aproximados iguais a 50 e $110 \mu\text{m}$. A primeira família de poros apresenta valor de pico bem maior que as outras duas.

Os solos Amarelo, Laranja e Vermelho apresentam duas famílias de picos, sendo o pico mais pronunciado na região de diâmetro dos poros de $2 \mu\text{m}$. O solo Branco apresenta três famílias de poros, a primeira com diâmetro em torno de $2 \mu\text{m}$, a segunda em torno de $10 \mu\text{m}$ e a terceira em torno de $50 \mu\text{m}$.

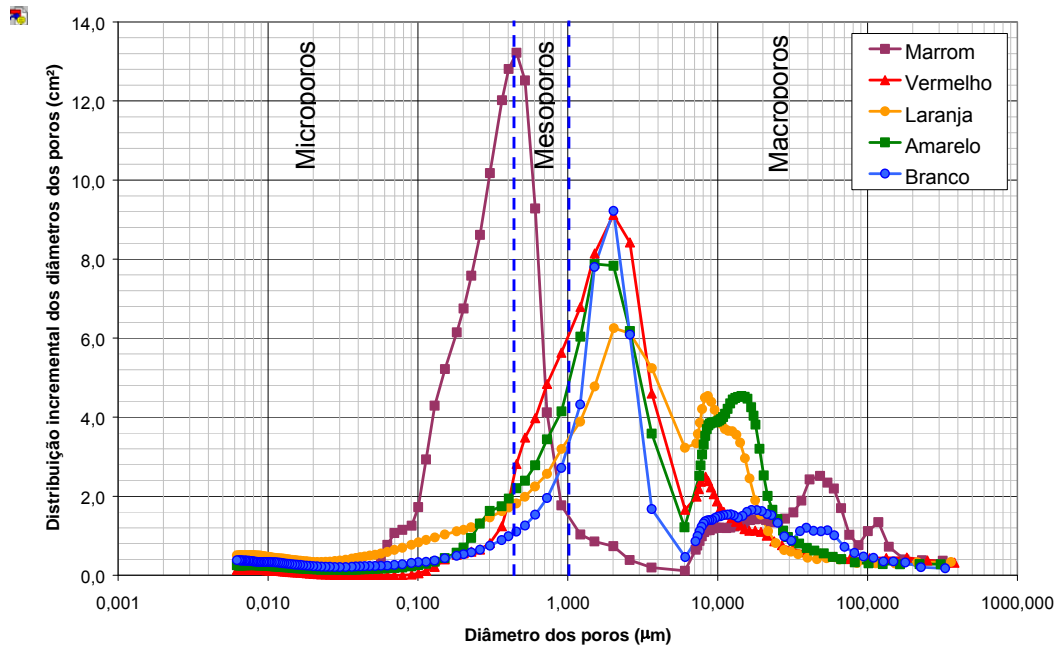


Figura 5.21 – Distribuição incremental dos diâmetros dos poros – (Classificação dos espaços porosos segundo IUPAC) (Oliveira, 2006).

O ensaio de porosimetria de mercúrio tem estreita relação com a curva característica dos solos. A curva de volume acumulado versus diâmetro dos poros pode ser transformada em uma curva característica do solo (Tibana, 1991). A comparação entre as curvas características dos solos obtidas através do ensaio de porosimetria e do método do papel filtro é discutida no Capítulo 6.

5.2.3. Caracterização de Amostras Compactadas

Com o intuito de analisar o comportamento dos solos residuais compactados foram misturadas amostras retiradas do talude nas formas deformada e indeformada dos cinco grupos estudados - Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom. O objetivo foi maximizar a quantidade de amostra disponível. Não foi considerada preponderante a quantidade de cada amostra individual na combinação de solos, todas as amostras foram misturadas e o produto final foi homogeneizado. A mistura resultou em cerca de 60 kg de amostra de cada categoria.

Essas amostras combinadas receberam nova numeração de registro, foram caracterizadas, e o resultado é apresentado na Tabela 5.9. A massa específica real dos grãos foi determinada de acordo com a ABNT (1984) e a granulometria foi realizada com o defloculante hexametáfosfato (*hmfosfato*) e

com apenas água. Observa-se uma queda acentuada na quantidade de finos nos solos Vermelho e Marrom para os ensaios realizados sem defloculante. Os valores de massa específica seguem a mesma tendência já observada nos ensaios realizados para as outras amostras coletadas, assim como os valores de LL e LP.

Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios de caracterização das amostras compactadas.

Solo	Massa Específica Real dos Grãos (g/cm ³)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL (%)	LP (%)
		hmfosfato água	hmfosfato água	hmfosfato água		
Branco 2.4056.07	2,699	2,7	48	46,6	35	23
		0,5	50,2	46,6		
Amarelo 2.4058.07	2,749	4	46	44,7	36	27
		3	49	44		
Laranja 2.4057.07	2,741	8,9	48,3	41,8	37	27
		9	49	41		
Vermelho 2.4059.07	2,807	12	53	33,2	41	26
		0,5	66,3	32		
Marrom 2.4060.07	2,739	35	21	44	47	29
		2,2	50,9	46,1		

Nas figuras 5.22 a 5.26 são comparadas as curvas granulométricas realizadas com defloculante hexametáfosfato com as curvas granulométricas realizadas com apenas água para as amostras de cada cor.

O solo Branco praticamente não teve sua granulometria alterada pela ação do defloculante (Figura 5.22). Isto se deve à pequena quantidade de partículas finas e de aglomerados (conjunto de partículas cimentadas ou floculadas) existentes nesse solo. A mesma observação vale para o solo Laranja, conforme pode ser verificado pela Figura 5.24. O solo Amarelo apresentou alteração, em torno de 15%, nas partículas de tamanho entre 0,02 e 0,03 mm (Figura 5.23).

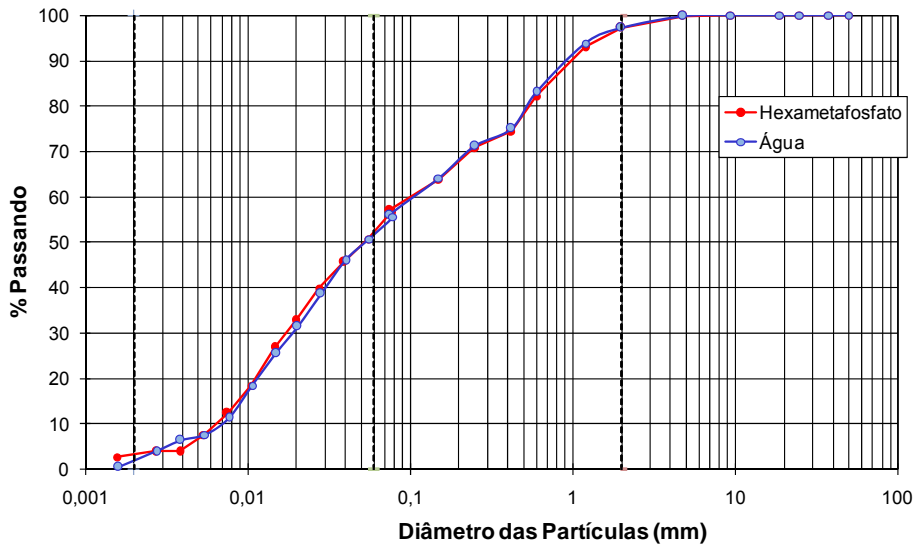


Figura 5.22 – Curva granulométrica do solo Branco.

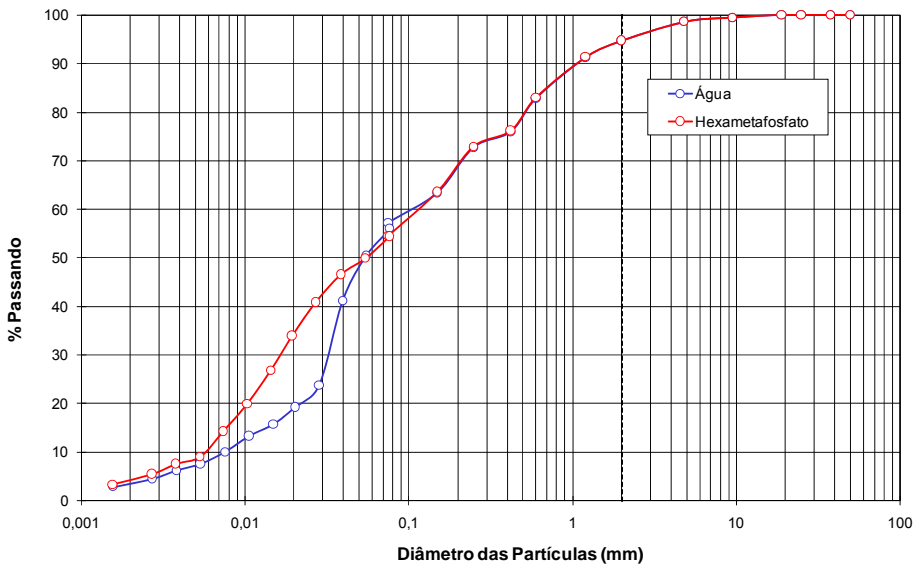


Figura 5.23 – Curva granulométrica do solo Amarelo.

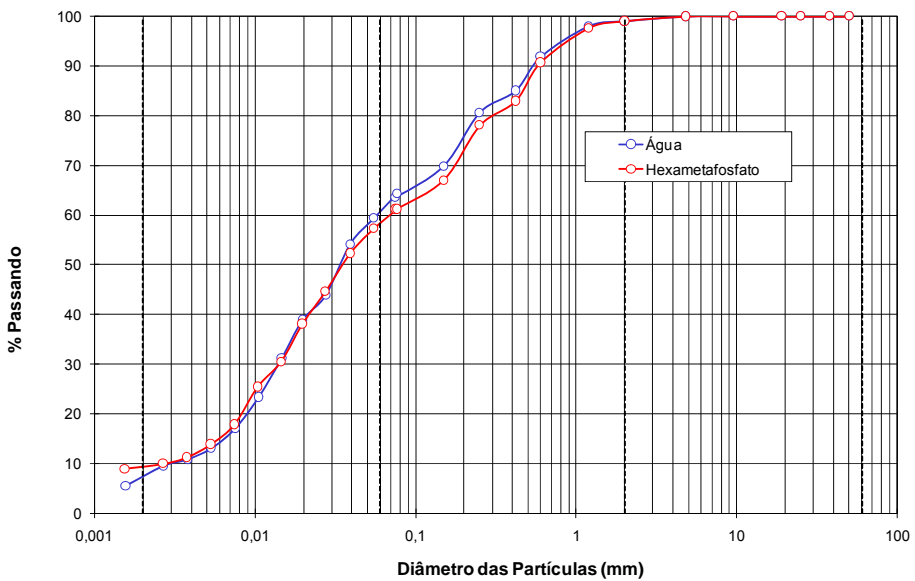


Figura 5.24 – Curva granulométrica do solo Laranja.

A granulometria dos solos Vermelho e Marrom foi bastante alterada pela ação do defloculante. A granulometria realizada com água não identifica partículas inferiores a 0,01 mm no solo Vermelho e apenas 8% dessas partículas no solo Marrom. Com o defloculante, as partículas inferiores a 0,01 mm são 35% no solo Vermelho e quase 50% no solo Marrom.

As curvas granulométricas indicam ainda que praticamente toda a fração argila ($\% < 0,002$) está floculada nos solos Vermelho e Marrom. Compostos húmicos ou organo-metálicos, cimentos minerais, ligações eletrostáticas, concentração de eletrólitos no fluido intersticial e a umidade são ligantes que participam da aglomeração de partículas (Bryan, 2000).

A aglomeração de partículas pode ser interpretada como coesão nos solos. Essa aglomeração aumenta a resistência ao cisalhamento, além de fornecer ao solo resistência à tração, diminuindo o possível destacamento das partículas. A resistência à compressão não confinada e a resistência à tração serão estudadas no Capítulo 7.

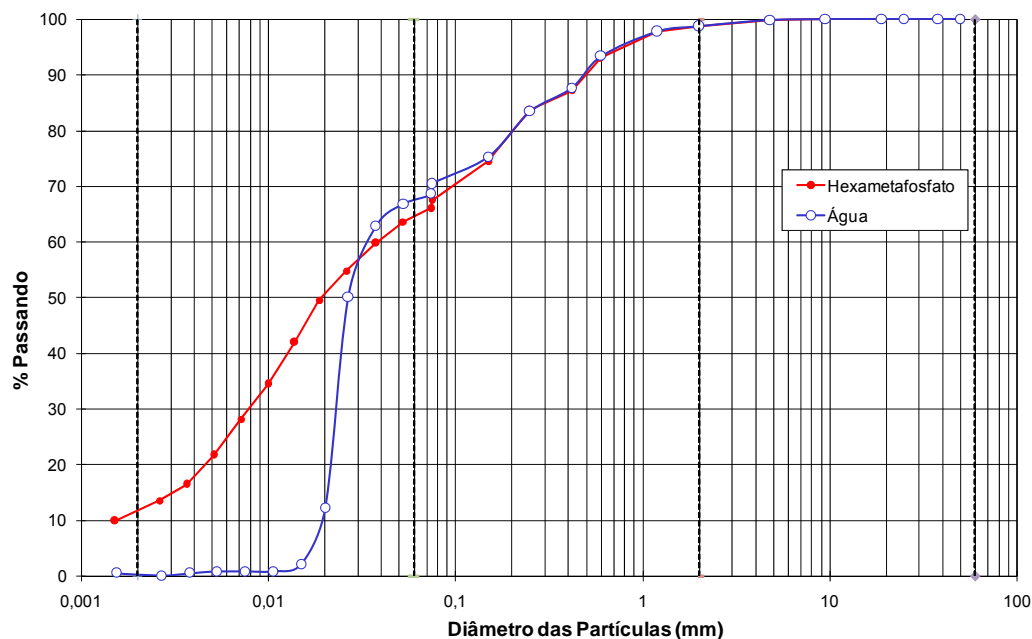


Figura 5.25 – Curva granulométrica do solo Vermelho.

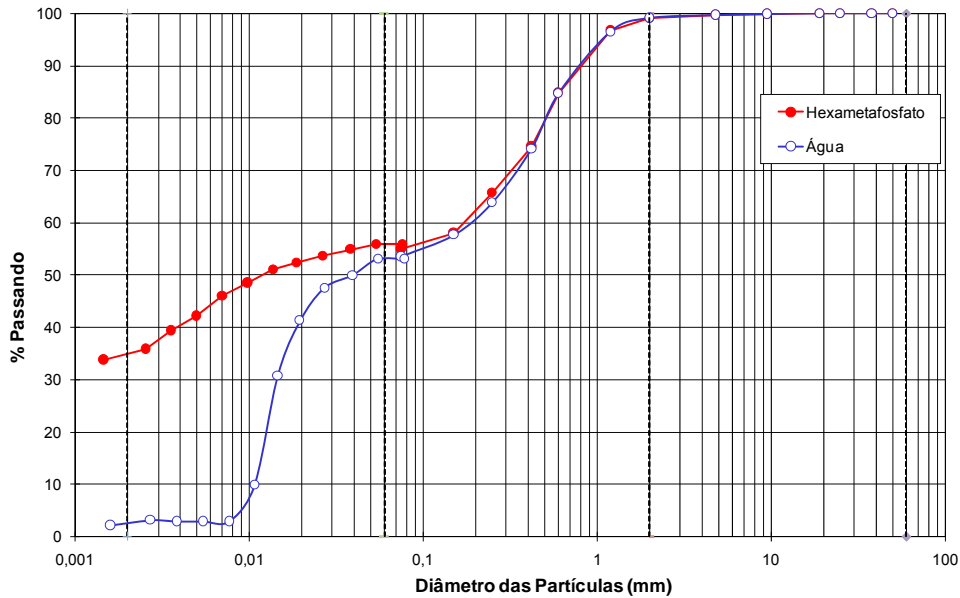


Figura 5.26 – Curva granulométrica do solo Marrom.

Seguindo as recomendações da NBR 7182 foi obtida a curva de compactação dessas amostras. Não foi realizada secagem prévia dos solos para o início do ensaio. As amostras foram compactadas no cilindro Proctor, de volume igual a 1000 cm³, em três camadas, com aplicação de 26 golpes por camada. Na Figura 5.27 está apresentada a curva de compactação obtida para o solo Branco juntamente com as curvas de igual saturação para 70%, 80% e 90%. Neste ensaio as coordenadas correspondentes à umidade ótima são densidade seca máxima de 1,79 g/cm³ e teor de umidade gravimétrica de 16%.

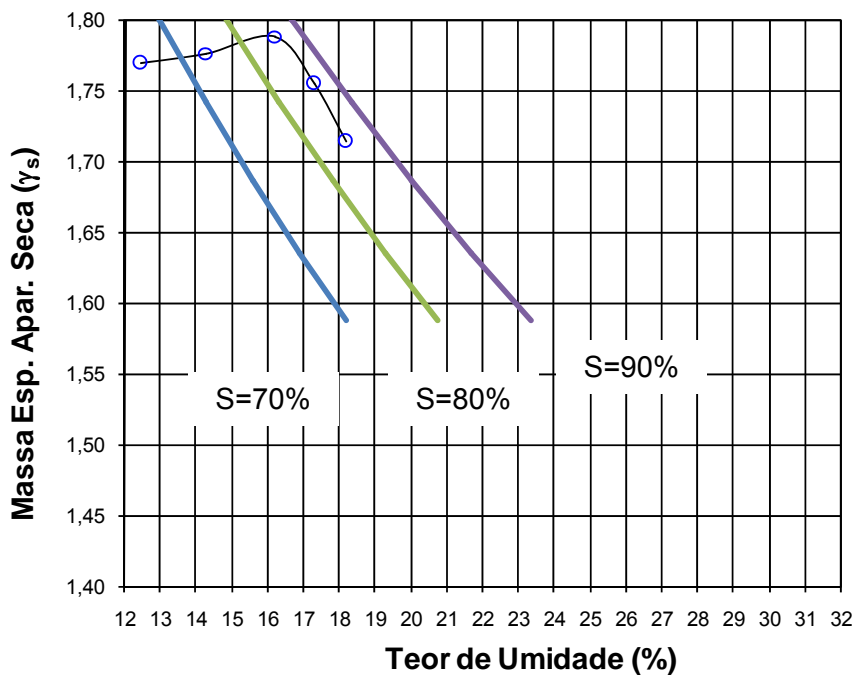


Figura 5.27 – Curva de compactação do solo Branco.

Na Figura 5.28 e na Figura 5.29 estão apresentadas as curvas de compactação dos solos Amarelo e Laranja, respectivamente. Também estão representadas as curvas de igual saturação para 70%, 80% e 90%. Os parâmetros ótimos para o solo Amarelo são $1,73 \text{ g/cm}^3$ para o peso específico e 19% de teor de umidade. Os parâmetros ótimos para o solo Laranja são $1,57 \text{ g/cm}^3$ para a massa específica e 23% de teor de umidade.

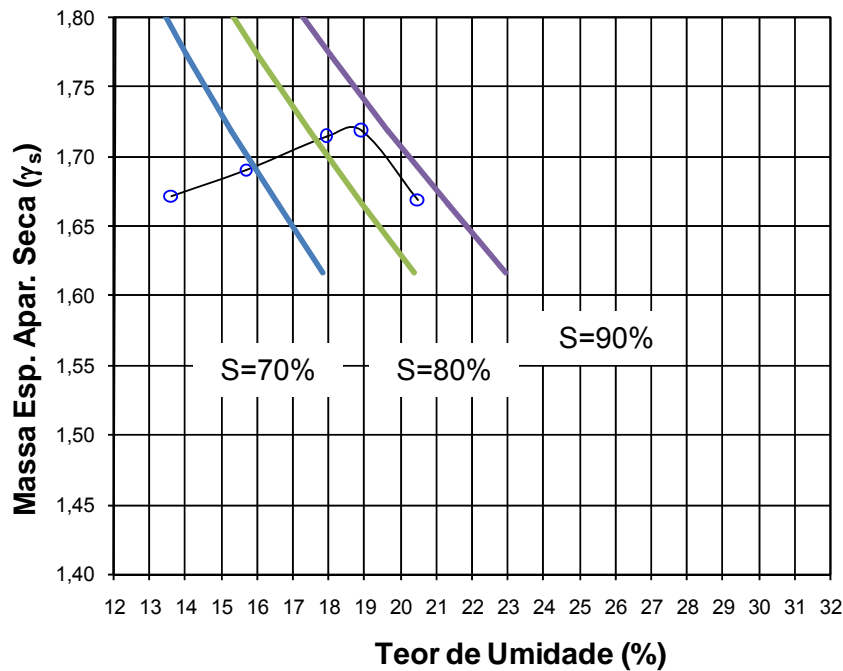


Figura 5.28 – Curva de compactação do solo Amarelo.

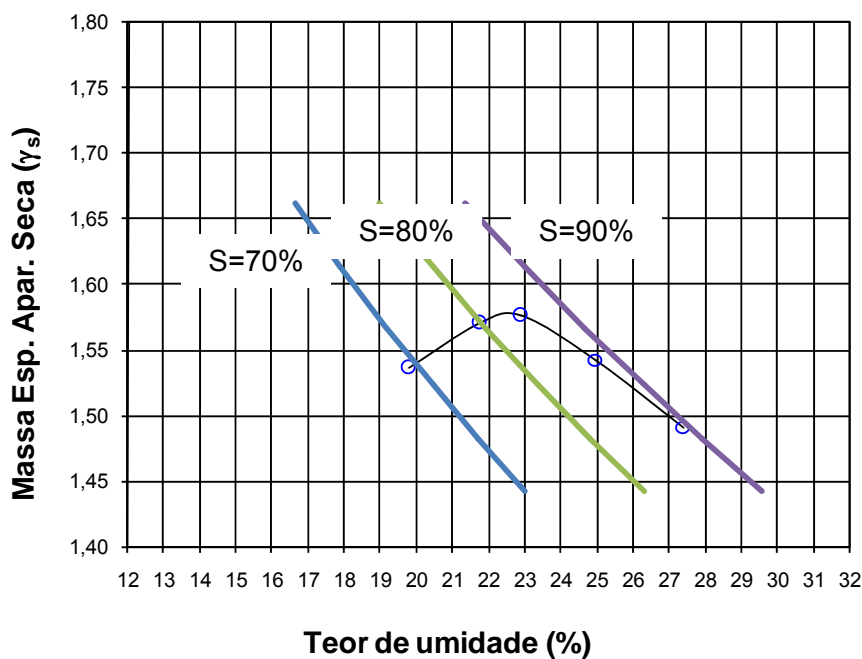


Figura 5.29 – Curva de compactação do solo Laranja.

Os resultados obtidos para o solo Vermelho e para o solo Marrom estão apresentados na Figura 5.30 e na Figura 5.31. A massa específica aparente seca máxima para o solo Vermelho é $1,53 \text{ g/cm}^3$ e para o solo Marrom é $1,56 \text{ g/cm}^3$. O teor de umidade ótimo é de 24% tanto para o solo Vermelho quanto para o solo Marrom.

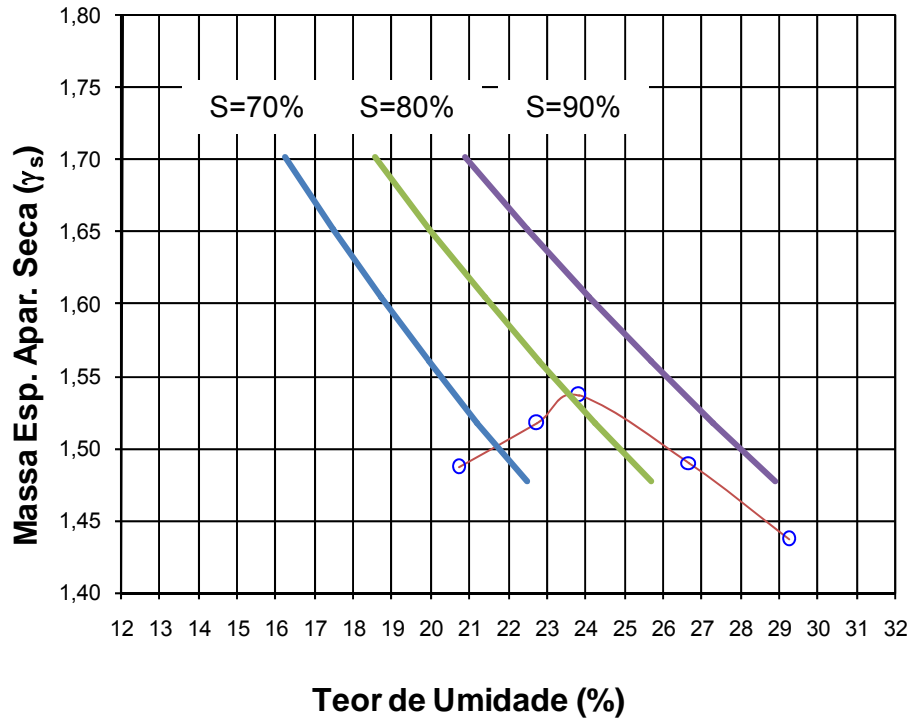


Figura 5.30 – Curva de compactação do solo Vermelho.

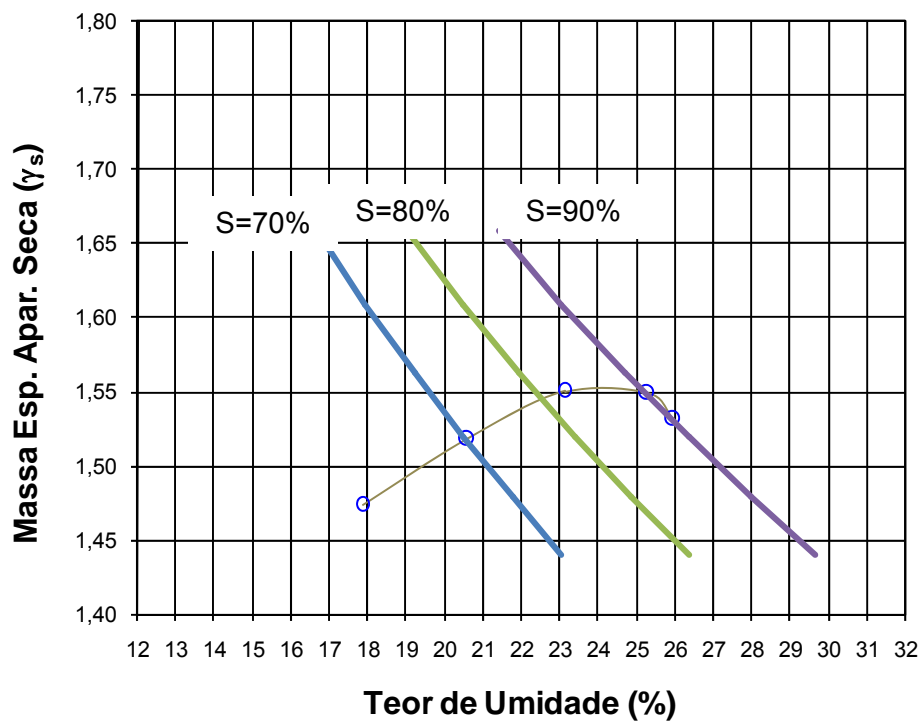


Figura 5.31 – Curva de compactação do solo Marrom.

A Figura 5.32 apresenta as curvas de compactação dos cinco solos. Observa-se que do solo Branco ao solo Vermelho há um aumento do teor de umidade ótimo e uma diminuição da massa específica aparente seca do material compactado. O solo Marrom apresenta o mesmo teor de umidade ótimo que o solo Vermelho, porém uma massa específica seca levemente superior.

Os solos podem ser divididos em dois grupos devido ao seu comportamento. Os solos Branco e Amarelo apresentam comportamento similar, com menor teor de umidade e massa específica seca superior aos solos Laranja, Vermelho e Marrom. De maneira geral, quanto maior o teor de argila de um solo menor a sua densidade seca máxima e maior seu teor de umidade ótimo. Os solos Branco e Amarelo apresentam teor de argila de 2,7 e 4%, respectivamente. Enquanto que os solos Laranja, Vermelho e Marrom apresentam teor de argila de 8,9%, 12% e 35% de acordo com o ensaio de granulometria com defloculante.

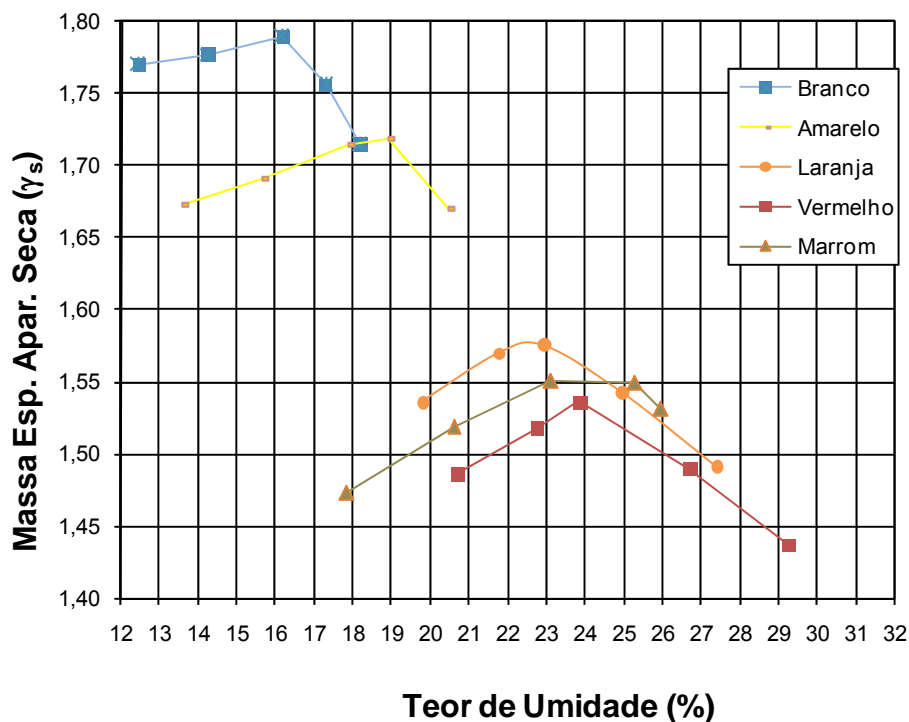


Figura 5.32 – Curvas de compactação dos solos estudados.

5.2.4. Caracterização Química

A investigação química dos sedimentos pode ser utilizada como indicador das variações naturais das litologias (intemperismo), dos focos de poluição industrial, agrícola e doméstica ou de jazidas minerais. No presente trabalho a caracterização química tem por objetivo principal caracterizar o perfil de solo estudado e auxiliar na análise da investigação mecânica e hidráulica.

A disponibilidade dos elementos no meio depende de o mesmo ser ácido, neutro ou alcalino. O termo pH (potencial hidrogênico) se refere à alcalinidade ou acidez de um meio qualquer ou solução aquosa. A escala de pH varia de 1 a 14. A acidez aumenta dos valores 7 até 1 e a alcalinidade de 7 até 14.

A acidez total deve-se à presença dos íons H^+ e Al^{+3} que estão nos pontos de troca não ocupados por bases trocáveis. A soma dos íons H^+ e Al^{+3} é denominada acidez total. Quanto maior for o valor da acidez total, maior será a acidez do solo (Mineropar, 2005). Para fins de agronomia o ideal é que o solo apresente acidez total igual a zero.

A determinação da alcalinidade e da acidez dos solos é realizada de uma forma relativamente simples, com o uso de medidores de pH. Para tal determinação os solos foram secos ao ar, destorroados e passados na peneira # 40. Posteriormente foram misturados com água destilada na razão solo/água de 1:2,5 (razão em volume) e homogeneizados por uma hora. O valor do pH foi determinado com o aparelho pH/Conductivity Meter da WCW Multiline P3. Os valores obtidos para o pH em água estão sumarizados na Tabela 5.10. Como pode ser observado, o valor do pH aumenta à medida em que o solo é menos intemperizado e a acidez total diminui. Mais ácido é o solo quanto maior for a quantidade de H^+ retido no complexo de troca. O Alumínio também age como um elemento acidificante e ativa o H^+ . Os íons básicos, tais como Ca^{+2} e Mg^{+2} , tornam o solo menos ácido (Lopes, 1989). A acidez é comum em todas as regiões onde a precipitação é suficientemente elevada para lixiviar quantidades apreciáveis de bases permutáveis (como o cálcio e o magnésio) na água de drenagem. Elas são substituídas por elementos acidificantes como o hidrogênio, o manganês e o alumínio (Brady, 1989).

O grau de acidez ou de alcalinidade do solo é influenciado pelo material de origem. Os solos desenvolvidos de rochas de origem básica (basalto, diabásio, gabro) geralmente possuem valores de pH mais altos do que aqueles formados de rochas ácidas (granito, riolito).

O teor de carbono orgânico foi determinado através da oxidação da matéria orgânica com bicromato de potássio 0,4N (EMBRAPA, 1979). A única amostra que apresentou valor relevante de matéria orgânica foi o solo Marrom com 5,6 g/kg (Tabela 5.11). No restante do perfil o teor de matéria orgânica é inferior a 1 g/kg. A matéria orgânica também é responsável por acidificar o solo.

Tabela 5.10 – Valores de pH e Acidez Total.

<i>Amostra</i>	<i>Cor</i>	<i>pH</i>	<i>Acidez Total</i>
2.4498.05	Marrom	4,2	1,5
2.4401.05	Vermelha	4,8	1
2.4352.05	Laranja	5,5	0,5
2.4211.05	Amarela	5,5	0,5
2.4113.05	Branca	6,0	0,235

Tabela 5.11 – Matéria Orgânica.

Amostra	2.4116.05	2.4523.05	2.4522.05	2.4528.05	2.4527.05	2.4521.05	2.4525.05	2.4520.05
Cor	Marrom	Vermelho	Vermelho	Laranja	Amarelo	Amarelo	Branco	Branco
Matéria Orgânica (g/kg)	5,6	0,7	1,0	0,7	0,9	0,7	0,9	0,7

A determinação dos íons Ca^{+2} , Mg^{+2} , K^+ , Na^+ , Al^{+3} e H^+ foi feita através do ensaio de complexo sortivo, ensaio executado pela Embrapa (Tabela 5.), enquanto que a determinação dos óxidos presentes nos solos foi realizada por análises químicas totais através de ensaios de fluorescência de raios-X, ensaios executados no LAMIR Laboratório de Mineralogia da UFPR (Tabela 5.12). Estes fazem parte da dissertação de Oliveira (2006). Através de ensaios de fluorescência de raios-X foi possível determinar os teores de Sílica (SiO_2), Alumínio (Al_2O_3), Titânio (TiO_2), Ferro (Fe_2O_3), Cálcio (CaO), Magnésio (MgO), Sódio (Na_2O) e Potássio (K_2O) a partir da confecção de pastilhas prensadas de material pulverizado.

A partir do ensaio de complexo sortivo tem-se que o teor de cálcio no perfil só é relevante nos solos Amarelo e Branco. No ensaio de fluorescência por raios-X observa-se a ocorrência de CaO também nos solos Branco e Amarelo. O cálcio forma um grande número de silicatos, carbonatos e fosfatos. No entanto, minerais de cálcio intemperizam-se facilmente por efeito da drenagem natural em ambientes moderadamente ácidos. O cálcio dissolvido é cristalizado dentro dos sedimentos ou precipitado a partir de soluções na forma de calcita, aragonita, dolomita, fosfatos e principalmente apatita (Mineropar, 2005). O cálcio

presente nas camadas mais inferiores do perfil foi lixiviado nas camadas superiores (Marrom, Vermelho), por isso não é mais detectado.

O mesmo comportamento do cálcio ocorre com o magnésio. O magnésio é um elemento comum em rochas máficas e ultramáficas. Nos granitos a ocorrência de magnésio é de apenas 0,5%. Nas rochas é o constituinte maior de muitos minerais, podendo estar presente em silicatos, óxidos e carbonatos. Minerais de magnésio intemperizam-se facilmente e o magnésio dissolvido é removido principalmente dos minerais argilosos e carbonatados (Mineropar, 2005). No perfil estudado a ocorrência de magnésio é maior no solo Laranja.

No ensaio de complexo sortivo o elemento potássio não se sobressai, embora no ensaio de fluorescência por raios-X o K_2O esteja presente em todo o perfil e em maior quantidade nos solos Branco e Amarelo. Em rochas arenosas o potássio ocorre principalmente em feldspatos potássicos – bastante resistente ao intemperismo – micas e na glauconita (silicato hidratado de Fe e K) (Mineropar, 2005).

As quantidades de sódio encontradas no perfil, tanto pelo ensaio de complexo sortivo quanto pela fluorescência de raios-X, são um pouco inferiores às quantidades de potássio. A maior ocorrência é nos solos Branco e Amarelo. O sódio forma silicatos e, nas rochas, é principalmente incorporado nos feldspatos. Durante a diferenciação magmática, a composição dos plagioclásios muda de cálcica para sódica. Como resultado, rochas máficas (pobres em sílica) contêm principalmente Ca e as félsicas contêm Na. Nos granitos a ocorrência de sódio é em torno de 2,5%. Os plagioclásios ricos em sódio são resistentes ao intemperismo e mesmo os sedimentos arenosos contêm alguma quantidade do elemento (Mineropar, 2005).

Na Figura 5.33 é apresentada a variação dos compostos SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 e K_2O com a profundidade. Observa-se que a quantidade de sílica diminui do solo Branco ao solo Marrom enquanto que os teores de óxido de ferro e de alumínio aumentam. A quantidade de óxido de potássio é praticamente constante. Os óxidos de ferro (hematita e goethita) e de alumínio (gibbsite) funcionam como agentes cimentantes, elevando a coesão entre as partículas e, conseqüentemente, modificando a estrutura do solo.

Tabela 5.17 – Propriedades químicas dos solos (Oliveira, 2006)

Amostra	Cor	Prof. (m)	Complexo sortivo				Valor S (Soma)	Al ³⁺	H ⁺	Valor T (Soma) (mE/100)	Superfície Específica (S.E.) (m ² /g)
			Ca ²⁺	Mg ²⁺	K ⁺	Na ⁺					
2.4116.05	Marrom	1,10	0,70		0,08	0,01	2,70	2,90	6,39	49,87	
2.4523.05	Vermelho	2,00	0,20		0,09	0,02	2,00	1,80	4,11	32,08	
2.4522.05	Vermelho	2,50	0,60		0,10	0,01	2,00	1,00	3,71	28,95	
2.4528.05	Laranja	6,75	0,30	0,80	0,10	0,02	1,70	1,60	4,52	35,28	
2.4527.05	Amarelo	7,20	1,70	0,90	0,09	0,02	0,80	1,20	4,71	36,76	
2.4526.05	Amarelo	7,50	4,30	0,80	0,07	0,06	0,20	1,00	6,43	50,18	
2.4521.05	Amarelo	9,00	1,40	1,20	0,06	0,04	0,00	1,00	3,70	28,88	
2.4525.05	Branco	9,50	2,00	0,40	0,11	0,04	0,10	0,60	3,25	25,36	
2.4520.05	Branco	10,00	1,70	0,30	0,08	0,04	0,00	0,80	2,92	22,79	
2.4524.05	Branco	11,00	1,90	0,30	0,05	0,06	0,10	0,60	3,01	23,49	

Tabela 5.12 - Análises químicas totais por fluorescência de raios-X das diversas camadas de solo do perfil estudado (Oliveira, 2006).

Amostra	Cor	Profundidade (m)	Índices químicos em % de peso									
			SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	MnO	P ₂ O ₅
2.4113.05	Marrom	1,1	53,95	25,68	7,50	0,53	0,07	0,63	0,04	1,71	0,10	0,09
2.4523.05	Vermelho	2	54,46	25,06	8,23	0,59	0,07	0,74	0,05	1,65	0,15	0,10
2.4522.05		2,5	51,09	26,51	9,59	0,67	0,06	0,61	0,04	1,56	0,25	0,10
2.4528.05	Laranja	6,75	52,72	23,78	9,03	0,67	1,51	1,44	0,24	1,59	0,20	0,13
2.4527.05	Amarelo	7,2	59,79	20,51	5,84	0,56	3,38	1,15	1,42	1,70	0,10	0,08
2.4526.05		7,5	64,29	19,63	3,88	0,40	2,26	1,04	1,43	2,19	0,06	0,06
2.4521.05		9	71,14	16,10	2,92	0,32	1,93	0,66	1,55	1,39	0,03	0,05
2.4525.05	Branco	10,5	68,51	17,75	2,98	0,31	2,00	0,87	1,10	2,49	0,03	0,05
2.4520.05		10	69,07	17,00	2,87	0,33	2,19	0,75	1,63	2,35	0,03	0,05
2.4524.05		11	70,57	14,05	3,67	0,35	3,12	1,28	2,62	1,46	0,06	0,06

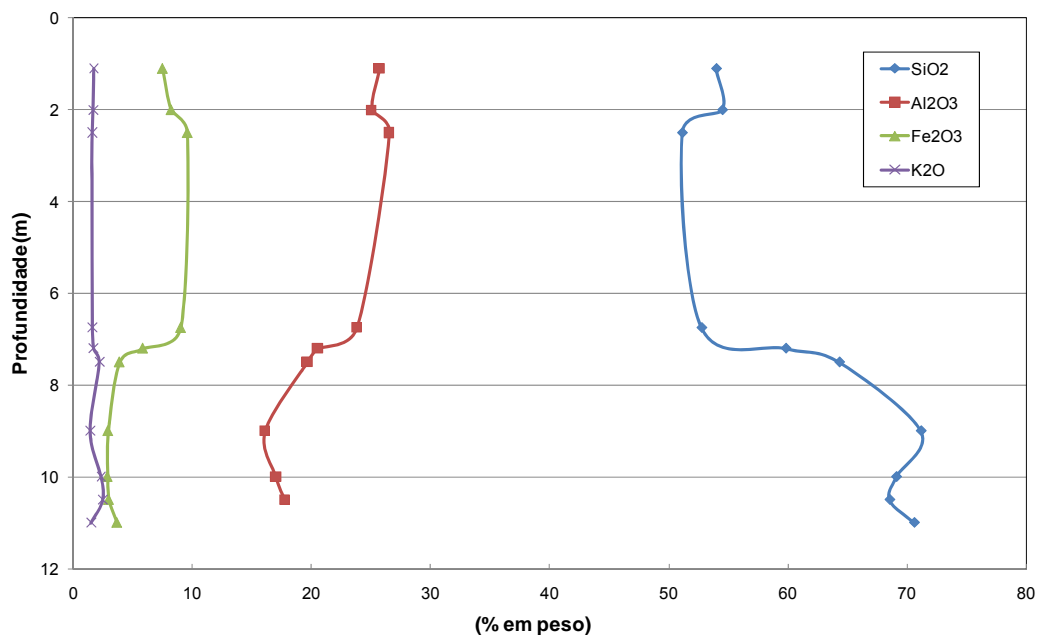


Figura 5.33 – Variação dos compostos SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃ e K₂O com a profundidade.

Os teores de Al⁺³, H⁺ e Al₂O₃ aumentam com o aumento do intemperismo no perfil (ver Tabela 5. e Tabela 5.12). O íon Al⁺³ (único íon estável do alumínio) é conhecido por formar ligações que resultam em óxidos. Durante o intemperismo de minerais primários, uma série de hidróxidos de cargas e composições variadas é formada (desde Al(OH)⁺² até Al(OH)₆⁻³), tornando-se integrantes das estruturas de argilominerais (Kabata-Pendias e Pendias, 1992 *apud* Mineropar, 2005).

A soma das concentrações de Ca⁺², Mg⁺², K⁺, Na⁺ denomina-se soma de bases (S). Se for somado ao valor de S as concentrações de Al⁺³ e H⁺ obtém-se o valor de capacidade de troca catiônica T (ou CTC). A capacidade de troca catiônica é utilizada para expressar a quantidade de cargas negativas no solo já ocupada por cátions.

A superfície específica (S.E.) é determinada a partir da capacidade de troca catiônica. O fator que converte o valor T para S.E. é 7,8043. Este fator está relacionado às dimensões da molécula de azul de metileno (EMBRAPA, 1979). Os resultados estão apresentados na Tabela 5. e na Figura 5.34. A superfície específica do solo é função direta do tamanho, forma e mineralogia dos grãos constituintes. Solos arenosos possuem superfície específica pequena enquanto que nos solos argilosos a superfície específica aumenta com a diminuição do tamanho dos grãos. De acordo com a Figura 5.34 a superfície específica para o solo Branco situa-se em torno de 25 m²/g e para o solo Marrom em torno de 50 m²/g. Observa-se que próximo dos 8 m de profundidade (solo Amarelo) os

ensaios químicos determinaram uma superfície específica alta. Isto pode ser consequência de uma maior intemperização neste local talvez em função de maior percolação de água.

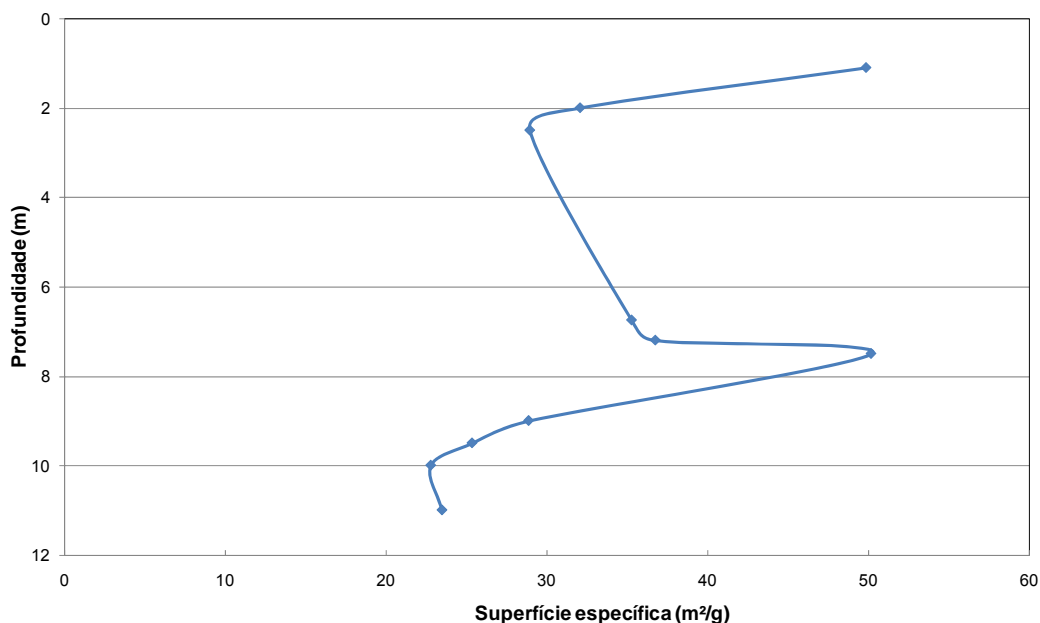


Figura 5.34 – Variação da superfície específica com a profundidade.

A determinação de ânions foi realizada através da técnica de cromatografia pela Embrapa. Foram analisadas três amostras do solo Branco, três amostras do solo Amarelo, uma amostra do solo Laranja, duas amostras do solo Vermelho e uma amostra do solo Marrom. Os resultados estão apresentados na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 – Resultado do ensaio de cromatografia.

Amostra	Cor	Fluoreto mg/l	Cloreto mg/l	Nitrito mg/l	Brometo mg/l	Nitrato mg/l	Fosfato mg/l	Sulfato mg/l
2.4116.05	Marrom	0,04	6,29	0,06	0,18	4,98	< 0,04	3,08
2.4523.05	Vermelho	0,00	7,72	0,00	0,03	1,01	0,00	2,19
2.4522.05	Vermelho	0,06	6,49	0,05	0,03	0,89	0,06	2,41
2.4528.05	Laranja	0,04	22,90	0,00	0,06	1,16	0,00	4,45
2.4527.05	Amarelo	0,22	13,48	0,00	0,07	1,32	0,00	4,70
2.4526.05	Amarelo	0,12	13,07	0,00	0,05	1,24	0,03	3,56
2.4521.05	Amarelo	0,00	16,62	0,00	0,00	2,02	0,00	4,00
2.4525.05	Branco	0,13	20,27	0,00	0,08	1,69	0,00	6,17
2.4520.05	Branco	0,00	19,92	0,00	0,05	4,43	0,00	21,00
2.4524.05	Branco	0,13	18,69	0,00	0,09	1,23	0,00	17,34

Para melhor visualização dos íons mais relevantes no perfil, os resultados de cromatografia para os íons cloreto, nitrato e sulfato são apresentados na Figura 5.35 em função da profundidade de coleta das amostras ensaiadas.

O cloro é o halogênico mais abundante na natureza. É um elemento altamente móvel durante os processos hidrotermais e supergênicos. Entretanto, o íon Cl^- e os complexos aniônicos de cloro são facilmente solúveis. Então a geoquímica do cloro é intrinsicamente relacionada à química de águas e aos depósitos evaporíticos (Mineropar, 2005).

As concentrações de cloro nas rochas são variáveis e não existem muitos minerais estáveis de cloro, mas é freqüente sua associação em minerais micáceos, apatita, hornblenda e alguns feldspatos (Mineropar, 2005). No solo Branco os teores chegam a 20 mg/l. Na profundidade de 8 m o teor de cloro aumenta consideravelmente, talvez transportado em água percolada.

Os sulfatos são sais moderadamente solúveis a muito solúveis, sendo que em água doce a saturação ocorre a 1500 mg/L e pode chegar até 7200 mg/L em águas salinas. Origina-se da oxidação do enxofre presente nas rochas e da lixiviação de compostos sulfatados (gipsita e anidrita). As águas subterrâneas apresentam geralmente teores de sulfatos inferiores a 100 mg/L (Primo, 2004). No perfil estudado os teores de sulfato são maiores no solo Branco, com pouco mais de 20 mg/L, e quase desaparecem nos solos mais superficiais, com menos de 5 mg/L.

Ao contrário de outros elementos químicos que são provenientes da decomposição das rochas, o nitrogênio alcança o solo sob a forma de material orgânico de origem vegetal e animal. A amonificação, que é a liberação de amônio (NH_4^+) de compostos nitrogenados, e a nitrificação, que é a oxidação do amônio, com formação de nitritos e nitratos são realizadas por dois tipos diferentes de bactérias. O nitrogênio é disponibilizado às plantas quase que totalmente sob a forma de nitratos. Assim, a quantidade de nitrato identificada nos ensaios químicos reflete a ação microbiana no solo. No solo mais superficial (Marrom) a quantidade de nitrato é superior aos demais.

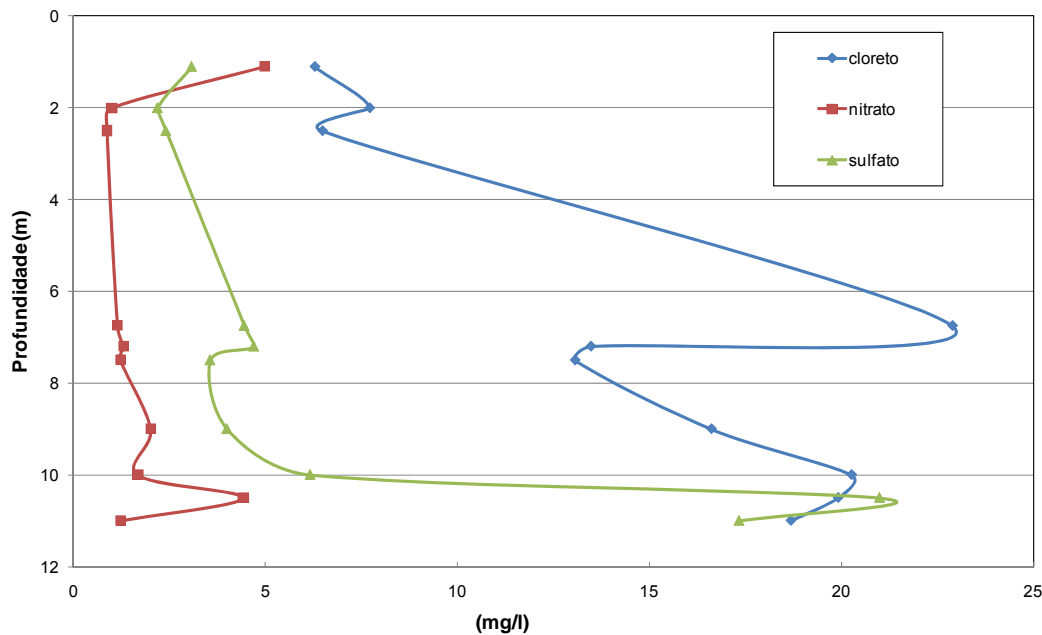


Figura 5.35 – Variação dos íons cloretos, nitratos e sulfatos com a profundidade.

5.2.5. Caracterização Mineralógica

Os solos residuais caracterizam-se por uma transformação gradual dos minerais primários, presentes na rocha mãe, em minerais secundários, argilo-minerais e oxi-hidróxidos de alumínio presentes nos solos mais intemperizados (Camapum de Carvalho, 2004). A caracterização mineralógica das diversas frações do solo pode contribuir para melhor entender seus diversos parâmetros. Em razão disto, a caracterização dos solos estudados inclui a realização de ensaios de difração de raios-X e microscopia ótica para identificar os minerais presentes em todo o perfil.

Os ensaios com a técnica de difratometria de raios-X, realizada em amostras de solos, foram conduzidos na PUC-Rio e no Laboratório de Análise de Minerais e Rochas – LAMIR, da UFPR. Foram analisadas as frações silte e argila dos solos. Uma descrição detalhada dos ensaios pode ser encontrada em Oliveira (2006). A seguir estão apresentados os difratogramas representativos das cinco camadas de solo.

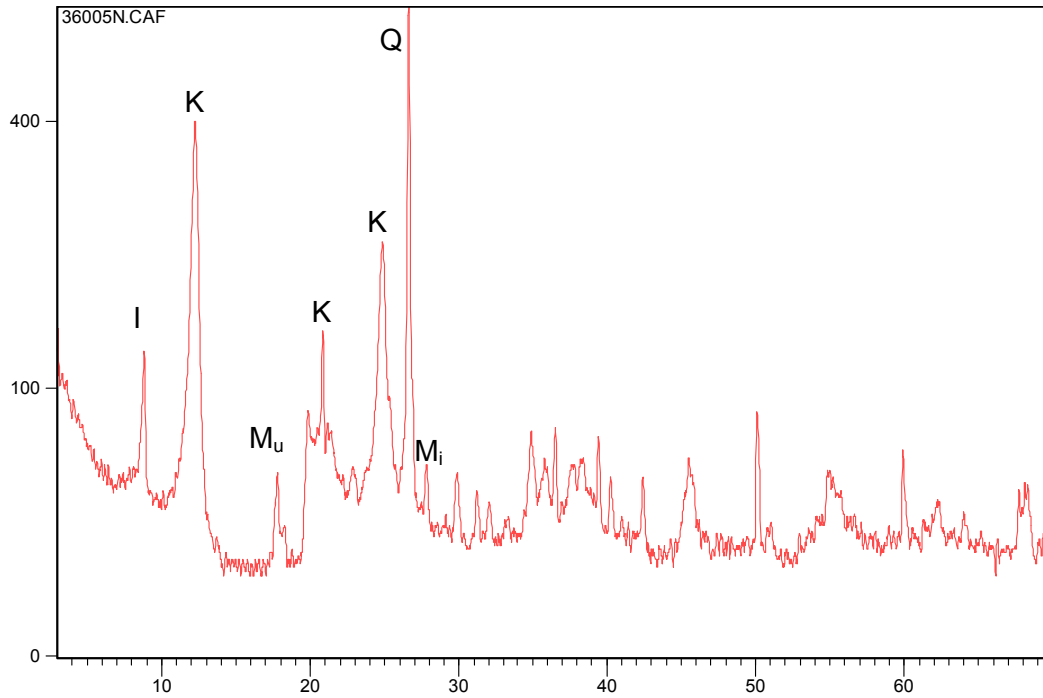


Figura 5.36 – Difratograma do Solo Marrom (fração silte amostra 2.4108.05) sem tratamento. I: ilita; K: caulinita; Mu: muscovita; Q: quartzo; Mi: Microclina (Oliveira, 2006).

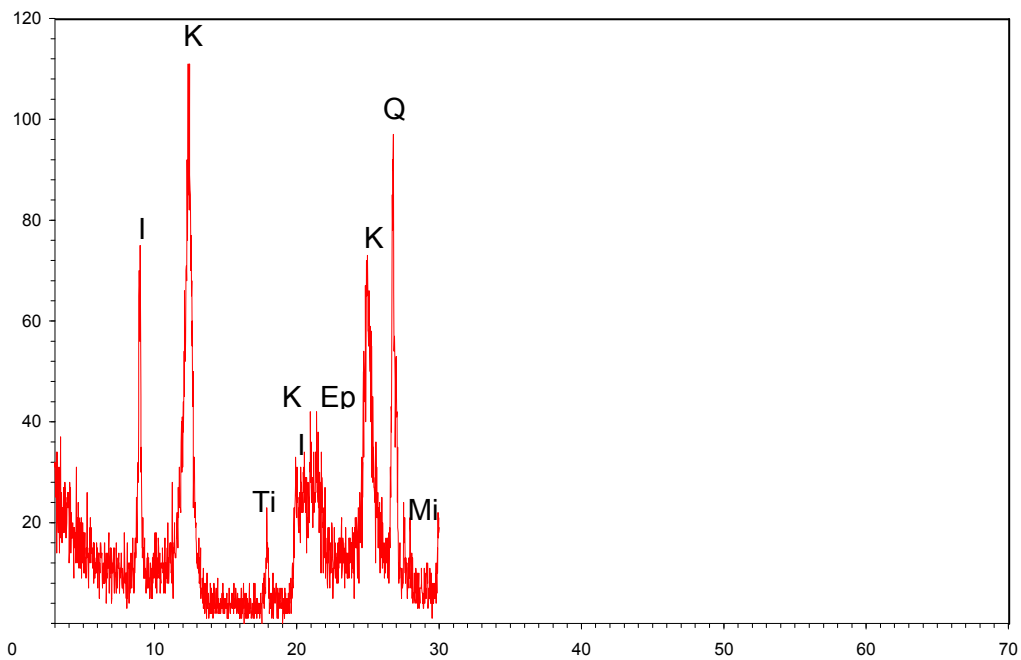


Figura 5.37 – Difratograma do Solo Vermelho (fração argila amostra 2.4523.05) sem tratamento. I: ilita; K: caulinita; Ti: titanita; Q: quartzo; Mi: Microclina; Ep: epídoto (Oliveira, 2006).

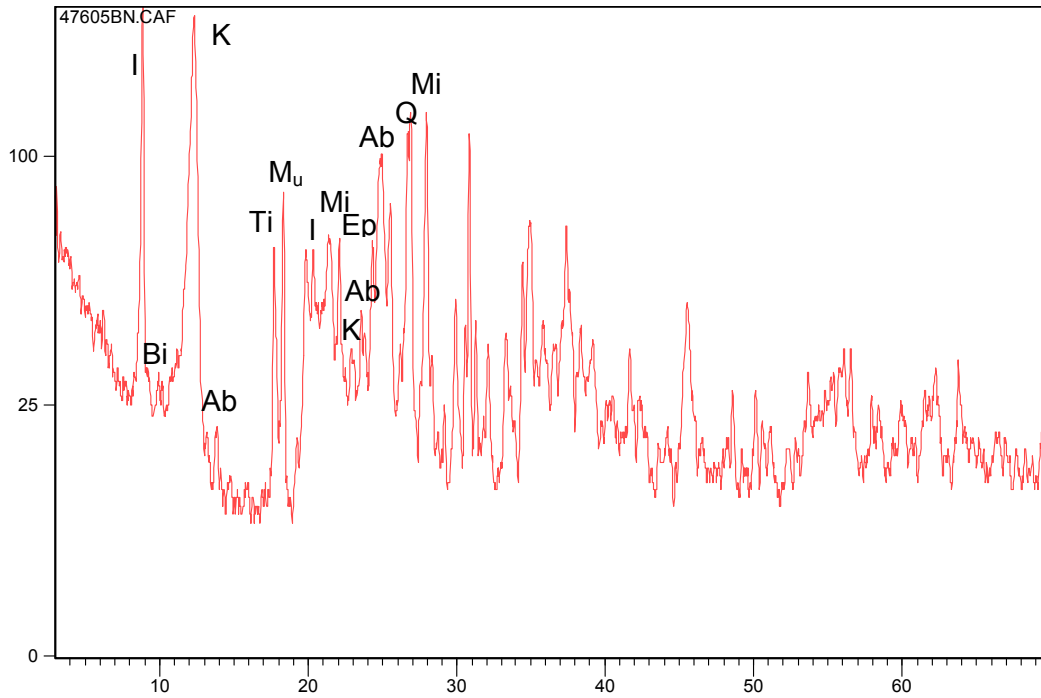


Figura 5.38 – Difratograma do Solo Laranja (fração silte amostra 2.4528.05) sem tratamento. I: ilita; K: caulinita; Ti: titanita; Q: quartzo; Mi: Microclina; Ep: epídoto; Mu: muscovita; Ab: albita; Bi: biotita (Oliveira, 2006).

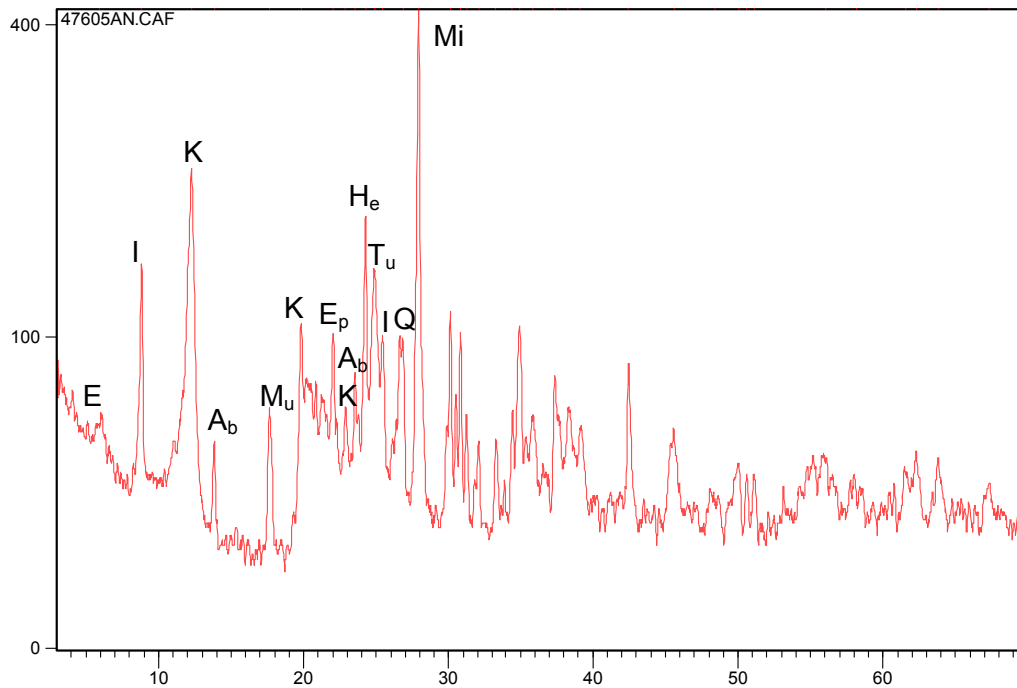


Figura 5.39 – Difratograma do Solo Amarelo (fração silte amostra 2.4521.05) sem tratamento. E: esmectita; I: ilita; K: caulinita; Ti: titanita; Tu: turmalina; Q: quartzo; Mi: Microclina; Ep: epídoto; Mu: muscovita; Ab: albita; Bi: biotita He: hematita (Oliveira, 2006).

Mi

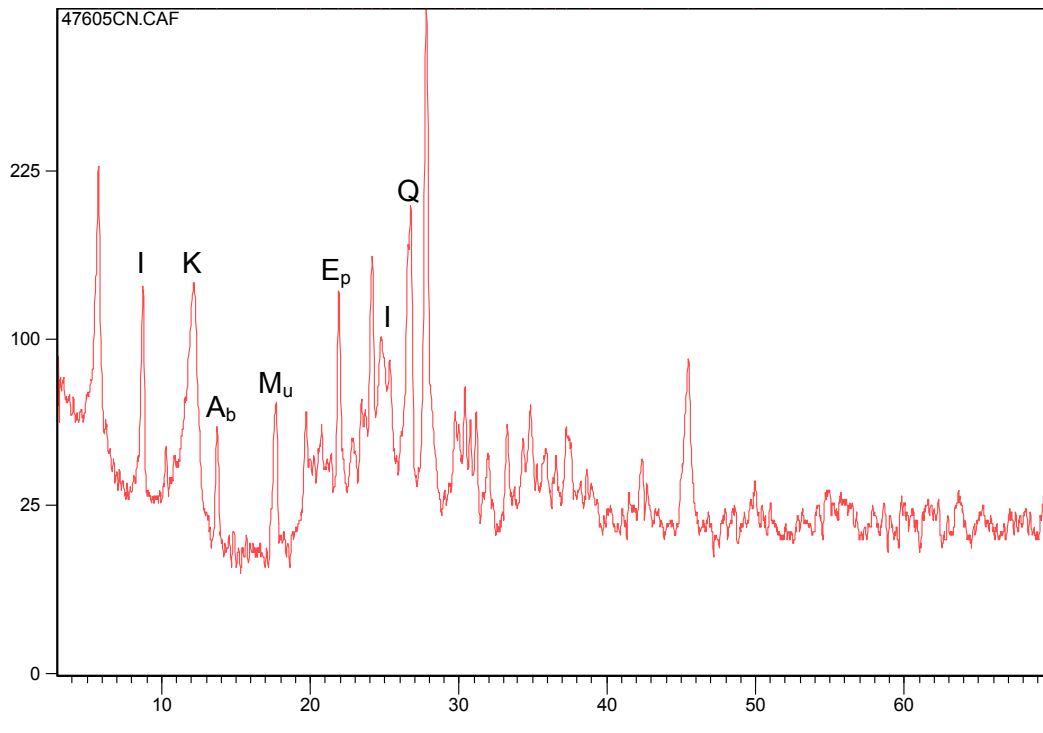


Figura 5.40 – Difratograma do Solo Branco (fração silte amostra 2.4524.05) sem tratamento. E: esmectita; I: ilita; K: caulinita; Q: quartzo; Mi: Microclina; Ep: epídoto; Mu: muscovita; Ab: albita (Oliveira, 2006).

Em um difratograma, picos estreitos, simétricos e bem definidos (mais intensos) caracterizam mineral com estrutura cristalina bem definida. No difratograma também podem ser identificados picos menos intensos, conforme foi observado. A Tabela 5.14 resume os resultados dos difratogramas realizados.

No caso de rochas ígneas e metamórficas ácidas brasileiras, os dados da literatura indicam o quartzo, o feldspato e as micas como os minerais mais comuns na fração grossa. Na fração argila, o mineral argílico predominante é a caulinita e os óxidos, especialmente nas camadas mais superficiais (Souza Neto *et al.*, 2001). São essas características que são observadas nos solos estudados.

Conforme observado por Oliveira (2006) a análise mineralógica do perfil de intemperismo revelou que o quartzo é o mineral de maior estabilidade química, seguindo-lhe o feldspato potássico (microclina) e a mica (muscovita).

Os minerais neoformados mais representativos pertencem ao grupo da caulinita, como produtos da alteração dos feldspatos e das micas, observando-se também a presença de ilita e hematita, provavelmente como produtos de alteração da biotita.

Tabela 5.14 – Minerais identificados por difratometria de raios-X (Oliveira, 2006).

Amostras	Solo	Picos mais intensos	Picos menos intensos
2.4108.05	Marrom	Caulinita Ilita Microclina Quartzo	Muscovita
2.4523.05	Vermelho	Caulinita Ilita Quartzo Titanita	Epidoto Microclina
2.4528.05	Laranja	Caulinita Ilita Quartzo	Albita Biotita Epidoto Microclina Muscovita Titanita
2.4521.05	Amarelo	Albita Caulinita Hematita Ilita Muscovita Turmalina	Epidoto Esmectita Quartzo
2.4524.05	Branco	Caulinita Ilita Microclina Muscovita Quartzo	Albita Biotita Epidoto Esmectita Hematita Turmalina

5.2.6. Caracterização Microestrutural

A compreensão dos mecanismos que controlam o comportamento dos solos muitas vezes requer um estudo de sua micro-estrutura. Trabalhos desenvolvidos na década de 1970 (por exemplo, Collins e McGown, 1974; Mitchell, 1976) mostraram que os diferentes tipos de arranjos e interações entre as partículas podem ser relacionados – ao menos qualitativamente – a propriedades de engenharia dos solos. A análise microscópica de solos permite identificar a micro-estrutura e a composição das partículas.

Com o intuito de complementar as análises físicas já disponíveis e o estudo da mineralogia dos solos, foram analisadas sob microscópio óptico amostras indeformadas de solo de quatro diferentes profundidades (Oliveira, 2006). As análises foram realizadas no microscópio petrográfico, também conhecido como microscópio óptico polarizante, do DCMM – Departamento de Ciência dos Materiais e Metalurgia da PUC-Rio. As fotografias foram obtidas

fazendo-se atravessar luz polarizada por lâminas finas do material na condição indeformada. Essas lâminas foram obtidas por desbaste mecânico de amostras previamente secas e lentamente impregnadas com resina epóxi, o que resulta numa espessura final de cerca de 30 μm . Foram analisadas amostras de solo indeformadas, representativas do solo Branco, Amarelo, Laranja e Marrom com aumento de 25 vezes. Com o auxílio de técnicas de processamento e análise digital de imagem, a micromorfologia é capaz de fornecer resultados de porosidade com precisão elevada. A descrição detalhada das análises pode ser obtida em Oliveira (2006).

As figuras a seguir apresentam os dados de morfologia dos poros, de mineralogia do solo e de sua microestrutura. Podem-se verificar no perfil modificações principalmente em relação à estrutura do solo e à porosidade. Através da análise das amostras de diferentes profundidades observa-se que há um elevado percentual de macroporos nos solos mais intemperizados. Os vazios são representados por vários tons de azul. O solo Marrom apresenta macroporos e grande quantidade de óxidos precipitados (Figura 5.41).

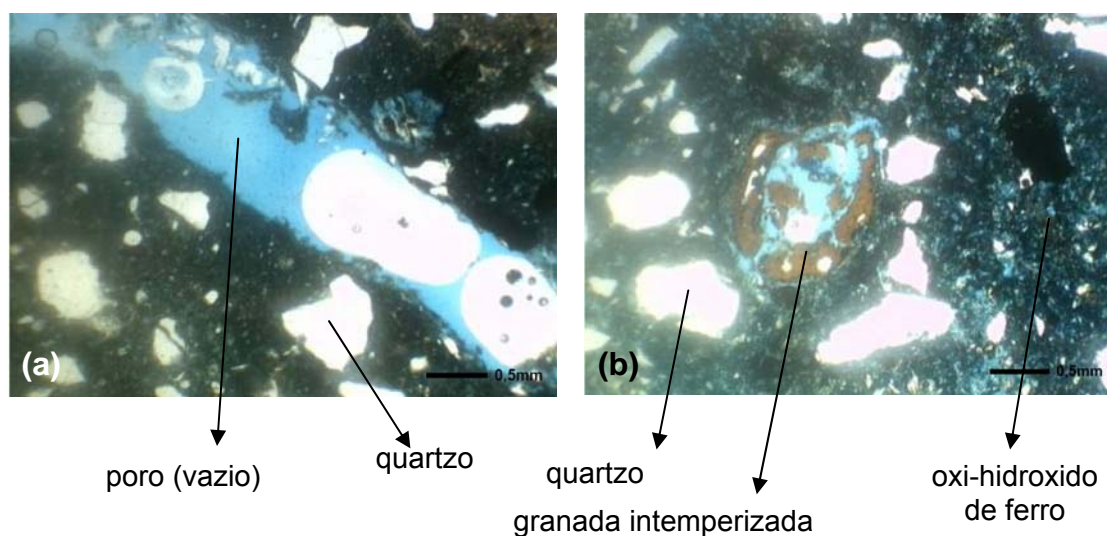


Figura 5.41 – Fotomicrografia do solo Marrom. Aumento de 25 vezes. Luz plana. (a) Macroporo (1 mm) em forma de canal. (b) Óxidos precipitados.

O solo Laranja apresenta diâmetro de poros menores comparados aos do solo Marrom. Também observa-se a grande quantidade de microporos, bem como quartzos possivelmente recristalizados alinhados e óxidos de ferro precipitados formando faixas, fato evidenciado macroscopicamente no solo Laranja pelos veios pretos (Figura 5.42).

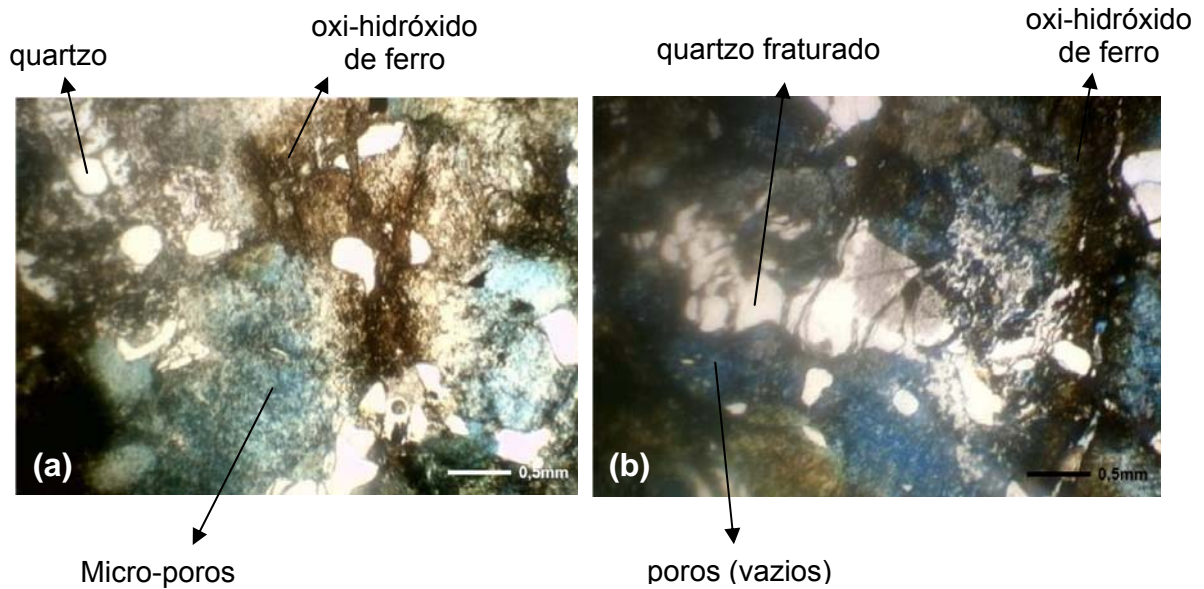


Figura 5.42 – Fotomicrografia do solo Laranja. Aumento de 25 vezes. Luz plana. (a) Microporos. (b) Microporos, bem como quartzos possivelmente recristalizados alinhados e óxidos de ferro precipitados formando faixas.

No solo Amarelo (Figura 5.43) visualizam-se plagioclásio e epidoto muito alterados e quartzo fraturado. Isto confirma que o solo Amarelo se encontra menos intemperizado que o Laranja já que, no solo Laranja (Figura 5.42), as formas dos minerais já não são mais bem determinadas.

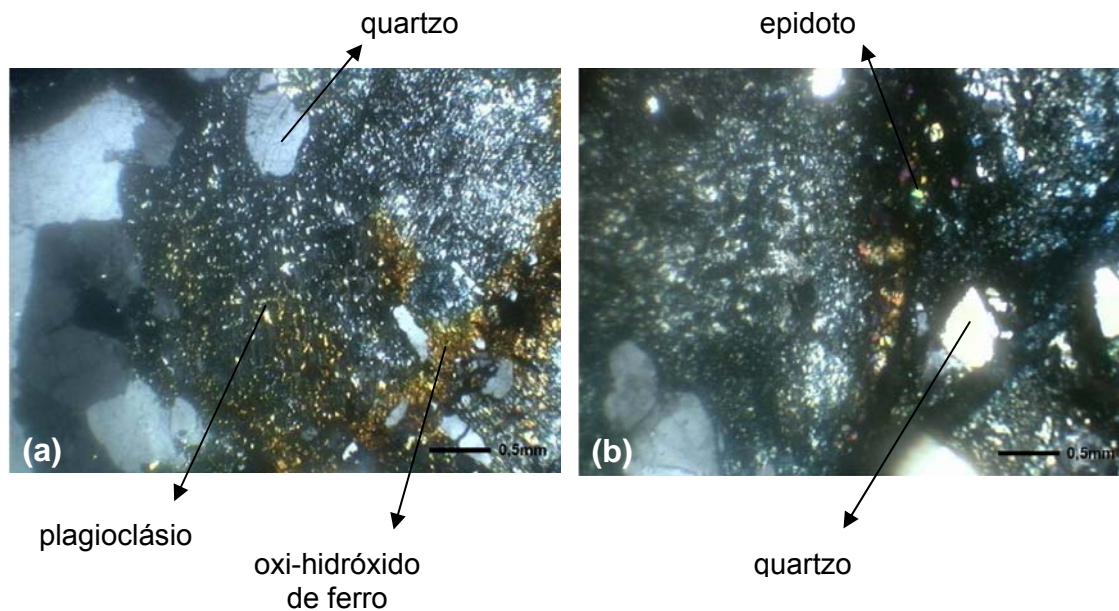


Figura 5.43 – Fotomicrografia do solo Amarelo. Aumento de 25 vezes. Luz plana. (a) Plagioclásio alterado. (b) Epidoto alterado.

No solo Branco observa-se a presença de minerais mais preservados que em todos os outros solos. Nota-se a presença de plagioclásio, microclina e epidoto, muito alterados, além do quartzo (Figura 5.44).

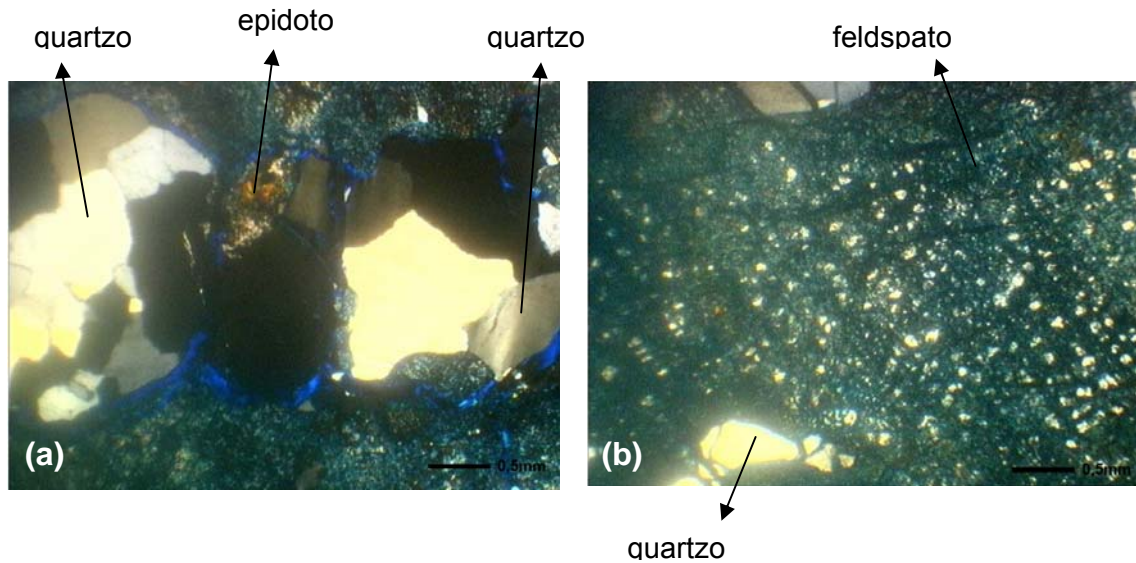


Figura 5.44 – Fotomicrografia do solo Branco. Aumento de 25 vezes. Luz plana. (a) Quartzo. (b) Mineral se alterando.

Com base na microscopia ótica, pode-se dizer que o perfil residual apresenta, de forma geral:

- Presença de quartzo angular em todos os solos;
- Macro-poros no solo Marrom e micro-poros nos demais solos;
- Pigmentação por óxido de ferro, em maior quantidade no solo Marrom e em menor quantidade no solo Laranja.

5.3. Variação dos Índices Físicos com Processos de Secagem e Umedecimento

Com os dados dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de sucção, compressão simples e compressão diametral, que foram secados e umedecidos a partir da umidade de campo, é possível analisar a variação dos índices físicos dos solos estudados com estes processos. Como citado anteriormente, o umedecimento dos corpos-de-prova se deu através de vapor d'água e a secagem foi feita expondo-os ao ar. Os dados provenientes desses corpos-de-prova, indeformados e compactados, foram avaliados e os resultados são apresentados a seguir.

Na Figura 5.45 são apresentadas as variações do peso específico seco dos solos indeformados em função do índice de vazios. Os limites superior e inferior desses parâmetros para as diferentes categorias de solo se sobrepõem, mas há uma tendência do solo Branco apresentar os menores índices de vazios e maiores pesos específicos secos, seguido do Amarelo, Laranja e Vermelho. O solo Marrom tem a maior variação, cobrindo quase toda a faixa de valores encontrada para o perfil. Para o solo Branco o peso específico seco situa-se entre 19 e 11 kN/m³ e o índice de vazios entre 0,4 e 1,3. O peso específico seco do material Amarelo varia entre 16 e 11 kN/m³ e o índice de vazios entre 0,6 e 1,4. Para o solo Laranja o peso específico seco varia entre 15 e 10 kN/m³ e o índice de vazios entre 0,8 e 1,6. O peso específico seco do solo Vermelho varia entre 16 e 10 kN/m³ e o índice de vazios entre 0,6 e 1,5. Nas amostras do solo Vermelho foram desprezados os dados das amostras que apresentaram índice de vazios maior do que 1,6. O peso específico seco do solo Marrom varia entre 17 e 10 kN/m³ e o índice de vazios entre 0,5 e 1,5. Também para o solo Marrom, as amostras que apresentaram índice de vazios superior a 1,5 foram desprezadas, pois estes valores estão muito diferentes das demais.

Adicionando-se uma linha de tendência aos dados obtém-se a equação:

$$\gamma_s = -6,32 \cdot \ln e + 13,22 \quad \text{(Equação 5.1)}$$

Por essa equação, o grau de correlação entre γ_s e e é de 0,9976, sugerindo que as medidas de massa e volume efetuadas nas diferentes amostras foram adequadas, ou seja, não apresentaram erros experimentais relevantes.

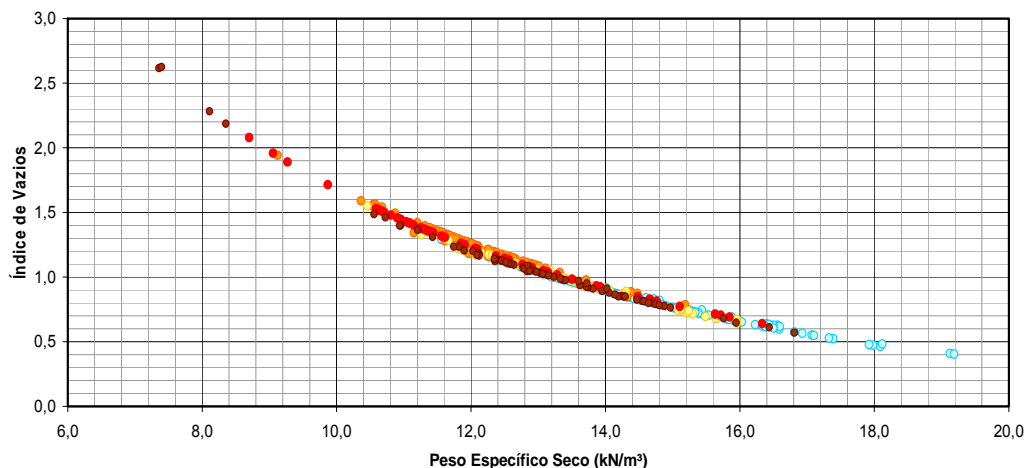


Figura 5.45 – Variação do Peso Específico Seco com o Índice de Vazios para todos os solos.

Nas figuras 5.43, 5.44, 5.45, 5.46, 5.47 e 5.48 são apresentadas as relações entre o teor de umidade gravimétrico e o teor de umidade volumétrico

para os solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom. De forma geral, os solos apresentam relações entre os teores de umidade volumétrico e gravimétrico similares.

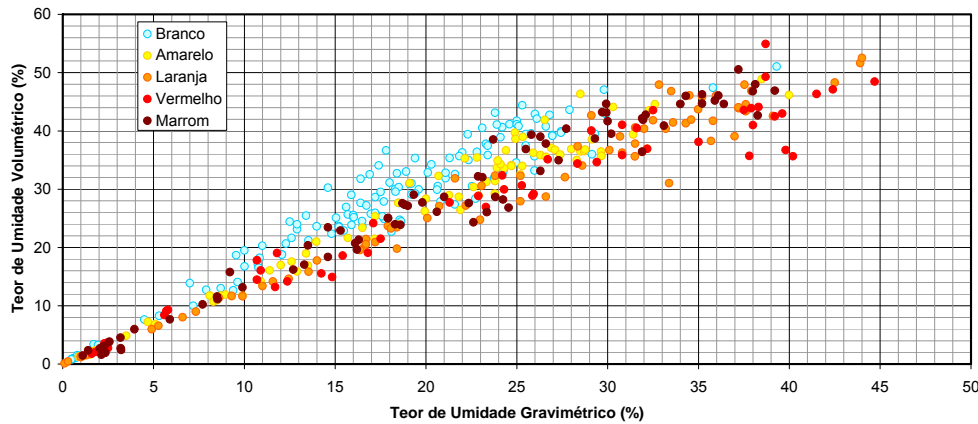


Figura 5.46 – Relação entre o Teor de Umidade Volumétrico e Teor de Umidade Gravimétrico para todas as amostras.

A relação entre o teor de umidade volumétrico e gravimétrico de um solo equivale ao peso específico seco do material. Ou seja, a partir destes gráficos é possível visualizar a variação de peso específico seco dos solos. Na figura abaixo apresenta-se a relação entre o teor de umidade gravimétrico e o teor de umidade gravimétrico para o solo Branco. São representadas linhas de mesmo peso específico seco médio (1,5474 gf/cm³), máximo (2,1277 gf/cm³) e mínimo (1,2195 gf/cm³).

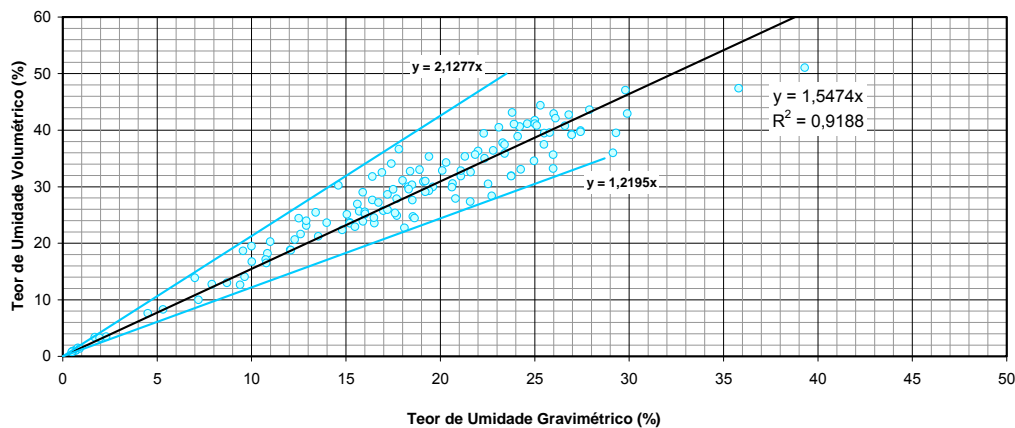


Figura 5.47 – Relação entre o Teor de Umidade Volumétrico e Teor de Umidade Gravimétrico para o solo Branco.

A mesma relação é apresentada para cada um dos solos do talude. O solo Amarelo apresenta peso específico médio de 1,3542 gf/cm³ e valores limites de 1,1236 gf/cm³ (mínimo) e 1,6667 gf/cm³ (máximo) (ver Figura 5.48). O solo

Laranja apresenta peso específico médio de $1,2147 \text{ gf/cm}^3$ e valores limites de $1,0417 \text{ gf/cm}^3$ (mínimo) e $1,5152 \text{ gf/cm}^3$ (máximo) (ver Figura 5.49). Para o solo Vermelho o peso específico médio é de $1,1833 \text{ gf/cm}^3$ e valores limites de $0,9524 \text{ gf/cm}^3$ (mínimo) e $1,7241 \text{ gf/cm}^3$ (máximo) (ver Figura 5.50).

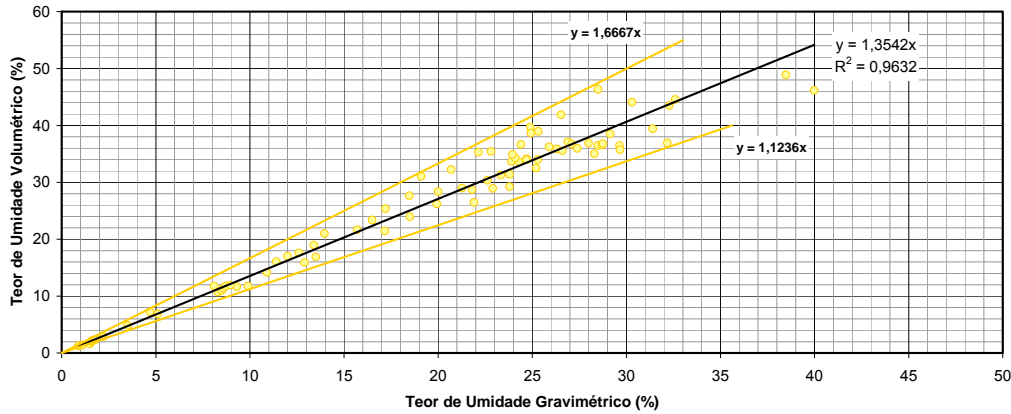


Figura 5.48 – Relação entre o Teor de Umidade Volumétrica e Teor de Umidade Gravimétrica para o solo Amarelo.

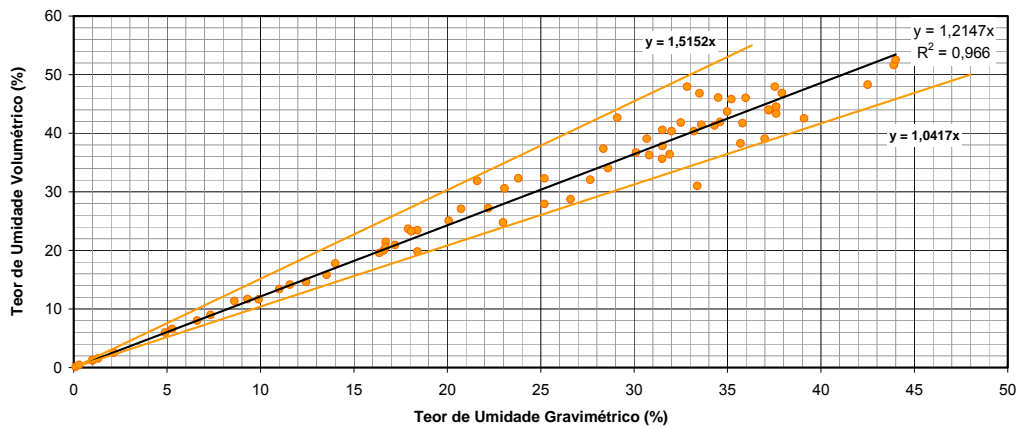


Figura 5.49 – Relação entre o Teor de Umidade Volumétrica e Teor de Umidade Gravimétrica para o solo Laranja.

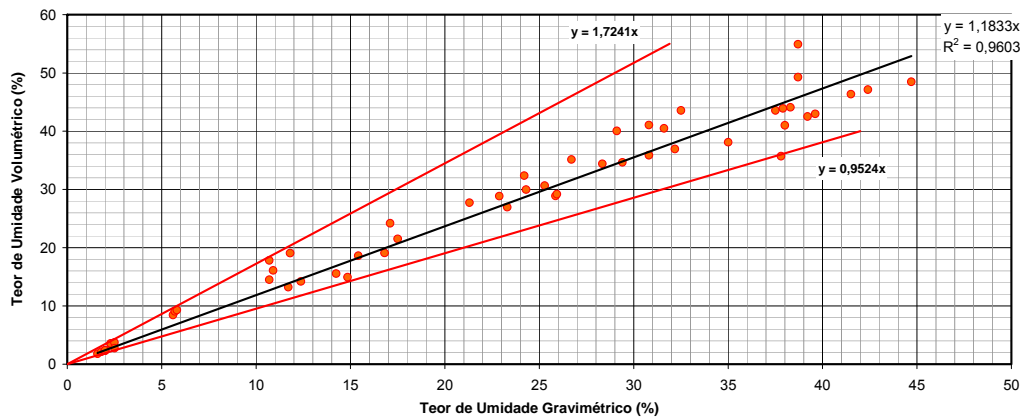


Figura 5.50 – Relação entre o Teor de Umidade Volumétrica e Teor de Umidade Gravimétrica para o solo Vermelho.

Do solo Vermelho ao Solo Branco, há a tendência do peso específico das amostras aumentar com a profundidade. A exceção é apresentada pelo solo Marrom que apresenta peso específico seco superior ao do solo Vermelho. O peso específico médio do solo Marrom é de 1,3129 gf/cm^3 , variando entre 1,8182 gf/cm^3 e 1,0417 gf/cm^3 . Cabe ressaltar que esses valores não se referem apenas a amostras em teores de umidade natural e sim de amostras umedecidas e ressecadas.

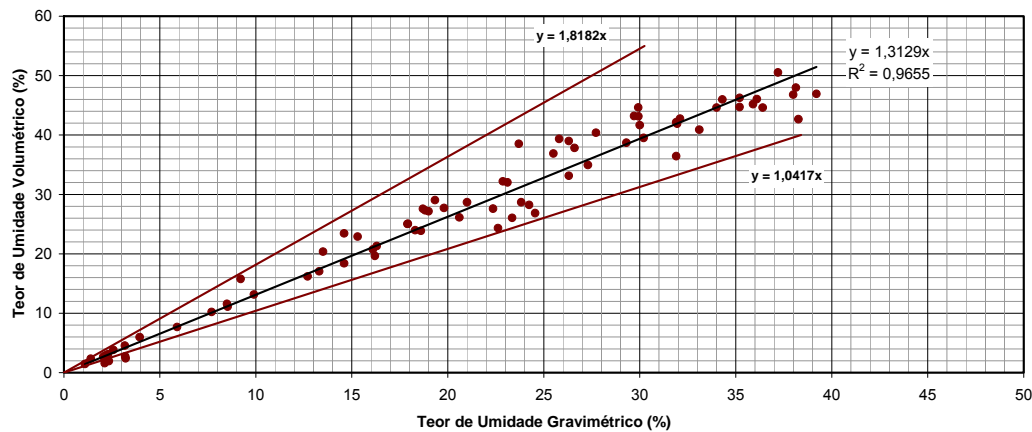


Figura 5.51 – Relação entre o Teor de Umidade Volumétrico e Teor de Umidade Gravimétrico para o solo Marrom.

A Tabela 5.15 resume a variação de peso específico seco encontrada para os solos. A maior variação é do solo Branco, seguido do solo Marrom e Vermelho. A menor variação é do solo Laranja.

Tabela 5.15 – Variação do peso específico seco para os solos estudados.

Solo	Peso Específico Seco (gf/cm^3)		
	Valor mínimo	Valor máximo	Valor médio
Branco	1,219	2,127	1,547
Amarelo	1,123	1,666	1,354
Laranja	1,041	1,515	1,214
Vermelho	0,952	1,724	1,183
Marrom	1,041	1,818	1,312

Nas figuras 5.49 a 5.53 são apresentadas as variações de índice de vazios com o grau de saturação. Para o solo Marrom as amostras 2.4101.05 e 2.4102.05 (pontos em laranja no gráfico) foram desprezadas na determinação da média por apresentarem um valor de índice de vazios díspar das demais. Observa-se que, na média, o valor do índice de vazios é constante para cada solo. O solo Vermelho é o que apresentou maior dispersão no índice de vazios.

O solo Branco apresenta os menores índices de vazios seguido do solo Amarelo, Laranja e Vermelho. O solo Marrom, mais intemperizado, apresenta índices de vazios, na média, inferiores aos dos solos Laranja e Vermelho.

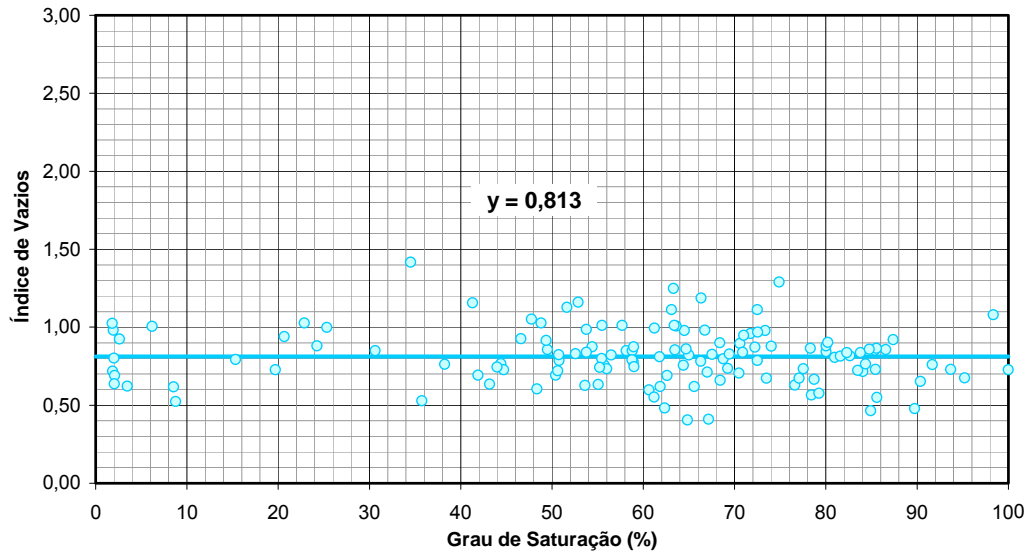


Figura 5.52 – Variação do Índice de Vazios com o Grau de Saturação para o solo Branco.

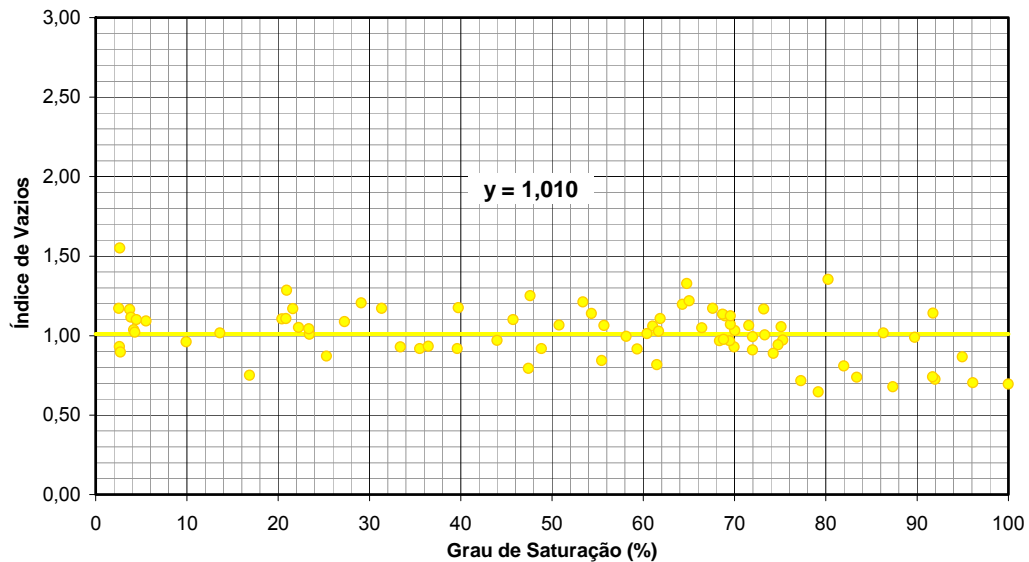


Figura 5.53 – Variação do Índice de Vazios com o Grau de Saturação para o solo Amarelo.

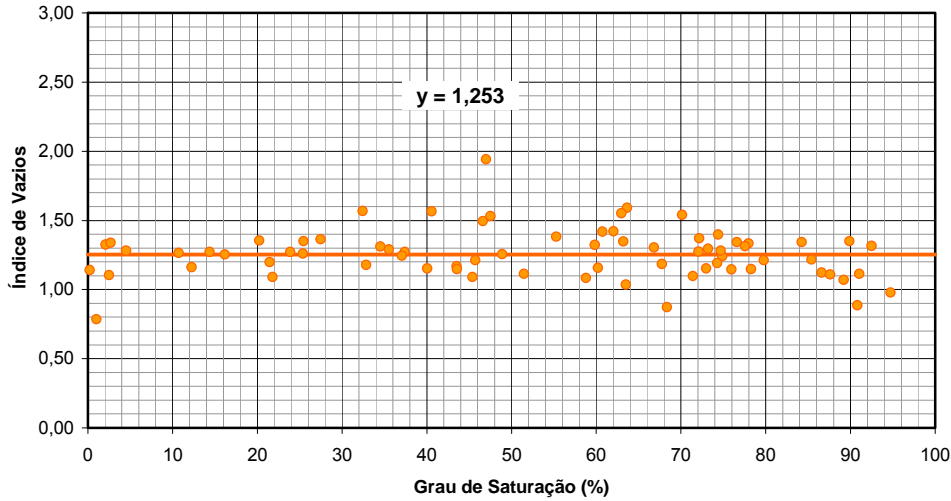


Figura 5.54 – Variação do Índice de Vazios com o Grau de Saturação para o solo Laranja.

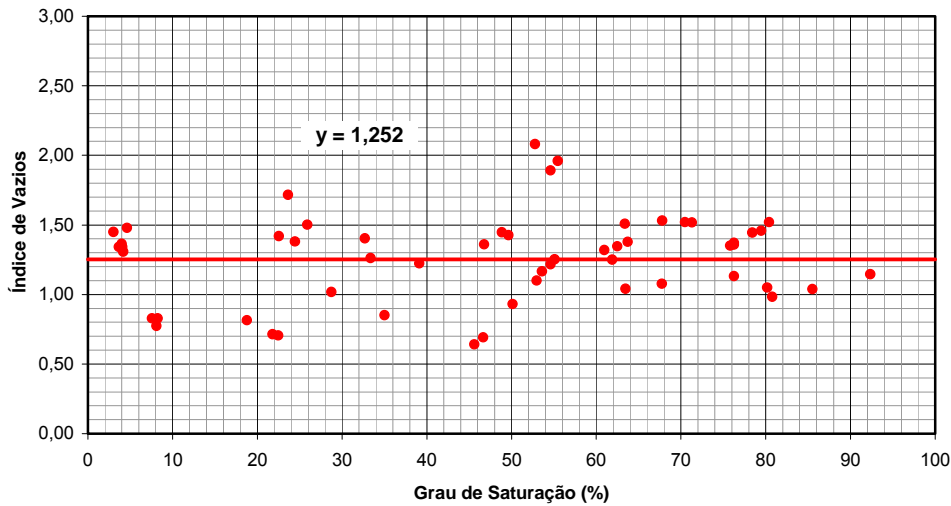


Figura 5.55 – Variação do Índice de Vazios com o Grau de Saturação para o solo Vermelho.

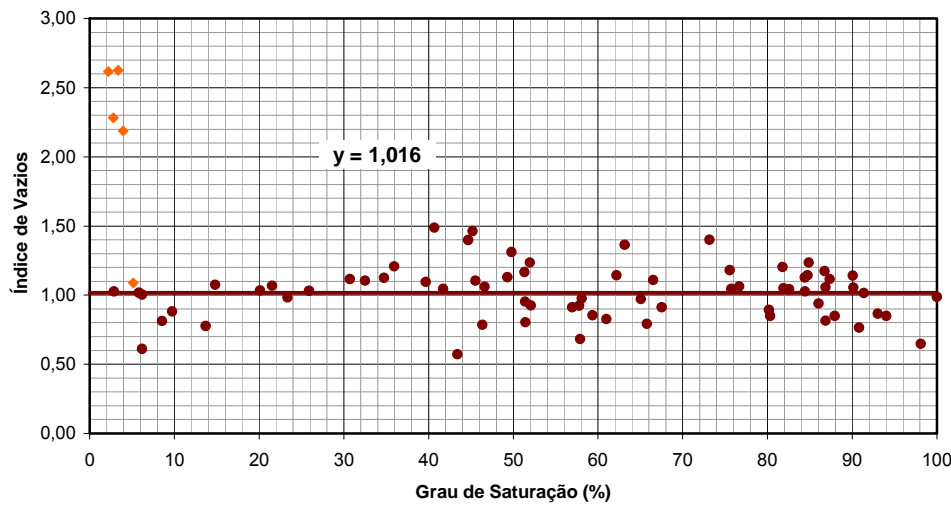


Figura 5.56 – Variação do Índice de Vazios com o Grau de Saturação para o solo Marrom.

A Tabela 5.16 resume os dados apresentados para a variação do índice de vazios. O maior desvio padrão é o do solo Marrom, com 0,37 e do solo Vermelho com 0,31. Os solos Branco, Amarelo e Laranja apresentam menor variação para o índice de vazios com desvio padrão de cerca de 0,18. Tais resultados sugerem, de um modo geral que, à exceção dos solos Marrom e Vermelho, os demais materiais em estudo não apresentam variações significativas de volume com variações do grau de saturação, ou seja, os mesmos podem ser considerados como incompressíveis em presença de variações de umidade.

Tabela 5.16 – Variação do índice de vazios para os solos estudados.

Solo	Índice de vazios	
	Valor médio	Desvio padrão
Branco	0,813	0,18
Amarelo	1,010	0,17
Laranja	1,253	0,18
Vermelho	1,252	0,31
Marrom	1,016	0,37

De acordo com Barroso *et al.* (1996) as relações entre peso específico, porosidade e teor de umidade de saturação com os estágios de alteração são não lineares e a dispersão dos dados aumenta com a alteração, provavelmente refletindo a heterogeneidade do processo de intemperismo.

O limite de contração dos solos é que divide o estado do solo entre semi-sólido e sólido. O valor da sucção no limite de contração dos solos foi definido por Terzaghi e Peck (1948) como sucção de transição, pois a partir deste valor de sucção a relação variação de volume - sucção muda de comportamento.

Para avaliar o comportamento contrativo dos solos estudados, realizou-se o monitoramento da sua variação de índice de vazios com o teor de umidade. Corpos-de-prova de 10 cm de diâmetro e 2 cm de altura foram moldados a partir de blocos indeformados dos solos estudados e deixados secar, a partir da umidade natural à temperatura ambiente em cima de uma balança. Durante 20 dias o peso e a variação de volume desses corpos-de-prova foram monitorados. Ao final do período foram traçadas as curvas de índice de vazios versus teor de umidade, que estão reproduzidas na Figura 5.57. Os solos Branco e Amarelo não apresentaram redução de volume e o solo Laranja reduziu tão pouco que é difícil quantificar. Confirmou-se, desta forma o anteriormente mencionado ao se analisar os resultados apresentados nas Figuras 5.52 a 5.54. O solo Marrom foi o único que apresentou redução de volume. Não havia amostras do solo

Vermelho disponíveis para o teste e, portanto não foi possível determinar o padrão de contração desse solo. Na Figura 5.58 são apresentados os corpos-de-prova ao final do tempo de secagem.

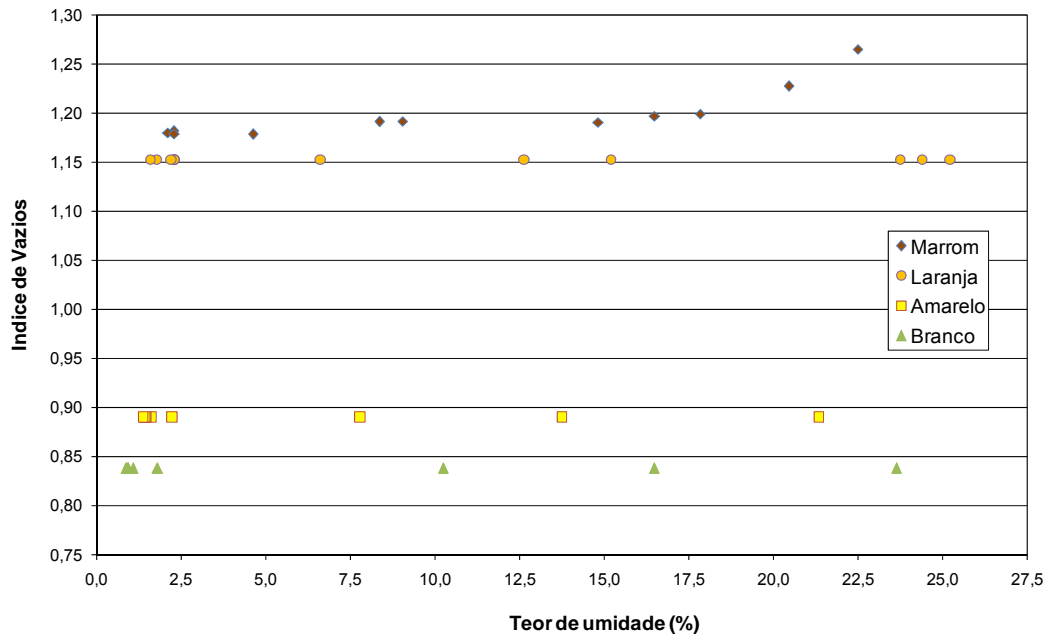


Figura 5.57 – Variação do índice de vazios versus teor de umidade de amostras indeformadas.

Neste trabalho, define-se como limite de contração como o ponto na curva índice de vazios versus teor de umidade onde não há mais variação de volume do corpo-de-prova. A Tabela 5.17 resume os valores de limite de contração determinados na Figura 5.57. Esse limite será importante na análise dos resultados mecânicos que será efetuada no Capítulo 8, pois tem grande influência no comportamento dos solos não saturados.

Tabela 5.17 – Limite de contração de amostras indeformadas.

Solo	Limite de Contração (%)
Marrom	Atingiu o índice de vazios mínimo em 15%
Vermelho	Não foi ensaiado
Laranja	Apenas soltou do anel no teor de umidade de 6,63%
Amarelo	Não apresentou contração
Branco	Não apresentou contração

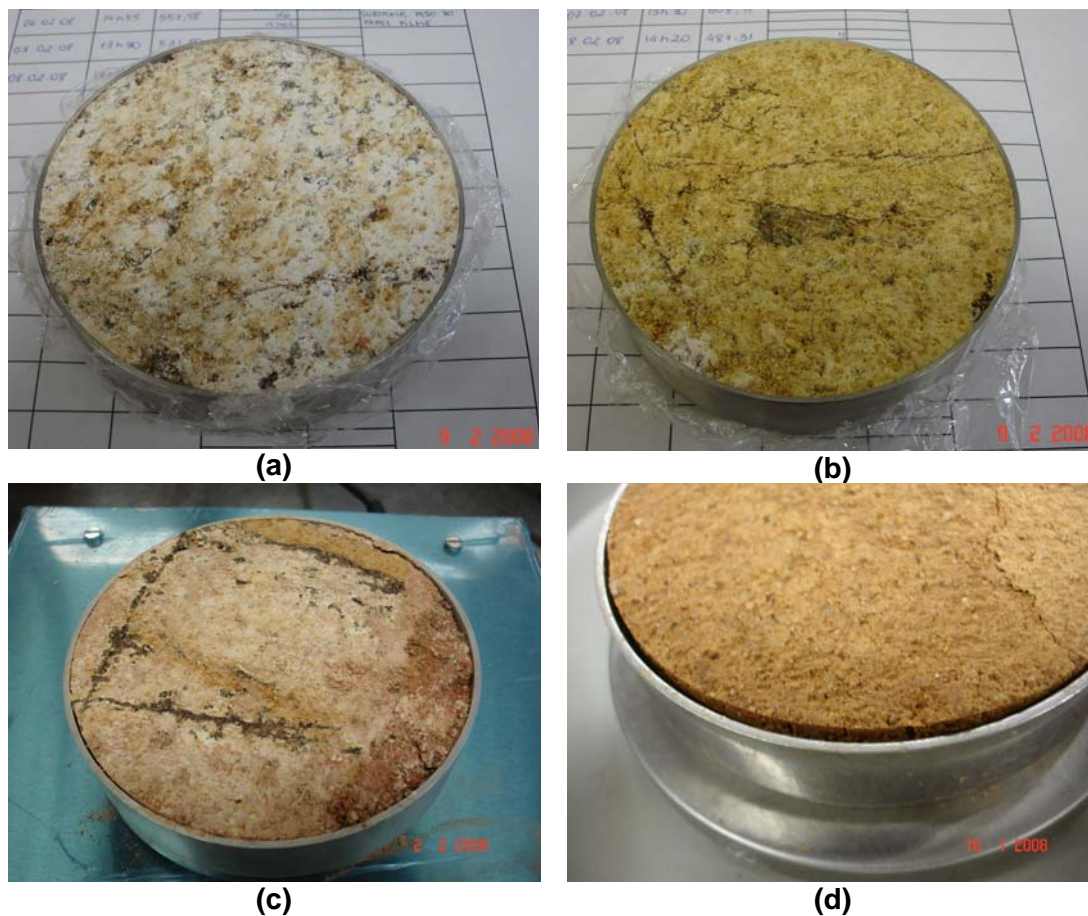


Figura 5.58 – Corpos-de-prova após secagem ao ar. (a) Branco. (b) Amarelo. (c) Laranja. (d) Marrom.

Provavelmente, os solos Branco, Amarelo e Laranja não apresentaram contração durante o período de secagem por não terem argila em sua composição e por apresentarem uma estrutura rígida, talvez cimentada, originária da rocha mãe.

Por outro lado, o solo Marrom, mais argiloso e mais intemperizado apresentou pequena redução de volume durante a secagem. O volume inicial do solo ensaiado era de $120,46 \text{ cm}^3$ para um teor de umidade de 22,5% e, ao final do teste seu volume foi reduzido para $115,60 \text{ cm}^3$ para um teor de umidade de 2,3%, o que equivale a uma redução de 4%.

Os valores médios de peso específico seco, índice de vazios e porosidade encontrados para os solos Branco, Amarelo, Laranja e Marrom estão apresentados na Tabela 5.24. Esses valores serão utilizados oportunamente quando necessários dados médios representativos das categorias estudadas.

Tabela 5.18 – Valores de Peso Específico Seco, Índice de Vazios e Porosidade representativos para cada tipo de solo.

Solo	Peso Específico Seco (kN/m³)	Índice de Vazios	Porosidade
Branco	15,18	0,813	0,443
Amarelo	13,28	1,010	0,499
Laranja	11,92	1,253	0,553
Vermelho	11,60	1,252	0,547
Marrom	12,88	1,016	0,500

A porosidade determinada pelos índices físicos das amostras de solo é comparada com os valores de porosidade determinados pelo ensaio de porosimetria de mercúrio na Tabela 5.19. O ensaio de injeção de mercúrio permite obter a porosidade interconectada, representada pelo somatório das áreas dos poros interconectáveis dos solos. Ou seja, medem-se apenas os poros que se interconectam e que são alcançados pelo mercúrio intrudido.

Analisando-se estes resultados verifica-se que a porosidade interconectada dos solos é bastante inferior à porosidade total obtida nos índices físicos. A maior diferença é encontrada no solo Marrom que apresenta 30,17% de poros interconectados e 50% de porosidade total. Neste solo 60,34% dos poros estão interconectados. A redução da porosidade interconectada em relação à porosidade total se deve à forma e ao embricamento dos grãos, a presença de minerais de granulometria fina (siltes e argilas), que ocupam os espaços intergranulares e a presença dos materiais cimentantes, que podem preencher total ou parcialmente os poros.

Tabela 5.19 – Comparação entre porosidades.

Solo	Porosidade intrudida por Hg (%)	Porosidade determinada pelos índices físicos (%)	Diferença de porosidade (%)	Porcentagem de grãos interconectados na porosidade total (%)
Marrom	30,17	50,00	19,83	60,34
Vermelho	42,07	54,70	12,63	76,91
Laranja	43,01	55,30	12,29	77,78
Amarelo	39,09	49,90	10,81	78,34
Branco	33,29	44,30	11,01	75,15

De acordo com Sandroni (1985), os solos residuais podem apresentar uma ampla faixa de porosidade, mesmo quando derivados de uma mesma rocha

matriz. A Tabela 5.20 apresenta valores típicos de densidade de grãos e índice de vazios de solos residuais encontrados no Brasil. Observa-se que para solos originários da rocha gnaisse são reportados na literatura valores de índice de vazios variando entre 0,3 e 1,1. No perfil de solo estudado foram encontrados valores de índice de vazios variando entre 0,813 (solo Branco) a 1,253 (solo Laranja).

Tabela 5.20 – Variações típicas no índice de vazios in situ em solos residuais brasileiros (Sandroni, 1985).

<i>Rocha Matriz</i>	<i>Densidade dos Grãos</i>	<i>Índice de Vazios</i>
<i>Gnaisse</i>	2,60 – 2,80	0,3 – 1,1
<i>Quartzito</i>	2,65 – 2,75	0,5 – 0,9
<i>Xisto</i>	2,70 – 2,90	0,6 – 1,2
<i>Filito e Ardósia</i>	2,75 – 2,90	0,9 – 1,3
<i>Basalto</i>	2,80 – 3,20	1,2 – 2,1

5.4. Conclusões

Os solos estudados nesse trabalho foram coletados de um talude, proveniente de um corte, de aproximadamente 12 metros de altura. Esses solos são originários de uma rocha granito-gnaisse, de composição quartzo-feldspática. Conforme exposto no Capítulo 4, até a profundidade amostrada (em torno de 25 metros) a rocha encontra-se bastante fraturada. Esse intenso fraturamento influi consideravelmente na intemperização do material e, conseqüentemente nas características dos solos formados. De acordo com informações tátil-visuais de campo, o grau de intemperismo dos solos originados varia tanto na vertical quanto na horizontal. No entanto, para facilitar a compreensão do talude e a nomenclatura dos solos, os mesmos foram divididos em categorias de acordo com uma classificação visual. O perfil foi dividido em solos “Branco”, “Amarelo”, “Laranja”, “Vermelho” e “Marrom”, sendo que o solo Branco é o menos intemperizado e o mais profundo, e o solo Marrom é o mais intemperizado e mais próximo do topo do talude.

Pode-se verificar no perfil modificações principalmente em relação à estrutura do solo e à porosidade. O intemperismo provocou nos solos um aumento da porosidade e o desenvolvimento de minerais secundários. A formação de meso poros e macro poros com a atuação do intemperismo pode ser avaliada através do microscópio ótico. Conforme pode ser visto na Figura

5.20, a distribuição do diâmetro dos poros para o solo Marrom se dá na forma bimodal, ou seja, existe uma concentração de poros em dois diâmetros distintos, característica de solos residuais que apresentam poros entre partículas e poros entre agregados.

Mesmo com a existência de um intemperismo diferencial, os dados obtidos através da difratometria de raios X mostram uma variação nítida do grau de intemperismo com a profundidade. A análise mineralógica da rocha e dos solos revelou que o quartzo é um mineral sempre presente. Ainda se fazem presentes na rocha os minerais plagioclásio (albita), microclina (feldspato potássico) e biotita. Na difratometria de raios X, os picos mais intensos e constantes em todos os solos são da caulinita e da ilita. A caulinita é produto da alteração dos feldspatos e a ilita provavelmente é produto da alteração da biotita. Na rocha e nos solos Branco e Amarelo há ainda a presença de esmectita, que não é encontrada nos solos mais superficiais. Nestes, a esmectita pode ter se transformado em caulinita e/ou ilita. Nas rochas que deram origem ao perfil, a esmectita é de origem hidrotermal.

A composição granulométrica do perfil estudado é bastante variável. O teor médio de argila e silte é decrescente com a profundidade e o inverso ocorre com as frações grossas: à medida em que a profundidade aumenta, os teores de areia e pedregulho aumentam. Esta variação está provavelmente associada ao intemperismo.

O limite de liquidez e o limite de plasticidade tendem a aumentar com o decréscimo da profundidade. O limite de liquidez varia de 32 (solo Branco) a 46 (solo Marrom). O valor do limite de plasticidade varia de 27 (solo Branco) a 32 (solo Marrom). Em campo, o teor de umidade das amostras coletadas situava-se abaixo do limite de plasticidade.

O índice de vazios tem o menor valor na profundidade de 11 metros, no solo Branco, em média apresentando o valor de 0,5. Esse parâmetro cresce com o decréscimo da profundidade, atingindo seu maior valor nos solos Laranja e Vermelho, próximo de 1,5. Para o solo próximo ao topo do talude o valor do índice de vazios volta a decrescer, atingindo valores até de 0,6.

O estudo de variação dos índices físicos das amostras de solo sujeitas a processos de secagem e umedecimento mostrou que o índice de vazios desses solos praticamente não se altera com seu grau de saturação. Isto pode ser consequência da cimentação dos solos residuais. Nos solos pouco intemperizados (solos saprolíticos), a agregação ainda é pequena e a estrutura é influenciada pela estrutura da rocha mãe. Nos solos residuais mais

intemperizados, a agregação é efeito da cristalização, alteração mineral e precipitação de material cimentante, como óxidos e silicatos.

Nas análises químicas é possível visualizar a intemperização do perfil através dos elementos químicos presentes. Os solos mais profundos apresentam em sua composição uma maior quantidade de cálcio e magnésio, enquanto que nos solos mais superficiais observa-se uma maior quantidade de alumínio e hidrogênio. Devido à essa composição, o solo Branco apresenta um valor de pH igual a 6, enquanto que no solo Marrom o pH é igual a 4,2. Tanto o hidrogênio quanto o alumínio tem caráter ácido. Também observa-se que o teor de SiO_2 é mais alto no solo Branco que no solo Marrom, enquanto que os teores de Fe_2O_3 e Al_2O_3 praticamente dobram do solo Branco ao Solo Marrom. Os óxidos de ferro e alumínio são responsáveis pela cimentação do material.

6 Investigação Experimental: Propriedades Hidráulicas

A capacidade de retenção de água é avaliada nesse capítulo. Esta propriedade dos solos é determinada através do método do papel filtro e do ensaio de porosimetria de mercúrio para todos os níveis de intemperismo estudados. Também é apresentado o ensaio de resistividade elétrica. A característica de resistividade e condutividade elétrica dos solos é influenciada pelo teor de umidade, estrutura e composição dos solos e, portanto, esse parâmetro pode ser utilizado para distinguir propriedades dos solos. A relação entre resistividade e a sucção dos solos é analisada.

6.1. Curvas de Retenção

Uma propriedade fundamental dos solos não saturados, relacionada à sua habilidade em reter água quando em diferentes níveis de umidade, é descrita pela curva de retenção de água ou curva característica. A determinação da curva característica em laboratório pode ser realizada através de diferentes técnicas com relativa facilidade. Usualmente os métodos utilizados na determinação da sucção são divididos em dois grupos: (1) diretos, quando a energia negativa da água é aplicada diretamente e (2) indiretos, quando a sucção é obtida a partir de um parâmetro ou propriedade do solo ou propriedade de outro material em contato com ele.

A placa de sucção, a centrífuga e o aparelho de membrana de pressão constituem alguns métodos diretos e, entre os métodos indiretos estão o método de equilíbrio de vapor, a técnica osmótica e do papel filtro. Os métodos de determinação da sucção podem ser usados para medir tanto pressão absoluta quanto pressão relativa, dependendo da técnica de calibração. No entanto, é comum a determinação da sucção como pressão relativa. A pressão relativa define-se como a diferença entre a pressão absoluta e a pressão atmosférica. Em instrumentos que medem a pressão relativa, como piezômetros e manômetros, a pressão de água no solo estará sob tensão apenas quando os

valores de sucção forem superiores, em módulo, à pressão atmosférica (i.e., 101,3 kPa) (Marinho, 1997). Neste valor, a água nos sistemas de medição começa a cavitatar, e este é um dos maiores problemas associados à determinação da sucção. Cavitação é o nome que se dá ao fenómeno de vaporização de um líquido pela redução da pressão, durante seu movimento a uma temperatura constante. A cavitação impede a correta determinação da pressão negativa nos instrumentos convencionais. Algumas técnicas determinam a sucção total, outras determinam sucção matricial ou ambas, como é mostrado na Tabela 6.1. Medidas diretas de sucção só são possíveis com tensiômetros e psicrômetros e nas faixas descritas na Tabela 6.2.

Tabela 6.1 – Técnicas utilizadas para determinação da curva característica em solos.

Técnica	Componente da sucção medida	Faixa de sucção medida (kPa)
Placas de sucção	Matricial	0 – 70
Placas de pressão	Matricial	0 – 1.500
Centrífuga	Total	-
Membrana de pressão	Total	-
Equilíbrio de vapor	Total	3.000 – 300.000
Dessecador Osmótico	Total	-
Sensor de condutividade térmica	Matricial	0 – 400
Papel filtro	Total e matricial	10 – 30.000
Medidor de potencial	Total	0 – 300.000

Tabela 6.2 – Instrumentos utilizados para determinação da sucção em solos.

Tensiômetros convencionais	Matricial	0 – 70
Micro tensiômetros	Matricial	0 – 1.500
Psicrômetros	Total	100 – 10.000

A determinação através da placa de sucção (ou panela de pressão) é feita através da imposição da sucção no corpo-de-prova do solo através da técnica de translação de eixos e uma placa de sucção (Richards, 1941). O equipamento consiste de uma câmara metálica contendo duas partes que são unidas através de parafusos e anéis de vedação que asseguram a estanqueidade do sistema. A parte inferior contém uma pedra porosa de alta entrada de ar e duas válvulas,

sendo uma ligada a uma bureta graduada e a outra a um reservatório utilizado para a saturação da amostra. Na parte superior é colocada uma tampa acrílica para evitar a evaporação da água da amostra. A Figura 6.1 apresenta um esquema desse equipamento.

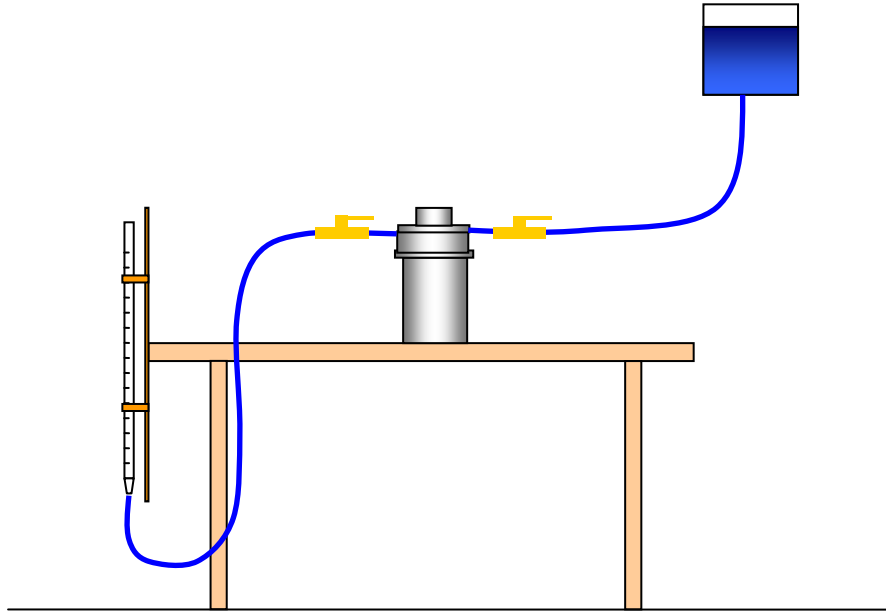


Figura 6.1 – Esquema da placa de sucção.

Esse sistema permite que a sucção matricial seja aplicada na amostra mantendo-se a pressão do ar em zero (igual à pressão atmosférica) e a pressão da água em um valor ligeiramente negativo. Inicialmente abre-se a válvula ligada ao reservatório até a inundação da amostra. A seguir, fecha-se a entrada de água do reservatório e permite-se a equalização do nível de água da bureta com o nível de água da amostra (sucção igual a 0 kPa). Após equalização, abaixa-se a bureta até atingir a altura correspondente ao nível de sucção desejado para o ensaio. O teor de umidade da amostra e o seu volume são obtidos manualmente depois de atingido o equilíbrio da amostra com a sucção imposta. A placa de sucção não permite a aplicação de pressões negativas acima de 90 kPa.

O sistema de placa de pressão pode ser usado para a determinação da sucção matricial de solos não saturados diretamente aplicando-se a técnica de translação de eixos. Tal procedimento é utilizado para prevenir problemas associados à cavitação (Hilf, 1956). Esta técnica translada a origem da referência da pressão de água da pressão atmosférica para a pressão de ar imposta na câmara. A técnica de translação de eixos permite que a pressão de água seja medida, ou controlada, usando um disco cerâmico com finos poros

(disco de alta entrada de ar). O disco de alta entrada de ar age como uma membrana semi-permeável que separa a fase ar da fase de água. A separação das fases é possível quando o valor de entrada de ar do disco poroso é maior que a sucção matricial do solo. Um sistema de placa de pressão típico é mostrado na Figura 6.2.

O corpo-de-prova é colocado na câmara de pressão acima do disco de valor de alta entrada de ar, que deve ser previamente saturado. A pressão de ar é aplicada acima do corpo-de-prova e a pressão de água é aplicada abaixo do corpo-de-prova. A diferença entre as pressões é igual à sucção matricial imposta no corpo-de-prova. Uma condição de equilíbrio é atingida quando não há variação na quantidade de água dentro do corpo-de-prova.

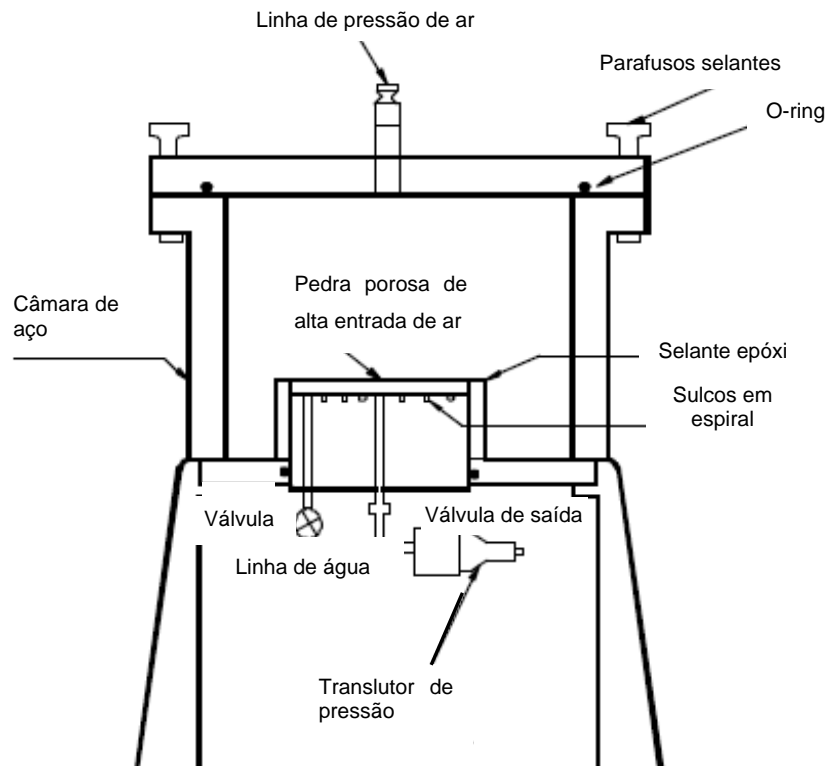


Figura 6.2 – Sistema de placa de pressão (Vanapalli *et al.*, 2002).

A utilização da centrífuga para impor valores de sucção em solos, baseia-se no princípio de aumentar o campo gravitacional para causar a drenagem “natural” do solo com um nível d’água conhecido e abaixo do corpo-de-prova. O campo gravitacional é aplicado ao corpo-de-prova que está sobre uma pedra cerâmica saturada. A base da pedra cerâmica tem um nível d’água em

condições de pressão atmosférica. O teor de umidade do corpo-de-prova após atingir o equilíbrio gravitacional é similar ao obtido em processo de drenagem em condições de campo. A Figura 6.3 demonstra o princípio de medição de sucção através do método da centrífuga (Khazode *et al.*, 1999 e 2000).

A sucção no corpo-de-prova pode ser calculada pela equação abaixo, proposta por Gardner (1937, *apud* Khazode *et al.*, 2000).

$$\psi = \frac{\rho \cdot \omega^2}{2} (r_2^2 - r_1^2) \quad \text{(Equação 6.1)}$$

Onde ψ é a sucção no corpo-de-prova; r_1 é a distância radial até a superfície livre da água; r_2 é a distância radial até o centro do corpo-de-prova; ω é a velocidade angular; ρ é a densidade do fluido.

A equação 6.1 define uma relação linear entre a sucção e o raio centrifugal. A sucção é função da diferença dos quadrados dos raios r_1 e r_2 e da velocidade angular.

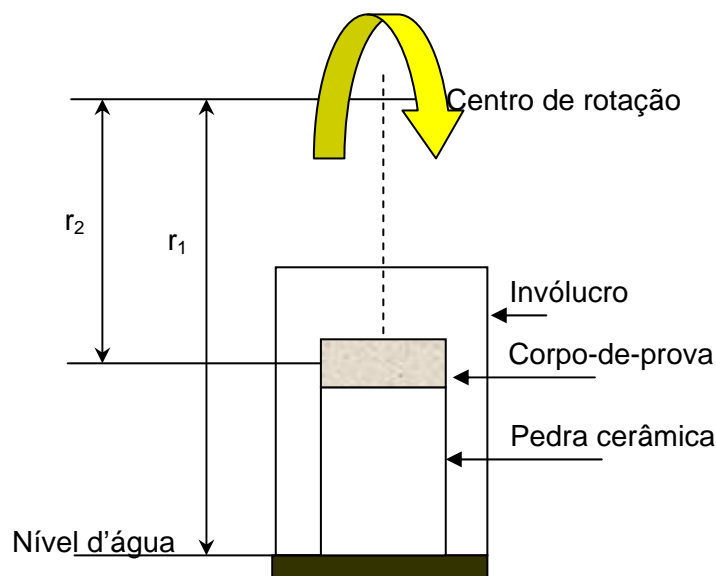


Figura 6.3 – Princípio de medida de sucção através da centrífuga (Khazode *et al.*, 1999 e 2000).

Os tensiômetros convencionais são aparelhos utilizados na medição de sucção matricial na faixa de 0 a 90 kPa. Eles são compostos de uma pedra porosa de alta entrada de ar de 1 bar (101,3 kPa) conectada a um vacuômetro através de um pequeno tubo preenchido com água (Figura 6.4). Teoricamente, o

tensiômetro convencional é capaz de medir valores de sucção iguais à pressão atmosférica. No entanto, a cavitação pode ocorrer com valores de sucção abaixo deste valor (e.g Fredlund e Rahardjo, 1993).

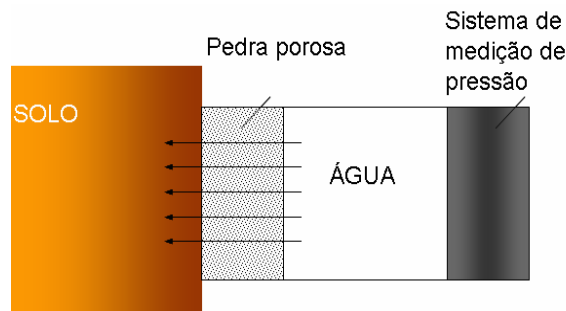


Figura 6.4 – Componentes básicos de um tensiômetro.

Mini-tensiômetros capazes de medir sucções de até 1200 kPa foram desenvolvidos no Imperial College (Ridley e Burland, 1993). O princípio de funcionamento desses instrumentos consiste em evitar a cavitação com um pequeno reservatório de água entre a pedra porosa de alta entrada de ar e o diafragma, mantendo a fase de água contínua (Figura 6.5). A medida de sucção é baseada nas condições de equilíbrio entre a poro-pressão no solo e no reservatório de água.

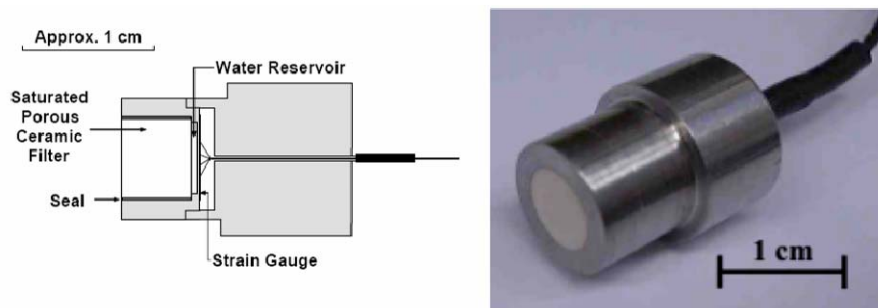


Figura 6.5 – Esquema do mini-tensiômetro desenvolvido pelo *Imperial College* (www.geo-observations.com).

A utilização do psicrômetro para determinar a sucção total do solo se baseia na medida da umidade relativa da fase ar dos poros do solo quando as condições de equilíbrio são atingidas. O solo, quando em equilíbrio com ar em seu entorno, terá uma sucção proporcional à umidade relativa do ar. O psicrômetro opera baseado na medida da diferença de temperatura entre uma superfície não-evaporativa (i.e., bulbo seco) e uma superfície evaporativa (i.e. bulbo úmido). A sucção total é relacionada à umidade relativa de acordo com a relação termodinâmica apresentada na equação abaixo, para a temperatura de 20°C (Richards, 1965 *apud* Vanapalli *et al.*, 2002):

$$\psi = -135022 \cdot \ln(RH) \quad \text{(Equação 6.2)}$$

Onde, ψ = sucção total; RH = umidade relativa.

Atingir total equilíbrio em umidades relativas é difícil devido a condensação de vapor d'água que pode aparecer devido a pequenas variações na temperatura (Fredlund e Rahardjo, 1988 *apud* Vanapalli *et al.*, 2002). Um ambiente com temperatura controlada em 0,001°C é necessário para atingir uma precisão de 10 kPa na medida da sucção total (Edil e Motan, 1984 *apud* Vanapalli *et al.*, 2002).

Uma forma de se estabelecer a sucção total em uma amostra de solo se dá através do método de equilíbrio de vapor (e.g. Jucá, 1990; Röhm, 1997). Nesse método, a amostra de solo fica exposta a uma atmosfera com teor de umidade controlado por soluções salinas ou ácidas de potenciais conhecidos, ou seja, a sucção é controlada através da umidade relativa do ambiente. Normalmente é utilizado um dessecador de vazios ou outro recipiente hermético (Figura 6.6). A relação entre a densidade de soluções de ácido sulfúrico e umidades relativas (Aitchison e Richards, 1965 *apud* Jucá, 1990) e soluções de cloreto de sódio e umidades relativas (Baker *et al.*, 1973 *apud* Jucá, 1990) são apresentadas na Tabela 6.4 e na Tabela 6.5. Neste processo o tempo de estabilização é relativamente longo, sendo que em processos de umedecimento varia de 100 a 250 dias e em processos de secagem até 100 dias (Blight, 1966 *apud* Jucá, 1990). Tanto as soluções de ácido sulfúrico quanto as soluções de cloreto de sódio apresentam o mesmo resultado, no entanto o cloreto de sódio é de mais fácil utilização.

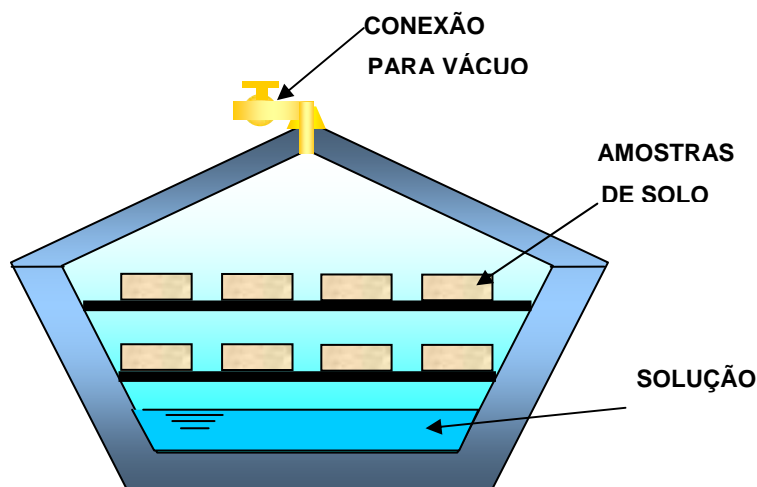


Figura 6.6 – Dessecador de vazios para controlar o teor de umidade pela pressão de vapor.

Tabela 6.3 – Potenciais de água de uma solução de cloreto de sódio em função da temperatura e molalidade (Juca, 1999).

Molalidade	grs. de NaCl / 1000 g. de água	Potenciais de água (MPa)		
		20°.C	25°.C	30°.C
0,05	2,922	0,23	0,24	0,24
0,1	5,844	0,46	0,47	0,48
0,2	11,688	0,92	0,93	0,95
0,3	17,532	1,37	1,39	1,42
0,4	23,376	1,83	1,86	1,89
0,5	29,22	2,28	2,33	2,36
0,6	35,064	2,75	2,8	2,85
0,7	40,908	3,21	3,27	3,33
0,8	46,752	3,68	3,75	3,82
0,9	52,596	4,16	4,24	4,31
1	58,44	4,64	4,73	4,82
1,1	64,284	5,12	5,23	5,33
1,2	70,128	5,62	5,73	5,84
1,3	75,972	6,11	6,24	6,36
1,4	81,816	6,61	6,75	6,89
1,5	87,66	7,12	7,27	7,42
1,6	93,504	7,64	7,8	7,96
1,7	99,348	8,16	8,33	8,49
1,8	105,192	8,69	8,87	9,06
1,9	111,036	9,22	9,42	9,62
2	116,88	9,76	9,97	10,18

Tabela 6.4 – Potenciais de água de uma solução de ácido sulfúrico em função da temperatura e molalidade (Juca, 1999).

Densidade da solução (gr./cc)	Umidade Relativa (%)	Sucção (a 20°C)	
		S (MPa)	≈ pF (log h)
1,025	98,00	2,84	4,45
1,030	97,60	3,42	4,53
1,035	97,20	3,99	4,59
1,045	96,40	5,16	4,70
1,055	95,60	6,33	4,79
1,070	94,40	8,11	4,90
1,085	93,00	10,21	5,00
1,105	91,30	12,80	5,10
1,125	89,30	15,92	5,19
1,145	86,80	19,91	5,29
1,170	82,90	26,38	5,41
1,195	79,00	33,16	5,51
1,220	75,10	40,28	5,60
1,250	69,30	51,59	5,70
1,275	63,70	63,44	5,79
1,305	56,20	81,07	5,90
1,340	48,00	103,25	6,01
1,375	39,90	129,25	6,10
1,415	31,20	163,85	6,21
1,455	23,50	203,72	6,30
1,500	16,10	256,89	6,40
1,545	10,20	321,13	6,50
1,590	5,50	408,02	6,60
1,640	2,70	508,11	6,70
1,695	1,00	647,84	6,80
1,750	0,30	817,21	6,90
1,790	0,07	1021,93	7,00

Um procedimento alternativo para a determinação da curva característica é a aplicação de sucção através de soluções salinas, chamada de técnica osmótica. Nesse método a amostra de solo é colocada em contato com uma membrana semi-permeável, que a separa de uma solução aquosa com moléculas de polietilenoglicol (PEG). Uma vez que as moléculas de água podem cruzar a membrana semi-permeável e as moléculas de PEG não podem, uma sucção osmótica é aplicada ao solo através da membrana. Como a transferência de moléculas de água ocorre na fase líquida, a técnica osmótica aplica no solo

uma sucção matricial. A vantagem desta técnica é sua simplicidade, além da facilidade de se alcançar altos valores de sucção. A desvantagem é devido à fragilidade da membrana e sua sensibilidade ao ataque de bactérias (Delage, 2002).

Os sensores de condutividade térmica são úteis para a medida de sucção durante longos períodos com o auxílio de um sistema de aquisição de dados. O sensor consiste em um bloco cerâmico poroso que contém um elemento sensível à temperatura e um mini-aquecedor. O mini-aquecedor, ao centro, gera uma quantidade controlada de calor que é dissipada ao longo do bloco em função do seu teor de umidade, o qual é dependente da sucção matricial do solo circundante. Uma maior dissipação ocorrerá quanto maior for o teor de umidade do bloco. Ou seja, é possível determinar a sucção do solo se for conhecida uma função entre a sucção e a condutividade térmica do bloco cerâmico. As medidas de condutividade térmica são obtidas pela dissipação de calor no bloco poroso. (Vanapalli *et al.*, 2002). Os sensores de condutividade térmica apresentam-se como uma boa alternativa para medidas de sucção em campo na faixa de 0 a 400 kPa. Shuai *et al.* (2002) observaram que variações de temperatura têm uma influência significativa nos valores medidos de condutividade térmica. No entanto, para eliminar este efeito pode-se utilizar uma equação de correção como sugerido por Vanapalli *et al.* (2002).

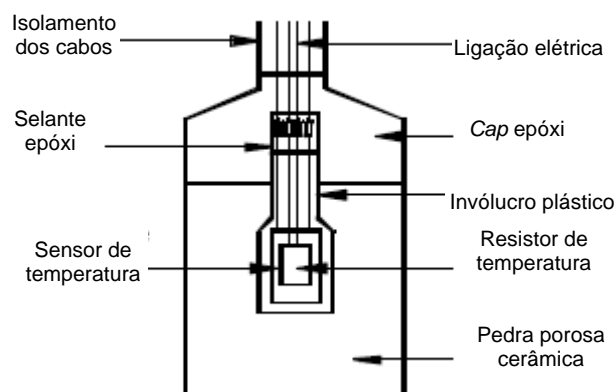


Figura 6.7 – Sensor de Condutividade Térmica AGWA-II (Vanapalli *et al.*, 2002).

Um medidor de potencial determina a sucção total de um material através do conceito “chilled mirror concept” (Thakur *et al.*, 2006). O equipamento consiste de uma câmara selada com um espelho, um sensor do ponto de saturação (dew point) (célula fotoelétrica), um sensor de temperatura, um termômetro infravermelho e um agitador. Um corpo-de-prova de

aproximadamente 6 cm³ é colocado dentro da câmara e entra em equilíbrio com o ar dentro do ambiente. Em equilíbrio, o potencial do ar na câmara é igual à sucção da amostra. O agitador é utilizado para acelerar o equilíbrio, que normalmente ocorre em 15 minutos. A relação entre a sucção total e a pressão de vapor do ar é expressa pela equação de Kelvin:

$$\psi = \frac{RT}{\chi} \ln \frac{p}{p_0} \quad \text{(Equação 6.3)}$$

onde R é a constante universal dos gases, T é a temperatura do corpo-de-prova, χ é a massa molecular da água ($\chi=18$), p é a pressão de vapor do ar e p_0 é a pressão de vapor de saturação.

A célula fotoelétrica detecta a condensação no espelho e o sensor de temperatura registra a temperatura na qual a condensação ocorre. O termómetro infravermelho é utilizado na determinação da temperatura do corpo-de-prova. A precisão do equipamento é de 0,1 MPa (Thakur *et al.*, 2006; Sreedep e Singh, 2006).

O método do papel filtro baseia-se no princípio que dois materiais porosos quando colocados em contato irão ceder ou absorver água até que o equilíbrio entre os dois seja alcançado. Um solo, com alguma umidade, quando é colocado em contato com um papel filtro, com umidade menor, faz com que esse último absorva certa quantidade de água do solo até que o sistema entre em equilíbrio de pressão. Tendo-se a relação entre sucção e umidade do material poroso, ou seja, a curva de calibração, a sucção do solo pode ser obtida. O estado de equilíbrio fornece a mesma sucção no solo e no material poroso, porém conteúdos de umidade diferentes. A sucção do solo é determinada colocando-se o papel filtro em contanto com o solo, para se medir a sucção matricial, ou colocando-se o papel filtro próximo ao solo, mas não em contato direto, para se determinar a sucção total.

Dois papéis filtro têm sido mais utilizados para a determinação de sucção: *Whatman* no. 42 e *Schleicher & Schell* no. 589. As curvas de calibração em função da umidade para o papel *Whatman* no. 42 (Chandler *et al.*, 1992) são:

•Sucção (kPa) = $10^{(6,05 - 2,48 \log w)}$, para umidade (w) do papel filtro superior a 47 %;

•Sucção (kPa) = $10^{(4,84 - 0,0622 w)}$, para umidade (w) do papel filtro igual ou inferior a 47 %.

Para o papel *Schleicher & Schell* no. 589 (ASTM D5298-92) as curvas de calibração, também em função da umidade, são:

• Sucção (kPa) = $10^{(1,882 - 0,01202 w)}$, para umidade (w) do papel filtro superior a 54 %;

• Sucção (kPa) = $10^{(5,056 - 0,0688 w)}$, para umidade (w) do papel filtro igual ou inferior a 54 %.

O tempo de equilíbrio é um fator de extrema importância para a obtenção correta da sucção. Marinho (1994) recomenda um tempo de estabilização de 7 dias para a medição de sucção matricial e de 15 dias para sucção total acima de 250 kPa. Entre 100 e 250 kPa o tempo de estabilização seria de 30 dias. Existem casos onde o papel é atacado por fungos durante o processo de equilíbrio, provocando uma degeneração do papel e alterando suas características. No entanto, na maioria dos casos não é necessário nenhum tratamento anti-fungicida quando o tempo de equilíbrio é de no máximo 15 dias (Hamblin, 1981 *apud* Marinho, 1994; Chandler e Gutierrez, 1986 *apud* Marinho, 1994).

Uma comparação entre vários métodos de controle de sucção é apresentada por Fleureau *et al.* (1993 *apud* Delage, 2002) (Figura 6.8). Os ensaios foram conduzidos em uma pasta de caulinita. Uma boa concordância é observada no processo de secagem, embora com alguns problemas para altas sucções talvez relacionados a ar ocluso nas amostras (Delage, 2002).

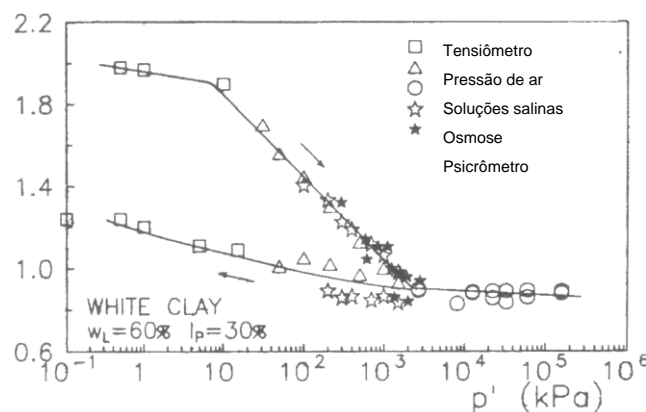


Figura 6.8 – Comparação entre diferentes técnicas de controle de sucção (Fleureau *et al.*, 1993 *apud* Delage, 2002).

Uma tendência recente apresentada pela literatura técnica é a utilização conjunta de diferentes técnicas para a obtenção de curvas características de sucção. Para baixas sucções (até cerca de 10 kPa) tem sido freqüente o uso da placa de pressão. Para sucções intermediárias, até cerca de 500 kPa, tem-se utilizado a técnica da translação de eixos, e para sucções maiores a técnica do papel filtro (Machado e Zuquette, 2004).

Também a partir do ensaio de intrusão de mercúrio pode ser determinada a curva característica solo-ar que apresenta similaridades com a curva característica solo-água (Aung *et al.*, 2001). Existem, no entanto, algumas diferenças fundamentais entre os valores de sucção obtidos no ensaio de placa de pressão e no ensaio por intrusão de mercúrio. No ensaio de porosimetria o líquido utilizado, mercúrio, é um líquido não molhante, enquanto que no ensaio com a placa de pressão a água é um líquido molhante. Disto resulta que os valores de sucção obtidos a partir da intrusão de mercúrio são somente devidos à ação da capilaridade. Isto acontece porque a molécula de mercúrio é apolar e, portanto, não pode apresentar o fenômeno de adsorção (Aguilar, 1990; Aung *et al.*, 2001). Na Figura 6.9 é apresentada um diagrama esquemático da interface ar-água e mercúrio-ar em um poro de solo. No ensaio de placa de pressão mede-se a quantidade de água no solo resultante de uma aplicação de pressão de ar, e no ensaio de intrusão de mercúrio mede-se a quantidade de mercúrio inserida nos poros preenchidos inicialmente por ar.

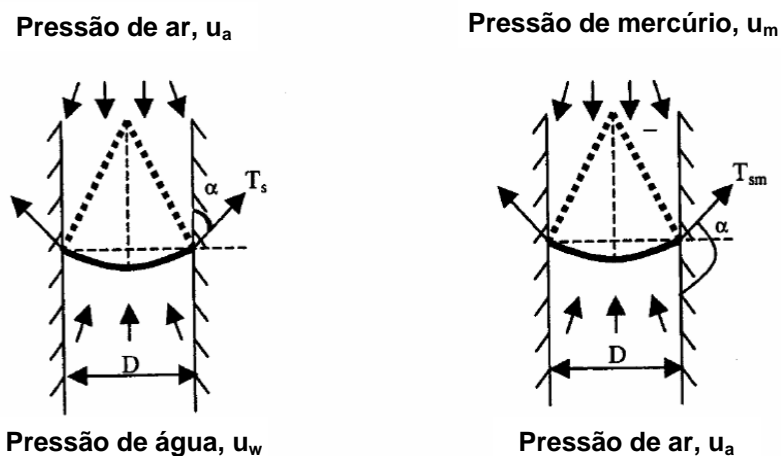


Figura 6.9 – Esquema da interface ar-água e mercúrio-ar (Aung *et al.*, 2001).

Inúmeros pesquisadores já apresentaram comparações entre a curva característica solo-ar obtida do ensaio de porosimetria e a curva característica solo-água (Purcell, 1949; Regab *et al.*, 1982; Prapaharan *et al.*, 1985 *apud* Aung

et al., 2001). As duas curvas obtidas não são iguais devido à existência de interação água-partícula na curva característica convencional e que não está presente no ensaio de porosimetria, mas equivalentes em alguns aspectos como o diâmetro do poro no valor de entrada de ar e a inclinação das curvas no trecho linear (Aung *et al.*, 2001).

6.1.1. O Método do Papel Filtro: Resultados Experimentais

6.1.1.1. Amostras Indeformadas

No presente estudo, optou-se pela determinação das sucções através da técnica com papel filtro, pois esse procedimento destaca-se pela relativa simplicidade e pelo fato de ser possível trabalhar com elevados níveis de sucção. Enquanto técnicas como tensiômetros ou translação de eixos permitem a medição de sucções de até 1500 kPa, o papel filtro pode alcançar 29 MPa (por exemplo, Chandler *et al.*, 1992, Marinho, 1995; Marinho, 1997). Assim, foram determinadas as curvas de retenção para os solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom pelo método do papel filtro.

Os corpos de prova para a determinação da sucção foram moldados em anéis plásticos de 47 mm de diâmetro e 20 mm de altura. Foi utilizado um corpo de prova para cada ponto da curva de retenção. A partir da umidade natural, os corpos de prova foram umedecidos ou secados para se obter diferentes teores de umidade. Para cada tipo de solo estudado foram moldados aproximadamente 30 corpos de prova.

Para a determinação da sucção matricial o papel filtro foi colocado em contato direto com o corpo de prova de solo. A determinação da sucção total envolveu um anel de acrílico de espessura de 2 mm para separar o papel filtro do solo. O procedimento de ensaio contemplava, inicialmente, a colocação dos papéis filtro retirados da caixa em ambas as faces da amostra, sendo uma face para determinação da sucção matricial e a outra face para a determinação da sucção total. O conjunto era firmemente envolto por várias camadas de filme plástico, completando-se seu isolamento com papel alumínio. Adicionalmente, as amostras foram seladas em sacos plásticos. No intuito de reduzir variações térmicas, acondicionava-se o corpo de prova em uma caixa de isopor, que por sua vez era mantida em sala com temperatura controlada (± 20 C). Cada

conjunto corpo-de-prova – papel filtro permaneceu 14 dias em estabilização. Após esse tempo, o conjunto era aberto e os papéis filtros colocados em sacos plásticos para não terem sua umidade alterada pelo contato com o ar. Na seqüência, os sacos plásticos contendo os papéis filtro eram pesados em uma balança eletrônica de alta resolução (0,0005 g). Após a pesagem, os papéis filtro eram removidos dos sacos plásticos e colocados em estufa a 60°, por um período mínimo de 2 horas. Uma vez secos, os papéis eram novamente transferidos para os sacos plásticos e pesados, de modo a se obter a sua umidade. Para o cálculo das sucções, foram adotadas as curvas de calibração do papel filtro *Whatman no. 42* sugeridas por Chandler *et al.* (1992).

Ao final do ensaio, os corpos de prova eram pesados e tinham sua geometria determinada para possibilitar o cálculo dos índices físicos. Nas figuras 6.10 a 6.14 são apresentados os resultados obtidos para as curvas de retenção dos solos para a sucção matricial em função da umidade gravimétrica.

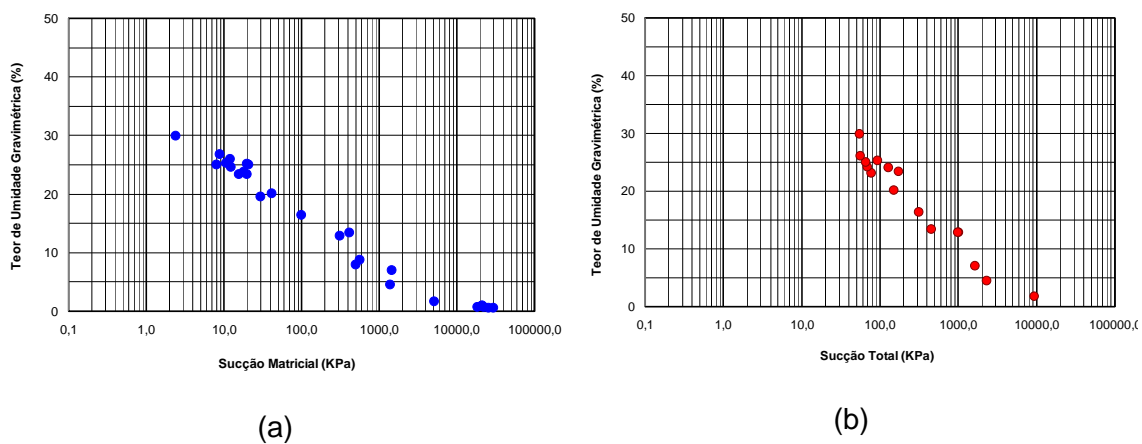


Figura 6.10 – Curva de retenção do solo Branco utilizando o método do papel filtro. (a) Sucção Matricial. (b) Sucção Total.

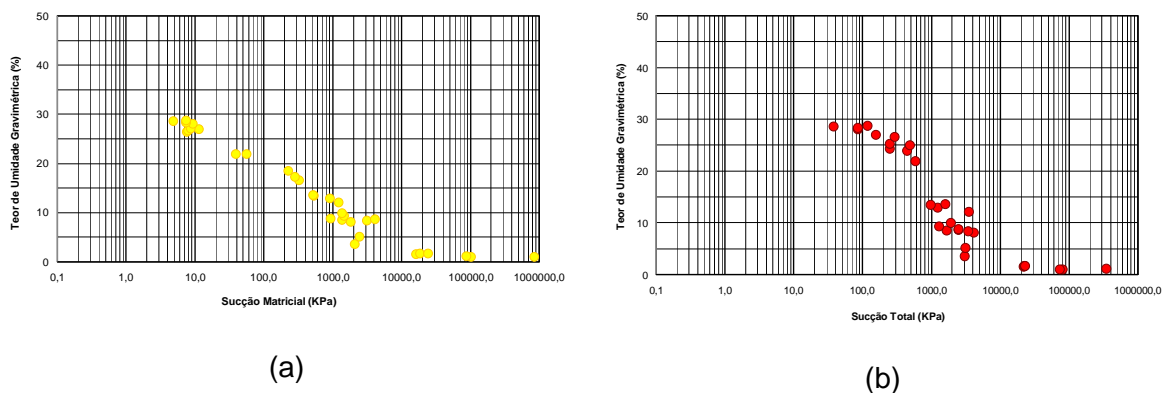
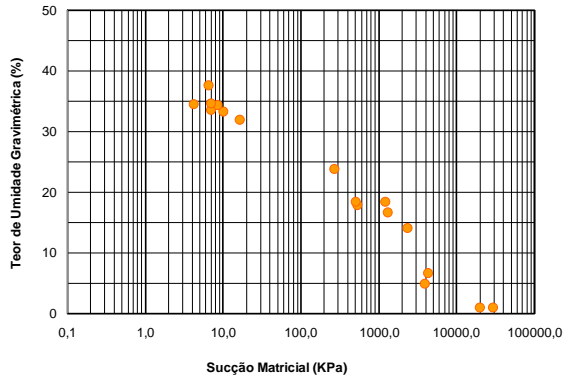
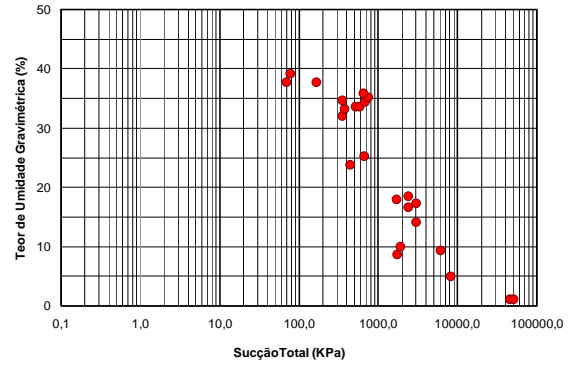


Figura 6.11 – Curva de retenção do solo Amarelo utilizando o método do papel filtro. (a) Sucção Matricial. (b) Sucção Total.

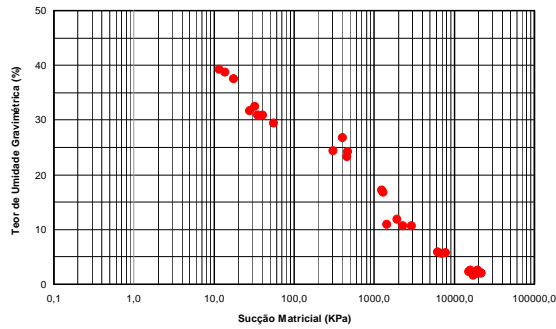


(a)

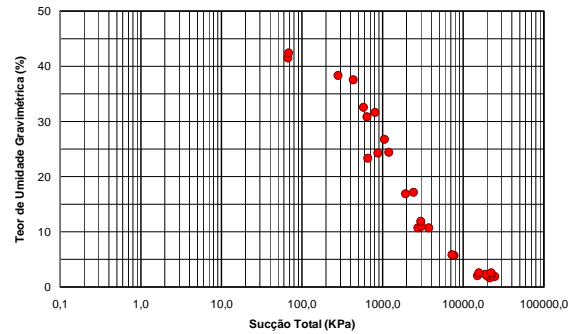


(b)

Figura 6.12 – Curva de retenção do solo Laranja utilizando o método do papel filtro. (a) Sucção Matricial. (b) Sucção Total.

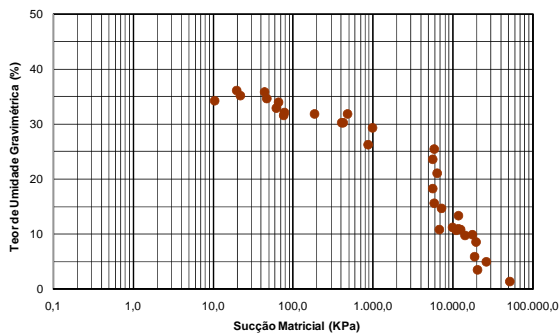


(a)

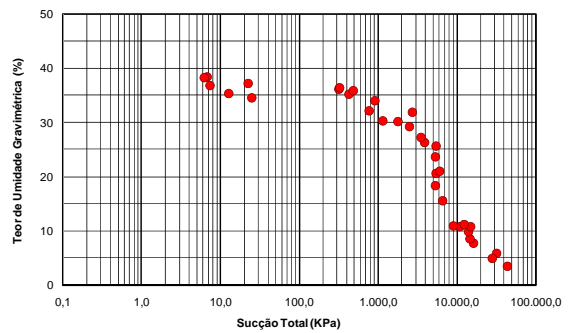


(b)

Figura 6.13 – Curva de retenção do solo Vermelho utilizando o método do papel filtro. (a) Sucção Matricial. (b) Sucção Total.



(a)



(b)

Figura 6.14 – Curva de retenção do solo Marrom utilizando o método do papel filtro. (a) Sucção Matricial. (b) Sucção Total.

Para as curvas de sucção matricial foi ajustada a equação sugerida por Fredlund e Xing (1994) e a equação de van Genuchten (1980) nos dados obtidos em laboratório para os solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom.

Um dos parâmetros de ajuste das curvas de sucção é o teor de umidade gravimétrica saturado. Esse parâmetro foi definido a partir tanto dos dados dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de determinação de sucção, quanto nos ensaios de compressão simples e compressão diametral apresentados e analisados no Capítulo 8. Os valores médios de índice de vazios e peso específico dos grãos utilizados para a obtenção do teor de umidade considerando o grau de saturação igual a 100% estão apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.5 – Teor de umidade gravimétrica médio para o grau de saturação igual a 100% para os solos estudados.

Solo	Grau de Saturação (%)	Índice de Vazios	Peso Específico Real dos Grãos	Teor de Umidade para S=100% (%)
Branco	100	0,813	2,700	30,1
Amarelo	100	1,010	2,713	37,2
Laranja	100	1,253	2,754	45,5
Vermelho	100	1,252	2,731	45,8
Marrom	100	1,016	2,695	37,7

Na Figura 6.15 são apresentados os ajustes obtidos para o solo Branco. Os parâmetros das equações de Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980) são apresentados na Tabela 6.6. Para ambas as equações obteve-se um bom ajuste com fatores de correlação iguais a 0,99 e 0,98 para Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980) respectivamente.

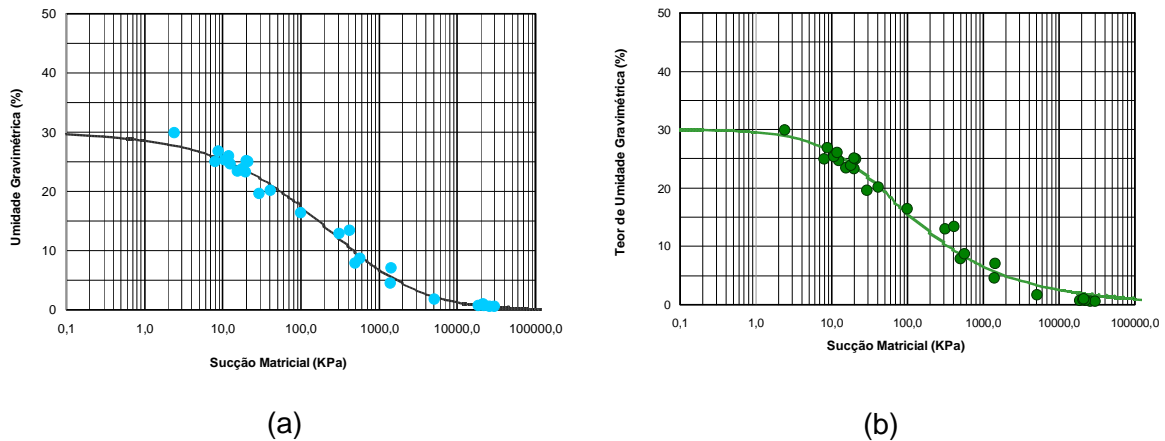


Figura 6.15 – Ajuste da curva de retenção do solo Branco. (a) Fredlund e Xing (1994). (b) van Genutchen (1980).

Tabela 6.6 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Branco.

Fredlund e Xing (1994)		van Genutchen (1980)	
$\theta_w(w) = \theta_s \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{Cr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{Cr}\right)} \right] \cdot \left[\frac{1}{\ln\left\{\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right\}^m} \right]$		$\theta_w(w) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + (\alpha \cdot \psi)^n\right)^m}$	
θ_s	30,10	θ_r	0,00
Cr	19999,22	θ_s	30,10
n	0,54	α	0,04
m	4,30	n	1,00
a	561,49	m	0,41
R^2	0,99	R^2	0,98

Os ajustes das equações efetuados para o solo Amarelo são apresentados na Figura 6.16 e na Tabela 6.7. A equação de van Genutchen (1980) não proporcionou um bom ajuste nos dados dos ensaios e o coeficiente de correlação foi de 0,93. O coeficiente de correlação para a equação de Fredlund e Xing (1994) foi de 0,98.

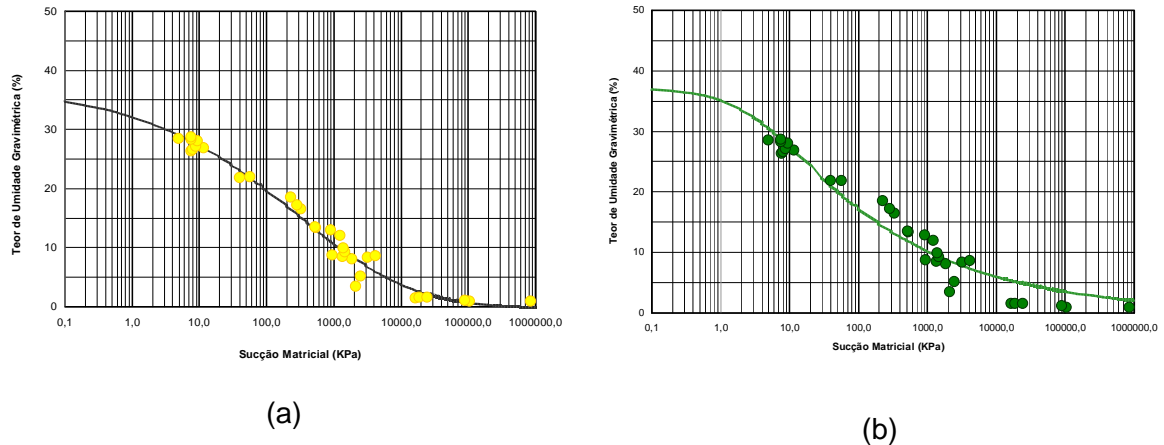


Figura 6.16 – Ajuste da curva de retenção do solo Amarelo. (a) Fredlund e Xing (1994). (b) van Genutchen (1980).

Tabela 6.7 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Amarelo.

Fredlund e Xing (1994)		van Genutchen (1980)	
$\theta_w(w) = \theta_s \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{Cr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{Cr}\right)} \right] \cdot \left[\frac{1}{\ln\left\{\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right\}^m} \right]$		$\theta_w(w) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + (\alpha \cdot \psi)^n\right)^m}$	
θ_s	37,20	θ_r	0,00
Cr	100000,00	θ_s	37,20
n	0,34	α	0,27
m	6,57	n	1,00
a	4000,00	m	0,23
R^2	0,98	R^2	0,93

As equações e os parâmetros de ajuste de Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980) para o solo Laranja são mostrados na Figura 6.17 e na Tabela 6.8. Como pode ser observado na figura, não obteve-se um bom ajuste para a proposta de van Genutchen (1980).

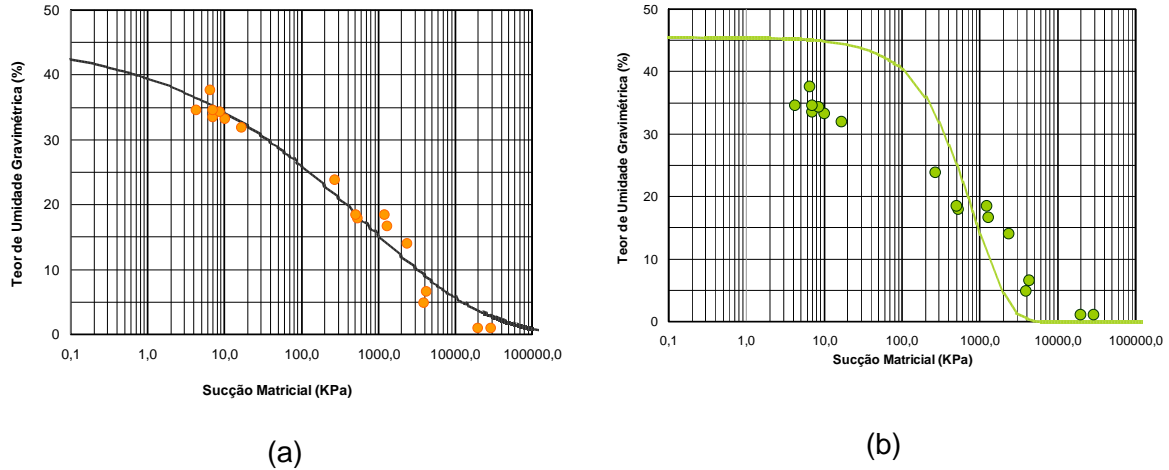


Figura 6.17 – Ajuste da curva de retenção do solo Laranja. (a) Fredlund e Xing (1994).
(b) van Genutchen (1980).

Tabela 6.8 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Laranja.

Fredlund e Xing (1994)		van Genutchen (1980)	
$\theta_w(w) = \theta_s \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{Cr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{Cr}\right)} \right] \cdot \left[\frac{1}{\ln\left\{\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right\}^m} \right]$		$\theta_w(w) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + (\alpha \cdot \psi)^n\right)^m}$	
θ_s	45,50	θ_r	0
Cr	98097,21	θ_s	45,50
n	0,31	α	2,94E-05
m	13,10	n	1,00
a	98097,21	m	40,88
R^2	0,97	R^2	0,59

Na tentativa de um melhor ajuste para o solo Laranja, optou-se por deixar o parâmetro teor de umidade saturada sem um valor pré-definido e determinaram-se através de mínimos quadrados novamente os parâmetros de ajuste para as duas equações. Os resultados obtidos são mostrados na Figura 6.18 e na Tabela 6.9.

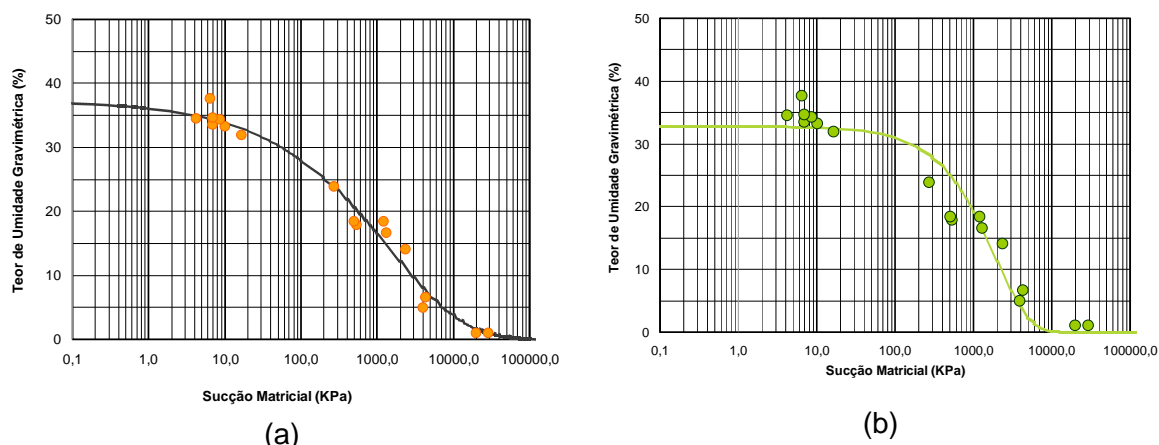


Figura 6.18 – Ajuste da curva de retenção do solo Laranja desconsiderando valor do teor de umidade saturado definido previamente. (a) Fredlund e Xing (1994). (b) van Genutchen (1980).

Tabela 6.9 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Laranja, desconsiderando valor do teor de umidade saturado definido previamente.

Fredlund e Xing (1994)		van Genutchen (1980)	
$\theta_w(w) = \theta_s \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{Cr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{Cr}\right)} \right] \cdot \left[\frac{1}{\ln\left\{\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right\}^m} \right]$		$\theta_w(w) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + (\alpha \cdot \psi)^n\right)^m}$	
θ_s	37,32	θ_r	0
Cr	98097,21	θ_s	32,82
n	0,47	α	1,34E-05
m	20,22	n	1
a	98097,21	m	40,91
R^2	0,98	R^2	0,94

Observa-se que o valor do teor de umidade saturada (θ_s) inicialmente definido como 45,5% mudou para 37,32% no ajuste de Fredlund e Xing (1994) e para 32,82% no ajuste de van Genutchen (1980). Com essa mudança o coeficiente de correlação foi de 0,98 e 0,94 respectivamente.

Na Figura 6.19 são apresentados os ajustes obtidos para o solo Vermelho. Os parâmetros das equações de Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980) são apresentados na Tabela 6.10. Obteve-se um bom ajuste com o fator de correlação igual a 0,98 para Fredlund e Xing (1994). Para a equação de van Genutchen (1980) o fator de correlação obtido foi de 0,93.

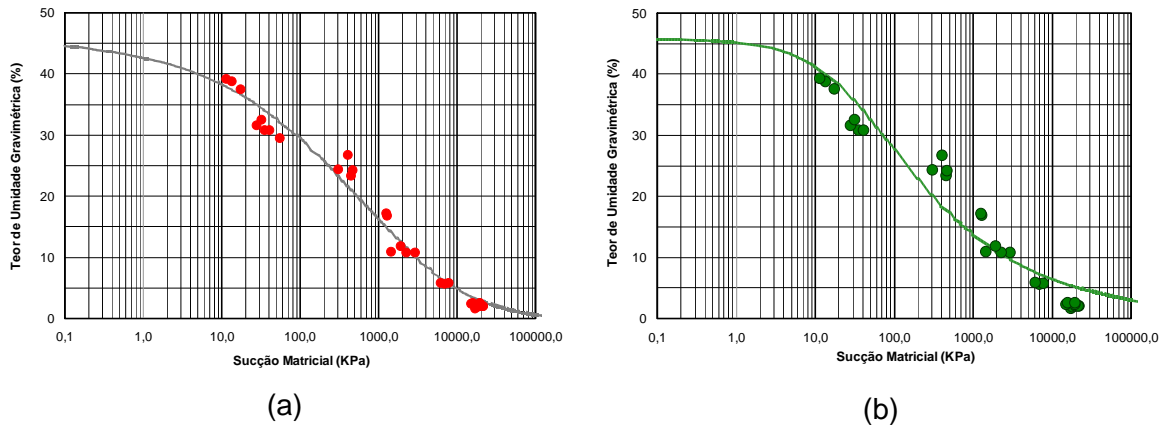


Figura 6.19 – Ajuste da curva de retenção do solo Vermelho. (a) Fredlund e Xing (1994). (b) van Genutchen (1980).

Tabela 6.10 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Vermelho.

Fredlund e Xing (1994)		van Genutchen (1980)	
$\theta_w(w) = \theta_s \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{Cr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{Cr}\right)} \right] \cdot \left[\frac{1}{\ln\left\{\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right\}^m} \right]$		$\theta_w(w) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + (\alpha \cdot \psi)^n\right)^m}$	
θ_s	45,80	θ_r	0,00
Cr	100000,00	θ_s	45,80
n	0,41	α	0,04
m	6,52	n	1,00
a	5000,06	m	0,33
R^2	0,98	R^2	0,93

O solo Vermelho aparenta possuir dois valores para a entrada de ar no solo. Deste modo, o ajuste da curva de sucção seria no formato bi-modal, como mostra a Figura 6.20. Com essa configuração, o solo Vermelho apresenta uma entrada de ar para o valor de sucção de 16 kPa e uma nova entrada de ar quando a sucção atinge o valor de 400 kPa. O ensaio de porosimetria de mercúrio identificou duas famílias de picos para o solo Vermelho, sendo o mais

pronunciado na região de diâmetro 2 μm e o segundo na região de 8 μm . Os solos Amarelo e Laranja também apresentam duas famílias de picos, e não apresentam a distribuição bi-modal na curva característica.

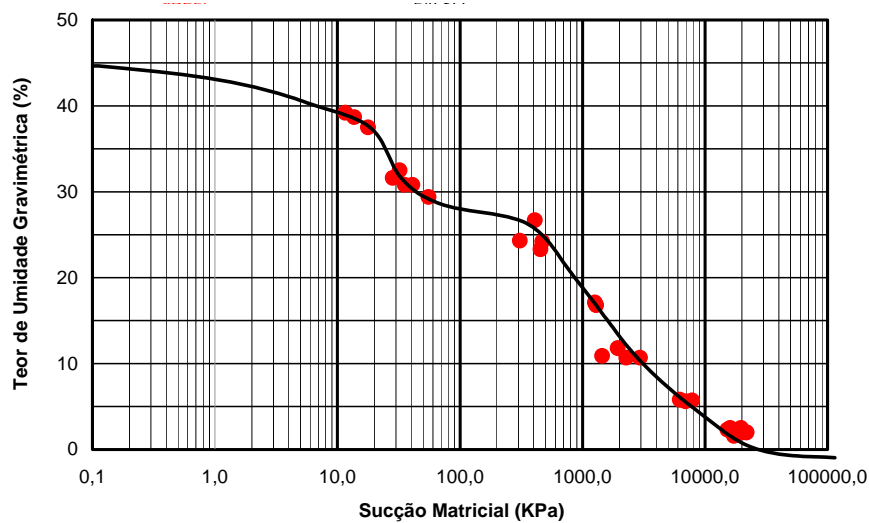


Figura 6.20 – Ajuste da curva de retenção do solo Vermelho em formato bimodal

Na Figura 6.21 são apresentados os ajustes obtidos para o solo Marrom. Os parâmetros das equações de Fredlund e Xing (1994) e van Genuchten (1980) são apresentados na Tabela 6.11. Para a proposta de Fredlund e Xing (1994) obteve-se um fator de correlação igual a 0,94 e para a equação de van Genuchten (1980) o fator de correlação obtido foi de 0,88.

Os ajustes não foram tão precisos porque a curva característica obtida tem três pontos de inflexão. Essa é uma característica que sugere a existência de uma distribuição tri-modal dos poros. Conforme determinado pelo ensaio de porosimetria de mercúrio (Capítulo 5), para o solo Marrom observa-se a ocorrência de três famílias de poros. A primeira família de poros, no limite entre mesoporos e microporos, apresenta diâmetro aproximadamente igual a 0,45 μm , e a segunda e a terceira, na região dos macroporos, de diâmetros aproximados iguais a 50 e 110 μm .

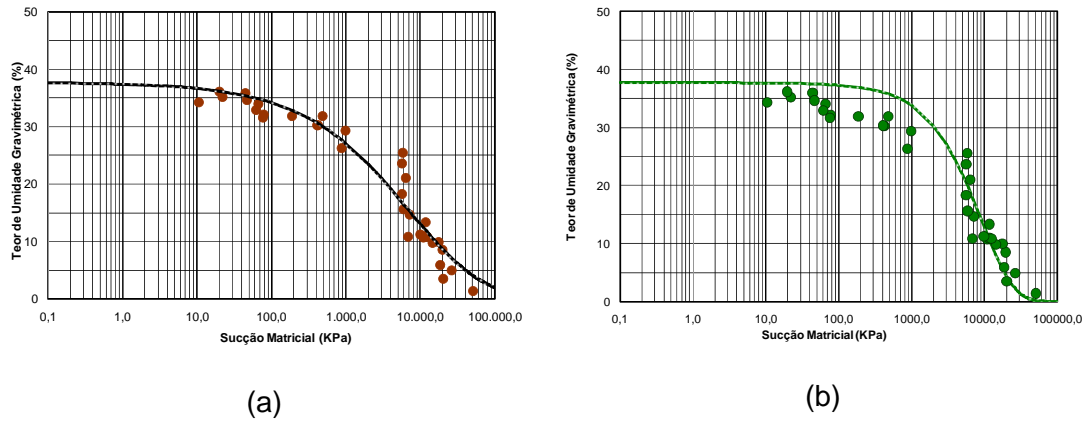


Figura 6.21 – Ajuste da curva de retenção do solo Marrom. (a) Fredlund e Xing (1994). (b) van Genutchen (1980).

Tabela 6.11 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Marrom.

Fredlund e Xing (1994)		van Genutchen (1980)	
$\theta_w(w) = \theta_s \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{Cr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{Cr}\right)} \right] \cdot \left[\frac{1}{\ln\left\{\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right\}^m} \right]$		$\theta_w(w) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + (\alpha \cdot \psi)^n\right)^m}$	
θ_s	37,70	θ_r	0,0
Cr	99.708,46	θ_s	37,70
n	0,55	α	0,0
m	6,10	n	1,00
a	30.000,00	m	45,72
R^2	0,94	R^2	0,88

Na Figura 6.22 são apresentados os pontos de sucção obtidos do ensaio com o papel filtro e o ajuste proposto considerando três entradas de ar para o solo Marrom.

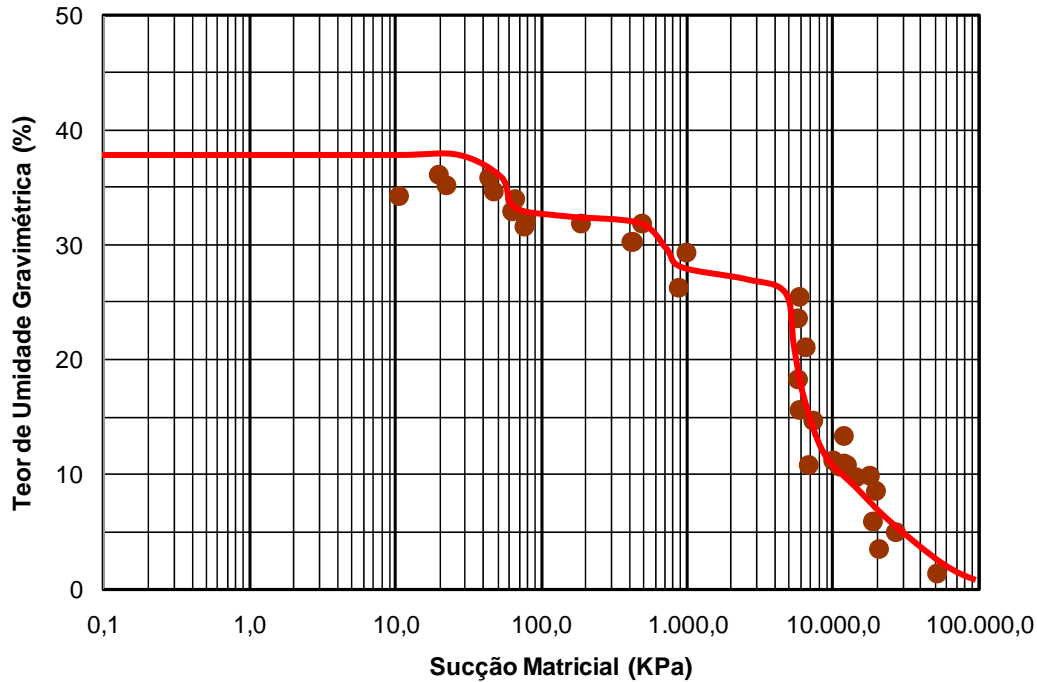


Figura 6.22 – Ajuste da curva de retenção do solo Marrom em formato trimodal.

Na Tabela 6.12 são resumidos alguns dados obtidos dos ajustes das curvas de retenção para a sucção matricial. A entrada de ar corresponde à sucção definida pela interseção da linha horizontal, traçada pela parte inicial da curva, e a linha tangente que passa pelo seu ponto de inflexão (ver Capítulo 2). Também está descrita a capacidade de sucção C , definida como sendo a inclinação da curva característica:

$$C = \frac{\Delta w}{\Delta \log(\text{sucção})}. \quad \text{(Equação 6.4)}$$

Tabela 6.12 – Valores característicos das curvas de retenção dos solos indeformados.

Solo	Teor de umidade residual (%)	Teor de umidade saturada (%)	Teor de umidade na entrada de ar (%)	Entrada de ar (kPa)	Capacidade de sucção (%)
Branco	1	30,1	26	17	10
Amarelo	4	37,2	30	7	8
Laranja	2,5	45,5	33	80	15
Vermelho	0,5	45,8	40,5 / 27,5	16 / 400	27,5 / 20
Marrom	5	37,7	36 / 31 / 25	40 / 500 / 5000	27 / 16 / 61

A Figura 6.23 apresenta a relação entre a capacidade de sucção e o limite de liquidez. Para o solo vermelho e para o solo Marrom, que tem dois e três segmentos lineares foi considerado o primeiro segmento para o traçado do gráfico. A capacidade de sucção é diretamente proporcional ao limite de liquidez das amostras. O coeficiente de correlação entre esses dois parâmetros é de 0,859. Os solos mais intemperizados, que apresentam maior teor de finos, possuem maior capacidade de sucção do que os solos menos intemperizados.

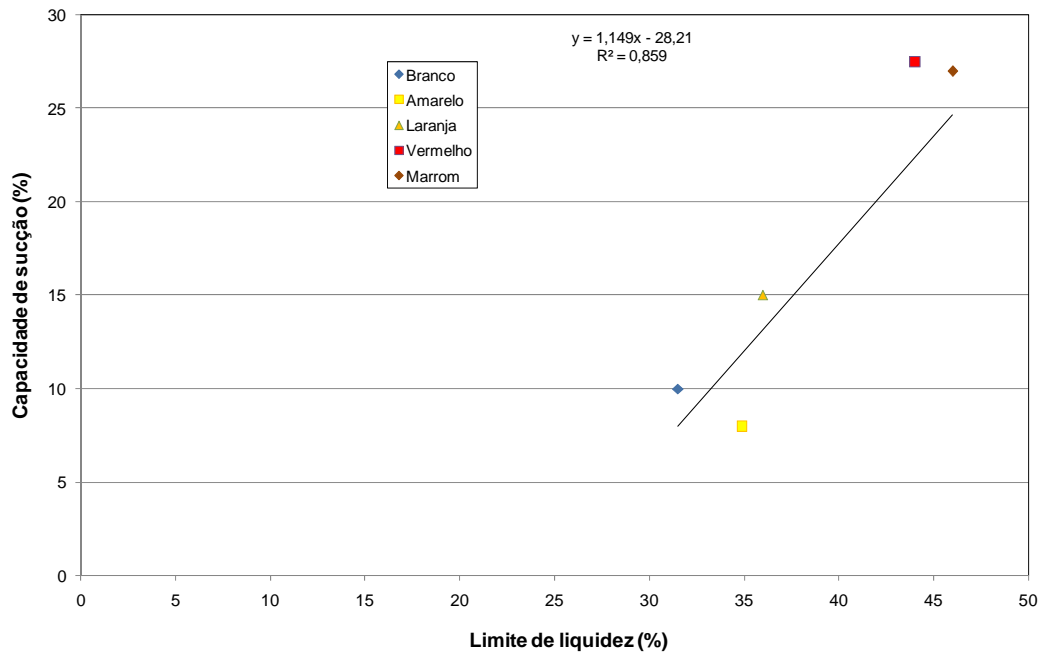


Figura 6.23 – Relação entre a capacidade de sucção e o limite de liquidez para as amostras indeformadas.

Para facilitar a comparação dos valores de sucção matricial e total de todos os solos, os valores foram reproduzidos em um único gráfico. Na Figura 6.24 estão apresentados os dados de sucção matricial em função do teor de umidade gravimétrica dos solos Marrom, Vermelho, Laranja, Amarelo e Branco. Na Figura 6.25 estão os dados de sucção total em função do teor de umidade.

O solo Branco apresenta níveis de sucção inferiores aos dos demais solos e o solo Marrom apresenta valores de sucção superiores, tendo os solos Vermelho, Laranja e Amarelo valores intermediários. Os maiores níveis de sucção do solo Marrom advêm da maior quantidade de partículas finas apresentada por esse solo, produto da elevada intemperização do mesmo.

Em campo, de acordo com os teores de umidade natural determinados para as amostras coletadas, o solo Marrom apresenta valor de sucção em torno

de 5.600 kPa, o solo Vermelho entre 100 e 400 kPa, os solos Laranja e Amarelo entre 10 e 40 kPa, e o solo Branco entre 100 e 200 kPa.

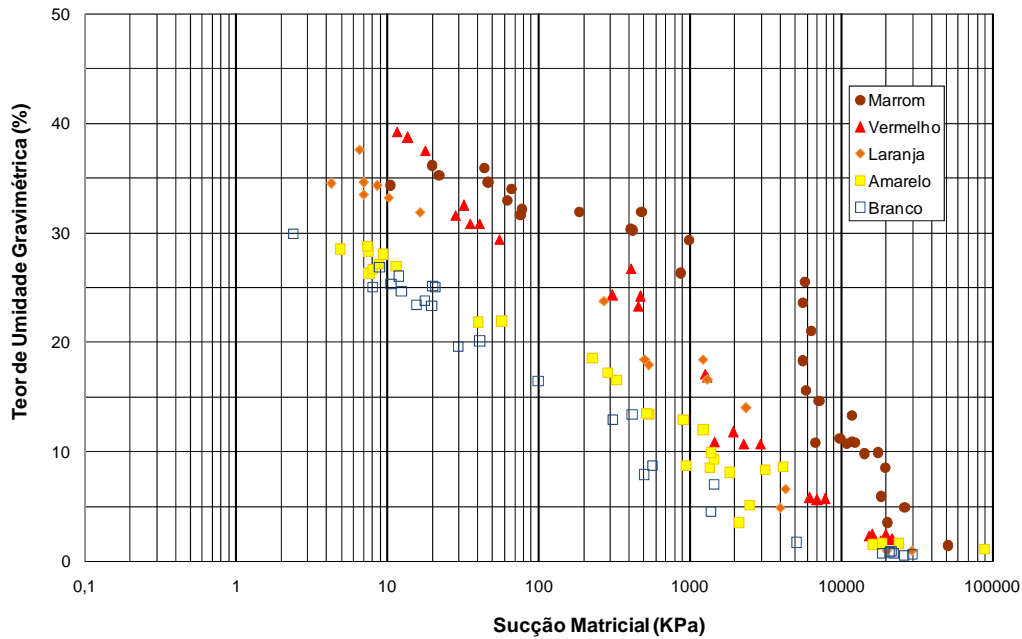


Figura 6.24 – Comparação entre os dados de sucção matricial dos solos indeformados.

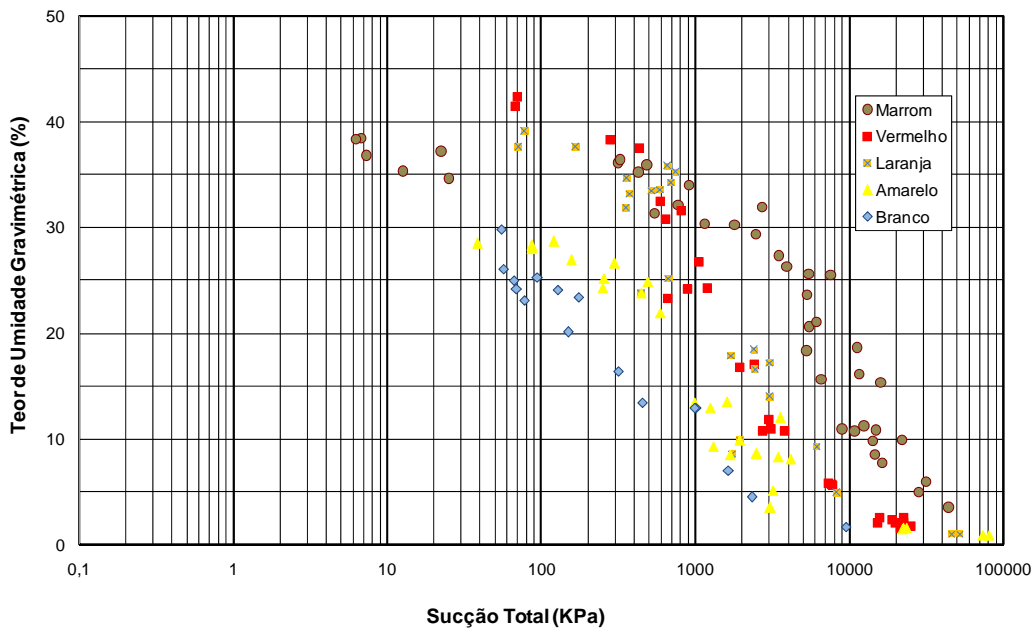


Figura 6.25 – Dados de sucção total dos solos indeformados.

Para se ter uma idéia do nível de sucção osmótica que poderia ser esperado neste material, foi feito um gráfico de onde simplesmente se subtraiu os valores de sucção matricial dos de sucção total apresentados para os solos estudados. Foram utilizadas apenas as amostras para as quais havia

determinações de sucção total e matricial. O resultado pode ser visto na Figura 6.26.

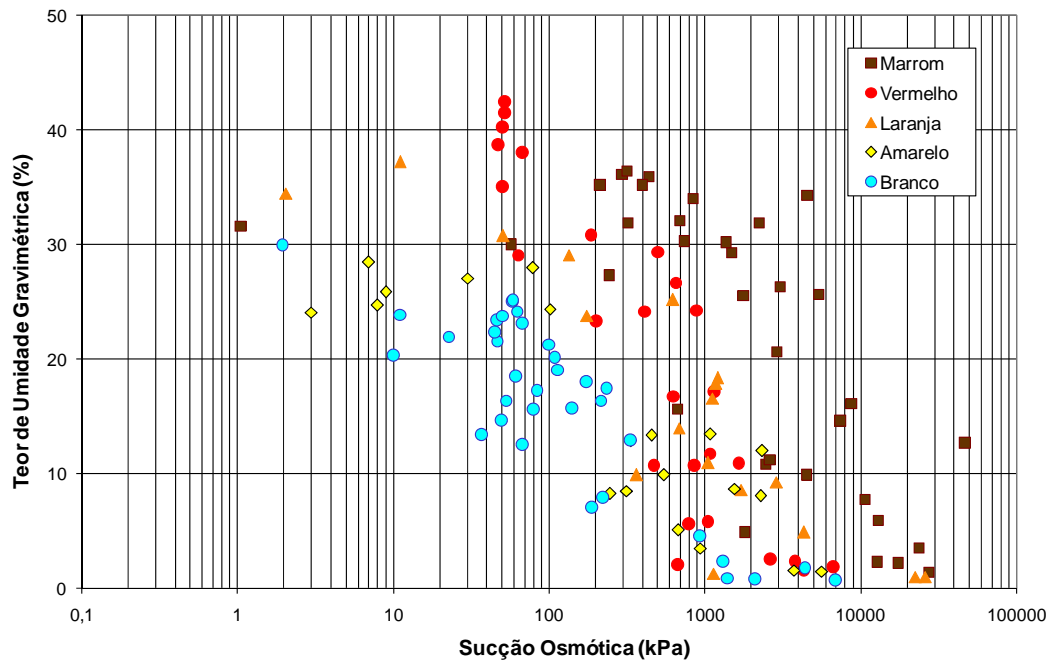


Figura 6.26 – Valores de sucção osmótica.

Observa-se na Figura 6.26 que os valores de sucção osmótica apresentam grande variação com o teor de umidade. Com a diminuição do teor de umidade ocorre um aumento da sucção osmótica para todos os solos. O solo Branco (pontos azuis) apresenta valores de sucção osmótica entre 2 e 7.000 kPa, o solo amarelo (pontos amarelos) apresenta variação deste mesmo parâmetro entre 3 e 5.600 kPa. Para o solo Laranja (pontos laranjas) os valores de sucção osmótica encontram-se entre 2 e 26.000 kPa, enquanto a variação para o solo Vermelho (pontos vermelhos) situa-se entre 47 e 6.800 kPa. O solo Marrom (pontos marrons) apresenta valores para a sucção osmótica entre 1 e 47.000 kPa.

De acordo com os solos do perfil estudado, o aumento do intemperismo parece aumentar a sucção osmótica. A sucção osmótica é função da quantidade de sais presentes no solo. De acordo com as análises químicas realizadas nos solos estudados, o solo Branco apresenta em torno de 20 mg/l de cloreto, enquanto que o solo Marrom apresenta em torno de 5 mg/l (ver Figura 6.36), mas a sucção osmótica do solo Marrom é superior à do solo Branco. No entanto, os cloretos no solo Branco, solo pouco intemperizado, podem estar precipitados e no solo Marrom, dissolvidos. O solo Laranja, que também apresenta altos teores de sucção osmótica tem em torno de 23 mg/l de cloretos.

Além da obtenção das curvas características, o estabelecimento de relações entre índices físicos, obtidos dos corpos-de-prova utilizados para a determinação da sucção, proporcionou dados interessantes sobre o comportamento dos solos estudados. Nas tabelas 6.13 a 6.17 são apresentados os índices físicos dos corpos-de-prova utilizados para a determinação das curvas características. Vale ressaltar que cada determinação de sucção foi realizada em um corpo-de-prova diferente. Da Figura 6.27 à Figura 6.31 são apresentadas as variações do índice de vazios com o teor de umidade e com a sucção matricial dos solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom. Embora se note a tendência da diminuição do índice de vazios com o teor de umidade e com o aumento da sucção matricial, a dispersão dos parâmetros não permite identificar qual seria um limite de contração dos solos.

Além da heterogeneidade dos materiais estudados, a dificuldade da determinação da geometria dos corpos-de-prova, devido à existência de grãos maiores e conseqüente rugosidade das paredes dos corpos-de-prova, resulta em índices físicos dispersos. Este fato é também majorado pelas pequenas dimensões dos corpos-de-prova.

A maior dispersão ocorre no solo Branco. O índice de vazios desse solo para teores de umidade inferiores a 5% varia entre 0,523 e 1,026. Os outros solos apresentam menor variação. Para a mesma faixa de teor de umidade o solo Amarelo apresenta variação do índice de vazios entre 0,9 e 1,1, tendo um corpo-de-prova com um valor de índice de vazios igual a 1,5, notadamente fora da tendência desse solo. Para o solo Laranja a variação está entre 1,1 e 1,32. Nesse solo, no teor de umidade 18,4% há uma amostra com índice de vazios de apenas 0,6, essa também notadamente fora da tendência do solo. Para o solo Vermelho o índice de vazios, em baixos teores de umidade situa-se entre 0,7 e 1,0. E para o solo Marrom em torno de 1,0, com um corpo-de-prova com 0,6.

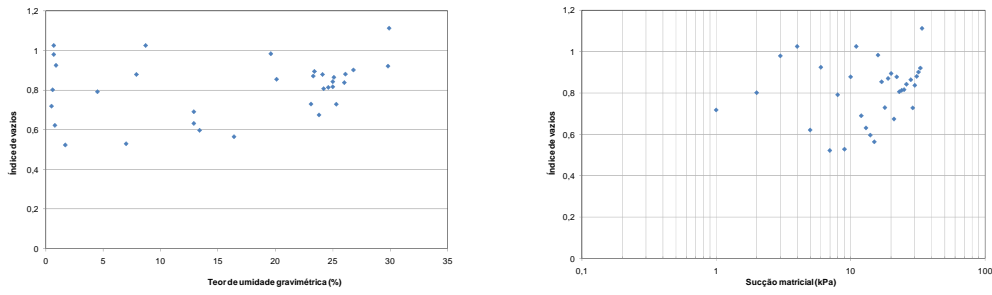


Figura 6.27 – Variação dos índices físicos para o solo Branco.

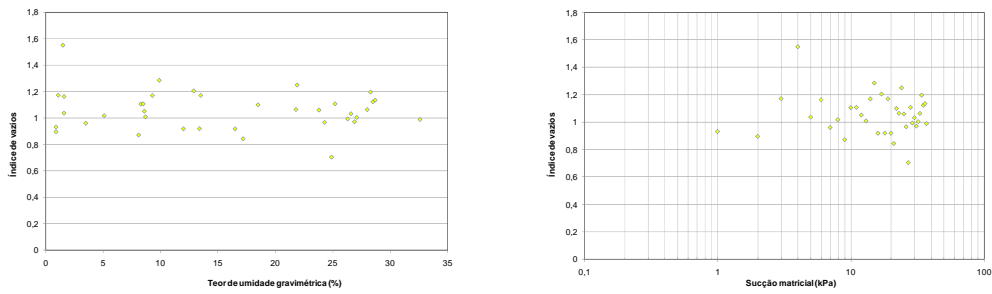


Figura 6.28 – Variação dos índices físicos para o solo Amarelo.

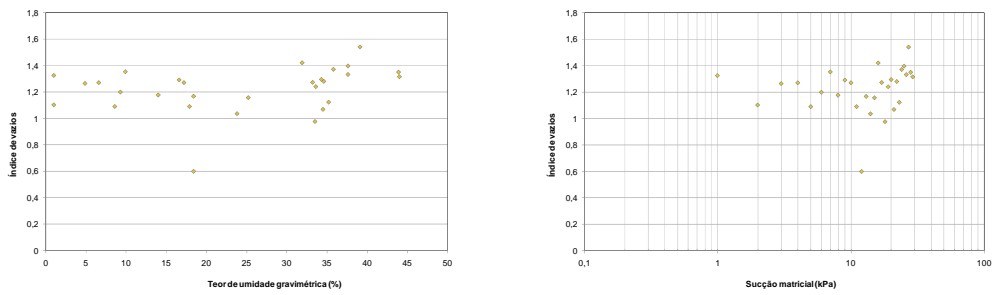


Figura 6.29 – Variação dos índices físicos para o solo Laranja.

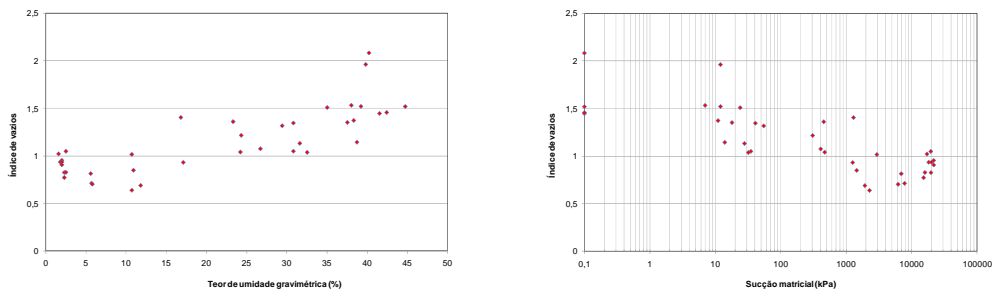


Figura 6.30 – Variação dos índices físicos para o solo Vermelho.

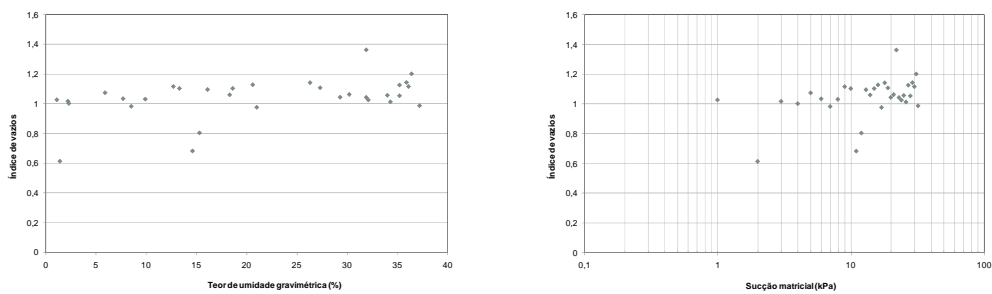


Figura 6.31 – Variação dos índices físicos para o solo Marrom.

Tabela 6.13 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova do solo Branco utilizados na determinação da curva característica.

	W grav. (%)	W vol. (%)	Sucção Total (kPa)	Sucção Matricial (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	n	S (%)
1	0,50	0,88	-	26129	1,578	1,571	2,700	0,719	0,418	1,88
2	0,60	1,01	-	29896	1,508	1,499	2,700	0,802	0,445	2,02
3	0,70	1,07	-	18696	1,373	1,363	2,700	0,980	0,495	1,93
4	0,70	1,05	-	22344	1,342	1,333	2,700	1,026	0,506	1,84
4	0,80	1,50	-	21056	1,678	1,665	2,700	0,622	0,383	3,47
5	0,90	1,42	-	21549	1,415	1,403	2,700	0,925	0,480	2,63
6	1,70	3,39	9484	5108	1,803	1,772	2,700	0,523	0,344	8,77
6	4,50	7,62	2331	1392	1,574	1,507	2,700	0,792	0,442	15,34
7	7,00	13,89	1638	1449	1,890	1,766	2,700	0,529	0,346	35,74
8	7,90	12,75	-	502	1,550	1,437	2,700	0,879	0,468	24,25
8	8,70	13,03	-	570	1,448	1,333	2,700	1,026	0,506	22,89
9	12,90	23,14	987	313	1,803	1,597	2,700	0,691	0,409	50,41
10	12,90	23,98	987	-	1,868	1,654	2,700	0,632	0,387	55,09
10	13,40	25,46	455	417	1,917	1,691	2,700	0,597	0,374	60,63
11	16,40	31,80	315	100	2,009	1,726	2,700	0,565	0,361	78,42
12	19,60	29,97	-	30	1,627	1,361	2,700	0,984	0,496	53,76
12	20,10	32,87	150	41	1,748	1,455	2,700	0,855	0,461	63,47
13	23,10	40,51	77	-	1,921	1,561	2,700	0,730	0,422	85,44
14	23,30	37,78	-	20	1,779	1,443	2,700	0,871	0,465	72,24
14	23,40	37,46	174	16	1,758	1,425	2,700	0,895	0,472	70,59
15	23,80	43,11	-	18	1,996	1,612	2,700	0,675	0,403	95,24
16	24,10	38,92	127	-	1,783	1,437	2,700	0,879	0,468	74,05
16	24,20	40,63	69	-	1,856	1,494	2,700	0,807	0,447	80,99
17	24,60	41,15	-	12	1,855	1,489	2,700	0,814	0,449	81,62
18	25,00	41,75	67	8	1,858	1,486	2,700	0,817	0,450	82,65
18	25,00	41,14	-	21	1,831	1,465	2,700	0,843	0,458	80,03
19	25,10	40,82	-	20	1,811	1,447	2,700	0,865	0,464	78,31
20	25,30	44,39	94	11	1,957	1,562	2,700	0,729	0,422	93,70
20	26,00	42,93	-	12	1,851	1,469	2,700	0,838	0,456	83,82
21	26,10	42,10	56	-	1,810	1,436	2,700	0,881	0,468	80,02
22	26,80	42,75	-	9	1,800	1,420	2,700	0,902	0,474	80,23
22	29,80	47,07	55	-	1,825	1,406	2,700	0,921	0,479	87,38
23	29,90	42,92	-	2	1,660	1,278	2,700	1,113	0,527	72,52

Tabela 6.14 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova do solo Amarelo utilizados na determinação da curva característica.

	$w_{\text{grav.}} (\%)$	$w_{\text{vol.}} (\%)$	Sucção Total (kPa)	Sucção Matricial (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	n	S (%)
1	0,90	1,27	-	847938	1,420	1,407	2,718	0,931	0,482	2,63
2	0,90	1,29	-	103870	1,447	1,434	2,718	0,896	0,473	2,73
3	1,10	1,38	350917	89188	1,265	1,251	2,718	1,172	0,540	2,55
4	1,50	1,60	-	16343	1,082	1,066	2,718	1,550	0,608	2,63
5	1,60	2,14	22440	18714	1,356	1,335	2,718	1,036	0,509	4,20
6	1,60	2,01	23418	24358	1,276	1,256	2,718	1,163	0,538	3,74
7	3,50	4,85	3060	-	1,435	1,387	2,718	0,960	0,490	9,91
8	5,10	6,87	3169	2490	1,416	1,347	2,718	1,017	0,504	13,63
9	8,10	11,77	4128	1850	1,571	1,453	2,718	0,871	0,465	25,28
10	8,30	10,72	3422	-	1,399	1,291	2,718	1,105	0,525	20,42
11	8,50	10,97	1680	1365	1,400	1,290	2,718	1,107	0,525	20,88
12	8,60	11,39	2471	-	1,439	1,325	2,718	1,051	0,513	22,23
13	8,70	11,77	2488	943	1,471	1,353	2,718	1,009	0,502	23,44
14	9,30	11,65	1312	1461	1,369	1,253	2,718	1,170	0,539	21,61
15	9,90	11,77	1937	1387	1,307	1,189	2,718	1,285	0,562	20,93
16	12,00	17,00	3564	1229	1,587	1,417	2,718	0,918	0,479	35,52
17	12,90	15,90	1244	911	1,392	1,233	2,718	1,205	0,546	29,11
18	13,40	18,98	991	538	1,606	1,417	2,718	0,919	0,479	39,64
19	13,50	16,90	1608	521	1,421	1,252	2,718	1,171	0,539	31,34
20	16,50	23,38	-	329	1,651	1,417	2,718	0,918	0,479	48,85
21	17,20	25,37	-	287	1,729	1,475	2,718	0,843	0,457	55,46
22	18,50	23,96	-	228	1,534	1,295	2,718	1,099	0,524	45,75
23	21,80	28,71	-	40	1,604	1,317	2,718	1,064	0,515	55,71
24	21,90	26,46	588	57	1,473	1,208	2,718	1,250	0,555	47,63
25	23,80	31,41	447	-	1,634	1,320	2,718	1,060	0,514	61,04
26	24,30	33,59	250	-	1,718	1,382	2,718	0,966	0,491	68,36
27	24,90	39,72	487	-	1,992	1,595	2,718	0,704	0,413	96,12
28	25,20	32,50	253	-	1,615	1,290	2,718	1,107	0,525	61,86
29	26,30	35,87	-	8	1,722	1,364	2,718	0,993	0,498	71,98
30	26,60	35,57	298	8	1,693	1,337	2,718	1,032	0,508	70,02
31	26,90	37,09	156	12	1,750	1,379	2,718	0,971	0,493	75,30
32	27,10	36,75	-	9	1,723	1,356	2,718	1,004	0,501	73,33
33	28,00	36,88	86	9	1,686	1,317	2,718	1,063	0,515	71,57
34	28,30	35,02	86	8	1,588	1,238	2,718	1,196	0,545	64,30
35	28,50	36,48	38	5	1,645	1,280	2,718	1,123	0,529	68,95
36	28,70	36,53	120	7	1,638	1,273	2,718	1,135	0,532	68,70
37	32,60	44,58	-	0	1,813	1,367	2,718	0,988	0,497	89,72

Tabela 6.15 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova do solo Laranja utilizados na determinação da curva característica.

	$w_{\text{grav.}} (\%)$	$w_{\text{vol.}} (\%)$	Sucção Total (kPa)	Sucção Matricial (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	n	S (%)
1	1,00	1,19	45883	19935	1,201	1,189	2,764	1,325	0,570	2,09
2	1,00	1,31	51862	29346	1,327	1,314	2,764	1,103	0,525	2,51
4	4,90	5,98	8304	3968	1,280	1,220	2,764	1,265	0,559	10,71
5	6,60	8,03	-	4297	1,298	1,217	2,764	1,271	0,560	14,35
6	8,60	11,37	1745	-	1,436	1,323	2,764	1,090	0,521	21,81
7	9,30	11,69	6104	-	1,374	1,257	2,764	1,199	0,545	21,44
8	9,90	11,63	1928	-	1,291	1,174	2,764	1,353	0,575	20,22
10	14,00	17,77	3045	2363	1,447	1,269	2,764	1,177	0,541	32,86
11	16,60	20,03	2433	1309	1,407	1,207	2,764	1,291	0,563	35,55
13	17,20	20,93	3059	-	1,426	1,217	2,764	1,271	0,560	37,39
14	17,90	23,67	1714	535	1,559	1,323	2,764	1,090	0,521	45,40
15	18,40	19,81	2423	505	2,028	1,713	2,764	0,600	0,375	84,76
16	18,40	23,45	-	1219	1,509	1,275	2,764	1,168	0,539	43,52
17	23,80	32,31	448	272	1,681	1,358	2,764	1,036	0,509	63,50
18	25,20	32,29	670	-	1,604	1,281	2,764	1,157	0,536	60,20
23	31,90	36,42	352	17	1,506	1,142	2,764	1,421	0,587	62,04
24	33,20	40,37	377	10	1,620	1,216	2,764	1,273	0,560	72,08
25	33,50	46,82	524	7	1,866	1,398	2,764	0,977	0,494	94,73
26	33,60	41,46	590	-	1,648	1,234	2,764	1,240	0,554	74,88
27	34,30	41,31	688	9	1,618	1,204	2,764	1,295	0,564	73,21
28	34,50	46,10	-	4	1,797	1,336	2,764	1,069	0,517	89,23
29	34,60	41,94	358	7	1,631	1,212	2,764	1,280	0,561	74,69
30	35,20	45,82	749	-	1,760	1,302	2,764	1,123	0,529	86,61
31	35,80	41,73	662	-	1,583	1,166	2,764	1,371	0,578	72,15
33	37,60	43,36	71	7	1,587	1,153	2,764	1,397	0,583	74,41
34	37,60	44,56	167	-	1,631	1,185	2,764	1,332	0,571	78,00
35	39,10	42,54	78	-	1,513	1,088	2,764	1,540	0,606	70,15
36	43,90	51,64	-	-	1,693	1,176	2,764	1,350	0,574	89,90
37	44,00	52,54	-	-	1,719	1,194	2,764	1,315	0,568	92,50

Tabela 6.16 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova do solo Vermelho utilizados na determinação da curva característica.

	$w_{\text{grav.}} (\%)$	$w_{\text{vol.}} (\%)$	Sucção Total (kPa)	Sucção Matricial (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	n	S (%)
1	1,6	1,79	21520	17220	1,372	1,351	2,731	1,022	0,505	4,27
2	1,8	2,1	25022	18272	1,436	1,411	2,731	0,936	0,483	5,25
3	2	2,31	22486	21807	1,425	1,397	2,731	0,954	0,488	5,72
4	2	2,33	19872	20107	1,439	1,410	2,731	0,936	0,484	5,83
5	2	2,37	15244	21790	1,460	1,432	2,731	0,907	0,476	6,02
6	2,3	3,44	-	19770	1,529	1,495	2,731	0,827	0,453	7,59
7	2,3	3,54	19047	15267	1,575	1,540	2,731	0,774	0,436	8,12
8	2,5	3,74	15744	16024	1,531	1,494	2,731	0,828	0,453	8,24
9	2,5	2,75	22294	19644	1,366	1,333	2,731	1,049	0,512	6,51
10	5,6	8,43	7757	6960	1,589	1,505	2,731	0,815	0,449	18,77
11	5,7	9,08	7684	7833	1,684	1,593	2,731	0,714	0,417	21,80
12	5,8	9,29	7262	6221	1,695	1,602	2,731	0,705	0,413	22,48
13	10,7	14,49	3810	2942	1,499	1,354	2,731	1,017	0,504	28,74
14	10,7	17,81	2745	2276	1,843	1,665	2,731	0,640	0,390	45,63
15	10,9	16,09	3094	1448	1,637	1,476	2,731	0,850	0,460	35,02
16	11,8	19,06	3011	1937	1,806	1,615	2,731	0,691	0,409	46,66
17	16,8	19,09	1928	1296	1,327	1,136	2,731	1,404	0,584	32,68
18	17,1	24,17	2425	1262	1,655	1,413	2,731	0,932	0,482	50,09
19	23,3	26,96	658	455	1,427	1,157	2,731	1,360	0,576	46,80
20	24,2	32,38	886	470	1,662	1,338	2,731	1,041	0,510	63,50
21	24,3	29,96	1200	308	1,532	1,233	2,731	1,216	0,549	54,58
22	26,7	35,12	1060	409	1,667	1,316	2,731	1,076	0,518	67,79
24	29,4	34,64	558	55	1,525	1,179	2,731	1,317	0,568	60,95
25	30,8	41,05	-	35	1,743	1,333	2,731	1,049	0,512	80,15
26	30,8	35,86	643	41	1,523	1,164	2,731	1,345	0,574	62,52
27	31,6	40,48	811	28	1,686	1,281	2,731	1,132	0,531	76,26
28	32,5	43,56	588	32	1,776	1,340	2,731	1,037	0,509	85,55
29	35	38,11	-	24	1,470	1,089	2,731	1,508	0,601	63,38
30	37,5	43,57	435	18	1,597	1,161	2,731	1,351	0,575	75,78
31	38	41	-	7	1,489	1,079	2,731	1,531	0,605	67,78
32	38,3	44,1	281	11	1,592	1,151	2,731	1,372	0,578	76,21
33	38,7	49,29	-	14	1,767	1,274	2,731	1,144	0,534	92,41
34	39,2	42,5	-	12	1,509	1,084	2,731	1,519	0,603	70,47
35	39,8	36,73	205	12	1,290	0,923	2,731	1,960	0,662	55,47
36	40,2	35,65	63	0	1,243	0,887	2,731	2,080	0,675	52,77
37	41,5	46,35	68	0	1,580	1,117	2,731	1,446	0,591	78,39
38	42,4	47,12	69	0	1,583	1,112	2,731	1,457	0,593	79,49
39	44,7	48,47	-	0	1,569	1,084	2,731	1,519	0,603	80,38

Tabela 6.17 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova do solo Marrom utilizados na determinação da curva característica.

	$w_{\text{grav.}} (\%)$	$w_{\text{vol.}} (\%)$	Sucção Total (kPa)	Sucção Matricial (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	n	S (%)
1	1,10	1,47	-	298040998	1,347	1,332	2,700	1,027	0,507	2,89
2	1,40	2,35	23526	51201	1,699	1,675	2,700	0,612	0,380	6,18
3	2,20	2,94	25435	-	1,368	1,339	2,700	1,017	0,504	5,84
4	2,30	3,10	22569	-	1,380	1,349	2,700	1,002	0,501	6,20
5	5,90	7,68	31645	18555	1,379	1,302	2,700	1,074	0,518	14,84
6	7,70	10,22	16346	-	1,430	1,327	2,700	1,034	0,508	20,11
7	8,50	11,58	14644	19714	1,478	1,362	2,700	0,982	0,495	23,38
8	9,90	13,16	22152	17608	1,461	1,329	2,700	1,031	0,508	25,92
10	12,70	16,21	-	14868	1,438	1,276	2,700	1,116	0,527	30,73
11	13,30	17,07	-	11806	1,454	1,283	2,700	1,104	0,525	32,52
12	14,60	23,45	7201	14647	1,841	1,606	2,700	0,681	0,405	57,90
13	15,30	22,91	16031	12149	1,726	1,497	2,700	0,803	0,445	51,42
14	16,10	20,74	11604	-	1,496	1,288	2,700	1,096	0,523	39,68
15	18,30	23,99	5295	5644	1,551	1,311	2,700	1,060	0,515	46,61
16	18,60	23,88	11310	-	1,523	1,284	2,700	1,103	0,524	45,53
17	20,60	26,13	5477	2557	1,530	1,269	2,700	1,128	0,530	49,29
18	21,00	28,70	6111	6374	1,653	1,366	2,700	0,976	0,494	58,10
20	26,30	33,15	3926	875	1,592	1,261	2,700	1,142	0,533	62,18
21	27,30	34,96	3497	-	1,630	1,281	2,700	1,108	0,526	66,50
22	29,30	38,70	2489	988	1,708	1,321	2,700	1,044	0,511	75,75
23	30,20	39,52	1801	421	1,704	1,309	2,700	1,063	0,515	76,69
24	31,90	36,44	2726	483	1,507	1,142	2,700	1,364	0,577	63,15
25	31,90	42,16	-	187	1,743	1,322	2,700	1,043	0,511	82,58
26	32,10	42,77	776	78	1,760	1,332	2,700	1,026	0,507	84,44
27	34,00	44,63	915	66	1,759	1,313	2,700	1,057	0,514	86,86
28	34,30	46,00	-	11	1,801	1,341	2,700	1,013	0,503	91,38
29	35,20	44,71	235	22	1,717	1,270	2,700	1,126	0,530	84,41
30	35,20	46,26	428	26	1,777	1,314	2,700	1,054	0,513	90,15
31	35,90	45,21	486	44	1,712	1,259	2,700	1,144	0,534	84,74
33	36,10	46,06	316	20	1,737	1,276	2,700	1,116	0,527	87,34
34	36,40	44,64	324	7	1,673	1,226	2,700	1,202	0,546	81,77
35	37,20	50,55	-	0	1,864	1,359	2,700	0,987	0,497	100,00

6.1.1.2. Amostras Compactadas

As curvas características de sucção matricial para as amostras compactadas foram determinadas pelo método do papel filtro. O mesmo procedimento utilizado para as amostras indeformadas foi empregado nas

amostras compactadas. Para esses ensaios foram utilizados os corpos-de-prova preparados para os ensaios de ruptura a compressão simples. As amostras foram compactadas no teor de umidade ótimo em um cilindro de CBR. A compactação foi realizada em cinco camadas, com 12 golpes do soquete em cada camada. Após a extração do solo do cilindro, foram moldados corpos-de-prova de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. A partir de cada cilindro compactado eram moldados 4 corpos-de-prova. No total foram moldados 12 corpos-de-prova para cada cor de solo (Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom). Para a obtenção de toda a faixa de sucção, os corpos-de-prova foram secos ou umedecidos a partir da umidade de compactação. Em cada corpo-de-prova foram colocados 3 papéis filtro em contato direto com o solo. Após 14 dias de estabilização, a sucção era determinada a partir das curvas de calibração do papel filtro *Whatman no. 42* sugeridas por Chandler *et al.* (1992).

Nas figuras 6.32 a 6.35 são apresentadas as curvas obtidas para os solos compactados e o ajuste fornecido pelas propostas de Fredlund e Xing (1994) e van Genuchten (1980). Os parâmetros de ajuste das equações das curvas de retenção das duas propostas citadas foram determinados pelo método dos mínimos quadrados de modo a obter a melhor correlação entre os dados experimentais e a curva teórica. O teor de umidade saturado foi obtido a partir de correlação teórica entre o grau de saturação, índice de vazios e peso específico real dos grãos. O peso específico real dos grãos foi determinado em laboratório (ver Capítulo 5) e o índice de vazios foi obtido dos corpos-de-prova compactados utilizados nos ensaios de compressão simples e de compressão diametral (ver Capítulo 7).

Tabela 6.18 – Teor de umidade gravimétrica médio para o grau de saturação igual a 100% para os solos estudados compactados.

Solo	Grau de Saturação (%)	Índice de Vazios	Peso Específico Real dos Grãos	Teor de Umidade para S=100% (%)
Branco 2.4056.07	100	0,71	2,699	26,31
Amarelo 2.4058.07	100	0,94	2,749	34,19
Laranja 2.4057.07	100	0,98	2,741	35,75
Vermelho 2.4059.07	100	1,14	2,807	40,61
Marrom 2.4060.07	100	0,89	2,739	32,49

As características dos corpos-de-prova compactados utilizados na determinação das curvas características são resumidas nas Tabelas 6.19 a 6.23.

Tabela 6.19 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova compactados do solo Branco utilizados na determinação da curva característica.

	Amostra	W _{grav.} (%)	W _{vol.} (%)	Sucção matricial (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	S (%)
1	2.4056.07	4,33	7,88	3746	18,62	17,85	2,699	0,48	24,37
2		4,45	8,04	1844	18,52	17,73	2,699	0,49	24,50
3		6,47	11,62	972	18,75	17,61	2,699	0,50	34,93
4		6,67	11,66	1748	18,30	17,16	2,699	0,54	33,32
4		7,83	13,94	685	18,85	17,48	2,699	0,51	41,42
5		9,00	15,63	916	18,57	17,04	2,699	0,55	44,17
6		11,32	20,36	283	19,64	17,65	2,699	0,50	61,08
6		11,33	20,44	489	19,70	17,69	2,699	0,50	61,18
7		13,28	24,08	173	20,15	17,78	2,699	0,49	73,17
8		14,93	26,80	115	20,23	17,61	2,699	0,50	80,61
8		20,01	34,60	27	20,35	16,96	2,699	0,56	96,45
9		22,32	36,41	12	19,58	16,01	2,699	0,65	92,67
10	22,52	37,70	11	20,12	16,42	2,699	0,61	99,66	
10	23,18	37,87	8	19,74	16,03	2,699	0,65	96,27	
11	23,89	39,18	9	19,93	16,09	2,699	0,65	99,20	
12	24,08	38,92	6	19,67	15,86	2,699	0,67	97,00	

Tabela 6.20 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova compactados do solo Amarelo utilizados na determinação da curva característica.

	Amostra	W _{grav.} (%)	W _{vol.} (%)	Sucção matricial (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	S (%)
1	2.4058.07	0,00	0,00	1000010	17,21	17,21	2,749	0,57	0,00
2		0,90	1,56	70952	17,17	17,01	2,749	0,59	4,19
3		0,90	1,57	72123	17,27	17,12	2,749	0,58	4,27
4		3,38	5,98	14225	17,92	17,33	2,749	0,56	16,61
5		5,10	8,90	7322	17,98	17,11	2,749	0,58	24,17
6		7,00	12,15	3918	18,22	17,03	2,749	0,58	33,18
7		8,44	14,21	2549	17,92	16,52	2,749	0,63	36,83
8		9,96	16,77	1658	18,15	16,51	2,749	0,63	43,48
9		10,40	17,45	1473	18,17	16,46	2,749	0,64	44,67
10		10,80	17,93	1335	18,05	16,29	2,749	0,66	44,99
11		14,70	24,89	462	19,06	16,61	2,749	0,62	65,18
12		15,19	25,60	404	19,04	16,53	2,749	0,63	66,27
13		17,20	29,13	229	19,47	16,61	2,749	0,62	76,27
14		18,47	31,06	160	19,55	16,50	2,749	0,63	80,58
15		19,70	32,56	112	19,41	16,21	2,749	0,66	82,06
16		21,82	35,53	56	19,46	15,97	2,749	0,69	86,94
17		23,23	37,97	33	19,76	16,03	2,749	0,68	93,92
18		26,04	41,13	10	19,53	15,50	2,749	0,74	96,73
19		29,21	44,19	1	19,18	14,84	2,749	0,82	97,94
20		29,68	44,84	1	19,22	14,82	2,749	0,82	99,52

Tabela 6.21 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova compactados do solo Laranja utilizados na determinação da curva característica.

	Amostra	W _{grav.} (%)	W _{vol.} (%)	Sucção matricial (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	S (%)
1	2.4057.07	3,30	5,48	4659	16,84	16,30	2,739	0,65	14,02
2		4,40	7,22	3626	16,47	15,77	2,739	0,7	17,22
3		8,00	13,38	1894	17,72	16,41	2,739	0,64	34,16
4		9,10	14,99	1591	16,92	15,52	2,739	0,73	33,98
5		10,30	16,82	1323	17,67	16,03	2,739	0,68	41,35
6		11,13	18,11	1173	17,74	15,97	2,739	0,68	44,81
7		12,81	21,28	909	18,39	16,30	2,739	0,65	53,98
8		16,46	26,47	513	18,38	15,78	2,739	0,70	64,39
9		18,03	28,47	401	18,28	15,49	2,739	0,73	67,66
10		25,42	40,04	78	19,38	15,45	2,739	0,74	94,09
11		28,21	43,07	24	19,20	14,98	2,739	0,79	97,81
12		30,71	45,16	1	18,86	14,43	2,739	0,86	97,80
13		31,99	46,11	0	18,67	14,14	2,739	0,90	97,34
14		32,67	46,78	0	18,63	14,05	2,739	0,91	98,34

Tabela 6.22 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova compactados do solo Vermelho utilizados na determinação da curva característica.

	Amostra	W _{grav.} (%)	W _{vol.} (%)	Sucção matricial (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	S (%)
1	2.4059.07	4,12	6,70	25424	16,62	15,96	2,807	0,73	15,82
2		7,07	11,43	10843	16,97	15,85	2,807	0,74	26,83
3		11,21	17,57	4182	17,11	15,38	2,807	0,79	39,81
4		15,15	24,10	1832	17,97	15,61	2,807	0,76	55,94
5		19,18	29,45	794	17,95	15,07	2,807	0,83	64,85
6		20,87	32,20	553	18,30	15,14	2,807	0,82	71,42
7		25,21	38,42	204	18,72	14,95	2,807	0,84	84,22
8		28,51	41,74	84	18,46	14,36	2,807	0,92	86,98
9		31,82	45,21	28	18,37	13,94	2,807	0,98	91,14
10		35,68	48,08	5	17,93	13,22	2,807	1,08	92,73
11		38,59	51,63	0	18,19	13,12	2,807	1,10	98,47
12		39,00	51,74	0	18,09	13,01	2,807	1,12	97,74

Tabela 6.23 – Índices físicos obtidos dos corpos-de-prova compactados do solo Marrom utilizados na determinação da curva característica.

	Amostra	W grav. (%)	W vol. (%)	Sucção matricial (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	S (%)
1	2.4060.07	3,60	5,90	223782	16,66	16,08	2,740	0,67	14,72
2		5,40	8,91	129439	17,07	16,19	2,740	0,66	22,42
3		9,70	15,70	39144	17,42	15,88	2,740	0,69	38,52
4		9,90	15,91	37037	17,32	15,76	2,740	0,70	38,74
5		12,60	20,12	17242	17,64	15,67	2,740	0,72	47,92
6		14,81	23,44	8890	17,82	15,52	2,740	0,73	55,58
7		15,59	24,49	6991	17,81	15,41	2,740	0,74	57,71
8		19,01	29,80	2200	18,30	15,38	2,740	0,75	69,41
9		20,24	31,96	1388	18,63	15,49	2,740	0,73	75,94
10		23,62	37,17	330	19,08	15,44	2,740	0,74	87,41
11		26,73	41,63	55	19,36	15,28	2,740	0,76	96,33
12		27,54	41,99	30	19,07	14,95	2,740	0,80	94,30
13		28,42	42,82	14	18,98	14,78	2,740	0,82	94,93
14		28,64	43,50	11	19,17	14,90	2,740	0,80	98,06
15		28,90	43,52	9	19,04	14,77	2,740	0,82	96,54
16		31,60	45,89	0	18,75	14,25	2,740	0,89	97,23

Os dados de sucção do solo Branco são apresentados na Figura 6.32. Tanto a proposta de Fredlund e Xing quanto a de van Genutchen se ajustaram bem aos dados experimentais resultando em coeficiente de correlação igual a 0,96 (Tabela 6.24). A principal diferença entre as duas propostas está na faixa de sucção acima de 10.000 kPa, onde para o mesmo teor de umidade a proposta de van Genutchen apresenta maiores valores de sucção.

A mesma observação vale para os dados de sucção do solo Amarelo compactado apresentados na Figura 6.33. Nesse caso os coeficientes de correlação foram de 0,97 e 0,96 para as propostas de Fredlund e Xing e van Genutchen, respectivamente (Tabela 6.25).

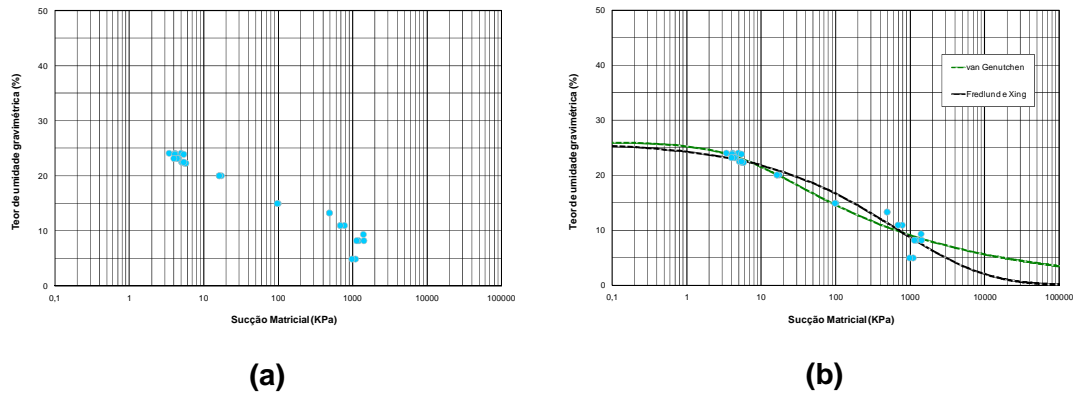


Figura 6.32 – Curva de retenção de sucção matricial do solo Branco compactado. (a) Método do papel filtro. (b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980).

Tabela 6.24 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Branco compactado.

Fredlund e Xing (1994)		van Genutchen (1980)	
$\theta_w(w) = \theta_s \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{Cr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{Cr}\right)} \right] \cdot \left[\frac{1}{\ln\left\{\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right\}^m} \right]$		$\theta_w(w) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + (\alpha \cdot \psi)^n\right)^m}$	
θ_s	26,31	θ_r	0,0
Cr	19977,88	θ_s	26,31
n	0,41	α	0,14
m	11,24	n	1,0
a	19977,88	m	0,21
R^2	0,96	R^2	0,96

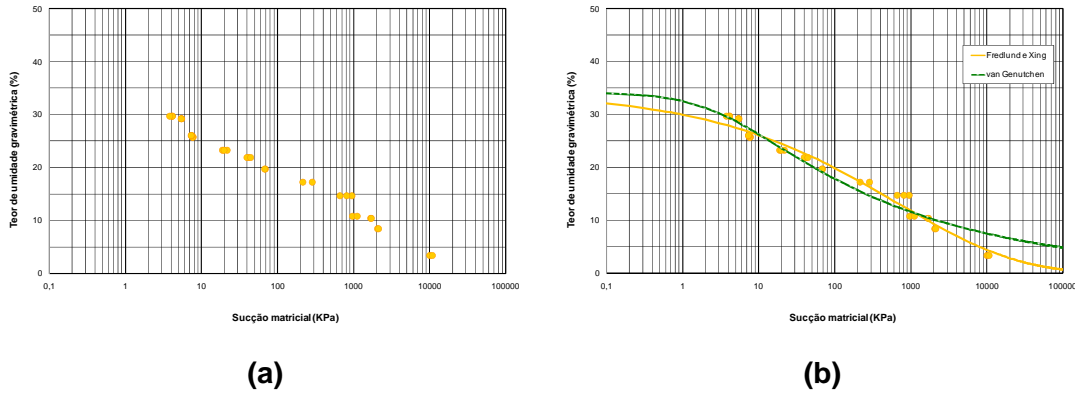


Figura 6.33 – Curva de retenção de sucção matricial do solo Amarelo compactado. (a) Método do papel filtro. (b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980).

Tabela 6.25 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Amarelo compactado.

Fredlund e Xing (1994)		van Genutchen (1980)	
$\theta_w(w) = \theta_s \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{Cr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{Cr}\right)} \right] \cdot \left[\frac{1}{\ln\left\{\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right\}^m} \right]$		$\theta_w(w) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + (\alpha \cdot \psi)^n\right)^m}$	
θ_s	34,19	θ_r	0,0
Cr	19977,86	θ_s	34,19
n	0,32	α	0,30
m	8,42	n	1,0
a	19977,86	m	0,19
R^2	0,97	R^2	0,96

OS dados da curva de retenção para o solo Laranja são apresentados na Figura 6.34. Esse solo foi o que apresentou o menor coeficiente de correlação entre os dados de laboratório e as equações de ajuste. Para a proposta de Fredlund e Xing o coeficiente de correlação foi de 0,95 e para a proposta de van Genutchen o fator de correlação foi de 0,93 (Tabela 6.26). O mesmo fato, de menor coeficiente de correlação nas equações de ajuste para os dados de sucção, aconteceu para a curva de sucção do solo Laranja indeformado.

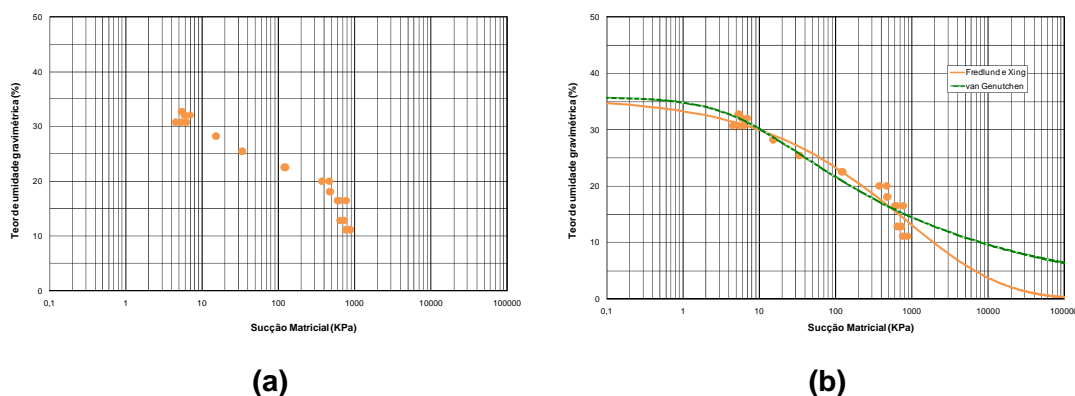


Figura 6.34 – Curva de retenção de sucção matricial do solo Laranja compactado. (a) Método do papel filtro. (b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980).

Tabela 6.26 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Laranja compactado.

Fredlund e Xing (1994)		van Genutchen (1980)	
$\theta_w(w) = \theta_s \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{Cr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{Cr}\right)} \right] \cdot \left[\frac{1}{\ln\left\{\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right\}^m} \right]$		$\theta_w(w) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + (\alpha \cdot \psi)^n\right)^m}$	
θ_s	35,75	θ_r	0,0
Cr	19977,88	θ_s	35,76
n	0,39	α	0,16
m	9,72	n	1,0
a	19977,88	m	0,18
R^2	0,95	R^2	0,93

A Figura 6.35 apresenta os dados de sucção matricial obtidos para o solo Vermelho. O ajuste por Fredlund e Xing resultou em um grau de correlação igual a 0,97 e o ajuste pela proposta de van Genuchten proporcionou um grau de correlação de 0,96. Ao contrário do solo Vermelho indeformado, a curva característica do solo compactado não apresenta comportamento bi-modal. O solo, sem secagem prévia, foi compactado no teor de umidade ótima através de compactação dinâmica. E, de acordo com Toll (2000), nesse estado a energia de compactação destrói possíveis agregações que possam existir no solo.

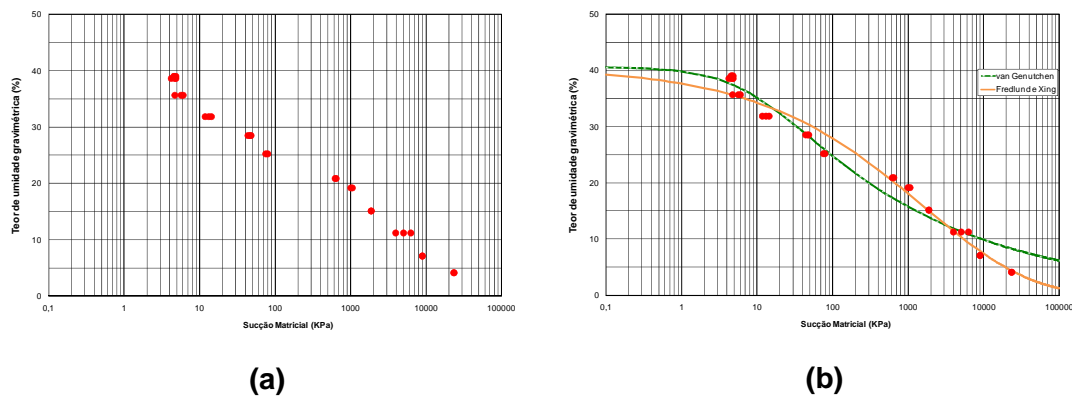


Figura 6.35 – Curva de retenção de sucção matricial do solo Vermelho compactado. (a) Método do papel filtro. (b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) e van Genuchten (1980).

Tabela 6.27 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Vermelho compactado.

Fredlund e Xing (1994)		van Genuchten (1980)	
$\theta_w(w) = \theta_s \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{Cr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{Cr}\right)} \right] \cdot \left[\frac{1}{\ln\left\{\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right\}^m} \right]$		$\theta_w(w) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + (\alpha \cdot \psi)^n\right)^m}$	
θ_s	40,61	θ_r	0,0
Cr	19977,86	θ_s	40,61
n	0,36	α	0,1
m	7,07	n	1,0
a	19977,86	m	0,2
R^2	0,97	R^2	0,96

Os pontos da curva de retenção para o solo Marrom e os ajustes realizados pelas propostas de Fredlund e Xing e van Genutchen estão apresentados na Figura 6.36, com fator de correlação de 0,96 e 0,91, respectivamente.

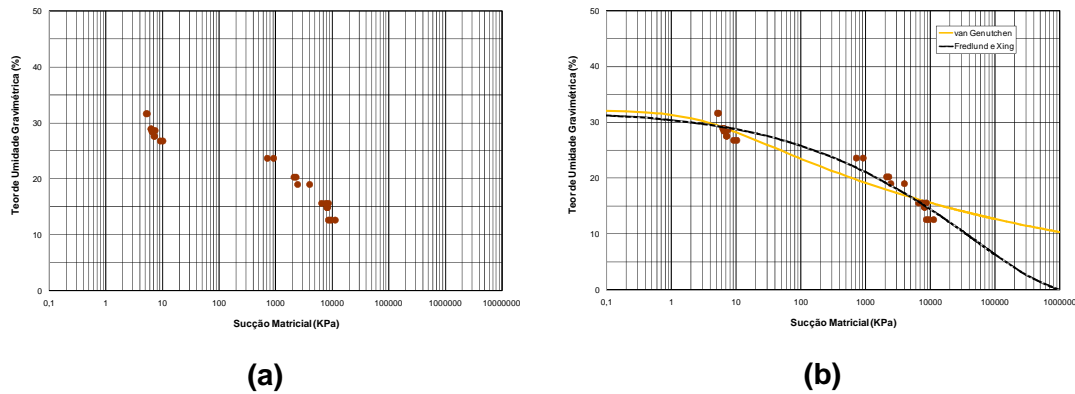


Figura 6.36 – Curva de retenção de sucção matricial do solo Marrom compactado. (a) Método do papel filtro. (b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980).

Tabela 6.28 – Parâmetros de ajuste para a curva de sucção matricial do solo Marrom compactado.

Fredlund e Xing (1994)		van Genutchen (1980)	
$\theta_w(w) = \theta_s \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{Cr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{Cr}\right)} \right] \cdot \left[\frac{1}{\ln\left\{\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right\}^m} \right]$		$\theta_w(w) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + (\alpha \cdot \psi)^n\right)^m}$	
θ_s	32,49	θ_r	0,0
Cr	99708,46	θ_s	32,49
n	0,29	α	0,39
m	3,61	n	1,0
a	30000	m	0,09
R^2	0,96	R^2	0,91

A Figura 6.37 resume os dados de sucção matricial obtidos pelo método do papel filtro. Com menos teor de argila em sua composição o solo Branco apresenta menor valor de sucção para o mesmo teor de umidade do que os outros solos. O solo Marrom exibe maior capacidade de retenção para valores de sucção superiores a 1.000 kPa. Para valores de umidade inferiores a 1.000 kPa o solo Vermelho apresenta os maiores valores de sucção.

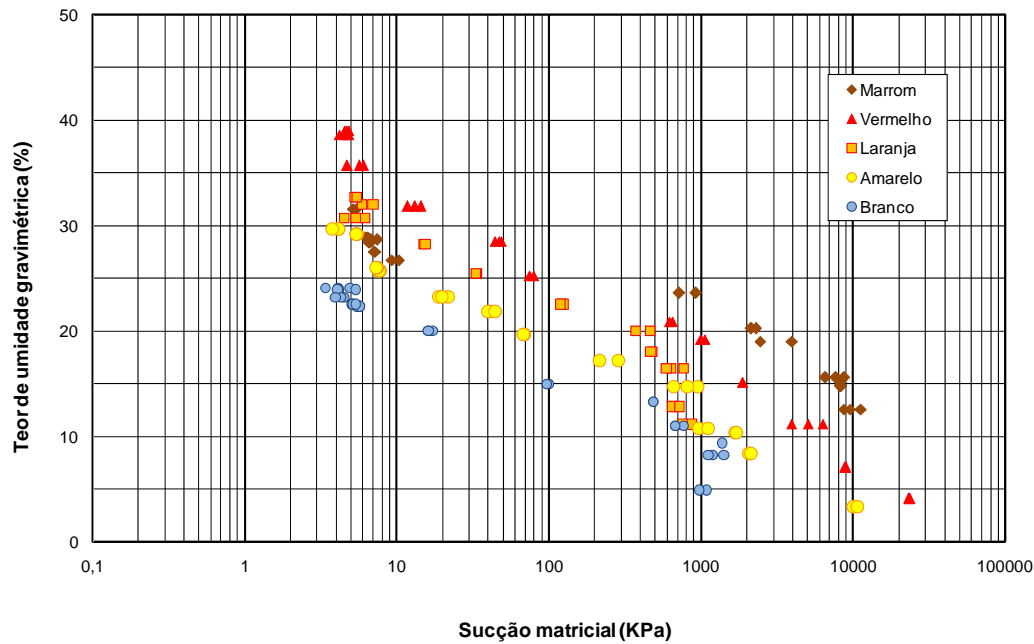


Figura 6.37 – Sucção matricial dos solos compactados.

Os valores característicos das curvas de retenção obtidos dos ajustes pela proposta de Fredlund e Xing (1994) são exibidos na Tabela 6.29.

Tabela 6.29 – Valores característicos das curvas de retenção dos solos compactados.

Solo	Teor de umidade residual (%)	Teor de umidade saturada (%)	Teor de umidade na entrada de ar (%)	Entrada de ar (kPa)	Capacidade de sucção (%)
Branco	1,5	26,31	23	20	8
Amarelo	3	34,19	29	6	7,5
Laranja	0,5	35,75	28	80	15
Vermelho	4	40,61	35	20	11
Marrom	1	33,49	28	200	8

6.1.1.3. Comparação entre Amostras Compactadas e Indeformadas

Alguns dos fatores que influenciam as características de retenção dos solos são: estrutura, índice de vazios, tipo de solo, textura, história de tensões e mineralogia. Destes, conforme já mencionado no Capítulo 2, a estrutura do solo e a história de tensões apresentam a maior influência no comportamento da curva característica (Vanapalli *et al.*, 2002). As estruturas dos solos compactados e indeformados são bastante distintas. A estrutura dos solos residuais pode compreender cimentação e diferentes tamanhos de poros existindo poros entre partículas e poros entre agregados de partículas. Já o solo compactado no teor de umidade ótima com a energia de compactação do Proctor normal não apresenta nenhum nível de agregação (Toll, 2000).

A Tabela 6.30 resume os dados das curvas de retenção dos solos indeformados e compactados.

Tabela 6.30 – Dados das curvas de retenção.

Solo	Teor de umidade para grau de saturação igual a 100%	Entrada de ar		Estado residual	
		Teor de umidade (%)	Sucção matricial (kpa)	Teor de umidade (%)	Sucção matricial (kpa)
Branco indeformado	30,10	26	17	1	4.000
Branco compactado	26,31	23	20	1,5	8.000
Amarelo indeformado	37,20	30	7	4	12.000
Amarelo compactado	34,19	29	6	3	10.000
Laranja indeformado	45,50	33	80	2,5	9.000
Laranja compactado	35,75	28	80	0,5	7.000
Vermelho indeformado	45,80	40,5	16	0,5	10.000
		27,5	400		
Vermelho compactado	40,61	35	20	4	30.000
Marrom indeformado	37,70	36	40	5	30.000
		31	500		
		25	5.000		
Marrom compactado	32,49	28	200	1	100.000

Embora as amostras compactadas não tenham sido confeccionadas com o intuito de reproduzir o índice de vazios de campo, mesmo porque a variação do índice de vazios de campo é tão grande que seria difícil determinar um valor característico por material, apresenta-se neste item uma breve comparação entre as curvas características. Conforme pode ser visto na Tabela 6.30, a amostra compactada diminui o valor do teor de umidade para o grau de saturação igual a 100% e apresenta um valor de entrada de ar menor quando comparada com o solo indeformado. Este fato está condizente com dados citados na bibliografia (e.g. Fredlund, 2002).

A comparação dos resultados de sucção matricial, obtidos a partir do método do papel filtro para os solos estudados, pode ser vista da Figura 6.38 a Figura 6.42. Para cada solo são apresentados os resultados para o ensaio indeformado e compactado. De modo geral, observa-se que para um mesmo teor de umidade o solo indeformado apresenta um valor de sucção matricial superior ao do solo compactado.

Para o solo Branco os pontos do ensaio com o solo compactado posicionam-se abaixo dos pontos dos solos indeformados até a sucção de 100 kPa, aproximadamente. Após esse valor de sucção os pontos do solo compactado apresentam maior teor de umidade do que os pontos do solo indeformado para igual sucção matricial. Para altos valores de sucção a tendência é convergência para os dois estados de estrutura (Figura 6.38).

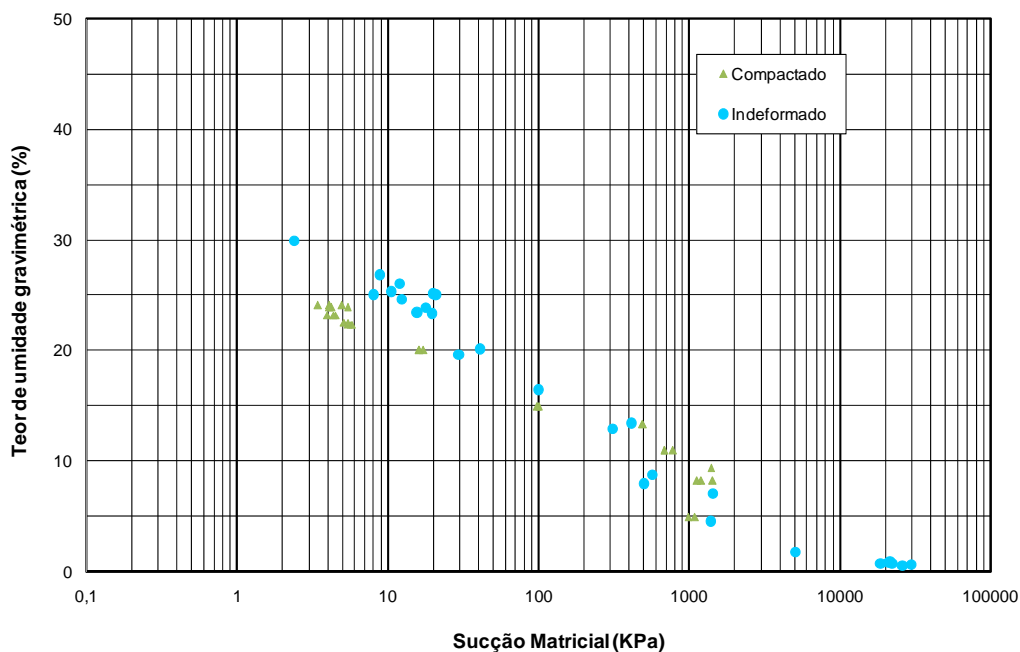


Figura 6.38 – Sucção do solo Branco para o estado indeformado e compactado.

Para o solo Amarelo, os pontos dos ensaios executados no solo compactado e indeformado apresentam praticamente o mesmo comportamento (Figura 6.39). O valor da entrada de ar é praticamente o mesmo (umidade de 30% para o solo indeformado e 29% para o solo compactado), assim como o teor de umidade residual (4% para o solo indeformado e 3% para o solo compactado). Apenas no teor de umidade saturado há uma redução do solo indeformado para o compactado, de 37,20% para 34,19%.

Os dados de retenção para o estado compactado e indeformado do solo Laranja são apresentados na Figura 6.40. Para a faixa de sucção de 4 kPa até 1.000 kPa, os dados do solo compactado estão abaixo dos dados do solo indeformado no gráfico de teor de umidade versus sucção matricial. Ou seja, para um mesmo valor de sucção o solo indeformado retém mais água que o solo compactado. Não se dispõe de dados para o solo compactado para teores de umidade inferiores a 10%.

Os resultados dos ensaios pelo método do papel filtro para o solo Vermelho estão reproduzidos na Figura 6.41. Para valores de sucção matricial inferiores a 100 kPa o solo indeformado retém mais umidade que o solo compactado. Entre 100 kPa e 1.000 kPa os resultados são muito próximos entre os dois estados de estrutura e, a partir de 1.000 kPa, o solo compactado passa a reter mais água.

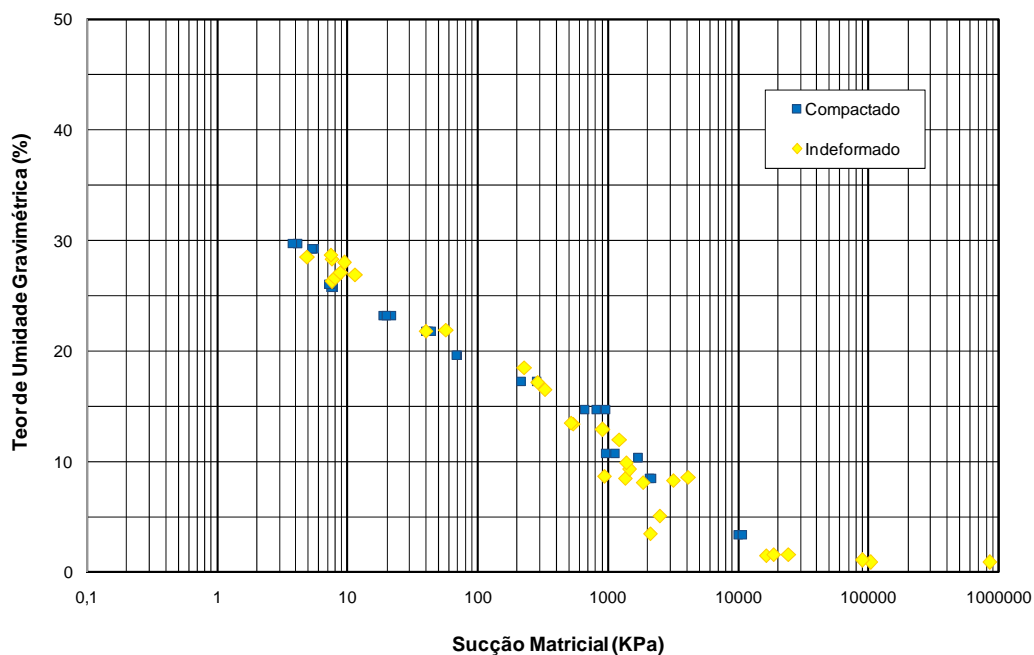


Figura 6.39 – Sucção do solo Amarelo para o estado indeformado e compactado.

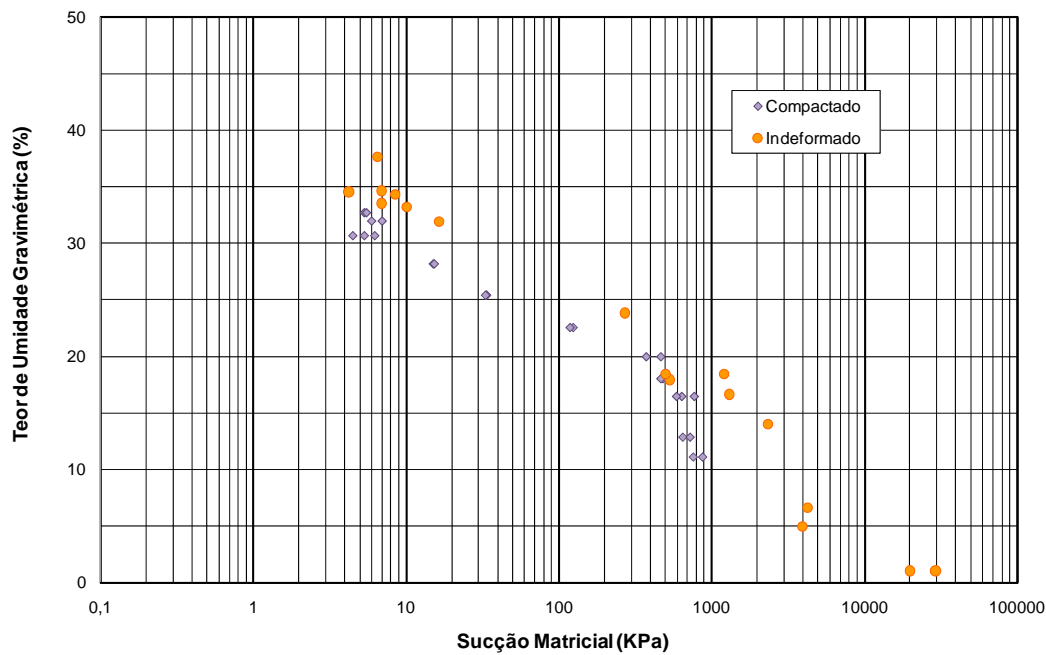


Figura 6.40 – Sucção do solo Laranja para o estado indeformado e compactado.

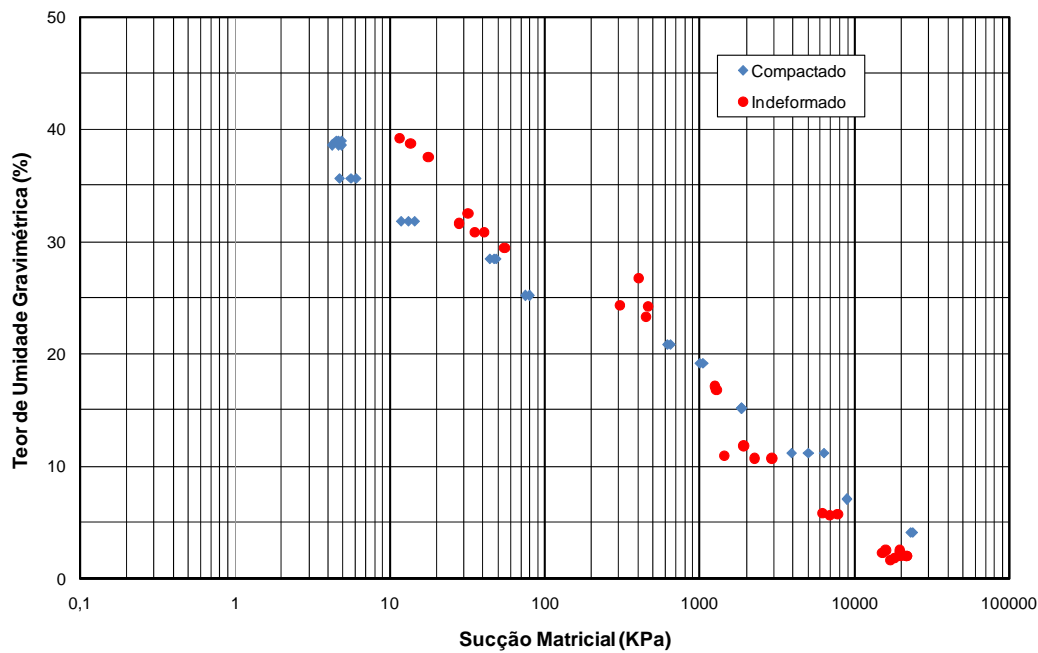


Figura 6.41 – Sucção do solo Vermelho para o estado indeformado e compactado.

Na Figura 6.42 são apresentados conjuntamente os dados de sucção do solo Marrom no estado indeformado e compactado. Até a pressão de 5.000 kPa o solo indeformado apresenta maior capacidade de retenção de água do que o solo compactado. A partir dessa pressão as curvas convergem para um mesmo resultado.

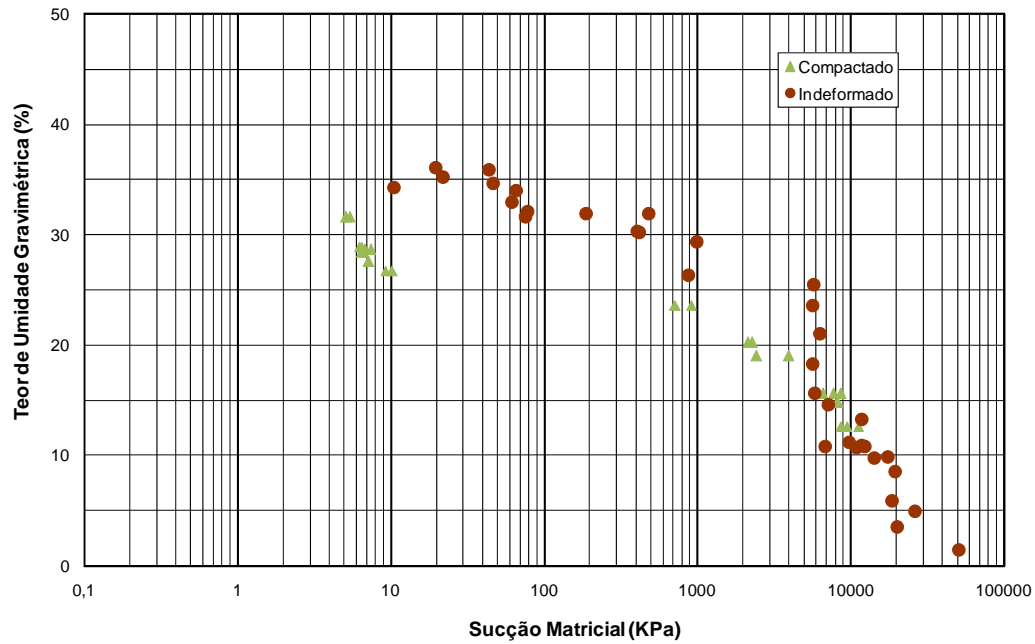


Figura 6.42 – Sucção do solo Marrom para o estado indeformado e compactado.

6.1.2. Porosimetria de Mercúrio: Resultados Experimentais

As curvas características solo-ar obtidas do ensaio de intrusão de mercúrio são apresentadas na Figura 6.43. O volume de mercúrio injetado a partir da curva porosimétrica foi convertido para Volume de Ar (V_a / V_0) considerando o volume inicial de solo como V_0 (Aung *et al.*, 2001).

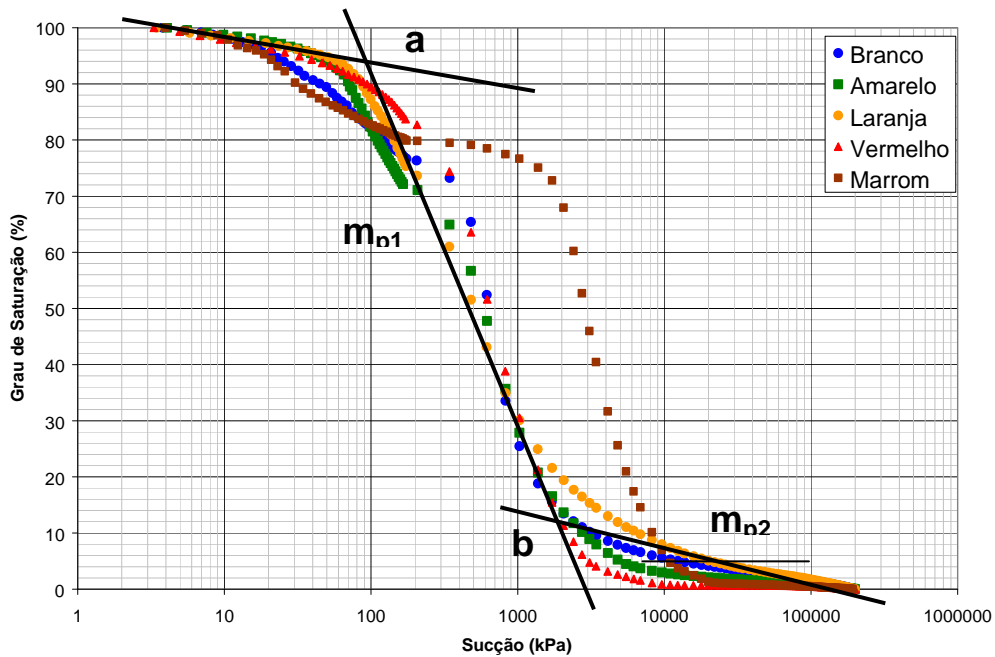


Figura 6.43 – Curvas características solo-ar para os solos residuais estudados.

Assim como na curva característica solo-água, dois pontos de inflexão (a e b) e duas inclinações (m_{p1} e m_{p2}) podem ser observadas na curva característica solo-ar, com exceção do solo Marrom, onde, devido ao formato de sela, são quatro pontos de inflexão e quatro inclinações. O ponto **a** corresponde ao valor de entrada de mercúrio. A inclinação m_{p1} mostra a variação da quantidade de ar em relação à pressão. O ponto **b** determina o início do teor de ar volumétrico residual, e a inclinação m_{p2} determina as variações no teor de ar na faixa de pequenos poros. A Tabela 6.31 resume os valores de **a** e **b** obtidos das curvas características solo-ar.

Tabela 6.31 – Parâmetros da curva característica solo-ar.

<i>Solo / Parâmetro</i>	<i>a</i>	<i>b</i>
Branco	95%	13%
Amarelo	93%	8%
Laranja	92%	11%
Vermelho	86%	5%
Marrom	96/80%	2%

Nas figuras 6.30, 6.31, 6.32, 6.33 e 6.34 são apresentados gráficos comparativos entre a curva característica obtida através do ensaio de porosimetria e a curva característica obtida através do método do papel filtro.

Notam-se grandes diferenças entre as curvas características obtidas pelo método do papel filtro e porosimetria de mercúrio. A grande diferença desta curva em relação àquela obtida pelo método do papel filtro é que os valores de sucção obtidos a partir deste método são somente devidos à ação da capilaridade. Isto acontece porque a molécula de mercúrio é apolar e, portanto, não pode apresentar o fenômeno de adsorção. Também no ensaio de porosimetria de mercúrio só são atingidos os poros interconectados do solo e, conforme apresentado no item 5.3 são grandes as diferenças entre a porosidade total e os poros interconectados.

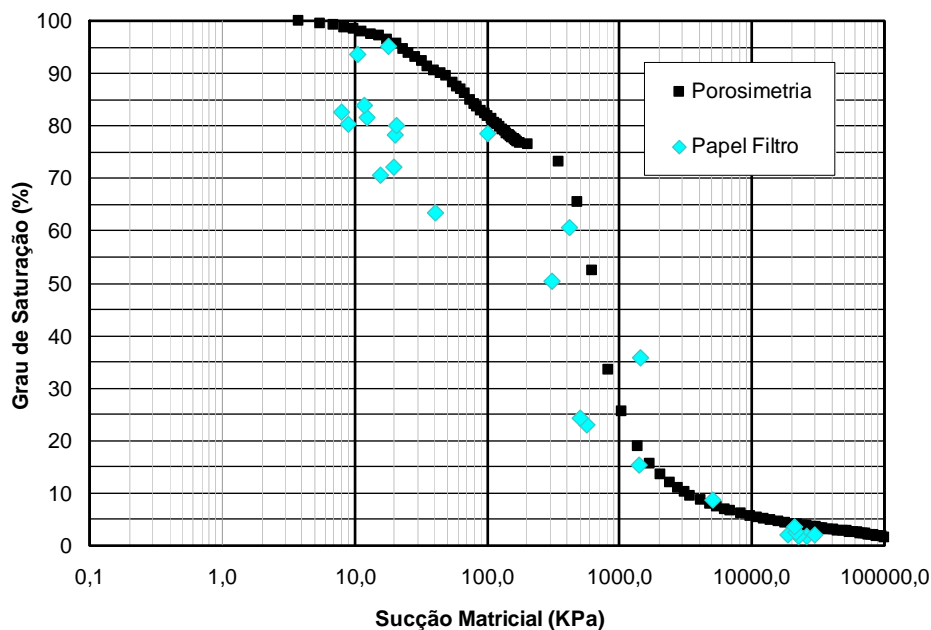


Figura 6.44 – Curva característica obtida através do ensaio de porosimetria e do ensaio com papel filtro para o solo Branco.

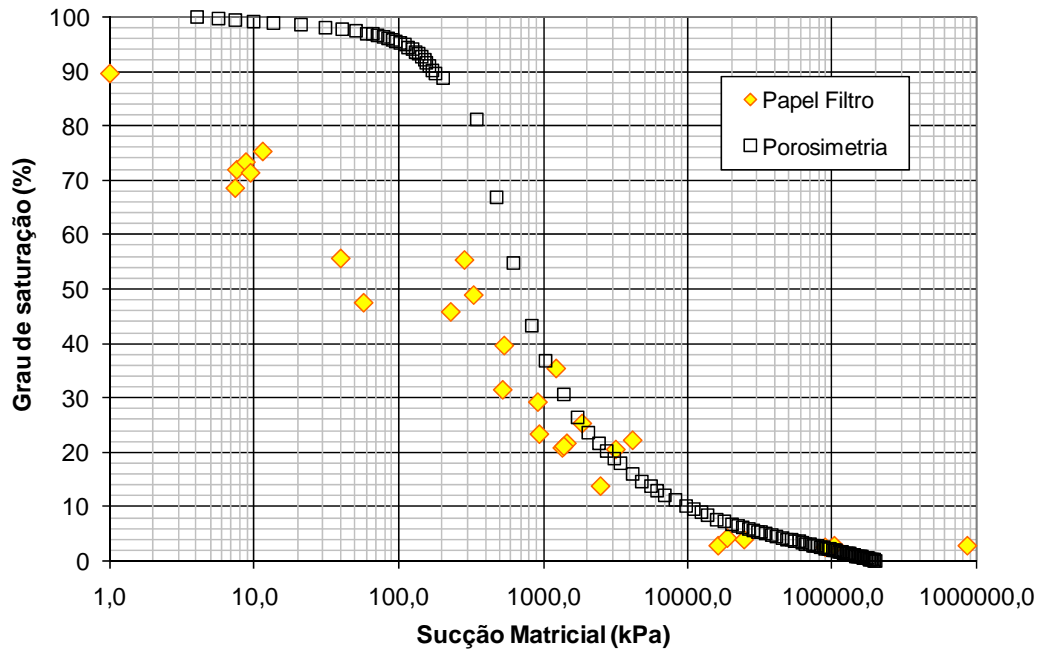


Figura 6.45 – Curva característica obtida através do ensaio de porosimetria e do ensaio com papel filtro para o solo Amarelo.

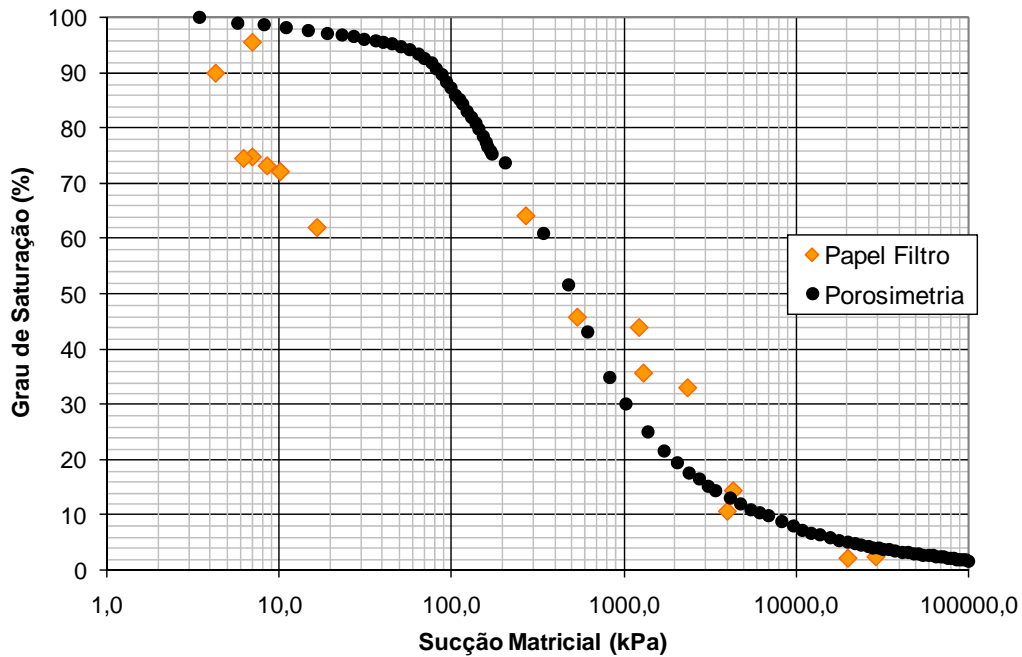


Figura 6.46 – Curva característica obtida através do ensaio de porosimetria e do ensaio com papel filtro para o solo Laranja.

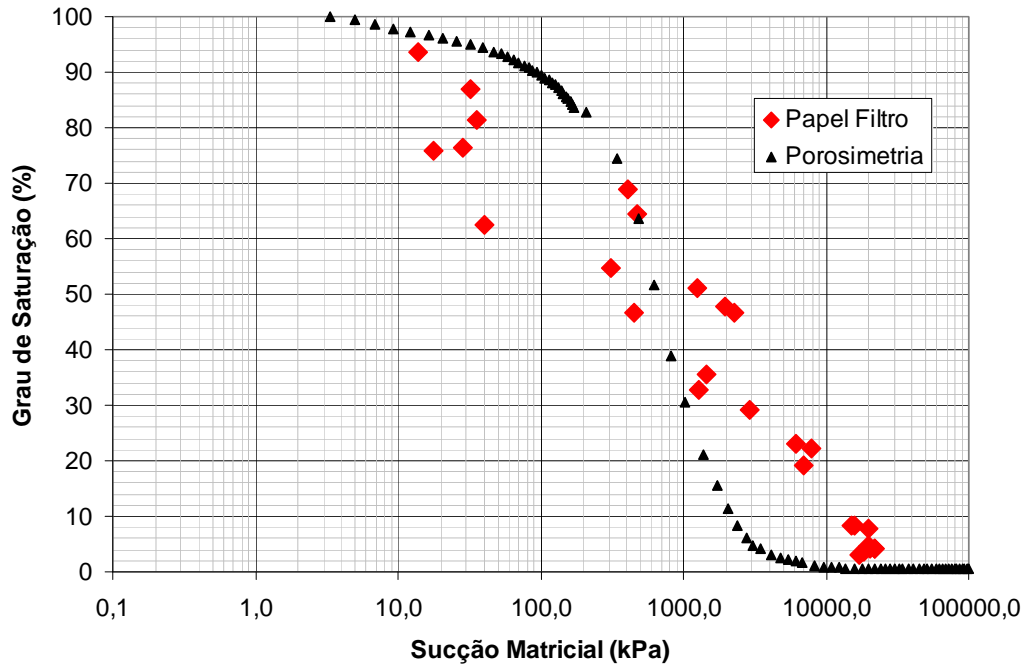


Figura 6.47 – Curva característica obtida através do ensaio de porosimetria e do ensaio com papel filtro para o solo Vermelho.

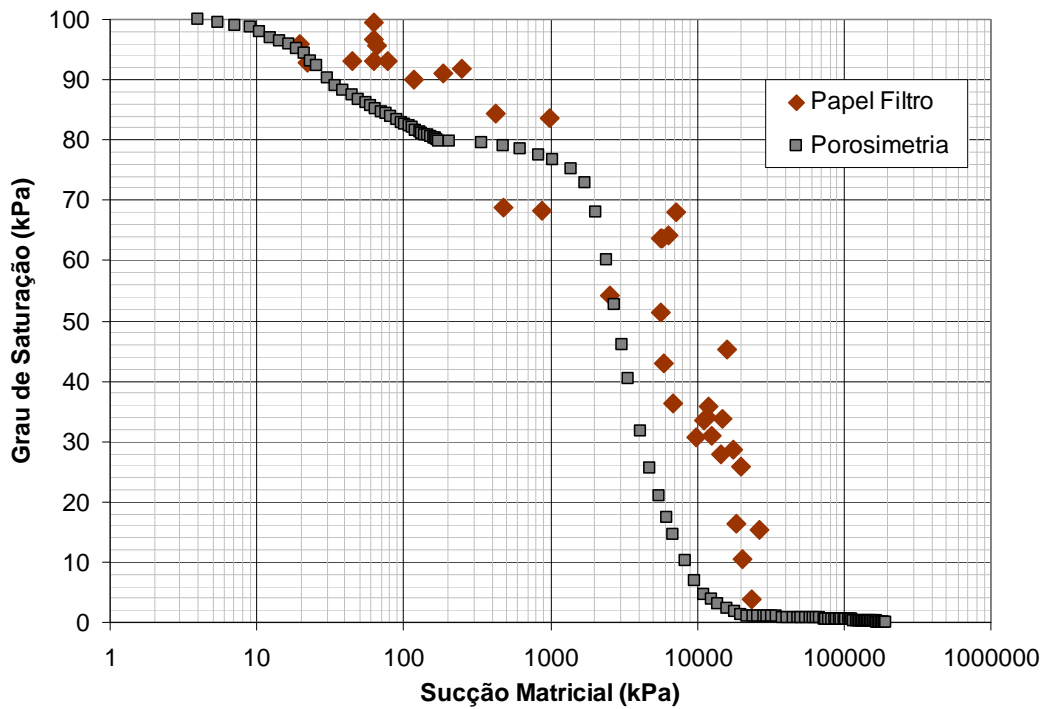


Figura 6.48 – Curva característica obtida através do ensaio de porosimetria e do ensaio com papel filtro para o solo Marrom.

6.2. Curvas de Resistividade Elétrica

Os obstáculos à passagem de corrente elétrica por um meio são representados por uma propriedade mensurável, denominada resistência, e definida pela relação:

$$R = \frac{V}{i} \quad \text{(Equação 6.5)}$$

Onde R é a Resistência; V é a Diferença de potencial e i é a Corrente.

Essa definição significa que quando se aplica uma diferença de potencial entre os extremos de um resistor, uma corrente circulará, de modo que a Equação 6.5 estará satisfeita. Qualquer objeto físico, de qualquer material, é um tipo de resistor. A maioria dos metais são materiais condutores, e opõe baixa resistência ao fluxo de corrente elétrica. Materiais que possuem resistência muito alta são chamados isolantes ou isoladores. A resistência de um corpo pode ser calculada a partir de suas características físicas. A resistência é proporcional ao comprimento do resistor e à resistividade do material (uma propriedade do material), e inversamente proporcional à área da secção transversal. A equação para determinar a resistência de uma seção do material é:

$$R = \frac{\rho \cdot l}{A} \quad \text{(Equação 6.6)}$$

Onde ρ é a resistividade do material, l é o comprimento, e A é a área da secção transversal. A Figura 6.49 apresenta um esquema da resistência elétrica de uma seção de um material de forma retangular.

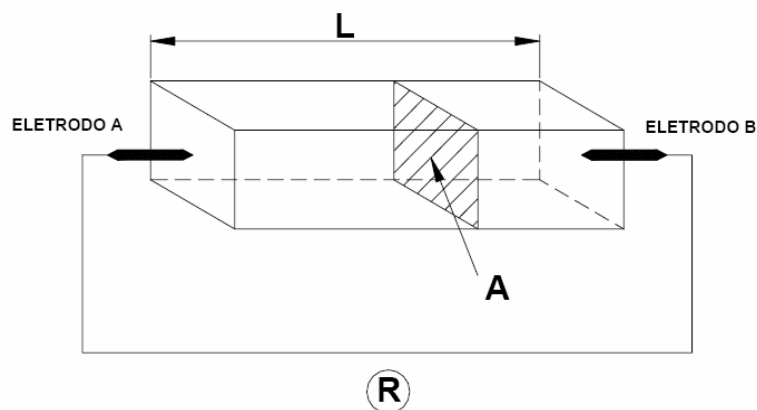


Figura 6.49 – Esquema da resistência elétrica de uma seção de um material retangular.

A resistividade de um solo está diretamente relacionada à quantidade de compostos iônicos solúveis nele presentes. Em geral, quanto maior for essa quantidade, menor será a resistividade do solo. A presença de água é outro fator importante na determinação da resistividade do solo. É a água que dissolve os compostos solúveis presentes no solo. Portanto, se não houver água, não há dissolução e não há passagem de corrente. A medida de resistividade do solo é função tanto da resistividade do fluido dos poros quanto das partículas e de seu arranjo. A condutividade elétrica em areias e pedregulhos ocorre quase que exclusivamente pelo líquido contido nos poros. A areia de quartzo é um material virtualmente não condutor e a resistividade da matriz sólida é considerada infinitamente grande. Em solos argilosos, no entanto, a condutividade elétrica ocorre também através da superfície carregada eletricamente dos argilo-minerais. Com o aumento da porcentagem de finos nos solos grossos, a resistividade elétrica é afetada de três maneiras. Primeiro, a porosidade irá diminuir, uma vez que os finos irão ocupar o espaço vazio entre grãos de areia, e o decréscimo da porosidade tem o efeito de aumentar a resistividade (Campanella e Weemees, 1990). Segundo, a presença de finos no solo geralmente indica a presença de argilo-minerais, o que deve resultar num decréscimo na resistividade. Terceiro, solos com alto teor de finos também geralmente apresentam uma superfície específica alta, o que aumenta a condutividade superficial (Abu-Hassanein *et al.* 1996).

O mecanismo dominante da condução elétrica é a transferência de carga através dos poros com água por condução eletrolítica. Em geral, quanto maior a presença de íons no fluido, menor é a resistividade, e maior é a condutividade (Abu-Hassanein *et al.*, 1996). Medidas elétricas no solo indicam não apenas mudanças nas propriedades elétricas do solo e do fluido dos poros devido à quantidade de sólidos dissolvidos, mas também devido a variações do tipo de solo (Woeller *et al.*, 1991).

A resistividade elétrica também está correlacionada com as propriedades índice. Solos com limite de liquidez ou índice de plasticidade alto apresentam baixa resistividade elétrica (Abu-Hassanein *et al.*, 1996).

A dependência do valor de resistividade dos solos com o teor de umidade já foi relatado por diversos pesquisadores (e.g. Higgs, 1930; McCollum e Logan, 1930 *apud* McCarter, 1984) ver Figura 6.50. Conforme pode ser visualizado na figura, para baixos teores de umidade o valor da resistividade apresenta um

rápido decréscimo com o aumento da umidade. A taxa de decréscimo, no entanto, reduz consideravelmente para teores de umidade superiores a 15%.

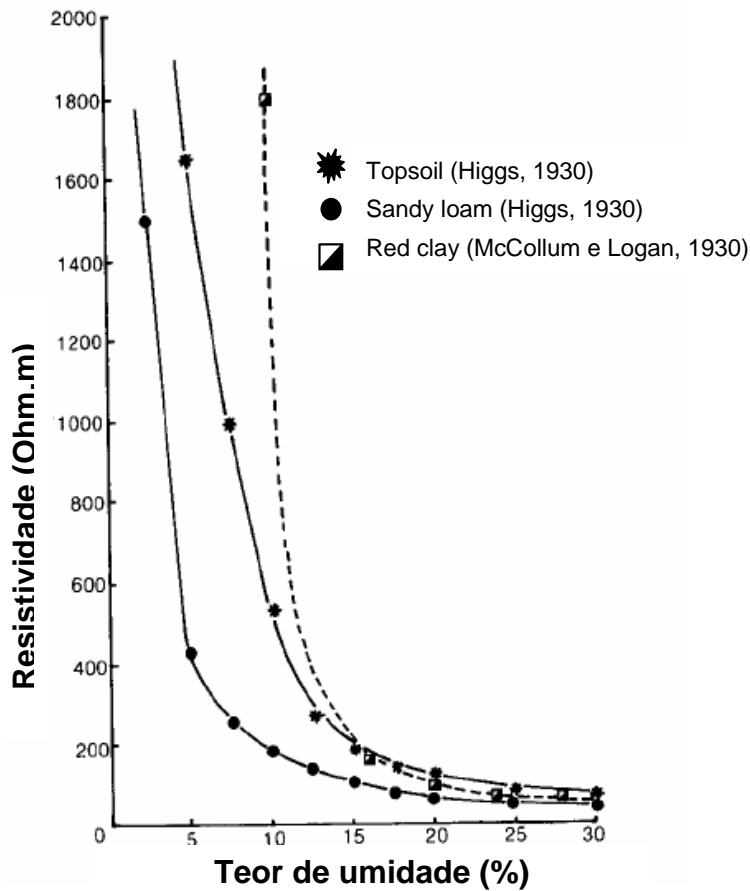


Figura 6.50 – Variação da resistividade elétrica com o teor de umidade (McCarter, 1984).

Richard *et al.* (2005) determinaram a resistividade elétrica de um solo siltoso compactado em distintas massas específicas (1,1 g/cm³; 1,3 g/cm³; 1,6 g/cm³ e 1,7 g/cm³) e teores de umidade (10%, 15%, 19%, 22% e 24%). Os resultados são apresentados na Figura 6.51.

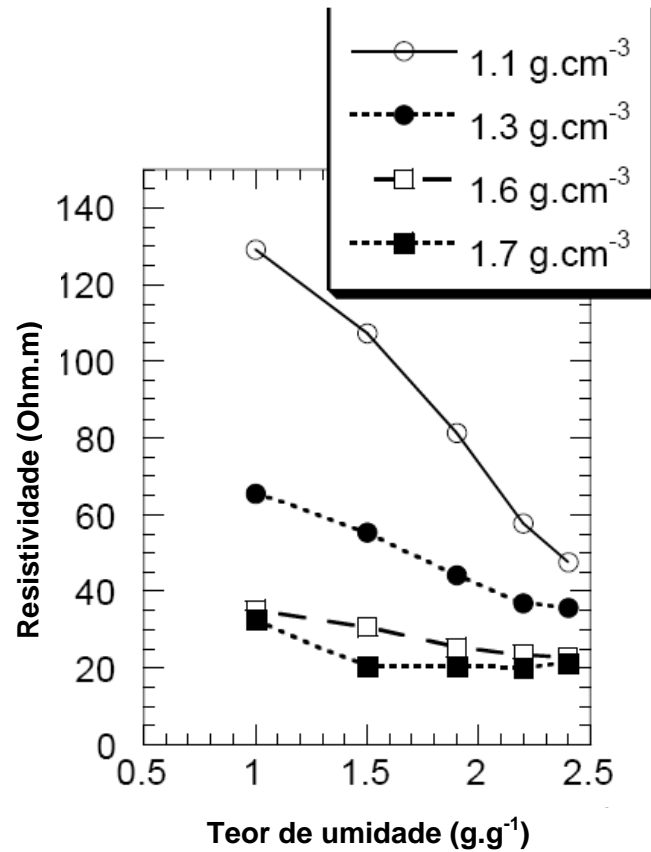


Figura 6.51 – Variação da resistividade elétrica em função do teor de umidade para diferentes massas específicas (Richard *et al.*, 2005).

Observa-se que para uma dada massa específica a resistividade diminui à medida que o teor de umidade aumenta. Esta diminuição é mais visível para baixos valores de massa específica. Nota-se também que o contraste entre as diferentes estruturas é mais acentuado para baixos teores de umidade. Delineando os mesmos resultados em função do grau de saturação dos corpos-de-prova, apresentados na Figura 6.52, observa-se que a partir de certo valor de umidade a resistividade não apresenta variação. Este ponto é atingido antes para as amostras com maior massa específica.

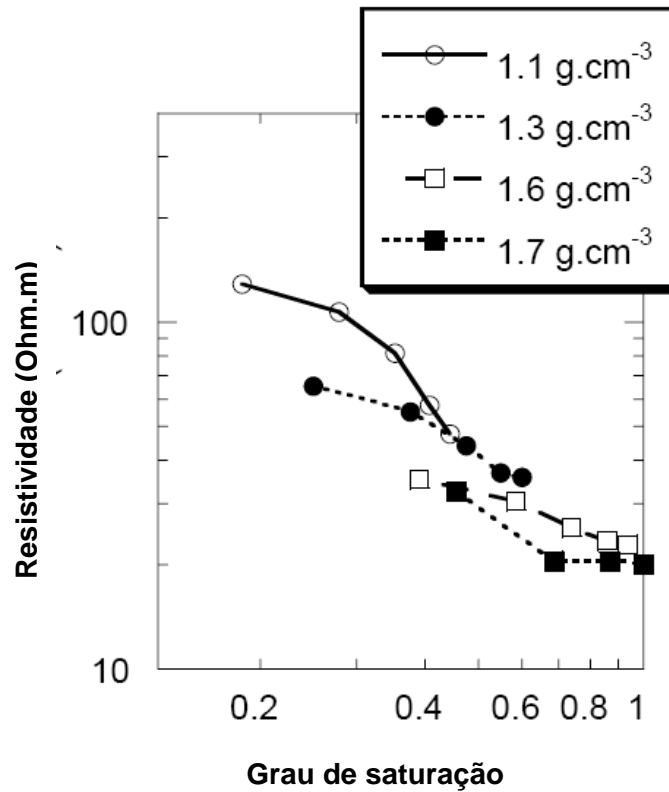


Figura 6.52 – Variação da resistividade elétrica em função do grau de saturação para diferentes massas específicas (Richard *et al.*, 2005).

Ensaio realizados em amostras de solo-cimento mostraram que a resistividade elétrica aumenta com o aumento do teor de cimento e tempo de cura (Liu *et al.*, 2007). Apresenta-se na Figura 6.53 a relação entre a resistividade elétrica e o teor de cimento para uma argila originária de um depósito marinho para diferentes relações água-cimento e tempo de cura. Além do aumento da resistividade com o aumento do teor de cimento, observa-se também o aumento da resistividade com o aumento do tempo de cura e da diminuição da relação água-cimento.

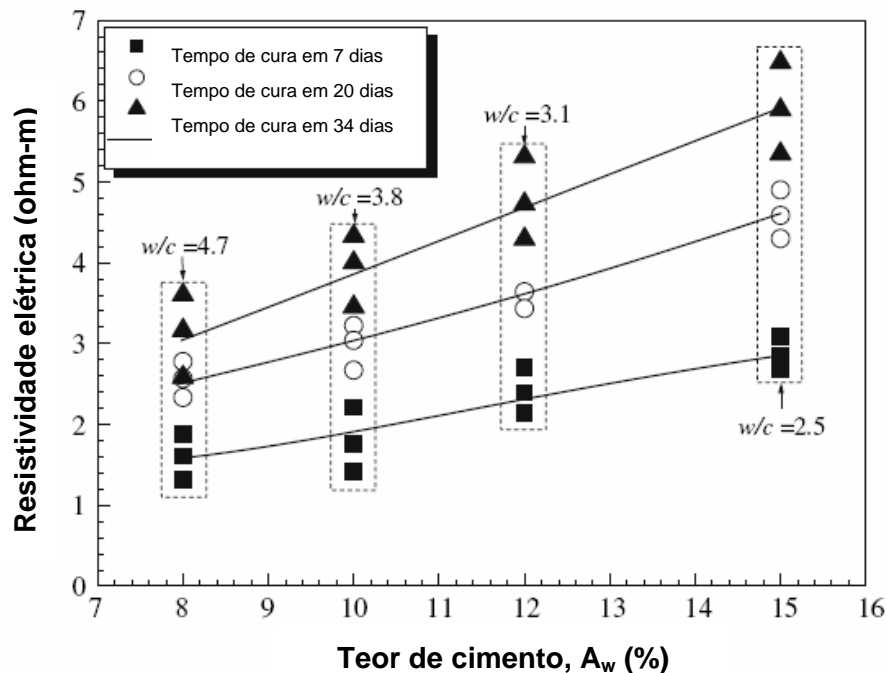


Figura 6.53 – Relação entre a resistividade elétrica e o teor de cimento em misturas solo-cimento (w/c relação água cimento) (Liu *et al.*, 2007).

McNeill (1999 *apud* Liu *et al.*, 2007) propôs uma equação empírica para descrever a relação entre a resistividade elétrica de solos saturados e não saturados, expressa por:

$$\rho = \rho_{sat} \left(\frac{S_w}{100} \right)^{-B} \quad \text{(Equação 6.7)}$$

onde ρ é a resistividade elétrica do solo não saturado, ρ_{sat} é a resistividade elétrica do solo saturado, S_w é o grau de saturação e B uma constante empírica função do tipo de solo.

Aplicando a Equação 6.6 aos valores de resistividade e grau de saturação dos corpos-de-prova de argila com teor de cimento de 8%, obtém-se a relação apresentada na Figura 6.54. O fator de correlação para esses dados foi de 0,97 (Liu *et al.*, 2007).

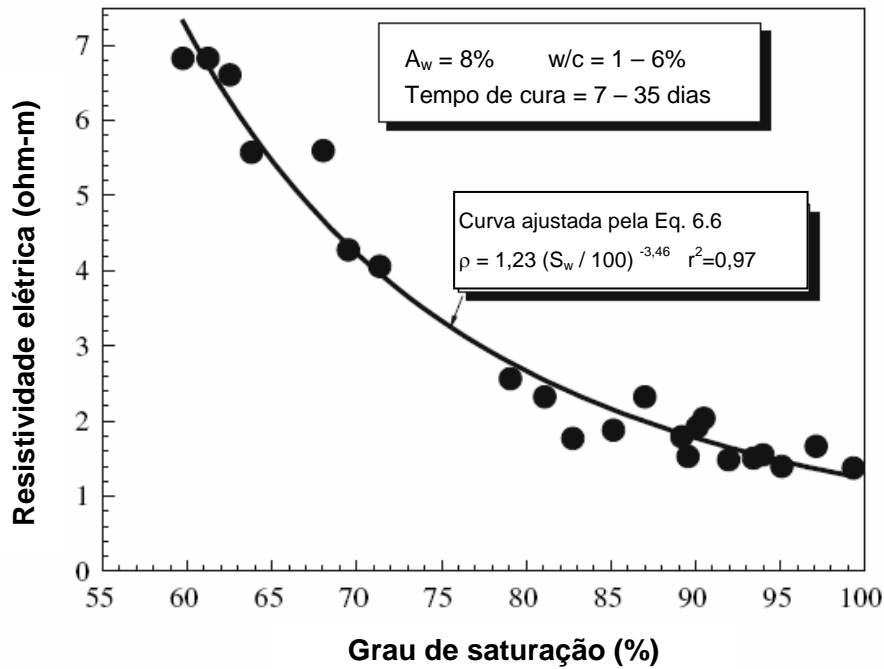


Figura 6.54 – Relação entre a resistividade elétrica e o teor grau de saturação em misturas solo-cimento, com teor de cimento igual a 8%, razão água-cimento entre 1 e 6% e tempo de cura entre 7 e 35 dias (Liu *et al.*, 2007).

Conhecendo-se a resistividade para uma dada energia de compactação e teor de umidade ótima, medidas de resistividade elétrica em campo podem ser utilizadas para determinar se um solo está compactado em distintos teores de umidade ótima (Abu-Hassanein *et al.* 1996).

Uma das formulações que relacionam a resistividade dos diferentes componentes à resistividade do meio condutor é a Lei de Archie. A fórmula de Archie (1942) relaciona a resistividade elétrica do solo saturado (ρ) à resistividade elétrica do fluido dos poros (ρ_w) e a geometria dos espaços porosos no solo pela relação:

$$\rho = a \cdot \rho_w \cdot n^{-m} \quad \text{(Equação 6.8)}$$

onde n é a porosidade do solo, e a e m são constantes (Abu-Hassanein *et al.* 1996).

Para solos normalmente adensados $a = 1$, e m é função da tortuosidade dos poros ou da trajetória que a água deve percorrer para se mover ao longo das partículas. Esta fórmula, apesar de simplificada, mostra que a resistividade

elétrica dos solos saturados é sensível à porosidade, resistividade do fluido e tipo e estrutura do solo.

A segunda lei de Archie (1942) descreve o índice de resistividade (IR), como sendo igual a:

$$IR = \frac{\rho(S_w)}{\rho(S_w = 1)} = S_w^{-x} \quad \text{(Equação 6.9)}$$

onde S_w é o grau de saturação do solo e x é o expoente da saturação (Richard *et al.*, 2005)

Para uma distribuição de poros unimodal o expoente x é uma constante. Ao contrário, para uma distribuição bimodal ou trimodal de poros o expoente x torna-se uma variável. A Figura 6.55 apresenta a variação do índice de resistividade com o grau de saturação em ensaios realizados por Worthington e Pallatt (1989 *apud* Richard *et al.*, 2005).

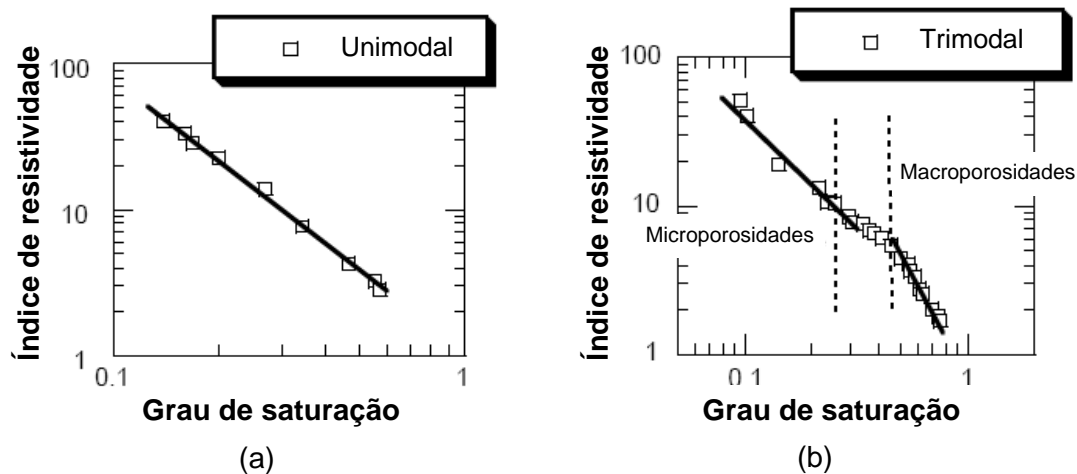


Figura 6.55 – Índice de resistividade em função do grau de saturação. (a) Distribuição unimodal de poros. (b) Distribuição trimodal de poros (Worthington e Pallatt, 1989 *apud* Richard *et al.*, 2005).

Pode-se resumir que a condutividade elétrica dos solos é controlada por dois fenômenos. Um estabelecido pela estrutura (condutividade por área de contato) quando o solo está com teor de umidade baixo, e outro estabelecido pela presença de água e condutividade elétrica sendo transmitida pelos íons dissolvidos.

A resistividade, pressão capilar e permeabilidade relativa apresentam feições similares. Por exemplo, todas são função da saturação do fluido em um meio poroso e são influenciadas pela estrutura de poros e heterogeneidade do

material (Li e Williams, 2006). No entanto, é mais fácil a obtenção em laboratório da resistividade de um meio do que a pressão capilar. Além disso, a medida da resistividade é feita em tempo real o que não acontece para a pressão capilar.

Szabo (1974 *apud* Li e Williams, 2006) propôs um modelo linear para correlacionar a sucção com a resistividade assumindo que o expoente da relação entre pressão capilar e grau de saturação é igual àquele entre a relação resistividade e grau de saturação. O modelo proposto por Szabo é definido por:

$$\frac{R_t}{R_0} = a + b.P_c \quad \text{(Equação 6.10)}$$

onde R_0 é a resistividade para a saturação de 100%, R_t é a resistividade para uma determinada saturação S_w , P_c é a pressão capilar, a e b são constantes.

No entanto, os resultados apresentados por Szabo demonstraram que a equação proposta não proporcionou boa relação entre a pressão capilar e a resistividade (Li e Williams, 2006).

A variação de resistividade obedece a uma “função do tipo potência” para baixos graus de saturação (Toledo *et al.*, 1994):

$$\frac{1}{R_t} \alpha (S_w)^{\frac{1}{\beta(3-D_f)}} \quad \text{(Equação 6.11)}$$

onde β é o expoente na relação entre “disjoining pressures” e a espessura do filme e D_f é a dimensão fractal da superfície do material.

A pressão capilar também segue uma “função do tipo potência” para baixos graus de saturação (Toledo *et al.*, 1994):

$$S_w \alpha (P_c)^{-(3-D_f)} \quad \text{(Equação 6.12)}$$

Combinando as equações 6.9 e 6.10, obtém-se:

$$P_c \alpha (R_t)^\beta \quad \text{(Equação 6.13)}$$

Quando a pressão capilar P_c é igual à pressão de entrada de ar P_e , R_t é igual R_0 , então (Li e Williams, 2006):

$$P_e \alpha (R_0)^\beta \quad \text{(Equação 6.14)}$$

Combinando as equações 6.10 e 6.11, obtém-se:

$$P_c = P_e \left(\frac{R_t}{R_0} \right)^\beta \quad \text{(Equação 6.15)}$$

Esta equação pode ser reescrita da seguinte forma:

$$P_{cD} = I^\beta \quad \text{(Equação 6.16)}$$

onde P_{cD} é a pressão capilar adimensional (P_c / P_e) e I é o índice de resistividade (R_t / R_0).

Utilizando-se a Equação 6.14, a pressão capilar adimensional pode ser determinada a partir da resistividade desde que o parâmetro β seja conhecido.

Li e Williams (2006) determinaram valores de resistividade e de pressão capilar simultaneamente para dois grupos de amostras de arenitos de diferentes formações. O grupo 1 de amostras apresenta alta permeabilidade e o grupo 2 de amostras apresenta baixa permeabilidade. A relação em um gráfico bi-log entre a pressão capilar e o grau de saturação para os dois grupos de amostras é apresentada na Figura 6.56 e na Figura 6.57. A relação entre a pressão capilar e o grau de saturação é linear para uma pequena faixa de grau de saturação que varia de amostra para amostra. Observa-se, na Figura 6.56 que a faixa de grau de saturação na qual existe uma relação linear para a amostra 3 é bastante reduzida. Essa amostra é a que apresentou a maior dimensão fractal deste grupo, o que implica que esta amostra é a mais heterogênea. Para o grupo 2, de amostras de baixa permeabilidade, o arenito 153 é o que apresenta a menor faixa de linearidade e o maior valor fractal (Li e Williams, 2006).

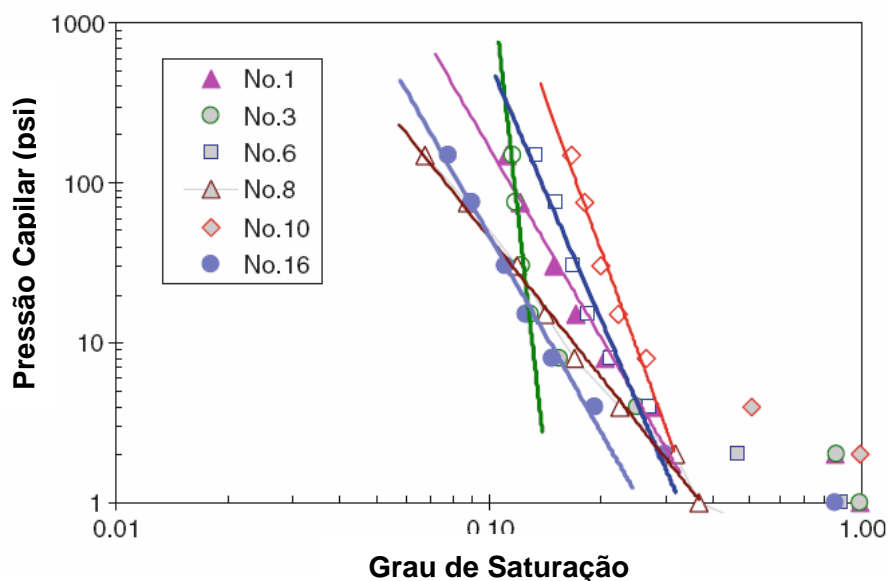


Figura 6.56 – Relação entre pressão capilar e grau de saturação para os arenitos do grupo 1 (alta permeabilidade) (Li e Williams, 2006).

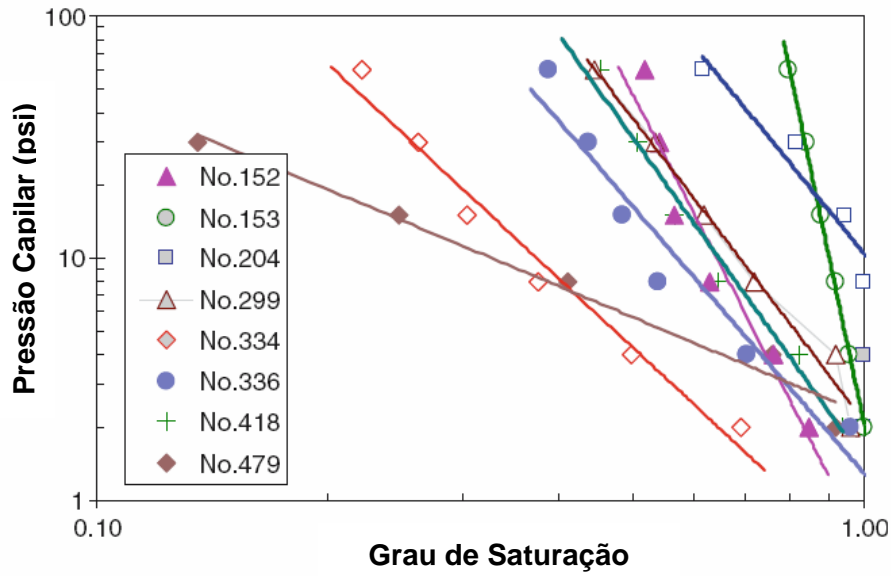


Figura 6.57 – Relação entre pressão capilar e grau de saturação para os arenitos do grupo 2 (baixa permeabilidade) (Li e Williams, 2006).

A relação entre pressão capilar e índice de resistividade dos grupos 1 e 2 é apresentada na Figura 6.58 e na Figura 6.59, respectivamente.

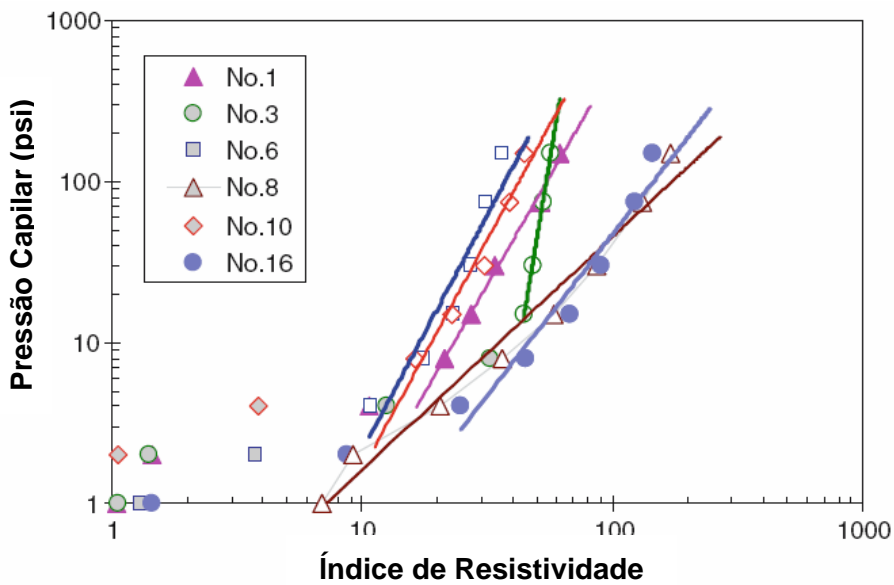


Figura 6.58 – Relação entre pressão capilar e índice de resistividade para os arenitos do grupo 1 (alta permeabilidade) (Li e Williams, 2006).

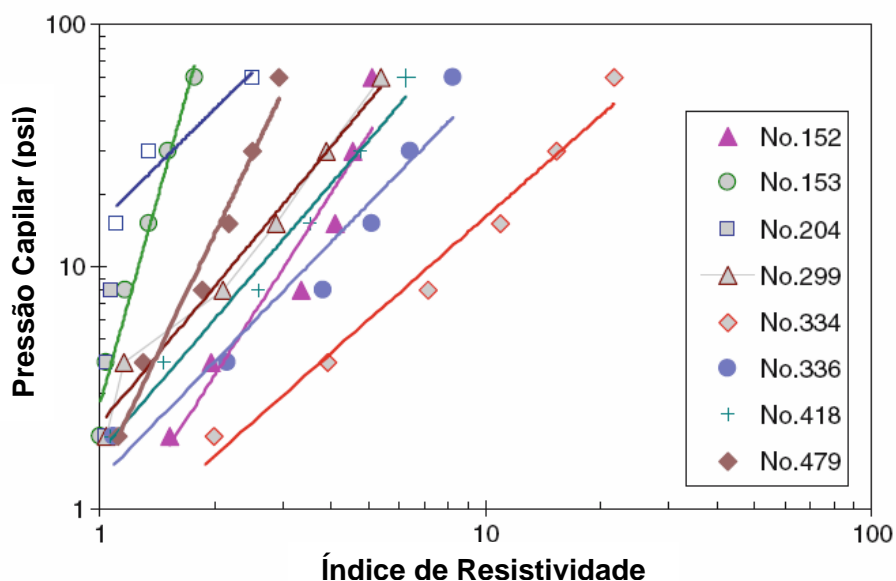


Figura 6.59 – Relação entre pressão capilar e índice de resistividade para os arenitos do grupo 2 (baixa permeabilidade) (Li e Williams, 2006).

Observa-se que para cada amostra, em ambos os grupos, existe uma faixa para a relação linear no gráfico bi-log entre o índice de resistividade e a pressão capilar. O ajuste linear ocorre na faixa de alta resistividade ou baixo grau de saturação. Existe um grau de saturação crítico, para cada amostra, a partir da qual a relação linear deixa de existir. Talvez a razão para essa perda de relação linear seja que a distribuição da saturação entre diferentes tamanhos de poros não possa ser representada por um fractal para altos graus de saturação (Li e Williams, 2006).

Existem poucos registros na literatura da relação entre pressão capilar e resistividade, e os parâmetros que influenciam essas grandezas precisam ser mais bem estudados.

Na presente tese foram realizados ensaios para a determinação da condutividade elétrica dos solos estudados com o objetivo principal de caracterizar os solos residuais e o intemperismo dos mesmos através da resistividade elétrica. Para melhor compreensão dos processos envolvidos na condutividade elétrica dos solos do perfil, esse estudo foi subdividido de forma a propiciar uma avaliação da: a) influência da estrutura na condutividade elétrica, b) influência da composição química dos solos na condutividade elétrica, e c) relação entre resistividade e sucção.

Para atingir esses objetivos foram realizados ensaios de resistividade em solos deformados e indeformados em diversos teores de umidade, descritos nos itens seguintes.

6.2.1. Ensaio de Resistência à Passagem de Corrente Elétrica

A curva de resistividade de um solo é obtida através da medição da resistência (em ohms) à passagem de uma corrente elétrica conhecida (em amperes), criada a partir da imposição de uma diferença de potencial (em volts) entre dois pontos no solo. Para um dado teor de umidade são feitas leituras de corrente para incrementos de 10 Volts. A Figura 6.60 apresenta um desenho esquemático do ensaio. Através de um circuito variador de potência aplica-se a diferença de potencial no corpo-de-prova a ser ensaiado. A corrente inicia-se no circuito, passa ao solo através de uma placa de bronze e percorre o corpo-de-prova. A resistência à passagem da corrente é medida através de um multímetro conectado ao solo também pela placa de bronze. É um circuito fechado, com a corrente passando pelo solo constantemente.

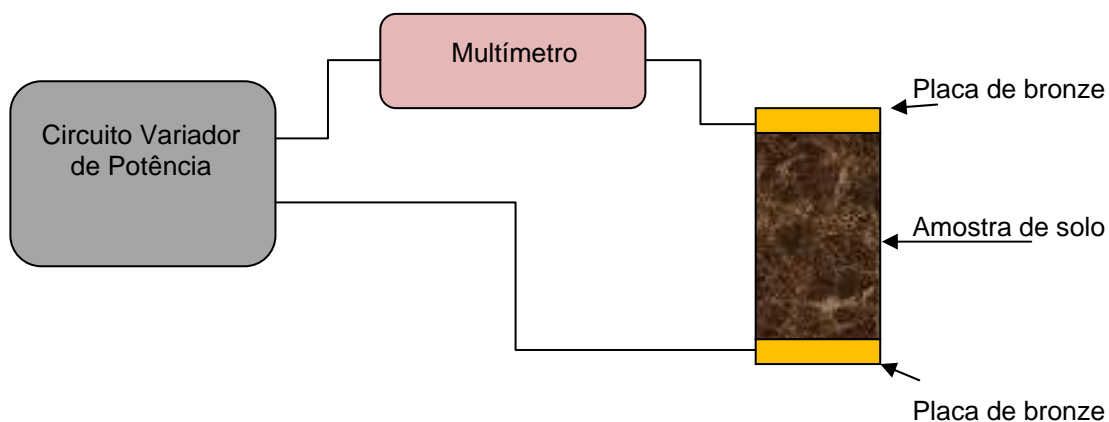


Figura 6.60 – Desenho esquemático do ensaio de resistividade elétrica.

Para a determinação da resistência, traça-se um gráfico de corrente elétrica *versus* diferença de potencial, ajustando-se uma reta passando pela origem. O coeficiente angular dessa reta é igual à resistência elétrica do solo para aquela umidade. Repetindo-se o ensaio para diversos teores de umidade obtém-se a variação da resistência do solo com a umidade. Os dois gráficos obtidos do ensaio de resistividade estão exemplificados na Figura 6.61

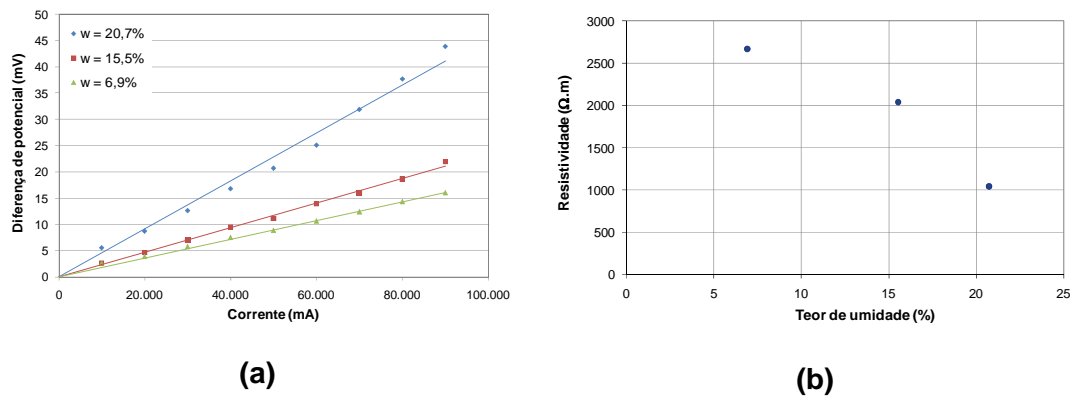


Figura 6.61 – Gráficos gerados no ensaio de resistividade. (a) Diferença de potencial versus corrente. (b) Resistividade versus teor de umidade.

6.2.1.1. Amostras Deformadas

Para avaliação da resistividade em amostras desestruturadas, a curva de resistividade elétrica foi determinada em amostras deformadas. O solo destorroado foi colocado em uma caixa padrão, denominada "soil box" (GCOI/SCM, 1995), de dimensões 120 mm de comprimento, 50 mm de altura e 50 mm de largura, sendo as laterais menores e o fundo feitos de acrílico e as laterais maiores feitas de cobre (Figura 6.62). Em cada placa de cobre há um parafuso para auxiliar a fixação dos cabos para passagem da corrente elétrica. A resistência foi determinada para a diferença de potencial de 10 Volts a 90 Volts, em incrementos de 10 Volts. A partir da resistência obteve-se a resistividade através da Equação 6.5.

Para verificar a influência da densidade e do teor de umidade nos valores de resistividade, as determinações deste parâmetro foram realizadas em solos com igual índice de vazios e com variação do teor de umidade, e com teor de umidade constante e com variação do índice de vazios. Os ensaios foram realizados nos cinco solos estudados.

Para avaliar a influência do índice de vazios na resistividade elétrica, este parâmetro foi determinado para os cinco solos estudados em três estados de densidade cada um. Nesses ensaios foram utilizadas as amostras compostas que também foram utilizadas para o estudo no estado compactado (item 5.2.2). Os solos foram compactados estaticamente sem variação do teor de umidade. A Tabela 6.32 apresenta os dados dos corpos-de-prova referentes a este teste e a Figura 6.63 apresenta graficamente os dados. O objetivo não é a comparação

entre as amostras, mas sim avaliar como o índice de vazios influencia o valor da resistividade em diferentes solos. Os teores de umidade são distintos para cada amostra e estão apresentados nos rótulos dos dados.



Figura 6.62 – Ensaio para a determinação da resistência elétrica em amostras deformadas. “Soil Box”.

Tabela 6.32 – Dados dos ensaios de resistividade com teor de umidade constante.

Solo	Umidade (%)	Resistividade (Ohm.m)	Peso específico (kN/m³)	Peso esp. seco (kN/m³)	Massa espec. real (g/cm³)	e	S (%)
Branco 2.4056.07	13,39	4760	1,056	0,931	2,699	1,899	6,57
	13,39	1989	1,281	1,129	2,699	1,390	10,88
	13,39	997	1,577	1,391	2,699	0,941	19,80
Amarelo 2.4058.07	2,76	26558	1,230	1,197	2,749	1,297	2,55
	2,76	13219	1,398	1,361	2,749	1,020	3,69
	2,76	9666	1,506	1,466	2,749	0,876	4,63
Laranja 2.4057.07	17,06	25172	1,044	0,892	2,741	2,073	7,336
	17,06	5918	1,265	1,080	2,741	1,537	11,991
	17,06	3830	1,414	1,208	2,741	1,270	16,224
Vermelho 2.4059.07	11,89	96339	1,096	0,980	2,807	1,865	6,248
	11,89	20739	1,190	1,064	2,807	1,639	7,717
	11,89	9773	1,309	1,170	2,807	1,399	9,947
Marrom 2.4060.07	7,41	231346	1,110	1,033	2,735	1,646	4,655
	7,41	68667	1,200	1,117	2,735	1,448	5,721
	7,41	49735	1,278	1,190	2,735	1,299	6,789

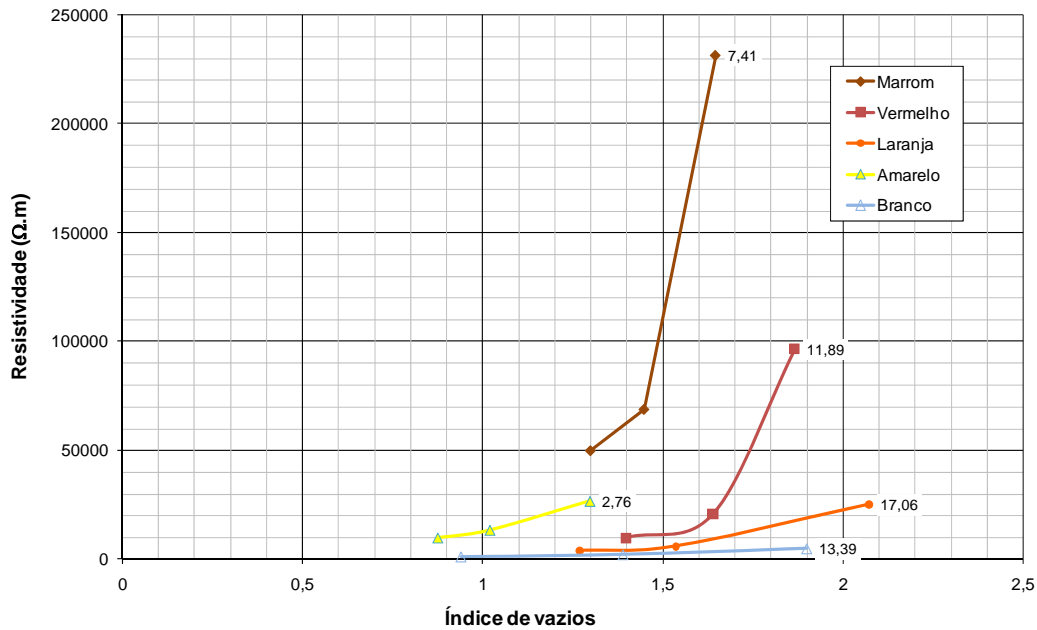


Figura 6.63 – Variação da resistividade com o índice de vazios para as amostras deformadas.

Observa-se na Figura 6.63 que os solos Marrom e Vermelho apresentam grande variação nos valores de resistividade, enquanto que os solos Branco, Amarelo e Laranja têm pequena variação. Ou seja, os solos mais intemperizados sofrem maior influência do índice de vazios que os solos menos intemperizados ou com menor teor de argila. Também se pode notar que o aumento dos vazios nos solos aumenta a resistividade elétrica, ou seja, dificulta a passagem de corrente elétrica.

Para avaliação da influência do teor de umidade na resistividade dos solos, a curva de resistividade foi determinada para solos com valor de índice de vazios constante e diversos teores de umidade. Em cerca de 300 g de solo destorroado e sem secagem prévia foram efetuadas adições sucessivas de água destilada, sendo que para cada teor de umidade foram determinados os valores de resistência à passagem de corrente elétrica. Para cada solo o ensaio foi realizado em dois valores de densidade seca. A Tabela 6.33 resume os dados deste ensaio.

Tabela 6.33 – Dados dos ensaios de resistividade com índice de vazios constante.

Solo	e	Umidade (%)	Resistividade (Ohm.m)	Peso específico (kN/m³)	Peso esp. seco (kN/m³)	S (%)
Branco 2.4056.07	1,443	9,94	10324	12,15	11,05	7,61
		15,81	3707	12,79	11,05	12,11
		21,94	1535	13,47	11,05	16,80
		27,74	1047	14,11	11,05	21,24
		33,66	823	14,77	11,05	25,77
	0,709	10,35	1369	1,742	1,579	23,04
		15,32	733	1,821	1,579	34,11
		20,22	561	1,898	1,579	45,03
		25,22	404	1,977	1,579	56,14
		30,28	390	2,057	1,579	67,40
Amarelo 2.4058.07	1,460	3,41	54069	11,55	11,17	2,61
		9,24	17754	12,20	11,17	7,07
		15,43	2983	12,90	11,17	11,18
		21,22	2254	13,54	11,17	16,23
		27,18	2155	14,21	11,17	20,80
	0,885	11,34	2237	1,624	1,458	18,67
		16,36	1299	1,697	1,458	26,95
		21,45	953	1,771	1,458	35,33
		26,45	688	1,844	1,458	43,58
		31,49	429	1,917	1,458	51,88
		36,54	415	1,991	1,458	60,20
		38,70	406	2,023	1,458	63,750
Laranja 2.4057.07	2,589	18,23	57915	9,03	7,64	5,38
		26,58	17584	9,67	7,64	7,84
		42,60	4747	10,89	7,64	12,56
		52,26	2731	11,63	7,64	15,41
		60,76	2458	12,28	7,64	17,92
	0,993	16,14	3968	1,597	1,375	22,357
		21,66	2497	1,673	1,375	30,009
		26,98	1621	1,747	1,375	37,382
		32,39	1070	1,821	1,375	44,871
		37,79	819	1,895	1,375	52,349
Vermelho 2.4059.07	2,193	11,55	91818	9,81	8,79	4,63
		19,06	13255	10,47	8,79	7,64
		26,31	4866	11,10	8,79	10,55
		33,03	3747	11,70	8,79	13,25
		40,91	2465	12,39	8,79	16,40
	1,273	15,22	12042	1,423	1,235	14,77
		20,68	5073	1,491	1,235	20,08
		25,83	2806	1,554	1,235	25,07
		31,10	1749	1,619	1,235	30,19
		36,17	1290	1,682	1,235	35,11

continuação

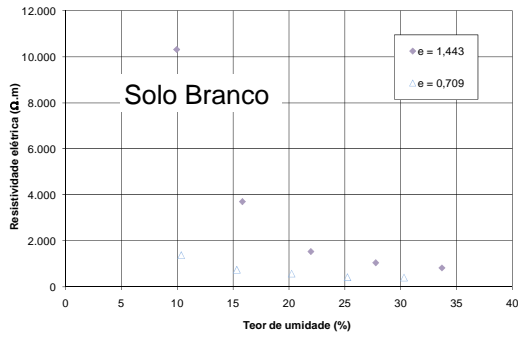
Marrom 2.4060.07	1,675	14,13	204642	11,67	10,23	8,63
		20,52	2807	12,32	10,23	12,53
		27,07	1244	12,99	10,23	16,53
		33,48	812	13,65	10,23	20,44
		39,81	592	14,30	10,23	24,31
		46,76	419	15,01	10,23	28,55
		53,03	353	15,65	10,23	32,38
		59,05	332	16,26	10,23	36,06
	1,256	14,03	6619	1,382	1,212	13,54
		20,02	1920	1,455	1,212	19,32
		25,90	1172	1,526	1,212	24,99
		31,80	824	1,598	1,212	30,68
		37,68	642	1,669	1,212	36,35

Na Figura 6.64 os resultados são apresentados graficamente. Estão mostrados os gráficos para os cinco solos, em estado deformado, dos valores de resistividade em função do teor de umidade e em função do grau de saturação.

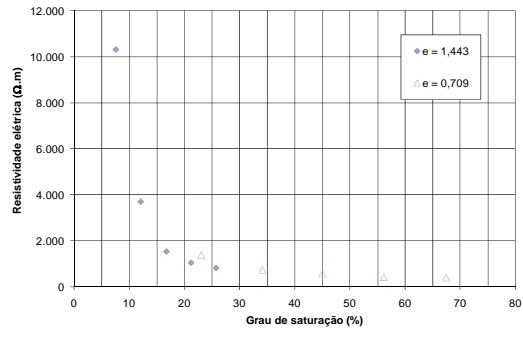
Verifica-se que quando o solo está seco a resistividade é muito alta, decrescendo rapidamente com o aumento do teor de água até alcançar uma umidade a partir da qual a resistividade torna-se praticamente constante. O decréscimo da resistividade está relacionado com a condutividade do material, que é função do teor de umidade, fator diretamente relacionado com a solubilidade dos sais existentes.

No gráfico de resistividade *versus* teor de umidade, índices de vazios superiores produzem curvas de maior resistividade. Conforme já observado no teste anterior, a maior porosidade dificulta a passagem de corrente elétrica no solo. Ao se analisar o gráfico de resistividade *versus* grau de saturação, observa-se que para os solos Branco, Amarelo e Laranja as duas curvas de resistividade com diferentes índices de vazios se aproximam bastante, mas as curvas dos solos Vermelho e Marrom, ao contrário, se afastam. Isto porque o índice de vazios tem pouca influência na resistividade dos solos arenosos e a resistividade é função apenas do grau de saturação.

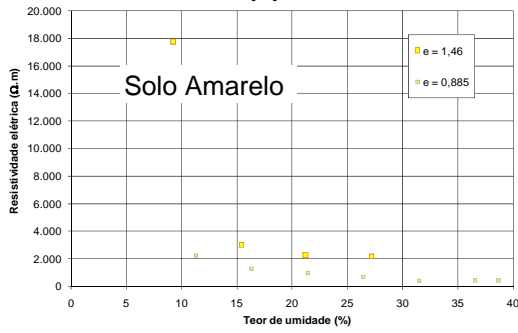
Os solos mais argilosos tendem a apresentar valores superiores de resistividade. O solo Marrom é bastante resistivo para teores de umidade pequenos e tem uma queda de resistividade acentuada quando se aumenta o teor de umidade. A resistividade do solo Branco é bem menos sensível à variação do teor de umidade.



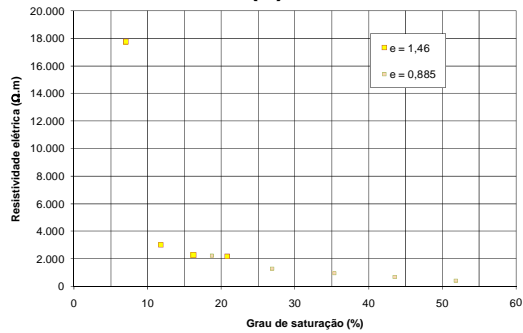
(a)



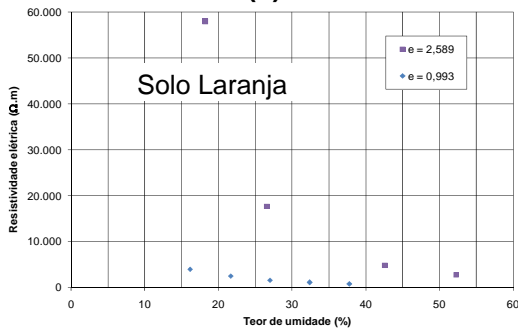
(b)



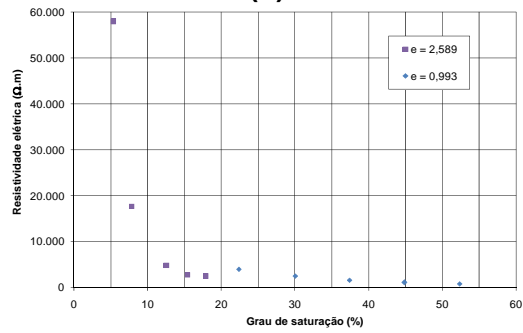
(c)



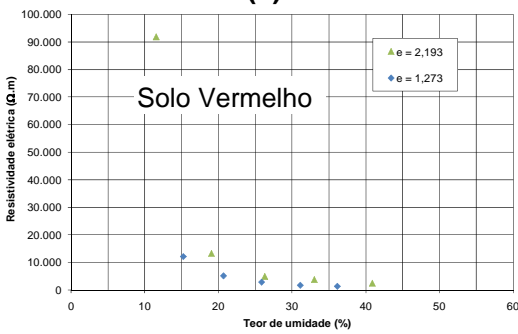
(d)



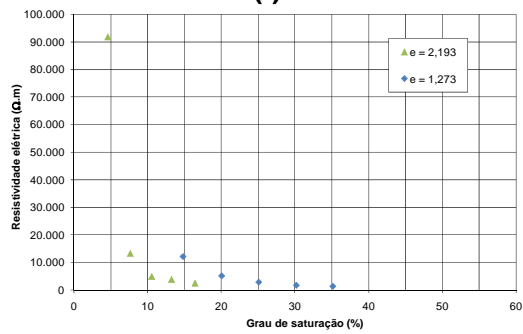
(e)



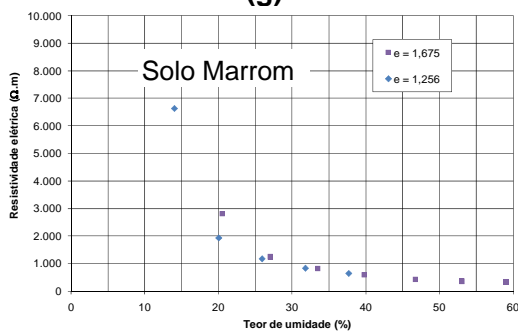
(f)



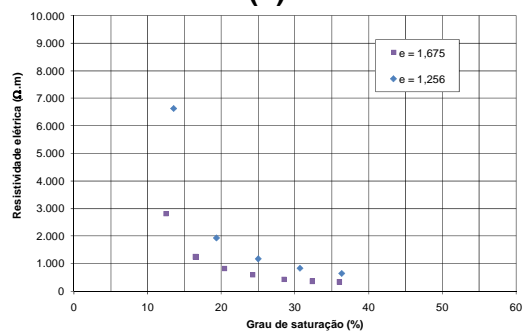
(g)



(h)



(i)



(j)

Figura 6.64 – Variação da resistividade com o teor de umidade e grau de saturação para amostras deformadas.

Foram ajustadas funções do tipo potência aos dados de laboratório, correlacionando a resistividade ao grau de saturação. O valor da resistividade é igual a uma constante que multiplica o grau de saturação elevado ao valor negativo do índice de vazios do solo. As funções são apresentadas na Tabela 6.34, juntamente com o coeficiente de correlação encontrado. Foram obtidas boas correlações para todos os solos, com exceção para o ajuste do solo Marrom que apresentou um R^2 de 0,72 e 0,62 para os dois índices de vazios avaliados. Para esse ajuste foram considerados todos os pontos do ensaio. Observa-se na Tabela 6.33 que o solo Marrom com índice de vazios igual a 1,675 apresenta um valor muito alto de resistividade. Desconsiderando esse ponto no ajuste da função o coeficiente de correlação aumenta para 0,91.

Nas funções ajustadas, quanto maior é a resistividade apresentada pelo solo, maior é a constante que multiplica o valor do grau de saturação. Essa constante pode ser função da estrutura do solo e da sua composição e deve ser mais bem pesquisada.

Tabela 6.34 – Funções do tipo potência propostas para o ajuste dos dados de resistividade (y) em função do grau de saturação (x) e do índice de vazios das amostras deformadas.

Solo	Índice de vazios	Função potência	Coeficiente de correlação (R^2)
Branco 2.4056.07	0,709	$y = 10.038 x^{-0,709}$	0,78
	1,443	$y = 169.365 x^{-1,443}$	0,91
Amarelo 2.4058.07	0,885	$y = 24.287 x^{-0,885}$	0,85
	1,43	$y = 222.427 x^{-1,43}$	0,98
Laranja 2.4057.07	0,993	$y = 71.487 x^{-0,993}$	0,81
	2,589	$y = 4.384.564 x^{-2,589}$	0,99
Vermelho 2.4059.07	1,273	$y = 278.818 x^{-1,273}$	0,74
	2,193	$y = 2.438.598 x^{-2,193}$	0,93
Marrom 2.4060.07	1,256	$y = 127.620 x^{-1,256}$	0,72
	1,675	$y = 5.012.251 x^{-1,675}$ $y = 164.790 x^{-1,675}$	0,62 0,91

A partir dos dois testes realizados com as amostras no estado deformado, pode-se concluir que o grau de saturação influencia de forma consistente a resistividade. A alteração no grau de saturação de um solo pode ocorrer de duas formas: alteração do teor de umidade com índice de vazios constante, ou

alteração do índice de vazios com umidade constante. No entanto, é necessária uma variação muito mais consistente do índice de vazios para produzir uma variação no grau de saturação do que a variação no teor de umidade. Portanto a efetividade da variação no teor de umidade para alterações na resistividade é muito maior.

6.2.1.2. Amostras Indeformadas

Para a execução do ensaio com as amostras indeformadas, corpos-de-prova representativos das amostras foram moldados em tubos de PVC de 50 a 75 mm de diâmetro e de 100 mm a 150 mm de altura. Para a passagem da corrente pelo solo foram colocadas duas placas de bronze, uma em cada lado do tubo de PVC. A diferença de potencial foi aplicada entre as duas placas. Os corpos-de-prova foram secos ao ar, para a primeira determinação de resistência. Para as demais determinações, os corpos-de-prova foram umedecidos e deixados em repouso por 2 dias previamente à medição. Após ficarem praticamente saturados, os corpos-de-prova foram secos em estufa para determinação do seu teor de umidade. Todas as medidas foram realizadas com um único corpo-de-prova e, portanto, as umidades de cada estágio só foram determinadas ao final de todo o processo, considerando que não houve perda de material, ou seja, não ocorreu variação no peso seco do corpo-de-prova. Após a determinação da resistência para cada teor de umidade, foi determinada a resistividade, multiplicando-se o valor da resistência pela área de transmissão da corrente (área de solo perpendicular ao fluxo de corrente) e dividindo-se pela distância entre as placas de bronze (altura do PVC).

Foram ensaiadas 12 amostras do solo Branco, 9 amostras do solo Amarelo, 6 amostras do solo Laranja e 5 amostras dos solos Vermelho e Marrom. As características iniciais dos solos estão resumidas na Tabela 6.35.

A variação da resistividade com o teor de umidade e com o grau de saturação das amostras é apresentada da Figura 6.65 à Figura 6.70.

Tabela 6.35 – Características dos solos indeformados utilizados para os ensaios de resistividade elétrica.

Solo	Amostra	Peso específico inicial (kN/m³)	Índice de vazios
Branco	2.4309.05	1,69	0,62
	2.4332.05	1,68	0,62
	2.4244.05	1,89	0,63
	2.4328.05	1,66	0,66
	2.4252.05	1,73	0,67
	2.4333.05	1,61	0,68
	2.4248.05	1,76	0,70
	2.4314.05	1,74	0,72
	2.4324.05	1,84	0,72
	2.4323.05	1,65	0,73
	2.4308.05	1,64	0,75
Amarelo	2.4254.05	1,62	0,80
	2.4375.05	1,66	0,86
	2.4376.05	1,66	0,91
	2.4372.05	1,70	0,94
	2.4374.05	1,53	0,95
	2.4373.05	1,53	1,09
	2.4217.05	1,57	1,15
	2.4379.05	1,46	1,29
Laranja	2.4392.05	1,47	1,36
	2.4393.05	1,47	1,40
	2.4228.05	1,38	1,35
	2.4398.05	1,18	1,71
	2.4351.05	1,30	1,41
	2.4225.05	1,34	1,27
Vermelho	2.4228.05	1,30	1,38
	2.4285.05	1,29	1,40
	2.4441.05	1,79	0,86
	2.4047.07	1,40	1,02
	2.4431.05	1,34	1,05
Marrom	2.4433.05	1,25	1,34
	2.4047.07	1,34	1,23
	2.4014.07	1,56	0,97
	2.4014.07	1,61	0,91
	2.4014.07	1,47	1,07
	2.4014.07	1,23	1,50
	2.4014.07	1,56	0,96

Na Figura 6.65 está apresentada a variação da resistividade elétrica em função da variação do teor de umidade e do grau de saturação do solo para as amostras com índice de vazios inferior a 0,7 e na Figura 6.66 são apresentados os mesmos gráficos para as amostras com índice de vazios superior a 0,7. Optou-se por dividir os resultados do solo Branco devido ao maior número de ensaios realizados. A passagem de corrente elétrica por um meio é função das características desse meio, como composição e estrutura. Na Figura 6.65 observam-se claramente 3 grupos distintos de curvas relacionando a resistividade com o teor de umidade e na Figura 6.66 dois grupos de curvas. Em cada figura, como o índice de vazios entre as amostras é próximo, as diferenças de resistividade podem ser decorrentes de uma distribuição distinta de poros ou de composição entre os corpos-de-prova.

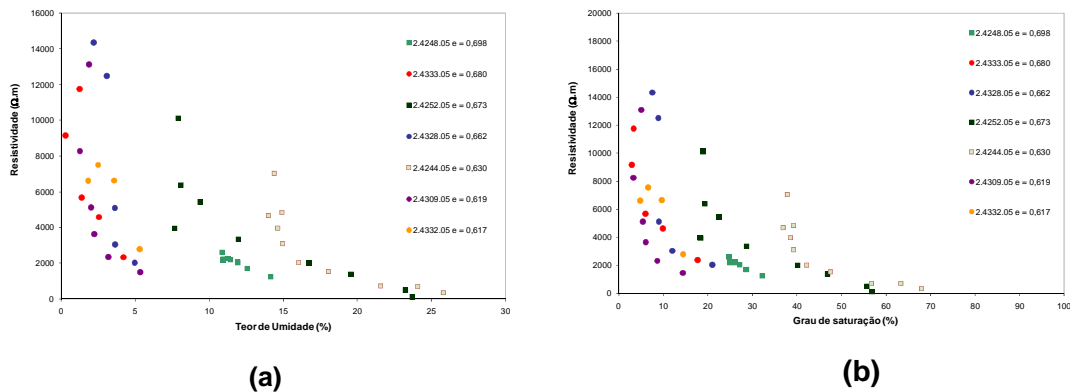


Figura 6.65 – Solo Branco, amostras brancas de índice de vazios inferior a 0,7. (a) Resistividade *versus* teor de umidade. (b) Resistividade *versus* grau de saturação.

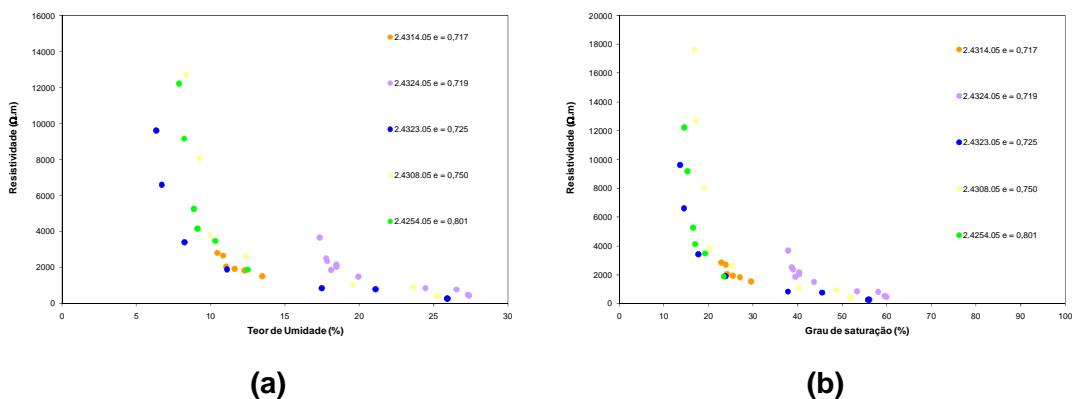


Figura 6.66 – Solo Branco, amostras brancas de índice de vazios superior a 0,7. (a) Resistividade *versus* teor de umidade. (b) Resistividade *versus* grau de saturação.

Na Figura 6.67 os resultados dos ensaios de resistividade são apresentados para as amostras do solo Amarelo. O índice de vazios desses corpos-de-prova variam entre 0,86 e 1,403. Também nestas figuras observam-se 3 comportamentos diferentes para a passagem de corrente elétrica nos solos. O primeiro comportamento, caracterizado por amostras mais resistivas e com índice de vazios superior a 1,1 (representadas nos gráficos por triângulos), um segundo comportamento representado pela amostra 2.4375.05, com índice de vazios de 0,86 e comportamento resistivo intermediário e um terceiro pelos demais corpos-de-prova, que apresentam pequena resistividade e índice de vazios em torno de 0,9.

Os corpos-de-prova com maior índice de vazios são mais resistivos (localizam-se acima das demais para um mesmo teor de umidade na Figura 6.67(a)). Apenas a amostra 2.4375.05 é que apresenta comportamento fora desta tendência, pois com índice de vazios de 0,86 tem resistividade maior que outras amostras com índice de vazios superior. Esse comportamento é mais evidente no gráfico de resistividade em função do grau de saturação. Provavelmente essa amostra tem composição mineral distinta das demais, fato que se reflete na condutividade elétrica.

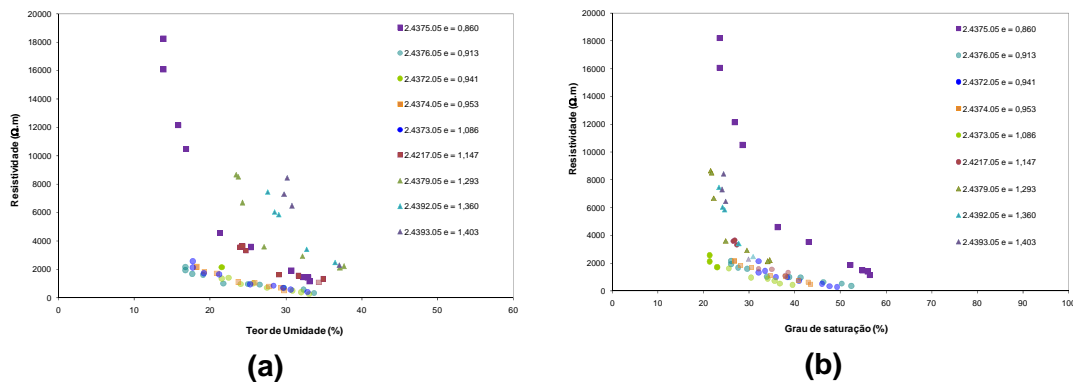


Figura 6.67 – Solo Amarelo. (a) Resistividade *versus* teor de umidade. (b) Resistividade *versus* grau de saturação.

Nas figuras 6.69, 6.70 e 6.71 são apresentadas as curvas de resistividade dos solos Laranja, Vermelho e Marrom. Esses solos têm comportamento resistivo menos variável que os solos menos intemperizados. Praticamente não há corpos-de-prova que apresentam comportamento distinto da média do grupo, com exceção para a amostra 2.4441.05 do solo Vermelho e um corpo-de-prova com índice de vazios 1,495 do solo Marrom.

Como pode ser visualizado, para as amostras menos intemperizadas (e.g. Branco e Amarelo) as diferentes curvas de resistividade tendem a um

comportamento mais uniforme quando a análise é feita em função do grau de saturação. Por outro lado, para as amostras mais intemperizadas (e.g. Vermelho e Marrom) o comportamento mais uniforme das curvas acontece na avaliação dos valores de resistividade com o teor de umidade. Isto é consequência da maior variação do índice de vazios nas amostras mais intemperizadas e a menor variação deste parâmetro nos solos menos intemperizados. A análise em termos de grau de saturação leva em consideração os vazios do solo, enquanto que a análise gravimétrica considera apenas a quantidade de água no elemento.

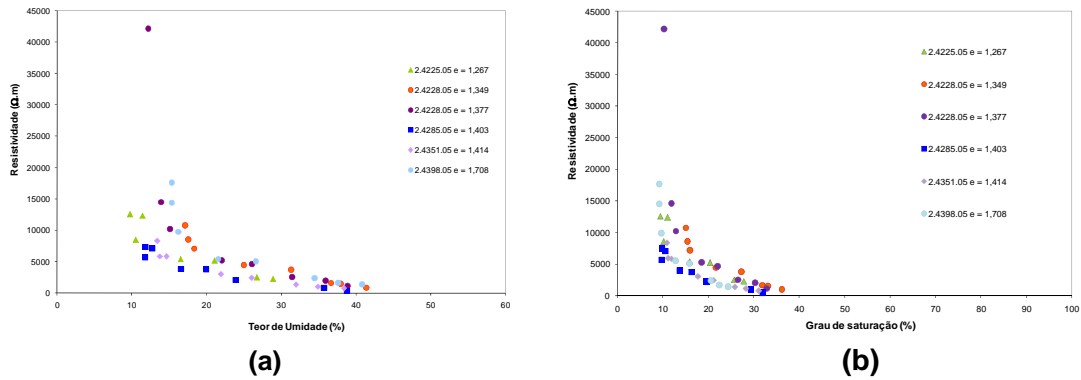


Figura 6.68 – Solo Laranja. (a) Resistividade *versus* teor de umidade. (b) Resistividade *versus* grau de saturação.

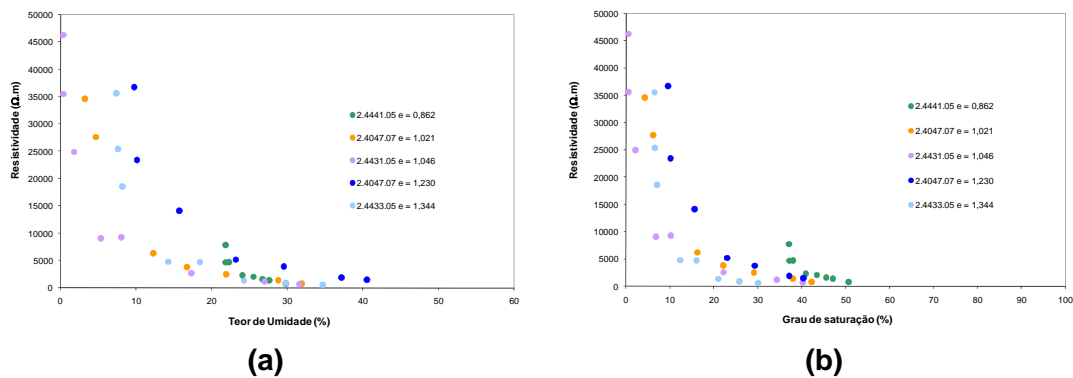


Figura 6.69 – Solo Vermelho. (a) Resistividade *versus* teor de umidade. (b) Resistividade *versus* grau de saturação.

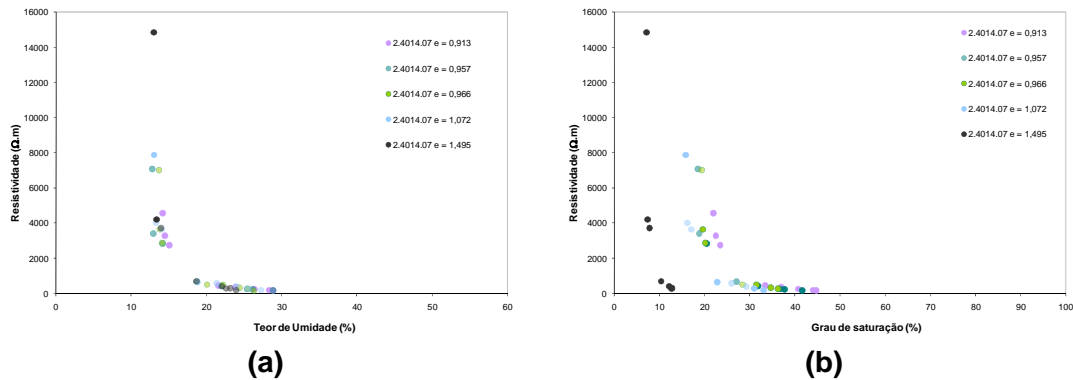


Figura 6.70 – Solo Marrom. (a) Resistividade *versus* teor de umidade. (b) Resistividade *versus* grau de saturação.

6.2.2. Avaliação da Influência da Estrutura na Resistividade Elétrica

Conforme descrito no item 6.2.1.1 o índice de vazios tem influência na passagem de corrente elétrica pelo solo. No entanto, a estrutura do solo não é representada apenas por esse parâmetro, principalmente nos solos residuais, mas também por outras características como cimentação e distribuição e tamanho de poros. Na Figura 6.71 apresenta-se a comparação da resistividade elétrica entre uma amostra deformada e outra indeformada do solo Branco. Procurou-se nos ensaios com as amostras deformadas e indeformadas dois corpos-de-prova que apresentassem índice de vazios próximos. Observa-se que o corpo-de-prova indeformado é mais resistivo que o corpo-de-prova deformado, ou seja, apresenta maior resistência à passagem de corrente elétrica. Se o índice de vazios das duas amostras é bastante próximo, essa diferença de condutividade pode ser decorrente de diferente composição mineralógica das amostras (uma vez que os solos do perfil estudados são bastante heterogêneos) e/ou de características de contato entre grãos que está presente nos solos residuais. Conforme relatado por Liu *et al.*, 2007, em amostras cimentadas artificialmente, o teor de cimento e o tempo de cura aumentam a resistividade dos materiais.

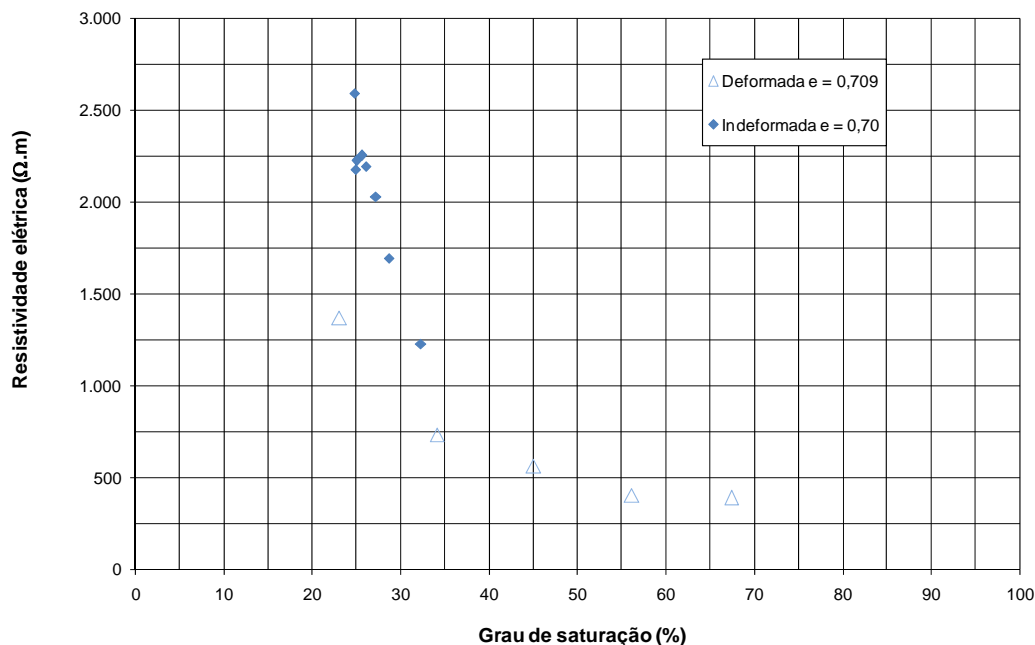


Figura 6.71 – Comparação entre corpos-de-prova deformados e indeformados do solo Branco.

A mesma comparação foi realizada para as demais categorias de solos estudados. Os resultados são apresentados da Figura 6.72 à Figura 6.75. Para o solo Amarelo a diferença entre os estados é bem pronunciada. Para o solo Laranja, existem dois ensaios com amostras deformadas com índices de vazios de 2,589 e 0,993. Como não havia amostras indeformadas ensaiadas com índices de vazios próximos àqueles, a Figura 6.73 apresenta a variação de resistividade de um corpo-de-prova com índice de vazios igual a 1,35. A curva de resistividade de uma amostra alaranjada com índice de vazios de 1,35 estaria entre as curvas de 2,589 e 0,993 e, portanto, com valores de resistividade inferiores à da amostra indeformada. Para o solo Vermelho a diferença de comportamento é um pouco menor (Figura 6.74), e para o solo Marrom é menor ainda (Figura 6.75).

Ou seja, assim como observado para o solo Branco, no estado indeformado (considerando os demais solos) a resistividade é sempre superior à resistividade no estado deformado no mesmo grau de saturação. Essa generalização praticamente descarta que essa diferença de comportamento possa ser decorrente apenas de diferença de mineralogia entre as amostras.

Pode-se dizer também que para os solos mais granulares, ou menos intemperizados, a diferença entre o estado deformado e indeformado é superior à diferença entre o estado dos solos mais argilosos. Ou seja, a estrutura dos solos, não caracterizada apenas pelo índice de vazios, causa grande influência na resistividade dos solos.

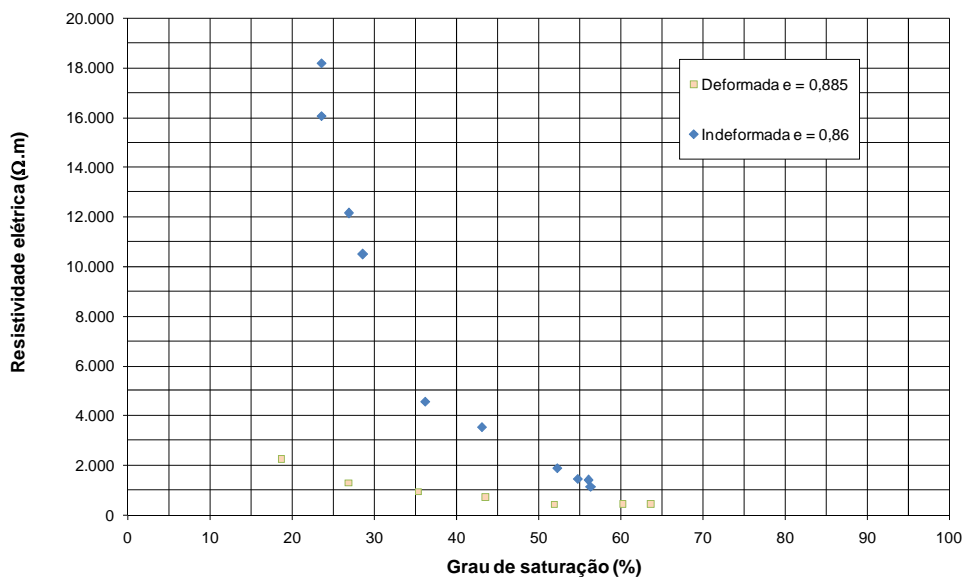


Figura 6.72 – Comparação entre corpos-de-prova deformados e indeformados do solo Amarelo.

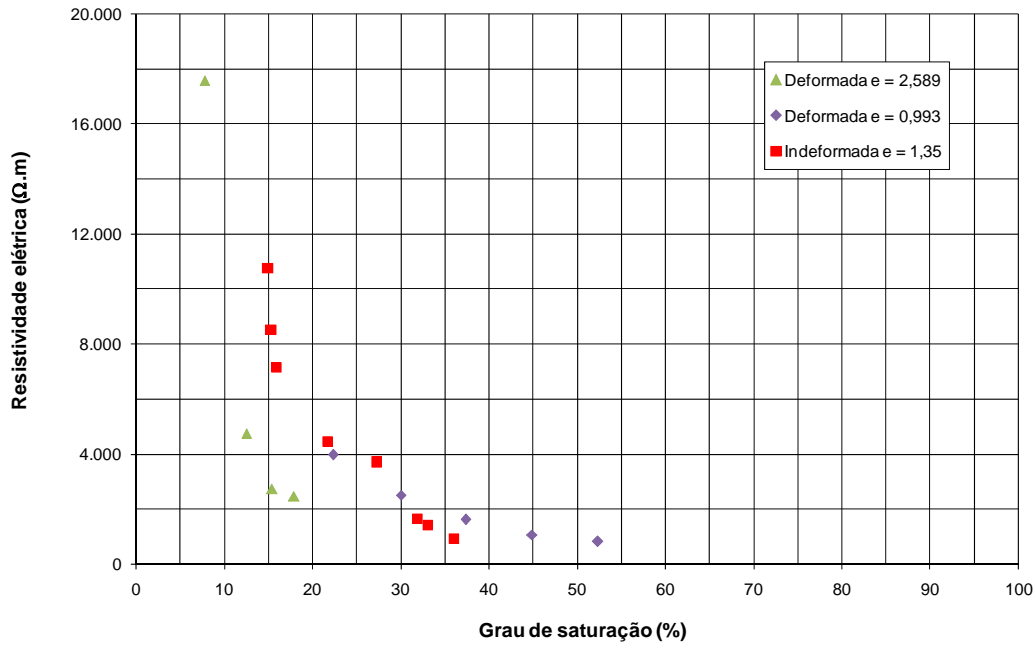


Figura 6.73 – Comparação entre corpos-de-prova deformados e indeformados do solo Laranja.

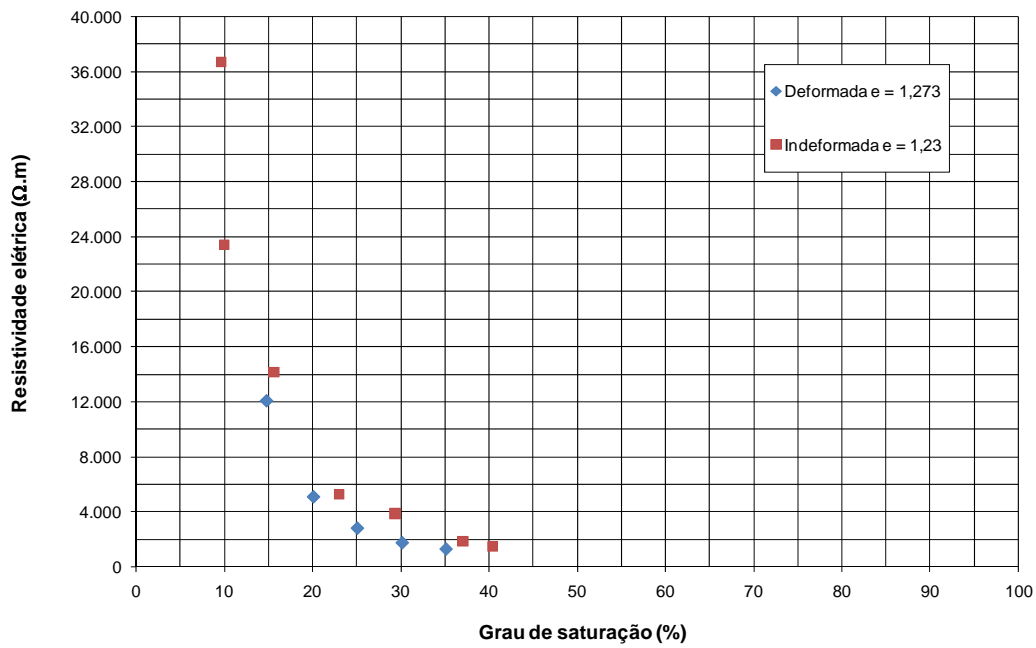


Figura 6.74 – Comparação entre corpos-de-prova deformados e indeformados do solo Vermelho.

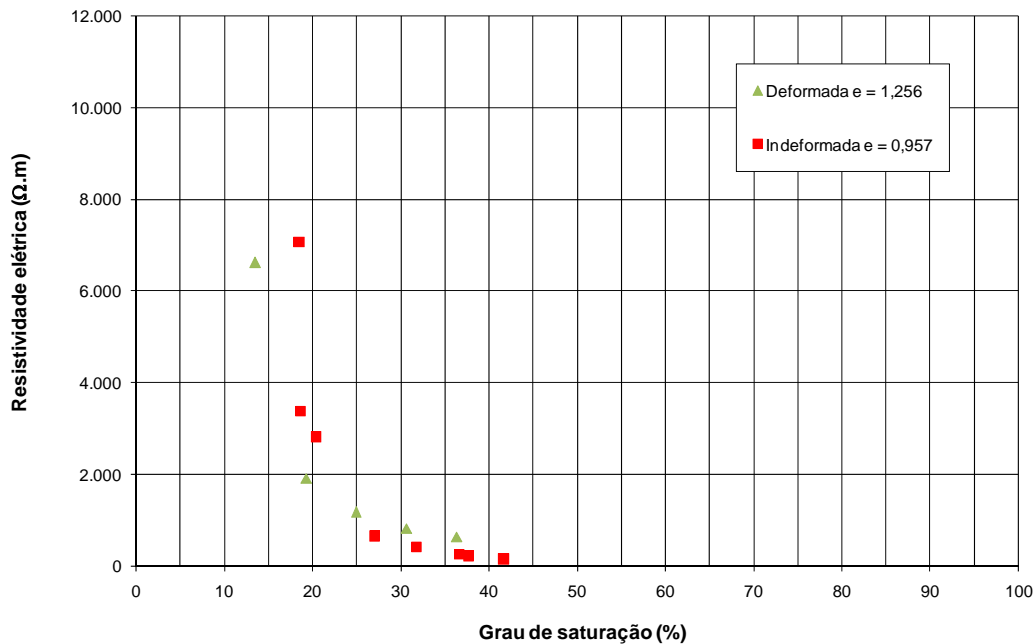


Figura 6.75 – Comparação entre corpos-de-prova deformados e indeformados do solo Marrom.

A variação do índice de resistividade (IR), determinado pela Equação 6.9, com o grau de saturação pode identificar também a distribuição de poros dos solos (Worthington e Pallatt, 1989 *apud* Richard *et al.*, 2005). A existência de micro, meso e macro-porosidades na estrutura provoca uma alteração na variação da resistividade que pode ser identificada num gráfico bi-log de IR x S(%) (ver Figura 6.55). Esta dependência é fácil de ser compreendida uma vez que a saturação de poros de diferentes tamanhos não ocorre por igual – nos poros maiores a troca de umidade com o exterior é realizada com mais facilidade do que nos micro poros – e, por sua vez o grau de saturação tem grande influência na condutividade elétrica.

A variação do índice de resistividade com o grau de saturação dos corpos-de-prova indeformados é apresentada da Figura 6.76 à Figura 6.80. A relação entre essas grandezas não é linear em toda a faixa de grau de saturação, mas pequenos trechos lineares podem ser observados ao longo da variação da saturação com o índice de resistividade. Este fato era esperado devido à ocorrência de distintos tamanhos de poros observados nos solos (ver ensaio de porosimetria de mercúrio no item 5.2.2) e a heterogeneidade apresentada pelos materiais. Cada mudança entre trechos lineares indica a preponderância da saturação de um tamanho de poro do solo.

Os solos menos intemperizados apresentam maior heterogeneidade, provavelmente função da mineralogia e da estrutura recebida da rocha. O comportamento resistivo do solo Branco é muito mais variável que os demais, conforme pode ser observado na Figura 6.76, principalmente para valores de grau de saturação inferiores a 30%. Ressalta-se que, quanto menor o grau de saturação do material maior é a influência da estrutura na passagem de corrente elétrica, pois quanto maior a saturação do elemento maior é a facilidade de corrente pelos fluidos em detrimento da estrutura.

O corpo-de-prova Marrom com índice de vazios igual a 1,495 apresenta comportamento bastante distinto dos demais corpos-de-prova, provavelmente devido ao também dessemelhante valor do índice de vazios (Figura 6.80).

De modo geral, todos os corpos-de-prova apresentam tendência de comportamento semelhante e dentro dos grupos de solos (Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom) pode-se delinear uma faixa média de variação. O comportamento geral é o de ter-se, para altos valores de índice de resistividade, um valor praticamente constante de grau de saturação (com exceção do solo Branco que apresenta muita heterogeneidade nessa faixa). Para valores decrescentes de índice de resistividade, valores crescentes de grau de saturação são observados, em uma variação praticamente linear desses parâmetros. E, por fim, para valores muito pequenos de IR, novamente um valor constante de grau de saturação.

Esse comportamento de IR com o grau de saturação é bastante similar à variação da pressão de sucção, com a ressalva que, no caso de IR, está-se avaliando um gráfico bi-log e, no caso da curva característica, a variação é observada em um gráfico mono-log.

Esses resultados demonstram que o ensaio de resistividade pode ser uma ferramenta importante para a caracterização da estrutura de solos residuais.

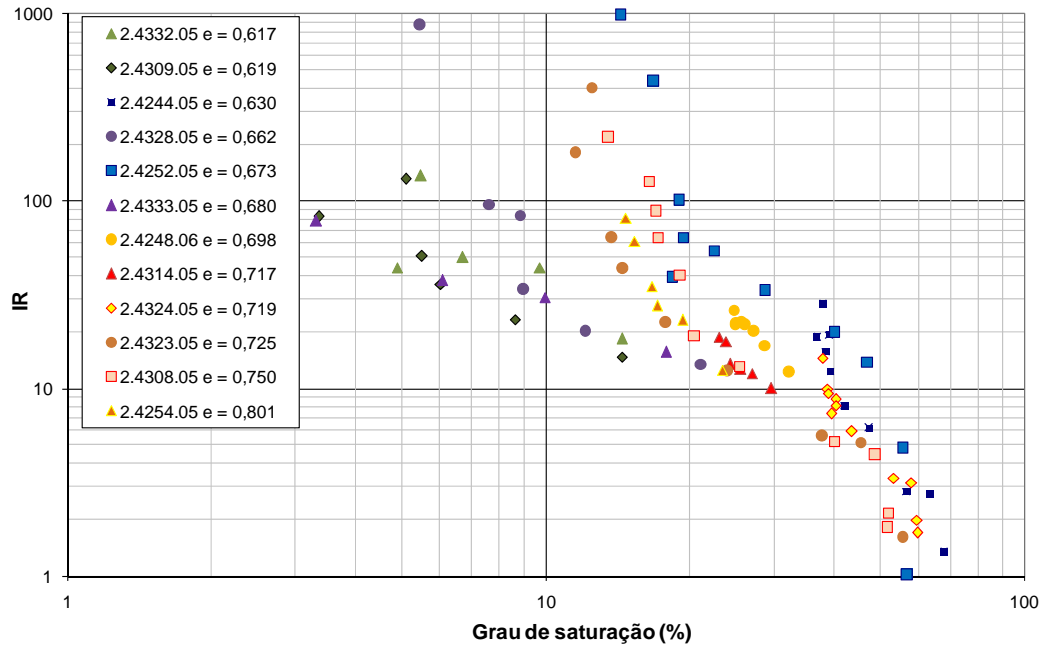


Figura 6.76 – Variação do índice de resistividade com o grau de saturação para o solo Branco.

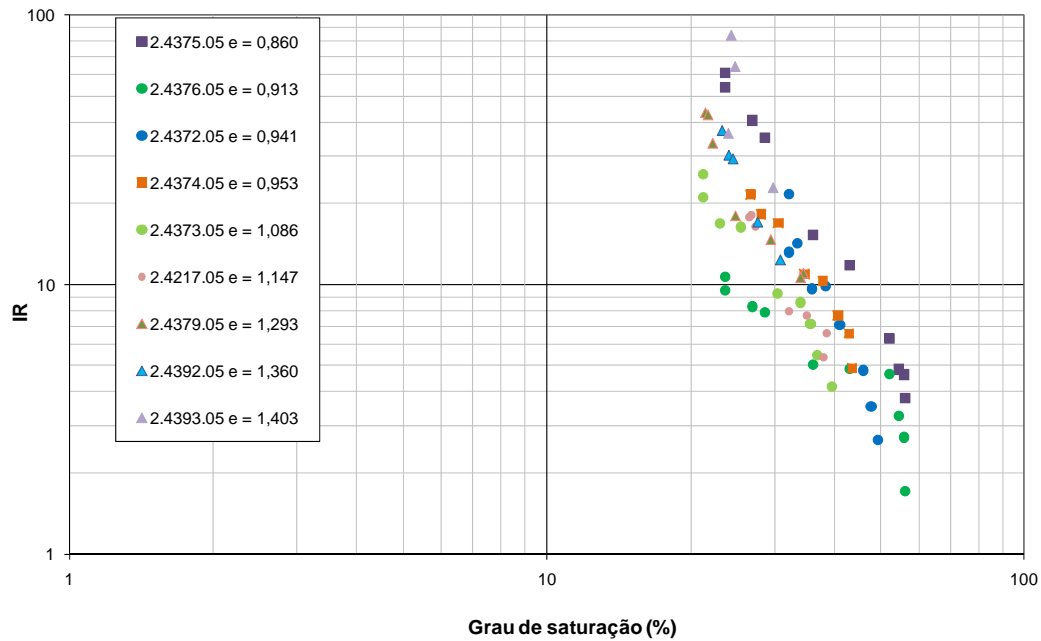


Figura 6.77 – Variação do índice de resistividade com o grau de saturação para o solo Amarelo.

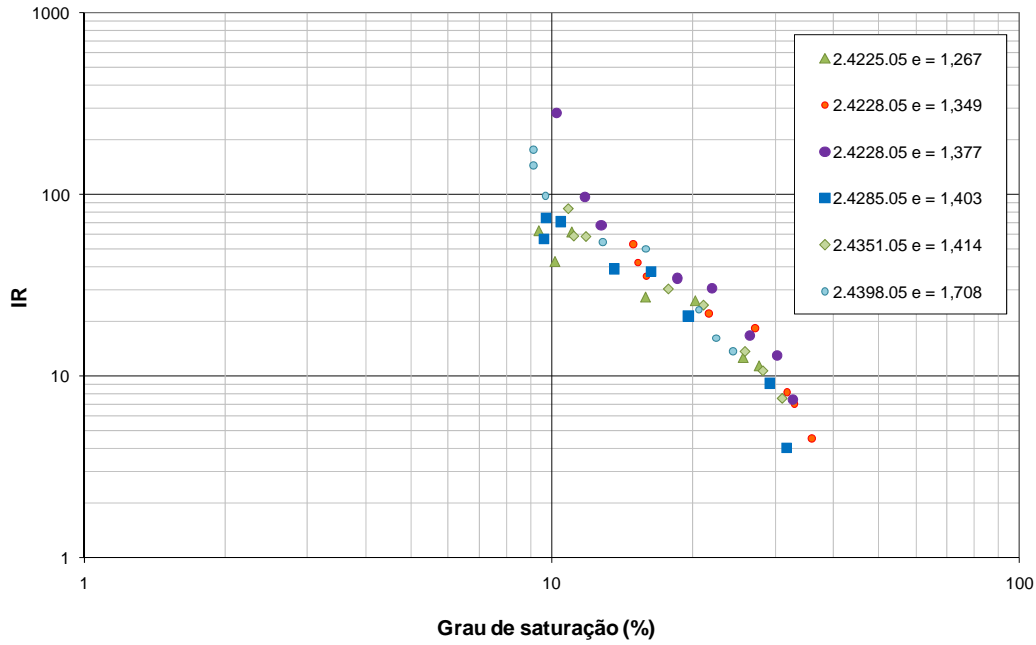


Figura 6.78 – Variação do índice de resistividade com o grau de saturação para o solo Laranja.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

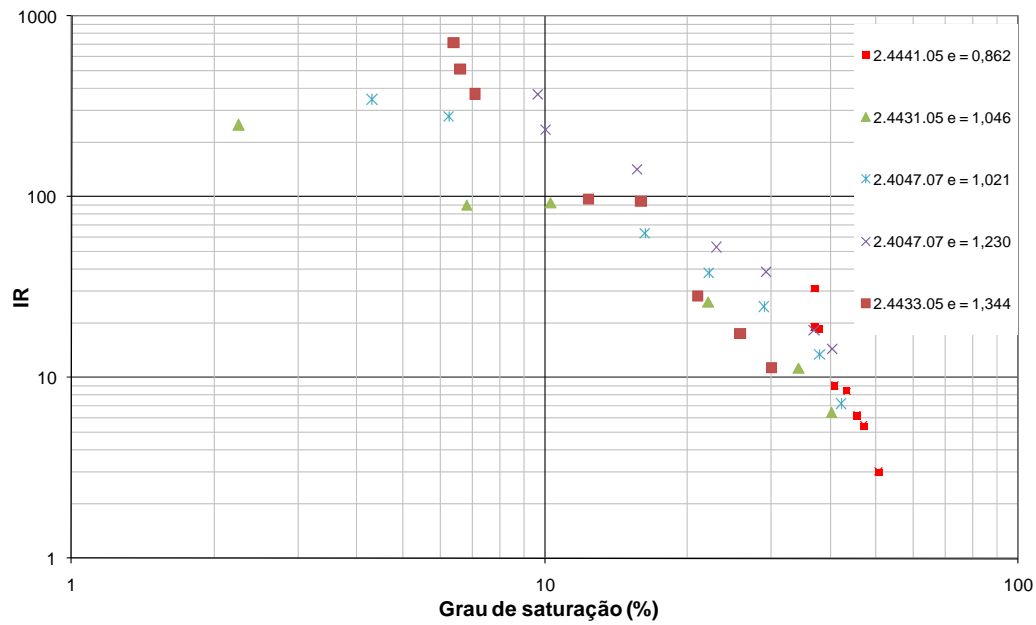


Figura 6.79 – Variação do índice de resistividade com o grau de saturação para o solo Vermelho.

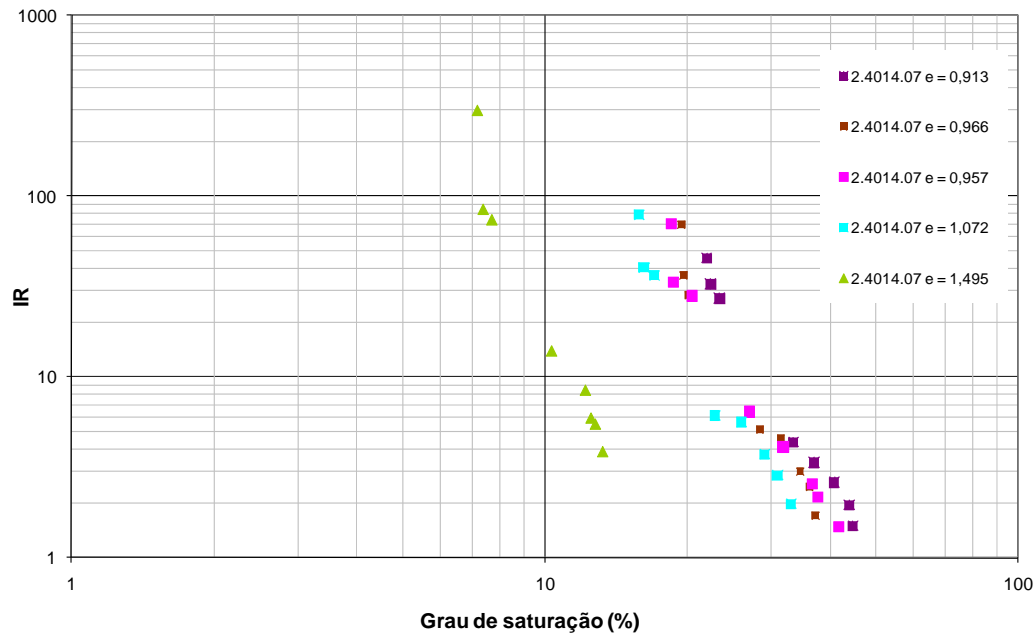


Figura 6.80 – Variação do índice de resistividade com o grau de saturação para o solo Marrom.

6.2.3. Avaliação da Influência dos Íons na Resistividade Elétrica

Para as curvas de resistividade determinadas para as amostras deformadas foi ajustada uma equação hiperbólica relacionando a resistividade e o grau de saturação. Para o índice de vazios próximo ao das amostras indeformadas e utilizando essa equação, foi determinado o valor de resistividade equivalente ao grau de saturação de 85%. Apesar de ser um valor extrapolado, foi determinado esse grau de saturação para a análise, pois é a partir desse valor que os solos podem ser considerados saturados, ou seja, com fluido contínuo dentro da estrutura do solo. Neste caso a corrente elétrica que percorre o material passa tanto pela estrutura sólida do solo quanto pelos seus vazios preenchidos por água. Esses valores foram comparadas ao índice ba_1 , ao índice ba , e ao teor de SiO_2 e Al_2O_3 dos solos. As correlações são apresentadas na Figura 6.81.

Os índices de intemperismo químico, entre eles o ba e o ba_1 , foram propostos para quantificar o grau de intemperismo dos solos. Esses índices são relações moleculares entre os diversos elementos presentes nos solos e rochas, e foram estabelecidos com base no princípio de que os elementos químicos provenientes da decomposição dos minerais são removidos de forma diferencial.

O índice ba considera os teores de potássio, sódio e cálcio em relação ao óxido de alumínio, como descrito pela Equação 6.1. E o índice ba_1 considera apenas os teores de potássio e sódio em relação ao óxido de alumínio, conforme a Equação 6.2.

$$ba = \frac{(K_2O + Na_2O + CaO)}{Al_2O_3} \quad \text{(Equação 6.1)}$$

$$ba_1 = \frac{(K_2O + Na_2O)}{Al_2O_3} \quad \text{(Equação 6.2)}$$

Existem diversos índices de intemperismo propostos para a quantificação do intemperismo de solos residuais (e.g. Vieira, 1975; Moníz, 1972; Falcão, 1984). A escolha de um determinado índice deve ser feita em função do tipo de rocha e clima da região e devem ser utilizados para avaliar, dentro de uma mesma formação o grau de alterabilidade do solo, não devendo ser aplicados como referências comparativas entre duas formações distintas (Oliveira, 2006). Os índices ba e ba_1 foram escolhidos pois o perfil estudado é resultado da intemperização de rochas ácidas e as quantidades de potássio e sódio são mais relevantes.

Foram ajustadas funções lineares aos dados com coeficientes de correlação de 0,905 para o índice ba , 0,78 para o índice ba_1 , 0,742 para o teor de sílica e 0,889 para o teor de óxido de alumínio. Essas correlações indicam a íntima relação da resistividade elétrica com a composição dos solos. Os parâmetros ba e ba_1 e o teor de sílica são diretamente proporcionais à resistividade dos solos. Enquanto que a quantidade de óxido de alumínio é inversamente proporcional, ou seja, os solos mais intemperizados oferecem menor resistência à passagem de corrente elétrica que os solos menos intemperizados. Como as amostras foram ensaiadas no estado deformado, praticamente não há a influencia da estrutura nos resultados.

A mesma análise foi efetuada para as amostras indeformadas. Corpos-de-prova representativos de cada grupo de solo foram selecionados e o valor da resistividade para o grau de saturação de 85% foi determinado a partir do ajuste de uma função hiperbólica aos dados de laboratório. Os resultados estão apresentados na Figura 6.82.

Enquanto que para as amostras deformadas o melhor ajuste entre os dados foi obtido com uma equação linear, a relação entre a resistividade das amostras indeformadas e os parâmetros ba , ba_1 , SiO_2 e Al_2O_3 não é linear.

Foram ajustadas funções do tipo potência aos dados com coeficientes de correlação de 0,801 para o índice ba , 0,827 para o índice ba_1 , 0,779 para o teor de sílica e 0,766 para o teor de óxido de alumínio.

Os coeficientes de correlação para os solos deformados e indeformados são bastante próximos, mas há diferenças marcantes entre as correlações entre os dois estados do solo. Observa-se que no estado deformado os solos menos intemperizados são mais resistivos, portanto quanto maior o índice de intemperismo (ba ou ba_1), quanto maior o teor de SiO_2 e quanto menor o teor de Al_2O_3 maior é a resistividade apresentada pelo material. O comportamento do material deformado é função preponderante da composição desse material, além do grau de saturação que, nesse caso é constante e igual a 85%. Os solos menos intemperizados contêm maior quantidade de sílica que é um material resistivo. O material argiloso, por sua vez, é mais condutivo, principalmente porque geralmente apresenta uma superfície específica alta, o que aumenta a condutividade superficial (Abu-Hassanein *et al.*, 1996). Portanto o comportamento observado na Figura 6.81 era esperado.

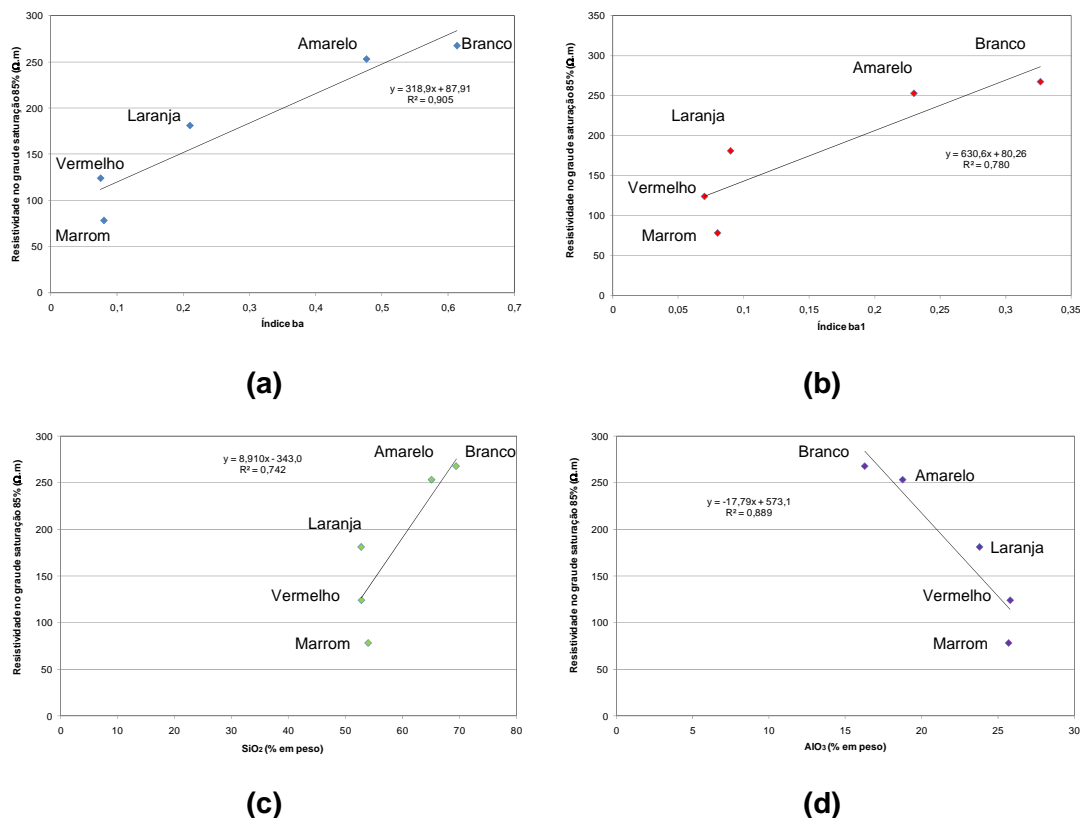


Figura 6.81 – Amostras deformadas. (a) Resistividade no grau de saturação de 85% versus índice ba . (b) Resistividade no grau de saturação de 85% versus índice ba_1 . (c) Resistividade no grau de saturação de 85% versus teor de SiO_2 . (d) Resistividade no grau de saturação de 85% versus teor de Al_2O_3 .

Por outro lado, o comportamento dos solos indeformados não segue a mesma tendência observada para os solos deformados. No estado indeformado os solos menos intemperizados são menos resistivos, portanto quanto maior o índice de intemperismo (ba ou ba_1), quanto maior o teor de SiO_2 e quanto menor o teor de Al_2O_3 menor é a resistividade apresentada pelo material. Nos ensaios com os solos no estado indeformado, além da composição do material a estrutura também exerce influência na resistividade. De acordo com os dados obtidos, quanto mais intemperizado o solo, mais a sua estrutura torna-se uma “barreira” para a passagem de corrente elétrica, enquanto que os solos de granulometria mais grossa permitem a passagem de corrente elétrica.

O índice de vazios também comanda a resistividade, pois a variação dessas duas características do solo apresenta o mesmo padrão. No perfil estudado, o solo Branco é o que apresenta o menor valor do índice de vazios e a menor resistividade. Os dois parâmetros crescem com o decréscimo da profundidade, atingindo seu maior valor no solo Vermelho. Para o solo Marrom o valor do índice de vazios e da resistividade volta a decrescer (Figura 5.9, Tabela 5.24 e Figura 6.82).

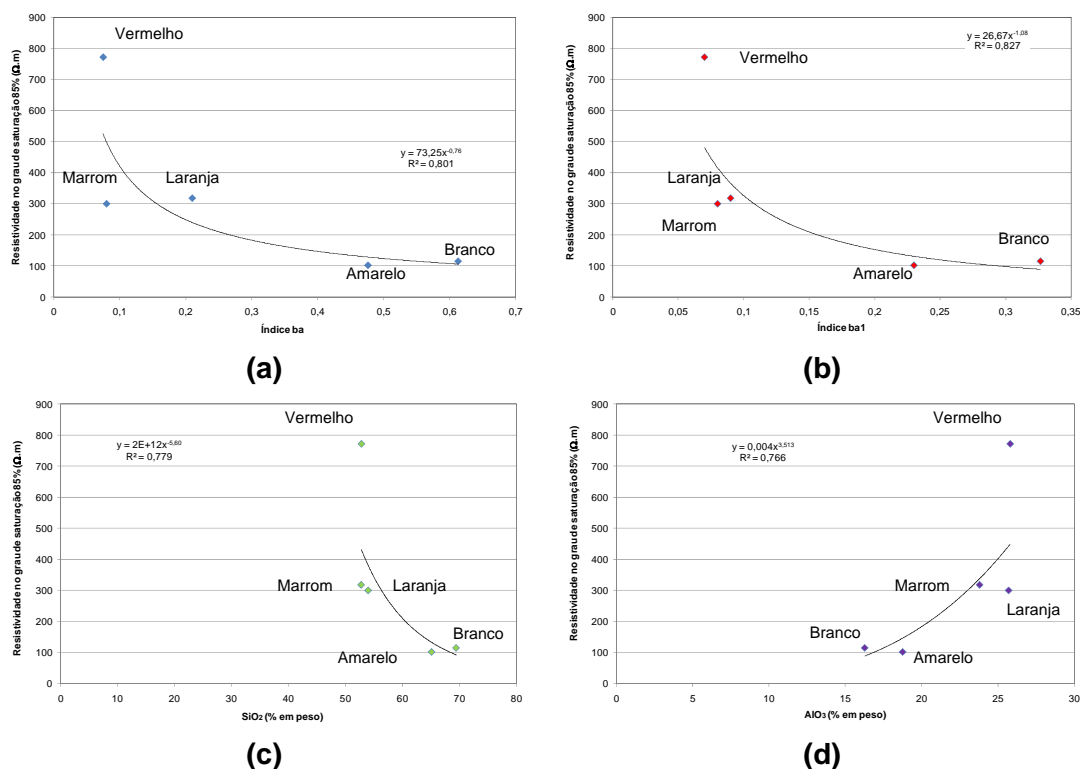


Figura 6.82 – Amostras indeformadas. (a) Resistividade no grau de saturação de 85% *versus* índice ba . (b) Resistividade no grau de saturação de 85% *versus* índice ba_1 . (c) Resistividade no grau de saturação de 85% *versus* teor de SiO_2 . (d) Resistividade no grau de saturação de 85% *versus* teor de Al_2O_3 .

Devido aos bons resultados de correlação entre os valores de resistividade e os índices de intemperismo, foi planejado um programa de ensaios com o objetivo de avaliar a capacidade de resistividade elétrica dos solos em função da quantidade de íons presentes. Foi realizada uma série de ensaios envolvendo a determinação da resistividade dos solos intercalada com a percolação de água destilada nesses corpos-de-prova. A água percolada foi coletada e foram determinadas suas características químicas e resistividade.

Para este ensaio, foram moldados corpos-de-prova de aproximadamente 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Foram percolados, no total, 6,5 litros de água destilada em cada solo, sendo que a resistividade do solo foi determinada após a percolação de 500 ml, 1.500 ml, 2.500 ml, 3.500 ml, 4.500 ml, 5.500 ml e 6.500 ml. O sistema de percolação de água é apresentado na Figura 6.83.



Figura 6.83 – Percolação de água em corpos-de-prova do ensaio de resistividade elétrica.

Os dados dos corpos-de-prova ensaiados são apresentados na Tabela 6.36.

Tabela 6.36 – Dados dos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade elétrica com percolação de água.

	Umidade (%)	Percolação (ml)	Resistividade (Ohm.m)	Peso Esp. (kN/m ³)	Peso Esp. Seco (kN/m ³)	ρ real (g/cm ³)	Índice de Vazios	Grau de Saturação (%)
Solo Branco 4.4084.05	11,65	0	ND	1,744	1,562	2,700	0,729	43
	22,11	500,0	53	1,907	1,562	2,700	0,729	82
	24,18	1500,0	483	1,939	1,562	2,700	0,729	90
	25,01	2500,0	410	1,952	1,562	2,700	0,729	93
	25,83	3500,0	1445	1,965	1,562	2,700	0,729	96
	26,38	4500,0	1429	1,974	1,562	2,700	0,729	98
	26,65	5500,0	1851	1,978	1,562	2,700	0,729	99
	27,33	6500,0	1032	1,982	1,557	2,700	0,734	100
Solo Amarelo 4.4488.05	2,94	0	ND	1,532	1,488	2,719	0,827	10
	29,37	500,0	3361	1,926	1,488	2,719	0,827	97
	29,73	1500,0	330	1,931	1,488	2,719	0,827	98
	30,02	2500,0	558	1,935	1,488	2,719	0,827	99
	30,32	3500,0	1134	1,940	1,488	2,719	0,827	100
	30,32	4500,0	1149	1,940	1,488	2,719	0,827	100
	30,32	5500,0	926	1,940	1,488	2,719	0,827	100
	30,50	6500,0	937	1,940	1,486	2,719	0,829	100
Solo Laranja 4.4398.05	16,56	0	ND	1,323	1,135	2,764	1,435	32
	37,95	500,0	5208	1,566	1,135	2,764	1,435	73
	39,88	1500,0	1275	1,587	1,135	2,764	1,435	77
	39,95	2500,0	681	1,588	1,135	2,764	1,435	77
	40,07	3500,0	1279	1,590	1,135	2,764	1,435	77
	40,18	4500,0	2073	1,591	1,135	2,764	1,435	77
	40,37	5500,0	2134	1,593	1,135	2,764	1,435	78
	40,63	6500,0	1355	1,596	1,135	2,764	1,435	78
Solo Vermelho 4.4441.05	17,34	0	ND	1,501	1,279	2,732	1,135	42
	38,68	500,0	1989	1,774	1,279	2,732	1,135	93
	39,79	1500,0	591	1,788	1,279	2,732	1,135	96
	40,46	2500,0	856	1,797	1,279	2,732	1,135	97
	40,79	3500,0	1289	1,801	1,279	2,732	1,135	98
	40,96	4500,0	1648	1,803	1,279	2,732	1,135	99
	41,13	5500,0	1459	1,806	1,279	2,732	1,135	99
	41,58	6500,0	1278	1,811	1,279	2,732	1,135	100
Solo Marrom 4.4503.05	2,64	0	ND	1,347	1,312	2,700	1,057	7
	34,09	500,0	13952	1,760	1,312	2,700	1,057	87
	36,88	1500,0	707	1,797	1,312	2,700	1,057	94
	37,05	2500,0	922	1,799	1,312	2,700	1,057	95
	37,22	3500,0	1930	1,801	1,312	2,700	1,057	95
	37,38	4500,0	1034	1,803	1,312	2,700	1,057	95
	37,45	5500,0	879	1,804	1,312	2,700	1,057	96
	37,46	6500,0	1255	1,804	1,312	2,700	1,057	96

Os resultados de resistividade elétrica para os solos ensaiados são apresentados em forma de gráfico nas figuras 6.84 a 6.89. Na Figura 6.84 a variação da resistividade com a percolação de água para o solo branco é mostrada. Nos rótulos dos pontos estão apresentados os teores de umidade do corpo-de-prova. Observa-se que para este solo o valor da resistividade foi aumentando à medida que a água ia sendo percolada até o teor de umidade de 26,93%. Na última determinação o valor da resistividade apresentou uma queda.

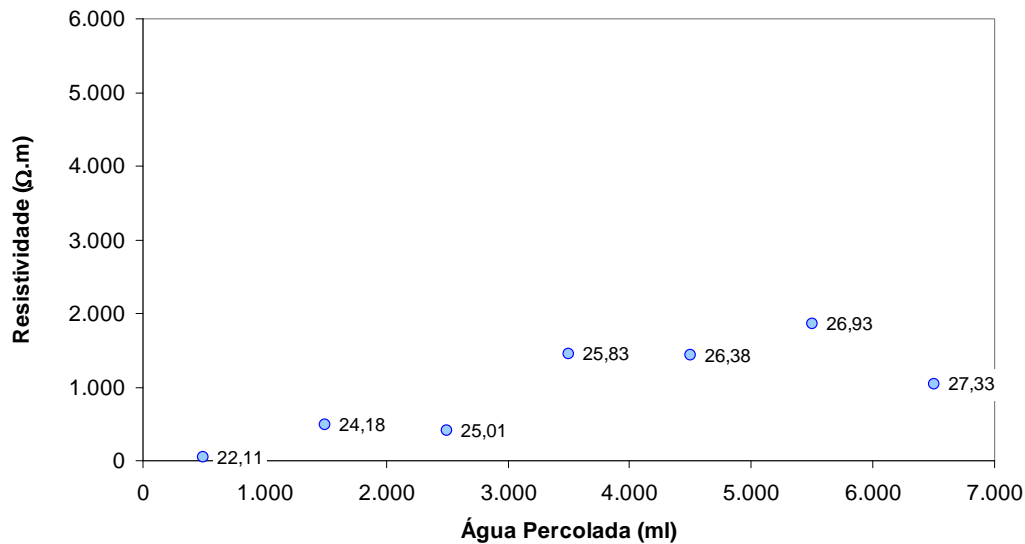


Figura 6.84 – Variação da resistividade elétrica com a percolação de água para o Solo Branco, com o valor do teor de umidade em porcentagem nos rótulos.

Para os outros quatro solos (amarelo, laranja, vermelho e marrom) o comportamento da resistividade com a percolação de água é bastante similar, como pode ser observado nas Figuras 6.85 a 6.89. A primeira determinação da resistividade apresenta um valor bastante alto. A partir da segunda determinação o valor da resistividade decresce, subindo gradualmente com o aumento do teor de umidade. Em seguida há uma nova queda no valor da resistividade.

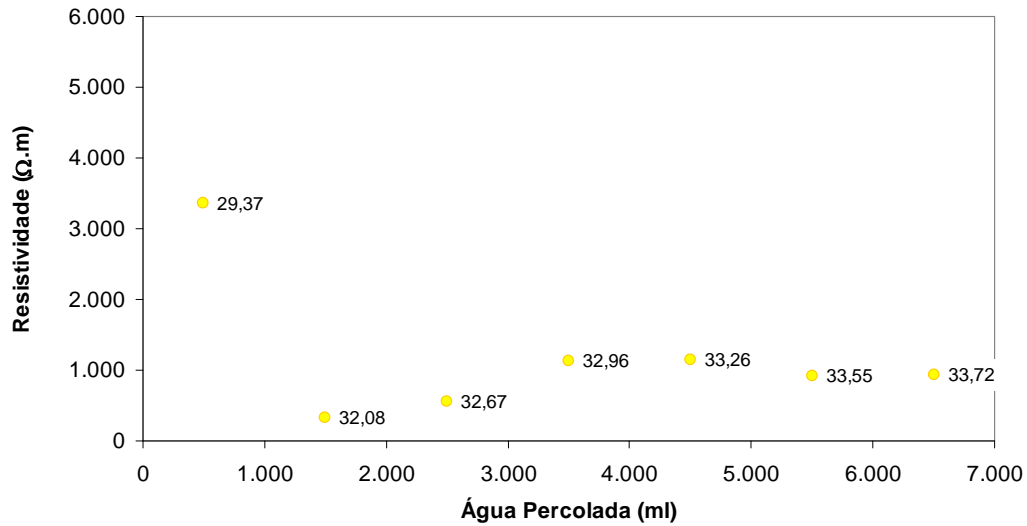


Figura 6.85 – Variação da resistividade elétrica com a percolação de água para o Solo Amarelo, com o valor do teor de umidade em percentagem nos rótulos.

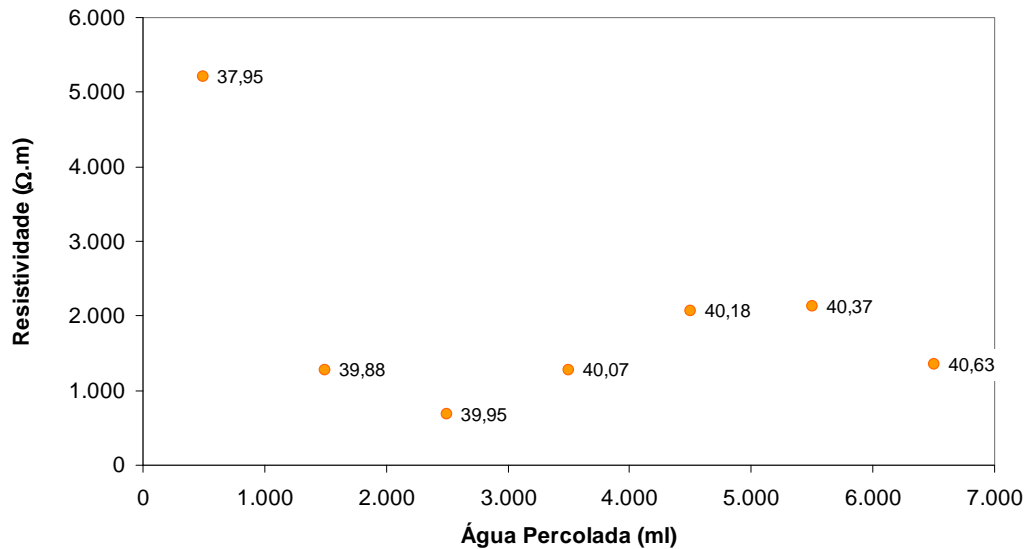


Figura 6.86 – Variação da resistividade elétrica com a percolação de água para o Solo Laranja, com o valor do teor de umidade em percentagem nos rótulos.

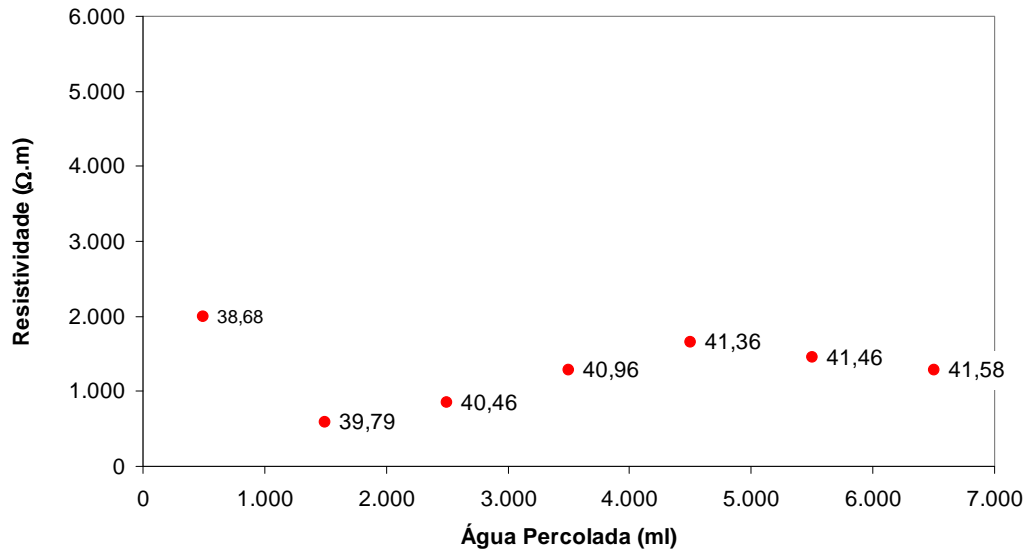


Figura 6.87 – Variação da resistividade elétrica com a percolação de água para o Solo Vermelho, com o valor do teor de umidade em percentagem nos rótulos.

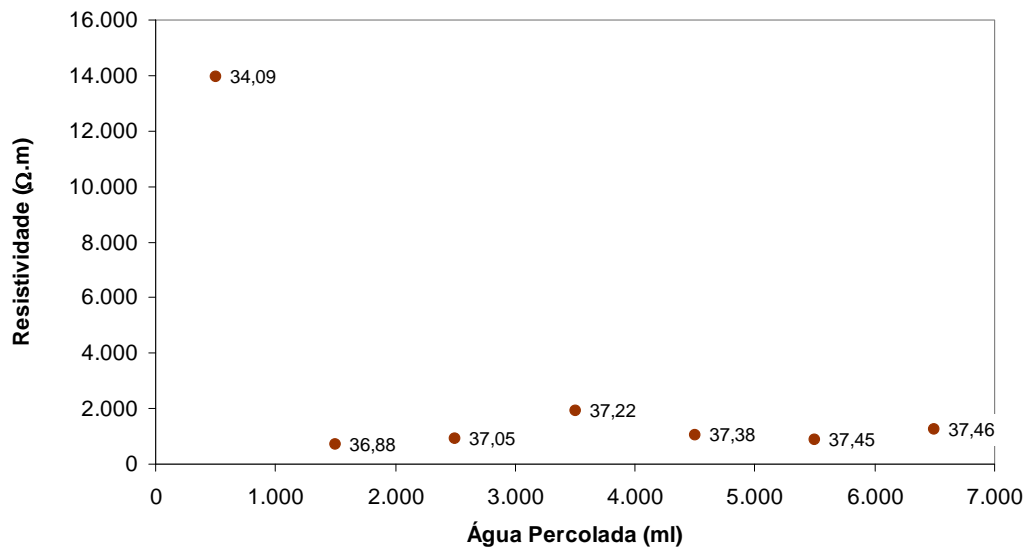


Figura 6.88 – Variação da resistividade elétrica com a percolação de água para o Solo Marrom, com o valor do teor de umidade em percentagem nos rótulos.

Com a passagem de água destilada pelos corpos-de-prova, o grau de saturação dos mesmos foi aumentando ao mesmo tempo em que o solo ia sendo “lavado” pela água. Ou seja, dois parâmetros foram alterados durante a percolação de água pelos solos: a saturação dos corpos-de-prova e a quantidade de íons presentes no solo. Portanto, além do grau de saturação dos corpos-de-prova, a análise química da água percolada é um fator importante para explicar o comportamento observado nas curvas de resistividade versus água percolada. A água percolada foi coletada e analisada através de ensaios

químicos e de resistividade elétrica. As análises realizadas na água percolada estão resumidas na Tabela 6.37.

Tabela 6.37 – Ensaio realizados na água percolada nos solos.

Solo / Água percolada	500 ml	1500 ml	2500 ml	3500 ml	4500 ml	5500 ml	6500 ml
Solo Branco	Análise química 1		Análise química 2		Análise química 3 Resistividade		Resistividade
Solo Amarelo		Análise química 1	Análise química 2		Análise química 3 Resistividade		Resistividade
Solo Laranja	Análise química 1		Análise química 2		Análise química 3 Resistividade		Resistividade
Solo Vermelho		Análise química 1	Análise química 2		Análise química 3 Resistividade		Resistividade
Solo Marrom	Análise química 1		Análise química 2		Análise química 3 Resistividade		Resistividade

As análises químicas compreenderam a determinação dos íons cloretos, sulfatos, nitratos, sódio, potássio, cálcio, magnésio, ferro total, ferro solúvel, alumínio solúvel e sulfetos. Esses ensaios foram realizados pelo LPH – Laboratório de Pesquisas Hidrogeológicas da Universidade Federal do Paraná. A determinação da resistividade elétrica da água foi realizada, assim como nos solos, através da caixa padrão "soil box" (GCOI/SCM, 1995), com dimensões de 120 mm de comprimento, 50 mm de altura e 50 mm de largura, colocando o efluente na caixa. A partir da resistência elétrica obteve-se a resistividade.

Os resultados obtidos dos ensaios químicos são apresentados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** Observa-se que o elemento químico mais presente na água percolada é o cloreto, seguido do cálcio. E o ânion mais presente é o sulfato, com exceção do solo Marrom, onde este elemento não está presente.

Nas Figuras 6.89 a 6.94 os resultados dos ensaios químicos da água percolada nos solos são apresentados para os elementos químicos mais relevantes. Pode-se notar que, de modo geral, a partir de 2500 ml de água destilada percolada, praticamente já não ocorrem remoções dos elementos químicos dos solos. Exceção deve ser feita ao magnésio, que só apresentou queda significativa a partir de 4500 ml percolados (Figura 6.94).

A quantidade de cloretos e de cálcio é maior nos solos menos intemperizados, como pode ser observado na Figura 6.89 e na Figura 6.93. Já os sulfatos, com exceção do solo Marrom, estão mais presente nos solos mais intemperizados (Figura 6.90). Para as quantidades de magnésio, sódio e potássio não há uma tendência clara em relação ao intemperismo (Figura 6.94, Figura 6.91 e Figura 6.92).

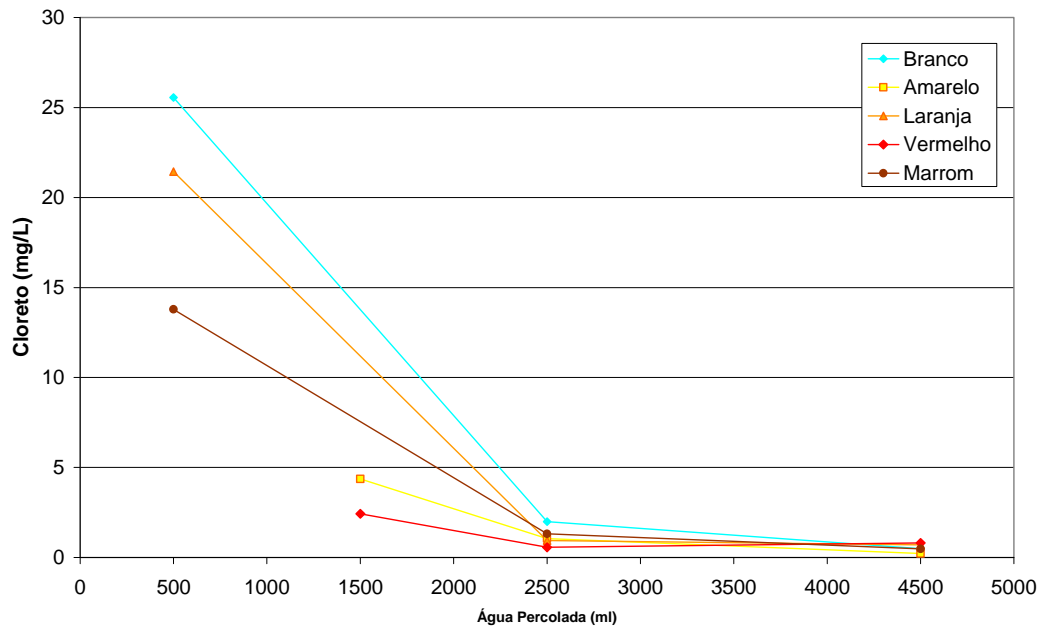


Figura 6.89 – Variação do teor de cloretos na água percolada nos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade.

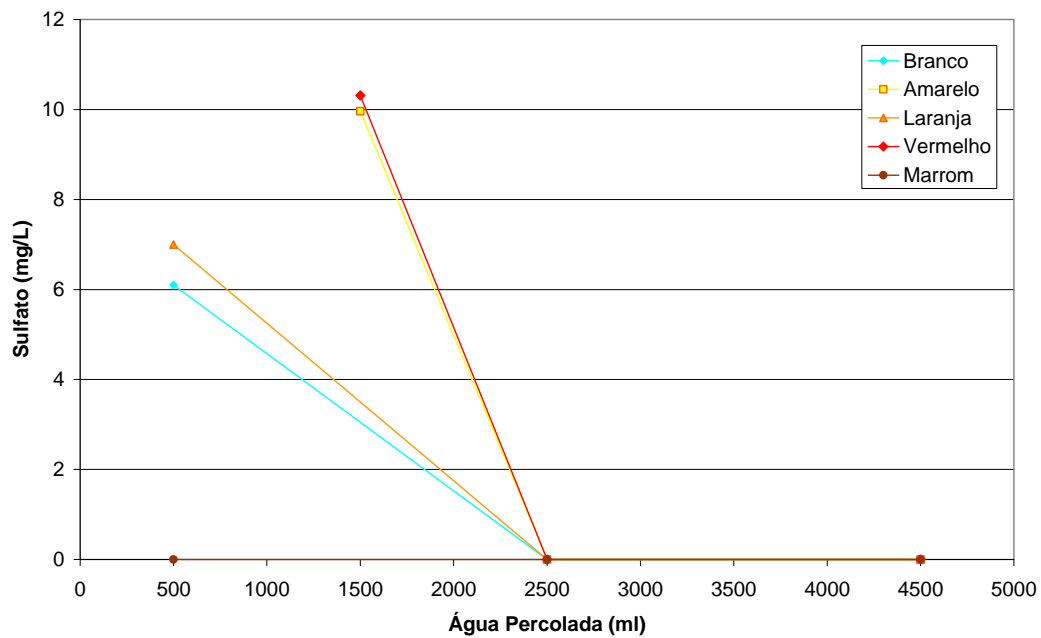


Figura 6.90 – Variação do teor de sulfatos na água percolada nos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade.

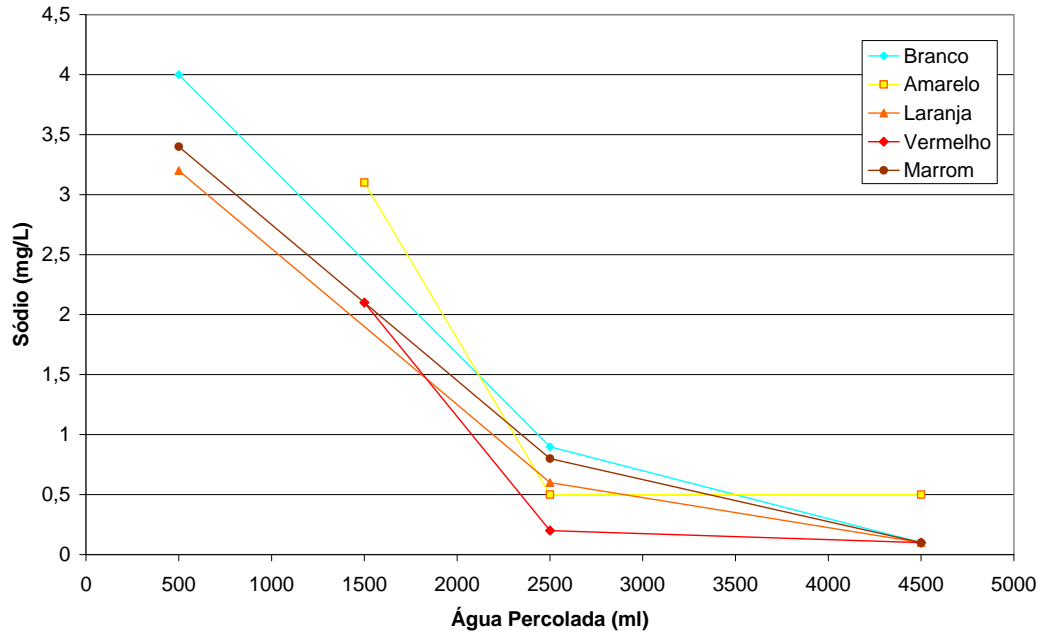


Figura 6.91 – Variação do teor de sódio na água percolada nos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade.

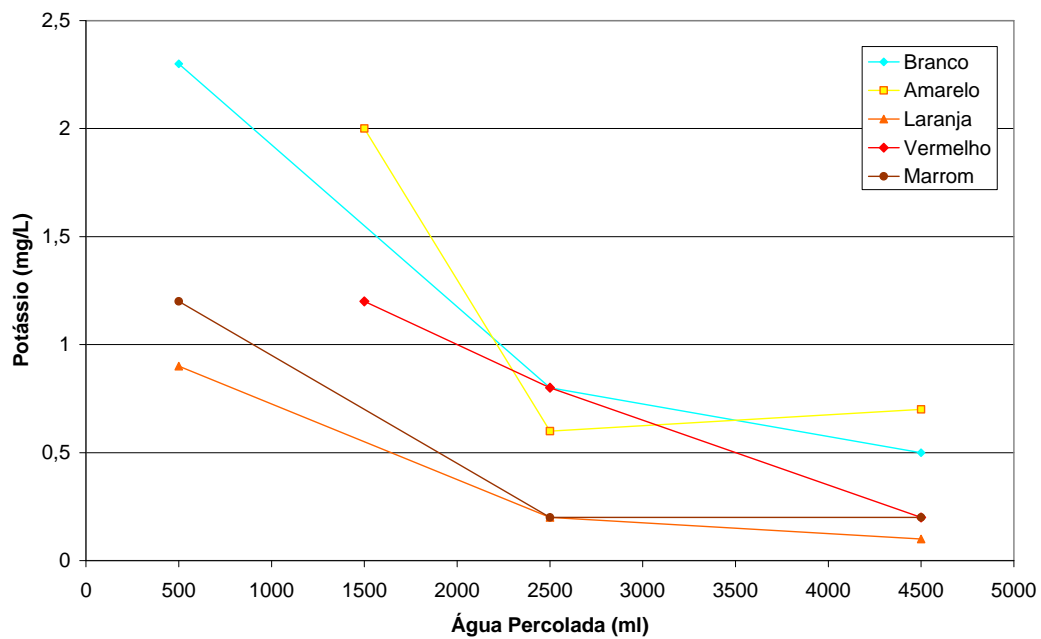


Figura 6.92 – Variação do teor de potássio na água percolada nos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade.

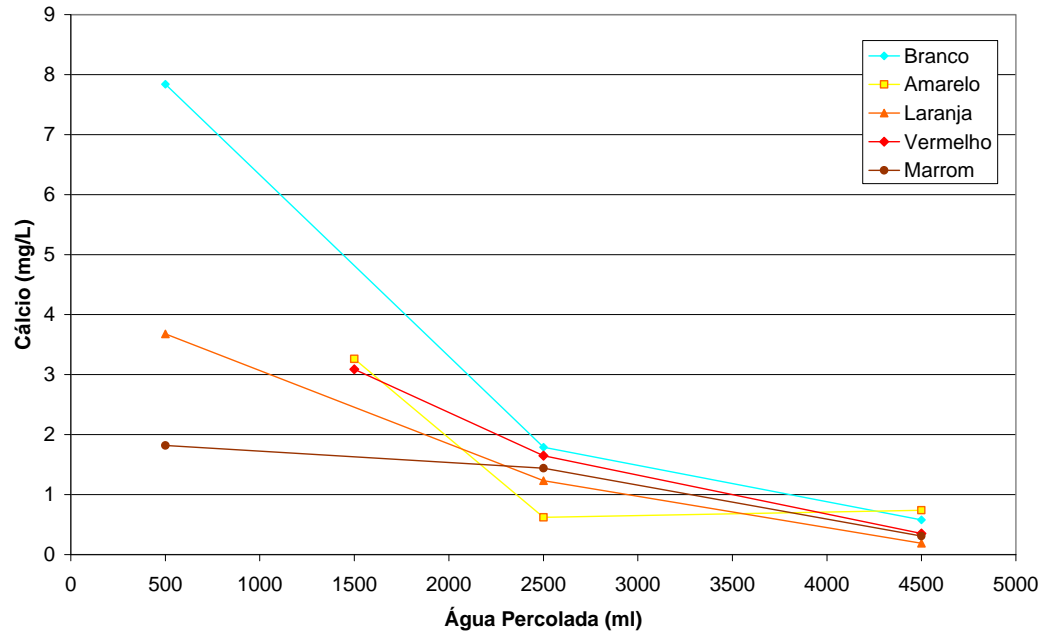


Figura 6.93 – Variação do teor de cálcio na água percolada nos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade.

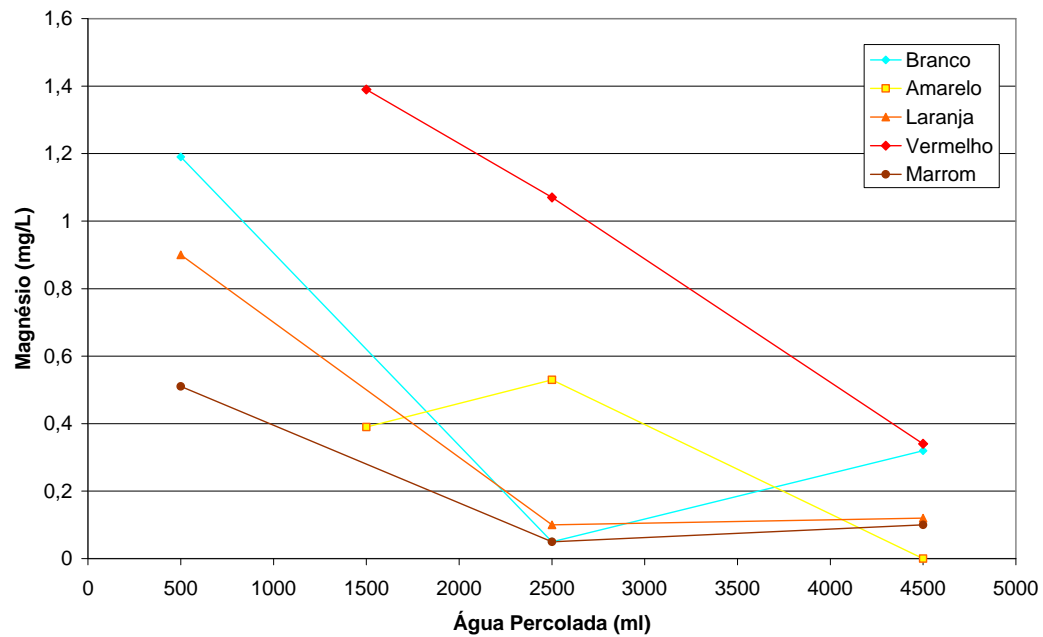


Figura 6.94 – Variação do teor de magnésio na água percolada nos corpos-de-prova dos ensaios de resistividade.

A resistividade do solo está diretamente relacionada com a quantidade de compostos iônicos solúveis nele presentes, além de ser função também de sua estrutura, composição e grau de saturação. A condutividade em solos com baixo teor de umidade ocorre através da área de contato entre partículas, pois não há quantidade suficiente de água em poros interconectados e, neste caso a estrutura do solo é um fator relevante. Por outro lado, em solos com teor de umidade alto, próximo à saturação do material, a condutividade elétrica ocorre mais facilmente pelos sais dissolvidos na fase líquida do solo. Estes dois fenômenos agem paralelamente, de modo que, nas condições iniciais a área de contato é que determina a resistividade, mas para a região de saturação é a dissolução de sais que determina o valor da resistividade.

Nas Figuras 6.95 a 6.99 as curvas de resistividade elétrica versus percolação de água são apresentadas em conjunto com a variação de cloretos e ânions determinados para a água percolada. Nos rótulos da curva de resistividade é apresentado o grau de saturação do corpo-de-prova. Para melhor compreensão, a faixa de dados onde ocorre uma diminuição da condutividade elétrica do solo está demarcada com a cor lilás. O comportamento de cada solo é analisado de acordo com os dados apresentados.

Observando a Figura 6.95 pode-se concluir que até a percolação de 5.500 ml de água destilada ocorreu um pequeno aumento da resistividade elétrica ou uma diminuição da condutividade elétrica do solo. A combinação de dois fatores resultou nesse comportamento: a saturação do corpo-de-prova (fator que aumenta a condutividade elétrica) e a perda de íons do solo (fator que diminui a condutividade elétrica). Neste caso a perda de íons foi preponderante para a diminuição da condutividade elétrica. Após a percolação de 5.500 ml, provavelmente a quantidade de íons que permaneceram já era pequena o suficiente para não mais influenciar a condutividade elétrica do corpo-de-prova, neste ponto, então, o valor da resistividade elétrica do solo apresentou pequeno decréscimo devido ao aumento da saturação do solo (de 99% para 100%).

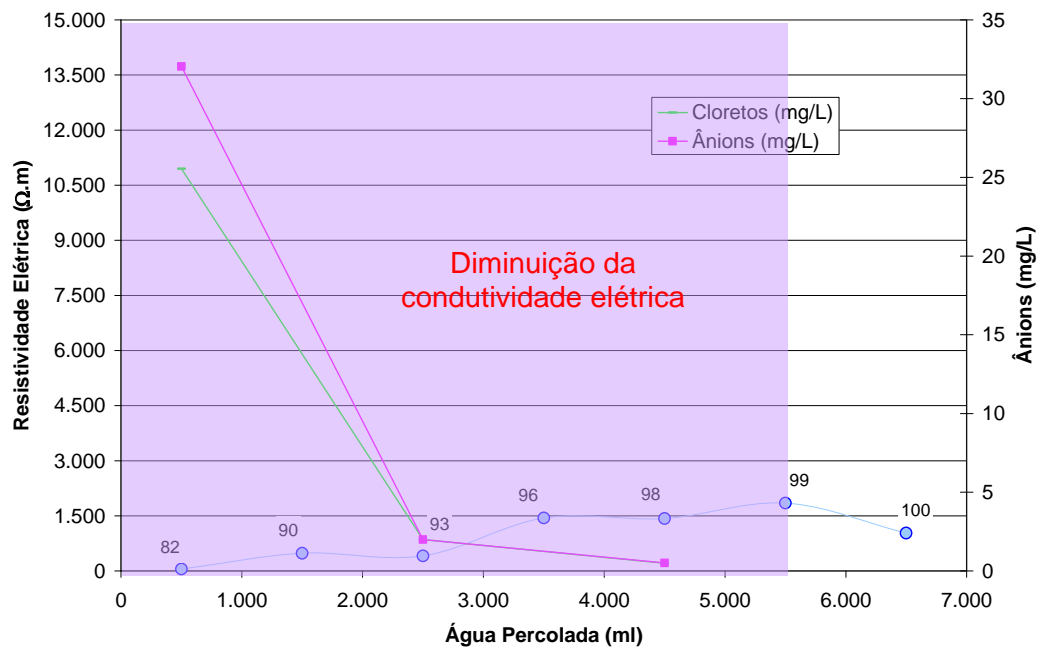


Figura 6.95 – Variação da resistividade elétrica com a água percolada e quantidade de cloretos e ânions na água percolada para o Solo Branco. Representação do grau de saturação nos rótulos dos pontos.

Na Figura 6.96 o ensaio de resistividade elétrica com percolação de água é apresentado para o solo amarelo. Esse solo comporta-se de maneira um pouco diferente quando comparado ao solo Branco. Inicialmente, ocorre uma diminuição da resistividade elétrica no solo, provavelmente relacionada à preponderância da saturação do corpo-de-prova em detrimento à perda de íons. A partir de 1500 ml de percolação, a condutividade elétrica começa a diminuir, relacionada à perda dos íons por lixiviação. A partir de 4.500 ml percolados, praticamente já não ocorrem mais perdas de íons e o solo encontra-se completamente saturado, portanto o valor da resistividade apresenta-se constante, em torno de 1.000 ohms.m.

O comportamento para o solo Laranja é similar ao encontrado para o solo Amarelo, sendo que, até a percolação de 6.500 ml de água, este solo não atingiu a completa saturação (Figura 6.97).

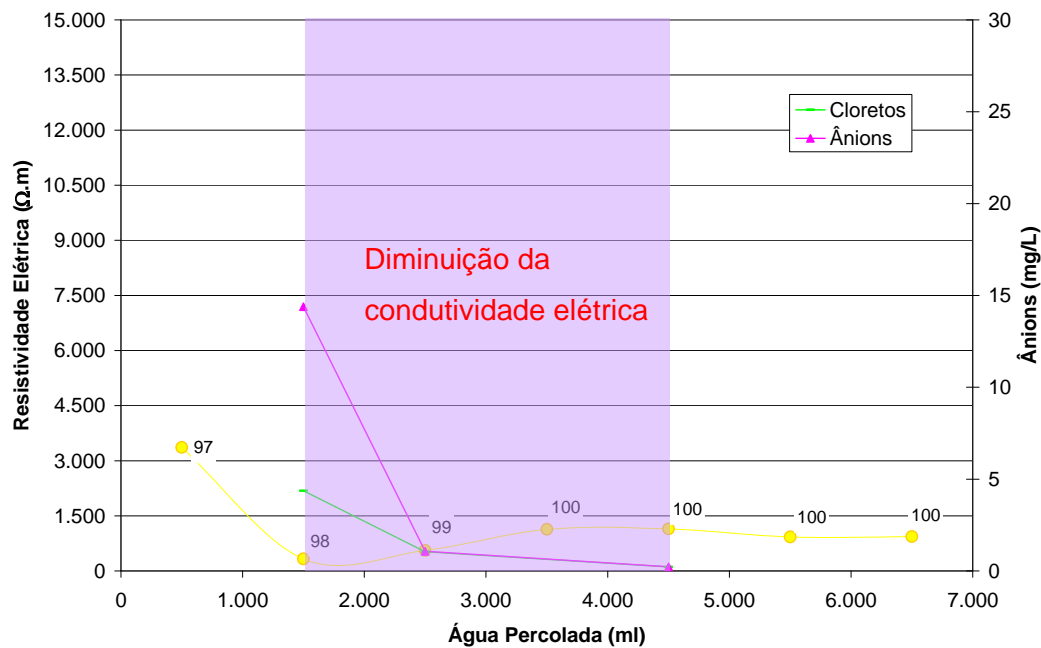


Figura 6.96 – Variação da resistividade elétrica com a água percolada e quantidade de cloretos e ânions na água percolada para o Solo Amarelo. Representação do grau de saturação nos rótulos dos pontos.

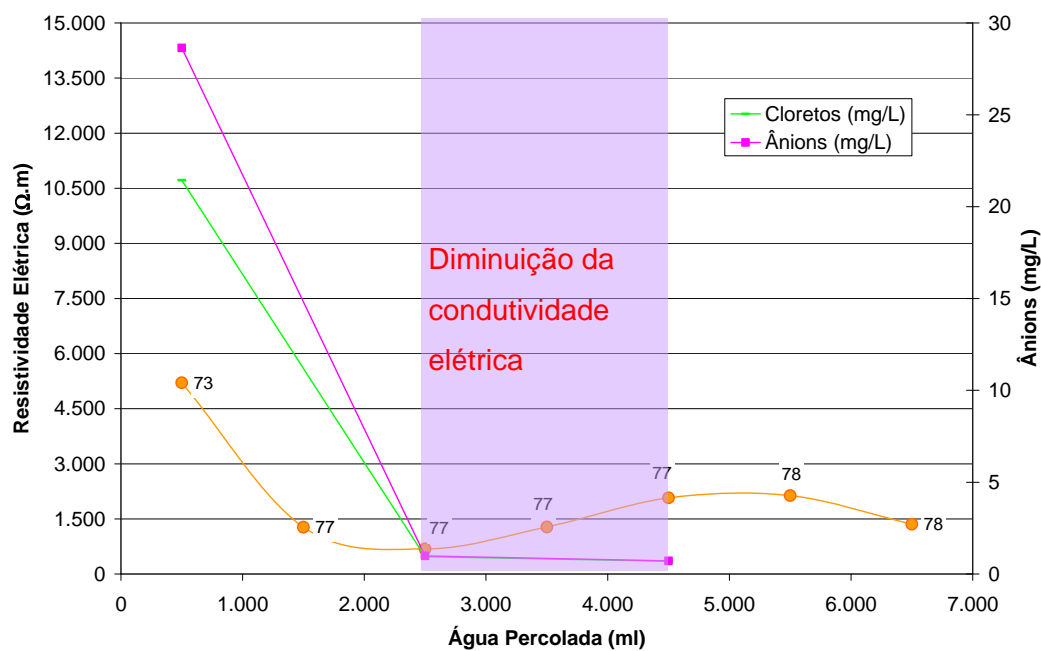


Figura 6.97 – Variação da resistividade elétrica com a água percolada e quantidade de cloretos e ânions na água percolada para o Solo Laranja. Representação do grau de saturação nos rótulos dos pontos.

Os resultados obtidos para os solos Vermelho e Marrom são apresentados na Figura 6.98 e na Figura 6.99. O comportamento é idêntico ao dos solos Amarelo e Laranja já descritos.

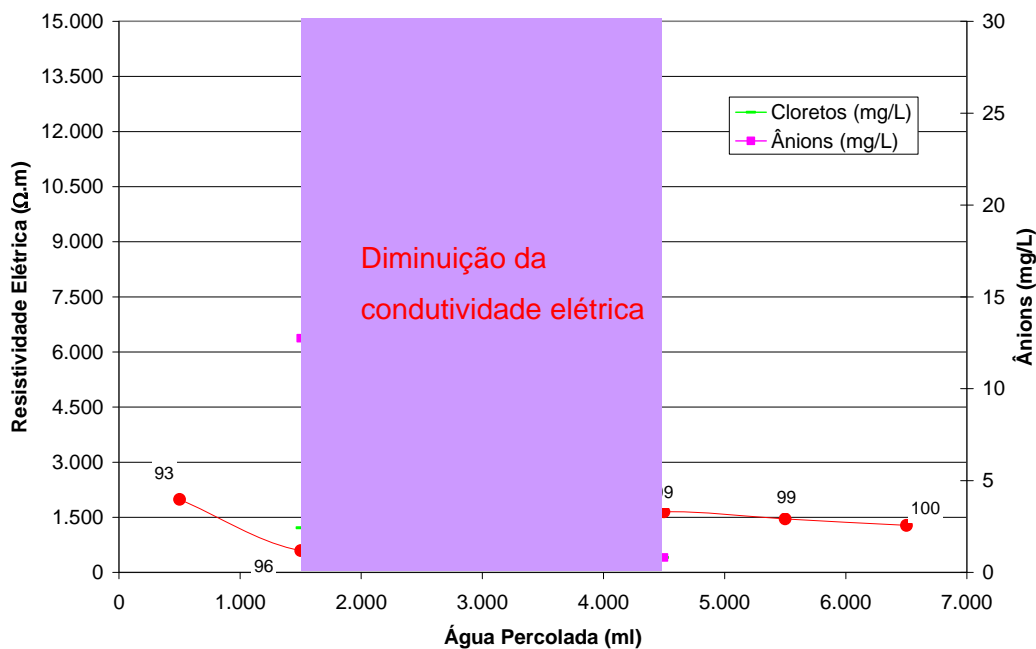


Figura 6.98 – Variação da resistividade elétrica com a água percolada e quantidade de cloretos e ânions na água percolada para o Solo Vermelho. Representação do grau de saturação nos rótulos dos pontos.

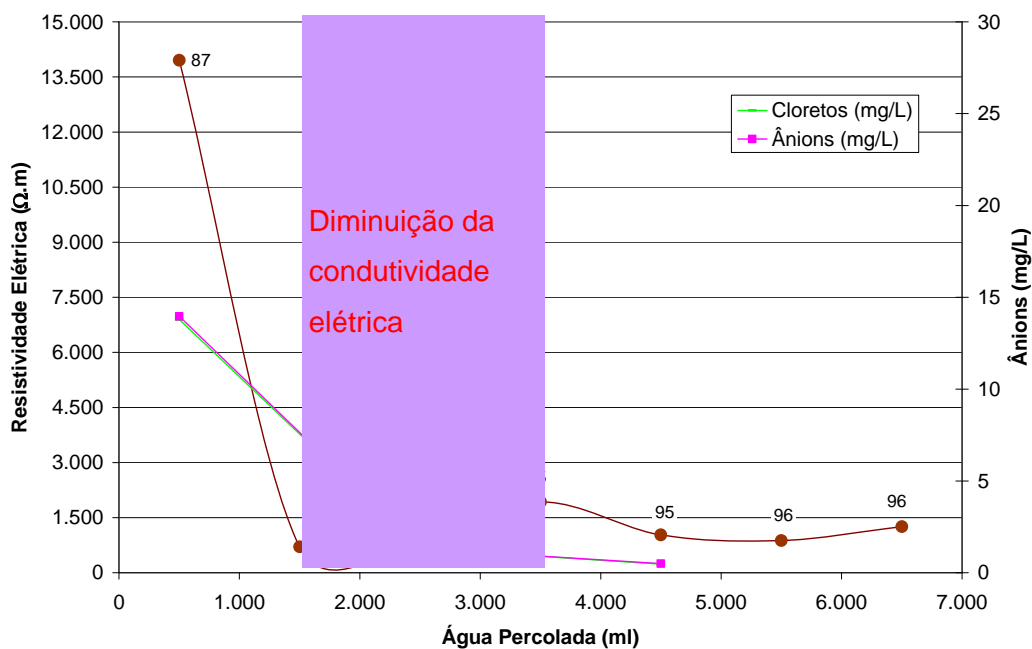


Figura 6.99 – Variação da resistividade elétrica com a água percolada e quantidade de cloretos e ânions na água percolada para o Solo Marrom. Representação do grau de saturação nos rótulos dos pontos.

Ao se determinar a resistividade elétrica de um solo saturado, onde todos os vazios estão interconectados, grande parte da condução elétrica se dá pelos íons diluídos na água intersticial. Com o objetivo de avaliar a capacidade de resistividade elétrica dos solos saturados em função da quantidade de íons presentes, determinou-se essa capacidade em água com diversos teores de cloreto de sódio e sulfato de sódio em sua composição. Esses compostos foram escolhidos, pois os solos estudados apresentam grande quantidade de cloreto e sulfato em sua composição.

A resistência elétrica das águas foi determinada através da caixa padrão "soil box" (GCOI/SCM, 1995), de dimensões 120 mm de comprimento, 50 mm de altura e 50 mm de largura. A partir da resistência elétrica obteve-se a resistividade. Na Tabela 6.39 e nas figuras 6.100 e 6.101 são apresentados os valores de resistividade em função da concentração de NaCl e NaSO₄ em água destilada.

Observa-se que para a concentração de 0,001 mg/L de NaCl a resistividade é de 14 ohm.m enquanto que para a mesma concentração o NaSO₄ apresenta resistividade de 21 ohm.m. Para a concentração de 0,0000078 mg/L de NaCl a resistividade é de 932 ohm.m e para o NaSO₄ a resistividade é de 1.253 ohm.m. Portanto, o cloreto de sódio é menos resistivo e mais condutor que o NaSO₄.

Tabela 6.39 – Resistividade da água com diluição de NaCl e NaSO₄.

Concentração (mg/L)	NaCl		NaSO₄	
	Resistividade (Ohm.m)	Resistência (Ohm)	Resistividade (Ohm.m)	Resistência (Ohm)
0,0010000	14	58	21	87
0,0005000	27	114	31	133
0,0002500	45	192	63	267
0,0001250	71	303	121	516
0,0000625	137	583	210	890
0,0000313	264	1.123	376	1.598
0,0000156	483	2.052	680	2.890
0,0000078	932	3.962	1.253	5.324
0,0000039	1.722	7.320	2.028	8.621
0,0000020	2.956	12.565	3.245	13.793
0,0000010	4.466	18.979	4.584	19.484
0,0000005	8.615	36.616	5.777	24.552

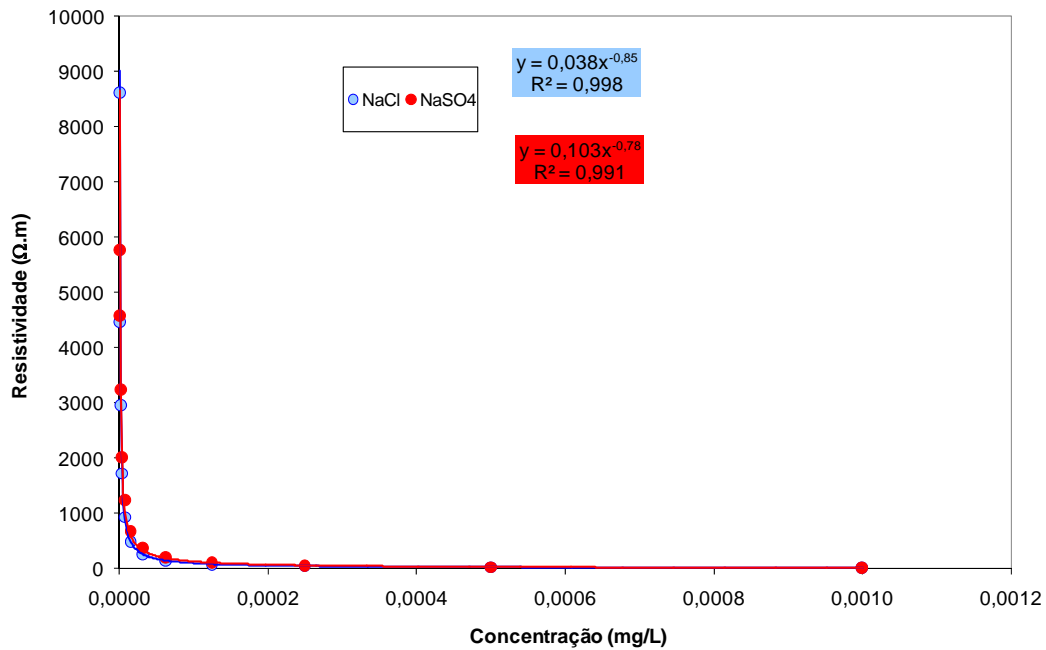


Figura 6.100 – Resistividade da água com diluição de NaCl e NaSO₄.

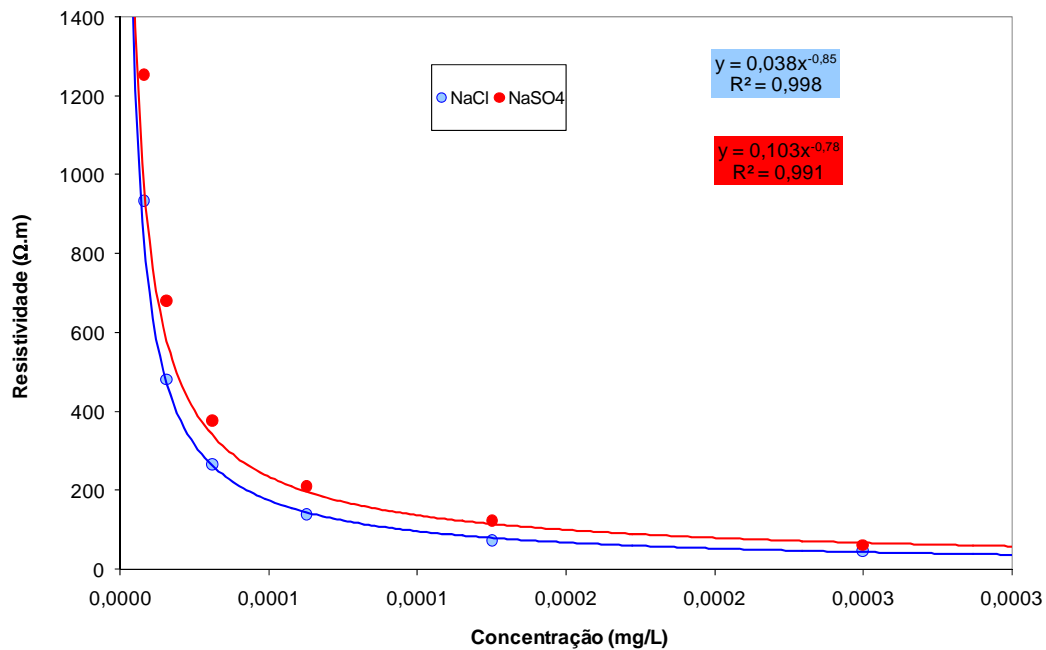


Figura 6.101 – Resistividade da água com diluição de NaCl e NaSO₄.
Detalhe da figura anterior.

Após a percolação de 4500 ml e de 6.500 ml, foi determinada a resistividade da água coletada dos solos que está apresentada na Figura 6.102. Praticamente não há alteração da resistividade da água entre as duas coletas, fato que confirma que não ocorreu alteração de concentração química nos solos após a percolação de 4.500 ml.

De acordo com a resistividade apresentada pela água pode-se inferir a concentração de sais existentes considerando uma das relações obtidas na Figura 6.101 válida para todos os sais dissolvidos. De acordo com a equação definida pela solução de NaSO_4 , os solos Branco, Amarelo e Laranja teriam, após a percolação de 4.500 ml, $1,89 \cdot 10^{-6}$ mg/L de sais dissolvidos, enquanto que o solo Vermelho apresentaria $3,18 \cdot 10^{-6}$ mg/L e o solo Marrom $1,12 \cdot 10^{-6}$ mg/L.

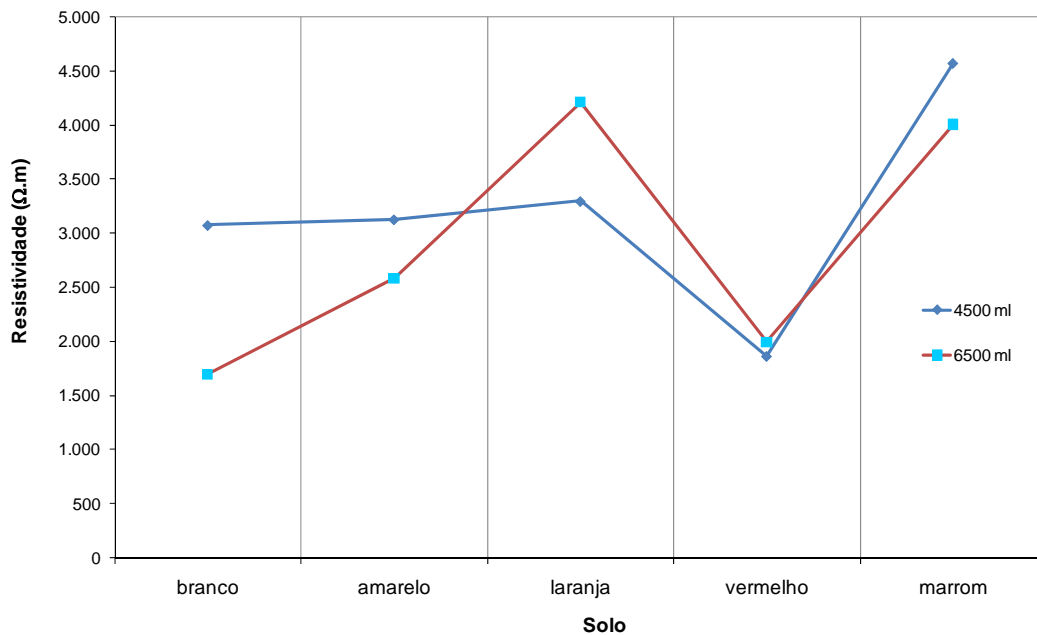


Figura 6.102 – Resistividade elétrica da água percolada nos solos. Percolação de 4.500 ml e 6.500 ml.

6.2.4. Relação entre Resistividade e Sucção

Todos os parâmetros que influenciam a resistividade elétrica dos solos como estrutura, mineralogia e composição, influenciam também a sucção dos solos. Diferentes pesquisadores já tentaram correlacionar essas características (Szabo, 1974; Li e Williams, 2006), mas nenhuma formulação definitiva foi ainda determinada.

As figuras 6.102 a 6.111 apresentam a relação entre o índice de resistividade e a sucção matricial e a sucção total para os solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom. A sucção matricial e a total foram normalizadas pela pressão de entrada de ar dos respectivos solos.

Observa-se que para todos os solos, a relação entre a sucção total e o índice de resistividade apresenta menor dispersão do que a relação entre a sucção matricial e o índice de resistividade. Isto porque para esses solos a sucção osmótica tem valor considerável e os íons dissolvidos na água intersticial da estrutura têm grande influência na condutividade elétrica. Para os gráficos de sucção total foi traçada uma linha de tendência média, para todos os pontos observados. De modo geral, parecem existir 3 trechos lineares para a variação da sucção normalizada e o índice de resistividade. Para valores altos de IR, o valor da sucção é praticamente constante. Após esse trecho de sucção constante, segue um intervalo com decréscimo de IR e decréscimo de sucção e depois, novamente um trecho de valores pequenos de IR e valor de sucção constante.

Li e Williams (2006) relatam a existência de uma relação linear em pelo menos um trecho da curva entre a sucção normalizada pela pressão de entrada de ar e o índice de resistividade de arenitos (Equação 6.15). A relação linear não foi observada para valores altos de saturação e, de acordo com os pesquisadores pode ser justificada pela ocorrência de diferentes tamanhos de poros onde a distribuição de saturação não é bem representada por um fractal.

É evidente a relação entre a resistividade e a sucção nos solos. Tal se ressalta porque parte da dispersão encontrada nos ensaios pode ser decorrente da heterogeneidade do material e as grandezas que estão sendo comparadas (sucção e resistividade) foram determinadas em amostras distintas. Esses resultados corroboram a idéia de que o ensaio de resistividade elétrica pode ser uma ferramenta importante para a caracterização de solos, especialmente solos residuais que apresentam grande heterogeneidade. Além de ser um ensaio não destrutivo, a sua execução é bastante simples.

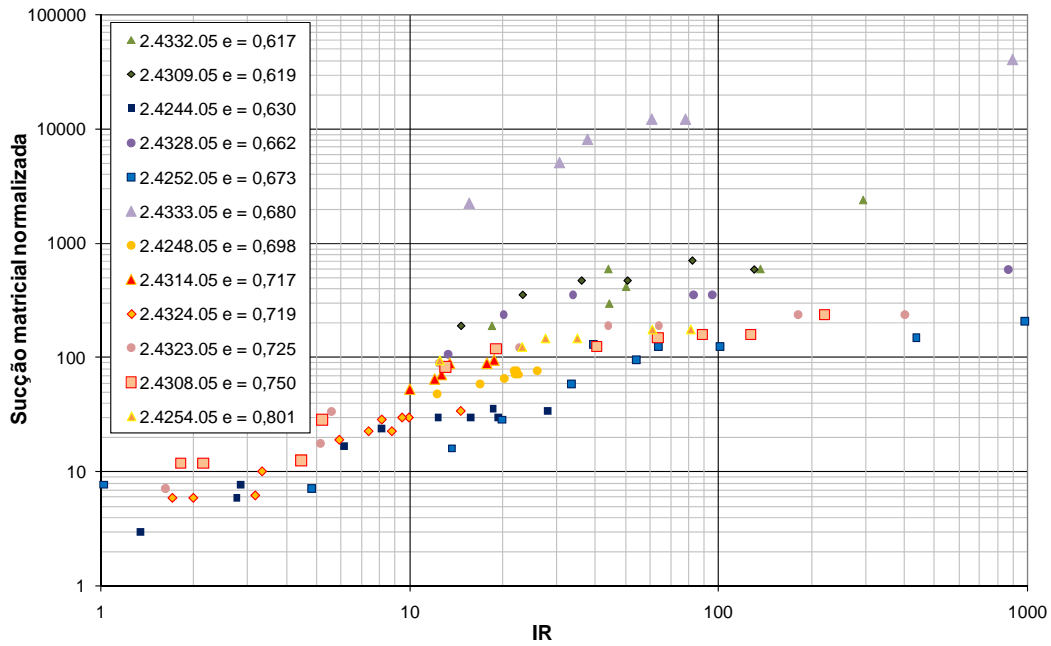


Figura 6.103 – Variação do índice de resistividade com a sucção matricial normalizada para o solo Branco.

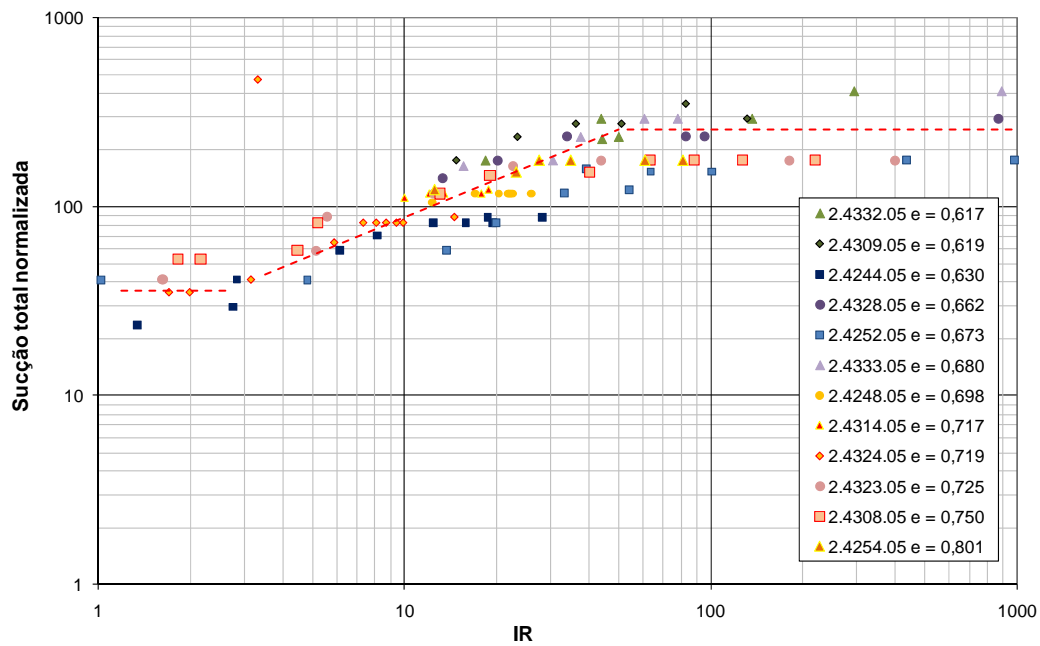


Figura 6.104 – Variação do índice de resistividade com a sucção total normalizada para o solo Branco.

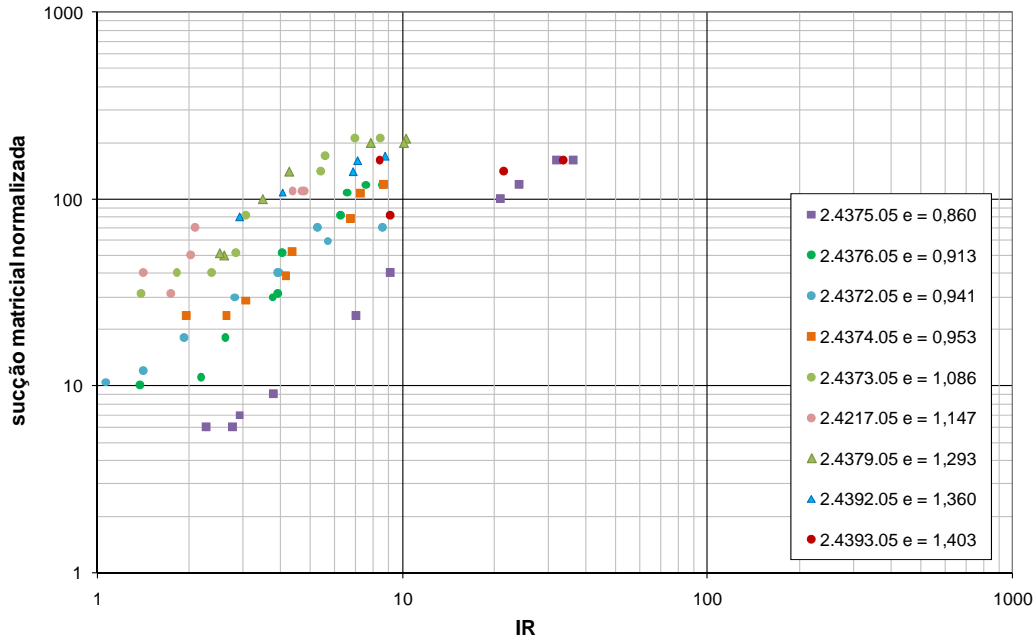


Figura 6.105 – Variação do índice de resistividade com a sucção matricial normalizada para o solo Amarelo.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

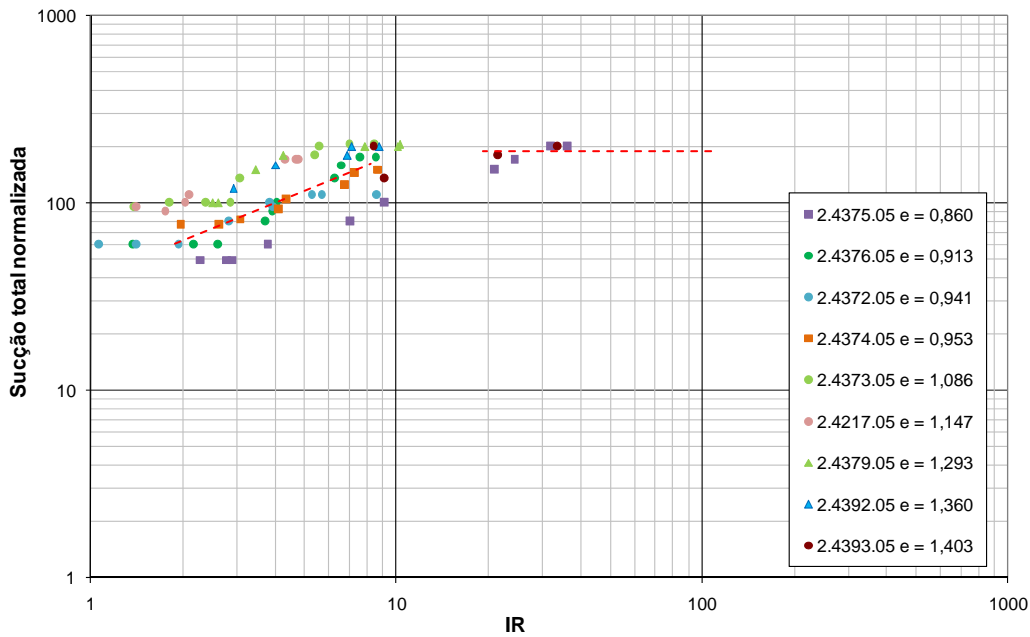


Figura 6.106 – Variação do índice de resistividade com a sucção total normalizada para o solo Amarelo.

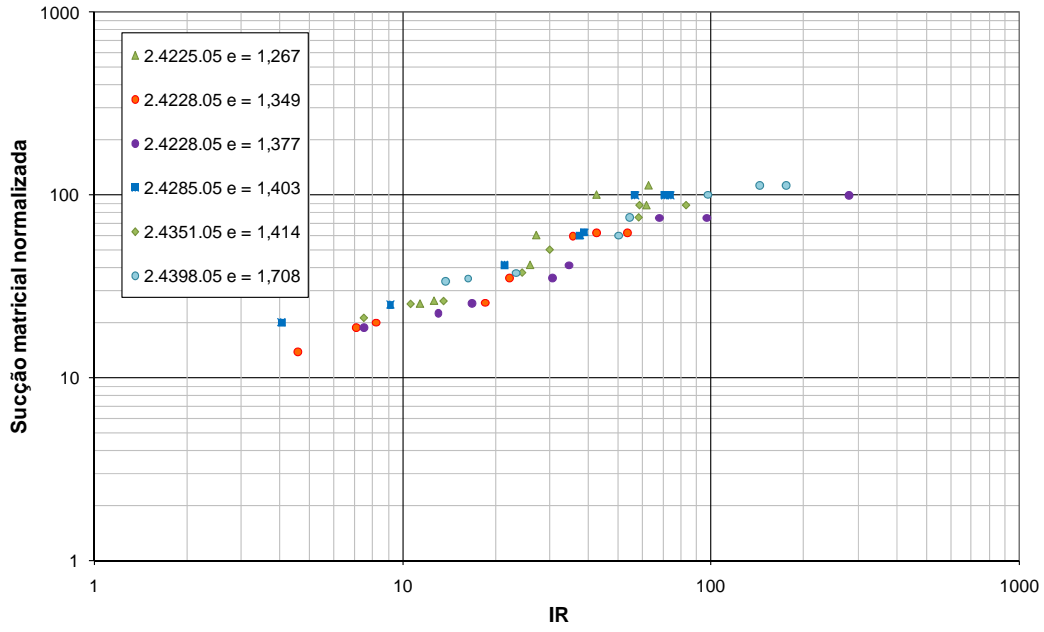


Figura 6.107 – Variação do índice de resistividade com a sucção matricial normalizada para o solo Laranja.

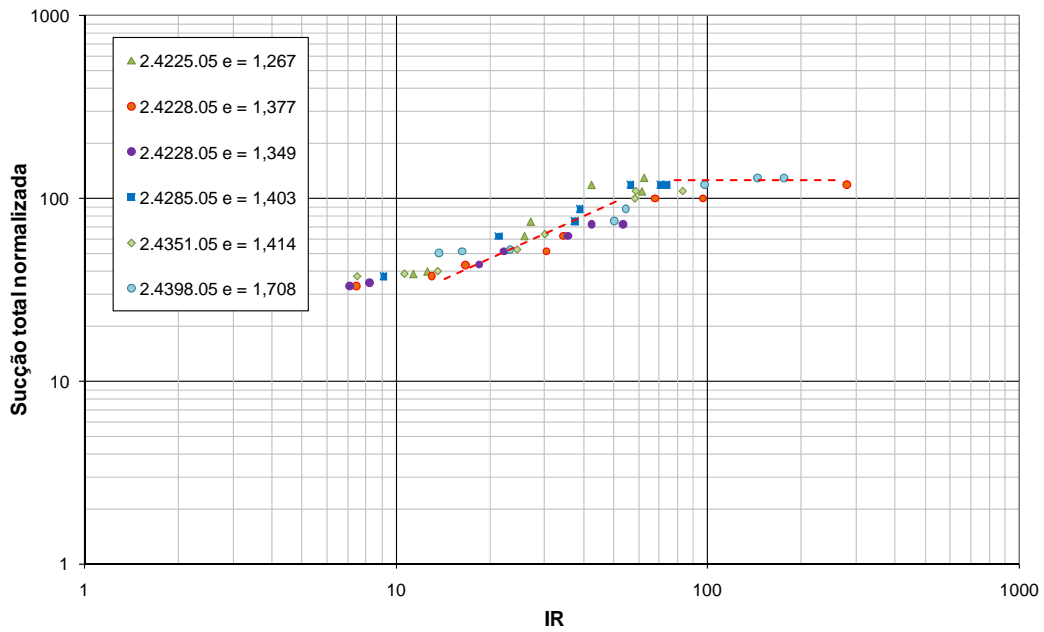


Figura 6.108 – Variação do índice de resistividade com a sucção total normalizada para o solo Laranja.

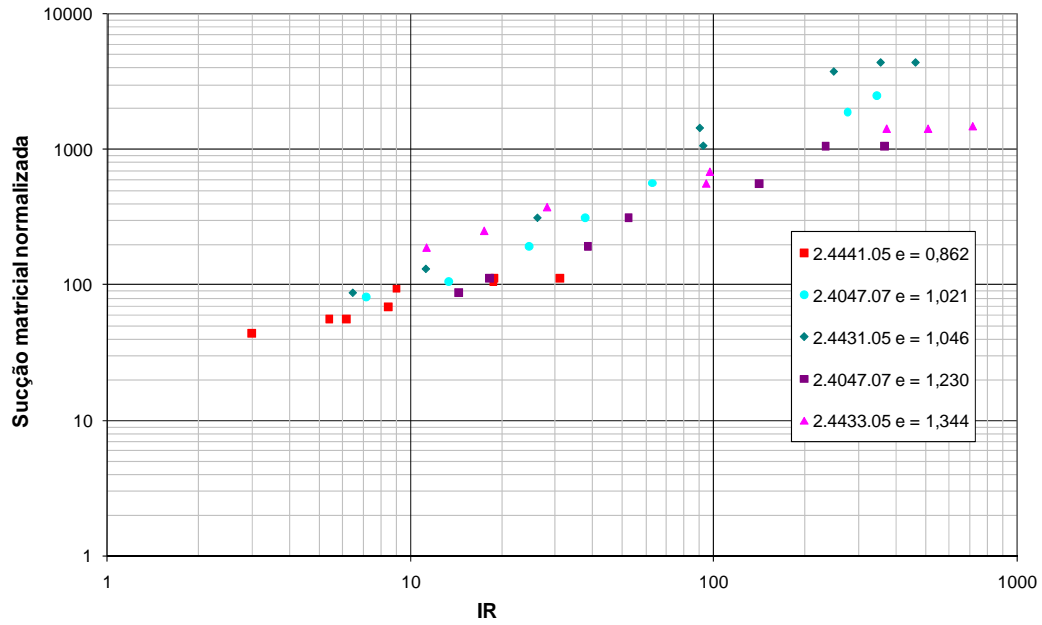


Figura 6.109 – Variação do índice de resistividade com a sucção matricial normalizada para o solo Vermelho.

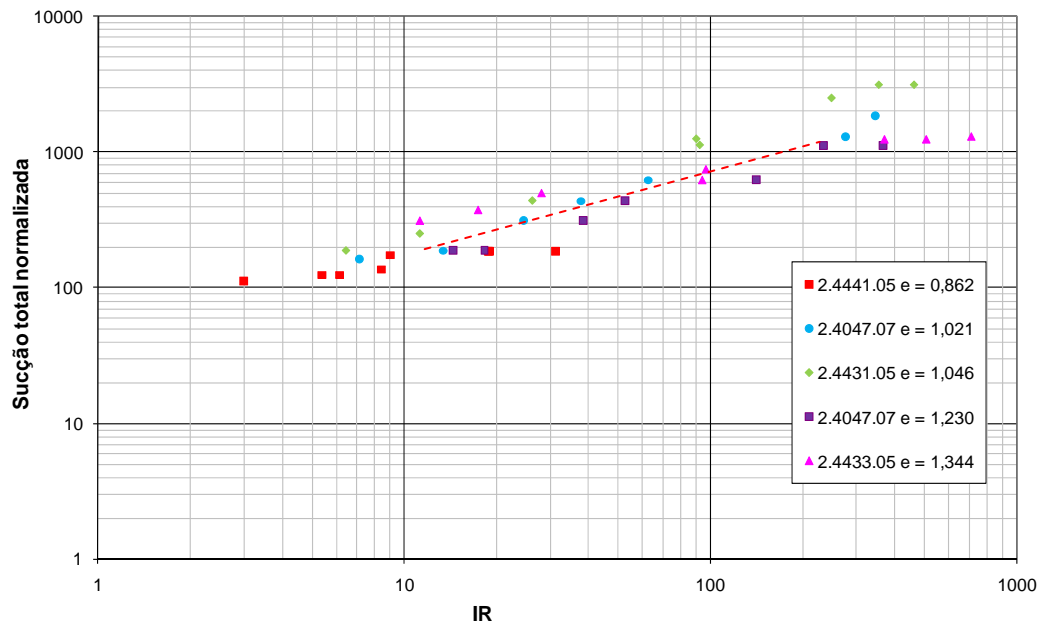


Figura 6.110 – Variação do índice de resistividade com a sucção total normalizada para o solo Vermelho.

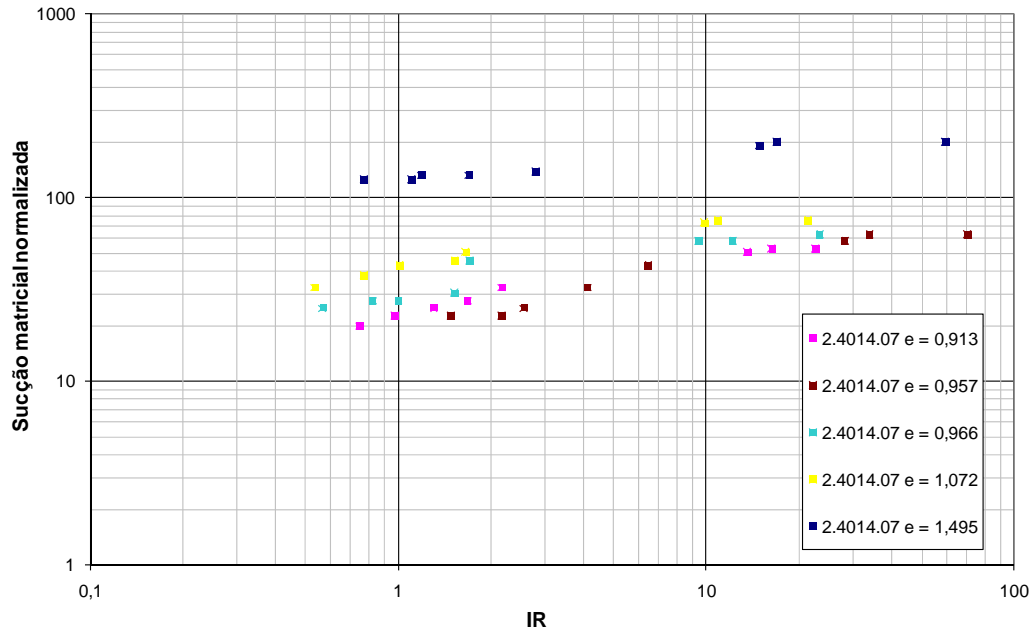


Figura 6.111 – Variação do índice de resistividade com a sucção matricial normalizada para o solo Marrom.

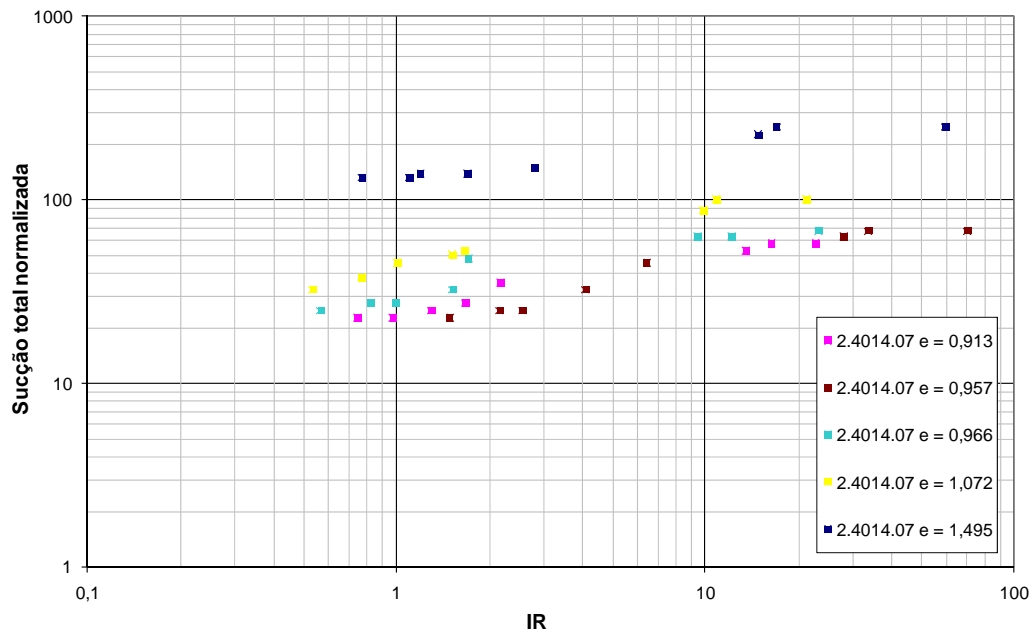


Figura 6.112 – Variação do índice de resistividade com a sucção total normalizada para o solo Marrom.

6.3. Condutividade Hidráulica

Diversos são os métodos propostos para se estimar a curva de condutividade hidráulica de solos não saturados, variando desde testes de campo com medidas de umidade e sucção, até métodos empíricos, que estimam a curva de condutividade a partir da curva característica.

Nos ensaios de laboratório é assumida a validade da lei de Darcy, ou seja, admite-se a proporcionalidade entre a velocidade de fluxo e o gradiente da energia total da água. Os ensaios de laboratório são classificados em métodos de fluxo estacionário (por exemplo, Klute, 1965) e métodos de fluxo transiente (por exemplo, Gardner, 1956; Hamilton *et al.*, 1981; Olson e Daniel, 1981), em função do gradiente hidráulico ser mantido constante ou variar durante a realização do ensaio.

O esquema de um ensaio com aplicação de regime de fluxo estacionário é apresentado na Figura 6.113. O fluxo de água ocorre devido à diferença de energia entre a entrada de água h_{w1} e a saída de água h_{w2} . Com tensiômetros ou (T_1 e T_2 , na figura) colocados a uma distância d_t , o gradiente de energia é dado por:

$$i = \frac{d_t}{(h_{w3} - h_{w4})} \quad \text{(Equação 6.17)}$$

O valor da condutividade hidráulica, para cada valor de sucção, será obtido a partir dos valores de vazão de água e do gradiente hidráulico. O valor da sucção é controlado através do valor da pressão de ar aplicada à amostra.

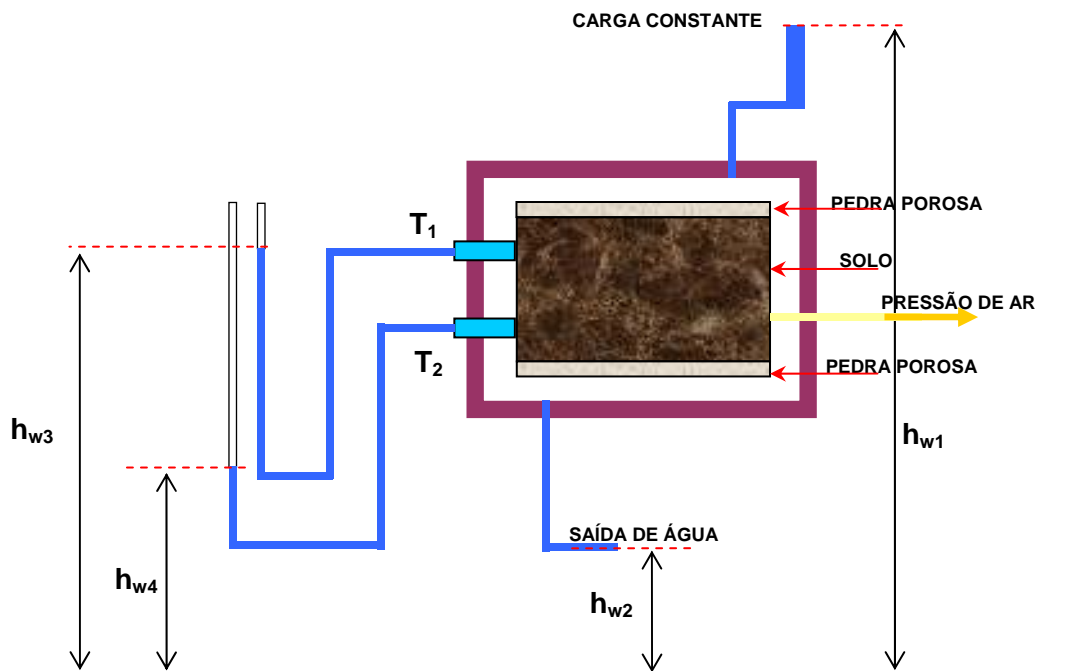


Figura 6.113 – Esquema de laboratório utilizado para a realização de ensaios em regime de fluxo estacionário.

Conforme discutido no Capítulo 2, a permeabilidade não saturada pode também ser estimada a partir da curva característica dos solos e o valor da permeabilidade saturada (e.g. Brooks e Corey, 1964; Mualem, 1976; Gardner, 1958 *apud* Brisson *et al.*, 2002; Vanapalli *et al.*, 2002; van Genuchten, 1980).

No presente trabalho apenas a permeabilidade saturada dos solos foi determinada através do ensaio de carga variável (NBR 14545), cujos resultados são apresentados no item seguinte.

6.3.1. Permeabilidade à Carga Variável

A permeabilidade saturada dos solos estudados foi determinada através de ensaios de carga variável. Foram moldados corpos-de-prova de diâmetro aproximado de 5 e 7 cm e altura aproximada de 10 ou 14 cm. Os corpos-de-prova foram saturados com fluxo ascendente. Na Tabela 6.40 são apresentados os dados dos corpos-de-prova e o valor do coeficiente de permeabilidade obtido.

Tabela 6.40 – Dados do ensaio de permeabilidade à carga variável.

Amostra	Cor	w_i (%)	w_f (%)	h (cm)	d (cm)	ρ (g/cm ³)	Coef. de Permeabilidade (cm/s)
2.4019.07	Marrom	21,9	30,77	10,26	4,98	1,74	$3,15 \cdot 10^{-6}$
2.4434.05	Vermelho	24,3	32,17	13,49	7,25	1,69	$3,38 \cdot 10^{-5}$
2.4031.07	Laranja	19,8	40,49	10,19	4,98	1,51	$1,04 \cdot 10^{-5}$
2.4046.07	Amarelo	22,1	35,86	10,22	4,99	1,65	$2,82 \cdot 10^{-5}$
2.4420.05	Branco	16,3	22,58	14,45	7,31	1,73	$3,18 \cdot 10^{-5}$

A permeabilidade dos solos depende de vários fatores tais como (e.g. Das, 1983):

- Formato e tamanho das partículas do solo;
- Estrutura do solo;
- Índice de vazios;
- Grau de saturação;
- Composição das partículas de solo;
- Propriedades do fluido percolante.

A permeabilidade é diretamente proporcional ao índice de vazios do solo. Uma relação entre índice de vazios, estrutura e coeficiente de permeabilidade pode ser exemplificada por solos residuais e solos evoluídos pedologicamente que apresentam estruturas com macroporos, pelos quais a água percola com maior facilidade. Nesses solos, ainda que as partículas sejam pequenas, os vazios entre os aglomerados de partículas são grandes e é por eles que a água flui (Pinto, 2000). Um solo em condições estruturais diferentes como natural, compactada e remoldada apresenta comportamento distinto frente à permeabilidade. Vargas (1978 *apud* Futai, 2002) obteve permeabilidades maiores em solos na condição compactada que no estado natural.

A permeabilidade de solos residuais não é função apenas do índice de vazios, mas também da cimentação, ligação e distribuição e tamanho de poros. Futai (2002) analisou dados de coeficiente de permeabilidade de 12 solos tropicais e identificou quatro faixas distintas de comportamento:

I – Solos porosos argilosos, típicos do horizonte B, têm menor permeabilidade que solos do horizonte C com mesmo índice de vazios. O IP é, em geral, maior que 25% e apresentam porcentual de argila maior que 50%;

II – Solos saprolíticos, de horizonte C, micáceos, com predominância da fração silte e IP menor que 20%;

III – Solos saprolíticos arenosos, de horizonte C, não plásticos e com baixos teores de argila (inferior a 20%);

IV – Comportamento particular apresentado por solos residuais de granito da Estrada do Soberbo, de horizonte C saprolítico e solo coluvionar, ambos arenosos.

Na Figura 6.114 são apresentados os grupos identificados por Futai (2002) e também estão inseridos os resultados de permeabilidade dos solos estudados (pontos coloridos no gráfico). Na legenda do gráfico, LP são solos residuais de leptinito, GN são solos residuais de gnaisse e GR são solos residuais de granito.

Os solos Marrom e Laranja situam-se próximos à faixa IV indenticada por Futai (2002), o solo Amarelo situa-se no grupo III e os solos Branco e Vermelho apresentam permeabilidade superior aos dos solos citados por aquele pesquisador. Ou seja, apesar de pertencerem ao mesmo perfil e terem a mesma origem, os solos estudados ficam inseridos em grupos distintos identificados por Futai (2002). Por isso esse gráfico de comportamento de permeabilidade não é razoável para solos de origem granito-gnaisse.

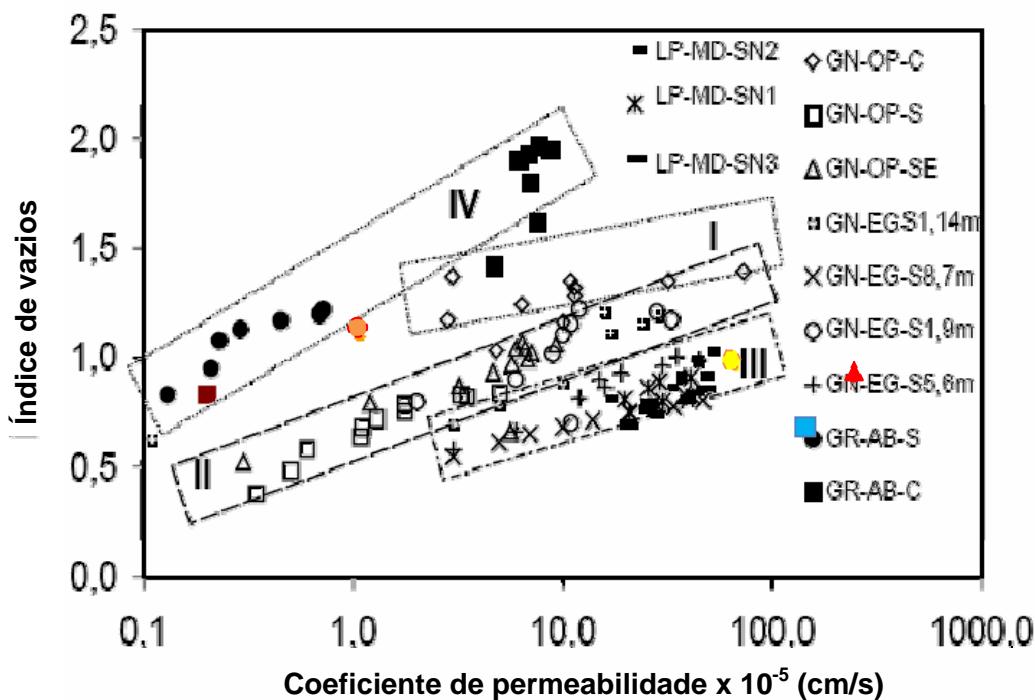


Figura 6.114 – Variação da permeabilidade com o índice de vazios (Futai, 2002).

6.4. Conclusões

As curvas de retenção determinadas através do papel filtro mostram que o solo Marrom apresenta os maiores valores de sucção para um dado grau de saturação, seguido pelo solo Vermelho, Laranja, Amarelo e Branco. Este comportamento é esperado devido ao seu maior grau de intemperismo. O solo Vermelho e o solo Marrom apresentam a curva de retenção em forma de “sela”. Esse formato é peculiar de solos residuais intemperizados que apresentam poros entre partículas e poros entre agregados de partículas, fazendo com que o valor de entrada de ar nestas estruturas seja duplo ou triplo.

Conforme pode ser visto no Capítulo 5, (Figura 5.8) resultado do ensaio de porosimetria, a distribuição do diâmetro dos poros para o solo Marrom se dá na forma bi-modal, ou seja, existe uma concentração de poros em dois diâmetros muito distintos, isto também pode explicar o formato de “sela” da curva característica.

Foram comparadas as curvas de sucção matricial obtidas através dos ensaios de porosimetria e papel filtro (Figuras 6.45 a 6.49). Observa-se uma diferença entre as curvas obtidas a partir dos dois ensaios, explicada principalmente pela diferença entre os líquidos molhantes e o princípio de cada ensaio. O comportamento bi-modal, apresentado pelo solo Marrom na sua curva de retenção obtida pela técnica do papel filtro, também foi observado na curva obtida através do ensaio de porosimetria.

Quanto mais intemperizado é o solo, maior é a sucção osmótica apresentada. No entanto, mesmo para o solo Branco os valores de sucção encontrados são bastante altos (Figura 6.26).

As propriedades de resistividade elétrica dos solos apresentam boas correlações com outras características dos solos, tais como índice de vazios e estrutura, mineralogia e tamanho de grãos, índice de intemperismo e sucção.

A resistividade dos solos diminui com o aumento do grau de saturação do material e aumenta com o aumento do índice de vazios. Ou seja, a presença de água favorece a condutividade elétrica e a presença de vazios prejudica a condutividade elétrica. Materiais estruturados também dificultam a passagem de corrente elétrica, enquanto que o estado desestruturado a favorece. Ensaio realizados em amostras cimentadas artificialmente mostram que o aumento do teor de cimento e tempo de cura aumentam a resistividade dos corpos-de-prova

(Liu *et al.*, 2007), ou seja, o ensaio de resistividade realizado em amostras indeformadas e amolgadas pode indicar a existência de cimentação na estrutura dos solos.

Os valores de resistividade, de amostras deformadas e indeformadas, determinados para o grau de saturação de 85% apresentaram boa concordância com os índices de intemperismo ba e ba_1 , apresentando-se como uma alternativa para a classificação de solos residuais de rochas ácidas. Esses valores de resistividade também apresentaram boa correlação com a quantidade de sílica e de óxido de alumínio, fato que corrobora a influência da intemperização na resistividade elétrica.

Embora tanto as amostras deformadas como as amostras indeformadas tenham apresentado boa correlação com os parâmetros de intemperização, a relação entre elas é inversa. Enquanto para as amostras deformadas a composição dos solos é a influência principal na resistividade (por exemplo, quanto maior o teor de sílica, mais resistivo é o solo, e a sílica é um conhecido material não condutor), nas amostras indeformadas a estrutura exerce um controle considerável na passagem ou não da corrente elétrica. Por exemplo, o solo Branco, menos intemperizado e com maior teor de sílica, é mais condutor no grau de saturação 85% do que os demais solos. Ou seja, o comportamento do solo estruturado é totalmente diferente do comportamento do solo desestruturado.

A pressão de sucção e a resistividade elétrica são função dos mesmos parâmetros: grau de saturação, estrutura, mineralogia e composição. Diante dessa similaridade é esperada uma boa relação entre essas grandezas. Observou-se a mesma tendência geral de comportamento para a variação da sucção normalizada com o índice de resistividade para os cinco grupos de solos estudados. Para valores altos de IR, o valor da sucção normalizada é praticamente constante. Após esse intervalo de sucção constante, segue um trecho linear com decréscimo de IR e decréscimo de sucção e depois, novamente um segmento de valores pequenos de IR e valor de sucção constante. Os trechos com sucção constante não são observados em todos os solos, provavelmente pela ausência de dados, mas a razão linear com decréscimo de IR e de sucção é sempre observada. A existência de distintos trechos lineares pode estar relacionada à ocorrência de diferentes tamanhos de poros no material. Devido aos altos teores de sucção osmótica presente nos

solos, obteve-se uma melhor correlação dos valores de resistividade com os valores de sucção total do que com os valores de sucção matricial dos solos.

A determinação da curva característica de resistividade dos solos pode se tornar uma ferramenta útil na classificação de solos residuais. O ensaio pode ser executado em todos os corpos-de-prova que serão ou foram utilizados em outros ensaios de resistência, permeabilidade ou compressibilidade, pois se trata de um ensaio não destrutivo e de simples execução.

7 Compressibilidade

A avaliação da colapsibilidade e expansão de solos não saturados em laboratório é realizada, normalmente, por meio de ensaios edométricos. Esses ensaios também são utilizados na obtenção de parâmetros de deformabilidade (E_{oed} , C_c ou λ , C_s ou κ) e a tensão de escoamento (σ_{vm}) a serem utilizados em modelos constitutivos, bem como para a identificação das deformações específicas de colapso (ε_c) ou expansão (ε_e). Esses parâmetros, nos solos residuais, podem ser mascarados por características como cimentação e estrutura.

Buscando-se entender a história de tensões e avaliar parâmetros de compressibilidade dos solos residuais, os trabalhos de laboratório contemplaram a execução de ensaios de adensamento com corpos de prova indeformados inundados nos solos ao longo do perfil e não saturados no Solo Marrom. Nos próximos itens esses ensaios são apresentados e discutidos.

7.1. Ensaio de Adensamento Inundado em Amostras Indeformadas

A realização dos ensaios de adensamento inundado faz parte da tese de Ligocki (2008), onde os parâmetros de compressibilidade e demais informações sobre os solos Branco, Amarelo, Laranja e Vermelho podem ser encontrados. No presente trabalho os resultados são apresentados com o objetivo de se identificar a tensão de cedência dos solos. Ainda o comportamento observado no ensaio com o solo Marrom inundado será comparado com o comportamento de compressibilidade do mesmo solo não-saturado.

Os ensaios foram conduzidos em células de adensamento do tipo anel fixo, com drenagem dupla. As prensas utilizadas, procedentes do fabricante italiano *Controls*, possuem um sistema de carregamento frontal, sendo possível executar ensaios com pressões de até 9060 kPa (corpos de prova de 50 mm de diâmetro). Uma vista geral das prensas utilizadas nesta pesquisa está na Figura 7.1.



Figura 7.1 – Vista geral das prensas de adensamento.

Neste trabalho as amostras indeformadas foram carregadas em estágios de 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280, 2560 e 5120 kPa. Os corpos de prova foram inundados imediatamente após a aplicação da pré-carga de 10 kPa. Todos os estágios dos ensaios foram mantidos por no mínimo 24 horas. Esse período mostrou-se suficiente para o desenvolvimento do adensamento primário dos corpos de prova. As leituras da variação de altura foram efetuadas em relógios comparadores, nos tempos de 8 s, 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 5 min, 10 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h e 24 h após a aplicação da carga. Após a pressão máxima ter sido alcançada, procedeu-se ao descarregamento em estágios de 2560, 1280 e 320 kPa. Apenas para o solo Vermelho o ensaio atingiu 1280 kPa e o descarregamento foi realizado nos estágios de 640, 320, 160 e 80 kPa.

Na Tabela 7.1 são apresentados dados dos corpos-de-prova ensaiados. Os índices físicos dos corpos-de-prova estão condizentes com os resultados obtidos da caracterização das amostras.

Tabela 7.1 – Parâmetros obtidos dos ensaios de adensamento inundado em amostras indeformadas.

Parâmetros / Amostra	Branco 2.4202.05	Amarelo 2.4021.05	Laranja 2.4017.05	Vermelho 2.4047.07	Marrom 2.4117.05
Densidade inicial (g/cm³)	1,69	1,68	1,58	1,63	1,64
Densidade seca inicial (g/cm³)	1,55	1,43	1,16	1,29	1,32
Índice de vazios inicial (e₀)	0,69	0,89	1,37	1,13	1,05
Massa específica real (g/cm³)	2,70	2,71	2,74	2,73	2,70
Teor de umidade inicial (%)	7,3	17,3	36,6	26,5	24,6
Grau de saturação inicial (%)	27,8	52,8	73,5	64,3	64,1
Índice de compressão C_c	0,12	0,27	0,73	0,45	0,60
Índice de expansão C_s	0,02	0,04	0,04	0,003	0,07

A Figura 7.2 apresenta a relação entre o índice de vazios e o logaritmo da pressão efetiva dos ensaios de adensamento. As curvas dos corpos de prova indeformados apresentam um trecho inicial em que o comportamento do material é mais rígido. À medida que a tensão vertical aumenta, ocorre uma transição em direção a um possível trecho de carregamento virgem.

A diferença entre os valores de índice de vazios inicial prejudica a análise conjunta dos dados, por isso na Figura 7.3 os resultados são apresentados em função da deformação volumétrica normalizada, que é definida por:

$$\varepsilon_{vN} = \frac{\Delta e / (1 + e_0)}{e_0 / (1 + e_0)} = \frac{\Delta e}{e_0} \quad \text{(Equação 7.1)}$$

Observa-se que o solo que apresenta menor variação volumétrica normalizada é o solo Branco. Os demais solos apresentam comportamento similar. Apesar do solo Vermelho não ter sido carregado até pressões maiores, o início da sua curva é bastante parecida com a curva do solo Laranja. Esses dois solos são os que apresentam uma quebra de rigidez mais acentuada, a qual se manifesta logo no início da curva. O solo Marrom apresenta uma queda acentuada somente após 1.000 kPa. Os solos Branco e Amarelo têm comportamento mais linear, sem uma mudança de comportamento brusca, fato característico de solos menos intemperizados. Provavelmente a reta virgem desses dois materiais não foi alcançada com o nível de tensão aplicado no ensaio.

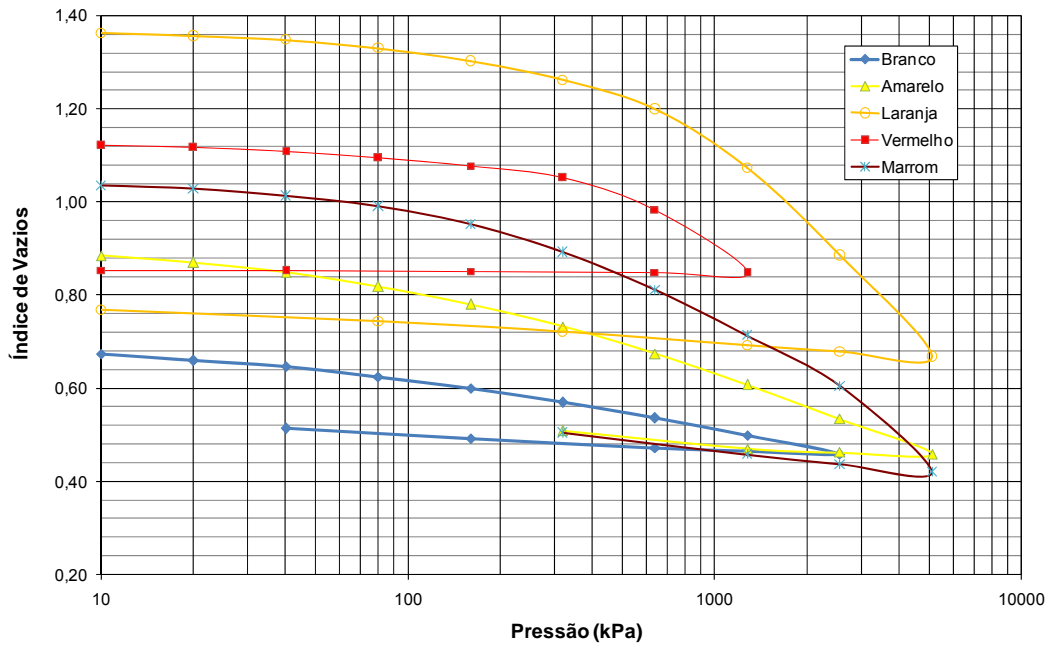


Figura 7.2 – Amostras indeformadas. Índice de vazios *versus* log pressão efetiva. Ensaio inundado.

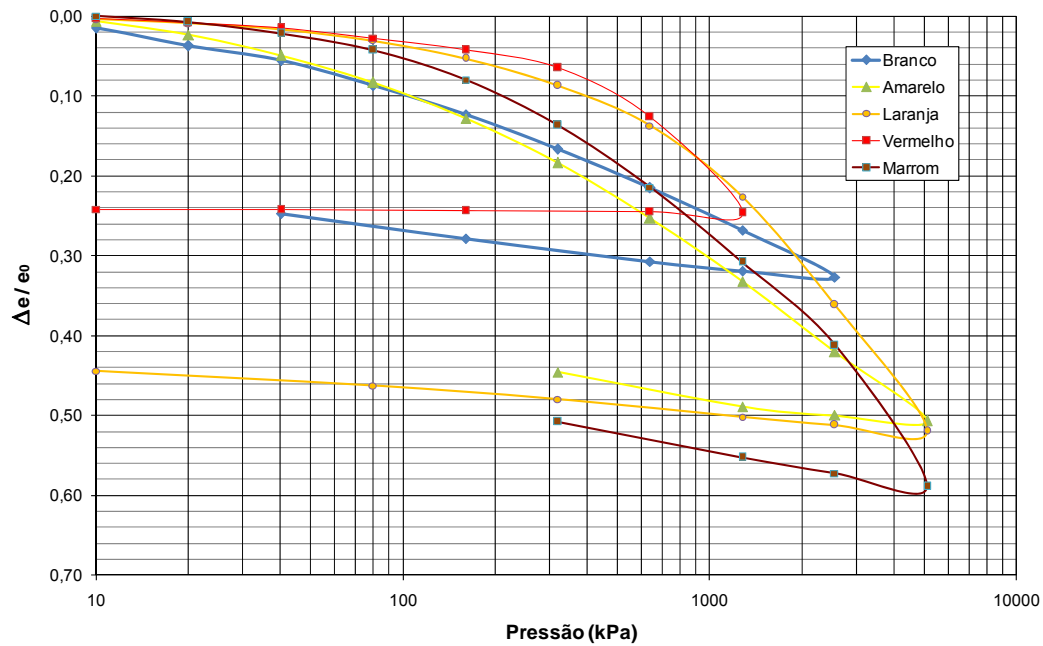


Figura 7.3 – Amostras indeformadas. Deformação volumétrica normalizada *versus* log pressão efetiva. Ensaio inundado.

O índice de compressão dos solos é maior para o solo Laranja, que apresenta um C_c de 0,73. O menor índice de compressão é do solo Branco, com C_c igual a 0,12, seguido do solo Amarelo com um C_c de 0,266. O solo Vermelho e o solo Marrom apresentam índices de compressão iguais a 0,451 e 0,6, respectivamente. Ou seja, há um aumento claro da rigidez com a profundidade.

O índice de expansão C_s (ou de descompressão) foi calculado com base na pressão máxima e no último estágio do descarregamento. Esse parâmetro é igual a 0,02 para o solo Branco e aumenta com o intemperismo, sendo igual a 0,07 para o solo Marrom. Esse fato mostra-se condizente com a mineralogia dos materiais. O solo Vermelho, no entanto, não apresentou expansão após o alívio de carga, o que pode estar relacionado a uma quebra da estrutura. Não observa-se relação entre os parâmetros de compressão e expansão.

Futai (2002) realizou ensaios de compressão edométrica em um perfil de solos residuais de gnaiss migmatizados, coletados na Bacia do Rio Maracujá (Ouro Preto, MG). Os parâmetros de compressão e expansão obtidos por esse pesquisador estão listados na Tabela 7.2. Apesar da variação do índice de vazios, que interfere na interpretação dos resultados, observa-se um aumento da rigidez com a profundidade, com exceção para o solo de 7 metros de profundidade. Os valores de C_c de Futai (2002) apresentam menor variação do que os valores obtidos no presente trabalho, mas a ordem de grandeza do parâmetro é comparável. Também nestes dados não há uma relação clara entre o índice de compressão e o de expansão dos solos.

Tabela 7.2 – Parâmetros de compressão edométrica (Futai, 2002).

Prof. (m)	C_c	C_s	e_0
exposto	0,33	0,03	1,25
1	0,44	0,03	1,34
2	0,41	0,05	1,02
3	0,27	0,05	0,88
4	0,29	0,04	0,93
5	0,30	0,05	0,88
6	0,28	0,03	0,90
7	0,42	0,04	1,05

As curvas de compressibilidade obtidas por Futai (2002) encontram-se reproduzidas juntamente com as curvas do presente trabalho na Figura 7.4. Os resultados de Futai (2002) estão traçados em preto e referem-se aos solos de profundidades 2, 4, 6 e 7 m, e exposto. Apesar da grande diferença entre os índices de vazios iniciais dos corpos-de-prova, observa-se que, de modo geral, os solos de Ouro Preto são menos rígidos que os da presente tese e a inflexão da curva ocorre para valores de pressão também inferiores.

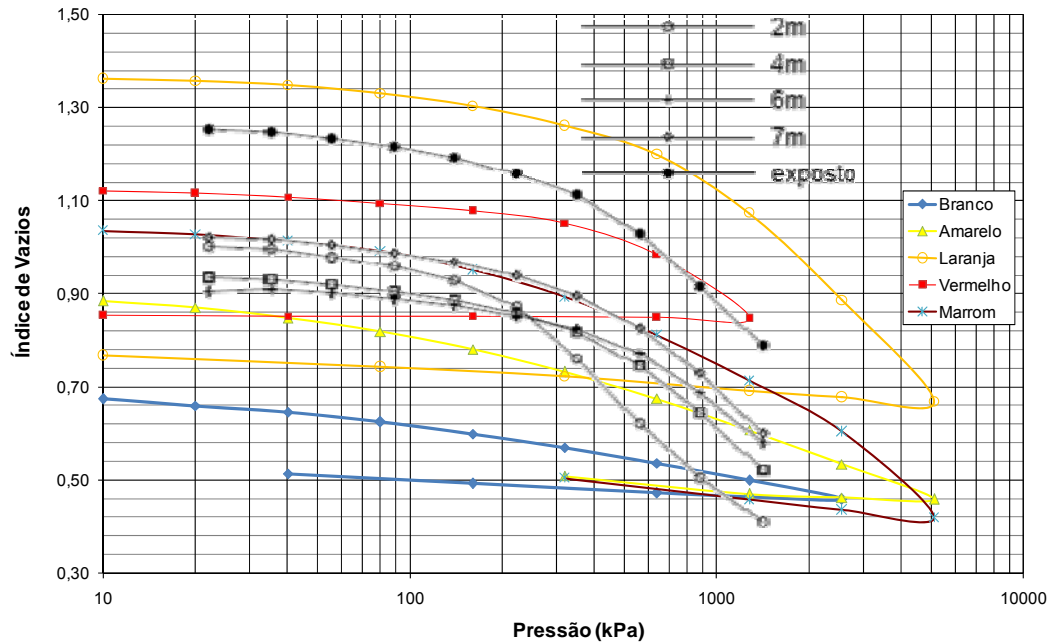


Figura 7.4 – Comparação entre as curvas de compressão obtidas no presente trabalho e as curvas obtidas de um perfil de solos residuais de gnaiss de Ouro Preto-MG (Futai, 2002).

A Figura 7.5 mostra curvas de compressão de um mesmo perfil de solo residual gnaiss de Machados-PE, designado por Espinhaço da Gata, obtidas por Souza Neto (1998 *apud* Futai, 2002), juntamente com as curvas do presente trabalho. Souza Neto apresenta três curvas, sendo o solo menos profundo (1,9 m) maduro e os outros dois (5,6 m e 8,7 m), jovens. As tensões de cedência desses solos de Pernambuco, assim como dos solos de Ouro Preto, são inferiores aos dos solos aqui estudados.

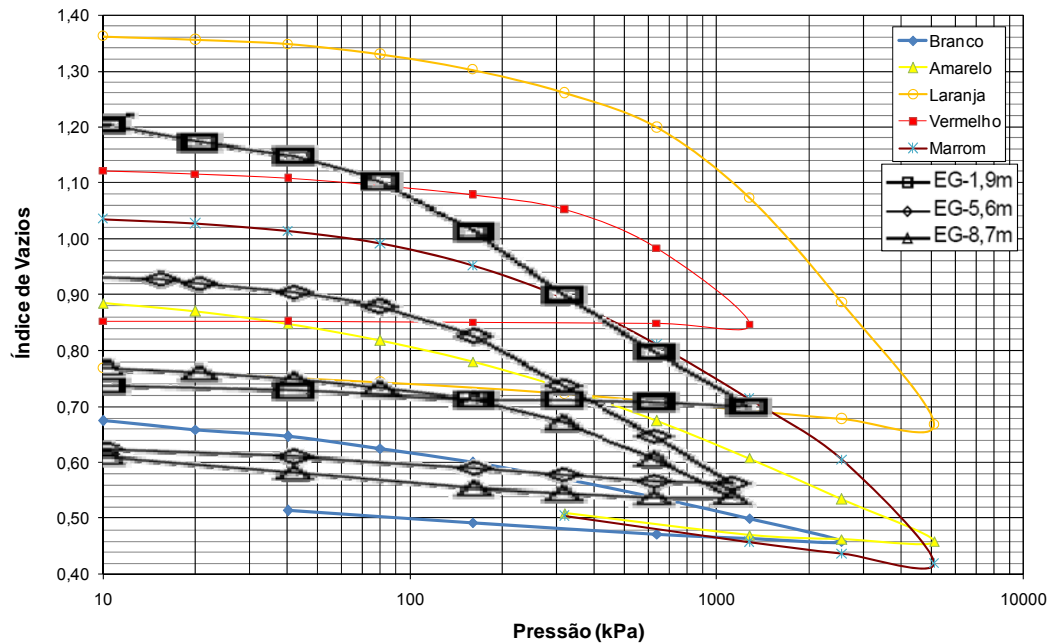


Figura 7.5 – Comparação entre as curvas de compressão obtidas no presente trabalho e as curvas obtidas de um perfil de solos residuais de gnaiss de Espinhaço da Gata-PE (Souza Neto, 1998 *apud* Futai, 2002).

Em relação à compressão dos solos, alguns pesquisadores citam correlações aceitáveis entre o índice de compressão e o índice de vazios inicial, para solos de mesma origem (Sowers, 1963; Souza Pinto *et al.*, 1993, *apud* Souza Neto *et al.*, 2001, Futai, 2002). A Figura 7.6 apresenta a relação entre o índice de vazios inicial e o índice de compressão dos corpos-de-prova ensaiados. O fator de correlação resultou igual a 0,878.

Futai (2002) reuniu valores de índice de compressão e índice de vazios de ensaios edométricos dos solos de origem Gnáissica (GN-), Granítica (GR-) e Liptinítica (LP-) de Ouro Preto (OP), Espinhaço da Gata (EG), Madureira (MA) e Morro Dona Marta-RJ (DM- sendo alguns “coluvionares” (-C) ou saprolíticos (-S). Esses dados estão representados juntamente com os dados do presente trabalho na Figura 7.7. Aparentemente não há uma tendência definida para a variação do coeficiente de compressibilidade, C_c , de acordo com a gênese dos solos, sendo que o mesmo mostra apenas uma tendência geral de aumentar com o índice de vazios inicial. Mas, a linha de tendência observada por Futai (2002), em preto na figura, não representa bem a variação encontrada para os solos deste trabalho.

A mudança de rigidez dos solos residuais é função da resistência entre partículas do solo e da interligação dos minerais (Futai, 2002). E, nos solos residuais, é possível ajustar duas retas definindo patamares de escoamento na

curva índice de vazios versus logaritmo da pressão, justificadas pela influência da estrutura (Futai, 2002). Nas figuras 7.8 a 7.12 são apresentadas as curvas de índice de vazios *versus* pressão vertical obtidas do ensaio edométrico com a identificação dos pontos onde se iniciam patamares lineares. Esses pontos são indicados por setas vermelhas.

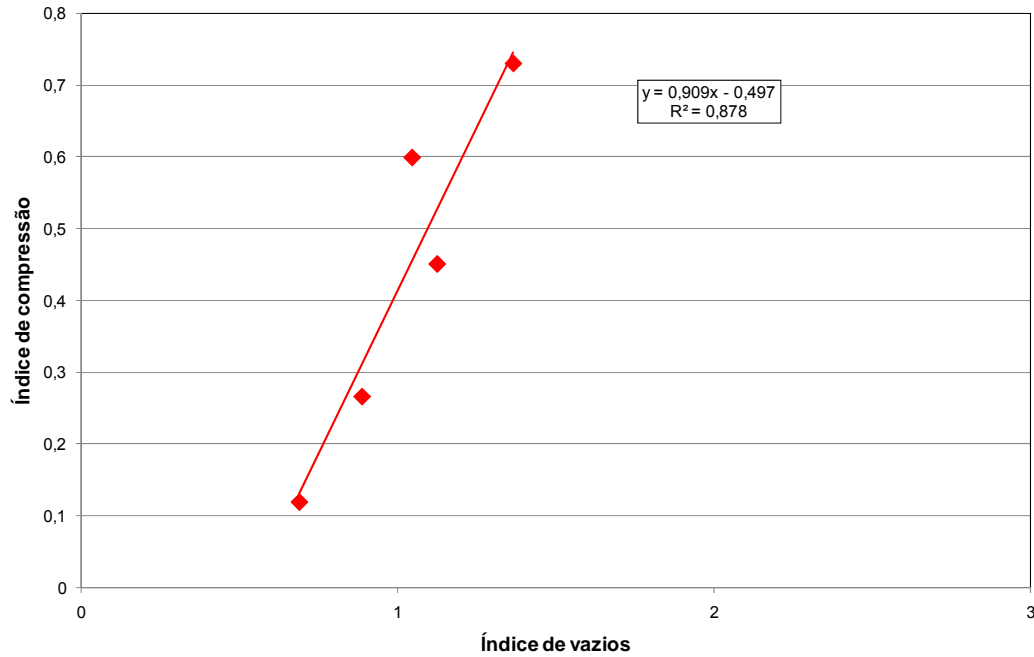


Figura 7.6 – Relação entre o índice de vazios inicial dos corpos-de-prova e o índice de compressão.

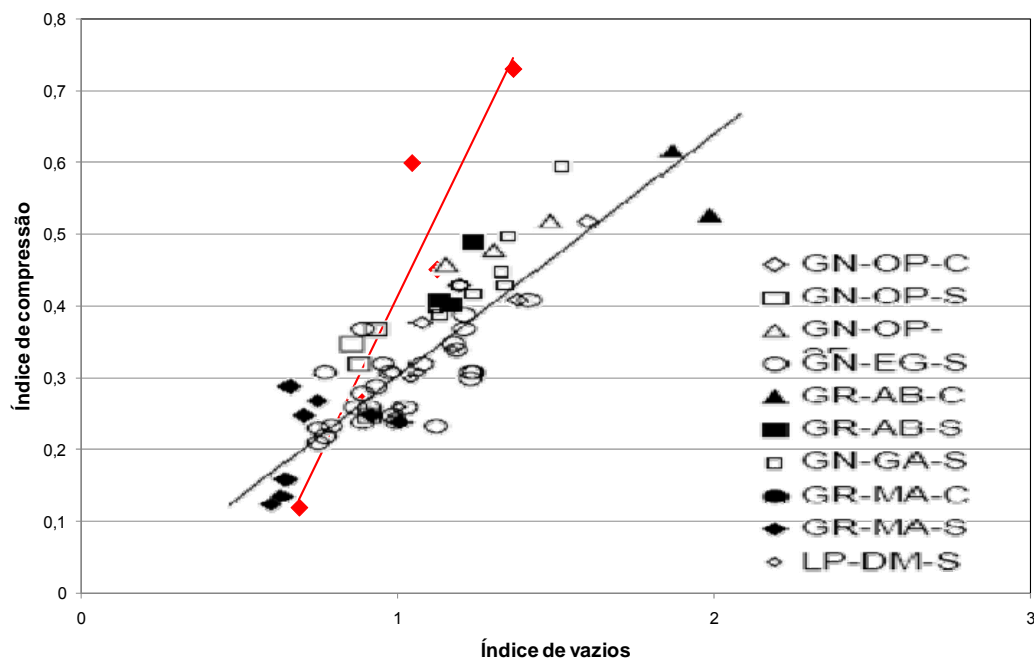


Figura 7.7 – Correlação geral entre o índice de compressão e o índice de vazios (Futai, 2002).

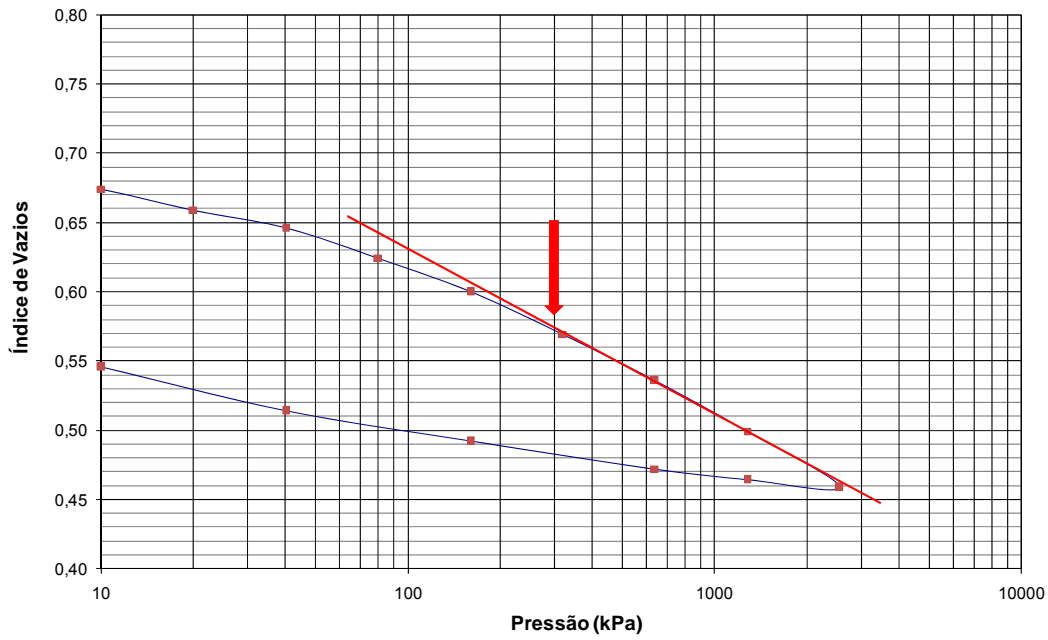


Figura 7.8 – Pontos de escoamento do solo Branco.

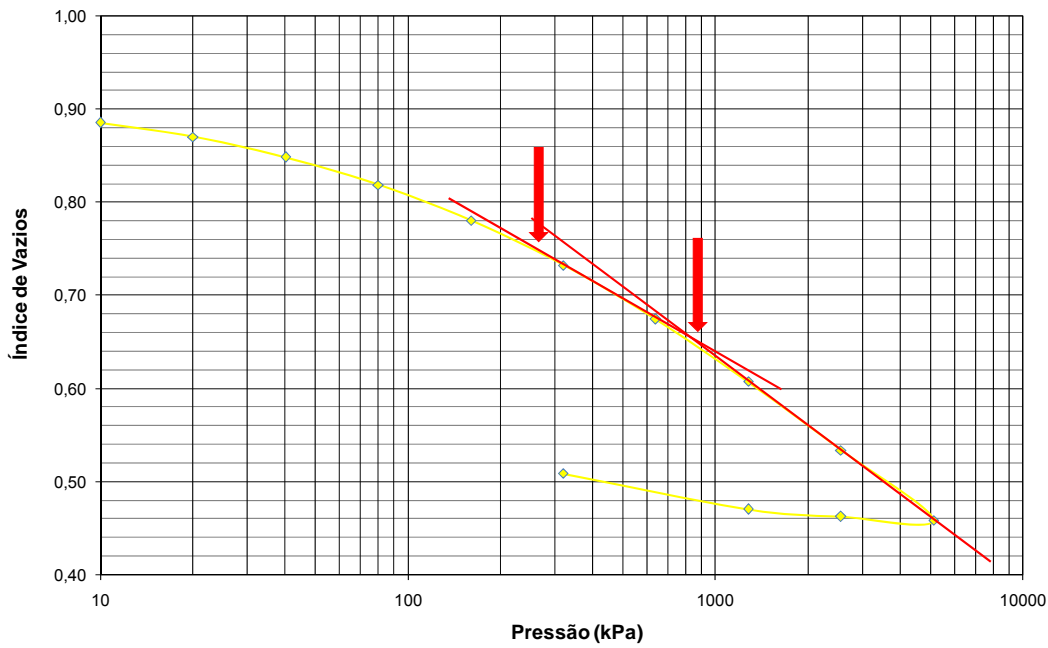


Figura 7.9 – Pontos de escoamento do solo Amarelo.

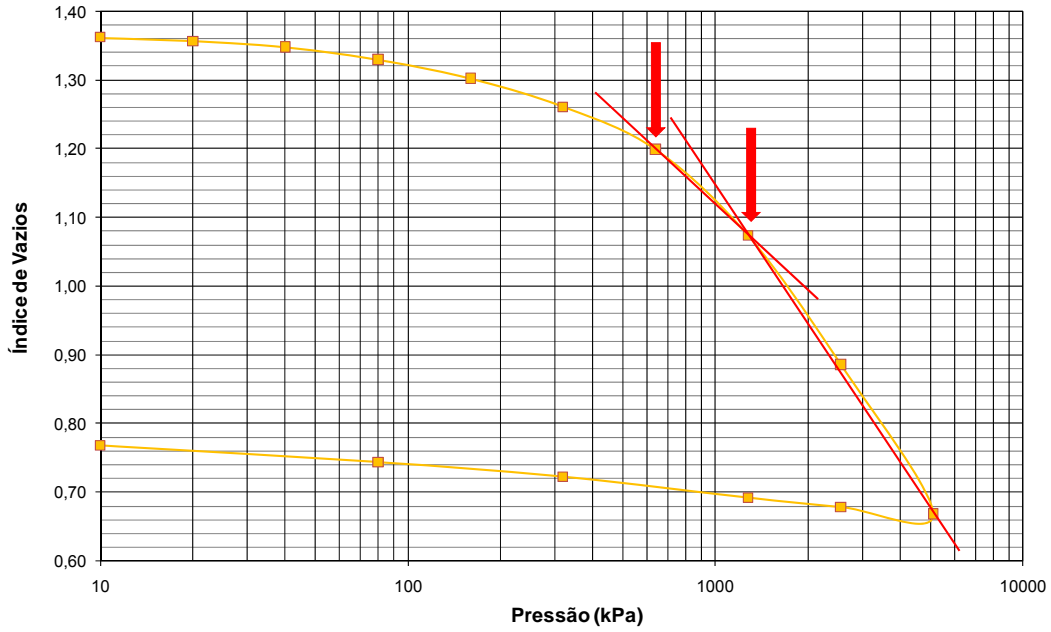


Figura 7.10 – Pontos de escoamento do solo Laranja.

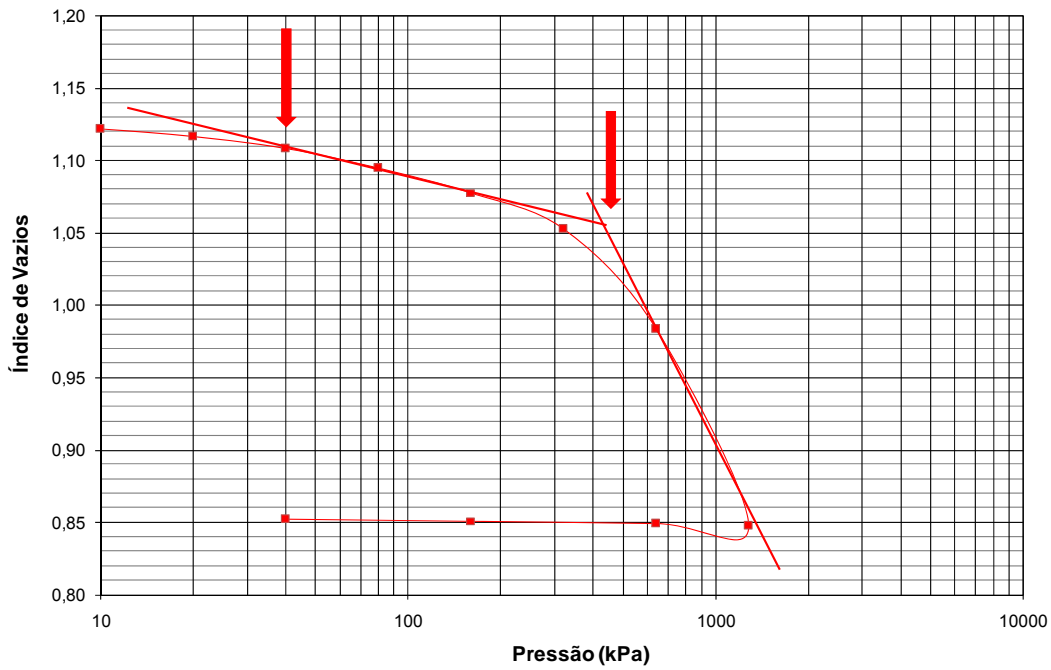


Figura 7.11 – Pontos de escoamento do solo Vermelho.

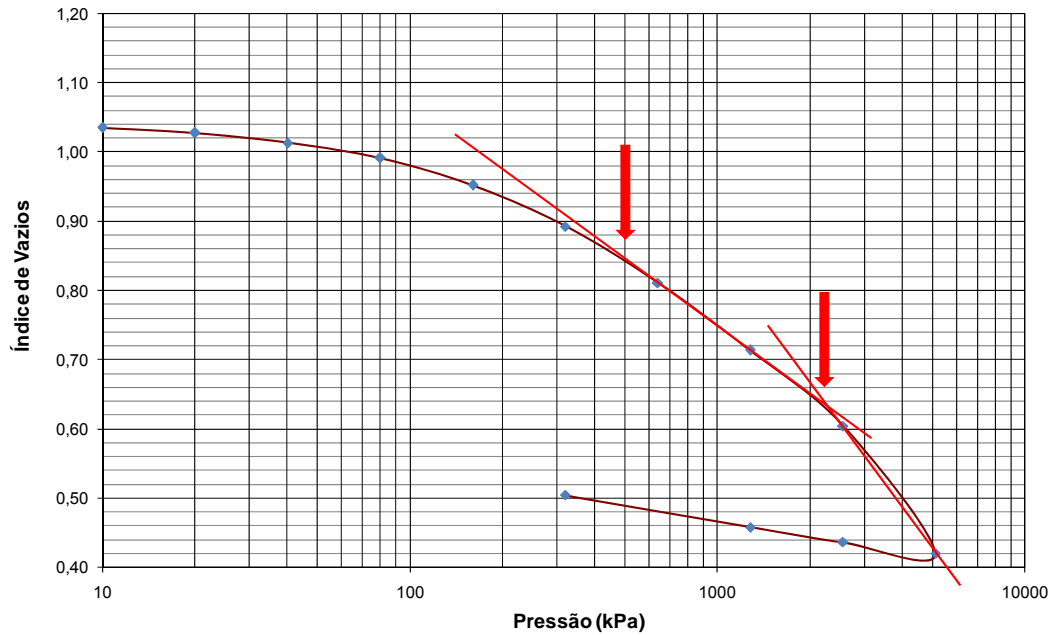


Figura 7.12 – Pontos de escoamento do solo Marrom.

A Tabela 7.3 resume os dados obtidos dos gráficos de índice de vazios versus pressão vertical dos solos estudados. Estão listados na tabela os valores de tensão de cedência determinados pelo Método de Pacheco Silva e os pontos de inflexão mostrados nos gráficos pelas setas vermelhas, mencionados na tabela como “primeiro patamar linear” e “segundo patamar linear”. Para os níveis de tensão investigados, a tensão de cedência determinada pelo Método de Pacheco Silva apresenta a tendência de crescimento com o aumento do intemperismo. No entanto, o formato das curvas de índice de vazios x logaritmo da pressão indica que a reta virgem talvez não tenha sido alcançada para os solos menos intemperizados (e.g. Branco e Amarelo).

Tem-se ainda que os solos estudados neste trabalho parecem apresentar dois patamares lineares entre o índice de vazios e o logaritmo da tensão vertical. Esses patamares situam-se entre 220 e 600 kPa e entre 900 e 2000 kPa. Para o solo Vermelho e para o solo Branco, os quais foram carregados até a pressão de 2560 kPa, não foi possível determinar o segundo patamar linear.

Tabela 7.3 – Início da reta virgem e ponto de escoamento dos solos indeformados.

Solo	Tensão de cedência por Pacheco Silva (kPa)	Início do primeiro patamar linear (kPa)	Início do segundo patamar linear (kPa)
Marrom	900	500	2000
Vermelho	450	40/400	Não definido
Laranja	800	600	1100
Amarelo	200	220	900
Branco	70	300	Não definido

7.2. Ensaio de Adensamento em Amostras Desestruturadas

Ensaio de compressão unidimensional foram realizados em amostras desestruturadas dos solos estudados, com o objetivo de comparar o efeito da estrutura na compressibilidade do material indeformado.

Os corpos-de-prova foram preparados a partir de amostras destorroadas manualmente, sem secagem prévia, com água destilada sendo adicionada ao solo até a obtenção de uma pasta homogênea. Com o auxílio de uma espátula, o solo foi colocado diretamente nos anéis metálicos da célula edométrica, sendo a superfície rasada com uma régua. A Tabela 7.4 apresenta os dados obtidos nos ensaios realizados com as amostras desestruturadas. Todos os corpos-de-prova foram preparados em teores de umidade acima do limite de liquidez.

Os ensaios foram realizados na condição inundada, com os incrementos de tensão sendo aplicados a cada 24 horas. A tensão vertical inicial foi de 5 kPa até o máximo de 2560 kPa para os solos Marrom e Vermelho e 5120 kPa para os solos Branco, Amarelo e Laranja.

Na Figura 7.13 e na Figura 7.14 são apresentadas as variações de índice de vazios em função do logaritmo da pressão vertical e as variações da deformação volumétrica normalizada em função do logaritmo da pressão vertical. Na Figura 7.14 observa-se que o comportamento das amostras Amarela e Laranja é praticamente igual, mas as amostras Branca, Marrom e Vermelha apresentam uma variação de volume muito mais apreciável. Os valores de índice de compressão e índice de expansão estão resumidos na Tabela 7.4. Os menores C_c são apresentados pelos solos Branco e Amarelo, enquanto que o maior C_c é o do solo Vermelho. Observa-se que o índice de expansão corresponde a aproximadamente 10% do índice de compressão dos solos.

Nas figuras 7.15 a 7.19 apresentam-se as curvas dos solos indeformados traçadas juntamente com as curvas dos solos desestruturados. Como previsto, as curvas dos solos indeformados tem maior rigidez que a curva dos solos desestruturados. A única exceção é para o solo Amarelo, onde o solo indeformado apresenta menor rigidez, embora a diferença seja muito pequena entre os dois comportamentos (Figura 7.16). Embora os corpos-de-prova sejam originários da mesma amostra (2.4021.05), o corpo-de-prova indeformado possivelmente envolve a presença de minerais mais compressíveis do que o corpo-de-prova do solo desestruturado. Dentre os solos desestruturados, o Amarelo e o Laranja são os menos compressíveis. Na Figura 7.17, que apresenta a comparação entre o solo indeformado e desestruturado Laranja, para a pressão de 5120 kPa o solo indeformado tem maior deformação que o solo desestruturado. Este fato também deve ser decorrente de diferentes mineralogias das amostras. Esses comportamentos díspares, decorrentes da heterogeneidade do material, dificultam a análise do seu comportamento. Entretanto, deve-se notar que tal diversidade não é encontrada apenas em laboratório, devendo ser levada em consideração em qualquer análise de solos residuais. Dentre os solos Branco, Vermelho e Marrom, o que apresentou maior diferença entre os estados indeformado e desestruturado foi o solo Vermelho.

Pode-se concluir que a influência da estrutura na rigidez dos materiais é maior nos solos mais intemperizados. Para os solos pouco intemperizados, como é o caso dos solos Branco e Amarelo, a granulometria parece ter maior influência na rigidez dos corpos.

Tabela 7.4 – Parâmetros obtidos dos ensaios de adensamento inundado em amostras desestruturadas.

Parâmetros / Amostra	Branco 2.4126.05	Amarelo 2.4021.05	Laranja 2.4043.05	Vermelho 2.4401.07	Marrom 2.4495.05
Limite de liquidez (%)	32	35	36	44	47
Densidade inicial (g/cm³)	1,82	1,94	1,90	2,12	1,93
Densidade seca inicial (g/cm³)	1,29	1,40	1,29	1,37	1,17
Índice de vazios inicial (e₀)	1,08	0,88	1,18	0,92	1,31
Massa específica real (g/cm³)	2,682	2,630	2,800	2,630	2,700
Teor de umidade inicial (%)	41,3	38,2	48,1	54,8	65,5
Grau de saturação inicial (%)	100	100	100	100	100
Índice de compressão	0,27	0,26	0,33	0,41	0,33
Índice de expansão	0,03	0,02	0,02	0,04	0,03

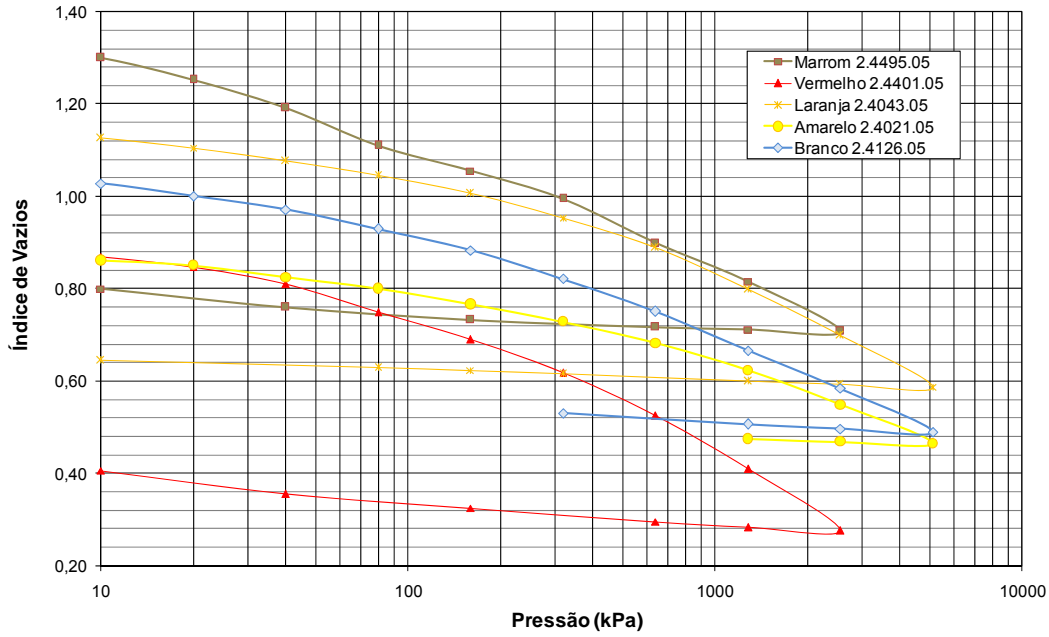


Figura 7.13 – Amostras desestruturadas. Índice de vazios *versus* log pressão efetiva. Ensaio inundado.

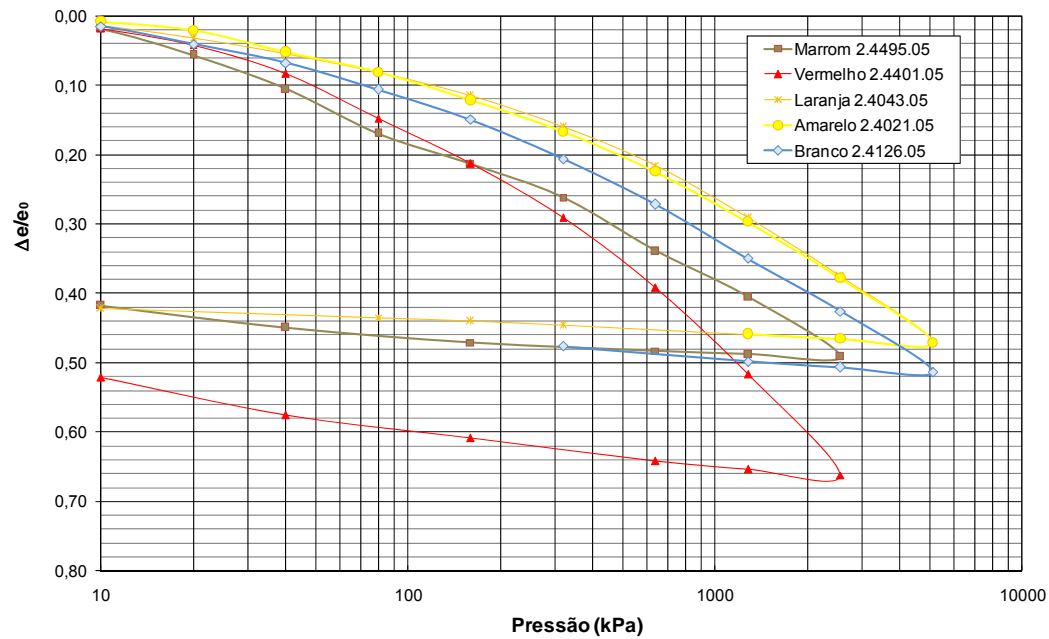


Figura 7.14 – Amostras desestruturadas. Deformação volumétrica normalizada *versus* log pressão efetiva. Ensaio inundado.

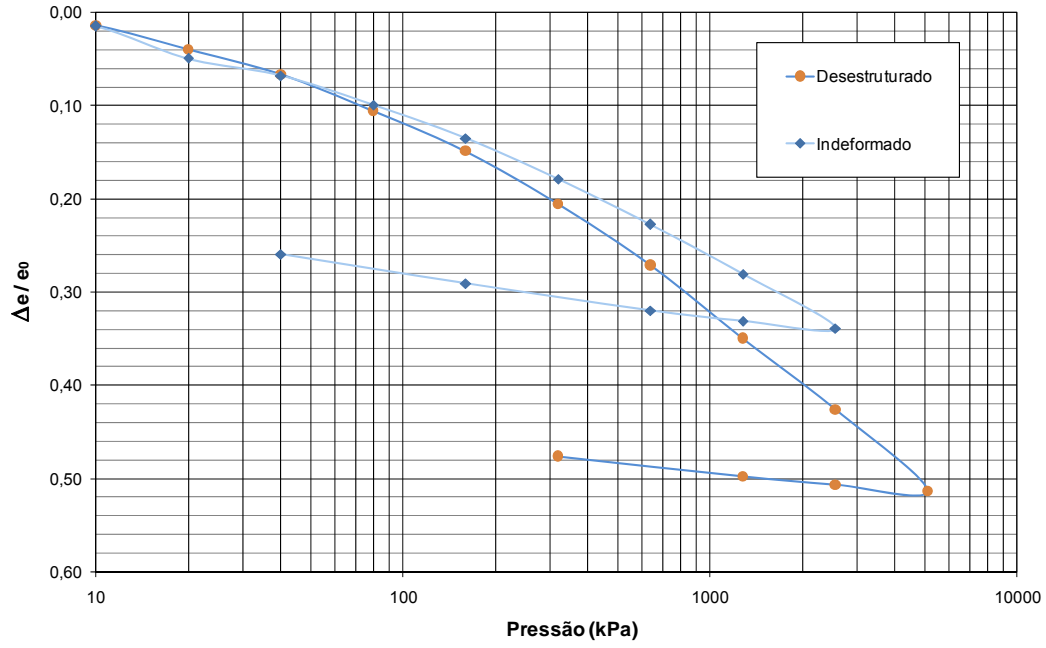


Figura 7.15 – Solo Branco. Comparação entre curvas do solo desestruturado e solo indeformado.

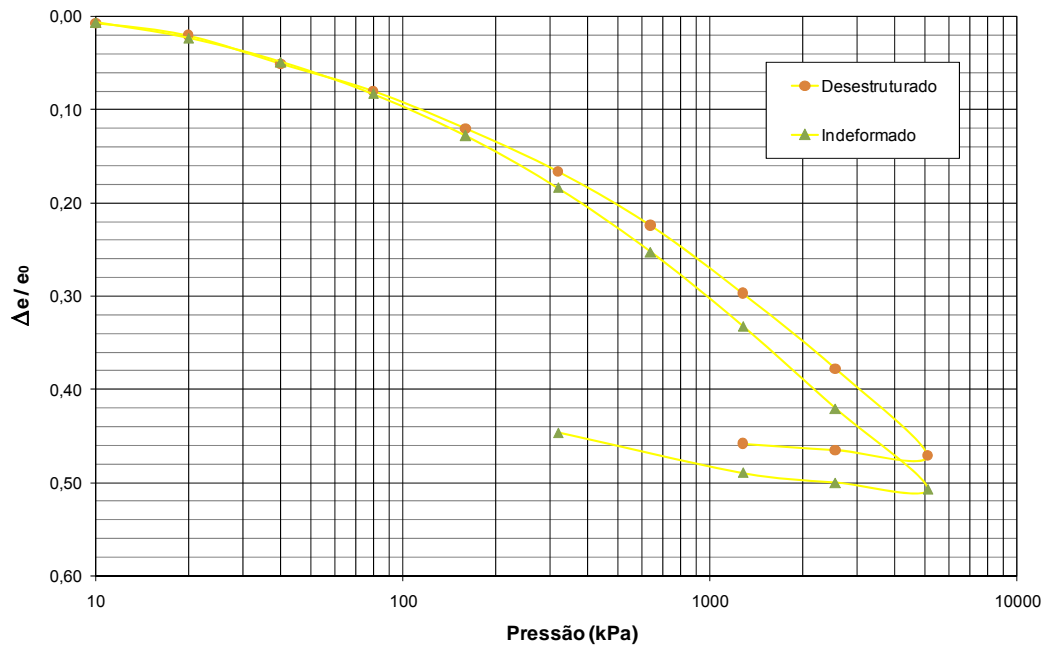


Figura 7.16 – Solo Amarelo. Comparação entre curvas do solo desestruturado e solo indeformado.

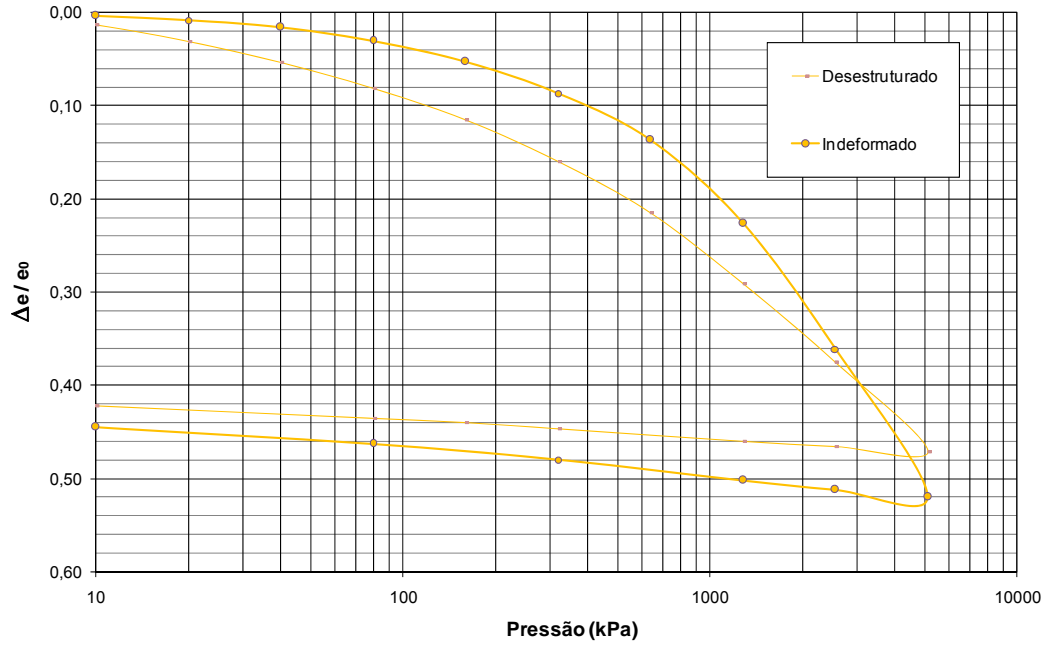


Figura 7.17 – Solo Laranja. Comparação entre curvas do solo desestruturado e solo indeformado.

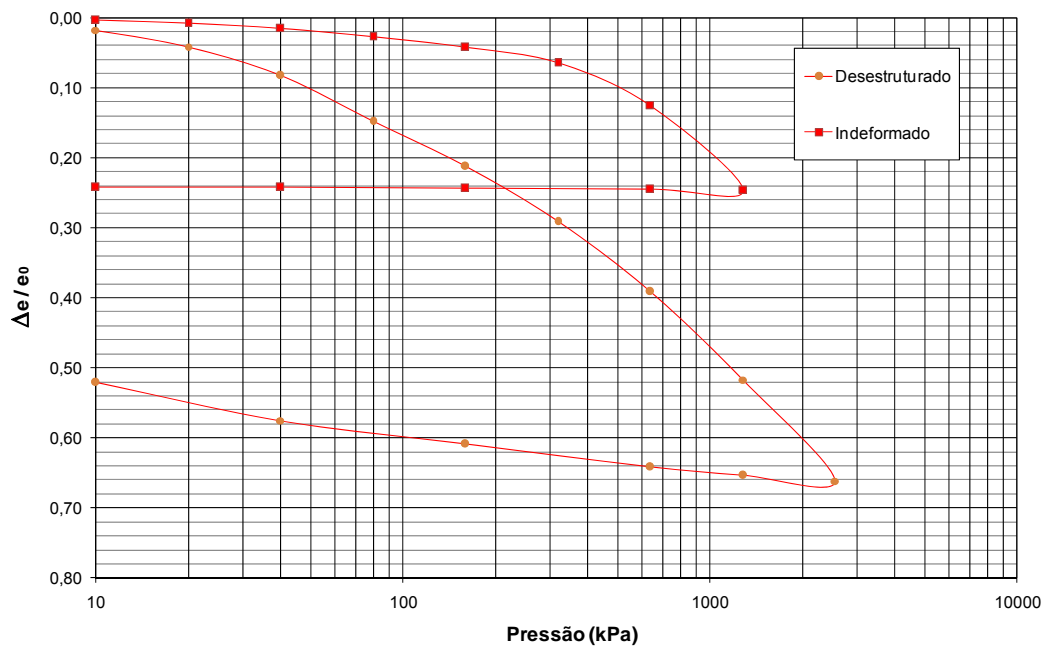


Figura 7.18 – Solo Vermelho. Comparação entre curvas do solo desestruturado e solo indeformado.

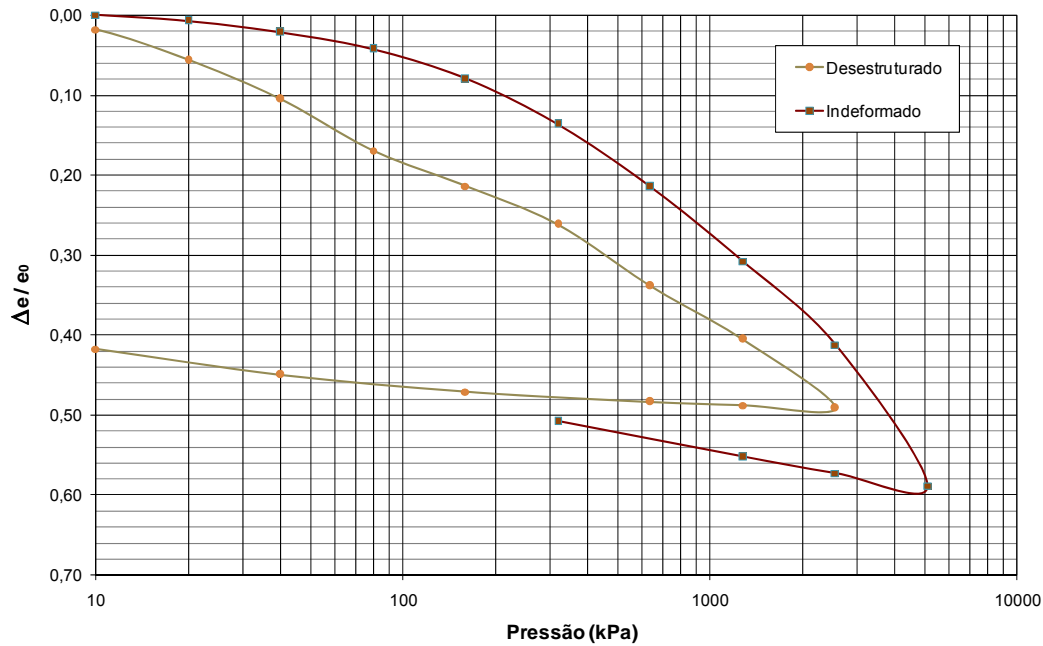


Figura 7.19 – Solo Marrom. Comparação entre curvas do solo desestruturado e solo indeformado.

7.3. Ensaio de Adensamento Não-Saturado em Amostras Indeformadas do Solo Marrom

Dada a condição parcialmente saturada do solo estudado, desenvolveu-se uma célula para estudo da sua compressibilidade não saturada. O sistema em questão permite executar, em laboratório, ensaios de adensamento com sucção controlada, aplicando-se a técnica de imposição e de controle de sucção através da translação de eixos. As pressões de ar e de água na amostra de solo são controladas independentemente. O sistema está conectado a uma linha de pressão de 600 kPa, onde as pressões de água e ar são ajustadas com uma precisão de 1 kPa. A pressão de ar é aplicada no topo da amostra e a pressão de água é aplicada na base da amostra com o auxílio de uma pedra porosa de cerâmica com alto valor de pressão de entrada de ar, instalada na base da célula de adensamento. Devido à configuração da célula, a pressão de ar coincide com a pressão interna da célula (pressão confinante). Transdutores de pressão convencionais são utilizados para medição da pressão de água e a medição da pressão de ar é feita com o auxílio de manômetros. O corpo-de-prova tem 70 mm de diâmetro e 20 mm de altura. A célula edométrica está assentada em uma prensa edométrica convencional, onde as cargas são aplicadas através de

pesos e um braço de alavanca. O monitoramento das deformações é realizado mediante a utilização de defletômetros.

Um esquema do equipamento desenvolvido é apresentado na Figura 7.20. Na Figura 7.21 uma vista geral da célula de adensamento desenvolvida sendo utilizada em duas prensas *Pavitest* produzidas pela *Contenco*.

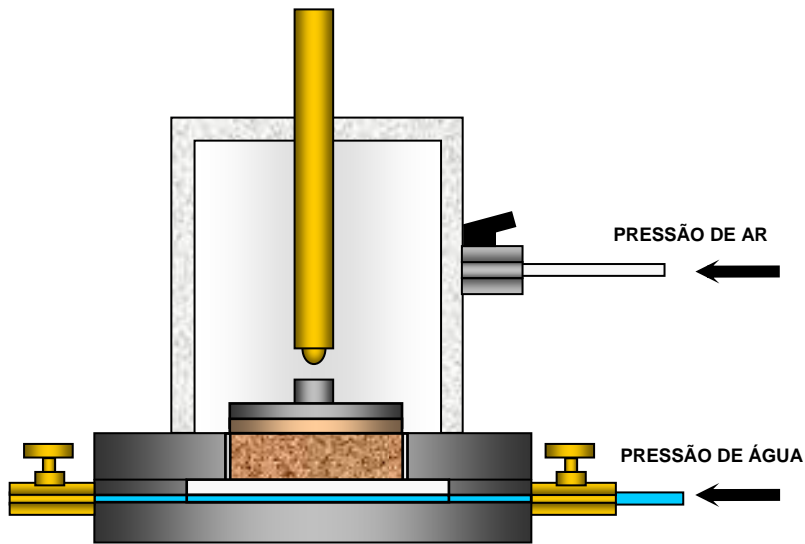


Figura 7.20 – Esquema da célula edométrica e da aplicação de pressões.



Figura 7.21 – Vista geral de dois equipamentos edométricos com sucção controlada em funcionamento.

Foram realizados ensaios com sucção constante de 50 kPa e os carregamentos aplicados seguiram os mesmos valores do ensaio inundado. A aplicação de sucção nos corpos-de-prova foi feita previamente ao ensaio, através de soluções salinas em dessecadores (Figura 7.22). Este procedimento permitia que os corpos-de-prova estivessem com umidades muito próximas ao desejado quando da montagem nas células edométricas.

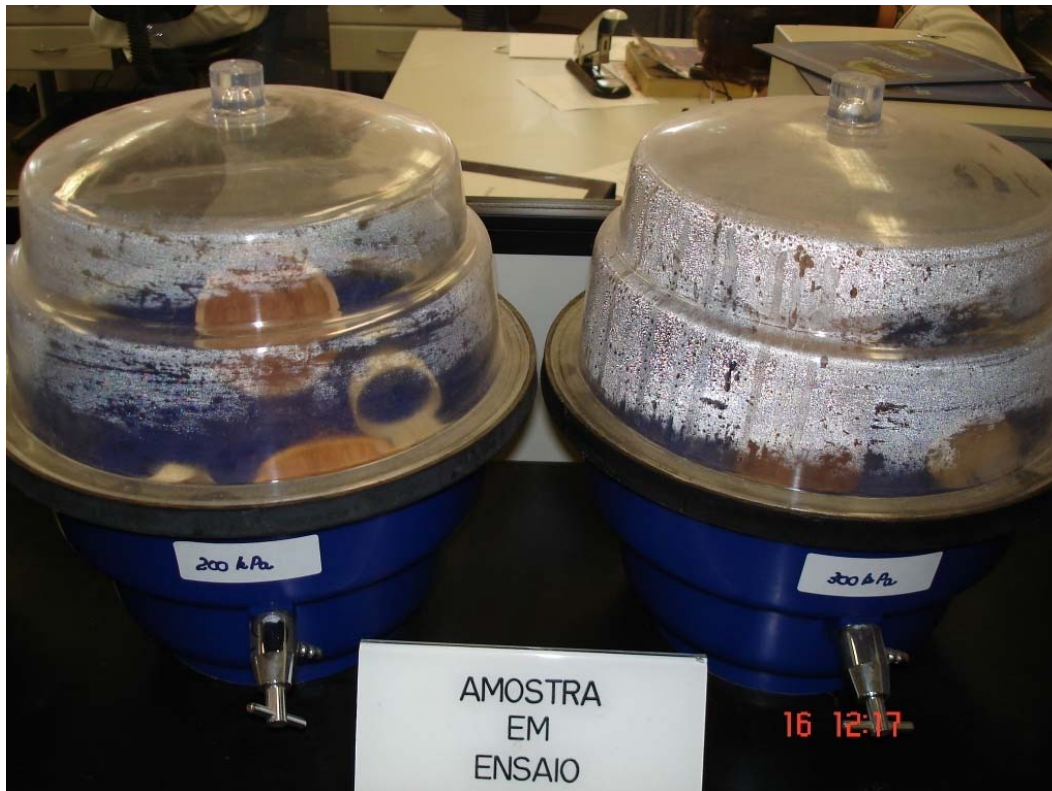


Figura 7.22 – Utilização de dessecadores para a aplicação de valores de sucção nos corpos-de-prova.

Na Tabela 7.5 são apresentados os dados dos corpos-de-prova ensaiados. Os ensaios foram realizados em três amostras: 2.4499.05, 2.4021.07 e 2.3022.07. No estado natural, o peso específico dos corpos-de-prova varia entre 13,54 kN/m³ e 14,55 kN/m³ e o teor de umidade entre 26,2% e 29,3%. A amostra 2.4499.05 exibe um índice de vazios inicial igual a 0,999. A amostra 2.4021.07 apresenta índice de vazios de 0,917 e a amostra 2.4022.07 possui um índice de vazios médio de 0,892. Os dois corpos-de-prova dessa última amostra apresentaram porosidades bastante distintas.

Os corpos-de-prova foram ensaiados com sucção constante de 50 kPa, sendo que a pressão de ar aplicada foi de 100 kPa e a pressão de água de 50 kPa. Os corpos-de-prova foram moldados a partir de blocos retirados de 2 m

de profundidade, coletados de um poço no topo do talude. Os mesmos foram classificados como solo Marrom.

A sucção imposta ao corpo-de-prova manteve praticamente inalterado o teor de umidade, do início ao final do ensaio. O tempo total do experimento foi de 10 dias. No entanto, o valor do teor de umidade do solo e a sucção imposta no ensaio não são iguais aos valores de sucção e teor de umidade da curva característica determinada para o solo Marrom. Conforme já comentado em capítulos anteriores, os solos estudados apresentam grande heterogeneidade, o que dificulta, em parte, a determinação de propriedades características.

Os índices de compressão e expansão foram determinados para os quatro corpos-de-prova utilizando sempre os dois últimos pontos do carregamento para o índice de compressão. No caso do índice de expansão, considerou-se o último ponto do carregamento e o último ponto do descarregamento. O valor médio do índice de compressão é igual a 0,4. Os dois ensaios que sofreram descarregamento apresentaram valores de C_s de 0,07 e 0,04.

Tabela 7.5 – Parâmetros obtidos dos ensaios de adensamento não saturado com sucção de 50 kPa.

Parâmetros / Amostra	2.4499.05	2.4021.07	2.4022.07a	2.4022.07b
Densidade inicial (kN/m^3)	17,38	17,87	17,55	18,37
Densidade seca inicial (kN/m^3)	13,54	13,87	13,57	14,55
Índice de vazios inicial (e_0)	0,999	0,917	0,958	0,826
Massa específica Real (g/cm^3)	2,707	2,658	2,658	2,658
Teor de umidade (%)	28,4	28,9	29,3	26,2
Grau de saturação (%)	76,93	83,80	81,3	84,29
Sucção matricial (kPa)	50	50	50	50
Índice de compressão C_c	0,42	0,51	0,34	0,35
Índice de expansão C_s	0,07	-	-	0,04

A Figura 7.23 apresenta a relação entre o índice de vazios e o logaritmo da pressão efetiva dos ensaios de adensamento com sucção de 50 kPa. As curvas dos corpos de prova indeformados apresentam um trecho inicial em que o comportamento do material é mais rígido. Somente a partir de 200 kPa é que os solos começam a apresentar alguma deformação.

A variação dos valores de índice de vazios inicial dificulta a comparação entre as curvas. Por esse motivo, são apresentadas na Figura 7.24 as curvas de adensamento com o índice de vazios normalizado. Deve-se notar que os corpos-de-prova 2.4022.07 a e b têm um comportamento muito semelhante. Os corpos-

de-prova 2.4021.07 e 2.4499.05 apresentam uma deformação maior a partir da tensão de 200 kPa e, a partir de 800 kPa, o corpo-de-prova de 2.4021.07 apresenta novamente uma maior deformação.

Nas figuras 7.16 a 7.18 são apresentadas as curvas de compressibilidade com a indicação dos pontos notáveis na curva de e x $\log p$. Esses pontos estão resumidos na Tabela 7.6, juntamente com a pressão de cedência determinada pelo Método de Pacheco Silva.

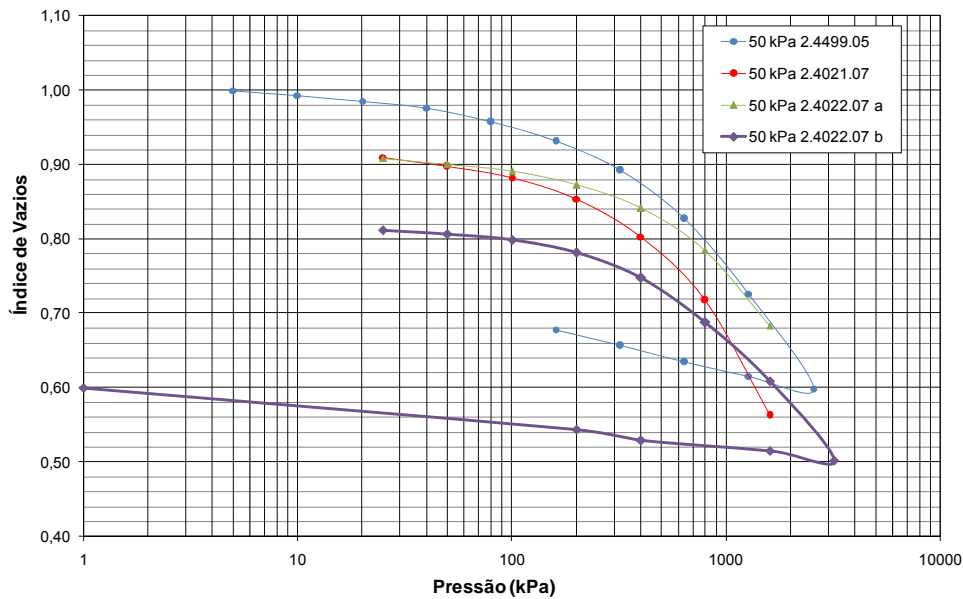


Figura 7.23 – Índice de vazios *versus* log pressão efetiva. Ensaio não saturado. Sucção de 50 kPa

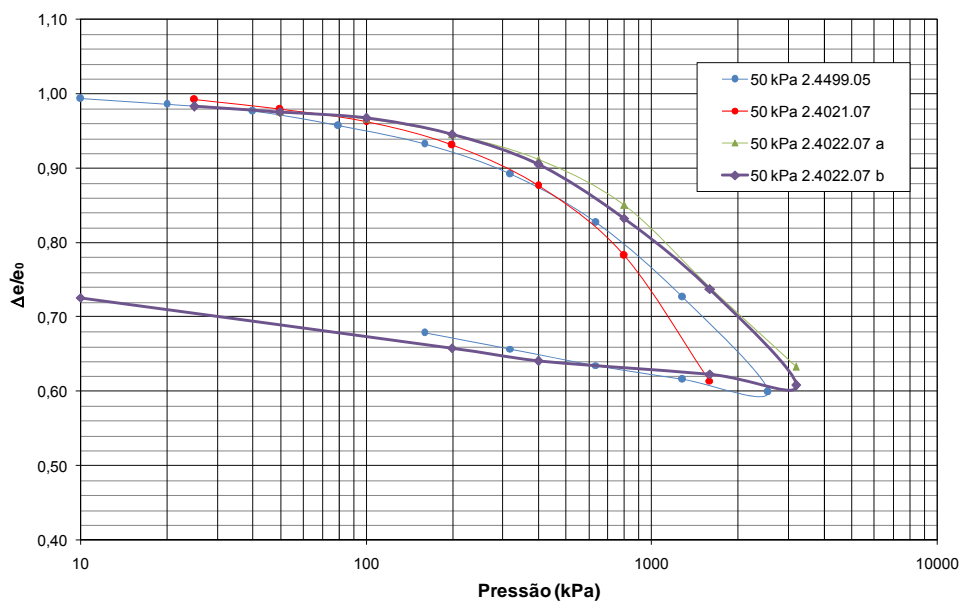


Figura 7.24 – Deformação volumétrica normalizada *versus* log pressão efetiva. Ensaio não saturado. Sucção de 50 kPa.

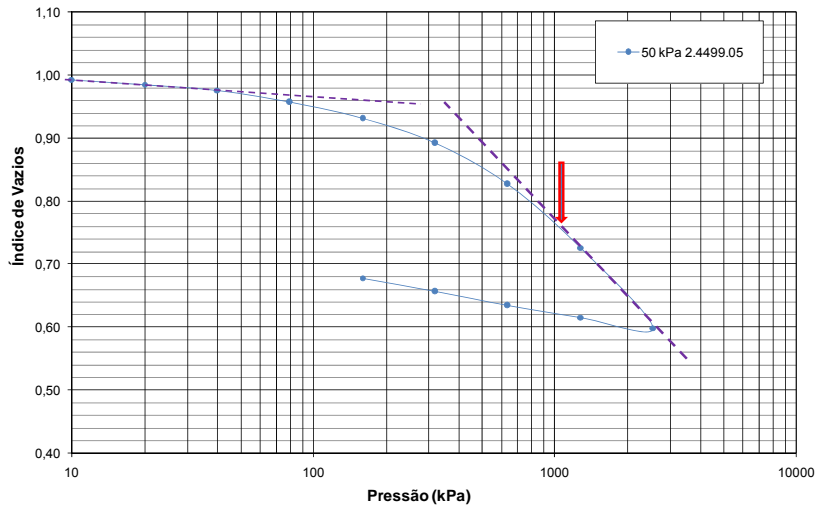


Figura 7.25 – Pontos de escoamento da amostra 2.4499.05 na sucção de 50 kPa.

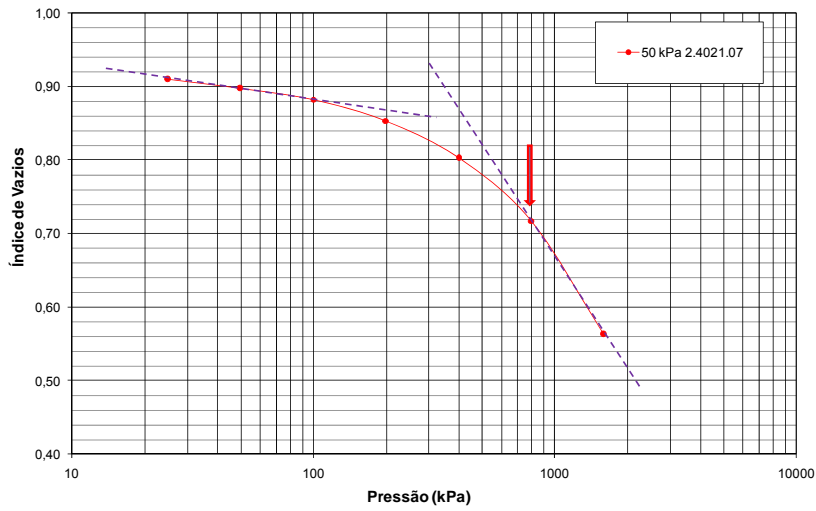


Figura 7.26 – Pontos de escoamento da amostra 2.4021.07 na sucção de 50 kPa.

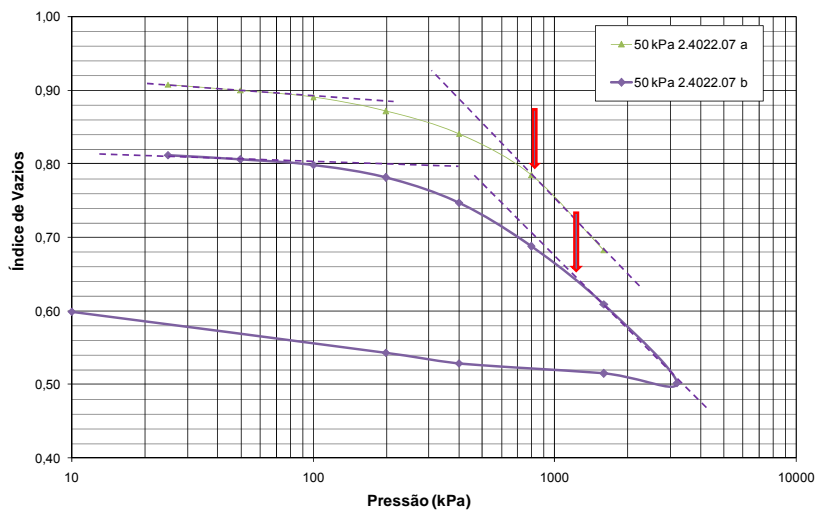


Figura 7.27 – Pontos de escoamento da amostra 2.4022.07 na sucção de 50 kPa.

Tabela 7.6 – Início da reta virgem e pontos de escoamento dos solos indeformados com sucção de 50 kPa.

Solo	Tensão de cedência por Pacheco Silva (kPa)	Início da reta virgem
50 kPa – 2.4499.05	500	1000
50 kPa – 2.4021.07	500	800
50 kPa – 2.4022.07 a	500	800
50 kPa – 2.4022.07 b	600	1000

Em uma primeira análise, observa-se que tanto a tensão de cedência quanto o início da reta virgem, para os corpos-de-prova ensaiados com sucção constante de 50 kPa, são inferiores à tensão de cedência e ao início da reta virgem determinados para o solo Marrom indeformado (Tabela 7.3). A tensão de cedência do solo indeformado é de 900 kPa e ele apresenta dois patamares lineares na curva “índice de vazios versus logaritmo da pressão”, sendo o primeiro iniciando em 500 kPa e o segundo iniciando em 2000 kPa.

No entanto, os ensaios realizados nos solos não saturados não alcançaram a mesma tensão do solo inundado, fato que interfere na determinação da tensão de cedência pelo Método de Pacheco Silva. Se a tensão de cedência for calculada para o ensaio inundado desconsiderando-se o último carregamento, obtém-se o valor de 350 kPa, neste caso inferior aos valores de 500 kPa e 600 kPa obtidos para os ensaios com sucção controlada.

A Figura 7.28 apresenta as curvas obtidas nos ensaios com sucção controlada e a curva obtida do ensaio inundado. Apesar da variação de comportamento dos ensaios não saturados, principalmente para tensões superiores a 200 kPa, nota-se a maior rigidez dessas curvas em comparação com o ensaio inundado, principalmente até a tensão de 1000 kPa. Após esse valor, os solos não saturados apresentam maior deformação, fato que se reflete no índice de compressão dos materiais. Para o solo inundado o índice de compressão é igual a 0,33, inferior aos determinados para os solos com sucção de 50 kPa (Tabela 7.6).

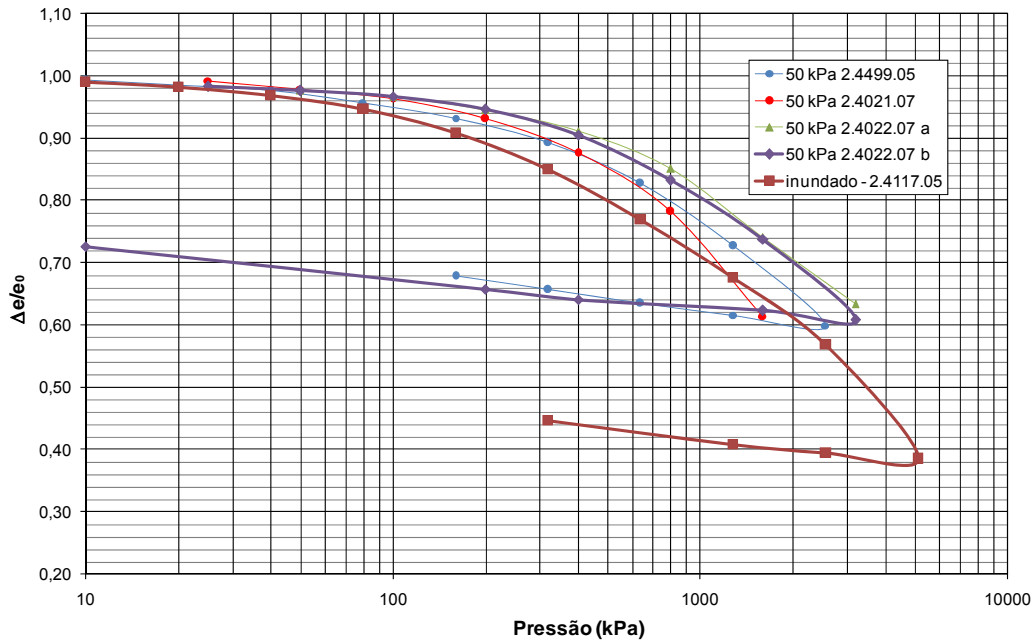


Figura 7.28 – Comparação entre ensaio inundado e ensaios de sucção 50 kPa.

7.4. Conclusões

Foram apresentados resultados de ensaios edométricos em amostras de solos do perfil estudado no estado indeformado e desestruturado. Pôde-se observar que o comportamento de compressibilidade dos solos é função da estrutura e do grau de intemperismo dos solos. Os ensaios inundados executados nos solos indeformados foram conduzidos até a pressão de 5120 kPa. As tensões de cedência desses materiais mostraram-se bastante altas e, para os solos menos intemperizados essa tensão não foi suficiente para que a reta virgem pudesse ser bem definida. Para os solo Marrom e Laranja que tiveram suas curvas de índice de vazios *versus* logaritmo da pressão bem definidas a tensão de cedência é em torno de 800-900 kPa.

O índice de compressão dos solos indeformados varia entre 0,12, para o solo Branco, e 0,73 para o solo Laranja. Os solos mais intemperizados tendem a apresentar um comportamento mais compressivo. A faixa de valores de índice de compressão obtida é mais dilatada que as encontradas na literatura para o mesmo tipo de solo.

Na comparação do comportamento dos solos indeformados com os solos desestruturados, observou-se que a estrutura dos solos mais intemperizados é

mais influente no comportamento compressivo do que a estrutura dos solos menos intemperizados.

Foram executados ensaios de adensamento com sucção controlada em amostras do solo Marrom. Embora os ensaios com sucção tenham sido conduzidos a níveis de tensão inferiores aos ensaios inundados, foi observada uma maior rigidez dos solos não saturados em relação ao solo inundado. Esse comportamento foi observado para níveis de tensão inferiores a 2000 kPa. Para tensões acima deste limite o comportamento compressivo do material tende a convergir.

8

Investigação Experimental: Resistência à Compressão e Tração

Ensaio em solos para a obtenção da resistência não-saturada consomem tempo e não fazem parte do dia-a-dia da maioria dos laboratórios de geotecnia no país. Mas, uma estimativa inicial da resistência não saturada de solos pode ser feita com a utilização da curva característica e dos parâmetros de resistência saturados. Muitas vezes a fase de anteprojeto não requer dados detalhados dos solos, e dados estimados podem ser úteis no seu desenvolvimento.

Para o estudo, foram utilizados corpos-de-prova compactados e indeformados. Com o intuito de obter parâmetros de resistência saturada dos solos estudados para posterior estimativa da resistência não saturada, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em amostras de solo das cinco diferentes camadas. Os resultados destes ensaios estão discutidos e apresentados neste capítulo. O ensaio de cisalhamento direto, devido à sua simplicidade de execução, é o ensaio mais usual para a obtenção de parâmetros de resistência.

Neste capítulo também são apresentadas e discutidas a resistência à compressão não-confinada e a resistência à tração dos solos no estado não saturado do perfil estudado. Os valores de resistência encontrados são avaliados em função do grau de saturação, sucção matricial, densidade dos solos e intemperismo.

Os resultados dos ensaios de laboratório dos solos no estado compactado são apresentados no item 8.1, e dos solos indeformados no item 8.2. Modelos teóricos para a determinação da resistência não-confinada e da resistência à tração para solos não saturados são apresentados e discutidos nos itens 8.3.1 e 8.3.2, respectivamente.

Ensaio triaxiais saturados e não saturados foram realizados no solo marrom e são apresentados no capítulo 9 – Comportamento sob o Estado de Tensões Triaxiais.

8.1. Solos Compactados

8.1.1. Moldagem dos corpos-de-prova

O procedimento de preparação dos corpos-de-prova compactados para os ensaios de cisalhamento direto, compressão não-confinada e compressão diametral foi idêntico. As amostras, caracterizadas no item 5.2.3, sem secagem prévia, foram destorroadas manualmente sem o auxílio de nenhum instrumento. A seguir foram compactadas no teor de umidade ótimo em um cilindro de CBR. A compactação foi realizada em cinco camadas com 12 golpes do soquete em cada camada. Após a extração do solo do cilindro, foram moldados os corpos-de-prova para cada ensaio.

Para os ensaios de cisalhamento direto foram moldados corpos-de-prova de 10 cm de lado e 2 cm de altura. Para os ensaios de compressão diametral, os solos foram moldados em anéis de PVC com 7,8 cm de diâmetro e 2 cm de altura.

Os corpos-de-prova dos ensaios de compressão não-confinada foram moldados com 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro. A Figura 8.1 retrata uma moldagem desses corpos-de-prova. A partir de cada cilindro de CBR compactado foram moldados 4 corpos-de-prova.

Após a moldagem, os corpos-de-prova dos ensaios de compressão não-confinada e compressão diametral foram umedecidos ou secados para atingir o teor de umidade requerida para os testes. A secagem se deu expondo o corpo-de-prova à temperatura ambiente. O umedecimento foi realizado através de vapor de água. O controle da umidade era realizado pela pesagem do corpo-de-prova. Uma vez que a massa desejada era atingida, o corpo-de-prova era envolto em papel filme e deixado em repouso até o dia seguinte para uniformização do teor de umidade interna.



Figura 8.1 – Moldagem dos corpos-de-prova compactados.

8.1.2. Resistência ao Cisalhamento

8.1.2.1. Ensaio de Cisalhamento Direto

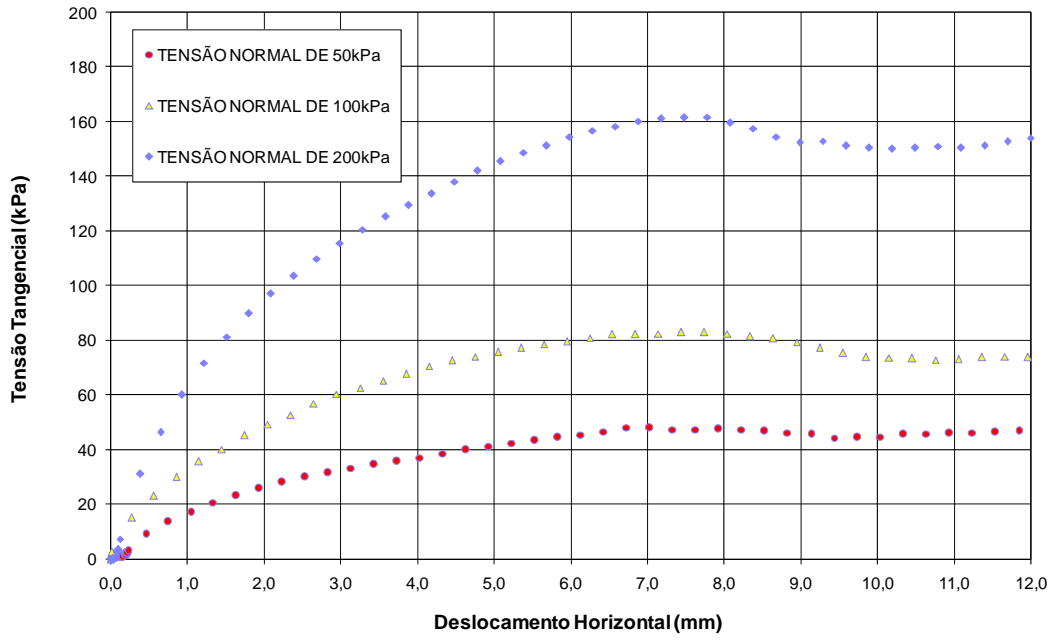
Os ensaios de cisalhamento direto com deformação controlada foram realizados em corpos-de-prova de 10 cm de lado e 2 cm de altura moldados a partir dos solos compactados.

Os corpos-de-prova foram inicialmente adensados em dois estágios com duração de 24 h. No primeiro estágio foi aplicado durante 5 minutos uma tensão de 2 kPa e no segundo estágio a tensão total normal desejada (25, 50, 100 ou 200 kPa). Em todos os ensaios, procedeu-se à inundação do solo imediatamente após a aplicação do primeiro estágio de carregamento. A velocidade média de deslocamento adotada foi de 0,06 mm/min atendendo ao critério de Gibson e Henkel (1954), freqüentemente citado na literatura. As tensões normais escolhidas para a determinação da envoltória de resistência foram 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Na Tabela 8.1 estão resumidas as características dos corpos-de-prova compactados.

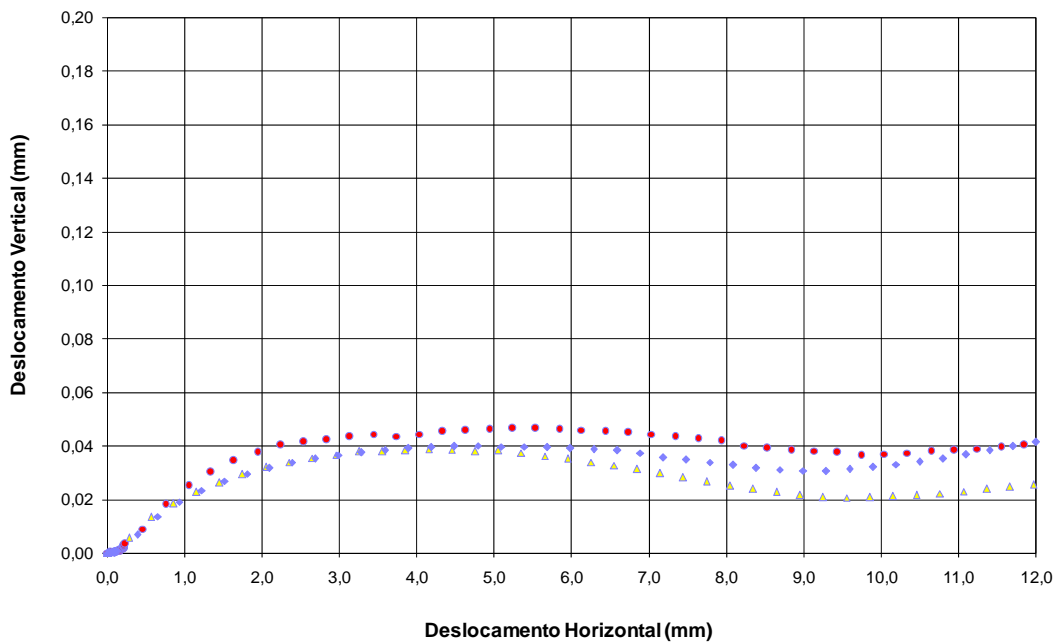
Tabela 8.1 – Dados dos corpos-de-prova compactados utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

Amostra	Tensão normal aplicada (kPa)	Umidade inicial (w_0 %)	Umidade final (w_f %)	Peso específico (γ_n kN/m³)	Peso específico seco (γ_d kN/m³)
Marrom 2.4060.07	50	23,9	29,6	19,4	15,6
	100	23,9	28,4	19,1	15,4
	200	23,9	27,2	19,3	15,6
Vermelho 2.4059.07	50	24,1	36,4	18,9	15,2
	100	24,1	34,7	19,0	15,3
	200	24,1	33,9	19,1	15,4
Laranja 2.4057.07	50	22,6	36,6	18,0	14,7
	100	22,6	33,7	18,2	14,8
	200	22,6	35,7	18,4	15,0
Amarelo 2.4058.07	50	17,5	31,9	18,2	15,5
	100	17,5	30,6	18,6	15,9
	200	17,5	32,1	18,4	15,6
Branco 2.4056.07	50	15,2	25,3	18,6	16,1
	100	16,4	26,4	18,4	15,8
	200	16,4	27,5	18,9	16,2

As figuras 8.2 a 8.6 exibem as curvas tensão *versus* deslocamento e variação de altura *versus* deslocamento dos ensaios executados. Deslocamentos positivos descrevem compressão do corpo-de-prova.

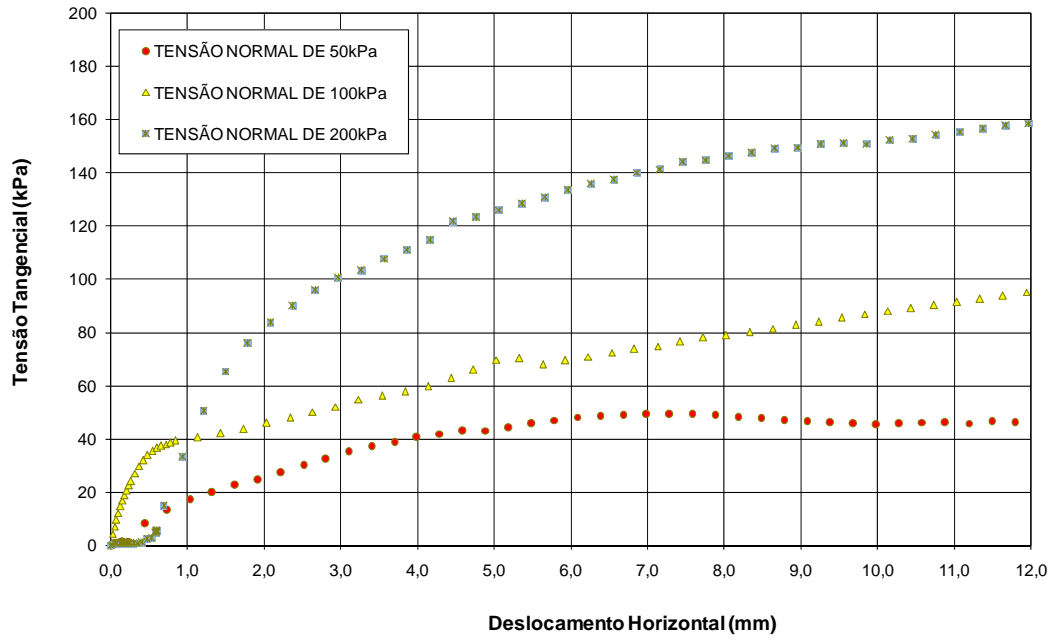


(a)

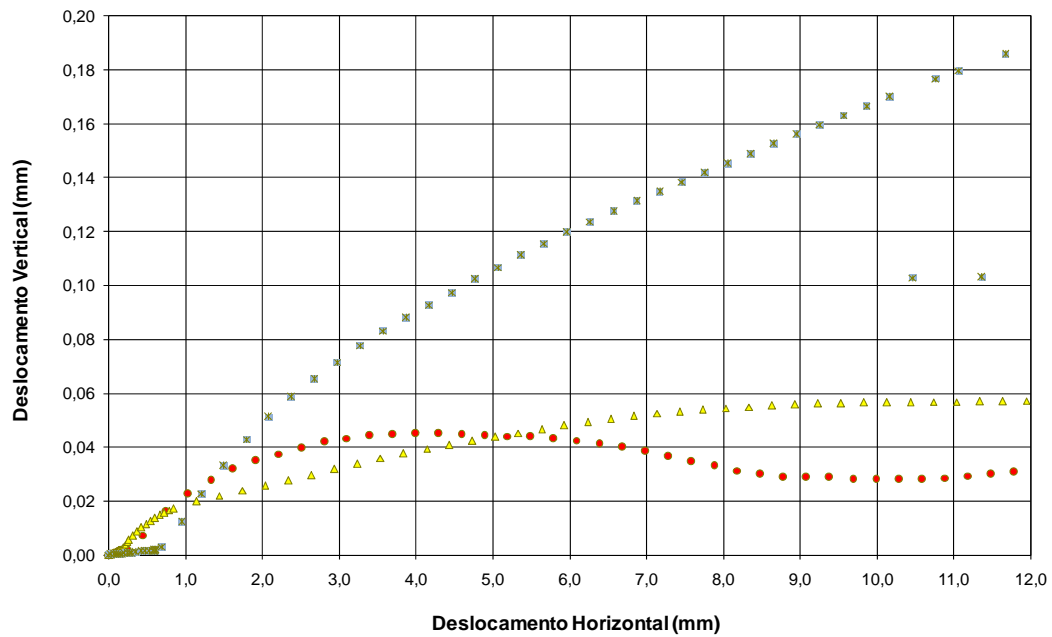


(b)

Figura 8.2 - Solo Branco compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.

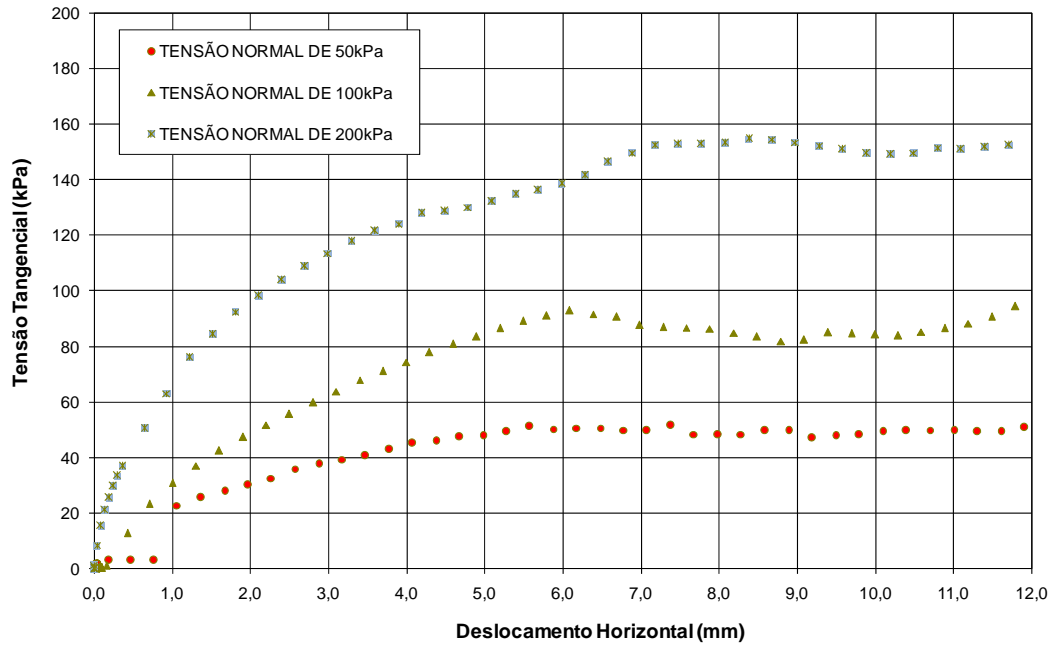


(a)

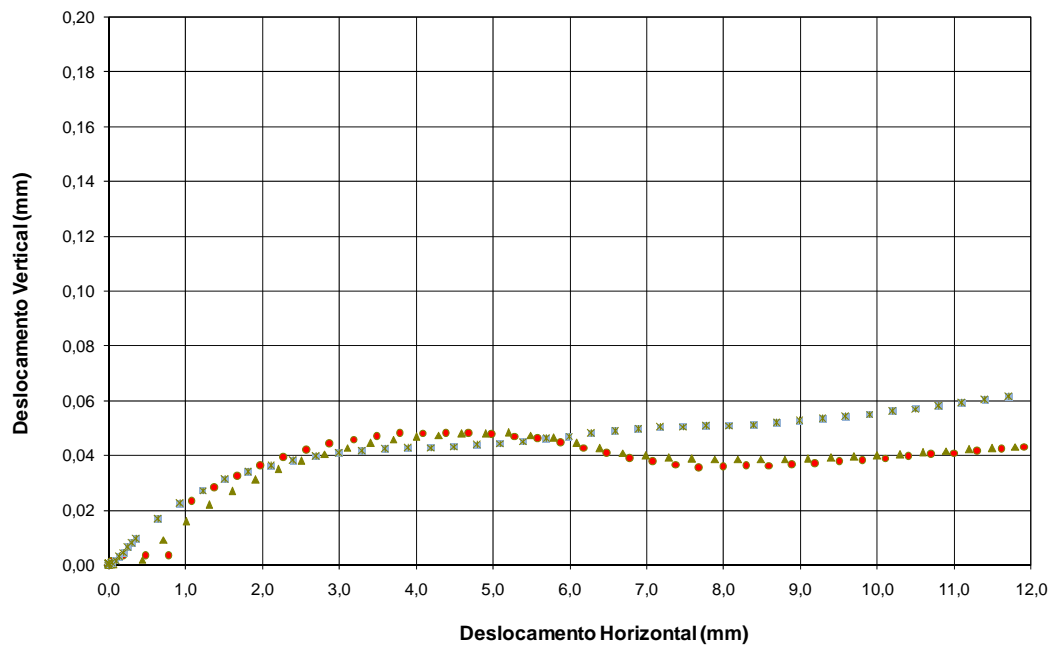


(b)

Figura 8.3 - Solo Amarelo compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.

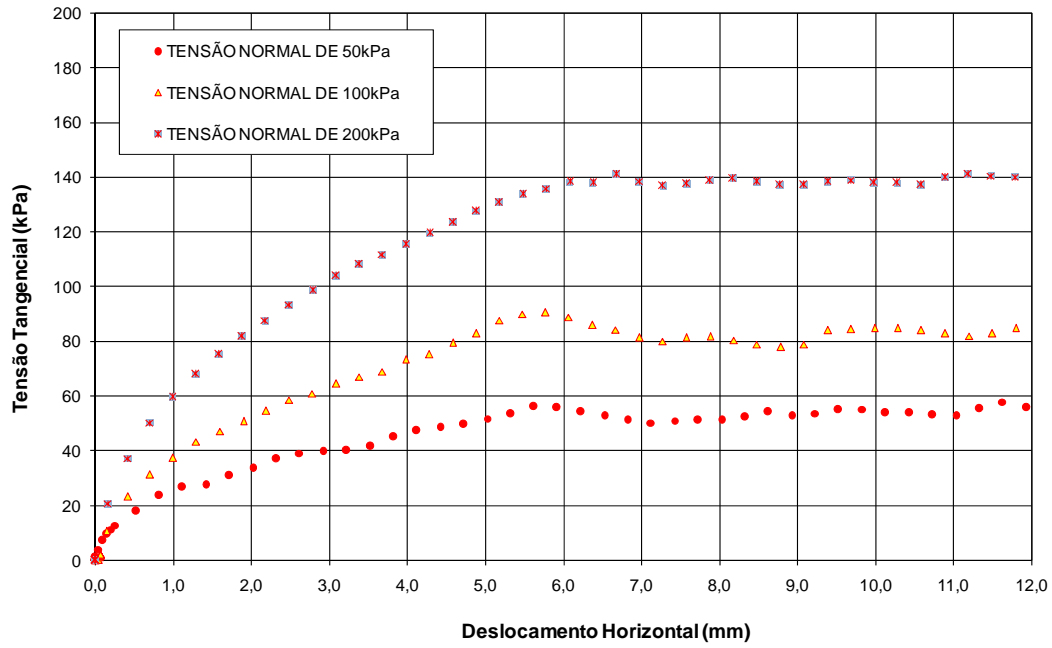


(a)

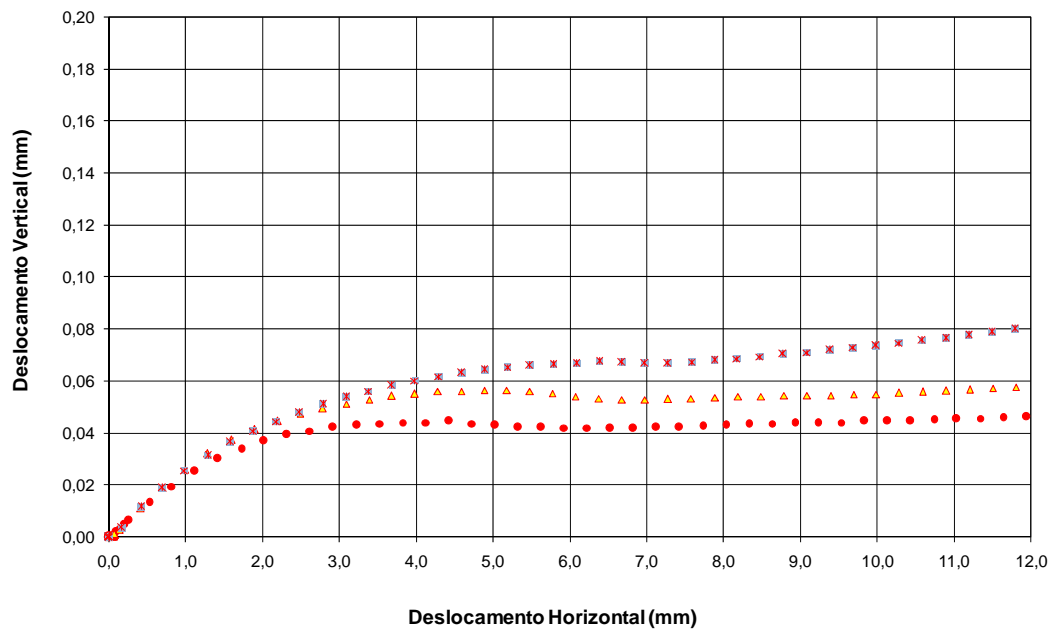


(b)

Figura 8.4 - Solo Laranja compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.

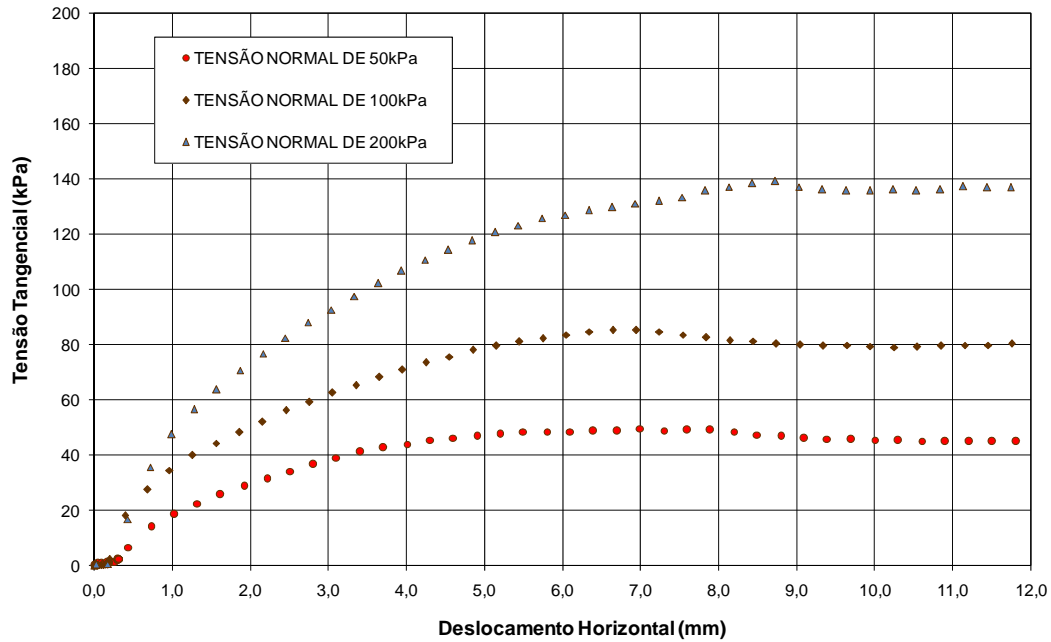


(a)

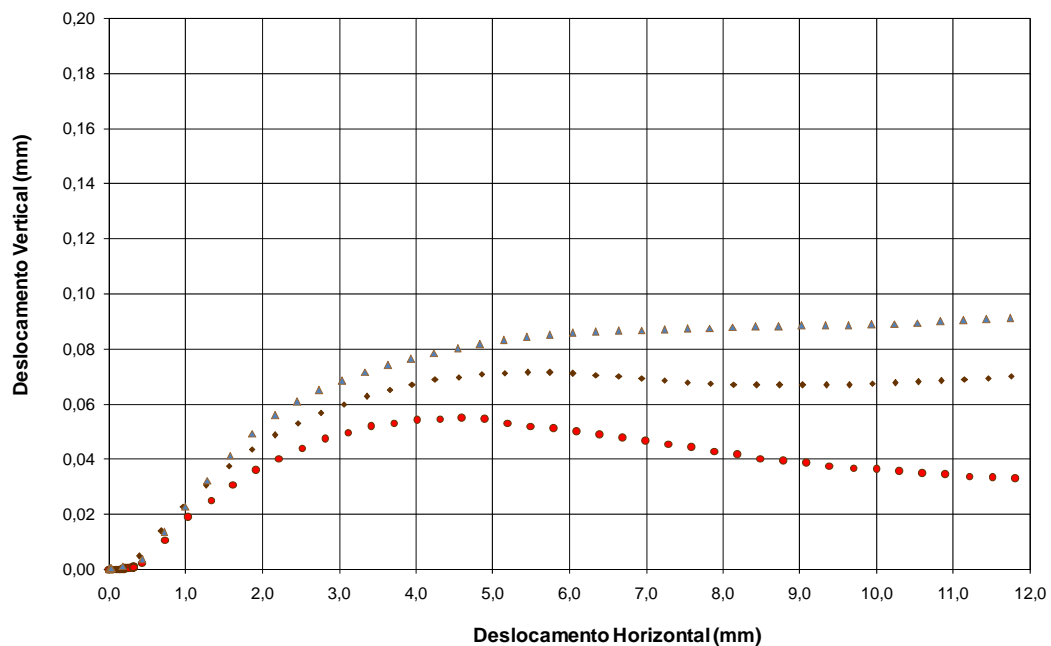


(b)

Figura 8.5 - Solo Vermelho compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.



(a)



(b)

Figura 8.6 - Solo Marrom compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.

Conforme mostram as figuras, as curvas tensão-deformação não apresentam pico de resistência para as tensões normais investigadas. Independente do carregamento normal aplicado, os corpos-de-prova no início do cisalhamento contraem. Após 5 mm de deslocamento horizontal, alguns corpos-de-prova tendem a expandir, mas não chegam a recuperar a altura inicial.

Foram determinadas as envoltórias de resistência para os deslocamentos de 6 mm e de 12 mm de acordo com o critério de Mohr-Coulomb. As envoltórias são apresentadas na Figura 8.7 e na Figura 8.8. Os parâmetros de resistência encontrados estão resumidos na Tabela 8.2.

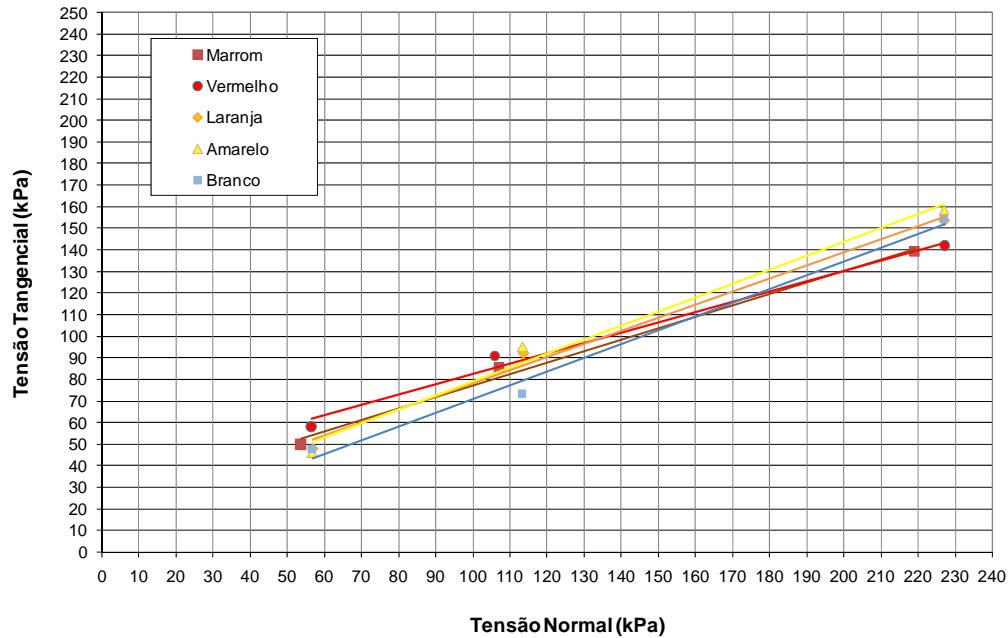


Figura 8.7 – Envoltória de resistência dos solos compactados para deslocamento de 12 mm assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb.

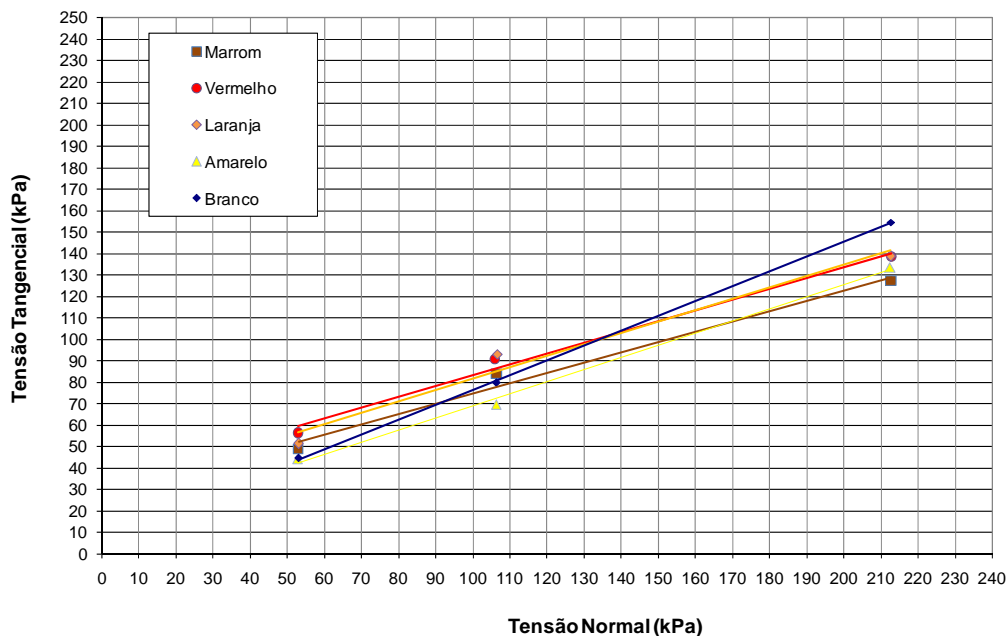


Figura 8.8 – Envoltória de resistência dos solos compactados para deslocamento de 6 mm assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb.

A variação dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para a envoltória ajustada para 12 mm de deslocamento e para 6 mm de deslocamento é

praticamente nula. O parâmetro coesivo aumenta do solo Branco para o solo Vermelho e apresenta um decréscimo para o solo Marrom. Nota-se o mesmo comportamento para o ângulo de atrito considerando o deslocamento de 12 mm. Para o deslocamento de 6 mm o ângulo de atrito sempre decresce com o intemperismo.

Tabela 8.2 – Resumo dos ensaios de cisalhamento direto para os solos compactados.

Solo	Coesão (c) (kPa)	Ângulo de atrito (ϕ) ($^{\circ}$)	Coesão (c) kPa	Ângulo de atrito (ϕ) ($^{\circ}$)
	Deslocamento de 12 mm		Deslocamento de 6 mm	
Marrom	24,1	28,0	26,9	25,6
Vermelho	34,6	25,5	32,6	26,7
Laranja	17,3	31,2	28,4	27,9
Amarelo	14,2	32,9	12,4	29,4
Branco	7,1	32,5	7,1	34,6

8.1.2.2. Ensaio de Compressão Simples

Os ensaios de compressão simples foram realizados em corpos-de-prova de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Para a obtenção de corpos-de-prova com diferentes teores de umidade, os mesmos foram secos ou umedecidos a partir da umidade de compactação, conforme descrito no item 8.1.1. A expansão ou contração dos corpos-de-prova decorrentes da alteração no teor de umidade era livre. Os teores de umidade nos quais os corpos de prova foram ensaiados situavam-se entre 0% e 39%.

Optou-se por ensaiar os corpos-de-prova à velocidade constante de 0,5 mm/min, velocidade recomendada pela norma brasileira (ABNT, 1992). Oliveira (2004), em ensaios de compressão simples, observou que a velocidade não influencia a resistência à compressão não-confinada. O autor citado realizou ensaios de compressão simples em solo residual compactado em velocidades de cisalhamento variando entre 0,03 e 0,5 mm/min. Após o ensaio a umidade final era determinada. Este teor de umidade era correlacionado com a sucção matricial através da curva característica do solo. A duração total do ensaio variou conforme o teor de umidade do corpo-de-prova, sendo que os de umidade mais baixa rompiam em menor tempo. Considerando os corpos-de-prova próximos à saturação, o tempo de ensaio dificilmente ultrapassava 10 minutos. Pelo pouco tempo que ficavam expostos ao ar, considerou-se que não ocorriam variações no teor de umidade do corpo-de-prova durante o ensaio. Portanto, os ensaios foram conduzidos com drenagem ao ar e umidade constante.

A sucção dos corpos-de-prova foi determinada indiretamente, correlacionando o teor de umidade do solo ao final do ensaio com a curva característica do material. Ressalta-se que o valor da sucção corresponde ao teor de umidade médio do corpo-de-prova e que durante o cisalhamento podem ocorrer variações locais de umidade, principalmente na zona de ruptura.

Os índices físicos foram calculados para todos os corpos-de-prova e seus valores são apresentados nas tabelas 8.3 a 8.7. A partir das curvas tensão – deformação foi calculado o módulo inicial dos corpos-de-prova para pequenas deformações, normalmente menor do que 0,5%, que está representado nas tabelas por E.

Tabela 8.3 – Índices físicos dos corpos-de-prova Branco compactados submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	W inicial (%)	W grav. (%)	W vol. (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)	E (kPa)
1	2.4056.07	33,10	16,00	4,33	7,88	18,62	17,85	2,699	0,48	24,37	1132
2		49,91	16,00	4,45	8,04	18,52	17,73	2,699	0,49	24,50	14743
3		48,38	16,00	6,47	11,62	18,75	17,61	2,699	0,50	34,93	3638
4		43,54	16,00	6,67	11,66	18,30	17,16	2,699	0,54	33,32	4295
5		55,51	16,00	7,83	13,94	18,85	17,48	2,699	0,51	41,42	2369
6		56,79	16,00	9,00	15,63	18,57	17,04	2,699	0,55	44,17	2894
7		66,46	16,00	11,32	20,36	19,64	17,65	2,699	0,50	61,08	7276
8		58,31	16,00	11,33	20,44	19,70	17,69	2,699	0,50	61,18	4571
9		56,53	16,00	13,28	24,08	20,15	17,78	2,699	0,49	73,17	1144
10		39,98	16,00	14,93	26,80	20,23	17,61	2,699	0,50	80,61	899
11		55,00	16,00	20,01	34,60	20,35	16,96	2,699	0,56	96,45	1171
12		29,28	16,00	22,32	36,41	19,58	16,01	2,699	0,65	92,67	311
13		12,48	16,00	22,52	37,70	20,12	16,42	2,699	0,61	99,66	542
14		25,46	16,00	23,18	37,87	19,74	16,03	2,699	0,65	96,27	326
15		19,61	16,00	23,89	39,18	19,93	16,09	2,699	0,65	99,20	320
16		26,23	16,00	24,08	38,92	19,67	15,86	2,699	0,67	97,00	572

Tabela 8.4 – Índices físicos dos corpos-de-prova Amarelo compactados submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	W inicial (%)	W grav. (%)	W vol. (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	S (%)	E (kPa)
1	2.4058.07	84,54	19,00	0,00	0,00	17,21	17,21	2,749	0,57	0,00	7490
2		47,62	19,00	0,90	1,56	17,17	17,01	2,749	0,59	4,19	7057
3		85,31	19,00	0,90	1,57	17,27	17,12	2,749	0,58	4,27	11072
4		107,72	19,00	3,38	5,98	17,92	17,33	2,749	0,56	16,61	11641
5		78,94	19,00	5,10	8,90	17,98	17,11	2,749	0,58	24,17	1455
6		86,07	19,00	7,00	12,15	18,22	17,03	2,749	0,58	33,18	1184
7		83,52	19,00	8,44	14,21	17,92	16,52	2,749	0,63	36,83	4691
8		48,38	19,00	9,96	16,77	18,15	16,51	2,749	0,63	43,48	915
9		73,85	19,00	10,40	17,45	18,17	16,46	2,749	0,64	44,67	2476
10		68,25	19,00	10,80	17,93	18,05	16,29	2,749	0,66	44,99	1572
11		69,52	19,00	14,70	24,89	19,06	16,61	2,749	0,62	65,18	3257
12		42,02	19,00	15,19	25,60	19,04	16,53	2,749	0,63	66,27	3183
13		57,55	19,00	17,20	29,13	19,47	16,61	2,749	0,62	76,27	2761
14		50,93	19,00	18,47	31,06	19,55	16,50	2,749	0,63	80,58	2037
15		50,17	19,00	19,70	32,56	19,41	16,21	2,749	0,66	82,06	1625
16		46,35	19,00	21,82	35,53	19,46	15,97	2,749	0,69	86,94	3682
17		42,53	19,00	23,23	37,97	19,76	16,03	2,749	0,68	93,92	1777
18		28,01	19,00	26,04	41,13	19,53	15,50	2,749	0,74	96,73	606
19		18,33	19,00	29,21	44,19	19,18	14,84	2,749	0,82	97,94	201
20		15,53	19,00	29,68	44,84	19,22	14,82	2,749	0,82	99,52	5992

Tabela 8.5 – Índices físicos dos corpos-de-prova Laranja compactados submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	W inicial (%)	W grav. (%)	W vol. (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	S (%)	E (kPa)
1	2.4057.07	98,29	22,50	3,30	5,48	16,84	16,30	2,739	0,65	14,02	5766
2		145,40	22,50	4,40	7,22	16,47	15,77	2,739	0,7	17,22	1273
3		129,11	22,50	8,00	13,38	17,72	16,41	2,739	0,64	34,16	20249
4		111,54	22,50	9,10	14,99	16,92	15,52	2,739	0,73	33,98	6439
5		128,34	22,50	10,30	16,82	17,67	16,03	2,739	0,68	41,35	11860
6		98,55	22,50	11,13	18,11	17,74	15,97	2,739	0,68	44,81	572
7		97,53	22,50	12,81	21,28	18,39	16,30	2,739	0,65	53,98	7162
8		78,43	22,50	16,46	26,47	18,38	15,78	2,739	0,70	64,39	5252
9		104,91	22,50	18,03	28,47	18,28	15,49	2,739	0,73	67,66	2387
10		50,93	22,50	25,42	40,04	19,38	15,45	2,739	0,74	94,09	2037
11		49,15	22,50	28,21	43,07	19,20	14,98	2,739	0,79	97,81	1289
12		16,81	22,50	30,71	45,16	18,86	14,43	2,739	0,86	97,80	326
13		38,20	22,50	31,99	46,11	18,67	14,14	2,739	0,90	97,34	579
14		4,33	22,50	32,67	46,78	18,63	14,05	2,739	0,91	98,34	105

Tabela 8.6 – Índices físicos dos corpos-de-prova Vermelho compactados submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	W inicial (%)	W grav. (%)	W vol. (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	S (%)	E (kPa)
1	2.4059.07	90,15	24,00	4,12	6,70	16,62	15,96	2,807	0,73	15,82	585
2		140,57	24,00	7,07	11,43	16,97	15,85	2,807	0,74	26,83	8149
3		158,65	24,00	11,21	17,57	17,11	15,38	2,807	0,79	39,81	5030
4		208,05	24,00	15,15	24,10	17,97	15,61	2,807	0,76	55,94	11641
5		160,43	24,00	19,18	29,45	17,95	15,07	2,807	0,83	64,85	1273
6		131,14	24,00	20,87	32,20	18,30	15,14	2,807	0,82	71,42	2425
7		79,96	24,00	25,21	38,42	18,72	14,95	2,807	0,84	84,22	1395
8		73,34	24,00	28,51	41,74	18,46	14,36	2,807	0,92	86,98	3105
9		42,02	24,00	31,82	45,21	18,37	13,94	2,807	0,98	91,14	1520
10		17,83	24,00	35,68	48,08	17,93	13,22	2,807	1,08	92,73	149
11		19,86	24,00	38,59	51,63	18,19	13,12	2,807	1,10	98,47	316
12		12,73	24,00	39,00	51,74	18,09	13,01	2,807	1,12	97,74	324

Tabela 8.7 – Índices físicos dos corpos-de-prova Marrom compactados submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	W inicial (%)	W grav. (%)	W vol. (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	S (%)	E (kPa)
1	2.4060.07	741,53	24,00	3,60	5,90	16,66	16,08	2,740	0,67	14,72	14743
2		532,72	24,00	5,40	8,91	17,07	16,19	2,740	0,66	22,42	10074
3		628,22	24,00	9,70	15,70	17,42	15,88	2,740	0,69	38,52	29030
4		581,87	24,00	9,90	15,91	17,32	15,76	2,740	0,70	38,74	653
5		571,68	24,00	12,60	20,12	17,64	15,67	2,740	0,72	47,92	19929
6		606,57	24,00	14,81	23,44	17,82	15,52	2,740	0,73	55,58	55723
7		398,52	24,00	15,59	24,49	17,81	15,41	2,740	0,74	57,71	9431
8		387,57	24,00	19,01	29,80	18,30	15,38	2,740	0,75	69,41	81618
9		219,76	24,00	20,24	31,96	18,63	15,49	2,740	0,73	75,94	1132
10		129,11	24,00	23,62	37,17	19,08	15,44	2,740	0,74	87,41	10042
11		61,62	24,00	26,73	41,63	19,36	15,28	2,740	0,76	96,33	3251
12		53,73	24,00	27,54	41,99	19,07	14,95	2,740	0,80	94,30	1132
13		37,43	24,00	28,42	42,82	18,98	14,78	2,740	0,82	94,93	1306
14		56,79	24,00	28,64	43,50	19,17	14,90	2,740	0,80	98,06	698
15		34,63	24,00	28,90	43,52	19,04	14,77	2,740	0,82	96,54	2144
16		16,81	24,00	31,60	45,89	18,75	14,25	2,740	0,89	97,23	621

Os modos de ruptura ocorriam, na maioria das vezes, em planos diagonais bem definidos, principalmente para teores de umidade iguais ou inferiores ao teor de umidade ótimo. No entanto, também ocorrem planos de ruptura próximos à vertical, rupturas no terço superior do corpo-de-prova, ou, nos casos em que o teor de umidade era bastante elevado a ruptura do tipo dúctil. A Figura 8.9 exemplifica as formas de ruptura citadas no texto e observadas nos ensaios de compressão simples dos solos compactados. Embora apresentassem esses diferentes comportamentos na ruptura, nenhum resultado de corpo-de-prova foi descartado nas análises.

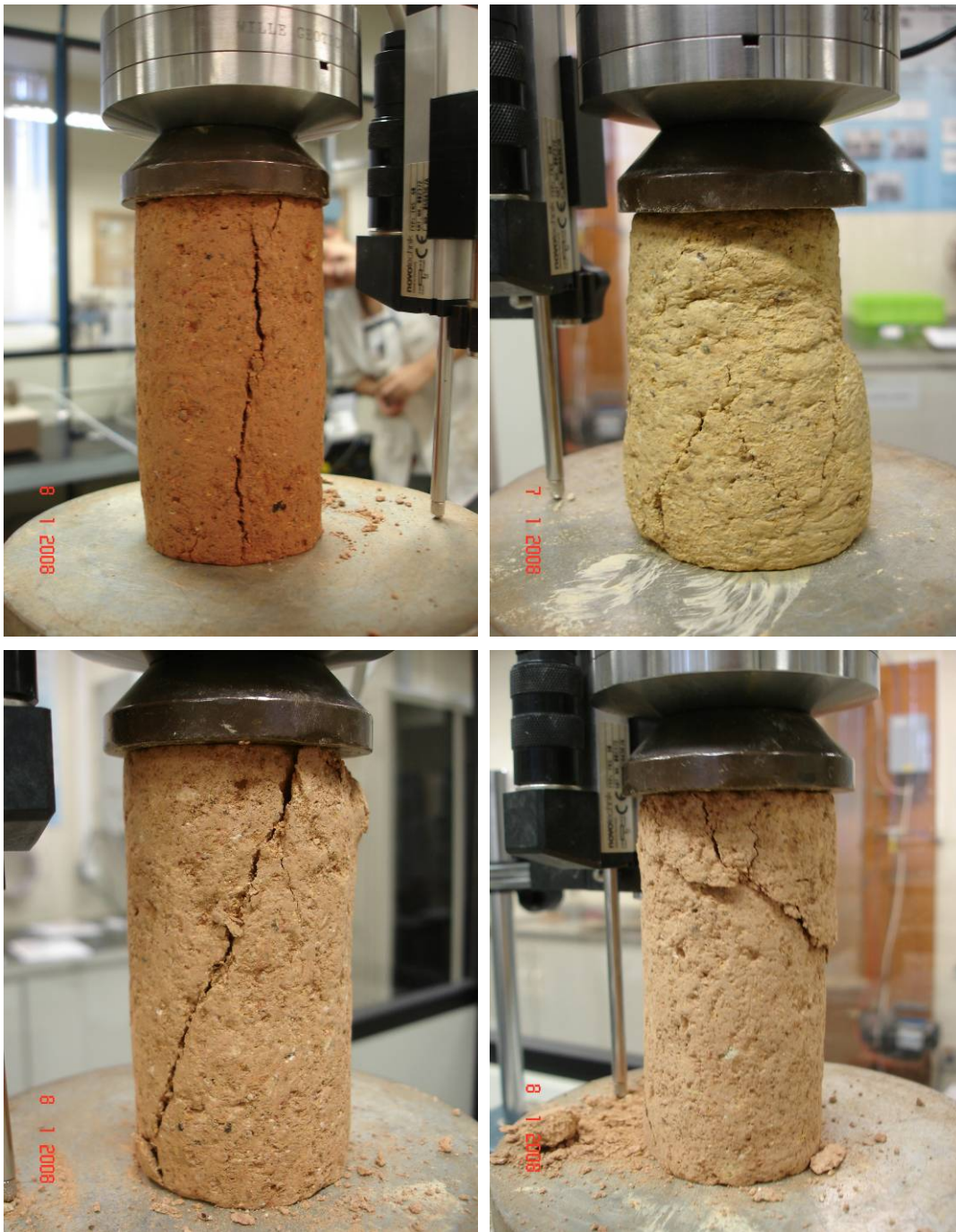


Figura 8.9 – Modos de ruptura dos corpos-de-prova compactados. (a) Plano de ruptura vertical. (b) Sem plano de ruptura definido. (c) Plano de ruptura inclinado. (d) Ruptura no topo do corpo-de-prova.

Nas Figura 8.10 a Figura 8.14 são apresentadas as curvas de resistência à compressão simples versus a deformação do corpo-de-prova para os solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom. Observa-se que quanto menor o teor de umidade, menor é a deformação axial na ruptura.

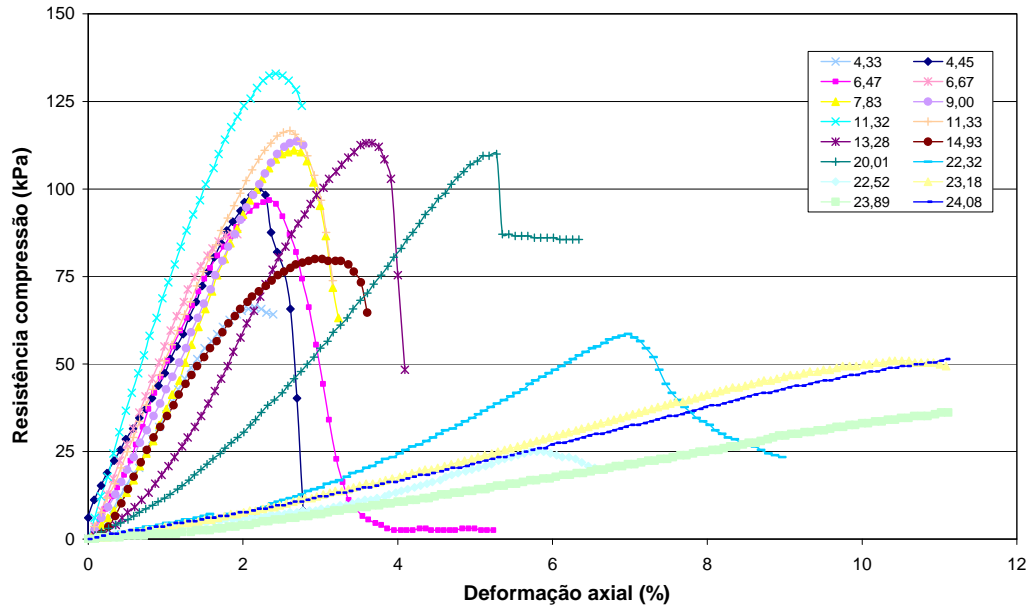


Figura 8.10 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Branco compactado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

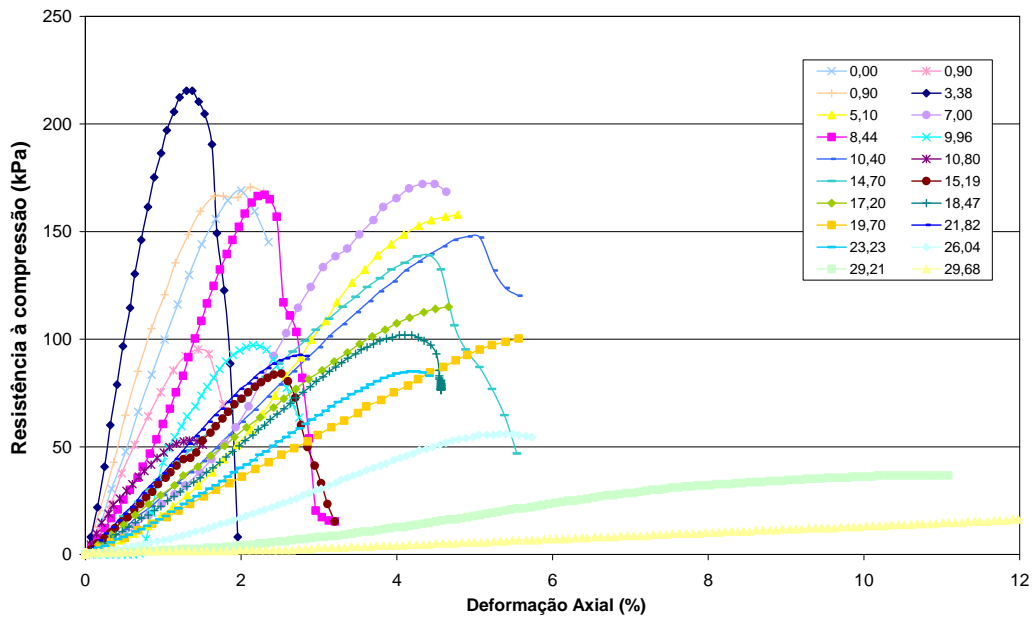


Figura 8.11 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Amarelo compactado.

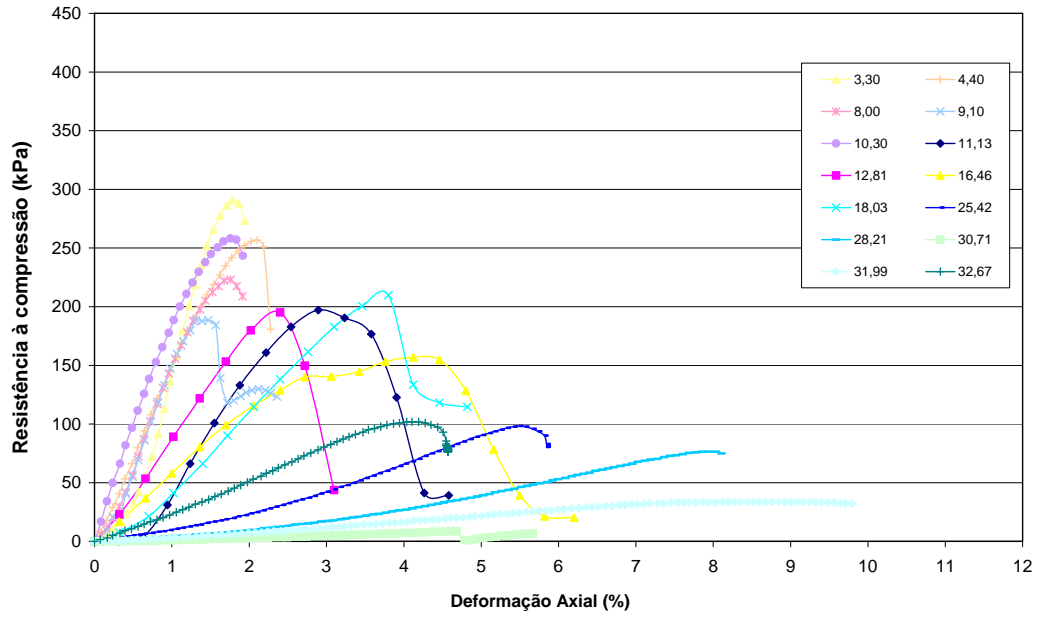


Figura 8.12 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Laranja compactado.

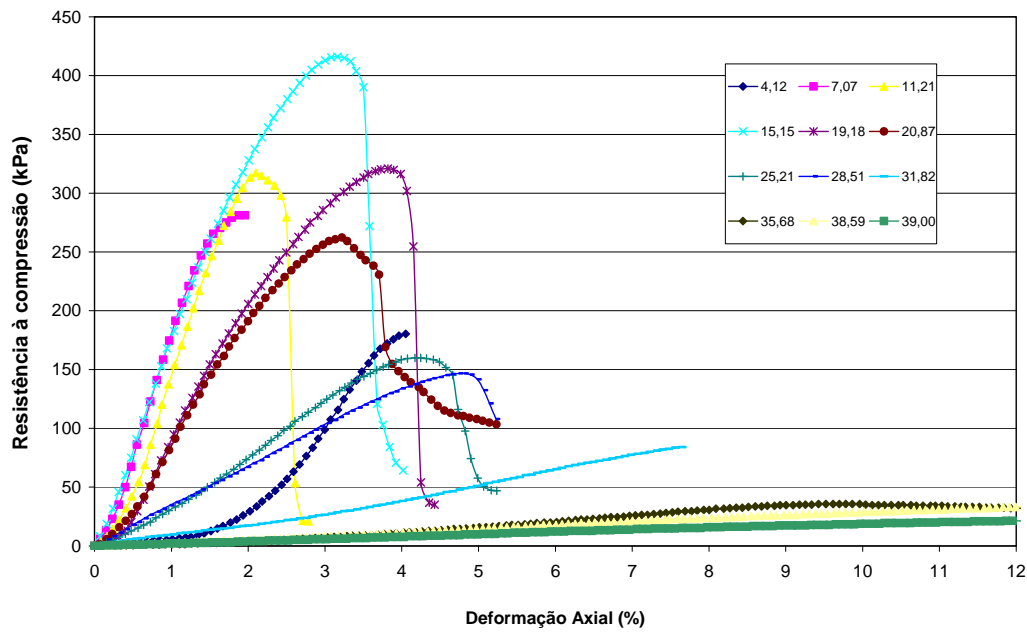


Figura 8.13 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Vermelho compactado.

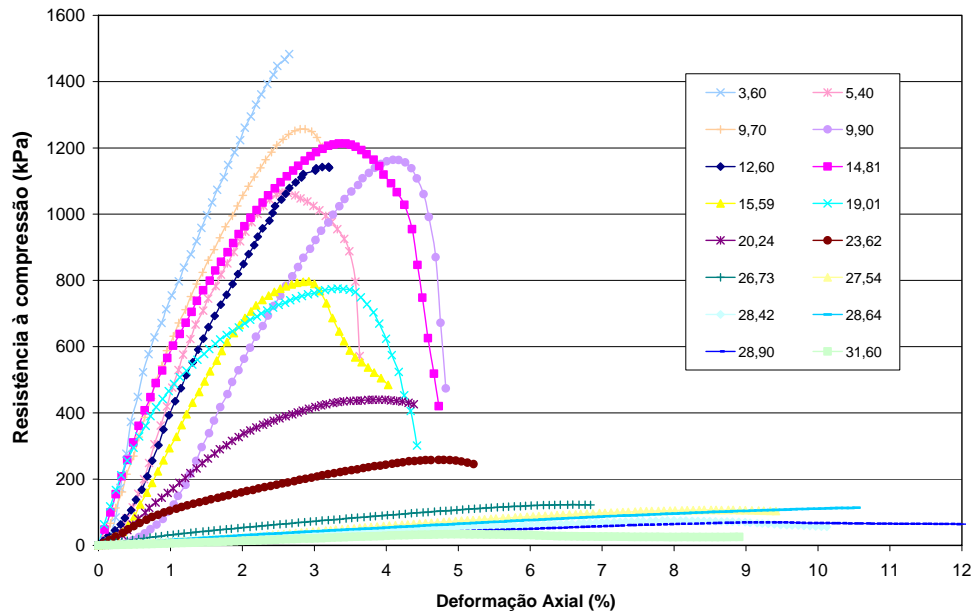


Figura 8.14 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Marrom compactado.

A variação do módulo de deformação inicial em função do grau de saturação para todos os corpos-de-prova ensaiados é apresentada na Figura 8.15. No primeiro gráfico, em escala de 0 a 90.000 kPa para o módulo, dois corpos-de-prova do solo marrom apresentam um módulo de elasticidade bastante superior aos demais, inclusive aos outros pontos do solo Marrom. No segundo gráfico, em escala de 0 a 30.000 kPa, excluindo-se os dois pontos citados, observa-se ainda grande dispersão dos resultados.

A Figura 8.16 apresenta as variações dos módulos em função do grau de saturação, separadamente para cada solo. O solo Marrom tem o maior módulo no grau de saturação de 70% com 82 MPa, seguido do solo Laranja com 20 MPa em 34% de grau de saturação. Os solos Vermelho e Amarelo apresentaram módulo de 12 MPa e o solo Branco tem o menor módulo com apenas 7 MPa. Alguns corpos-de-prova que apresentam valores de módulo iniciais baixos – como, por exemplo, o corpo-de-prova laranja de teor de umidade igual a 11% – tem o seu trecho inicial da curva tensão-deformação com formato côncavo, ou seja, apresentam deformação considerável para pequena carga. Após certa deformação, esses corpos-de-prova recuperam sua capacidade de carga e a curva tensão-deformação inverte sua concavidade. A baixa rigidez dos corpos-de-prova no trecho inicial das curvas tensão-deformação é decorrente da existência de cavidades (fissuras, poros) nos solos e, também “assentamento” do *cap* superior e da célula de carga no topo da amostra. Esse fato conduz a um valor irreal (baixo) para o módulo inicial. Nesses casos, o módulo para as deformações de 1,5% refletem melhor a rigidez do solo em comparação ao módulo equivalente à deformação de 0,5%.

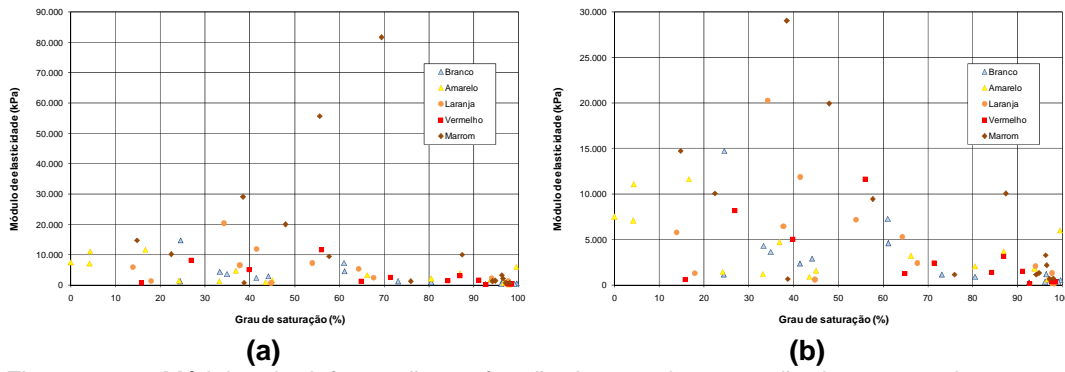
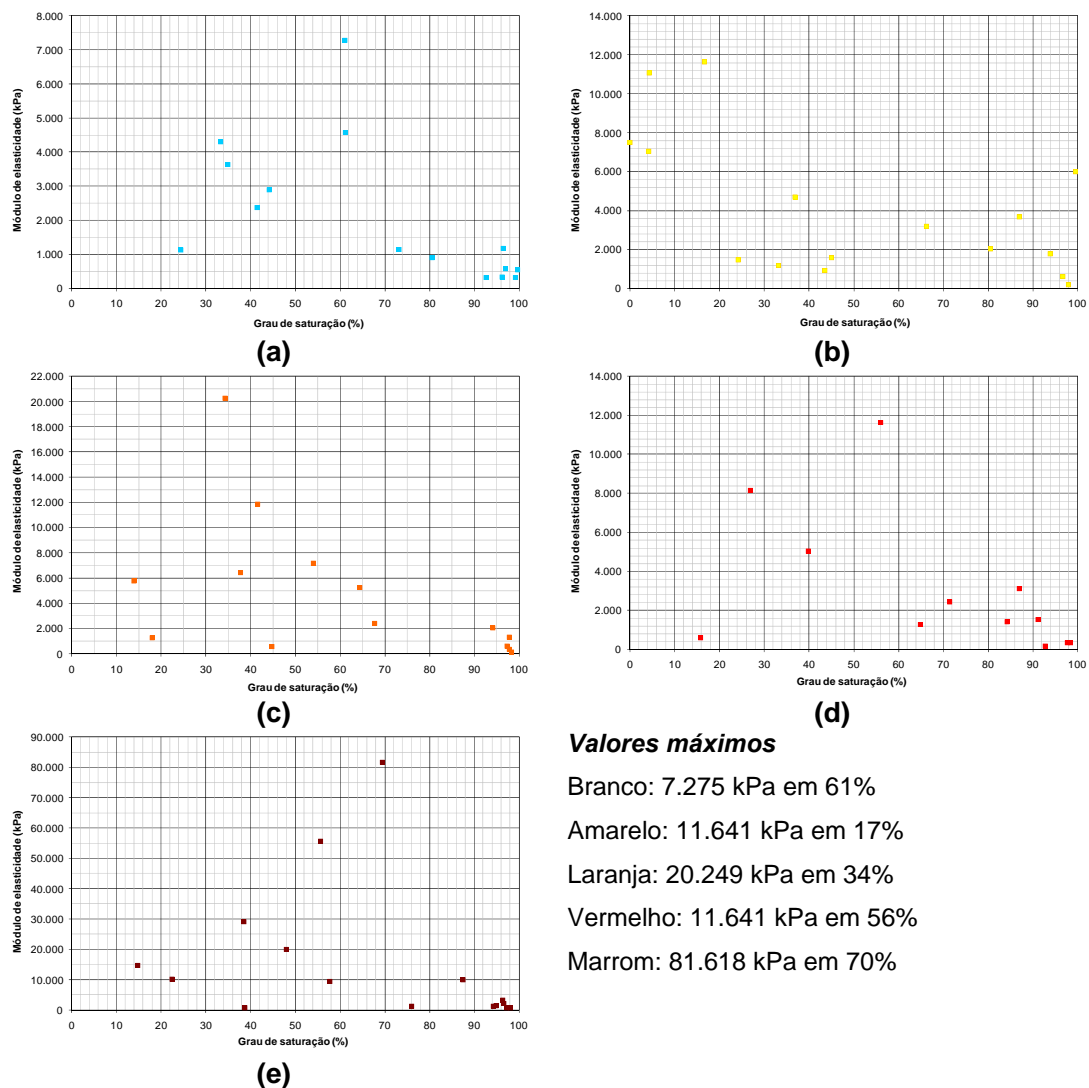


Figura 8.15 – Módulos de deformação em função do grau de saturação dos corpos-de-prova.

(a) Escala de 0 a 90.000 kPa. (b) Escala de 0 a 30.000 kPa.



Valores máximos

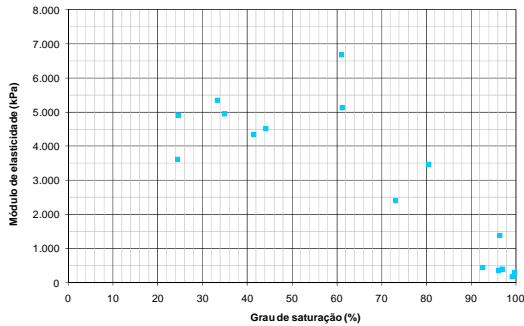
- Branco: 7.275 kPa em 61%
- Amarelo: 11.641 kPa em 17%
- Laranja: 20.249 kPa em 34%
- Vermelho: 11.641 kPa em 56%
- Marrom: 81.618 kPa em 70%

Figura 8.16 – Módulos de deformação em função do grau de saturação dos corpos-de-prova.

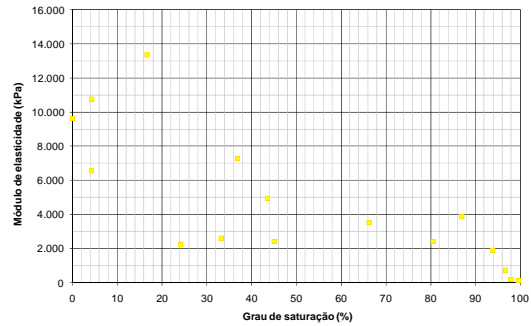
(a) Solo Branco compactado. (b) Solo Amarelo compactado. (c) Solo Laranja compactado. (d) Solo Vermelho compactado. (e) Solo Marrom compactado.

Na Figura 8.17 estão apresentados os módulos para deformação axial de 1,5% para os solos compactados. Os valores máximos de E obtidos para a deformação de 1,5% são bastante próximos aos obtidos para a deformação inicial (inferior a 0,5%)

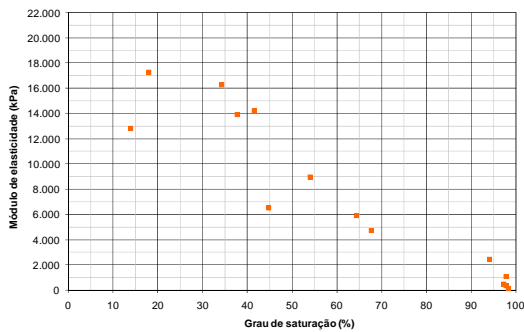
apresentados na Figura 8.16. No entanto, com a deformação de 1,5% é mais clara a dependência da rigidez do corpo-de-prova com o grau de saturação. O valor do módulo aumenta com a diminuição do grau de saturação para todos os solos. Na Figura 8.18 os resultados são traçados em conjunto para os solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom. Visualiza-se a maior rigidez do solo Marrom em relação aos demais.



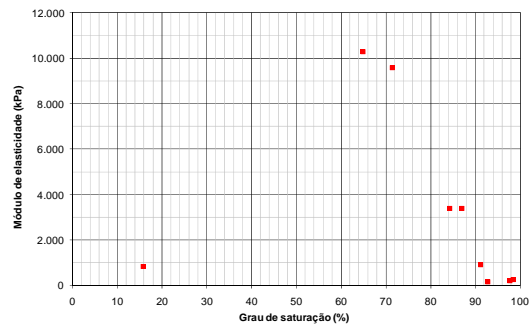
(a)



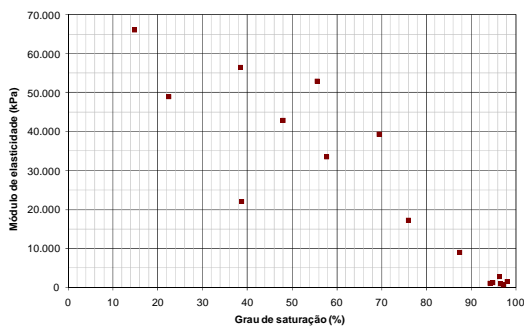
(b)



(c)



(d)



(e)

Valores máximos

Branco: 6.672 kPa em 61%

Amarelo: 13.373 kPa em 17%

Laranja: 17.285 kPa em 18%

Vermelho: 10.280 kPa em 65%

Marrom: 66.040 kPa em 15%

Figura 8.17 – Módulos iniciais para a deformação de 1,5% em função do grau de saturação dos corpos-de-prova. (a) Solo Branco compactado. (b) Solo Amarelo compactado. (c) Solo Laranja compactado. (d) Solo Vermelho compactado. (e) Solo Marrom compactado.

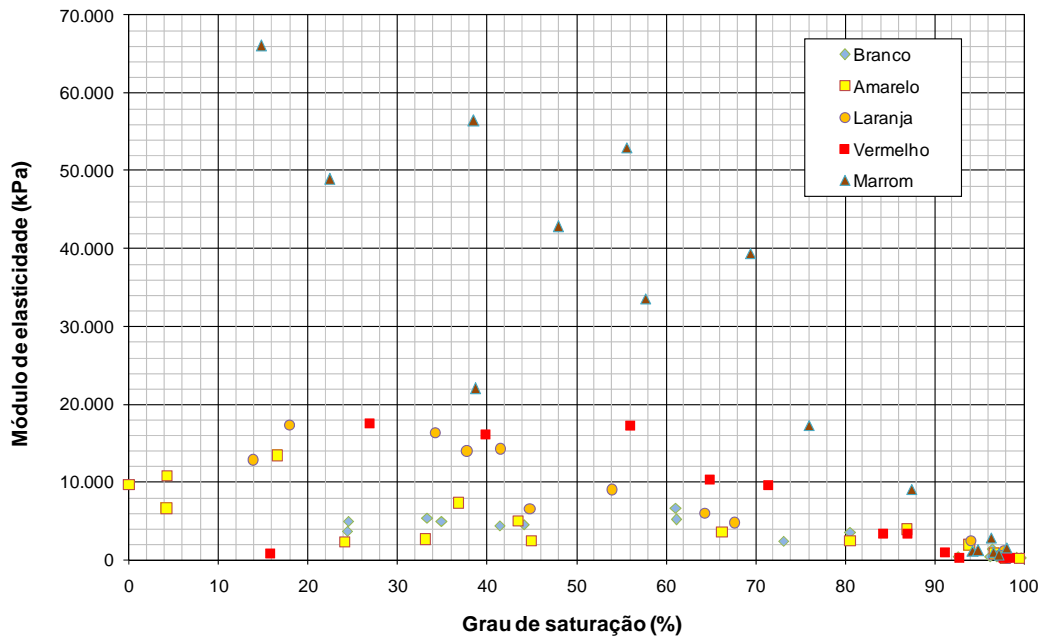


Figura 8.18 – Módulos iniciais para deformação de 1,5% em função do grau de saturação dos corpos-de-prova.

A partir da análise da variação dos índices físicos dos corpos-de-prova ensaiados, é possível avaliar o comportamento dos solos em relação à variação volumétrica em função do teor de umidade. Na Figura 8.19 estão apresentadas as variações dos índices de vazios (e) em função dos teores de umidade gravimétrica (w). Os pontos cheios são as amostras que secaram ou umedeceram a partir do teor de umidade ótima, que está representado por um ponto vazado. Observa-se que para teores de umidade mais elevados, as variações de volume são maiores e à medida que o teor de umidade diminui estas variações passam a ser menores. Para cada solo existe um teor de umidade a partir do qual as variações volumétricas são praticamente nulas e que podem ser determinadas pelo encontro das duas retas ajustadas nas curvas de e x w (%). Esses valores estão descritos na Tabela 8.8. Para o solo Marrom essa umidade é de 9,5%, para o solo Vermelho é de 14%, e para os solos Laranja, Amarelo e Branco são de 17%, 16% e 17%, respectivamente. A sucção matricial equivalente a esses teores de umidade também está apresentada na Tabela 8.8. Esse valor de sucção representa o limite a partir do qual a sucção já não é mais efetiva em relação à contração volumétrica dos solos. Esses parâmetros serão utilizados na análise dos resultados dos ensaios. O teor de umidade a partir do qual não ocorrem variações de volume nas amostras será denominado neste trabalho de “limite de contração”.

Tabela 8.8 – Condições de variação nula de volume para os solos compactados.

Solo	Teor de umidade ótimo (%)	Condições de variação nula de volume "Limite de contração"		
		Teor de umidade (%)	Grau de saturação (%)	Sucção matricial (kPa)
Marrom	24	9,5	35,1	43.000
Vermelho	23,8	14,0	47,3	2.330
Laranja	22,9	17,0	63,0	440
Amarelo	18,9	16,0	73,3	310
Branco	16,2	17,0	90,0	90

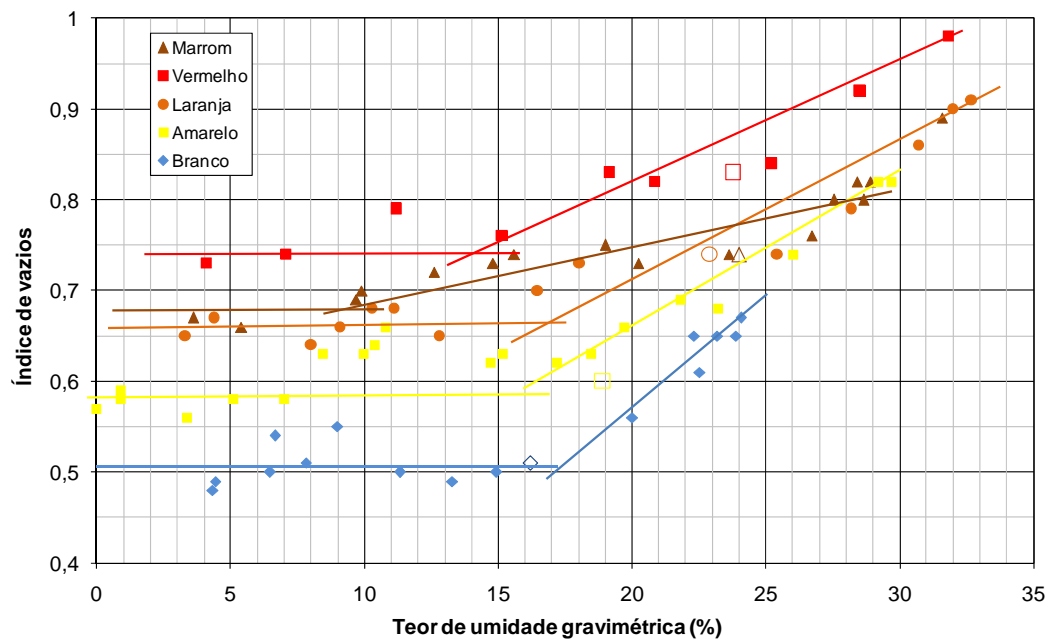


Figura 8.19 – Variação do índice de vazios em função da umidade gravimétrica para os solos compactados.

As Figuras 8.20 a 8.34 apresentam os resultados dos ensaios de compressão uniaxial correlacionados com outros parâmetros dos solos. Nos gráficos, o valor de "Resistência" equivale a $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$. A Figura 8.20 apresenta a resistência à compressão uniaxial em função do grau de saturação dos corpos-de-prova para o solo Branco. Está indicado nos rótulos dos pontos o valor do índice de vazios de cada corpo-de-prova. A Figura 8.21 apresenta os mesmos ensaios de resistência à compressão uniaxial agora em função do teor de umidade gravimétrica. No mesmo gráfico está representado o limite de plasticidade do solo (linha azul, LP), o limite de variação volumétrica nula (linha azul, LC) e as áreas de sucção capilar e sucção residual (áreas lilás), limitadas pelo teor de umidade de entrada de ar (24%) e o teor

de umidade residual (0,5%). Esses limites foram definidos pela curva característica de sucção do solo (ver Capítulo 6).

Não foi possível a obtenção de corpos-de-prova em teores de umidade superiores a 24%, valor da entrada de ar deste solo e próximo ao limite de plasticidade de 23%, porque o solo não “retinha” a água adicionada a ele. Também não foi possível a obtenção de corpos-de-prova em teores de umidade inferiores a 4% pois o solo não apresentava coesão e “se desmanchava”.

Tanto na Figura 8.20 como na Figura 8.21 visualiza-se um aumento da resistência a partir do estado saturado com a diminuição do grau de saturação até o valor de 60% (teor de umidade em torno de 13%), e uma diminuição da resistência para valores de saturação inferiores a esse. O limite de plasticidade, o valor de entrada de ar e o teor de umidade residual parecem não ter relação com o teor de umidade para o qual o solo apresenta resistência máxima. Os corpos-de-prova foram compactados no teor de umidade ótimo, que para esse solo é igual a 16%. O ponto de resistência à compressão máxima é inferior ao teor de umidade ótimo do solo, e este parâmetro também parece não ter relação com o pico de resistência.

Observa-se que os valores de índice de vazios dos corpos-de-prova variam entre 0,48, para os menores teores de umidade, a 0,67, para os maiores teores de umidade. Na Figura 8.22(a) apresenta-se a variação do índice de vazios com a resistência não confinada. Embora a resistência apresente um acréscimo com a diminuição do índice de vazios num primeiro momento, esse não parece ser o único parâmetro responsável pelo aumento da resistência, pois mesmo com a estabilização do índice de vazios a resistência continua em ascendência. Na Figura 8.22(b) apresenta-se a variação do índice de vazios com o teor de umidade. Embora pequena, o solo Branco compactado apresenta uma contração de volume com a diminuição do teor de umidade.

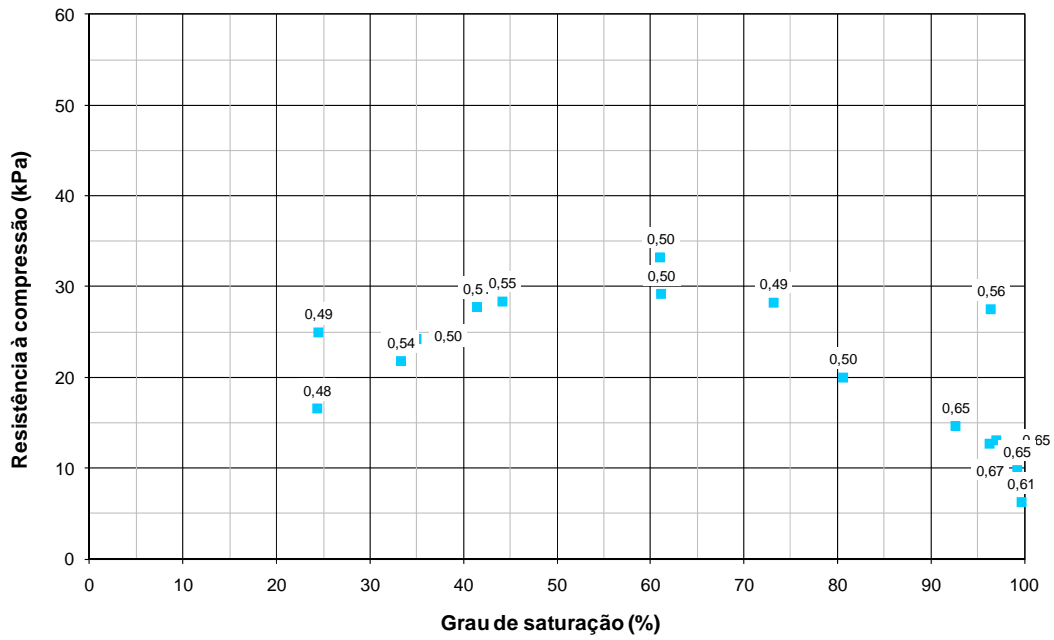


Figura 8.20 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Grau de saturação para o solo Branco compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

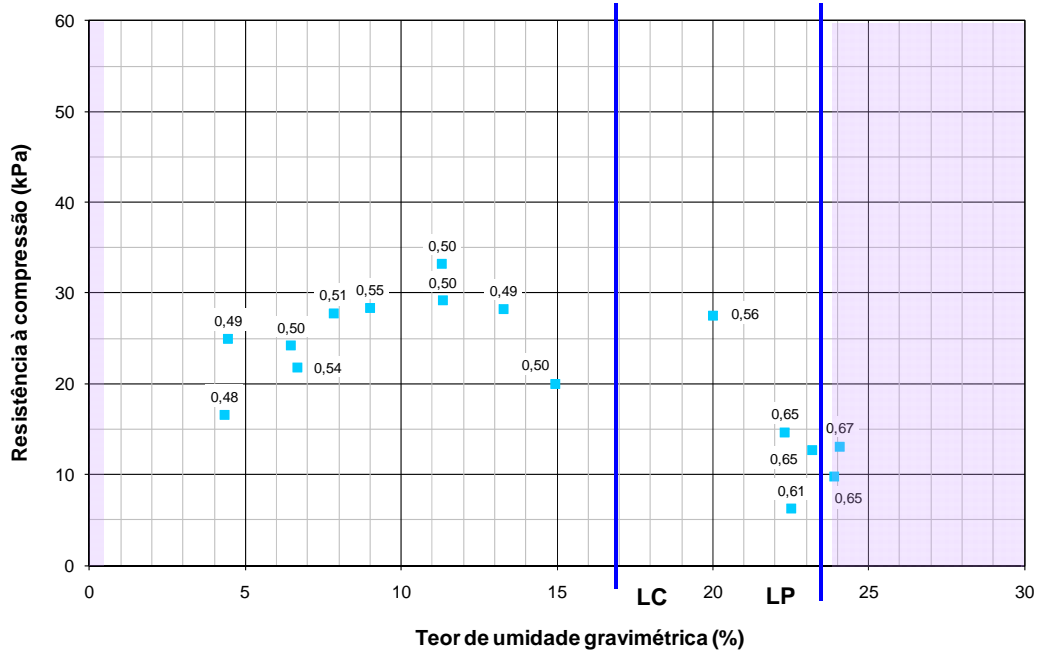


Figura 8.21 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Teor de umidade gravimétrica para o solo Branco compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

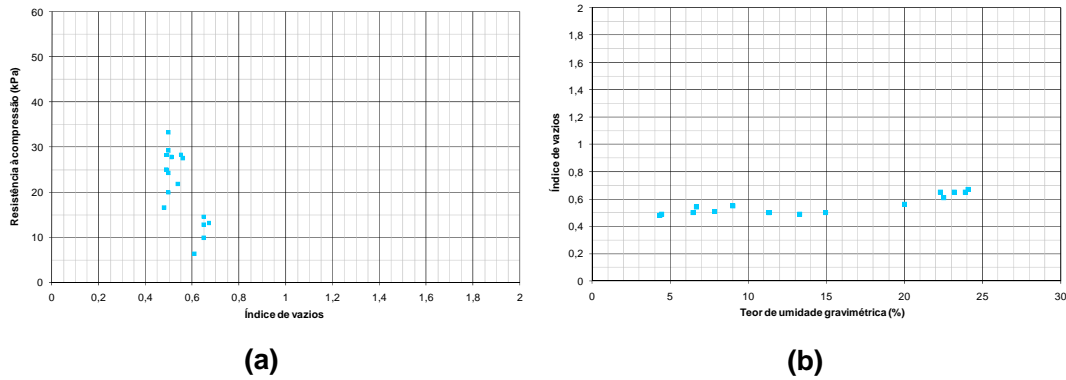


Figura 8.22 – Solo Branco compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.

Na Figura 8.23 e na Figura 8.24 apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão uniaxial em função do grau de saturação e do teor de umidade para o solo Amarelo. Assim como no solo Branco, estão representados o limite de plasticidade (LP), o limite de contração (LC) e as áreas de sucção residual e sucção capilar no gráfico de resistência *versus* teor de umidade. O limite de plasticidade desse solo é igual a 27%, o valor de entrada de ar é igual a 29% e o teor de umidade residual é igual a 2,5%.

Observa-se que esse solo no estado compactado apresenta a resistência máxima para o grau de saturação em torno de 15% (no gráfico de teor de umidade em torno de 3,5%). Assim como no solo Branco, a redução do teor de umidade proporciona uma pequena redução do índice de vazios, conforme pode ser observado na Figura 8.25(b). O índice de vazios dos corpos-de-prova variou entre 0,82 e 0,56 sendo que esse parâmetro torna-se constante em torno da umidade de 16%. A diminuição do índice de vazios provoca um aumento da resistência do solo, conforme pode ser visto na Figura 8.25(a).

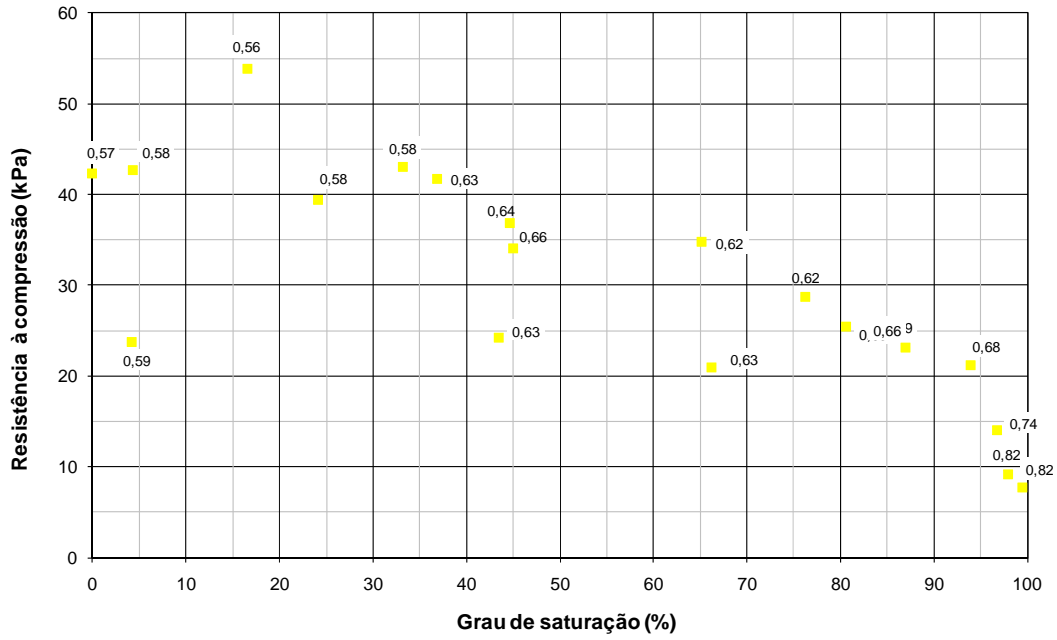


Figura 8.23 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Grau de saturação para o solo Amarelo compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

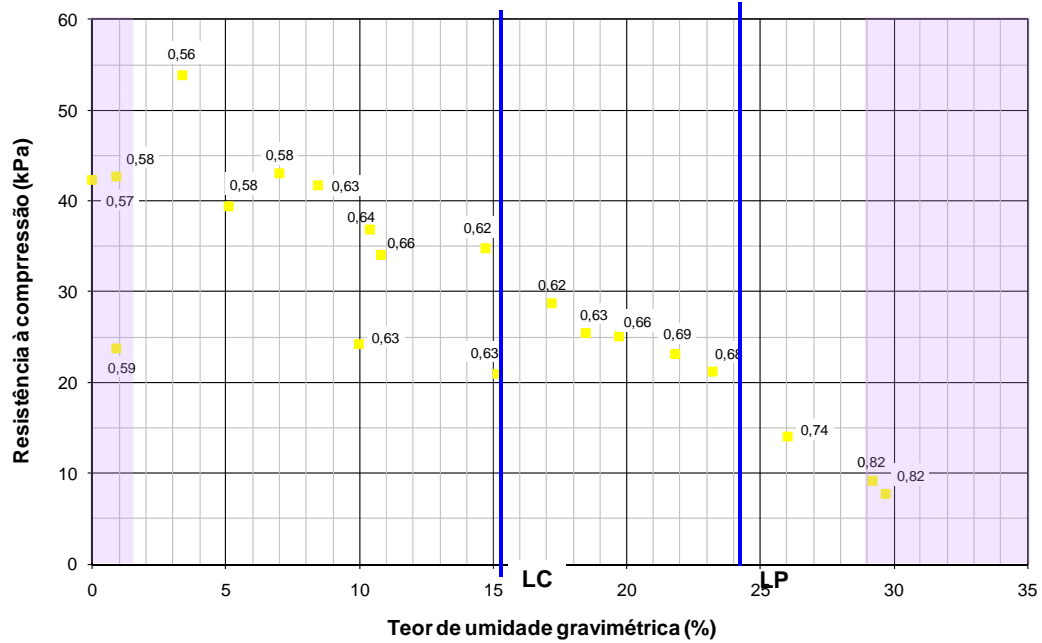


Figura 8.24 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Teor de umidade gravimétrica para o solo Amarelo compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

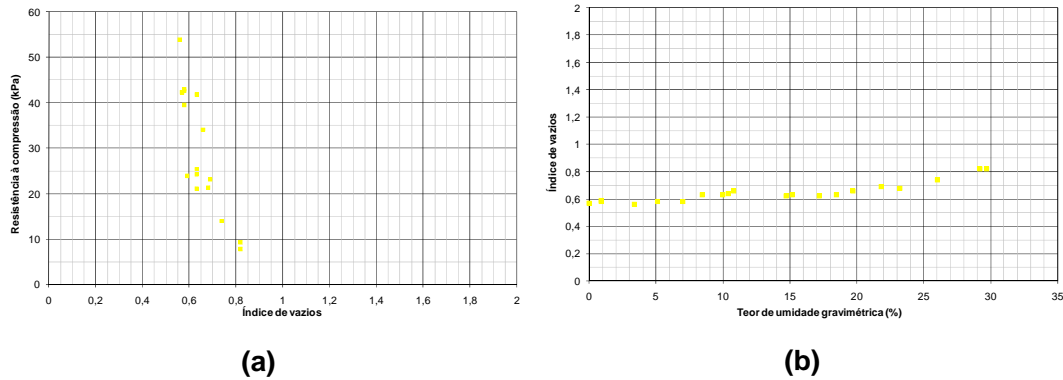


Figura 8.25 – Solo Amarelo compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.

Os resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo Laranja são apresentados na Figura 8.26, com a resistência em função do grau de saturação, e na Figura 8.27, de resistência em função do teor de umidade gravimétrica. O limite de plasticidade desse solo, representado na figura por LP é igual a 27%, e o limite de contração é igual a 17% (LC). Os teores de umidade de entrada de ar e residual que delimitam os estados de sucção capilar e sucção residual respectivamente são iguais a 28% e 0,5%. A partir do teor de umidade de 33%, com a secagem do material, observa-se um acréscimo da resistência à compressão. O valor máximo atingido por esse solo é de 73 kPa no teor de umidade de 4%. Um corpo-de-prova foi ensaiado no teor de umidade de 3%, acusando um decréscimo de resistência.

No estado saturado, o índice de vazios do solo é de 0,91 e no estado mais seco ensaiado, no grau de saturação de 14%, o índice de vazios é igual a 0,65. No teor de umidade ótima, estado inicial de todos os corpos-de-prova o índice de vazios do solo é igual a 0,74. A Figura 8.28 resume a variação do índice de vazios em função da umidade e sua relação com a resistência do solo. Há uma clara relação entre o índice de vazios e o teor de umidade.

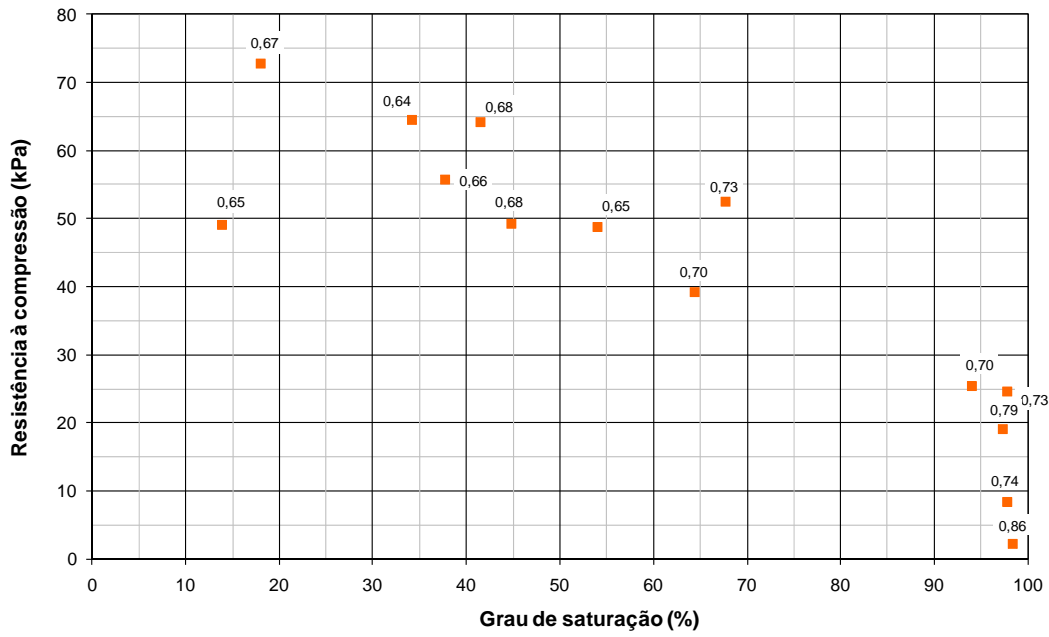


Figura 8.26 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Grau de saturação para o solo Laranja compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

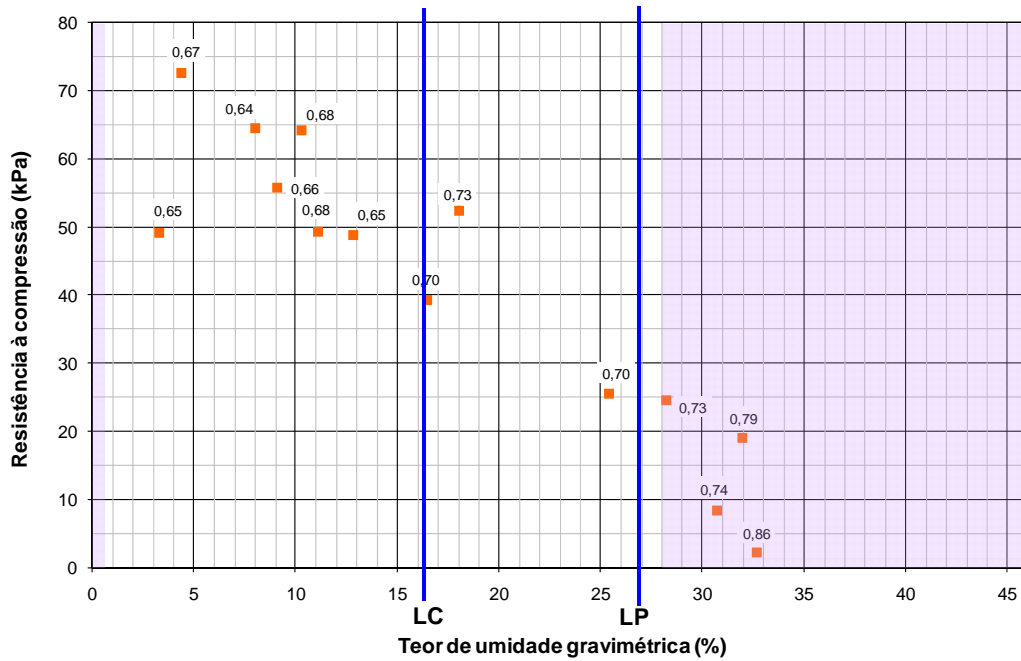


Figura 8.27 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Teor de umidade gravimétrica para o solo Laranja compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

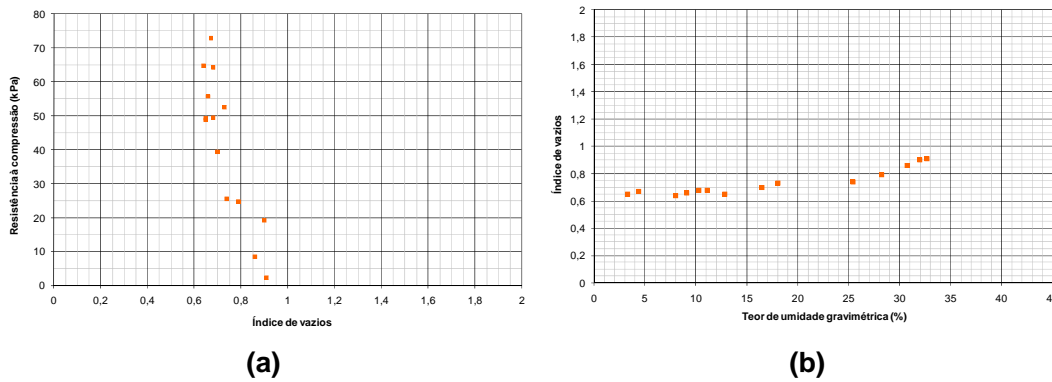


Figura 8.28 – Solo Laranja compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.

Para o solo Vermelho a resistência máxima é encontrada no grau de saturação de 55%, conforme pode ser visto na Figura 8.29, ou no teor de umidade de 15% na Figura 8.30. O limite de plasticidade deste solo é igual a 26%, o limite de contração é igual a 14%, o teor de umidade de entrada de ar é igual a 35% e o teor de umidade residual é igual a 2%. O índice de vazios do ponto que apresentou maior resistência é de 0,76. Na Figura 8.31 são apresentadas as variações da resistência com o índice de vazios e do índice de vazios com o teor de umidade. Para o solo Vermelho visualizam-se dois comportamentos bastante distintos, delimitados pelo limite de contração do solo. Para o teor de umidade de 39% o índice de vazios é igual a 1,12. Com a diminuição do teor de umidade o índice de vazios também diminui de forma linear, sendo que atinge o menor valor na umidade de 14%, justamente onde a maior resistência é alcançada.

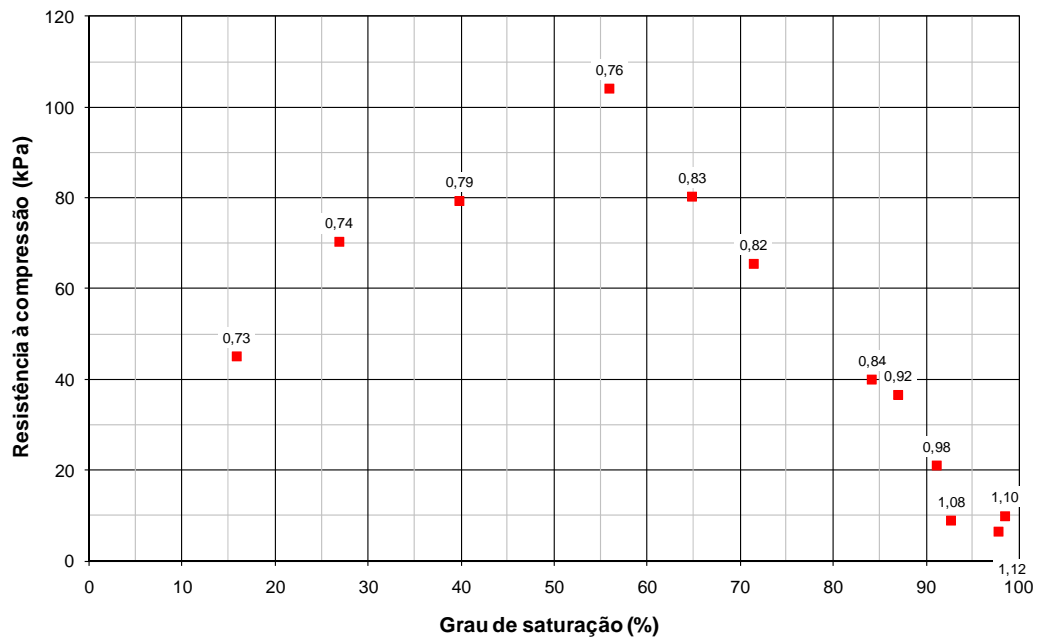


Figura 8.29 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Grau de saturação para o solo Vermelho compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

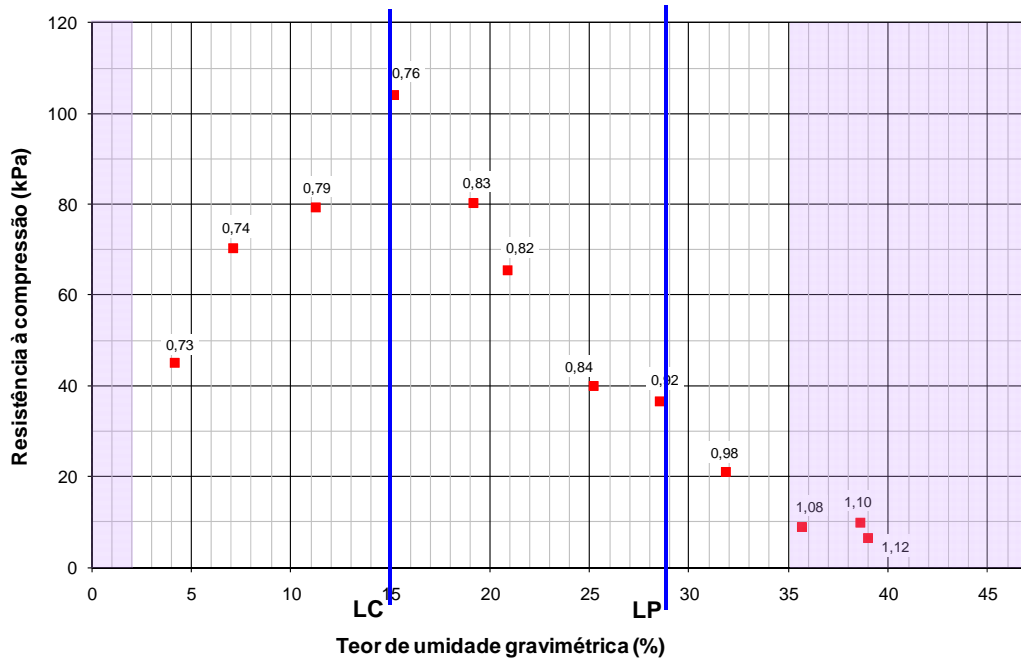


Figura 8.30 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Teor de umidade gravimétrica para o solo Vermelho compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

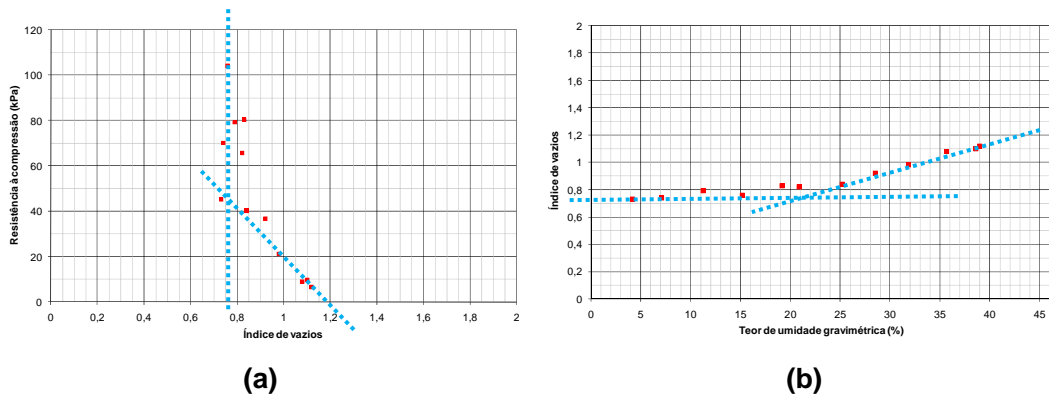


Figura 8.31 – Solo Vermelho compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.

Do mesmo modo foram traçados os gráficos de resistência à compressão não confinada versus grau de saturação e teor de umidade para o solo Marrom que são apresentados na Figura 8.32 e Figura 8.33. Os ensaios com o solo Marrom compactado foram realizados em teores de umidade que variaram de 31,5% até 3,5%. O limite de plasticidade do solo é de 29% e o valor de entrada de ar é de 28%. Com a diminuição do grau de saturação a resistência apresenta um acréscimo considerável de valor. Até o teor de umidade de 3,5% não foi registrada queda de resistência. Esse teor de umidade foi o mais baixo atingido deixando o corpo-de-prova secando à temperatura ambiente.

O índice de vazios dos corpos-de-prova variou entre 0,89 e 0,66, de acordo com o teor de umidade. A relação entre esses dois parâmetros está representada na Figura 8.34 (b). Em 9,5% de teor de umidade o índice de vazios atinge o menor valor, igual a 0,66. A relação entre o índice de vazios e a resistência à compressão pode ser visualizada na Figura 8.34 (a).

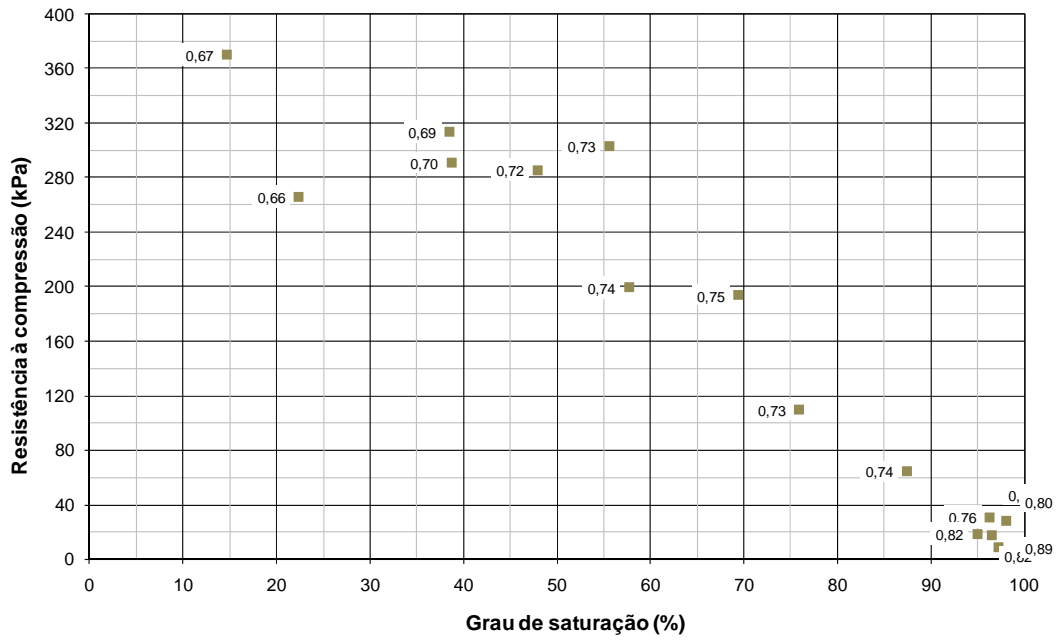


Figura 8.32 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Grau de saturação para o solo Marrom compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

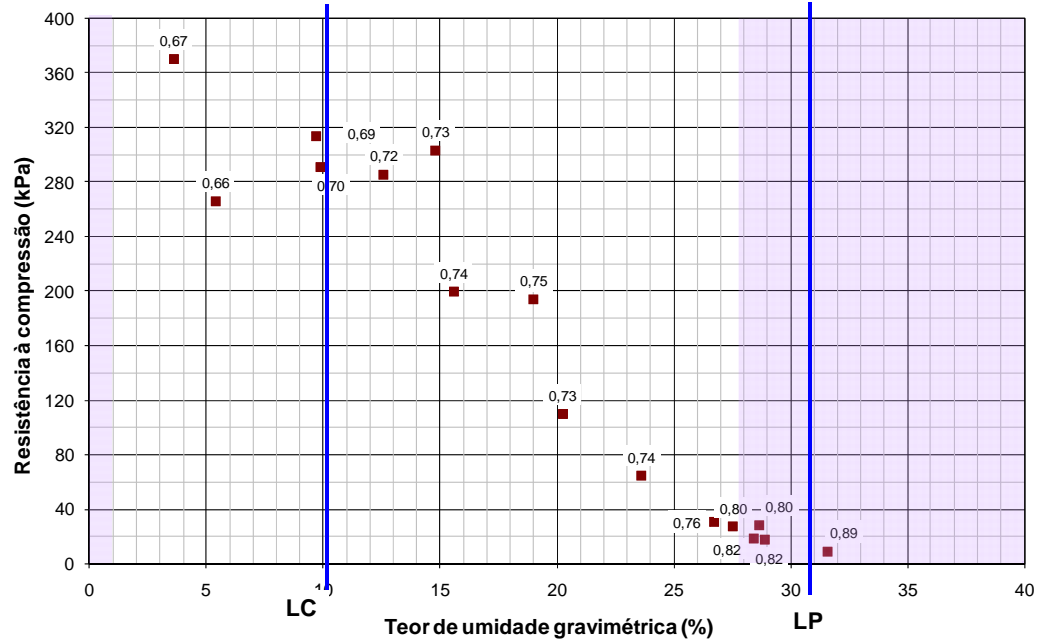


Figura 8.33 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Teor de umidade gravimétrica para o solo Marrom compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

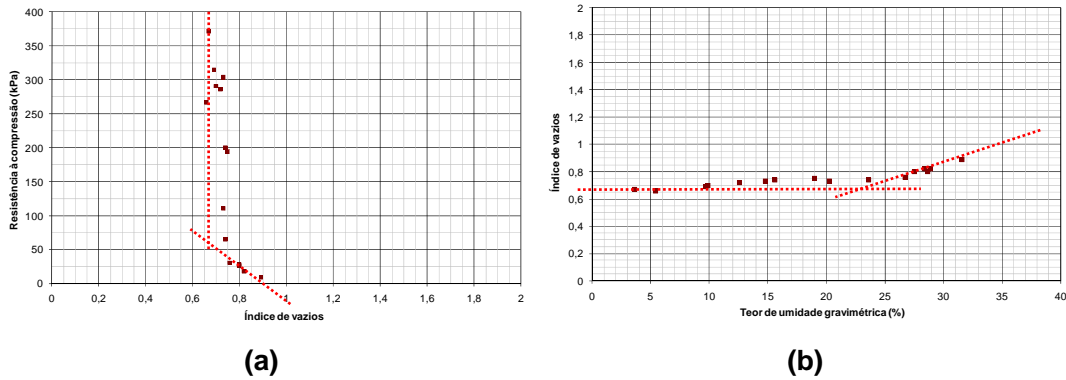


Figura 8.34 – Solo Marrom compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.

Na Figura 8.35 estão representados os valores de resistência dos solos compactados em função da sucção matricial. Os valores de sucção equivalentes ao ponto de variação volumétrica nula (Tabela 8.8) estão representados nos gráficos por uma linha tracejada vermelha.

Para todos os solos nota-se um crescimento da resistência com a sucção. O solo Vermelho apresenta um pico bastante pronunciado de 104 kPa na sucção de 1.830 kPa. Os solos Branco, Amarelo e Laranja também apresentam um valor máximo, mas discreto, seguido de pequena queda de resistência. Para esses solos não se obteve corpos-de-prova em teores de umidade baixos, pois os mesmos rompiam antes mesmo de atingida a umidade desejada. Além disso, como são compostos por grãos arenosos, não apresentam valores altos de sucção. O solo Marrom, sendo o mais argiloso, é o que conduz aos maiores valores de sucção. Para esse solo, dois pontos deixam em dúvida a tendência de redução ou não da resistência após um pico. No valor de sucção de 130.000 kPa tem-se um valor de resistência inferior aos anteriores, mas no valor de sucção de 223.782 kPa ela volta a ascender.

A sucção equivalente ao teor de umidade a partir do qual o solo sofre contração praticamente nula parece limitar uma faixa onde ocorrem os maiores ganhos de resistência com a sucção. Para valores superiores de sucção o ganho de resistência é pequeno ou nulo, como no caso do solo Vermelho.

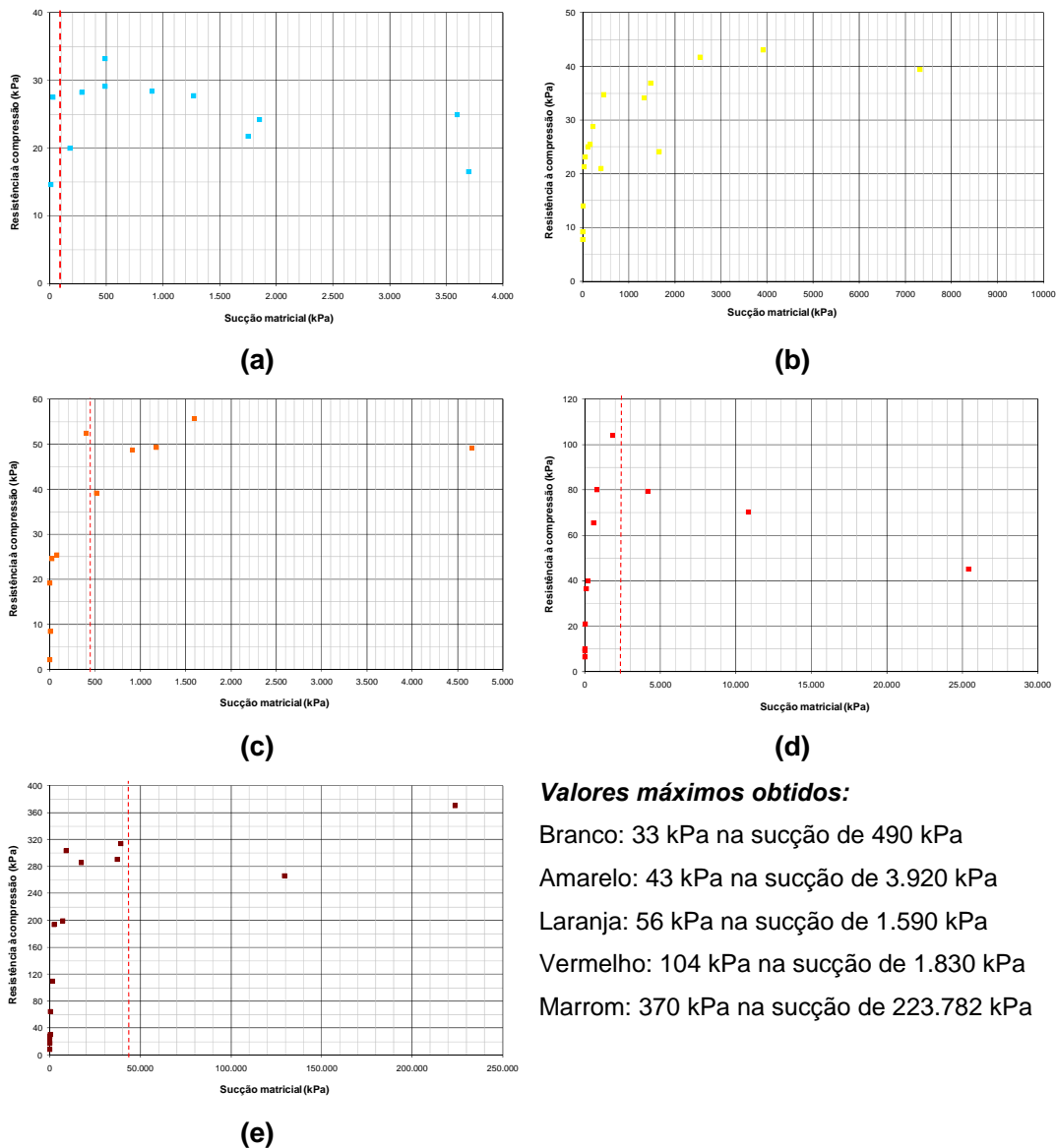


Figura 8.35 – Resistência à compressão não-confinada em função da sucção matricial dos solos compactados. (a) Branco. (b) Amarelo. (c) Laranja. (d) Vermelho. (e) Marrom.

Oliveira (2004) realizou ensaios de compressão simples em um solo residual de gnaiss compactado no teor de umidade ótima com medida da sucção durante o cisalhamento. A Figura 8.36 apresenta os resultados obtidos por esse pesquisador. Os ensaios realizados reuniram análises com deformação controlada, carregamento controlado e diferentes trajetórias de secagem e umedecimento dos corpos-de-prova. Oliveira (2004) concluiu que os diferentes modos de preparo e cisalhamento dos corpos-de-prova, moldados na umidade ótima, não interferiram nos resultados obtidos. Conforme pode ser verificado na Figura 8.36, Oliveira obteve uma relação direta entre a resistência e a sucção registrada pelo tensiômetro, com crescimento contínuo da resistência para valores de sucção matricial inferiores a 500 kPa. A mesma tendência de comportamento foi obtida no presente trabalho para todos os

solos estudados para a mesma faixa de sucção conforme pode ser visto na Figura 8.37.

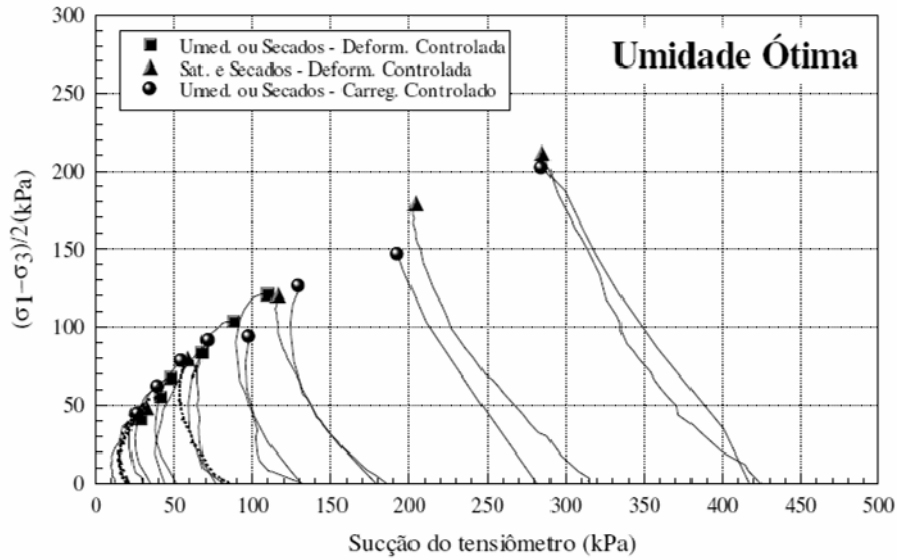


Figura 8.36 – Resultados dos ensaios de compressão simples realizados nos corpos-de-prova compactados na umidade ótima (Oliveira, 2004).

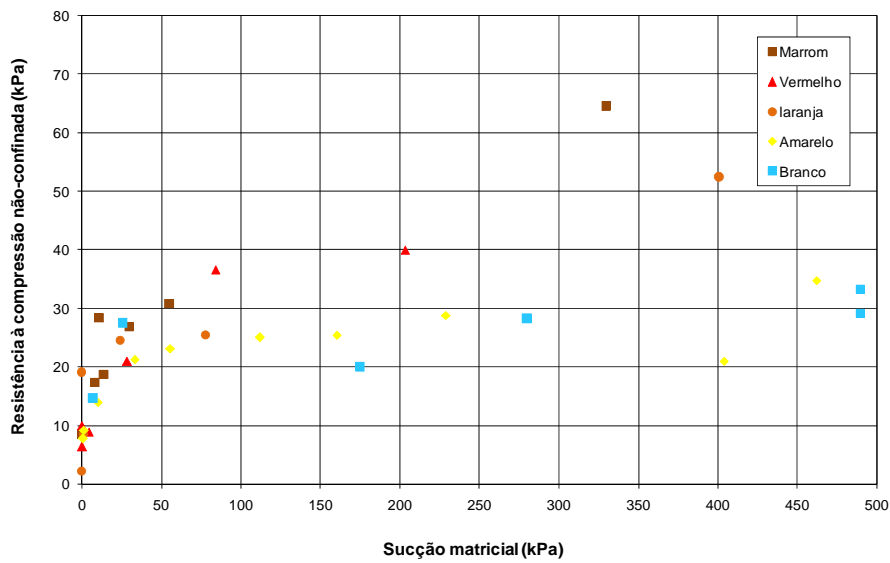


Figura 8.37 – Resultados dos ensaios de compressão simples realizados nos corpos-de-prova compactados em escala de 0 a 500 kPa para a sucção matricial.

A Tabela 8.9 resume as resistências máximas encontradas para cada solo e o teor de umidade e grau de saturação nos quais a resistência máxima foi atingida.

Tabela 8.9 – Resistência à compressão não-confinada das amostras compactadas.

Solo	Resistência C_u máxima (kPa)	Teor de umidade (%)	Grau de saturação (%)
Marrom	371	3,6	14,7
Vermelho	104	15,1	56,0
Laranja	72,7	4,4	18,0
Amarelo	53,9	3,4	16,6
Branco	33,2	11,3	61,1

De modo geral o “limite de contração” dos solos parece limitar a região de maior crescimento da resistência dos solos. Essa observação não fica bem clara para os solos Branco e Amarelo, talvez pela dificuldade em determinar as medidas dos corpos-de-prova e conseqüentemente do índice de vazios. Por esses solos apresentarem grãos maiores, as faces dos corpos-de-prova não se apresentavam tão lisas quanto às dos solos Laranja, Vermelho e Marrom, de granulometria mais fina e volume melhor definido.

Mas, indiscutivelmente, o parâmetro que mais influencia a resistência não-drenada dos solos compactados é o teor de argila. A Figura 8.38 apresenta a relação entre a resistência não-drenada máxima encontrada em função do teor de argila dos solos. Para essa relação o quadrado do coeficiente de correlação linear é de 0,986. Deve-se ressaltar que a função ajustada passa pela origem.

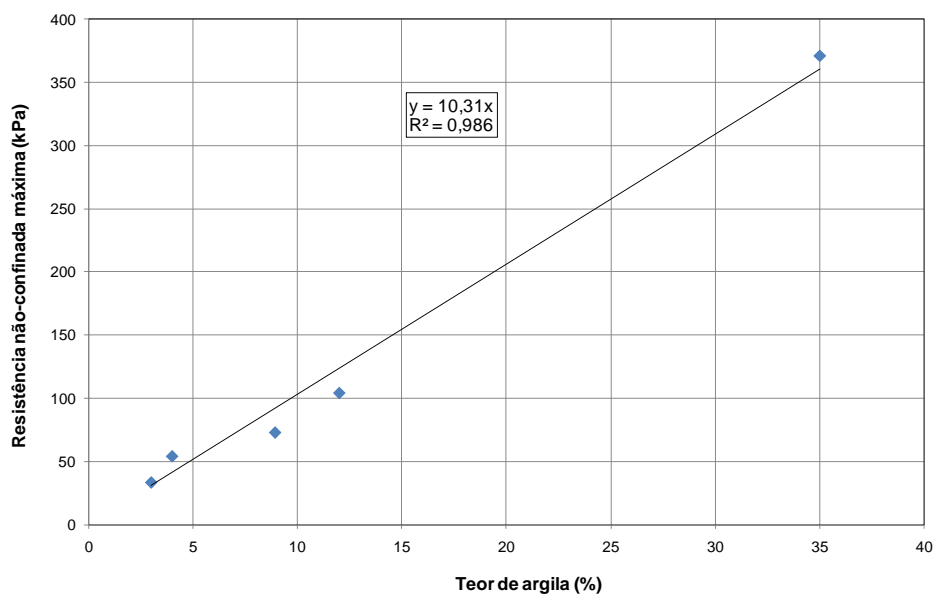


Figura 8.38 – Relação entre resistência não-confinada e teor de argila para os solos compactados.

8.1.3. Resistência à Tração

A determinação das propriedades dos solos está associada a diferentes graus de dificuldades experimentais, dependendo da característica que está sendo determinada. A maior dificuldade imposta na determinação experimental da resistência à tração dos solos está diretamente ligada ao baixo valor desta propriedade em relação à resistência à compressão. Em ensaios de determinação direta da tração, que efetivamente submetem o solo a tração medindo esse valor durante o ensaio, há problemas relacionados à forma de prender as amostras nas extremidades para que possam ser tracionadas. Isto provoca a concentração de tensões no corpo-de-prova. Em decorrência disto, a resistência à tração de solos tem sido determinada através de métodos indiretos que utilizam a aplicação de outros esforços que não os de tração e interpretam os resultados obtendo indiretamente o valor desejado (e.g. Lobo Carneiro, 1943; Schubert, 1975; Heibrock *et al.*, 2003).

No presente trabalho, a resistência à tração em solos é determinada através do ensaio de compressão diametral, ou ensaio brasileiro. Esse ensaio foi desenvolvido inicialmente para avaliar a resistência à tração de concreto (Lobo Carneiro, 1943) e consiste no carregamento de amostras cilíndricas, no sentido de seu diâmetro, como mostra a Figura 8.39. As cargas de compressão são aplicadas ao longo de duas linhas axiais, as quais são diametralmente opostas. A carga é aplicada com uma velocidade constante. A tensão de compressão produz uma tensão transversal que é uniforme ao longo do diâmetro vertical.

A resistência à tração é determinada através da equação abaixo, baseada na Teoria da Elasticidade:

$$\sigma_t = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot e} \quad (\text{Equação 8.1})$$

onde: P = Carga de fratura primária em N; D: Diâmetro em cm; e: Espessura em cm

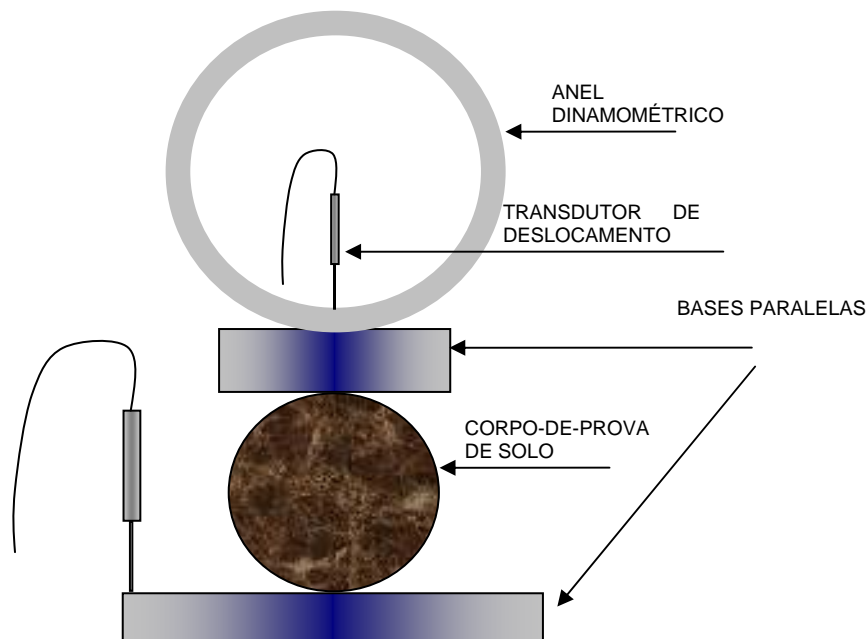


Figura 8.39 – Esquema geral do ensaio de compressão diametral.

A carga de fratura primária é identificada por pico de carga na curva carga *versus* deslocamento e por análise visual do corpo de prova durante o ensaio. A resistência à tração é determinada assumindo que existe um campo uniforme de tensões ao longo do plano de ruptura. Assim, esse método é mais recomendável para materiais frágeis e elásticos do que para materiais com ruptura dúctil (Tang e Graham, 2000).

8.1.3.1. Ensaio de Compressão Diametral

Para a determinação da resistência à tração dos solos compactados, os corpos-de-prova foram preparados conforme descrito no item 8.1.1. Após a compactação na umidade ótima, os corpos-de-prova foram moldados com diâmetro de 76 mm e altura de 20 mm. Os procedimentos de secagem e umedecimento foram idênticos aos seguidos para os ensaios de compressão simples e já foram descritos anteriormente. Após o período de secagem ou umedecimento, os corpos-de-prova foram pesados e tiveram suas dimensões determinadas para o cálculo dos índices físicos. As características dos corpos-de-prova estão apresentadas nas Tabelas 8.10 a 8.14.

Tabela 8.10 – Índices físicos dos corpos de prova Branco compactados dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$W_{natural}$ (%)	$W_{grav.}$ (%)	$W_{vol.}$ (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	S (%)
1	2.4056.07	13,06	16,00	2,10	3,76	17,87	17,50	2,700	0,51	11,08
2		10,61	16,00	3,70	6,53	18,19	17,55	2,700	0,51	19,35
3		17,14	16,00	10,00	17,76	19,10	17,36	2,700	0,53	51,54
4		17,14	16,00	10,50	18,78	19,39	17,55	2,700	0,51	55,66
5		13,47	16,00	14,60	26,18	20,17	17,60	2,700	0,51	78,00
6		7,75	16,00	16,70	29,71	20,35	17,44	2,700	0,52	86,97
7		7,35	16,00	18,40	31,98	20,15	17,01	2,700	0,56	89,36
8		4,49	16,00	21,00	34,12	19,26	15,91	2,700	0,67	85,42
9		3,67	16,00	23,90	38,46	19,53	15,76	2,700	0,68	94,96
10		3,27	16,00	25,60	40,76	19,59	15,59	2,700	0,70	99,07
11		1,63	16,00	25,90	41,02	19,54	15,51	2,700	0,71	98,99
12		3,67	16,00	26,30	41,50	19,55	15,47	2,700	0,71	99,82

Tabela 8.11 – Índices físicos dos corpos de prova Amarelo compactados dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$W_{natural}$ (%)	$W_{grav.}$ (%)	$W_{vol.}$ (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	S (%)
1	2.4058.07	9,39	19,00	2,10	3,49	16,65	16,31	2,749	0,65	8,88
2		17,96	19,00	2,20	3,66	16,68	16,32	2,749	0,65	9,30
3		13,06	19,00	4,00	6,73	17,18	16,52	2,749	0,63	17,45
4		10,20	19,00	4,47	8,57	19,65	18,81	2,749	0,43	28,57
5		17,55	19,00	5,60	9,51	17,60	16,67	2,749	0,62	24,83
6		12,24	19,00	7,60	12,46	17,30	16,08	2,749	0,68	30,72
7		20,00	19,00	9,50	13,59	15,37	14,04	2,749	0,92	28,39
8		14,69	19,00	10,20	16,83	17,83	16,18	2,749	0,67	41,85
9		12,24	19,00	13,20	21,75	18,30	16,16	2,749	0,67	54,16
10		14,28	19,00	14,60	24,27	18,69	16,31	2,749	0,65	61,75
11		11,02	19,00	19,10	30,74	18,81	15,79	2,749	0,71	73,95
12		7,35	19,00	25,60	40,75	19,61	15,62	2,749	0,73	96,40
13		1,63	19,00	27,70	42,20	19,09	14,95	2,749	0,80	95,18
14		2,04	19,00	37,00	53,30	19,36	14,13	2,749	0,91	111,77

Tabela 8.12 – Índices físicos dos corpos de prova Laranja compactados dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$W_{natural}$ (%)	$W_{grav.}$ (%)	$W_{vol.}$ (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	S (%)
1	2.4057.07	28,97	22,50	3,90	6,24	16,31	15,69	2,741	0,71	15,05
2		24,89	22,50	6,21	9,81	16,45	15,49	2,741	0,74	23,01
3		26,12	22,50	9,52	15,08	17,02	15,54	2,741	0,73	35,75
4		33,06	22,50	9,79	14,65	16,12	14,68	2,741	0,83	32,32
5		25,71	22,50	12,23	18,60	16,75	14,92	2,741	0,80	41,90
6		35,50	22,50	12,46	19,50	17,26	15,35	2,741	0,75	45,56
7		15,92	22,50	15,84	24,80	17,79	15,36	2,741	0,75	57,88
8		29,79	22,50	15,90	24,98	17,87	15,42	2,741	0,74	58,87
9		21,22	22,50	18,02	28,43	18,27	15,48	2,741	0,74	66,74
10		10,61	22,50	25,43	39,08	18,91	15,08	2,741	0,78	89,35
11		7,75	22,50	27,46	42,74	19,46	15,27	2,741	0,76	99,03
12		4,08	22,50	29,56	44,15	18,98	14,65	2,741	0,84	96,47
13		15,10	22,50	30,44	45,71	19,22	14,73	2,741	0,83	100,54
14		1,63	22,50	33,47	47,81	18,71	14,02	2,741	0,92	99,71
15		0,82	22,50	35,38	49,03	18,41	13,60	2,741	0,98	98,95

Tabela 8.13 – Índices físicos dos corpos de prova Vermelho compactados dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	W natural (%)	W grav. (%)	W vol. (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4059.07	60,40	24,00	1,56	2,53	16,20	15,95	2,807	0,73	5,98
2		41,22	24,00	2,41	3,79	15,79	15,42	2,807	0,79	8,57
3		37,95	24,00	5,43	8,54	16,26	15,42	2,807	0,79	19,31
4		43,67	24,00	7,10	11,11	16,44	15,35	2,807	0,79	25,21
5		44,89	24,00	10,46	16,23	16,82	15,23	2,807	0,81	36,24
6		36,32	24,00	14,04	22,02	17,55	15,39	2,807	0,79	49,89
7		41,22	24,00	17,27	26,73	17,81	15,19	2,807	0,81	59,83
8		31,01	24,00	20,40	31,67	18,34	15,23	2,807	0,81	70,69
9		17,14	24,00	27,15	41,31	18,98	14,93	2,807	0,84	90,72
10		11,83	24,00	30,54	45,15	18,93	14,50	2,807	0,90	95,26
11		33,06	24,00	34,50	48,57	18,57	13,81	2,807	0,99	97,83
12		6,94	24,00	34,50	48,68	18,62	13,84	2,807	0,99	97,83
13		3,26	24,00	37,36	51,06	18,42	13,41	2,807	1,05	99,86
14		2,45	24,00	40,42	53,08	18,09	12,88	2,807	1,14	99,52

Tabela 8.14 – Índices físicos dos corpos de prova Marrom compactados dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	W natural (%)	W grav. (%)	W vol. (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4060.07	125,69	4,00	6,70	17,10	16,44	2,739	0,63	0,39	788312
2		65,29	4,60	7,41	16,54	15,81	2,739	0,70	0,41	754092
3		169,36	5,00	8,36	17,22	16,40	2,739	0,64	0,39	727520
4		76,72	8,60	13,69	16,95	15,61	2,739	0,72	0,42	455680
5		82,43	10,00	16,38	17,67	16,06	2,739	0,67	0,40	360250
6		82,84	12,00	19,64	17,98	16,05	2,739	0,67	0,40	246084
7		101,61	12,40	20,11	17,89	15,91	2,739	0,69	0,41	226585
8		61,62	16,20	25,83	18,18	15,64	2,739	0,72	0,42	92777
9		85,70	16,00	25,94	18,45	15,90	2,739	0,69	0,41	97744
10		107,74	16,50	26,84	18,59	15,95	2,739	0,68	0,40	85718
11		26,12	20,00	32,12	18,90	15,75	2,739	0,71	0,42	30420
12		24,49	21,30	34,07	19,03	15,69	2,739	0,71	0,42	19426
13		22,44	21,60	34,11	18,84	15,49	2,739	0,73	0,42	17410
14		7,35	25,40	39,53	19,15	15,27	2,739	0,76	0,43	3226
15		5,31	25,80	40,09	19,17	15,24	2,739	0,76	0,43	2580
16		2,45	27,80	42,71	19,26	15,07	2,739	0,78	0,44	667
17		2,45	29,40	44,43	19,19	14,83	2,739	0,81	0,45	147

O procedimento de ensaio adotado é o descrito por Queiroz (1991) e Villar (2002). Os corpos-de-prova foram montados em uma prensa com velocidade de deslocamento controlada, sendo que as leituras de carga e de deslocamento foram feitas através de célula de carga e transdutor de deslocamento, acoplados a um sistema de aquisição de dados. A Figura 8.40 e a Figura 8.41 mostram o início e o final do ensaio de um corpo-de-prova cisalhado em teor de umidade baixo e um corpo-de-prova cisalhado em teor de umidade alto. Para baixos valores de umidade, os corpos-de-prova rompiam de forma frágil, totalmente ao longo do seu eixo vertical. Em corpos-de-prova com alto teor de umidade a ruptura ocorria de forma dúctil, levando a maiores deformações para atingir a resistência máxima.

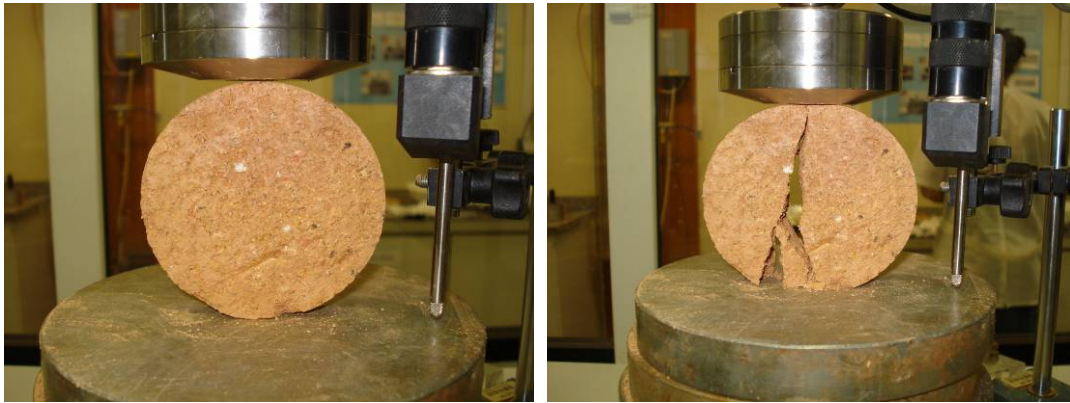


Figura 8.40 – Ensaio de compressão diametral em amostras compactadas rompidas em teores de umidade baixos. (a) Início do ensaio. (b) Final do ensaio.



Figura 8.41 – Ensaio de compressão diametral em amostras compactadas rompidas em teores de umidade altos. (a) Início do ensaio. (b) Final do ensaio.

As curvas típicas de força versus deslocamento são apresentadas na Figura 8.42 (a), para os corpos-de-prova ensaiados com baixo teor de umidade, e na Figura 8.42 (b), para os corpos-de-prova ensaiados com alto teor de umidade. Para os altos teores de umidade, as elevadas deformações a que o solo foi submetido até a ruptura provavelmente criaram no corpo-de-prova uma distribuição de tensões não condizente com a teoria do ensaio Brasileiro. No entanto, esses resultados foram considerados na análise, com a ressalva de que a resistência à tração poderia não estar bem descrita para os valores de umidade onde o padrão de ruptura era esse. A Tabela 8.15 apresenta o teor de umidade a partir do qual a ruptura tornava-se dúctil, com grandes deformações até atingir a ruptura, para cada solo ensaiado.

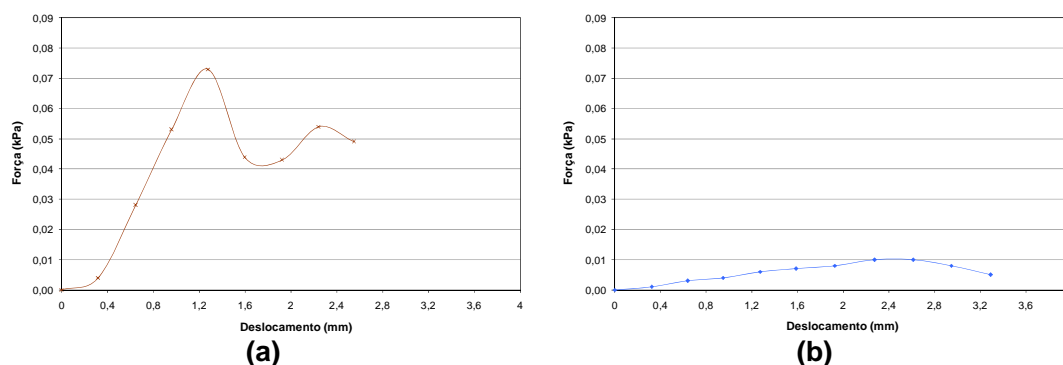


Figura 8.42 – Exemplos de resultados obtidos para os corpos-de-prova ensaiados com (a) baixo teor de umidade e (b) alto teor de umidade.

Tabela 8.15 - Teor de umidade a partir do qual as rupturas no ensaio Brasileiro tornavam-se dúcteis.

Solo	Teor de umidade (%)
Branco	21,00
Amarelo	27,27
Laranja	30,44
Vermelho	30,54
Marrom	26,84

Nas figuras 8.43 a 8.52 são exibidos os resultados dos ensaios de compressão diametral para as amostras compactadas. O formato de apresentação das figuras é análogo ao já apresentado nos resultados de compressão simples. A resistência à tração é apresentada em função do grau de saturação do material e em função do teor de umidade gravimétrico. No rótulo dos pontos é exibido o índice de vazios do corpo-de-prova, e no gráfico de teor de umidade estão representados o valor do limite de plasticidade (LP), do “limite de contração” (LC) e as áreas de sucção capilar (área em lilás à direita no gráfico), delimitada pelo valor do teor de umidade de entrada de ar, e de sucção residual (área em lilás à esquerda no gráfico), delimitada pelo valor do teor de umidade residual do solo.

A resistência à tração em função do grau de saturação e do teor de umidade gravimétrica obtida para o solo Branco é apresentada na Figura 8.43 e na Figura 8.44. A resistência máxima alcançada por esse solo foi de 17 kPa no grau de saturação de 51% (teor de umidade de 10%). Para o grau de saturação próximo de 100% a resistência à tração é praticamente desprezível, sendo inferior a 5 kPa. O índice de vazios desse solo apresenta pouca variação para a faixa de saturação analisada. Para teores de umidade mais altos o índice de vazios está em torno de 0,7 e no estado mais seco está em torno de 0,51. O limite de plasticidade, o limite de contração e os valores de entrada de ar e umidade residual não parecem ter relação com a resistência à tração.

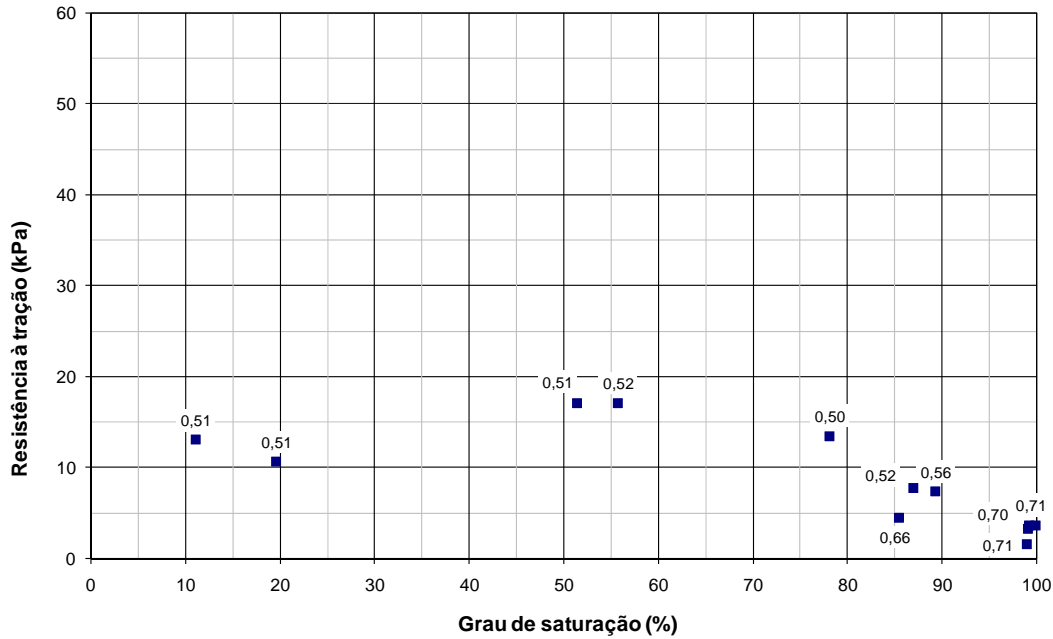


Figura 8.43 – Resistência à tração *versus* Grau de saturação para o solo Branco compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

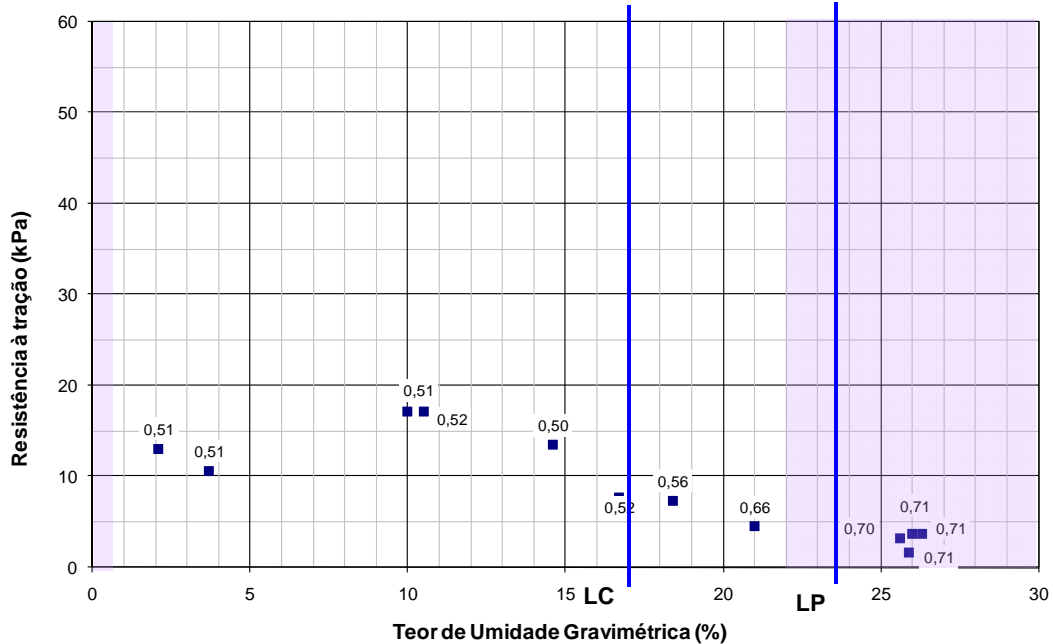


Figura 8.44 – Resistência à tração *versus* Umidade gravimétrica para o solo Branco compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

A tendência de crescimento da resistência com a diminuição do grau de saturação até atingir um pico e posterior decréscimo da resistência, observada para o solo Branco, repete-se para o solo Amarelo. Próximo à saturação a resistência é de aproximadamente 2 kPa. No grau de saturação de 38% (teor de umidade de 9,5%) a resistência atinge seu máximo com 20 kPa. Para teores de umidade inferiores chega a cair pela metade, chegando ao valor de 10 kPa.

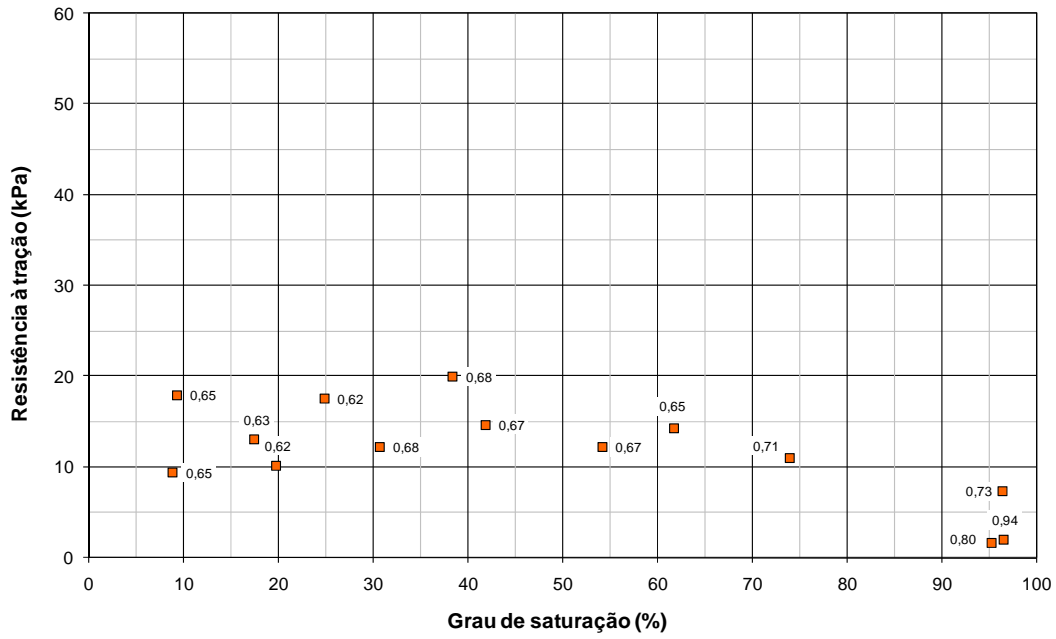


Figura 8.45 – Resistência à tração *versus* Grau de saturação para o solo Amarelo compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

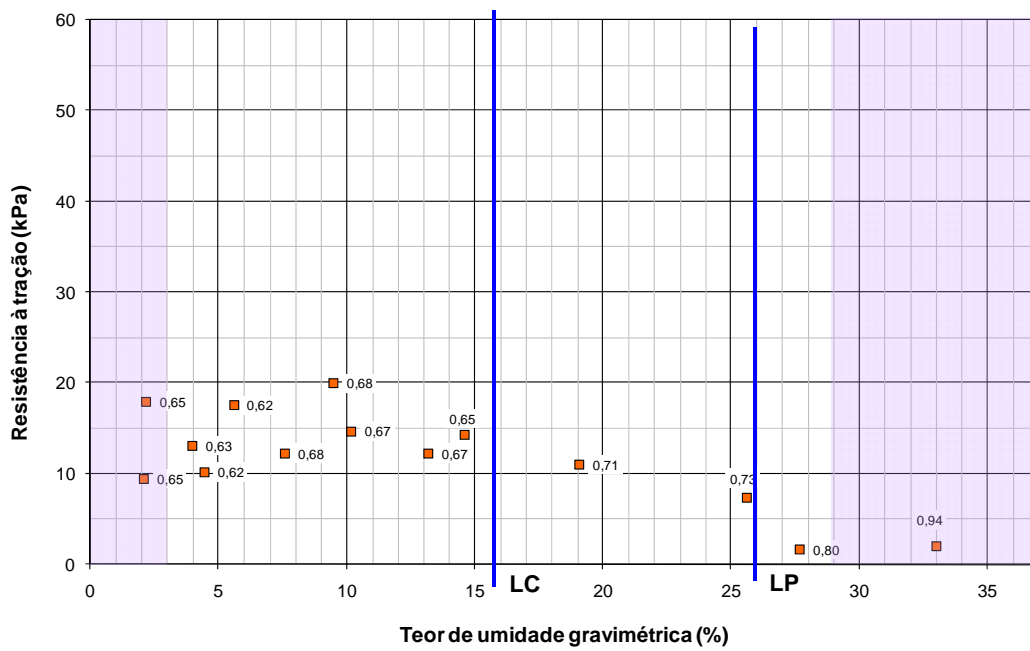


Figura 8.46 – Resistência à tração *versus* Umidade gravimétrica para o solo Amarelo compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

Comportamento similar é apresentado pelos solos Laranja e Vermelho. No entanto, à medida que o teor de finos aumenta, cresce a resistência máxima apresentada. Para o solo Laranja ela é de 35 kPa no grau de saturação de 46% (Figura 8.47). Para o solo Vermelho a resistência máxima é de 60 kPa em 6% de saturação (Figura 8.49). Próximo à saturação de 100% a resistência à tração não ultrapassa 5 kPa.

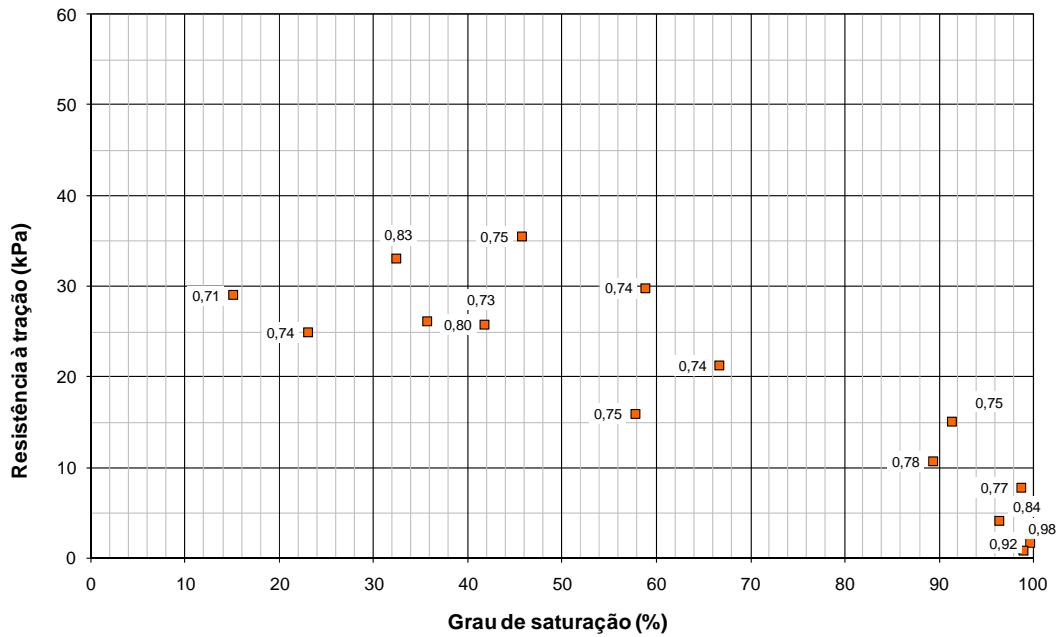


Figura 8.47 – Resistência à tração *versus* Grau de saturação para o solo Laranja compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

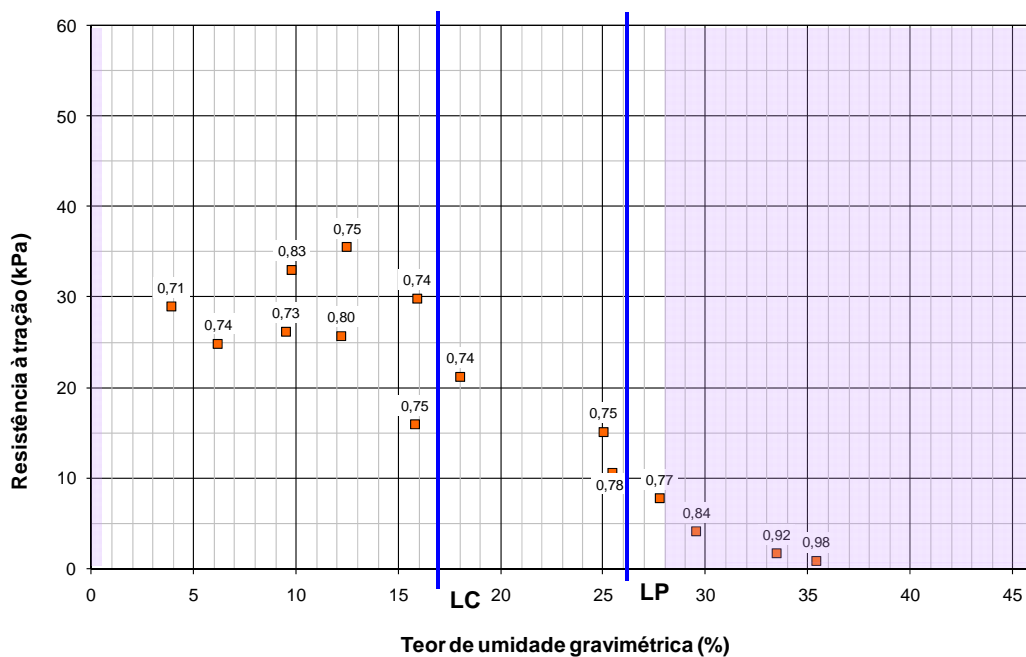


Figura 8.48 – Resistência à tração *versus* Umidade gravimétrica para o solo Laranja compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

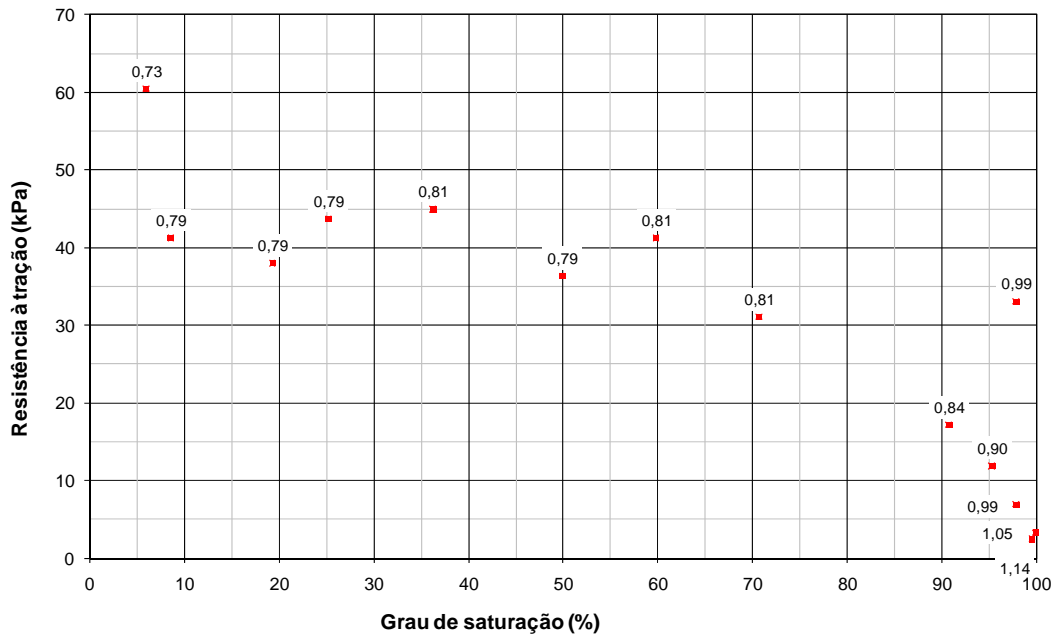


Figura 8.49 – Resistência à tração *versus* Grau de saturação para o solo Vermelho compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

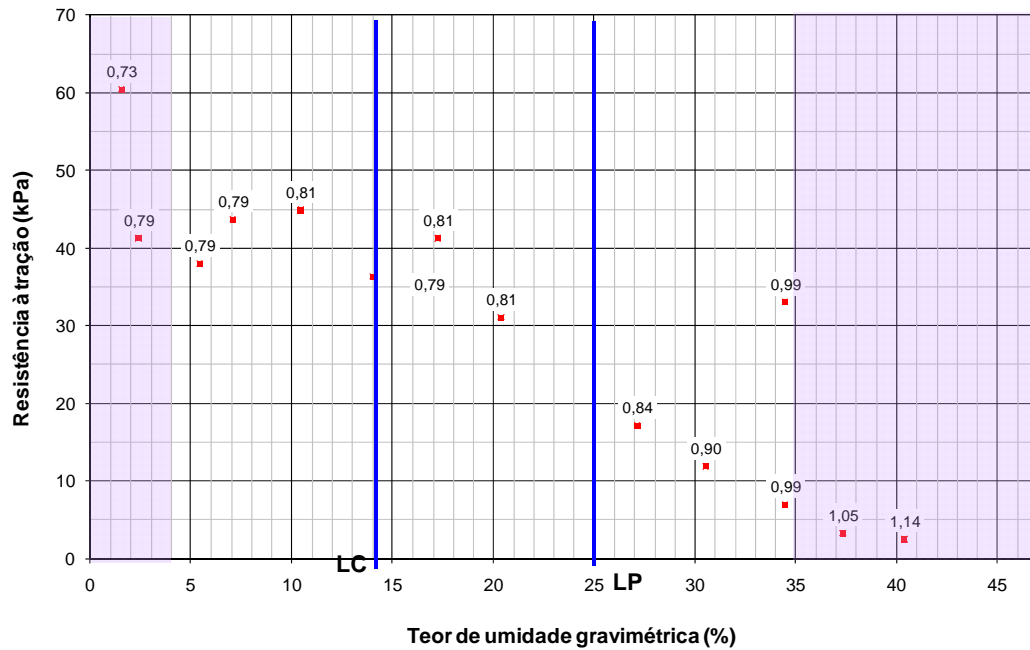


Figura 8.50 – Resistência à tração *versus* Umidade gravimétrica para o solo Vermelho compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

Para o solo Marrom a resistência à tração máxima é atingida no grau de saturação de 21% (teor de umidade de 5%), conforme pode ser visto na Figura 8.51 e tem valor de 170 kPa. A resistência à tração máxima do solo Marrom é quase 10 vezes maior que a resistência máxima do solo Branco. A queda pós-pico para esse solo não está bem delimitada. Ainda há dois corpos-de-prova que estão com valores

de índice de vazios relativamente altos para o teor de umidade no qual se encontram. Esses pontos estão assinalados por uma elipse de tracejado vermelho. Devido ao baixo peso específico esses corpos-de-prova apresentaram resistência inferior aos demais. Assim como nos solos menos intemperizados, o solo Marrom tem resistência à tração no estado saturado desprezível, sendo inferior a 2 kPa.

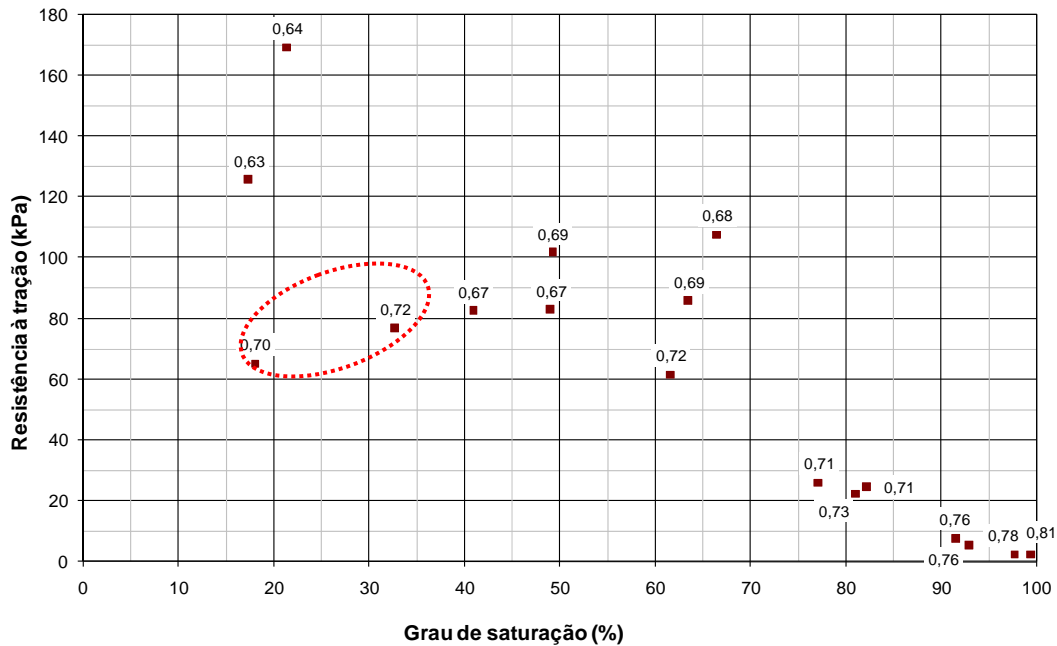


Figura 8.51 – Resistência à tração *versus* Grau de saturação para o solo Marrom compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

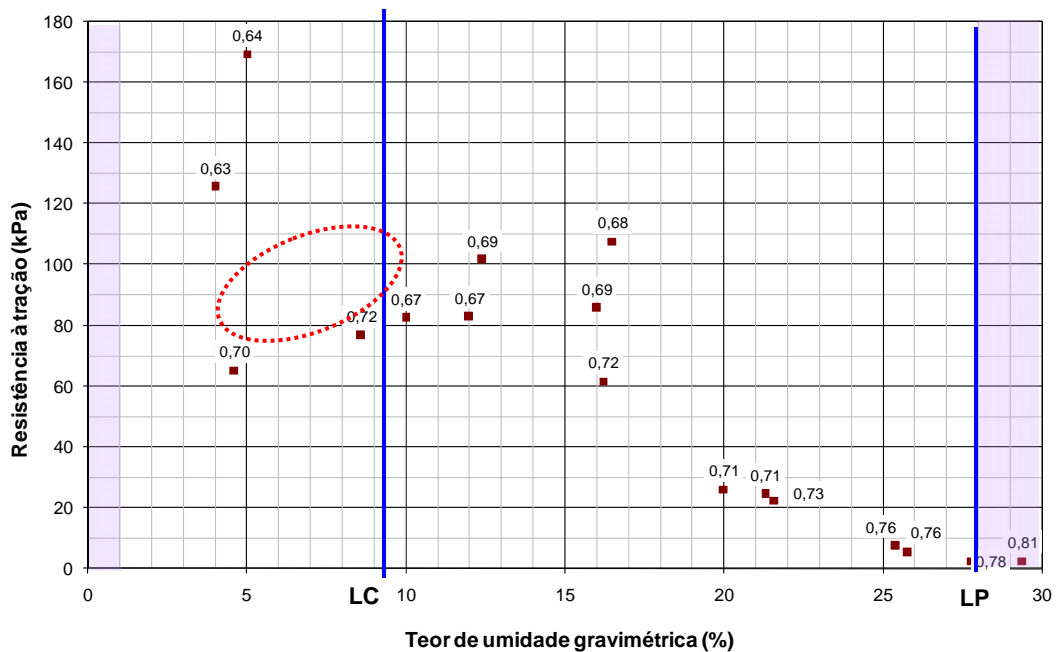


Figura 8.52 – Resistência à tração *versus* Umidade gravimétrica para o solo Marrom compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

A sucção governa a resistência à tração de solos (Mitchell, 1993; Villar, 2002; Zeh e Witt, 2005; Zeh e Witt, 2007) conforme relatado no Capítulo 2 deste trabalho, pois tem influência significativa na coesão aparente dos solos. Soares (2005), em ensaios com um solo coluvionar argilo-arenoso, relata a variação da resistência à tração com a sucção matricial e, em especial com a entrada de ar na estrutura do solo. Na Figura 8.53(a) apresenta-se a variação do índice de vazios com o teor de umidade gravimétrica, na Figura 8.53(b) a resistência à tração em função do grau de saturação e na Figura 8.53(c) os valores de resistência à tração com a sucção matricial. Observa-se um crescimento contínuo da resistência com o aumento da sucção até o valor de entrada de ar dos micro-poros do solo. A partir deste ponto, o pesquisador sugere que ocorre uma diminuição da resistência em função da criação de micro fissuras na estrutura. Ainda há uma mudança de comportamento no valor de entrada de ar dos macro-poros.

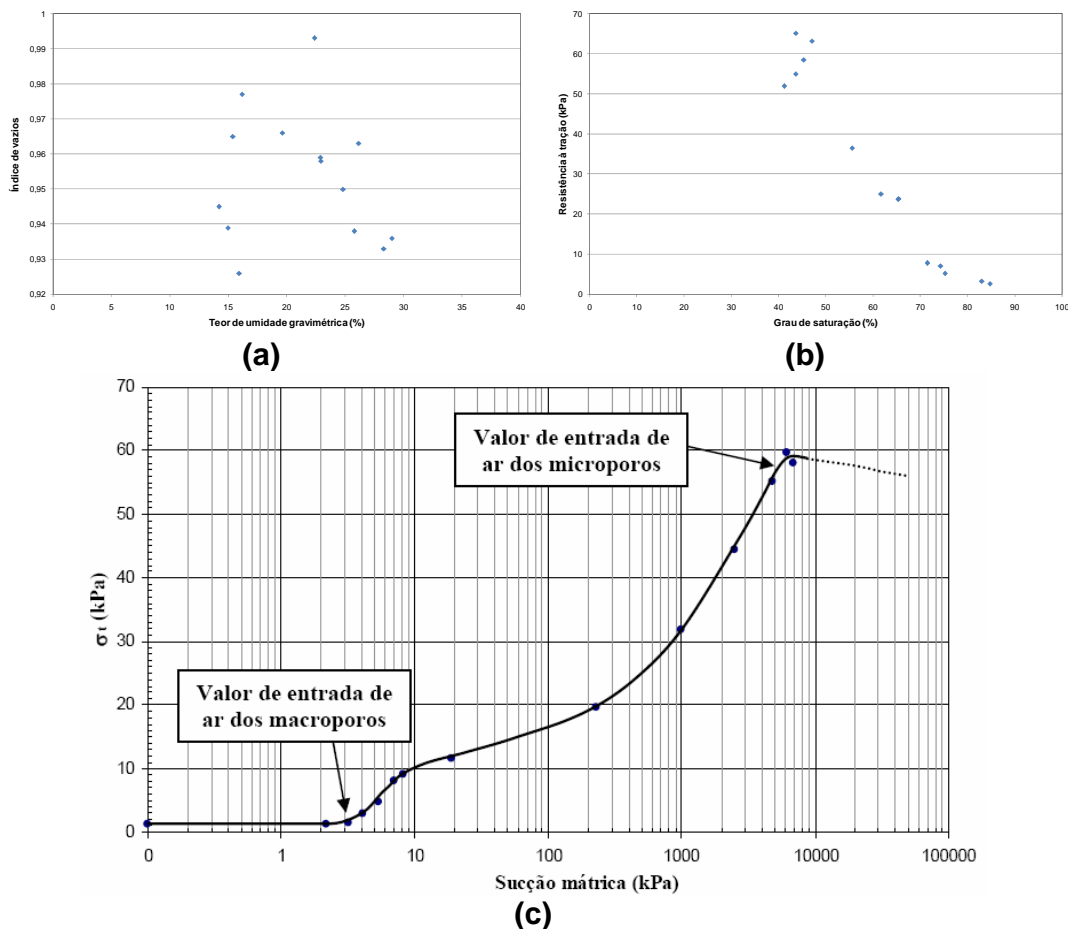


Figura 8.53 – Resistência à tração *versus* sucção matricial para um solo maduro, coluvionar, argilo-arenoso (Soares, 2005).

Resultados obtidos por outros pesquisadores (Zeh, 2007), em ensaios com amostras compactadas, mostram um crescimento contínuo da resistência à tração com a sucção matricial para valores de teores de umidade próximos do valor residual (Figura 2.43). Não foram encontrados na literatura registros de amostras de solos coesivos ensaiadas em teores de umidade inferiores.

Na Figura 8.54 e na Figura 8.109 são apresentadas as resistências à tração em função da sucção matricial do corpo-de-prova para os solos no estado compactado e no estado indeformado. Os valores de sucção foram determinados através do teor de umidade do corpo-de-prova ao final do ensaio correlacionado através da curva característica. Ressalta-se que a faixa de sucção apresentada é bem mais abrangente que, por exemplo, a de Soares (2005).

Para os solos compactados o comportamento da resistência à tração em função da sucção é bastante similar em todos os níveis de intemperismo. Para sucção nula, os solos apresentam pequena resistência, mas que denota a existência de uma cimentação para os solos. Com o aumento da sucção a resistência aumenta até atingir um valor máximo. Esse processo ocorre em valores de sucção inferiores a 5.000 kPa para os solos Branco, Amarelo e Laranja, em valores de sucção inferiores a 10.000 kPa para o solo Vermelho e, para o solo Marrom, essa faixa de sucção é de até 50.000 kPa. Após esse pico ocorre uma queda de resistência. No entanto, para altos valores de sucção observa-se novamente um aumento da resistência.

Para os solos Branco, Amarelo e Laranja o primeiro pico de resistência é superior ao segundo, mas para os solos Vermelho e Marrom o segundo pico é o de maior resistência. O estado residual, de altos teores de sucção, onde ocorre o segundo pico de resistência, é mais importante para os solos Vermelho e Marrom do que o é para os solos mais arenosos Branco, Amarelo e Laranja. Nos solos com maior teor de argila, há o desenvolvimento de valores de sucção muito superiores aos dos solos arenosos, o que conduz a uma maior aproximação das partículas e conseqüentemente maior resistência.

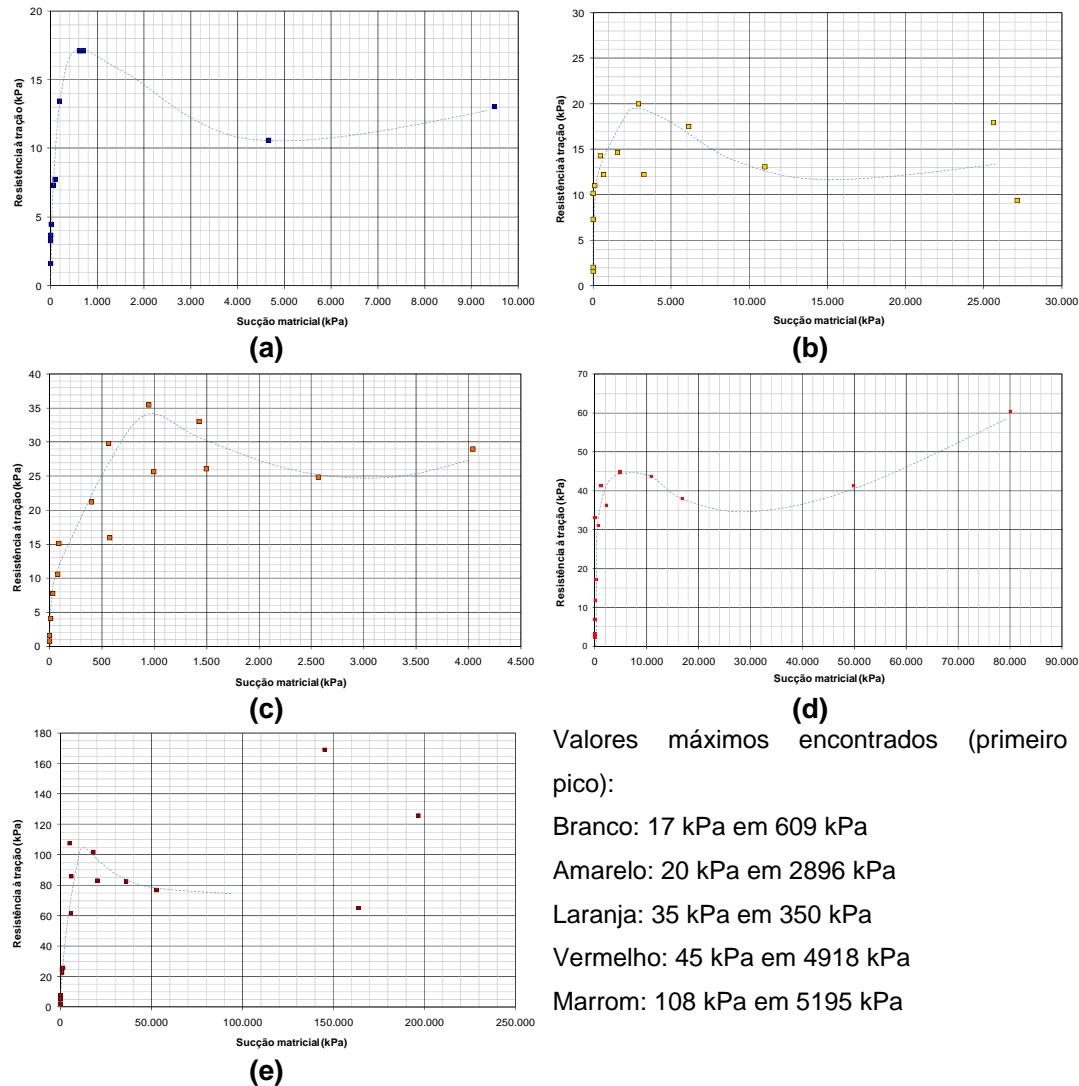


Figura 8.54 – Resistência à tração dos solos compactados. (a) Branco. (b) Amarelo. (c) Laranja. (d) Vermelho. (e) Marrom.

Embora os dois picos de resistência sejam identificados nas curvas de resistência à tração versus sucção matricial, a resistência máxima na faixa de baixa sucção não coincide com o ponto de entrada de ar do solo, conforme relatado na literatura. Talvez ele seja função não apenas das características de sucção do material, mas também da estrutura obtida dos esforços de compactação ou da influência dos teores de argila presentes, uma vez que para solos coesivos, o comportamento de resistência em função do teor de umidade é distinto.

Villar (2002), em ensaios com lama de resíduos de bauxita, identificou um crescimento contínuo da resistência à tração com a sucção matricial a partir de uma região próxima do ponto de entrada de ar até o limite de contração, região onde ela atinge seu máximo. A partir daí, com o fissuramento ficando mais intenso, há uma diminuição de ganho da resistência com o aumento da sucção matricial. Mas, novamente, para os solos residuais estudados no estado compactado o “limite de

contração” dos solos não coincide com os valores de máxima resistência determinados.

De acordo com os resultados obtidos pode-se dizer que, para os solos compactados, há um crescimento contínuo da resistência à tração com a diminuição do teor de umidade até um valor próximo, mas inferior, ao “limite de contração” das amostras. Após esse primeiro valor máximo, ocorre em um segundo ponto, próximo à saturação residual, mas antes dela, um segundo máximo de resistência.

A Tabela 8.16 resume os resultados obtidos para os solos compactados. A tabela também resume o teor de argila dos solos obtidos no ensaio de granulometria com defloculante.

Tabela 8.16 – Resistência à tração máxima dos solos compactados.

Solo	Resistência à tração máxima (kPa)	Grau de saturação (%)	Teor de umidade (%)	Teor de argila (%)
Marrom	170	21	5	35,0
Vermelho	60	6	1,6	12,0
Laranja	35	46	12,5	8,9
Amarelo	20	38	9,5	4,0
Branco	17	51	10	3,0

A coesão aparente tem valor significativo para os solos argilosos ou cimentados, e a coesão capilar é função da sucção. Quanto maior o teor de argila presente, maior será o valor da sucção desenvolvida. Comparando-se os teores de argila encontrados para os solos com a resistência à tração máxima obtida dos ensaios, é obtida uma relação linear com R^2 igual 0,995 entre os parâmetros (Figura 8.55).

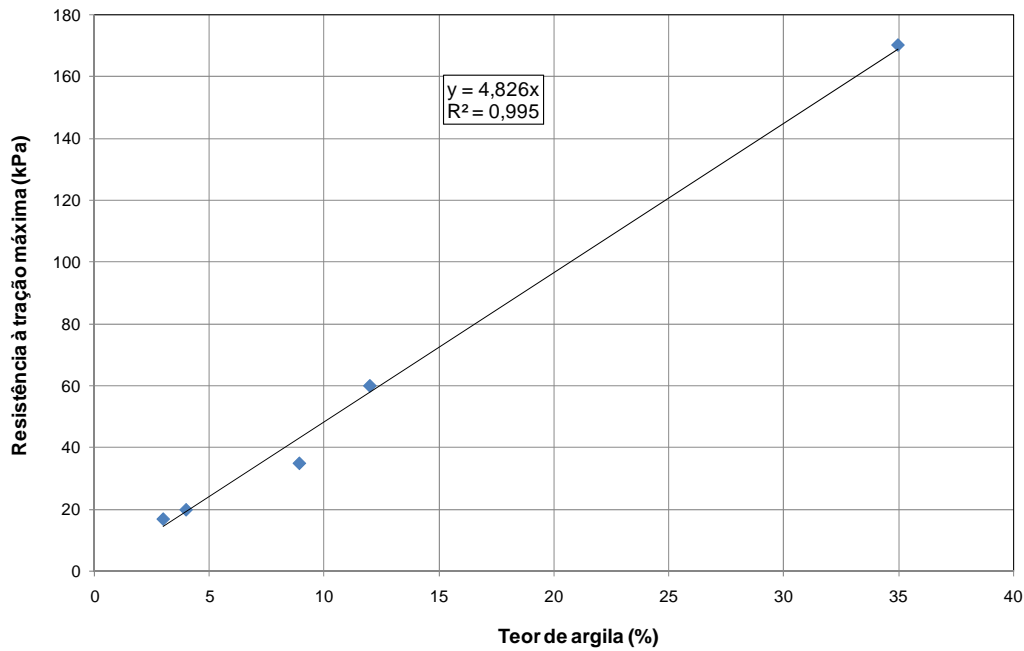


Figura 8.55 – Relação entre a resistência à tração e o teor de argila das amostras compactadas.

8.2. Solos Indeformados

O mesmo programa de ensaios executado com as amostras no estado compactado foi realizado para as amostras no estado indeformado. Os resultados obtidos com os solos compactados, mais “comportados” do ponto de vista geotécnico que os solos naturais, que no caso dos materiais estudados são difícil análise decorrente da heterogeneidade apresentada, auxiliam a análise do comportamento dos solos indeformados.

Os corpos-de-prova dos solos indeformados foram moldados a partir dos blocos e PVC’s coletados no talude e descritos nos Capítulos 4 e 5. Em todos os ensaios manteve-se a numeração de registro das amostras no LAME – Laboratório de Materiais e Estruturas.

8.2.1. Resistência ao Cisalhamento

8.2.1.1. Ensaio de Cisalhamento Direto

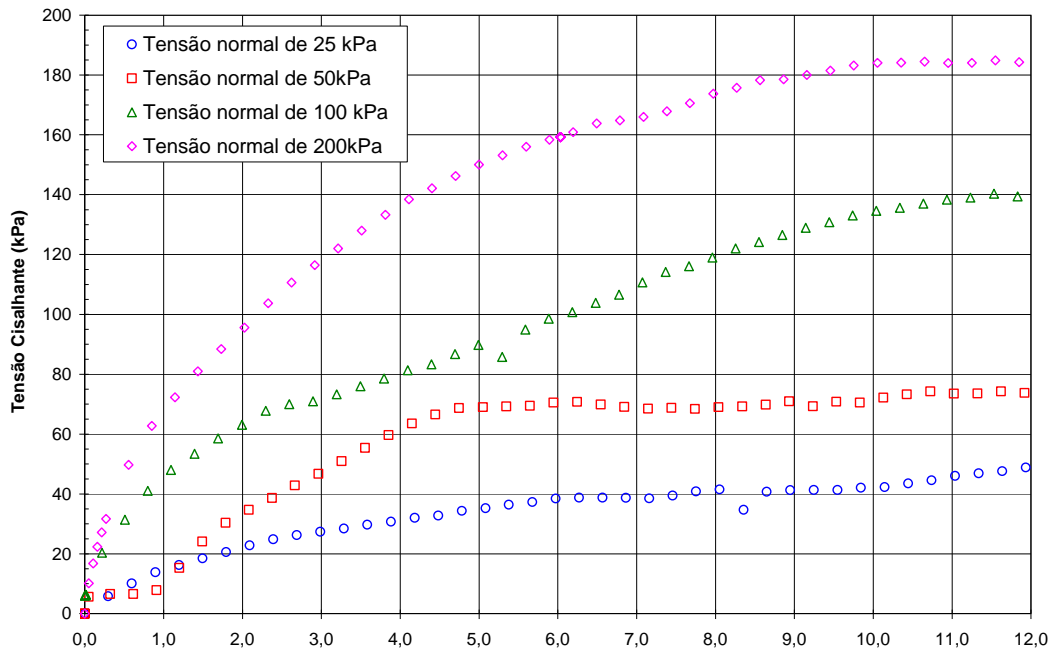
Ensaio de cisalhamento direto inundado em amostras indeformadas dos cinco solos estudados foram realizados por Oliveira (2006). Para esses ensaios foram utilizados corpos-de-prova de 10 cm de lado e 2,5 cm de altura. O procedimento de ensaio foi idêntico ao das amostras compactadas. Os testes foram conduzidos em uma prensa Shear Trac II, fabricada pela Geocomp. Este equipamento é automatizado e a aplicação da tensão normal é realizada através de um motor de passo elétrico. O monitoramento da força vertical aplicada, da força tangencial e dos deslocamentos vertical e horizontal durante o ensaio é realizado por células de carga e extensômetros. Maiores detalhes sobre a execução dos ensaios podem ser obtidos em Oliveira (2006). A Tabela 8.1 traz dados dos 24 corpos de prova empregados nos ensaios de cisalhamento direto.

Os resultados dos ensaios estão apresentados nas Figura 8.56 à Figura 8.60, sob a forma de curvas que mostram a variação da tensão cisalhante e da altura dos corpos de prova em função dos deslocamentos horizontais. Nos gráficos, considerou-se redução de altura como sendo positiva, com a expansão correspondendo a valores negativos.

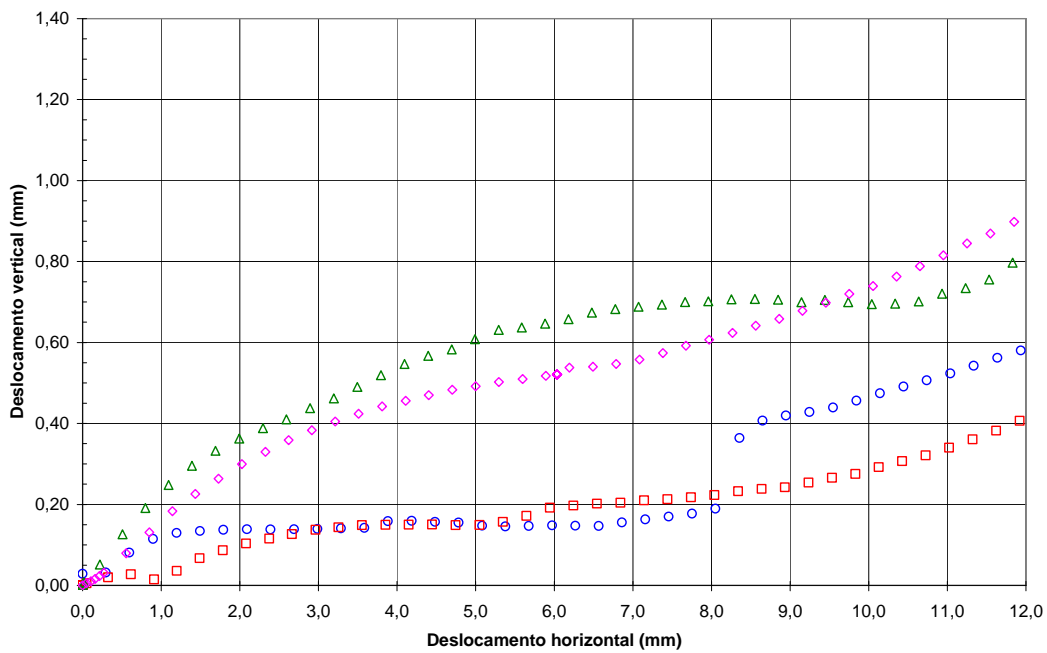
Nos ensaios não é possível distinguir claramente picos de resistência. O comportamento do material é distinto também quanto à variação de volume durante o cisalhamento – a altura da maioria dos corpos de prova tendeu a diminuir com a evolução dos deslocamentos.

Tabela 8.17 – Dados dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

Amostra	Tensão normal aplicada (kPa)	Umidade inicial (w_0 %)	Umidade final (w_f %)	Peso específico (γ_{nat} kN/m³)	Peso específico seco (γ_d kN/m³)
Marrom 2.4498.05	25	25,43	42,10	18,54	14,78
	50	21,03	44,21	18,36	15,17
Marrom 2.4240.05	25	22,65	35,03	18,79	15,32
	100	22,65	31,86	19,69	16,06
	200	22,65	30,80	18,50	15,09
Vermelho 2.4400.05	25	25,62	51,98	15,86	12,62
Vermelho 2.4241.05	25	29,71	54,66	14,83	11,43
Vermelho 2.4234.05	50	27,39	53,51	14,98	11,76
Vermelho 2.4233.05	100	28,41	48,22	23,64	18,41
	200	28,41	47,25	15,01	11,69
Laranja 2.4005.05	25	31,64	46,47	14,26	10,83
	50	31,64	43,54	17,49	13,28
Laranja 2.4018.05	25	28,44	54,70	15,86	12,34
	100	36,01	47,80	16,16	11,88
	200	36,01	45,15	17,23	12,67
Amarelo 2.4095.05	25	51,17	40,19	16,83	11,13
Amarelo 2.4211.05	50	29,09	40,54	18,06	13,99
Amarelo 2.4342.05	50	15,03	37,12	18,30	15,91
Amarelo 2.4343.05	100	24,59	41,08	17,27	13,86
	200	24,59	36,66	17,32	13,90
Branco 2.4038.05	25	14,53	26,21	20,33	17,75
	50	14,28	25,41	18,68	16,34
Branco 2.4037.05	100	10,02	25,99	21,69	19,71
Branco 2.4088.05	200	18,47	33,45	20,64	17,43

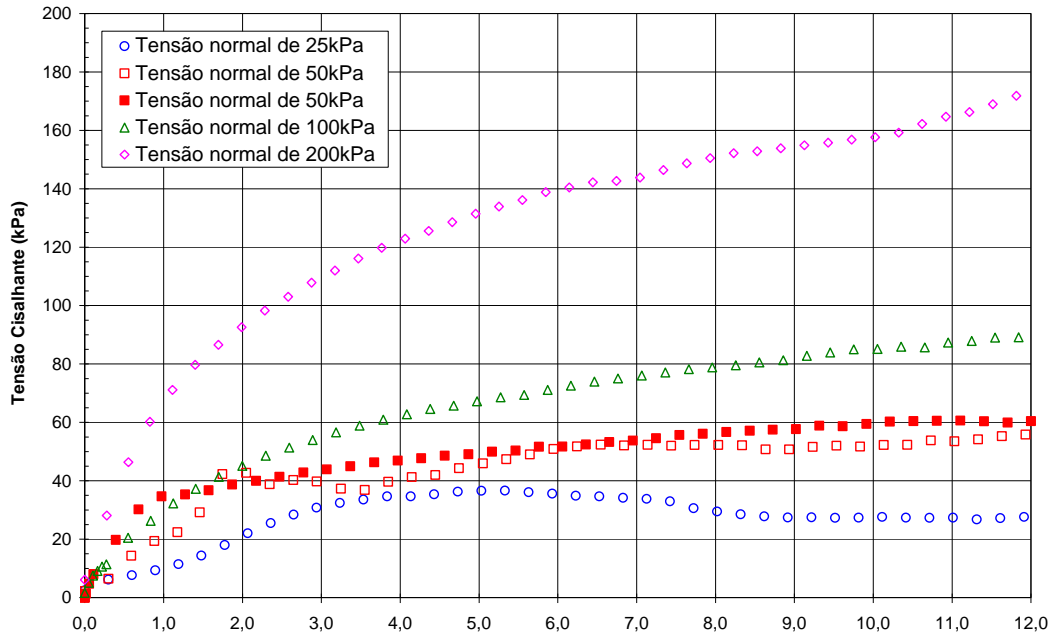


(a)

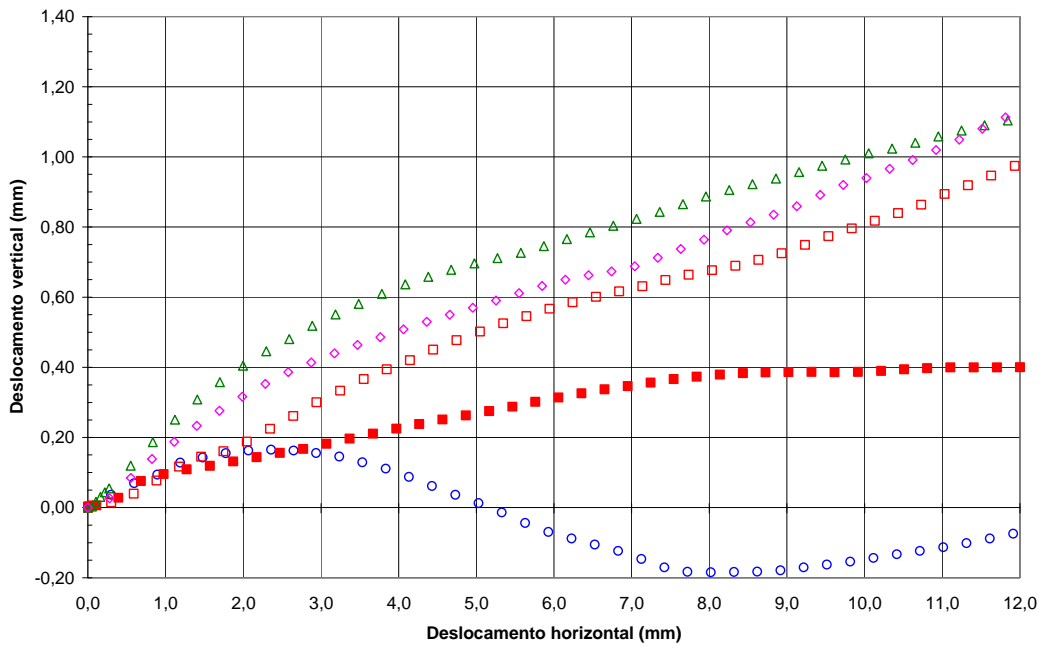


(b)

Figura 8.56 – Solo Branco: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).

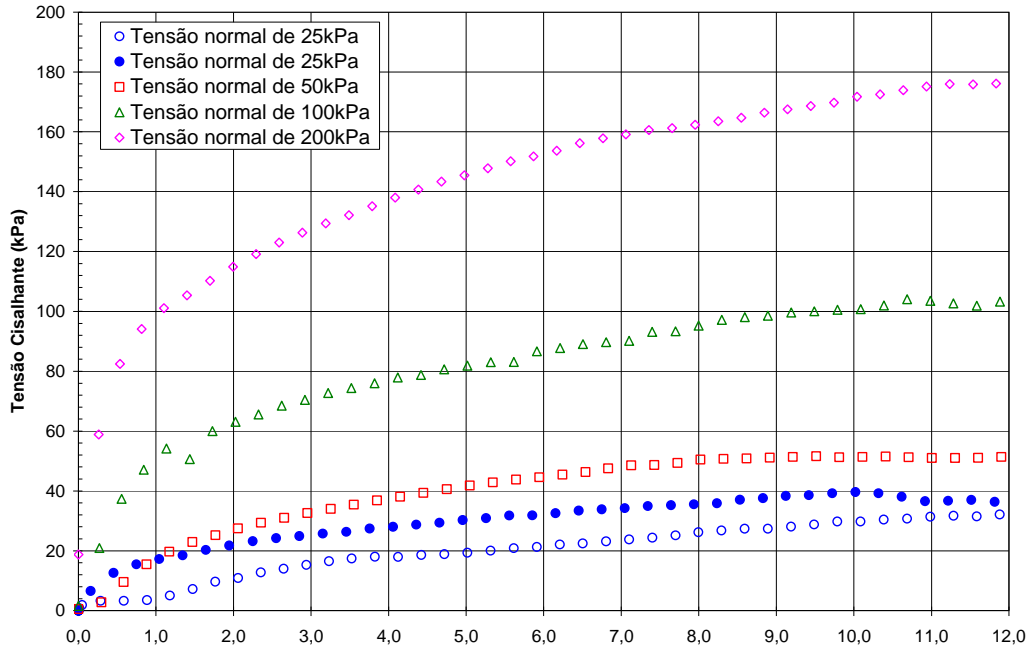


(a)

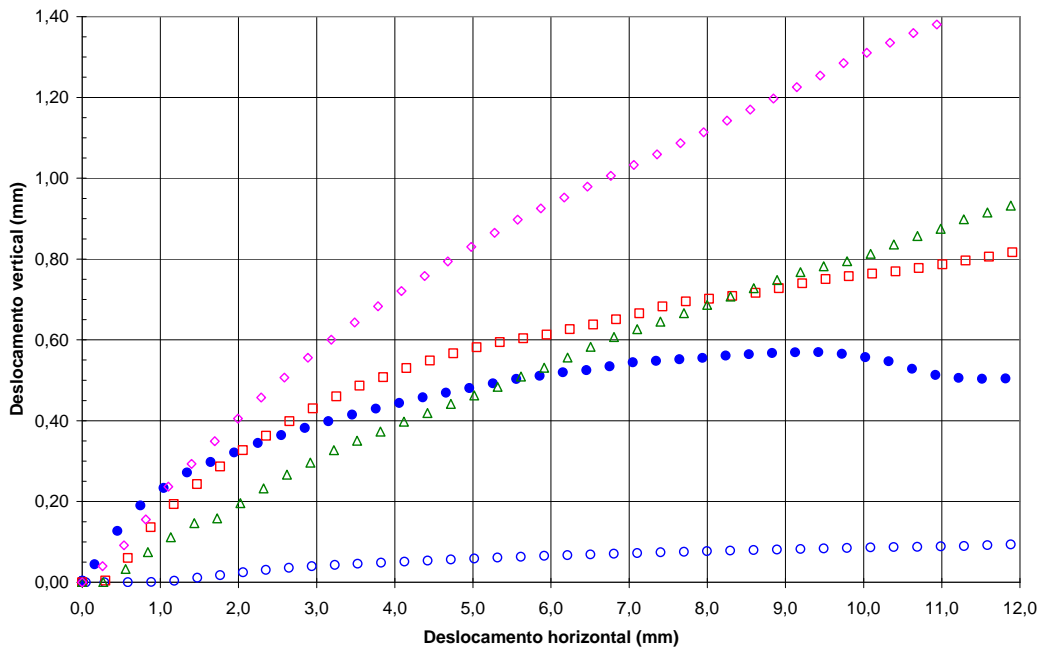


(b)

Figura 8.57 – Solo Amarelo: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).

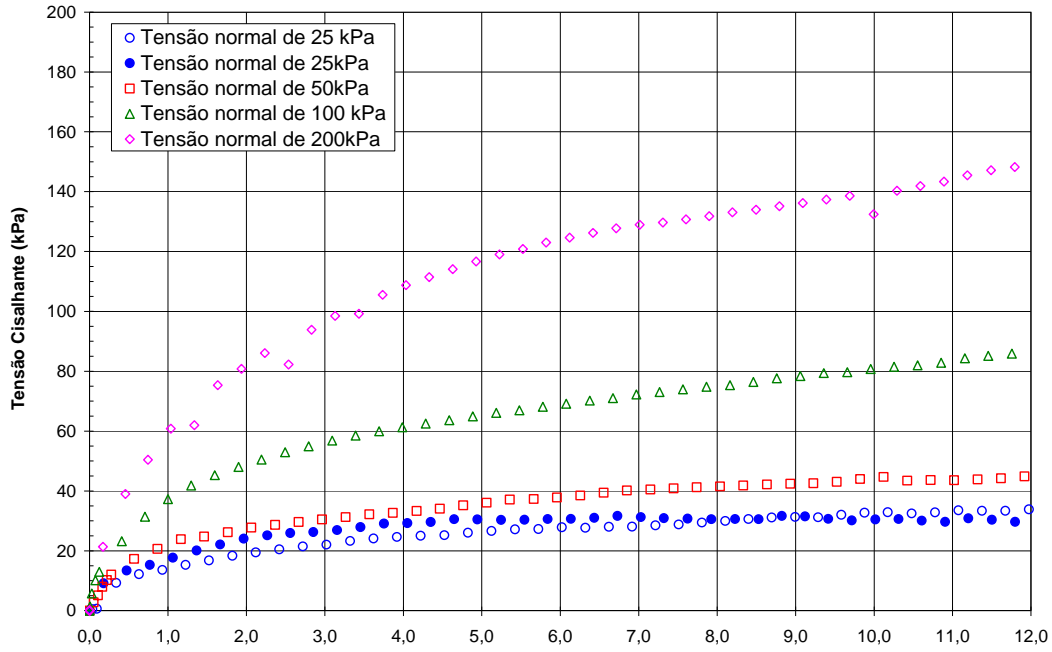


(a)

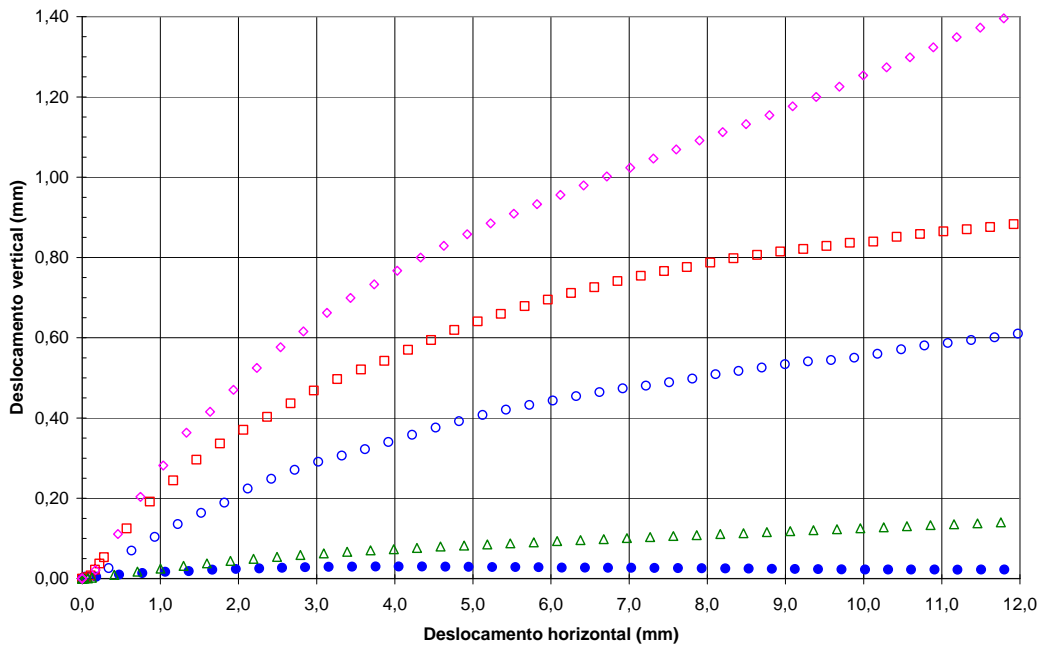


(b)

Figura 8.58 – Solo Laranja: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).

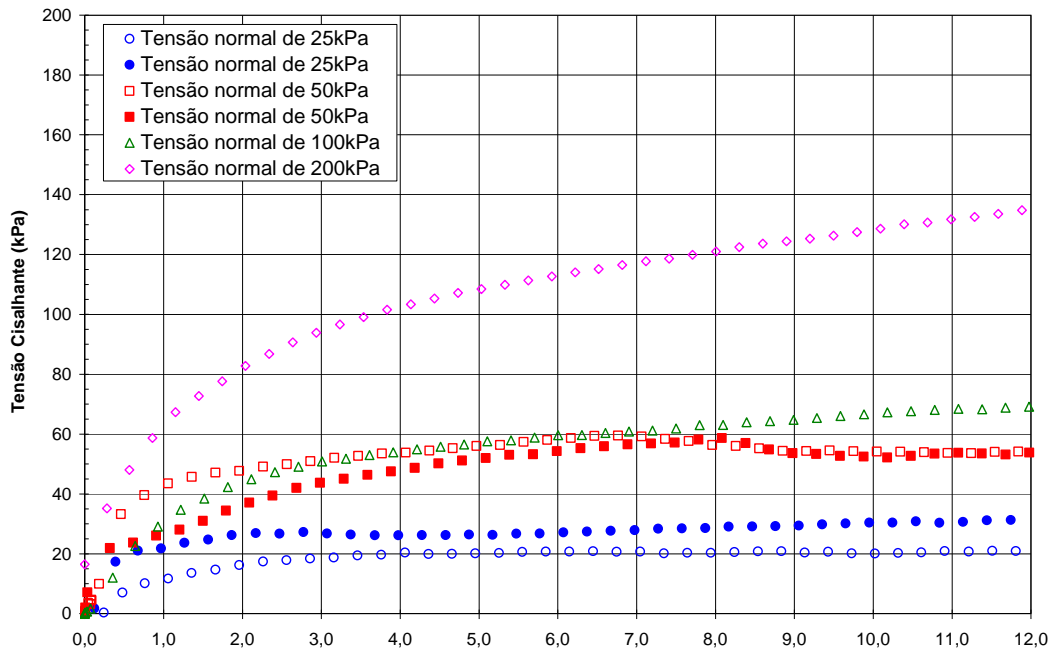


(a)

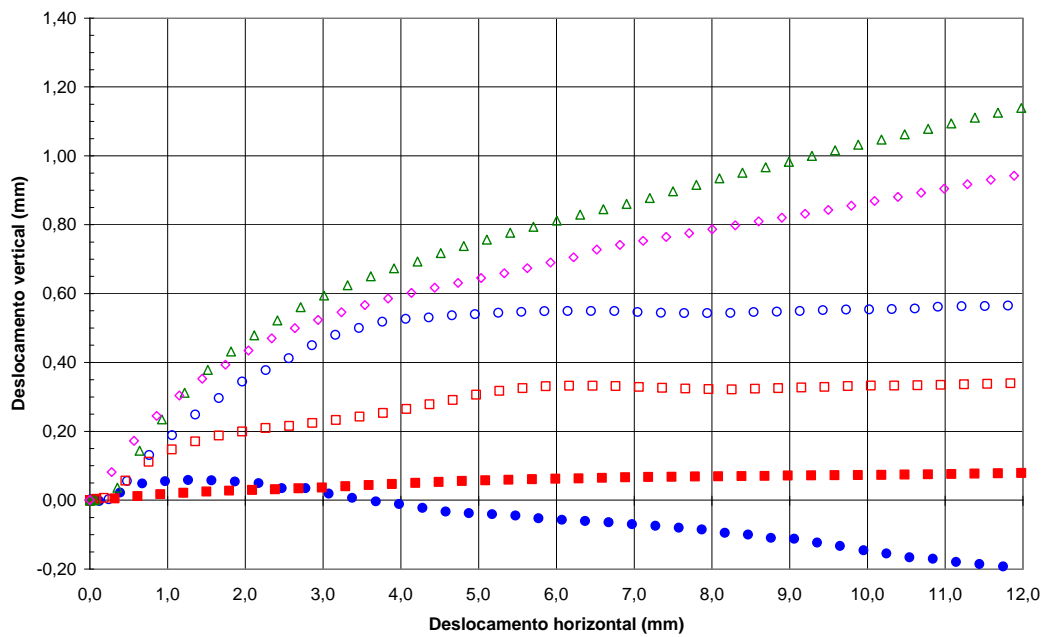


(b)

Figura 8.59 – Solo Vermelho: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).



(a)



(b)

Figura 8.60 - Solo Marrom: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).

Nas curvas “deslocamento vertical x deslocamento horizontal”, foi verificado um comportamento dilatante após a ruptura para baixas tensões normais (25 kPa), para os solos Amarelo e Marrom. Os solos Branco, Laranja e Vermelho apresentaram para todas as tensões normais aplicadas uma contração dos corpos-de-prova. O comportamento dilatante é típico de solos pré-adensados, que precisam rearranjar seus grãos para que ocorra a ruptura ou, no caso de solos residuais, a pressão de cedência é a “pressão limite” para a tensão vertical máxima em que ocorre o comportamento dilatante (Bastos, 1991 *apud* Bevilaqua, 2004).

Em relação às curvas “tensão cisalhante x deslocamento horizontal”, todos os solos apresentaram comportamento similar, com a resistência se mantendo constante para as tensões menores, e com a resistência crescente com o deslocamento horizontal para as tensões maiores. A exceção ocorreu para a tensão de 25 kPa do solo Amarelo que apresentou pico.

De acordo com Davison Dias *et al.* (1996 *apud* Bevilaqua *et al.*, 2004) e de Campos (1986), solos residuais com uma forte estruturação, que é variável na massa de solo, ora podem apresentar ocorrência de pico (em solos mais estruturados), ora a resistência se mantém constante após atingir o valor máximo, podendo, ainda, ocorrer um crescimento de resistência até o final do ensaio.

Na Figura 8.61 e na Figura 8.62 os resultados dos ensaios estão representados como pontos em um diagrama tensão cisalhante máxima *versus* tensão normal. Para comparação, são apresentadas as retas (envoltórias assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb) que melhor se ajustam a cada conjunto de ensaios. Para a determinação das envoltórias de ruptura foram considerados deslocamentos de 6 mm (Figura 8.62) e de 12 mm (Figura 8.61). Alguns autores como Mello (1972) e Charles e Soares (1984) sugerem o ajuste de uma envoltória curva por uma função de potência. Oliveira (2006) realizou esse ajuste nos solos estudados e obteve boa correlação. As envoltórias com ajuste por uma função de potência são apresentadas na Figura 8.63 e na Tabela 8.19 estão as equações ajustadas e os coeficientes de correlação obtidos.

Considerando as envoltórias de Mohr-Coulomb para os deslocamentos de 6 mm e 12 mm, o solo Branco apresenta a maior resistência ao cisalhamento. Para baixas tensões normais as resistências dos solos Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom estão muito próximas. Com o aumento da tensão normal, os solos Laranja e Amarelo apresentam uma resistência ao cisalhamento superior às dos solos Vermelho e Marrom.

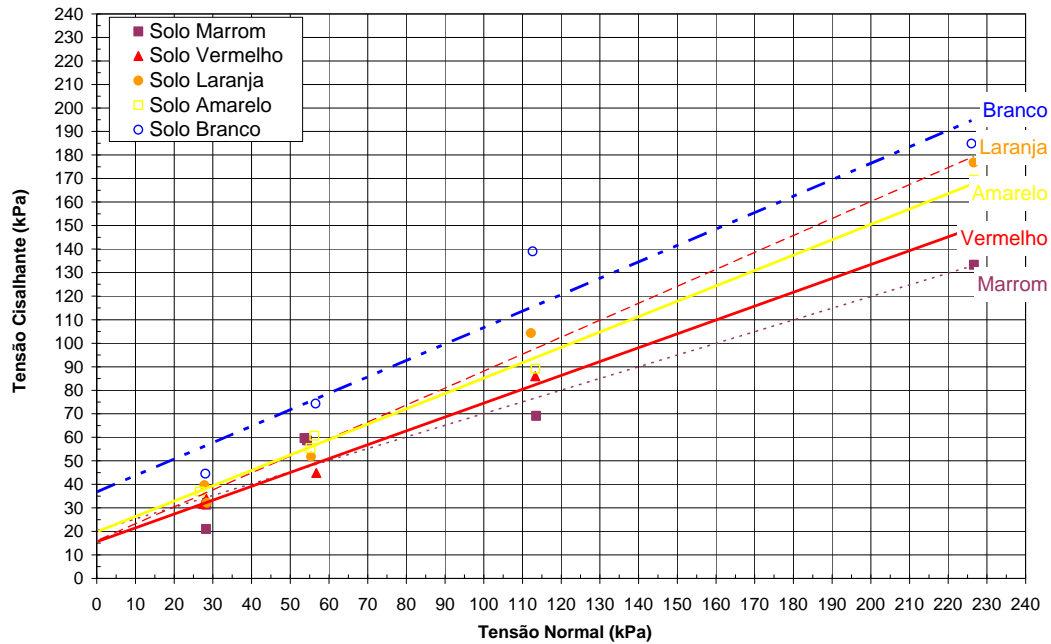


Figura 8.61 – Envolvória de resistência para deslocamento de 12 mm assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb (Oliveira, 2006).

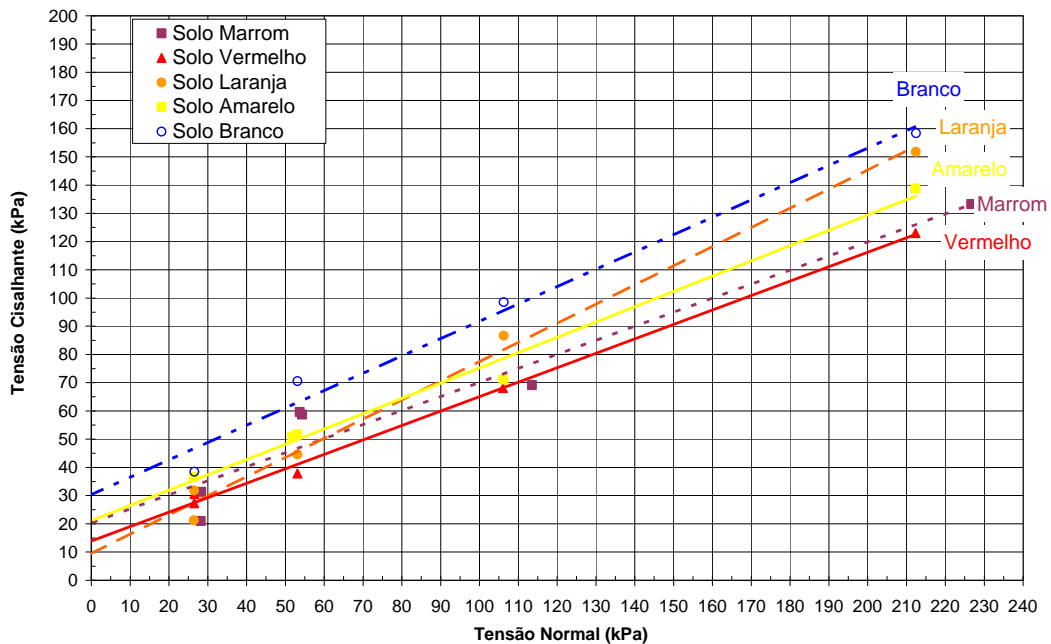


Figura 8.62 – Envolvória de resistência para deslocamento de 6 mm assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb (Oliveira, 2006).

O processo de intemperismo em climas tropicais e subtropicais influencia diretamente a formação dos solos residuais (espessuras dos horizontes residuais, atividade química e pedogênese desses horizontes), como também, determina os parâmetros de resistência desses solos. A própria decomposição da rocha, devido à atuação do intemperismo, conduz a uma diminuição de sua resistência. A Tabela 8.18

resume os parâmetros de resistência de Mohr Coulomb para os deslocamentos de 12 mm e de 6 mm. O solo que apresenta maior resistência é o solo Branco, principalmente devido ao parâmetro coesivo, em torno de 37 kPa para o deslocamento de 12 mm e 30,4 kPa para o deslocamento de 6 mm.

Tabela 8.18 – Resumo dos ensaios de cisalhamento direto dos solos indeformados.

	Coesão (c)	Ângulo de atrito (ϕ)	Coesão (c)	Ângulo de atrito (ϕ)
	(kPa)	(°)	kPa	(°)
	Deslocamento de 12 mm		Deslocamento de 6 mm	
Marrom	20,3	26,5	21,0	23,4
Vermelho	15,6	30,5	13,6	27,1
Laranja	16,0	35,8	9,5	34,2
Amarelo	19,9	33,2	21,1	28,4
Branco	37,0	34,9	30,4	31,5

Observa-se uma diminuição do ângulo de atrito com o intemperismo, fato normalmente relatado na literatura (Souza Neto *et al.*, 2001). O ângulo de atrito do solo Branco é de 34,9° para o deslocamento de 12 mm e 31,5° para o deslocamento de 6 mm, enquanto que o ângulo de atrito do solo Marrom tem o valor de 23,4° para o deslocamento de 6 mm e 26,5° para o deslocamento de 12 mm. O solo Laranja, no entanto, é exceção a essa tendência, pois apresenta ângulo de atrito de 35,8° quando o deslocamento aplicado é de 12 mm.

Entretanto, o mesmo processo que transformou uma rocha gnáissica, por exemplo, em solo granular, menos coesivo e menos resistente, leva a uma argilização ao longo do tempo que vai transformando-o em solo argiloso, mais coesivo e relativamente mais resistente. Nos solos estudados, observa-se uma diminuição do parâmetro coesivo do solo Branco ao solo Laranja com o solo Marrom apresentando pequena recuperação (aumento) do parâmetro coesivo em relação ao solo Vermelho.

Nenhuma correlação geral consistente entre o intercepto coesivo e índices físicos dos solos residuais pôde, ainda, ser estipulada, apesar de alguns solos em particular apresentarem um aumento da coesão com o aumento do teor de argila (Souza Neto *et al.*, 2001).

Sandroni (1974 *apud* Futai, 2002), Vaughan (1992 *apud* Futai, 2002) e de Oliveira *et al.* (2002) consideram a envoltória de ruptura curva até próximo da tensão de escoamento. A partir deste valor o solo passa a ter comportamento semelhante a um solo normalmente adensado e a envoltória passa a ser reta. As tensões de escoamento dos solos estudados situam-se entre 200 e 600 kPa (ver Capítulo 7) e a tensão normal máxima dos ensaios de cisalhamento foi de 200 kPa. Assim, em todo o trecho da envoltória apresentada neste capítulo ela seria curva, pois não teria

ultrapassado a tensão de cedência dos solos. Tal possibilidade é verificada nas Figura 8.63 e Tabela 8.19.

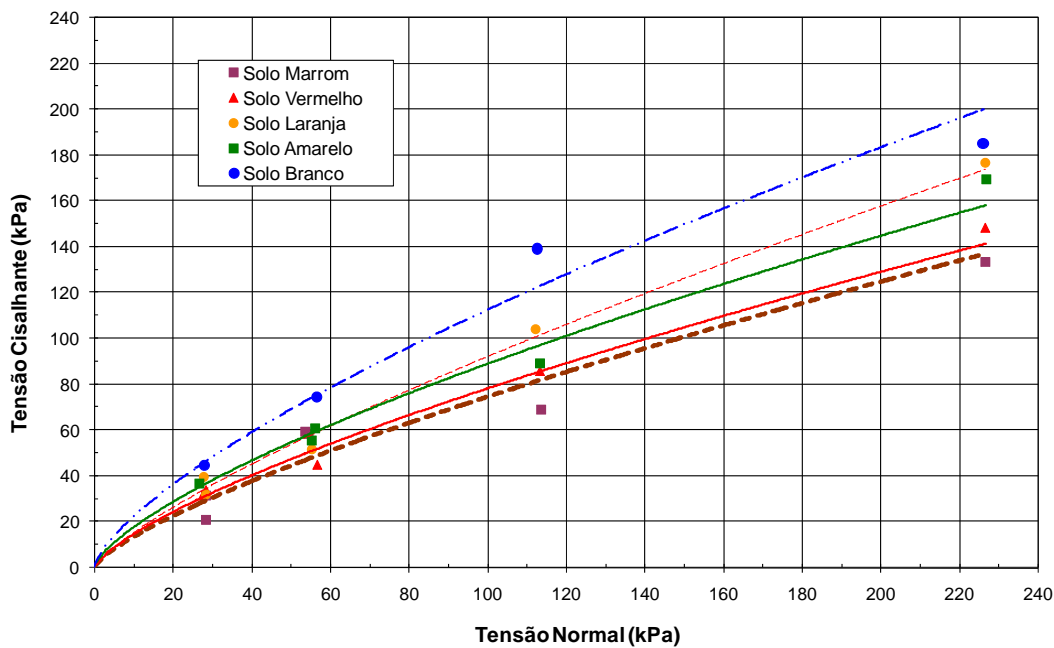


Figura 8.63 – Envoltória de resistência curva ajustada por uma função potência (Oliveira, 2006).

Tabela 8.19 – Equações potenciais propostas para os ensaios de cisalhamento (Oliveira, 2006).

Solo	Equação $\tau = a \cdot \sigma^b$	Coefficiente de correlação (R²)
Marron	$\tau = 2,4267 \cdot \sigma^{0,7437}$	0,8825
Vermelho	$\tau = 2,8266 \cdot \sigma^{0,7212}$	0,9829
Laranja	$\tau = 2,6033 \cdot \sigma^{0,7746}$	0,9784
Amarelo	$\tau = 3,4983 \cdot \sigma^{0,7027}$	0,9861
Branco	$\tau = 4,4269 \cdot \sigma^{0,7031}$	0,9803

Comparando-se os resultados obtidos para os solos indeformados com os resultados dos solos compactados, observam-se diferenças entre os parâmetros de resistência obtidos. Na Figura 8.64 apresenta-se a variação com a profundidade da coesão e do ângulo de atrito para os solos indeformados e compactados. Esses parâmetros representados na figura foram determinados para o deslocamento de 12 mm.

Diferenças entre as porosidades dos corpos-de-prova compactados e indeformados podem dar origem a diferenças entre os parâmetros de resistência dos solos. Observa-se que no estado natural o solo Branco e o Amarelo apresentam

valor de coesão superior ao do estado compactado. Este fato exemplifica a estrutura recebida da rocha mãe, que se traduz em parâmetro coesivo, e que é destruída no destorroamento e compactação do material. Para os solos Vermelho e Marrom, a energia de compactação produz uma maior aglutinação das partículas argilosas e, conseqüente maior coesão.

O ângulo de atrito apresentado pelos solos no estado natural é superior ao do solo no estado compactado, com exceção para o solo Marrom, como pode ser visualizado na Figura 8.64(b). Neste caso também a estrutura original do solo, recebida da rocha de origem, é responsável por essa característica.

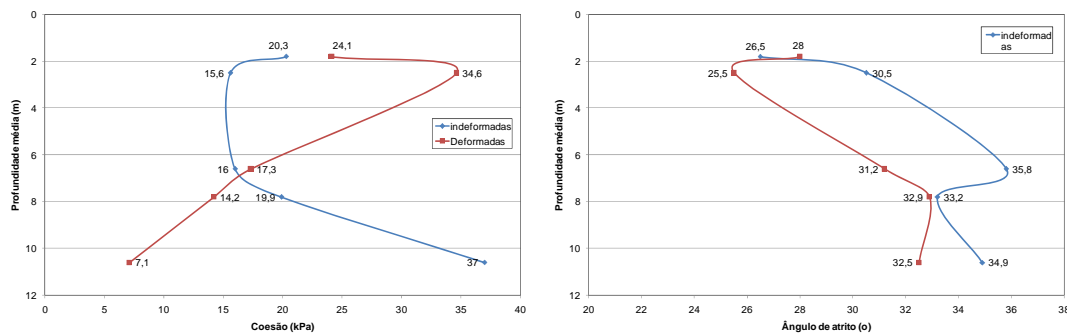


Figura 8.64 – Variação dos parâmetros de resistência com a profundidade. (a) Coesão dos solos indeformados e compactados. (b) Ângulo de atrito dos solos indeformados e compactados.

8.2.1.2. Ensaio de Compressão Simples

Foram realizados ensaios de compressão uniaxial em corpos-de-prova indeformados de amostras de solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom. Assim como nos ensaios com os solos compactados, os corpos-de-prova indeformados foram ensaiados em diversos teores de umidade. A partir da umidade natural (umidade de moldagem), os corpos-de-prova foram umedecidos ou secos. A secagem se deu expondo o corpo-de-prova à temperatura ambiente. O umedecimento foi realizado através de imersão em vapor de água. O controle da umidade era realizado pela pesagem do corpo-de-prova. Uma vez que a massa desejada era atingida, o corpo-de-prova era envolto em papel filme e deixado em repouso na câmara úmida até o dia seguinte para uniformização interna do teor de umidade. Para alguns solos, como por exemplo, o solo Branco, não foi possível atingir valores de umidade muito baixos nem muito altos, pois o corpo-de-prova se desmanchava. Os corpos de prova tinham, em média, 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura e foram cisalhados com velocidade de 0,5 mm/min. Para o cisalhamento

dos corpos-de-prova foi utilizada uma prensa automatizada *Wykeham Farrance*. Os valores de carga eram obtidos através de um anel dinamométrico de capacidade 1 kN, e os deslocamentos através de um transdutor elétrico de 25 mm de curso.

Durante o processo de moldagem do corpo-de-prova foi determinado o teor de umidade inicial do solo. Após a moldagem e antes do ensaio, os corpos-de-prova eram pesados e tinham suas dimensões aferidas. Após o ensaio a umidade final era determinada. Esse teor de umidade era correlacionado com a sucção matricial através da curva característica do solo. Os índices físicos foram calculados para todos os corpos-de-prova e seus valores são apresentados nas tabelas 8.20 a 8.24. Nas tabelas, w_{natural} identifica o teor de umidade gravimétrico de moldagem do corpo-de-prova e $w_{\text{grav.}}$ e $w_{\text{vol.}}$ correspondem aos teores de umidade gravimétricos e volumétricos, respectivamente, após o cisalhamento do corpo-de-prova. A partir do registro da força aplicada ao solo e do deslocamento do corpo-de-prova foram traçadas as curvas tensão – deformação e determinado o módulo inicial para pequenas deformações, normalmente inferiores a 0,5%, que está representado nas tabelas por E.

Tabela 8.20 – Índices físicos dos corpos de prova Branco submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$W_{natural}$ (%)	$W_{grav.}$ (%)	$W_{vol.}$ (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	n	S (%)	E (kPa)
1	2.4019.05	23,21	10,30	9,63	14,06	15,71	14,33	2,70	0,85	0,46	30,59	4800
2		33,87	10,30	12,05	18,83	17,18	15,33	2,70	0,73	0,42	44,57	3400
3	2.4028.05	11,76	18,60	16,02	25,20	17,91	15,43	2,75	0,75	0,43	58,68	10800
4	2.4036.05	102,57	13,40	13,98	23,64	18,91	16,59	2,74	0,62	0,38	61,74	5200
5		130,84	13,40	16,48	24,53	17,01	14,60	2,74	0,84	0,46	53,72	4200
6	2.4039.05	126,21	10,60	10,00	17,34	18,71	17,01	2,75	0,58	0,37	47,36	7000
7	2.4041.05	29,00	13,60	12,29	20,67	18,53	16,50	2,74	0,63	0,39	53,39	8800
8	2.4059.05	5,59	22,00	15,90	23,86	17,06	14,72	2,75	0,83	0,45	52,62	1800
9		63,47	22,00	17,50	29,54	19,46	16,56	2,75	0,63	0,39	76,31	2000
10		75,44	22,00	19,40	29,28	17,68	14,81	2,75	0,82	0,45	64,99	5400
11	2.4062.05	32,37	14,30	15,05	25,11	18,83	16,37	2,70	0,62	0,38	65,61	1800
12		41,89	14,30	18,55	24,73	15,51	13,08	2,70	1,03	0,51	48,68	5000
13	2.4064.05	33,65	22,00	16,50	23,57	16,33	14,02	2,74	0,91	0,48	49,59	4400
14	2.4068.05	34,63	22,20	21,58	27,38	15,13	12,45	2,70	1,13	0,53	51,56	2400
15		45,62	22,20	22,53	30,52	16,28	13,29	2,70	0,99	0,50	61,45	5200
16		34,63	22,20	22,72	28,39	15,04	12,26	2,70	1,16	0,54	52,88	2200
17	2.4071.05	27,76	16,60	16,00	25,56	18,18	15,67	2,70	0,69	0,41	62,61	1000
18		29,72	16,60	16,97	25,78	17,43	14,90	2,70	0,78	0,44	58,74	1400
19		37,77	16,60	17,20	25,94	17,34	14,80	2,70	0,79	0,44	58,78	400
20	2.4079.05	22,96	15,00	16,72	27,20	18,63	15,96	2,70	0,66	0,40	68,40	1200
21		26,49	15,00	17,68	27,88	18,20	15,47	2,70	0,71	0,42	67,23	1200
22	2.4080.05	35,22	17,20	15,20	23,68	17,61	15,28	2,70	0,73	0,42	56,22	800
23	2.4081.05	39,73	20,90	17,60	25,36	16,62	14,14	2,70	0,87	0,47	54,62	1200
24	2.4098.05	50,13	20,90	20,61	29,92	17,18	14,24	2,70	0,86	0,46	64,71	2200
25		54,05	20,90	20,65	30,54	17,51	14,51	2,70	0,83	0,45	67,17	2200
26		46,01	20,90	20,80	27,91	15,90	13,16	2,70	1,01	0,50	55,60	3000
27	2.4250.06	1,74	13,80	27,43	39,91	18,19	14,27	2,70	0,86	0,46	86,12	600
28	2.4341.05	49,45	20,50	18,32	29,57	18,73	15,83	2,70	0,67	0,40	73,83	3200
29	2.4344.05	47,12	22,80	29,14	35,99	15,65	12,12	2,70	1,19	0,54	66,12	10000
30	2.4448.06	73,22	13,80	23,75	31,93	16,32	13,19	2,70	1,01	0,50	63,49	6400
31	2.4457.06	66,60	-	25,97	35,65	16,96	13,47	2,70	0,97	0,49	72,29	2000
32	4.4418.05	85,94	9,50	7,19	10,01	14,64	13,65	2,70	0,94	0,48	20,65	3800
33	4.4449.05	39,28	12,20	15,20	23,55	17,51	15,20	2,70	0,74	0,43	55,46	4800
34	4.4450.05	23,70	23,60	24,26	33,06	16,61	13,37	2,70	0,98	0,49	66,84	4800
35	4.4458.05	9,86	13,80	27,43	39,70	18,09	14,20	2,70	0,87	0,47	85,13	800
36	4.4459.05	3,77	28,00	24,96	34,58	16,98	13,59	2,70	0,95	0,49	70,94	20
37	4.4461.05	44,02	13,30	13,53	21,22	17,47	15,39	2,70	0,72	0,42	50,74	4200
38	4.4463.05	67,02	33,70	30,00	41,75	17,75	13,65	2,70	0,94	0,48	86,17	7200

Tabela 8.21 – Índices físicos dos corpos de prova Amarelo submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$W_{natural}$ (%)	$W_{grav.}$ (%)	$W_{vol.}$ (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	n	S (%)	E (kPa)
1	2.4021.05	20,21	20,20	19,10	31,07	19,01	15,96	2,68	0,65	0,39	78,66	2600
2		35,22	20,20	20,69	32,26	18,46	15,30	2,68	0,72	0,42	76,93	2600
3		28,65	20,20	22,14	35,31	19,11	15,64	2,68	0,68	0,40	87,16	3200
4	2.4029.05	28,45	29,10	24,93	38,66	19,00	15,21	2,68	0,73	0,42	91,35	300
5		19,91	29,10	25,00	39,95	19,60	15,68	2,68	0,67	0,40	99,81	1600
6		18,05	29,10	25,33	38,97	18,91	15,09	2,68	0,74	0,43	91,56	5600
7	2.4075.05	66,61	23,80	22,62	30,37	16,15	13,17	2,70	1,01	0,50	60,47	2000
8		42,18	23,80	22,81	35,43	18,71	15,24	2,70	0,74	0,43	83,23	300
9		31,00	23,80	22,90	28,92	15,23	12,39	2,70	1,14	0,53	54,24	1400
10	2.4099.05	88,04	29,50	23,33	31,26	16,21	13,15	2,72	1,03	0,51	61,56	6000
11		83,38	29,50	27,39	35,96	16,41	12,88	2,72	1,07	0,52	69,58	4000
12	2.4100.05	67,97	30,00	28,76	36,81	16,16	12,55	2,72	1,12	0,53	69,79	4000
13		43,84	30,00	32,28	43,51	17,49	13,22	2,72	1,02	0,50	86,02	3600
14	2.4344.05	59,62	22,80	29,14	38,55	16,76	12,98	2,72	1,05	0,51	75,43	2000
15	2.4210.05	97,24	30,40	17,17	21,46	14,37	12,26	2,72	1,17	0,54	39,89	6000
16	2.4215.05	71,31	25,70	15,70	21,66	15,66	13,53	2,72	0,97	0,49	43,99	2600
17	2.4264.05	11,55	0,30	2,22	2,89	13,03	12,75	2,72	1,09	0,52	5,54	2000
18	2.4266.05	60,94	0,20	1,59	2,04	12,81	12,61	2,72	1,11	0,53	3,89	6000
19	2.4272.05	60,23	41,10	37,00	43,66	15,86	11,57	2,72	1,30	0,57	77,36	4000
20	2.4274.05	9,92	18,80	8,96	11,92	14,22	13,05	2,72	1,04	0,51	23,42	400
21	2.4422.05	32,02	9,6	10,90	14,20	14,17	12,78	2,72	1,09	0,52	27,18	1600
22	2.4424.05	19,15	37,70	37,00	47,50	17,25	12,59	2,72	1,12	0,53	89,79	500

Tabela 8.22 – Índices físicos dos corpos de prova Laranja submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$W_{natural}$ (%)	$W_{grav.}$ (%)	$W_{vol.}$ (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	n	S (%)	E (kPa)
1	4.4220.05	40,48	28,20	16,36	20,07	14,00	12,04	2,76	1,25	0,56	36,18	12800
2	4.4221.05	150,00	24,50	12,44	15,62	13,85	12,32	2,76	1,20	0,55	28,65	7600
3	4.4222.05	107,91	32,30	7,33	9,49	13,63	12,70	2,76	1,13	0,53	17,93	6400
4		90,16	32,30	22,19	27,20	14,70	12,03	2,76	1,25	0,56	49,07	9000
5		39,80	32,30	28,35	36,19	16,08	12,52	2,76	1,16	0,54	67,55	20000
6		91,08	32,30	31,51	37,82	15,48	11,77	2,76	1,30	0,57	67,00	8600
7	4.4223.05	59,61	26,50	16,69	20,56	14,10	12,08	2,76	1,24	0,55	37,20	5600
8		28,26	26,50	20,07	25,07	14,71	12,25	2,76	1,21	0,55	45,85	5600
9	4.4276.05	27,14	41,40	31,51	38,94	15,95	12,12	2,76	1,24	0,55	70,24	3000
10	4.4277.05	81,42	17,30	18,07	23,26	14,91	12,63	2,76	1,15	0,53	43,43	12000
11	4.4278.06	115,48	42,50	34,98	43,71	16,55	12,26	2,76	1,21	0,55	79,90	12000
12	4.4280.05	72,41	25,20	22,98	26,67	14,00	11,38	2,76	1,38	0,58	46,03	8000
13	4.4281.05	71,20	25,20	13,54	16,90	13,90	12,24	2,76	1,21	0,55	30,93	10800
14	4.4425.05	118,72	9,70	11,57	15,05	14,24	12,76	2,76	1,12	0,53	28,55	3000

Tabela 8.23 – Índices físicos dos corpos de prova Vermelho submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$W_{natural}$ (%)	$W_{grav.}$ (%)	$W_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	D_{real} (g/cm³)	e	n	S (%)	E (kPa)
1	2.4114.05	23,25	38,10	37,80	41,53	14,85	10,78	2,73	1,49	0,60	69,28	1800
2		31,20	38,10	37,90	44,28	15,81	11,46	2,73	1,34	0,57	77,24	1400
3		49,83	38,10	38,70	51,29	18,03	13,00	2,73	1,06	0,51	99,71	5200
4	2.4232.05	20,91	26,80	25,86	28,88	13,79	10,96	2,73	1,45	0,59	48,71	1400
5		48,46	26,80	28,34	34,39	15,28	11,91	2,73	1,25	0,56	61,92	2400
6		19,56	26,80	39,61	48,64	16,82	12,05	2,73	1,22	0,55	88,67	1000
7	2.4235.05	84,58	23,20	12,37	14,53	12,95	11,52	2,73	1,33	0,57	25,40	6000
8		76,50	23,20	15,41	18,62	13,68	11,85	2,73	1,26	0,56	33,40	7200
9		65,17	23,20	22,88	28,85	15,20	12,37	2,73	1,17	0,54	53,41	3000
10		29,67	23,20	32,18	36,94	14,89	11,26	2,73	1,38	0,58	63,68	3600
11	2.4237.05	31,76	30,80	5,31	6,76	13,15	12,48	2,73	1,15	0,53	12,61	7000
12		24,22	30,80	6,27	7,36	12,23	11,51	2,73	1,33	0,57	12,88	1400
13		10,19	32,30	23,06	30,58	16,01	13,01	2,73	1,06	0,51	59,41	7000
14	2.4239.05	52,50	29,40	5,90	7,70	13,55	12,80	2,73	1,09	0,52	14,79	7000
15		76,04	29,40	6,58	8,00	12,71	11,93	2,73	1,25	0,56	14,38	7000
16	2.4503.05	15,99	-	1,90	2,39	12,60	12,36	2,73	1,17	0,54	4,43	6313
17		48,96	-	2,60	3,30	12,78	12,45	2,73	1,15	0,53	6,17	9007
18		21,01	-	2,80	3,82	13,74	13,37	2,73	1,00	0,50	7,65	5972
19		12,42	-	2,90	3,45	12,02	11,68	2,73	1,29	0,56	6,14	6861
20		40,42	-	3,70	5,02	13,79	13,30	2,73	1,01	0,50	10,00	7031
21	2.4504.05	39,91	-	3,10	4,04	13,17	12,77	2,73	1,10	0,52	7,70	11068
22		83,61	-	3,20	4,43	14,03	13,60	2,73	0,97	0,49	9,01	12994
23		145,32	-	3,30	5,10	15,68	15,18	2,73	0,77	0,44	11,70	12574
24		102,15	-	3,40	4,48	13,37	12,93	2,73	1,07	0,52	8,68	14364
25		99,98	-	3,60	4,36	12,30	11,87	2,73	1,26	0,56	7,80	15100
26		119,32	-	3,80	5,42	14,51	13,98	2,73	0,92	0,48	11,28	17184
27		58,10	-	3,90	5,24	13,70	13,19	2,73	1,03	0,51	10,34	13747
28		85,06	-	4,00	5,62	14,33	13,78	2,73	0,94	0,48	11,62	14156
29		46,40	-	4,20	5,39	13,12	12,59	2,73	1,13	0,53	10,15	11456
30		63,06	-	4,20	5,49	13,35	12,81	2,73	1,09	0,52	10,52	11636
31		70,17	-	4,20	5,49	13,35	12,81	2,73	1,09	0,52	10,52	14320
32		66,46	-	4,30	5,31	12,63	12,11	2,73	1,21	0,55	9,71	8990
33		119,91	-	4,30	5,67	13,49	12,93	2,73	1,07	0,52	10,98	7191
34		72,10	-	4,50	5,73	13,04	12,48	2,73	1,15	0,53	10,69	11087
35		120,02	-	4,60	5,88	13,12	12,54	2,73	1,14	0,53	11,02	7744
36		51,07	-	4,70	5,68	12,42	11,86	2,73	1,26	0,56	10,19	8617
37		116,01	-	4,90	6,35	13,33	12,71	2,73	1,11	0,53	12,06	6082
38		118,10	-	4,90	6,46	13,56	12,93	2,73	1,07	0,52	12,51	8627

Tabela 8.24 – Índices físicos dos corpos de prova Marrom submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	W natural (%)	W grav. (%)	W vol. (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	e	n	S (%)	E (kPa)
1	2.4021.07	146,7	26,5	2,8	4,2	15,00	14,6	2,690	0,8	0,4	9,3	14102
2		159,1	26,5	2,6	3,9	15,20	14,8	2,690	0,8	0,4	9,0	13980
3		143,1	26,5	2,4	3,5	14,80	14,5	2,690	0,8	0,5	7,9	14437
4	2.4109.05	76,13	15,10	14,60	19,79	15,24	13,30	2,676	0,97	0,49	40,28	6000
5		53,07	15,10	16,20	22,16	15,60	13,42	2,676	0,96	0,49	45,16	4600
6		87,31	15,10	16,30	22,38	15,67	13,47	2,676	0,95	0,49	45,91	4200
7	2.4110.05	245,72	26,30	25,80	35,98	17,21	13,68	2,692	0,93	0,48	74,68	3000
8		102,22	26,30	26,30	37,56	17,69	14,01	2,692	0,89	0,47	79,55	6000
9		80,15	26,30	26,60	37,15	17,34	13,70	2,692	0,93	0,48	77,00	5000
10		245,72	21,60	18,82	26,57	16,46	13,85	2,692	0,91	0,48	55,67	11800
11		261,44	21,60	19,33	27,68	16,76	14,05	2,692	0,88	0,47	59,13	8000
12		174,54	21,60	22,87	29,89	15,75	12,82	2,692	1,06	0,51	58,08	6000
13	2.4116.05	90,25	24,80	23,70	29,83	15,27	12,35	2,676	1,13	0,53	56,12	6000
14		90,25	24,80	25,50	33,66	16,25	12,95	2,676	1,03	0,51	66,25	6400
15	2.4117.05	34,63	31,40	29,70	42,87	18,36	14,16	2,692	0,87	0,47	91,90	1200
16		19,13	31,40	30,00	40,74	17,32	13,32	2,692	0,98	0,49	82,41	1200
17	2.4118.05	199,54	17,10	17,90	24,39	15,76	13,36	2,692	0,98	0,49	49,17	13800
18		264,87	17,10	18,70	26,70	16,63	14,01	2,692	0,89	0,47	56,56	9000
19		241,72	17,10	19,80	27,12	16,10	13,44	2,692	0,97	0,49	54,95	13000
20	2.4236.05	273,22	24,20	2,58	3,83	14,95	14,57	2,694	0,81	0,45	8,58	12800
21		219,50	24,20	3,18	4,65	14,80	14,34	2,694	0,84	0,46	10,20	4600
22		255,59	24,20	3,95	5,87	15,17	14,59	2,694	0,81	0,45	13,14	14200
23		166,98	24,20	7,19	9,79	14,32	13,36	2,690	0,98	0,49	19,74	6400
24	2.4499.05	246,04	36,20	3,90	5,84	15,26	14,69	2,690	0,80	0,44	13,11	16152
25		255,68	36,20	6,05	8,51	14,62	13,79	2,690	0,91	0,48	17,90	17660
26		291,95	36,20	7,00	10,15	15,21	14,22	2,690	0,86	0,46	21,90	15499
27		158,51	36,20	7,50	10,96	15,42	14,34	2,690	0,84	0,46	24,02	9588
28		43,45	36,20	27,72	37,94	17,15	13,43	2,694	0,97	0,49	76,99	8000
29		189,34	36,20	33,10	40,90	16,14	12,12	2,694	1,18	0,54	75,57	10600
30	54,62	36,20	38,13	47,99	17,05	12,35	2,694	1,14	0,53	90,11	3000	
31	2.4500.05	232,89	-	6,23	9,21	15,40	14,50	2,690	0,82	0,45	20,43	2359
32		276,44	-	6,33	9,55	15,75	14,81	2,690	0,78	0,44	21,82	21375
33		204,23	-	6,46	9,02	14,59	13,71	2,690	0,92	0,48	18,88	12918
34		222,65	-	6,47	9,56	15,45	14,51	2,690	0,82	0,45	21,21	17977
35		255,03	-	6,56	9,45	15,05	14,13	2,690	0,87	0,47	20,28	21797
36		218,88	-	6,62	9,23	14,57	13,66	2,690	0,93	0,48	19,16	14145
37		212,93	-	6,64	9,10	14,34	13,44	2,690	0,96	0,49	18,61	22801
38		171,39	-	6,84	9,35	14,34	13,42	2,690	0,97	0,49	18,96	16460
39		247,39	-	7,02	10,49	15,69	14,66	2,690	0,80	0,44	23,59	19137
40		174,09	-	7,16	9,92	14,57	13,60	2,690	0,94	0,48	20,48	16179
41		193,01	-	7,60	10,20	14,17	13,17	2,690	1,00	0,50	20,44	12675
42		142,58	-	8,01	10,97	14,51	13,44	2,690	0,96	0,49	22,45	13395
43		219,68	-	25,7	31,91	15,32	12,19	2,690	1,17	0,54	59,06	17930

A ruptura dos corpos-de-prova ocorreu em planos bem definidos, muitas vezes bastante próximos da vertical, principalmente nos solos mais heterogêneos, como pode ser visto nas fotos abaixo. Os solos Marrom e Vermelho sempre apresentavam planos de ruptura diagonais. Alguns planos de ruptura verticais eram oriundos de falhas reliquias (ver Capítulo 4).

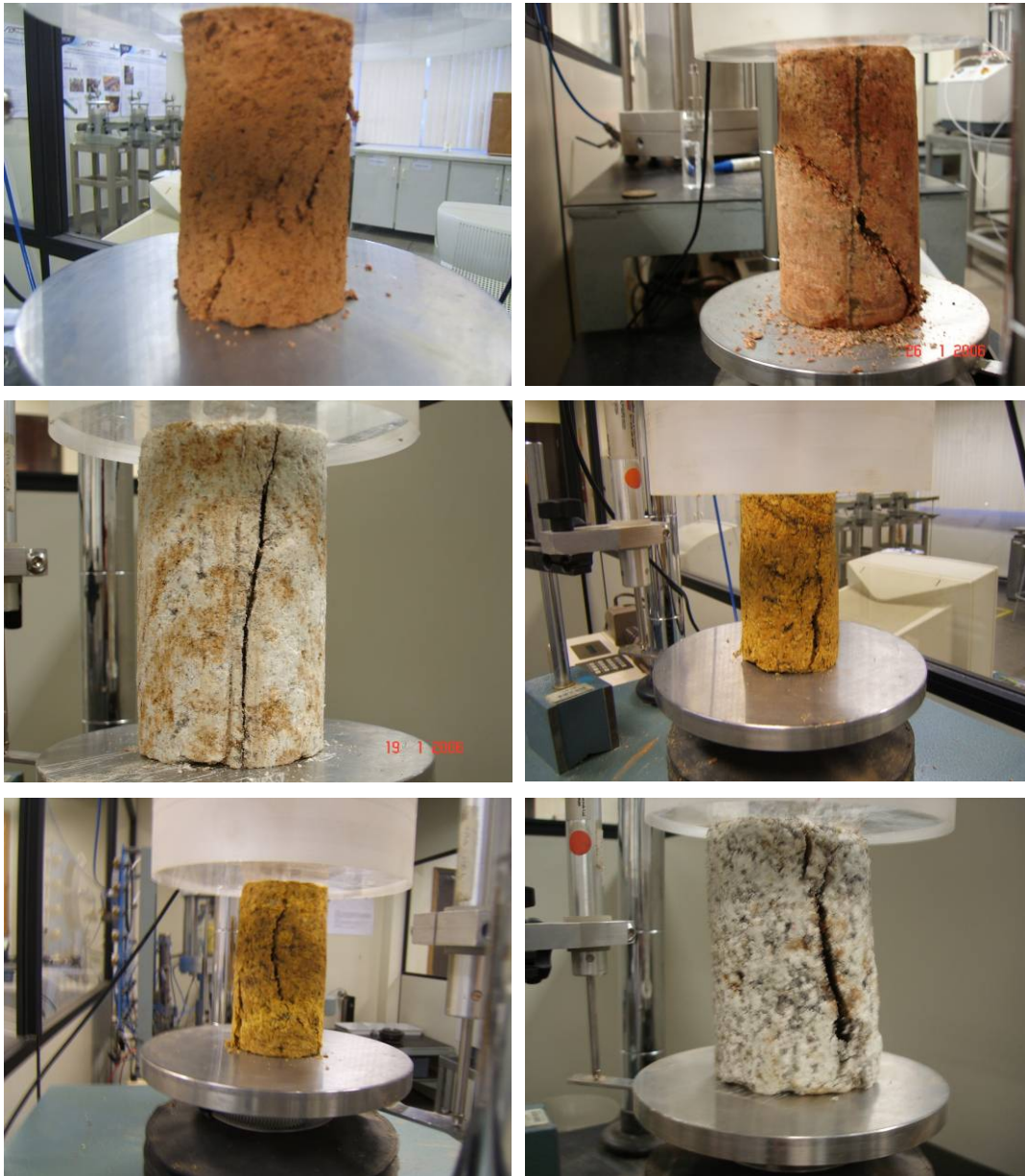


Figura 8.65 – Exemplos de ruptura de corpos-de-prova submetidos à compressão simples.

As figuras 8.66, a 8.70 apresentam as curvas de resistência à compressão simples *versus* a deformação do corpo-de-prova para os solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom.

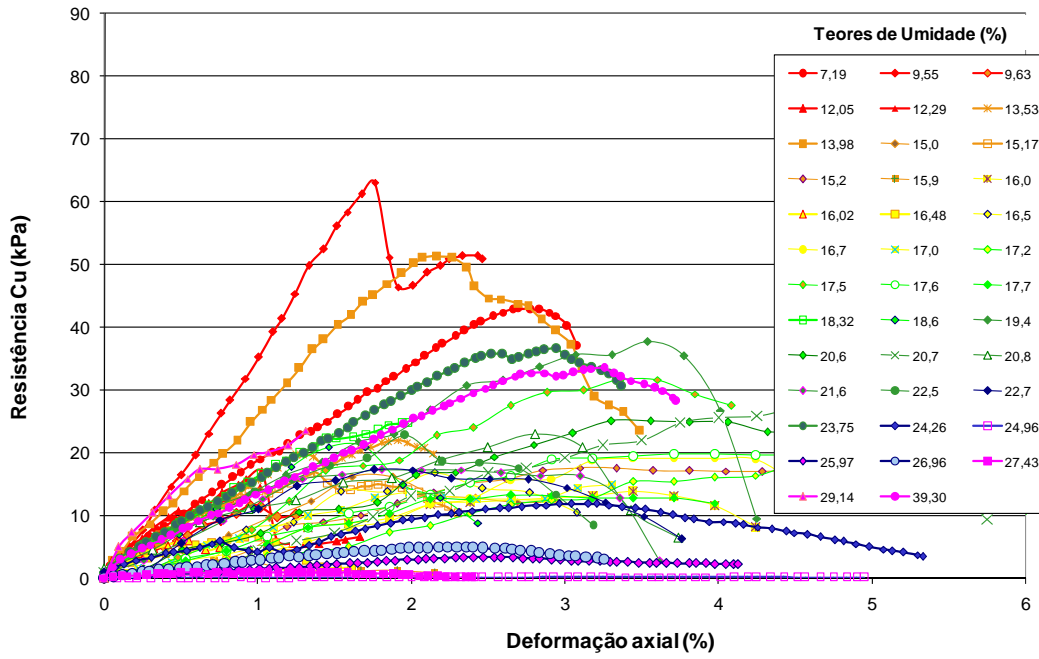


Figura 8.66 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Branco

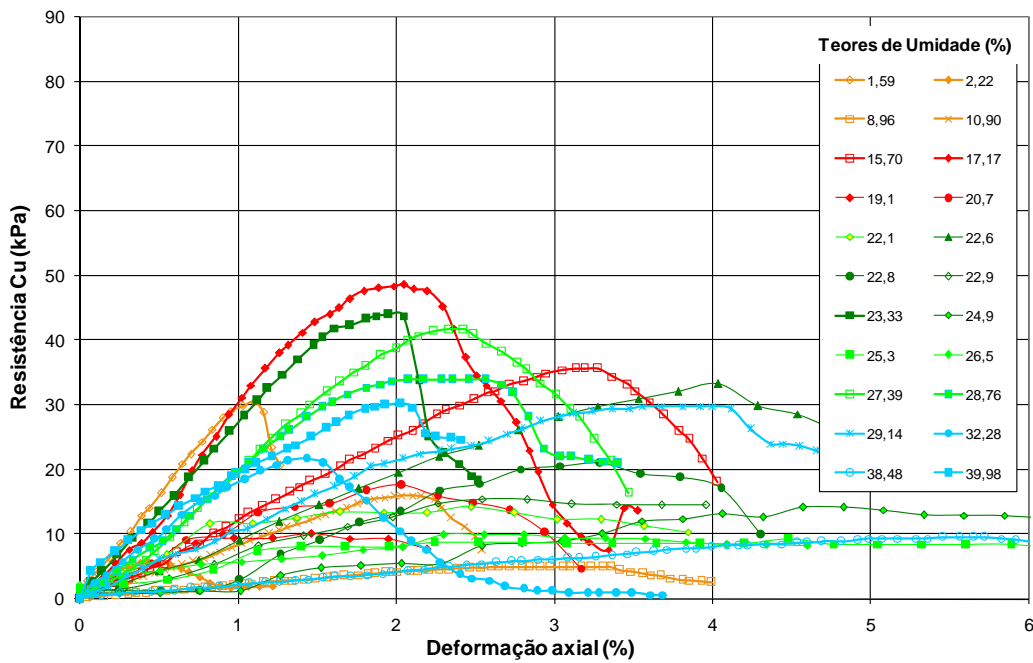


Figura 8.67 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Amarelo.

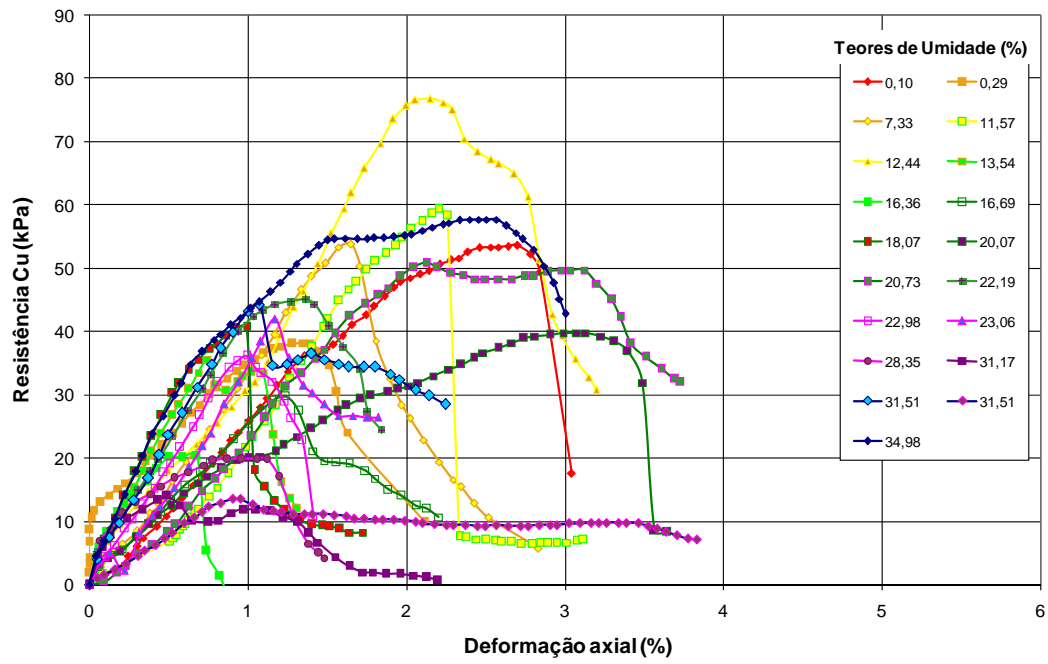


Figura 8.68 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Laranja.

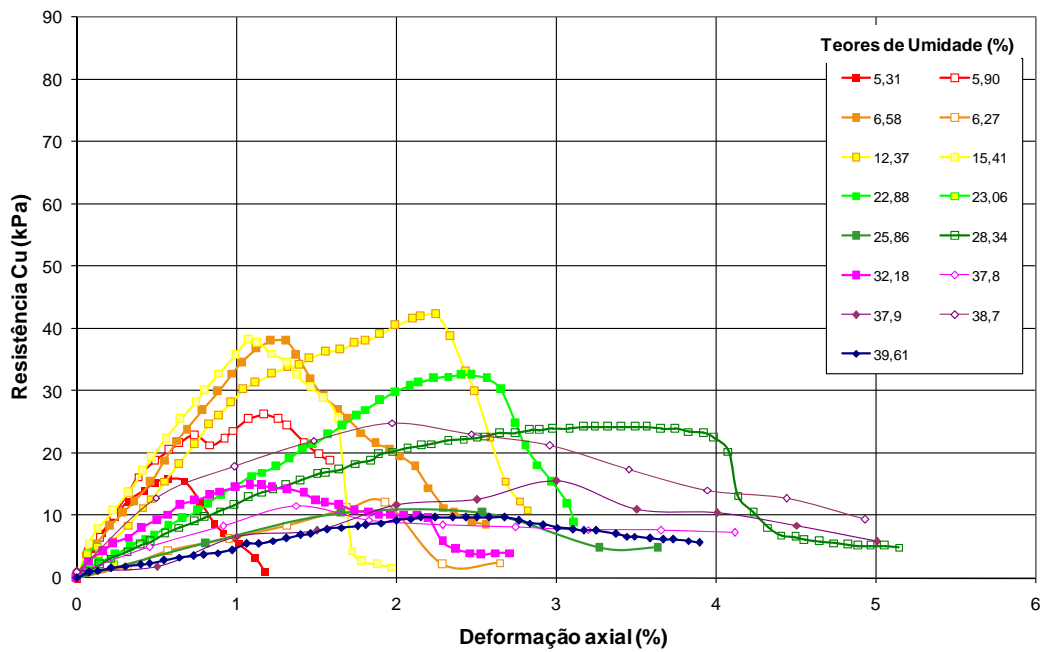


Figura 8.69 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Marrom, com teores de umidade elevados.

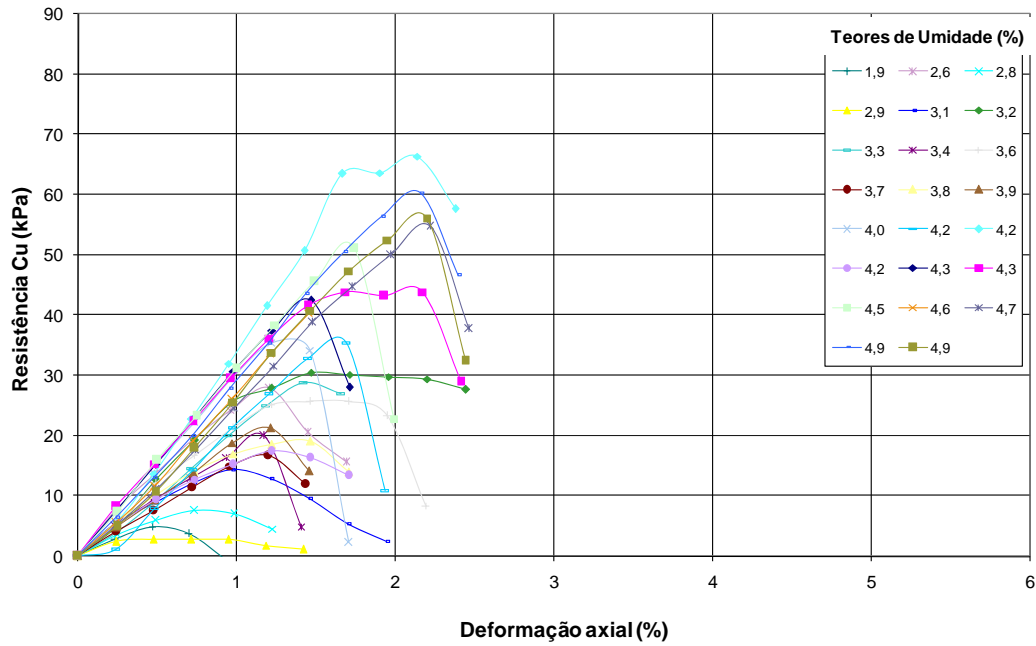


Figura 8.70 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Vermelho. Teores de umidade inferiores a 5%.

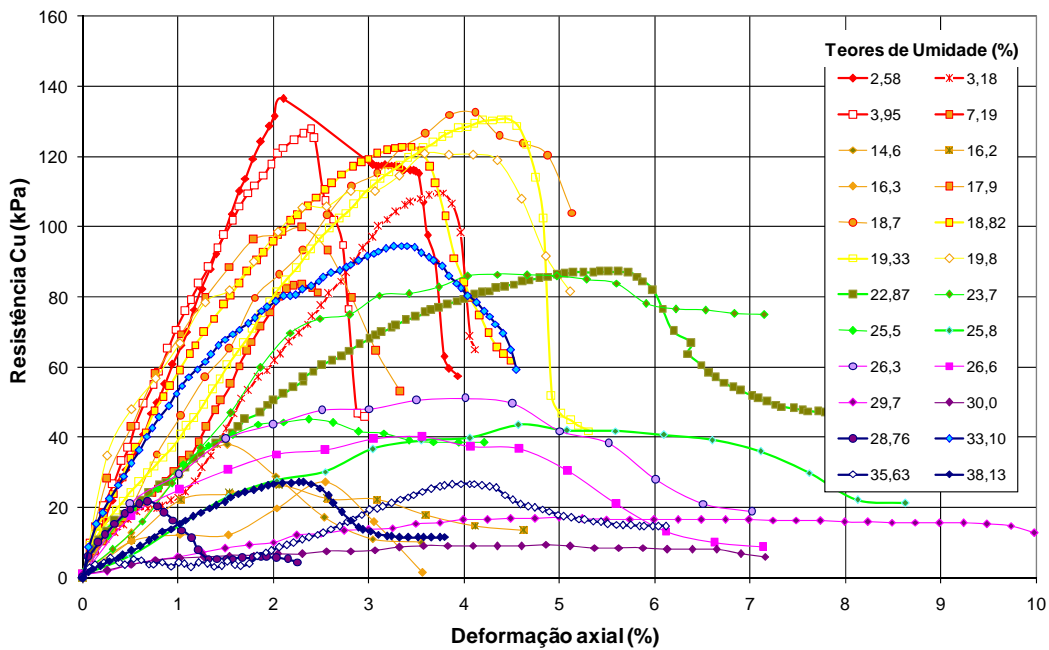


Figura 8.71 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Marrom. Teores de umidade inferiores a 5%.

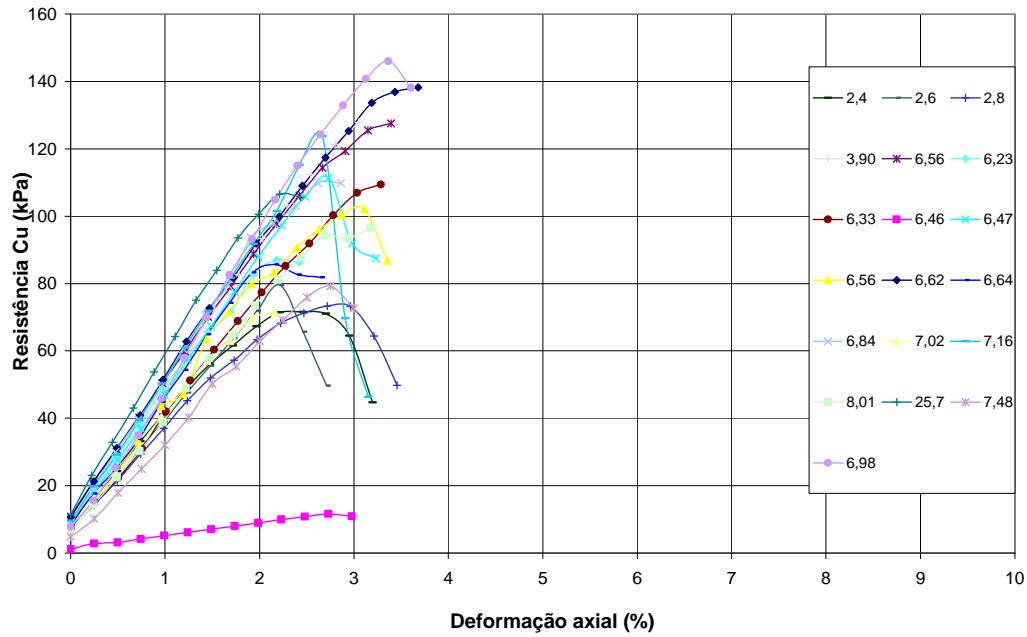


Figura 8.72 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Marrom, com baixos teores de umidade.

Os módulos de deformação inicial (E) obtidos apresentam valores bastante distintos. Na Figura 8.73 os valores de E são colocados, para os cinco solos, em função do grau de saturação do corpo-de-prova.

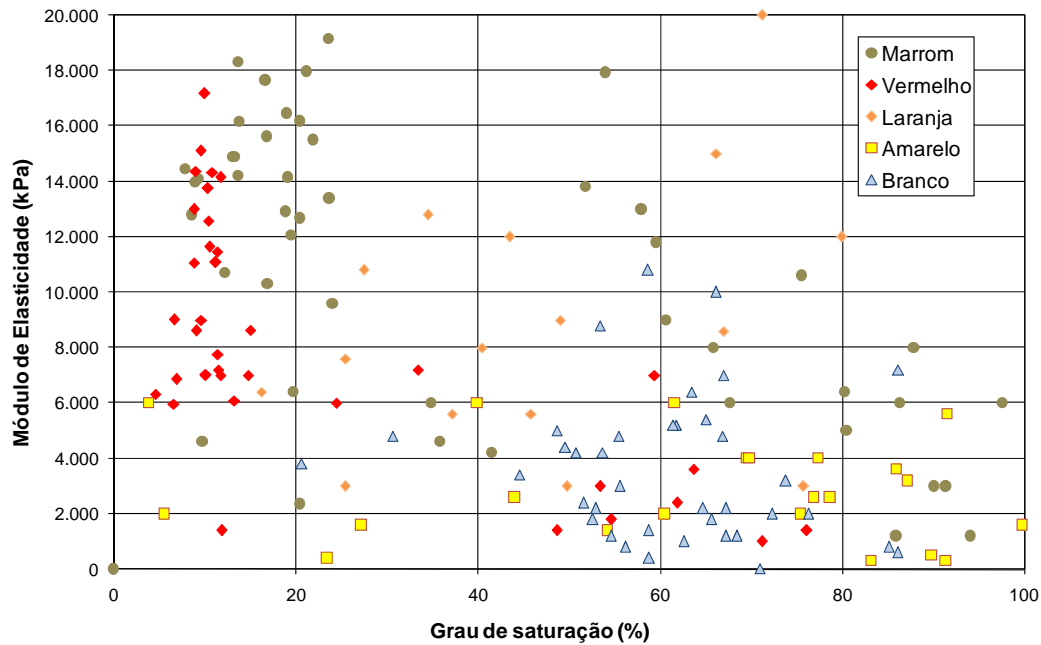


Figura 8.73 – Módulos de deformação em função do grau de saturação dos corpos-de-prova indeformados.

Observa-se na Figura 8.73 a grande variação dos valores de módulo, sem nenhuma tendência definida e sem distinção de valores entre os solos. De modo geral, os módulos de elasticidade variaram de 300 kPa a 20 MPa. Os solos indeformados têm módulos de elasticidade inferiores aos dos solos compactados. Isto se deve, provavelmente, à existência de poros, fissuras e outras heterogeneidades encontradas nos solos naturais.

Da Figura 8.74 à Figura 8.88 são apresentados os resultados dos ensaios de compressão uniaxial correlacionados com outros parâmetros dos solos. A Figura 8.74 apresenta a resistência à compressão uniaxial em função do grau de saturação dos corpos-de-prova para o solo Branco. Está indicado nos rótulos dos pontos o valor do índice de vazios de cada corpo-de-prova. A Figura 8.75 apresenta os mesmos ensaios de resistência à compressão uniaxial agora em função do teor de umidade gravimétrica também para o solo Branco. No mesmo gráfico está representado o limite de plasticidade do solo, de valor igual a 27%, o teor de umidade de entrada de ar, de valor igual a 26%, e o teor de umidade residual, de valor igual a 1%. Observa-se uma grande dispersão de resultados, sem uma tendência clara definida. A grande variação de valores é resultado da heterogeneidade do solo. Para um mesmo teor de umidade ocorrem diferentes densidades como pode ser observado na Figura 8.76(a) que apresenta a variação de índice de vazios com o teor de umidade. De modo geral, há uma diminuição do índice de vazios com a diminuição do teor de umidade, mas com grande variação. Por exemplo, para o teor de umidade de 16% há corpos-de-prova que apresentam índice de vazios de 0,6 e corpos-de-prova que apresentam índice de vazios de 0,95. Na Figura 8.76(b) é apresentada a variação de resistência em função do peso específico seco dos corpos-de-prova. Novamente observa-se a grande dispersão dos dados.

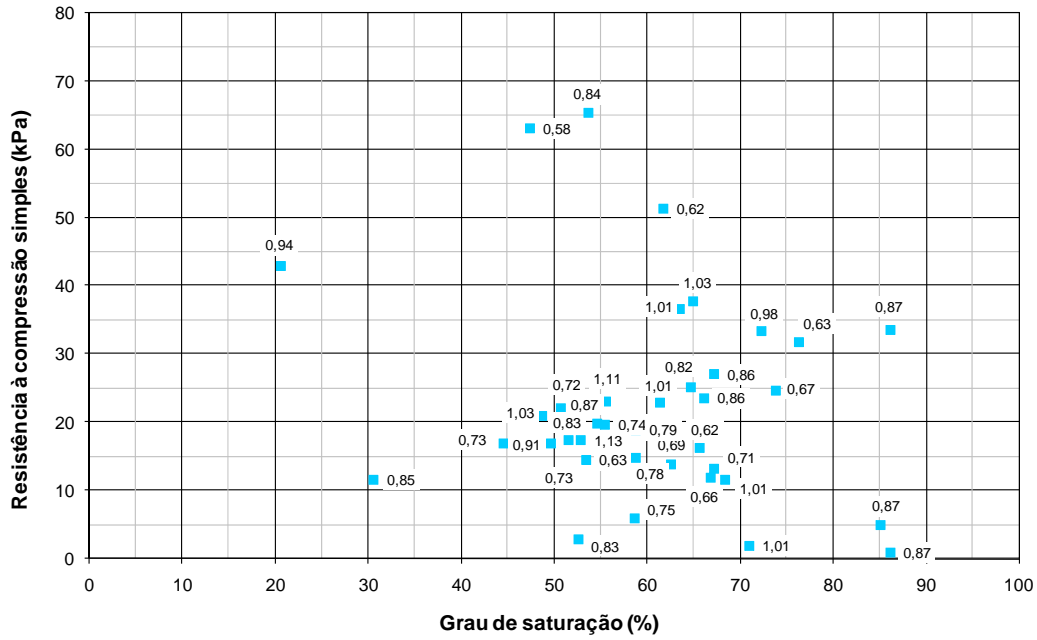


Figura 8.74 – Resistência à compressão simples *versus* grau de saturação para o solo Branco com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

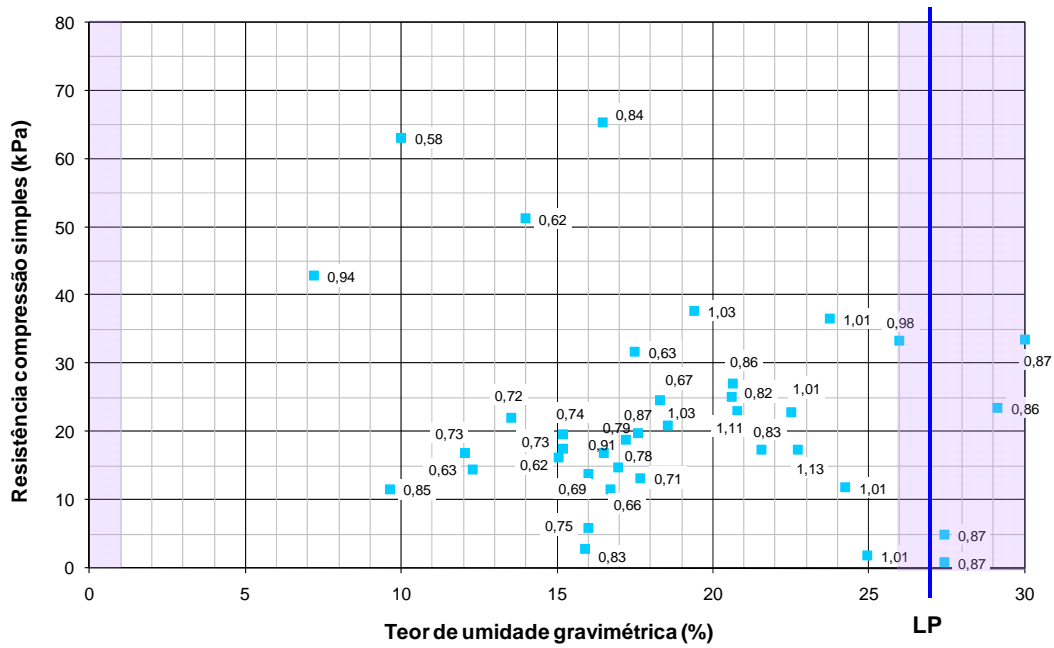


Figura 8.75 – Resistência à compressão simples *versus* teor de umidade gravimétrica para o solo Branco com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

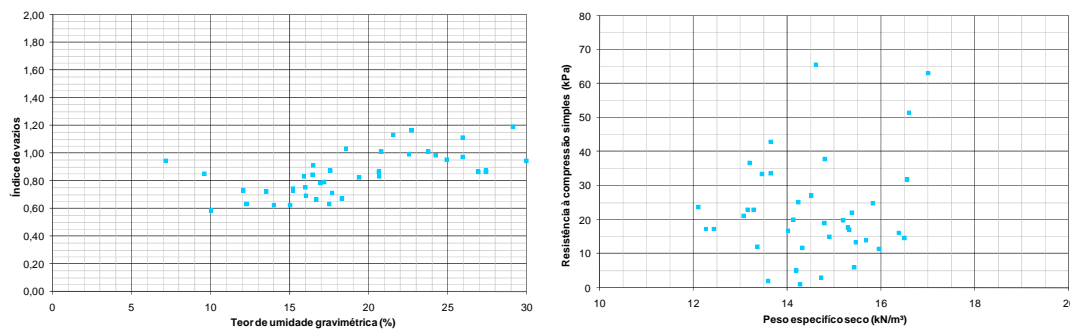


Figura 8.76 – Solo Branco Indeformado. (a) Índice de vazios *versus* teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência *versus* peso específico seco.

A mesma seqüência de resultados é apresentada para os demais solos. Na Figura 8.77 a resistência à compressão simples do solo Amarelo é apresentada em função do grau de saturação. Os valores do índice de vazios dos corpos-de-prova são apresentados nos rótulos. Na Figura 8.78 os resultados são apresentados em função do teor de umidade gravimétrica. Também são apresentados o limite de plasticidade do solo (30%), o valor de entrada de ar (30%) e o teor de umidade residual (4%). Embora com grande dispersão de resultados, a maior resistência encontrada para esse solo é de 50 kPa no grau de saturação de 40% e teor de umidade de 17%. Os valores de índice de vazios são bastante dispersos conforme pode ser visto na Figura 8.79(a) do índice de vazios *versus* teor de umidade gravimétrica e na Figura 8.79(b) que apresenta resistência *versus* peso específico seco. Em ambos os gráficos visualiza-se um conjunto de pontos que apresenta menor valor de índice de vazios, abaixo de 0,8. Esses pontos estão circundados por uma linha azul. O índice de vazios médio para essa camada é de 1,01 (ver Capítulo 5), então por apresentar valores inferiores à média esses pontos foram retirados do gráfico “resistência *versus* grau de saturação”. Esse novo gráfico é apresentado na Figura 8.80, com os pontos de índice de vazios inferior a 0,8 destacados em branco. Embora com maior peso específico, esses pontos não alteraram a tendência geral, e o ponto máximo continua sendo em 50 kPa e grau de saturação de 60%.

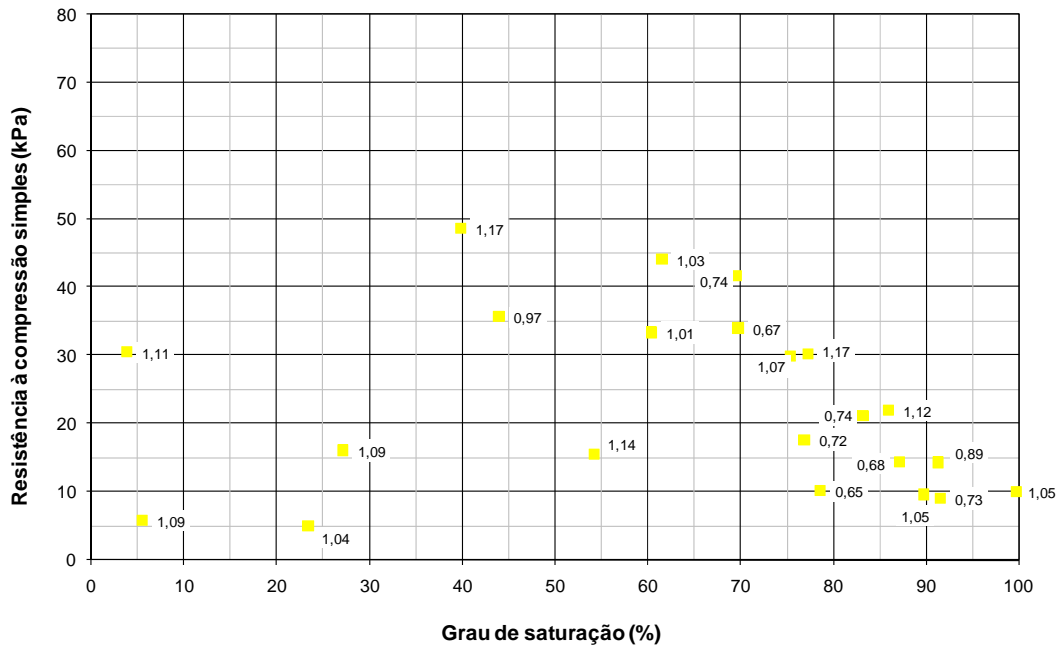


Figura 8.77 – Resistência à compressão simples *versus* grau de saturação para o solo Amarelo com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

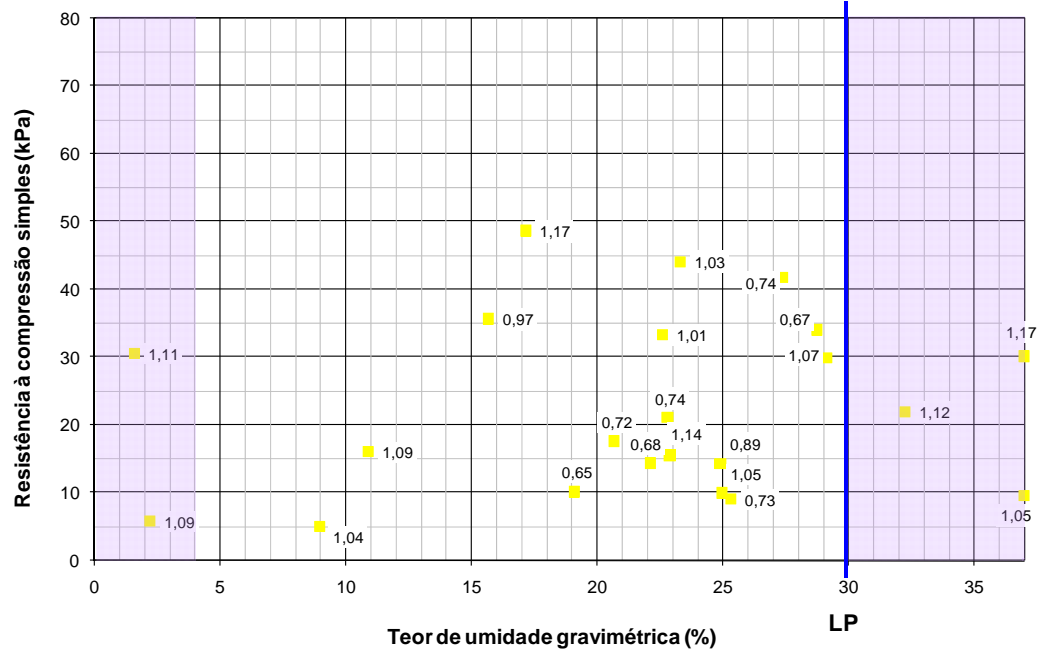


Figura 8.78 – Resistência à compressão simples *versus* teor de umidade gravimétrica para o solo Amarelo com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

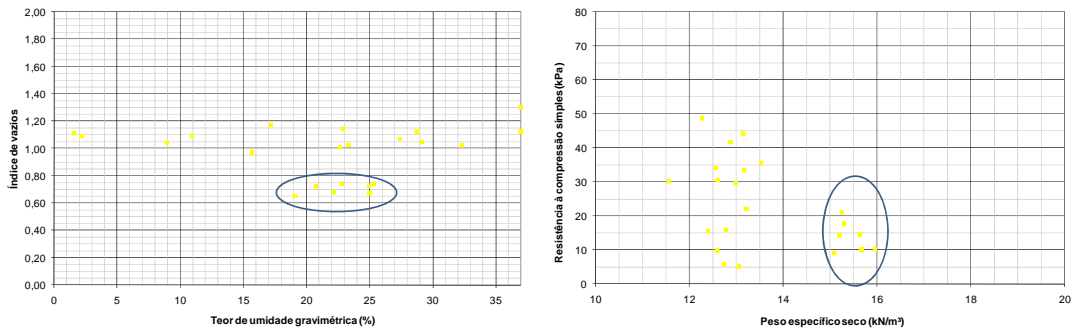


Figura 8.79 – Solo Amarelo Indeformado. (a) Índice de vazios *versus* teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência *versus* peso específico seco.

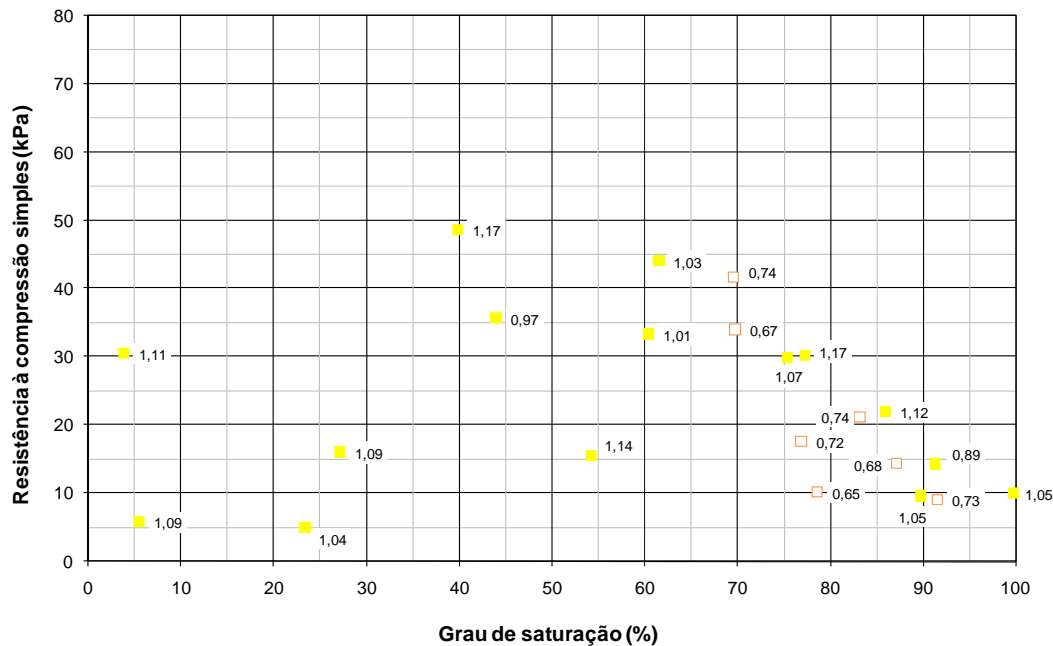


Figura 8.80 – Resistência à compressão simples *versus* grau de saturação para o solo Amarelo com distinção dos corpos-de-prova de índice vazios inferior a 0,8.

Para o solo Laranja os resultados do ensaio de compressão uniaxial são apresentados na Figura 8.81 e na Figura 8.82. Para esse solo o limite de plasticidade é 33% e o valor de entrada de ar também ocorre no teor de umidade de 33%. Os valores de resistência à compressão são muito dispersos, e não há uma tendência definida nem em função do grau de saturação nem em função do teor de umidade. A resistência máxima encontrada é de 75 kPa no teor de umidade de 12,5% e grau de saturação de 30%.

Na Figura 8.83 são apresentadas as variações do índice de vazios com o teor de umidade (a) e resistência com o peso específico seco (b). Praticamente não ocorrem variações do índice de vazios e do peso específico seco para esse solo.

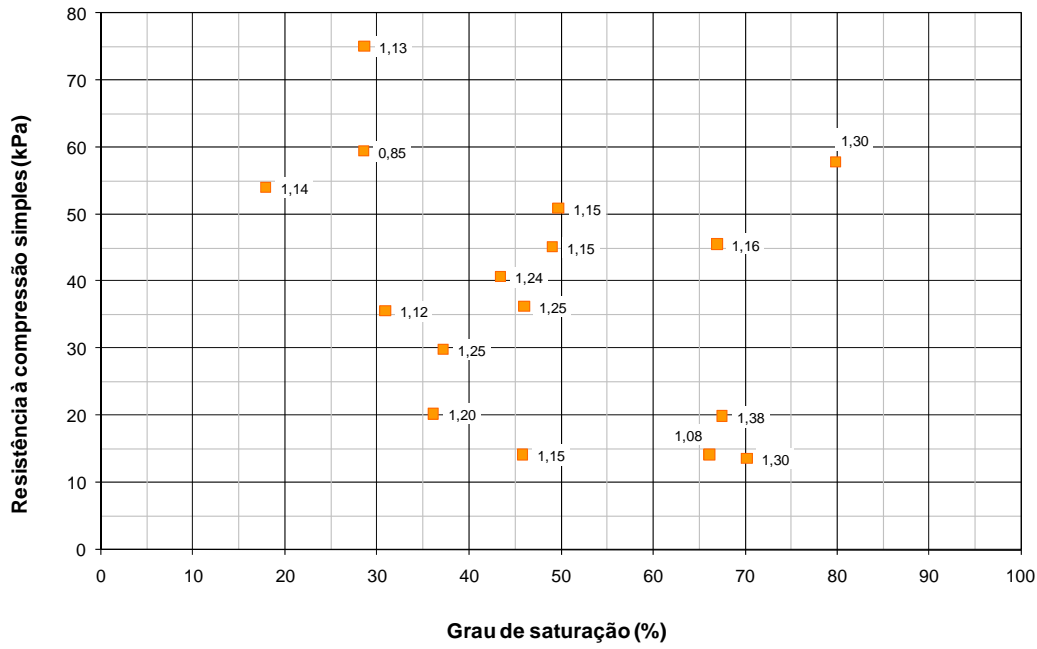


Figura 8.81 – Resistência à compressão simples *versus* grau de saturação para o solo Laranja com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

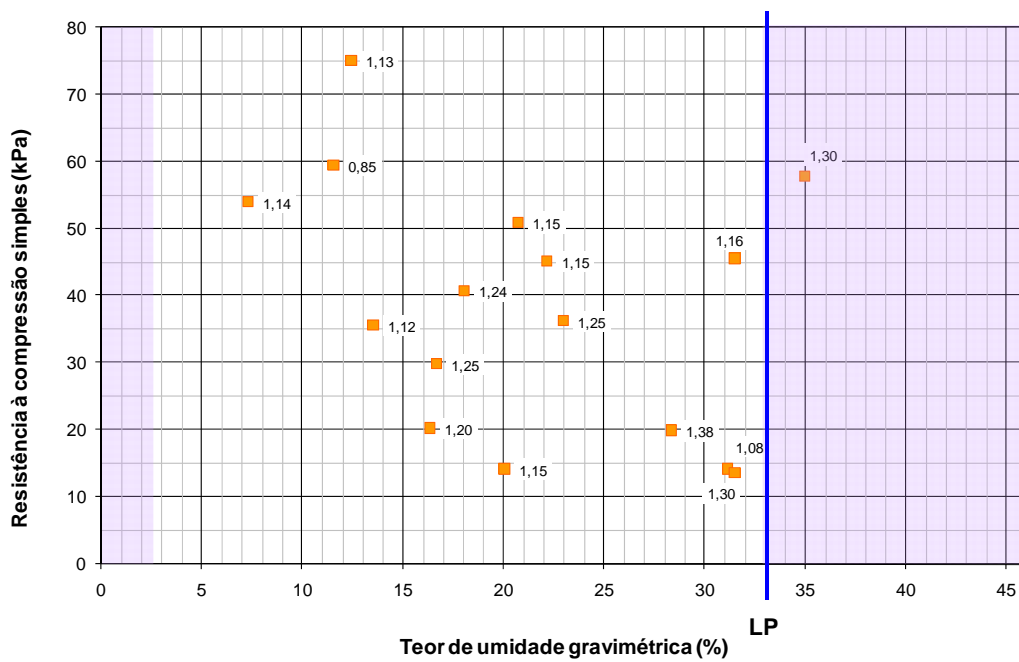


Figura 8.82 – Resistência à compressão simples *versus* umidade gravimétrica para o solo Laranja com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

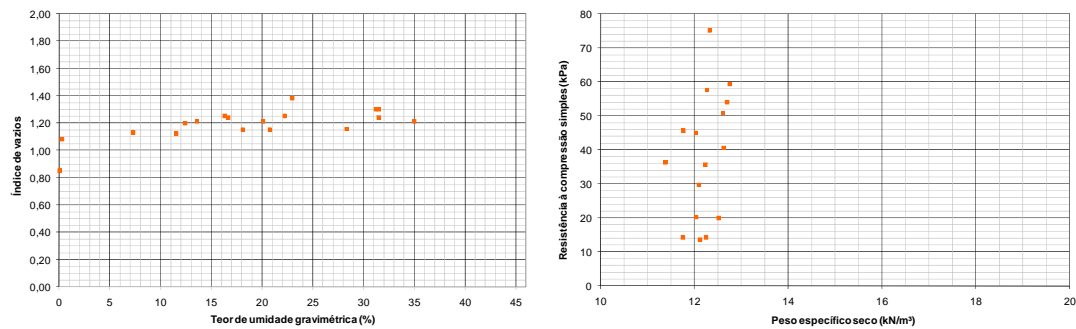


Figura 8.83 – Solo Laranja Indeformado. (a) Índice de vazios *versus* teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência *versus* peso específico seco.

Na Figura 8.84 a resistência à compressão do solo Vermelho é apresentada em função do grau de saturação dos corpos-de-prova. Uma grande quantidade de ensaios foi realizada em baixos teores de umidade na tentativa de se obter uma caracterização de resistência máxima para esse solo. Na Figura 8.85 os resultados são apresentados em função do teor de umidade. Nesse gráfico também estão representados o limite de plasticidade (35%) e as zonas de sucção capilar e residual da amostra. O solo vermelho apresenta duas entradas de ar, a primeira no teor de umidade de 40,5% e a segunda entrada de ar (ou entrada de mais ar) no teor de umidade de 27,5%. O teor de umidade residual é de 0,5%. No gráfico, a área em lilás que se estende do teor de umidade de 47% até a umidade de 40,5% representa a faixa de sucção capilar e a área laranja que se estende do teor de umidade de 40,5% até 27,5% representa a faixa de umidade entre as duas entradas de ar do solo.

Para teores de umidade altos, a resistência apresentada para o solo está em torno de 10 kPa. Com a diminuição da umidade a resistência cresce, apresentando um valor máximo de 73 kPa no teor de umidade de 3,5%. No entanto, entre 2% e 5% de umidade a resistência à compressão apresenta ampla faixa de valores. Há uma pequena tendência de os valores de resistência em torno de 2% de umidade se apresentarem inferiores aos valores de resistência em torno da umidade de 5%, mas a dispersão é bastante alta.

Na Figura 8.86 visualiza-se a variação do índice de vazios com o teor de umidade gravimétrica (a) e a variação da resistência com o peso específico seco. Assim como nos solos já apresentados a dispersão de valores é grande, mas existe a tendência de aumento da resistência com o aumento do peso específico seco e diminuição do índice de vazios com a diminuição do teor de umidade.

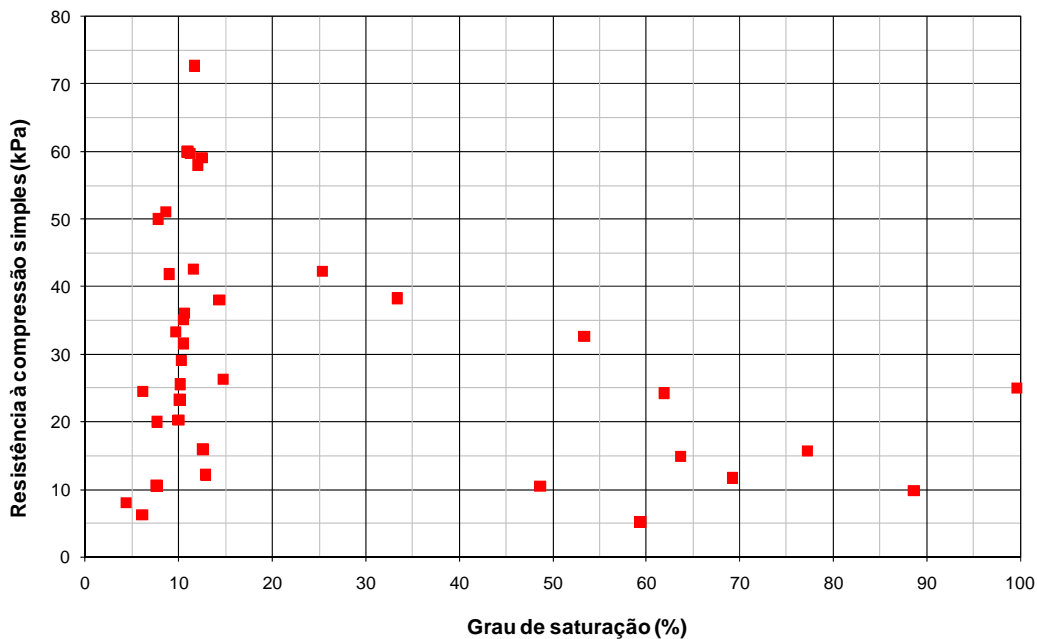


Figura 8.84 – Resistência à compressão simples *versus* grau de saturação para o solo Vermelho.

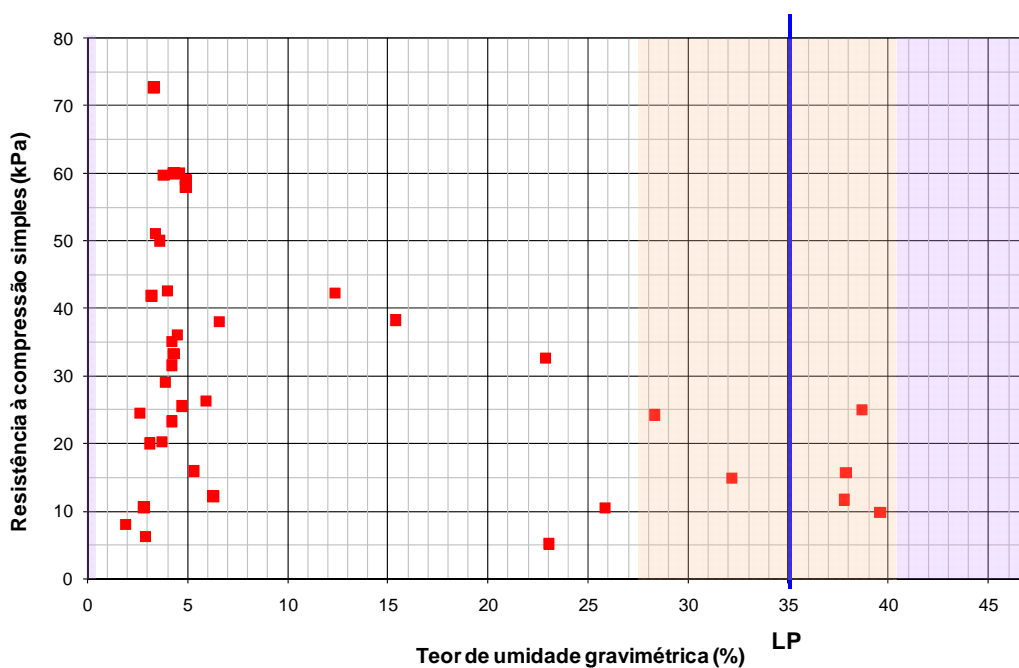


Figura 8.85 – Resistência à compressão simples *versus* umidade gravimétrica para o solo Vermelho.

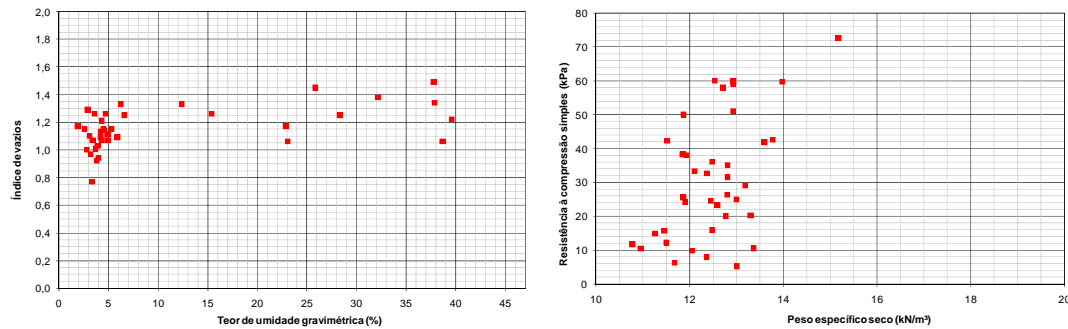


Figura 8.86 – Solo Vermelho Indeformado. (a) Índice de vazios *versus* teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência *versus* peso específico seco.

Na Figura 8.87 e na Figura 8.88 estão apresentados os resultados de compressão uniaxial para o solo Marrom. O solo Marrom apresenta três entradas de ar, a primeira no teor de umidade de 36%, a segunda no teor de umidade de 31% e a terceira no teor de umidade de 25%. Na Figura 8.88, a faixa de umidade onde o solo se encontra saturado, ou seja, antes da entrada de ar nos macro-poros do solo está representada por um retângulo lilás à esquerda do gráfico (variando do teor de umidade de 40% até 36%). A faixa em laranja no gráfico (entre os teores de umidade de 36% e 31%) representa o ar nos macro-poros. E a faixa em lilás entre os teores de umidade de 31% e 25% representa a área onde há ar nos meso-poros. Apenas para teores de umidade inferiores a 25% ocorre ar nos micro-poros. A faixa lilás à direita do gráfico representa o estado de saturação residual do solo. O limite de plasticidade deste solo é de 32%.

Há uma maior quantidade de ensaios em torno do grau de saturação de 20% e, para esse grau de saturação as resistências variaram entre 70 kPa e 145 kPa. Para teores de saturação inferiores, na área de saturação residual das amostras, a resistência tende a apresentar menores valores. Para corpos-de-prova com teor de umidade entre 40% e 10% a resistência tende a aumentar com a diminuição do teor de umidade do corpo-de-prova.

A Figura 8.89 resume a variação dos índices físicos dos corpos-de-prova ensaiados. Na Figura 8.89(a) observa-se a alteração do índice de vazios com o teor de umidade gravimétrica e na Figura 8.89(b) são apresentados os valores de resistência em função do peso específico seco. Os valores de índice de vazios situam-se entre 0,8 e 1,2 e nota-se uma pequena dependência deste parâmetro com a umidade. O peso específico seco dos corpos-de-prova está entre 12 kN/m³ e 14,8 kN/m³ e, embora bastante dispersos, com uma pequena tendência de os elementos com maior peso específico seco apresentarem maior resistência à compressão uniaxial.

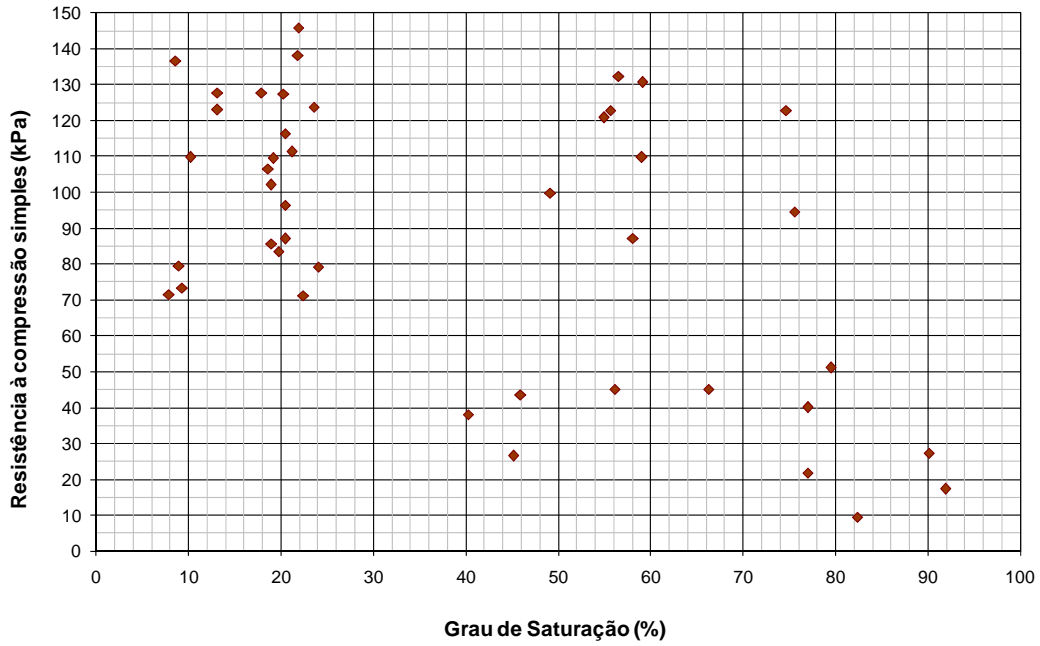


Figura 8.87 – Resistência à compressão simples *versus* grau de saturação para o solo Marrom.

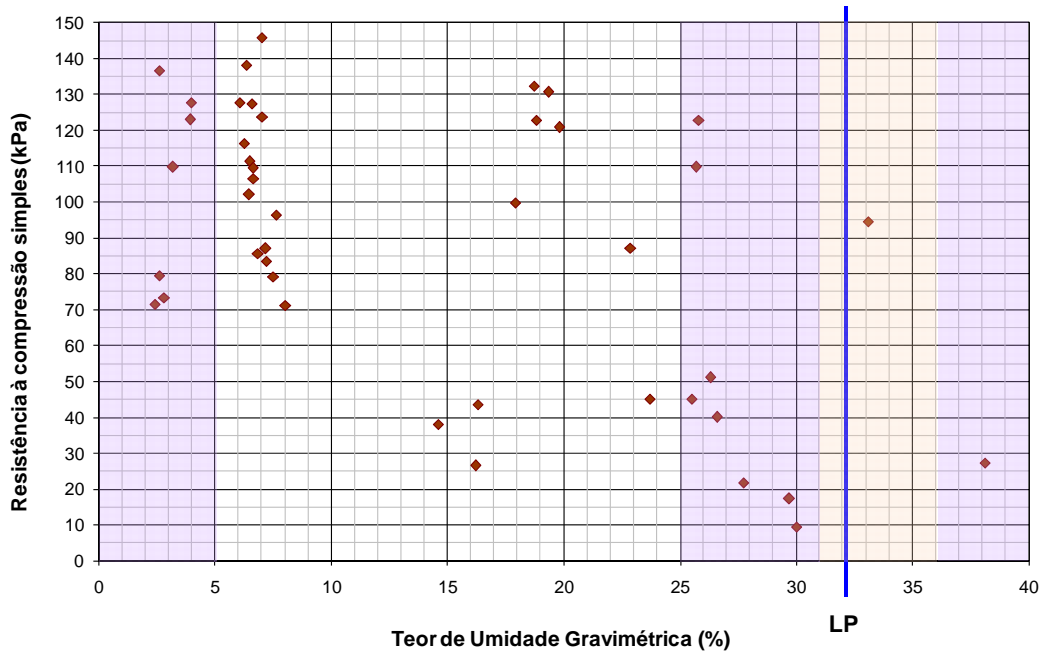


Figura 8.88 – Resistência à compressão simples *versus* umidade gravimétrica para o solo Marrom.

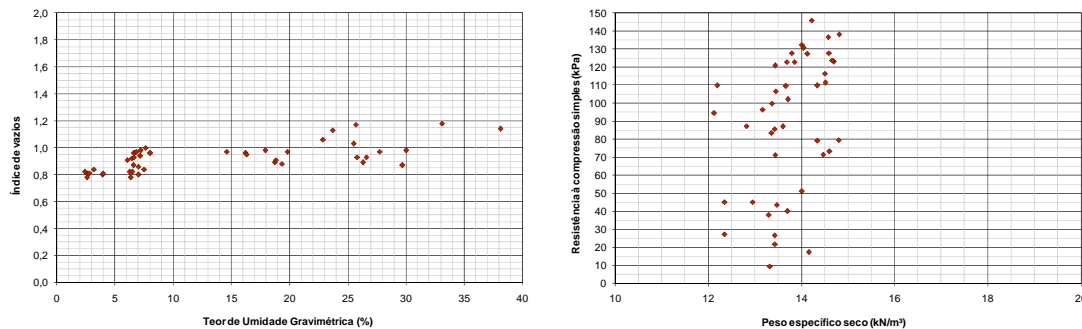


Figura 8.89 – Solo Marrom Indeformado. (a) Índice de vazios *versus* teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência *versus* peso específico seco.

Os resultados obtidos para os solos indeformados são apresentados na Figura 8.90. Para cada solo são traçados os resultados em duas escalas diferentes, procurando a visualização de todos os pontos disponíveis.

Na Figura 8.90 (a), em escala de sucção variando de 0 a 1000 kPa, e (b), em escala variando de 0 a 100 kPa, estão os resultados do solo Branco. Existe um maior número de ensaios para a faixa de sucção de 0 a 100 kPa. Como já mencionado anteriormente, a moldagem de corpos-de-prova em teores de umidade muito baixos era difícil, pois vários corpos-de-prova não apresentavam coesão suficiente e “desmanchavam”. No primeiro gráfico, a tendência geral parece ser do aumento da resistência com o valor de sucção, até o valor de 86 kPa para a sucção e 65 kPa para a resistência. No segundo gráfico, dentro da faixa de 0 a 100 kPa, observa-se que o ponto citado anteriormente dista dos demais e, excluindo-se esse ponto a resistência máxima seria de 38 kPa para uma sucção de 50 kPa.

Para o solo Amarelo, a resistência máxima é atingida na sucção de 270 kPa (Figura 8.90 (c)). Avaliando apenas a faixa de sucção entre 0 e 200 kPa (Figura 8.90 (d)), não se identifica nenhuma convergência de valores.

Os resultados do solo Laranja, apresentados na Figura 8.90 (e) e (f) são muito dispersos o que não permite nenhuma definição conclusiva dos dados.

O comportamento do solo Vermelho, apresentado na Figura 8.90 (g) e (h), também é bastante disperso quando se consideram todos os corpos-de-prova, mas apresenta um fato curioso para os ensaios realizados do bloco 2.4504.05. Os ensaios com esse bloco foram realizados em baixos teores de umidade, (estão circundados no gráfico), e apresentam uma relação bem delimitada entre sucção e resistência para valores de sucção acima de 20.000 kPa. Por terem sido executados a partir de um único bloco, esses corpos-de-prova tinham propriedades bastante similares e mais homogêneas.

O comportamento do solo Marrom é descrito nos gráficos da Figura 8.90 (i) e (j). Considerando todos os corpos-de-prova, com valores de sucção que variam até 400.000 kPa, observa-se que em torno da sucção de 150.000 kPa pode existir um

valor de resistência máximo. Mas, considerando apenas os ensaios executados até a sucção de 10.000 kPa, visualiza-se também uma região de resistência máxima em torno da sucção de 2.000 kPa.

Assim como observado nos resultados com os solos compactados, esperava-se um acréscimo da resistência com o aumento da sucção matricial até um dado valor de sucção, a partir do qual se percebesse uma queda nos valores de resistência. O aumento da sucção promove a aproximação das partículas, a densificação dos corpos-de-prova e conseqüente aumento da resistência. Isto ocorre até certo limite, a partir do qual a aproximação das partículas já não é mais possível e a continuidade de perda de umidade provoca a formação de fissuras no solo. Essas fissuras fragilizam o corpo-de-prova, que perde resistência.

Mas, os resultados obtidos para a resistência uniaxial apresentados em função da sucção matricial para os solos indeformados apresentam muita dispersão, sem nenhuma tendência nítida. Além da própria heterogeneidade dos solos estudados identificada pela variação do índice de vazios natural do solo (e.g. Figura 8.76), os solos residuais apresentam cimentação, que também influencia nos resultados de resistência. Para os corpos-de-prova em teores de umidade próximos ao valor de campo, uma parcela considerável da resistência é devida à cimentação do solo. O processo de secagem e o de umedecimento, no entanto, pode destruir essa cimentação natural, sendo a resistência, nesse caso, função apenas da densidade e da sucção do corpo-de-prova.

Além disso, a execução de ensaios com corpos-de-prova em baixos teores de umidade, principalmente dos solos Branco e Amarelo que se desfaziam ao secarem, também pode alterar as tendências de comportamento. Apenas os corpos-de-prova mais resistentes foram ensaiados em baixos teores de umidade. Portanto, é de se esperar que os corpos-de-prova que “resistiam” ao processo de secagem apresentassem maior resistência.

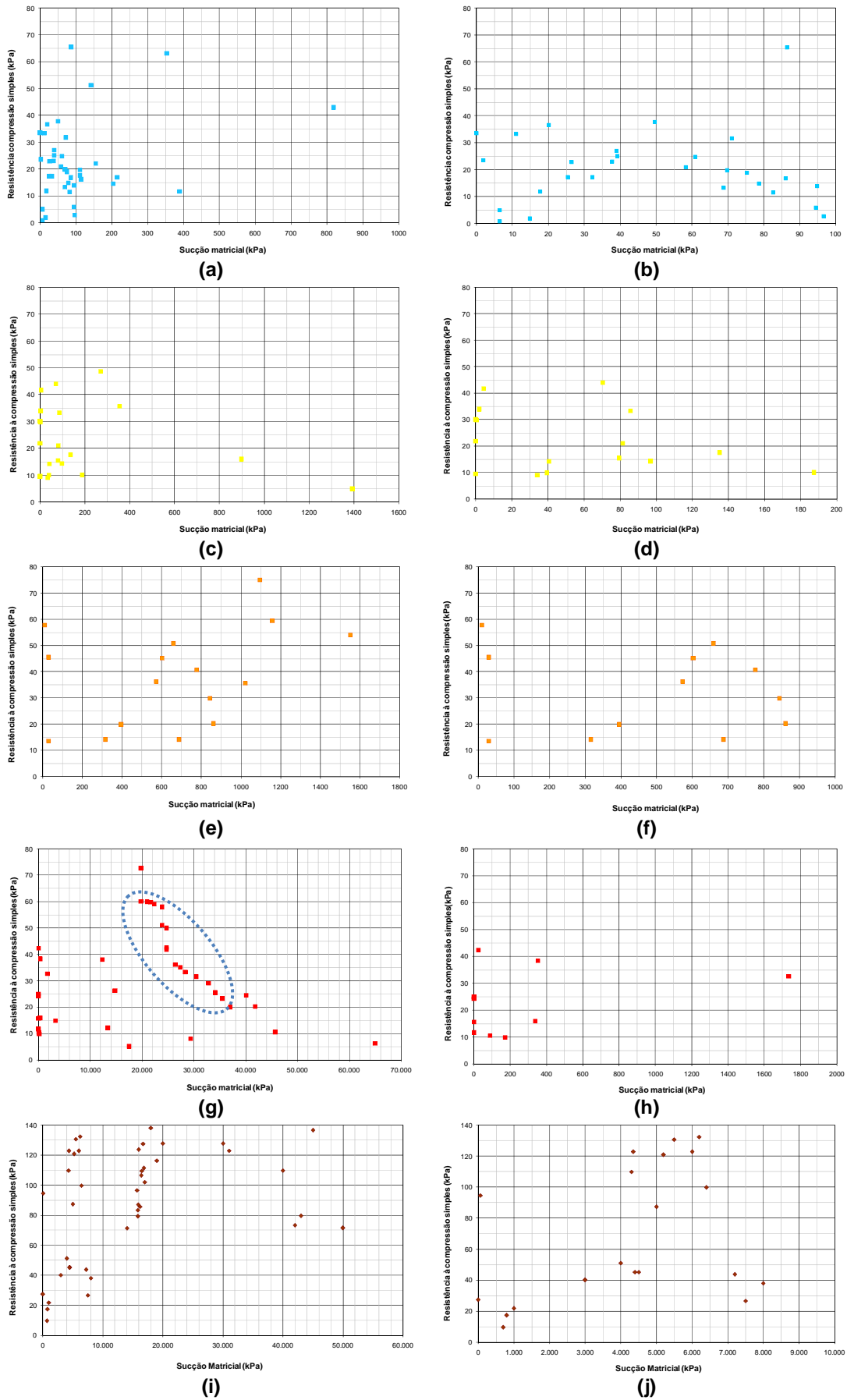


Figura 8.90 – Resistência à compressão não-confinada em função da sucção matricial dos solos indeformados. (a) (b) Branco. (c) (d) Amarelo. (e) (f) Laranja. (g) (h) Vermelho. (i) (j) Marrom.

Devido à semelhança entre os solos Branco e Amarelo, já observada em outros trabalhos (e.g. Oliveira, 2006), os resultados obtidos para esses dois solos são representados em um único gráfico. Observa-se mesmo com a quantidade de ensaios a grande dispersão de resultados.

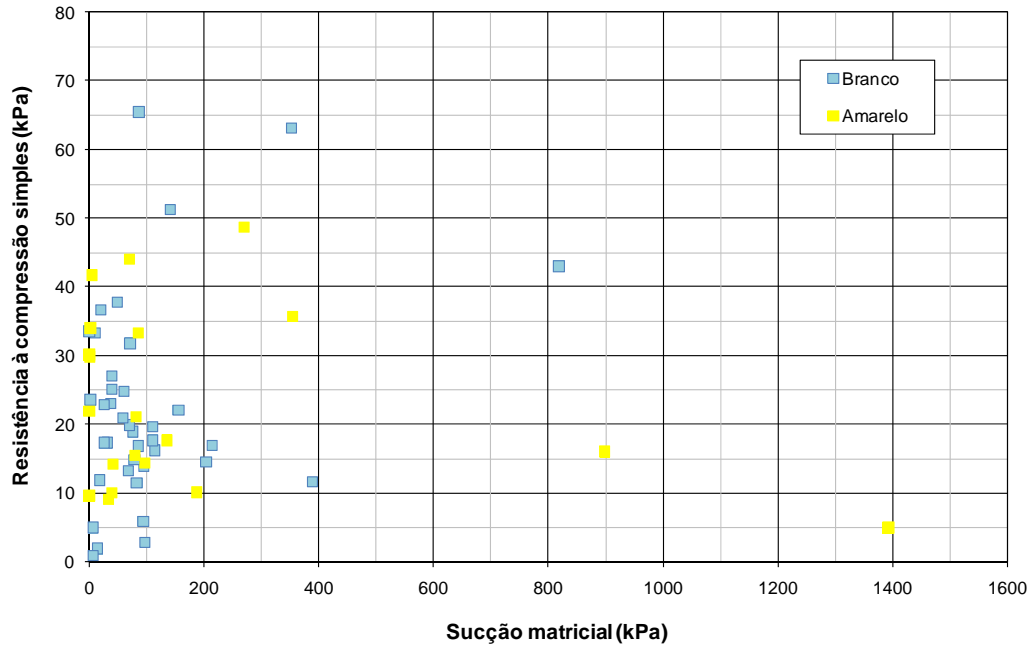


Figura 8.91 – Resistência à compressão não-confinada em função da sucção matricial dos solos indeformados Branco e Amarelo.

A Tabela 8.25 resume os resultados relatados neste item. São apresentados na tabela os valores de resistência máxima encontrados para cada solo e o respectivo teor de umidade e grau de saturação. Para efeito de comparação são resumidos também os valores médios de teor de argila e seu desvio padrão (Capítulo 5).

A Figura 8.92 apresenta os dados da Tabela 8.25, sendo no eixo y a resistência à compressão simples máxima e no eixo x o teor de argila dos solos com seus valores máximos e mínimos. Foi ajustada, por mínimos quadrados, uma função linear entre os dados de resistência e os valores médios de argila. Observa-se uma boa correlação entre os dados e, principalmente, visualiza-se que a função ajustada não passa pela origem, como ocorre com os solos compactados (Figura 8.38). Esse fato sugere a existência de uma cimentação nas amostras, que mesmo com teor de argila nulo apresenta uma resistência não nula. No entanto, deve ser ressaltado que o valor de resistência para teor de argila igual a zero não deve ser tomado como um valor de “coesão” ou cimentação, pois trata-se de um valor médio entre os solos do perfil.

Tabela 8.25 – Resistência à compressão simples das amostras indeformadas.

Solo	Resistência Cu máxima (kPa)	Teor de umidade (%)	Grau de saturação (%)	Teor de argila (%)	Desvio padrão do teor de argila (%)
Marrom	146,0	7,0	21,9	23,0	3,6
Vermelho	72,7	3,3	11,7	8,0	2,2
Laranja	75,0	12,4	28,6	7,0	0,8
Amarelo	48,6	17,2	40,0	6,0	1,9
Branco	65,4	16,7	53,7	5,0	2,8

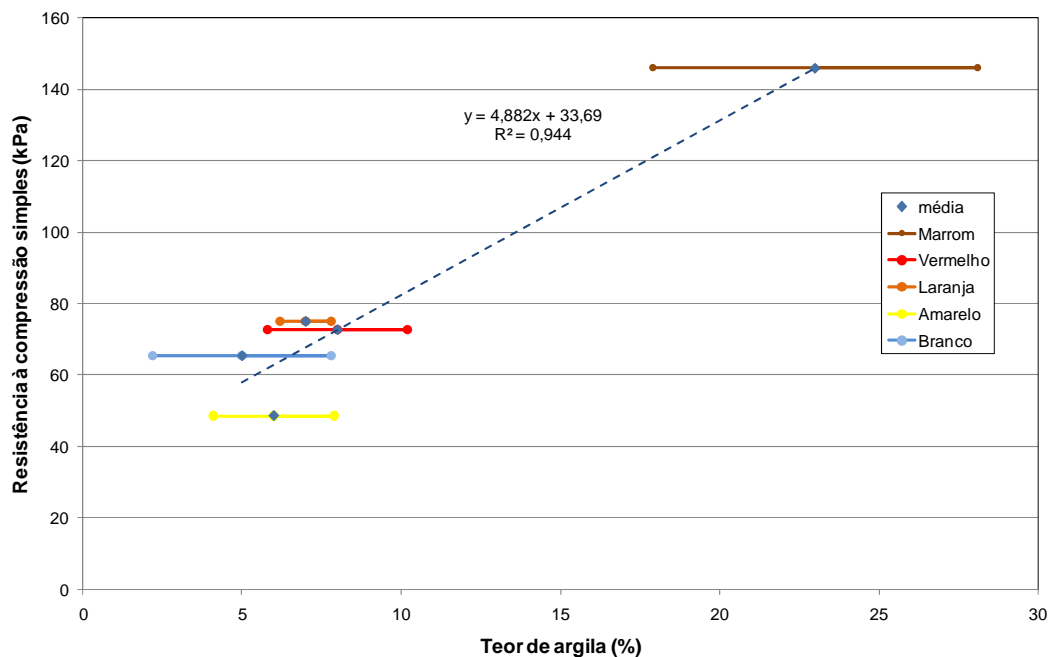


Figura 8.92 – Relação entre resistência à compressão simples e teor de argila das amostras indeformadas.

8.2.2. Resistência à Tração

8.2.2.1. Ensaio de Compressão Diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (Ensaio Brasileiro) foi realizado nas cinco categorias de solo estudadas: solo Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom. O procedimento de ensaio adotado é idêntico ao realizado nas amostras compactadas. Os cilindros de solo foram moldados com diâmetro de 76 mm e altura de 20 mm. Os corpos de prova foram ensaiados em prensa Wykeham Farrance. A carga e o deslocamento do equipamento foram medidos ao longo do ensaio, respectivamente, por meio de anel de carga de capacidade de 100 kgf e

transdutor elétrico da Wykeham Farrance. A velocidade de ensaio adotada foi de 2 mm/min.

Para avaliar a influência da sucção e do teor de umidade na resistência dos corpos de prova, os mesmos foram secos e/ou umedecidos. Para a secagem, os corpos de prova eram deixados ao ar, e depois embrulhados em papel filme onde “descansavam” por 48 horas para a uniformização da umidade. O umedecimento foi realizado com vapor de água. Também neste caso os corpos de prova “descansavam” por dois dias para a uniformização da umidade no seu interior. Deste modo, obtiveram-se umidades de 0,48% a 42,5%. Os índices físicos foram determinados para cada corpo-de-prova e estão apresentados nas tabelas 8.26 a 8.30.

Os índices físicos dos ensaios de compressão diametral têm o mesmo significado dos índices físicos dos ensaios de compressão simples apresentados anteriormente. Alguns corpos-de-prova são denominados “talude”, isto significa que os mesmos foram moldados diretamente no talude, durante a coleta de amostras.

Amostras de cor amarelo escuro foram agrupadas juntamente com os solos de cor laranja. Essas amostras, descritas nas tabelas que listam os solos coletados no talude no Capítulo 4, eram encontradas em meio às amostras alaranjadas e, quando foram caracterizadas apresentaram índices físicos semelhantes às amostras de cor laranja (ver Capítulo 5).

Tabela 8.26 – Índices físicos dos corpos de prova Branco dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	W natural (%)	W grav. (%)	W vol. (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4001.05	8,98	36,40	9,39	12,66	14,47	13,22	2,693	1,00	25,35
2		8,57	36,40	18,63	24,47	15,28	12,88	2,693	1,05	47,76
3	2.4006.05	11,43	14,40	12,08	18,78	17,10	15,25	2,713	0,74	43,99
4	2.4015.05	11,02	16,50	14,80	22,36	17,02	14,82	2,700	0,79	50,77
5		11,84	16,50	15,48	22,92	16,77	14,52	2,700	0,82	50,74
6	2.4030.05	27,75	13,60	0,53	0,86	15,96	15,88	2,737	0,69	2,10
7		42,44	13,60	0,48	0,80	16,48	16,40	2,737	0,64	2,06
8	2.4033.05	25,71	13,10	10,99	20,30	20,11	18,12	2,738	0,48	62,36
9		6,53	13,10	10,01	16,77	18,08	16,43	2,738	0,63	43,18
10	2.4035.05	22,45	12,30	10,84	18,23	18,29	16,50	2,700	0,61	48,34
11	Talude	11,02	20,90	22,34	35,02	18,82	15,38	2,700	0,72	83,51
12		4,49	20,90	19,20	29,09	17,72	14,86	2,700	0,78	66,30
13		1,63	20,90	21,08	31,88	17,97	14,84	2,700	0,79	72,49
14		10,20	20,90	10,75	17,15	17,33	15,65	2,700	0,69	41,90
15		11,02	20,90	10,78	16,53	16,66	15,04	2,700	0,76	38,23
16		8,16	20,90	1,95	3,26	16,70	16,38	2,700	0,62	8,54
17		7,35	20,90	5,31	8,30	16,15	15,33	2,700	0,73	19,71
18		2,04	20,90	19,20	31,00	18,88	15,84	2,700	0,67	77,10
19		3,27	20,90	21,08	32,83	18,50	15,28	2,700	0,73	77,56
20		2,86	20,90	21,84	35,69	19,53	16,03	2,700	0,65	90,38
21		2,04	20,90	25,79	39,57	18,94	15,05	2,700	0,76	91,67
22		3,27	20,90	15,89	29,03	20,77	17,92	2,700	0,48	89,74
23		2,04	20,90	18,52	27,64	17,35	14,64	2,700	0,81	61,79
24		2,04	20,90	25,49	37,48	18,10	14,42	2,700	0,84	82,30
25		0,82	20,90	27,90	43,61	19,61	15,34	2,700	0,73	100,00

Tabela 8.27 – Índices físicos dos corpos de prova Amarelo dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	W natural (%)	W grav. (%)	W vol. (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4072.05	0,41	18,90	4,69	7,23	15,83	15,12	2,700	0,75	16,88
2		8,16	18,90	13,96	21,00	16,82	14,76	2,700	0,79	47,71
3		5,71	18,90	12,60	17,60	15,43	13,70	2,700	0,93	36,58
4	2.4094.05	8,98	26,90	18,47	27,67	17,41	14,69	2,723	0,82	61,33
5	2.4097.05	15,92	29,80	1,60	2,17	13,51	13,29	2,738	1,02	4,29
6		15,10	29,80	1,80	2,35	13,02	12,79	2,738	1,10	4,48
7	2.4209.05	8,16	29,90	21,27	28,99	16,22	13,37	2,718	0,99	58,40
8		7,75	29,90	20,00	28,37	16,70	13,91	2,718	0,92	59,09
9	2.4210.05	17,14	30,40	19,93	26,21	15,47	12,90	2,718	1,07	50,63
10		15,10	30,40	23,79	29,24	14,93	12,06	2,718	1,21	53,44
11	2.4218.05	4,08	27,60	30,00	40,29	17,13	13,18	2,718	1,02	79,94
12		3,27	23,20	4,10	5,47	13,63	13,10	2,718	1,04	10,72
13	2.4219.05	2,86	33,40	31,40	39,41	16,18	12,31	2,718	1,17	72,94
14		0,41	31,40	30,30	44,10	18,61	14,28	2,718	0,87	94,66
15	2.4481.05	3,67	27,60	30,00	40,27	17,12	13,17	2,718	1,03	79,17
16		17,14	21,70	35,00	41,28	15,62	11,57	2,718	1,30	73,18
17		3,67	23,50	30,00	39,85	16,94	13,03	2,718	1,05	77,66
18		4,08	22,10	31,00	40,36	16,73	12,77	2,718	1,09	77,30

Tabela 8.28 – Índices físicos dos corpos de prova Laranja dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	W natural (%)	W grav. (%)	W vol. (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4031.05	12,24	30,06	40,08	50,00	17,14	12,24	2,663	1,13	94,45
2	2.4034.05	8,57	38,10	30,10	36,71	15,57	11,97	2,663	1,18	67,93
3		12,24	38,70	42,50	48,30	15,89	11,15	2,663	1,34	84,46
4	2.4040.05	26,53	36,60	30,68	39,07	16,32	12,49	2,740	1,15	73,10
5		19,18	36,60	37,91	46,87	16,73	12,13	2,740	1,22	85,14
6	2.4090.05*	5,31	30,30	33,38	31,03	12,17	9,12	2,736	1,94	47,08
7		4,08	30,30	36,99	39,07	14,20	10,36	2,736	1,59	63,65
8	2.4091.05*	5,31	35,60	35,69	38,28	14,28	10,52	2,736	1,55	63,00
9	2.4092.05*	11,84	26,90	26,60	28,74	13,42	10,60	2,736	1,53	47,57
10		9,39	26,90	31,50	35,63	14,59	11,10	2,736	1,42	60,74
11	2.4093.05*	1,22	32,20	2,15	2,54	11,86	11,61	2,699	1,28	4,53
12		2,04	32,20	5,27	6,58	12,90	12,25	2,699	1,16	12,26
13		6,12	31,60	32,83	46,42	18,42	13,87	2,699	0,91	97,37
14		7,75	31,60	35,97	46,05	17,08	12,56	2,699	1,11	87,46
15		7,35	31,60	37,53	47,95	17,24	12,53	2,699	1,11	91,26
16	2.4220.05	36,32	32,30	27,65	32,08	14,53	11,38	2,764	1,38	55,38
17	2.4349.05*	8,57	32,50	32,50	41,83	16,73	12,63	2,764	1,15	78,11
18		9,79	33,20	32,00	40,37	16,34	12,38	2,764	1,19	74,33
19		11,43	21,50	21,60	31,87	17,60	14,47	2,764	0,87	68,62
20		8,57	18,50	32,50	40,57	16,22	12,24	2,699	1,16	75,62
21		9,79	16,50	32,00	39,26	15,89	12,04	2,699	1,20	71,97

* amostras amarelo escuro

Tabela 8.29 – Índices físicos dos corpos de prova Vermelho dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	W natural (%)	W grav. (%)	W vol. (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4237.05	11,02	30,80	21,30	27,72	15,49	12,77	2,731	1,10	52,88
2		11,02	30,80	25,28	30,65	14,90	11,89	2,731	1,25	55,23
3	2.4239.05	7,75	29,40	25,93	29,18	13,90	11,04	2,731	1,43	49,52
4	2.4355.05	13,06	30,60	17,50	21,51	14,17	12,06	2,731	1,22	39,17
5	2.4358.05	6,53	35,90	11,70	13,21	12,38	11,08	2,731	1,42	22,50
6		3,27	35,90	14,24	15,54	12,23	10,71	2,731	1,50	25,93
7		6,94	35,90	14,84	14,93	11,33	9,87	2,731	1,71	23,70

Tabela 8.30 – Índices físicos dos corpos de prova Marrom dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4101.05	9,39	26,70	2,13	2,46	11,59	11,35	2,713	1,35	4,28
2		8,98	26,70	2,35	2,76	11,78	11,51	2,713	1,31	4,87
3		4,90	26,70	3,20	4,01	12,70	12,30	2,713	1,16	7,48
4	2.4102.05	5,71	26,70	2,05	3,05	14,89	14,59	2,733	0,84	6,67
5		12,24	26,70	3,22	3,30	10,39	10,07	2,733	1,66	5,30
6	2.4103.05	34,28	21,20	9,21	15,50	18,03	16,51	2,692	0,60	41,32
7		69,38	21,20	13,50	22,93	18,92	16,67	2,692	0,58	62,66
8	2.4105.05	24,49	21,90	23,35	28,22	14,63	11,86	2,676	1,21	51,64
9	2.4106.05	34,69	23,60	23,82	30,01	15,30	12,36	2,692	1,14	56,25
10		33,87	23,60	24,24	30,26	15,21	12,25	2,692	1,16	56,25
11		29,38	23,60	24,55	28,76	14,31	11,49	2,692	1,30	50,84
12	2.4107.05	0,41	26,00	37,99	46,80	16,68	12,09	2,676	1,17	86,89
13		0,41	26,00	38,26	42,67	15,13	10,94	2,676	1,40	73,13
14		1,22	26,00	39,20	46,92	16,35	11,74	2,676	1,24	84,60
15	2.4115.05	4,49	24,30	29,92	44,65	19,02	14,64	2,688	0,80	100,00
16		5,31	24,30	29,93	46,72	19,90	15,31	2,688	0,72	111,74
17		2,45	24,30	31,95	41,92	16,98	12,87	2,688	1,05	81,79
18	2.4236.05	36,73	24,20	19,00	27,16	16,69	14,02	2,731	0,91	57,02
19	2.4354.05	34,28	24,80	17,92	25,07	16,18	13,72	2,731	0,95	51,52
20		25,30	24,80	23,11	32,03	16,74	13,60	2,731	0,97	65,07
21	2.4499.05	10,61	27,50	30,00	38,43	16,34	12,57	2,731	1,13	72,50
22		34,28	29,90	30,00	39,11	16,63	12,79	2,731	1,09	75,17
23		6,53	26,80	25,00	40,22	19,73	15,78	2,731	0,70	97,54
24		12,65	27,00	30,00	41,77	17,76	13,66	2,731	0,96	85,34
25		37,95	27,80	22,70	27,70	14,69	11,97	2,731	1,24	49,99

A Figura 8.93 mostra uma seqüência típica de ensaio. Ocorre o desenvolvimento de uma trinca vertical, a abertura desta trinca com o deslocamento vertical da prensa e, por fim, a ruptura total da amostra ao longo do seu diâmetro.

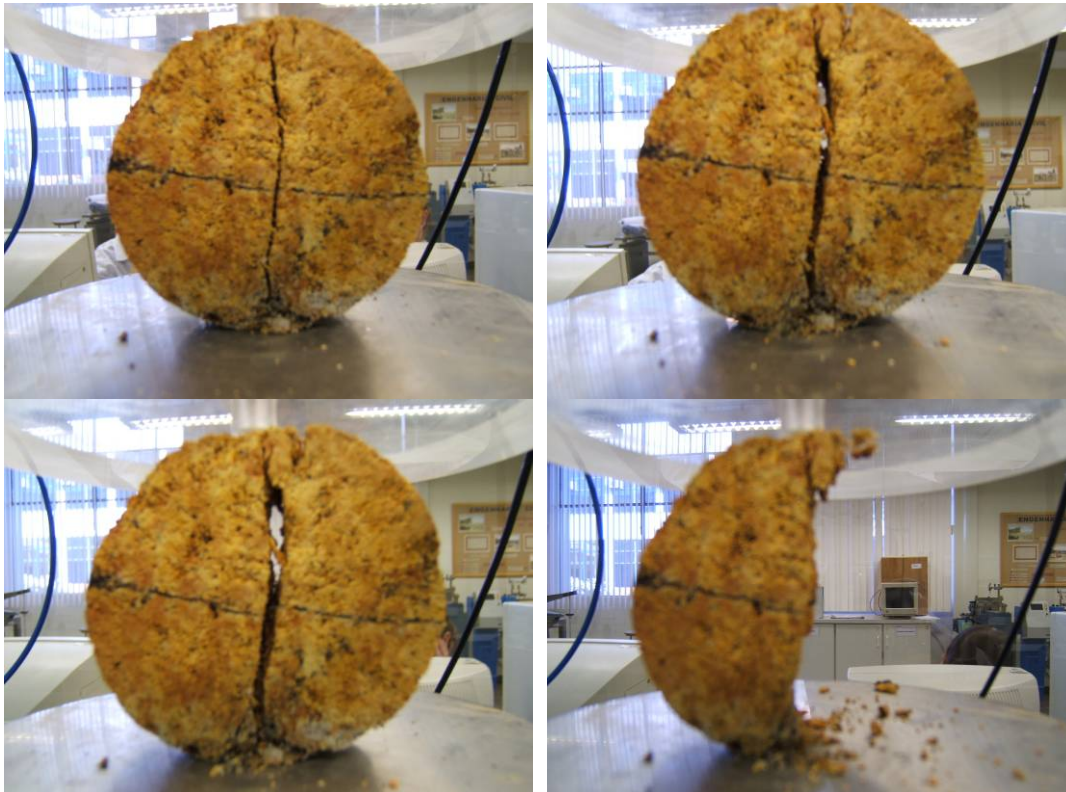


Figura 8.93 – Ruptura de corpo de prova por desenvolvimento de fissura vertical.

No entanto, alguns corpos de prova não se comportaram de forma tão clara. Por vezes, o modo de ruptura do corpo de prova foi condicionado à existência de heterogeneidades. Vazios ou trincas pré-existentz faziam com que o material não rompesse por uma trinca vertical, mas sim, apresentasse rupturas diversas como pode ser observado na Figura 8.94 e na Figura 8.95. Nesses casos as hipóteses consideradas no Ensaio Brasileiro deixam de ser válidas. Apesar disso a magnitude da resistência encontrada para essas amostras foi similar à magnitude dos corpos-de-prova que romperam por um plano vertical.

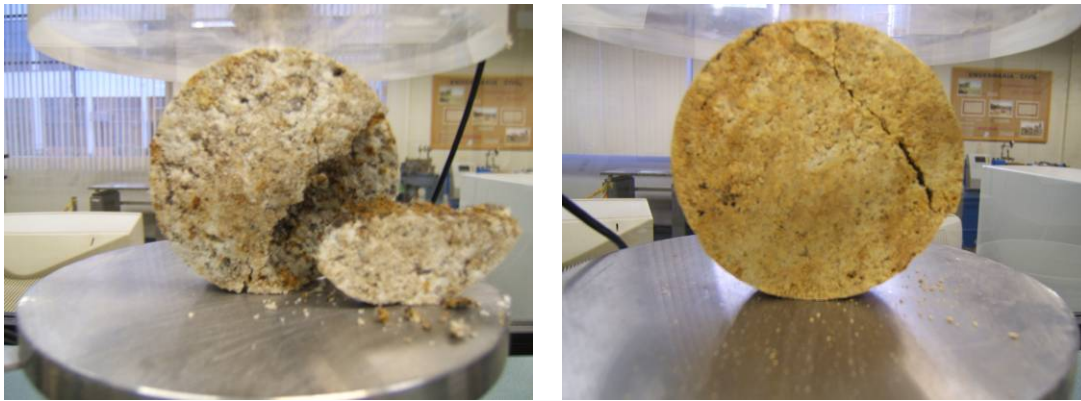


Figura 8.94 – Ruptura de corpo de prova por fratura pré-existente.

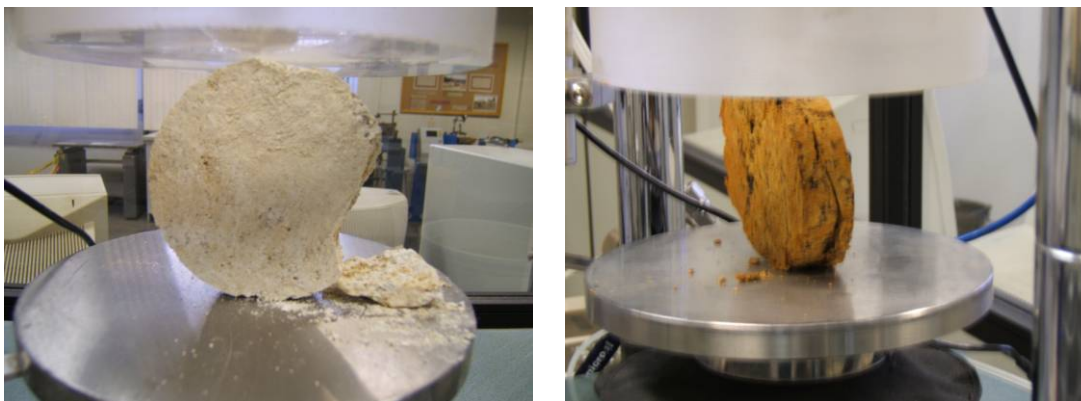


Figura 8.95 – Ruptura de corpo de prova por fratura pré-existente.

Nas Figuras 8.97 a 8.107 são apresentados os resultados de compressão diametral em função do grau de saturação, teor de umidade gravimétrico e sucção matricial das amostras.

Os cinco solos apresentam grande dispersão nos resultados de resistência à tração. Assim como nos corpos-de-prova de compressão uniaxial, a moldagem de corpos-de-prova para tração era difícil para valores baixos de teor de umidade. Em geral, os solos tendem a apresentar um valor máximo de resistência em torno do grau de saturação de 50%. O solo Marrom apresenta resistência à tração máxima de 40 kPa em 50% de saturação, o solo Laranja 35 kPa em 55% de saturação, o solo Amarelo 17 kPa em 50% de saturação e o solo Branco 25 kPa em 60% de saturação. No gráfico que apresenta os resultados do solo Laranja estão destacadas as amostras de cor amarelo escuro. Embora os índices físicos médios dessas amostras e das amostras laranja sejam similares, os resultados de compressão diametral mostram que os solos de cor amarelo escuro tem comportamento diferente das amostras alaranjadas, pois sua resistência é notadamente inferior. São poucos os ensaios disponíveis para o solo Vermelho, mas desses pontos, a resistência máxima de 15 kPa foi atingida para o grau de saturação de 40%.

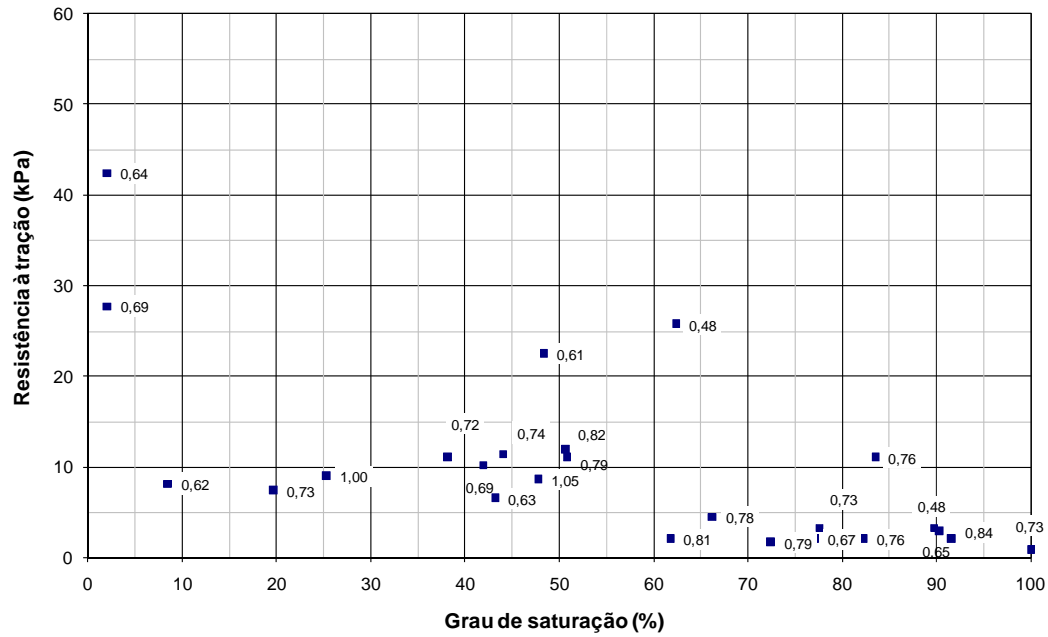


Figura 8.96 – Resistência à tração *versus* grau de saturação para o solo Branco com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

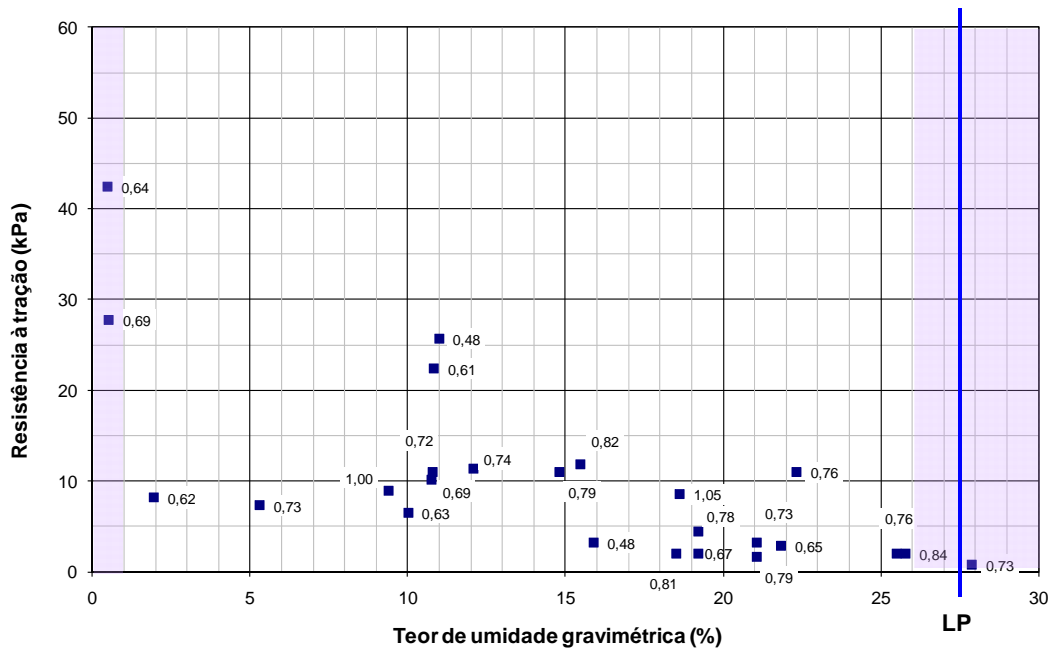


Figura 8.97 – Resistência à tração *versus* umidade gravimétrica para o solo Branco com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

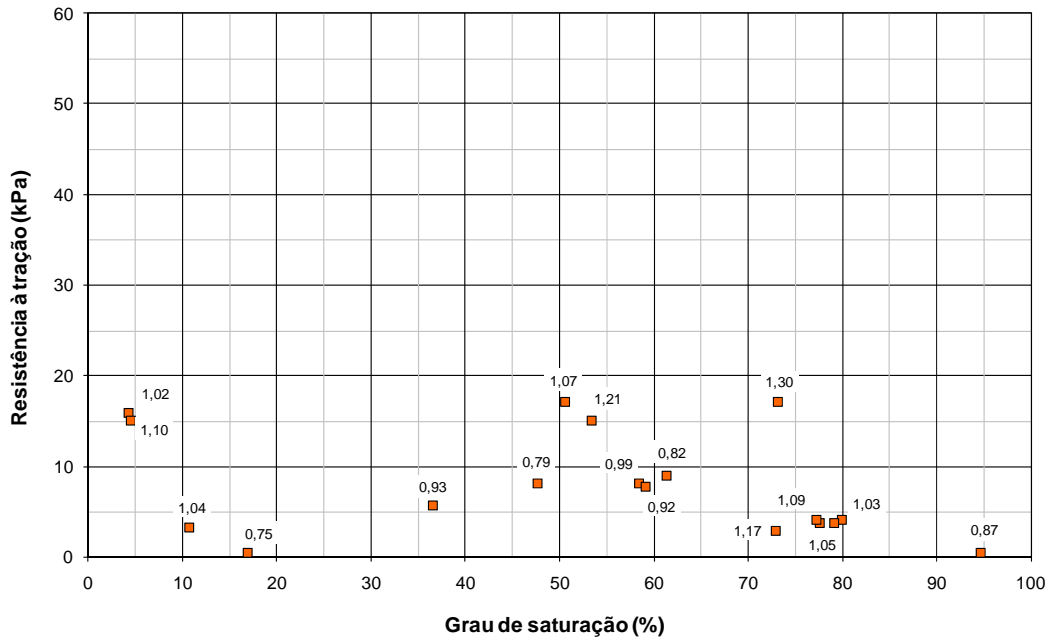


Figura 8.98 – Resistência à tração *versus* grau de saturação para o solo Amarelo com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

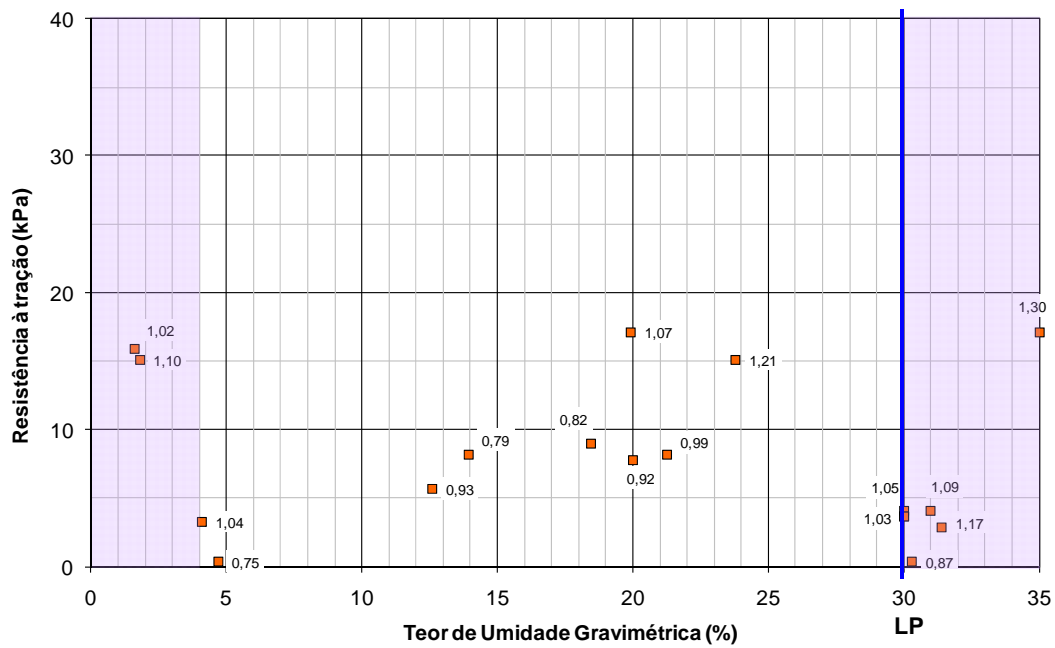


Figura 8.99 – Resistência à tração *versus* umidade gravimétrica para o solo Amarelo com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

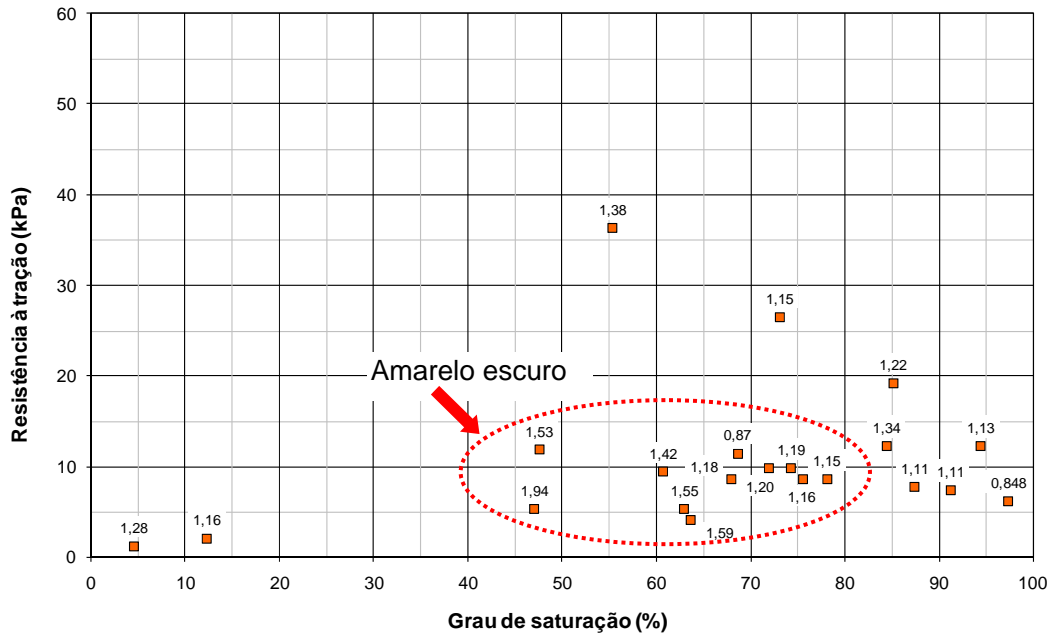


Figura 8.100 – Resistência à tração *versus* grau de saturação para o solo Laranja com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

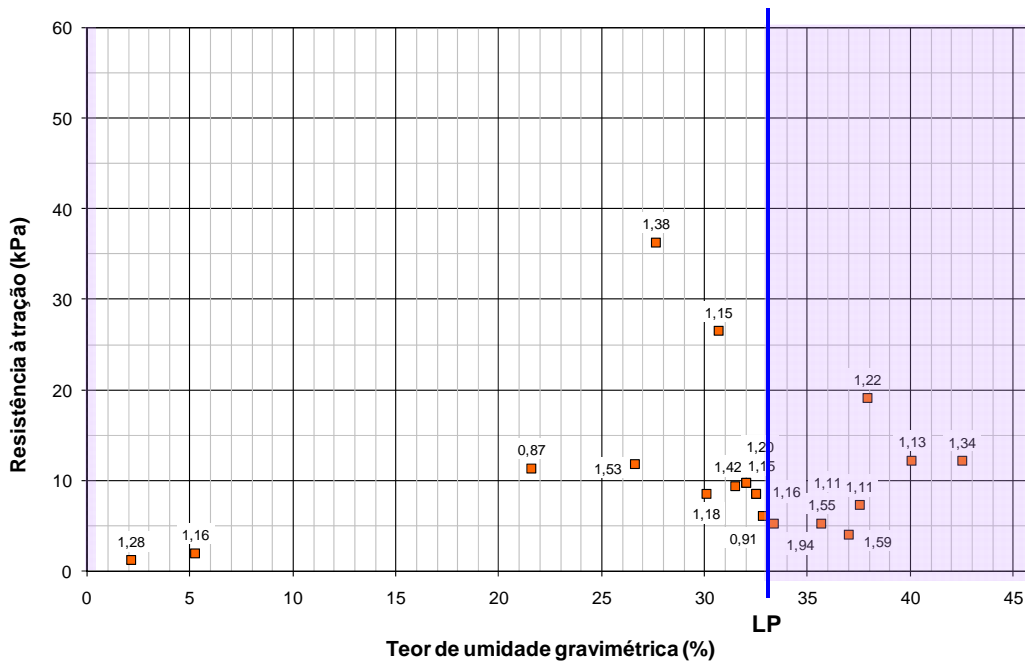


Figura 8.101 – Resistência à tração *versus* umidade gravimétrica para o solo Laranja com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

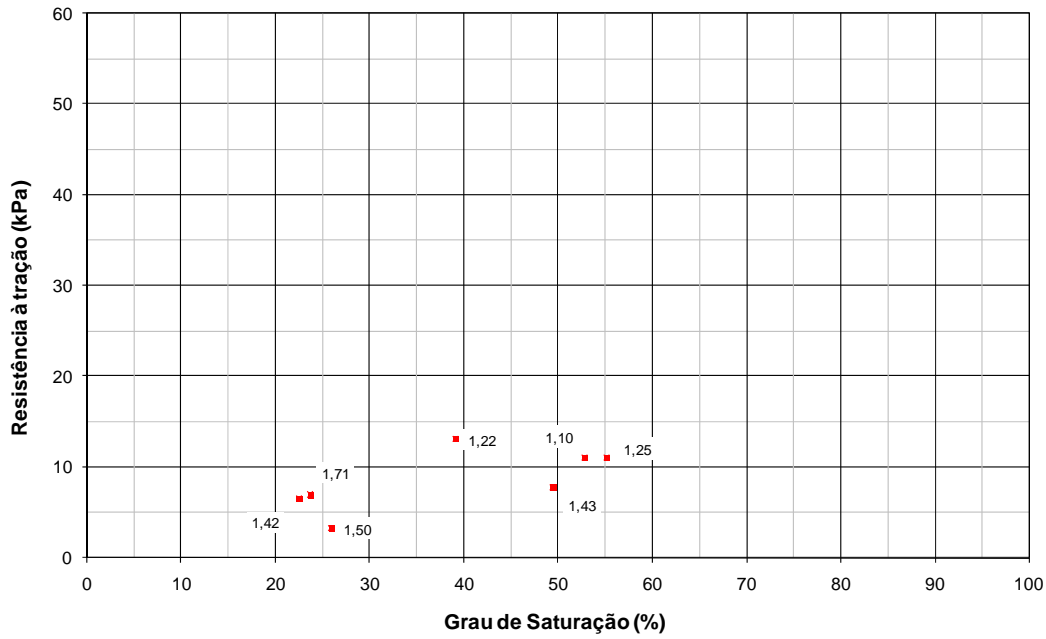


Figura 8.102 – Resistência à tração *versus* grau de saturação para o solo Vermelho com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

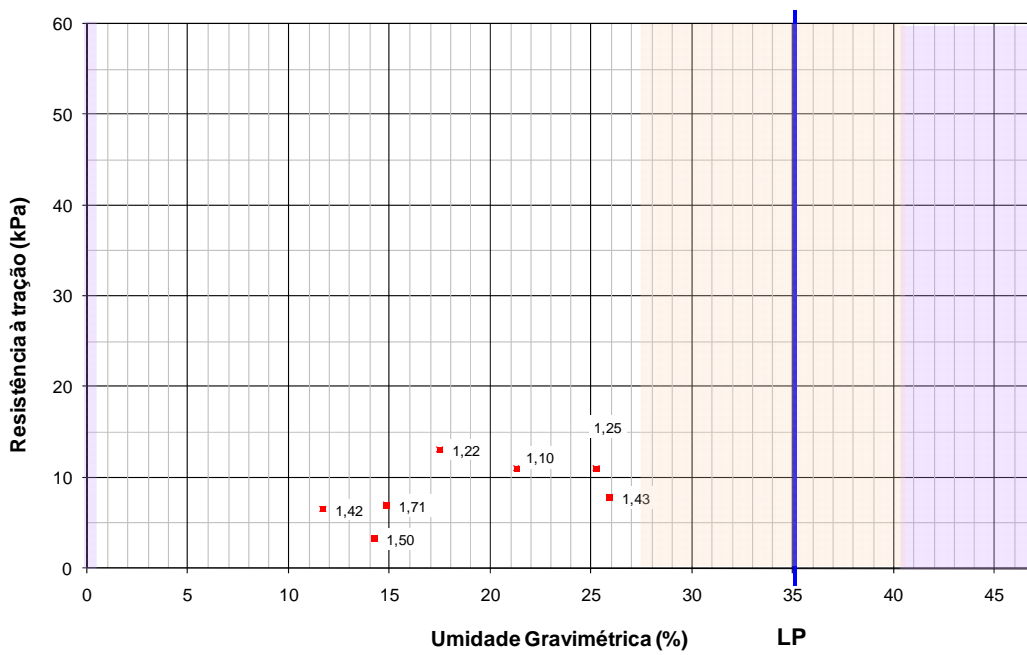


Figura 8.103 – Resistência à tração *versus* umidade gravimétrica para o solo Vermelho com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

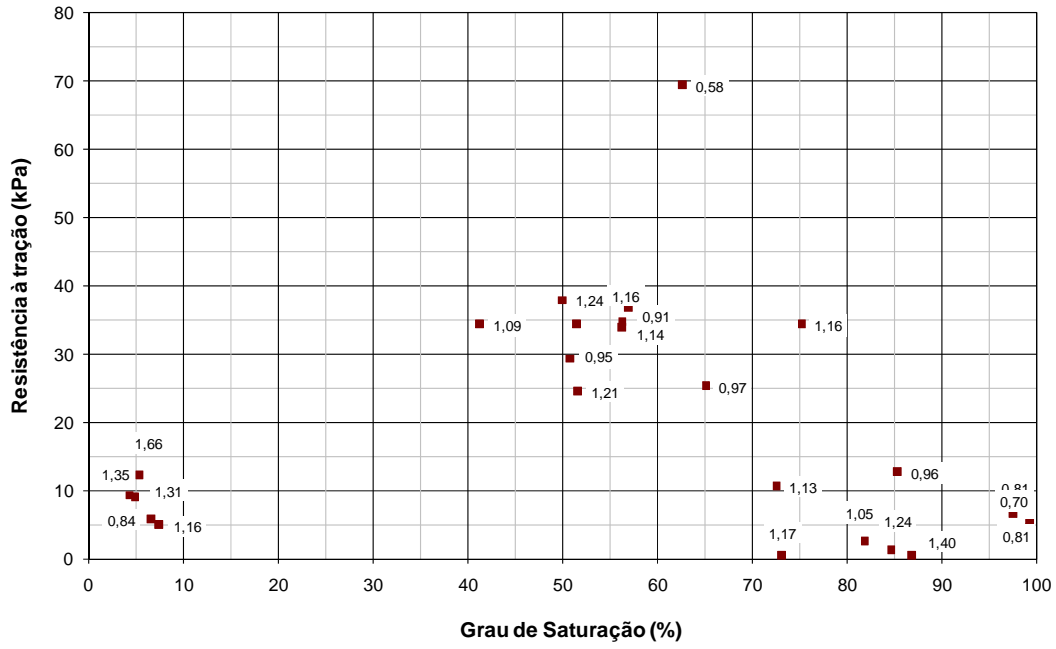


Figura 8.104 – Resistência à tração *versus* grau de saturação para o solo Marrom com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

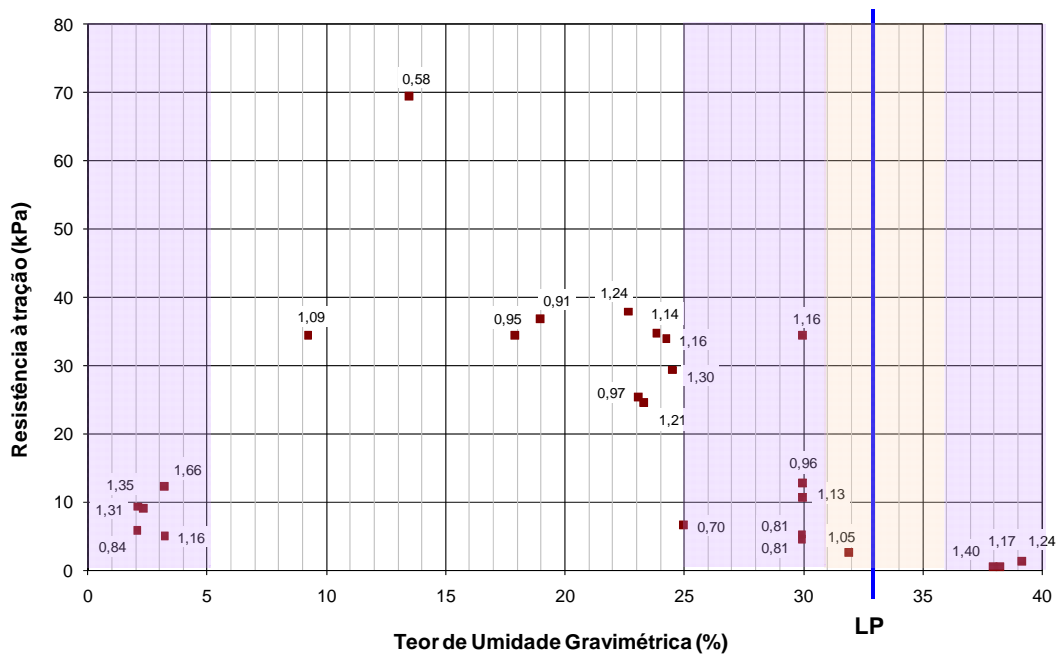


Figura 8.105 – Resistência à tração *versus* umidade gravimétrica para o solo Marrom com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

O estado capilar e o limite de plasticidade não aparentam influenciar a resistência à tração dos solos, pelo menos a relação entre esses parâmetros não pode ser identificada no gráfico de resistência à tração *versus* grau de saturação.

A resistência próxima à saturação 100% tem valor desprezível para todos os solos. Com o decréscimo no grau de saturação a resistência vai aumentando até atingir o valor máximo citado. Após esse valor máximo os solos apresentam uma queda de resistência. Os solos Laranja e Marrom exibem, para um grau de saturação em torno de 5%, resistências à tração inferiores a 10 kPa.

Por outro lado, os solos Amarelo e Branco apresentam um novo aumento nos valores de resistência. O solo Amarelo tem resistência de 17 kPa e o solo Branco tem resistência de 43 kPa quando o grau de saturação é inferior a 10%. Esse acréscimo de resistência ocorre no estado residual de saturação dos solos.

Conforme relatado na literatura, o comportamento típico de solos não coesivos quando solicitados à tração é o de apresentar dois picos distintos para a resistência à tração em função do grau de saturação (ver Capítulo 2). O primeiro ponto de resistência à tração máxima ocorre próximo ao teor de umidade residual e o segundo próximo ao valor de entrada de ar do solo (Lu *et al.*, 2007; Goulding, 2006). Esses dois parâmetros – a máxima resistência à tração que ocorre no regime residual (σ_t) e a máxima resistência à tração que ocorre no regime capilar (σ_a) – controlam a forma da curva característica de resistência à tração que está reproduzida na Figura 8.106.

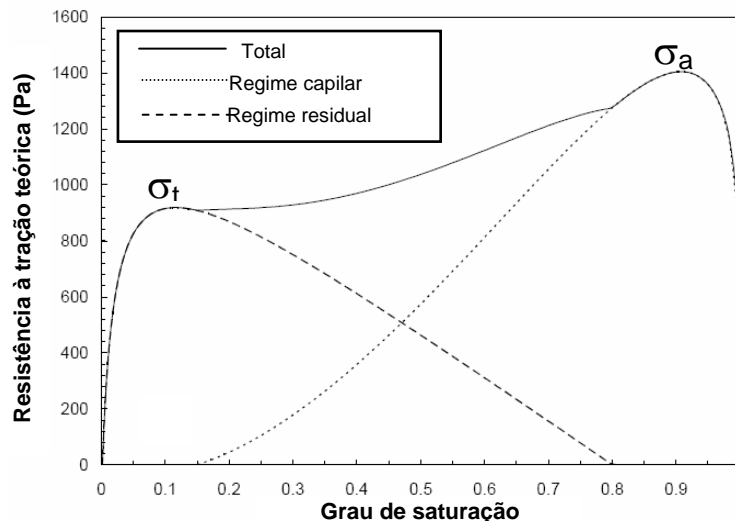


Figura 8.106 – Comportamento de resistência à tração típico de solos não coesivos (Goulding, 2006).

Na Figura 8.107 e na Figura 8.108 os resultados dos solos Branco e Amarelo são novamente reproduzidos em gráficos de resistência à tração versus grau de saturação com a indicação das áreas de sucção capilar (área lilás à direita do gráfico) e de sucção residual (área lilás à esquerda do gráfico). Os valores de entrada de ar e teor de umidade residual foram obtidos a partir da curva de retenção dos solos (ver Capítulo 6). Também foram traçadas linhas de tendência para o comportamento observado.

Mesmo com a dispersão dos resultados, pode-se identificar duas áreas nos gráficos onde a resistência à tração é superior. Um dos valores máximos está no estado de saturação residual do solo, mas, ao contrário do relatado na literatura, o segundo pico de resistência não ocorre no valor de entrada de ar do solo, mas próximo ao grau de saturação de 50%. A entrada de ar no solo Branco acontece no grau de saturação de 83% e no solo Amarelo acontece no grau de saturação de 80%.

A transferência do ponto de resistência à tração máxima da região da entrada de ar do solo para a região de saturação 50% pode ser efeito da estrutura dos solos residuais. A estruturação pode estar sendo destruída com a saturação e, como consequência, o solo perde resistência.

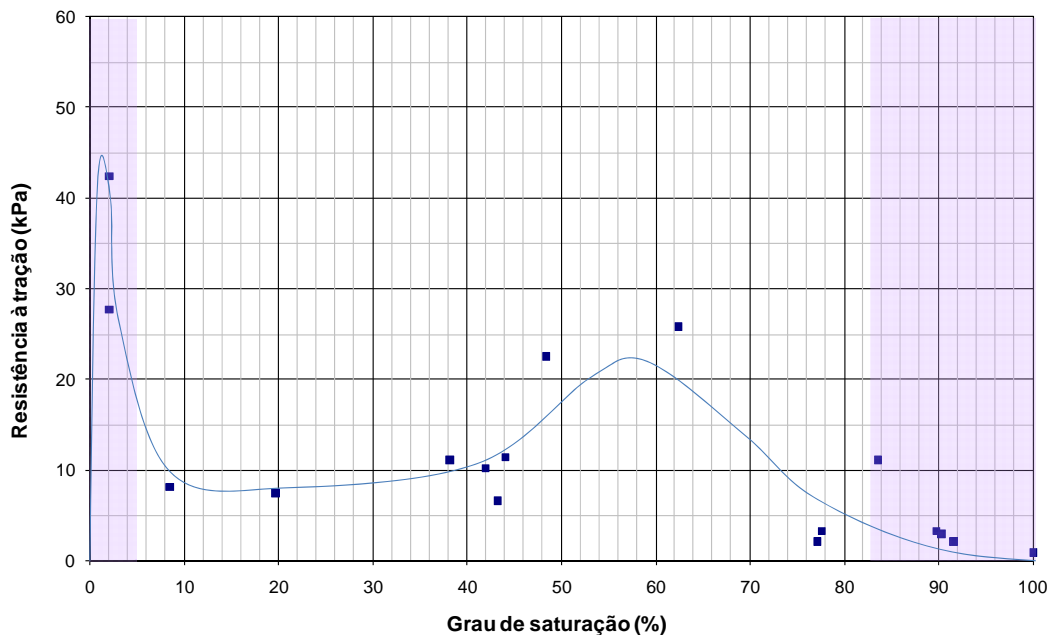


Figura 8.107 – Picos de resistência à tração para o solo Branco indeformado.

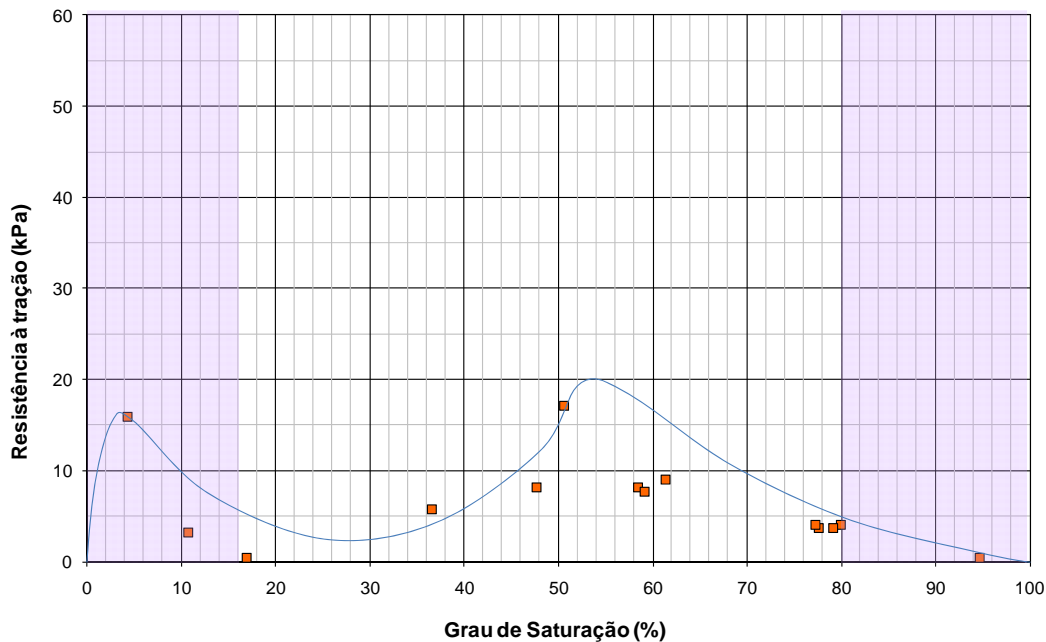


Figura 8.108 – Picos de resistência à tração para o solo Amarelo indeformado.

Nos solos Laranja, Vermelho e Marrom, no estado indeformado, não é possível identificar esse modelo de comportamento, talvez por esses solos apresentarem maior quantidade de finos e apresentarem diferente arranjo estrutural. Os solos Branco e Amarelo contêm 58% e 52% de areia respectivamente, enquanto que o solo Laranja apresenta 49% de teor de areia e os solos Vermelho e Marrom apresentam 35%.

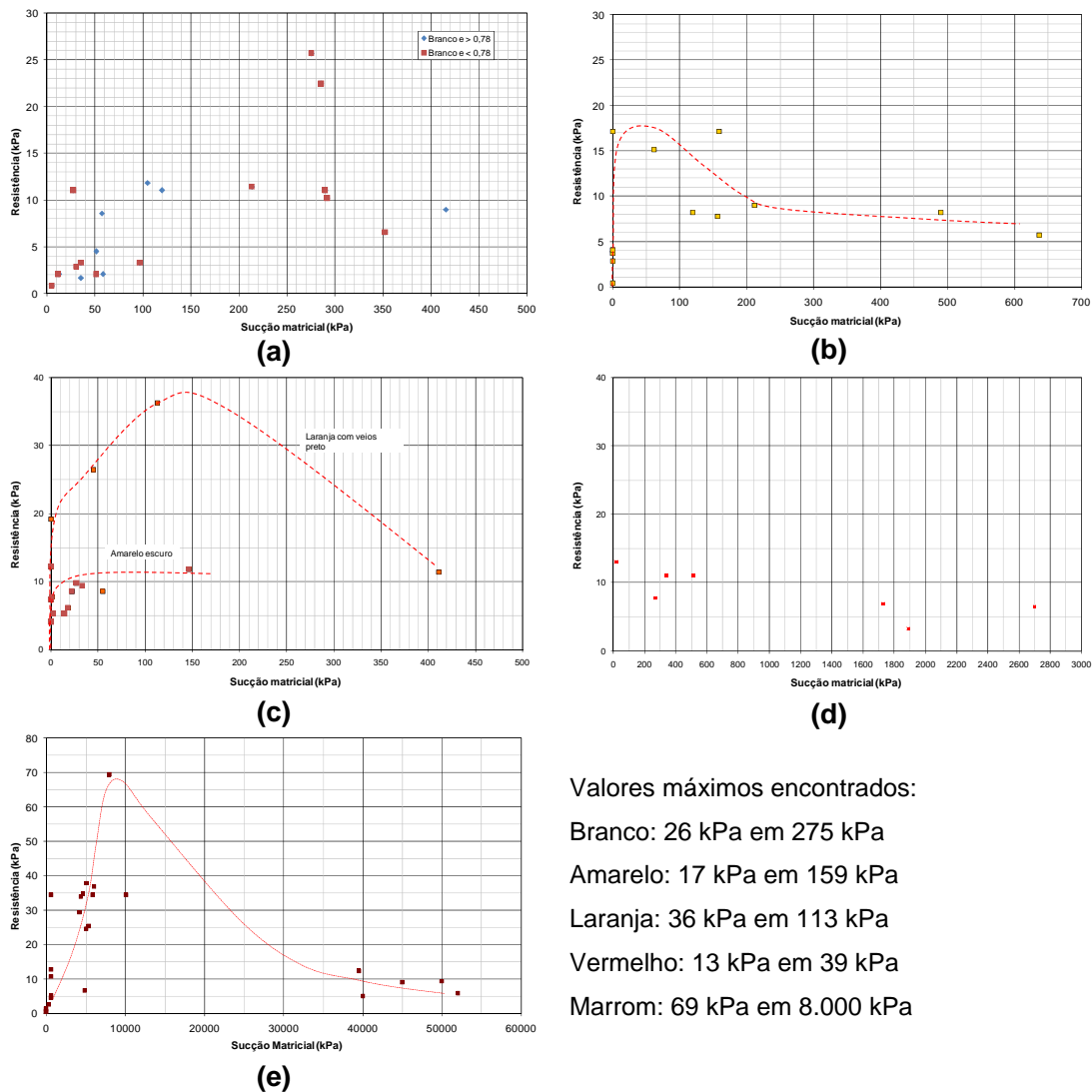
A influência da sucção matricial na resistência dos solos indeformados não é tão evidente quanto à dos solos compactados. Conforme pode ser observado na Figura 8.109 os resultados são diversos, resultado da heterogeneidade dos solos. Apesar de terem sido notados feições de rupturas não convencionais, conforme ressaltado pelas figuras 8.14 e 8.15, não foi possível identificar um resultado anômalo de resistência para estes corpos-de-prova.

A resistência à tração do solo Branco está apresentada na Figura 8.109 (a). Foram colocados em evidência os corpos-de-prova que apresentavam índice de vazios superior a 0,78 (pontos azuis no gráfico). No entanto, no gráfico analisado (resistência versus sucção matricial) essa característica não os diferenciou dos demais. A resistência máxima, de 25 kPa, ocorre na sucção de 276 kPa.

O solo Amarelo apresenta a maior resistência, de 17 kPa na sucção de 159 kPa. Para este solo, a resistência à tração parece decrescer em valores altos de sucção.

Para o solo Laranja, os valores de resistência foram mais representativos, chegando até 35 kPa, mas apenas para baixos valores de sucção. No gráfico observa-se claramente dois distintos comportamentos: um para as amostras laranja

com veios pretos e outro para as amostras amarelo escuro. As amostras de cor amarelo apresentaram resistência à tração consideravelmente menor, em torno de 12 kPa. O solo Vermelho apresentou resistência menor que os anteriores. No entanto, deve ser ressaltado que se dispunha de poucos corpos-de-prova deste material para serem analisados e, talvez com um maior número de ensaios, principalmente em valores de sucção pequenos, fossem obtidas resistências maiores. Assim como no ensaio de compressão simples o solo Marrom apresentou resistência maior que os demais, com alguns ensaios atingindo até 38 kPa. A resistência apresenta queda quando este solo encontra-se com valores de sucção bastante altas, acima de 10.000 kPa.



Valores máximos encontrados:

Branco: 26 kPa em 275 kPa

Amarelo: 17 kPa em 159 kPa

Laranja: 36 kPa em 113 kPa

Vermelho: 13 kPa em 39 kPa

Marrom: 69 kPa em 8.000 kPa

Figura 8.109 – Resistência à tração dos solos indeformados em função da sucção matricial.

(a) Branco. (b) Amarelo. (c) Laranja. (d) Vermelho. (e) Marrom.

A Tabela 8.31 resume os resultados obtidos do ensaio de compressão diametral para os solos indeformados, com o valor da resistência à tração máxima e o grau de saturação e o teor de umidade na qual ela foi atingida. A tabela também

resume o teor de argila dos solos obtidos no ensaio de granulometria com defloculante. A Figura 8.110 apresenta os dados da Tabela 8.31, sendo no eixo y a resistência à tração e no eixo x o teor de argila dos solos com seus valores máximos e mínimos. Foi ajustada, por mínimos quadrados, uma função polinomial entre os dados de resistência e os valores médios de argila. O quadrado do coeficiente de correlação encontrado foi de 0,816. Nota-se que para valores de teor de argila inferiores a 10% essa característica do solo é inversamente proporcional à resistência. Apenas com o crescimento do teor de argila é que este passa a comandar a resistência. Para os solos compactados a relação linear entre a porcentagem de finos e a resistência à tração apresentou um R^2 de 0,995 (Figura 8.55).

Esse fato demonstra que nos solos residuais indeformados a estrutura tem função respeitável no comportamento. A resistência desses solos não é comandada apenas pelos grãos, mas pelo seu arranjo estrutural e eventual cimentação. A perda de resistência entre o solo Branco e o solo Vermelho também tem sua parcela devido ao intemperismo, que ao mesmo tempo em que vai formando argilo-minerais que aumentam a coesão do solo, vai destruindo a estrutura da rocha mãe.

Também deve ser considerada uma mudança de comportamento entre solos com maior teor de grãos grossos, como o solo Branco e o Amarelo, e os solos com comportamento tipicamente coesivo, como o solo Marrom.

Além do tamanho dos grãos, o tamanho dos poros também influencia a resistência à tração. Em geral, solos que apresentam apenas pequenos poros exibem resistências superiores aos solos com grandes poros ou solos com diferentes tamanhos de poros (Zeh e Witt, 2007). A Tabela 8.32 resume os dados de tamanho de poros dos solos (ver Capítulo 6), dados que são utilizados para a geração da Figura 8.111, que apresenta a porcentagem de poros versus resistência à tração. Nota-se que o solo Marrom apresenta a menor quantidade de macro-poros e a maior resistência à tração. Quanto menor a quantidade de macro poros e maior a quantidade de micro e meso poros, maior a resistência à tração apresentada. A quantidade de micro-poros, neste caso, resulta em menor influência na resistência, com R^2 de apenas 0,4. Deve ser ressaltado, entretanto, que o ensaio de porosimetria foi realizado com uma única amostra do solo Marrom e, conforme relatado ao longo deste trabalho, a heterogeneidade dos solos estudados pode dificultar a obtenção de dados representativos das camadas.

Tabela 8.31 – Resistência à tração máxima dos solos indeformados.

Solo	Resistência à tração máxima (kPa)	Grau de saturação (%)	Teor de umidade (%)	Teor de argila (%)	Desvio padrão do teor de argila (%)
Marrom	69	62,7	13,5	23,0	3,6
Vermelho	13	39,0	17,5	8,0	2,2
Laranja	36	55,4	28,0	7,0	0,8
Amarelo	17	50,0	20,0	6,0	1,9
Branco	42	2,0	0,5	5,0	2,8

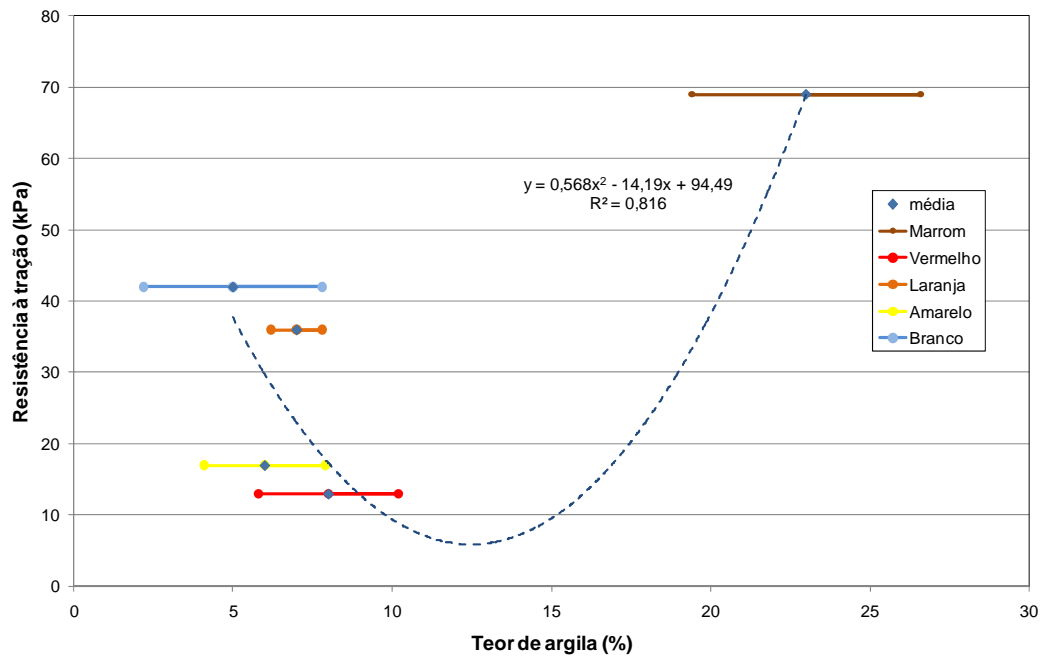


Figura 8.110 – Relação entre o teor de argila e a resistência à tração dos solos indeformados.

Tabela 8.32 – Porcentagem de poros de acordo com o ensaio de porosimetria de mercúrio e classificação IUPAC.

Solo	Micro-poros (%)	Meso-poros (%)	Macro-poros (%)
Marrom	15,6	42,4	42,0
Vermelho	1,8	6,0	92,2
Laranja	10,4	7,0	82,6
Amarelo	12,7	8,4	78,9
Branco	6,9	4,9	88,2

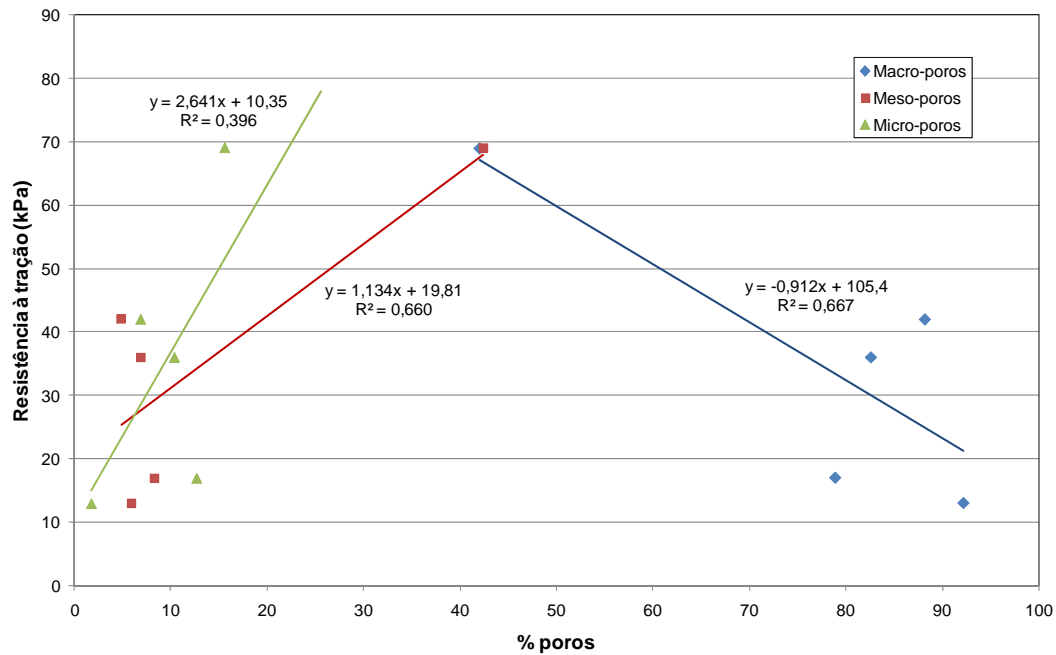


Figura 8.111 – Influência do tamanho de poros na resistência à tração.

A dificuldade em se determinar um comportamento típico para a resistência à tração advém de dois fatos principais: apesar de serem provenientes do mesmo perfil de intemperismo, os solos estudados apresentam características bem distintas entre si, e em solos residuais a influência da composição mineralógica e da cimentação é tão importante quanto à composição granulométrica na definição da sucção que é desenvolvida no elemento.

8.3. Avaliação dos Resultados: Amostras Compactadas x Amostras indeformadas

8.3.1. Resistência à Compressão Não-Confinada

Nos solos naturais em condição não saturada, as componentes sucção, cimentação e arranjo de grãos interagem simultaneamente influenciando a resistência à compressão uniaxial. Os resultados de compressão não confinada dos solos naturais apresentados no item 8.2.1.2 são bastante dispersos. Esses resultados são explicados pela heterogeneidade dos solos que podem apresentar cimentação não uniforme, variação da porosidade e do tamanho dos grãos, mesmo em amostras coletadas lado a lado.

Já nos solos compactados, a estrutura é função das condições iniciais de moldagem, e os resultados são mais coerentes, pois refletem a maior homogeneidade do material fabricado em laboratório.

Neste item são comparados os ensaios obtidos com os solos naturais e os solos compactados. Esses resultados quando colocados em um mesmo gráfico deixam mais evidente a dispersão de resultados e heterogeneidade dos solos indeformados.

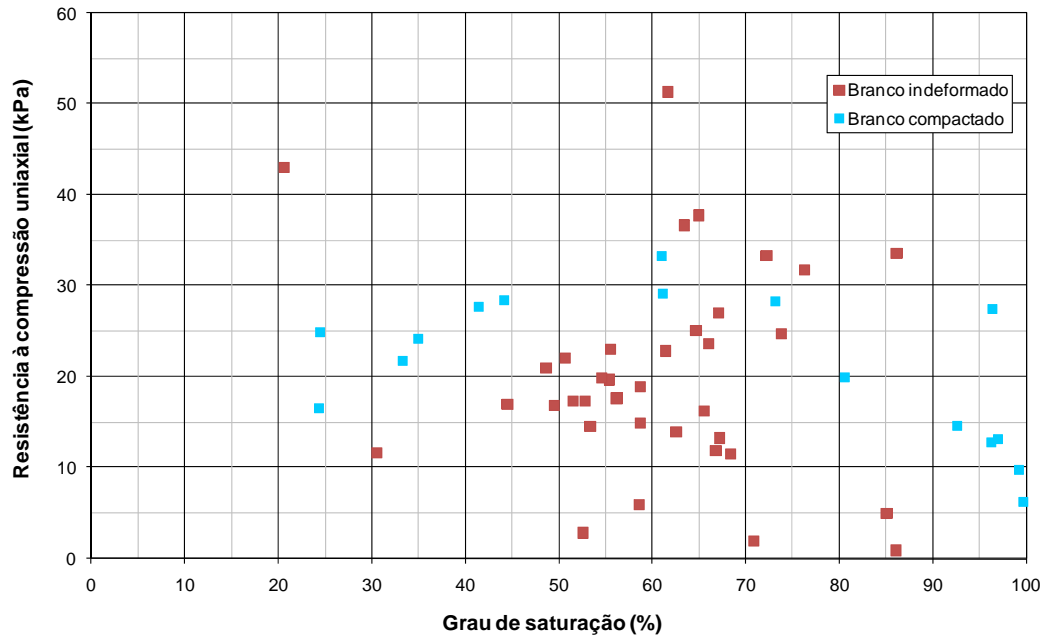
Nas figuras 8.112 a 8.116 são apresentadas as variações de grau de saturação *versus* resistência, teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios e peso específico seco *versus* resistência para os solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom.

Como já descrito anteriormente, no gráfico de resistência em função do grau de saturação, os solos compactados apresentam um acréscimo de resistência com a diminuição do grau de saturação até atingir um máximo. Após esse ponto há a perda da resistência. Ao contrário, os solos indeformados exibem uma profusão de valores de resistência para todos os valores de grau de saturação avaliados.

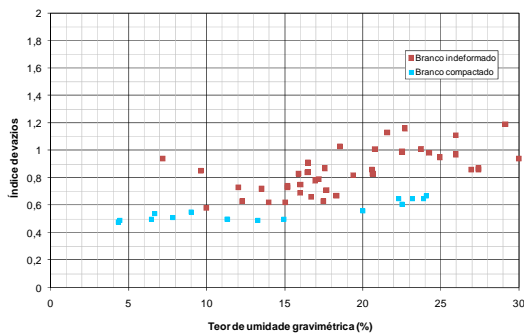
A dispersão de resultados de resistência é reflexo da variação das características físicas dos corpos-de-prova, conforme pode ser visualizado nos gráficos de umidade gravimétrica e índice de vazios e peso específico seco e resistência. Ao contrário dos solos compactados, os solos naturais apresentam grande variação de índice de vazios para um mesmo teor de umidade.

Sem distinção, os solos indeformados têm índice de vazios superior aos solos compactados. No entanto, o solo Branco indeformado apresentou resistência à compressão superior ao do solo compactado e as resistências exibidas pelo solo Amarelo e Laranja compactados e indeformados são de mesma ordem de grandeza. Portanto, pode-se concluir que a resistência do solo não é função apenas da porosidade, mas a estrutura herdada da rocha mãe tem influência significativa na resistência dos solos naturais.

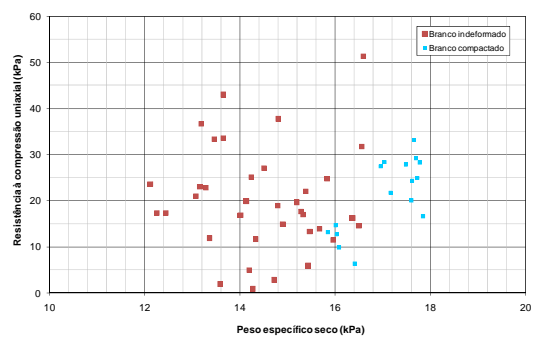
Ao contrário, os solos Vermelho e Marrom quando compactados exibem resistência à compressão não confinada superior à resistência no estado natural. Nesses solos, mais intemperizados, a estrutura herdada da rocha mãe já está bastante destruída e mesmo a ocorrência de cimentação por óxidos não é suficiente para superar a resistência gerada pela compactação.



(a)

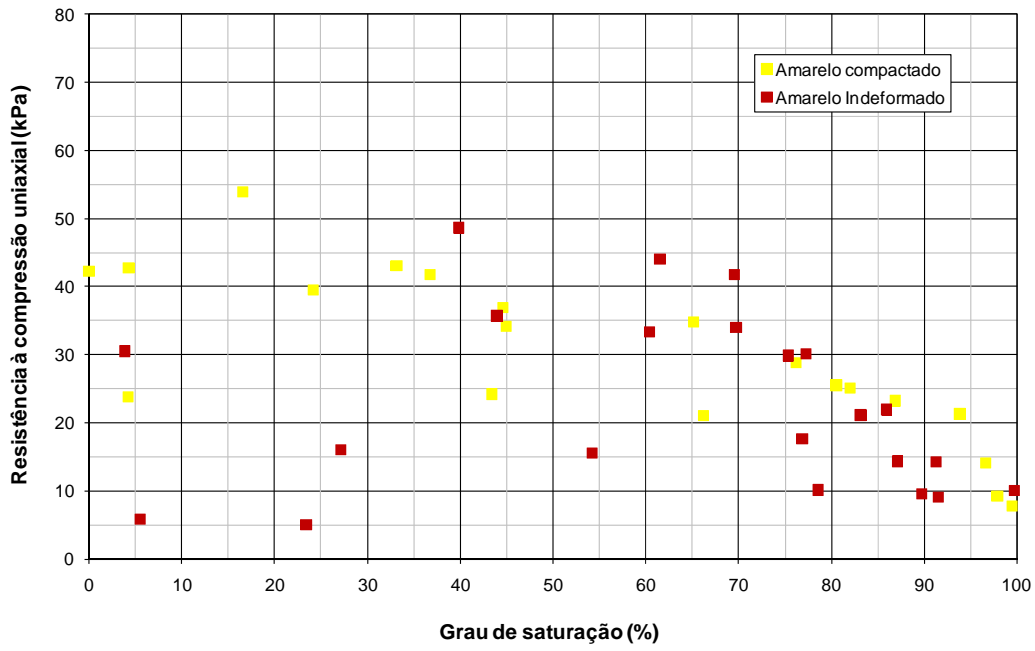


(b)

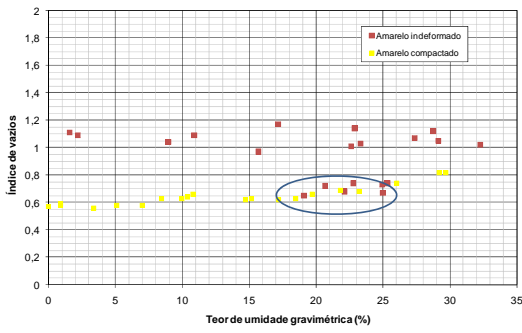


(c)

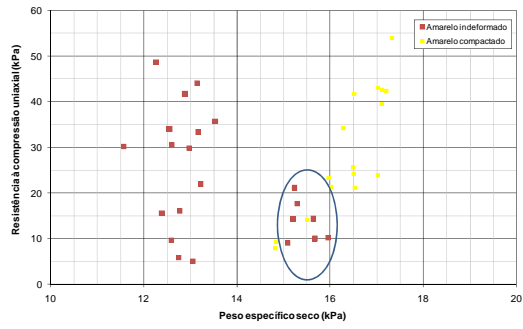
Figura 8.112 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Branco compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.



(a)

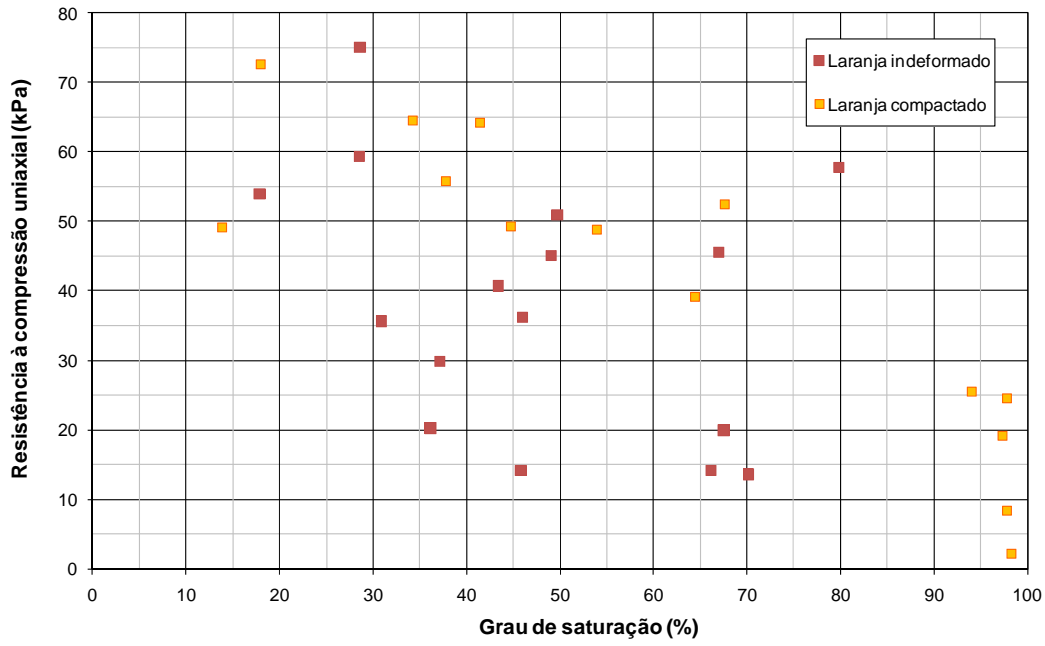


(b)

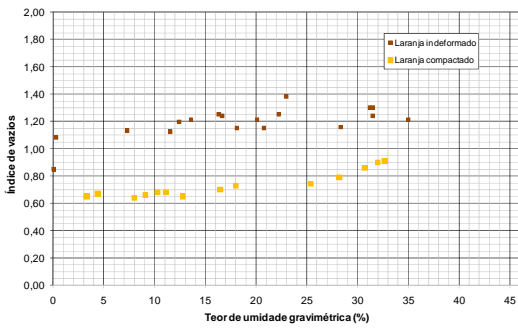


(c)

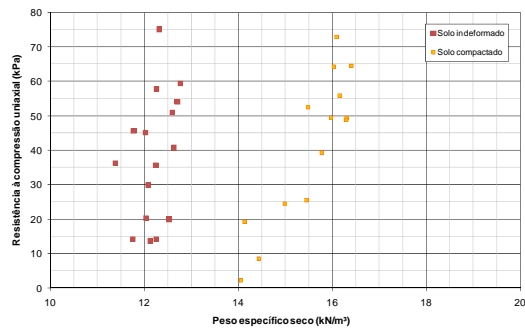
Figura 8.113 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Amarelo compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.



(a)

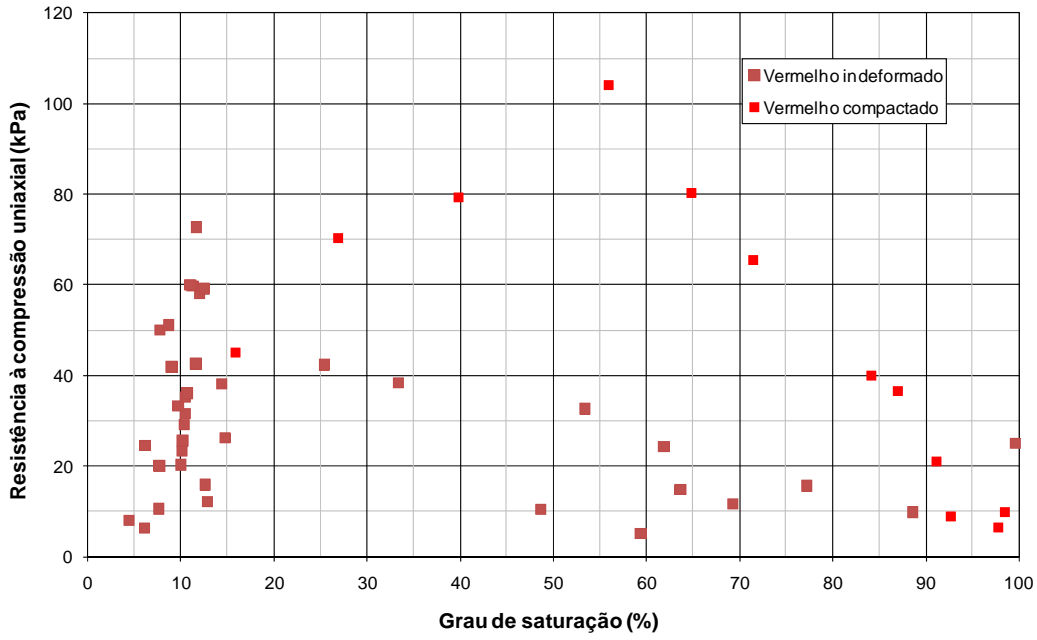


(b)

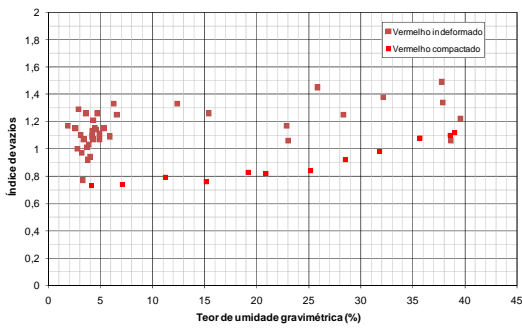


(c)

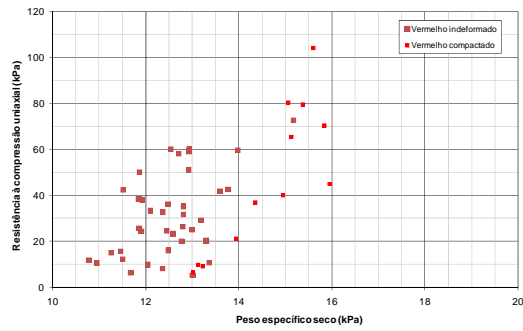
Figura 8.114 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Laranja compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.



(a)

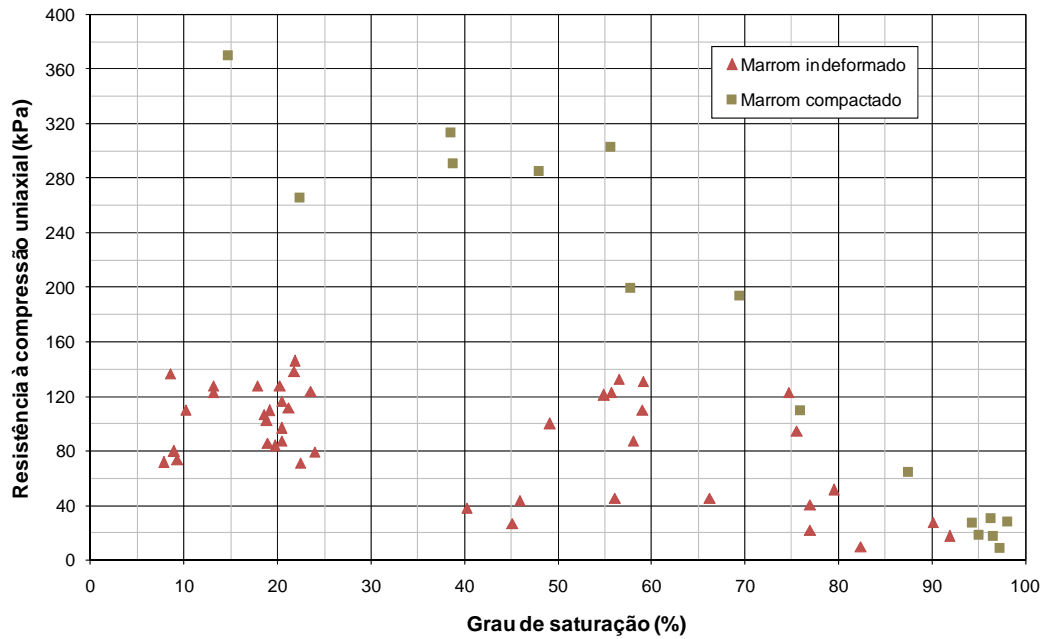


(b)

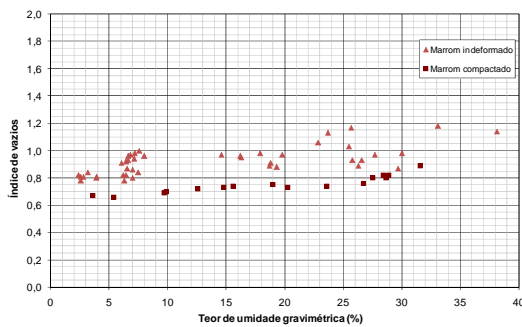


(c)

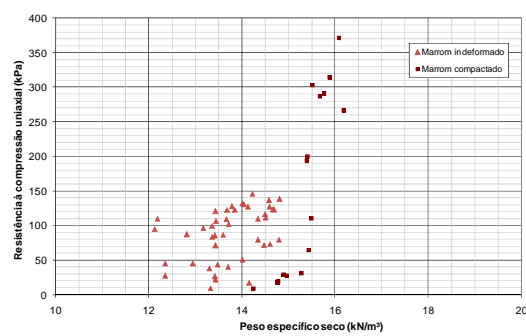
Figura 8.115 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Vermelho compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.



(a)



(b)



(c)

Figura 8.116 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Marrom compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

Na Figura 8.117 e na Figura 8.118 estão traçadas as deformações onde foi atingida a resistência máxima na curva tensão axial x deformação no ensaio de compressão simples *versus* o teor de umidade do corpo-de-prova. Observa-se que para os solos compactados (Figura 8.117) a deformação independe do tipo de solo, ou seja, é função apenas do teor de umidade. Por outro lado, os solos indeformados não apresentam uma tendência nítida para a deformação necessária para a ruptura do corpo-de-prova. Provavelmente a cimentação que provoca o enrijecimento dos solos é heterogênea no perfil e essa característica está representada na deformação. Nota-se também que os solos indeformados, na média, atingem a ruptura em níveis de deformação inferiores aos solos compactados. A deformação máxima dos solos indeformados é em torno de 5,5%, enquanto que os solos compactados atingem deformação até de 16%.

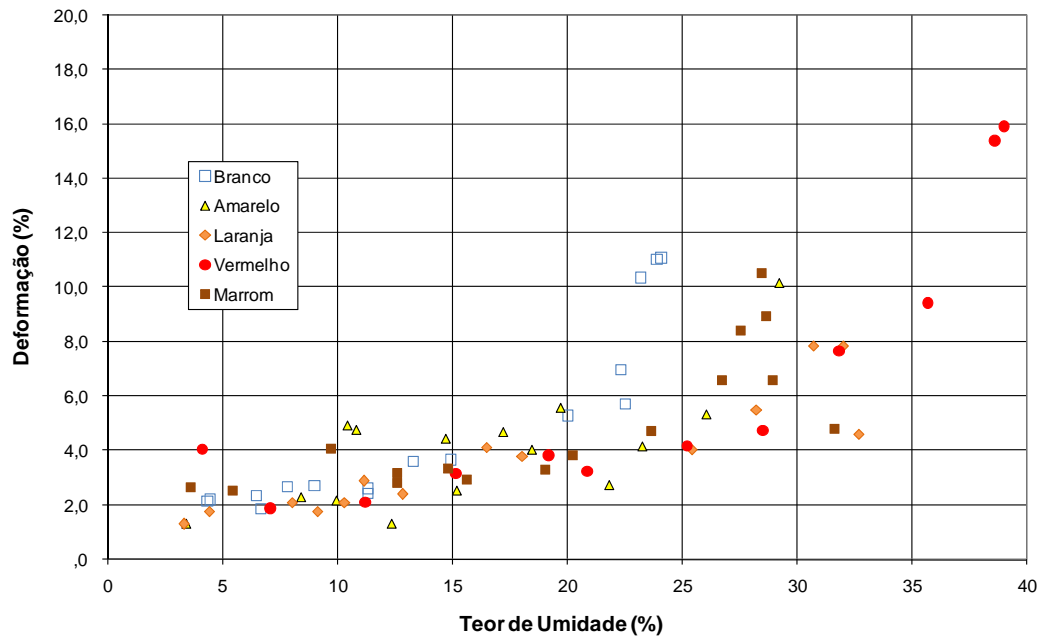


Figura 8.117 – Deformação na ruptura *versus* teor de umidade para os solos compactados.

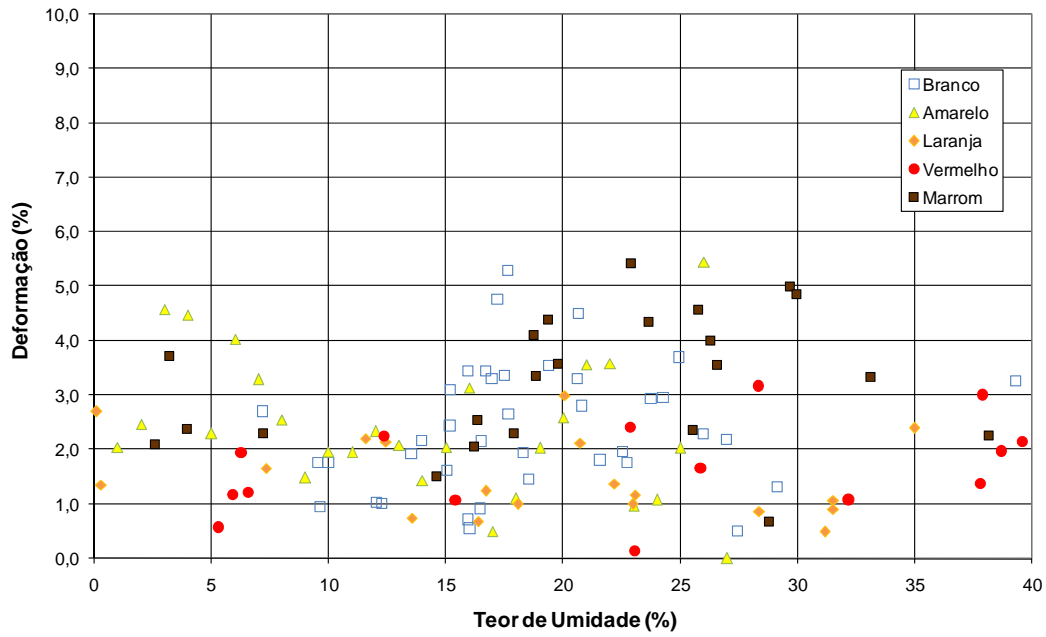


Figura 8.118 – Deformação na ruptura *versus* teor de umidade para os solos indeformados.

8.3.1.1. Aplicação da proposta de Vanapalli *et al.*, 1996.

Conforme apresentado no Capítulo 2 desta tese, Vanapalli *et al.* (1996) propuseram um modelo de previsão para a resistência à compressão não confinada, em função dos parâmetros de resistência saturados, dos parâmetros de Atterberg e da curva característica dos solos (Equação 2.21). A equação proposta por esses autores está reproduzida abaixo.

$$C_u = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{c' \cos \phi' + (u_a - u_w) \left\{ (\Theta^k) (\tan \phi') \right\} \cos \phi'}{(1 - \sin \phi')}$$

Onde:

C_u = resistência à compressão não confinada.

k = Parâmetro de ajuste usado para obter uma melhor adequação entre os valores medidos e os valores previstos;

Θ = Umidade normalizada, θ_w / θ_s ;

θ_w = Umidade volumétrica;

θ_s = Umidade volumétrica saturada.

O parâmetro k é influenciado pelo índice de plasticidade, estrutura dos solos e tipo de compactação.

A proposição de Vanapalli *et al.* (1996) foi aplicada aos solos estudados, compactados e indeformados, considerando os parâmetros de resistência saturados obtidos do cisalhamento direto para deslocamento de 12 mm e a curva característica dos solos ajustada pela equação de Fredlund e Xing (1994). Os resultados teóricos são comparados aos valores experimentais de compressão não confinada realizados em diferentes teores de umidade. Nos itens seguintes são apresentados os resultados obtidos.

8.3.1.1.1. Solos Compactados

A partir dos dados de resistência, do índice de plasticidade dos solos compactados e do parâmetro k obtido da Figura 2.17 foi calculada a curva teórica pelo método de Vanapalli *et al.* (1996) de acordo com a Equação 2.19. No entanto, com esses valores, o ajuste da curva teórica aos dados experimentais não foi satisfatório. Diante deste fato, optou-se por variar o valor do parâmetro k de modo que um novo valor proporcionasse um melhor ajuste aos resultados experimentais.

Os valores utilizados para a previsão são apresentados na Tabela 8.33 e as curvas teóricas obtidas juntamente com os resultados experimentais para cada solo estão traçados na Figura 8.119.

Tabela 8.33 – Parâmetros utilizados na previsão da resistência à compressão não confinada pelo método de Vanapalli *et al.* (1996) para os solos compactados. Variação de k para a obtenção do melhor ajuste.

Solo	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	IP	k sugerido	k adotado
Marrom	24,1	28	18	2,1	4,1
Vermelho	34,6	25,5	15	1,9	4,2
Laranja	17,3	31,2	10	1,6	3,6
Amarelo	14,2	32,9	9	1,6	3,0
Branco	7,1	32,5	12	1,7	4,2

Conforme pode ser visualizado na Figura 8.119, os ajustes foram apenas satisfatórios para os solos Brancos e Marrons, e ruins para os demais. Como a envoltória dos solos apresenta-se curva, optou-se por variar os parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, de modo a obter melhores resultados.

A Tabela 8.34 resume os dados utilizados para o novo ajuste que é apresentado na Figura 8.120.

Tabela 8.34 – Parâmetros utilizados na previsão da resistência à compressão não confinada pelo método de Vanapalli *et al.* (1996) para os solos compactados. Variação de k , C e ϕ para a obtenção do melhor ajuste.

Solo	Coesão adotada (kPa)	Ângulo de atrito adotado (°)	k adotado
Marrom	24,1	28	4,1
Vermelho	3,9	27,3	2,9
Laranja	10,4	12,2	1,75
Amarelo	10,6	10,6	2,1
Branco	7,1	18,2	2,9

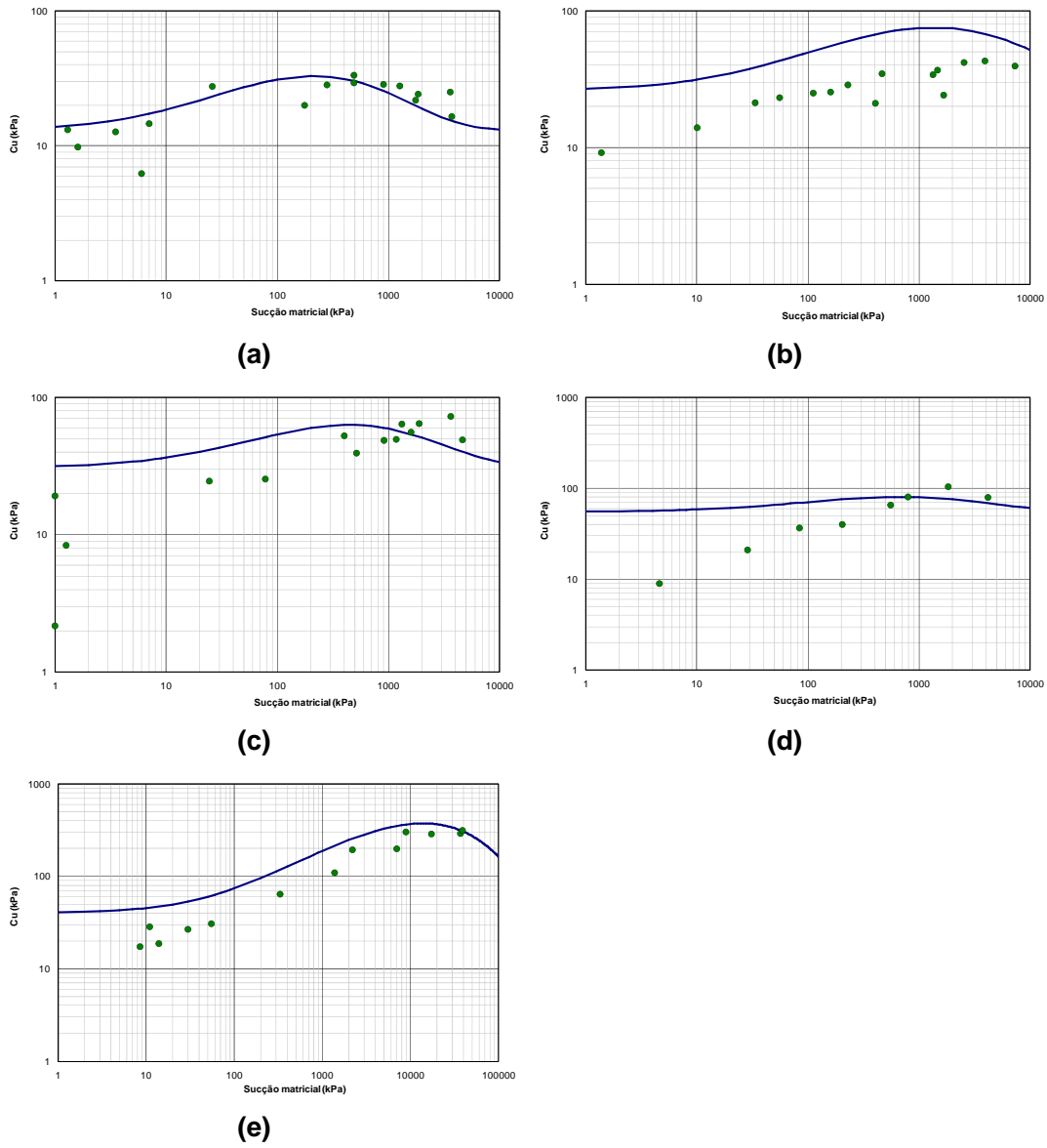


Figura 8.119 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli *et al.* (1996) aos ensaios realizados nos solos compactados. (a) Solo Branco. (b) Solo Amarelo. (c) Solo Laranja. (d) Solo Vermelho. (e) Solo Marrom.

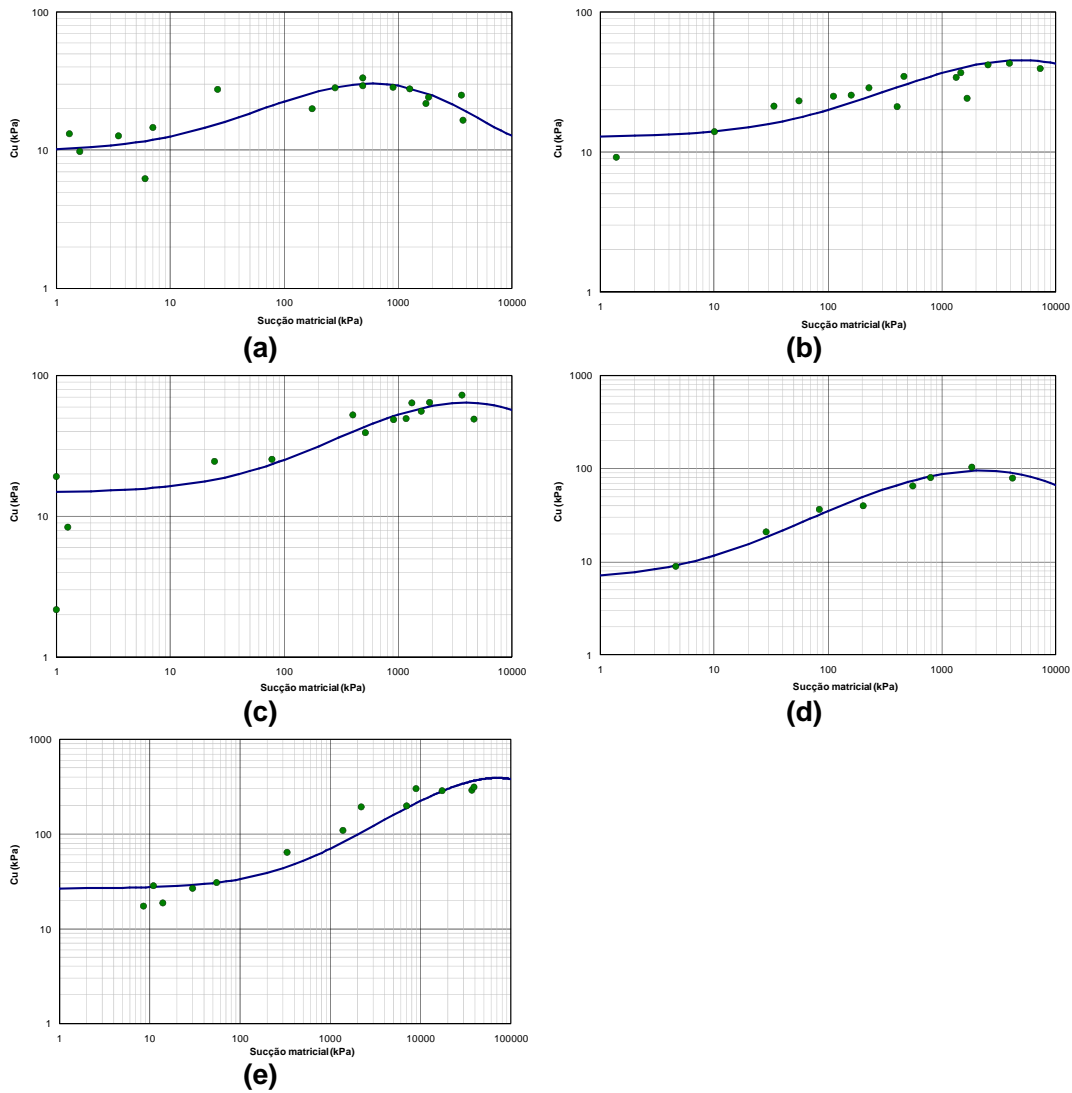


Figura 8.120 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli *et al.* (1996) aos ensaios realizados nos solos compactados. Melhor ajuste obtido com a variação de k , C e ϕ . (a) Solo Branco. (b) Solo Amarelo. (c) Solo Laranja. (d) Solo Vermelho. (e) Solo Marrom.

O modelo de Vanapalli *et al.* prevê valores de resistência não-drenada superiores aos valores de laboratório. De modo geral, foi necessário diminuir os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para obter um bom ajuste dos resultados de laboratório com o método de Vanapalli *et al.* Apenas o solo Marrom não teve seus parâmetros alterados.

Oliveira e Marinho (2002) aplicaram o modelo proposto por Vanapalli *et al.* (1996) aos resultados de compressão simples utilizando os valores da sucção inicial dos corpos-de-prova determinadas com papel filtro. No entanto, Oliveira (2004) concluiu que a boa aplicabilidade do modelo só é verificada quando se utiliza os valores de sucção no momento da ruptura medidos através de tensiômetro. Durante o cisalhamento os corpos-de-prova de solo residual compactados apresentam,

inicialmente, uma queda no valor da sucção, com posterior aumento desse valor durante a deformação axial. Mas, na ruptura, o valor da sucção continua inferior ao valor inicial.

O solo ensaiado por Oliveira e Marinho (2002) era composto por 46% de silte, 34% de areia e 20% de argila. Os solos Vermelho, Laranja, Amarelo e Branco, que não apresentaram boa concordância com o método de Vanapalli *et al.* (1996), apresentam teor de argila inferior a 12%. O solo Marrom tem 35% de argila em sua composição. Como a resistência à compressão não-drenada depende grandemente do teor de argila do solo, e como alertado por outros pesquisadores o parâmetro k é dependente da plasticidade dos solos (Vanapalli e Fredlund, 2000; Fredlund *et al.* 2005), é sugerido que o método proposto por Vanapalli *et al.* seja aplicável somente a solos com uma quantidade de argila apreciável em sua composição.

8.3.1.1.2. Solos Indeformados

Na Tabela 8.35 estão resumidos os valores previstos de resistência à compressão não confinada pelo método proposto por Vanapalli *et al.* (1996) e os resultados obtidos em laboratório que estão reproduzidos na Figura 8.121. Para a previsão foram utilizados os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos do ensaio de cisalhamento direto e o parâmetro k determinado através do índice de plasticidade conforme recomendado por Vanapalli e Fredlund (2000) através da Figura 2.17.

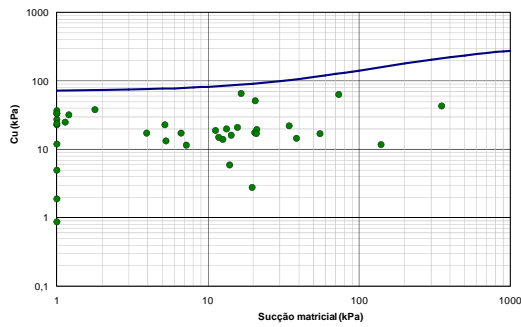
Observa-se que a equação proposta por Vanapalli *et al.* (1996) prevê a resistência à compressão não confinada bastante superior à resistência obtida em laboratório e não se obteve para nenhum solo concordância entre os valores.

Como já observado no item anterior, o modelo de Vanapalli *et al.* parece não aplicável a solos com baixo teor de argila. Ainda, no caso dos solos residuais que apresentam estrutura complexa e para os quais os limites de Atterberg podem não influenciar diretamente, este modelo não resulta em previsões de resistência não saturada aceitáveis.

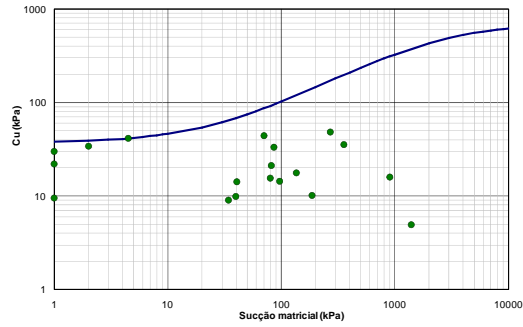
Diante dessa grande variação e da não concordância dos resultados obtidos em laboratório com os valores previstos, não se recomenda a utilização da equação de Vanapalli *et al.* (2000) para a previsão da resistência à compressão não confinada não saturada para solos residuais.

Tabela 8.35 – Parâmetros utilizados na previsão da resistência à compressão não confinada pelo método de Vanapalli *et al.* (1996) para os solos indeformados.

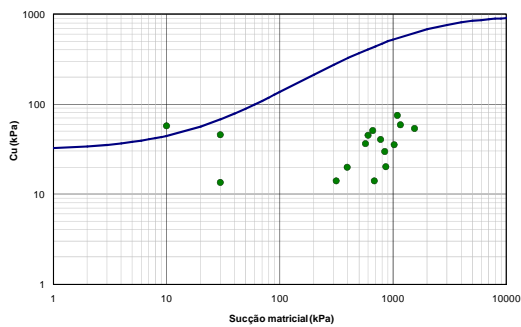
Solo	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	IP	k
Marrom	20,3	26,5	15	1,9
Vermelho	15,6	30,5	11	1,6
Laranja	16	35,8	3	1,3
Amarelo	19,9	33,2	4	1,3
Branco	37	34,9	5	1,4



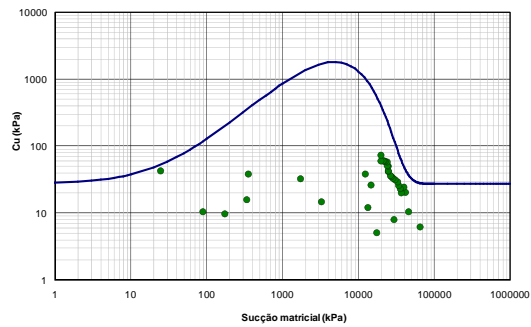
(a)



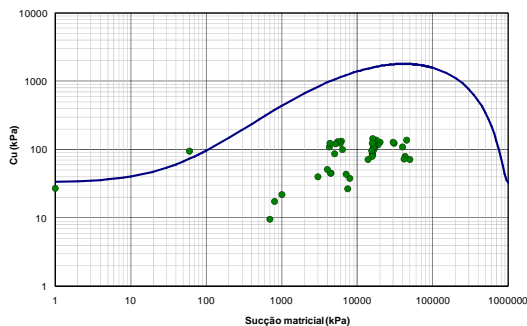
(b)



(c)



(d)



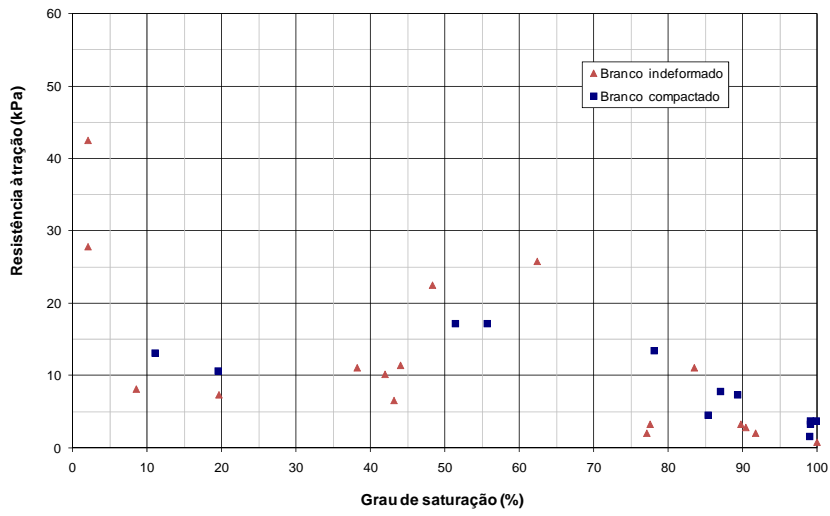
(e)

Figura 8.121 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli *et al.* (1996) aos ensaios realizados nos solos indeformados. (a) Solo Branco. (b) Solo Amarelo. (c) Solo Laranja. (d) Solo Vermelho. (e) Solo Marrom.

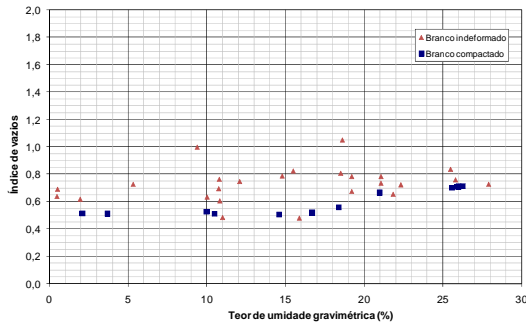
8.3.2. Resistência à Tração

A resistência à tração é função da coesão aparente, que engloba efeitos de cimentação e saturação. Portanto, espera-se que solos com maior teor de argila, que desenvolvem maior sucção apresentem maior resistência à tração. A estrutura do solo também influencia a resistência, com isto, solos com estruturas dispersas ou floculadas, mais densos ou mais fofos, cimentada ou não, compactada ou indeformada, apresentarão diferentes magnitudes de resistência.

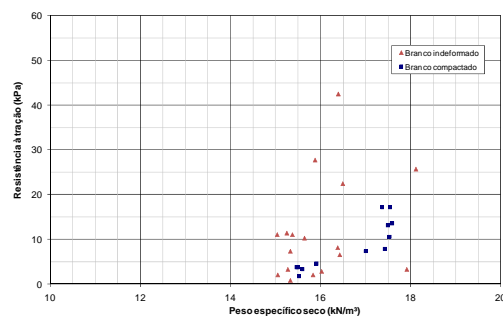
Na Figura 8.122 estão apresentados, em conjunto, os resultados de resistência à tração do solo Branco compactado e indeformado. O solo compactado tem índice de vazios inferior ao do solo natural, variando entre 0,5 e 0,7. Esse parâmetro para o solo indeformado é bem mais variável e alguns corpos-de-prova apresentam valores de até 1,05. Corpos-de-prova mais porosos tendem a ser mais frágeis e, deste modo podem apresentar menor resistência. Com o objetivo de investigar a influência desses corpos-de-prova na tendência geral da resistência à tração para o solo Branco, os elementos que apresentavam índice de vazios superior a 0,78 foram excluídos do gráfico de resistência *versus* grau de saturação. O resultado é apresentado na Figura 8.123. Com essa exclusão, aproxima-se o valor da porosidade dos solos compactados e indeformados, assim como os valores de resistência em função do grau de saturação.



(a)



(b)



(c)

Figura 8.122 – Compressão diametral do solo Branco compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

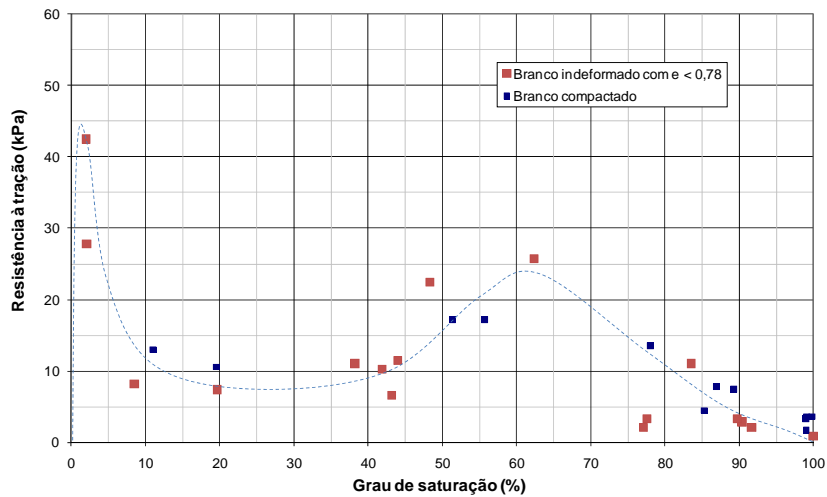
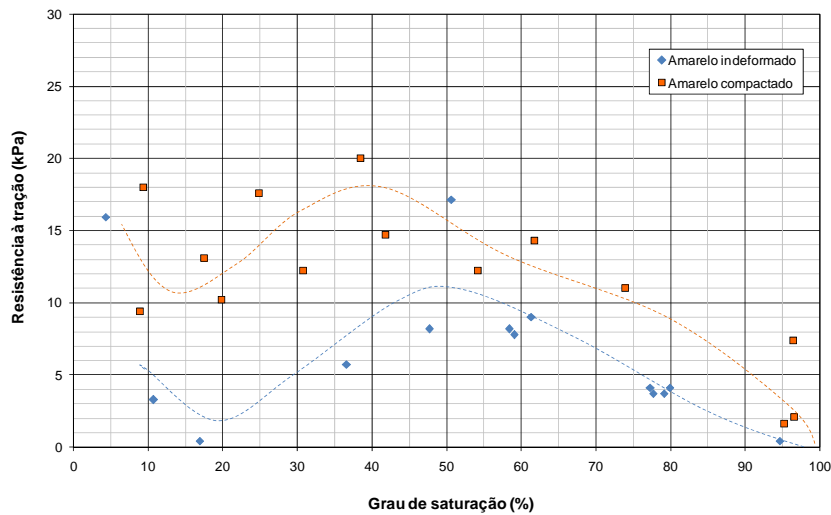
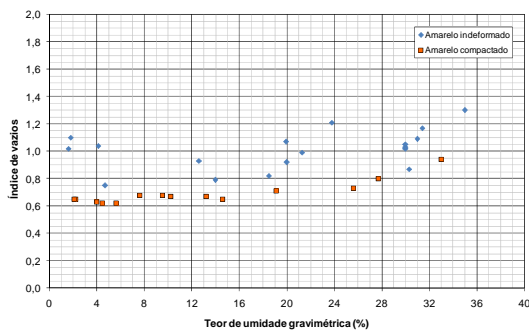


Figura 8.123 – Resistência à tração do solo Branco no estado compactado e indeformado com valores de $e < 0,78$.

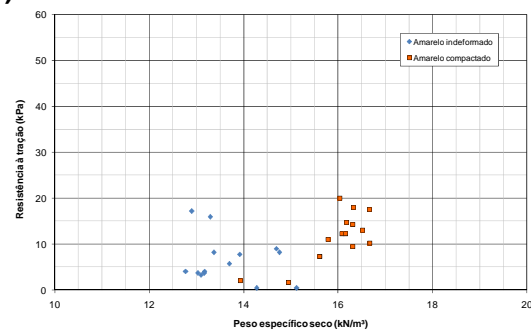
A variação da resistência à tração do solo Amarelo compactado e indeformado em função do grau de saturação é apresentada na Figura 8.124. Assim como no solo Branco, o solo natural Amarelo apresenta valores de índice de vazios superiores ao do solo Amarelo compactado (Figura 8.124(b)), comportamento também já observado nos ensaios de compressão simples (Figura 8.113). Linhas de tendência foram traçadas para o solo compactado e o indeformado de acordo com o comportamento observado. Ambos os solos no estado saturado apresentam valores muito baixos de resistência à tração. Entre 40 e 50% de saturação são atingidos valores máximos para essa grandeza que volta a cair em torno de 20% e novamente apresenta uma recuperação para valores de saturação inferiores a 10%. A tendência de comportamento é similar, embora o solo indeformado apresente sempre valores de resistência inferiores à resistência do solo compactado.



(a)



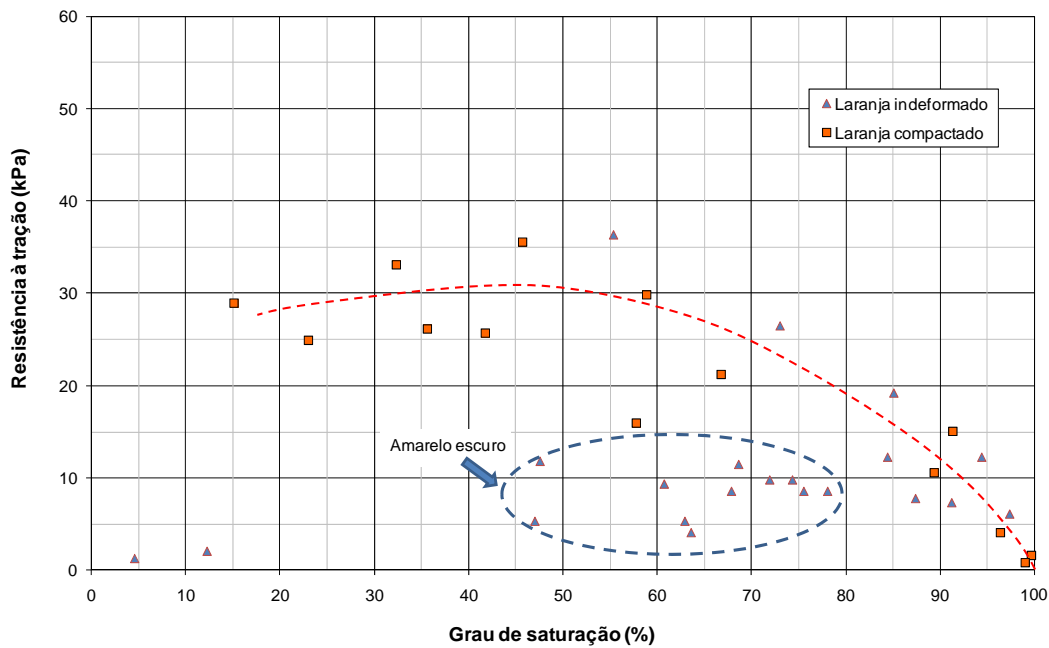
(b)



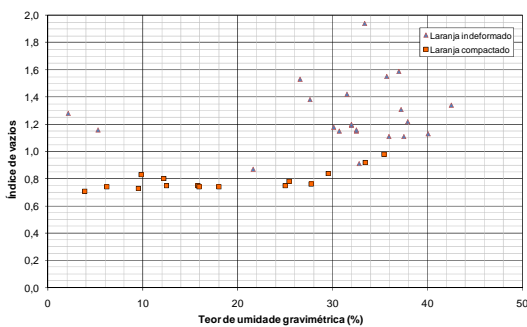
(c)

Figura 8.124 – Compressão diametral do solo Amarelo compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

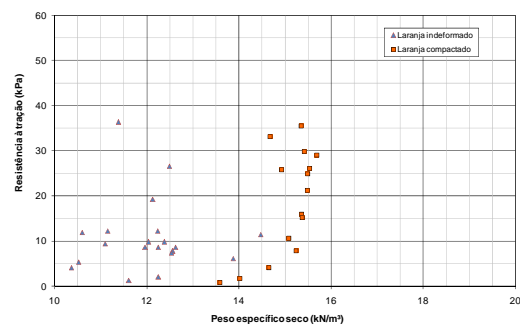
A comparação da resistência à tração entre o estado compactado e natural para o solo Laranja é realizada através da Figura 8.125. As amostras de cor amarelo escuro que, conforme discutido no item 8.2.2.1, apresentam comportamento distinto das amostras de cor laranja, estão destacadas no gráfico. Excluindo esses corpos-de-prova da análise, tem-se um comportamento bastante similar entre as amostras Laranja compactadas e indeformadas. Observa-se um crescimento gradual da resistência com o decréscimo do grau de saturação. Próximo ao grau de saturação 10% não se tem resultados de corpos-de-prova compactados, mas dois ensaios no solo indeformado sugerem que a resistência à tração decresce para teores de umidade baixos.



(a)



(b)



(c)

Figura 8.125 – Compressão diametral do solo Laranja compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

Na Figura 8.127 são comparados os valores de resistência do solo Marrom indeformado e compactado. Esse solo no estado natural, dentre os solos estudados, é o que apresenta a maior variação de porosidade e o maior teor de argila. No estado compactado a resistência à tração é superior ao do solo indeformado. Os valores de resistência em função do grau de saturação obtidos do ensaio de compressão diametral não revelam uma tendência nítida de comportamento como o encontrado, por exemplo, para o solo Vermelho. O aumento de resistência do estado compactado em relação ao estado natural do solo pode ser resultante de sua menor porosidade e estrutura. Estruturas dispersas, como é o caso de argilas compactadas no teor ótimo de umidade, apresentam preponderantemente poros pequenos, e exibem resistência maior com o aumento da sucção (Zeh e Witt, 2007).

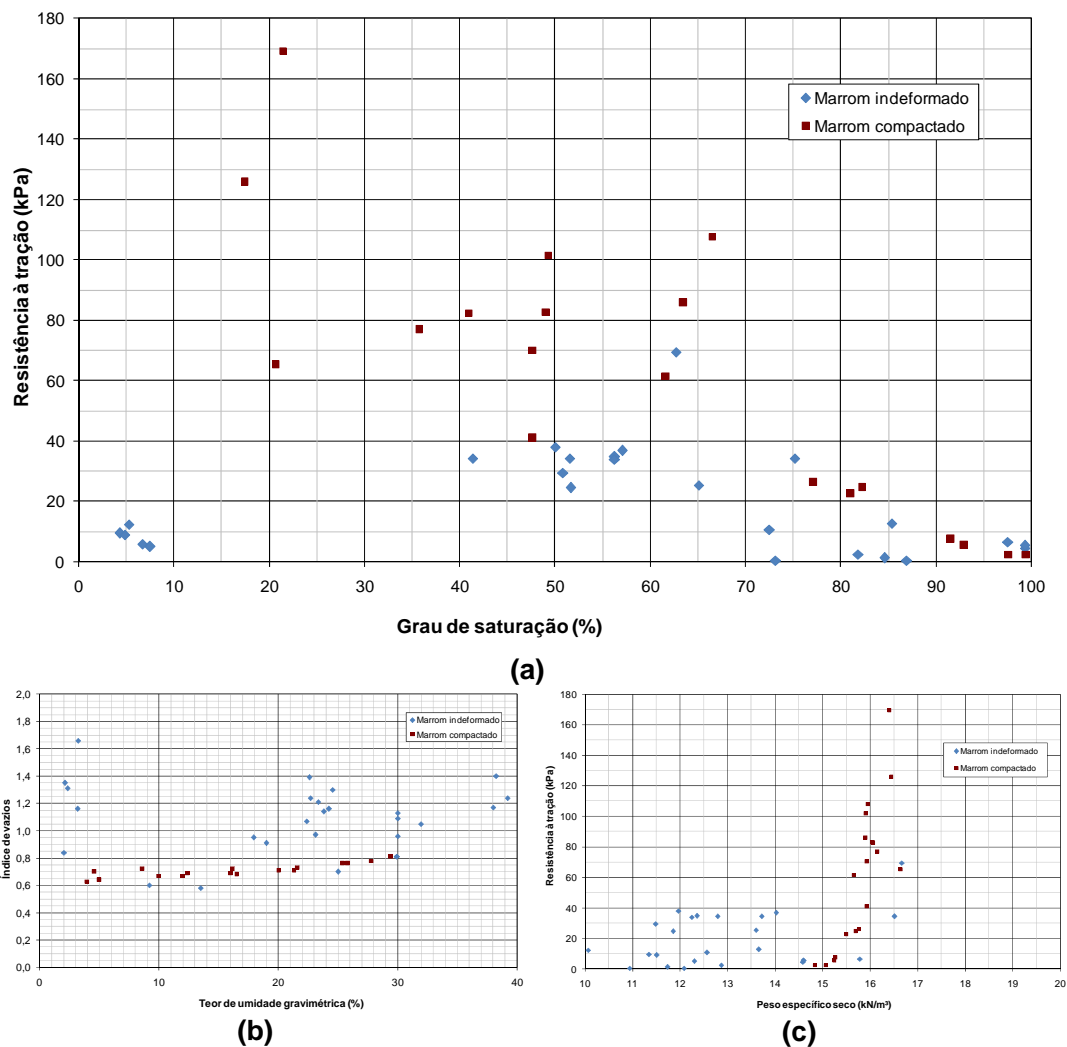


Figura 8.127 – Compressão diametral do solo Marrom compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

8.3.2.1. Modelos Teóricos para a Determinação da Resistência à Tração

Modelos para a previsão da resistência à tração de sistemas de partículas em estado não saturado foram apresentados e descritos no Capítulo 2. Nesse item, os resultados teóricos são comparados aos resultados de resistência à tração obtidos nos ensaios de laboratório.

A teoria de Rumpf (1961 *apud* Goulding, 2006), aplicável para o regime de saturação residual, foi derivada para partículas esféricas de mesmo tamanho e requer o conhecimento ou estimativa da porosidade (n), do tamanho representativo das partículas (d), da tensão superficial (T_s), do ângulo de contato da superfície sólido-líquido (β) e da distância entre partículas normalizada (a/d). A resistência à tração pode ser estimada em função do teor de umidade gravimétrica ou grau de saturação, utilizando o ângulo de preenchimento (θ) através da Equação 2.26.

A proposta de Schubert (1982 *apud* Heibrock *et al.*, 2004) foi desenvolvida com base na teoria capilar de sistemas sólidos porosos. Para sua resolução é necessário o conhecimento do ângulo β em relação à força de contato adimensional $F/T_s \cdot x$, onde T_s é a tensão superficial e x é o diâmetro da partícula.

A teoria de Molenkamp e Nazemi (2003) considera um sistema de duas esferas de igual raio, separadas por uma distância determinada pela aspereza da superfície das esferas e circundadas por uma pressão de vapor de água. A força entre esferas está relacionada com o ângulo de contato da superfície sólido-líquido (β), a sucção do solo (ψ), o tamanho (x) e rugosidade das esferas(s), sendo os três últimos em termos adimensionais.

Os modelos teóricos de previsão são aplicáveis para o estado de saturação residual. Os regimes de saturação (residual, transição e capilar) são conhecidos através da curva característica dos solos e são delimitados pelo teor de umidade residual e teor de umidade de entrada de ar no solo. Esses limites foram determinados no Capítulo 6 e estão reproduzidos na Tabela 8.36.

Tabela 8.36 – Valores característicos das curvas de retenção dos solos indeformados.

Solo	Teor de Umidade Residual (%)	Grau de Saturação Residual (%)	Teor de Umidade na Entrada de Ar (%)	Grau de Saturação na Entrada de Ar (%)
Branco	1	5	26	83
Amarelo	4	16	30	80
Laranja	2,5	5	33	97
Vermelho	0,5	1	40,5 / 27,5	65 / 51
Marrom	5	15,36	36 / 31 / 25	97 / 84 / 77

A força entre partículas de tamanho de argila, silte, areia e pedregulho foi determinada pelos três métodos teóricos citados. A resistência à tração no regime residual para cada solo foi calculada considerando a soma ponderada dessas forças entre partículas.

As constantes dos solos utilizadas para os modelos de Rumpf, Schubert e Molenkamp e Nazemi para a previsão da resistência à tração são apresentadas na Tabela 8.37. A porosidade foi obtida diretamente através de relações entre os índices físicos (ver item 5.3) e os tamanhos representativos das partículas foram determinados pelos valores médios de todas as amostras ensaiadas (ver item 5.2.1).

Tabela 8.37 – Constantes dos solos estudados indeformados utilizadas para o modelo de Rumpf (1961 *apud* Golding, 2006), Schubert (1982 *apud* Heibrock *et al*, 2004) e Molenkamp e Nazemi (2003).

Solo	γ_g (g/cm ³)	n	% de partículas de 0,002 mm	% de partículas de 0,06 mm	% de partículas de 2 mm	% de partículas de 4,8 mm
Branco	2,685	0,34	5	34	58	2
Amarelo	2,711	0,46	6	42	52	1
Laranja	2,787	0,55	7	43	49	1
Vermelho	2,725	0,56	8	56	35	0
Marrom	2,704	0,46	21	45	34	0

Ainda são constantes necessárias para a aplicação dos métodos: a tensão superficial entre ar e água, o ângulo de contato e a distância entre partículas. A tensão superficial na temperatura de 20^oC é igual a 0,0727 N/m. O ângulo de contato foi considerado igual a 0^o conforme orientação de Heibrock *et al* (2004), e a distância entre partículas normalizada pelo diâmetro foi considerada igual a 0,001.

O grau de saturação residual para os solos estudados varia entre 1% e 16%. Para padronizar as análises, a resistência à tração teórica e experimental foi comparada em graus de saturação de até 20%. Apenas para o solo Vermelho, devido à ausência de dados experimentais nesta faixa de saturação foi considerado o grau de saturação de 30%.

As tabelas 8.38, 8.39 e 8.40 apresentam a resistência à tração para cada tamanho de partículas determinada pelas propostas de Rumpf, Schubert e Molenkamp e Nazemi para o grau de saturação de 10%.

Tabela 8.38 – Resistência à tração calculada pelo método de Rumpf para o grau de saturação igual a 10%.

Solo	Resistência à tração devido às partículas de 0,002 mm	Resistência à tração devido às partículas de 0,06 mm	Resistência à tração devido às partículas de 2 mm	Resistência à tração devido às partículas de 4,8 mm	Resistência à tração total
Branco	8,7858	1,9914	0,1019	0,0015	10,8806
Amarelo	6,3200	1,4747	0,0548	0,0004	7,8498
Laranja	4,9733	1,0183	0,0348	0,0003	6,0267
Vermelho	0,5155	0,1809	0,0380	0,0099	0,7443
Marrom	21,8593	1,6144	0,0366	0,0000	23,5102

Tabela 8.39 – Resistência à tração calculada pelo método de Schubert para o grau de saturação igual a 10%.

Solo	Resistência à tração devido às partículas de 0,002 mm	Resistência à tração devido às partículas de 0,06 mm	Resistência à tração devido às partículas de 2 mm	Resistência à tração devido às partículas de 4,8 mm	Resistência à tração total
Branco	16,2292	3,7158	0,1902	0,0027	20,1379
Amarelo	11,7820	2,7491	0,1030	0,0008	14,6350
Laranja	9,5766	1,9609	0,0670	0,0006	11,6051
Vermelho	10,4506	2,4385	0,0461	0,0000	12,9352
Marrom	41,2209	2,9444	0,0714	0,0000	44,2366

Tabela 8.40 – Resistência à tração calculada pelo método de Molenkamp e Nazemi para o grau de saturação igual a 10%.

Solo	Resistência à tração devido às partículas de 0,002 mm	Resistência à tração devido às partículas de 0,06 mm	Resistência à tração devido às partículas de 2 mm	Resistência à tração devido às partículas de 4,8 mm	Resistência à tração total
Branco	0,8051	4,0249	8,4440	10,5701	23,8441
Amarelo	0,7727	7,1721	9,1887	0,0032	17,1366
Laranja	0,6820	3,3241	3,3430	0,0014	7,3505
Vermelho	11,0277	12,3799	6,2255	0,0000	29,6331
Marrom	14,5910	31,7826	13,9266	0,0000	60,3002

As Figuras 8.128 a 8.132 apresentam as comparações entre os valores obtidos em ensaio com as amostras indeformadas e os valores previstos pelos modelos de Rumpf (1961), Schubert (1982) e Molenkamp e Nazemi (2003) para a resistência à tração.

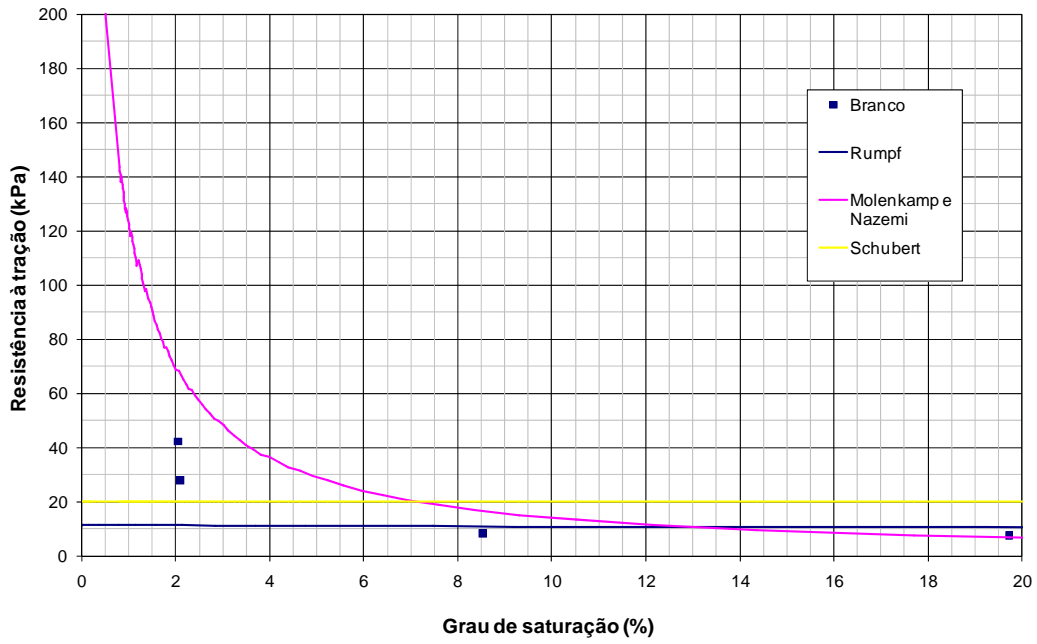


Figura 8.128 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Branco indeformado.

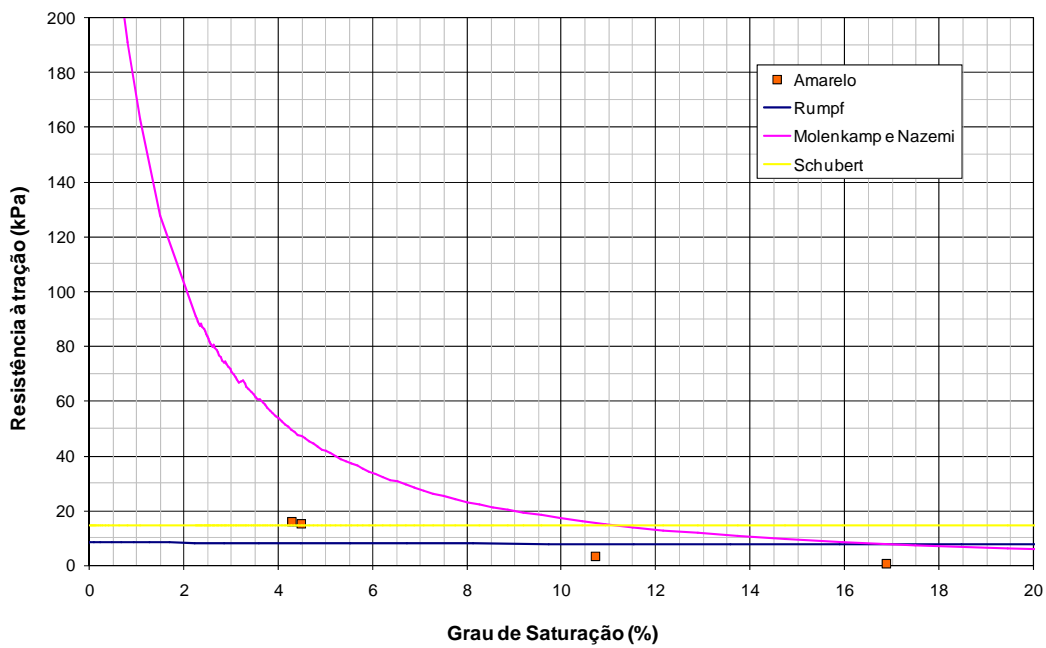


Figura 8.129 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Amarelo indeformado.

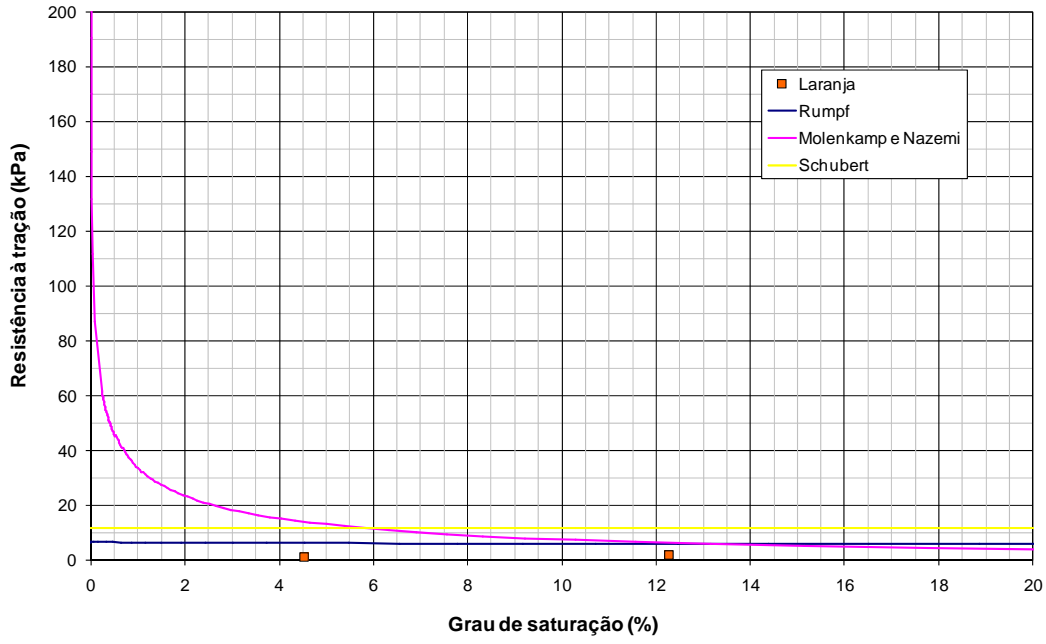


Figura 8.130 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Laranja indeformado.

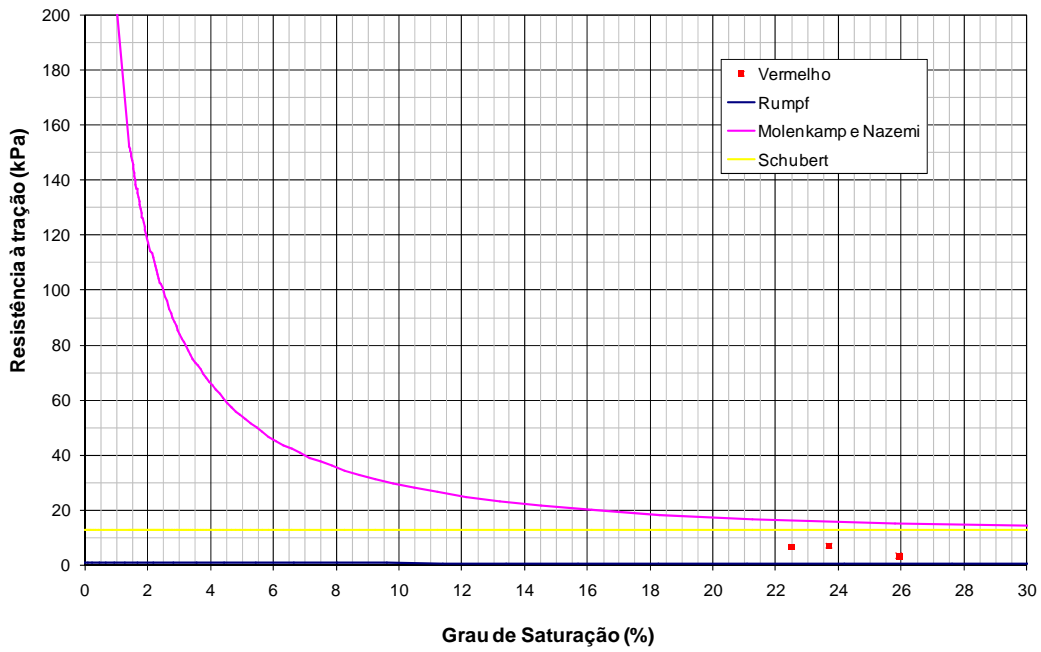


Figura 8.131 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Vermelho indeformado.

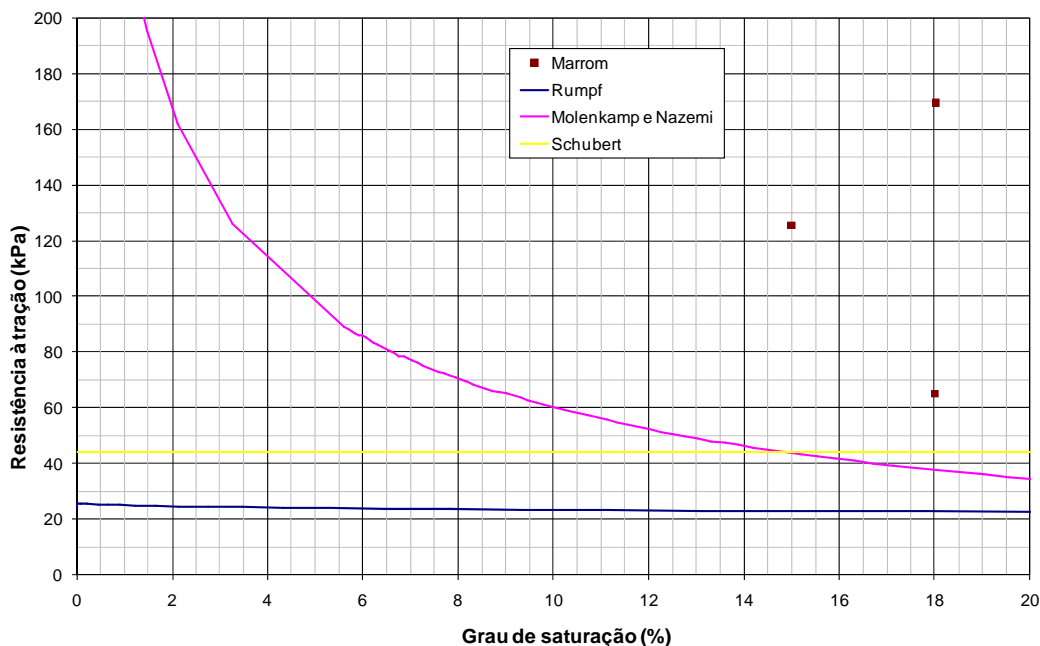


Figura 8.132 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Marrom indeformado.

A previsão pelos métodos de Rumpf e Schubert resulta em valores inferiores aos valores previstos pela proposta de Molenkamp e Nazemi para graus de saturação baixos. Normalmente para graus de saturação superiores as previsões das três propostas tendem a se aproximar.

Ainda, a proposta de Molenkamp e Nazemi prevê altos valores de resistência à tração para valores de saturação próximos de zero e a diminuição dessa resistência com o aumento do grau de saturação. Os modelos de Rumpf e Schubert apresentam um pequeno crescimento inicial da resistência a partir do grau de saturação zero para um valor praticamente constante para graus de saturação superiores. No entanto, para as características dos solos estudados esses métodos apresentam valores praticamente constantes para toda faixa de saturação.

Nos modelos de previsão, existe uma clara relação entre o tamanho das partículas e a resistência à tração. Partículas menores resultam em resistência maior. Também amostras com menor porosidade resultam em maior resistência. Em relação à sucção, amostras com maior sucção para um dado grau de saturação apresentam maior resistência.

Para a faixa de saturação onde se dispõe de resultados experimentais os métodos teóricos prevêem razoavelmente bem a ordem de grandeza da resistência à tração, com exceção para o solo Marrom. Para essa amostra a resistência prevista situou-se bastante abaixo da resistência obtida em laboratório. No entanto, para a faixa de grau de saturação onde a previsão de Molenkamp e Nazemi é superior aos métodos de Rumpf e Schubert não há resultados de ensaios de tração para confirmar as previsões.

Independente das considerações sobre a geometria do menisco e das condições de contorno das forças que atuam sobre as partículas de solo, os métodos teóricos de previsão da resistência à tração foram desenvolvidos para determinação da força entre duas partículas esféricas. Ou seja, esses métodos são mais próximos da geometria de duas partículas arenosas do que de partículas argilosas, que tem formato alongado e grande superfície específica. Então não é difícil de explicar porque os resultados de previsão para o solo Marrom não forneceram bons resultados. A resistência do solo Marrom – que contém 23% de argila – é função também da cimentação, além da sucção matricial e da tensão superficial. Outras fontes de incerteza dos modelos teóricos são: a distância entre as partículas (a), o ângulo de contato (θ) e o tamanho das partículas (diâmetro d). Conforme já apresentado na Figura 2.25, o decréscimo de uma ordem de magnitude no tamanho da partícula resulta em um acréscimo de uma ordem de magnitude na previsão da resistência a tração pelo método de Rumpf, por exemplo. A influência do ângulo de contato θ também pode ser considerada uma fonte de erro na determinação da resistência apesar de sua interferência ser praticamente desprezível como pode ser verificado na Figura 8.133.

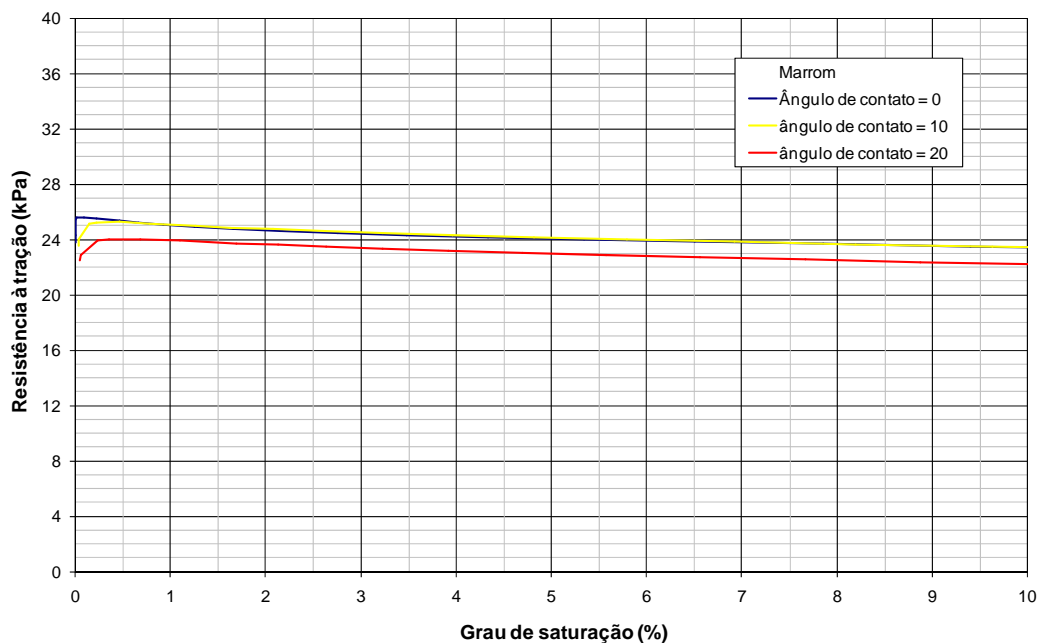


Figura 8.133 – Influência do ângulo de contato na previsão da resistência à tração do solo Marrom para o método de Rumpf.

Da mesma forma, foram feitas as previsões de resistência à tração pelos modelos de Rumpf, Schubert e Molenkamp e Nazemi para os ensaios realizados com as amostras compactadas. As características dos solos, como massa específica real dos solos, porosidade e porcentagem de argila, silte, areia e pedregulho foram determinadas diretamente dos ensaios de laboratório das amostras compactadas (ver Capítulo 5). As porcentagens dos diâmetros característicos dos solos foram

determinadas pelo ensaio de granulometria sem defloculante. Embora ocorram variações no índice de vazios com o grau de saturação, o valor da porosidade foi considerado constante e igual ao valor deste parâmetro no teor de umidade ótima dos solos.

As constantes dos solos para a previsão da resistência à tração no regime residual são apresentadas na Tabela 8.41 para os modelos de Rumpf, Schubert e Molenkamp e Nazemi e os parâmetros que separam os estados de saturação (teor de umidade residual e entrada de ar) são reproduzidos na Tabela 8.42 (ver Capítulo 6).

Tabela 8.41 – Constantes dos solos estudados compactados utilizadas para o modelo de Rumpf (1961 *apud* Golding, 2006), Schubert (1982 *apud* Heibrock *et al*, 2004) e Molenkamp e Nazemi (2003).

Solo	γ_g (g/cm ³)	<i>n</i>	% de partículas de 0,002 mm	% de partículas de 0,06 mm	% de partículas de 2 mm	% de partículas de 4,8 mm
Branco	2,699	0,34	0,5	50,2	46,6	2,6
Amarelo	2,749	0,38	2,9	47,5	44,3	3,9
Laranja	2,741	0,43	5,5	53,8	39,7	0,9
Vermelho	2,807	0,45	0,5	66,3	32,0	1,1
Marrom	2,735	0,43	2,2	50,9	46,1	0,6

Tabela 8.42 – Valores característicos das curvas de retenção dos solos compactados.

Solo	Teor de Umidade Residual (%)	Grau de Saturação Residual (%)	Teor de Umidade na Entrada de Ar (%)	Grau de Saturação na Entrada de Ar (%)
Branco	0,5	3	24	95
Amarelo	3	12	29	97
Laranja	0,5	2	28	95
Vermelho	4	15	35	97
Marrom	1	5	28	98

Na Tabela 8.43 são apresentados os valores de resistência à tração dos solos compactados para as faixas granulométricas de argila, silte, areia e pedregulho de acordo com o método de Rumpf para o grau de saturação de 10%. Os valores apresentados estão ponderados para as porcentagens das faixas granulométricas de cada solo. Cada faixa granulométrica contribui com uma parcela de resistência para a resistência à tração total do solo. A soma de todas as parcelas é igual à resistência à tração para um dado grau de saturação, que nesse caso é 10%.

Tabela 8.43 – Resistência à tração calculada pelo método de Rumpf para o grau de saturação igual a 10% para os solos compactados.

Solo	Resistência à tração devido às partículas de 0,002 mm	Resistência à tração devido às partículas de 0,06 mm	Resistência à tração devido às partículas de 2 mm	Resistência à tração devido às partículas de 4,8 mm	Resistência à tração total
Branco	0,7631	2,5537	0,0711	0,0017	3,3895
Amarelo	0,5205	2,3008	0,0333	0,0005	2,8552
Laranja	5,9193	1,9121	0,0433	0,0004	7,8751
Vermelho	0,5155	2,2786	0,0330	0,0005	2,8276
Marrom	1,4671	2,0233	0,0446	0,0003	3,5353

Assim como apresentado para o método de Rumpf, a contribuição de cada faixa granulométrica na resistência à tração para o grau de saturação de 10% é mostrada na Tabela 8.44 e na Tabela 8.45 para os métodos de Schubert e Molenkamp e Nazemi.

Tabela 8.44 – Resistência à tração calculada pelo método de Schubert para o grau de saturação igual a 10% para os solos compactados.

Solo	Resistência à tração devido às partículas de 0,002 mm	Resistência à tração devido às partículas de 0,06 mm	Resistência à tração devido às partículas de 2 mm	Resistência à tração devido às partículas de 4,8 mm	Resistência à tração total
Branco	1,4192	4,7101	0,1312	0,0031	6,2635
Amarelo	4,8447	2,6451	0,0747	0,0028	7,5673
Laranja	11,1744	3,6097	0,0831	0,0008	14,8680
Vermelho	0,9722	4,2969	0,0633	0,0009	5,3333
Marrom	2,7516	3,9792	0,0892	0,0012	6,8211

Tabela 8.45 – Resistência à tração calculada pelo método de Molenkamp e Nazemi para o grau de saturação igual a 10% para os solos compactados.

Solo	Resistência à tração devido às partículas de 0,002 mm	Resistência à tração devido às partículas de 0,06 mm	Resistência à tração devido às partículas de 2 mm	Resistência à tração devido às partículas de 4,8 mm	Resistência à tração total
Branco	0,0070	6,6385	3,9091	0,0120	10,5666
Amarelo	0,1553	7,3292	5,2704	0,0390	12,7939
Laranja	0,6950	14,1337	6,7174	0,0031	21,5493
Vermelho	1,1239	31,5659	12,7292	0,0044	45,4233
Marrom	0,0409	17,3355	7,8568	0,0071	25,2403

A mesma metodologia de cálculo da resistência foi aplicada para o grau de saturação variando de 0% a 20%, obtendo-se a curva de variação da resistência à tração em função do grau de saturação. Nas figuras 8.134 a 8.138 são apresentadas as curvas de variação da resistência à tração para os três métodos de previsão. Nessas figuras também podem ser visualizados os resultados de laboratório obtidos dos ensaios de compressão diametral. Poucos resultados experimentais são disponíveis para baixos graus de saturação. Isso se deve à dificuldade em se obter corpos-de-prova íntegros em baixos teores de umidade.

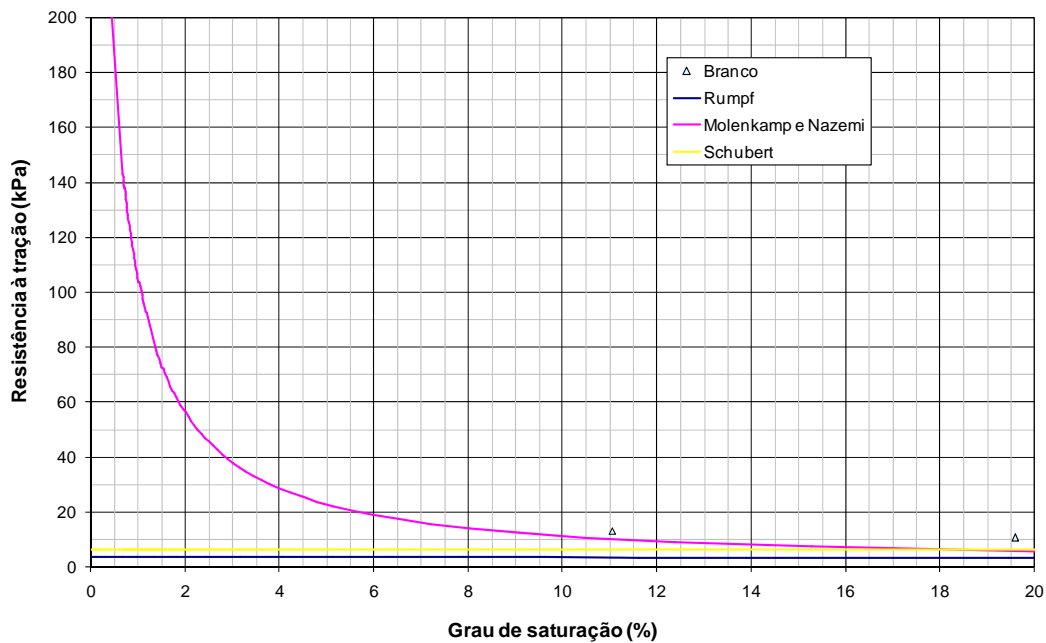


Figura 8.134 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Branco compactado.

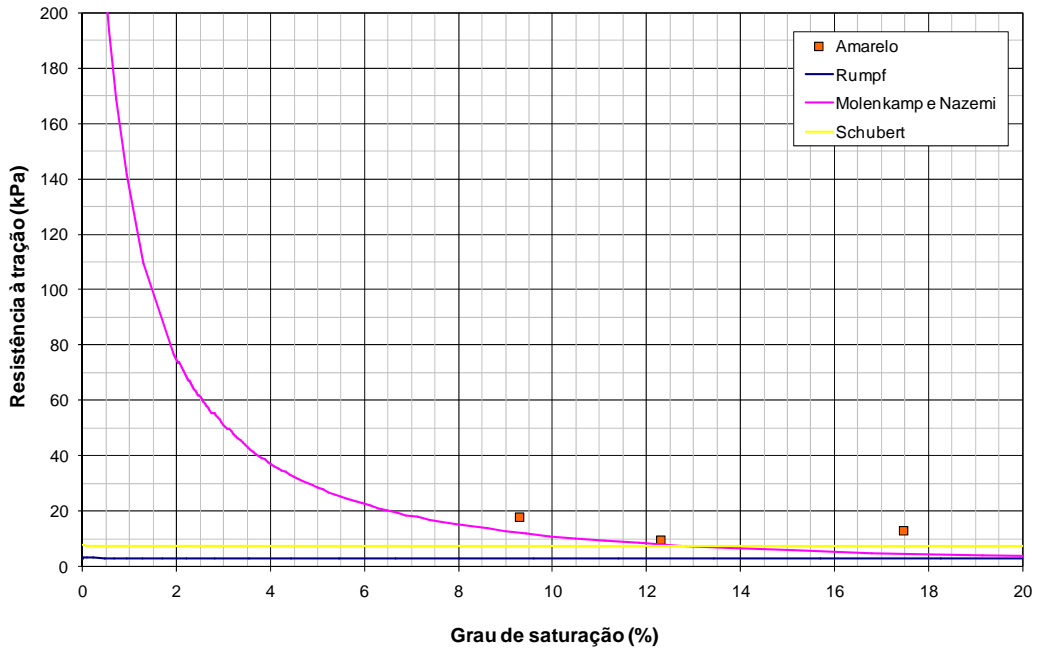


Figura 8.135 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Amarelo compactado.

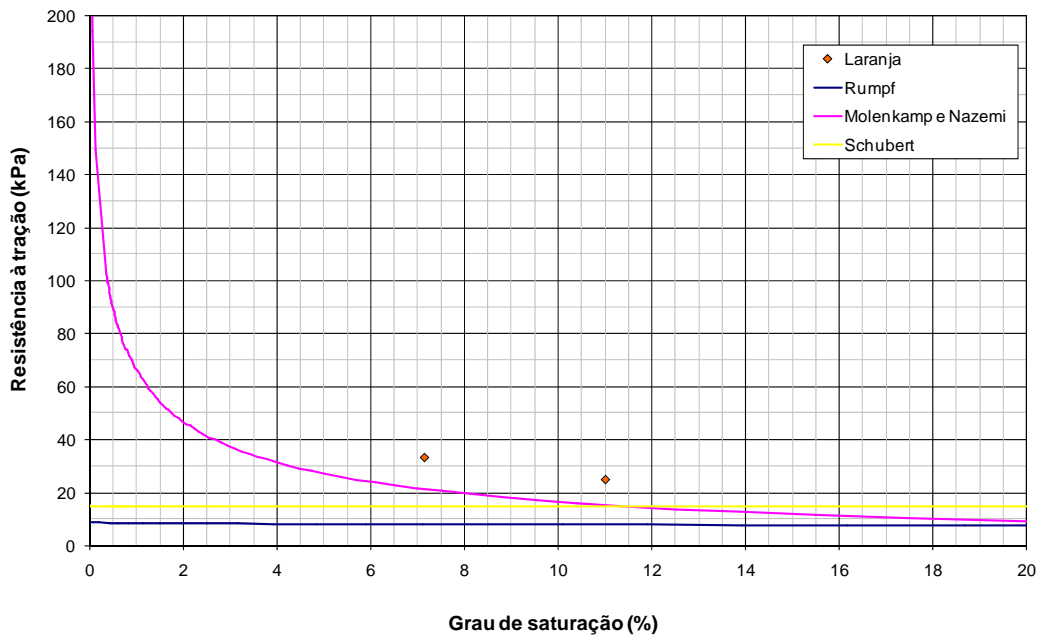


Figura 8.136 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Laranja compactado.

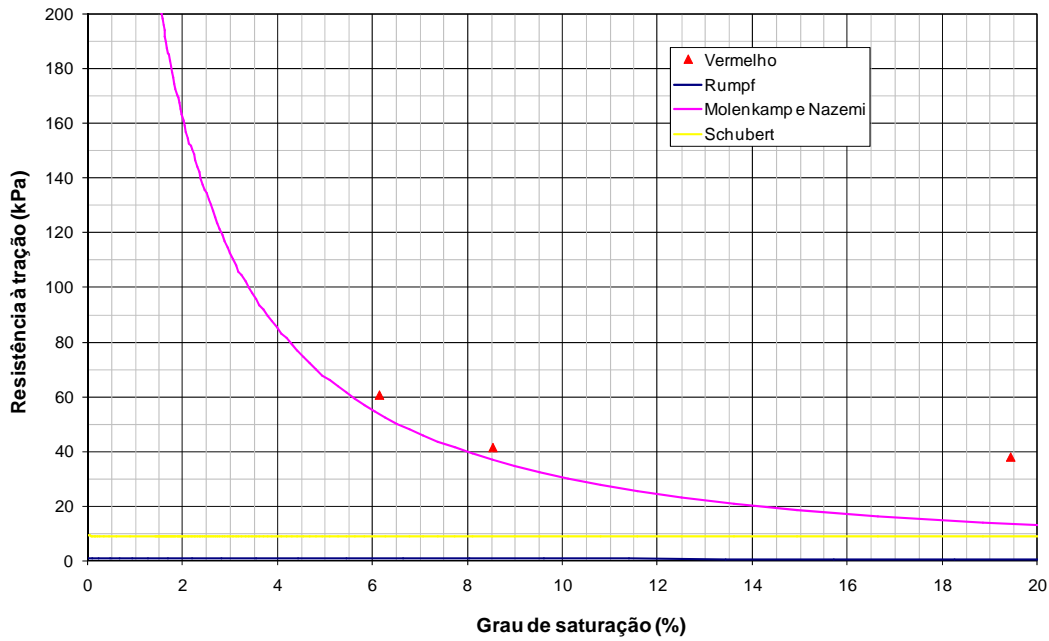


Figura 8.137 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Vermelho compactado.

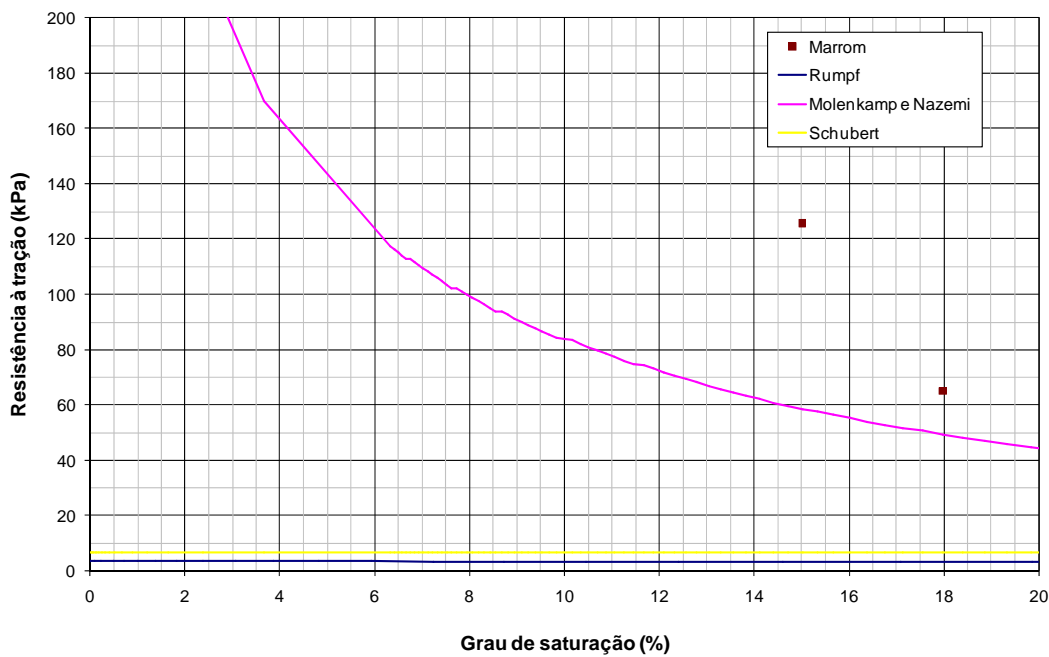


Figura 8.138 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Marrom compactado.

As mesmas considerações feitas para os solos indeformados valem para os solos compactados. Os métodos teóricos conseguem prever a resistência à tração razoavelmente bem para níveis de saturação em torno de 10% para os solos Branco, Amarelo, Laranja e Vermelho, mas para o solo Marrom a previsão está abaixo do valor obtido em laboratório.

Para o solo Branco compactado, por exemplo, para o grau de saturação de 11% a resistência obtida em laboratório foi de 11 kPa. De acordo com o método de Rumpf a resistência para esse grau de saturação é de 5 kPa, para o método de Schubert é de 7 kPa e para o método de Molenkamp e Nazemi é de de 10 kPa. A mesma aproximação de resultados é visualizada para os outros solos, sendo que a proposta de Molenkamp e Nazemi sempre apresenta os melhores resultados.

O único parâmetro da estrutura que é considerado na previsão da resistência é o índice de vazios. Mas conforme discutido nos itens anteriores, apenas a porosidade e o tamanho dos grãos não é suficiente para descrever o comportamento de solos residuais, que recebe influência do seu meio de formação. Portanto, os métodos teóricos de previsão da resistência à tração não podem ser utilizados em substituição a uma caracterização mais completa da resistência, mas podem ser utilizados para a estimativa inicial desse parâmetro, principalmente para solos não coesivos.

8.4. Avaliação da Resistência em função do Intemperismo

8.4.1. Resistência Saturada

8.4.1.1. Estado Compactado

A resistência saturada dos solos no estado compactado é avaliada através dos ensaios de cisalhamento direto, compressão diametral e compressão simples. Para a obtenção da resistência ao longo do perfil, para os ensaios de compressão diametral e compressão simples, foi determinada a resistência média entre os corpos-de-prova com grau de saturação superior a 97%.

A resistência à tração situa-se entre 2,5 e 5 kPa, enquanto que a resistência não-confinada varia entre 6 e 27 kPa. Curiosamente, o solo que apresentou a maior resistência à compressão no estado saturado foi o solo Laranja. Os valores de coesão, ajustados para o deslocamento de 6 mm e de 12 mm são bastante próximos, com exceção para o solo Laranja.

A variação desses parâmetros, juntamente com a variação do teor de argila ao longo da profundidade, é apresentada na Figura 8.139.

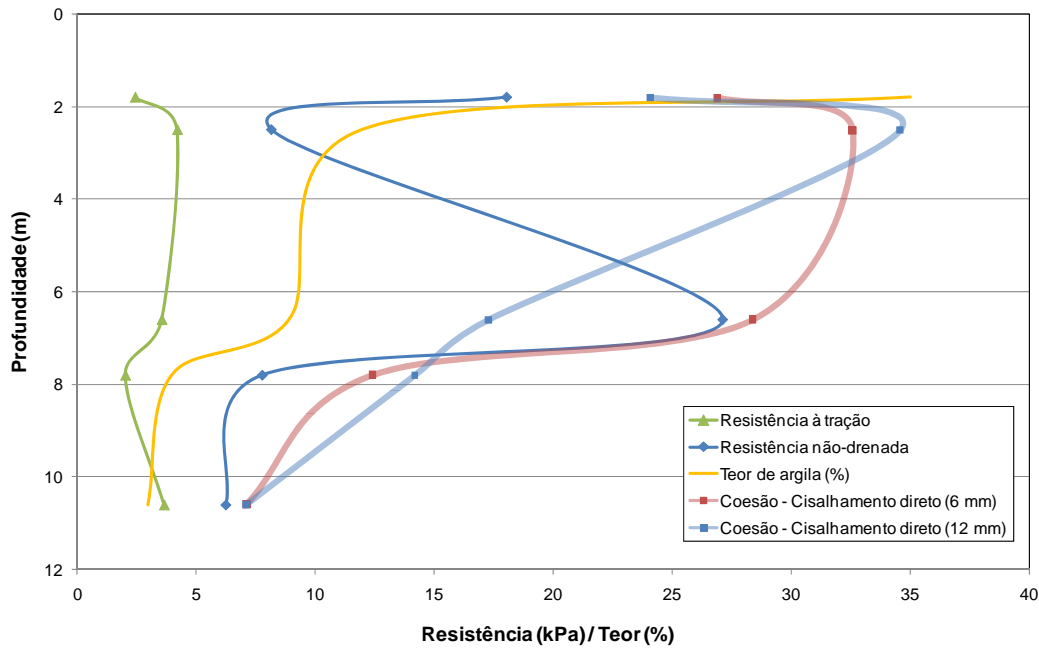


Figura 8.139 – Variação da resistência com o teor de argila para as amostras compactadas no estado saturado.

Observa-se na figura que os parâmetros de resistência avaliados tendem a aumentar de valor do solo Branco ao solo Vermelho, e decrescem do solo Vermelho ao solo Marrom, com exceção para a resistência não-confiada apresentada pelo solo Vermelho (profundidade de 2,2 m) que tem um valor bastante baixo em relação aos demais e fora da tendência observada. O teor de argila sempre cresce com o decréscimo da profundidade. O aumento da resistência deve estar relacionado ao aumento do teor de argila, mas para o solo Marrom, o alto grau de saturação deve de alguma forma, desagregar as partículas, ocasionando perda de resistência.

A Figura 8.140 apresenta a variação do ângulo de atrito, determinado para os deslocamentos de 6 mm e de 12 mm no ensaio de cisalhamento direto, com a quantidade de areia das amostras. Para o deslocamento de 6 mm não há concordância do ângulo de atrito com o teor de areia, mas para o deslocamento de 12 mm visualiza-se uma boa correlação.

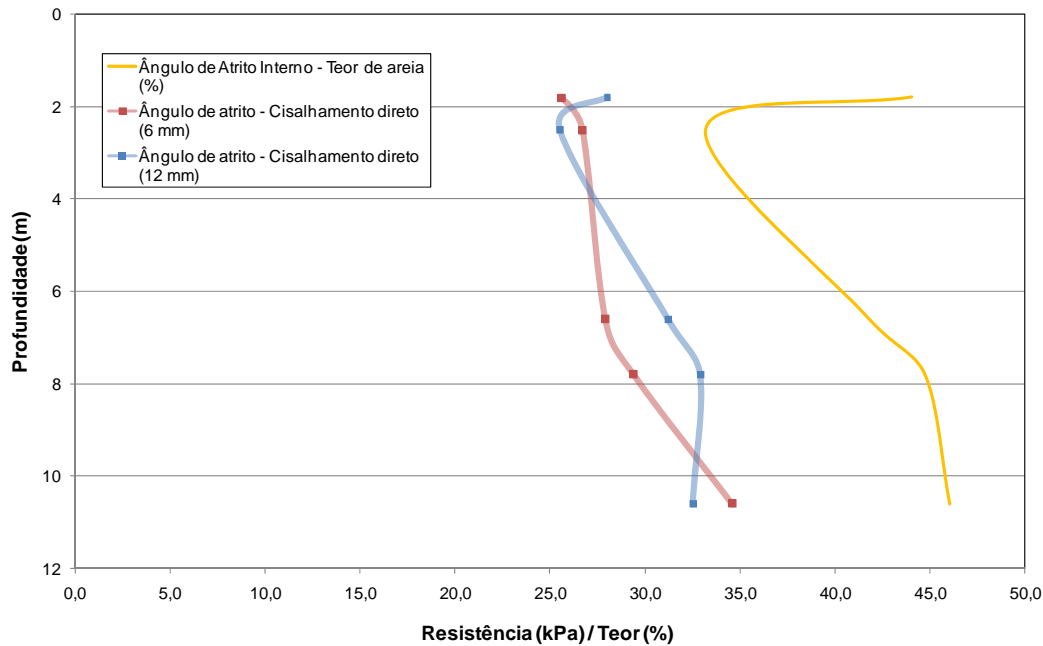


Figura 8.140 – Variação do ângulo de atrito com o teor de areia para as amostras indeformadas no estado saturado.

8.4.1.2. Estado Indeformado

A relação entre a resistência dos solos e o intemperismo é avaliada através dos dados de cisalhamento direto inundado e compressão uniaxial e diametral dos corpos-de-prova que foram cisalhados com grau de saturação superior a 85%. Determinou-se esse valor como limite mínimo porque quando o grau de saturação de um solo é superior a esse valor os princípios da mecânica dos solos saturados podem ser aplicados (Fredlund e Rahardjo, 1993) e porque nem sempre foi possível atingir a plena saturação dos corpos-de-prova indeformados.

A Figura 8.141 apresenta a variação do teor de argila no perfil com a profundidade. A linha amarela representa os valores médios de argila e nas profundidades médias dos solos são apresentados os valores máximos e mínimos do teor de argila com linhas horizontais. Na mesma figura estão representados os valores de coesão obtidos do ensaio de cisalhamento direto para o deslocamento de 6 mm (linha azul) e os valores de coesão obtidos do mesmo ensaio para o deslocamento de 12 mm (linha vermelha). Os valores de resistência não-drenada estão representados pela linha verde. Para o solo Laranja não há nenhum ensaio com grau de saturação superior a 85%, por isso a linha está interrompida entre as profundidades de 7,8 m e 2,2 m. No rótulo dos dados estão expressos os graus de saturação dos corpos-de-prova. A linha roxa representa os valores de resistência à

tração das amostras saturadas. Não há corpos-de-prova saturados para o solo Vermelho. Os valores de saturação dos ensaios de tração também estão expressos nos rótulos dos pontos.

Os valores de coesão e de resistência não-confinada apresentam o mesmo comportamento de variação. Do solo Branco ao solo Laranja, o parâmetro de resistência analisado diminui. Os solos Laranja e Vermelho apresentam valores similares, e a resistência do solo Marrom é novamente superior. A resistência à tração tem comportamento diferente pela maior resistência apresentada pelo solo Laranja, mas a ausência de dados do solo Vermelho prejudica a análise. A quantidade de argila presente nos solos mais intemperizados deste perfil aumenta a resistência dos solos. Mas, nos solos menos intemperizados o aumento do teor de argila é inversamente proporcional à resistência desses solos.

A resistência decrescente do solo Branco ao solo Laranja é decorrente do processo de intemperização do perfil que transforma a rocha gnáissica em solo granular, menos coesivo e menos resistente. No entanto, com o avanço da intemperização e aumento do teor de argila, os solos tornam-se mais coesivos e relativamente mais resistentes.

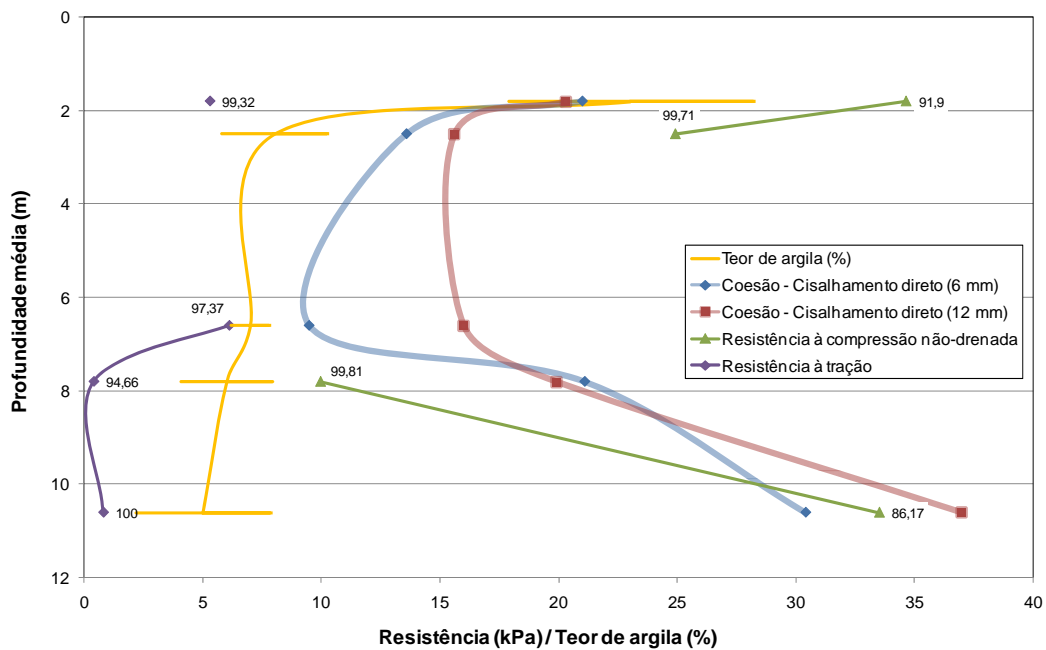


Figura 8.141 – Variação da resistência com o teor de argila para as amostras indeformadas no estado saturado.

Na Figura 8.142 são apresentadas as variações do teor de areia e do ângulo de atrito determinado pelos deslocamentos de 6 mm e de 12 mm no ensaio de cisalhamento direto com a profundidade do perfil. Juntamente com o valor médio do teor de areia estão apresentados os valores máximos e mínimos desta fração em linhas horizontais para cada tipo de solo.

Do solo Branco ao solo Vermelho há uma diminuição do teor de areia no perfil. A quantidade média de areia no solo Marrom aumenta em relação ao solo Vermelho devido, principalmente à amostra 2.4014.07, que apresenta 53,3% de areia. Sem considerar esse ensaio na determinação da média dos solos Marrons, o teor de areia médio deste solo é igual à média do solo Vermelho. Ou seja, pode-se considerar que a fração areia diminui com a profundidade.

Já o ângulo de atrito diminui do solo Branco ao solo Amarelo, e diminui do solo Laranja ao solo Marrom. Mas esse parâmetro exibe um aumento de valor entre o solo Amarelo e o solo Laranja. O embricamento entre grãos, juntamente com a densidade do solo, é o principal responsável pelo aumento do ângulo de atrito dos solos. Portanto, era de se esperar que o ângulo de atrito apresentasse uma relação direta com o teor de areia dos solos. O resultado em discordância é o do solo Laranja que, talvez não por acaso – é o mais heterogêneo em termos de granulometria (ver Capítulo 5).

Na Figura 8.143 estão traçadas as variações do ângulo de atrito com a profundidade, em conjunto com as variações dos óxidos de alumínio (Al_2O_3), ferro (Fe_2O_3) e sílica (SiO_2). Nos solos mais intemperizados os teores de alumínio e de ferro aumentam de forma significativa, porque estes elementos tendem a ficar retidos nos produtos da intemperização, que em regra são constituídos por aluminossilicatos hidratados, como é o caso da caulinita, e óxidos e hidróxidos presentes.

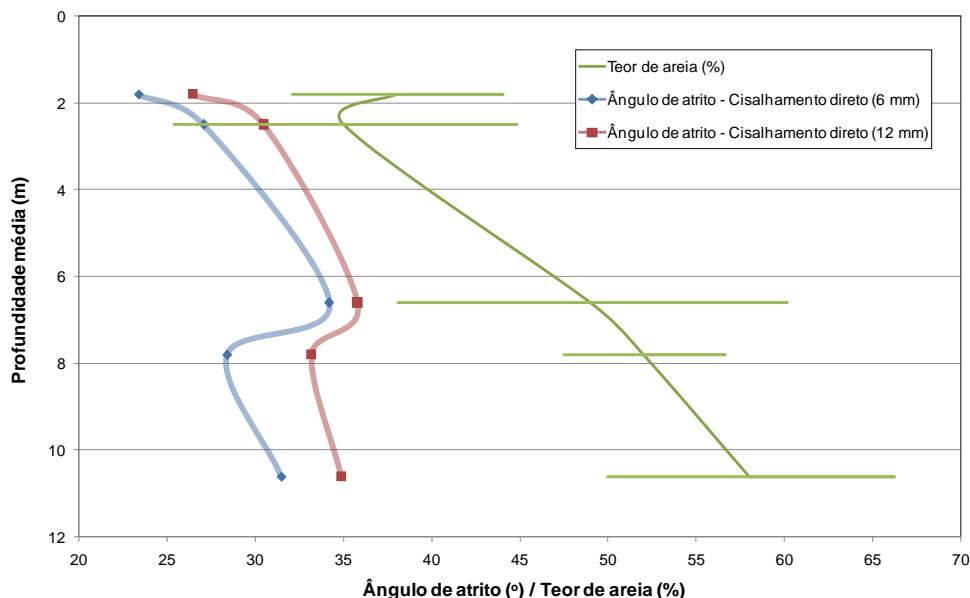


Figura 8.142 – Variação do ângulo de atrito com o teor de areia para as amostras indeformadas no estado saturado.

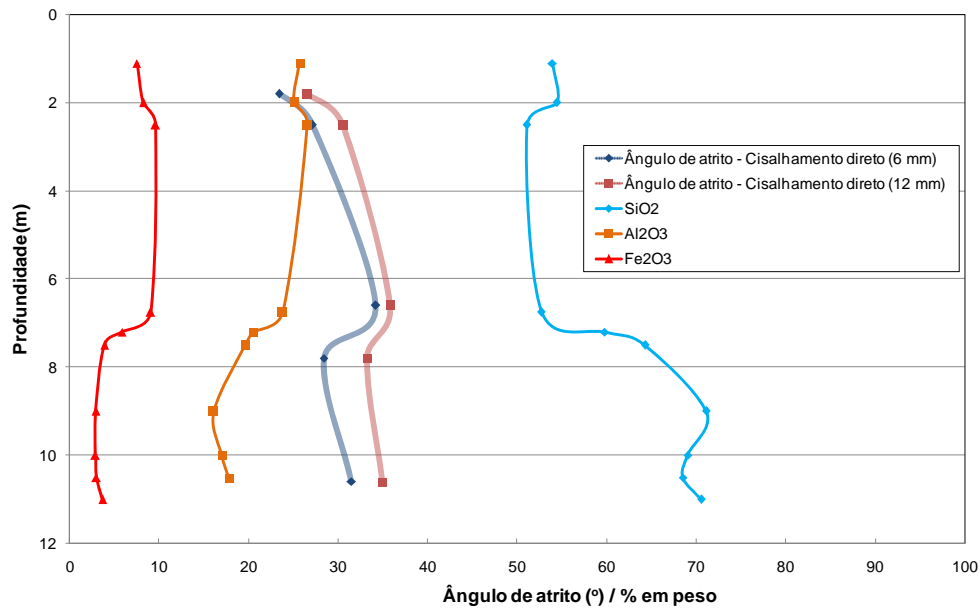


Figura 8.143 – Variação do ângulo de atrito com as porcentagens de SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 para as amostras indeformadas no estado saturado.

Nota-se que o formato das curvas de variação do ângulo de atrito e dos óxidos de alumínio e ferro com a profundidade é bastante similar. Esse é um fato que alimenta a idéia de que os parâmetros de resistência têm íntima relação com os estados de intemperização dos solos residuais. A curva de variação do SiO_2 se comporta inversamente às curvas de Al_2O_3 e Fe_2O_3 , condizente com os processos de intemperismo.

Oliveira (2006) obteve correlações entre o índice de intemperismo físico ba_1 (Harrassowitz, 1926 *apud* Oliveira, 2006) e parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos indeformados. O índice ba_1 é definido por:

$$ba_1 = \frac{(K_2O + Na_2O)}{Al_2O_3} \quad \text{(Equação 8.1)}$$

De acordo com a pesquisadora, dentre os índices de intemperismo físicos e químicos citados na literatura o índice ba_1 foi o que apresentou melhor resultado para o solo estudado, pois o perfil de solo em questão provém de rochas ácidas e, portanto, suas quantidades de potássio e sódio são representativas.

O índice ba_1 foi correlacionado com os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (c e ϕ) e com os parâmetros a e b de uma função potência ajustada às envoltórias de ruptura dos solos. As equações do tipo potência são apresentadas na Tabela 8.19. Na Figura 8.144 são apresentadas as correlações obtidas por Oliveira (2006). As correlações obtidas com os parâmetros a e b resultam em melhor ajuste do que as correlações obtidas com os parâmetros c e ϕ . Além de identificar que as envoltórias de ruptura obtidas do ensaio de cisalhamento direto não são lineares,

pois o ajuste potencial resulta em melhor coeficiente de correlação, a correspondência com o índice ba_1 confirma a relação da resistência com o intemperismo dos solos.

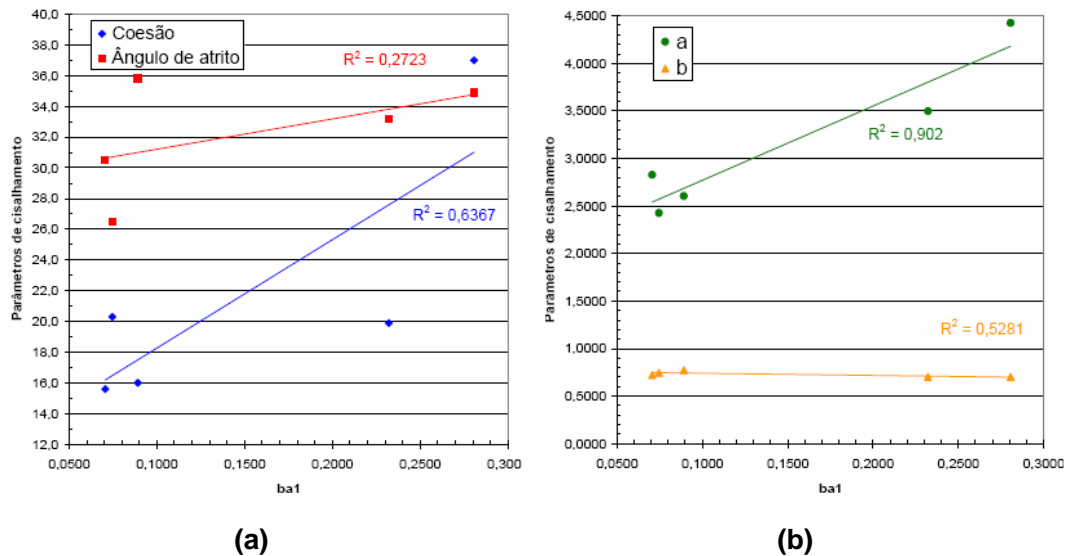


Figura 8.144 – Relação entre os parâmetros de resistência e o índice de intemperismo ba_1 .

(a) Coesão e ângulo de atrito. (b) Parâmetros a e b (Oliveira, 2006).

8.4.2. Resistência não Saturada

8.4.2.1. Estado Compactado

A avaliação da resistência dos solos compactados com o intemperismo é feita através dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial e compressão diametral realizados em amostras com diferentes teores de umidade.

Na Figura 8.145 e na Figura 8.146 são apresentadas as variações da resistência não-confinada e da resistência à tração para os cinco solos estudados em função do grau de saturação. Na Figura 8.145 os resultados são apresentados em duas escalas para melhor visualização. Em ambas as figuras observa-se o crescimento gradual da resistência com o intemperismo do solo Branco ao Vermelho e um grande aumento da resistência para o solo Marrom em todos os níveis de saturação.

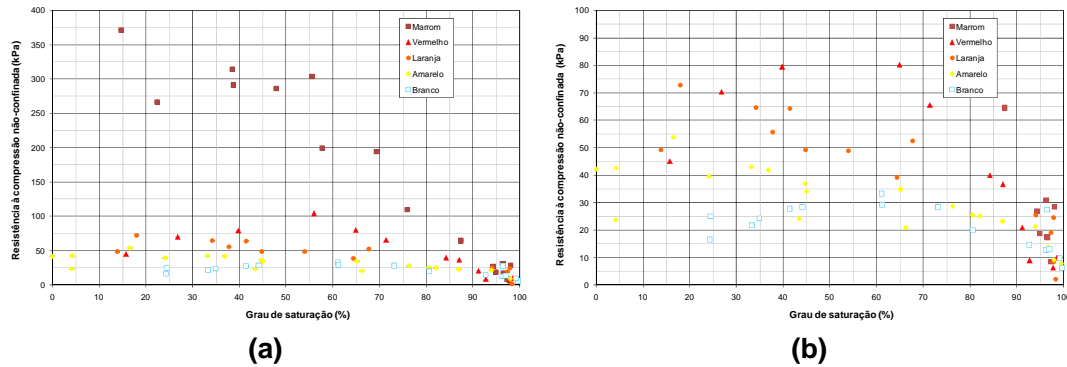


Figura 8.145 – Influência do intemperismo na resistência não-confinada dos solos compactados. (a) Escala de 0 a 400 kPa. (b) Escala de 0 a 100 kPa.

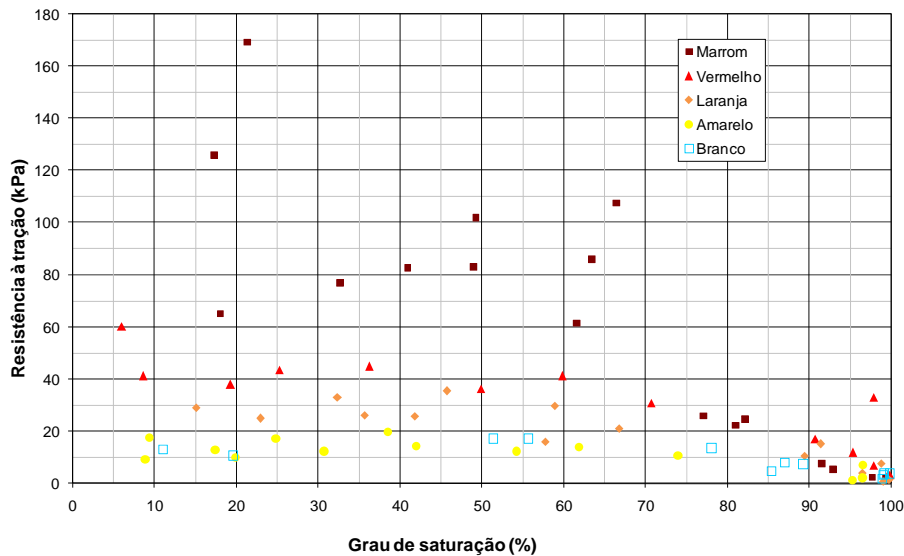


Figura 8.146 – Influência do intemperismo na resistência à tração dos solos compactados.

Na Figura 8.147 estão traçadas as variações da resistência não-confinada máxima, resistência à tração máxima e teor de argila com a profundidade. Observa-se o perfeito entrosamento entre esses parâmetros como já relatado nos itens 8.1.2.2 e 8.1.3.1. O R^2 entre o teor de argila e a resistência à compressão não-confinada é de 0,986 (Figura 8.38), e entre o teor de argila e a resistência à tração máxima é de 0,995 (Figura 8.55).

A principal explicação para esse fato deve ser a energia de compactação transferida ao solo no ensaio de compactação. A compactação dos solos no teor de umidade ótima destrói qualquer aglomeração de partículas (Toll, 2000). Portanto, a estruturação dos solos residuais não está presente no resultado desses ensaios. Quanto maior o teor de argila maior é a coesão dos solos. Ou seja, quanto mais argiloso for o solo maior será o valor da sucção desenvolvida com a secagem do mesmo e maior a coesão aparente e a resistência. Na Figura 8.148(a) é apresentada a relação entre as resistências à tração e não-confinada máximas e o índice de intemperismo ba_1 . Os quadrados dos fatores de correlação estão em torno de 0,6. Na Figura 8.148(b) é apresentada a relação entre as resistências à tração e não-

confinada máximas e o índice de intemperismo ba . Esse índice considera, além dos teores de potássio e sódio em relação ao óxido de alumínio, o teor de cálcio, como descrito pela Equação 8.2:

$$ba = \frac{(K_2O + Na_2O + CaO)}{Al_2O_3} \quad \text{(Equação 8.2)}$$

A relação das resistências com o índice ba é um pouco superior, sendo de 0,752 para a resistência à tração e de 0,714 para a resistência não-confineda, indicando a influência do cálcio nos solos estudados. Mas, embora essa correlação indique a relação entre as resistências e índices químicos, ainda o teor de argila é o parâmetro preponderante.

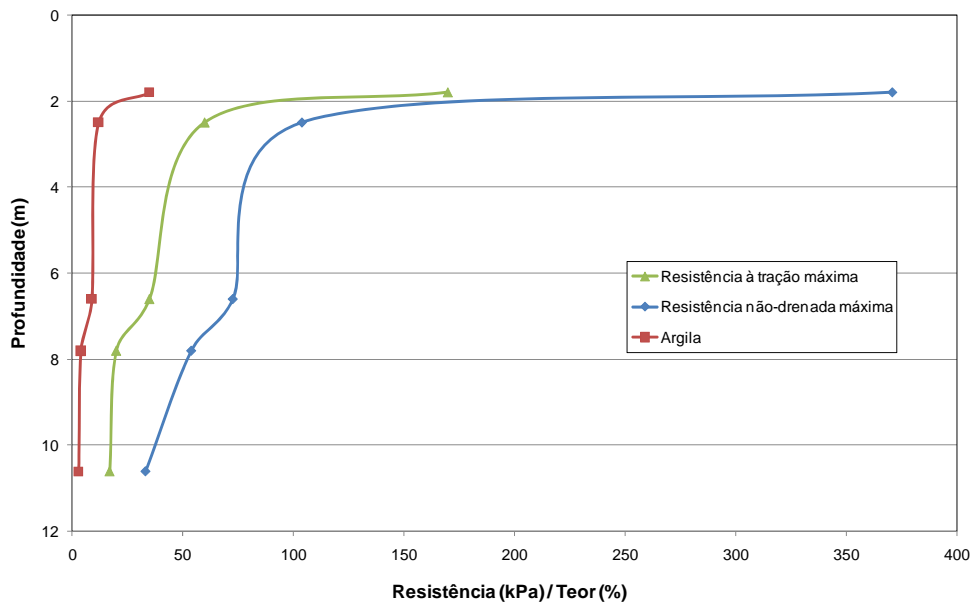


Figura 8.147 – Relação entre resistência à tração e resistência não-drenada e teor de argila para os solos compactados.

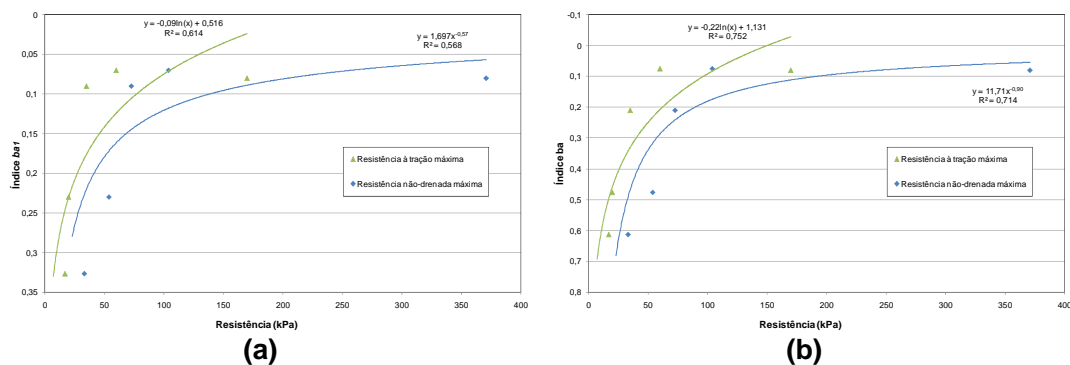


Figura 8.148 – Relação entre resistência à tração e resistência não-drenada e o índice de intemperismo para os solos compactados. (a) Índice de intemperismo ba_1 . (b) Índice de intemperismo ba .

8.4.2.2. Estado Indeformado

A variação da resistência não-confinada e da resistência à tração com o grau de saturação para os níveis de intemperismo estudados é apresentada na Figura 8.149 e na Figura 8.150. A variação da resistência à tração é apresentada em dois gráficos, com diferentes escalas, para melhor visualização.

Ao contrário dos solos no estado compactado, nos gráficos dos solos indeformados não é nítida a variação da resistência com a intemperização. No entanto, é clara a maior resistência do solo Marrom, tanto no ensaio de compressão uniaxial quanto no ensaio de compressão diametral.

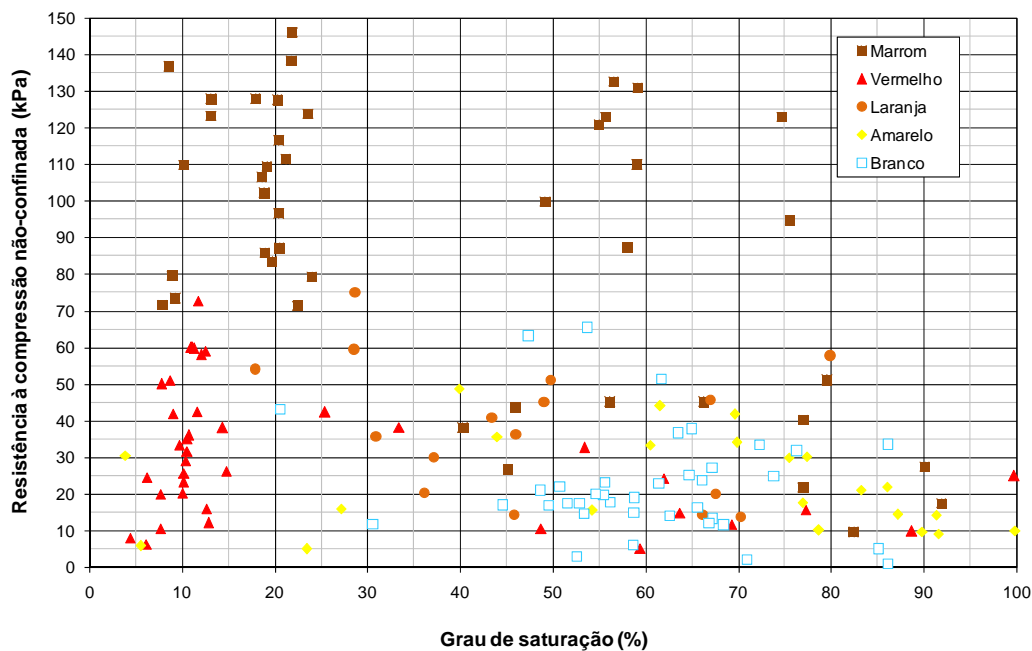


Figura 8.149 – Influência do intemperismo na resistência não-confinada para os solos indeformados.

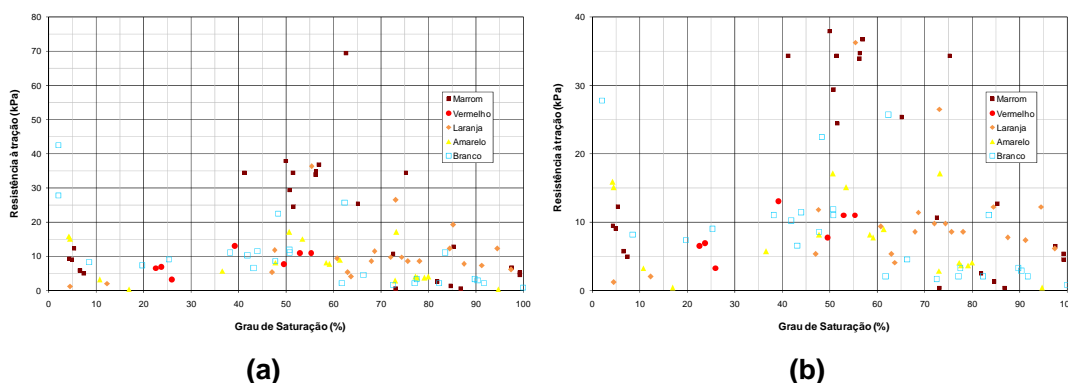


Figura 8.150 – Influência do intemperismo na resistência à tração dos solos indeformados. (a) Escala de 0 a 80 kPa. (b) Escala de 0 a 40 kPa.

Na tentativa de esclarecer os parâmetros que gerem o comportamento dos solos indeformados, foram traçados gráficos de comparação entre a resistência à tração e a resistência não-confiada. Na Figura 8.151(a) estão apresentadas as variações máximas das resistências com a profundidade, onde se observa a semelhança de comportamento entre as duas curvas. A Figura 8.151(b) apresenta a relação entre a resistência à tração máxima e a resistência não-confiada máxima, com R^2 de 0,932. É nítida a relação entre as duas resistências e, portanto, os parâmetros de maior influência devem ser os mesmos.

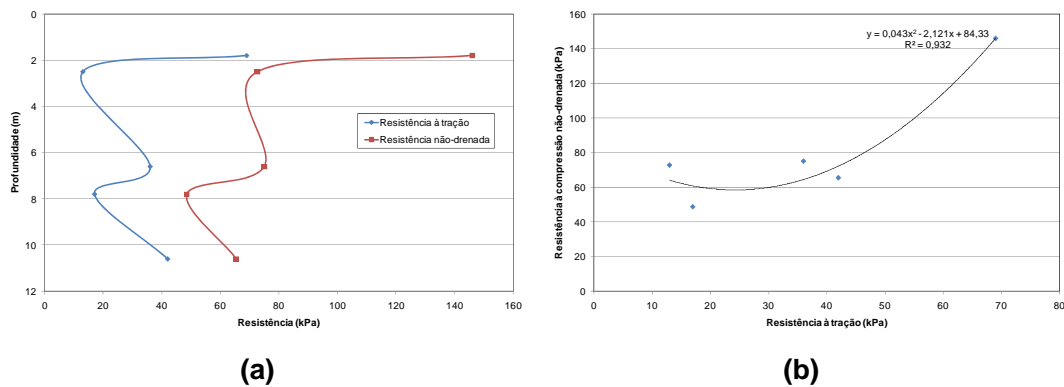


Figura 8.151 – Relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão não-drenada para os solos indeformados. (a) Resistência *versus* profundidade. (b) Resistência não-drenada *versus* resistência à tração.

Na Figura 8.152 são apresentadas relações entre os parâmetros de resistência máximos e a superfície específica e entre o teor de óxido de alumínio, ambas com fator de correlação linear muito baixo. Outras relações entre os parâmetros de resistência máximos e as características químicas foram testados sem nenhum resultado satisfatório.

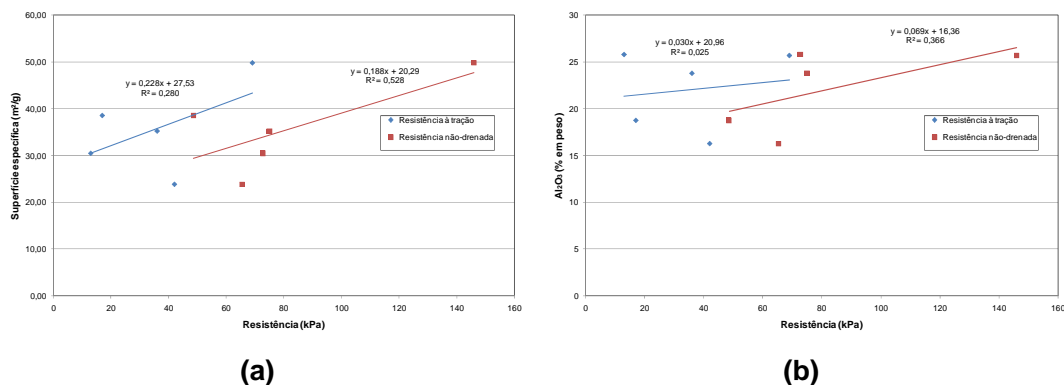


Figura 8.152 – Relação entre resistência e ensaios químicos. (a) Resistência *versus* superfície específica. (b) Resistência *versus* Al_2O_3 .

Os índices químicos são relativamente precisos para obtenção do grau de alteração química, no entanto as propriedades geotécnicas dos solos saprolíticos

são também dependentes da estrutura originária de sua rocha matriz. A estrutura dos solos está relacionada com o índice de vazios, cimentação e de outros fatores secundários variantes destes dois primeiros, tais como: arranjo das partículas, distribuição e tamanho dos poros. Na Figura 8.153 são apresentadas relações entre os parâmetros máximos de resistência e índice de vazios médio dos solos e macroporos (ver Capítulo 5). Não existe nenhuma relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão não-confinada com os vazios dos solos, mas existe com o tamanho dos poros. O quadrado do coeficiente de correlação linear com os macroporos está em torno de 0,7. As relações da resistência máxima com os micro-poros e com os meso-poros apresentam coeficiente de correlação inferior, e não estão apresentados.

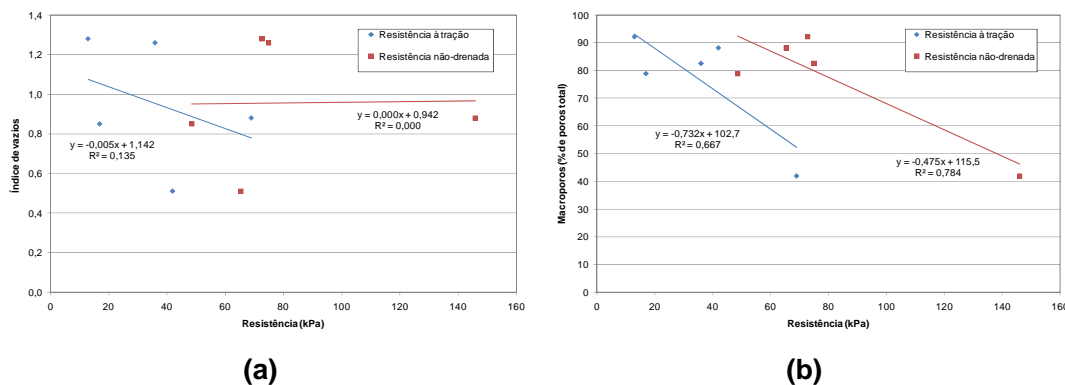


Figura 8.153 – Relação entre resistência e estrutura. (a) Resistência versus índice de vazios. (b) Resistência versus macro-poros.

A descrição da estrutura do solo natural é extremamente complexa, pois depende de vários fatores. A influência da estrutura geológica, tais como descontinuidades reliquias, falhas, fraturas e a própria heterogeneidade da mineralogia da rocha matriz, se reflete diretamente no solo que é formado por este material. Na Figura 8.154 são apresentadas outras correlações para a resistência à tração e à compressão simples. As relações entre as resistências e o valor da sucção correspondente ao início do estado residual apresentada na Figura 8.154(a) são altas, principalmente para a resistência à tração. O mesmo não pode se dizer para as relações entre as resistências e o teor de umidade equivalente ao grau de saturação 100% dos solos apresentadas na Figura 8.154(b). Neste caso as correlações são inferiores a 0,7. As correlações com o limite de liquidez também não foram satisfatórias (Figura 8.154(c)). A relação entre o limite de plasticidade e a resistência não-confinada, apresentada na Figura 8.154(d), é alta, com quadrado do coeficiente de correlação linear de 0,809, mas o mesmo parâmetro não tem boa correlação com a resistência à tração.

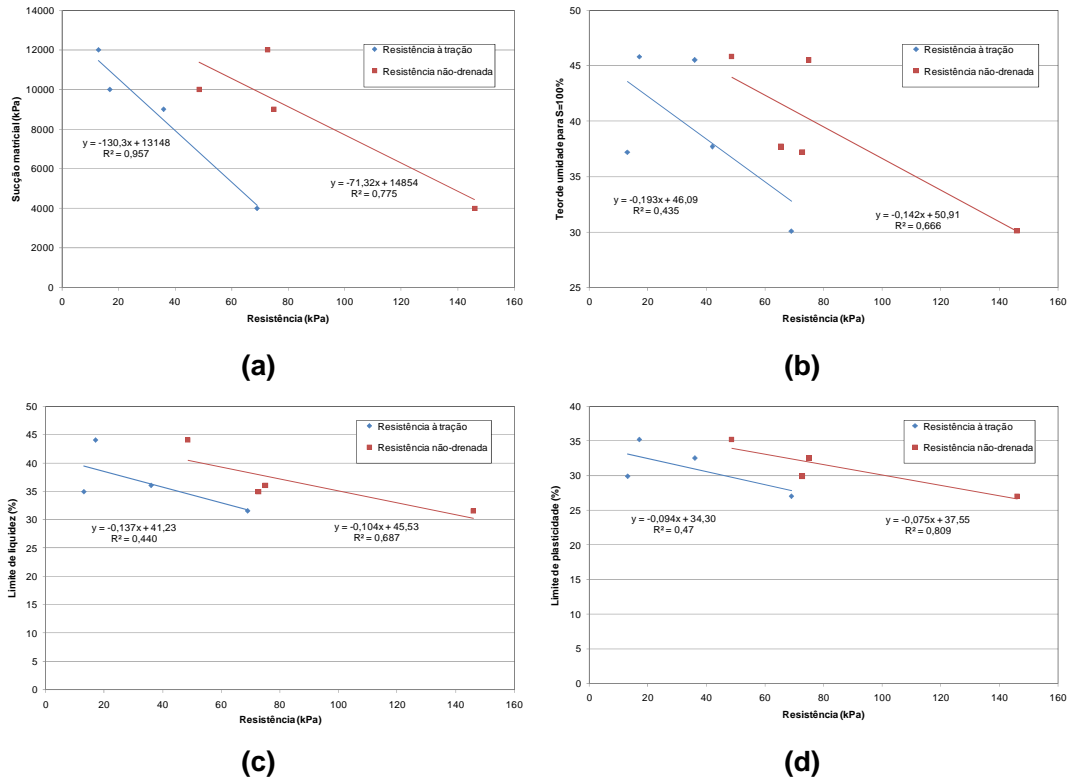


Figura 8.154 – Máxima resistência à tração e resistência não-drenada para solos indeformados. (a) Relação entre sucção matricial residual e resistência. (b) Relação entre teor de umidade para grau de saturação 100% e resistência. (c) Relação entre limite de liquidez e resistência. (d) Relação entre limite de plasticidade e resistência.

Assim, a resistência à tração parece ser função, principalmente da sucção desenvolvida no elemento quando sujeito a baixos teores de umidade. O solo marrom, que apresenta menor quantidade de macro-poros, e maiores valores de sucção, tem maior resistência.

Já a resistência à compressão simples, além de ser influenciada pela sucção, é função também do limite de plasticidade (Figura 8.154(d)). Quanto menor o limite de plasticidade do solo maior é a sua resistência. Ou seja, quanto maior o estado plástico do solo maior é a resistência não-confined. Estruturas com maior quantidade de macro-poros apresentam menor resistência.

8.5. Conclusões

Para avaliação da resistência do solo residual objeto desta pesquisa, foram conduzidos ensaios de cisalhamento direto, compressão simples e compressão diametral em corpos-de-prova representativos de cada nível de intemperismo e com diferentes graus de saturação, no estado indeformado e compactado.

Os resultados obtidos com os solos no estado compactado auxiliaram o entendimento do comportamento dos solos indeformados que apresentavam grande dispersão de valores. A variação nos resultados destes solos é decorrente da sua heterogeneidade, representada tanto pela variação dos índices físicos quanto pela existência de estrutura herdada da rocha mãe e cimentação adquirida no processo de intemperismo. A cimentação da estrutura pode ser verificada na ausência de contração dos solos naturais com o processo de secagem (exceto para o solo Marrom) em contraposição ao comportamento de retração dos solos no estado compactado.

A resistência à compressão simples dos solos compactados exhibe um valor máximo para um dado valor de sucção que varia com o grau de intemperização dos solos estudados. A sucção promove um aumento da resistência no solo até um dado valor de teor de umidade a partir do qual ela começa a decrescer. Esta queda de resistência pode estar relacionada ao aparecimento de trincas nos solos, decorrentes dos altos valores de sucção. O limite de contração desses solos parece delimitar a faixa onde ocorre o maior acréscimo de resistência com a sucção. Para valores de sucção superiores a esse limite o ganho de resistência é pequeno ou nulo.

Existe uma correlação linear muito forte entre a resistência à compressão simples máxima e a quantidade de argila. Em uma relação linear entre esses dois parâmetros o quadrado do coeficiente de correlação para os solos compactados é de 0,99, com a reta ajustada passando pela origem. Para os solos naturais esse R^2 é de 0,94 e, neste caso, a reta ajustada não passa pela origem. Ou seja, mesmo para um teor de argila nulo, os solos apresentariam uma resistência à compressão. Esse é mais um indício da cimentação existente e da sua relação com a resistência dos solos.

Os solos indeformados apresentam índices de vazios superiores aos dos solos compactados no Proctor Normal. Mas, o solo Branco indeformado apresenta resistência, tanto à compressão como à tração, superior ao do solo compactado. Ao contrário, para o solo Marrom, o estado compactado se traduz em maior resistência quando comparado ao estado indeformado. Ou seja, para os solos pouco

intemperizados a resistência é função não apenas da porosidade, mas também, da estrutura herdada da rocha. Já para os solos mais intemperizados o acréscimo de finos e a estrutura compactada promovem uma composição mais resistente.

O processo de intemperismo destrói a estrutura da rocha ao mesmo tempo em que vai formando novos tipos de agregações. Essa ação, a princípio, diminui a resistência do solo. Os grãos grossos vão se transformando em fração fina e a estrutura rígida e densa dá lugar a uma estrutura mais porosa. O solo perde em atrito e em coesão. Na medida em que o teor de argila torna-se substancial, a resistência cresce novamente, função da coesão. Tanto no ensaio de compressão simples como no ensaio de compressão diametral, o solo mais intemperizado, solo Marrom, apresenta os maiores valores de resistência quando comparado aos outros solos no mesmo estado (indeforçado ou compactado).

A resistência à tração máxima dos solos compactados também tem relação linear com o teor de argila. A comparação entre esses parâmetros resulta em um R^2 de 0,995. Já para os solos indeforçados não existe uma correlação linear. Para teores de argila inferiores a 10%, esta característica do solo é inversamente proporcional à resistência. Apenas para teores de argila superiores é que o teor de finos passa a comandar a resistência à tração. Devido à estrutura dos solos residuais, no estado indeforçado a resistência à tração é função, dentre outros parâmetros, da porcentagem de macro, meso e micro-poros dos solos e não é função direta da porosidade total dos solos.

Ainda observa-se grande harmonia entre a variação da resistência à tração máxima e a resistência não-confinada ao longo do perfil, sugerindo que a resistência à tração possa ser determinada a partir de ensaios de compressão simples (ou vice-versa).

O ângulo de atrito dos solos residuais varia com o grau de intemperismo. A variação desse parâmetro de resistência ocorre em concordância com a variação dos óxidos de alumínio e ferro no perfil de intemperismo.

O valor da resistência à tração para baixos valores de grau de saturação pode ser prevista razoavelmente bem pelo método proposto por Molenkamp e Nazemi (2003) para os solos arenosos. Solos com maior teor de argila, como é o caso do solo Marrom, não têm seu comportamento bem descrito pelos métodos teóricos. Esse resultado era esperado, pois as propostas teóricas determinam a força desenvolvida pela tensão superficial e sucção em partículas esféricas.

O modelo proposto por Vanapalli *et al.* (1996), para a previsão da resistência não saturada, não se aplicou bem aos solos residuais indeforçados. A resistência à compressão simples desses solos é fortemente influenciada pela sua estrutura e esse modelo não leva em consideração parâmetros que descrevam a cimentação e

o tamanho de poros, por exemplo. A previsão da resistência de solos compactados por este modelo parece ser aplicável somente para solos que contêm certa quantidade de argila, uma vez que os resultados foram aceitáveis somente para o solo Marrom.

9

Investigação Experimental: Comportamento sob o Estado de Tensões Triaxiais

A realização dos ensaios triaxiais saturados faz parte do escopo da tese de Ligocki (2008). Foram realizados ensaios de compressão triaxial em amostras de diâmetro 5 cm e altura 10 cm em todos os níveis de intemperismo, com tensões normais que variam de 50 a 400 kPa (Ligocki, 2008). O trabalho de Ligocki (2008) pretende avaliar a influência do grau de intemperismo nos parâmetros de resistência dos solos.

No presente estudo foram realizados apenas ensaios no solo de cor Marrom, o mais intemperizado. Esse solo foi ensaiado em condições saturadas e não saturadas. Esta escolha deve-se a três motivos principais:

- Facilidade de moldagem e execução dos ensaios: O solo Marrom é o mais intemperizado e, portanto, o mais argiloso dos solos que estão sendo estudados. Esta característica facilita a moldagem dos corpos-de-prova e, também, resulta em corpos-de-prova de dimensões mais uniformes. O solo Branco, por exemplo, por apresentar grãos maiores, tem uma superfície bastante rugosa, o que prejudica a avaliação da variação de volume do corpo-de-prova.
- É a camada de solo mais homogênea: Em todos os ensaios mecânicos realizados, o solo Marrom apresenta maior uniformidade nos resultados e nos valores dos índices físicos determinados.
- É um solo que apresenta a curva característica delimitada por diferentes tamanhos de poros, característica essa importante nos solos residuais.

Foram executados ensaios triaxiais de compressão axial com o objetivo de determinar a resistência saturada e a relação tensão-deformação. Os corpos de prova foram adensados isotropicamente e cisalhados não drenados, a uma taxa constante de cisalhamento. Os resultados desses ensaios são apresentados no item 9.1.

Ensaios não saturados foram executados com taxa de deformação constante e com tensão constante em valores de sucção de 50 kPa e 150 kPa. Foi avaliada a relação tensão-deformação dos corpos-de-prova. Os ensaios não saturados são apresentados no item 9.2.

9.1. Ensaios Triaxiais Saturados

9.1.1. Equipamento Utilizado

Os ensaios triaxiais não drenados de cisalhamento controlado foram executados na prensa tipo Bishop Wesley fabricada pelo *Imperial College* (Figura 9.2 e Figura 9.1). Nestes ensaios, uma amostra cilíndrica de razão entre altura e diâmetro igual a 2 é circundada por uma membrana de látex. A amostra é apoiada em uma base plana e seu topo e base são vedados por anéis *o-ring*. Esses elementos estão inseridos em uma célula cilíndrica, preenchida com água sob pressão (pressão confinante). Uma célula de carga do tipo *Imperial College* é utilizada para registrar a força desviadora aplicada no corpo-de-prova através da movimentação de um pistão da base (pressão “RAM”). A célula de carga trabalha imersa em água, dentro da câmara triaxial e tem capacidade para 4,7 kN para corpos-de-prova de 38 mm. Conexões nas extremidades do corpo-de-prova permitem a drenagem, a medida da poro-pressão e a aplicação de pressão (contra-pressão). As medidas de tensão confinante e contra-pressão, foram realizadas com transdutores de pressão “Keller” de capacidade 150 psi (1034 kPa) e resolução de 1 kPa. O deslocamento axial foi monitorado por instrumentos do tipo LVDT da marca “Wykeham Farrance Ltda.” de 25,4 mm de capacidade e resolução de 0,01 mm, instalados na parte externa da câmara triaxial. A variação volumétrica do corpo-de-prova foi determinada por um medidor do tipo *Imperial College* (Figura 9.4). A variação da quantidade de água corresponde à variação do volume da amostra se a amostra estiver saturada e a água é assumida como incompressível. Um transdutor do tipo LVDT (*linearly variable differential transformer*) é anexado ao medidor e permite a medida das deformações volumétricas, de capacidade 50 cm³ e resolução 0,3 cm³ (de Campos, 1985).

A pressão confinante, a pressão RAM do pistão e a contra-pressão são supridas por um compressor de ar de capacidade de 900 kPa. A pressão de ar

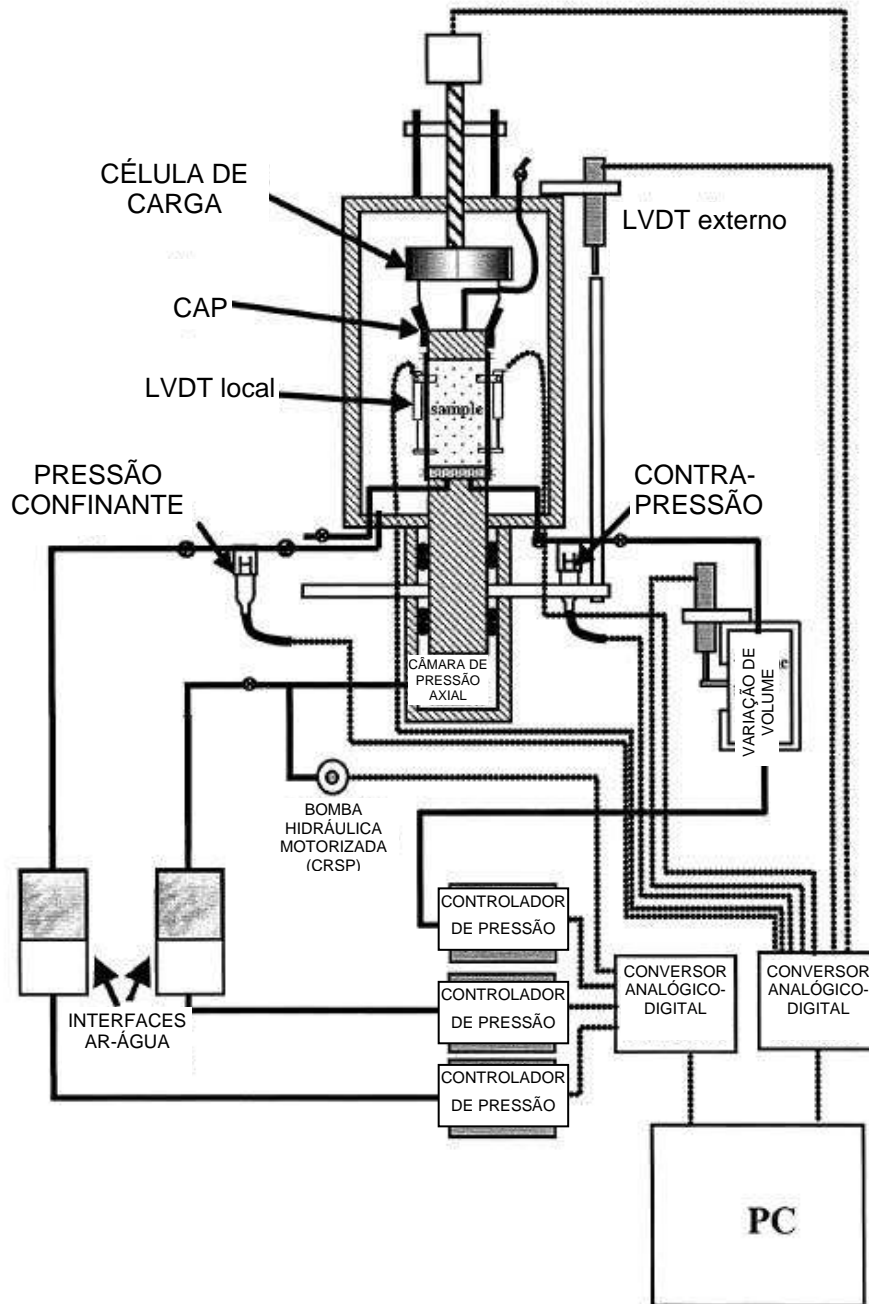
fornecida pelo compressor é aplicada à amostra como pressão hidráulica através de um sistema de interface ar-líquido. A pressão é gerenciada por três motores de passo controlados por computador através dos dados recebidos dos instrumentos de medição e de uma programação interna.

Os deslocamentos locais axiais do corpo-de-prova são medidos por dois transdutores do tipo eletrônível, como descrito por Jardine *et al.* (1984). Eles consistem de um líquido eletrolítico em uma cápsula de vidro protegidos por um cilindro de aço inoxidável. Três eletrodos co-planares dentro da cápsula e parcialmente imersos no fluido medem as variações na impedância produzidas pela inclinação da cápsula. A variação na voltagem de saída do eletrônível pode ser convertida em variação da distância entre as sapatas dos braços do eletrônível, de acordo com uma curva de calibração, a qual é determinada com o auxílio de um micrômetro. A resolução do eletrônível é de 1 μm . A variação radial do corpo-de-prova foi monitorada através de transdutores radiais locais fabricados pelo *Imperial College* (Figura 9.3).

O programa de controle da prensa foi desenvolvido no Imperial College por David Toll (de Campos, 2008), e monitora as pressões e os deslocamentos, controla as tensões e deformações e permite ao usuário definir os estágios do ensaio triaxial com trajetória de tensões controlada ou sob deformação axial controlada.



Figura 9.1 – Prensa triaxial tipo Bishop Wesley.



PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Figura 9.2 – Esquema do equipamento triaxial.



Figura 9.3 – Instrumentos de medidas de deformação interna. (a) Eletro-nível. (b) Medidor de deformação radial.

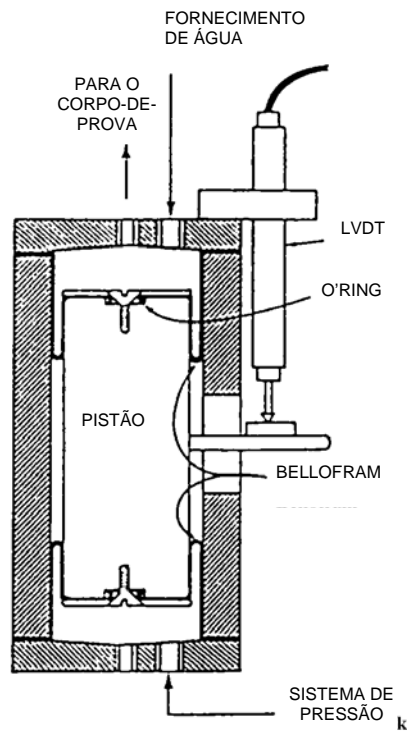


Figura 9.4 – Medidor de variação de volume (de Campos, 1981; de Campos, 1985).

9.1.2. Metodologia Empregada

Neste trabalho foram realizados 3 ensaios triaxiais convencionais, de cisalhamento controlado, não drenados. Os ensaios foram executados com amostras do solo Marrom, moldadas de dois blocos, com corpos de prova adensados isotropicamente a tensões de confinamento efetivas iniciais de 20 kPa, 200 kPa e 400 kPa.

A saturação dos corpos-de-prova foi efetuada por percolação e contra-pressão. Inicialmente foram percolados 50 cm³ de água no corpo-de-prova aplicando-se uma tensão confinante de 40 kPa, pressão na base de 20 kPa e pressão no topo da amostra de 0 kPa. Após a percolação foi aplicada no corpo-de-prova, sob condições não drenadas, uma pressão confinante de 100 kPa durante aproximadamente 1 hora, para a determinação da pressão inicial do transdutor de poro-pressão. Após essa etapa inicial, dava-se início a uma rampa de saturação. A saturação do solo foi atingida através de aplicações sucessivas de contra-pressão na base dos corpos-de-prova. A tensão confinante e a contra-pressão foram aumentadas a uma taxa de 10 kPa/hora. Uma vez concluída a rampa de saturação, procedia-se a uma verificação do parâmetro B de poro-pressão. Se o valor de B era superior a 0,96 considerava-se o corpo-de-prova saturado, se inferior a esse valor iniciava-se uma nova rampa de saturação. O período total de saturação dos corpos-de-prova foi de aproximadamente 4 dias.

Após a saturação, os corpos-de-prova foram adensados isotropicamente, mantendo-se a pressão de câmara constante e baixando a contra-pressão. Durante o adensamento, a drenagem se deu pela base. A análise da evolução da curva variação de volume *versus* raiz quadrada do tempo permitia identificar o término do adensamento primário. O estágio de adensamento durava poucos minutos. Apenas o ensaio de 20 kPa não teve estágio de adensamento, pois a tensão efetiva de 20 kPa foi a tensão ao término do estágio de saturação. Os gráficos a seguir mostram a variação volumétrica, radial e axial dos corpos-de-prova durante o estágio de adensamento.

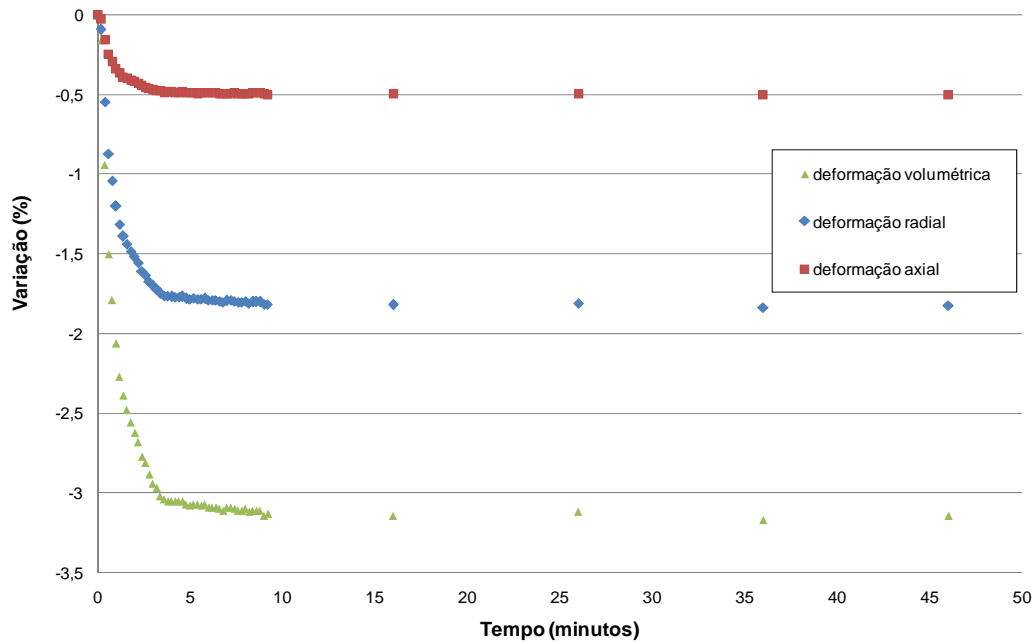


Figura 9.5 – Variação volumétrica do corpo-de-prova durante adensamento de 200 kPa.

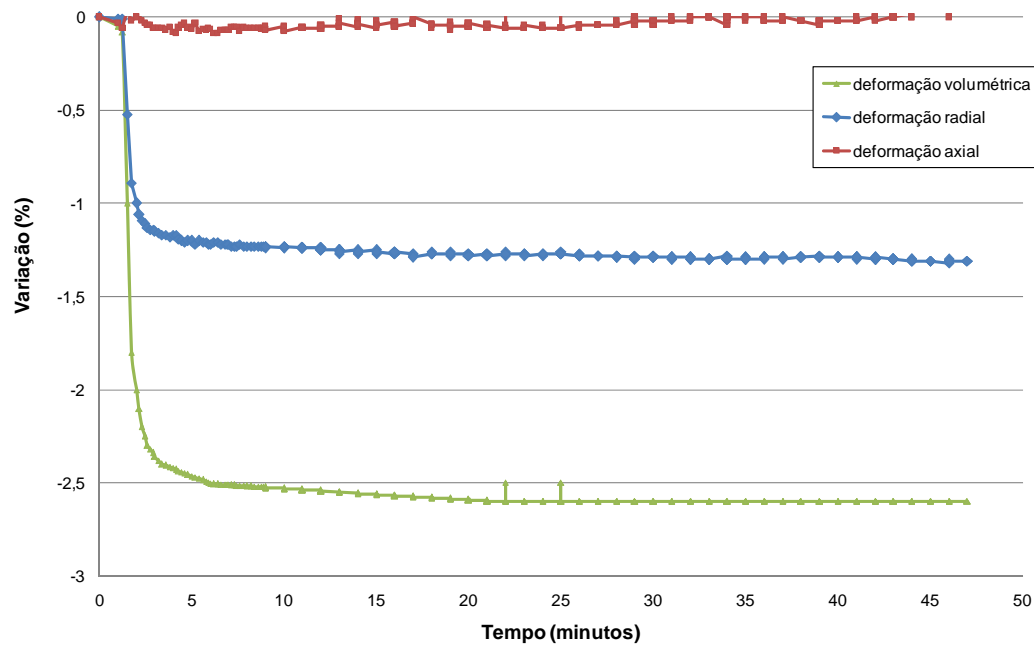


Figura 9.6 – Variação volumétrica do corpo-de-prova durante adensamento de 400 kPa.

Os ensaios foram todos executados com velocidade de carregamento igual a 10 kPa/hora, velocidade bastante reduzida de modo a identificar pequenas deformações que o solo poderia apresentar. A velocidade de cisalhamento adotada está bastante abaixo da velocidade recomendada por Blight (1964, *apud* Head, 1998).

Os ensaios foram executados até a deformação de 12%, com as leituras sendo registradas a cada 10 minutos. Ao fim do ensaio o corpo de prova foi cuidadosamente retirado para a determinação da umidade final.

As curvas tensão-deformação foram traçadas com os valores de deformação axial obtidos dos medidores de deformação internos (eletrônicos). A deformação através destes instrumentos é mais precisa e, para os solos estudados apresenta grande diferença de valores quando comparada com a deformação determinada por instrumentos convencionais (LVDT externo), conforme mostra a Figura 9.7.

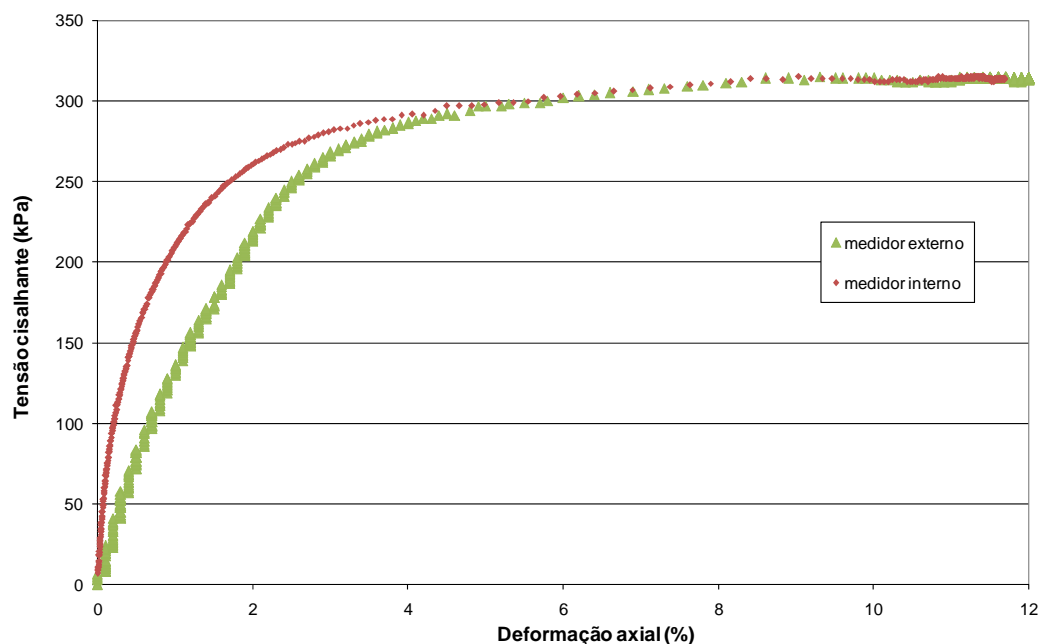


Figura 9.7 – Comparação de resultados entre medidor de deformação externo (LVDT) e interno (eletrônico).

9.1.3. Resultados Obtidos

Os dados iniciais dos corpos-de-prova submetidos aos ensaios triaxiais CIU, tais como teor de umidade inicial e final, peso específico, porosidade, índice de vazios, grau de saturação, nível de tensão efetiva a que os mesmos foram submetidos ao final do adensamento e o parâmetro de poro-pressão de Skempton determinados ao final do processo de saturação (B) são apresentados na Tabela 9.1.

Tabela 9.1 – Dados dos ensaios triaxiais CU.

Ensaio	20 kPa	200 kPa	400 kPa
Umidade Inicial (%)	29,9	25,2	20,61
Umidade Final (%)	38,95	35,31	35,00
Peso Específico Natural (kN/m³)	18,46	18,79	16,31
Peso Específico Seco (kN/m³)	14,21	15,00	13,53
Porosidade	47,37	44,45	49,90
Índice de Vazios	0,90	0,80	1,00
Grau de Saturação Inicial (%)	89,76	85,18	55,87
Peso Específico Real dos Grãos (kN/m³)	26,56	26,56	26,56
Tensão Efetiva no Ensaio (kPa)	21	197	400
B após saturação	0,97	0,98	0,96

Nas figuras a seguir apresentam-se as curvas de tensão cisalhante *versus* deformação axial, variação de poro-pressão *versus* deformação axial e tensão média efetiva p' *versus* q para as três tensões efetivas ensaiadas.

Para nenhuma das tensões efetivas a curva tensão x deformação apresentou um pico de tensão (Figura 9.8). Após a ruptura geral do corpo-de-prova, com a formação do plano de ruptura, a tensão axial caía rapidamente, e o programa na tentativa de manter a trajetória com o aumento de tensão com o tempo, aumentava rapidamente o deslocamento do pistão, provocando grande deformação no material. Ao término do ensaio foram registradas deformações da ordem de 30%, e tensões cisalhantes de valor inferior à metade da tensão máxima observada para as deformações de até 12%.

Como era de se esperar, quanto maior a pressão efetiva maior é o valor da tensão desviadora para um mesmo valor de deformação, com exceção para as as deformações superiores a 11% onde a curva de 200 kPa ultrapassa a curva de 400 kPa. Este fato pode ser decorrente de erros da determinação da tensão vertical devido à formação de planos de cisalhamento.

Nas curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial normalizada observa-se que a curva de 20 kPa distancia-se das demais (Figura 9.9). Esse comportamento em solos sedimentares estaria associado ao sobre-adensamento do material. Em solos residuais, tal conduta pode indicar que nesta tensão efetiva o solo encontra-se abaixo da sua tensão de cedência (quebra de estrutura). Na Figura 9.10 está apresentada a variação de poro-pressão durante os ensaios. Observa-se que para a tensão de 20 kPa o solo apresentou variação de poro-pressão negativa, enquanto que para as pressões de 200 kPa e 400 kPa a variação de poro-pressão foi positiva. A geração de poro-pressão negativa indica também o estado de tensão abaixo da máxima tensão de campo, ou, no caso dos solos residuais abaixo da tensão de cedência.

Após uma deformação em torno de 8% os valores de poro-pressão apresentam-se praticamente constantes para a tensão de 400 kPa, estabilizando-se em 270 kPa. Para a tensão de 200 kPa a poro-pressão tem um pequeno decréscimo e a poro-pressão do corpo-de-prova adensado para a tensão de 20 kPa apresenta valores sempre decrescentes (negativos). Essas tendências podem ser melhor visualizadas na Figura 9.11 com a variação da poro-pressão normalizada pela pressão efetiva inicial *versus* a deformação axial.

O aumento da poro-pressão negativa (ou o decréscimo da poro-pressão positiva) implica em aumento da tensão efetiva e conseqüente aumento da resistência do corpo-de-prova, fato que pode ser observado na Figura 9.8.

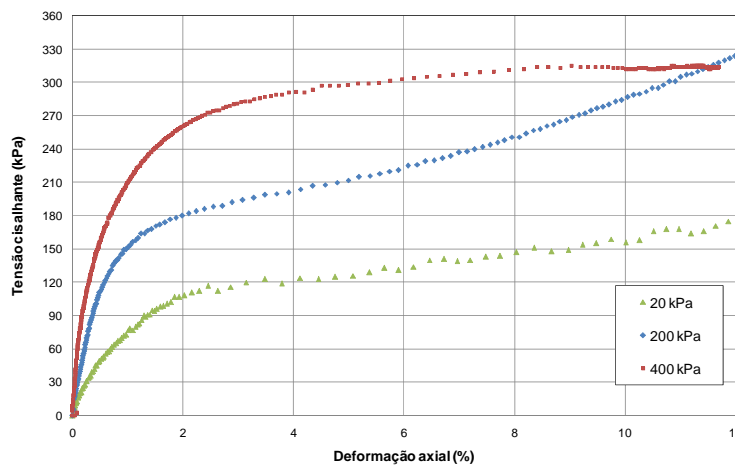


Figura 9.8 – Curvas tensão cisalhante x deformação axial dos ensaios triaxiais.

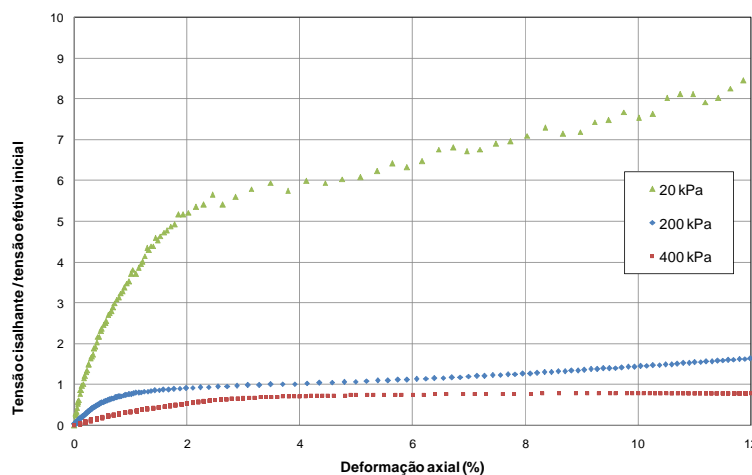


Figura 9.9 – Curvas tensão cisalhante x deformação axial normalizada dos ensaios triaxiais.

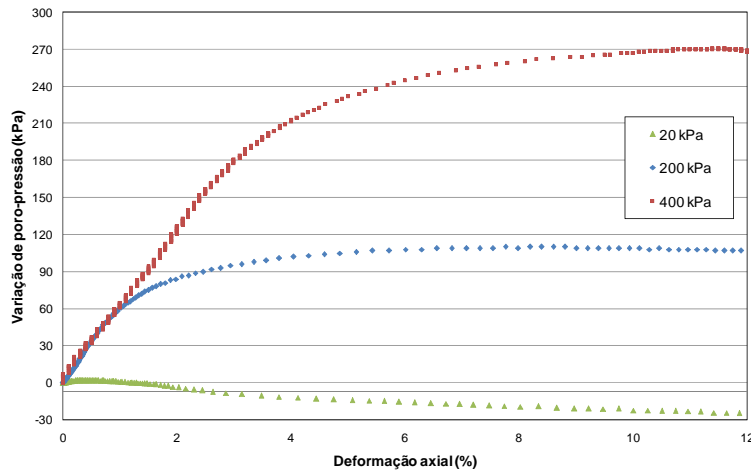


Figura 9.10 – Curvas variação de poro-pressão x deformação axial dos ensaios triaxiais.

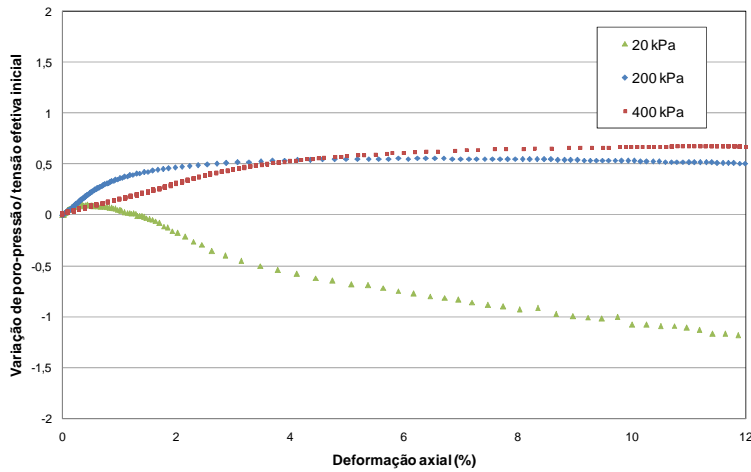


Figura 9.11 – Curvas variação de poro-pressão x deformação axial normalizada dos ensaios triaxiais.

No gráfico de $p' \times q$, a trajetória de tensão do material adensado para a tensão efetiva de 20 kPa tende para a direita. Para o corpo-de-prova adensado para a tensão de 400 kPa a trajetória segue uma direção quase vertical, inclinando-se para a direita quando, provavelmente atinge a envoltória de ruptura. O corpo-de-prova adensado para a tensão de 600 kPa apresenta uma trajetória direcionada para a esquerda desde o início da compressão. Os eixos de tensões utilizados na apresentação dos resultados gráficos correspondem a $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ e $p' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$.

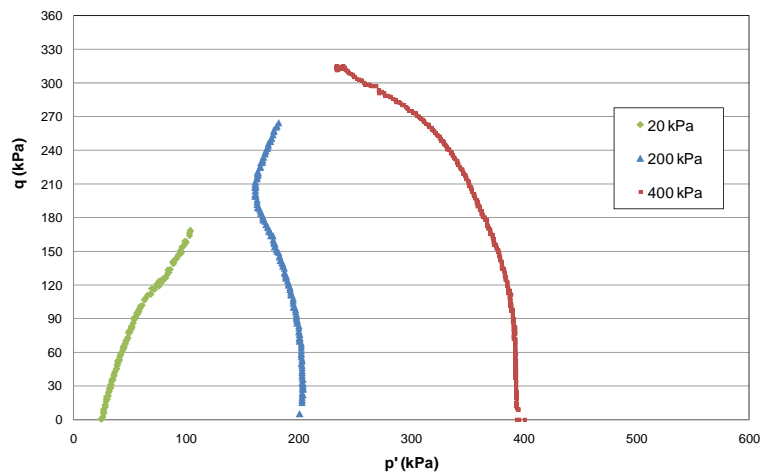


Figura 9.12 – Curvas p' x q dos ensaios triaxiais.

Como o comportamento de solos residuais é extremamente dependente da sua origem e processos de formação, a comparação de características de resistência entre solos originários de rochas distintas não é razoável. E mesmo sendo procedente do mesmo tipo de rocha, o meio de alteração é distinto e a comparação de comportamentos é dificultada pela identificação do grau de intemperismo. Mas, como esse ainda não é um assunto completamente dominado na geotecnia e, com o conhecimento dessas restrições, faz-se aqui uma análise dos resultados obtidos com alguns outros dados de ensaios triaxiais provenientes da literatura realizados em solos residuais de gnaiss com o objetivo de fornecer dados para estudos posteriores.

Fonseca (2000) realizou ensaios CIU em amostras de um solo saprolítico (residual de gnaiss) exposto por um processo erosivo coletado da Bacia do Rio Maracujá (Ouro Preto/MG). Os resultados obtidos por esse pesquisador estão mostrados na Figura 9.13 juntamente com as curvas triaxiais do presente trabalho. As curvas tensão desviadora *versus* deformação axial têm comportamento similar: nenhuma apresenta pico de resistência, e o excesso de poropressão foi sempre positivo (não apresentado). Observa-se que as curvas de Fonseca (2000) apresentam comportamento inicial menos rígido do que o solo Marrom, isto pode ser decorrente da não utilização de medidores locais de deformação.

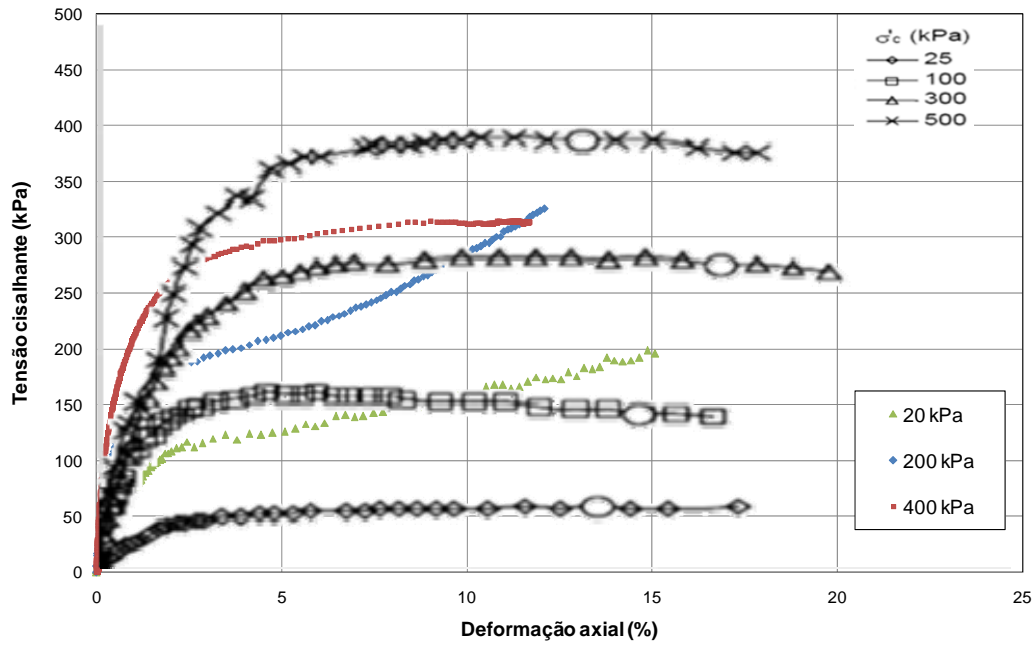


Figura 9.13 – Comparação entre as curvas de cisalhamento de um solo saprolítico de Ouro Preto (Fonseca, 2000) e o solo Marrom.

Futai (2002) realizou ensaios triaxiais também em solos residuais de gnaiss coletados da mesma localidade dos solos de Fonseca (2000), mas de diferentes profundidades. As características físicas dos materiais estão apresentadas na Figura 9.14. O horizonte B é bastante poroso e cimentado por laterização, enquanto o horizonte C é composto por caulinita, mica e quartzo não cimentados. Os resultados dos ensaios não-drenados executados em solos coletados nas profundidades de 1 m, 3 m e 5 m estão reproduzidos na Figura 9.15.

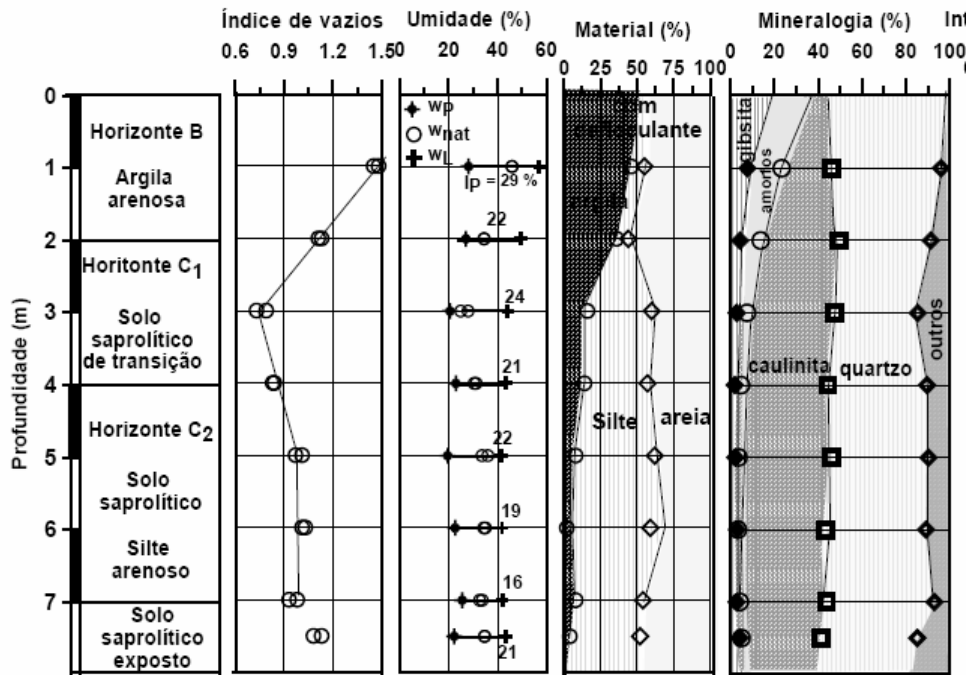


Figura 9.14 – Variação das características físicas do perfil de solo residual de Ouro Preto (Futai, 2002).

O comportamento das curvas dos ensaios CIU das amostras de 1m de profundidade varia pouco. A tensão desviadora aumenta com rigidez elevada até o pico e a condição pós-pico cai para um patamar de escoamento plástico bem definido, coincidindo com a estabilização do excesso de poro-pressão, que desde o início do ensaio é positiva.

Os resultados dos ensaios não-drenados executados nas amostras de 3m de profundidade refletem a mudança de estrutura do horizonte B (amostra de 1 metro) para o horizonte C (Futai, 2002). A tensão de escoamento hidrostático desse solo é de 180 kPa (Futai, 2002). Por isso, somente o corpo-de-prova adensado com 25 kPa apresenta comportamento “sobre-adensado”, gerando excesso de poro-pressão negativa durante o cisalhamento.

As curvas tensão-deformação dos ensaios CIU dos solos coletados a 5 metros de profundidade atingiram as máximas tensões desviadoras com picos na curva tensão-deformação, seguidas de perda de resistência em todos os ensaios realizados (até 690 kPa). O pico de resistência é acompanhado de um decréscimo no excesso de poro-pressão nos ensaios adensados com até 200 kPa, chegando a gerar valores negativos para ensaios adensados com tensões inferiores a 100 kPa, o que explica o ganho de resistência. As curvas tensão-deformação dos ensaios com maior tensão efetiva geraram poro-pressão crescente até um patamar de estabilização.

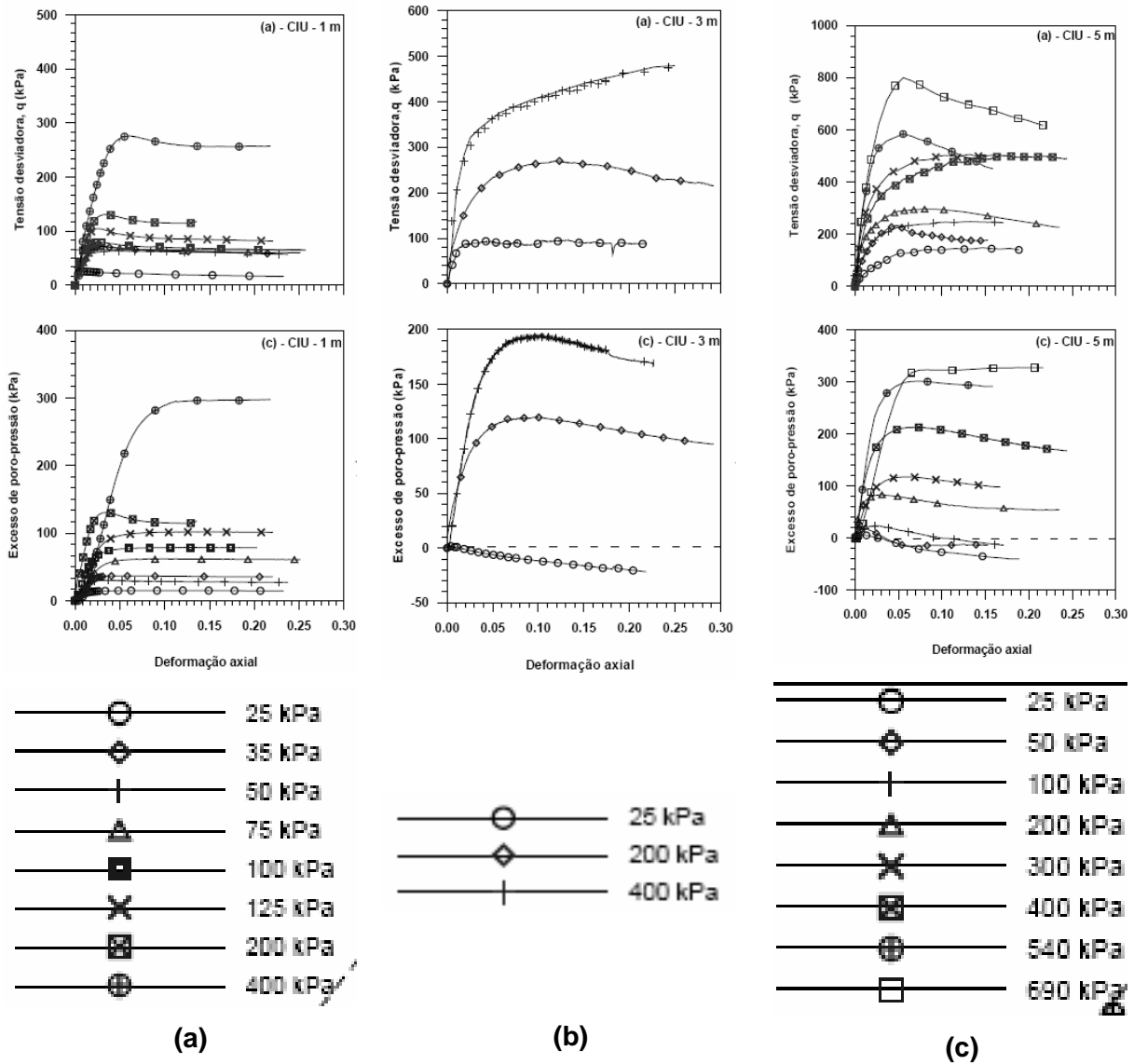


Figura 9.15 – Ensaio CIU realizados em solos residuais de gnaiss de Ouro Preto, coletados em diferentes profundidades. (a) Solo coletado a 1 metro de profundidade. (b) Solo coletado a 3 metros de profundidade. (c) Solo coletado a 5 metros de profundidade. (Futai, 2002).

As características físicas e de resistência do solo de 3 metros de profundidade são mais próximas do solo Marrom e as curvas tensão-deformação desses dois solos são apresentadas em conjunto na Figura 9.16. Observa-se que as tensões efetivas são similares, mas a resistência do solo de Ouro Preto para tensões de 200 kPa e 400 kPa é superior.

Foram apresentados apenas alguns exemplos de ensaios realizados por outros pesquisadores. A correta comparação entre comportamentos de solos residuais deve ser feita com a quantificação do grau de intemperismo desses materiais. É necessária maior pesquisa na área para que essa quantificação possa ser realizada.

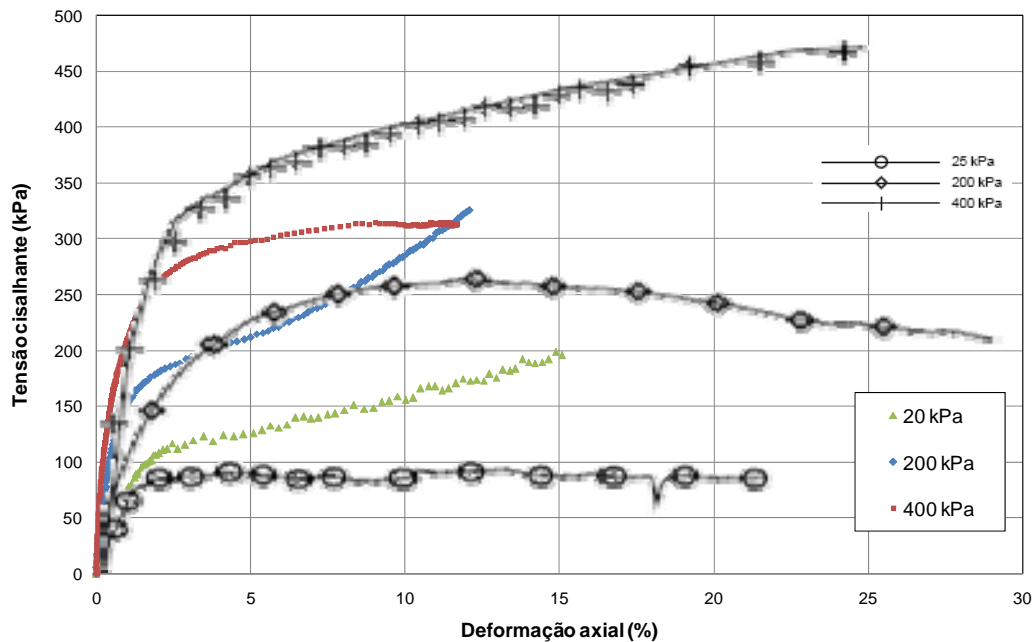


Figura 9.16 – Comparação entre as curvas de cisalhamento de um solo saprolítico de Ouro Preto, coletado a 3 metros de profundidade (Futai, 2002) e o solo Marrom.

9.1.4. Comportamento Tensão-Deformação

Todos os materiais geotécnicos apresentam algum tipo de estrutura proveniente de sua formação ou origem (Vaughan, 1985; Leroueil e Vaughan, 1990; Burland, 1990; Sandroni, 1981 *apud* Martins, 2001; Sandroni, 1985). A estrutura pode advir tanto de ligações entre partículas quanto do arranjo de grãos e resulta em composições de diferentes intensidades de vínculo entre as partículas. Esse material estruturado, quando submetido a um carregamento de compressão ou de cisalhamento, apresenta um comportamento com elevada rigidez inicial, até que o carregamento compromete a estrutura, gerando um dano irreversível à mesma. Esta mudança de rigidez é associada à plastificação da estrutura.

A plastificação da estrutura do solo pode ocorrer de modo gradual e, portanto, ser de difícil identificação através de ensaios convencionais. Por isso, é importante a medida de deformação com instrumentos locais e a mínima perturbação possível da estrutura no processo de amostragem e preparação dos corpos-de-prova. Ainda, alguns gráficos não convencionais têm sido utilizados por pesquisadores para identificar a mudança de rigidez dos solos como: gráfico bi-log de tensão desviadora *versus* deformação axial (Vaughan, 1988); módulo

de deformabilidade *versus* deformação axial (Martins, 1994 *apud* Martins, 2001) e deformação axial *versus* deformação radial (Martins, 2001).

O comportamento tensão-deformação para pequenas deformações é analisado neste item através das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação radial. As medidas de deformação axial e radial são provenientes de medidores locais de deformação.

Apresenta-se nas próximas figuras, para as tensões efetivas de 20 kPa, 200 kPa e 400 kPa, as curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação radial em dois gráficos com diferentes escalas.

Para a tensão efetiva de 20 kPa, a análise das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação radial permite a determinação de mudanças de comportamento do corpo-de-prova durante a compressão triaxial. No primeiro gráfico, Figura 9.17, dois pontos bem definidos da curva são delimitados: 1º o final do patamar de E constante (na curva tensão x deformação), na deformação axial de 0,21%; 2º o início de maior deformação radial (na curva deformação axial x deformação radial), na deformação axial de 1,01%.

Aumentando-se a escala do gráfico, observa-se que ocorrem mudanças na curva de deformação axial *versus* deformação radial nas deformações de: 0,07% e 0,19% (setas vermelhas na Figura 9.18).

Na figura seguinte, as mesmas curvas são apresentadas para a tensão efetiva de 200 kPa. Na Figura 9.19, o ponto do final do patamar de E constante e o início de maior deformação radial são delimitados, respectivamente, pelas deformações axiais de 0,37% e 1,3%. Do mesmo modo podem ser delimitadas mudanças de comportamento para as deformações de 0,07% e 0,4% na curva deformação axial *versus* deformação radial na Figura 9.20.

Para a tensão efetiva de 400 kPa, os pontos do final do patamar de E constante e o início de maior deformação radial são delimitados pelas deformações axiais de 0,09% e 1,01% (Figura 9.21). Na Figura 9.22 observa-se mudança na deformação de 0,18% (na curva de deformação axial *versus* deformação radial).

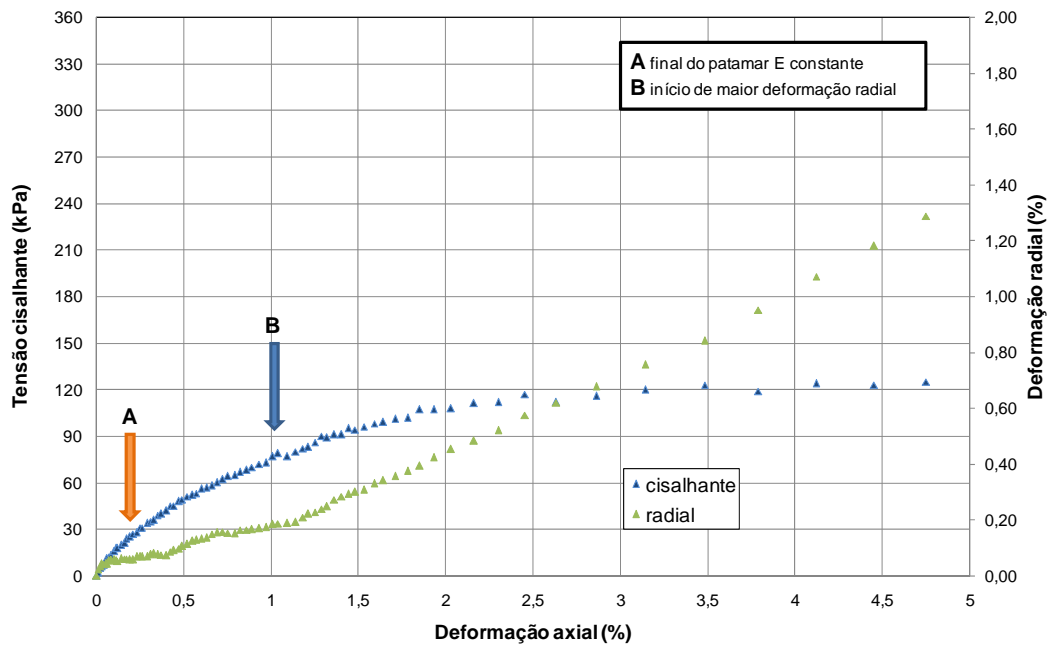


Figura 9.17 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 20 kPa, escala 1.

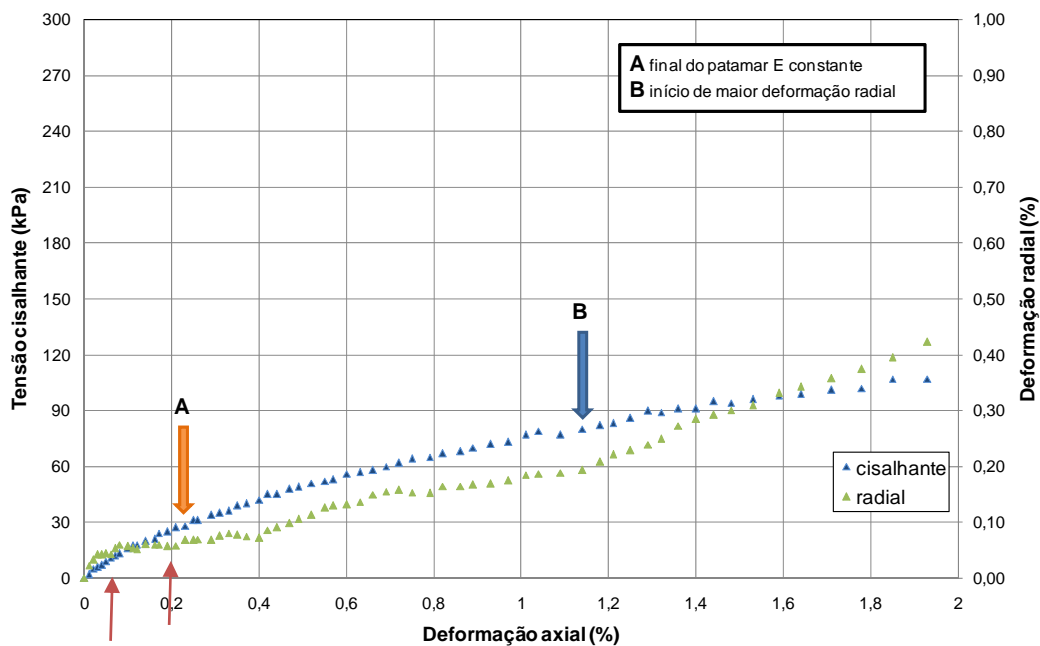


Figura 9.18 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 20 kPa, escala 2.

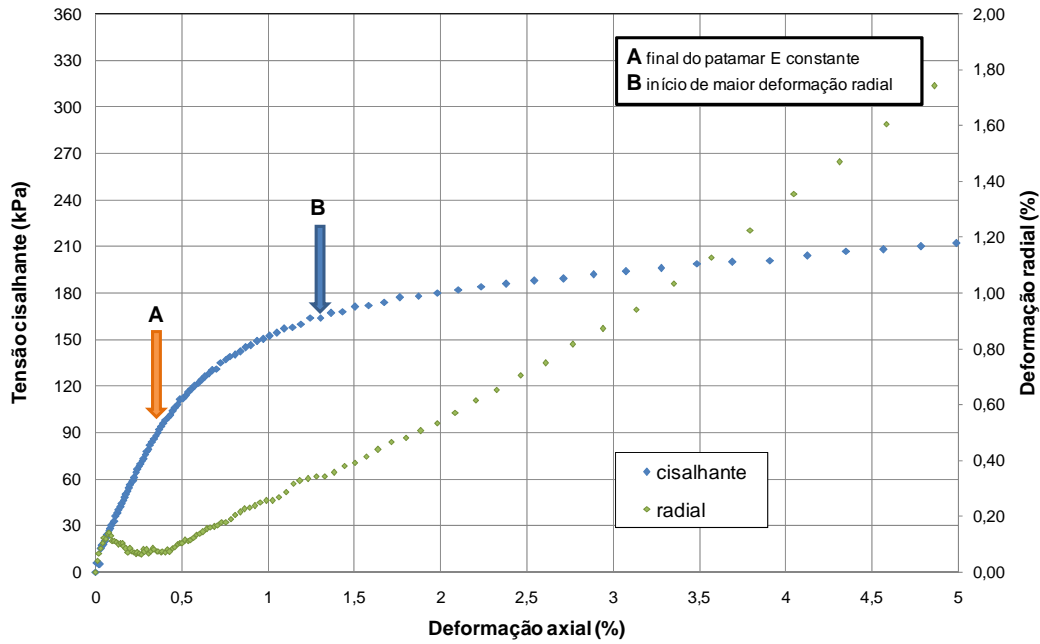


Figura 9.19 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 200 kPa, escala 1.

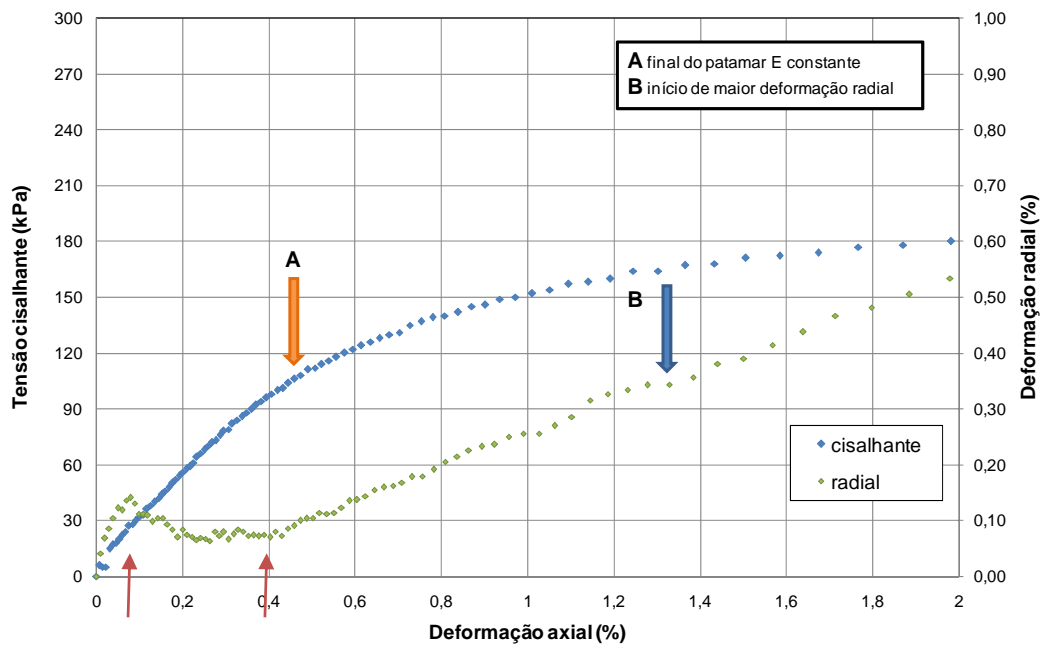


Figura 9.20 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 200 kPa, escala 2.

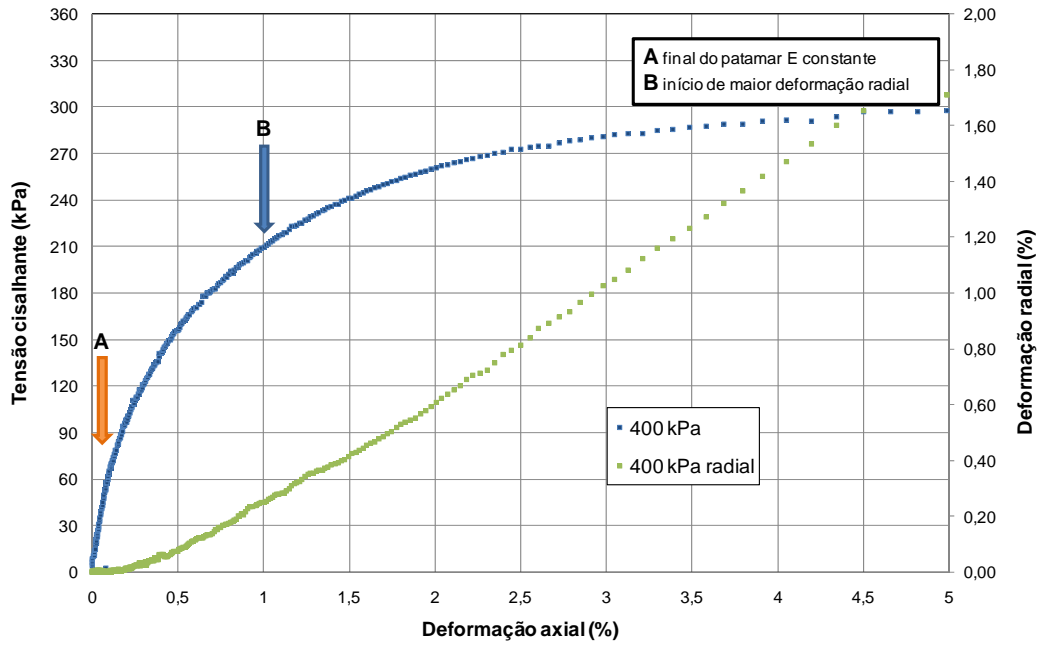


Figura 9.21 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 400 kPa, escala 1.

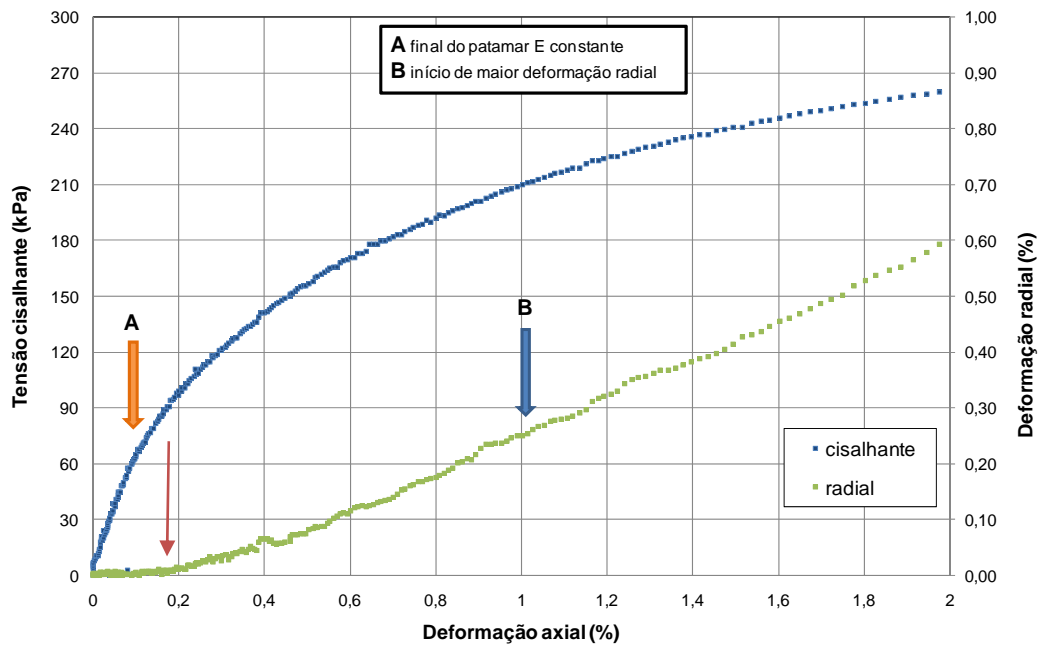


Figura 9.22 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a tensão efetiva de 400 kPa, escala 2.

As mudanças de comportamento identificados pela curva tensão cisalhante *versus* deformação axial, ou pela curva deformação radial *versus* deformação axial pela mudança brusca de direção são apresentados na Tabela 9.2, em função da deformação axial e da tensão cisalhante no ponto.

Tabela 9.2 – Pontos de mudança de comportamento na deformação axial.

Ensaio	Pontos de mudança de direção			
	Deformação axial (%) / Tensão cisalhante (kPa)			
	Final do patamar de E constante	Início de maior deformação radial	Outros pontos de mudança	
20 kPa	0,23% / 28 kPa	1,14% / 80 kPa	0,19% / 25 kPa	0,07% / 13 kPa
200 kPa	0,43% / 101 kPa	1,3 % / 164 kPa	0,07% / 27 kPa	0,4% / 98 kPa
400 kPa	0,11% / 67 kPa	1,0% / 210 kPa	0,19% / 95 kPa	-

Esses pontos podem ser sugeridos como um padrão de comportamento observado para os ensaios de compressão axial saturados e são identificados como:

- Final do trecho elástico linear (possivelmente a superfície de plastificação Y1 proposta por Jardine *et al.*, 1991), sob a legenda “A”;
- Final do patamar em que o coeficiente de Poisson se mantém aproximadamente constante com o aumento da deformação radial, sob a legenda “B”;

Conforme observado nas curvas e na Tabela 9.2 existem outros pontos de mudança de comportamento das curvas tensão-deformação e deformação axial-deformação radial, mas que não são observados em todos os corpos-de-prova e, por isso não são tomados como padrão de comportamento.

A partir da medida interna de deformação axial e radial podem ser determinados o módulo de deformação inicial e o coeficiente de Poisson dos corpos-de-prova. A Figura 9.23 apresenta a variação do módulo elástico secante com a deformação axial para os ensaios saturados. O módulo foi calculado pela razão entre a tensão cisalhante e a deformação axial para cada ponto da curva tensão – deformação. Para pequenas deformações axiais o valor calculado do módulo apresenta valores bastante altos. Quanto maior a tensão efetiva do ensaio, maior é o valor do módulo inicial e, com o aumento da deformação axial esse valor diminui consideravelmente. Quanto maior é o valor do módulo inicial,

maior é a queda com a deformação do corpo-de-prova. Para determinação de um módulo de deformação inicial, estipulou-se a deformação axial de 0,2%. Para a tensão de 400 kPa o módulo inicial é de 49 MPa, para a tensão de 200 kPa o módulo inicial é de 34 MPa e para a tensão efetiva mais baixa, de 20 kPa, o módulo inicial é de 12 MPa.

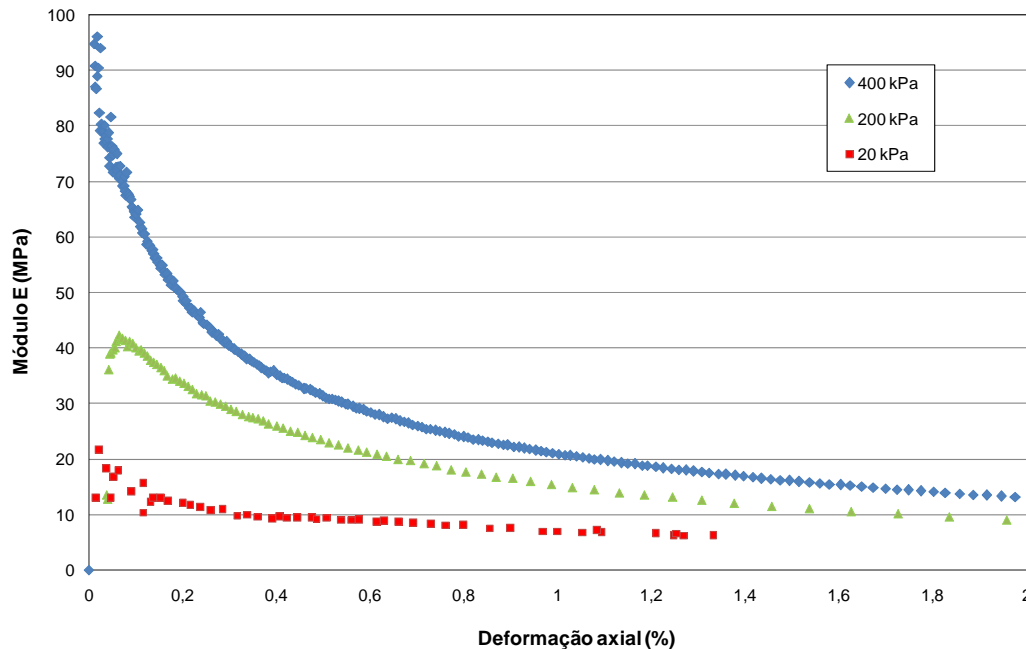


Figura 9.23 – Variação do módulo secante com a deformação axial para o ensaio saturado com tensão efetiva de 20, 200 e 400 kPa.

Existem poucos registros na literatura sobre as características de deformação de solos residuais com medida de deformação interna. Reis (2004) relata a variação do módulo de elasticidade, obtido para um nível de tensão correspondente a 50% da tensão de ruptura do material, para um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaiss de Viçosa/MG. O módulo de elasticidade do solo residual jovem aumentou com a tensão confinante até ela alcançar o valor de 250 kPa, que é próximo da tensão de cedência determinada no ensaio de compressão hidrostática. Para valores superiores a essa tensão de cedência o módulo decresce levemente. Para o solo maduro não há uma tendência definida para a variação do módulo, que varia entre 7,66 MPa e 24,72 MPa para tensões efetivas entre 50 kPa e 250 kPa. Reis (2004) considera a hipótese da heterogeneidade do solo maduro, função da porosidade e da cimentação, para explicar a variação do módulo de deformação.

Marinho (1986) avaliou a variação do módulo de deformação em um solo coluvionar e um solo saprolítico de gnaiss do Campo Experimental da PUC-Rio. O colúvio foi coletado de 3,6 m de profundidade e apresenta 61% de argila, e o

solo saprolítico foi coletado de 7,6 m de profundidade e apresenta 39,3% de areia. O módulo de deformação tangente inicial determinados para o colúvio adensado para 100 kPa foi de 110 MPa, e para o solo saprolítico adensado para 150 kPa foi de 32 MPa.

De Campos e Marinho (1986) citam diferenças de até 10 vezes para o módulo tangente inicial quando as deformações são realizadas com medidores locais de deformação e medidores externos para módulos de deformação inicial. Esses pesquisadores também declaram que os erros passam a ser desprezíveis para módulos secantes determinados a níveis de tensão cisalhante maiores que cerca de 25% do valor máximo de q .

Os valores de coeficiente de Poisson em função da deformação axial para os três níveis de tensão efetiva investigados foram determinados a partir das curvas de deformação radial *versus* deformação axial obtidas dos medidores de deformação internos. Para valores de deformação axial superiores a 0,2% o coeficiente de Poisson torna-se um valor praticamente constante e são esses valores que foram considerados como representativos do solo estudado. Para a tensão efetiva de 20 kPa o coeficiente de Poisson do corpo-de-prova é igual a 0,2. Para a tensão de 200 kPa esse parâmetro é igual a 0,35, enquanto que para a tensão de 400 kPa esse valor é de 0,3.

A Tabela 9.3 resume os parâmetros de deformação do solo Marrom saturado, para as tensões efetivas dos ensaios.

Tabela 9.3 – Parâmetros de deformação do solo saturado.

Ensaio	$E_{secante}$ (Mpa) ($\epsilon_a = 0,2\%$)	ν
20 kPa	12	0,2
200 kPa	34	0,35
400 kPa	49	0,3

9.1.5. Resistência ao Cisalhamento

A determinação das envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência saturados do solo passa pela escolha do critério de ruptura a ser utilizado. Os critérios de ruptura convencionais para os quais se pode determinar a resistência do solo são:

- Tensão desviadora de pico (1);

- Máxima razão das tensões principais (2);
- Deformação limite (3);
- Estado crítico (4);
- Estado residual (5).

Estes critérios estão ilustrados na Figura 9.24 a seguir.

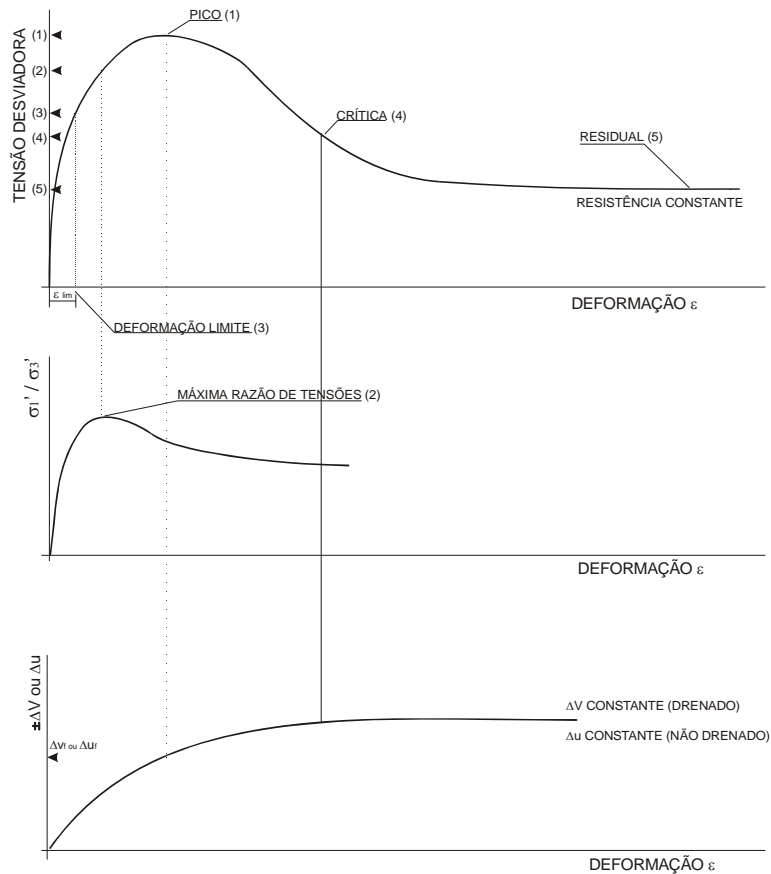


Figura 9.24 - Critérios de Ruptura para Solos.

O critério de máxima tensão desviadora, ou pico da curva tensão-deformação é um dos mais tradicionais associados com a ruptura de corpos-de-prova. No entanto, nem sempre a curva tensão-deformação apresenta pico, e outro critério de ruptura deve ser estabelecido. O critério de máxima razão entre as tensões principais é particularmente útil para solos nos quais a tensão desviadora continua a aumentar com o aumento das deformações. Possibilita a avaliação da não linearidade da envoltória de ruptura. Para solos nos quais grandes deformações são necessárias para mobilizar a resistência cisalhante, uma condição de deformação limite pode ser mais apropriada do que as anteriores.

Se forem impostos grandes deslocamentos ao corpo de prova, sob tensão normal contínua, então a resistência ao cisalhamento vai continuamente decrescer até atingir um valor constante. Este valor representa a condição residual. A resistência residual tem grande importância na análise de estabilidade de taludes, escorregamentos e em todas as análises de problemas relacionados a grandes deslocamentos. Para a maioria dos solos, a resistência residual é atingida após deslocamentos da ordem de 100 a 500 mm, podendo ser necessários deslocamentos de até 1 m.

No entanto, a escolha do critério de ruptura nem sempre é tão óbvia. Quando o solo comporta-se de maneira *strain-hardening* não há uma ruptura definida na curva tensão-deformação. O critério de ruptura utilizado para esse caso pode ser o de deformação, que, no entanto, é de difícil aplicação uma vez que o acréscimo de deslocamento conduz a parâmetros de resistência sempre superiores. De Campos e Carrillo (1995) propõem um critério de ruptura para solos com comportamento *strain-hardening* baseado na inclinação da curva tensão-deformação. De acordo com esses autores, a ruptura nesses solos pode ser assumida quando a curva tensão-deformação permanece com uma inclinação constante α , e a tensão cisalhante de ruptura corresponderia ao deslocamento no qual a condição de α constante prevalece (Figura 9.25).

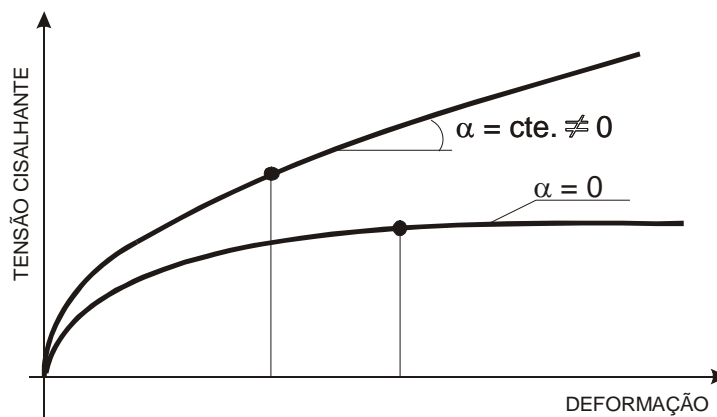


Figura 9.25 - Definição da Tensão Cisalhante na Ruptura (De Campos e Carrillo, 1995, modificado).

A curva tensão-deformação do solo estudado não apresentou pico nas tensões de 25 kPa, 200 kPa e 400 kPa conforme pode ser observado na Figura 9.8. Portanto o critério de máxima tensão não pode ser aplicado.

A variação da razão entre as tensões principais efetivas e a deformação axial do corpo-de-prova é apresentada na figura abaixo. Apenas para a tensão efetiva de 25 kPa a curva apresenta um valor de pico. Para as tensões de 200 kPa e 400 kPa as curvas apresentam um aumento da razão entre σ_1' e σ_3'

com o aumento da deformação axial. De acordo com esse critério não é possível determinar a ruptura do solo.

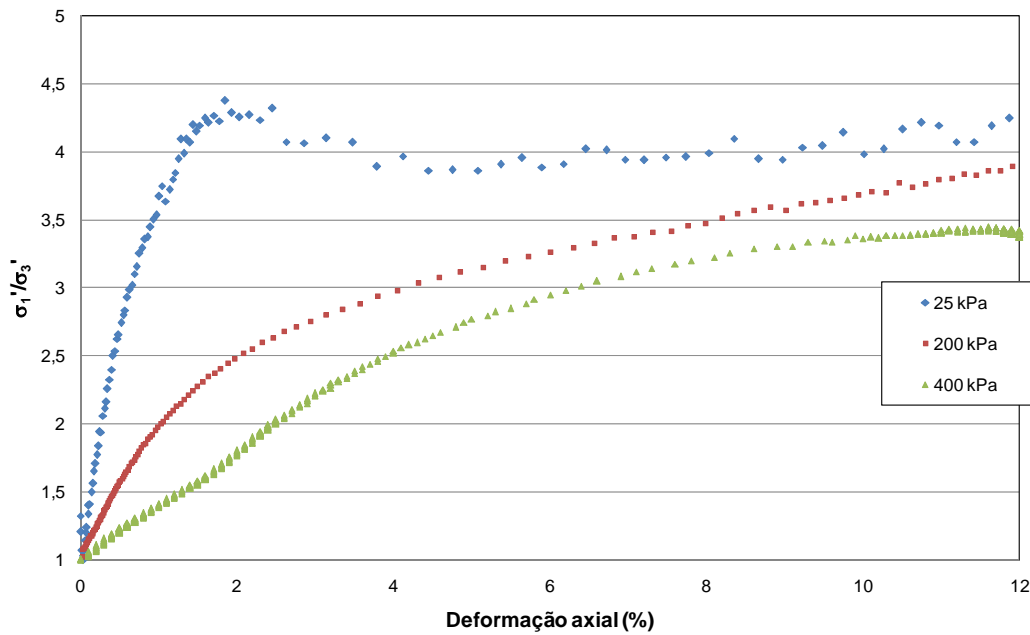


Figura 9.26 – Curva de razão entre as tensões principais efetivas x deformação axial.

Determinando-se como deformação limite as deformações de 2%, 4% e 6% obtêm-se as três envoltórias de ruptura apresentadas nas figuras 9.26 a 9.28. Os parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, de Mohr-Coulomb, são resumidos na Tabela 9.4.

Tabela 9.4 – Parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para as deformações de 2%, 4% e 6%.

Deformação	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
2%	58	7,2
4%	32	21,2
6%	24	26,9

Para a deformação de 2% o critério de ruptura de Mohr-Coulomb não proporcionou bom ajuste, pois para esta deformação a envoltória apresenta-se curva. Ao contrário, para as deformações de 4% e de 6% a envoltória linear adequou-se bem.

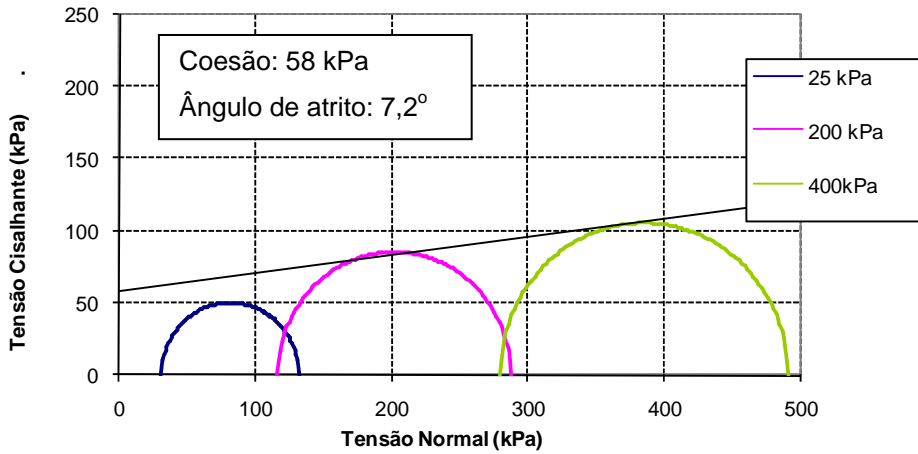


Figura 9.27 – Envoltórias de ruptura para a deformação de 2%.

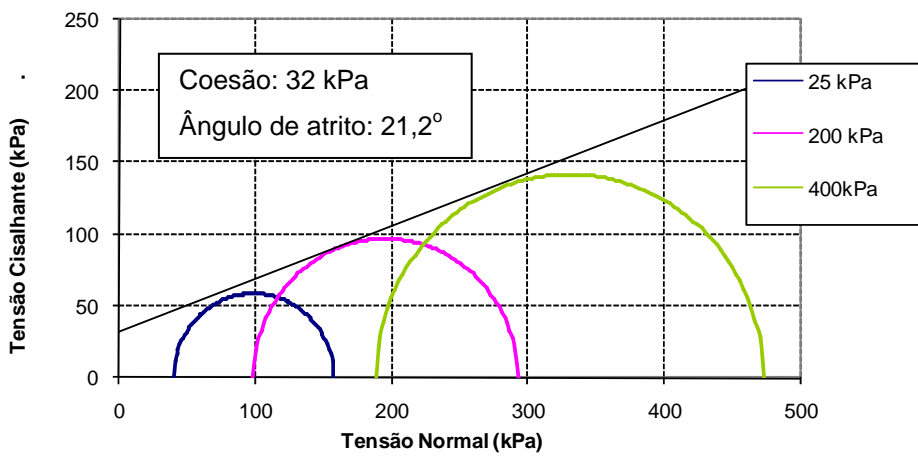


Figura 9.28 – Envoltórias de ruptura para a deformação de 4%.

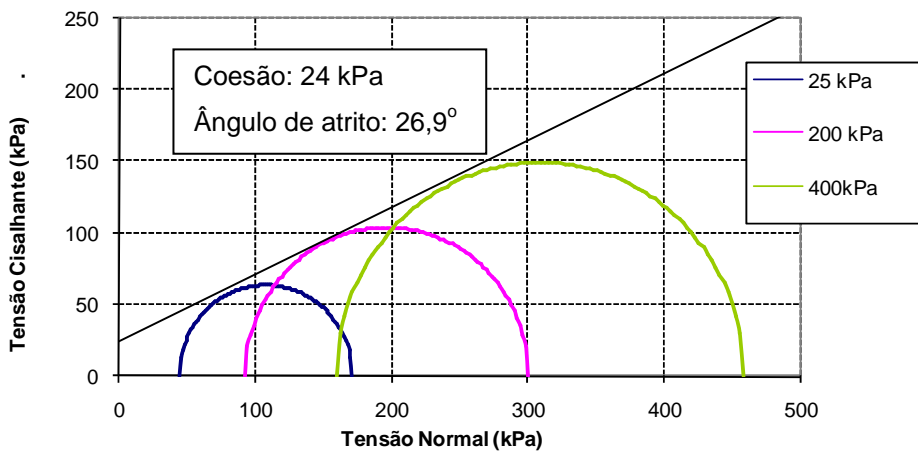


Figura 9.29 – Envoltórias de ruptura para a deformação de 6%.

Utilizando-se a trajetória de tensões para a determinação da ruptura dos corpos-de-prova, obtém-se para os parâmetros de ruptura do solo os valores de 11 kPa para a coesão e 31,8° para o ângulo de atrito (Figura 9.30). Os eixos de

tensões utilizados na apresentação dos resultados gráficos correspondem a $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ e $p' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$.

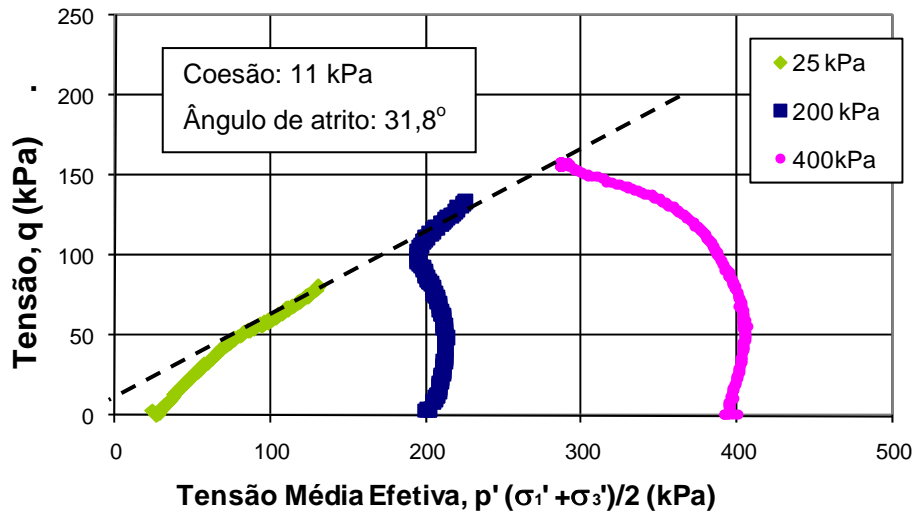


Figura 9.30 – Envolvória de ruptura de acordo com a trajetória de tensões.

Aplicando o critério de ruptura de De Campos e Carrillo (1995), ou seja, assumindo que a tensão cisalhante de ruptura corresponde ao deslocamento a partir do qual a inclinação da curva tensão-deformação permanece com uma inclinação constante α (Figura 9.31), tem-se a envolvente de ruptura apresentada na Figura 9.32.

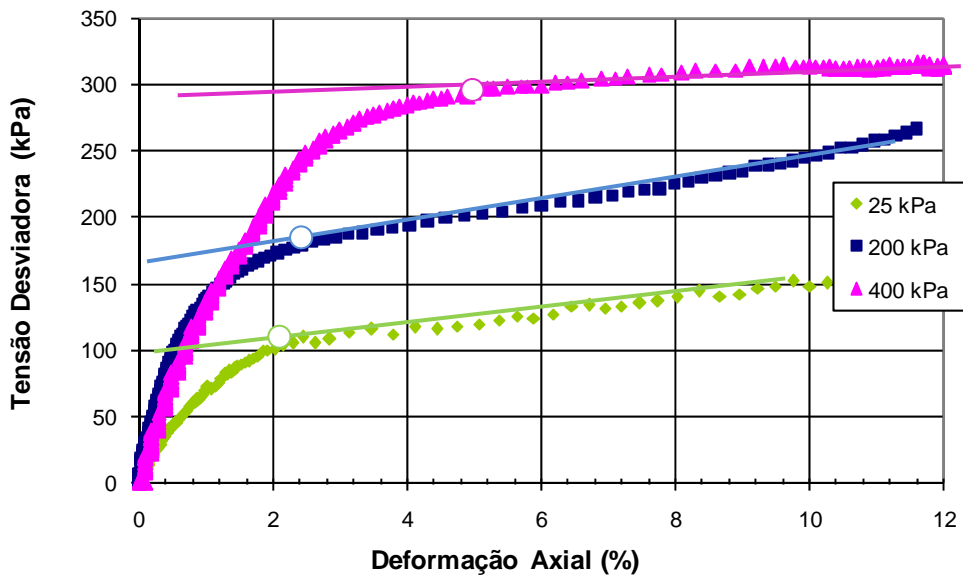


Figura 9.31 – Determinação do ponto de ruptura de acordo com proposição de De Campos e Carrillo, 1995.

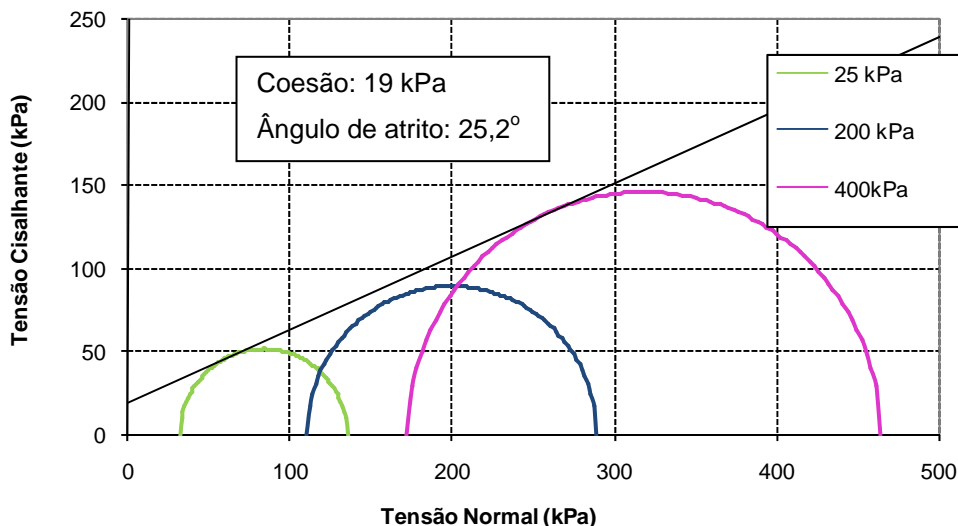


Figura 9.32 – Envoltória de ruptura de acordo com proposição de De Campos e Carrillo, 1995.

A Tabela 9.5 resume os parâmetros de resistência obtidos de acordo com as propostas de ruptura para os ensaios triaxiais e os parâmetros de ruptura obtidos dos ensaios de cisalhamento direto apresentados no Capítulo 8. As envoltórias de ruptura estão apresentadas na Figura 9.33. Observa-se que a envoltória definida pela deformação de 2% situa-se afastada das demais, indicando que para esse nível de deformação o solo ainda não atingiu a ruptura. A envoltória definida pela trajetória de tensões no gráfico de $p \times q$ apresenta um valor para o ângulo de atrito bastante superior e, para níveis de tensão normal acima de 200 kPa a resistência ao cisalhamento fornecida por essa envoltória é mais elevada. A envoltória definida por De Campos e Carrillo (1995) fornece valores médios de resistência e, portanto, deverá ser adotada no presente trabalho.

Tabela 9.5 – Parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb de acordo com os critérios de ruptura.

Ensaio	Critério de ruptura	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Triaxial	Deformação 2%	58	7,2
	Deformação 4%	32	21,2
	Deformação 6%	24	26,9
	Trajectoria de tensões	11	31,8
	De Campos e Carrillo, 1995	19	25,2
Cisalhamento direto	Deslocamento de 12 mm	20,3	26,5
	Deslocamento de 6 mm	21	23,4

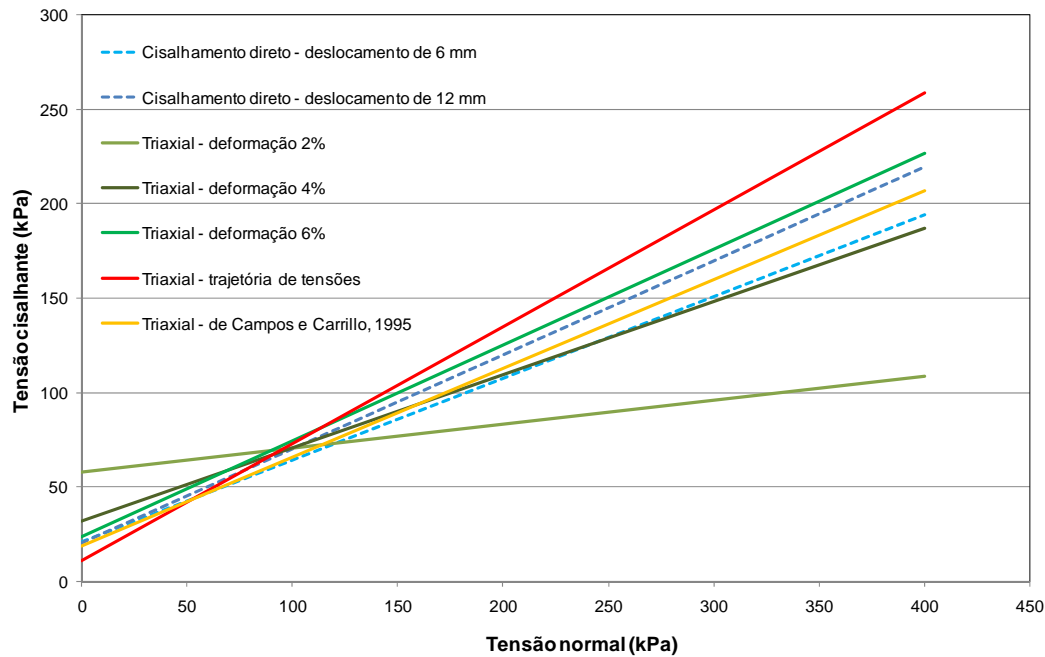


Figura 9.33 – Envoltórias de ruptura para o solo Marrom saturado.

9.2. Ensaio Triaxiais Não Saturados

O objetivo da realização de ensaios triaxiais não saturados é o de fornecer dados que auxiliem o entendimento do comportamento de solos residuais e para futuras pesquisas na área de modelagem numérica que tenham por finalidade desenvolver um modelo de comportamento desses solos. Foram realizados ensaios de tensão controlada e deformação controlada que são descritos nos itens 9.2.3.1 e 9.2.3.2, respectivamente.

9.2.1. Equipamento Utilizado

Os ensaios triaxiais não saturados foram executados na mesma prensa tipo Bishop-Wesley utilizada para os ensaios saturados. A prensa foi adaptada para que o controle de sucção fosse realizado por translação de eixos com pedra porosa de alto valor de entrada de ar de 2 bar instalada na base da célula triaxial. A aplicação da pressão de ar foi efetuada pelo topo e a pressão de água pela base. O sistema de controle das pressões confinante e pressão de água na base da amostra foram realizados pelos motores de passo descritos no item 9.1.1. O controle da pressão de água foi realizado por uma válvula reguladora de pressão (Marsh Bellofram, 2007).

O esquema da disposição dos equipamentos para realização dos ensaios triaxiais está mostrado na Figura 9.34. Foram utilizadas medidas internas de deformação para a determinação das variações de altura e diâmetro do corpo-de-prova. Os instrumentos de medida interna são idênticos aos utilizados nos ensaios saturados e que foram descritos no item 9.1.1.

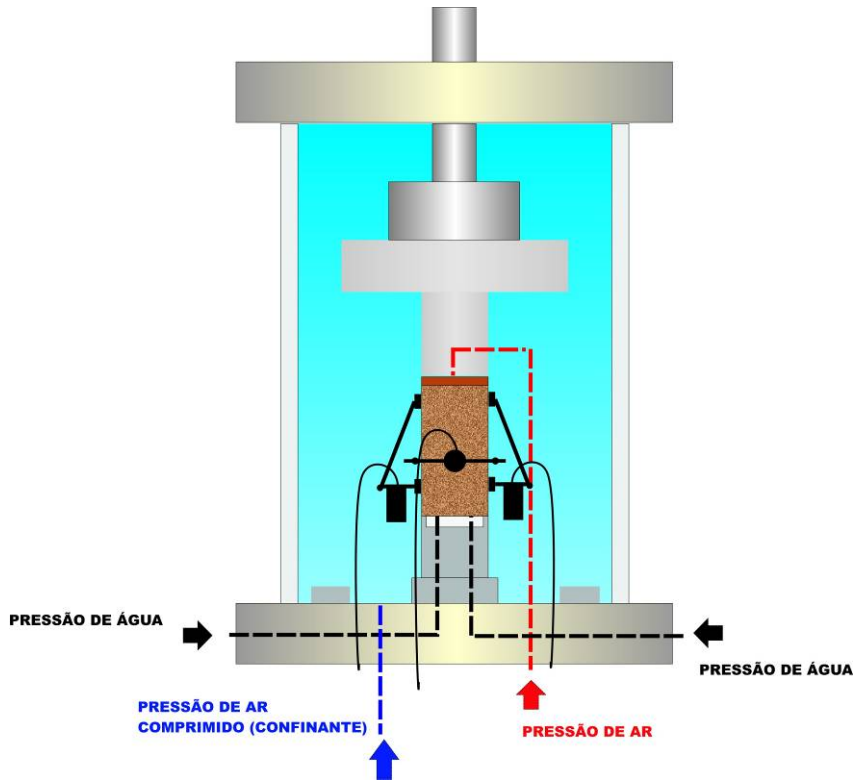


Figura 9.34 – Esquema de disposição dos equipamentos para realização dos ensaios triaxiais não saturados.

9.2.2. Metodologia Empregada

A definição dos valores de sucção para a execução dos ensaios triaxiais foi realizada em função da curva característica apresentada pelo solo Marrom e da capacidade da pedra porosa de alta entrada de ar utilizada.

Os ensaios triaxiais foram conduzidos com a aplicação de sucção constante de 50 kPa e de 150 kPa. As tensões normais líquidas utilizadas foram de 35 kPa, 70 kPa e 150 kPa, em ensaios de compressão axial regidos por tensão controlada e deformação controlada. A tabela abaixo resume as características dos ensaios que foram conduzidos no solo Marrom.

Tabela 9.6 – Ensaio triaxiais não saturados.

Ensaio	Sucção ($u_a - u_w$) (kPa)	Tensão Normal Líquida ($\sigma_n - u_a$) (kPa)	Trajectoria
1	50	35	Sucção controlada Compressão axial com tensão controlada $u_w = 30$ kPa
2		70	
3		70	
4		150	
4	150	35	Sucção controlada Compressão axial com tensão controlada $u_w = 10$ kPa
5		70	
6		150	
7	150	35	Sucção controlada Compressão axial com deformação controlada $u_w = 10$ kPa
8		70	
9		150	

Para a imposição da sucção nos corpos-de-prova, foi utilizado o método de equilíbrio de vapor (Jucá, 1990; Röhm, 1997). As amostras de solo foram colocadas em dessecadores com solução de cloreto de sódio para controle do teor de umidade da atmosfera (ver Capítulo 6, item 6.1). A concentração da solução foi determinada em função da sucção desejada para os ensaios triaxiais. As amostras permaneceram no dessecador por um período mínimo de 30 dias. Após esse período o corpo-de-prova era colocado na câmara triaxial para imposição da sucção matricial. A pressão de ar foi aplicada no topo do corpo-de-prova e a pressão de água aplicada na base do corpo-de-prova. A drenagem ocorria pela base com pedra porosa de alto valor de entrada de ar que estava conectada a um medidor de variação de volume. Considerou-se que a sucção estava equalizada após a cessão de fluxo (Fredlund e Rahardjo, 1993), o que ocorria, normalmente, em 24 horas. A Figura 9.35 apresenta a variação de volume de água de um corpo-de-prova durante o período de estabilização na câmara triaxial.

Os ensaios com tensão controlada foram conduzidos na taxa de 10 kPa/hora e os ensaios com deformação controlada foram conduzidos na velocidade de 0,06 %/hora. O tempo de cisalhamento no ensaio, tanto para aqueles realizados com tensão controlada como os de deformação controlada, foi de 4 dias.

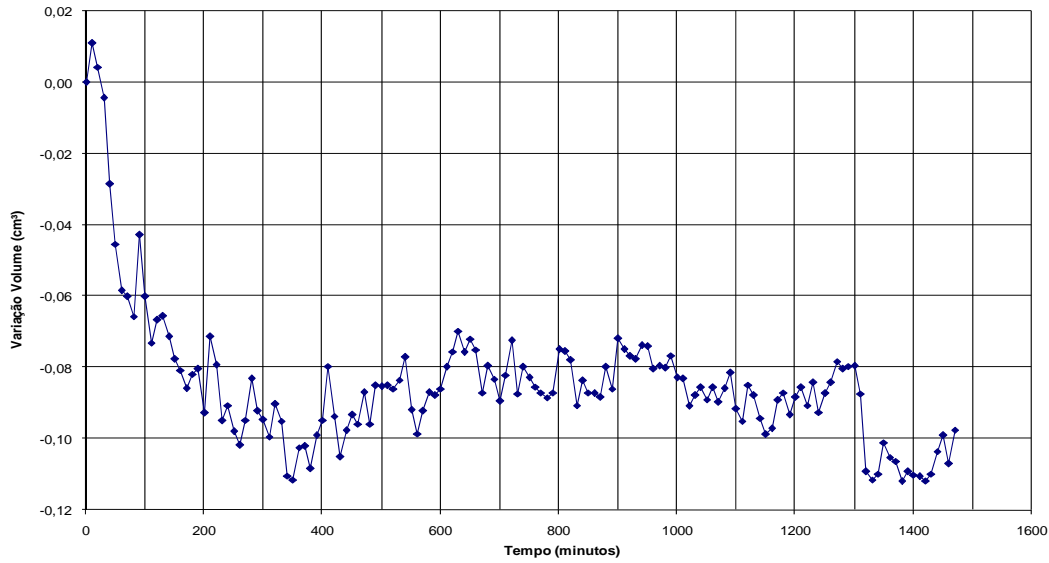


Figura 9.35 – Curvas de variação de volume de água durante estabilização do corpo-de-prova na câmara triaxial.

9.2.3. Resultados Obtidos

9.2.3.1. Ensaio com Tensão Controlada

Os ensaios triaxiais com sucção controlada foram realizados com dois valores de sucção, 50 kPa e 150 kPa. Para os ensaios com 50 kPa de sucção foi usada poro-pressão de água igual a 30 kPa, e para os ensaios com 150 kPa de sucção a poro-pressão de água foi de 10 kPa. A equalização da sucção inicial dos corpos-de-prova foi realizada conforme metodologia descrita no item 9.2.2. Os índices físicos de cada corpo de prova podem ser vistos na Tabela 9.7 e na Tabela 9.8.

Tabela 9.7 – Dados dos corpos-de-prova dos ensaios triaxiais de sucção 50 kPa.

SUCÇÃO - 50 kPa				
Tensão normal líquida (kPa)	35	70a	70b	150
Teor de umidade (%)	26,60	30,35	27,27	29,51
Peso Específico Natural (kN/m³)	18,53	17,56	18,48	17,92
Peso Específico Seco (kN/m³)	14,64	13,47	14,52	13,84
Porosidade	0,45	0,49	0,45	0,48
Índice de Vazios	0,82	0,98	0,83	0,93
Grau de Saturação (%)	86,38	82,70	87,05	84,92
Peso do corpo-de-prova (gf)	185,80	166,22	174,20	166,70

Tabela 9.8 – Dados dos corpos-de-prova dos ensaios triaxiais de sucção 150 kPa.

SUCÇÃO - 150 kPa			
Tensão normal líquida (kPa)	35	70	150
Teor de umidade (%)	29,59	27,71	28,00
Peso Específico Natural (kN/m³)	19,18	17,52	16,79
Peso Específico Seco (kN/m³)	14,80	13,74	14,03
Porosidade	0,44	0,48	0,47
Índice de Vazios	0,80	0,94	0,90
Grau de Saturação (%)	82,91	78,07	82,99
Peso do corpo-de-prova (gf)	177,29	166,72	134,60

Apesar de não ocorrerem variações na quantidade de água dos corpos-de-prova após o período de 24 horas com a sucção aplicada na amostra na prensa triaxial, observa-se que os teores de umidade dos corpos-de-prova variam para uma mesma sucção. Para a sucção de 50 kPa, os teores de umidade estão entre 26,6% e 30,35%, e para a sucção de 150 kPa os teores de umidade estão entre 27,71 e 29,59%. Esta variação pode ser decorrente da própria heterogeneidade do material. Embora os ensaios triaxiais não saturados tenham sido feitos com dois blocos apenas (2.4021.07 e 2.4022.07), existe uma alteração de índices físicos. Conforme já ressaltado em capítulos anteriores, a variação de parâmetros como mineralogia, porosidade e cimentação nestes solos pode ser responsável pela heterogeneidade de comportamento. Também, neste trabalho optou-se por “separar” os diferentes materiais encontrados no perfil por uma característica visual, e pode-se dizer que subjetiva, que é a coloração das amostras. Como a transição entre materiais é gradual e não brusca, a separação em grupos pode reunir materiais diferentes em alguns pontos e materiais similares em outras características podem estar em grupos distintos.

Nas figuras 9.34 e 9.35 estão reproduzidas as curvas características dos solos Marrom e Vermelho (ver Capítulo 6). Cada ponto destas curvas foi determinado a partir de uma amostra diferente e, portanto, essas curvas representam um comportamento médio daquelas amostras similares, mas não iguais. Observa-se que na curva característica do solo Marrom a sucção de 50 kPa equivale a um teor de umidade de 33%, e a sucção de 150 kPa é representada por um teor de umidade de 30 %. Na curva do solo Vermelho a sucção de 50 Kpa é obtida em um teor de umidade de 29% e a sucção de 100 kPa é obtida em um teor de umidade de 29%. Esses valores indicam que os blocos utilizados apresentam características hidráulicas mais próximas à curva característica do solo Vermelho.

Para os ensaios realizados com tensão controlada, a ruptura dos corpos-de-prova ocorreu de forma brusca, frágil, com a formação de um ou dois planos nítidos de ruptura, conforme pode ser visto na Figura 9.38 para as amostras cisalhadas com sucção de 50 kPa e na Figura 9.39 para as amostras cisalhadas com sucção de 150 kPa. A única exceção é o corpo-de-prova D, de tensão normal líquida de 150 kPa. A diferença de comportamento na ruptura do solo residual deve-se à distribuição de poros, que depende da estrutura do solo, mais precisamente da mineralogia e do arranjo das partículas. A ruptura dúctil parece que está associada à distribuição uniforme de poros, que pode ser conseguida adensando o solo sob altas tensões. Ao contrário a ruptura frágil está associada à má distribuição de poros, o que facilita a concentração de tensão ao longo dos vazios (Futai, 2002).

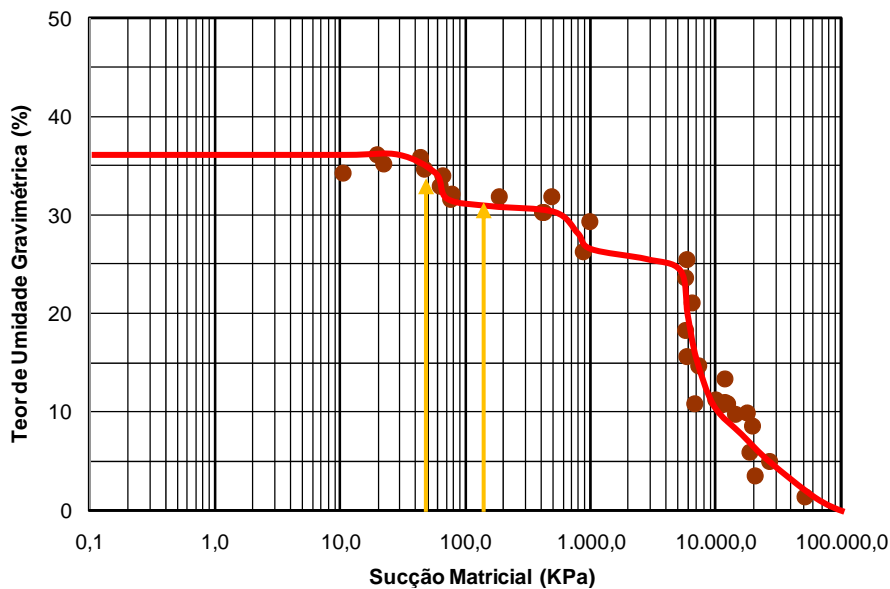


Figura 9.36 – Curva característica do solo Marrom.

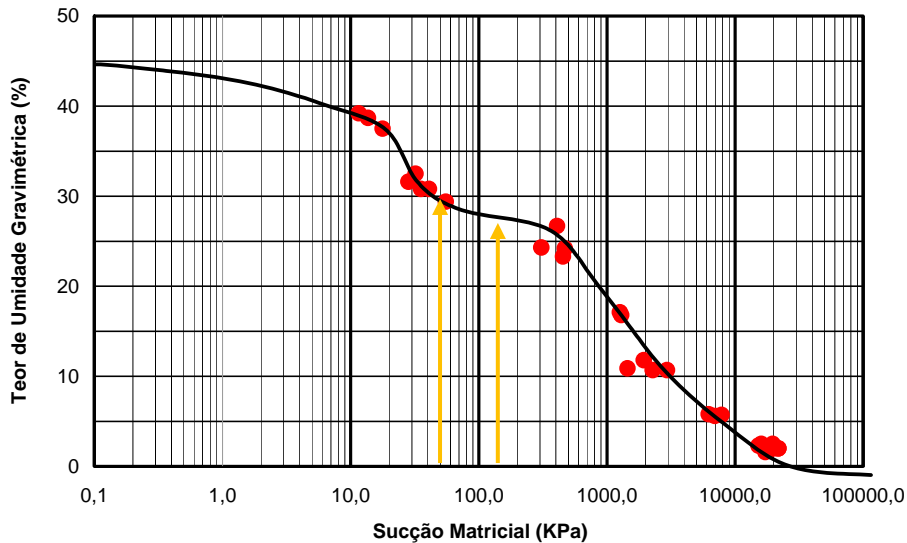


Figura 9.37 – Curva característica do solo Vermelho.

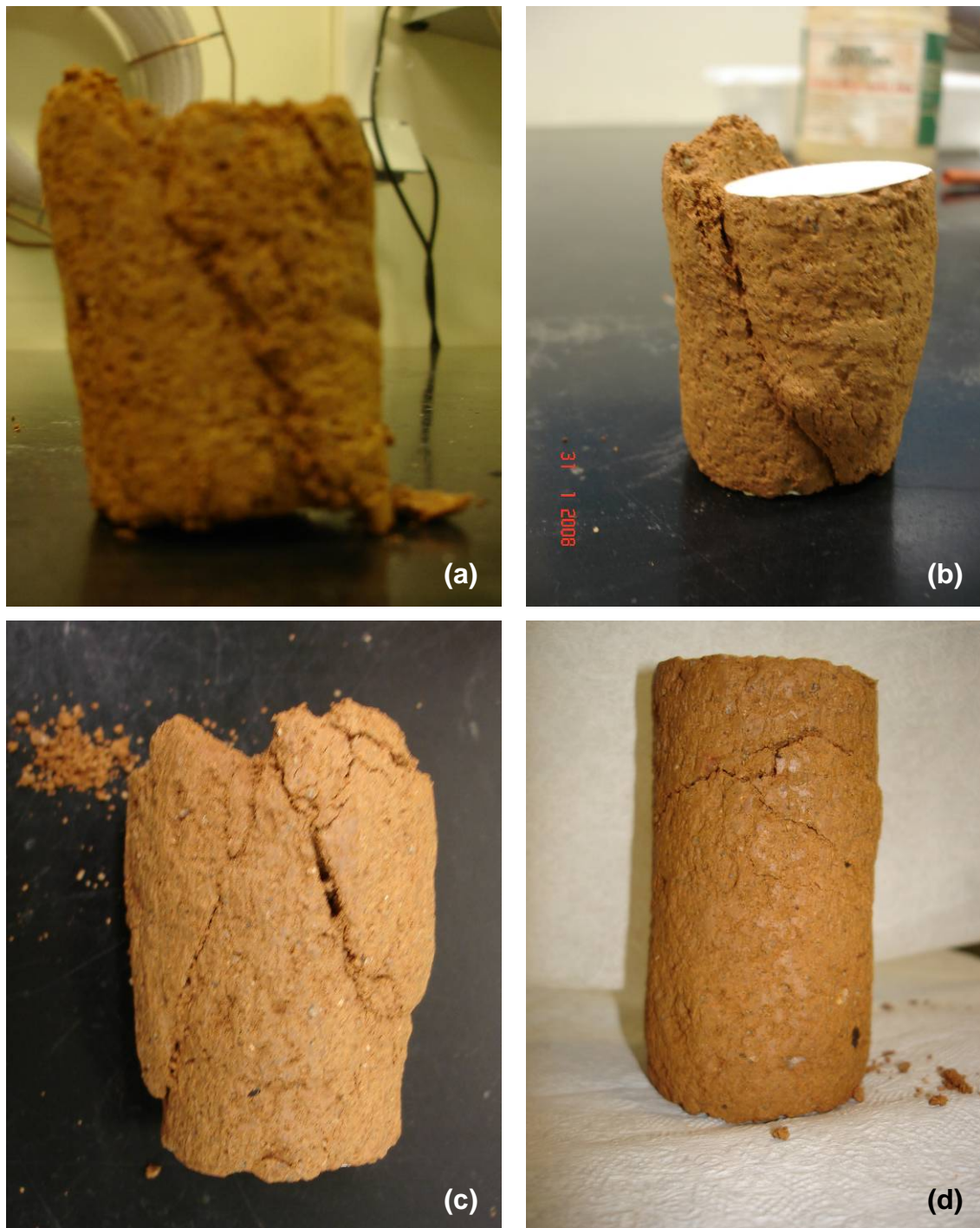


Figura 9.38 – Corpos-de-prova dos ensaios triaxiais com sucção controlada de 50 kPa. Ensaio com tensão controlada. (a) Corpo-de-prova A - Tensão normal líquida de 35 kPa. (b) Corpo-de-prova B - Tensão normal líquida de 70 kPa. (c) Corpo-de-prova C - Tensão normal líquida de 70 kPa. (d) Corpo-de-prova D - Tensão normal líquida de 150 kPa.

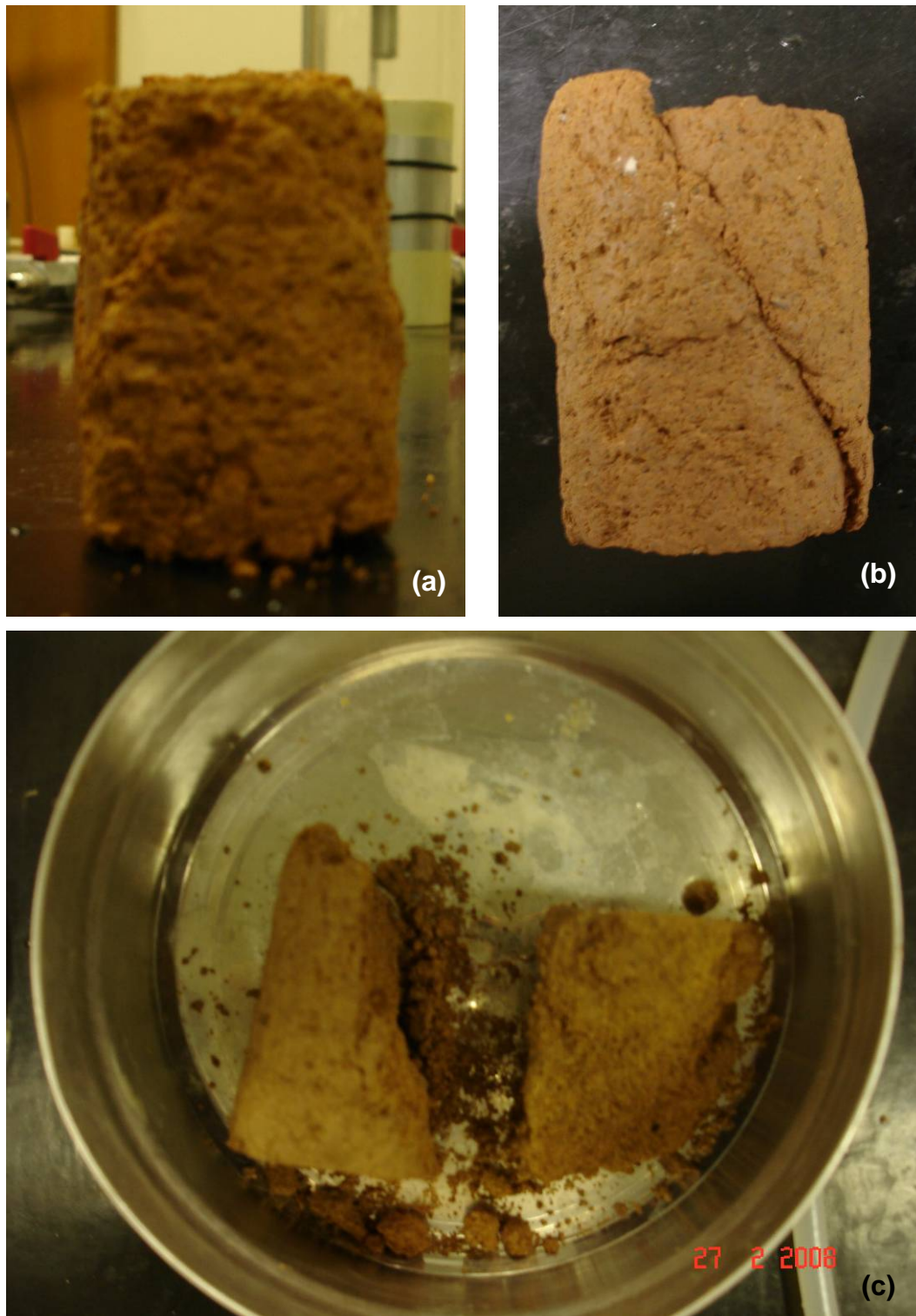


Figura 9.39 – Corpos-de-prova dos ensaios triaxiais com sucção controlada de 150 kPa. Ensaio com tensão controlada. (a) Corpo-de-prova E - Tensão normal líquida de 35 kPa. (b) Corpo-de-prova F - Tensão normal líquida de 70 kPa. (c) Corpo-de-prova G - Tensão normal líquida de 150 kPa.

A Figura 9.40 registra as curvas tensão-deformação dos ensaios com sucção de 50 kPa e a Figura 9.42 os resultados dos ensaios com sucção de 150 kPa. Para a sucção de 50 kPa foram realizados dois ensaios com tensão normal líquida de 70 kPa e um ensaio com tensão de 35 kPa e outro com tensão de 150 kPa. Para a sucção de 150 kPa foi realizado um ensaio para cada tensão normal líquida citada anteriormente. As curvas dos ensaios com tensão controlada serão utilizadas para a análise do comportamento tensão-deformação do solo.

Para a sucção de 50 kPa apenas um corpo-de-prova apresentou curva tensão-deformação com pico de resistência. Inclusive esse ensaio, com tensão normal líquida de 70 kPa, apresentou um valor de resistência ao cisalhamento bastante superior. O outro corpo-de-prova de tensão 70 kPa e o corpo-de-prova com tensão de 35 kPa romperam bruscamente e, devido ao tipo de ensaio (tensão controlada) não foi possível obter o comportamento pós-ruptura. O ensaio de 150 kPa apresentou maior deformação radial do que os demais, e o ensaio de 70 kPa que apresentou pico foi o que apresentou menor deformação radial. As leituras de deformação radial deste ensaio foram até pouco mais de 5%, quando o curso do instrumento não foi mais suficiente.

Para a sucção de 150 kPa, também o ensaio de tensão normal líquida de 70 kPa apresentou pico de resistência na curva tensão-deformação. Os demais ensaios também romperam bruscamente. A deformação radial até aproximadamente 3% de deformação axial foi praticamente igual para todos os níveis de tensão normal líquida investigados.

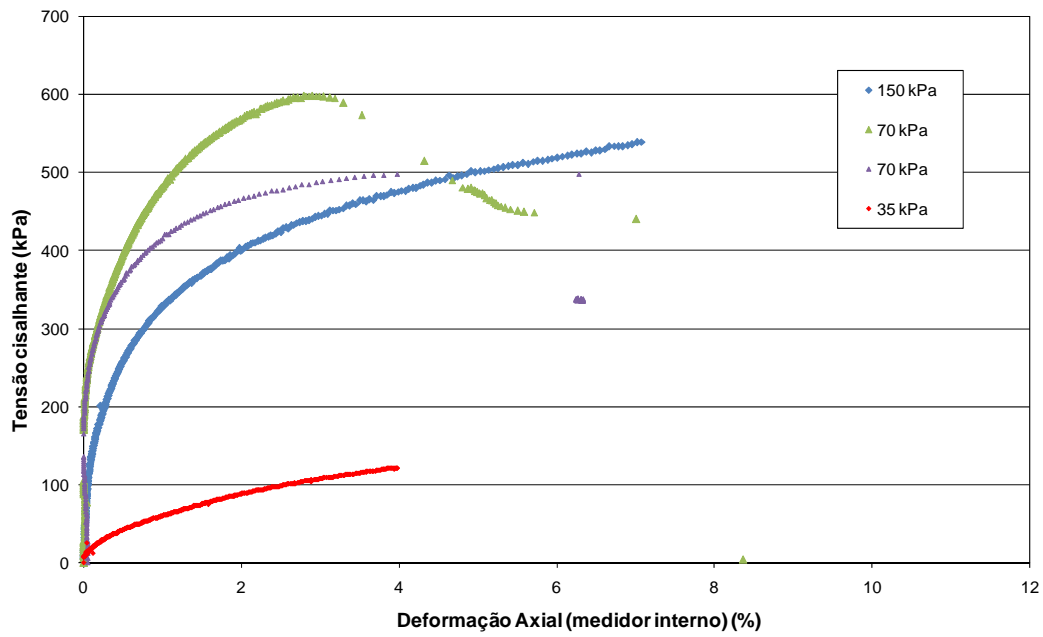


Figura 9.40 – Ensaio triaxial de sucção controlada igual a 50 kPa, tensão controlada. Curvas tensão-deformação.

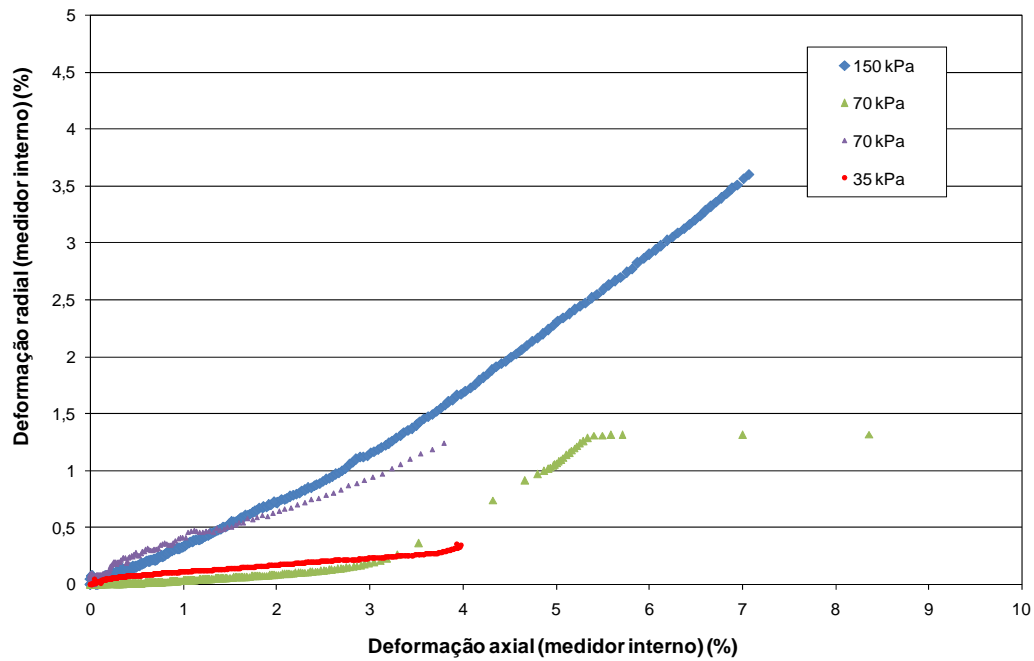


Figura 9.41 – Ensaio triaxial de sucção controlada igual a 50 kPa, tensão controlada. Curvas deformação radial-deformação axial.

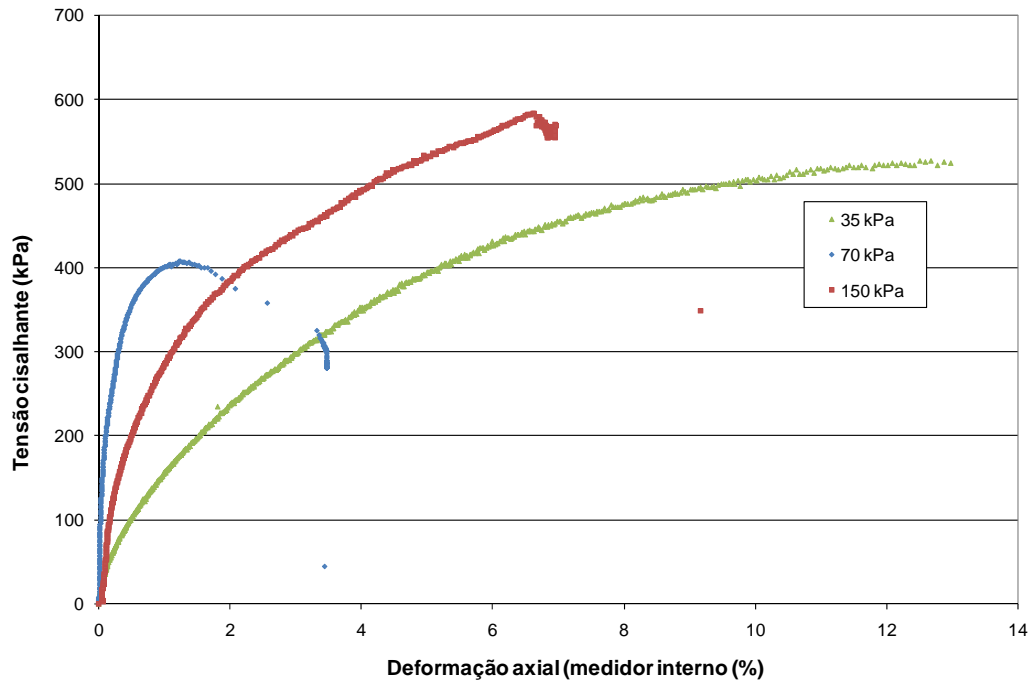


Figura 9.42 – Ensaio triaxial de sucção controlada igual a 150 kPa, tensão controlada. Curvas tensão-deformação.

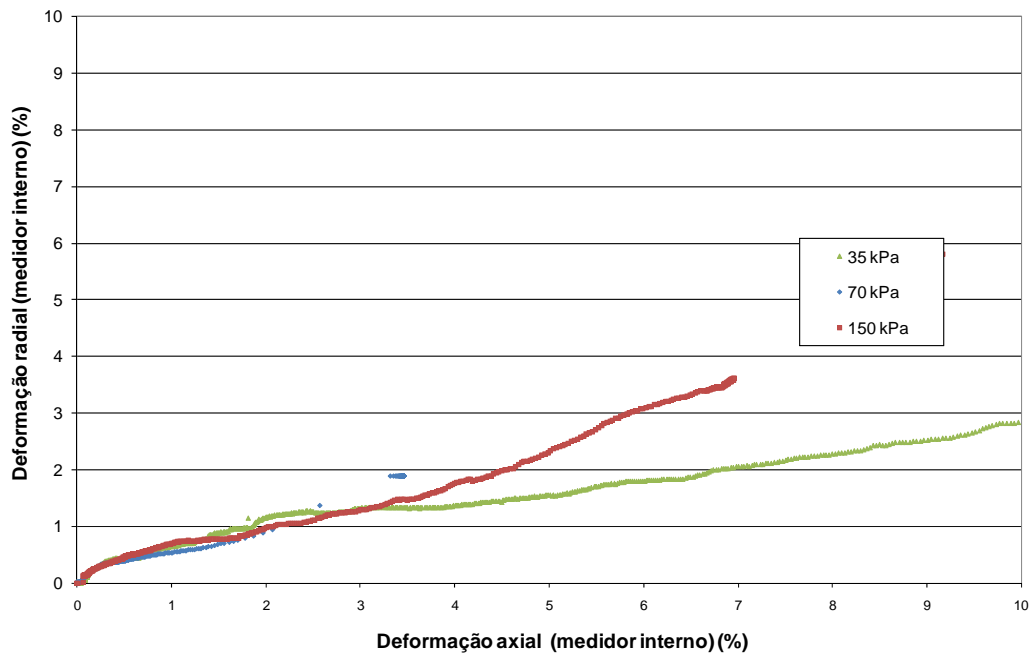


Figura 9.43 – Ensaio triaxial de sucção controlada igual a 150 kPa, tensão controlada. Curvas deformação radial-deformação axial.

9.2.3.2. Ensaios com Deformação Controlada

Além dos ensaios com tensão controlada descritos no item precedente, a relação tensão-deformação do solo Marrom não saturado foi estudada também através de ensaios de deformação controlada. Os ensaios foram conduzidos com sucção constante de 150 kPa nas tensões normais líquidas de 35 kPa, 70 kPa e 150 kPa. A Tabela 9.9 resume as características dos ensaios executados e dos corpos-de-prova. Os corpos-de-prova foram moldados a partir da amostra 2.4022.07.

Tabela 9.9 – Dados dos corpos-de-prova ensaiados à deformação controlada com sucção de 150 kPa.

SUCÇÃO - 150 kPa			
Tensão normal líquida (kPa)	35	70	150
Teor de umidade (%)	27,91	28,68	27,06
Peso Específico Natural (kN/m³)	19,04	17,60	17,64
Peso Específico Seco (kN/m³)	14,88	13,68	13,88
Porosidade	0,44	0,48	0,48
Índice de Vazios	0,79	0,94	0,91
Grau de saturação (%)	78,09	65,03	76,50
Peso do corpo-de-prova (gf)	181,65	171,74	176,85

Os corpos-de-prova ensaiados à deformação controlada são apresentados na Figura 9.44. Os elementos ensaiados com as tensões normais líquidas de 35 kPa e 70 kPa apresentam plano de ruptura definido, mas sem deslocamento suficiente para separação em dois corpos. Já o corpo-de-prova ensaiado com tensão de 150 kPa rompeu em um plano situado na metade superior do elemento. Essa ruptura foi similar à do corpo-de-prova também de tensão normal de 150 kPa e sucção de 50 kPa (Figura 9.38 - corpo-de-prova d).

A Figura 9.45 apresenta as curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial para os três ensaios executados e a Figura 9.46 mostra a variação da deformação radial *versus* a deformação axial. As medidas de deformação axial e radial foram efetuadas com medidores internos. A medida de deformação radial do ensaio de 150 kPa apresentou muita variação, o que prejudica um pouco a análise do resultado. As curvas de tensão normal líquida de 35 kPa e 70 kPa apresentaram pico de resistência, enquanto a curva de 150 kPa não apresenta uma ruptura nítida.

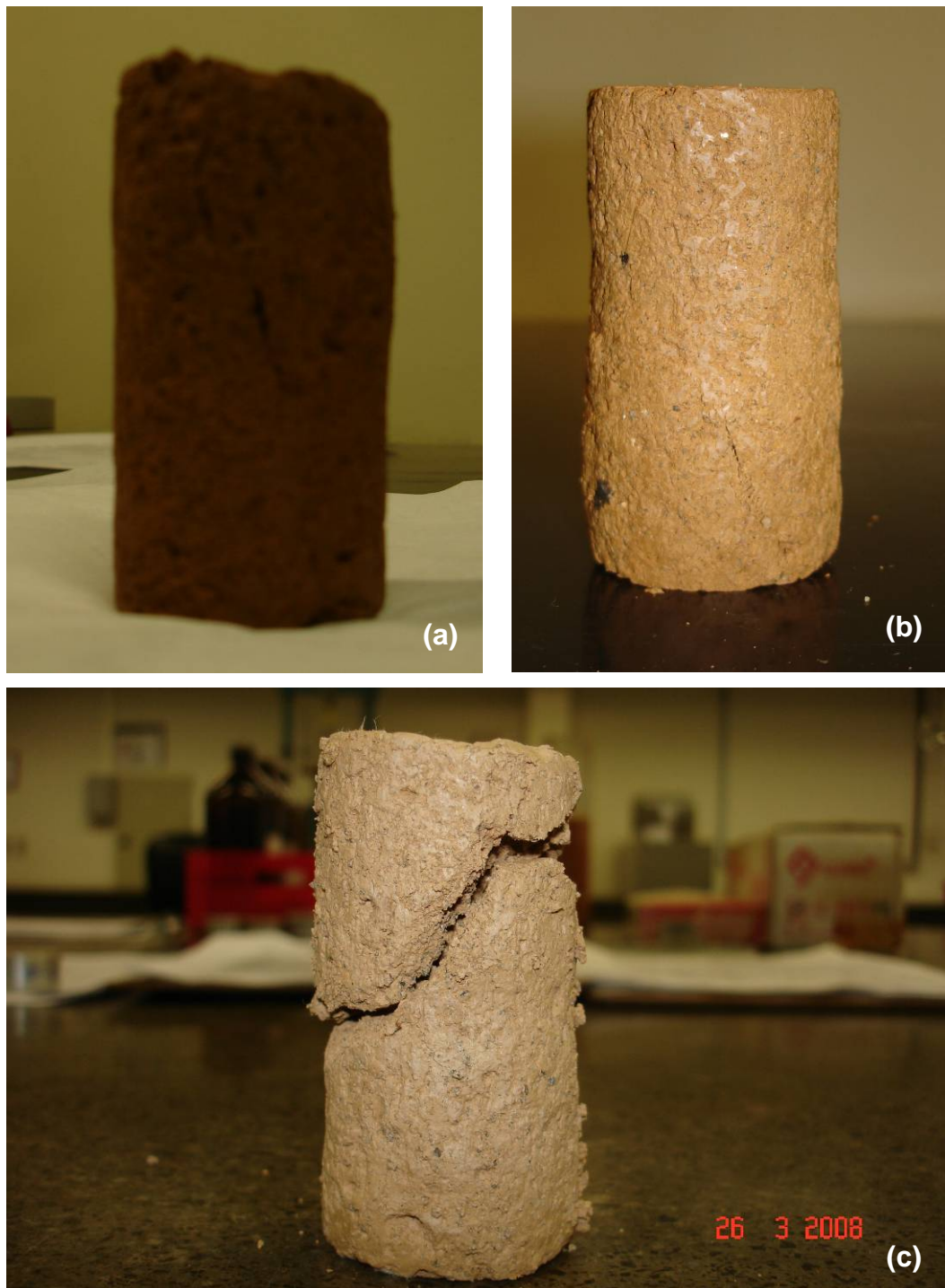


Figura 9.44 – Corpos-de-prova dos ensaios triaxiais com sucção controlada de 150 kPa. Ensaio com deformação controlada. (a) Corpo-de-prova H - Tensão normal líquida de 35 kPa. (b) Corpo-de-prova I - Tensão normal líquida de 70 kPa. (c) Corpo-de-prova J - Tensão normal líquida de 150 kPa.

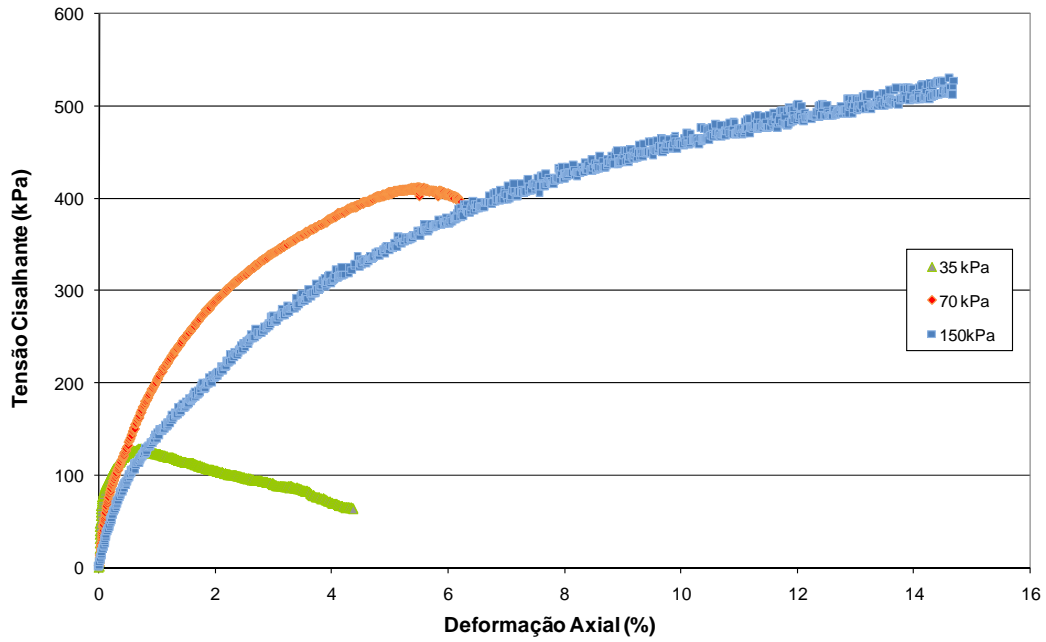


Figura 9.45 – Ensaio triaxial de sucção controlada, igual a 150 kPa, deformação controlada. Curvas tensão-deformação.

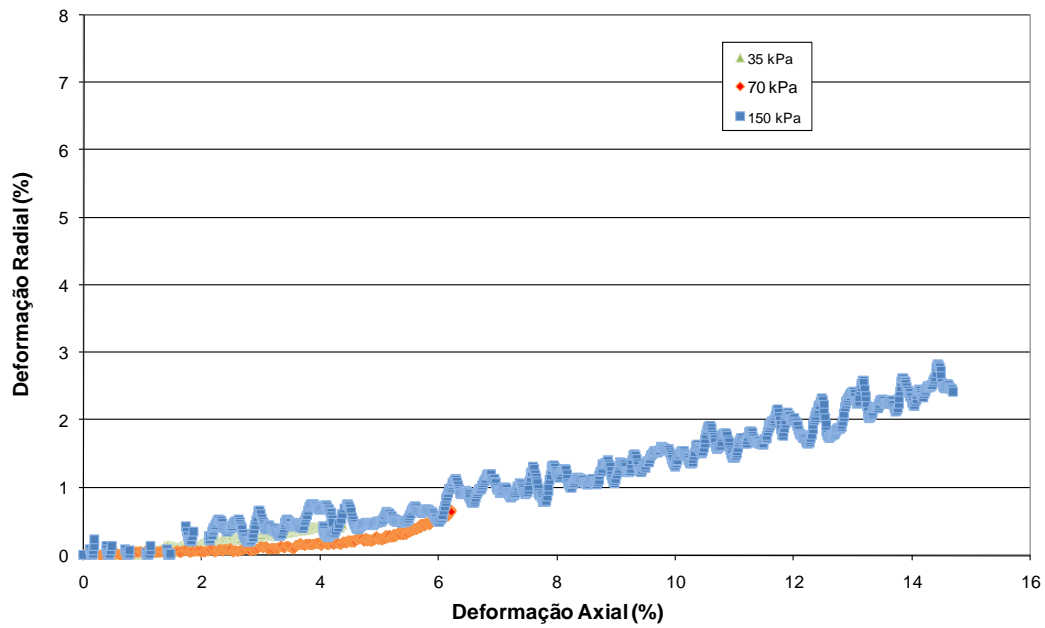


Figura 9.46 – Ensaio triaxial de sucção controlada, igual a 150 kPa, deformação controlada. Curvas deformação radial-deformação axial.

9.2.4. Comportamento Tensão-Deformação

Assim como realizado para os ensaios executados no solo saturado, o comportamento tensão-deformação para pequenas deformações é analisado neste item para o estado não saturado. Através das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação radial são determinados os pontos de mudança de comportamento do solo. Foi observada a deformação axial referente ao final do patamar de módulo (E) constante e a deformação axial referente ao início de maior deformação radial. Outras mudanças de comportamento, principalmente identificadas na deformação radial também foram anotadas. A identificação desses pontos foi realizada visualmente. As medidas de deformação axial e radial são provenientes de medidores locais de deformação. Os ensaios realizados com tensão controlada e sucção constante de 50 kPa são apresentados nas Figuras 9.46 a 9.51 e os com sucção de 150 kPa são apresentados nas Figuras 9.52 a 9.57. Os ensaios realizados com deformação controlada e sucção constante de 150 kPa são apresentados nas Figuras 9.58 a 9.60.

Nos ensaios executados com deformação controlada a medida de deformação radial mostrou-se mais instável do que nos ensaios com tensão controlada, fato que prejudica a análise do comportamento dos materiais (Figura 9.59, Figura 9.60 e Figura 9.61).

A análise das curvas mostra que, normalmente, nas curvas tensão-deformação, o final do trecho onde o módulo de deformação é constante (módulo inicial) está associado a uma mudança de inclinação na curva de deformação axial *versus* deformação radial (Figura 9.47, Figura 9.49, Figura 9.51, Figura 9.55, Figura 9.57).

Observa-se também que os ensaios que apresentam pico de resistência na curva tensão-deformação, apresentam também um aumento significativo da deformação radial, provavelmente relacionada à formação do plano de ruptura (Figura 9.46, Figura 9.55, Figura 9.59, Figura 9.60).

As mudanças de comportamento identificadas pela curva tensão cisalhante *versus* deformação axial, ou pela curva deformação radial *versus* deformação axial pela mudança brusca de direção estão resumidas na Tabela 9.10, para os ensaios de tensão controlada, e na Tabela 9.11 para os ensaios de deformação controlada.

Nota-se que os trechos de módulo de deformação constante ocorrem para níveis de deformação inferiores a 0,2%, embora o nível de tensão seja bastante variável. O início de maior deformação radial está associado à ruptura do material e sua ocorrência é entre 0,26% e 4,34 % de deformação axial. Outros pontos de mudança de comportamento foram observados e, provavelmente são decorrentes de quebra de cimentação / alteração da estrutura do material. Para essas outras mudanças de comportamento não foi possível identificar nenhum padrão, sendo pertinentes à heterogeneidade dos solos.

Tabela 9.10 – Pontos de mudança de comportamento para os ensaios não saturados, tensão controlada.

Ensaio	Pontos de mudança de direção					
	Deformação axial (%) / Tensão cisalhante (kPa)					
	Final do patamar de E constante		Início de maior deformação radial		Outros pontos de mudança	
	Sucção 50 kPa	Sucção 150 kPa	Sucção 50 kPa	Sucção 150 kPa	Sucção 50 kPa	Sucção 150 kPa
35 kPa	0,14 / 22	0,17 / 55	3,75 / 119	3,7 / 335	0,17 / 24	0,63 / 118 1,86 / 223
70 kPa	0,09 / 264	0,14 / 224	2,86 / 598 0,26 / 317	1,36 / 406	-	0,12 / 214
150 kPa	0,16 / 168	0,20 / 121	0,45 / 247	1,7 / 364	3,0 / 445	1,15 / 300

Tabela 9.11 – Pontos de mudança de comportamento para os ensaios não saturados, deformação controlada.

Ensaio	Pontos de mudança de direção		
	Deformação axial (%) / Tensão cisalhante (kPa)		
	Final do patamar de E constante	Início de maior deformação radial	Outros pontos de mudança
35 kPa	0,05 / 74	0,75 / 128	-
70 kPa	0,15 / 73	5,4 / 412	-
150 kPa	0,5 / 100	4,34 / 323	1,76 / 193

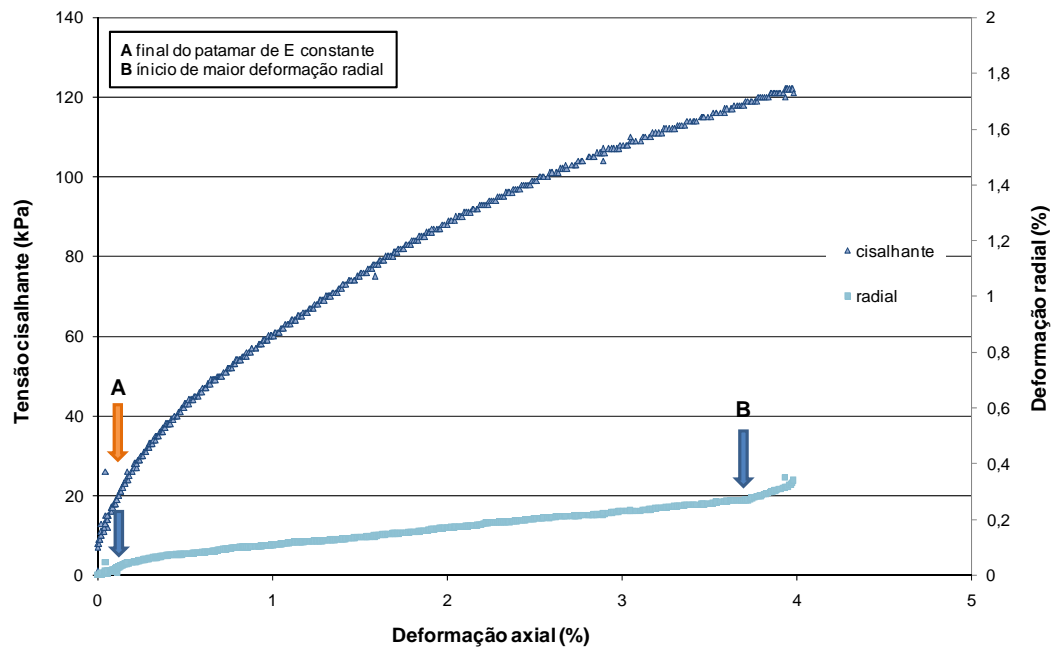


Figura 9.47 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa, escala 1.

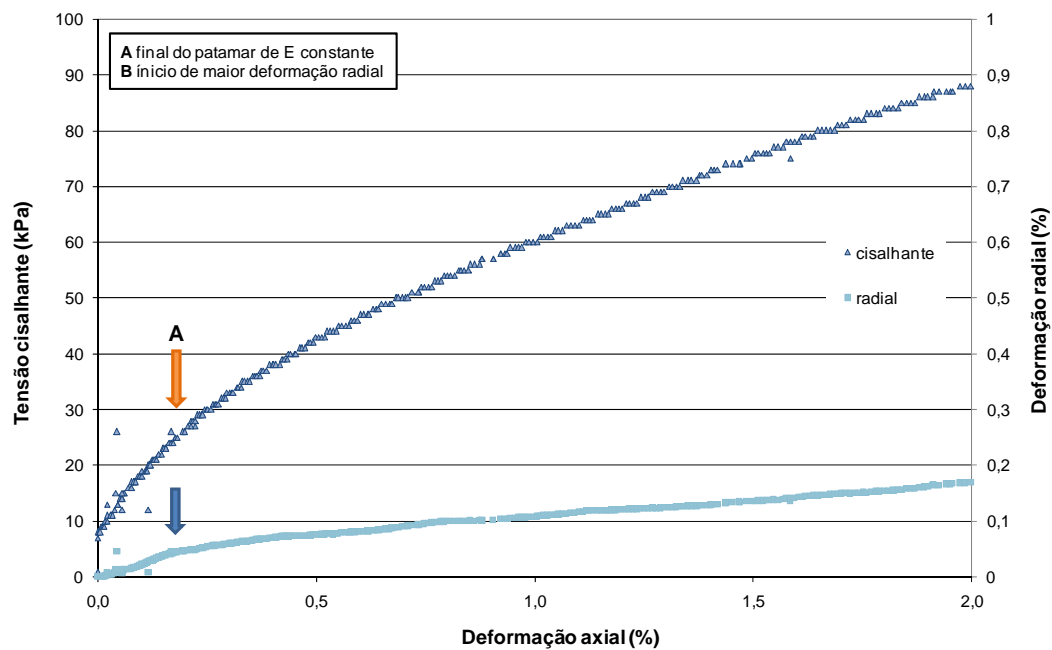


Figura 9.48 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa, escala 2.

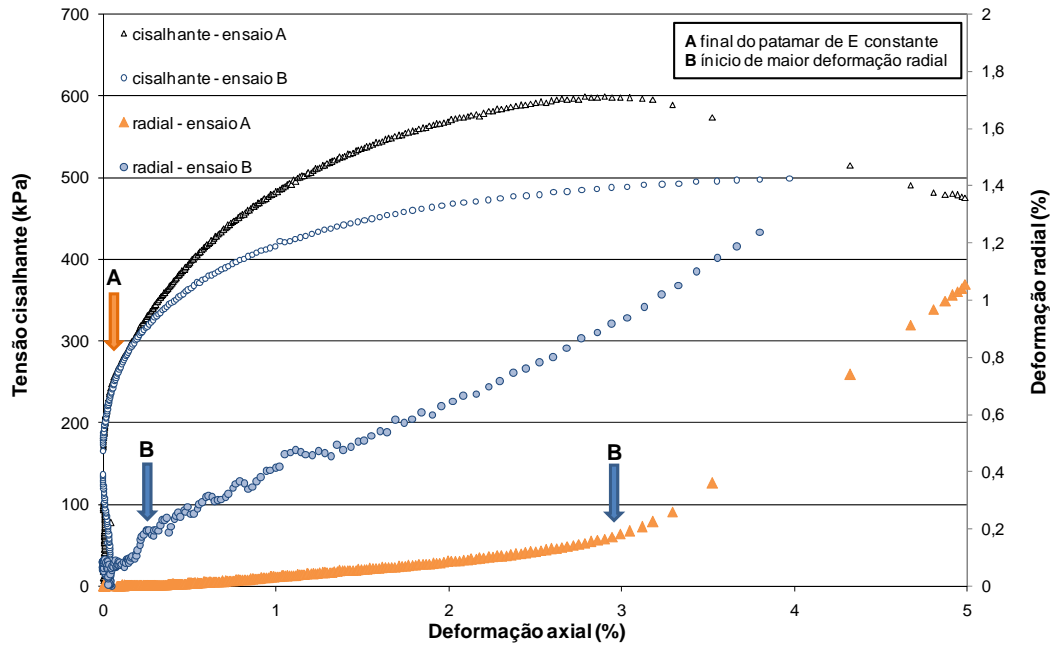


Figura 9.49 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa, escala 1.

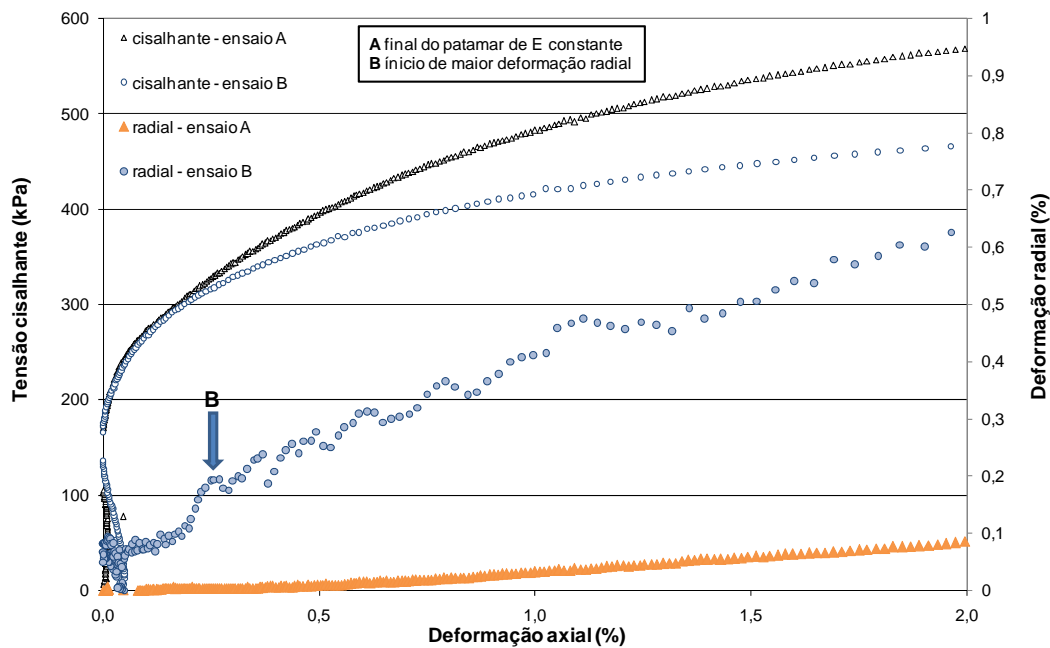


Figura 9.50 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa, escala 2.

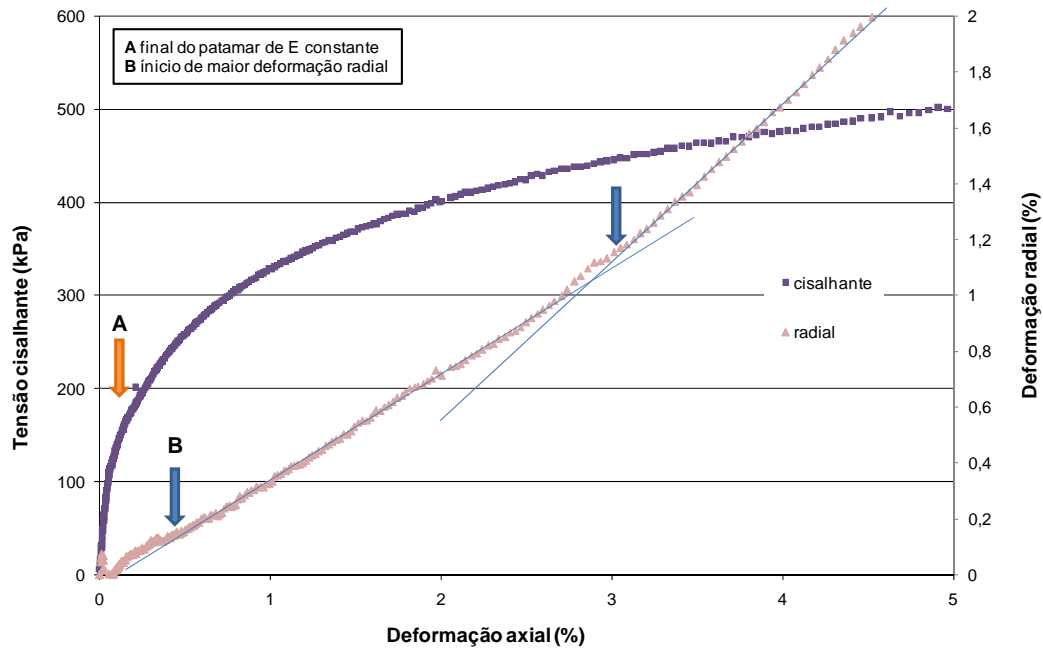


Figura 9.51 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa, escala 1.

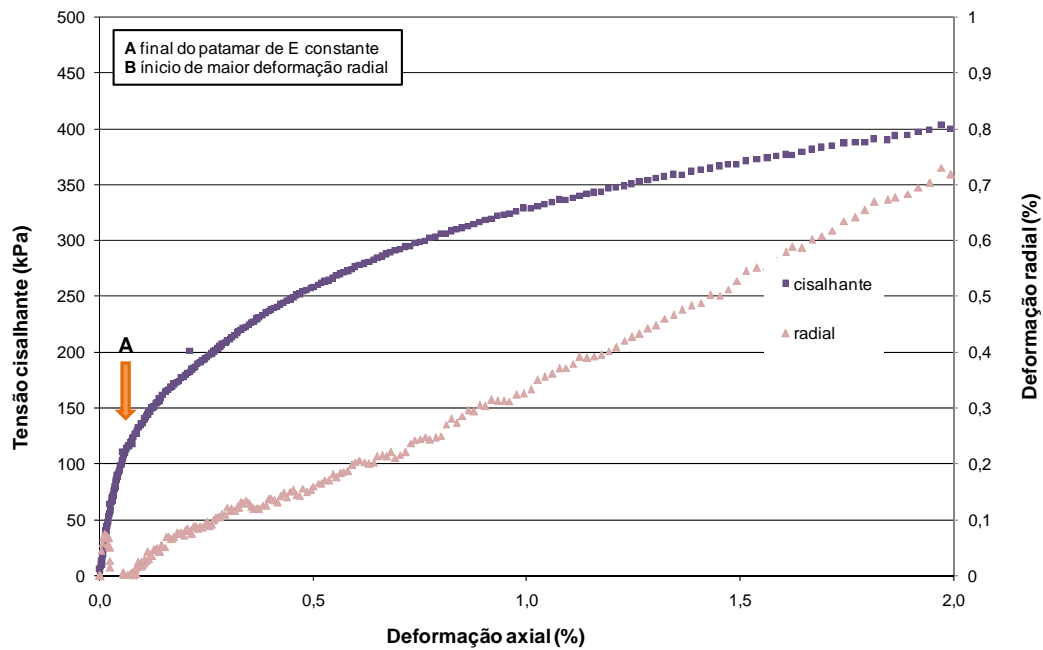


Figura 9.52 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 50 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa, escala 2.

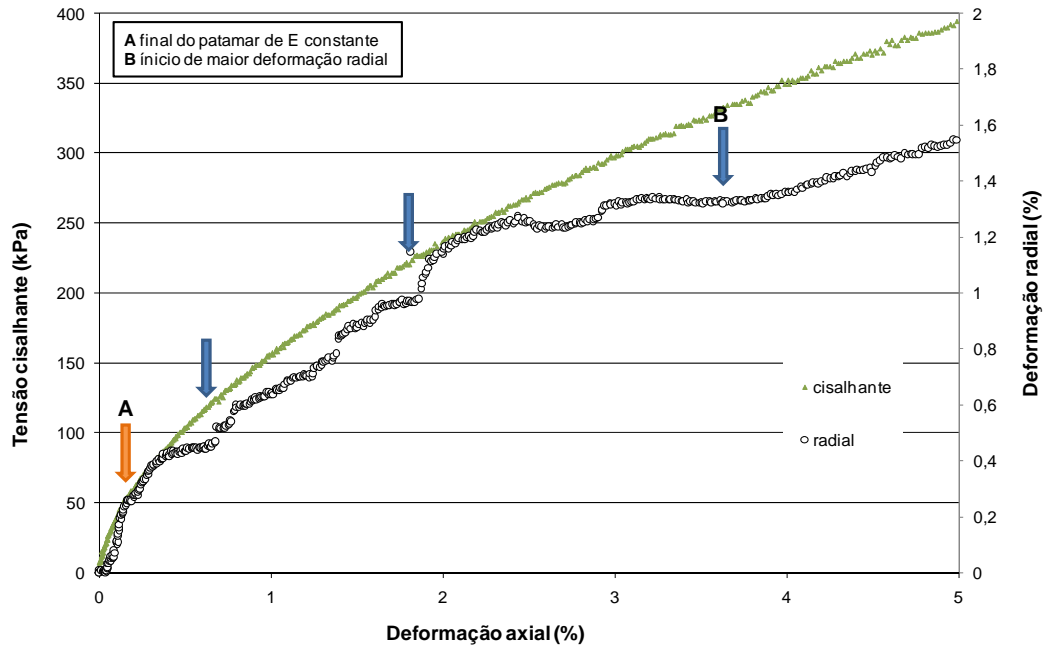


Figura 9.53 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa, escala 1.

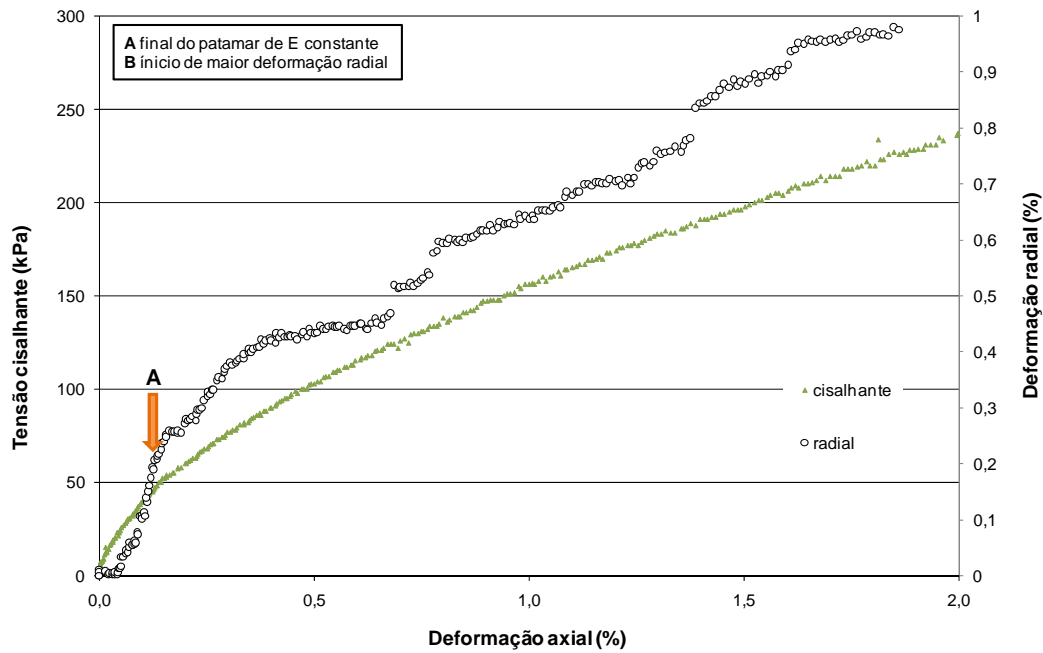


Figura 9.54 – Curvas tensão cisalhante versus deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) versus deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa, escala 2.

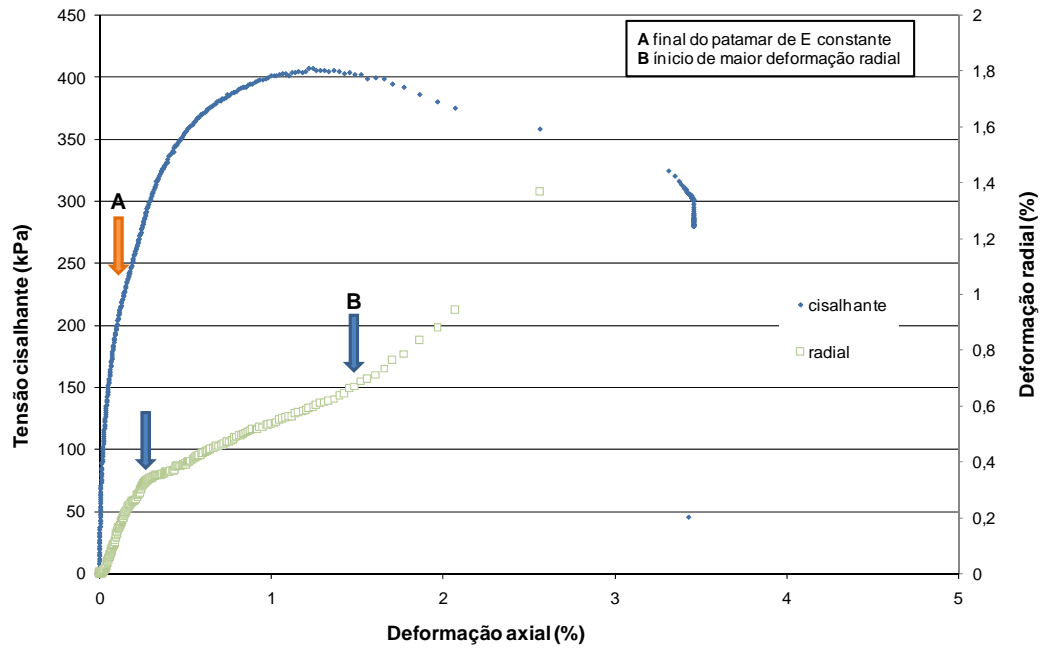


Figura 9.55 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa, escala 1.

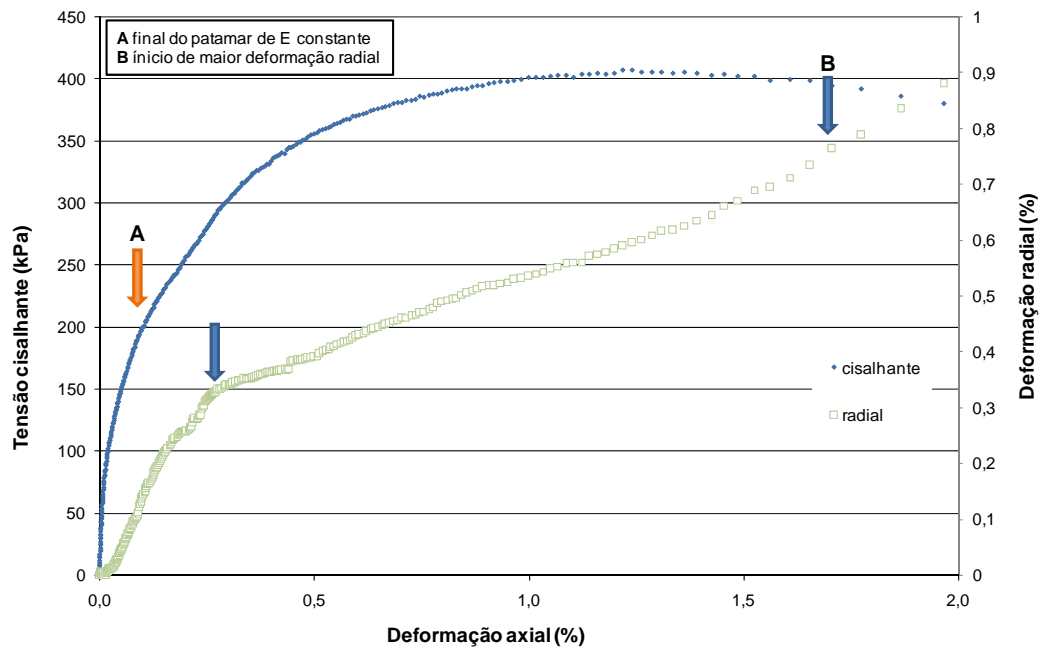


Figura 9.56 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa, escala 2.

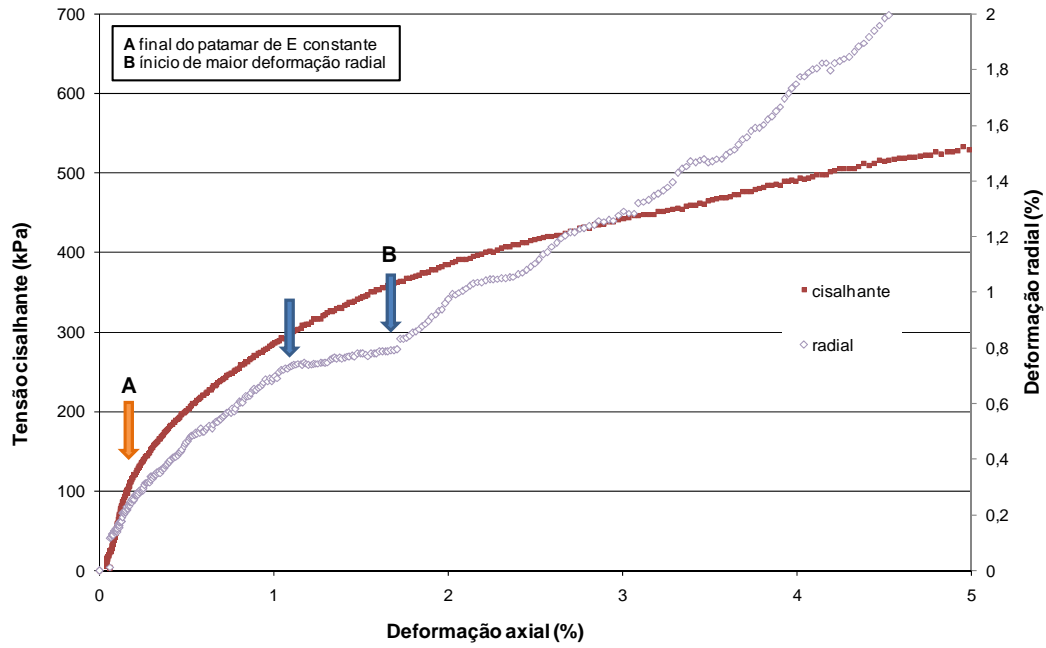


Figura 9.57 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa, escala 1.

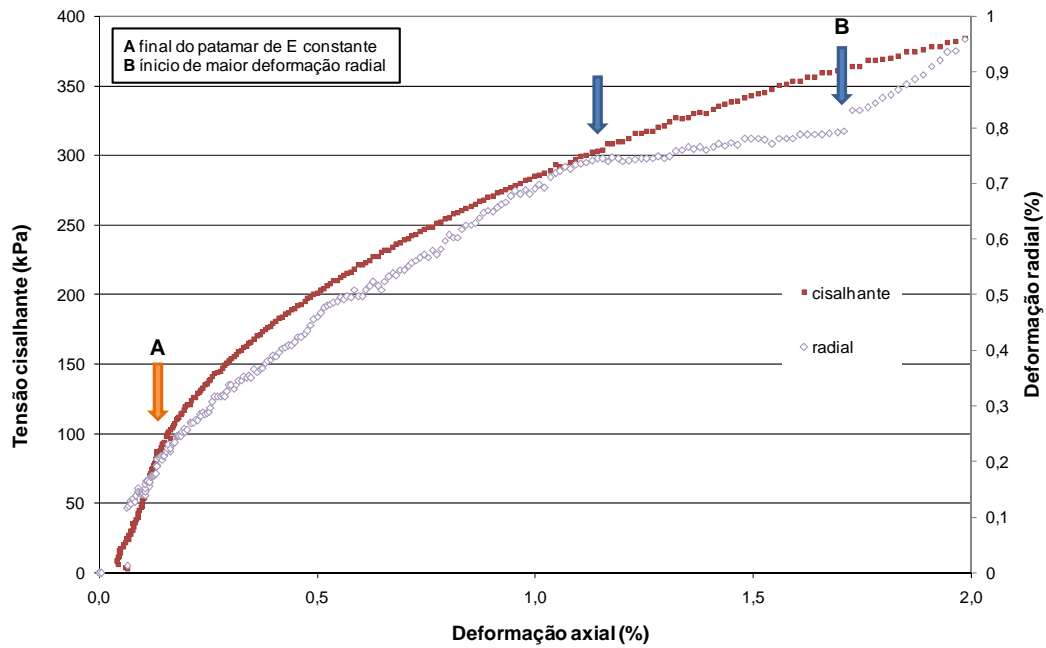


Figura 9.58 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, tensão controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa, escala 2.

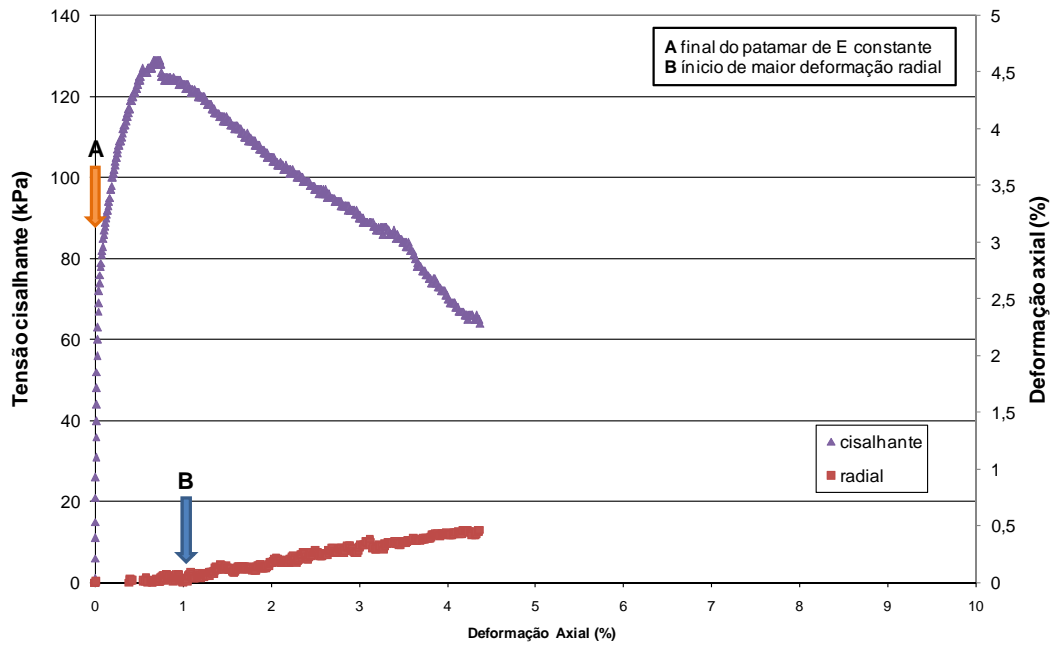


Figura 9.59 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, deformação controlada, e tensão normal líquida de 35 kPa.

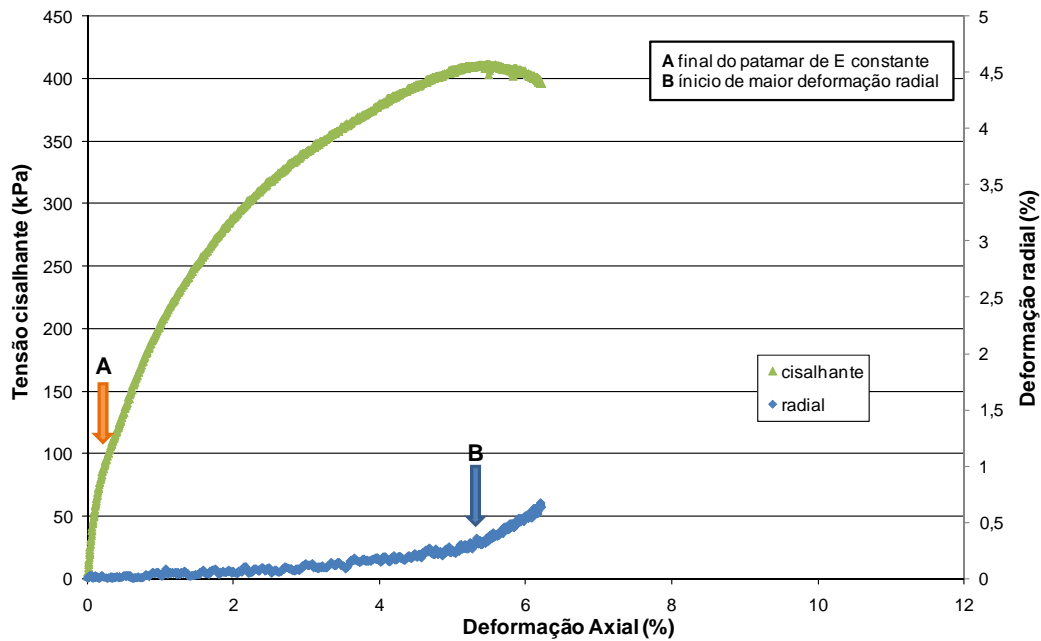


Figura 9.60 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, deformação controlada, e tensão normal líquida de 70 kPa.

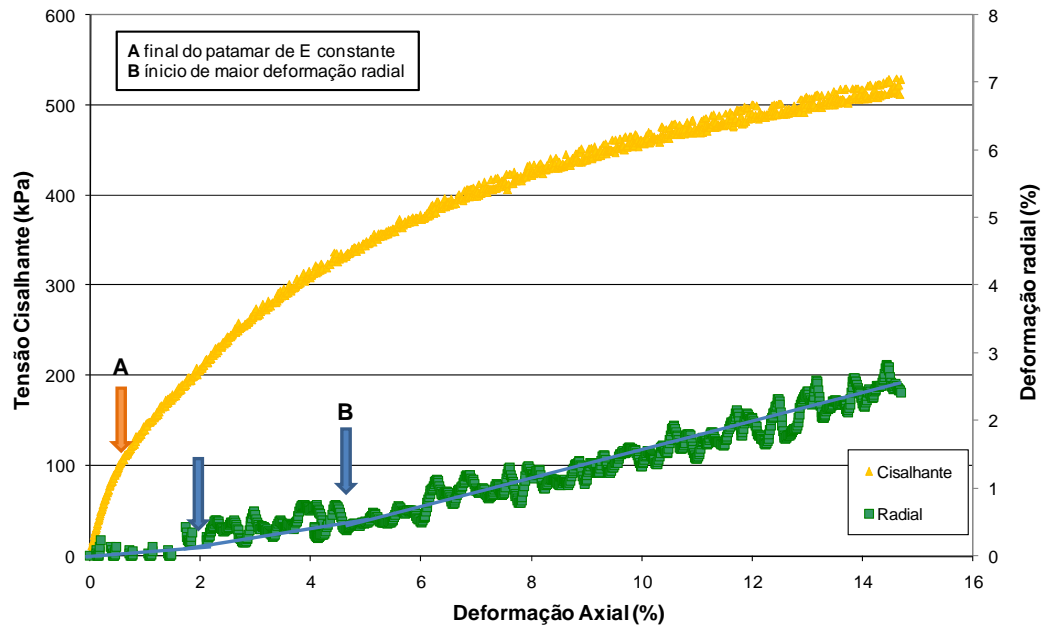


Figura 9.61 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial (medidor interno) e deformação axial (medidor interno) *versus* deformação radial (medidor radial) para a sucção de 150 kPa, deformação controlada, e tensão normal líquida de 150 kPa.

Os parâmetros de deformação do solo no estado não saturado foram determinados a partir das curvas: tensão cisalhante *versus* deformação axial (módulo de deformação E), deformação radial *versus* deformação axial (coeficiente de Poisson ν). Os parâmetros foram determinados para cada ponto das curvas. O módulo de deformação foi calculado até a deformação de 2% ou, para as curvas que apresentaram ruptura em níveis de deformação inferior, até o pico de resistência. O coeficiente de Poisson foi calculado até a deformação axial de 5%. As variações de E em função da deformação axial são apresentadas da Figura 9.62 à Figura 9.64. De modo geral, o valor do módulo de deformação decresce com a deformação axial. Para os ensaios com tensão controlada, os ensaios de tensão normal líquida de 70 kPa apresentaram os maiores módulos iniciais e os ensaios com tensão de 35 kPa os menores módulos (Figura 9.62 e Figura 9.63).

Nos ensaios executados com deformação controlada, para deformações axiais superiores a 0,2%, os ensaios de 35 kPa e 70 kPa apresentam praticamente o mesmo valor de E enquanto que o ensaio de 150 kPa apresenta um módulo de deformação superior.

A Tabela 9.12 resume os parâmetros de deformação para o solo no estado não saturado. O módulo de deformação foi determinado para a deformação axial

de 0,2% e o coeficiente de Poisson foi determinado no trecho em que ele torna-se constante. Essa faixa é distinta para cada ensaio.

Não foi encontrada nenhuma relação entre os módulos de deformação, a sucção no corpo-de-prova e a tensão normal líquida. Os valores de módulos de deformação variam entre 13 MPa (sucção de 50 kPa e tensão normal líquida de 35 kPa) e 250 MPa (sucção de 150 kPa e tensão normal líquida de 150 kPa). Os coeficientes de Poisson variam entre 0,04 e 0,45.

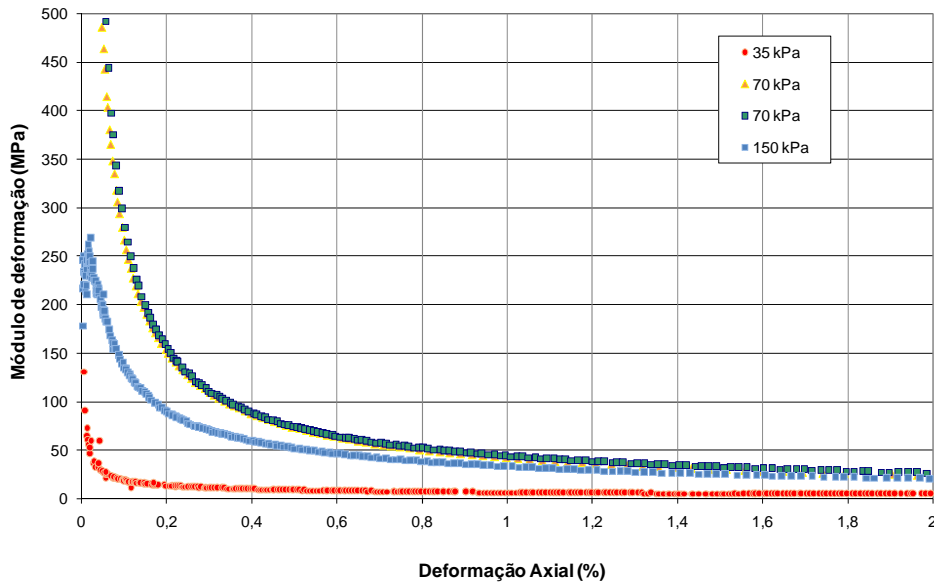


Figura 9.62 – Variação do módulo de deformação secante com a deformação axial para o ensaio não saturado executado, sucção de 50 kPa, com tensão controlada.

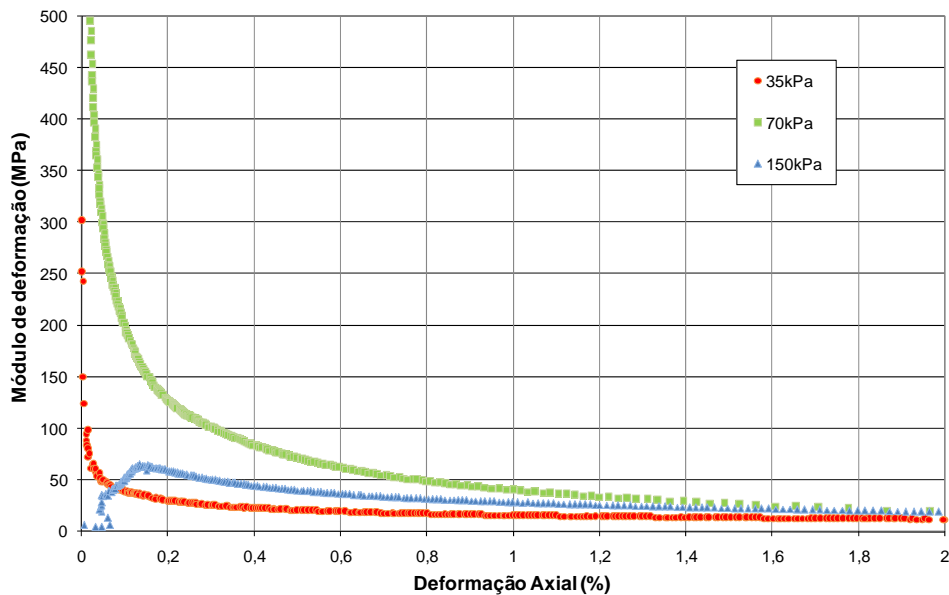


Figura 9.63 – Variação do módulo de deformação secante com a deformação axial para o ensaio não saturado executado, sucção de 150 kPa, com tensão controlada.

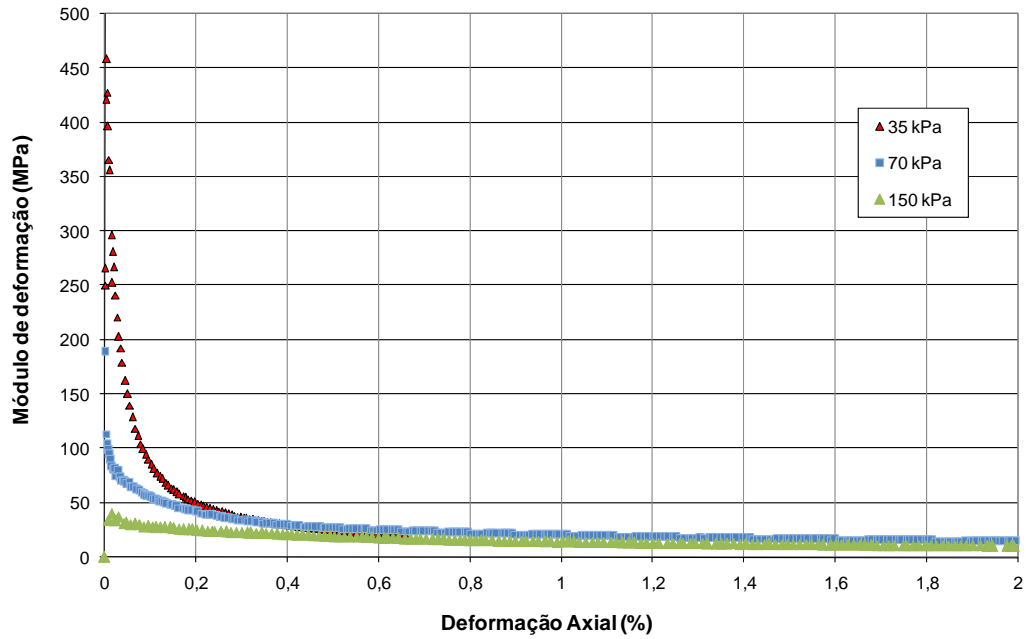


Figura 9.64 – Variação do módulo elástico com a deformação axial para o ensaio não saturado executado, sucção de 150 kPa, com deformação controlada.

Tabela 9.12 – Parâmetros de deformação do solo não saturado.

Corpo-de-prova	Sucção	Tensão normal líquida (kPa)	$E_{inicial}$ (Mpa) ($\epsilon_a = 0,2\%$)	ν
A	50	35	13	0,08
B	50	70	153	0,04
C	50	70	153	0,3
D	50	150	89	0,36
E	150	35	29	0,3
F	150	70	125	0,45
G	150	150	58	0,39
H	150	35	49	0,1
I	150	70	42	0,03
J	150	150	250	0,16

9.2.5. Resistência ao Cisalhamento

As curvas tensão-deformação dos solos não-saturados obtidas dos ensaios de tensão controlada e de deformação controlada apresentam um comportamento muito variado. Alguns ensaios apresentam curvas com pico de resistência, outros um comportamento do tipo *strain hardening*, dificultando a determinação da tensão de ruptura do material através das curvas tensão-deformação.

Mas, ao se analisar os corpos-de-prova ao final dos ensaios, independente do nível de sucção, para as tensões normais líquidas de 35 kPa e 70 kPa, verificou-se que as amostras apresentavam um plano de ruptura bem definido, sendo bem claro que ocorreu a ruptura do elemento, independente da curva tensão-deformação apresentar pico ou não. Por outro lado, para as tensões normais líquidas de 150 kPa, os corpos-de-prova, ao final do ensaio, não apresentaram um plano de ruptura bem definido, apenas uma ruptura que poderia ser identificada como ruptura local, normalmente na metade superior do elemento.

Ou seja, pela observação dos corpos-de-prova ao final dos ensaios é indiscutível a ruptura dos elementos ensaiados em tensões normais líquidas de 35 kPa e de 70 kPa, e não era clara a ruptura dos elementos ensaiados em tensão normal líquida de 150 kPa.

Avaliando as curvas tensão-deformação dos ensaios com tensão normal líquida de 150 kPa, observa-se que a única onde a ruptura está bem definida é a do ensaio de tensão controlada e sucção de 150 kPa.

A dificuldade em se definir o ponto de ruptura era esperada para os ensaios com tensão controlada, pois esse tipo de ensaio representa bem o comportamento tensão-deformação dos materiais, principalmente para pequenas deformações, mas dificultam a definição da ruptura dos solos por não permitir uma queda de tensão após o pico de resistência. No entanto, para o ensaio de tensão normal de 150 kPa executado com deformação controlada a ruptura do corpo-de-prova também não foi indicada pela curva tensão-deformação.

Observou-se que nas curvas tensão-deformação que apresentaram pico de resistência, o valor máximo da tensão desviadora estava relacionado a um aumento da deformação radial do corpo-de-prova, provavelmente relacionado à formação e ao escorregamento do plano de ruptura. Utilizou-se deste princípio

para definir o ponto de ruptura dos ensaios que não apresentaram a resistência ao cisalhamento máxima.

Os pontos de ruptura para os ensaios com tensão controlada e deformação controlada são apresentados na Figura 9.65 para as sucções de 50 kPa e 150 kPa em termos de tensão desviadora *versus* tensão normal líquida.

Exceto para um ensaio de sucção 50 kPa e tensão normal líquida de 70 kPa que apresentou resistência de 600 kPa, os ensaios de sucção 50 kPa situam-se abaixo dos ensaios de sucção 150 kPa. E a resistência obtida para a tensão normal líquida de 150 kPa é inferior à tensão normal de 70 kPa, para os dois níveis de sucção analisados. A queda de resistência para a tensão normal líquida de 150 kPa é confirmada nos três ensaios realizados. Inclusive, na análise do comportamento tensão-deformação (item 9.2.4) o módulo de deformação dos ensaios de tensão normal igual a 70 kPa é superior ao módulo dos ensaios de 150 kPa, o que indica uma rigidez maior desses corpos-de-prova. Os ensaios indicam uma envoltória de resistência extremamente curva, mas devido à heterogeneidade do material, é necessário um maior número de ensaios, em diferentes tensões normais e valores de sucção, para se poder determinar uma tendência de comportamento.

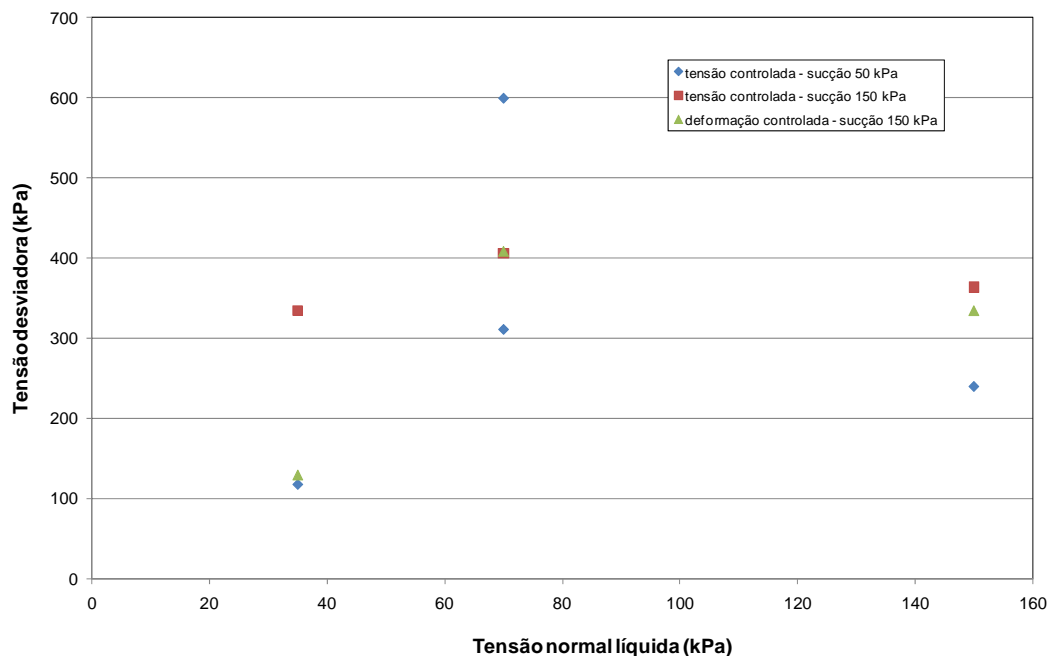


Figura 9.65 – Resistência em função da tensão normal líquida e sucção obtida dos ensaios de tensão controlada.

Utilizando o critério de maior deformação radial para definir a tensão desviadora de ruptura, a Figura 9.66 apresenta a comparação entre a ruptura definida por esse critério e as envoltórias de ruptura definidas por critérios convencionais para o solo saturado. Observa-se que para a tensão normal de 20 kPa e de 200 kPa obtém-se um valor maior de resistência e para a tensão de 400 kPa obtém-se um valor menor de resistência em relação às envoltórias lineares. O ajuste de uma envoltória de resistência por esses pontos resultaria em uma envoltória extremamente curva, assim como ocorreu para os ensaios com os solos não saturados.

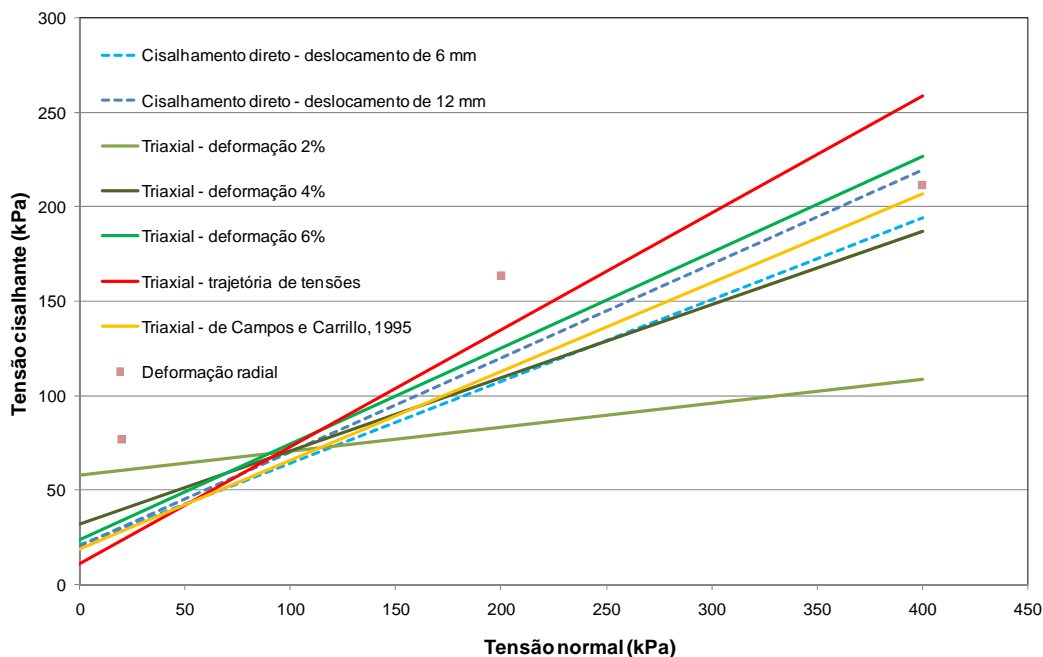


Figura 9.66 – Ruptura definida pelo critério de máxima deformação radial em comparação com as envoltórias de ruptura determinadas pelos métodos convencionais.

A Figura 9.67 mostra as tensões desviadoras na ruptura em função da tensão normal para os ensaios saturados e não saturados executados no solo Marrom. Todos os pontos traçados foram determinados pela maior deformação radial apresentada pelo corpo-de-prova. Apesar dos ensaios no solo saturado terem sido realizados em tensões normais mais elevadas, para a faixa de tensão até 200 kPa observa-se a maior resistência oferecida pelos solos não saturados e a alta não linearidade das envoltórias do solo não saturado.

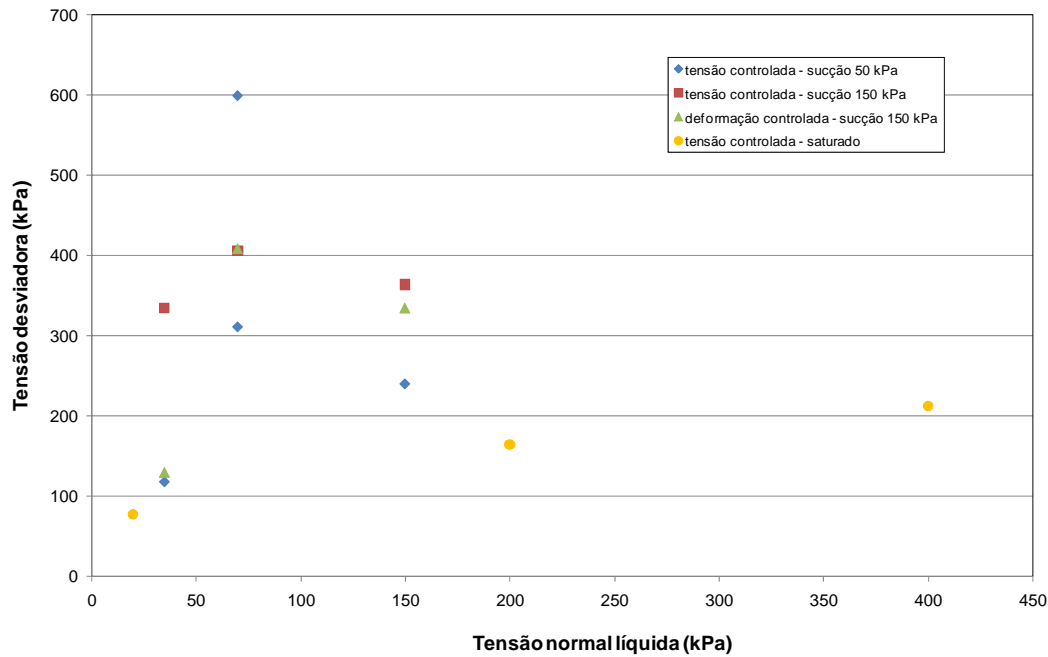


Figura 9.67 – Tensão desviadora na ruptura *versus* tensão normal para diferentes condições de saturação do solo Marrom.

9.3. Conclusões

Neste capítulo foram apresentados os resultados de ensaios triaxiais de compressão axial executados no solo mais intemperizado em condições saturada e não saturada. Os ensaios foram realizados em uma prensa servo-controlada com medidas de deformação local (axial e radial). Os ensaios saturados foram executados com tensão controlada em tensões efetivas de 20 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Os ensaios não saturados foram executados com tensão controlada – sucção de 50 kPa e 150 kPa – e deformação controlada – sucção de 150 kPa. As tensões normais líquidas dos ensaios foram de 35 kPa, 70 kPa e 150 kPa.

A avaliação do comportamento tensão-deformação através das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial e deformação radial *versus* deformação axial permitiu a identificação de mudanças de comportamento do corpo-de-prova durante a compressão triaxial. Dois pontos bem definidos e presentes em todos os ensaios foram identificados: 1º o final do patamar de E constante (na curva tensão x deformação), 2º o início de maior deformação radial (na curva deformação axial x deformação radial). O primeiro ponto pode ser identificado como o final do trecho elástico linear (possivelmente a superfície

de plastificação Y_1 proposta por Jardine *et al.*, 1991), e o segundo está associado à ruptura do material. Outros pontos de mudança de comportamento também foram observados isoladamente, mas como não puderam ser identificados como padrões de comportamento não foram considerados. Estas outras variações de comportamento ou rigidez são função, provavelmente da quebra ou plastificação da estrutura do solo. Esse comportamento é dependente da cimentação, porosidade e mineralogia (quebra de grãos) do material e, devido à heterogeneidade do solo que está sendo estudado não apresenta uma repetibilidade de comportamento.

O módulo de deformação inicial foi determinado para a deformação axial de 0,2% e tem os seguintes valores para o solo saturado: 49 MPa, para a tensão de 400 kPa, 34 MPa para a tensão efetiva de 200 kPa, e 12 MPa para a tensão efetiva de 20 kPa. No estado saturado, a rigidez do corpo-de-prova é diretamente proporcional à tensão efetiva. No estado não saturado, não foi encontrada nenhuma relação entre o módulo de deformação, a sucção no corpo-de-prova e a tensão normal líquida. Os valores de módulo de deformação variam entre 13 MPa (sucção de 50 kPa e tensão normal líquida de 35 kPa) e 250 MPa (sucção de 150 kPa e tensão normal líquida de 150 kPa).

As curvas tensão-deformação dos solos não-saturados obtidas dos ensaios de tensão controlada e de deformação controlada apresentam um comportamento muito variado. Alguns ensaios apresentam curvas com pico de resistência, outras um comportamento do tipo *strain hardening*. Observou-se que a ruptura do corpo-de-prova está associada a um aumento significativo da deformação radial. A partir desta premissa os valores de tensão cisalhante na ruptura foram determinados.

De modo geral, a resistência dos corpos-de-prova sujeitos à sucção de 150 kPa foi superior à resistência dos corpos-de-prova sujeitos à sucção de 50 kPa, independente se o ensaio foi conduzido com tensão controlada ou deformação controlada. Também para os ensaios executados, há um aumento da resistência com o aumento da tensão normal líquida de 35 kPa para 70 kPa e um decréscimo de resistência para a tensão normal líquida de 150 kPa.

Devido à heterogeneidade do material, é necessário um maior número de ensaios, em diferentes tensões normais e valores de sucção para se poder determinar uma tendência de comportamento.

A envoltória de resistência obtida para o solo saturado foi comparada à envoltória do ensaio de cisalhamento direto determinada no Capítulo 8, com boa aproximação dos resultados. Os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb

obtidos através do ensaio triaxial, utilizando o critério de ruptura de De Campos e Carrillo (1995) são de 19 kPa para a coesão e $25,2^{\circ}$ para o ângulo de atrito. Para o solo no estado não saturado a envoltória de ruptura é altamente não linear. E valores de sucção considerados baixos (50 e 150 kPa) fornecem ao solo uma maior resistência ao cisalhamento.

10

Conclusões e Sugestões para Futuros Trabalhos

O trabalho de tese consistiu na investigação mecânica e hidráulica de um perfil de alteração originário de uma rocha granito-gnaiss, de composição quartzo-feldspática. Os ensaios foram conduzidos em materiais com distintos graus de alteração e no estado compactado e indeformado. Um extenso programa de caracterização foi conduzido englobando os ensaios de caracterização geotécnica, química e mineralógica. Os parâmetros de resistência e compressibilidade foram avaliados através de ensaios de compressão diametral, compressão não confinada, cisalhamento direto e adensamento. As propriedades hidráulicas foram estudadas através da permeabilidade saturada, curva característica de retenção e curva característica de resistividade. As propriedades não saturadas foram estudadas para o solo mais intemperizado consistindo de ensaios de adensamento e triaxial com sucção controlada. As principais conclusões deste trabalho são apresentadas a seguir.

10.1. Conclusões

10.1.1. Caracterização

O perfil de solo estudado encontra-se na borda da Bacia de Curitiba, e os materiais dessa região estiveram sujeitos, com grande intensidade a movimentos tectônicos de formação da calha da Bacia de Curitiba. Isso provocou no embasamento cristalino um intenso fraturamento, fato que influi consideravelmente na intemperização do material e, conseqüentemente nas características dos solos formados. No corte de aproximadamente 20 metros de altura de onde foram coletados os materiais para a presente pesquisa, o grau de intemperismo varia tanto na vertical quanto na horizontal. Pode-se verificar no perfil modificações principalmente em relação à estrutura do solo e à porosidade. A formação de meso poros e macro poros com a atuação do intemperismo pode ser avaliada através do microscópio ótico e a porosimetria de mercúrio. Ao longo do perfil observa-se a ocorrência de poros em dois ou três diâmetros distintos,

característica de solos residuais que apresentam poros entre partículas e poros entre agregados.

A análise mineralógica da rocha e dos solos revelou que o quartzo é um mineral constante. Ainda se fazem presentes na rocha os minerais: plagioclásio (albita), microclina (feldspato potássico) e biotita. O ensaio de difratometria de raios X mostrou uma variação nítida do grau de intemperismo com a profundidade. Os minerais mais constantes em todo o perfil são a caulinita e a illita. A caulinita é produto da alteração dos feldspatos e a illita provavelmente é produto da alteração da biotita. Nas análises químicas é possível visualizar a intemperização do perfil através dos elementos químicos presentes. Os solos mais profundos apresentam em sua composição uma maior quantidade de cálcio e magnésio, enquanto que nos solos mais superficiais observa-se uma maior quantidade de alumínio e hidrogênio.

A composição granulométrica do perfil estudado é bastante variável. O teor médio de argila e silte no solo mais intemperizado é de 62% e no solo menos intemperizado é de 40%. As maiores mudanças de granulometria ocorrem na fração areia, que representa 58% do solo Branco e 38% do solo Marrom. O limite de liquidez e o limite de plasticidade tendem a aumentar com o decréscimo da profundidade. O limite de liquidez varia de 32 (solo Branco) a 46 (solo Marrom). O valor do limite de plasticidade varia de 27 (solo Branco) a 32 (solo Marrom). Em campo, o teor de umidade das amostras coletadas situava-se abaixo do limite de plasticidade.

O índice de vazios médio do solo Branco é de 0,51 contra 1,28 do solo Vermelho, o mais poroso. O estudo de variação dos índices físicos das amostras de solo sujeitas a processos de secagem e umedecimento mostrou que o índice de vazios desses solos praticamente não se altera com seu grau de saturação. Isto pode ser consequência da cimentação dos solos residuais. Nos solos pouco intemperizados (solos saprolíticos), a agregação ainda é pequena e a estrutura é influenciada pela estrutura da rocha mãe. Nos solos residuais mais intemperizados, a agregação é efeito da cristalização, alteração mineral e precipitação de material cimentante, como óxidos e silicatos.

10.1.2. Propriedades Hidráulicas

As curvas de retenção determinadas através do papel filtro mostram que o solo Marrom apresenta os maiores valores de sucção para um dado grau de saturação, seguido pelo solo Vermelho, Laranja, Amarelo e Branco. Este comportamento é esperado devido ao seu maior grau de intemperismo. O solo Vermelho e o solo Marrom apresentam a curva de retenção em forma de “sela”. Esse formato é peculiar de solos residuais intemperizados que apresentam poros entre partículas e poros entre agregados de partículas, fazendo com que o valor de entrada de ar nestas estruturas seja duplo ou triplo. Quanto mais intemperizado é o solo, maior é a sucção osmótica apresentada. No entanto, mesmo para o solo Branco os valores de sucção encontrados são bastante altos.

A resistividade dos solos diminui com o aumento do grau de saturação do material e aumenta com o aumento do índice de vazios. Ou seja, a presença de água favorece a condutividade elétrica e a presença de vazios prejudica a condutividade elétrica. Materiais estruturados também dificultam a passagem de corrente elétrica, enquanto que o estado desestruturado a favorece. Ou seja, a curva característica de resistividade determinada para amostras indeformadas e amolgadas pode indicar a existência de cimentação na estrutura dos solos.

As propriedades de resistividade elétrica dos solos apresentam boas correlações com outras características dos solos, tais como índice de vazios e estrutura, mineralogia e tamanho de grãos, índice de intemperismo e sucção.

Os valores de resistividade, de amostras deformadas e indeformadas, determinados para o grau de saturação de 85% apresentaram boa concordância com os índices de intemperismo ba e ba_1 , apresentando-se como uma alternativa para a classificação de solos residuais de rochas ácidas. Esses valores de resistividade também apresentaram boa correlação com a quantidade de sílica e de óxido de alumínio, fato que corrobora a influência da intemperização na resistividade elétrica.

Embora tanto as amostras deformadas como as amostras indeformadas tenham apresentado boa correlação com os parâmetros de intemperização, a relação entre elas é inversa. Enquanto para as amostras deformadas a composição dos solos é a influência principal na resistividade (por exemplo, quanto maior o teor de sílica, mais resistivo é o solo, e a sílica é um conhecido material não condutor), nas amostras indeformadas a estrutura exerce um controle considerável na passagem ou não da corrente elétrica. Por exemplo, o

solo Branco, menos intemperizado e com maior teor de sílica, é mais condutor no grau de saturação 85% do que os demais solos. Ou seja, o comportamento do solo estruturado é totalmente diferente do comportamento do solo desestruturado.

Observou-se a mesma tendência geral de comportamento para a variação da sucção normalizada com o índice de resistividade para os cinco grupos de solos estudados. Devido aos altos teores de sucção osmótica presente nos solos, obteve-se uma melhor correlação dos valores de resistividade com os valores de sucção total do que com os valores de sucção matricial dos solos. Para valores altos de IR, o valor da sucção normalizada é praticamente constante. Após esse intervalo de sucção constante, segue um trecho linear com decréscimo de IR e decréscimo de sucção e depois, novamente um segmento de valores pequenos de IR e valor de sucção constante. Os trechos com sucção constante não são observados em todos os solos, provavelmente pela ausência de dados, mas a razão linear com decréscimo de IR e de sucção é sempre observada. A existência de distintos trechos lineares pode estar relacionada à ocorrência de diferentes tamanhos de poros no material.

10.1.3. Compressibilidade

Curvas de compressibilidade dos materiais indeformados e desestruturados foram determinadas através de ensaios edométricos. Os ensaios inundados executados nos solos indeformados foram conduzidos até a pressão de 5120 kPa, mas a reta virgem dos materiais ainda não foi bem definida, principalmente para os solos menos intemperizados. Para os solos mais superficiais, a tensão de cedência encontra-se em torno de 800-900 kPa. O índice de compressão dos solos indeformados varia entre 0,12, para o solo Branco, e 0,73 para o solo Laranja. Os solos mais intemperizados tendem a apresentar um comportamento mais compressivo. A faixa de valores de índice de compressão obtida é mais dilatada que as encontradas na literatura para o mesmo tipo de solo.

Pôde-se observar que o comportamento de compressibilidade dos solos é função da estrutura e do grau de intemperismo dos solos. Observou-se que a estrutura dos solos mais intemperizados é mais influente no comportamento compressivo do que a estrutura dos solos menos intemperizados.

Foram executados ensaios de adensamento com sucção controlada em amostras do solo Marrom. Embora os ensaios com sucção tenham sido

conduzidos a níveis de tensão inferiores aos ensaios inundados, foi observada uma maior rigidez dos solos não saturados em relação ao solo inundado. Esse comportamento foi observado para níveis de tensão inferiores a 2000 kPa. Para tensões acima deste limite o comportamento compressivo do material tende a convergir.

10.1.4. Resistência à Tração

Solos estruturados podem apresentar uma componente de coesão verdadeira e a conseqüente resistência à tração. Ensaio de compressão uniaxial em corpos-de-prova saturados podem ser utilizados para determinar a componente de coesão verdadeira. Ensaio de compressão diametral podem ser utilizados para determinar a resistência à tração.

No presente trabalho, os ensaios realizados mostraram que a resistência à tração máxima dos solos compactados apresenta uma relação linear com o teor de argila. A comparação entre esses parâmetros resulta em um coeficiente de correlação de 0,995. Já para os solos indeformados não existe uma correlação linear. Para teores de argila inferiores a 10%, essa característica do solo é inversamente proporcional à resistência. Apenas para teores de argila superiores é que este passa a comandar a resistência à tração. Devido à estrutura dos solos residuais, nesse estado a resistência à tração é função, dentre outros parâmetros, da porcentagem de macro, meso e micro-poros dos solos e não é função direta da porosidade dos solos.

O valor da resistência à tração para baixos valores de grau de saturação pode ser prevista razoavelmente bem pelo método proposto por Molenkamp e Nazemi (2003) para os solos arenosos. Solos com maior teor de argila, como é o caso do solo Marrom, não tem seu comportamento bem descrito pelos métodos teóricos. Esse resultado era esperado, pois as propostas teóricas determinam a força desenvolvida pela tensão superficial e sucção em partículas esféricas.

10.1.5. Resistência ao Cisalhamento

Nos ensaios de resistência, especialmente nos ensaios de compressão não confinada em diferentes teores de umidade, os resultados apresentaram-se muito dispersos. A variação nos resultados é decorrente da heterogeneidade dos solos, representada pela variação tanto dos índices físicos quanto da existência de estrutura herdada da rocha mãe e cimentação adquirida no processo de intemperismo. A cimentação da estrutura pode ser verificada na ausência de contração dos solos naturais com o processo de secagem (com exceção para o solo Marrom) em contraposição ao comportamento de retração dos solos no estado compactado.

O processo de intemperismo destrói a estrutura da rocha, ao mesmo tempo em que vai formando novos tipos de agregações. Essa ação a princípio diminui a resistência do solo, os grãos grossos vão se transformando em fração fina, e a estrutura rígida e densa dá lugar a uma estrutura mais porosa. O solo perde em atrito e em coesão. Na medida em que o teor de argila torna-se substancial, a resistência cresce novamente, função da coesão. Tanto no ensaio de compressão simples como no ensaio de compressão diametral, o solo mais intemperizado, solo Marrom, apresenta os maiores valores de resistência quando comparado aos outros solos no mesmo estado (indeformado ou compactado).

Nos ensaios de cisalhamento direto, entretanto, o solo Branco apresenta maior resistência, principalmente pelo intercepto coesivo de 37 kPa (o solo Marrom tem coesão de 20,3 kPa). Observa-se uma diminuição do ângulo de atrito com o intemperismo, fato normalmente relatado na literatura (Souza Neto *et al.*, 2001). O ângulo de atrito do solo Branco é de 34,9°, enquanto que o ângulo de atrito do solo Marrom tem o valor de 23,4°. Observou-se a dependência do ângulo de atrito com os teores de óxidos de alumínio e ferro no perfil de intemperismo.

Existe uma correlação muito forte entre a resistência à compressão simples máxima e a quantidade de argila. Em uma relação linear entre esses dois parâmetros o coeficiente de correlação para os solos compactados é de 0,99, sendo que a reta ajustada passa pela origem. Para os solos naturais esse coeficiente de correlação é de 0,94 e, neste caso, a reta ajustada não passa pela origem. Ou seja, mesmo para um teor de argila nulo, os solos apresentariam

uma resistência à compressão. Esse é mais um indício da cimentação existente e da sua relação com a resistência dos solos.

Os solos indeformados apresentam índices de vazios superiores aos dos solos compactados no Proctor Normal. Mas, o solo Branco indeformado apresenta resistência, tanto à compressão como à tração, superior ao do solo compactado. Ao contrário, para o solo Marrom, o estado compactado se traduz em maior resistência quando comparado ao estado indeformado. Ou seja, para os solos pouco intemperizados a resistência é função não apenas da porosidade, mas também, da estrutura herdada da rocha, já para os solos mais intemperizados o acréscimo de finos e a estrutura compactada promovem uma composição mais resistente.

Ainda observa-se grande harmonia entre a variação da resistência à tração máxima e a resistência não-confinada ao longo do perfil, sugerindo que a resistência à tração possa ser determinada a partir de ensaios de compressão simples (ou vice-versa).

O modelo proposto por Vanapalli *et al.* (1996) para a previsão da resistência não saturada não se aplicou bem aos solos residuais indeformados. A resistência à compressão simples desses solos é fortemente influenciada pela sua estrutura e esse modelo não leva em consideração parâmetros que descrevam a cimentação e o tamanho de poros, por exemplo.

A avaliação do comportamento tensão-deformação através das curvas tensão cisalhante *versus* deformação axial e deformação radial *versus* deformação axial obtidas de ensaios triaxiais permitiu a identificação de mudanças de comportamento do corpo-de-prova durante. Dois pontos bem definidos e presentes em todos os ensaios foram identificados: 1º o final do patamar de E constante (na curva tensão x deformação), 2º o início de maior deformação radial (na curva deformação axial x deformação radial). O primeiro ponto pode ser identificado como o final do trecho elástico linear (possivelmente a superfície de plastificação Y_1 proposta por Jardine *et al.*, 1991), e o segundo está associado à ruptura do material.

O módulo de deformação inicial foi determinado para a deformação axial de 0,2% e tem os seguintes valores para o solo saturado: 49 MPa, para a tensão de 400 kPa, 34 MPa para a tensão efetiva de 200 kPa, e 12 MPa para a tensão efetiva de 20 kPa. No estado saturado, a rigidez do corpo-de-prova é diretamente proporcional à tensão efetiva. No estado não saturado, não foi encontrada nenhuma relação entre o módulo de deformação, a sucção no corpo-de-prova e a tensão normal líquida. Os valores de módulo de deformação variam

entre 13 MPa (sucção de 50 kPa e tensão normal líquida de 35 kPa) e 250 MPa (sucção de 150 kPa e tensão normal líquida de 150 kPa).

As curvas tensão-deformação dos solos não-saturados obtidas dos ensaios de tensão controlada e de deformação controlada apresentam um comportamento muito variado. Alguns ensaios apresentam curvas com pico de resistência, outras um comportamento do tipo *strain hardening*. Observou-se que a ruptura do corpo-de-prova está associada a um aumento significativo da deformação radial. A partir desta premissa os valores de tensão cisalhante na ruptura foram determinados.

De modo geral, a resistência dos corpos-de-prova sujeitos à sucção de 150 kPa foi superior à resistência dos corpos-de-prova sujeitos à sucção de 50 kPa, independente se o ensaio foi conduzido com tensão controlada ou deformação controlada. Também para os ensaios executados, há um aumento da resistência com o aumento da tensão normal líquida de 35 kPa para 70 kPa e um decréscimo de resistência para a tensão normal líquida de 150 kPa.

Os parâmetros de resistência de Mohr Coulomb obtidos para o solo saturado, utilizando o critério de ruptura de De Campos e Carrillo (1995), são de 19 kPa para a coesão e $25,2^{\circ}$ para o ângulo de atrito. Para o solo no estado não saturado a envoltória de ruptura é altamente não linear. Para o valor de sucção de 70 kPa o acréscimo de resistência fornecido ao solo em relação ao estado saturado é bastante alto. No entanto, para valores de sucção de 150 kPa a resistência já apresenta uma redução, indicando que esse carregamento isotrópico fornecido ao solo pode ter danificado a estrutura do elemento.

10.2. Sugestões para Futuros Trabalhos

Os resultados obtidos nesta pesquisa despertaram uma série de questões que podem ser objeto de estudos futuros. Entre elas, podem se destacar:

Definir melhor a relação entre a curva característica de resistividade e a curva característica de sucção, realizando as determinações de resistividade e sucção para um mesmo corpo-de-prova.

Definir melhor a relação entre a curva característica de resistividade e a distribuição de poros dos solos, realizando as determinações de resistividade e porosimetria para um mesmo corpo-de-prova.

Executar ensaios CRD e de compressão isotrópica nos solos residuais para melhor avaliar a cedência / quebra estrutural do material indeformado.

Executar ensaios triaxiais saturados e com sucção controlada no material residual desestruturado para definir a linha de estado crítico.

Realizar ensaios de deformação radial nula em amostras indeformadas e desestruturadas para melhor compreensão do comportamento dos solos residuais.

Por fim, sugere-se que seja efetuada a investigação de resistividade para todas os corpos-de-prova utilizados em ensaios de resistência e deformabilidade executados em solos residuais com o objetivo de minimizar a dispersão de resultados.

Referências Bibliográficas

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica** - NBR-6508, 1984a.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Análise granulométrica** – NBR-7181, 1984d.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de liquidez** – NBR-6459, 1984b.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de plasticidade** – NBR-7180, 1984c.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Ensaio de Compactação** – NBR-7182, 1986b.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada** – NBR-12770, 1992.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável** – NBR-14545, 2000.

ABU-HASSANEIN, Z. S.; BENSON, C. H.; BLOTZ, L. R. Electrical Resistivity of Compacted Clays. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 122, n. 5, p. 397-406, 1996.

AGUILAR, S.A.S. **Deformabilidade de uma argila colapsível não saturada sob compressão isotrópica com sucção controlada**. Rio de Janeiro, 1990. Dissertação, PUC-Rio.

AITCHISON, G.D. Review panel statement – engineering concepts of moisture equilibria and moisture changes in soils. In: **Conference on Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas**, v.1, p.7-21, 1965.

AITCHINSON, G. D. The quantitative description of the stress-deformation behavior of expansive soils. In: **International Conference of Expansive Soils**, Haifa, v. 2, p. 79-82, 1973.

ALEIXO, M.S. **Comportamento Tensão – Deformação de Solos Residuais no Equipamento Triaxial Cúbico**. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1998, Dissertação de Mestrado.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partly saturated soils. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 405-430, 1990.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; WIGHT, D. W. Special problem soils. In: **10th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, General Report, 1987.

ARCHIE, G.E. The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics. **AIME Petroleum Tech.**, p. 1–8, 1942.

AUNG, K. K.; RAHARDJO, K.; LEONG, E. C.; TOLL, D. G. Relationship between porosimetry measurement and soil-water characteristic curve for an unsaturated residual soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 19, p. 401-416, 2001.

AVERSA, S.; NICOTERA, M. V. A triaxial and oedometer apparatus for testing unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, v. 25, n. 1, p. 3-15, mar., 2002.

BARBOUR, S. L. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium; the soil-water characteristic curve; a historical perspective. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 35, n. 5, p. 873-894, 1998.

BARDEN, L.; MCGROWN, A.; COLLINS, K. The collapse mechanism in partly saturated soil. **Engineering Geology**, v. 7, p. 49-60, 1973.

BARROSO, E. V., MARQUES, E. A. G., CEZAR, G. S., VARGAS, E. A. Caracterização física dos gnaisses intemperizados do município do Rio de Janeiro. In: **8º. Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia**, v.1, p. 49-60, 1996.

BARZEGAR, A.R.; OADES, J.M.; RENGASAMY, P.; MURRAY, R.S. Tensile strength of dry remolded clay as affected by the clay fraction. **Geoderma**, n. 65, p. 93-108, 1995.

BEVILAQUA, F.Z.; DE MOURA, A.P; SANTOS, G.T.; DIAS, R.D. Resistência ao cisalhamento de solos residuais de granito da ilha de Santa Catarina. In: **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n.5, p.31-39, Agosto, 2004

BIGARELLA, J.J.; MOUSINHO, M.R.; SILVA, J.P.X. Pediplanos, pedimentos e seus depósitos correlativos no Brasil. **Boletim Paranaense de Geografia**, n.16/17, p.117-51, 1965

BISHOP, A. W. The principle of effective stress. **Technisk Ukeblad**, v. 106, n.39, 1959.

BISHOP, A. W.; DONALD, I. B. The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus. In: 5th. **International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Paris, v. 1, p. 13-21, 1961.

BISHOP, A. W.; ALPAN, I.; BLIGHT, G. E.; DONALD, I. B. Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils. In: **ASCE Conference of Shear Strength of Cohesive Soils**, p. 503-532, 1960.

BISHOP, A. W. The Principle of effective stress, **Technik Ukebland**, v. 106, n. 39, p. 859-863, 1959.

BLIGHT, G.E. Aspects of capillary model of unsaturated soils. In: **Asian Reg. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Haifa, v.1, p. 1-7, 1983.

BOCKING, K. A.; FREDLUND, D. G. Limitations of the axis translation technique. In: 4th. **International Conference on Expansive Soils**, Denver, v. 1, p. 117-135, 1980.

BOER, R. Development of porous media theories – a brief historical review. **Transport in Porous Media**, v. 9, p. 155-164, 1992.

BRESSANI, L. A. Resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos tropicais não saturados. In: **5º. Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**, São Carlos, v. 2, p. 617-628, 2004.

BRADY, N.C. **Natureza e Propriedade dos Solos**. Freitas Bastos. Rio de Janeiro, 1989.

BRISSON, P.; GARGA, V. K.; VANAPALLI, S. K. Determination of unsaturated flow characteristics in mine tailings. In: 55th. **Canadian Geotechnical Conference**, Niagara, 2002.

BRYAN, R. B. Soil erodibility and processes of water erosion on hillslope. **Geomorphology**, v. 32, p. 385-415, 2000.

BURLAND, J.B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 329-378, 1990.

BURLAND, J. B.; SYMES, M. A simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus. **Géotechnique**, v. 32, n. 1, p. 255-259, 1982.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. Propriedades e comportamento de solos tropicais não saturados. In: 5^o. **Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**, São Carlos, v. 2, p. 597-616, 2004.

CAMPANELLA, R. G.; WEEMEES, I., Development and use of an electrical resistivity cone for groundwater contamination studies. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 27, p. 557-567, 1990.

CANALI, N. MURATORI, A.M. Síntese da evolução geomorfológica da bacia de Sedimentação de Curitiba. In: 3^o. **Simpósio Regional de Geologia**, Curitiba, v. 2, 389 p., 1981.

CHANDLER, R. J. The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper marl. **Géotechnique**, v. 19, n. 3, p. 321-334, 1969.

CHANDLER, R.J., HARWOOD, A.H., SKINNER, P. J. Sample disturbance in London Clay. **Géotechnique**, v. 42, n. 4, p.577-585, 1992.

CHARLES, J.A.; SOARES, M.M. Stability of compacted rockfill slopes. **Géotechnique**, v. 34, n. 1, p. 61-70, 1984.

CLAYTON, C. R. I.; KHATRUSH, S. A. A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens. **Géotechnique**, v. 37, n. 3, p. 413-417, 1986.

CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. Design considerations for collapsible soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division**. A.S.C.E., v. 107, n. Gt3, p. 305-307, 1981.

COLLINS, K.; MCGOWN, A. The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. **Géotechnique**, v. 24, n. 2, p. 223-254, 1974.

COMEC – Coordenação da Região Metropolitana de Curitiba. **Mapa geológico da Região de Curitiba**. Curitiba, Mapoteca, 1985.

COSTA FILHO, L.M.; DE CAMPOS, T.M.P. Anisotropy of a gneissic residual soil. In: **IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vina del Mar, v.1, p. 51-61, 1991.

COSTA FILHO, L.M. ; DOBEREINER, L. ; DE CAMPOS, T. M. P. ; VARGAS JR., E.A. . Fabric and Engineering Properties of Saprolites and Laterites. In: **XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Rio de Janeiro, v. 4. p. 2463-2476, 1989.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil. **Atlas Geoambiental da Região Metropolitana de Curitiba: Subsídios ao Planejamento Territorial**. São Paulo, CPRM, 1997.

CUI, Y. J.; DELAGE, P. Yielding and behaviour of an unsaturated compacted silt. **Géotechnique**, v. 46, n. 2, p. 291–311, 1996.

DANNI-OLIVEIRA, I.M. **A cidade de Curitiba/PR e a poluição do ar. Implicações de seus atributos urbanos e geocológicos na dispersão de poluentes em período de inverno.** São Paulo, 1999. Tese de Doutorado, USP.

DAS, B. M. **Advanced soil mechanics.** Taylor & Francis, 1983.

DE CAMPOS, T.M.P. **Performance of a New Automatic Volume Change Transducer.** Internal Report SM 01/81, Imperial College, London, 1981.

DE CAMPOS, T.M.P. **Características de Projeto e Dimensionamento de um Transdutor de Variação de Volume.** Departamento de Engenharia Civil – PUC/RJ. Relatório Interno, RI 07/85, 1985.

DE CAMPOS, T. M. P. . Geotecnia e Meio Ambiente: Relato de Estado da Arte. In: **VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.** Porto Alegre. v. VII. p. 123-158, 1986.

DE CAMPOS, T. M. P. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados. In: **3º Simpósio Brasileiros de Solos Não Saturados**, v. 2, p. 399-417, 1997.

DE CAMPOS, T. M. P. Comunicação pessoal, 2008.

DE CAMPOS, T.M.P, CARRILLO, C.W. 1995. Direct Shear Testing on an Unsaturated Soil from Rio de Janeiro. **Unsaturated Soils**, Alonso & Delage eds, p. 31-38.

DE CAMPOS, T. M. P.; MARINHO, F. A. M. Influência do sistema de medição de deformações nas características tensão-deformação de um solo residual parcialmente saturado. In: **8º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, v. 1, p. 173-181, 1986.

DE OLIVEIRA, C.P.; DE CAMPOS, T. M. P.; ANTUNES, F.S. . Comportamento Tensão-Deformação-Resistência de um Solo Residual Jovem de Biotita-Gnaise. In: **XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.** São Paulo, v. 1, p. 261-267, 2002.

DELAGE, P. DE SILVA, S. G. P. R.; DE LAURE, E. Um novell appareil triaxial pour les sols non satures. In: **9th. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Dublin, v. 1, p. 25-28, 1987.

DELAGE, P.; GRAHAM, j. Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour. In: **1st. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Paris, 1995.

DELAGE, P. Experimental unsaturated soil mechanics. Keynote address. In: **3rd. International Conference on Unsaturated Soils.** Recife, vol. 3, 2002.

DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **Solos – determinação da densidade real**, Norma rodoviária, Método de ensaio. DNER-ME 093, 1994.

DOBBS, H.T.; YEOMANS, J.M. Capillary condensation and prewetting between spheres. **Journal of Physics: Condensed Matter**, v. 4, p. 10.113-10.138, 1992.

EMBRAPA - Manual de Métodos de Análise de Solos - Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos (SNLCS), 1979 snp (sem nota de paginação).

ESCARIO, V.; SAEZ, J. The shear strength of partly saturated soils. **Géotechnique**, v. 36, n. 13, p. 453-456, 1986.

ESCARIO, V.; SAEZ, J. Shear strength of soils under high suction values. In: **9th. European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Dublin, v. 3, p. 1157, 1987.

ESCARIO, V.; JUCA, J.F.T. Shear strength and deformation of partly saturated soils. In: **12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Rio de Janeiro, 2: 43-46, 1989.

FALCÃO, M.F.G. **Fatores Geológicos e Características de Intemperismo Condicionantes das Propriedades Mecânicas de Solos Residuais**. Rio de Janeiro, 1984. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio.

FARIAS, M. M. Modelagem constitutiva para o comportamento mecânico de solos não saturados. In: **5^o Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, v. 2, p. 527-542, 2004.

FERREIRA, S.R.M. **Colapso e Expansão de Solos Naturais Não-saturados devido à Expansão**. Rio de Janeiro, 1995. Tese, UFRJ.

FISHER, R.A. On the capillary forces in an ideal soil; correction of formula given by W.B. Haines. **Journal Agricultural Science**, v. 16, p. 492-505, 1926.

FONSECA, A.P. Compressibilidade e resistência ao cisalhamento dos solos de uma voçoroca em Ouro Preto-MG. Rio de Janeiro, 2000. Dissertação de Mestrado, UFRJ.

FREDLUND, D. G. Second Canadian geotechnical colloquium: appropriate concepts and technology for unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 16, n. 1, p. 121-139, 1979.

FREDLUND, D. G. Use of soil-water characteristic curves in the implementation of unsaturated soil mechanics. Keynote address. In: **3rd. International Conference on Unsaturated Soils**. Recife, vol. 3, 2002.

FREDLUND, D. G.; ANGING, X.; FREDLUND, M. D.; BARBOUR, S. L. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 32, p. 440-448, 1995.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. S. The shear strength of unsaturated soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division**. A. S. C. E., v. 103, n. Gt5, p. 447-466, 1978.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; GAN, J. Nonlinearity of strength envelope for unsaturated soils. In: **6th. International Conference Expansive Soils**, v. 1, p. 49-54, 1987.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, p. 521-532, 1994.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. John Wiley & Sons, 1993.

FREDLUND, D.G.; VANAPALLI, S.K; XING, A.; PUFAHL, D.E. Predicting the Shear-Strength Function for Unsaturated Soils Using the Soil-Water Characteristic Curve, Unsaturated Soils. In: **1st International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 95)**, Paris, v. 1, p. 63-69, 1995.

FREDLUND, M. D.; WILSON, G. W.; FREDLUND, D. G. Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, n. 5, p. 1103-1117, 2002.

FREDLUND, D. G.; MORGSTERN, N. R. Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 13, n. 3, p. 261-276, 1976.

FREDLUND, D. G.; MORGSTERN, N. R. Stress state variables for unsaturated soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division**. A.S.C.E., v. 103, n. 5, p. 447-466, 1977.

FUTAI, M. M. **Análise de ensaios oedométricos com sucção controlada em solos colapsíveis**. Rio de Janeiro, 1997. Dissertação, UFRJ.

FUTAI, M. M. **Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não-saturados: aplicação a um caso de voçorocamento**. Rio de Janeiro, 2002. Tese, UFRJ.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. Resistência ao cisalhamento de solos tropicais não saturados. In: **5º. Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**, São Carlos, v. 1, p. 43-54, 2004.

GACHET, P.; KLUBERTANZ, G.; VULLIET, L.; LALOUI, L. Interfacial behavior of unsaturated soil with small-scale models and use of image processing techniques. **ASTM Geotechnical Testing Journal**, v. 26, n. 1, p. 12-21, 2003.

GCOI/SCM. Obtenção da curva característica de resistividade em relação a porcentagem de água em solos. In: **III Encontro Técnico de Corrosão e Proteção**. Recomendação Técnica, 1995.

GEISER, F.; LALOUI, L.; VULLIET, L. On the volume measurement in unsaturated triaxial test. In: **Unsaturated soils for Asia**, Rotterdam, The Netherlands, p. 669–674, 2000

GERSCOVICH, D. M. S.; GUEDES, M. N. Avaliação das relações de condutividade hidráulica em solos brasileiros não saturados. In: **5º. Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**, São Carlos, v. 1, p. 249-254, 2004.

GERSCOVICH, D. M. S.; SAYÃO, A. S. F. J. Evaluation of the soil-water characteristic curve equations for soils from Brazil. In: **3rd. International Conference on Unsaturated Soils**. Recife, vol. 1, p. 295-300, 2002.

GITIRANA, G. F. N. **Modelagem numérica do comportamento de solos não saturados considerando modelos elásticos e de estados críticos**. Brasília, 1999. Dissertação, UNB.

GOULDING, R. B. **Tensile strength, shear strength, and effective stress for unsaturated sand**. Missouri, 2006. Dissertation, University of Missouri – Columbia.

HEIBROCK, G.; ZEH, R.M.; WITT, K.J. Tensile strength of compacted clays. In: **International Conference “From Experimental Evidence towards Numerical Modeling of Unsaturated Soils”**. Weimar, Germany, v. 1, p. 395-412, 2004.

HILF, J. W. An Investigation of pore water pressure in compacted cohesive soils. **Technical Memo 654**. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, 1956.

HIRD, C. C.; HAJJ, A. R. A Simulation of Tube Sampling Effects on the Stiffness of Clays. **Geotechnical Testing Journal**, v. 18, n. 1, 1995

HUANG, S.; BARBOUR, S. L.; FREDLUND, D. G. Development and verification of a coefficient of permeability function for a deformable unsaturated soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 35, p. 411-425, 1997.

HUAT, B. B. K; ALI, F. H.; HASHIM, S. Modified Shear Box Test Apparatus for Measuring Shear Strength of Unsaturated Residual Soil. **American Journal of Applied Sciences**, v. 2, n. 9, p. 1283-1289, 2005.

IUPAC: União Internacional de Química Pura e Aplicada. **Reporting Physiosption data for gás/solid systems**, v.54, p. 2201-2218, 1982.

JUCÁ, J. F. T. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada**. Madri, 1993. 241 p. Tese – Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Universidad Politécnica de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

KHANZODE, R. M.; FREDLUND, D. G.; VANAPALLI, S. K. A new test procedure to measure the soil-water characteristic curves using a small-scale centrifuge. In: **Asian Conference for Unsaturated Soils**. Singapore, pp.335-340, 2000.

KHANZODE, R. M.; FREDLUND, D. G.; VANAPALLI, S. K. An alternative method for the measurement of soil-water characteristic curves for fine-grained soils. In: **52nd Canadian Geotechnical Conference**, Regina, October 25-27, pp. 623-630, 1999.

KLOTZ, E. U.; COOP, M. R. On the identification of critical state lines for sands. **ASTM Geotechnical Testing Journal**, v. 25, n. 33, p. 289-302, 2002

KOMORMIK, A.; LIVNEH, M.; SMUCHA, S. Shear strength and swelling of clays under suction. In: **International Conference on Expansive Soils**, v. 1, p. 206-226, 1980.

KORMANN, A. C. M. **Comportamento Geomecânico da Formação Guabirotuba: Estudos de Campo e Laboratório**. São Paulo, 2002. Tese, USP.

KOSUGI, K. Three-parameter lognormal distribution model for soil water retention. **Water Resources Research**, v. 30, n. 4, 1994.

LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HETHERINGTON, M. D. Review of wetting-induced collapse in compacted soil. **Journal of Geotechnical Engineering Division**. A.S.C.E., v. 118, n. 9, p. 1137-1394, 1992.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural clays and weak rocks. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 467-488, 1990.

LI, K.; WILLIAMS, W. Determination of capillary pressure function from resistivity data. **Transport in Porous Media**, n. 67, p. 1-15, 2007.

LIKOS, W.J.; LU, N. Hysteresis of capillary stress in unsaturated granular soil. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 130, n. 6, p.646-655, 2004.

LIU, S.Y.; DU, Y.J.; HAN, L.H; GU, M.F. Experimental study on the electrical resistivity of soil-cement admixtures. **Environmental Geology**, <http://www.springerlink.com/>, published online 20 July 2007.

LIGOCKI, L. P. **Influência do intemperismo no comportamento hidromecânico de um solo residual de migmatito-gnaiss, Paraná**. Em andamento, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008.

LOBO CARNEIRO, F. C. Um novo método para a determinação da resistência à tração dos concretos. In: **3^a. Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT**, São Paulo, p. 127-129, 1943.

LOPES, A.S. **Manual de Fertilidade do Solo**. ANDA/POTAFOS. São Paulo, 1989.

LU, N.; LIKOS, W. J. **Unsaturated Soil Mechanics**. Wiley & Sons Inc. New Jersey, 2004.

LU, N.; WU, B.; TAN, C. P. A tensile strength apparatus for cohesionless soils. In: **Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics**, Trento, p. 105-110, 2005.

LU, N.; WU, B.; TAN, C. P. Tensile strength characteristics of unsaturated sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n.2, p. 144-154, 2007.

MAACK, R. **Geografia física do Estado do Paraná**. Curitiba, Max Roesner, 350 p, 1968.

MAACK, R. **Geografia física do Estado do Paraná**. Rio de Janeiro, 2ª edição, 1981.

MÂATOUK, A. **Application Des Concepts D'état Limite Et D'état Critique À Un Sol Partiellement Saturé Effondrable**. Ladal University, Québec, 1993, Phd Thesis.

MACARI, E.J.; PARKER, J.K.; COSTES, N.C. Measurement of volume changes in triaxial tests using digital imaging techniques. **Geotechnical Testing Journal**, v. 20, n. 1, p. 103-109, 1997.

MACCARINI, M. **Ensaio Triaxiais e de Cisalhamento Direto no Solo Residual Gnáissico Jovem do Campo Experimental da PUC-Rio, Gávea**. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1980, Dissertação de Mestrado.

MACCARINI, M. **Laboratory Studies of Weakly Bonded Artificial Soil**. University of London, 1987, PhD Thesis.

MACCARINI, M. A comparison of direct shear box tests with triaxial compression tests for a residual soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, n. 11, p. 69-80, 1993.

MCCARTER, W.J. The electrical resistivity characteristics of compacted clays. **Géotechnique**, n.36, v.2, p. 263-267, 1984.

MACHADO, S. L. Study of the LC yield surface of a residual soil of granulito. In: **3rd. International Conference on Unsaturated Soils**. Recife, vol. 1, 2002.

MACHADO, S. L.; ZUQUETTE, L. V. Transporte de massa e mecanismos de retenção em solos não saturados. In: **5º. Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**. São Carlos, v. 2, p. 545-576, 2004.

MACIEL, I.C.Q. **Aspectos Microestruturais e Propriedades Geomecânicas de um Perfil de Solo Residual de Gnaisse Facoidal**. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1991, Dissertação de Mestrado.

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. Triaxial tests on weakly bonded soil with changes in stress path. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 3, p. 282-291, 2001.

MARINHO, F. A. M. **Estudo da Deformabilidade de um Solo Residual de Gnaisse a Pequenas Deformações**. PUC-Rio, 1986, Dissertação de Mestrado.

MARINHO, F. A. M. **Shrinkage Behavior of Some Plastic Clays**. University of London, 1994, Ph.D. Thesis.

MARINHO, F. A. M. A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: **Encontro sobre Solos Não Saturados**, p. 112-125, 1995.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. In: **3º. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, p. 373-397, 1997.

MARSH BELLOFRAM. Pressure Regulator Series Type-10. **Brochure: Precision Control Devices**, 6p., 2007.

MARTINEZ, G.S.S. **Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da formação Barreiras**. UFRGS, Tese de doutorado, Porto Alegre, 2003.

MARTINEZ, G. S. S.; FLORES, J. A. A.; CARVALHO, J. B. Q. Propriedades mineralógicas e químicas de solos residuais tropicais e relações com propriedades geotécnicas selecionadas. In: **5º. Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**, São Carlos, v. 1, p. 459-464, 2004.

MARTINS, F.B. **Investigação do Comportamento Mecânico de um Solo Naturalmente Estruturado**. UFRGS, Porto Alegre, 2001. Tese de Doutorado.

MELLO, V.F.B. Thoughts on soil engineering applicable to residual soils. In: **3rd. Southeast Asian Conference on Soil Engineering**, Hong Kong, p. 5-34, 1972.

MILLER, D. J.; NELSON, J. D. Osmotic suction in unsaturated soil mechanics. In: **4th. International Conference on Unsaturated Soils**, Carefree, Arizona: ASCE, p. 1383-1393, 2006.

MINEROPAR. Minerais do Paraná S.A. **Geoquímica de Solo – Horizonte B: Relatório Final de Projeto**. Curitiba: Mineropar, 2005. 411 p.

MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behavior**. Nova Iorque: John Wiley & Sons, 1976. 422 p.

MOLENKAMP, F.; NAZEMI, A.H. Interactions between two rough spheres, water bridge and water vapour. **Geotechnique**, v. 53, n. 2, p.255-264, 2003.

MONCADA, M. P. H. **Estudo em laboratório de características de colapso e transporte de solutos associadas à infiltração de licor cáustico em um solo laterítico**. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2004. Dissertação de Mestrado.

MONIZ, A.C. **Elementos de Pedologia**. EDUSP, São Paulo, 459 p., 1972.

NEWILL, D. A laboratory investigation of two red clays from Kenya. **Geotechnique**, v. 11, p. 302-318, 1961.

NG, C.W.W.; ZHAN, L.T.; CUI, Y.J. A new simple system for measuring volume changes in unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**. V. 39, p. 757-764, 2002

NIELSEN, D. R.; LUCKNER, L. Theoretical aspects to estimate reasonable initial parameters and range limits in identification procedures for soil hydraulic properties. In: **International Workshop on Indirect Methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils**. University of California, Riverside, Ca., 1992.

NIMMO, J. R. Comment on the treatment of residual water content. **Water Resour. Res**, v. 27, p. 661-662, 1991.

NITAO, J.; BEAR, J. 1996. Potentials and their role in transport in porous media. **Water Resour. Res**, v. 32, p. 225-250, 1996.

NORMA ASTM D 2017 – Obtenção da capacidade de retenção de água no solo.

ÖBERG, A.; SÄLLFORS, G. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v. 20, n. 1, p. 40-48, 1997

ÖBERG, A.L.; SÄLLFORS, G.A. Determination of the shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water characteristic curve. **Geotechnical Testing Journal**, v. 20, n. 1, p. 40-48, 1995

OLIVEIRA, E.P. **Caracterização bio-físico-químico-mineralógica e micromorfológica de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR**. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2006. Dissertação de mestrado.

OLIVEIRA, M.O. **Estudo sobre a Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual Compactado não Saturado**. USP, São Paulo, 2004. Tese de doutorado.

OLIVEIRA, M.O.; MARINHO, F.A.M. Resistência não saturada de um solo residual compactado avaliada em ensaios de compressão simples. In: **12º. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, São Paulo: ABMS, 2002. v.1, p. 507-518.

ORR, F. M.; SCRIVEN, L.E.; RIVAS, A.P. Pendular rings between solids: meniscus properties and capillary force. **Journal of Fluid Mechanics**, v. 67, n. 4, p. 723-742, 1975.

PACHECO SILVA, F. Uma nova construção gráfica para determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: **4º. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, Rio de Janeiro: ABMS, 1970. v.2, tomo I, p.225-232.

PALOCCHI, A., CAMAPUM DE CARVALHO, J., PEREIRA, J. H. F., SILVA, P. R. Considerações sobre a granulometria de alguns solos do Centro-Oeste. In: **XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, v. 2, p. 1001-1005, 1998.

PRIMO, K.R. **Estudo Hidrogeoquímico da Sub-Bacia do Ribeirão de José Pereira, Município De Itajubá, Estado De Minas Gerais**. Universidade Federal de Itajubá, 2004, Projeto Final de Graduação em Engenharia Hídrica.

RAHIMI, H.; PAZIRA, E.; TAJIK, F. Effect of soil organic matter, electrical conductivity and sodium adsorption ratio on tensile strength of aggregates. **Soil and Tillage Research**, v. 54, p. 145-153, 2000.

REIS, R.M. **Desenvolvimento e Utilização de um Equipamento Triaxial Cúbico no Estudo da Anisotropia de um Solo Residual de Gnaiss da Região de Viçosa (Minas Gerais)**. UFV, 1998, Dissertação de Mestrado.

REIS, R.M. **Comportamento Tensão – Deformação de Dois Horizontes de um Solo Residual de Gnaiss**. USP – São Carlos, 2004, Tese de Doutorado.

REIS, R.M.; AZEVEDO, R.F. Características de deformabilidade e resistência de um solo residual de gnaiss da região metropolitana da cidade de Viçosa. In: **XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Brasília, v.1, p. 213-220, 1998.

REIS, R.M.; AZEVEDO, R.F. Anisotropy study of residual soil based on cubical triaxial test results. In: **Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Foz do Iguaçu, 1999.

REIS, R. M.; VILAR, O. M. Curva de plastificação de um solo saprolítico de gnaiss. In: **5º. Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**, São Carlos, v. 1, p. 103-108, 2004a.

REIS, R. M.; VILAR, O. M. Resistência ao cisalhamento de dois solos residuais de gnaiss não saturado. In: **5º. Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**, São Carlos, v. 1, p. 109-114, 2004b.

RICHARD, G.; COSENZA, P.; ABOUBACAR, A.; TABBAGH. Etude des variations de resistivité électrique d'um sol limoneux em fonction de sa teneur em eau et de sa porosité. In: **Géophysique des sols et des formations superficielles : Geofcan : actes du 5^{ème} colloque**, Orleans, p. 7-10, 2005.

RICHARDS, L. A. A pressure-membrane extraction apparatus for soil solution. **Soil Sci.**, n. 51, p. 377-386, 1941.

RICHARDS, L.A. Water conducting and retaining properties of soils in relation to irrigation. In: **International Symposium on Desert Research**, Jerusalem, p. 523-546, 1952

RIDLEY, A. M.; BURLAND, J. B. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Géotechnique**, v. 43, n. 2, p. 321-324, 1993.

ROMERO, E; FACIO, J. A.; LLORET, A.; GENS, A.; ALONSO, E. E. A new suction and temperature controlled triaxial apparatus. In: **14th. International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Hamburg, v. 1, p. 185-188, 1997.

ROMERO, E. **Characterization and Thermo-hydro-mechanical Behavior of Unsaturated Boom Clay. An Experimental Study**. Universitat Politècnica de Catalunya, 1999. Tese de Doutorado.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. On the yielding of soils. **Géotechnique**, v. 8, n. 1, p. 22-53, 1958.

SALAMUNI, E. **Tectônica da bacia sedimentar de Curitiba (PR)**. Rio Claro, UNESP, 1998, 214 p. Tese de Doutorado.

SALAMUNI, E.; SALAMUNI, R. Contexto geológico da Formação Guabirotuba, Bacia de Curitiba. In: **Mesa Redonda Características Geotécnicas da Formação Guabirotuba**, Curitiba, ABMS/UFPR, p.7-15, 1999.

SANDRONI, S.S. Stress relief effects in gneissic saprolitic soils. In: **International Conference on Geomechanics in Tropical Soils**, Brasília, v. 3, p. 290-296, 1985.

SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. **Critical state soil mechanics**. London: Mc Graw Hill, 1968.

SCHUBERT, H. Tensile Strength of agglomerates. **Power Technology**, v. 11, p. 107-119, 1975.

SCHUBERT, H. Capillary forces-modeling and application in particulate technology. **Powder Technology**, p. 105-116, 1984.

SHARMA, R. S. **Mechanical Behaviour of Unsaturated Highly Expansive Clays**. University of Oxford, U.K, 1998. Ph. D. thesis.

SHUAI, F.; CLEMENTS, C.; RYLAND, L.; FREDLUND, D. G. Some factors that influence soil suctions measurements using thermal conductivity sensor. In: **3rd. International Conference on Unsaturated Soils**, Recife, p. 325-329, 2002.

SIGNER, S.; MARINHO, F. A.; SANTOS, N. B.; ANDRADE, C. M. M. Expansive and collapsible soils in semi-arid region. In: **12th. International Congress of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Rio de Janeiro, p. 647-650, 1989.

SILLERS, W.S. **The Mathematical Representation of the Soil-Water Characteristic Curve**. University of Saskatchewan, 1997, 241 p. Thesis.

SOARES, R.M. **Resistência ao Cisalhamento de um Solo Coluvionar não Saturado do Rio de Janeiro, RJ**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, 2005, 196 p. Dissertação de Mestrado.

SOUZA NETO, J. B.; LACERDA, W. A.; COUTINHO, R. Q. Variabilidade nos parâmetros geotécnicos de alguns solos residuais brasileiros. In: **Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – COBRAE**, Rio de Janeiro, p. 305-315, 2001.

SREEDEEP, S.; SINGH, D.N. Methodology for determination of osmotic suction of soils. **Geotechnical and Geological Engineering**, v.24, p. 1469-1479, 2006.

SWANSON, D. A.; SAVCI, G.; DANZIGER, G. ; MOHR, R. N. ; WEISKOPF, T. Predicting the soil-water characteristics of mine soils. In: **Tailings and Mine Waste**, p. 345-349, 1999.

TANG, G.X.; GRAHAM, J. A method for testing tensile strength in unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, v. 23, n. 3, p. 377-382, 2000.

TERZAGHI, K.V. Stability of slopes of natural clay. In: **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 1, Cambridge, p.161-165, 1936.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. ed John Wiley, New York, 1948.

THAKUR, V.K.S.; SREEDEEP, S.; SINGH, D.N. Laboratory investigations on extremely high suction measurements for fine-grained soils. **Geotechnical and Geological Engineering**, v.24, p. 565-578, 2006.

TIBANA, S. **Condutividade Hidráulica de Solos Saprolíticos de Clorita-Xisto e de um Solo Coluvionar Compactados no Campo e em Laboratório**. Dissertação de mestrado, Rio de Janeiro, 1991. 175 p. PUC-Rio.

TOLEDO, G. T.; NOVY, R. A.; DAVIS, H. T.; SCRIVEN, L. E. Capillary pressure, water relative permeability, electrical conductivity and capillary dispersion coefficient of fractal porous media at low wetting phase saturation. **SPE Advanced Technology Series**, v. 2, n. 1, p. 136–141, 1994.

TOLL, D. G. **The behavior of unsaturated compacted naturally occurring gravel**. Londres, 1988. 390 p. Tese – Imperial College of Science and Technology, University of London.

TOLL, D.G. The influence of fabric on shear behavior of unsaturated compacted soils. In: **Advances in Unsaturated Geotechnics**, Denver, p. 223-234, 2000.

TREVISAN, E. **O Meio Físico e a ocupação Urbana de Curitiba, PR – Estudos de Caso**. Curitiba, 2001. Tese de Doutorado em Meio Ambiente e Desenvolvimento. UFPR.

VAN GENUCHTEN, M. T. H. A closed form equation predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. In: **Soil Science Society of American Journal**, v. 44, n. 5, p. 892-898, 1980.

VANAPALLI, S. K. A simple experimental procedure for determining the fitting parameter k for predicting the shear strength of an unsaturated soil. p. 622-629, 2001.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G. Comparison of different procedures to predict unsaturated soil strength. Not published. **Research of the Department of Civil Engineering**, University of Saskatchewan, SK, Canada, pp. 1-15, 2002.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G. Empirical procedures to predict the shear strength of unsaturated soils. In: **11th. Asian Regional Conference**, pp. 93-96, 1999.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. Influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. **Geotechnique**, v. 49, n. 2, p. 143-159, 1999.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.; CLIFTON, A. W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 3, p. 379-392, 1996.

VANAPALLI, S. K.; PUFAHL, D. E.; FREDLUND, D. G. The effects of stress state on the soil-water characteristic behavior of a compacted sandy-clay till. In: **51st. Canadian Geotechnical Conference**, Edmonton, p. 87-94, 1998.

VARGAS, M. Characterization identification and classification of tropical soils. In: **2nd. International Conference on Geomechanics of Tropical Soils**, Singapore, p. 71-75, 1988.

VAUGHAN, P.R. Mechanical and hydraulic properties of tropical lateritic and saprolitic soils, particularly as related to their structure and mineral components. In: **1st. International Conference in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils**, Brasilia, 1985.

VAUGHAN, P.R. Characterizing the mechanical properties of in situ residual soils. In: **2nd. International Conference on Geomechanics in Tropical Soils**, Singapore, p. 20-37, 1988.

VAUGHAN, P.R.; KWAN, C.W. Weathering, structure and in situ stress in residual soil. **Geotechnique**, v. 34, n. 1, p. 43-59, 1984.

VAUGHAN, P.R.; MACARRINI, M.; MOKHTAR, S.M. Indexing the engineering properties of residual soil. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, vol. 21, p. 69-84, 1988.

VIEIRA, L.S. **Manual de Ciência do Solo**. São Paulo, Editora Agronômica Ceres, 1975.

VILAR, O. M. An expedite method to predict the shear strength of unsaturated soils. **Soils and Rocks**, v. 30, n. 1, p. 51-61, 2007.

VILAR, O.M.; BORTOLUCI, A.A.; RODRIGUES, J.E. Geotechnical characteristics of tropical Cenozoic sediment from São Carlos region, Brasil. In: **1st. International Conference in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils**, Brasilia, p. 461-470, 1985.

VILLAR, L. F. S. **Estudo do adensamento e ressecamento de resíduos de mineração e processamento de bauxita**. Rio de Janeiro, 2002. Tese – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

VILLAR, L.F.S.; DE CAMPOS, T.M.P.; ZORNBERG, J.G. Relação entre a resistência à tração obtida via ensaio brasileiro, a sucção e índices físicos de um solo. In: **6^o. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, Salvador, p.421-432, 2007.

WALLACE, K.B. Structural behavior of residual soils of the continually wet highlands of Papua New Guinea. **Geotechnique**, v. 23, n. 2, p. 203-218,1973.

WHEELER, S. J.; KARUBE, D. Constitutive modeling. In: **1st. International Conference on Unsaturated Soils**, v. 3, p. 1323-1356, 1995.

WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soils. **Geotechnique**, v. 45, n. 1, p. 35-53, 1995.

WOELLER, D.J.; WEEMEES, I.; KURFURST, P.J.; ROBERTSON, P.K. Penetration Testing for Arctic Soil and Permafrost Conditions. In: **44th. Canadian Geotechnical Conference**, v. 1, Paper No. 44, Calgary, 1991.

YIN, J. A double cell triaxial system for continuous measurement of volume changes of an unsaturated or saturated soil specimen in triaxial testing. **Geotechnical Testing Journal**, v. 26, n. 3, p. 1-6, ago., 2003.

ZANELLA, M.E. **Inundações Urbanas Em Curitiba/Pr: Impactos, Riscos e Vulnerabilidade Socioambiental no Bairro Cajuru**. Curitiba, 2006. Tese de Doutorado, UFPR.

ZEH, R.M. **Die zugfestigkeit bindiger böden als kriterium der rissgefährdung mineralischer oberflächenabdichtungen**. Weimar, 2007. Tese de Doutorado, Bauhaus-Universität Weimar.

ZEH, R.M.; WITT, K.J. The tensile strength of compacted clays as affected by suction and soil structure. In: **Experimental Unsaturated Soil Mechanics**, Springer proceedings in physics, v. 112, p. 219-228, 2007.

ZEH, R.M.; WITT, K.J. A direct testing method for the tensile strength of compacted clays. **Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics**, v. 1, p. 273-278, 2005.

ZEH, R.M.; WITT, K.J. Suction-controlled tensile strength of compacted clays. In: **16th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Osaka, v. 4, p.2347-2350, 2005.