



Mariana Ferreira Benessiuti Motta

**Caracterização Físico-Hídrico-Estrutural e Efeito do
Aumento da Pressão do Ar na Resistência de Solos
Tropicais Não Saturados**

Tese de Doutorado

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

Orientador: Prof. Tácio Mauro Pereira de Campos
Co-Orientador: Prof. George de Paula Bernardes
Co-Orientador: Prof. António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

Rio de Janeiro
Julho de 2016



Mariana Ferreira Benessiuti Motta

**Caracterização Físico-Hídrico-Estrutural e Efeito
do Aumento da Pressão do Ar na Resistência
de Solos Tropicais Não Saturados**

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Doutor pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil do Centro Técnico Científico da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Prof. Tácio Mauro Pereira de Campos

Orientador
Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof. António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

Co-Orientador
Universidade do Porto

Prof. George de Paula Bernardes

Co-Orientador
Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho

Profª. Michéle Dal Toé Casagrande

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof. Fernando Antônio Medeiros Marinho

Universidade Estadual de São Paulo

Prof. Gilson de Farias Neves Gitirana Junior

Universidade Federal de Goiás

Prof. Lúcio Flávio de Souza Villar

Universidade Federal de Minas Gerais

Prof. Marcio da Silveira Carvalho

Coordenador Setorial do
Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 01 de julho de 2016.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem a autorização da universidade, da autora e do orientador.

Mariana Ferreira Benessiuti Motta

Graduou-se em Engenharia Civil na Universidade Estadual Paulista - Unesp, em 2008. Obteve o título de mestre em Engenharia Civil – Geotecnia Ambiental pela Unesp, em 2011. Principais áreas de interesse e linhas de pesquisas: Mecânica dos Solos, Geotecnia Experimental e Geotecnia Ambiental.

Ficha Catalográfica

Motta, Mariana Ferreira Benessiuti

Caracterização físico-hídrico-estrutural e efeito do aumento da pressão do ar na resistência de solos tropicais não saturados / Mariana Ferreira Benessiuti Motta ; orientadores: Tácio Mauro Pereira de Campos, George de Paula Bernardes, António Joaquim Pereira Viana da Fonseca. – 2016.

350 p. : il. color. ; 30 cm

Tese (doutorado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2016.

CDD: 624

Agradecimentos

Primeiramente, agradeço a Deus pelo dom da vida, por me abençoar e me guiar em mais um desafio pessoal e profissional.

Ao meu orientador Tácio, pela orientação, por todos os ensinamentos transmitidos e pela paciência com minhas teimosias. Se cheguei até aqui foi graças a sua confiança depositada em mim: muito obrigada!

Ao meu co-orientador George, responsável por despertar minha paixão pela geotecnia. Agradeço pela orientação na minha vida acadêmica, desde a iniciação científica, e pelos conselhos que me fizeram “por o pé no chão” sempre.

Ao meu segundo co-orientador e não menos importante António Viana da Fonseca. Obrigada pela acolhida em Portugal, pelos ensinamentos e por todas as contribuições e sugestões mesmo a distância.

Ao mestre e querido Professor Franklin Antunes. As visitas à sua casa contribuíram muito para meu crescimento profissional e pessoal. Obrigada por me ensinar a ser um pouquinho do que você é.

Agradeço também ao Professor Fernando Marinho e ao Professor Gilson Gitirana Jr. pelas discussões e pelas contribuições na proposta de tese. Ainda, aproveito para agradecer o Professor Marinho pela acolhida na USP por uma semana e pela disposição em me mostrar os ensaios e as pesquisas em andamento.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, em especial a Professora Michéle pelo apoio e amizade.

Aos amigos que fiz durante o doutorado, em especial: Alexandr, Bianca, Elaine, Ingrid, Ivânia, Manuella, Miriam, Nathalia Louzada, Nathalia Passos, Perlita, Roberta e Thiago.

Aos portugueses que me acolheram muito bem durante um mês e meio na FEUP, em 2013. Agradeço em especial à Cristiana, Daniela e Marisa.

Aos alunos de iniciação científica do Professor Tácio que contribuíram de alguma forma neste trabalho: Luiza, André, Carlos, Pedro e Laura. Apesar das constantes trocas de alunos, foi muito bom trabalhar com vocês, mesmo que por pouco tempo.

Ao Malko e à Nathalia por me ajudarem na reconstituição em 3D das imagens de tomografia.

À Taíse, pelas dicas e pelos conselhos relacionados ao equipamento triaxial.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia Civil e dos Laboratórios: Rita, Fátima, Lenilson, Rafael, Amauri, Carlos, Deivid, Edson, Euclides, Rogério, Alex e Josué.

Ao Nestor e ao Severino, pelo apoio técnico e por me socorrer sempre nos momentos de desespero.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Materiais da PUC-Rio, em especial: Professor Avillez, Professor Sidnei, Marcos Henrique, Sonia, Pedro e Yuri.

Aos meus pais e à minha irmã que são a minha base! Meus verdadeiros heróis e exemplos de vida. Pai, obrigada pelos constantes “puxões de orelha”, por incentivar e acreditar em mim. Mãe, obrigada pelo carinho e por ser minha amiga de todas as horas. Amo vocês.

Ao meu marido e companheiro de vida Bebeto. Obrigada por ser meu porto seguro, meu ombro amigo e meu parceiro de todas as horas. Obrigada por sempre me esperar nos finais de semana, por abdicar dos momentos de lazer em prol da minha dedicação a esta tese e pela constante paciência comigo. Você é um exemplo de homem. Te amo!

À minha segunda família: Motta. Obrigada pelo apoio.

À minha amiga Vanessa, pela acolhida mensal no Rio e pela amizade desde que me conheço por gente.

À CAPES, ao CNPq, à Faperj e à PUC-Rio pelos auxílios financeiros concedidos.

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho.

Resumo

Motta, Mariana Ferreira Benessiuti; de Campos, Tácio Mauro Pereira; Bernardes, George de Paula; Viana da Fonseca, António Joaquim Pereira. **Caracterização físico-hídrico-estrutural e efeito do aumento da pressão do ar na resistência de solos tropicais não saturados.** Rio de Janeiro, 2016. 350p. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Esta tese apresenta um estudo relacionado a dois importantes aspectos da mecânica dos solos não saturados: a caracterização físico-hídrico-estrutural e o efeito do aumento súbito da pressão de ar em solos tropicais não saturados do Rio de Janeiro. A primeira contribuição aborda uma avaliação ampla de parâmetros físicos, químicos, mineralógicos e do efeito da estrutura destes solos em características estruturais, mecânicas, hidráulicas e de deformabilidade. O segundo aspecto, relacionado à avaliação do efeito do aumento da pressão de ar, foi realizado através de ensaios triaxiais não saturados, do tipo CW, com medidas de velocidade da onda cisalhante. Para atingir este último objetivo, um equipamento triaxial servo-controlado não saturado, com instrumentação interna de *bender elements*, foi implementado. Todos os ensaios foram realizados em amostras indeformadas e reconstituídas, com mesmo teor de umidade e índice de vazios, em dois solos residuais jovens e em um solo coluvionar coletados em Nova Friburgo e Tinguá, RJ. Os resultados obtidos permitiram avaliar que apesar de alguns solos possuírem características físicas semelhantes, estes apresentaram comportamentos mecânicos, hidráulicos e estruturais diferentes. Com relação aos ensaios triaxiais não saturados CW, não foi possível observar um comportamento característico e conclusivo do efeito do incremento de ar nos solos. A verificação individual do pulso de ar em cada amostra estudada indicou, para a maioria dos ensaios, diminuição das velocidades das ondas cisalhantes (V_s) após o aumento.

Palavras-chave

Solo não saturado; caracterização físico-hídrico-estrutural; resistência ao cisalhamento; aumento da pressão do ar.

Abstract

Motta, Mariana Ferreira Benessiuti; de Campos, Tácio Mauro Pereira (Advisor); Bernardes, George de Paula (Co-Advisor); Viana da Fonseca, António Joaquim Pereira (Co-Advisor). **Physical-hydric-structural characterization and effects of increase of air pressure on the strength of unsaturated tropical soils.** Rio de Janeiro, 2016. 350p. DSc. Thesis - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This thesis presents a study related to two important aspects of unsaturated soil mechanics: a physical-hydric-structural characterization and the effects of increase of air pressure on the strength of unsaturated tropical soils from Rio de Janeiro. The first contribution exhibits an extensive experimental program aiming to evaluate effects of physical, chemical, mineralogical and soil structure in the mechanical, hydraulic and deformability characteristics of the soils. The second contribution, related to the effects of increase of air pressure, was performed through constant water content triaxial tests with measurements of shear wave velocities. In order to achieve this last objective, an unsaturated triaxial apparatus with bender elements was implemented. The tests were carried out on undisturbed and reconstituted samples, with the same moisture content and void ratio, in two young residual soils and a colluvial soil from Nova Friburgo and Tinguá, RJ. The results showed that although some soils had similar physical characteristics, they had different mechanical, hydraulic and structural behaviors. Regarding the unsaturated triaxial tests, it was not possible to observe a characteristic and conclusive behavior of the effect of increase of air pressure in soils. The individual evaluation in each sample studied indicated that, for most tests, the increase in air pressure caused decrease in shear wave velocities (V_s).

Keywords

Unsaturated soil; physical-hydric-structural characterization; shear strength; increase of air pressure.

Sumário

1. Introdução	13
2. Revisão bibliográfica	17
2.1. Solos residuais	17
2.1.1. Comportamento tensão-deformação-resistência	19
2.2. Solos não saturados	28
2.2.1. Sucção no solo	30
2.2.1.1. Medição de sucção no solo	31
2.2.2. Curva de retenção de água no solo	34
2.2.2.1. Histerese na curva de retenção	38
2.2.2.2. Curva de retenção bimodal	39
2.3. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados	41
2.3.1. Efeito do aumento transiente de pressão de ar na resistência ao cisalhamento de solos não saturados	49
2.3.2. Determinação da resistência ao cisalhamento em laboratório	50
2.3.2.1. Ensaio triaxiais em solos não saturados	52
2.4. Ondas sísmicas em solos	54
2.4.1. Bender elements	56
2.4.1.1. Interpretação dos ensaios com bender elements	58
2.4.2. Fatores que influenciam o módulo de cisalhamento máximo G_0	60
3. Locais de estudo e programa de ensaios	63

3.1. Reserva Biológica do Tinguá	63
3.1.1. Aspectos geológicos e geomorfológicos	63
3.1.2. Aspectos climáticos	64
3.1.3. Amostragem dos solos	66
3.2. Condomínio do Lago, Nova Friburgo	68
3.2.1. Aspectos geológicos e geomorfológicos	68
3.2.2. Aspectos climáticos	69
3.2.3. Amostragem do solo	71
3.3. Programa experimental	72
4. Caracterização física, química e mineralógica dos solos	75
4.1. Caracterização física	75
4.1.1. Massa específica dos grãos	75
4.1.2. Análise granulométrica conjunta	76
4.1.3. Limites de consistência e atividade das argilas	79
4.2. Caracterização química	80
4.3. Caracterização mineralógica	82
4.3.1. Lupa binocular	82
4.3.2. Análise térmica diferencial (ATD)	84
4.3.3. Difração de Raios-X (DRX)	87
4.4. Considerações gerais	93
5. Caracterização estrutural dos solos	95
5.1. Porosimetria de mercúrio (MIP)	96
5.1.1. Solo residual jovem de Tinguá	98
5.1.2. Colúvio de Tinguá	100
5.1.3. Solo residual jovem de Friburgo	103

5.2. Microscopia eletrônica de varredura (MeV)	105
5.2.1. Solo residual jovem de Tinguá	106
5.2.2. Colúvio de Tinguá	110
5.2.3. Solo residual jovem de Friburgo	114
5.3. Microtomografia computadorizada por raios-X (μ CT)	117
5.3.1. Solo residual jovem de Tinguá	121
5.3.2. Colúvio de Tinguá	124
5.3.3. Solo residual jovem de Friburgo	128
5.4. Considerações gerais	131
6. Correlação entre módulo de cisalhamento máximo e curva de retenção, resistência à tração e resistência à compressão simples dos solos	135
6.1. Módulo de cisalhamento máximo (G_0)	136
6.2. Curva de retenção de umidade	138
6.3. Resistência à tração	143
6.4. Resistência à compressão simples	145
6.5. Avaliação dos resultados	146
6.5.1. Solo residual jovem de Tinguá	146
6.5.2. Colúvio de Tinguá	163
6.5.3. Solo residual jovem de Friburgo	179
6.6. Considerações gerais	194
7. Previsão da resistência não saturada dos solos	197
7.1. Ensaio triaxiais saturados	198
7.1.1. Solo residual jovem de Tinguá	201
7.1.2. Colúvio de Tinguá	203

7.1.3. Solo residual jovem de Friburgo	206
7.2. Aplicação do modelo proposto por Vanapalli et al. (1996)	208
7.3. Aplicação do modelo proposto por Khalili & Khabbaz (1998)	212
7.4. Considerações Gerais	221
8. Ensaio triaxiais não saturados: equipamento utilizado e metodologia empregada	225
8.1. Desenvolvimento do equipamento triaxial servo-controlado não saturado	225
8.1.1. Criação de um espaço isolado com controle de temperatura próprio	230
8.1.2. Instalação de desumidificador de ar na linha de ar comprimido	231
8.1.3. Alteração da seção transversal da peça de PVC conectada à célula de carga	232
8.1.4. Incorporação dos bender elements e colocação da pedra porosa de alta entrada de ar na prensa triaxial	233
8.1.5. Incorporação de motor de passo para aplicação e controle da pressão de ar (ua)	234
8.2. Programa experimental	237
8.3. Metodologia dos ensaios	238
8.3.1. Moldagem dos corpos de prova e montagem dos ensaios	240
8.3.2. Equalização da sucção	243
8.3.3. Adensamento	245
8.3.4. Incremento de ar	246
8.3.5. Cisalhamento	247
9. Ensaio triaxiais não saturados: avaliação dos resultados no solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T)	249

9.1. Ensaio triaxiais não saturados sem incremento de ar	249
9.2. Ensaio triaxiais não saturados com incremento de ar	267
9.3. Avaliação das velocidades de ondas cisalhantes	278
10. Ensaio triaxiais não saturados: avaliação dos resultados no colúvio de Tinguá (CT)	291
10.1. Ensaio triaxiais não saturados sem incremento de ar	291
10.2. Ensaio triaxiais não saturados com incremento de ar	306
10.3. Avaliação das velocidades de ondas cisalhantes	315
11. Conclusões e sugestões para pesquisas futuras	327
11.1. Conclusões	327
11.2. Sugestões	333
Referências bibliográficas	335
Apêndice Calibração dos instrumentos eletrônicos de medição	347

1 Introdução

Em climas tropicais, os solos não saturados, localizados na zona vadosa, estão naturalmente sujeitos a ciclos de umedecimento e secagem, devido à alternância de períodos chuvosos e secos. Estes ciclos acarretam em mudanças na resistência do solo, influenciando, por exemplo, na estabilidade de taludes.

Durante os períodos chuvosos, a infiltração da água da chuva causa redução da sucção do solo, reduzindo parcialmente a parcela de resistência devido à coesão aparente do material.

Somado a este efeito, observa-se ainda nestes eventos a grande incidência de trovões. Estes, por sua vez, ao serem dissipados na superfície terrestre, podem acarretar em um aumento na pressão atmosférica considerável. De acordo com dados reportados na literatura (e.g. Newman et al., 1967), este aumento pode chegar a até 2 atm no solo.

O grupo de Eletricidade Atmosférica (ELAT), do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE), apresenta dados que mostram o aumento da incidência de raios e, conseqüentemente, de trovões no estado do Rio de Janeiro. Carnavale (2013) realizou uma compilação de dados estatísticos provenientes deste grupo que comprovam este aumento para as cidades da região serrana do Rio de Janeiro. A verificação da densidade de raios por quilômetro quadrado (km²), por ano, pode ser visualizada na Tabela 1.

Outro ponto que merece atenção no estudo de solos não saturados está relacionado ao efeito da estrutura do solo no comportamento do mesmo. A partir de trabalhos reportados na literatura, observa-se que a sua grande maioria está limitada a materiais compactados ou reconstituídos (remoldados). Porém, em se tratando de problemas de estabilidade de taludes, verifica-se a necessidade de estudos dos solos na condição indeformada.

Tabela 1– Incidência de raios, para os diferentes biênios, nas cidades da região serrana do Rio de Janeiro (Carnavale, 2013).

Municípios (Estado RJ)	Área	População (censo 2000)	Biênio 2005-2006	Biênio 2007-2008	Biênio 2009-2010	Dados acessados no ano de 2013
			Densidade raios/km ² . ano			
Areal	112,35	11.421	2,8223	3,031	5,044	8,75
Bom Jardim	386,52	37.828	2,209	2,3395	3,3395	11,69
Cachoeiras de Macacú	956	54.370	3,0425	4,6363	10,1118	12,6
Cantagalo	752,32	19.826	1,8439	2,0387	4,1131	9,71
Cordeiro	115,63	20.403	2,3727	2,1937	3,6562	11,07
Duas Barras	376,86	10.933	2,094	2,5438	3,9622	10,79
Nova Friburgo	933,33	182.082	2,644	2,4227	2,9901	12,12
Petrópolis	794,84	296.044	2,1637	2,774	3,8223	10,01
Santa Maria Madalena	816	10.321	1,4787	1,8896	3,1222	9,02
Santo Antônio de Pádua	612	40.569	2,0175	1,8184	5,6779	10,02
São Fidélis	1.028	37.553	1,9317	1,6794	3,3768	6,96
S. J. do Vale do Rio Preto	220,83	20.252	1,9838	2,4773	3,4217	10,39
Sumidouro	396,24	14.920	1,8572	2,4293	3,5698	11,27
Teresópolis	772,6	163.805	1,669	2,4425	2,6185	10,45
Trajano de Moraes	589	10.281	1,6344	1,6897	2,9059	9,75
Rio de Janeiro	1.182	6.323.037	2,2403	1,8531	5,7216	6,43

Além disso, a obtenção de parâmetros de resistência em solos não saturados envolve procedimentos laboratoriais complexos, ainda raros na prática da mecânica dos solos. Blight (2013) justifica a pouca viabilidade de ensaios não saturados, com medição e controle separados de pressão de ar e de água, por envolver uma série de modificações nos equipamentos convencionais e por demandar um tempo maior de ensaio.

Neste contexto, a presente tese tem como objetivos principais a avaliação do efeito da estrutura e do aumento da pressão atmosférica (pressão do ar – u_a) no comportamento de solos não saturados. Para atingir tais objetivos, estabeleceram-se os seguintes objetivos específicos:

- a) Avaliar a influência da estrutura dos solos em parâmetros mecânicos, hidráulicos e de deformabilidade, para diferentes valores de sucção;

- b) Averiguar uma possível correlação entre os parâmetros mecânicos, hidráulicos e de deformabilidade ao longo do processo de secagem dos solos;
- c) Verificar a aplicabilidade de dois modelos de previsão da resistência não saturada (Vanapalli et al., 1996; Khalili & Khabbaz, 1998) para dois solos residuais jovens e um coluvionar do Rio de Janeiro;
- d) Implementar um equipamento triaxial servo-controlado não saturado, com translação de eixos e instrumentação interna de *bender elements*;
- e) Estudar o efeito da sucção matricial e da tensão confinante líquida na resistência ao cisalhamento de dois solos tropicais não saturados;
- f) Avaliar a evolução da velocidade da onda cisalhante V_s e, conseqüentemente, do módulo de cisalhamento máximo G_0 nos ensaios triaxiais não saturados.

Desta forma, este trabalho foi dividido em 11 capítulos, onde o capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica feita sobre solos residuais e solos não saturados, envolvendo tanto a descrição e classificação quanto o comportamento destes em trabalhos já publicados na literatura. Ainda, como este trabalho faz uso de uma instrumentação especial, os *bender elements*, optou-se por apresentar também os principais conceitos e formas de interpretação de ondas sísmicas em solos.

No capítulo 3 é feita a caracterização dos locais estudados, obtida através da descrição sobre os aspectos geológicos e geotécnicos das áreas escolhidas. Características relacionadas à localização, clima e geomorfologia também são abordadas. Além disso, ao final deste capítulo, apresenta-se, de forma resumida, o programa experimental utilizado neste estudo.

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos da caracterização física, química e mineralógica dos três solos estudados.

O capítulo 5 faz uma descrição da caracterização estrutural dos solos, através de três abordagens: porosimetria de mercúrio, microscopia eletrônica de varredura e microtomografia computadorizada por raios-X. Nesta, são verificados os efeitos da estrutura dos materiais nos três ensaios através de análise em amostras dos solos indeformadas e reconstituídas (remoldadas).

O capítulo 6 apresenta uma caracterização mais completa dos três solos estudados, moldados nas duas condições: indeformada e reconstituída. A partir de ensaios de resistência à tração, à compressão simples, do módulo de cisalhamento

máximo (G_0) e das curvas de retenção, buscou-se avaliar uma possível correlação entre os parâmetros obtidos ao longo do processo de secagem (para diferentes valores de sucção). Este capítulo aborda, ainda, o efeito da estrutura dos solos para tais parâmetros mencionados.

No capítulo 7 é feita uma verificação de dois modelos propostos para previsão de resistência não saturada dos solos: Vanapalli et al. (1996) e Khalili e Khabbaz (1998). Para tanto, apresenta-se neste capítulo os resultados de ensaios triaxiais saturados com a finalidade de obtenção dos parâmetros de resistência, na condição saturada, utilizados nestes modelos.

O capítulo 8 descreve o desenvolvimento do equipamento triaxial servo-controlado não saturado, com a exposição de todas as etapas realizadas para a obtenção da configuração final deste. Ainda, este capítulo aborda também o programa experimental referente aos ensaios triaxiais não saturados e a metodologia seguida para a realização dos mesmos.

Os capítulos 9 e 10 apresentam os resultados obtidos nos ensaios triaxiais não saturados, no solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T) e no colúvio de Tinguá (CT), respectivamente. Estes dois capítulos avaliam o efeito da variação da sucção e do aumento da pressão de ar na resistência não saturada dos solos e a evolução das velocidades das ondas cisalhantes V_s ao longo de todos os ensaios realizados.

Finalmente, no capítulo 11, são apresentadas as conclusões obtidas nesta pesquisa e as sugestões para os trabalhos futuros.

2 Revisão bibliográfica

2.1. Solos residuais

Os solos residuais são solos formados a partir da desintegração e decomposição da rocha “in situ”, através dos processos de intemperismo. Conforme discutido por Ibañez (2008), este solo, resultante da gênese diferenciada, é composto de agregados e cristais de minerais alterados, pontes estabelecidas por cimentos depositados, grumos de argilominerais e partículas de resistência variada.

A ação do intemperismo sobre as rochas é gradual, variando em função do tipo da rocha e das condições climáticas locais. Para Toledo et al. (2009), esta ação é controlada por diversos fatores, a saber: variação sazonal da temperatura, distribuição das chuvas, relevo, fauna, flora, rocha matriz e o tempo de exposição da rocha aos agentes intempéricos.

O resultado da ação do intemperismo, seja ele físico (mudança na estrutura, resistência e textura da rocha) e/ou químico (mudança na composição e microestrutura por decomposição), é a formação de um “perfil de alteração” ou “perfil de intemperismo” (Figura 1), constituído por uma sequência de camadas distintas por suas características físicas, químicas, mineralógicas, morfológicas e biológicas (Oliveira, 2006).

Como este processo é extremamente complexo, variando nos diferentes compartimentos morfo-climáticos do planeta, raramente se pode extrapolar experiência de uma área para prever condições geotécnicas em outra, mesmo se as formações geológicas nas duas áreas forem similares (Mendes, 2008).

Em áreas tropicais, os processos de formação dos solos são diferenciados devido à ação mais pronunciada do intemperismo químico que se expressa pela grande espessura dos solos residuais, em contraste com as regiões de clima temperado, onde esses solos são pouco espessos.

Coutinho & Severo (2009) apresentam algumas classificações de perfis de solos residuais, encontradas na literatura, para solos típicos do Brasil. Neste perfil

(Figura 1), podem ser encontrados materiais variando desde a rocha sã, rochas mais ou menos alteradas, solos com características da rocha matriz (solo residual jovem ou saprolítico) e horizontes onde não são encontradas características da rocha matriz (solo residual maduro).

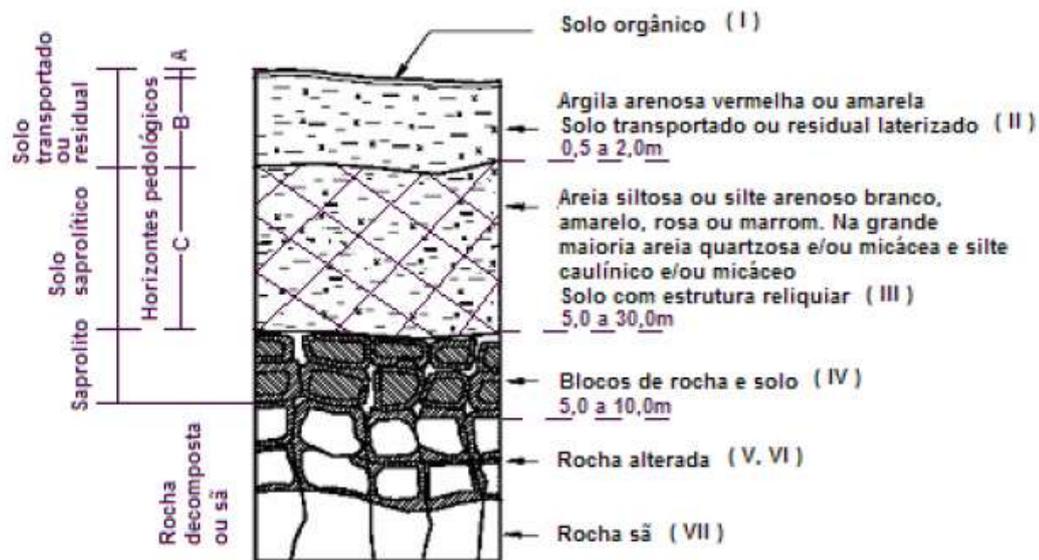


Figura 1 – Perfil de alteração típico de rochas metamórficas e graníticas em regiões de relevo suaves (Pastore, 1995 apud Oliveira, 2006).

Como o processo intempérico é dinâmico, sua ação não termina com a formação do perfil de intemperismo. De acordo com Antunes (2013), como os solos residuais podem estar em diferentes estágios de transformação, suas respectivas composições mineralógicas poderão ser diferenciadas, refletindo assim em diferentes propriedades, do ponto de vista de comportamento geotécnico.

No horizonte de solo maduro, devido às condições de temperatura e umidade, envolvendo alta permeabilidade no perfil, os solos são geralmente de coloração escura, ricos em minerais argilosos e lixiviados de seus componentes solúveis originais.

No início da transformação do solo jovem em maduro formam-se, inicialmente, argilominerais dos grupos da esmectita e da vermiculita, que serão transformados em illita e caulinita. Com a evolução natural, a caulinita se torna o argilomineral dominante, onde em condições de intemperismo intenso e boa drenagem, esta pode ser decomposta, dando origem a gibsita (Antunes, 2013).

Neste tipo de solo, independente do seu estágio de evolução, a fração areia é representada por minerais resistentes ao intemperismo, sendo o quartzo o mais comum dentre eles (quando desenvolvidos de rochas quartzo-feldspáticas).

No horizonte de solo residual jovem ou saprolítico (feição subsuperficial do perfil de intemperismo), os solos formados são heterogêneos (tanto verticalmente como horizontalmente), onde a textura e a mineralogia variam em função do grau de intemperismo a que estão submetidos. Estes solos apresentam características mineralógicas e estruturais herdadas da rocha de origem como, por exemplo, fraturas reliquias e foliações com feições mineralógicas diferenciadas.

Segundo Antunes (2013), os minerais primários encontrados neste solo podem estar em várias fases de decomposição, inclusive, com o início da formação de minerais secundários, como os argilominerais. Com a alteração, os minerais perdem suas cores e brilhos: os feldspatos adquirem tonalidade esbranquiçada e perdem parcialmente sua resistência; a biotita adquire tom dourado, vai se fragmentando e se transformando em pequenas partículas com aspecto dourado-ferruginoso.

De acordo com Oliveira (2006), existem muitas tentativas de quantificar o grau de intemperismo do solo. Dentre as principais técnicas, destacam-se os métodos químicos, petrográficos, difração de raios-X, microscopia eletrônica e a partir de índices físicos. Para a região de clima tropical, os índices químicos são relativamente precisos para a obtenção do grau de alteração química.

2.1.1.

Comportamento tensão-deformação-resistência

Conforme mencionado anteriormente, a composição dos solos residuais está diretamente relacionada às características da rocha de origem e aos condicionantes ambientais a que está exposta. Sendo assim, esta variedade de solos apresenta propriedades básicas, que governam o comportamento frente às solicitações de engenharia, determinadas pela sua mineralogia e estrutura. Esta “estrutura” aliada à heterogeneidade, à anisotropia e a outras peculiaridades de ordem geológica, dificulta a elaboração de um modelo conceitual que generalize seu comportamento.

De acordo com Boszczowski (2008), como o comportamento de solos residuais é extremamente dependente da sua origem e processos de formação, a

comparação das características de resistência entre solos originários de rochas distintas não é razoável. E mesmo sendo procedente do mesmo tipo de rocha, se o meio de alteração é distinto, a comparação de comportamentos é dificultada pela identificação do grau de intemperismo.

Com relação às características de resistência de um solo residual, Ibañez (2008) destaca que estas estão associadas a diversos aspectos de constituição e estado presentes neste. Entre os aspectos constitutivos, se incluem a estrutura residual (formada pela micro e macroestrutura), anisotropia e resistência dos grãos; enquanto que os aspectos de estado são a compacidade, o grau de alteração e o grau de saturação. Sendo assim, devido à grande variabilidade no comportamento destes solos, este item será focado em algumas tendências observadas a partir de resultados já publicados na literatura.

O comportamento dos solos residuais e dos solos sedimentares, sob o aspecto do histórico de tensões é bastante distinto. Enquanto que o comportamento dos solos sedimentares é totalmente dependente da história de tensões a que o maciço já foi submetido anteriormente, no caso dos solos residuais, a história de tensões não é relevante (Vaughan, 1988 *apud* Carvalho, 2012).

Segundo Vargas (1953) *apud* Ibañez (2008), os solos residuais apresentam uma “tensão de pré-adensamento virtual” de maneira similar a solos sedimentares consolidados. Até a tensão de pré-adensamento virtual, o solo possui elevada rigidez para então se tornar mais compressível, como um solo normalmente adensado. Porém, este comportamento não está associado a um carregamento prévio que o solo tenha sofrido, mas sim à gênese que o solo sofreu pelo intemperismo.

Para Leroueil & Vaughan (1990), a permanência e a formação de novas ligações entre partículas devido ao intemperismo (cimentação) são os principais fatores que regem o comportamento do solo. Esta característica faz com que a maioria dos solos residuais apresente o comportamento de solo cimentado.

Conforme estabelecido por Leroueil & Vaughan (1990), para baixos níveis de tensão efetiva (abaixo da tensão virtual de pré-adensamento), a curva tensão-deformação apresenta um pico de resistência a pequenas deformações, fazendo com que a trajetória de tensões ultrapasse a envoltória de resistência última. O ponto de plastificação da estrutura coincide com o pico de resistência, e não está associado com a maior taxa de deformação volumétrica (como em solos pré-adensados).

Por outro lado, para tensões confinantes acima da tensão de cedência (virtual de pré-adensamento), o ponto de plastificação ocorre antes da ruptura. Isto faz com que a curva tensão-deformação apresente um comportamento dúctil, ou até de endurecimento, onde a ruptura será alcançada a grandes deformações, acompanhada por elevada contração.

Por, muitas vezes, não haver uma estabilização na deformação volumétrica, o estado crítico não é alcançado, mesmo para deformações superiores a 15% (processo se torna inviável de ser finalizado em ensaios triaxiais convencionais).

A Figura 2 ilustra o comportamento acima descrito, através de resultados de ensaios triaxiais drenados em um solo artificialmente cimentado e a Figura 3 apresenta este mesmo efeito nos gráficos de tensão *versus* deformação “ t *versus* ϵ_a ” e nas trajetórias de tensão “ t *versus* s ”. A partir desta última figura, é possível observar a definição de um campo, delimitado por uma curva de cedência, dentro do qual a cimentação é responsável pelo comportamento.

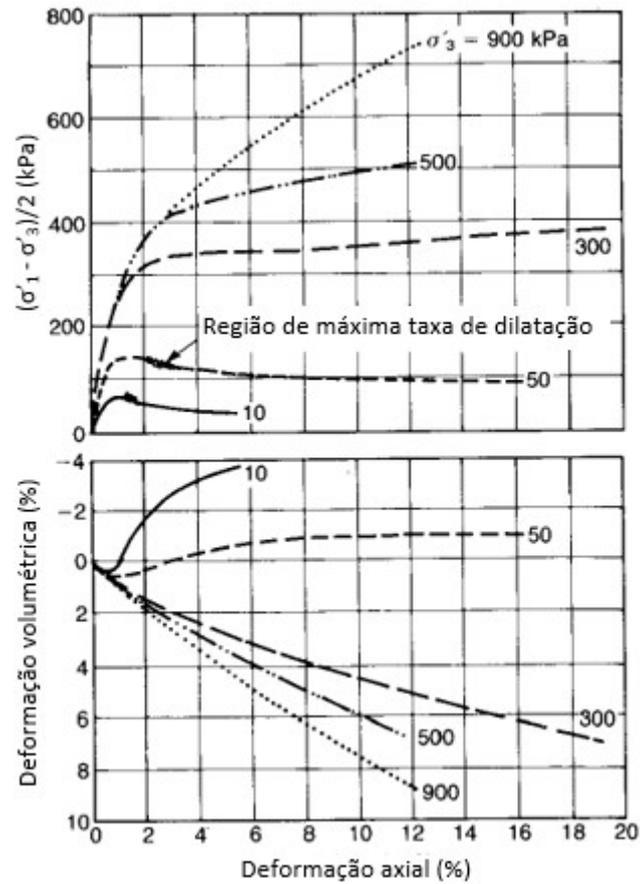


Figura 2 – Resultados de ensaios triaxiais drenados e solo cimentado (Maccarini, 1987 apud Leroueil & Vaughan, 1990).

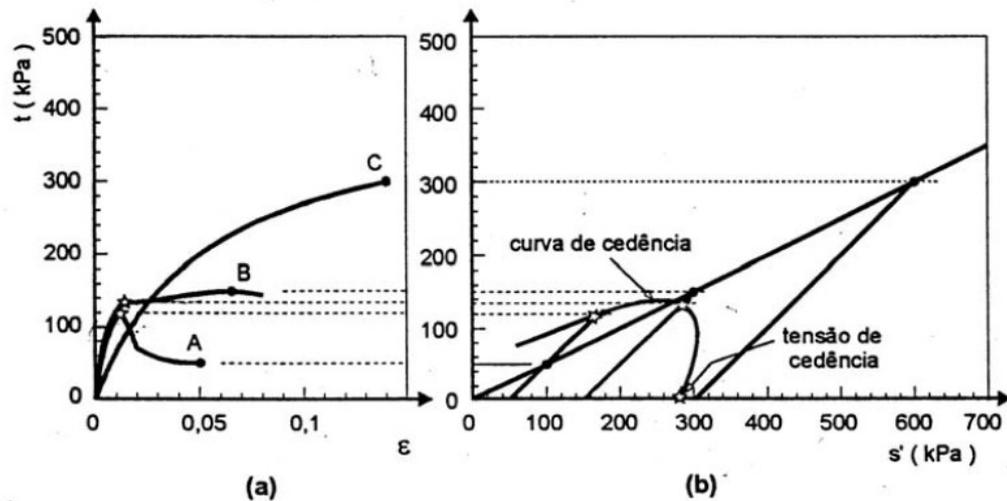


Figura 3 – Efeito da cimentação a) Curva tensão-deformação. b) Curva de cedência ou de plastificação (Reis, 2004).

Este comportamento de solo cimentado foi observado por alguns autores (Maciel, 1991; Lima, 2007 e Futai et al., 2007) em solos residuais maduros, a partir de ensaios triaxiais drenados com amostras saturadas.

Maciel (1991) avaliou o comportamento tensão-deformação de um solo residual de gnaiss facoidal maduro, para uma baixa tensão confinante (25 kPa), identificando um comportamento rígido (presença de uma estrutura cimentante) (Figura 4a). Segundo a autora, o comportamento frágil, com um rompimento a pequenas deformações, confirmou a ação dos óxidos de ferro (cimentação) identificados nas análises mineralógicas.

Lima (2007) estudou um solo residual maduro de gnaiss, onde para um nível de tensão bem inferior à tensão virtual de pré-adensamento, a tensão desviadora foi máxima para pequenas deformações, com pico de resistência bem definido (Figura 4b). Com o aumento da tensão confinante, a possível cimentação existente foi vencida e o material não apresentou mais pico. Neste caso, observou-se uma tendência geral de redução volumétrica (compressão).

Futai et al. (2007) observaram o mesmo comportamento para um solo residual maduro de gnaiss migmatizado rico em biotita (Figura 4c). O pico bem definido só foi observado para uma baixa tensão de confinamento (25 kPa). Com o aumento desta tensão, o solo apresentou comportamento tipo *strain hardening* (endurecimento), sem estabilização das deformações volumétricas para a deformação axial máxima imposta nos ensaios.

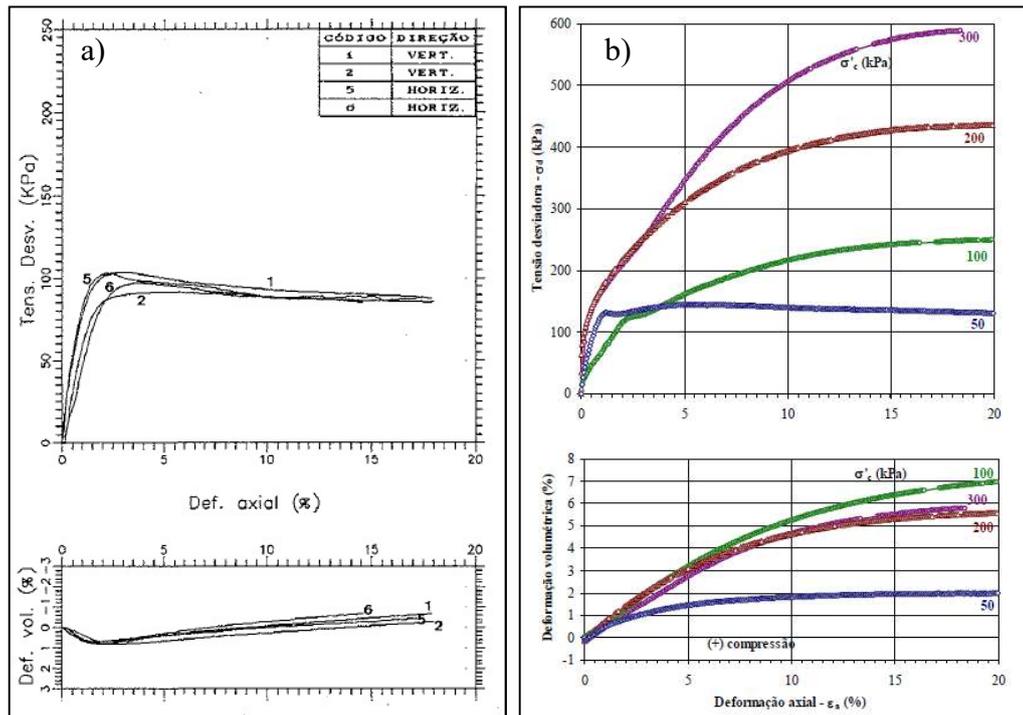


Figura 4 – Resultados de ensaios triaxiais (CID) em solo residual maduro
 a) gnaiss facoidal (Maciel, 1991). b) gnaiss (Lima, 2007).
 c) gnaiss migmatizado rico em biotita (Futai et al., 2007).

Analisando agora o caso de um solo saprolítico (de gnaiss facoidal), em amostras indeformadas e saturadas, Maciel (1991) observou que, para um baixo nível de tensão, o comportamento do material é similar ao de um solo arenoso denso. Devido a não observância de “cimentação” e ao baixo índice de vazios do material, a ruptura ocorre após o solo ter começado a dilatar, a grandes deformações (Figura 5a).

Por outro lado, Lima (2007) verificou que o solo residual jovem de gnaiss ensaiado ainda sofreu influência de sua estrutura, apresentando um comportamento frágil (Figura 5b). Mesmo para tensões confinantes superiores à tensão virtual de pré-adensamento (ensaio de 200 kPa), foram obtidos picos de resistência bem definidos. Segundo o autor, uma provável explicação para tal comportamento está relacionada à heterogeneidade natural do solo, com diferentes níveis de cimentação.

Para níveis de tensão bem superiores (300 kPa), o solo passa a ter um comportamento dúctil, rompendo-se com deformações superiores a 6,5%. Observa-se, em geral, expansão do corpo de prova após a ruptura (exceto para a tensão de 300 kPa).

Este mesmo estudo analisou também amostras de solo residual jovem, em sua condição natural, para a verificação da influência da sucção no comportamento tensão-deformação-resistência. A partir dos resultados plotados em conjunto com as amostras saturadas, na Figura 5b, foi observado um aumento na rigidez do solo, com módulos de deformabilidade 1,4 vezes superiores aos da condição saturada. Verificou-se também um aumento na resistência de pico (parcela de coesão aparente), mostrando que a sucção confere um comportamento mais frágil ao material.

Os resultados dos ensaios feitos por Futai et al. (2007), para o solo residual saprolítico, de gnaiss migmatizado rico em biotita, estão apresentados na Figura 5c. Pode-se observar uma mudança gradual no comportamento do solo com o aumento da tensão confinante, onde até 100 kPa o solo apresentou um comportamento dilatante.

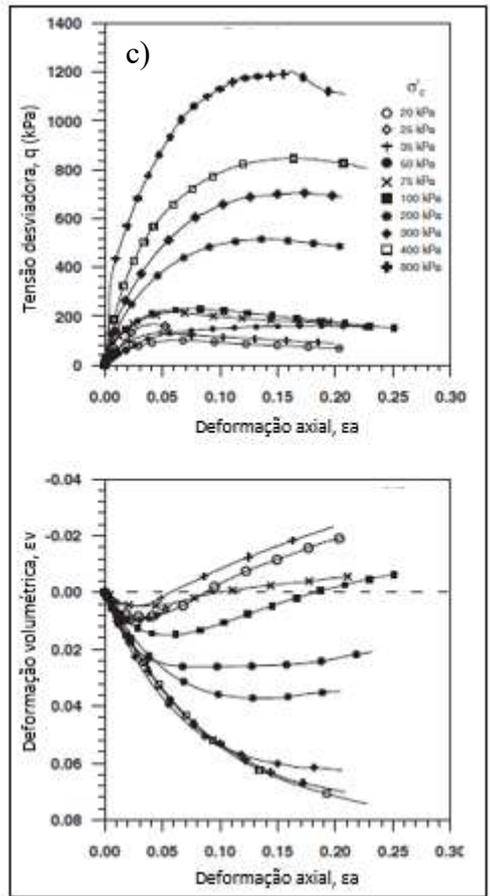
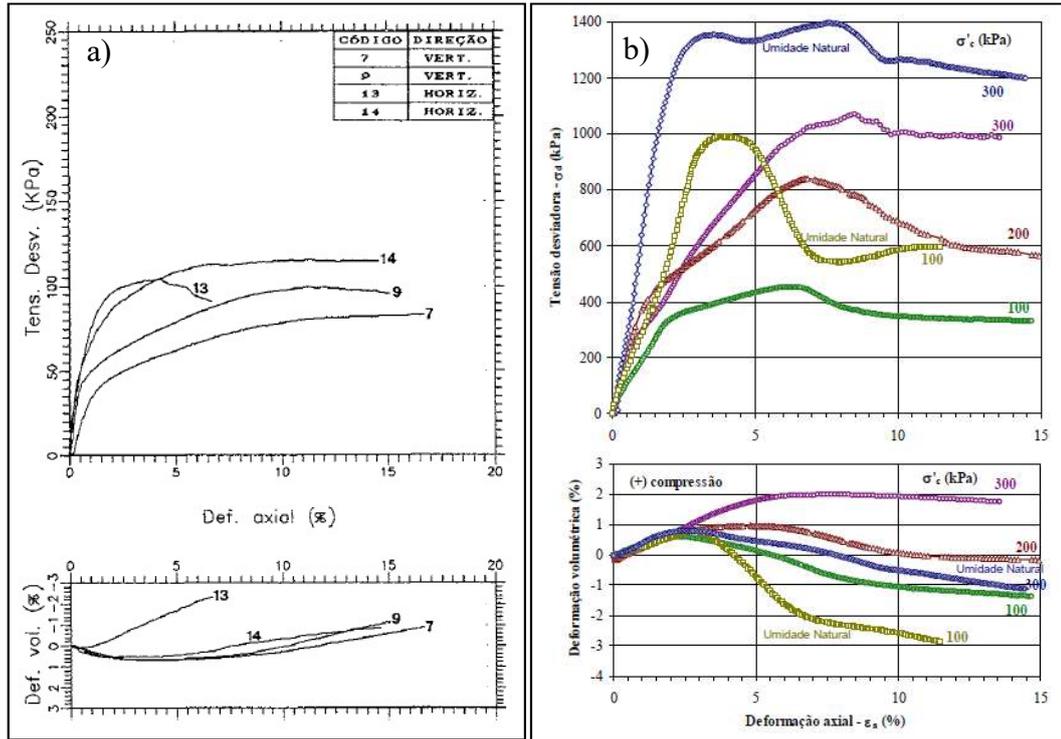


Figura 5 – Resultados de ensaios triaxiais (CID) em solo residual jovem. a) gnaiss facoidal (Maciel, 1991). b) gnaiss – amostras saturadas e na umidade natural (Lima, 2007). c) gnaiss migmatizado rico em biotita (Futai et al., 2007).

Com relação ao solo residual não saturado, Reis (2004) apresenta resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada, para um solo residual maduro e um solo residual jovem de gnaiss existentes na região de Viçosa. Os comportamentos observados para os dois casos confirmam a tendência mencionada nos resultados obtidos em Lima (2007), Figura 5b, e, quanto maior o valor da sucção, ou seja, quanto menor o grau de saturação do solo, mais pronunciado é este efeito (Figura 6 e Figura 7).

Segundo Ibañez (2008), este comportamento implica em:

- incremento nas tensões efetivas do solo;
- rigidez adicional no esqueleto sólido, que dificulta os deslocamentos relativos entre partículas.

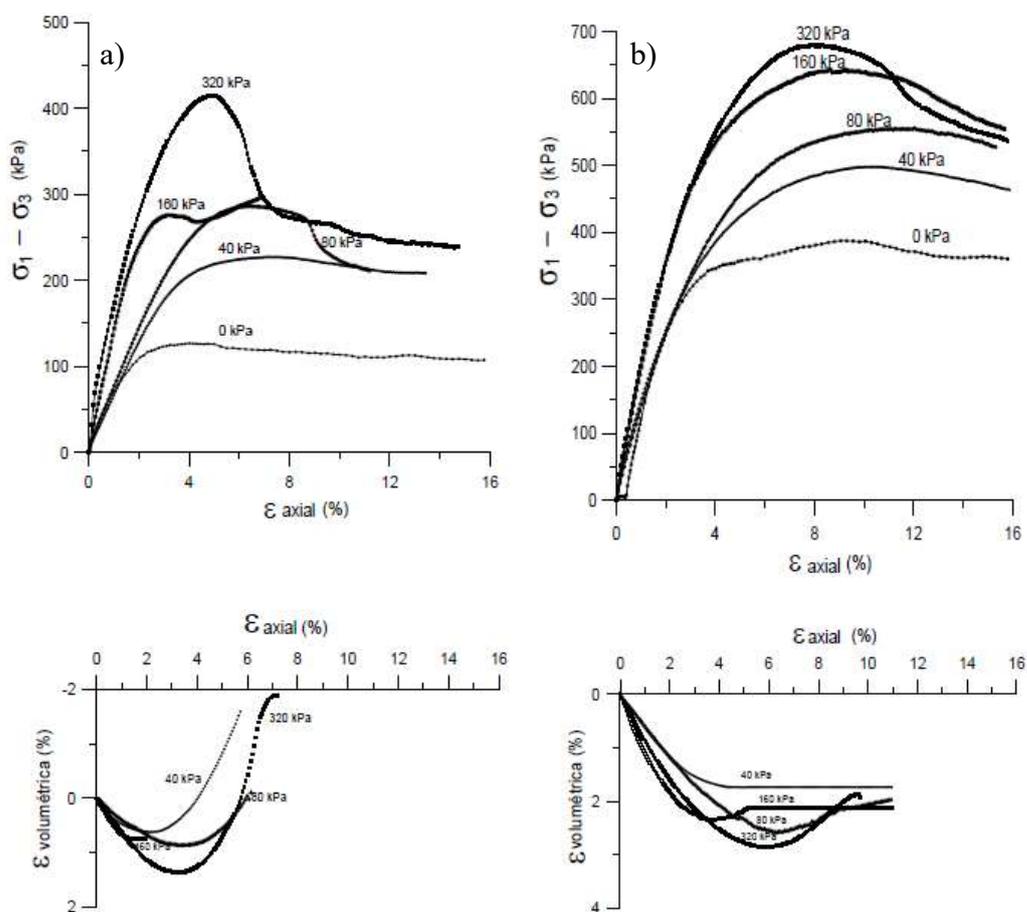


Figura 6 – Resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada, em solo residual jovem de gnaiss. a) tensão confinante de 50 kPa. b) tensão confinante de 200 kPa, para diferentes valores de sucção (Reis, 2004).

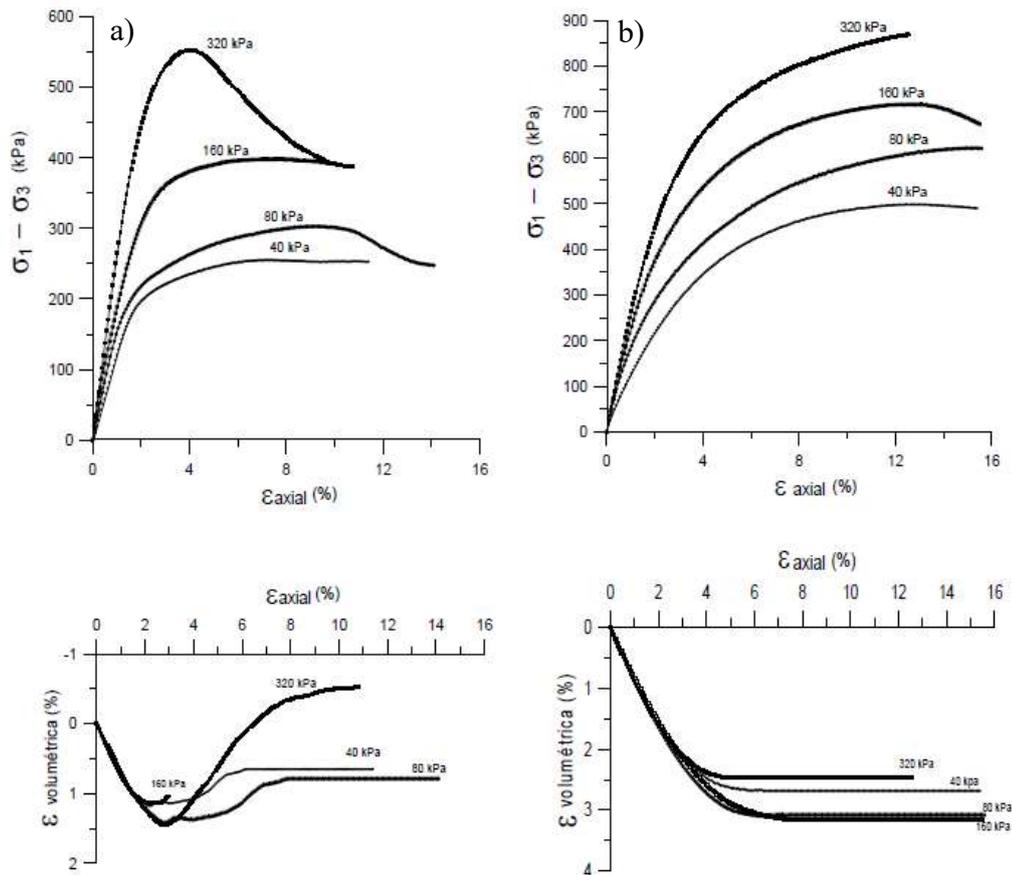


Figura 7 – Resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada, em solo residual maduro de gnaiss. a) tensão confinante de 50 kPa. b) tensão confinante de 200 kPa, para diferentes valores de sucção (Reis, 2004).

Os resultados de Futai et al. (2007) também confirmam esta influência da sucção, onde para o solo maduro, houve uma mudança no comportamento de dilatante para contrativo, com o aumento da tensão confinante.

Para o solo residual jovem, o comportamento se difere levemente, pois a dilatação foi notada para maiores valores de tensão confinante e a tensão desviadora de pico foi melhor definida.

2.2. Solos não saturados

Um solo não saturado caracteriza-se pela ocorrência de três fases: fase sólida (constituída pelos grãos do solo), fase gasosa (formada pelo ar livre – mistura de gases) e fase líquida (composta geralmente por água, podendo-se acrescentar sais minerais e ar dissolvido).

Fredlund & Morgenstern (1977) propuseram a introdução de uma quarta fase, referente à interface solo-água, chamada de membrana contráctil. Essa película apresenta uma significativa resistência à tração, o que influencia diretamente no comportamento mecânico do solo como um todo. Para que ocorra o equilíbrio entre as sollicitações, a superfície do líquido se contrai e fica tracionada.

A capacidade de exercer tal tensão de tração é devido a uma propriedade chamada tensão superficial, resultando no fenômeno da capilaridade (Figura 8). Este fenômeno manifesta-se em tubos de pequeno diâmetro (vazios interconectados nos solos não saturados) que, quando colocados em contato com uma superfície livre de água, esta sobe dentro dos tubos até atingir uma posição de equilíbrio (altura de ascensão capilar – h_c). Esta altura depende da tensão superficial e do raio de curvatura do menisco. Quanto menor o raio, maior serão a altura e a tensão provocada.

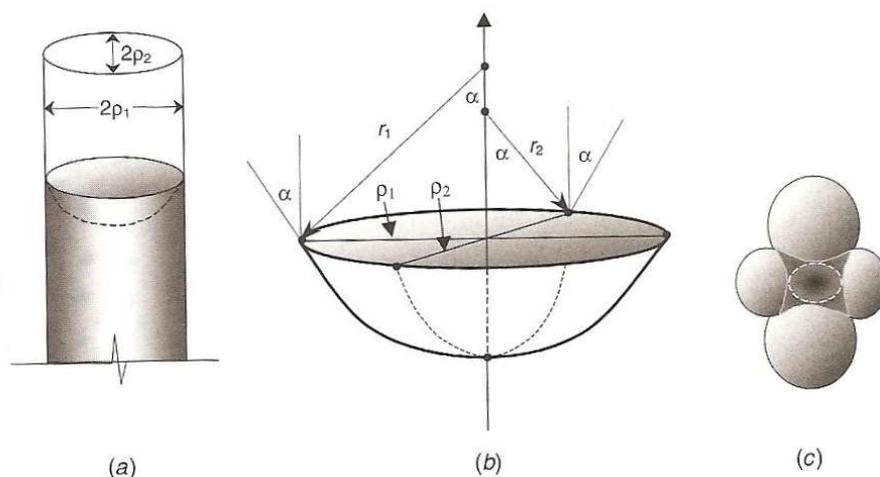


Figura 8 – Representação da interface solo-ar-água, através de uma geometria elipsóide: a) em um tubo cilíndrico, b) interface elipsóide finita, c) um exemplo nos poros do solo (Lu & Likos, 2004).

A tensão superficial da água tende a aproximar as partículas, aumentando as forças entre os grãos do solo e surgindo, desta maneira, uma coesão aparente. Segundo Pinto (2000), esta coesão é freqüentemente referida às areias, já que estas podem se saturar ou secar com facilidade. Nas argilas, ela atinge maiores valores, sendo a responsável, em muitos casos, pela estabilidade de taludes.

Por isso, alguns solos são conhecidos pela sua significativa capacidade de perder resistência quando umedecidos. Nos períodos de chuva, as mudanças na

poropressão negativa da água são as causas de numerosas rupturas em taludes. Este fato indica a importância da poropressão negativa (sucção matricial) no controle do comportamento mecânico dos solos não saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993).

2.2.1. Sucção no solo

Segundo Marinho (2005), sucção pode ser definida como a energia como um elemento poroso absorve água quando está livre para se mover. A sucção existente nos solos não saturados é reconhecida como decorrente dos efeitos combinados de capilaridade, de adsorção e de osmose. Esta sucção pode ser dividida em matricial e osmótica, onde a primeira é devido à atuação das forças de adsorção e de capilaridade, e a segunda, devido à força osmótica.

Assim, a sucção total, correspondente ao trabalho total das forças, se resume à equação 01.

$$\Psi_t = \Psi_m + \Psi_{osm} \quad \text{eq. 01}$$

onde:

Ψ_t é a sucção total;

Ψ_m é a sucção matricial; e

Ψ_{osm} é a sucção osmótica.

A sucção matricial, representada pela diferença entre a pressão do ar (u_a) e a pressão da água (u_w), equivale à sucção total quando o líquido contido no solo é idêntico à água padrão (destilada), restando apenas o efeito da matriz do solo. E, a sucção osmótica é igual à sucção total quando o solo se encontra saturado, restando apenas o efeito de diferentes concentrações de soluto.

2.2.1.1. Medição de sucção no solo

Existem diversas técnicas utilizadas para medir a sucção no solo. Dentre os equipamentos disponíveis, é possível classificá-los em duas categorias: os que fazem medidas indiretas e os de medida direta da sucção.

A primeira categoria se baseia na calibração de um parâmetro de fácil obtenção (geralmente o conteúdo de água) com a sucção. Como exemplo, pode-se citar o método do papel filtro e a placa de pressão.

A segunda baseia-se na medida da quantidade de energia da água nos poros. Neste caso, os principais equipamentos para tal medição são o tensiômetro e o psicrômetro.

Uma revisão detalhada dos métodos mais tradicionais para medição de sucção pode ser visto em Marinho (1994 e 1997), Lu & Likos (2004) e Fredlund et al. (2012).

• Método do papel filtro

O método do papel filtro consiste em uma técnica simples, rápida e econômica de se medir a sucção do solo. Seu princípio se baseia na hipótese de que o papel filtro entra em equilíbrio de energia com o solo com certa umidade.

Segundo Marinho (1994), os níveis de sucção aplicados a esta técnica variam de 0 a 29000 kPa, sendo possível medir a sucção total e a matricial do solo, dependendo do tipo de contato entre o papel filtro e a amostra estudada (Figura 9).

Na primeira configuração, quando o solo está em contato direto com o papel seco, a transferência se dá através do fluxo capilar. Neste caso, é medida a sucção matricial.

Quando há um espaço de ar entre o papel e a amostra, o fluxo ocorre através de vapor de água, onde o espaço deixado fornece uma barreira para os sais. Nesta configuração, a sucção total é medida, pois neste processo o fluxo deve superar as forças osmóticas e capilares que retêm as moléculas de água no solo.

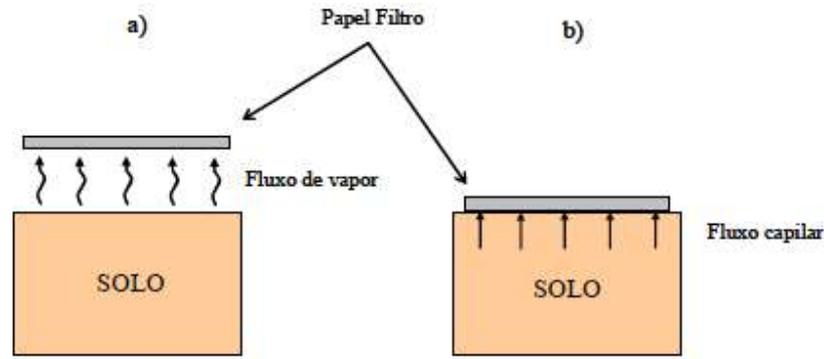


Figura 9 – Tipos de fluxo do solo para o papel filtro: a) medição da sucção total, b) medição da sucção matricial (Marinho, 1994).

A partir da umidade final do papel filtro e de uma curva de calibração do mesmo, a sucção do solo pode ser obtida indiretamente. No estado de equilíbrio, é admitido que o solo e o papel filtro (ou outro material poroso) possuem a mesma sucção, porém, teores de umidades diferentes.

O papel filtro deve ser “quantitativo”, do Tipo II, segundo especificações da norma ASTM (1994). Os mais utilizados são Whatman N° 42 e Schleicher & Schell N° 589.

Existem várias curvas de calibração, para os principais papéis filtros utilizados, mas não há um consenso sobre qual é a mais adequada. Em geral, elas são compostas por duas equações que indicam diferente sensibilidade da resposta do papel filtro, para altos e baixos níveis de sucção (Moncada, 2004).

Segundo Marinho & Oliveira (2006), a curva de calibração é única e válida para medição tanto da sucção total como matricial, desde que o papel filtro não tenha nenhuma sucção osmótica inicial. Algumas discrepâncias com a tradicional curva de calibração observadas na literatura mostraram a necessidade de se realizar uma verificação no lote estudado. Em seus estudos, Oliveira (2004) concluiu, após observar uma discrepância em um lote analisado, que é importante obter uma curva de calibração para cada lote ou ao menos verificar a validade da calibração em alguns pontos da curva.

Para se obter valores corretos de sucção, alguns aspectos devem ser considerados, dentre eles o tempo de equilíbrio, a precisão da balança de pesagem, o manuseio correto do papel e a garantia de um sistema de isolamento durante o período de equalização.

De acordo com Fredlund & Rahardjo (1993), o tempo de resposta do papel filtro é da ordem de uma semana. Para Marinho (1994), o período de sete dias é suficiente para a medição da sucção mátrica; já para a medição da sucção total, o tempo varia de acordo com o nível de sucção (Tabela 2).

Tabela 2 – Tempo de equilíbrio para medição da sucção total (Marinho, 1994).

Nível de sucção total (kPa)	Tempo de equilíbrio sugerido
0 – 100	> 30 dias
100 – 250	30 dias
250 – 1000	15 dias
1000 – 30000	7 dias

Algumas recomendações foram feitas por Fredlund & Rahardjo (1993). Para a determinação da massa do papel filtro, deve-se utilizar uma balança com capacidade mínima de 20 g e precisão de 0,0001 g. Além disso, uma caixa isolante, como caixas de isopor, deve ser utilizada para armazenar o sistema solo-papel filtro durante a equalização. Esta caixa deve evitar a condensação ou evaporação da água, com variações permitidas de temperatura de $\pm 1^{\circ}\text{C}$.

• Potenciômetro de ponto de orvalho

Segundo Campbell et al. (2014), o uso da metodologia de pressão de vapor para medição de sucção no solo tem diversas vantagens, a saber: simplicidade, rapidez e precisão nas leituras.

A partir de um potenciômetro de ponto de orvalho, mede-se a sucção total do solo. Tal medida é baseada no fenômeno de equilíbrio entre o potencial de energia da água (sucção) e a pressão de vapor do ar.

Para que ocorra a medição de sucção, a temperatura da amostra (medida por um termômetro infravermelho) deve ser a mesma do ar existente na câmara interna do aparelho (medida por um ponto de orvalho).

Ao ocorrer a condensação do vapor de água presente no ar, o potencial de energia da água livre presente na amostra de solo é idêntico ao do vapor de ar, permitindo, assim, o cálculo da sucção através de uma equação advinda da termodinâmica (equação 02).

$$\psi = \frac{RT}{M} \cdot \ln \frac{p}{p_0} \quad \text{eq. 02}$$

onde:

ψ é a sucção;

R é a constante dos gases (8,31 J/mol.K);

T é a temperatura de equilíbrio, em Kelvin;

M é a massa molecular da água;

p é a pressão de vapor do ar;

p_0 é a pressão de vapor do ar saturado, na temperatura de equilíbrio.

O uso desta técnica tem apresentado bons resultados, principalmente para médios a altos valores de sucção – faixa ideal de funcionamento do equipamento empregado (e.g. Leong et al., 2003; Fredlund et al., 2012; Campbell et al., 2014; Tripathy et al., 2014; Gomes et al., 2015).

Conforme mencionado em Campbell et al. (2014), para solos onde a sucção osmótica é desprezível, é possível tratar dados de sucção matricial concomitantemente com dados de sucção total.

Fredlund (2002) relata a conveniência de se trabalhar com os dados de sucção matricial e total em conjunto, compondo a curva híbrida, já que os dados de sucção matricial são de maior interesse para menores valores de sucção.

Desta forma, o uso de diversas técnicas para obtenção da curva de retenção garante melhor entendimento do comportamento dos solos não saturados.

2.2.2. Curva de retenção de água no solo

De acordo com Gitirana Jr. et al. (2015) a forma como o solo administra a presença de água pode ser representada pela curva de retenção de água. Esta curva consiste na relação entre a quantidade de água presente no material poroso e a energia necessária para remover essa água.

Desta forma, tal propriedade é uma importante relação na mecânica dos solos não saturados, entre a quantidade de água retida no solo (expressa em teor de umidade volumétrica, gravimétrica ou grau de saturação) com a sucção.

Segundo Vanapalli et al. (1999), a curva de retenção pode ser dividida em três estágios (Figura 10). O primeiro estágio, denominado zona de efeito limite ou zona saturada, corresponde ao trecho onde todos os poros contém água. O segundo, denominado fase de transição ou zona de dessaturação, ocorre a drenagem da fase líquida. E, o terceiro, fase residual de drenagem, onde a continuidade da água nos vazios é reduzida e descontínua (acréscimos de sucção causam mínimas variações no grau de saturação do solo).

O valor de umidade volumétrica residual (θ_{res}), ou grau de saturação residual (S_{res}), é um valor de umidade associado a altos valores de sucção, quando a água retida pelo solo encontra-se na forma de filmes finos ou meniscos desconectados (Lu & Likos, 2004). Nesta situação, a água armazenada nos poros não se encontra livre para drenar na forma de fluxo líquido.

O valor de umidade volumétrica de saturação (θ_s), ou saturação equivalente a 100%, é igual à porosidade do solo, já que neste estado todos os vazios estão preenchidos pela água.

O valor de entrada de ar (ψ_b) corresponde à máxima sucção que os maiores poros do solo são capazes de suportar sem serem drenados (e.g. Gitirana Jr. et al., 2015). Tal parâmetro representa o fim do primeiro trecho da curva de retenção, onde o material encontra-se saturado.

Resistência ao cisalhamento, coeficiente de permeabilidade, variação de volume, distribuição do tamanho dos poros, distribuição do tamanho das partículas, umidade para qualquer valor de sucção mátrica e estado de tensão do solo podem ser estimados ou relacionados com a curva característica de forma direta ou indireta (Guan et al., 2010).

Uma representação completa desta curva consiste em curvas de umedecimento e secagem (Figura 11), onde a primeira representa a adsorção de água no solo (diminuição da sucção com o aumento da umidade) e a segunda, a dessorção de água (aumento da sucção). A diferença entre as curvas é conhecida como histerese (assunto este que será tratado no item 2.2.2.1.).

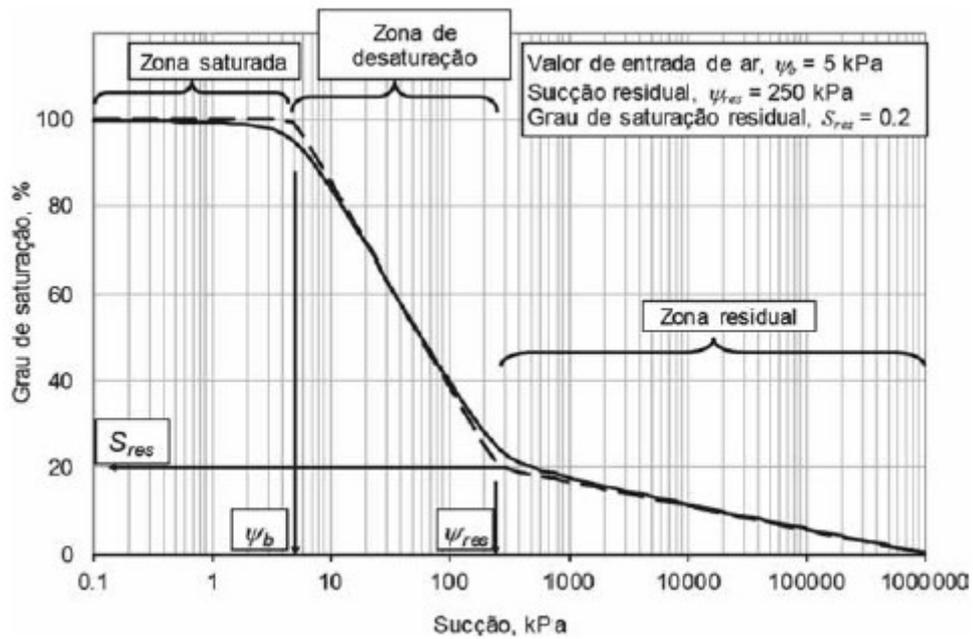


Figura 10 – Curva de retenção típica, mostrando as diferentes zonas e os principais parâmetros (Gitirana Jr. et al., 2015).

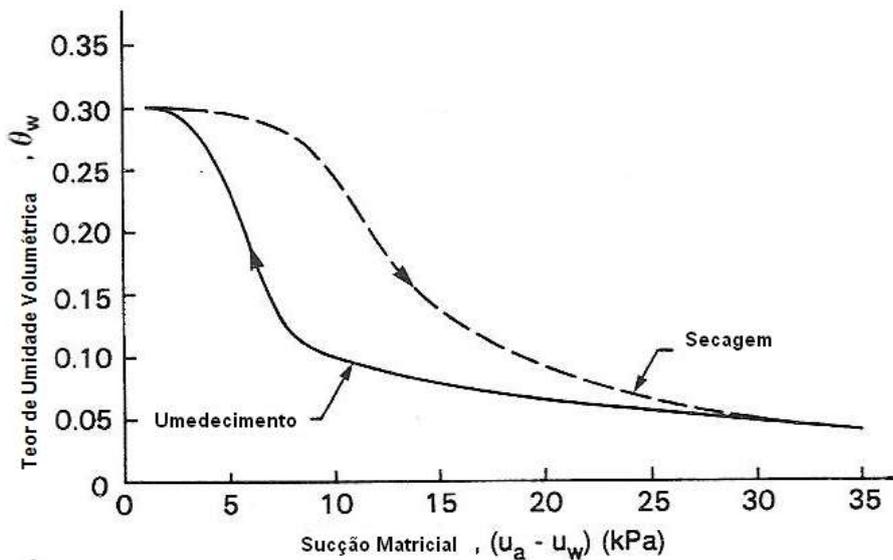


Figura 11 – Curvas de umedecimento e secagem em um depósito natural de areia (adaptado de Fredlund & Rahardjo, 1993).

Além da histerese, a relação entre sucção e a quantidade de água retida pode ser influenciada por inúmeros fatores, dentre eles: tipo de solo e arranjo estrutural.

Quanto ao tipo de solo, observa-se que para solos argilosos, o desenvolvimento da sucção é maior, para uma dada umidade, do que para solos

arenosos, isso porque quanto maior a plasticidade do solo, maior é a tendência de se reter água, para um determinado valor de sucção.

Nos solos arenosos, devido à sua estrutura de poros, sua dessaturação ocorre rapidamente após a entrada de ar. Ao contrário, os solos argilosos, por possuírem uma distribuição de vazios não-uniforme, apresentam uma curva mais suave, onde sua dessaturação ocorre de forma mais lenta (Figura 12).

De acordo com Fredlund & Xing (1994), para baixos valores de sucção, a quantidade de água retida depende, principalmente, dos efeitos de capilaridade, que estão diretamente ligados à distribuição granulométrica e a estrutura do solo. Para altos valores de sucção, o fenômeno da adsorção é dominante, sendo influenciados pela superfície específica das partículas e composição mineralógica do solo.

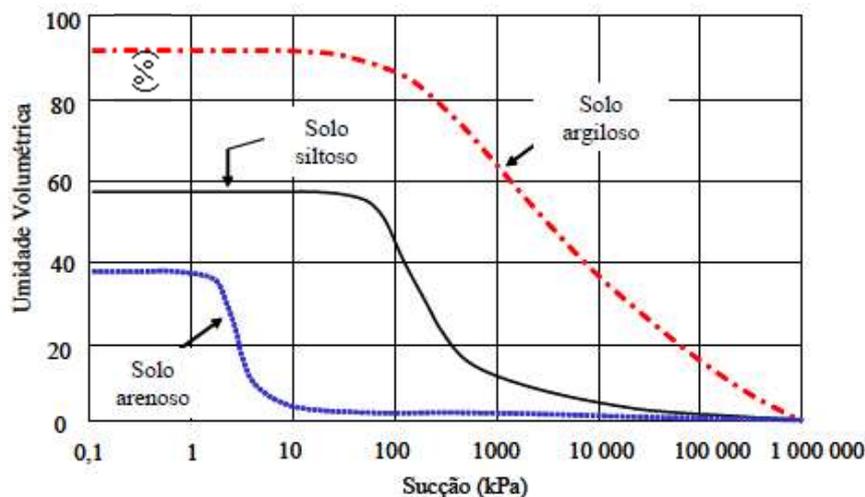


Figura 12 – Curvas características típicas de um solo arenoso, siltoso e argiloso (Fredlund & Xing, 1994).

Existem diversas equações matemáticas utilizadas para se ajustar os valores experimentais na curva de retenção de água (Gardner, 1958; Brooks & Corey, 1964 apud Lu & Likos, 2004; Van Genuchten, 1980; Fredlund & Xing, 1994; Gitirana Jr. & Fredlund, 2004). Estes modelos empíricos surgiram a partir da análise de resultados característicos de diversos solos. Uma mínima variação na entrada dos parâmetros pode causar significativas variações na forma da curva.

Segundo Gitirana Jr. et al. (2015), a representação da curva de retenção utilizando uma função contínua é necessária para análises numéricas envolvendo fluxo de água e previsão de diversas propriedades de solos não saturados.

Nestes modelos de ajuste citados, as propostas de Fredlund & Xing (1994) e Gitirana Jr. & Fredlund (2004) utilizam uma sucção máxima teórica de 10^6 kPa.

De acordo com Gerscovich & Sayão (2002), os solos brasileiros são melhores ajustados a partir das equações matemáticas propostas por Gardner (1958), Van Genuchten (1980) e Fredlund & Xing (1994), conforme a Tabela 3.

Tabela 3– Exemplos de equações matemáticas propostas para a curva característica dos solos (Mendes, 2008).

Autor (es)	Ano	Equação	Parâmetros de ajuste
GARDNER	1958	$\Theta = \frac{1}{1 + q\psi^n}$	q –valor da sucção de entrada de ar. n – inclinação do ponto de inflexão da CRA.
VAN GENUCHTEN	1980	$\Theta = \frac{1}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m}$ $\Theta = S_e = \frac{\theta - \theta_R}{\theta_s - \theta_R}$	Θ - teor de umidade volumétrica normalizada ou grau de saturação relativo. ψ - sucção matricial. α, n e m – parâmetros de ajuste.
FREDLUND & XING	1994	$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right]^m}$	ψ - sucção matricial. θ_s – umidade volumétrica saturada a, n e m – parâmetros de ajuste.

2.2.2.1.

Histerese na curva de retenção

A relação solo-água pode seguir diferentes trajetórias durante os ciclos de umedecimento e secagem que ocorrem na natureza. De maneira geral, a quantidade de água liberada pelo solo no processo de secagem é superior à retida no processo de umedecimento (Figura 11).

As curvas de secagem e 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 (Boszczowski, 2008).

Em problemas que envolvem ciclos de molhagem e secagem, não existe uma curva predominante. Neste caso, a existência de outras curvas de umedecimento e secagem torna o problema ainda mais difícil. É necessário levar-se em conta os

efeitos da histerese, pois a diferença entre os processos é significativa (Borges et al., 2011).

Bear (1979) apud Cardoso Junior (2006) menciona dois mecanismos para a ocorrência da histerese: irregularidade na seção transversal dos poros do solo e história de secagem e umedecimento. Segundo Guan et al. (2010), quatro mecanismos podem ser citados como causa da histerese na curva característica do solo, a saber:

- Capilaridade ou efeito “ink bottle”;
- Dilatação e contração de solos;
- Efeitos do ângulo de contato (entre ar, água e sólido);
- Ar aprisionado nos vazios do solo.

2.2.2.2.

Curva de retenção bimodal

Existem alguns solos, em especial os solos residuais e coluvionares presentes em regiões tropicais, que não apresentam o formato da curva de retenção descrita. Estes materiais, devido principalmente ao processo de formação, à estrutura de poros e à distribuição granulométrica descontínua, apresentam um comportamento denominado bimodal.

Segundo Camapum de Carvalho (2004), as peculiaridades estruturais dos solos tropicais fazem com que haja a necessidade de se dispensar maior atenção à influência das propriedades químicas e mineralógicas na forma das curvas características.

Os agregados nos solos de regiões tropicais se ligam uns aos outros por meio de pontes de argila e/ou por meio de agentes cimentantes (oxi-hidróxidos de ferro e alumínio). Nos solos lateríticos, por exemplo, a elevada porosidade distribuída entre os agregados e no interior dos mesmos, confere ao solo uma distribuição de poros bimodal (Camapum de Carvalho, 2004).

O comportamento bimodal ou multimodal no solo é marcado pela presença de duas ou mais séries de poros existentes neste (Zhang & Chen, 2005). Os solos com duas séries de poros apresentam grãos menores que não preenchem completamente os poros formados pelos grãos maiores.

A Figura 13 ilustra a diferença entre a estrutura de um solo com comportamento unimodal (descrito nos itens anteriores) e com comportamento bimodal.

Gitirana Jr et al. (2015) mencionam que a curva de retenção do material é reflexo da distribuição do tamanho dos poros, pois a partir da derivada da curva de retenção pode-se avaliar a distribuição de frequência de tamanho de poros do material.

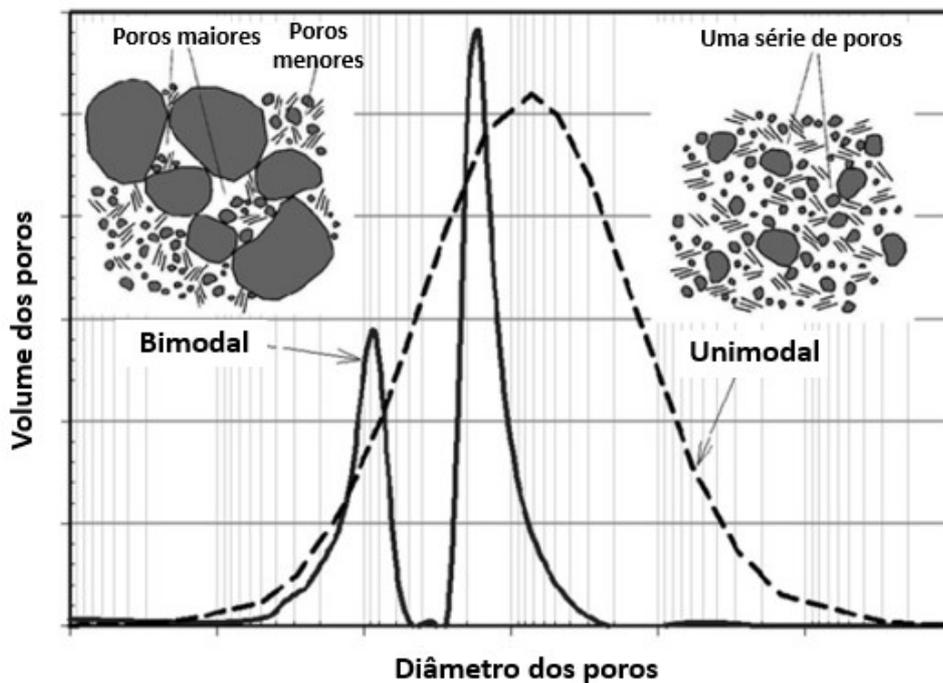


Figura 13 – Estrutura e distribuição do tamanho dos poros de solos com características unimodal e bimodal (adaptado de Satyanaga et al., 2013).

Sendo assim, a curva de retenção de solos com característica bimodal apresenta dois trechos de dessaturação de água e dois valores de entrada de ar (o primeiro referente à família de poros maiores e o segundo, à de poros menores).

Tal característica faz com que os modelos de ajuste propostos para solos unimodais não se adequam aos solos bimodais. Neste sentido, alguns modelos de dupla ou multi porosidade vêm sendo propostos na literatura.

Dentre os modelos propostos, pode-se relacionar aqueles que estimam a curva de retenção a partir da curva granulométrica e/ou parâmetros físicos do solo (e.g. Gitirana Jr. & Fredlund, 2004; Satyanaga et al., 2013; Li et al., 2014). Tais modelos

baseados na curva granulométrica apresentam bons ajustes principalmente em solos granulares.

Ainda, alguns autores propuseram modelos a partir da combinação das curvas unimodais já existentes na literatura (e.g. Durner, 1994; Burger & Shackelford 2001a, Burger & Shackelford 2001b, Zhang & Chen, 2005).

Durner (1994) estendeu o modelo proposto por Van Genuchten (1980) introduzindo fatores de peso nas funções individuais. A superposição das subcurvas do tipo Van Genuchten mantém as propriedades básicas do modelo utilizado, mas aumenta o número de coeficientes. A função desenvolvida, tanto para solos bimodais como multimodais, é apresentada na equação 03.

$$S_e = \sum_{i=1}^k w_i \left[\frac{1}{1+(\alpha_i|\psi|)^{n_i}} \right]^{m_i} \quad \text{eq. 03}$$

onde:

k é o número de “subsistemas” formados pela distribuição de tamanho de poros total;

w_i são os fatores de peso para as subcurvas ($0 < w_i < 1$ e $\sum w_i = 1$); e

α_i , n_i , m_i são os parâmetros das subcurvas, assim como no modelo unimodal.

Como o software SWRC Fit desenvolvido por Seki (2007) contempla o ajuste proposto por Durner (1994), optou-se por trabalhar com esta equação na presente tese.

2.3.

Resistência ao cisalhamento de solos não saturados

Muitos dos problemas em Geotecnia, em especial os relacionados à estabilidade de taludes e encostas, estão diretamente ligados à resistência ao cisalhamento do solo e ao estado de tensões ao qual este está submetido.

Em solos saturados, esta propriedade é expressa como função direta da tensão efetiva, σ' , pois todos os efeitos mensuráveis decorrentes de uma variação de tensões (compressão e resistência ao cisalhamento, por exemplo) são devidos

exclusivamente às alterações das tensões efetivas. Este modelo, proposto por Terzaghi (1936), é definido a partir da equação 04.

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad \text{eq. 04}$$

onde:

σ é a tensão normal total; e

u_w é a pressão da água nos vazios.

Utilizando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e a equação 04, Terzaghi (1936) relaciona a resistência ao cisalhamento com a tensão efetiva, através da equação 05.

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad \text{eq. 05}$$

onde:

τ é a resistência ao cisalhamento;

c' é a coesão efetiva;

σ' é a tensão efetiva; e

φ' é o ângulo de atrito interno.

Porém, em solos não saturados, constituídos de um sistema trifásico (solo, água e ar), a pressão da água não atua mais em todo o solo e esta equação perde sua validade.

Neste caso, deve-se levar em consideração a influência da variação do teor de umidade do solo, já que sua estrutura é suportada pela sucção (exemplificada, por exemplo, pela força de tração resultante da tensão superficial dos meniscos formados entre as partículas sólidas).

De forma geral, pode-se considerar que a sucção matricial age como um incremento de rigidez do solo, que tende a manter as partículas unidas. A resistência ao cisalhamento cresce com o aumento da sucção, até um valor máximo, a partir do qual pode-se produzir uma ligeira diminuição na fase residual (Calle, 2000).

Sheng et al. (2011) apresentou as equações propostas na literatura, para a previsão da resistência ao cisalhamento de solos não saturados, dividindo-as em três

grupos: equações baseadas nas variáveis de tensões de Bishop, nas variáveis independentes de Fredlund e nos modelos constitutivos elasto-plásticos.

Seguindo a mesma linha de Terzaghi (1936), Bishop (1959) propôs a definição da tensão efetiva em solos não saturados (equação 06), a partir da incorporação do parâmetro χ , dependente do tipo de solo e do grau de saturação.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad \text{eq. 06}$$

onde:

$(\sigma - u_a)$ é a tensão normal líquida;

$(u_a - u_w)$ é a sucção matricial; e

χ é função não linear do grau de saturação, do tipo e da história prévia de umedecimento e secagem do material, sendo igual a 1 para o solo na condição saturada, e igual a zero para o solo totalmente seco (de Campos, 1997).

Da mesma forma, através do critério de ruptura Mohr-Coulomb e a equação 05, Bishop (1959) relaciona a resistência ao cisalhamento com a sucção matricial, através da equação 07.

$$\tau = c' + \{(\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w)\} \text{tg } \varphi' \quad \text{eq. 07}$$

onde:

τ é a resistência ao cisalhamento de solos não saturados;

$\{(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)\}$ é a tensão efetiva de solos não saturados, definida na equação 04;

c' é a coesão efetiva; e

φ' é o ângulo de atrito interno.

Dependendo da consideração feita para a determinação do parâmetro χ , diversas equações de resistência ao cisalhamento foram propostas neste grupo.

Schrefler (1984) apud Sheng et al. (2011) e Oberg & Sallfors (1997) foram os primeiros a considerar o parâmetro χ como sendo equivalente ao grau de saturação.

Segundo Jennings & Burland (1962), esta equação, que pode ser considerada como uma das pioneiras, apresenta algumas limitações verificadas experimentalmente. Para estes autores, esta equação é válida apenas para solos com um considerável grau de saturação (cerca de 20% para areias, 50% para siltes e areias finas e 85% para argilas).

Khalili & Khabbaz (1998) observaram que esta consideração não resultava em valores de resistência ao cisalhamento coerentes com aqueles obtidos experimentalmente. A Figura 14 mostra a comparação entre o parâmetro χ e o grau de saturação para quatro tipos de solos estudados: Solo A – Argila com baixa plasticidade, Solo B – Areia argilosa, Solo C – Silte com baixa plasticidade, Solo D – Mistura de areia e caulim.

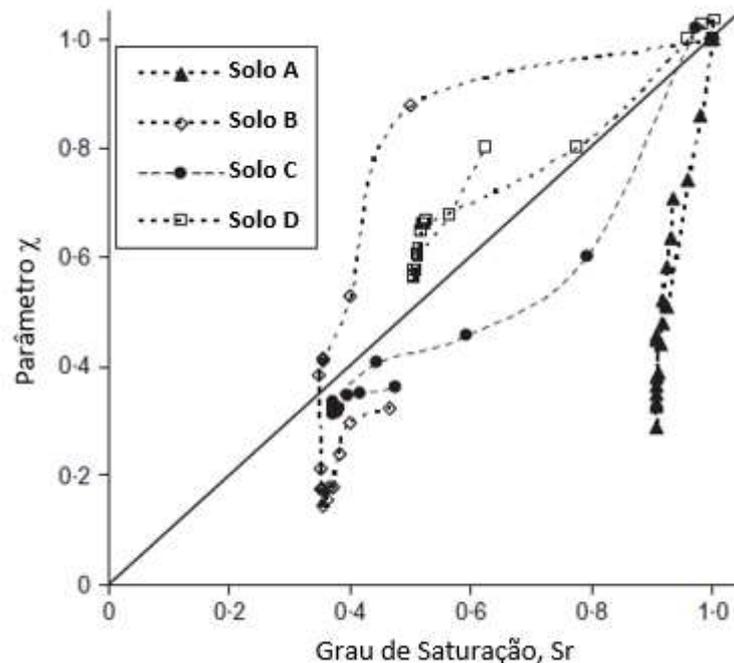


Figura 14 – Parâmetro χ versus grau de saturação para quatro tipos de solos (adaptado de Khalili & Zargarbashi, 2010).

Visando obter resultados mais próximos da realidade, os autores propuseram uma nova abordagem ao parâmetro χ (equação 08), fazendo com que a resistência ao cisalhamento fosse diretamente calculada com o auxílio de dois parâmetros adicionais.

$$\chi = 1, s < s_e$$

$$\chi = \left(\frac{s}{s_e}\right)^r, s \geq s_e$$

eq. 08

onde:

s é a sucção matricial (igual a $u_a - u_w$);

s_e é a sucção no ponto de entrada de ar;

r é o parâmetro dependente do material, sugerido como -0,55 neste trabalho.

A Figura 15 apresenta a relação entre os resultados obtidos experimentalmente e os medidos em laboratório para os mesmos quatro tipos de solos estudados. A partir desta figura pode-se notar que o modelo de Khalili & Khabbaz (1998) consegue reproduzir com maior precisão os resultados experimentais.

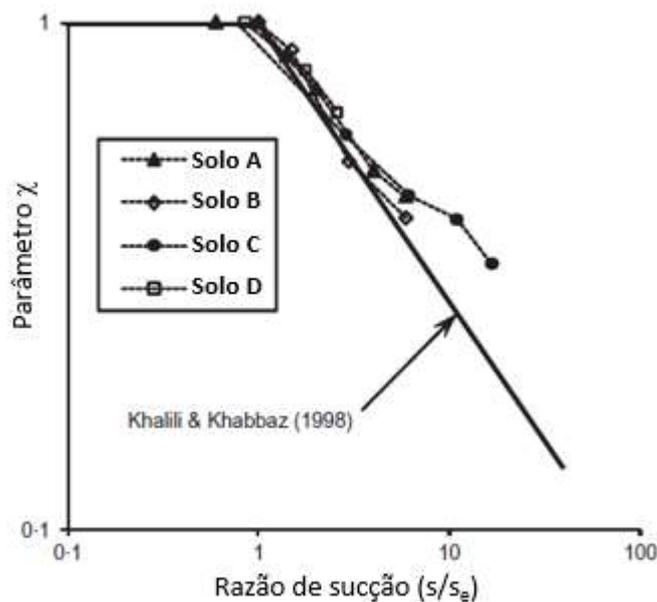


Figura 15 – Variação de χ versus sucção mátrica (Khalili & Zargarbashi, 2010).

Tarantino (2007) recomendou que a resistência ao cisalhamento última pode ser modelada em termos da tensão efetiva definida por Bishop (1959), onde o parâmetro χ depende do grau de saturação referente apenas aos macroporos (equação 09).

$$\chi = S_{rM} = \frac{\theta - \theta_m}{\theta_s - \theta_m} \quad \text{eq. 09}$$

onde:

θ é a umidade volumétrica;

θ_s é a umidade volumétrica na condição saturada; e

θ_m é a razão de água na microestrutura (assumido como sendo correspondente a umidade volumétrica residual – igual ao proposto por Vanapalli et al.,1996).

Para a obtenção da resistência ao cisalhamento a partir desta equação, faz-se necessário conhecer parâmetros relacionados com a curva característica do solo em questão (tais como umidade volumétrica). Esta necessidade aumenta a quantidade de parâmetros dependentes no critério de ruptura e a complexidade do problema, já que não existe uma única curva característica para um solo.

De acordo com Lu & Likos (2004), o parâmetro χ , presente na equação proposta por Bishop (1959), é de difícil determinação experimental (particularmente na faixa de baixa saturação), acarretando no difícil emprego desta equação para a avaliação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

Fredlund et al. (1978) propuseram uma equação para a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, equação 10, baseada nas duas variáveis de estado de tensão ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \varphi' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \varphi^b \quad \text{eq. 10}$$

onde:

τ é a resistência ao cisalhamento de solos não saturados;

c' é a coesão efetiva;

φ' é o ângulo de atrito interno;

$(\sigma - u_a)$ é a tensão normal líquida;

$(u_a - u_w)$ é a sucção matricial; e

φ^b é o parâmetro que indica o incremento da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial.

Ao analisar esta equação, pode-se notar que quando o solo está saturado, ou seja, sucção tendendo a zero, a terceira componente desta proposta (equação 10) desaparece, retornando à equação proposta por Terzaghi (1936) – equação 05.

A proposta de Fredlund et al. (1978) pode ser representada através de um diagrama tridimensional, onde nos eixos das abscissas estão a sucção matricial e a tensão normal líquida, e na ordenada, a resistência ao cisalhamento. Conforme indicado na Figura 16, a envoltória de resistência consiste em um plano com inclinações ϕ^b – no plano τ x $(u_a - u_w)$, e ϕ' – plano τ x $(\sigma - u_a)$.

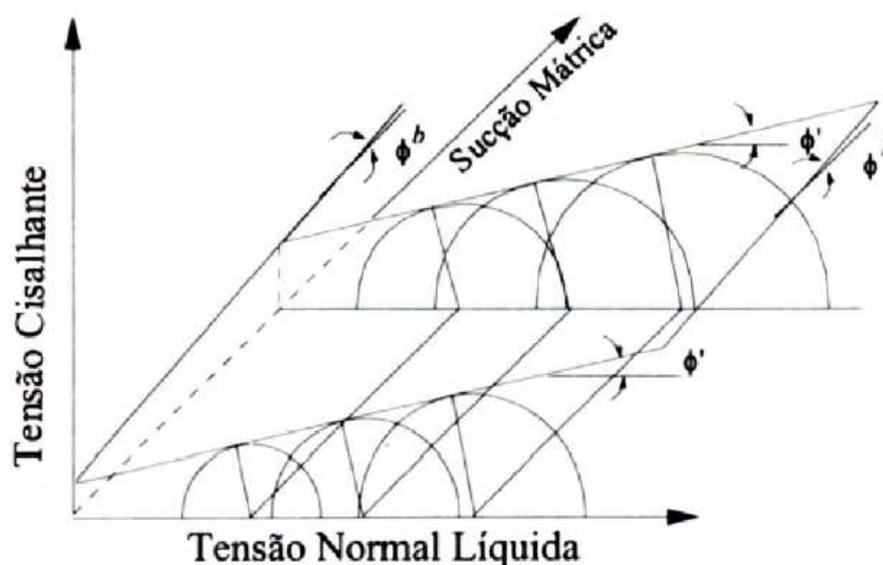


Figura 16 – Representação da proposta de Fredlund et al. (1978): Superfície de ruptura planar para um solo não saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Segundo Calle (2000), diversos autores, entre eles Gulathi & Satija (1981) e Ho & Fredlund (1982), apresentam resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada, onde o uso da equação 09 é justificado. De acordo com estes autores, os valores encontrados de ϕ^b são menores que ϕ' , indicando que um incremento na variável de tensões $(\sigma - u_a)$ tem uma maior contribuição na resistência do solo que um mesmo incremento na sucção matricial $(u_a - u_w)$.

Porém, autores como Escário & Sãez (1986), Abramento & Carvalho (1989), de Campos & Carrillo (1995), Rohm & Vilar (1995), Teixeira & Vilar (1997), Lopes (2006) e Freitas Neto (2008) mostram que ϕ^b não é necessariamente constante, variando em função do nível de sucção presente no solo.

Como grande parte das equações baseadas em variáveis independentes está relacionada com a curva característica do solo, a não linearidade desta curva sugere a não linearidade da resistência ao cisalhamento. Fredlund et al. (1996) propuseram a seguinte relação para a obtenção do parâmetro ϕ^b , através da equação 11.

$$\tan\phi^b = \left(\frac{\theta}{\theta_s}\right)^k \tan\phi' = (S_r)^k \tan\phi' \quad \text{eq. 11}$$

Onde:

θ é a umidade volumétrica;

θ_s é a umidade volumétrica na condição saturada; e

k é um parâmetro de ajuste.

Vanapalli et al. (1996) sugeriram uma equação alternativa relacionada com a normalização da curva característica entre a condição saturada e a condição residual, conforme a equação 12.

$$\tan\phi^b = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right) \tan\phi' \quad \text{eq. 12}$$

Onde:

θ é a umidade volumétrica;

θ_s é a umidade volumétrica na condição saturada; e

θ_r é a umidade volumétrica na condição residual.

Estas equações aqui mencionadas mostram a grande dependência da resistência ao cisalhamento de solos não saturados com a curva característica. A histerese associada a esta curva sugere a ocorrência de duas envoltórias de ruptura: uma correspondente às condições de secagem e outra às condições de umedecimento (Sheng et al., 2011).

Sendo assim, tais estudos sugerem a necessidade de maiores investigações na área, principalmente para os solos tropicais, materiais de estudo desta tese e de poucas informações na literatura.

2.3.1.

Efeito do aumento transiente de pressão de ar na resistência ao cisalhamento de solos não saturados

Segundo o portal ELAT (2012), Grupo de Eletricidade Atmosférica do INPE (Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais), o Brasil está entre as principais áreas de ocorrência de descargas elétricas em dias de tempestade, dando destaque às regiões Sul, Sudeste e Centro Oeste (Figura 17). A ocorrência deste fenômeno é de grande importância, pois este causa um aumento na pressão atmosférica de até 2 atm no ponto de descarga (Newman et al., 1967).

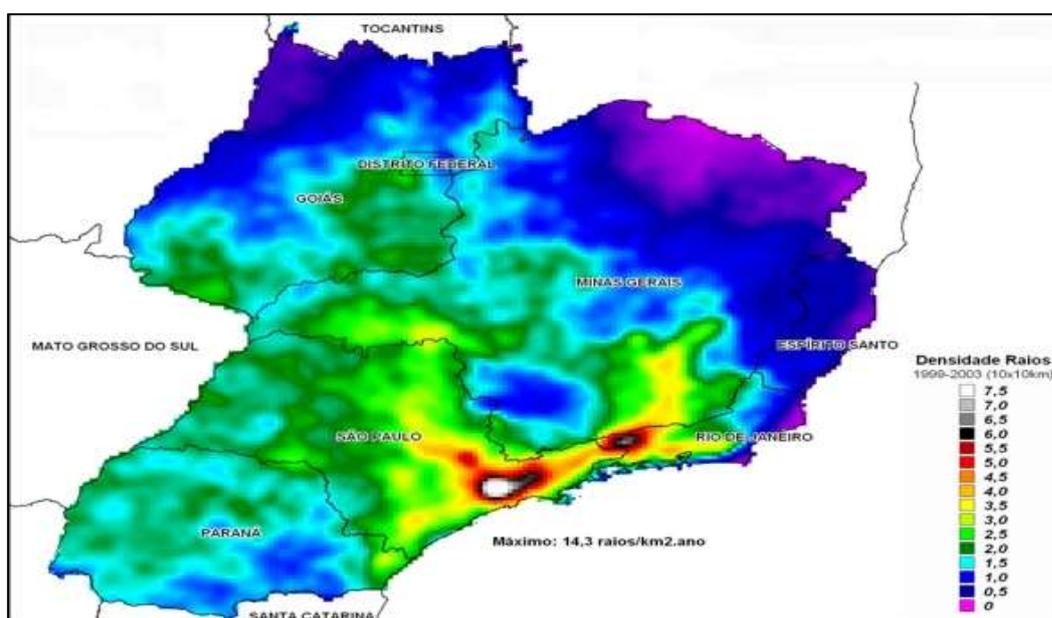


Figura 17 – Densidade de raios nos estados do Sudeste, parte do Sul e Centro-Oeste (ELAT, 2012)

Devido a este fato, pesquisas vêm sendo conduzidas na PUC-Rio visando compreender o efeito dos trovões no solo (ou seja, o aumento da pressão atmosférica), especialmente nos problemas relacionados à estabilidade de taludes.

Após uma vasta pesquisa bibliográfica, constatou-se a falta de informação neste tema. O aumento da pressão de ar (u_a) no solo vem sendo estudado somente nos casos de avanço da frente de saturação na zona vadosa.

O reconhecimento deste fenômeno não é recente. Waswa et al. (2011) citam diversas referências de estudos em laboratório, observações em campo e análises teóricas datadas desde a década de 30.

Com o avanço da frente de saturação, o ar presente na zona não saturada do solo fica retido e é comprimido, aumentando a pressão de ar nos vazios. Os estudos mostram que este efeito diminui a taxa de infiltração e causa uma rápida mobilização na água subterrânea, através do aumento do gradiente hidráulico (Waswa et al, 2011; Sakaki et al., 2011).

Para que ocorra tal mecanismo, o nível d'água deve estar profundo o suficiente para permitir um volume de ar contínuo nos vazios do solo. Além disso, a precipitação deve ser intensa de tal forma que a frente de saturação cause um selamento superficial, impedindo o fluxo de ar.

Segundo Weeks (2002) este fenômeno é denominado *Lisse Effect* e foi primeiramente observado e explicado por Thal Larsen em 1932.

Entretanto, fenômenos relacionados ao efeito do trovão no solo ainda não são estudados. Nos últimos anos, pesquisas vêm sendo desenvolvidas na PUC-Rio, com a recente publicação da dissertação de Carnavale (2013). Nesta, blocos de amostras indeformadas foram instrumentados com TDR, tensiômetros e acelerômetros e submetidos ao efeito da onda sonora do trovão. Os resultados encontrados, ainda que pontuais e preliminares, mostram que há um efeito das ondas sonoras na variação da sucção do solo.

Sendo assim, devido à falta de informação sobre o efeito do aumento da pressão de ar na resistência ao cisalhamento do solo, o presente trabalho tem como um dos principais objetivos verificar este efeito em ensaios de laboratório, através de ensaios triaxiais não saturados.

2.3.2. Determinação da resistência ao cisalhamento em laboratório

Os parâmetros de resistência de solos não saturados podem ser obtidos através de dois tipos de ensaios de laboratório, denominados cisalhamento direto e ensaios triaxiais (Figura 18). Blight (2013) enfatiza que tais procedimentos ainda são raros na prática da mecânica dos solos não saturados, por envolver uma série de modificações nos equipamentos convencionais e por demandar um tempo maior de ensaio.

De acordo com de Campos & Motta (2015), a primeira modificação é associada a medição e controle da sucção do solo. Para tal, se faz necessário

controlar e medir a pressão de ar e a pressão de água de forma independente. Como a pressão de água é negativa, resultando em possíveis problemas de cavitação no sistema de medição (valores de sucção matricial acima de 100 kPa), é usual o emprego da técnica de translação de eixos nestes equipamentos.

A translação de eixos (Hilf, 1956) é uma técnica onde se altera a origem (ou referência) da pressão de água da condição atmosférica para uma outra situação, onde a pressão “atmosférica” é aumentada (Marinho, 1997). Este aumento artificial na pressão atmosférica faz com que a pressão de ar e a pressão de água sejam transladadas para valores de pressão positivos, mantendo a sucção matricial constante.

Para o emprego de tal técnica, utiliza-se uma pedra porosa de alta entrada de ar, que separa as fases ar e água no sistema de medição de pressão de água. O valor de entrada de ar característico da pedra representa o maior valor de sucção matricial a ser imposto no ensaio. Excedendo este valor, há fluxo de ar pela pedra porosa, desfazendo a separação de fases na medição de pressão de água.

Outra modificação a ser realizada nos equipamentos está relacionada à medição de variação de volume, na amostra de solo não saturado. Nesta situação, a variação de volume total pode ser devida à variação de volume de ar e/ou água na amostra. Sendo assim, se faz necessário o uso de um segundo sistema de variação de volume independente da medida de variação de volume de água, já realizada nos ensaios convencionais.

Fredlund et al (2012) relacionam os principais instrumentos desenvolvidos para este fim, citando suas vantagens e limitações. Os autores relatam que medidas de variação de volume total, através da verificação do fluxo do fluido da câmara triaxial, tem obtido um sucesso limitado. Isto se deve ao fato de que estas medidas são susceptíveis à variação de temperatura ambiente e a erros relacionados a vazamentos e difusão do ar.

Devido ao maior número de variáveis e fatores que influenciam um ensaio não saturado, alguns cuidados devem ser tomados de forma a obter resultados confiáveis. Dentre estes cuidados, vale ressaltar a pré-saturação da pedra porosa de alta entrada de ar e a aplicação da pressão confinante e da pressão de ar antes da pressão de água (visando garantir a integralidade da pedra porosa de alta entrada de ar, colada na base dos equipamentos).

Maiores detalhes sobre modificações nos equipamentos, metodologias de ensaios e interpretação de resultados podem ser encontrados em Blight (2013) e Fredlund et al (2012).

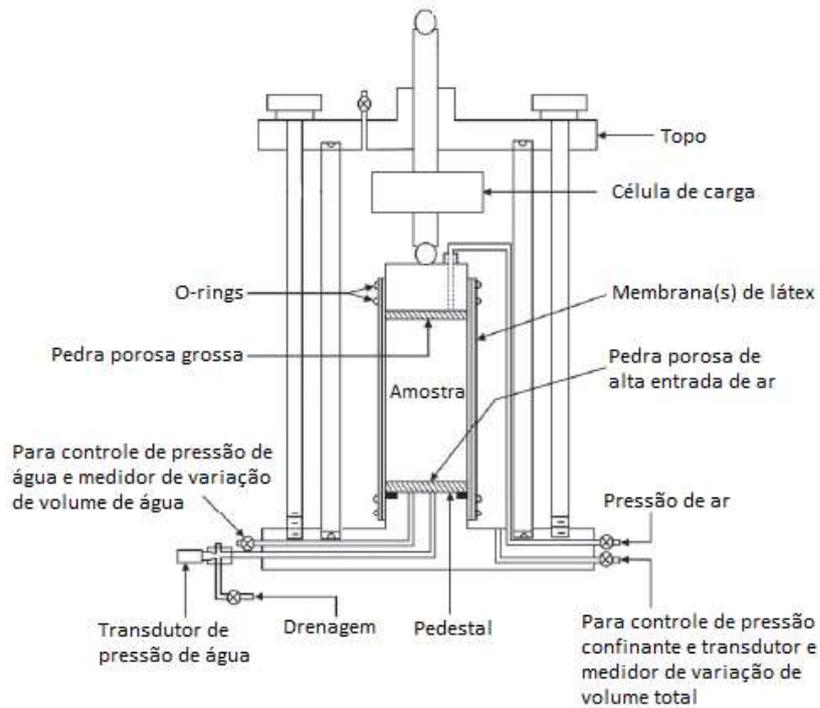


Figura 18 – Esquema de um equipamento triaxial para ensaio em solos não saturados (adaptado de Blight, 2013).

2.3.2.1. Ensaios triaxiais em solos não saturados

A execução de ensaios triaxiais, para a determinação da resistência de solos não saturados, envolve três etapas, onde os nomes dados a cada tipo de ensaio estão relacionados às duas últimas: consolidação e cisalhamento.

Como em solos não saturados há duas fases (ar e água) envolvidas, é possível realizar diferentes tipos de ensaio, variando a drenagem destas. Blight (2013) cita que o ensaio mais utilizado é o tipo CW (*constant water content tests*), ou teor de umidade constante, onde, na fase de cisalhamento, a pressão de ar é drenada e a pressão de água, não drenada.

A primeira etapa é a equalização da sucção inicial das amostras. Esta fase pode ser realizada previamente ao ensaio (fora do equipamento) ou após montagem da amostra no equipamento, antes da consolidação. Quando realizada dentro do

equipamento triaxial, a amostra é submetida a uma pressão de ar, no topo, e a uma pressão de água, na base, através da técnica de translação de eixos. A drenagem de água é conectada a um medidor de variação de volume, onde se considera sucção equalizada após a cessão de fluxo.

O adensamento e o cisalhamento são as fases seguintes definidas em função das condições de drenagem impostas. Para ensaios não drenados, a pressão do fluido (ar e/ou água) é impedida de ser drenada. Nestas condições, medidas de excessos de pressão gerados são registradas independentemente. Os ensaios drenados permitem a drenagem dos fluidos (ar e/ou água) e variações de volume, associadas ao fluxo do fluido, devem ser medidas.

De Campos & Motta (2015) ressaltam que no caso de cisalhamento com velocidade de deslocamento constante, é fundamental a aplicação de velocidades adequadas de forma a garantir dois aspectos: manutenção de sucção constante (ensaios drenados ao ar e à água) e equalização adequada da pressão de água (ensaios não drenados à água).

A Tabela 4 apresenta um resumo das principais características das diferentes metodologias aplicadas em ensaios triaxiais não saturados.

Tabela 4 - Diferentes tipos de ensaios triaxiais não saturados (adaptado de Fredlund et al, 2012).

Ensaio	Adensamento	Cisalhamento				
		Drenagem		Pressão de ar, u_a	Pressão de água, u_w	Variação de volume, ΔV
		Pressão de ar	Pressão de água			
Consolidado drenado (CD)	Sim	Sim	Sim	C	C	M
Teor de umidade constante (CW)	Sim	Sim	Não	C	M	M
Consolidado não drenado (CU)	Sim	Não	Não	M	M	
Não drenado (UU)	Não	Não	Não			
Compressão Simples	Não	Não	Não			

C = Controlado; M = Medido.

2.4. Ondas sísmicas em solos

As ondas de tensão e deformação geradas a partir de um ponto num meio elástico difundem-se em todas as direções, com velocidades finitas de propagação (Ferreira, 2002). Em pontos suficientemente afastados do centro de perturbação, estas ondas podem ser consideradas planares (volumétricas), podendo assumir dois tipos de movimento das partículas: de dilatação e de distorção (Figura 19).

As ondas de dilatação, conhecidas como ondas longitudinais, de compressão ou primárias (ondas P), são ondas que não provocam rotações na massa do solo. A propagação destas envolve apenas movimentos de compressão e extensão das partículas.

Já as ondas de distorção, ou ondas transversais, secundárias (ondas S), propagam no meio através de movimentos puramente distorcionais, sem induzir variações volumétricas.

A velocidade de propagação de tais ondas depende diretamente das características do meio, assumido como elástico, infinito, homogêneo e isotrópico, onde para a onda P esta assume seu maior valor (Ferreira, 2002).

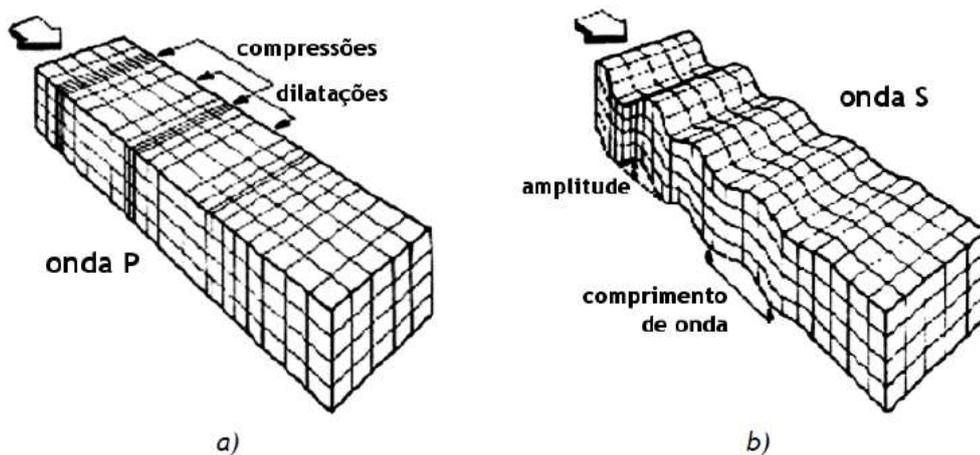


Figura 19 – Esquema de propagação das ondas volumétricas. A) Ondas de compressão, P. B) Ondas de distorção, S (Ferreira, 2002).

Segundo Ferreira et al. (2011), as principais vantagens de medição de velocidades de ondas sísmicas envolvem a praticidade, a forma não destrutiva e pouco invasiva da técnica, a determinação direta de parâmetros elásticos de rigidez dos solos e a possibilidade de determinação de tais parâmetros através de ensaios

de campo e de laboratório.

A partir das velocidades de propagação das ondas P e S e da massa específica do solo, é possível determinar os parâmetros elásticos: M (módulo de confinamento) e G (módulo de cisalhamento), respectivamente. As equações 13 e 14 expressam tais relações. A combinação de ambas as equações possibilita a obtenção do coeficiente de Poisson, ν , e conseqüentemente do módulo de Young, E, do material analisado.

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad \text{eq. 13}$$

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \frac{1}{(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{eq. 14}$$

Onde:

V_P é a velocidade da onda P;

V_S é a velocidade da onda S;

E é o módulo de Young ou de deformabilidade;

ρ é a massa específica do solo;

ν é o coeficiente de Poisson;

M é o módulo de confinamento; e

G é o módulo de cisalhamento.

Atualmente, existem diversas técnicas para a determinação do módulo de cisalhamento máximo G_0 , através da propagação de ondas S, envolvendo ensaios tanto de campo, como de laboratório.

Dentre as principais técnicas de laboratório, destacam-se o uso da coluna ressonante e dos *bender elements*. A Tabela 5 apresenta os principais ensaios de laboratório disponíveis e a distorção associada à medição do módulo G_0 .

Tabela 5 – Ensaio de laboratório utilizados para determinação do módulo G_0 (Barros, 1997).

Ensaio de laboratório	Princípio da técnica	Distorção associada
Cisalhamento Simples Cíclico	Determinação da curva tensão-deformação (histerese)	10^{-4} a 10^{-2}
Triaxial Cíclico		
Torção Cíclica		
Coluna Ressonante	Determinação da velocidade de propagação da onda cisalhante V_s	10^{-6} a 10^{-4}
Bender Elements		10^{-6}
SWV (Shear Wave Velocity) - Ensaio de impacto		10^{-6}
Coluna Ressonante e de Torção Cíclica combinados	Determinação da velocidade da onda cisalhante e da histerese	10^{-6} a 10^{-2}

A metodologia de determinação de ondas cisalhantes no solo, a partir de *bender elements*, foi introduzida por Shirley (1978) e Shirley & Hampton (1978), na Universidade do Texas, com transdutores usados em aplicações acústicas.

Nestes últimos anos, Ferreira (2008) menciona o uso difundido de tal transdutor piezocerâmico citando diversos autores, tais como: Sanchez-Salineró et al., 1986; Mancuso & Vinale, 1988; Viggiani & Atkinson, 1995; Jovicic et al., 1996; Arulnathan et al., 1998; Pennington, 1999; Arroyo et al., 2002; Hardy et al., 2002; Rio et al., 2003; Jovicic, 2004; Lee & Santamarina, 2005.

2.4.1. Bender elements

Bender elements é um transdutor piezocerâmico duplo constituído por duas placas piezocerâmicas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e aos eletrodos nas faces exteriores (Figura 20a). O material piezocerâmico encontra-se envolvido por uma resina epoxy rígida, que simultaneamente o isola eletricamente e o protege do contato direto com o solo e, sobretudo, com a água.

Tal transdutor é capaz de converter energia mecânica em energia elétrica e vice-versa. Sendo assim, quando o mesmo é excitado eletricamente, a polarização causa uma deformação em curvatura, fazendo com que este atue como emissor de

sinal. Por outro lado, quando o elemento é forçado a se deformar, um sinal elétrico é gerado, e o mesmo atua então como receptor de sinal (Leong et al., 2005).

A ligação das placas cerâmicas deve ser tal que origine um movimento conjunto em flexão no material, de modo a propagar ondas de cisalhamento (ondas S) durante a sua deformação, conforme a Figura 20b. Diversos autores relatam que a máxima distorção sofrida na vizinhança do elemento transmissor é da ordem de 10^{-6} , ou seja, envolve deformações muito pequenas.

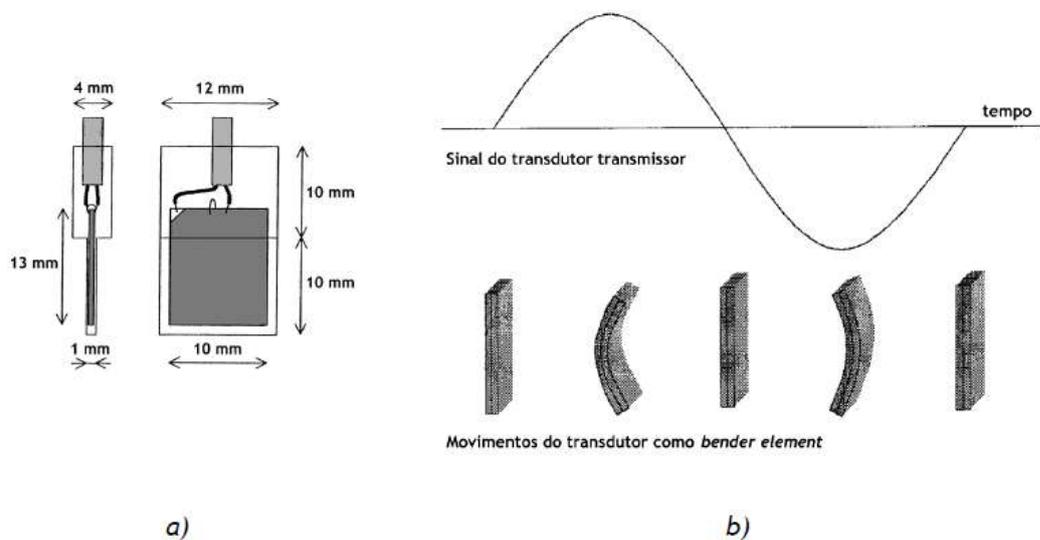


Figura 20 – *Bender element*. A) Modelo do transdutor piezocerâmico. B) Esquema de funcionamento – movimento de flexão (Ferreira, 2002).

Conforme especificado por Leong et al. (2005), um conjunto de equipamentos se faz necessário para a determinação da velocidade da onda cisalhante (Figura 21). Além dos pares de *bender* (emissor e receptor de sinais), destaca-se o uso de um osciloscópio, de amplificadores de sinal, de um gerador de funções e de um computador para processamento de dados.

Segundo Ferreira (2002), Lee & Santamarina (2005), Rio (2006), Ferreira (2008) e Viana da Fonseca et al. (2009), existem algumas dificuldades associadas à instalação de tal equipamento, incluindo *crosstalk*, ruídos elétricos, reflexão das ondas nas fronteiras e efeitos de vizinhança que acabam por causar incertezas na detecção da onda de chegada. Para minimizar alguns efeitos, os autores sugerem a utilização de *bender elements* ligados e polarizados em paralelo, e de um sistema blindado e aterrado.

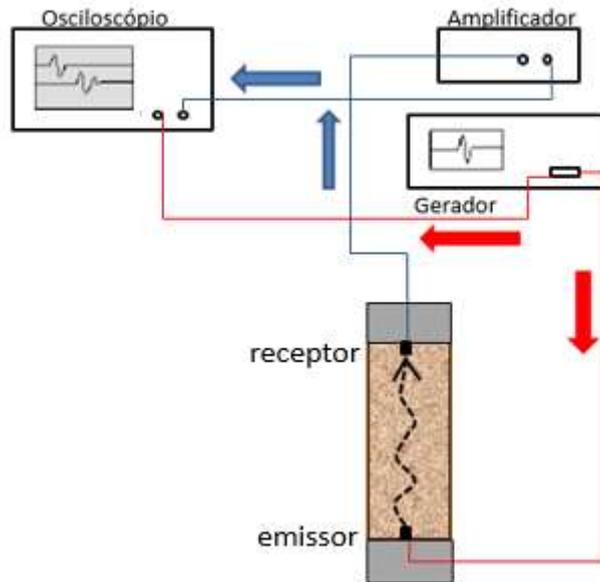


Figura 21 – Configuração para ensaios com *bender elements* utilizada nesta tese.

2.4.1.1. Interpretação dos ensaios com *bender elements*

Embora a técnica de *bender elements* seja atrativa pela sua simplicidade de ensaio, não há um consenso na literatura na interpretação dos resultados encontrados (Viggiani & Atkinson, 1995; Jovičić et al., 1996; Greening et al., 2003; Leong et al., 2005; Rio, 2006; Ferreira, 2008; Viana da Fonseca et al., 2009; Chan, 2012).

Como a onda de chegada no *bender* receptor é muitas vezes atenuada e distorcida devido aos problemas citados e a outros fatores (e.g. alinhamento dos *benders* e falta de contato entre o *bender* e o solo), a interpretação do resultado se torna mais complexa.

Para os autores citados, a interpretação é muitas vezes subjetiva, exigindo certo grau de julgamento. Sendo assim, não existe um método ideal de interpretação aceito atualmente.

A metodologia de interpretação dos resultados dos *bender elements* é dividida em dois grupos: método do domínio do tempo e método do domínio da frequência.

O método do domínio do tempo consiste em realizar medidas diretas dos sinais elétricos (ondas emitida e recebida) plotados em função do tempo, enquanto

que o método do domínio da frequência envolve a análise do espectro dos sinais para uma gama de frequências.

Por ser um método mais simples, rápido e de fácil interpretação, a obtenção do tempo de chegada da onda pelo domínio do tempo acaba sendo a técnica mais atrativa. Viana da Fonseca et al. (2009) apresentam um exemplo dos métodos utilizados no domínio do tempo através da Figura 22.

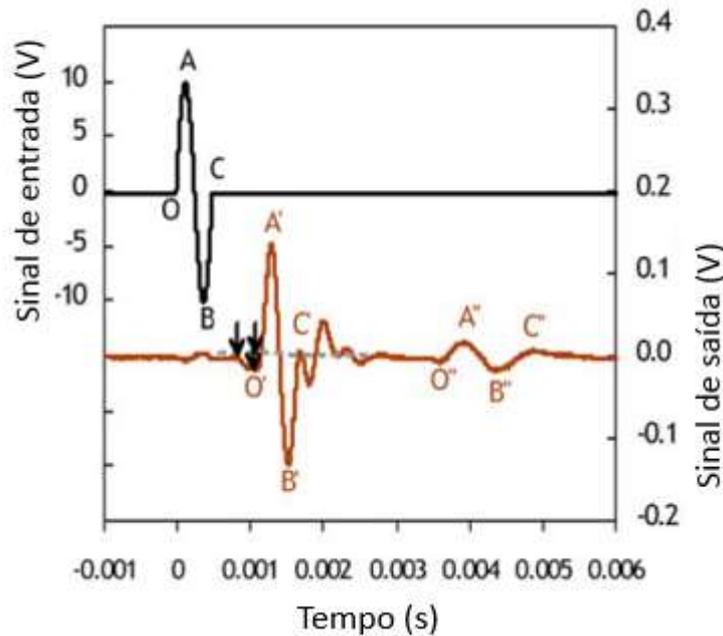


Figura 22 – Exemplo dos métodos do domínio do tempo (Viana da Fonseca et al., 2009).

A partir desta figura é possível verificar que o tempo da chegada da onda (geralmente do tipo sinusoidal), pode ser determinado pela primeira inflexão do sinal de resposta (OO'), por pontos característicos como primeiro pico (AA'), primeiro “vale” (BB') ou intersecções em zero (CC').

Ainda, existem alguns autores que utilizam a segunda chegada da onda no sinal de resposta ($A'A''$, $B'B''$ ou $C'C''$). O tempo entre a primeira e a segunda chegada é considerado o dobro do tempo de propagação da onda. Porém, como a segunda chegada surge com menor energia, muitas vezes tal onda pode não ser captada e observada pelo equipamento.

2.4.2. Fatores que influenciam o módulo de cisalhamento máximo G_0

Ao se obter a velocidade de propagação da onda S, para a determinação do parâmetro de rigidez do solo G_0 , deve-se atentar a alguns fatores que são sensíveis a este parâmetro, tais como: tensão principal efetiva, índice de vazios e grau de cimentação.

Barros (1997) apresenta uma extensa revisão do assunto, através da descrição dos principais fatores que afetam a velocidade das ondas cisalhantes e, conseqüentemente, o módulo G_0 . Segundo o autor, os fatores mais influentes são: tensão principal efetiva (na direção de propagação de onda e da vibração da partícula), índice de vazios, grau de saturação e grau de cimentação.

Da mesma forma, Ferreira (2002) discute a sensibilidade das ondas S a fatores diversos, confrontando os resultados experimentais obtidos com o solo residual de granito do Porto com as formulações de referência.

De acordo com Hardin & Black (1969) apud Ferreira (2002), o módulo de cisalhamento máximo pode ser sistematizado por uma função conforme equação 15.

$$G = f(\sigma'_0, e, H, S, \tau_{oct}, C, f, t, \xi, T) \quad \text{eq. 15}$$

Onde:

σ'_0 é a tensão efetiva normal média;

e é o índice de vazios;

H é a história de tensões;

S é o grau de saturação;

τ_{oct} é a tensão cisalhante octaédrica;

C é o parâmetro relacionado às características granulométricas e mineralógicas;

f é a frequência de excitação;

t é o tempo;

ξ é a estrutura do solo; e

T é a temperatura.

Vale ressaltar que os fatores C e ξ da equação 15 não são quantificáveis, sendo exclusivamente indiciais (Ferreira, 2002).

A partir da equação generalizada proposta por Hardin & Blandford (1989), Ferreira (2002) simplifica a mesma para o caso onde a propagação de ondas é feita apenas no sentido longitudinal da amostra. Sendo assim, a equação com os principais fatores influentes no módulo é reescrita conforme as equações 16 e 17, em termos de G (módulo de cisalhamento máximo) ou V_s (velocidade da onda cisalhante), respectivamente.

$$G = S \cdot F(e) \cdot p_a^{(1-n_v-n_h)} \cdot (\sigma'_v)^{n_v} \cdot (\sigma'_h)^{n_h} \quad \text{eq. 16}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = C \cdot \sqrt{F(e)} \cdot (\sigma'_v)^{n_a} \cdot (\sigma'_h)^{n_b} \quad \text{eq. 17}$$

Onde:

S é a constante adimensional, que reflete as propriedades do solo (estrutura);

$F(e)$ é a função de índices de vazios definida na equação 18;

p_a é a pressão atmosférica de referência;

n_v e n_h são expoentes empíricos;

n_a e n_b são os expoentes das componentes de tensões principais efetivas ($n_a = n_v/2$ e $n_b = n_h/2$); e

$$C = \sqrt{\frac{S \cdot p_a^{(1-n_v-n_h)}}{\rho}}$$

A função de índice de vazios recomendada pela autora é a proposta por Hardin (1978), demonstrada na equação 18.

$$F(e) = \frac{1}{0,3+0,7 \cdot e^2} \quad \text{eq. 18}$$

Atualmente, alguns autores destacam também a influência do grau de saturação/sucção e das trajetórias de umedecimento e secagem nos parâmetros de rigidez do solo (Marinho et al., 1995; Pineda et al., 2008; Xu et al., 2008; Kawajiri et al., 2011; Oh e Vanapalli; 2011).

Marinho et al. (1995) determinaram esta influência em uma argila não

saturada de Londres, sem confinamento. Os autores observaram que, inicialmente, com o aumento da sucção, há um rápido aumento em G_0 , seguido de uma estabilização ou declínio deste parâmetro.

Xu et al. (2008) destacaram diversos autores que obtiveram resultados similares a Marinho et al. (1995), confirmando a não linearidade do efeito da sucção no comportamento do solo a pequenas deformações.

Kawajiri et al. (2011) realizaram ensaios em três tipos de solos, com a utilização de um edômetro adaptado com *bender elements*. Os resultados obtidos mostraram que o aumento, tanto da sucção como da sobrecarga, ocasionaram um aumento do módulo analisado.

Oh e Vanapalli (2011) revisaram dados experimentais de Mendoza et al. (2005), aplicando-os em modelos empíricos e semi-empíricos de previsão do módulo elástico (E) e de cisalhamento (G) com a sucção. A análise feita mostrou que, para solos finos e grossos, o coeficiente de Poisson (ν) é função do grau de saturação, podendo ser um parâmetro confiável para estimativa de E e G em solos não saturados.

Embora a influência da sucção venha sendo pesquisada por diversos autores, esta está geralmente limitada à argila e a materiais compactados. Trabalhos envolvendo a utilização de *bender elements* e a obtenção de módulo de cisalhamento em solos residuais não saturados são escassos.

Sendo assim, este estudo apresenta como um dos objetivos a contribuição para um melhor entendimento do comportamento de solos residuais e coluvionares a pequenas deformações, verificando a influência do grau de saturação neste comportamento.

3

Locais de estudo e programa de ensaios

Visando atender os objetivos desta tese, foram selecionados três materiais distintos, dois provenientes da Reserva Biológica de Tinguá, município de Nova Iguaçu, e um do Condomínio do Lago, de Nova Friburgo, Rio de Janeiro. A escolha destes locais se deve aos movimentos de massa ocorridos nas faixas de dutos da Transpetro em novembro de 2009, em Tinguá, e ao evento denominado Megadesastre'11 da Serra Fluminense, em janeiro de 2011, em Nova Friburgo.

3.1.

Reserva Biológica do Tinguá

A Reserva Biológica do Tinguá estende-se por uma área de 26 mil hectares no estado do Rio de Janeiro, abrangendo quatro municípios: Nova Iguaçu, Duque de Caxias, Petrópolis e Miguel Pereira.

Formada por cinco bacias hidrográficas, a região de estudo é caracterizada por depósitos de grandes espessuras de tálus e colúvio nos talwegues, e por solos residuais pouco espessos ou inexistentes nas partes mais altas (de Campos, 2012).

3.1.1.

Aspectos geológicos e geomorfológicos

Do ponto de vista geológico, a região caracteriza-se por três unidades principais: Maciço Alcalino do Tinguá, Unidade Rio Negro e Batólito Serra dos Órgãos (de Campos, 2012).

Dentro destas unidades, foram observados no campo quatro litologias principais: o Biotita Gnaiss (Migmatito) e o Granito Foliado (Granito Gnaiss), ambos da Unidade Rio Negro; o Leucognaisse, do Batólito Serra dos Órgãos; e as alcalinas, do Maciço Alcalino de Tinguá.

De acordo com o mapa geológico apresentado na Figura 23, os pontos selecionados para estudo nesta região pertencem à unidade Batólito Serra dos Órgãos, com a ocorrência de Leucognaisse. Este é composto essencialmente por quartzo, feldspato e biotita em um arranjo equigranular, com granulação média a fina.

Segundo Araújo (2008) *apud* Galindo (2013), do ponto de vista geomorfológico, a região caracteriza-se pela presença de um grande número de colinas com cristas vertentes e convexas que tendem a ser em maior número à medida que se aproximam do Maciço do Tinguá e dos contrafortes da Serra do Mar.

3.1.2. Aspectos climáticos

O clima da região do Tinguá, segundo a classificação de Köppen, é do tipo Cwb, correspondente ao Clima Tropical de Altitude, possuindo verões amenos e chuvas típicas da estação, ou seja, de grande intensidade, porém com baixa duração, sendo pouco pronunciada nos pontos mais altos da estação seca.

A temperatura média anual de toda a região varia entre 13°C e 23°C, com uma pluviosidade média entre 1.500 mm e 2.600 mm, distribuída de forma heterogênea entre as estações. O verão e a primavera são as estações mais chuvosas em detrimento do inverno e outono, que por sua vez, possuem as menores médias de precipitação (de Campos, 2012).

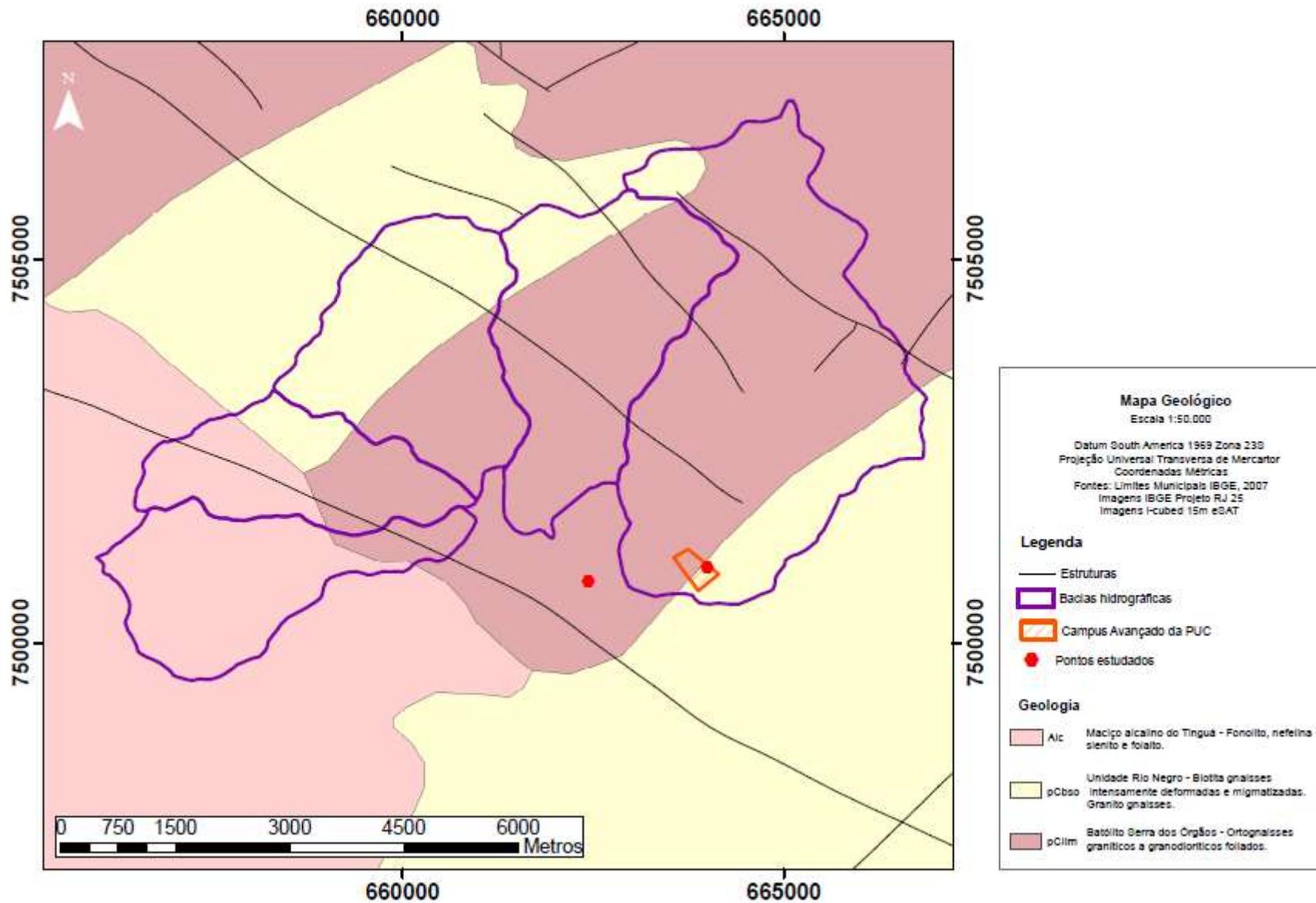


Figura 23 – Mapa geológico da região de Tinguá com a localização dos pontos de estudo (adaptado de de Campos, 2012).

3.1.3. Amostragem dos solos

Para a realização desta tese, optou-se por selecionar dois tipos de solos característicos da região: o primeiro em um local com a presença de solo residual jovem (SRJ-T) (Figura 24) e, o segundo, com um solo coluvionar (CT) (Figura 26). Este último, também estudado por Galindo (2013), encontra-se localizado dentro do Campus Avançado da PUC, em Tinguá (conforme mostrado no mapa da Figura 23).

Para este estudo, foram coletados blocos de amostras indeformadas (Figura 25 e Figura 27) e amostras deformadas nos dois pontos de estudo. A caracterização envolveu a obtenção de parâmetros físicos, hidráulicos e mecânicos, e análises químicas, mineralógicas e microestruturais dos solos. Os ensaios realizados e os parâmetros obtidos estão apresentados nos itens a seguir.



Figura 24 – Local de amostragem de Solo Residual Jovem (SRJ-T) em Tinguá – Ponto 1.



Figura 25 – Coleta de amostra indeformada no Ponto 1 (SRJ-T).



Figura 26 – Local de amostragem do Colúvio (CT) em Tinguá – Ponto 2.



Figura 27 – Coleta de amostra indeformada no Ponto 2 (CT).

3.2. Condomínio do Lago, Nova Friburgo

O terceiro ponto de estudo desta tese está situado no município de Nova Friburgo, na bacia do Rio Grande, em uma região denominada Condomínio do Lago (Figura 28). Este local está a, aproximadamente, 18 km do centro de Nova Friburgo, na confluência das rodovias BR-492 e RJ-130 (Estrada Teresópolis-Friburgo).

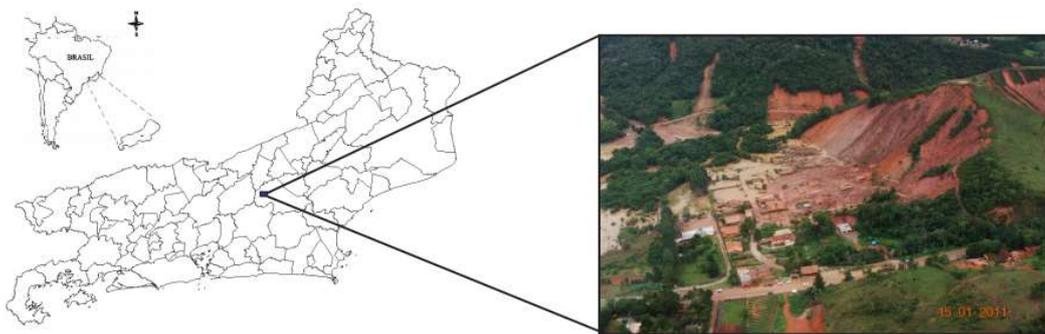


Figura 28 – Localização do ponto de estudo: Condomínio do Lago, Nova Friburgo-RJ (Lago et al., 2011).

3.2.1. Aspectos geológicos e geomorfológicos

A geologia regional de Nova Friburgo envolve o Granito Nova Friburgo, Suíte Cordeiro, Granito Serra da Onça e o Complexo Rio Negro. De acordo com o mapa apresentado na Figura 29, observa-se que o ponto escolhido neste estudo está localizado na região do Complexo Rio Negro.

A Unidade Rio Negro é constituída por ortognaisses e granitóides (diorito, tonalito gnaisse, leucogranito e gnaisse porfiróide), fracamente deformados e com diversas feições de injeção entre si, sendo difícil determinar o tipo predominante (Tupinambá et al., 2012).

Segundo estudos realizados por Lago (2011), os três principais litotipos desta região são: granito, o leucognaisses e o (hornblenda)-biotita gnaisse. De acordo com a autora, a encosta é quase toda composta pelo leucognaisses. Em uma faixa da encosta observa-se um gnaisse mais mesocrático, denominado (hornblenda)-biotita

gnaisse. O granito aflora como um pequeno corpo intrudido no leucognaisse, e apresenta enclaves centimétricos de cor escura, ricos em biotita.

Do ponto de vista geomorfológico, a região é caracterizada por relevo com topo arredondado, com morros e colinas com amplitude topográfica variando de 1.000 a 1.190 metros, com predominância de encostas côncavas (Oliveira, 2013).

Lago (2011) destaca que as geometrias côncavas na seção transversal da encosta favorecem a concentração de fluxo d'água nos anfiteatros, o que contribui para a diminuição da resistência do material. As concavidades citadas apresentam ainda afloramentos alterados e fraturados.

3.2.2. Aspectos climáticos

O clima do município de Nova Friburgo é classificado, segundo classificação de Köppen, como Cwa – Clima Tropical de Altitude, com inverno seco e verão úmido e quente. Segundo dados do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), no verão a temperatura varia de 17° C a 27° C e no inverno, de 10° C a 22° C.

Esta região destaca-se por apresentar uma elevada pluviosidade média anual, que ultrapassa os 2.500 mm. Somente no mês de janeiro, a média é de 227 mm (Dourado et al., 2012).

Da mesma forma que em Tinguá, o verão e a primavera desta região possuem as maiores médias de pluviosidade, com valor médio mensal variando de 80 a 240 mm. Em contrapartida, o inverno e o outono apresentam as menores médias mensais, variando de 19 a 72 mm.

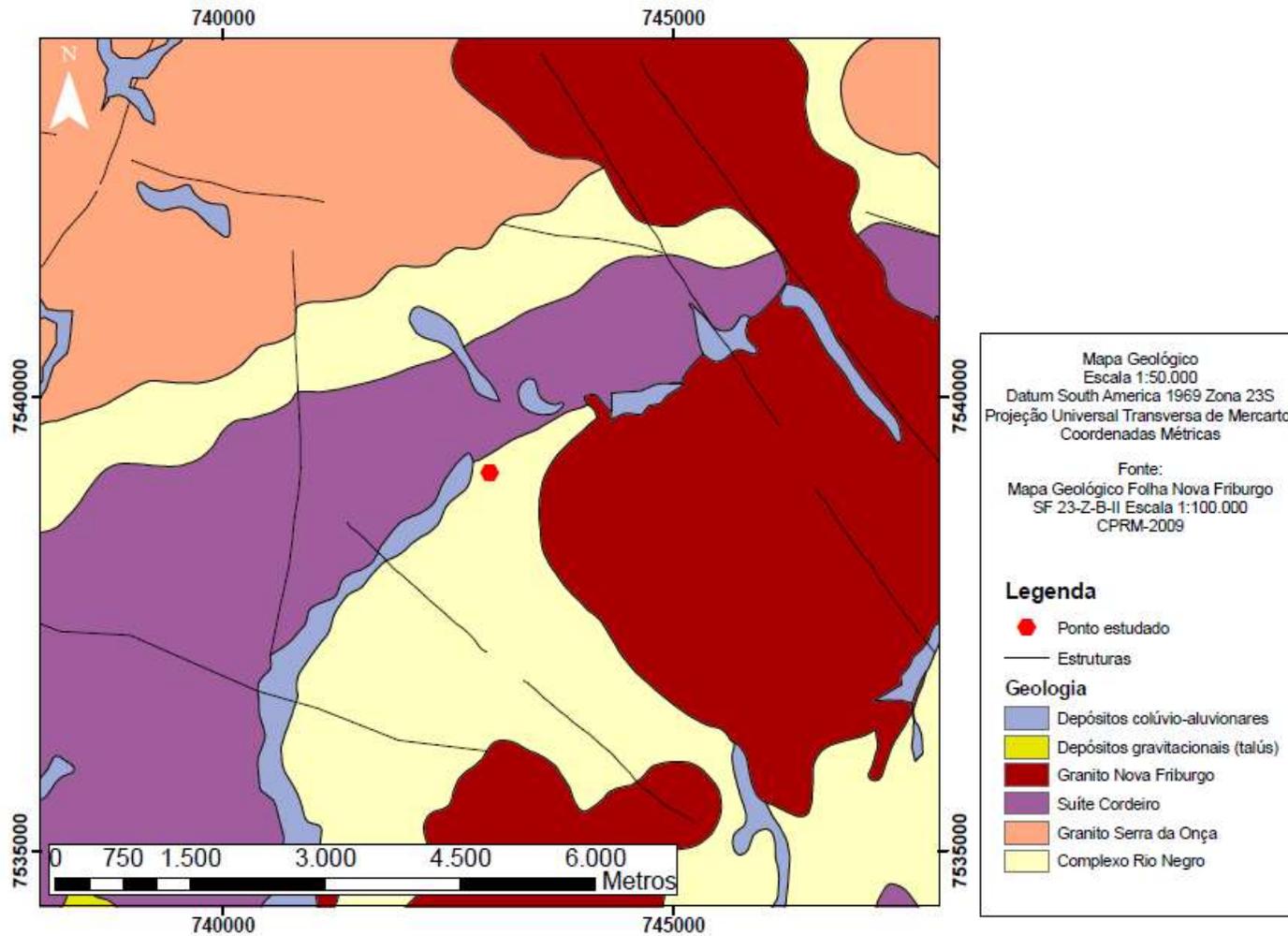


Figura 29 - Mapa geológico da região de Nova Friburgo com a localização do ponto de estudo.

3.2.3. Amostragem do solo

Com o intuito de atender os objetivos desta tese, optou-se por selecionar um local representativo do movimento de massa ocorrido em 2011. Como a amostragem se deu em outubro de 2014, algumas modificações no local já haviam sido realizadas.

Sendo assim, a retirada de amostras deformadas e indeformadas ocorreu em um local que estava sendo preparado para futura obra (Figura 30). Da mesma forma que nos outros dois pontos de estudo, a amostragem objetivou a obtenção de parâmetros físicos, hidráulicos e mecânicos, e a caracterização química, mineralógica e microestrutural deste solo residual jovem.



Figura 30 – Local de amostragem e coleta de amostra indeformada no Ponto 3 (SRJ-F), em Nova Friburgo.

3.3. Programa experimental

Além dos ensaios básicos de caracterização física, química e mineralógica dos solos, apresentados no próximo capítulo, esta tese envolveu uma série de ensaios que visam atender todos os objetivos desta pesquisa.

Neste sentido, o programa experimental foi dividido de tal forma, onde três importantes aspectos da mecânica dos solos não saturados são abordados: efeito da estrutura nos parâmetros dos solos, previsão da resistência ao cisalhamento não saturada, efeito do aumento da pressão de ar na resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

A Tabela 6 apresenta, de forma resumida, a relação dos ensaios realizados, para cada condição de amostra, com as informações dos principais pontos a serem verificados. Para garantir uma melhor compreensão desta tese, optou-se por apresentar a metodologia utilizada em cada ensaio ao longo dos capítulos.

Tabela 6 – Programa experimental da tese.

Solos Analisados: Solo Residual Jovem de Tinguá (SRJ-T), Colúvio de Tinguá (CT) e Solo Residual Jovem de Friburgo (SRJ-F)			
Tipo de Amostragem	Análise	Ensaio	Observações
Amostras Indeformadas e Reconstituídas	Microestrutural	Porosimetria de Mercúrio	* Determinação das curvas de distribuição dos poros; * Análise de amostras indeformadas coletadas em diferentes blocos (heterogeneidade natural do solo).
		Microscopia Eletrônica de Varredura (MeV)	* Análise da estrutura das amostras (indeformadas e reconstituídas nos planos vertical e horizontal); * Ensaio com baixo vácuo realizado em amostras na umidade natural.
		Microtomografia	* Análise 3D das estruturas das amostras indeformadas e reconstituídas.
	Correlação de parâmetros em função da sucção	Bender Elements	* Determinação do módulo de cisalhamento máximo (G_0) em função da sucção, ao longo da secagem dos solos.
		Curva de Retenção de Umidade	* Determinação das curvas através do funil de Haines, papel filtro e potenciômetro WP4C; * Previsão da curva de retenção através da porosimetria de mercúrio; * Verificação da histerese em amostras indeformadas (curvas de umedecimento e secagem).
		Resistência à Tração (RT)	* Determinação da resistência à tração para amostras com diferentes umidades iniciais (diferentes sucções), preparadas pelo processo de secagem.
		Resistência à Compressão Simples (RCS)	* Determinação da resistência à compressão simples para amostras com diferentes umidades iniciais (diferentes sucções), preparadas pelo processo de secagem.

(Tabela 6 - continuação)

Solos Analisados: Solo Residual Jovem de Tinguá (SRJ-T), Colúvio de Tinguá (CT) e Solo Residual Jovem de Friburgo (SRJ-F)			
Tipo de Amostragem	Análise	Ensaio	Observações
Amostras Indeformadas	Obtenção de parâmetros saturados para previsão de resistência ao cisalhamento	Triaxial Saturado do tipo CIU	* Determinação das envoltórias de resistência saturada dos solos e obtenção dos parâmetros c' e Φ' .
Solos Analisados: Solo Residual Jovem de Tinguá (SRJ-T) e Colúvio de Tinguá (CT)			
Tipo de Amostragem	Análise	Ensaio	Observações
Amostras Indeformadas	Resistência ao cisalhamento não saturada	Triaxial Não Saturado tipo CW com translação de eixos	<ul style="list-style-type: none"> * Verificação da resistência não saturada dos solos para baixos e altos valores de sucção inicial; * Verificação da resistência não saturada dos solos para baixos e altos valores de tensão normal líquida; * Comparação da resistência não saturada dos solos com e sem o incremento da pressão de ar; * Verificação das velocidades das ondas cisalhantes (V_s) ao longo dos ensaios triaxiais (através de bender elements incorporados na prensa triaxial).

4

Caracterização física, química e mineralógica dos solos

Este capítulo apresenta as metodologias dos ensaios físicos, químicos e mineralógicos realizados nos três solos estudados, bem como os resultados obtidos nestes. Vale ressaltar que estes ensaios de caracterização no solo coluvionar (CT) foram realizados e apresentados por Galindo (2013).

4.1.

Caracterização física

Os ensaios de caracterização física foram realizados em amostras deformadas, seguindo os procedimentos preconizados pelas seguintes normas brasileiras: ABNT (1986) NBR 6457/86 (Preparação de amostras); ABNT (1984a) NBR 7181/84a (Análise granulométrica); ABNT (1984) NBR 6508/84 (Massa específica dos grãos - ρ_s); ABNT (1984b) NBR 6459/84b (Limite de Liquidez - LL); ABNT (1984c) NBR 7180/84c (Limite de Plasticidade - LP). Todos estes ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente (LGMA) da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio).

4.1.1.

Massa específica dos grãos

Para a determinação da massa específica dos grãos, foram utilizados 100g do material seco em estufa (105°C), distribuídos igualmente em quatro picnômetros de 250mL. Realizou-se a extração do ar utilizando uma bomba de vácuo durante 15 minutos ou até que fosse detectada a ausência total de bolhas.

Os valores obtidos a partir das médias aritméticas de cada uma das quatro determinações foram divididos pela massa específica da água, obtendo-se então a densidade relativa dos grãos, G_s . Os resultados encontrados para os três solos em estudo estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Valores de densidade relativa dos grãos (Gs) dos solos estudados.

Solo Residual Jovem de Tinguá (SRJ-T)	Colúvio de Tinguá (CT)	Solo Residual Jovem de Nova Friburgo (SRJ-F)
2,766	2,661	2,667

A partir destes valores obtidos, pode-se observar que os solos analisados apresentam valores típicos de solos provenientes de rochas quartzo-feldspáticas (2,6). O solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T) apresenta um maior valor de densidade relativa dos grãos por possuir, em sua composição, uma quantidade significativa de mica.

4.1.2. Análise granulométrica conjunta

A análise granulométrica seguiu as recomendações da ABNT (1984a) com algumas ressalvas.

Os ensaios de sedimentação foram feitos com material passante na peneira de 0,42mm (#40), ao invés do material passante na peneira de 2mm (#10). Para tal, foram utilizados 50g de solo destorroado, seco ao ar, em 125mL de hexametáfosfato (H). Após 24 horas em repouso, procedeu-se a dispersão mecânica e colocou-se a mistura em uma proveta de 1000mL, completando-se o volume com água destilada. Agitou-se a proveta por um minuto e realizaram-se as leituras do densímetro por 24 horas.

Ao final das leituras, o material foi colocado em uma peneira de 0,075mm (#200) e submetido ao processo de lavagem, secagem em estufa e peneiramento fino.

O material retido na peneira de 0,42mm (#40) foi lavado, levado para a estufa e, após a secagem, foi utilizado para a realização do peneiramento grosso, completando-se, assim a curva granulométrica dos materiais.

Com o intuito de avaliar a floculação da fração fina dos solos, o procedimento de sedimentação foi repetido sem o emprego do defloculante, adicionando somente água (A) para a dispersão mecânica.

Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 31, Figura 32 e na Figura 33, com as respectivas distribuições granulométricas dispostas na Tabela 8.

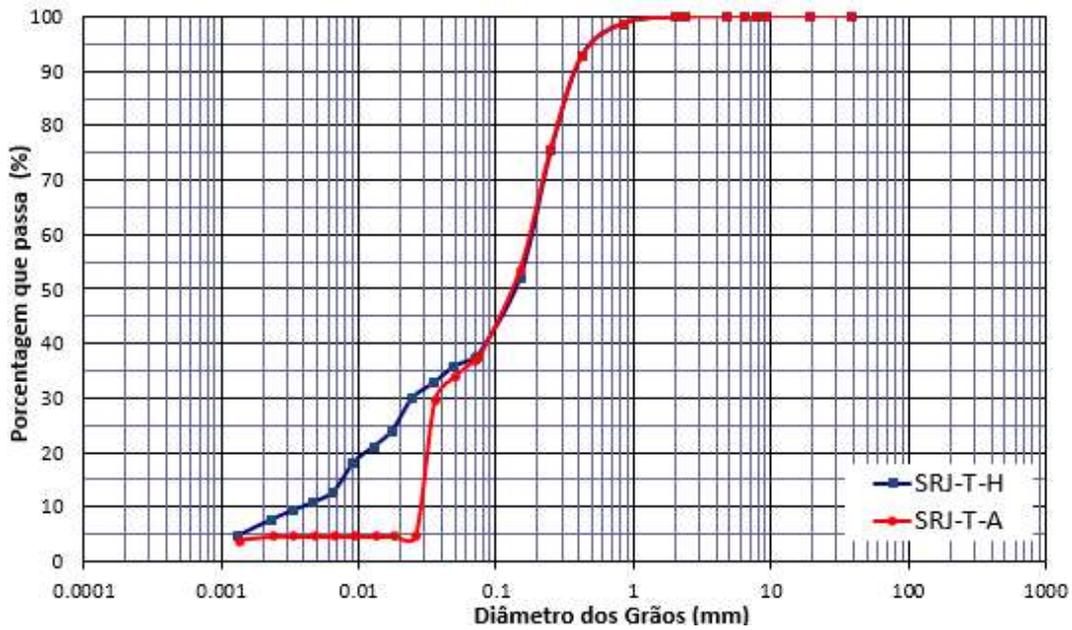


Figura 31 – Curva granulométrica do Solo Residual Jovem de Tinguá (SRJ-T), com hexametáfosfato de sódio (H) e água (A) como defloculantes.

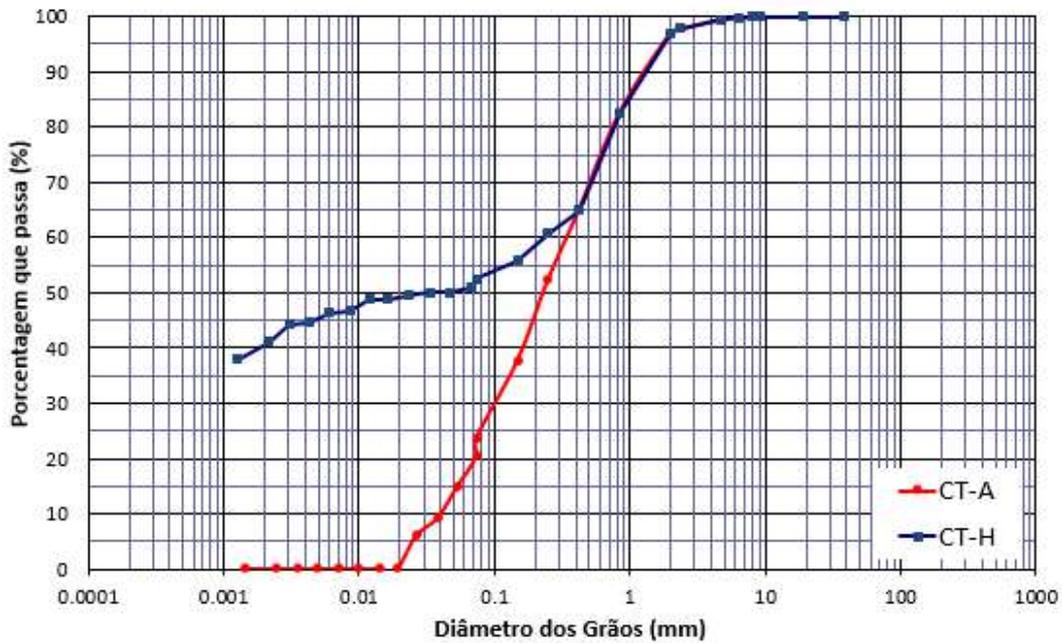


Figura 32 – Curva granulométrica do Colúvio de Tinguá (CT), com hexametáfosfato de sódio (H) e água (A) como defloculantes.

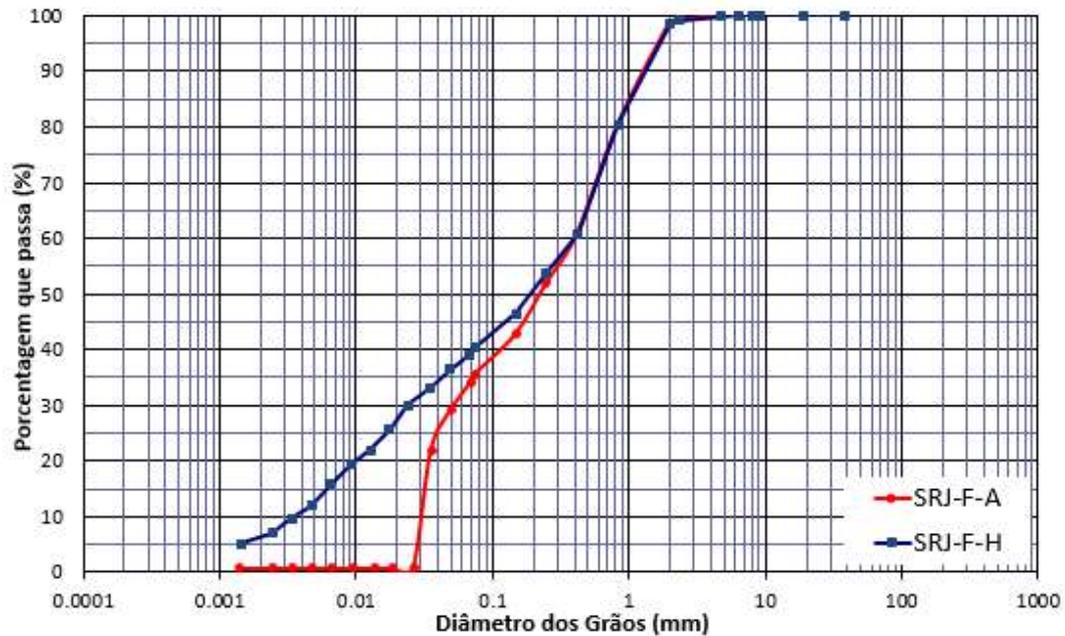


Figura 33 – Curva granulométrica do Solo Residual Jovem de Friburgo (SRJ-F), com hexametáfosfato de sódio (H) e água (A) como defloculantes.

Tabela 8 – Porcentagem de cada fração dos solos estudados.

Distribuição granulométrica (%)								
Solo	Pedregulho	Areia				Finos		
		Grossa	Média	Fina	Total	Silte	Argila	Total
SRJ-T-H	0,1	4,6	31,5	27,4	63,5	29,8	6,6	36,4
SRJ-T-A	0,1	4,6	30,5	29,4	64,5	31,0	4,5	35,5
CT-H	2,9	24,6	14,2	7,7	46,5	10,1	40,5	50,6
CT-A	2,9	24,6	27,3	29,0	80,9	16,0	0,1	16,1
SRJ-F-H	1,4	29,4	18,9	12,2	60,5	31,9	6,2	38,1
SRJ-F-A	1,4	29,4	21,8	15,7	66,9	31,0	0,7	31,7

A Tabela 8 mostra que ambos os solos residuais jovens são pouco intemperizados, devido ao predomínio da fração areia e à pequena porcentagem da fração argila na composição granulométrica. De acordo com a classificação da ABNT, os solos residuais em estudo são classificados como areia siltosa. O solo coluvionar apresenta características granulométricas de um solo mais intemperizado, por possuir uma fração argila bastante significativa, sendo classificado como areia argilosa.

Ao comparar as porcentagens das frações obtidas com o uso de hexametáfosfato de sódio (H) e com as obtidas na água (A), verifica-se o alto grau de floculação das partículas. Este fato é mais pronunciado no colúvio, devido à maior porcentagem de finos em sua composição, atuando em forma de grumos.

4.1.3. Limites de consistência e atividade das argilas

A determinação dos Limites de Consistência (Limite de Liquidez – LL e Limite de Plasticidade – LP) foi realizada a partir de amostras deformadas, destorroadas, secas ao ar e passantes na peneira #40, conforme preconizado em norma.

Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 9, onde é possível observar apenas os valores do colúvio (CT). Para os dois solos residuais jovens estudados, não foi possível determinar os limites de consistência, devido ao baixo teor de argila e à presença de material micáceo no solo residual jovem de Tinguá.

Ainda, como forma de avaliar a influência da fração argila no solo, tem-se a determinação do índice de atividade das argilas (Ia) a partir do Índice de Plasticidade (IP = LP-LL), conforme a equação 19.

$$Ia = \frac{IP}{\% < 2\mu m} \quad \text{eq. 19}$$

Onde:

$Ia < 0,75$ considera-se argila inativa;

$1,25 > Ia > 0,75$ argila com atividade normal;

$Ia > 1,25$ argila ativa.

Tabela 9 – Limites de consistência e atividade das argilas para o Colúvio.

Ensaio	LL (%)	LP(%)	IP(%)	Ia
CT	65	36	29	0,71

A partir das curvas granulométricas e dos limites de consistência, verifica-se que, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), os

solos residuais jovens são classificados como areia siltosa (SM) e o colúvio como silte de alta plasticidade (MH).

4.2. Caracterização química

O objetivo da caracterização química dos solos é identificar e quantificar o teor de cada elemento constituinte dos mesmos, para um melhor entendimento do estado de intemperização destes.

No presente estudo, esta caracterização foi feita a partir de ensaios de análise química total, realizados em dois laboratórios. Os solos de Tinguá (SRJ-T e CT) foram caracterizados no Departamento de Geologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, com o uso de um espectrômetro de fluorescência de raio-X, modelo PW 2400 Phillips/sequencial. O solo de Friburgo (SRJ-F) foi caracterizado por outro laboratório (e-Diffraction lab, NanoBusiness), com o uso de um espectrômetro de fluorescência de raios-X por energia dispersiva, com detector X-Flash Bruker S2 Ranger.

Os ensaios de análise química total abrangeram os materiais passantes na peneira #200, com o objetivo de identificar os elementos químicos constituintes na fração fina do solo. Dentre estes, foram identificados a alumina (Al_2O_3), sílica (SiO_2), ferro (Fe_2O_3), potássio (K_2O), titânio (TiO_2), magnésio (MgO), manganês (MnO), fósforo (P_2O_5), zircônia (ZrO_2) e enxofre (SO_3).

Nas análises realizadas pela UFRJ (solos SRJ-T e CT), determinaram-se também os índices de perda ao fogo, parâmetro este que está relacionado ao grau de alteração dos minerais e à formação de argilominerais, hidróxidos de ferro e alumínio (Oliveira, 2006).

Os resultados obtidos podem ser visualizados na Tabela 10.

Tabela 10 – Análise química total dos solos.

Componentes (%)	SRJ-T	CT	SRJ-F
Al₂O₃	32,88	40,92	41,7
SiO₂	40,19	33,41	49,9
P₂O₅	0,37	0,15	-
K₂O	0,47	0,28	0,49
TiO₂	1,19	1,01	0,91
MnO	0,15	-	-
Fe₂O₃	10,67	6,72	6,03
MgO	0,72	-	0,46
ZrO₂	0,021	0,01	0,11
SO₃	-	-	0,10
Perda ao fogo (%)	13,3	17,5	-
Traços	S, Ca	Ca, Cr, Mn	-

A partir da Tabela 10, pode-se notar uma alta porcentagem de óxido de alumínio, para o colúvio (CT) e para o solo residual de Friburgo (SRJ-F), superior ao da caulinita teórica - 39,8% (Santos, 1975). Tal fato está associado à presença de gibsita nestes dois materiais, também detectada nas análises mineralógicas.

Além disso, segundo Antunes (2015), as porcentagens de óxidos de ferro indicam que o solo residual de Tinguá (SRJ-T) é proveniente de uma rocha de caráter intermediário (biotita gnaisse) e os outros dois solos estudados, CT e SRJ-F, de rocha de caráter ácido (gnaisse).

O ensaio de perda ao fogo realizado nestas análises atinge temperaturas muito elevadas, na ordem de 1100 a 1200° C. Nestas condições, há também a perda de minerais primários, especialmente do grupo das micas, o que acaba alterando e mascarando o resultado final. Sendo assim, para se ter um resultado mais preciso na análise do grau de alteração dos minerais, recomenda-se o ensaio de perda ao fogo com o uso da mufla a 600° C.

Antunes (2015) ressalta que este ensaio de perda ao fogo só possui maior relevância quando se estuda um perfil de intemperismo, para fins de comparação do grau de alteração dos materiais de um mesmo local. No caso deste trabalho, onde

os três solos estudados foram coletados em diferentes pontos, a análise deste índice não possui um significado representativo.

Para confirmar o grau de laterização do solo coluvionar, foi realizado na Embrapa Solos o ensaio de ataque sulfúrico, com a obtenção do índice KI. Tal índice representa a relação molecular entre a sílica e o alumínio da fração coloidal do solo.

Valores de KI menores que 2 indicam solo muito intemperizado (maduro). Para KI igual a 2, a fração coloidal é composta essencialmente de caulinita. Já, para valores maiores que 2,50, a fração é composta por argilominerais do tipo 2:1 (Antunes, 2015).

O resultado obtido no colúvio de Tinguá indicou KI igual a 1,39, confirmando o alto grau de intemperização/laterização deste material.

4.3. Caracterização mineralógica

A caracterização mineralógica dos solos é uma importante ferramenta na classificação dos materiais, auxiliando, assim, na melhor previsão do comportamento destes.

Em razão disto, esta tese utilizou o método de Difração de Raio-X, a análise térmica diferencial (ATD) e análises na Lupa Binocular para a obtenção de tais características.

4.3.1. Lupa binocular

A primeira análise mineralógica consistiu na avaliação da fração areia dos solos, com o material retido na peneira #40, através de uma lupa binocular pertencente ao Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio. Esta caracterização auxilia na identificação dos minerais predominantes na fração analisada, verificando, assim, o grau de alteração dos solos. Quanto maior a presença de grãos de quartzo e de concreções ferruginosas, maior a intemperização do material (Antunes et al., 2015).

O solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T) apresenta, em sua fração, grãos de mica biotita em alto grau de alteração, devido a sua coloração mais prateada, óxidos de ferro aderidos nos feldspatos alterados e óxidos de manganês. A Figura 34a ilustra a descrição exposta.

O solo coluvionar (CT) da mesma região é constituído, em sua maioria, por grãos de quartzo, subarredondados e subangulosos, não rugosos, e por agregados argilo-ferruginosos, conforme mostrado na Figura 34b. Observam-se, ainda, traços de magnetita, feldspatos e biotita alterada.

Da mesma forma, o solo residual jovem de Friburgo (SRJ-F) apresenta em sua fração areia cerca de 90% de quartzo, com alguns feldspatos incrustados. Pode-se observar, ainda, a presença de feldspato alterado, óxido de manganês, magnetita e biotita alterada (Figura 34c).

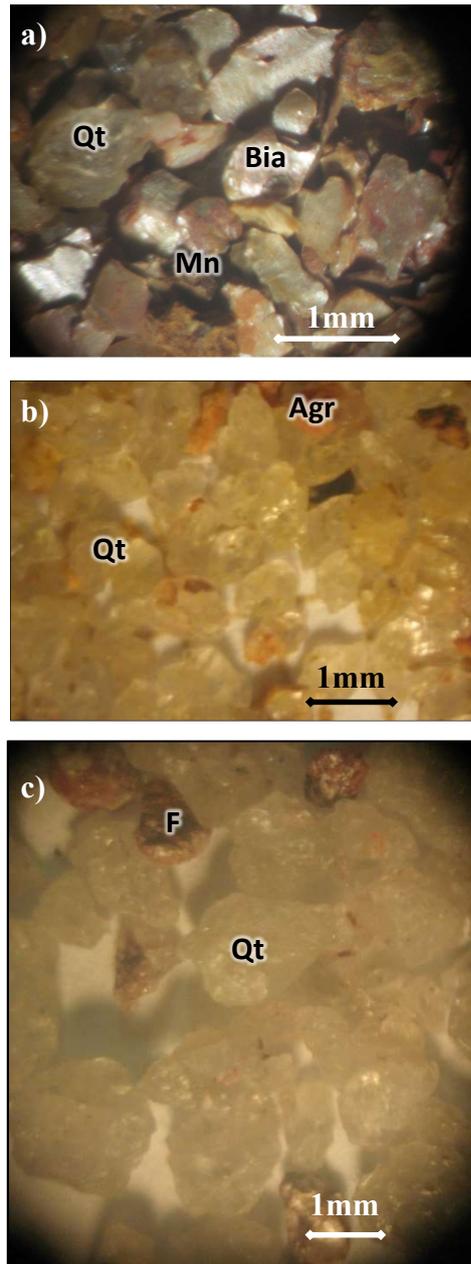


Figura 34 – Fração areia retida na peneira #40. a) SRJ-T; b) CT; c) SRJ-F. Qt = quartzo, Agr = agregados argilo-ferruginosos, Bia = biotita alterada, Mn = concreções de manganês, F = feldspato envolvido por óxido de ferro.

4.3.2. Análise térmica diferencial (ATD)

A análise térmica diferencial (ATD) é um complemento às análises de difração de raio-x. Esta consiste no aquecimento, em velocidade constante, do material juntamente com uma substância termicamente inerte, registrando as diferenças de temperatura entre o padrão e o solo, em função da temperatura.

Quando ocorrem transformações endo ou exotérmicas, estas aparecem como deflexões em sentidos opostos na curva termodiferencial (Carvalho, 2012).

Segundo Santos (1975), a água que preenche os capilares do solo apresenta um pico endotérmico e agudo com no máximo 110°C. A gibsita e a goetita, muitas vezes, têm os picos endotérmicos superpostos, pois perdem sua água de constituição em torno de 300 a 350°C. Em 450°C, a reação de desidroxilação da caulinita é iniciada, completando-se a 600°C (presença de um pico endotérmico nesta temperatura).

Os ensaios foram efetuados no Departamento de Ciência dos Materiais e Metalurgia (DCMM), da PUC-Rio, através de um equipamento do fabricante Perkin Elmer, com sistema de aquisição de dados Pyris. As amostras com fração passante na peneira #40 foram aquecidas até 880°C, com aumento de 20°C por minuto.

Os termogramas obtidos para os solos estudados estão apresentados na Figura 35, na Figura 36 e na Figura 37.

Pode-se observar, inicialmente, que todos os solos apresentaram o pico endotérmico próximo a 110°C, devido à água livre presente nos materiais. O solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T) apresentou um outro pico, na sequência, próximo a 550°C, indicando que este é formado exclusivamente por caulinita.

Em contrapartida, o colúvio e o solo residual jovem de Friburgo (SRJ-F) apresentaram mais dois picos endotérmicos: um em torno de 320°C e o outro a 550°C, sugerindo uma composição dividida entre caulinita e gibsita/goetita.

Para esclarecer a dúvida existente na composição exata do material (gibsita ou goetita), Antunes (2015) sugere a repetição do ensaio com a eliminação do ferro do solo, através de um processo químico. Caso o pico permaneça nesta posição, a presença da gibsita seria confirmada; caso contrário, a goetita seria confirmada. Como neste trabalho também se fez o uso da difração de raios-X na análise mineralógica, a confirmação da composição do solo foi realizada nestas análises, apresentadas a seguir.

Vale a pena ressaltar que o tamanho da área de deflexão dos picos endotérmicos está relacionado com a quantidade do argilomineral presente no solo. Sendo assim, através da Figura 36 e da Figura 37, nota-se que o solo residual jovem de Friburgo (SRJ-F) é composto em sua maioria por caulinita, ao passo que o

colúvio de Tinguá (CT) tem a fração areia fina, silte e argila bem dividida entre caulinita e gibsita.

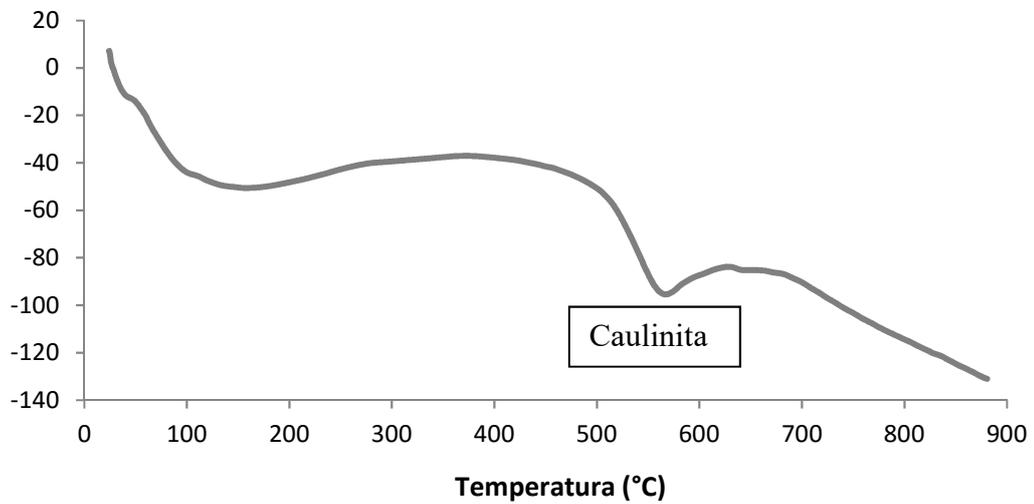


Figura 35 – Análise térmica diferencial do Solo Residual Jovem de Tinguá (SRJ-T).

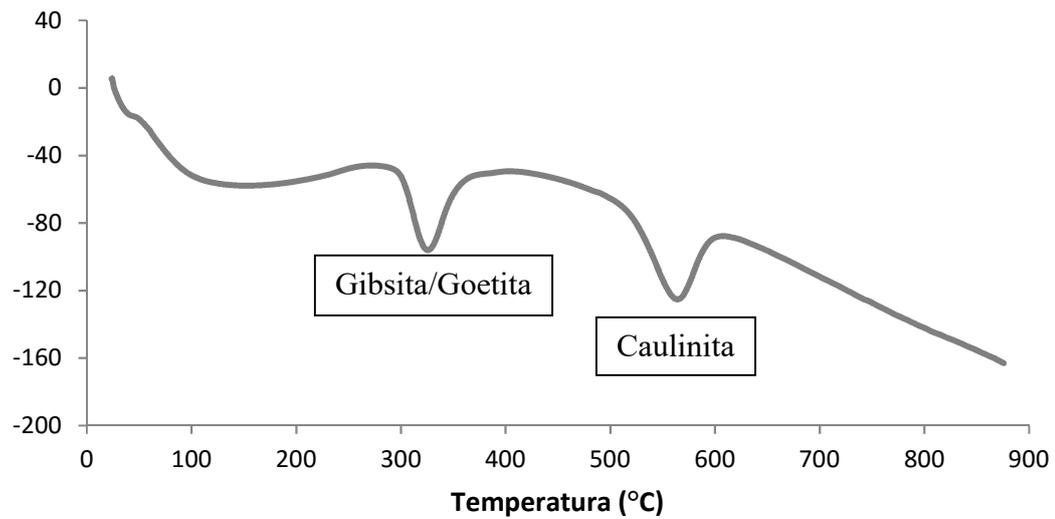


Figura 36 – Análise térmica diferencial do Colúvio (CT).

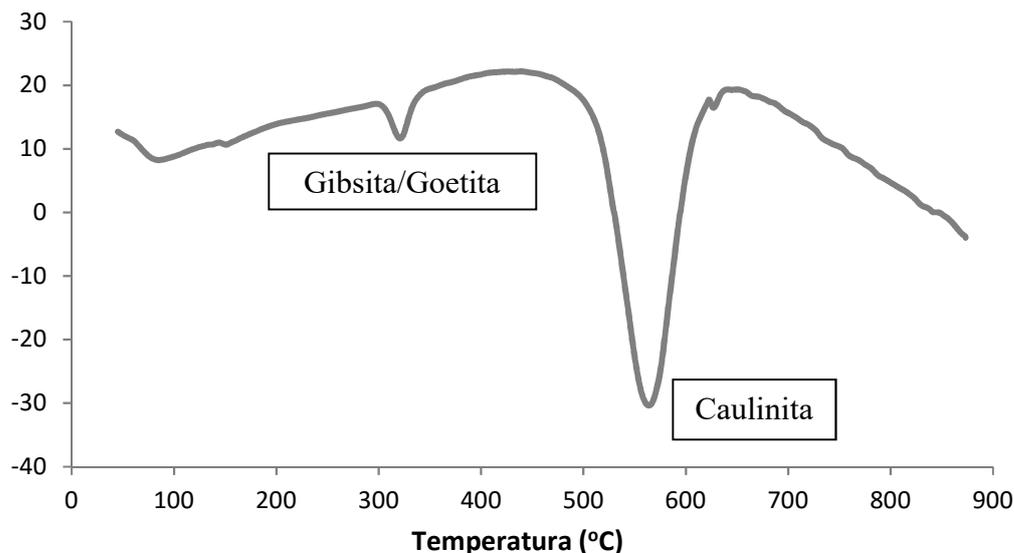


Figura 37 – Análise térmica diferencial do Solo Residual Jovem de Friburgo (SRJ-F).

4.3.3. Difração de Raios-X (DRX)

A difração de raios-X é uma técnica utilizada para identificação das fases cristalinas que compõem o solo. Para a identificação de argilominerais, uma amostra em estado pastoso ou em suspensão é colocada em lâminas de vidro sob a forma de uma fina película para que os planos basais fiquem paralelos, intensificando-se, assim, seus picos diagnosticados. Tais lâminas são, então, colocadas na base ao centro do difratômetro, onde irão incidir os raios-X.

Além da identificação dos minerais, esta análise auxilia na determinação do grau de cristalinidade, na concentração do mineral e no tamanho das partículas. Quanto menor e mais largo o pico obtido no difratograma, pior o grau de cristalinidade, menor a concentração e menor o tamanho da partícula.

Neste estudo, foram feitas análises das frações silte e argila, e somente argila, através de lâminas orientadas, pelo método do gotejamento, com material passante nas peneiras #200 e #400, respectivamente. Ainda, para completar esta caracterização, foi feita a análise do método do pó, a partir do material passante na peneira #40, para análise conjunta da areia fina, silte e argila.

Estes ensaios foram realizados no Departamento de Ciência dos Materiais e Metalurgia, da PUC-Rio, a partir de um difratômetro Siemens D5000, no intervalo de 2 a 30°, com velocidade de varredura de 0,02° por segundo.

Os resultados obtidos nesta análise estão apresentados na sequência, através dos difratogramas (Figura 38, Figura 39, Figura 40, Figura 41, Figura 42, Figura 43, Figura 44, Figura 45, Figura 46).

A caracterização mineralógica, através da difração de raios-X, confirmou os resultados obtidos na análise térmica diferencial, esclarecendo, ainda, algumas dúvidas quanto à composição da gibsita/goetita no colúvio e no solo residual de Friburgo.

Através dos três difratogramas obtidos no solo residual jovem de Tinguá (Figura 38, Figura 39 e Figura 40), observa-se a presença predominante da caulinita e do quartzo em todas as frações analisadas.

O quartzo presente na fração argila do solo possivelmente está relacionado ao processo de moagem, empregado na fabricação das lâminas. Os picos difratados correspondentes à caulinita são intensos e agudos, indicando uma maior concentração e cristalinidade deste mineral. Ainda, verificou-se também a presença, em menor quantidade, de ilita/mica, nas frações #40 e #200 deste solo.

As análises de DRX do colúvio de Tinguá confirmam a presença da gibsita, da caulinita e do quartzo nas três frações ensaiadas, com pequenos traços de goetita e feldspato nas frações mais finas do solo (Figura 42 e Figura 43).

O quartzo aparece de forma bastante intensa na fração #40 (Figura 41), com um pico muito intenso e agudo. Já, nas frações do solo passantes na peneira #200 e #400, a caulinita e a gibsita predominam no material, com maior concentração deste último mineral.

Na fração #200, o pequeno pico identificado para 2θ entre 6 e 8 graus representa a vermiculita com hidróxido de alumínio entre camadas. Segundo Antunes (2015), a presença deste argilomineral em solos com alto grau de intemperização é muito comum.

O solo residual jovem de Friburgo apresenta a caulinita como mineral predominante, com presença da goetita e gibsita, em concentrações similares, em todas as frações analisadas (Figura 44, Figura 45 e Figura 46). Nos três difratogramas deste solo identifica-se, também, quartzo, mica e feldspato.

Vale ressaltar que a presença de gibsita em um solo residual jovem não indica um material muito intemperizado. Tal mineral é resultante da alteração do Feldspato, sendo denominada gibsita primária.

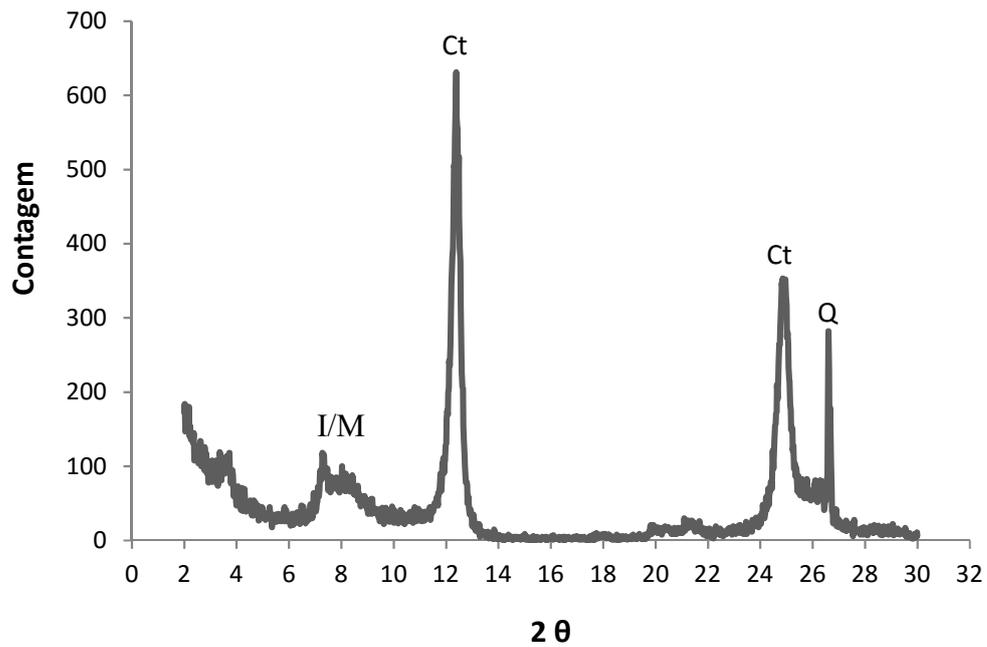


Figura 38 – Difratoograma do material passante #40 do Solo Residual Jovem de Tinguá (SRJ-T). Ct = Caulinita / Q = Quartzo / I = Ilita / M = Mica.

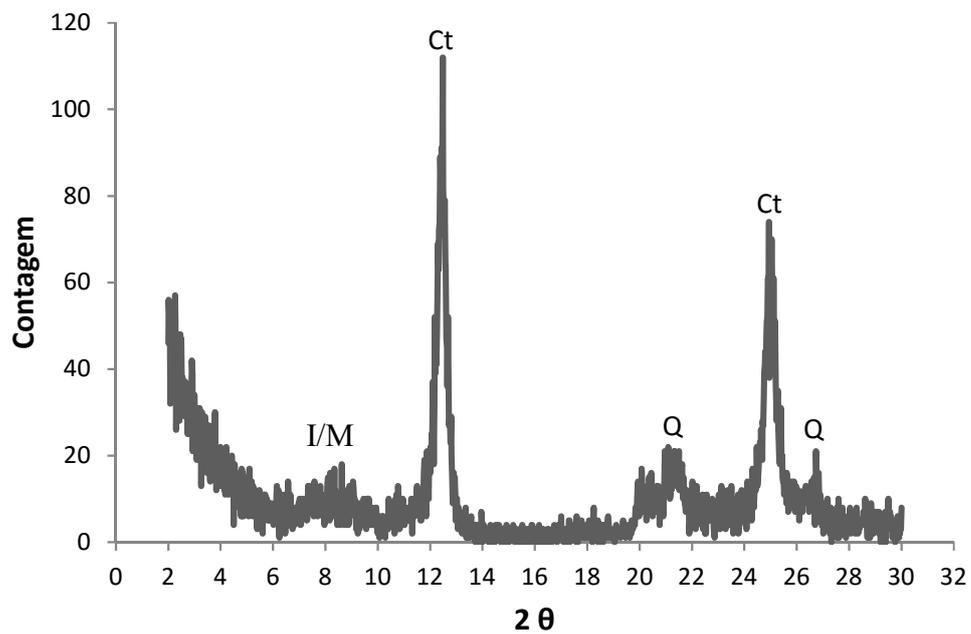


Figura 39 – Difratoograma do material passante #200 do Solo Residual Jovem de Tinguá (SRJ-T). Ct = Caulinita / Q = Quartzo / I = Ilita / M = Mica.

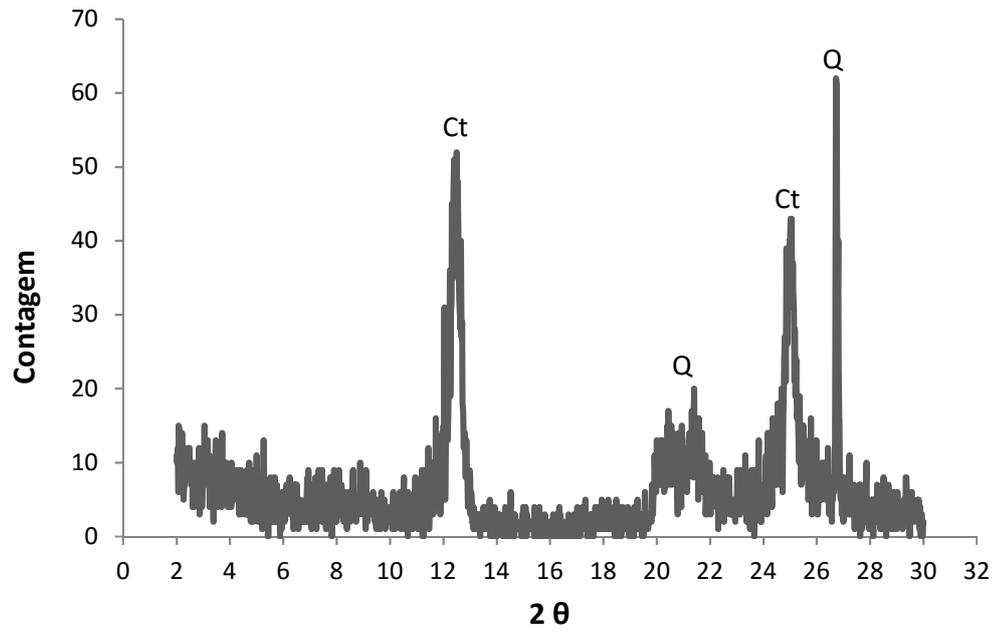


Figura 40 – Difratoograma do material passante #400 do Solo Residual Jovem de Tinguá (SRJ-T). Ct = Caulinita / Q = Quartzo.

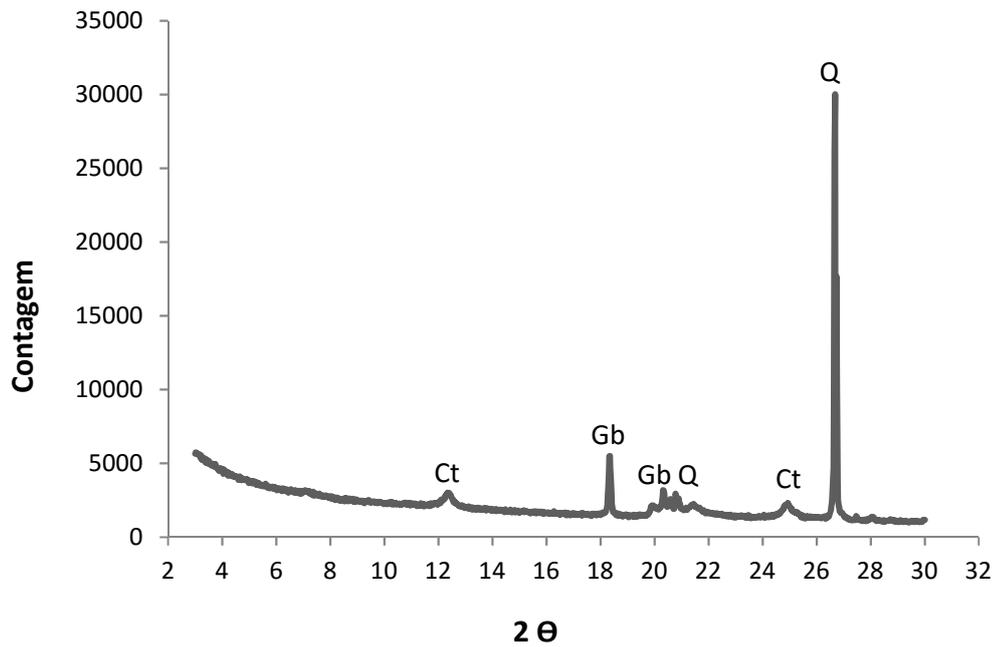


Figura 41 – Difratoograma do material passante #40 do Colúvio de Tinguá (CT). Ct = Caulinita / Gb = Gibsita / Q = Quartzo.

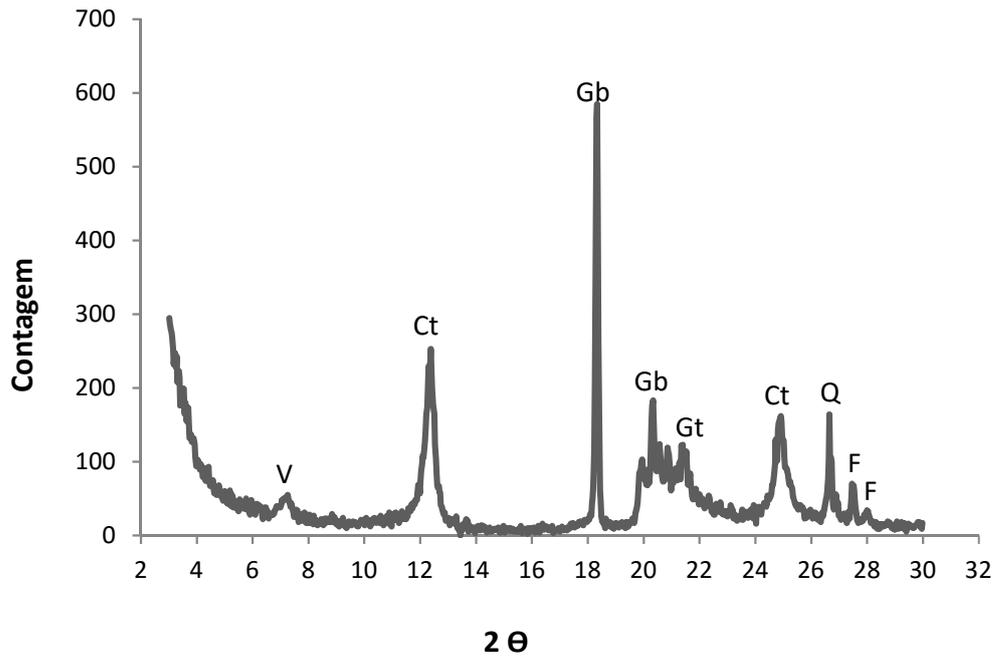


Figura 42 – Difratoograma do material passante #200 do Colúvio de Tinguá (CT).

Ct = Caulinita / Gb = Gibsita / Gt = Goetita / Q = Quartzo / F = Feldspato / V = Vermiculita com hidróxido de alumínio entre camadas.

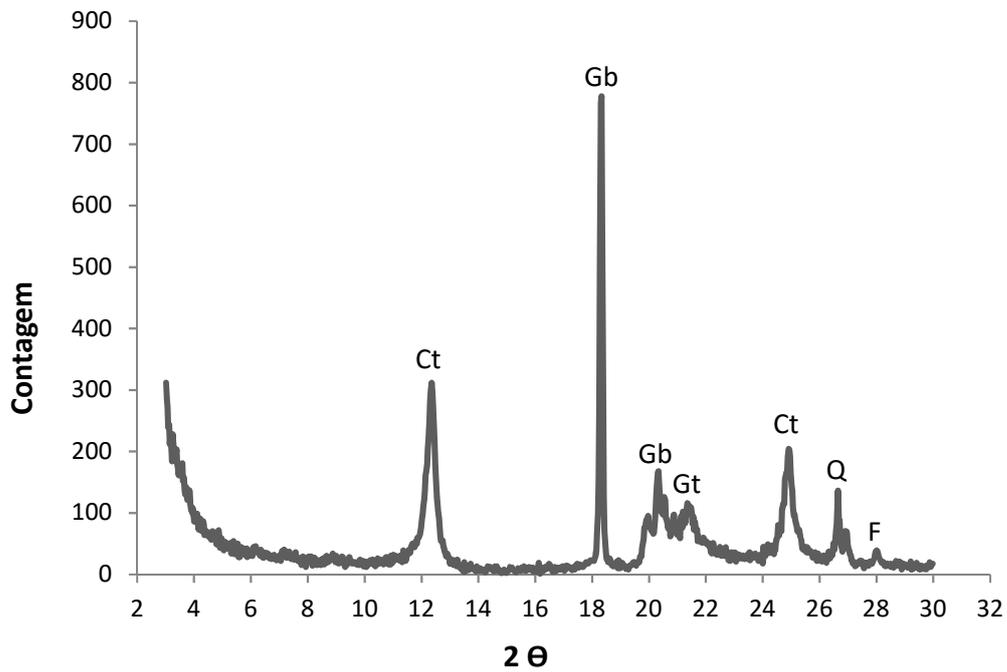


Figura 43 – Difratoograma do material passante #400 do Colúvio de Tinguá (CT).

Ct = Caulinita / Gb = Gibsita / Gt = Goetita / Q = Quartzo / F = Feldspato.

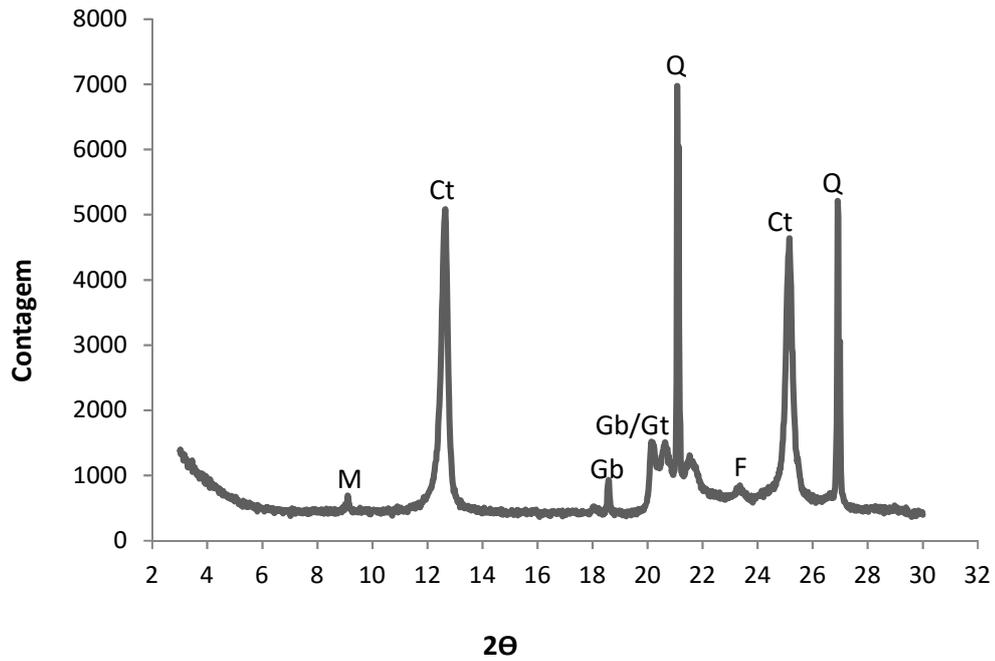


Figura 44 – Difratoograma do material passante #40 do Solo Residual Jovem de Friburgo (SRJ-F). M = Mica / Ct = Caolinita / Gb = Gibsita / Gt = Goetita / F = Feldspato / Q = Quartzo.

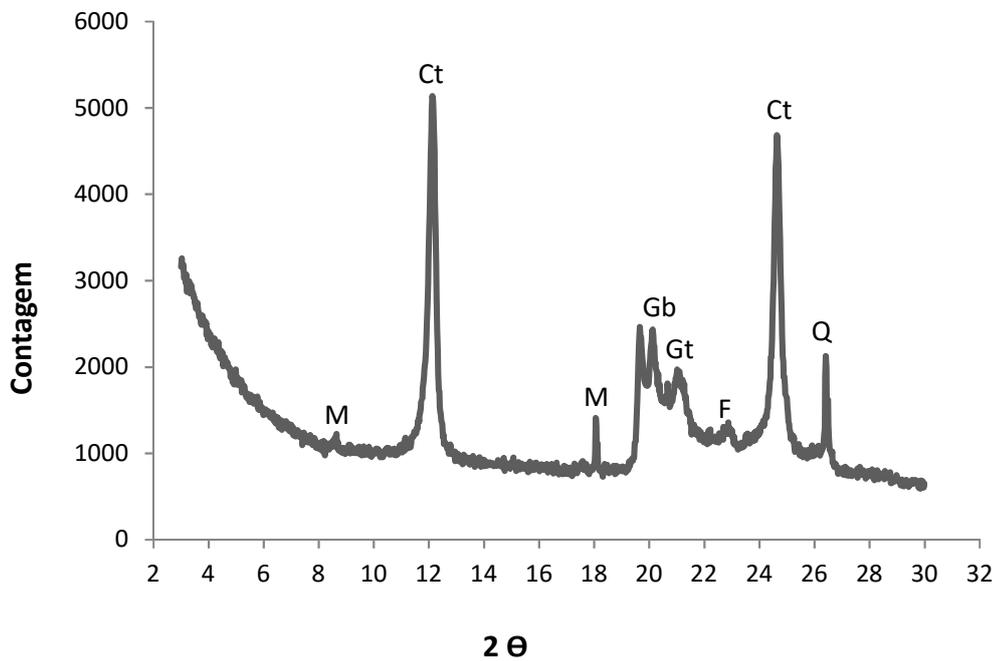


Figura 45 – Difratoograma do material passante #200 do Solo Residual Jovem de Friburgo (SRJ-F). M = Mica / Ct = Caolinita / Gb = Gibsita / Gt = Goetita / F = Feldspato / Q = Quartzo.

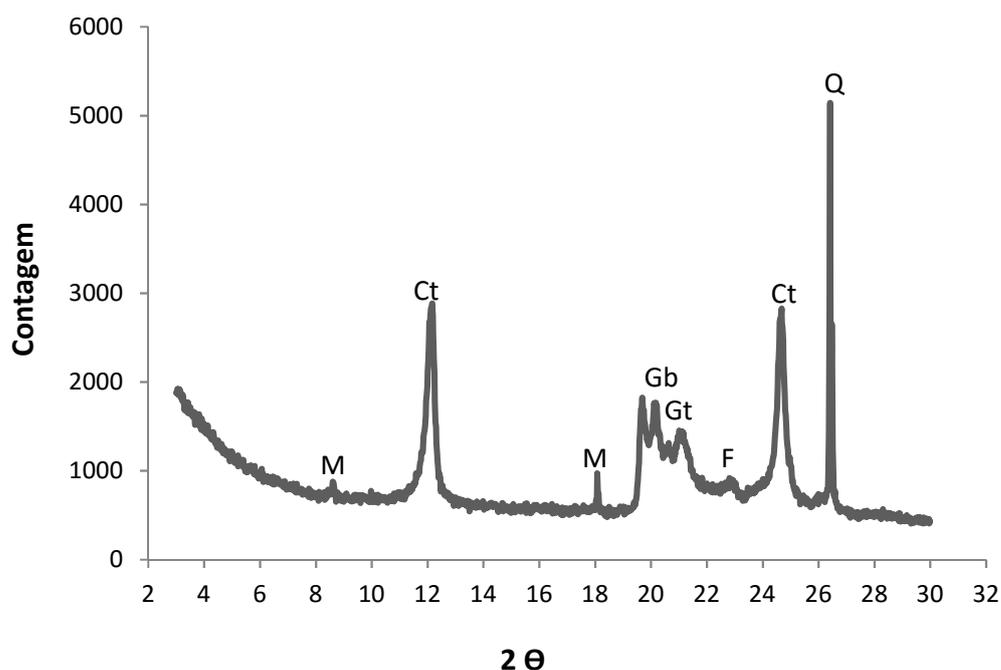


Figura 46 – Difratograma do material passante #400 do Solo Residual Jovem de Friburgo (SRJ-F). M = Mica / Ct = Caulinita / Gb = Gibsitita / Gt = Goetita / F = Feldspato / Q = Quartzo.

4.4. Considerações gerais

Este capítulo apresentou as características físicas, químicas e mineralógicas dos três solos utilizados neste estudo. A partir destas análises, verifica-se que, para uma correta classificação de um solo de clima tropical, se faz necessário avaliar outras características, além da granulometria e dos Limites de Atterberg. A classificação SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos) não reflete as características dos solos residuais e coluvionares, essenciais para o entendimento do comportamento destes. A Tabela 11 apresenta, em resumo, os resultados da caracterização física básica dos materiais estudados.

Tabela 11 – Resumo dos resultados obtidos na caracterização física dos solos.

	Granulometria ABNT (%)				Limites de Atterberg (%)		γ_d (kN/m ³)	W _{nat} (%)	G _s	e	S (%)
	Pedregulho	Areia	Silte	Argila	LL	LP					
SRJ-T	0,1	63,5	29,8	6,6	-	-	12,4	23,8	2,766	1,19	55,3
CT	2,9	46,5	10,1	40,5	65	36	13,2	26,5	2,661	0,98	72,0
SRJ-F	1,4	60,5	31,9	6,2	-	-	15,3	13,0	2,667	0,71	48,8

O solo residual jovem de Tinguá apresenta um maior valor de densidade dos grãos (Gs), característico de um material bastante micáceo. Tal fato também pode ser verificado na imagem obtida na lupa binocular, com o material retido na peneira #40.

Por apresentar uma pequena porcentagem da fração argila na composição granulométrica, observa-se pouca flocculação deste material, quando da utilização de hexametáfosfato de sódio e água como defloculantes na sedimentação.

As análises químicas e mineralógicas mostram que a fração mais fina deste solo é essencialmente caulinitica. Porém, não se pode afirmar que este solo está em elevado grau de alteração, pois a fração areia, observada na lupa binocular, ainda é composta por minerais a serem intemperizados.

Por outro lado, o colúvio de Tinguá está em um estágio avançado de laterização, por apresentar quartzo e concreções de ferro na fração areia, e gibsita e caulinita na fração mais fina do solo. A presença da gibsita foi confirmada na análise química total (elevado teor de hidróxido de alumínio) e na difração de raios-X.

O alto grau de intemperização/laterização também foi confirmado com o ensaio de ataque sulfúrico, com um índice KI igual a 1,39.

De acordo com o índice de atividade (Ia) proposto por Skempton, sua elevada porcentagem de fração fina é do tipo inativa, apresentando alto grau de flocculação na sedimentação.

Por fim, assim como o solo residual de Tinguá, o solo residual jovem de Friburgo é arenoso (em torno de 60% na composição granulométrica) e não apresenta limites de consistência. A análise da fração retida na peneira #40, feita com a lupa binocular, indica que o esqueleto deste solo é quartzoso, com traços de minerais a serem intemperizados.

A fração fina deste material, que apresenta baixo grau de flocculação, é composta por caulinita, em maior quantidade, gibsita e goetita. Tais fatos foram observados na análise térmica diferencial e comprovados na difração de raios-X. Ainda, da mesma forma que no colúvio, a alta porcentagem de hidróxido de alumínio, obtida na análise química, indica também a presença do mineral gibsita neste solo.

5 Caracterização estrutural dos solos

Além da caracterização física, química e mineralógica convencional, apresentada no capítulo anterior, buscou-se também caracterizar os materiais a partir do conhecimento da organização estrutural, particularmente a nível micro-estrutural.

Os ensaios realizados foram o de porosimetria de mercúrio, a microscopia eletrônica de varredura (MeV) e a microtomografia computadorizada por raios-X.

Este capítulo apresenta a descrição destes ensaios e os resultados encontrados para a caracterização estrutural dos três solos estudados, nas duas condições de moldagem utilizadas: indeformado e reconstituído.

O método de reconstituição em laboratório consistiu na moldagem de amostras, com o solo amolgado, nas mesmas condições de estado das amostras intactas, ou seja, mesmo índice de vazios e mesmo teor de umidade gravimétrico.

Para isso, a partir dos índices físicos médios dos três materiais, ilustrados no capítulo anterior (Tabela 11), calculou-se a quantidade de solo necessária para ocupar o volume conhecido do cilindro. Fazendo-se uso da compactação manual do solo, em camadas de praticamente a mesma espessura, obtiveram-se os corpos de prova utilizados nos ensaios deste capítulo e do capítulo seguinte (Capítulo 6). A Figura 47 ilustra os dispositivos usados nesta metodologia e uma fase da mesma.

Vale ressaltar que o termo reconstituição utilizado nesta pesquisa representa a remoldagem do solo nos mesmos índices físicos do campo, eliminando, porém, a estrutura natural oriunda do processo de formação deste.



Figura 47 – Exemplo de moldagem das amostras reconstituídas em laboratório.

5.1. Porosimetria de mercúrio (MIP)

Segundo Romero & Simms (2009), muitas propriedades macroscópicas do solo são explicadas através de seu comportamento microestrutural – distribuição e conectividade dos poros, tamanho, forma e distribuição das partículas, arranjo e contato entre partículas.

O ensaio de porosimetria por injeção de mercúrio é uma técnica que permite a obtenção da representação quantitativa da microestrutura do solo através da porosidade interconectada do solo. A partir deste ensaio, é possível inferir a distribuição da dimensão dos poros e a curva de distribuição acumulativa dos poros do solo. Esta última fornece os intervalos de diâmetros de poros que aparecem com mais frequência no material.

Neste ensaio, a amostra de solo previamente seca ao ar, é submetida à injeção de mercúrio sob pressão. Para cada estágio de pressão aplicada, mede-se o volume de mercúrio que penetra nos poros da amostra. Sendo assim, o mesmo se inicia com a intrusão nos poros de maior diâmetro, a baixas pressões, estendendo-se para os poros de menor diâmetro, à medida que as pressões se elevam.

Informações obtidas neste tipo de ensaio têm sido muito utilizadas ultimamente pois estas traduzem o comportamento hidráulico do solo (Hajnos et al., 2006; Moncada, 2008; Boszczowski, 2008; Romero & Simms, 2009; Carvalho, 2012).

Conforme mencionado no capítulo de revisão bibliográfica, a distribuição de poros (monomodal, bimodal ou multimodal) está intimamente ligada à curva de retenção de umidade do solo, parâmetro fundamental na mecânica dos solos não saturados. A partir da curva de distribuição dos poros, obtida no ensaio de porosimetria de mercúrio, é possível prever a curva de retenção do material baseado nas leis de capilaridade. Tal previsão será apresentada no próximo capítulo, com o intuito de comparar as diferentes técnicas de obtenção da curva de retenção dos solos.

Neste capítulo são apresentadas as curvas de distribuição dos poros e a de distribuição acumulativa dos poros, obtidas diretamente deste ensaio. Além das curvas, o ensaio fornece também os valores de porosidade total do solo.

Para quantificação da porcentagem de micro, meso e macroporos presentes nos materiais estudados, observou-se na literatura uma grande variabilidade na classificação do tamanho dos poros (Luxmoore, 1981; IUPAC, 1994; Delage et al., 1996; Beiranvand, 2003; Martinez, 2003). Sendo assim, este estudo optou por estabelecer faixas de poros correspondentes ao tamanho dos grãos, conforme ABNT (1995) NBR 6502/95. Considerando que o diâmetro do poro é aproximadamente dez vezes menor que o diâmetro do grão, assumiu-se que o microporo está relacionado à fração argila ($\phi < 0,2 \mu\text{m}$), o mesoporo à fração silte ($0,2 < \phi < 6 \mu\text{m}$) e o macroporo à fração areia do solo ($\phi > 6 \mu\text{m}$).

Todos os ensaios desta pesquisa, tanto nas amostras indeformadas como reconstituídas, foram realizados no Laboratório de Apoio à Física e à Química da Universidade de São Paulo, em São Carlos, com o porosímetro *Micromeritics Pore Size 9320*.

O equipamento utilizado na presente pesquisa investiga poros de diâmetro a partir de 0,7 mm, com uma pressão aplicada de aproximadamente 0,0017 MPa; e alcança poros de até 0,000006mm de diâmetro a uma pressão de 212 MPa.

Para cada solo analisado, buscou-se garantir repetibilidade nos resultados, através de análises feitas em duas amostras do material. Ainda, para o solo indeformado, verificou-se também a heterogeneidade e a variabilidade da estrutura para diferentes blocos, coletados em diferentes anos.

Os resultados encontrados nos três solos estudados estão dispostos nos subitens a seguir.

5.1.1. Solo residual jovem de Tinguá

Os ensaios de porosimetria de mercúrio neste solo foram conduzidos em dois blocos, de amostras indeformadas, coletados nos anos de 2012 e 2014. A partir dos parâmetros físicos médios deste solo, foi realizada a reconstituição do mesmo procurando manter o mesmo índice de vazios e a mesma umidade natural de campo.

As curvas obtidas estão dispostas na Figura 48 e na Figura 49.

A partir destas figuras é possível observar a mínima variabilidade entre as amostras de mesma característica, ou seja, amostras do mesmo bloco e reconstituída. Neste material, a duplicidade dos ensaios garantiu a repetibilidade do resultado. A pequena diferença encontrada está relacionada à heterogeneidade e variabilidade do solo natural, para os diferentes blocos coletados.

A Figura 48 mostra, para todas as amostras ensaiadas com este solo, a presença de dois patamares na distribuição acumulativa dos poros, sugerindo um comportamento bimodal do solo indeformado e do reconstituído. Tal fato sugere que a reconstituição manteve, de forma qualitativa, a estrutura de poros existente no solo natural. Resultados similares foram reportados em Georgetti (2014), com um solo arenoso coluvionar da cidade de São Carlos, em São Paulo.

Na Figura 49, verifica-se que a reconstituição intensificou a dupla porosidade encontrada no solo natural. Para todas as amostras ensaiadas, nota-se que os dois picos da distribuição incremental dos diâmetros dos poros localizam-se nas faixas de meso e macroporos, segundo a classificação utilizada nesta tese.

No solo indeformado de 2014 e no solo reconstituído, os picos possuem diâmetros de poros correspondentes a 0,6 e 33 μm . Já, no solo indeformado coletado em 2012, os mesmos correspondem a 1,2 e 20 μm .

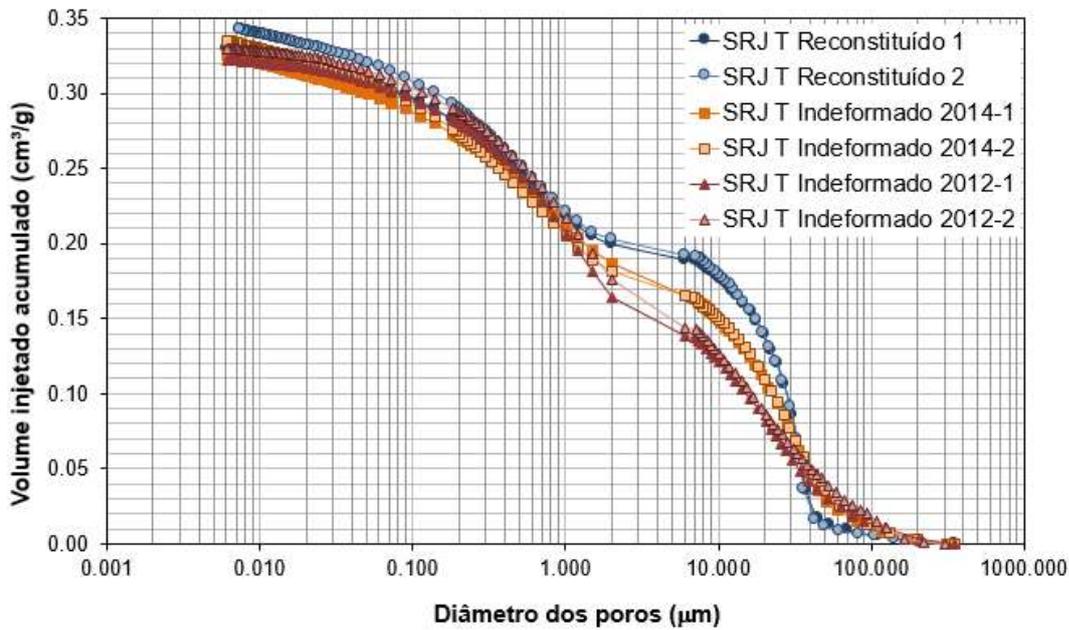


Figura 48 – Distribuição acumulativa dos poros do solo residual jovem de Tinguá SRJ-T, indeformado e reconstituído.

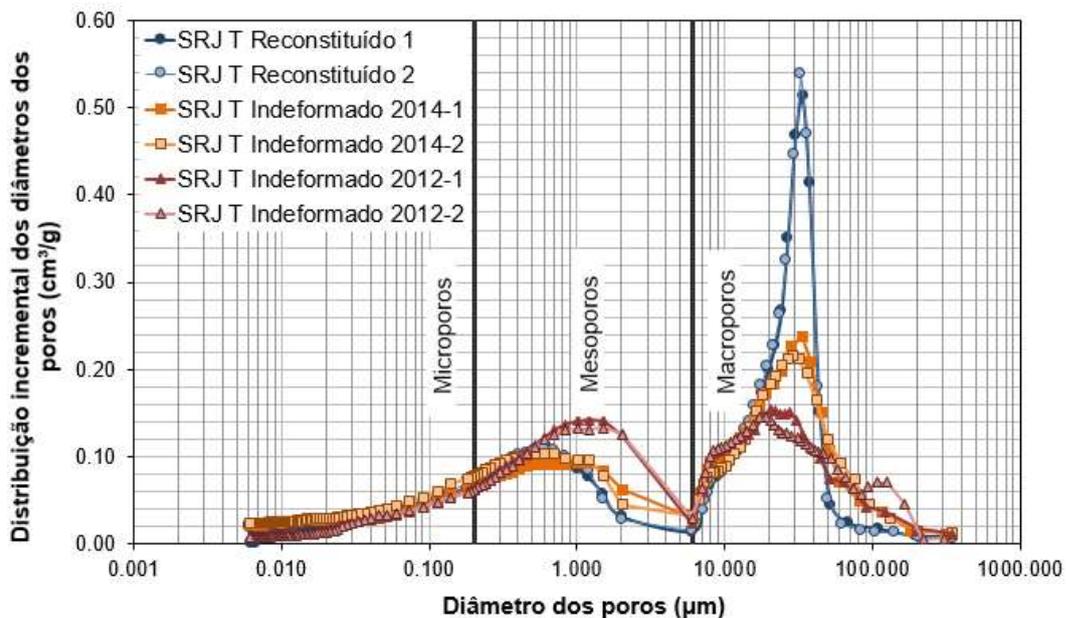


Figura 49 – Distribuição incremental dos poros do SRJ-T.

Estes resultados encontrados mostram a peculiaridade deste solo residual jovem e contrariam o exposto por Camapum de Carvalho (2004). Segundo este autor, os solos residuais jovens apresentam estrutura influenciada pela rocha mãe e distribuição de poros relativamente homogênea (monomodal). Neste caso, o mesmo apresentou comportamento bimodal, com duas famílias de poros nas regiões de meso e macroporos.

A Tabela 12 fornece ainda a distribuição, em porcentagem, dos poros de acordo com a classificação utilizada nesta tese e a porosidade total dos materiais obtida nos ensaios.

Tabela 12 – Distribuição dos poros em porcentagem e porosidade total do SRJ-T.

Solo	Microporos (%)	Mesoporos (%)	Macroporos (%)	Porosidade
	$\phi < 0,2\mu\text{m}$	$0,2\mu\text{m} < \phi < 6\mu\text{m}$	$\phi > 6\mu\text{m}$	Total (%)
Solo Residual Jovem Tinguá 2014-1	16,89	32,21	50,91	48,05
Solo Residual Jovem Tinguá 2014-2	18,55	32,20	49,25	48,46
Solo Residual Jovem Tinguá 2012-1	13,09	43,90	43,00	45,81
Solo Residual Jovem Tinguá 2012-2	12,86	43,39	43,75	46,61
Solo Residual Jovem Tinguá Reconstituído 1	15,08	27,47	57,45	50,18
Solo Residual Jovem Tinguá Reconstituído 2	15,95	28,35	55,71	49,66

A partir desta tabela, verifica-se em geral a pequena variabilidade entre as porcentagens obtidas para todos os materiais. Tanto o material indeformado como o reconstituído são constituídos essencialmente por poros com diâmetros maiores que $0,2\ \mu\text{m}$, ou seja, meso e macroporos, com predominância deste último.

Com relação à porosidade total, os valores encontrados estão abaixo da porosidade média obtida pelos índices físicos do solo, igual a 53 a 54%. Conforme descrito na literatura (e.g. Romero & Simms, 2009), uma das limitações do ensaio de porosimetria de mercúrio é que poros isolados (cercados por partículas sólidas) não são medidos. Desta forma, tal ensaio consegue apenas quantificar a porosidade interconectada do solo.

5.1.2. Colúvio de Tinguá

No segundo solo estudado, foram realizados ensaios de porosimetria de mercúrio em blocos coletados nos anos de 2013 e 2014 e em amostras reconstituídas com os índices físicos médios.

A Figura 50 e a Figura 51 apresentam as curvas de distribuição acumulativa dos poros e a de distribuição incremental dos poros, respectivamente.

Da mesma forma que no solo residual jovem de Tinguá, a curva de distribuição acumulativa dos poros apresenta dois patamares, caracterizando o material como bimodal. Esta característica do solo natural foi mantida também nas amostras reconstituídas.

Conforme exposto por Camapum de Carvalho (2004), tal comportamento é característico de solos mais maduros/intemperizados, onde a agregação entre as partículas é o fator predominante na sua estrutura.

Em ambas as figuras, observa-se também uma pequena dispersão nos resultados, devido à variabilidade natural do solo. Na Figura 50, porém, nota-se que uma das amostras reconstituídas (Colúvio reconstituído 2) apresentou maior volume de mercúrio injetado acumulado, causando assim maior valor de porosidade total (Tabela 13). Este material pode representar possivelmente um trecho menos compactado da amostra ensaiada.

A partir da Figura 51, verifica-se para este material que os dois picos principais de poros encontram-se nas regiões de microporos e de macroporos, com maior concentração no primeiro. Tal característica está de acordo com o obtido em Moncada (2008), Boszczowski (2008) e Carvalho (2012), pois quanto maior o grau de intemperismo do solo, maior é a porcentagem de microporos presentes neste.

Ainda nesta figura, observa-se que a reconstituição do colúvio produziu amostras com características mais próximas do bloco indeformado coletado em 2014. Este bloco foi o utilizado na avaliação dos parâmetros de resistência, que será apresentada nos capítulos seguintes da tese. Para o bloco retirado em 2013, verifica-se um pico na região de microporos muito maior que o de macroporos.

Em todos os materiais ensaiados, os picos encontrados da Figura 51 situam-se entre 0,03 e 0,04 μm , para os microporos, e entre 60 e 90 μm , para os macroporos.

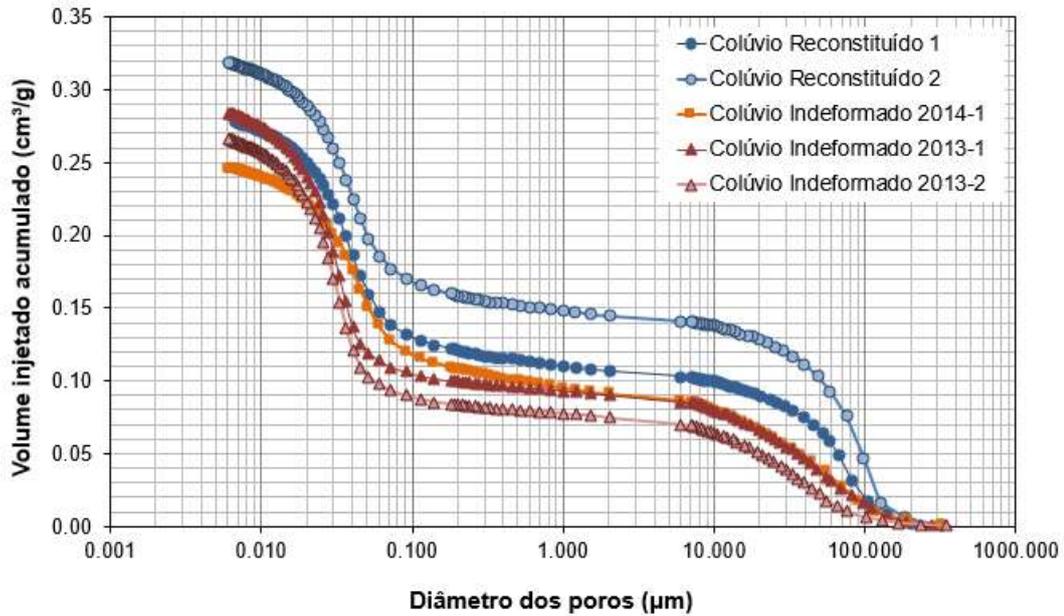


Figura 50 – Distribuição acumulativa dos poros do colúvio de Tinguá CT, indeformado e reconstituído.

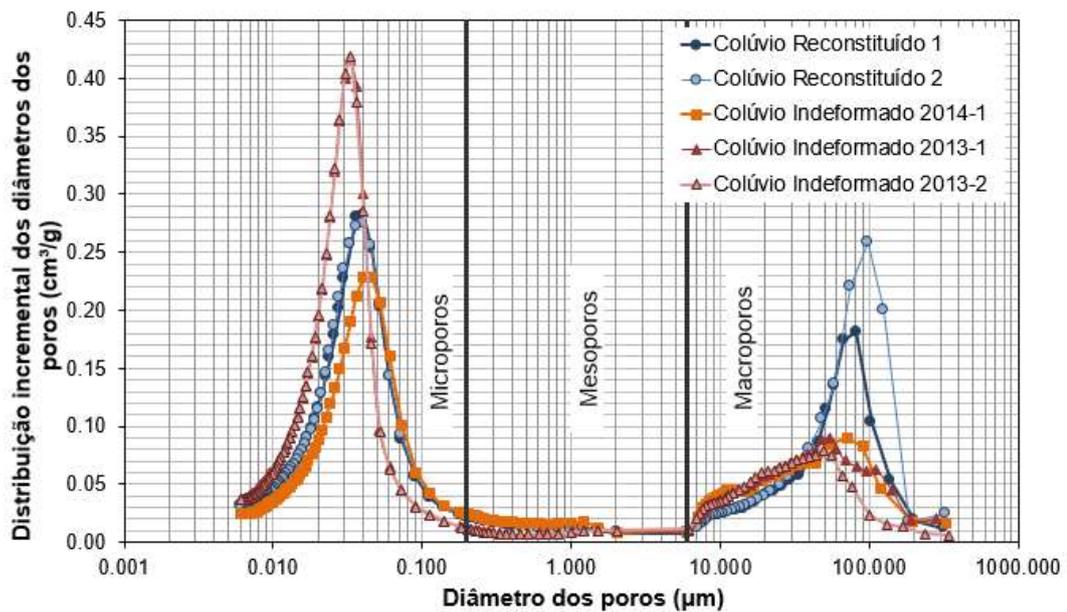


Figura 51 – Distribuição incremental dos poros do CT.

As distribuições incrementais dos poros da Figura 51 foram quantificadas e classificadas, conforme explicitado na Tabela 13.

Esta tabela confirma as características já descritas para este material, onde o solo indeformado de 2013 apresentou uma maior porcentagem de microporos (em torno de 65 a 68%) quando comparado aos outros materiais (em torno de 50 a 56%).

Com relação à porosidade total do solo, observa-se para todas as amostras do colúvio a mesma situação encontrada no solo residual jovem de Tinguá. Enquanto a porosidade do solo, obtida através de índices físicos, apresenta valor médio de 50%, a porosidade do ensaio por injeção de mercúrio foi em torno de 43%, com exceção da amostra reconstituída 2, que apresentou valor de aproximadamente 49%.

Tabela 13 – Distribuição dos poros em porcentagem e porosidade total do CT.

Solo	Microporos (%)	Mesoporos (%)	Macroporos (%)	Porosidade
	$\phi < 0,2\mu\text{m}$	$0,2\mu\text{m} < \phi < 6\mu\text{m}$	$\phi > 6\mu\text{m}$	Total (%)
Colúvio Indeformado 2014-1	56,13	8,87	35,00	41,36
Colúvio Indeformado 2013-1	65,02	4,86	30,12	45,31
Colúvio Indeformado 2013-2	68,68	5,04	26,28	43,61
Colúvio Reconstituído 1	56,73	6,38	36,89	45,58
Colúvio Reconstituído 2	50,25	5,40	44,35	48,96

5.1.3. Solo residual jovem de Friburgo

O último solo analisado nesta tese foi o último material a ser inserido no escopo do estudo. Sendo assim, os ensaios de porosimetria de mercúrio foram realizados somente em duas amostras de um mesmo bloco, coletado em 2014 e ensaiados no início de 2015. Os resultados obtidos estão dispostos na Figura 52 e na Figura 53.

Como este solo residual é mais heterogêneo, verifica-se a partir da Figura 52 uma maior variabilidade no volume de mercúrio injetado nas amostras ensaiadas. A distribuição acumulativa dos poros apresenta neste material curvas em formato próximo de “S”, com comportamento monomodal, característica de um solo residual jovem (Camapum de Carvalho, 2004).

A distribuição incremental de poros (Figura 53) indica que o pico principal se situa na região de macroporos, com diâmetro correspondente entre 10 e 20 μm .

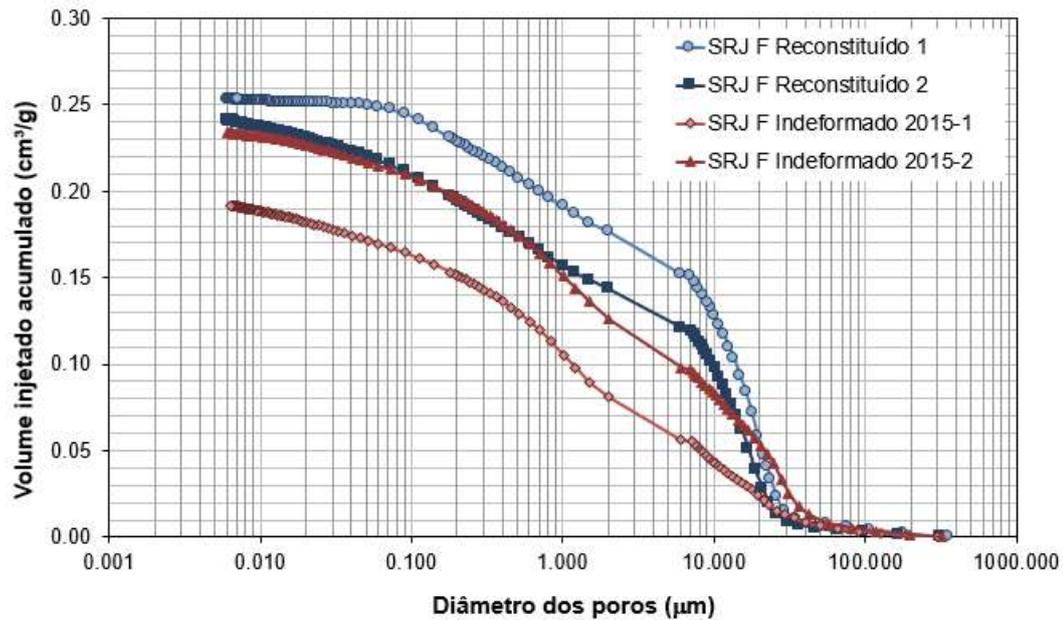


Figura 52 – Distribuição acumulativa dos poros do solo residual jovem de Friburgo SRJ-F, indeformado e reconstituído.

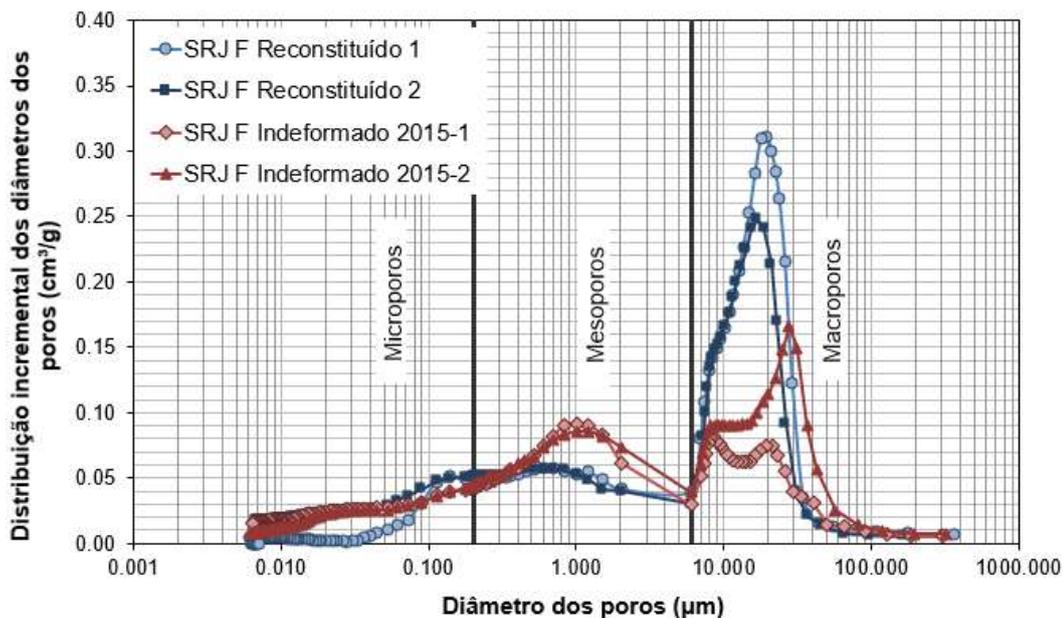


Figura 53 – Distribuição incremental dos poros do SRJ-F.

A Tabela 14 confirma a variabilidade descrita e a maior porcentagem de poros localizados na região de meso e macroporos. Assim como nos outros solos estudados, a porosidade total de todas as amostras ensaiadas neste solo encontram-se abaixo da porosidade média obtida pelos índices físicos, de 41%.

Tabela 14 – Distribuição dos poros em porcentagem e porosidade total do SRJ-F.

Solo	Microporos (%)	Mesoporos (%)	Macroporos (%)	Porosidade
	$\phi < 0,2\mu\text{m}$	$0,2\mu\text{m} < \phi < 6\mu\text{m}$	$\phi > 6\mu\text{m}$	Total (%)
Solo Residual Jovem Friburgo 2015-1	21,33	49,32	29,34	31,7
Solo Residual Jovem Friburgo 2015-2	16,00	42,02	41,98	36,26
Solo Residual Jovem Friburgo Reconstituído	9,60	30,12	60,28	37,03
Solo Residual Jovem Friburgo Reconstituído 2	19,14	30,65	50,21	40,46

5.2.

Microscopia eletrônica de varredura (MeV)

Para a caracterização micromorfológica do solo, foi utilizada nesta tese a microscopia eletrônica de varredura (MeV), associada ao detector de energia dispersiva de raios-X (EDS).

A técnica da microscopia permite a visualização da estrutura de amostras indeformadas do solo com imagens de alta resolução e ampliação (zoom de até 30000 vezes). Acoplando tal técnica com o EDS, é possível identificar também os elementos químicos de pontos específicos da imagem capturada.

Desta forma, o uso destas técnicas combinadas permitiu a obtenção de nítidas imagens com a determinação da composição química semi-quantitativa das fases.

Na presente tese, optou-se por analisar as amostras indeformadas e reconstituídas do solo na umidade natural, eliminando então o efeito da secagem prévia, da aplicação do alto vácuo e da deposição do filme fino de ouro na estrutura do solo. Apesar de eliminar estes efeitos na preparação das amostras, o uso da técnica de baixo vácuo para umidade natural do solo acabou limitando a magnitude da ampliação das imagens.

Sendo assim, torrões de solo com dimensões aproximadas de 0,5 x 0,5 x 0,5 cm foram inseridos diretamente na câmara de baixo vácuo do equipamento, sem nenhum tratamento prévio. Foram analisadas amostras indeformadas e reconstituídas dos três solos estudados, nos planos verticais e horizontais em relação à moldagem destes.

Os ensaios foram conduzidos no microscópio eletrônico de varredura de baixo vácuo da marca JEOL, modelo JSM-6510LV, com um detector de EDS da marca Thermo Scientific modelo Noran System 7, do Laboratório de Microscopia Eletrônica do Departamento de Engenharia Química dos Materiais (DEQM) da PUC-Rio.

As imagens obtidas com as respectivas identificações da constituição química do mineral são apresentadas nos subitens a seguir, para cada material estudado.

5.2.1. Solo residual jovem de Tinguá

As imagens obtidas no MeV para o solo residual jovem de Tinguá indicam que este é composto essencialmente por micas distribuídas aleatoriamente. A partir destas, não foi possível detectar cimentação por óxido de ferro entre as partículas.

A partir da Figura 54, observa-se a presença de macroporos, destacados por polígonos tracejados, e microporos (poros intragrãos). Nota-se também a ocorrência da biotita (pontos 1, 2, 3 e 4) unidas por grumos naturais do solo. Tais grumos são denominados de agregados argilosos.

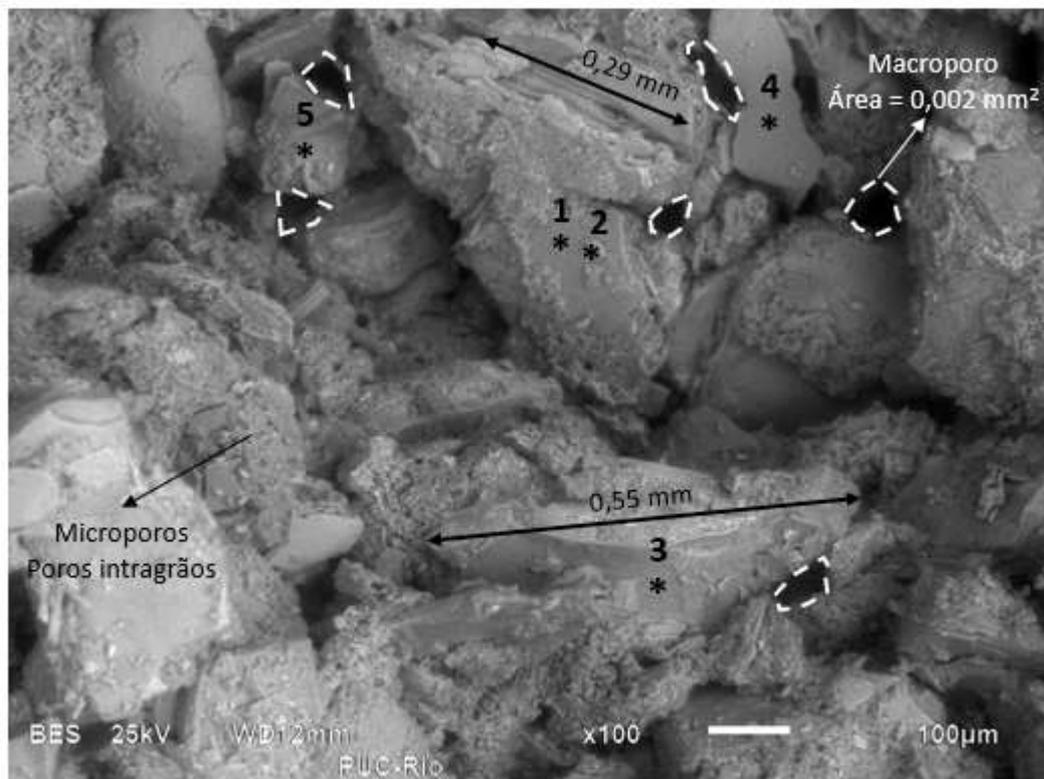


Figura 54 – Imagem da amostra natural do solo residual de Tinguá (SRJ-T).

As análises de EDS, dos pontos destacados na Figura 54, estão dispostas na Figura 55 e na Figura 56.

Verifica-se, a partir destas, que o solo residual jovem é composto essencialmente de silicatos de alumínio e ferro e magnésio. A sílica e o alumínio são constituintes básicos da mica e da caulinita. O magnésio é encontrado principalmente na união das folhas de biotita intemperizada. E, por fim, o ferro é oriundo da oxidação da biotita, se concentrando, em maior quantidade, nas bordas das partículas.

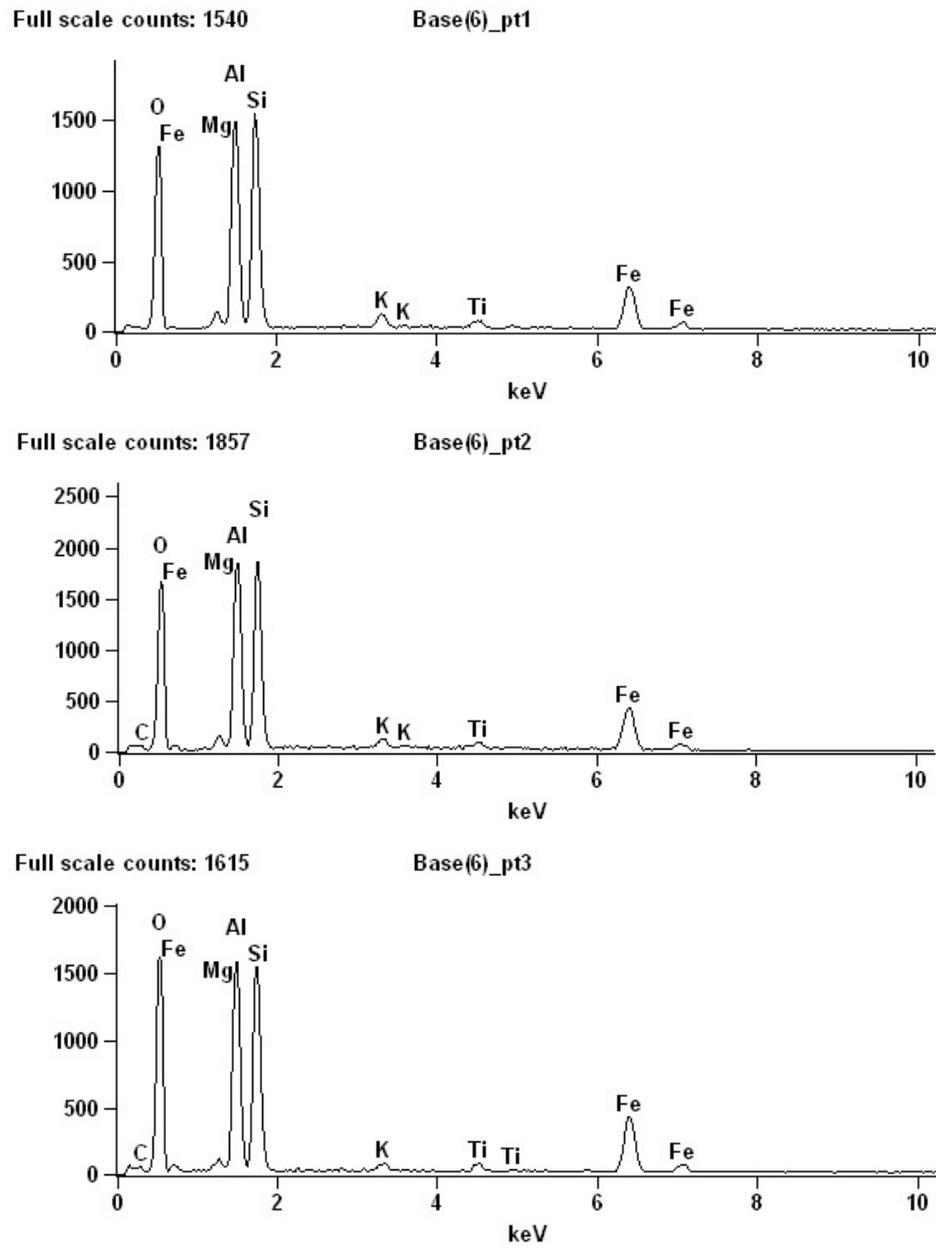


Figura 55 – EDS dos pontos 1, 2 e 3, indicados na Figura 58.

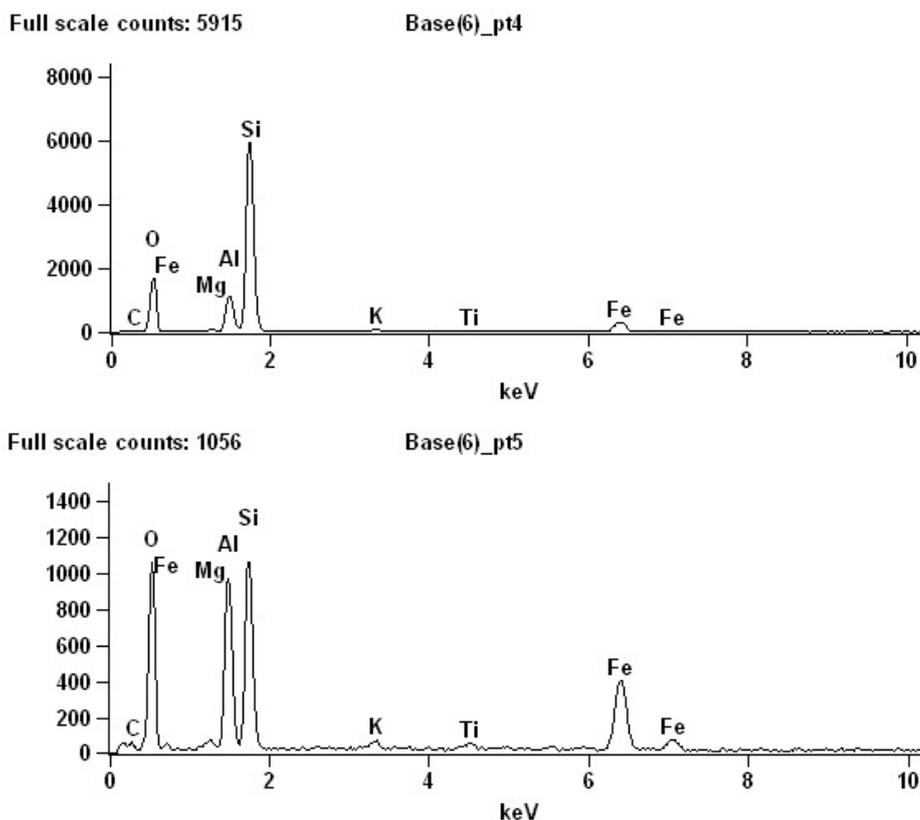


Figura 56 – EDS dos pontos 4 e 5 indicados na Figura 58.

As imagens obtidas na amostra indeformada, tanto no plano vertical, como no plano horizontal, Figura 57a e Figura 57b, não demonstraram nenhum tipo de orientação preferencial das partículas do solo. Na amostra natural, estas estão dispostas de forma aleatória, conforme descrito anteriormente.

Por outro lado, ao analisar a Figura 57d, no plano vertical do material reconstituído observa-se uma tendência de orientação/alinhamento das partículas de mica e grumos de argila. Tal observação foi verificada em outras imagens obtidas neste mesmo plano.

No plano horizontal da amostra reconstituída, Figura 57c, não é possível notar esta característica. Observa-se, porém, que as partículas estão sobrepostas umas às outras, onde os planos de maior comprimento encontram-se paralelo ao plano da imagem.

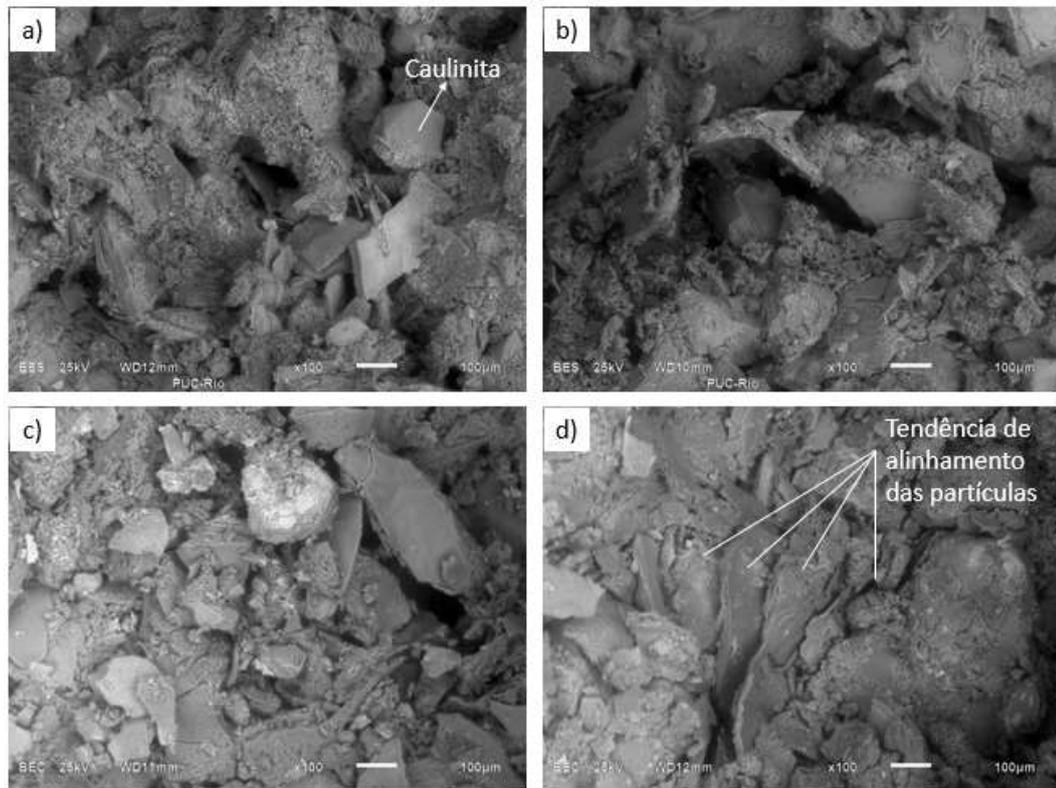


Figura 57 – Imagens de MeV no SRJ-T. A) Solo indeformado no plano horizontal. B) Solo indeformado no plano vertical. C) Solo reconstituído no plano horizontal. D) Solo reconstituído no plano vertical.

5.2.2. Colúvio de Tinguá

As análises espaciais de microscopia eletrônica de varredura para o solo coluvionar de Tinguá indicaram um material com a presença de grumos com grãos de argila distribuídos aleatoriamente.

A Figura 58 ilustra grumos com diâmetros correspondentes às frações areia fina e média. Ainda, visualiza-se a presença de poros naturais (micro e macroporos) e de trincas resultantes do processo de secagem natural.

Para confirmar o processo de trincamento deste solo, foram realizadas análises com o material mais seco. Apesar das imagens possuírem diferentes escalas, pode-se observar na Figura 60 que há um aumento das trincas no solo, tanto em comprimento, como no espaçamento, com a perda de umidade.

A composição química, resultante das análises de EDS nos pontos destacados da Figura 58 encontra-se apresentada na Figura 59. Tais pontos selecionados mostram que o colúvio de Tinguá é composto essencialmente por silicatos de alumínio (argilomineral).

Conforme descrito no Capítulo 4, por ser um solo oriundo de uma rocha quartzo-feldspática, o ferro presente neste material, ainda que em pequena quantidade, é decorrente da presença de óxidos de ferro, que se aderem aos argilominerais.

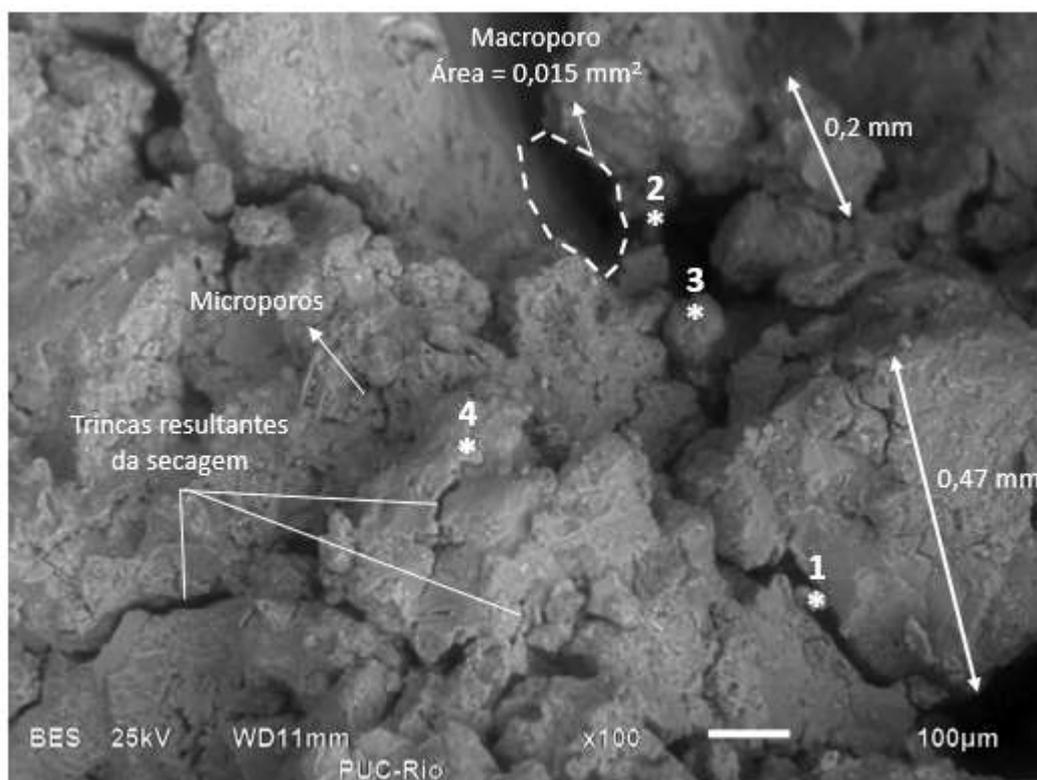


Figura 58 – Imagem da amostra natural do colúvio de Tinguá (CT).

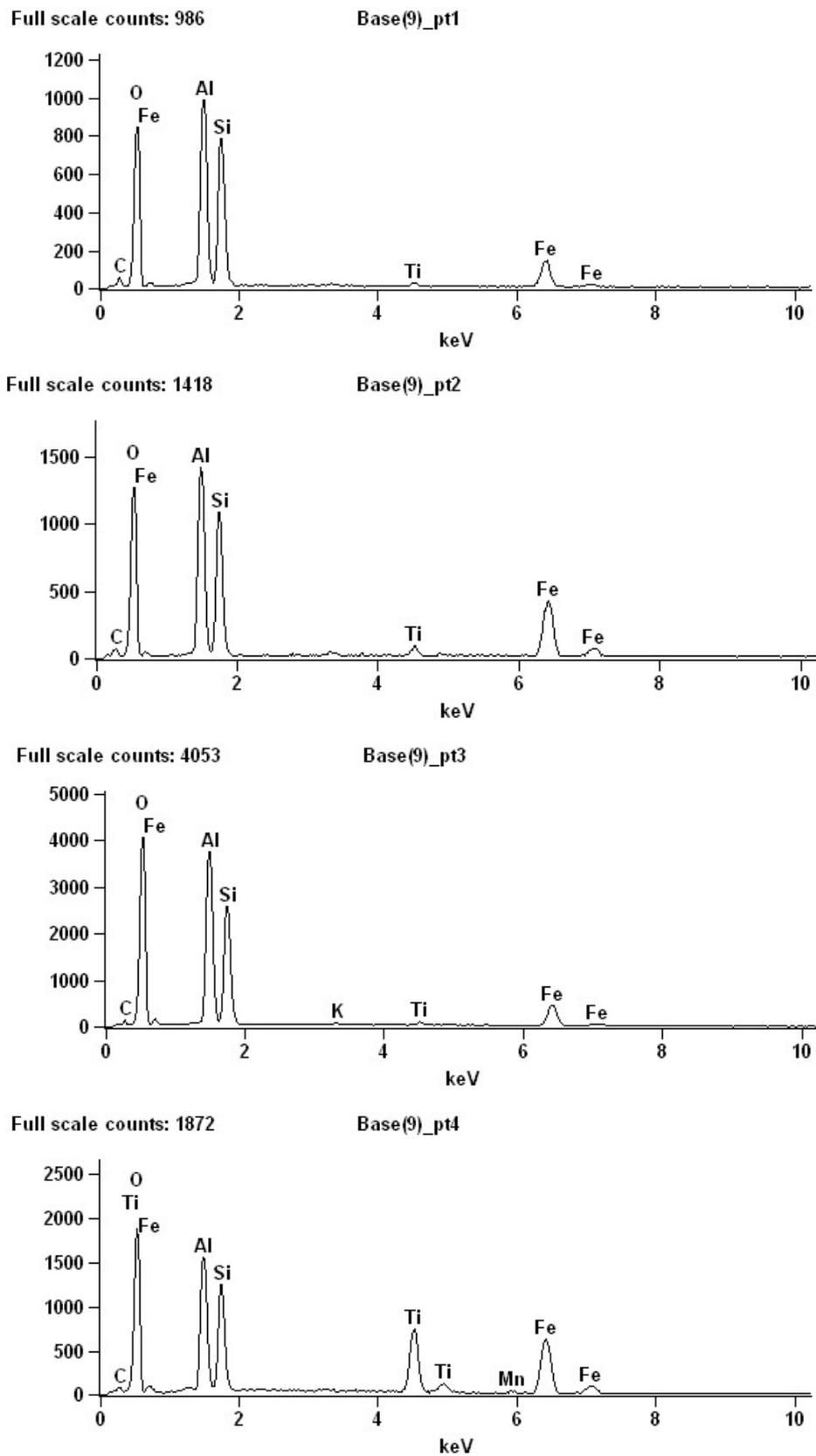


Figura 59 – EDS dos pontos 1, 2, 3 e 4 indicados na Figura 58.

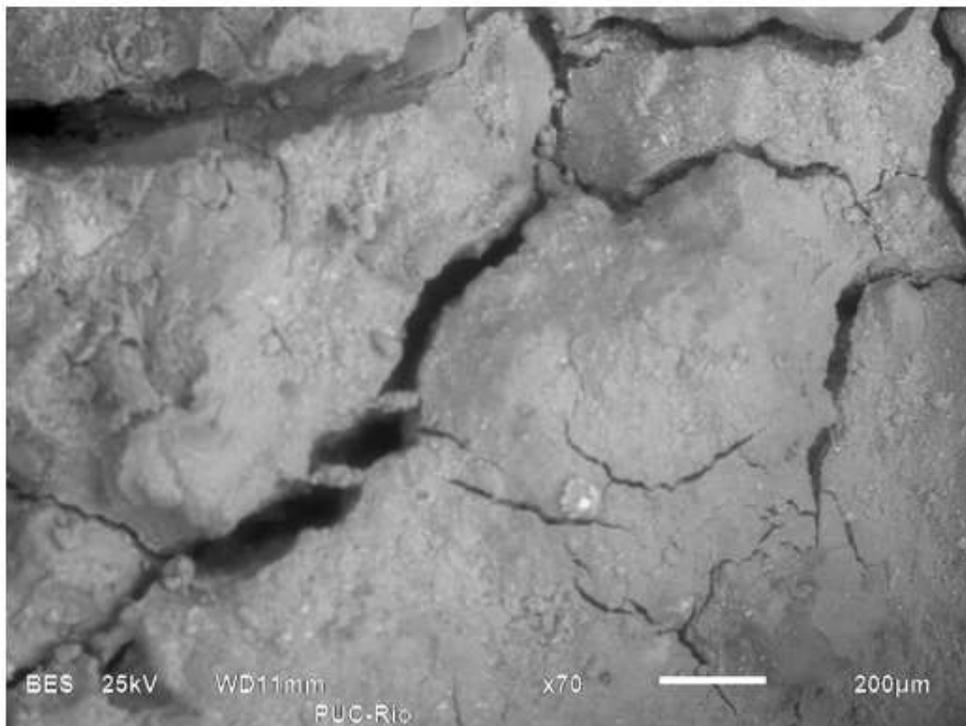


Figura 60 – Imagem da amostra natural do colúvio de Tinguá (CT), com menor umidade.

Da mesma forma que no solo residual de Tinguá, verificou-se a microestrutura dos solos indeformado e reconstituído, nos dois planos: horizontal e vertical.

A Figura 61 ilustra um exemplo de cada plano analisado. De uma forma geral, não foi possível observar alinhamento dos grumos/partículas neste solo. Tanto nas amostras indeformadas, como nas reconstituídas, os mesmos encontram-se dispostos sem orientação preferencial.

As imagens do solo coluvionar reconstituído, Figura 61c e Figura 61d, mostram que o processo de reconstituição mudou a estrutura do solo no sentido de maior união dos grumos. Consequentemente, tal união causou, em geral, um aumento no tamanho destes grumos.

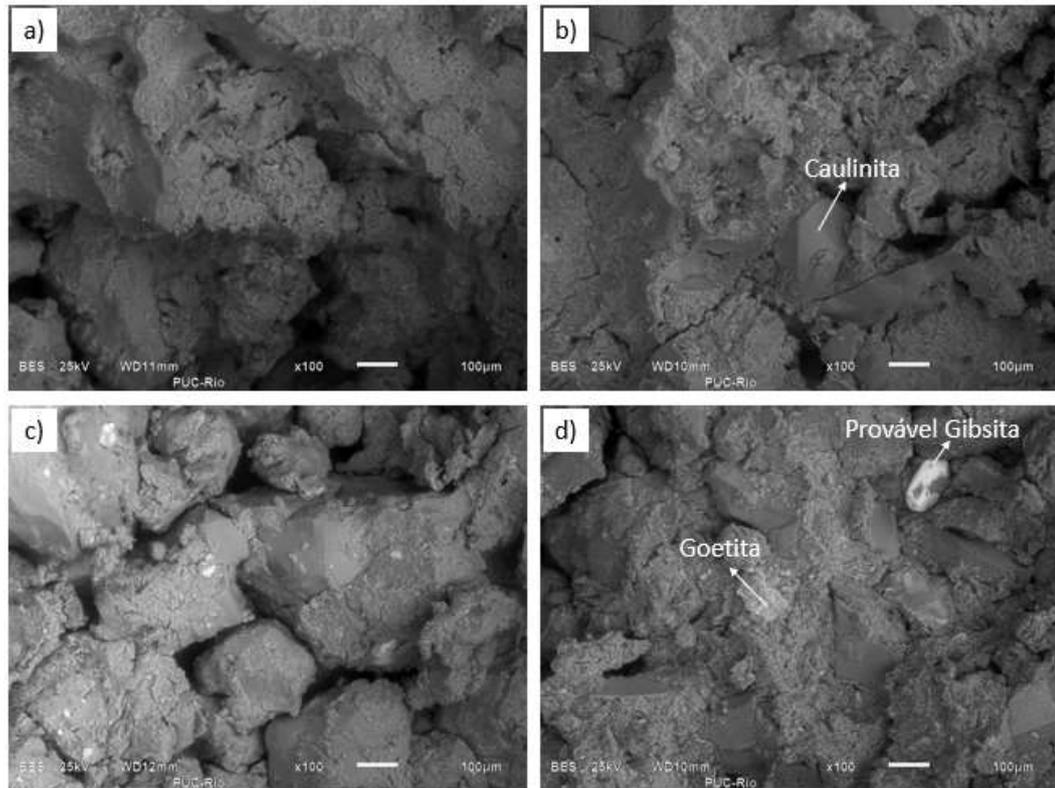


Figura 61 – Imagens de MeV no CT. A) Solo indeformado no plano horizontal. B) Solo indeformado no plano vertical. C) Solo reconstituído no plano horizontal. D) Solo reconstituído no plano vertical.

5.2.3. Solo residual jovem de Friburgo

A microestrutura do solo residual indeformado de Friburgo e a análise de EDS dos pontos destacados estão apresentadas na Figura 62 e na Figura 63.

A partir destas é possível verificar a presença de grãos de quartzo (pontos 1 e 2) com microfaturas herdadas da rocha de origem, rocha quartzo-feldspática. Aderidos a estes grãos de quartzo, ocorrem grumos argilosos caulíníticos.

Assim como nos outros dois solos, observa-se a presença de macroporos e microporos distribuídos de forma aleatória.

A comparação entre a estrutura da amostra natural e do material reconstituído pode ser visualizada na Figura 64.

Nas amostras indeformadas, no plano horizontal (Figura 64a) e no plano vertical (Figura 64b), não é possível notar orientação das partículas. Nestas imagens, observa-se claramente os grumos de argila aderidos aos grãos de quartzo.

Em contrapartida, o processo de reconstituição deste solo causou quebra dos grumos argilosos. Apesar de não apresentar um alinhamento de partículas nos dois planos (Figura 64c e Figura 64d), as amostras reconstituídas exibem uma mistura mais homogênea dos grãos de quartzo com os grumos, distribuídos de forma aleatória.

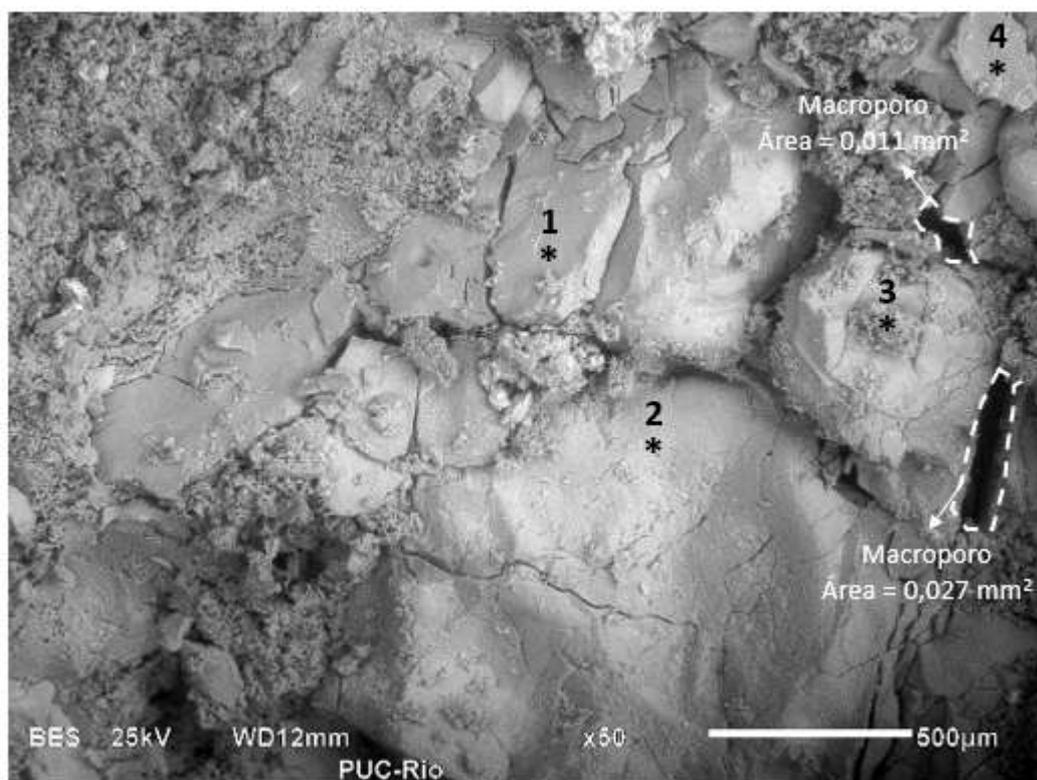


Figura 62 – Imagem da amostra natural do solo residual de Friburgo (SRJ-F).

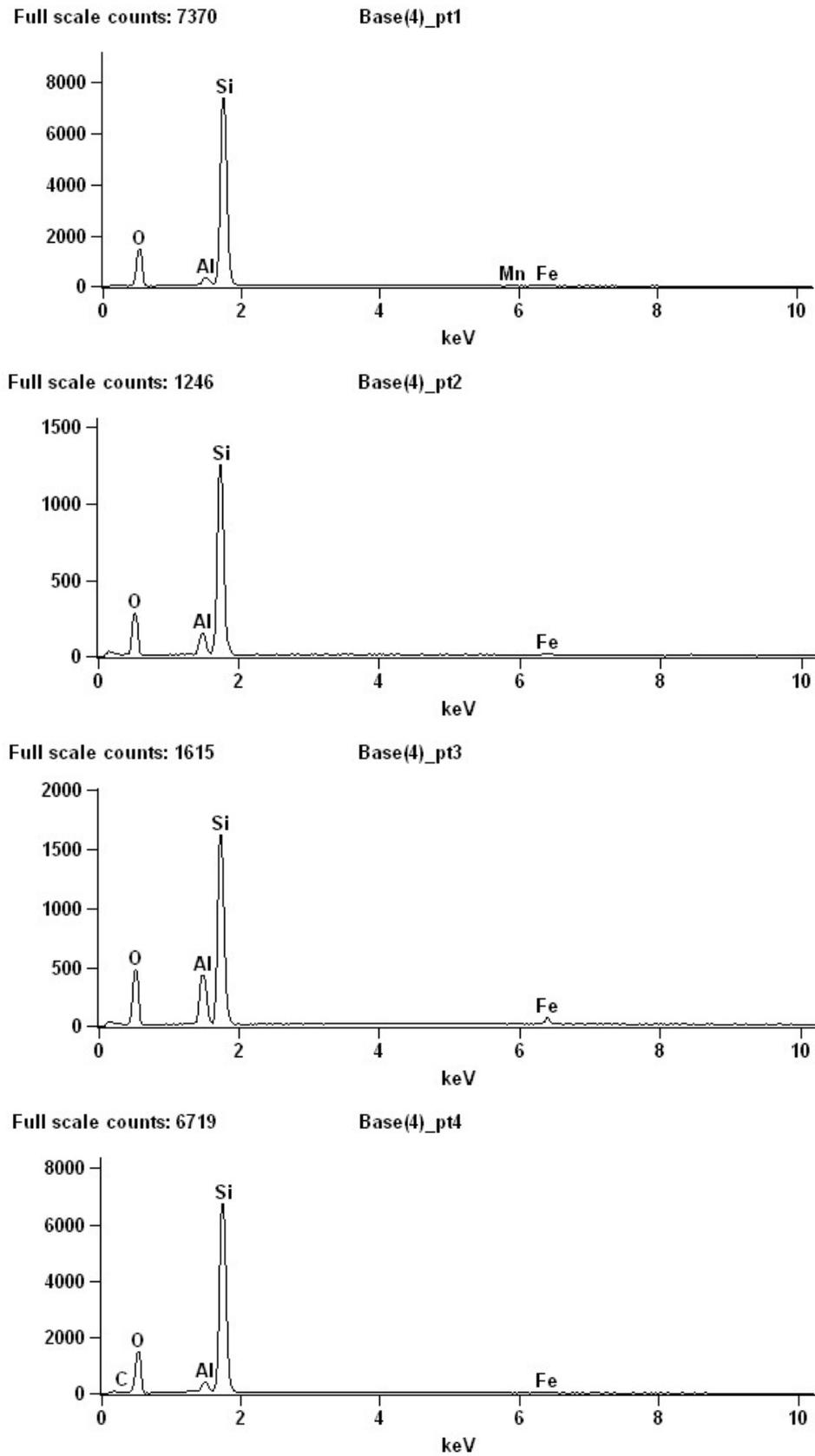


Figura 63 – EDS dos pontos 1, 2, 3 e 4 indicados na Figura 62.

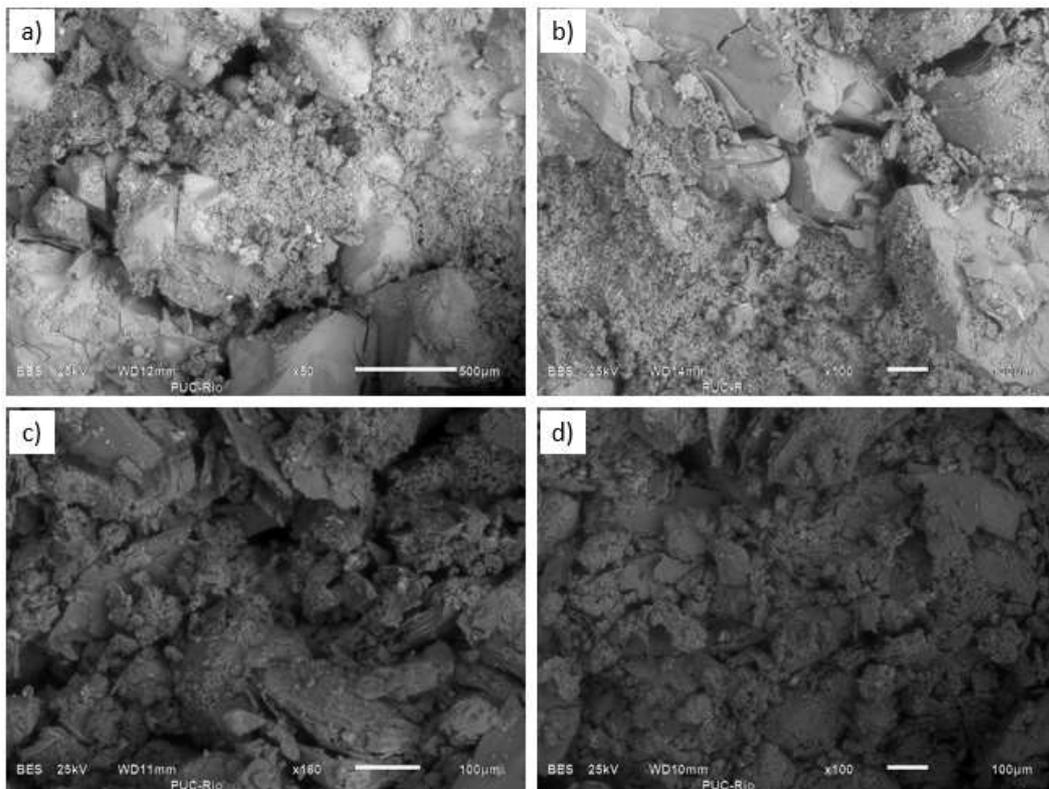


Figura 64 – Imagens de MeV no SRJ-F. A) Solo indeformado no plano horizontal. B) Solo indeformado no plano vertical. C) Solo reconstituído no plano horizontal. D) Solo reconstituído no plano vertical.

5.3. Microtomografia computadorizada por raios-X (μ CT)

Além da caracterização micromorfológica dos solos a partir de imagens 2D e da distribuição dos poros pela técnica de intrusão de mercúrio, realizou-se também uma varredura das amostras dos solos com um microtomógrafo computadorizado de raios-X.

A técnica de varredura de feixes de raios-X, em seções planas horizontais, permite gerar imagens tridimensionais a partir da reconstrução de imagens transversais da amostra. Esta ferramenta permite uma descrição qualitativa e quantitativa da porosidade do material, onde a precisão está diretamente relacionada à resolução do equipamento (Huillca, 2014).

Huillca (2014) relata alguns trabalhos recentes envolvendo o uso de microtomografia para avaliação da porosidade e permeabilidade em rochas, com uso principalmente na área de petróleo e gás. Segundo o autor, o uso de imagens de baixa resolução acaba limitando a visualização do tamanho, forma e distribuição dos poros apenas para a escala da macroporosidade.

Segundo Alves et al. (2013), apesar dos problemas de resolução relacionados à microtomografia, esta técnica possui a vantagem de ser não-destrutiva e de não ser influenciada pelo operador. Além disso, as imagens obtidas podem ser automaticamente processadas, através de algoritmos presentes em softwares, para a reconstrução e segmentação do objeto em 3D.

Sendo assim, a microtomografia computadorizada por raios-X foi utilizada nesta tese, para os três solos estudados, nas duas condições de moldagem – indeformado e reconstituído.

Os ensaios foram executados no microtomógrafo modelo *Versa 510*, da marca *Carl Zeiss*, pertencente ao Departamento de Engenharia Química e de Materiais (DEQM) da PUC-Rio, Figura 65. As aquisições de imagens apresentaram as seguintes configurações: tamanho do pixel de 22 μm , energia de 140 kV e corrente de 73 μA .

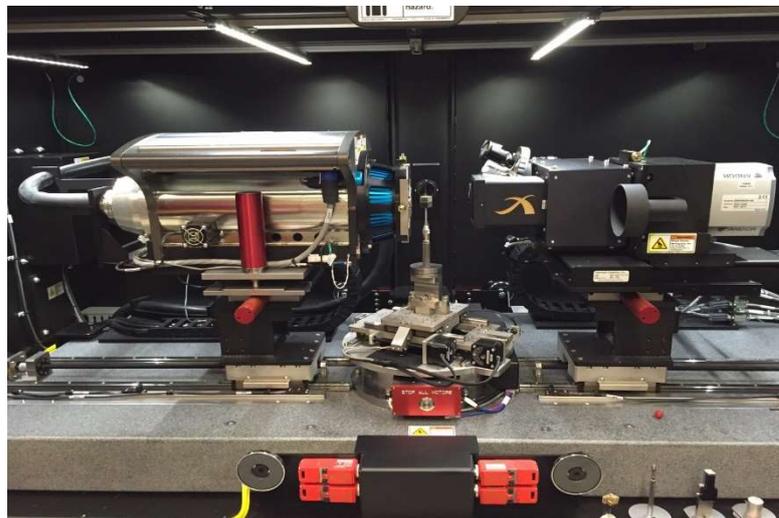


Figura 65 – Microtomógrafo pertencente ao Departamento de Engenharia Química e de Materiais (DEQM) da PUC-Rio.

Como foram utilizadas amostras de 3,8 cm de diâmetro e 7,6 cm de altura (Figura 66), no teor de umidade natural, o resultado de tal ensaio gerou uma grande

quantidade de imagens (de 2000 a 6000 por amostra), com resolução variando de 2 a 8 megabytes. Desta forma, foi necessária a utilização de um computador potente, para reconstrução das imagens em 3D, também pertencente ao DEQM da PUC-Rio.

O computador possui dois processadores de 2,8 GHz, memória RAM de 96 GB e duas placas de vídeo NVIDIA quadro K5000. Contudo, mesmo com significativa capacidade de processamento, foi necessário reduzir a resolução das amostras para 50% e, em alguns casos, trabalhar com uma menor quantidade de imagens.



Figura 66 – Exemplo de amostra utilizada nos ensaios de tomografia computadorizada por raios-X. As amostras foram envoltas por filme de PVC para conservação da umidade natural.

A metodologia para tratamento das imagens consistiu na utilização do software *Fiji / ImageJ*, disponibilizado gratuitamente na internet.

Primeiramente, descartaram-se as imagens da extremidade dos corpos de prova, diminuindo assim o tempo no processamento dos dados. Na sequência, foram utilizadas algumas ferramentas do programa para melhor visualização das imagens: filtros e correções de contraste e iluminação.

Para a reconstrução do material em 3D, empregou-se a segmentação dos poros, a partir das opções disponíveis no software.

A técnica de segmentação tem por objetivo “binarizar” (reduzir a imagem a pixels com apenas duas possibilidades de tonalidade) utilizando algum critério específico envolvendo o histograma da imagem. Tal critério define quais conjuntos de pixels da imagem são transformados em uma tonalidade enquanto que o restante dos pixels se transformam em outra tonalidade.

O programa *Fiji / ImageJ* fornece várias opções de métodos automáticos de segmentação, que podem ser escolhidos conforme necessidade de cada imagem a ser utilizada. Logo, para cada solo ensaiado, foram analisados os métodos que melhor representariam os vazios do material para a visualização mais fidedigna de seus poros.

Nos subitens a seguir são apresentadas as reconstruções das imagens em 3D para os três solos, nas condições de moldagem indeformados e reconstituídos. Além das reconstruções, serão apresentadas também duas fatias ao longo do comprimento das amostras, conforme indicado no esquema da Figura 67.

De um modo geral, as fatias dos dois cortes nas amostras foram criadas a partir de uma média de 2000 imagens geradas pelas análises no microtomógrafo. Para os casos onde a análise possuía 6000 imagens, foi necessário trabalhar com o processamento de parte da amostra.



Figura 67 – Esquema do corte realizado nas imagens da tomografia para obtenção das duas fatias.

Após o procedimento de segmentação e reconstrução 3D, verificou-se que o menor poro analisado possui área de $0,002 \text{ mm}^2$. Sendo assim, toda visualização e descrição feita, para os três solos analisados, limitou-se à escala de macroporos.

5.3.1. Solo residual jovem de Tinguá

Conforme mencionado e visualizado anteriormente, as análises a partir da técnica de microtomografia computadorizada foram realizadas em amostras na condição de umidade natural.

A Figura 68 apresenta os corpos de prova do SRJ-T utilizados neste ensaio, onde, após a moldagem, os mesmos foram envolvidos por filme PVC para evitar perda de umidade.

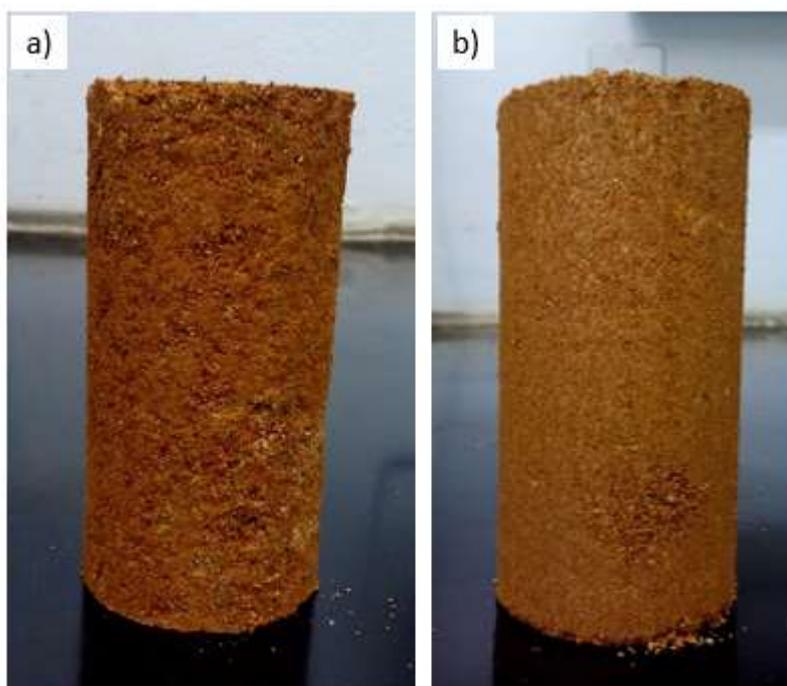


Figura 68 – Amostras do SRJ-T moldadas para o ensaio de microtomografia (diâmetro de 38 mm e altura de 76 mm). A) Indeformada. B) Reconstituída.

Como primeira análise dos resultados, corrigiu-se o contraste e a iluminação das imagens transversais obtidas diretamente da tomografia. Após tal correção, realizou-se os dois cortes para a obtenção das fatias longitudinais, conforme esquematizado na Figura 67.

Os resultados obtidos para a amostra indeformada estão dispostos na Figura 69 e, para a amostra reconstituída, na Figura 70. Nestas, observa-se que os pontos em preto são os poros e, na escala de cinza, os diferentes grãos constituintes no material.

Verifica-se, a partir destas imagens, a diferença estrutural entre as amostras analisadas. Apesar de possuírem o mesmo índice de vazios e distribuição de poros semelhante, nota-se que a reconstituição alterou a estrutura natural presente no solo.

Na amostra indeformada, observam-se poros interconectados e distribuição aleatória destes ao longo do corpo de prova, confirmando a heterogeneidade do solo residual natural. Entretanto, na amostra reconstituída, verifica-se uma homogeneidade na distribuição dos poros ao longo do comprimento, sem a presença dos vazios interconectados.

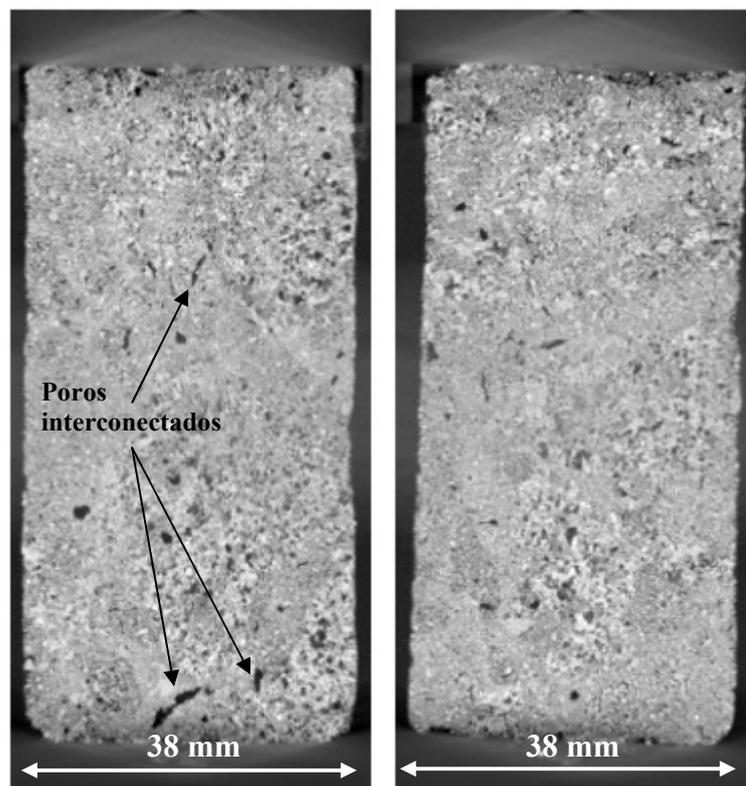


Figura 69 – Reconstrução das duas fatias no SRJ-T indeformado (vazios representados na cor preta).

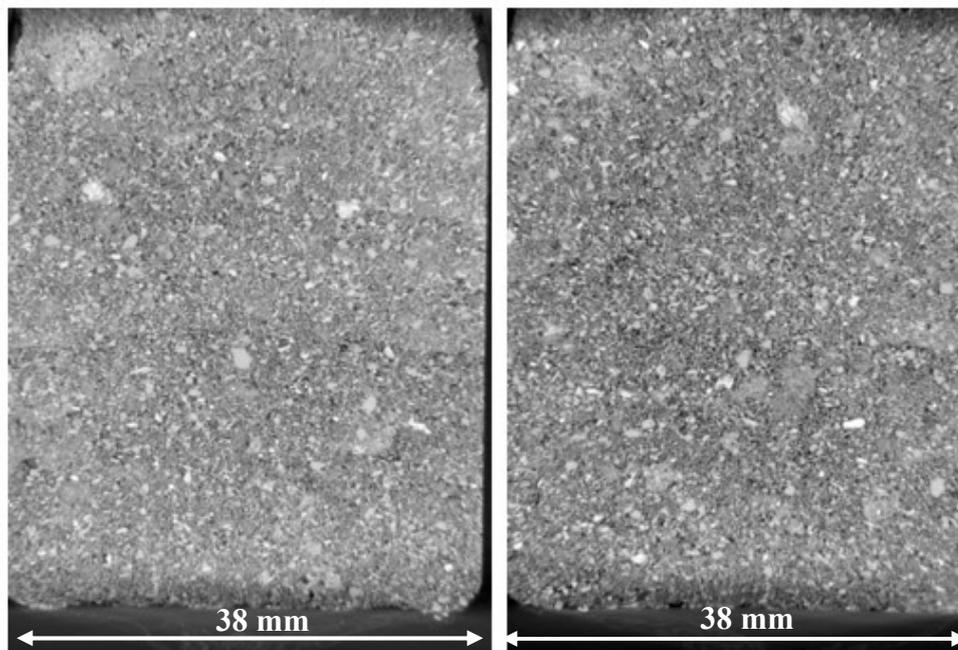


Figura 70 – Reconstrução das duas fatias no SRJ-T reconstituído (vazios representados na cor preta).

Para a reconstrução das imagens em 3D, utilizou-se a técnica de segmentação citada anteriormente, onde nestas análises, os vazios estão representados pela cor em cinza (Figura 71).

Na amostra indeformada utilizou-se a segmentação do tipo *MinError* e, na reconstituída, do tipo *Moments*. Os dois modos de segmentação escolhidos estão presentes no software *Fiji / ImageJ*.

A reconstrução 3D do SRJ-T confirmou as observações feitas a partir das fatias. Os vazios interconectados da amostra indeformada não são vistos na reconstituída. Além disso, verifica-se nesta última a variação dos poros nas bordas do corpo de prova, devido ao processo de reconstituição do solo.

Na Figura 71b observa-se nitidamente a subdivisão da amostra em diversas camadas realizadas para a confecção deste material. Tal verificação é fruto da variação da força utilizada na compactação manual do solo.

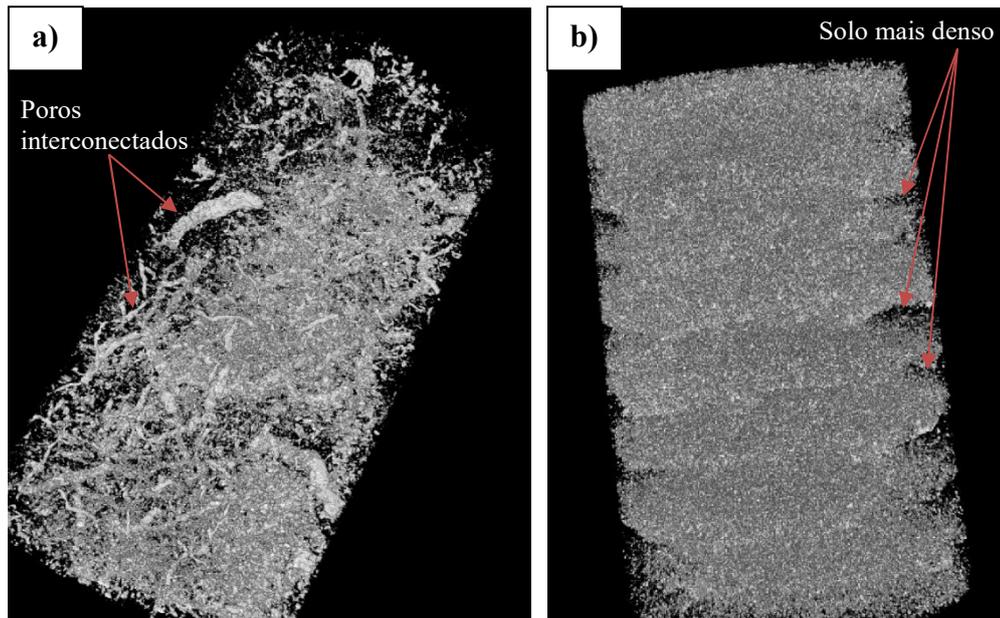


Figura 71 – Reconstrução 3D do SRJ-T (amostras com diâmetro de 38 mm).

A) Indeformado. B) Reconstituído (vazios representados na cor cinza).

5.3.2. Colúvio de Tinguá

Seguindo a mesma metodologia de análise, a Figura 72 apresenta os corpos de prova do solo coluvionar utilizados nos ensaios de microtomografia computadorizada por raios-X.

Visando melhorar a resolução das imagens, optou-se por dividir a varredura das amostras em duas partes: topo e base.

Embora apresente a vantagem no ganho de resolução, observou-se que o maior número de imagens de melhor qualidade acabou inviabilizando o processamento das mesmas (falta de capacidade de processamento do computador), especialmente na amostra reconstituída.

Após o processo de segmentação, verificou-se que o material reconstituído possui uma grande quantidade de poros uniforme. Tal característica acarretou na impossibilidade de geração do elemento em 3D.

Sendo assim, a análise do colúvio reconstituído limitou-se a um dos trechos varridos (base).

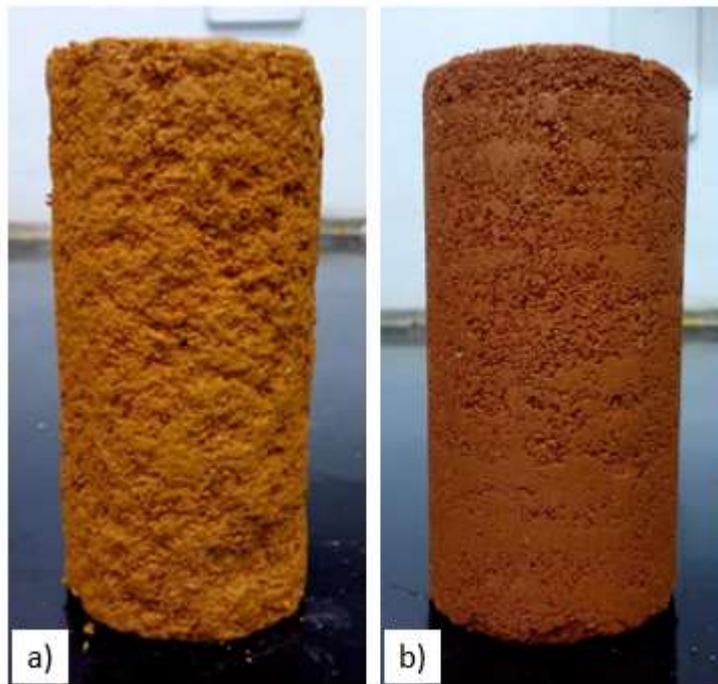


Figura 72 – Amostras do CT moldadas para o ensaio de microtomografia (diâmetro de 38 mm e altura de 76 mm). A) Indeformada. B) Reconstituída.

A Figura 73 e a Figura 74 apresentam as fatias geradas, após o procedimento de correção de contraste e iluminação das imagens, no solo indeformado e reconstituído, respectivamente.

Da mesma forma que no solo residual jovem de Tinguá, o solo coluvionar apresenta vazios interconectados, distribuídos aleatoriamente. Ainda, observa-se neste material (Figura 73) a presença de trincas ao longo da amostra, possivelmente devido ao processo de secagem natural. Tal fato é justificado dado o caráter argiloso deste solo.

Por outro lado, a amostra reconstituída apresenta somente grumos e vazios distribuídos de forma mais homogênea, resultante do processo de reconstituição no laboratório.

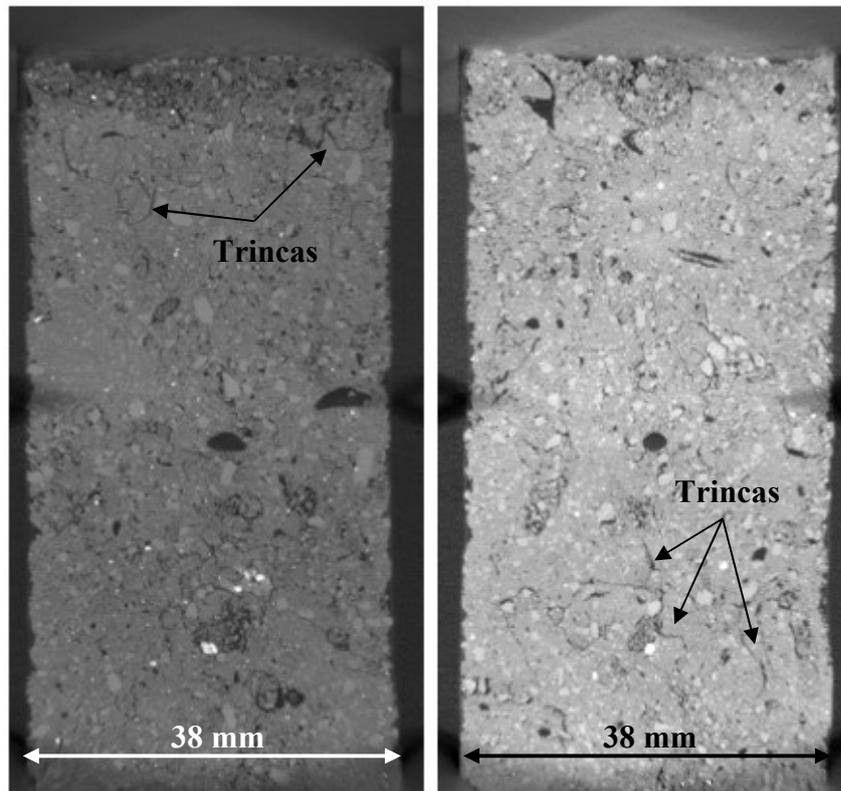


Figura 73 – Reconstrução das duas fatias no CT indeformado (vazios representados na cor preta).

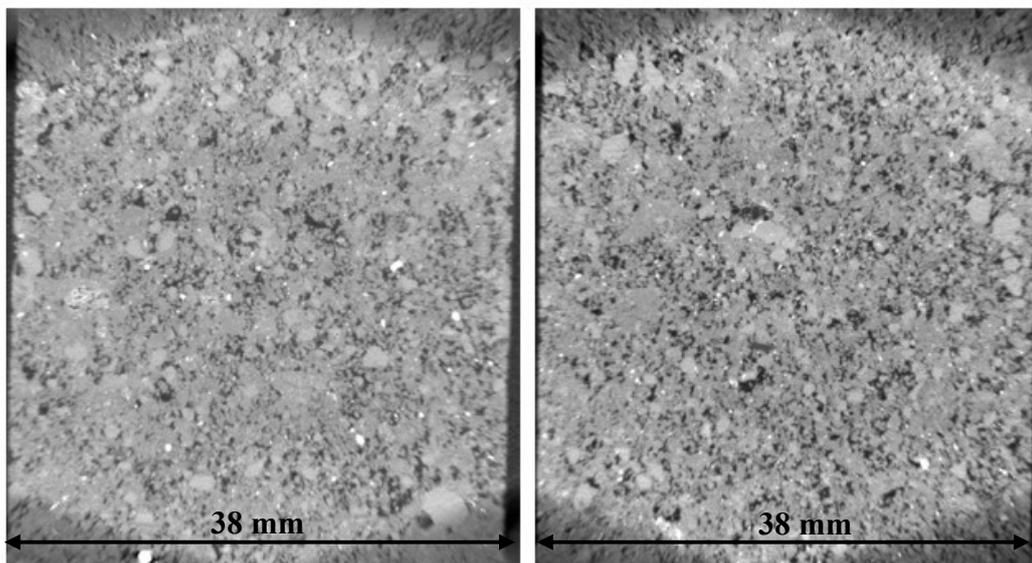


Figura 74 – Reconstrução das duas fatias no CT reconstituído (vazios representados na cor preta).

A reconstrução das imagens em 3D está apresentada na Figura 75. Para as duas amostras analisadas deste solo utilizou-se o modo de segmentação do tipo *Mean*, presente no software *Fiji / ImageJ*.

Como a varredura foi dividida em duas partes, nota-se tal subdivisão na Figura 75a, com um pequeno “estrangulamento” no centro da amostra. Tal “estrangulamento” inexistente na amostra de solo natural foi efeito da reprodução das imagens e junção das duas partes analisadas.

Ainda, com relação à amostra reconstituída (Figura 75b), verifica-se somente um pequeno trecho da amostra, pois este foi o maior número de imagens (total de 500) viáveis na reconstrução deste material. Acredita-se que a incapacidade de processamento de imagens foi devido ao grande número de poros distribuídos aleatoriamente.

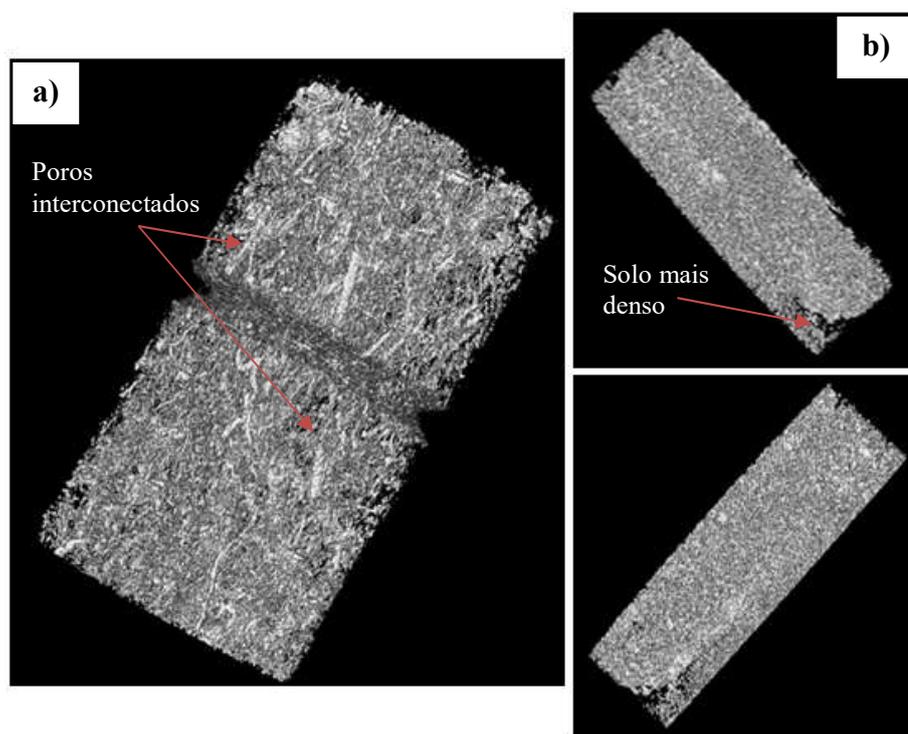


Figura 75 – Reconstrução 3D do CT (amostras com diâmetro de 38 mm).

A) Indeformado. B) Reconstituído (vazios representados na cor cinza).

Nota: o “estrangulamento” observado na figura (a) é decorrente da divisão de varredura dos feixes de raios-X na amostra.

A Figura 75 confirma as observações feitas nas fatias deste solo, onde a interconectividade dos poros é vista somente na amostra indeformada. Apesar da

análise na amostra reconstituída ser limitada, é possível notar também a variação da porosidade nas bordas devido ao processo de compactação manual.

5.3.3. Solo residual jovem de Friburgo

Por fim, o último solo analisado nesta tese é o solo residual jovem de Friburgo (SRJ-F). A Figura 76 apresenta as amostras utilizadas na varredura pelo tomógrafo.

A partir desta figura verifica-se a heterogeneidade do solo residual jovem indeformado (Figura 76a), herdada da rocha mãe, com a presença de lineações de grãos. Tal característica não é observada no material reconstituído (Figura 76b).

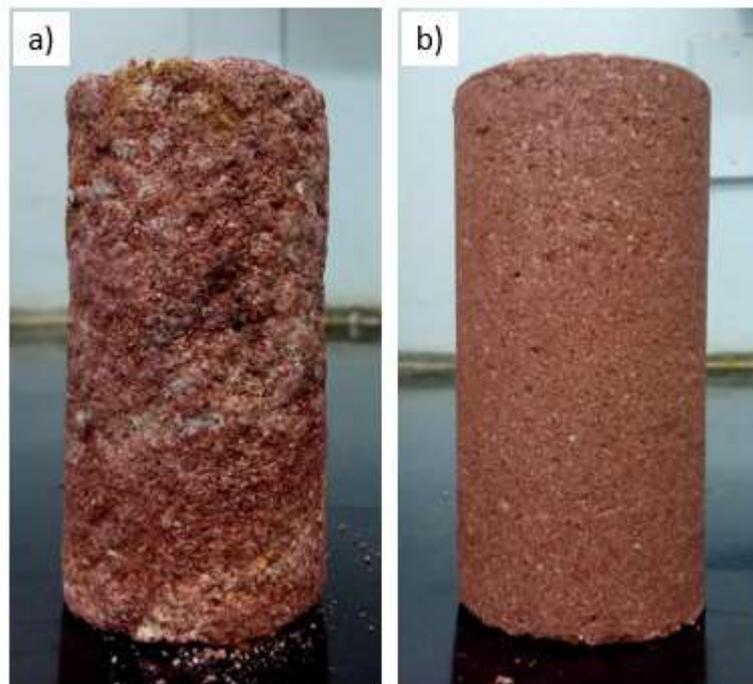


Figura 76 – Amostras do SRJ-F moldadas para o ensaio de microtomografia (diâmetro de 38 mm e altura de 76 mm). A) Indeformada. B) Reconstituída.

As mesmas observações vistas nas amostras moldadas podem ser visualizadas nos resultados obtidos pela tomografia, onde a Figura 77 apresenta as fatias da amostra indeformada e a Figura 78, da amostra reconstituída.

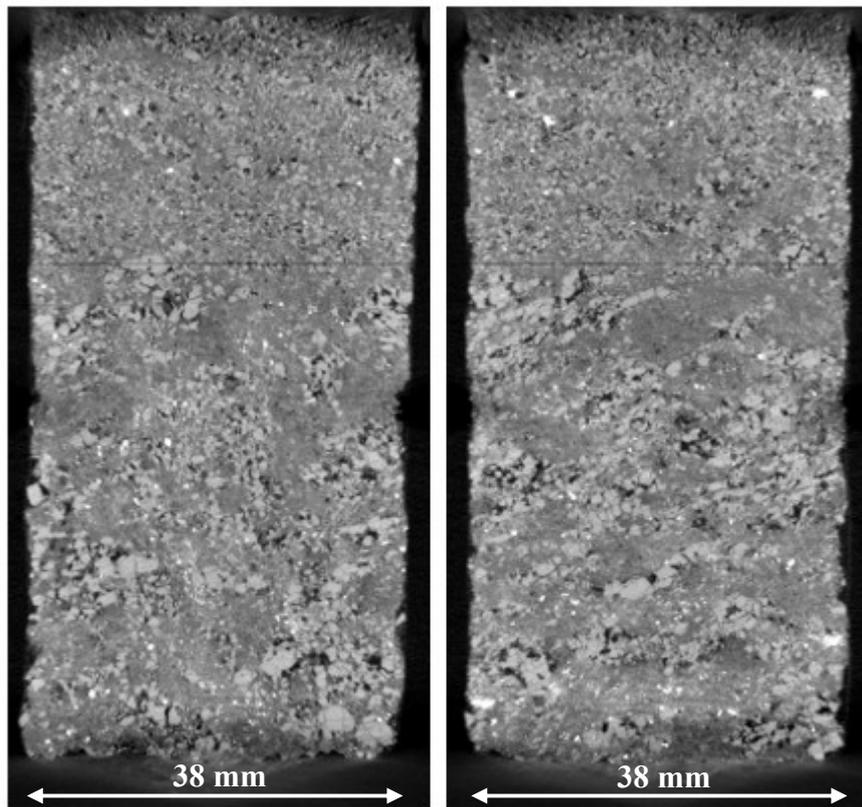


Figura 77 – Reconstrução das duas fatias no SRJ-F indeformado (vazios representados na cor preta).

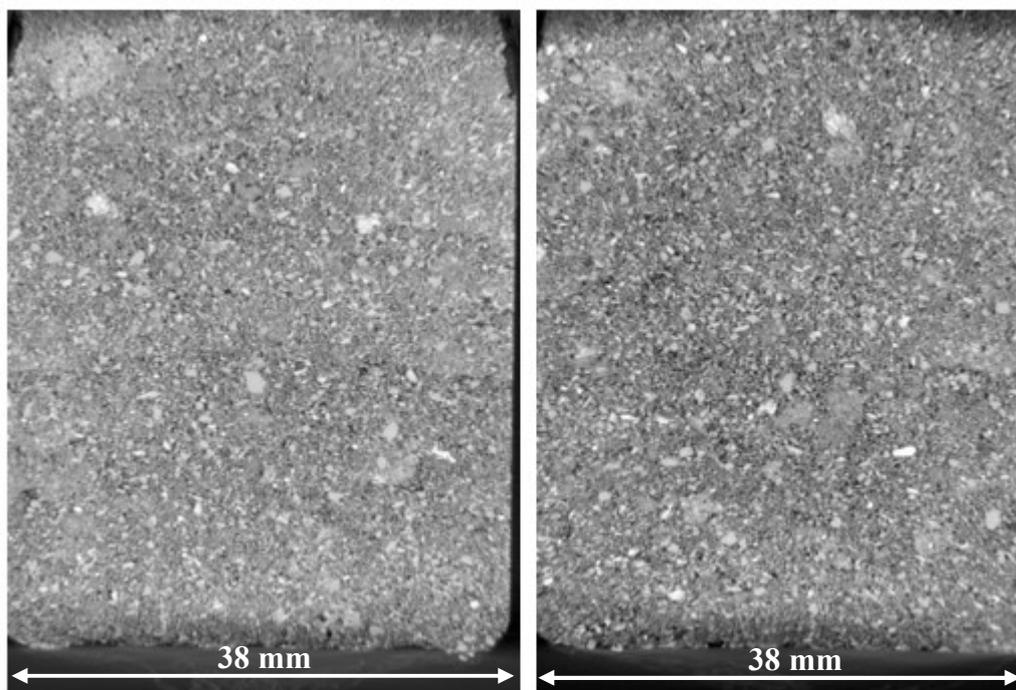


Figura 78 – Reconstrução das duas fatias no SRJ-F reconstituído (vazios representados na cor preta).

A amostra indeformada (Figura 77) apresenta uma estrutura bastante heterogênea. No primeiro terço superior da amostra analisada não é possível verificar a lineação dos grãos (especialmente de quartzo), e a distribuição dos poros é mais homogênea. Porém, os outros dois terços da amostra apresentam maior contraste e diferenciação dos grãos, com alinhamentos de partículas.

Ao analisar a Figura 78, nota-se que o processo de reconstituição de tal solo garantiu uma mistura dos grãos constituintes do mesmo, gerando uma estrutura bastante homogênea.

A reconstrução das imagens em 3D, disposta na Figura 79, foi obtida a partir do modo de segmentação do tipo *Mean*, nas duas amostras.

Estas imagens também confirmam as características descritas acima. O alinhamento dos grãos no solo indeformado gera um alinhamento dos poros, com possíveis contrastes de permeabilidade ao longo da amostra.

Assim como no solo residual de Tinguá, a reconstituição do solo de Friburgo (Figura 79b) também gerou diferença na distribuição dos poros, na parte mais externa da amostra. Tal fato, decorrente do processo de compactação manual, possibilita a visualização clara das camadas utilizadas na confecção deste corpo de prova.

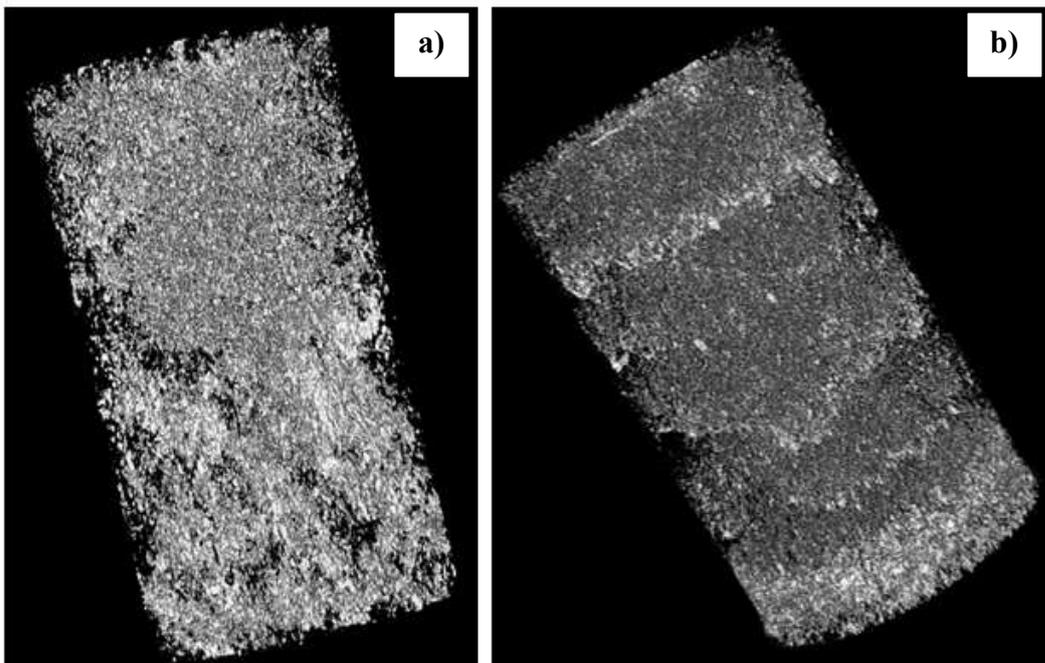


Figura 79 – Reconstrução 3D do SRJ-F (amostras com diâmetro de 38 mm).

A) Indeformado. B) Reconstituído (vazios representados na cor cinza).

5.4. Considerações gerais

Com o intuito de auxiliar na caracterização dos materiais estudados nesta tese, este capítulo apresentou uma descrição estrutural dos solos, a partir dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, microscopia eletrônica de varredura e microtomografia computadorizada por raios-X.

Os resultados destes ensaios mostram que o solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T), tanto indeformado como reconstituído, apresenta comportamento bimodal, onde as duas famílias de poros estão situadas nas faixas de meso e macroporos. Segundo o ensaio de porosimetria de mercúrio, este material é caracterizado pela predominância de macroporos, segundo a classificação estabelecida nesta pesquisa.

A quantificação da porosidade por este ensaio forneceu valores médios um pouco abaixo dos valores obtidos por correlação dos índices físicos. Conforme já descrito anteriormente, a diferença nestes resultados está relacionada à limitação do ensaio em alcançar poros isolados.

Apesar de mantidos os valores médios de porosidade e de distribuição dos poros, observa-se nos ensaios de microscopia e de microtomografia a alteração da estrutura do solo reconstituído.

De uma forma geral, observa-se que o processo de reconstituição do SRJ-T em laboratório gerou um alinhamento das partículas do solo no plano de moldagem, fazendo com que o material ficasse mais homogêneo e sem a presença de vazios interconectados.

Do mesmo modo, o solo coluvionar de Tinguá (CT), indeformado e reconstituído, apresenta comportamento bimodal. Porém, por ser um material mais intemperizado, a presença de microporos é bastante representativa, com mais de 50% dos poros classificados nesta faixa. As duas famílias de poros presentes neste material situam-se nas escalas de macro e microporos.

Assim como no solo residual, os valores de porosidade obtidos pelo ensaio de porosimetria estão 7% abaixo do valor obtido pelos índices físicos (em torno de 50%).

Nos ensaios com a microscopia e com a microtomografia verificou-se também que a reconstituição alterou a estrutura do material natural, com a confecção de um material mais homogêneo, com grumos de grãos de argila mais unidos. Contudo, não foi possível notar a presença de alinhamento preferencial das partículas.

Por fim, o solo residual de Friburgo (SRJ-F), indeformado e reconstituído, apresenta comportamento mais próximo ao monomodal, onde há predominância de poros com diâmetro correspondente às escalas de meso e macroporos. Os ensaios com a porosimetria de mercúrio também indicaram um valor de porosidade médio 7% abaixo do obtido pelos índices físicos (de 41%).

Diferentemente dos outros materiais estudados, o solo residual jovem de Friburgo não apresentou vazios interconectados na amostra indeformada. Porém, devido à lineação das partículas, observa-se, a partir da microtomografia, que este solo é bastante heterogêneo, com a presença de alinhamento dos poros.

Mesmo mantendo a mesma porosidade e distribuição dos poros, o processo de reconstituição alterou a estrutura do material natural, com uma mistura mais homogênea das partículas constituintes do mesmo. Porém, não foi possível observar pela microscopia eletrônica de varredura tendência de alinhamento das partículas.

A partir destes resultados, verifica-se a aplicabilidade dos três ensaios na caracterização dos solos residuais e coluvionar, já que alguns comportamentos destes estão diretamente relacionados à sua estrutura.

Apesar da microtomografia abranger somente a escala de macroporos nestas análises, acredita-se que esta técnica foi bastante representativa, principalmente nos solos residuais, onde a maioria dos poros encontra-se nesta faixa de classificação.

6

Correlação entre módulo de cisalhamento máximo e curva de retenção, resistência à tração e resistência à compressão simples dos solos

Visando atender um dos objetivos desta tese, este capítulo apresenta uma investigação experimental de ensaios simples e mais corriqueiros nos laboratórios de geotecnia do Brasil e do ensaio com *bender elements*. A partir da curva de retenção dos solos e de ensaios de resistência à tração (ensaio Brasileiro) e à compressão simples, buscou-se correlacionar tais parâmetros com o módulo de cisalhamento máximo (G_0) obtido a partir do par de transdutores piezocerâmicos, em amostras não confinadas.

Os parâmetros de rigidez dos solos, advindos do conhecimento do comportamento tensão-deformação, são fundamentais para um projeto geotécnico. Estes exibem comportamento não linear, e sua dependência com a deformação reforça sua importância na previsão do movimento do solo para pequenos níveis de deformação.

Atualmente diversos estudos relacionam o comportamento de solos saturados a pequenas deformações, desconsiderando a influência da sucção nas análises. Embora hajam pesquisas destacando o efeito do grau de saturação na rigidez do solo, estas estão geralmente limitadas a argilas (caulinita) reconstituídas e a materiais compactados. Trabalhos envolvendo a utilização de *bender elements* e a obtenção de módulo de cisalhamento em amostras indeformadas e em solos de clima tropical são praticamente inexistentes.

Neste sentido, este capítulo visa contribuir para um melhor entendimento do comportamento de solos não saturados a pequenos níveis de deformação, verificando, a influência da sucção no módulo de cisalhamento máximo G_0 e correlacionando-o com outros parâmetros acima mencionados.

Para atingir tal objetivo, foram utilizadas amostras com diferentes teores de umidade, sendo as mesmas preparadas a partir do processo de secagem, descrito nos itens a seguir. Ainda, de forma a analisar o efeito da estrutura dos solos

estudados, foram utilizados corpos de prova indeformados e reconstituídos com o mesmo índice de vazios.

6.1. Módulo de cisalhamento máximo (G_0)

Para a determinação da curva da influência da sucção na velocidade cisalhante V_s e no módulo de cisalhamento máximo G_0 , utilizou-se uma única amostra de cada solo analisado, moldada em um cilindro de PVC, com 3,8 cm de diâmetro e 7,6 cm de altura (Figura 80). A metodologia utilizada para a confecção das amostras reconstituídas foi a mesma utilizada nos ensaios de caracterização microestrutural, descrita no capítulo 5.



Figura 80 – Amostra do solo residual jovem de Tinguá, indeformada, utilizada nos ensaios com *bender elements*.

A determinação da velocidade da onda cisalhante V_s e, conseqüentemente, do módulo de cisalhamento máximo G_0 foi realizada a partir de um sistema que dispõe de um par de transdutores piezoelétricos, conhecidos como *bender elements* (Figura 81a), que permitem a propagação de ondas cisalhantes e de compressão. Detalhes sobre a metodologia de inserção de tais elementos nas amostras de solo são fornecidos no Capítulo 8.

Como equipamentos auxiliares a este ensaio, destacam-se:

- Um gerador de funções (TG2511 – Tti 25 MHz), que gera o sinal elétrico de excitação do elemento transmissor, normalmente uma função sinusoidal regular;
- Um osciloscópio (Tektronix TBS1042), responsável por registrar os sinais e identificar o intervalo de tempo entre as duas ondas; e
- Um amplificador do sinal de saída conectado ao *bender* receptor.

A Figura 81b ilustra tais equipamentos pertencentes ao Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio.

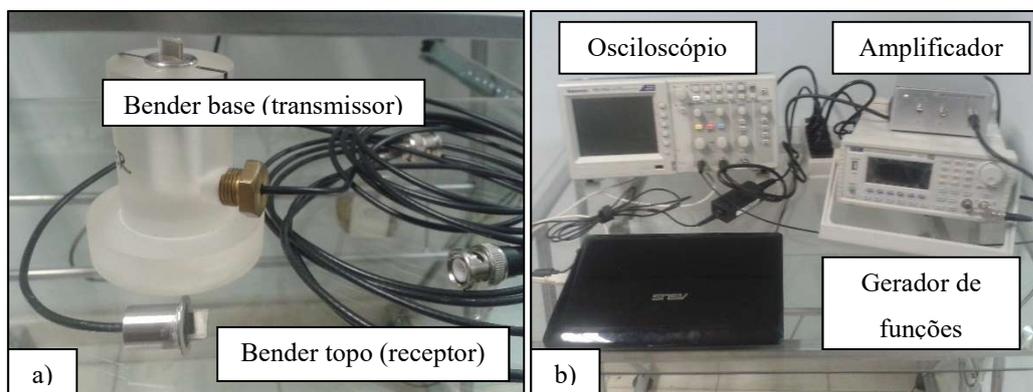


Figura 81 – Equipamentos utilizados para determinação do módulo de cisalhamento máximo. A) Par de *bender elements*. B) Equipamentos auxiliares.

Optou-se por realizar leituras de velocidades de ondas cisalhantes ao longo do processo de secagem do solo, sem confinamento. Para isso, as amostras foram, inicialmente, saturadas por capilaridade, até que se atingisse a massa necessária próxima a 100% de saturação.

Após esta etapa, realizou-se a primeira leitura de ondas com os *bender elements*, onde o *bender* da base (transmissor) foi excitado com uma onda, do tipo senoidal, com frequências variando de 2 a 8 kHz, registrando-se o tempo de chegada da mesma no *bender* do topo (receptor).

A partir do tempo de chegada da onda, registrada no osciloscópio, e da distância entre os *benders*, previamente conhecida, a velocidade da onda cisalhante pôde ser facilmente obtida.

Desprezando-se a influência do confinamento do molde de PVC nos ensaios, o módulo G_0 é relacionado com a velocidade de onda cisalhante através da equação 20.

$$G_0 = \rho \times V_s^2 = \rho \times \frac{L^2}{t^2} \quad \text{eq. 20}$$

onde:

G_0 é o módulo de cisalhamento máximo;

ρ é a massa específica do solo;

V_s é a velocidade da onda cisalhante;

L é a distância entre os *benders*;

t é o tempo de chegada da onda cisalhante.

Em sequência à execução do ensaio com os *benders elements*, foram colocados papéis filtros, do tipo Whatman N° 42, em contato direto com o topo e a base das amostras, a fim de determinar a sucção matricial correspondente a cada módulo obtido.

Ao fim da determinação da sucção, com a técnica do papel filtro, as amostras passaram pelo processo de secagem ao ar, até atingirem as massas correspondentes aos próximos pontos de umidade arbitrados.

Após cada processo de secagem e equalização de umidade, novas leituras foram realizadas com os *benders*, com a determinação das respectivas sucções dos solos. Esta metodologia foi repetida para as mesmas amostras, deixando-as secar gradualmente.

Vale mencionar que, para garantir um melhor contato entre os *benders* e os solos, foi utilizada uma mínima quantidade de gel, usado normalmente em ultrassonografia, nas ranhuras de inserção dos instrumentos nos solos.

6.2. Curva de retenção de umidade

As curvas de retenção de umidade dos três solos estudados foram determinadas tomando como metodologia principal a técnica do papel filtro (Marinho, 1994). Como ensaios auxiliares, empregou-se o funil de Haines (Libardi,

2005; Vanapalli et al., 2008) e o potenciômetro *WP4C*, para determinação de baixos e altos valores de sucção, respectivamente.

Optou-se por trabalhar com a curva híbrida de sucção em alguns casos, já que as técnicas mencionadas medem diferentes tipos de sucção (matricial – papel filtro e funil; total – *WP4C*). Conforme já mencionado na revisão bibliográfica, tal fato não altera o comportamento dos solos onde a sucção osmótica é desprezível.

Na metodologia do papel filtro, foram utilizados corpos de prova moldados em anéis metálicos de 4,7 cm de diâmetro e 2,1 cm de altura, na condição de solo indeformado e reconstituído. Para ambas as condições, cada amostra moldada foi utilizada para a determinação de um ponto experimental da curva. Ressalta-se que a reconstituição do material seguiu a mesma metodologia descrita no capítulo anterior.

Além da verificação da influência da estrutura na curva de retenção de umidade, estudou-se também o efeito da histerese dos três solos, na condição indeformada.

Para a determinação das curvas de umedecimento, os corpos de provas passaram por um processo de secagem ao ar, até a constância da massa (Figura 82a), e em seguida por um processo de umedecimento, por gotejamento, até atingir a massa arbitrada para estudo. Para as curvas de secagem, primeiramente realizou-se a saturação, por capilaridade (Figura 82b), e posteriormente, a secagem ao ar (Figura 82a), até a massa arbitrada.

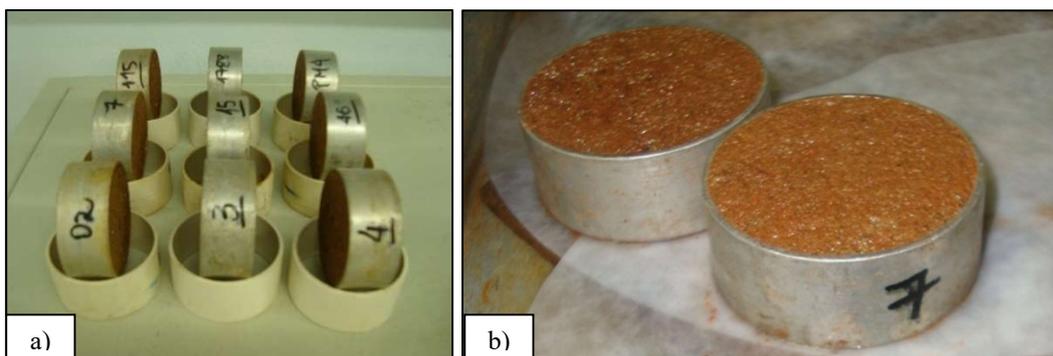


Figura 82 – Procedimentos adotados para obtenção das curvas de retenção. A) Secagem ao ar. B) Saturação por capilaridade.

Ao final de ambos os processos, as amostras moldadas foram equalizadas por três dias, e depois postas em contato (topo e base) com o papel filtro do tipo

Whatman N° 42. Cada anel foi envolvido por camadas de papel filme tipo PVC e papel alumínio e, em seguida, guardado em uma caixa de isopor, para maximização do isolamento térmico.

As amostras permaneceram em repouso por um período de 7 a 10 dias, para a ocorrência da equalização da sucção matricial. Após este intervalo, os conjuntos foram abertos e os papéis filtros foram colocados diretamente na balança com precisão de 0,0001 gramas. Para cada valor de tempo pré-determinado (10, 20, 30, 40, 50 e 60 segundos), a massa do papel foi observada e, por correlação exponencial, foi obtida a massa de papel filtro úmido no tempo igual a zero. Este procedimento se repetiu para a obtenção da massa do papel filtro seco, após secagem por um período de duas horas, em estufa a 110° C.

A umidade do papel filtro pôde ser calculada a partir de sua massa seca e úmida e o valor da sucção, determinado segundo a equação de calibração, proposta por Chandler et al. (1992) (equação 21).

$$\begin{aligned} \text{se } w_p > 47\%, \text{ então } \psi &= 10^{[6,05 - 2,48 * \log(w_p)]}; \\ \text{se } w_p \leq 47\%, \text{ então } \psi &= 10^{(4,84 - 0,0622 * w_p)} \end{aligned} \quad \text{eq. 21}$$

onde:

w_p é a umidade do papel filtro;

ψ é a sucção matricial.

Visando obter pontos experimentais da curva de retenção de umidade para valores de sucção de 1 a 15 kPa, utilizou-se o funil de Haines, pertencente ao Laboratório de Geotecnia da Unesp de Guaratinguetá-SP. O princípio de funcionamento de tal equipamento é semelhante ao funil de placa porosa apresentado por Libardi (2005), onde a imposição da sucção é feita a partir de um desnível entre o suporte contendo a placa porosa saturada de 100 kPa de entrada de ar e a outra extremidade do tubo flexível (Figura 83).

Este procedimento foi realizado somente para amostras indeformadas dos três solos analisados, moldadas em anéis de 3,5 cm de diâmetro e 2 cm de altura. Após saturados por capilaridade, os corpos de provas foram colocados na superfície da placa porosa do funil, e a sucção foi imposta através da abertura da torneira

correspondente a altura desejada. A umidade gravimétrica referente a sucção analisada foi determinada após atingido o equilíbrio, ou seja, após cessada a drenagem de água pela torneira.



Figura 83 – Funil de Haines utilizado para obtenção de pontos experimentais na curva de retenção dos solos.

A obtenção de altos valores de sucção total foi realizada a partir do equipamento *WP4C Dewpoint Potentiometer*, do Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, desenvolvido pela Decagon Devices.

Tal procedimento foi realizado após os ensaios de determinação da sucção com papel filtro, de resistência à tração e de resistência à compressão simples. Para isso, uma pequena quantidade de solo amolgado era introduzida no equipamento (Figura 84), e após poucos minutos de equalização, o resultado era visualizado na tela digital do mesmo.

Segundo informações do manual da empresa, o equipamento realiza medições

de sucção total na faixa de 0,1 MPa a 300 MPa. Porém, após realização de alguns ensaios, verificou-se maior precisão para leituras acima de 0,5 MPa.

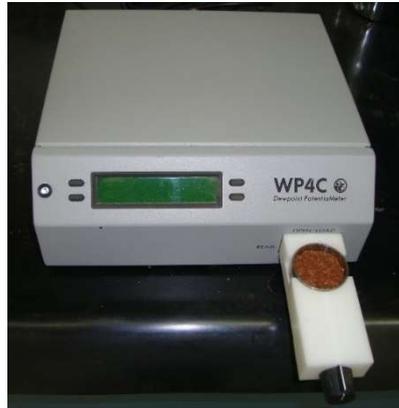


Figura 84 – Equipamento *WP4C Dewpoint Potentiometer*.

Com todos os pontos experimentais obtidos pelo método do papel filtro, determinou-se os ajustes das curvas de retenção de umidade dos três solos, através da equação proposta por Durner (1994), para solos com comportamento bimodal, e da equação de Van Genuchten (1980), para solos unimodal, no software SWRC Fit desenvolvido por Seki (2007).

Além dos ensaios acima mencionados, fez-se uso também da técnica de porosimetria de mercúrio para determinação da curva de retenção dos solos. Como o processo de intrusão de mercúrio (fluido não molhante) é similar à secagem do solo (expulsão da água por injeção de ar), diversos autores têm utilizado tal metodologia para previsão das propriedades hidráulicas dos solos (Romero et al., 1999; Aung et al., 2001; Simms & Yanful, 2002; Moncada, 2008; Romero & Simms, 2009; Caso, 2014).

De acordo com Moncada (2008), o ensaio de porosimetria é baseado nas leis da capilaridade que governam a intrusão do fluido. Para o processo de secagem com a expulsão da água, o fenômeno é governado pela lei de Jurin. Já, para a intrusão de mercúrio, utiliza-se a equação de Washburn.

As duas equações mencionadas consideram os poros como cilindros e determinam o diâmetro em função da pressão aplicada, do ângulo de contato e da tensão superficial do fluido.

Por considerar equivalência nos processos (injeção do fluido não molhante e expulsão da água para um mesmo diâmetro de poros), pode-se igualar ambas

formulações e obter a sucção equivalente à pressão de mercúrio aplicada (equação 22).

$$u_a - u_w = -\frac{T_w \cos \theta_w}{T_{nw} \cos \theta_{nw}} p = 0,233p \quad \text{eq. 22}$$

onde:

$u_a - u_w$ é a sucção;

T_w é a tensão superficial da água ($72,75 \times 10^{-3}$ N/m);

T_{nw} é a tensão superficial do mercúrio (485×10^{-3} N/m);

θ_w é o ângulo de contato da água (180°);

θ_{nw} é o ângulo de contato do mercúrio (130°);

p é a pressão de mercúrio aplicada no ensaio.

O grau de saturação é determinado a partir da porosidade dos poros com mercúrio e da porosidade total do solo (equação 23).

$$S_r = 1 - \frac{n}{n_0} \quad \text{eq. 23}$$

onde:

S_r é o grau de saturação;

n é a porosidade dos poros com mercúrio;

n_0 é a porosidade total.

6.3. Resistência à tração

Segundo Villar et al. (2007) e Boszczowski (2008), geralmente, na prática da engenharia geotécnica, a resistência à tração dos solos é desconsiderada.

Porém, com o crescimento dos estudos de solos não saturados, uma maior atenção vem sendo dada para um melhor entendimento dos processos de secagem e umedecimento nas características hidráulicas e mecânicas dos solos.

A determinação desta resistência está associada às dificuldades experimentais, o que faz com que muitos estudos empreguem métodos indiretos

que utilizam a aplicação de outros esforços que não os de tração.

Nesta tese, a resistência à tração foi determinada através do ensaio de compressão diametral (Ensaio Brasileiro). Para isso, amostras de 4,7 cm de diâmetro e 2,1 cm de altura foram carregadas no sentido do seu diâmetro, em uma prensa triaxial (modelo *TRISCAN-50*) adaptada (Figura 85). Nesta, foi imposto um carregamento, comandado pelo *software “Clisp Studio”*, ao longo de duas superfícies rígidas paralelas, uma oposta à outra, com uma taxa de deslocamento de 0,3 mm/min.



Figura 85 – Prensa triaxial adaptada para o ensaio de compressão diametral (Ensaio Brasileiro).

A partir da força de ruptura, registrada pela célula de carga, e das dimensões do corpo de prova (equação 24), obtêm-se os valores de resistência à tração das amostras.

$$\sigma_t = 2P/\pi DH$$

eq. 24

onde:

σ_t é a resistência à tração;

P é a força de ruptura;

D é o diâmetro do corpo de prova;

H é a espessura do corpo de prova.

As amostras utilizadas neste ensaio, indeformadas e reconstituídas, foram as mesmas do ensaio da curva de retenção do solo, método do papel filtro (descritas no item 6.1). Após o período de equalização, o papel filtro foi pesado e, na sequência, as amostras foram comprimidas diametralmente.

Para estes ensaios, optou-se por utilizar apenas os corpos de prova preparados pelo processo de secagem, já que a histerese não foi tão significativa nos solos estudados. Ainda, além dos dados obtidos pelo método do papel filtro, a sucção de cada amostra ensaiada, pós ruptura, foi confirmada com a utilização do aparelho *WP4C Dewpoint Potentiometer*.

6.4. Resistência à compressão simples

O ensaio de compressão simples ou uniaxial é o método mais simples e rápido para obtenção da resistência ao cisalhamento dos solos. A partir de corpos de prova cilíndricos, determinou-se a resistência à compressão simples pela máxima carga de ruptura na curva tensão *versus* deformação.

Neste conjunto de ensaios, foram utilizadas amostras indeformadas e reconstituídas, de 3,8 cm de diâmetro e 7,6 cm de altura, com diferentes teores de umidade, para os três solos estudados. Conforme já descrito nos ensaios de caracterização microestrutural, os corpos de prova foram reconstituídos mantendo o mesmo índice de vazios e a mesma umidade natural dos materiais indeformados.

A preparação das amostras, a partir do processo de secagem, seguiu o mesmo procedimento descrito nos ensaios da curva de retenção. Após a saturação por capilaridade e a secagem ao ar, até atingir as massas desejadas, determinou-se a sucção de cada corpo de prova, com o método do papel filtro. No final deste ensaio, as amostras foram extraídas dos cilindros de PVC e o ensaio foi realizado.

Da mesma forma que nos ensaios de resistência à tração, a sucção, ao fim do ensaio, foi confirmada através do potenciômetro *WP4C*. Ressalta-se que, devido à

precisão de tal equipamento, só foi possível obter medidas de sucção acima de 100 kPa.

A imposição do carregamento foi realizada na mesma prensa adaptada para os ensaios de resistência à tração (Figura 85), com uma taxa de deslocamento 0,4 mm/min.

Conforme destacado por Boszczowski (2008), apesar de haver variações locais de umidade durante o cisalhamento, principalmente na zona de ruptura, considerou-se que os ensaios foram do tipo drenados ao ar e não-drenados à água (umidade constante).

6.5. Avaliação dos resultados

Na sequência, são apresentados os resultados dos parâmetros acima mencionados, separados para os três solos estudados nesta tese.

6.5.1. Solo residual jovem de Tinguá

Módulo Cisalhante

O primeiro parâmetro analisado neste item é o módulo de cisalhamento máximo (G_0), determinado a partir de *bender elements*. Nesta análise, buscou-se avaliar o efeito da sucção para os módulos determinados sem tensão de confinamento. Sendo assim, a propagação de ondas cisalhantes S foi realizada nas amostras do solo residual jovem (indeformada e reconstituída) confinadas apenas em um molde de PVC, ao longo de todo o processo de secagem ao ar.

Uma das principais vantagens do uso dos *benders* na medida do módulo está na praticidade e na forma não destrutiva da técnica. Desta forma, as curvas “Módulo cisalhante máximo G_0 versus Sucção Matricial” foram determinadas a partir de uma única amostra de cada solo, eliminando, assim, o efeito da heterogeneidade neste comportamento observado.

Visando compilar as informações obtidas neste capítulo, optou-se por apresentar os resultados da amostra indeformada e da amostra reconstituída em um mesmo gráfico. A Figura 86 apresenta as curvas obtidas para o solo residual de

Tinguá (SRJ-T), plotadas em termos do módulo de cisalhamento máximo G_0 , da velocidade de ondas cisalhantes V_s e da sucção matricial ψ .

Foram plotados tanto a curva de módulo de cisalhamento como a de velocidade da onda cisalhante, com o intuito de eliminar o efeito da massa específica natural do solo nos cálculos de G_0 .

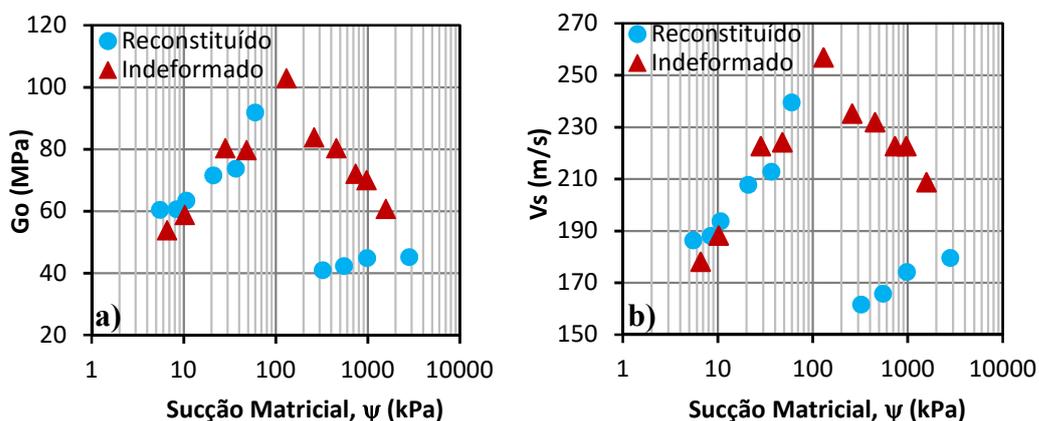


Figura 86 – Influência da sucção para o SRJ-T. A) No módulo de cisalhamento G_0 . B) Na velocidade de ondas cisalhantes V_s .

Os resultados encontrados mostraram que, com a secagem gradual do solo residual, o valor do módulo de cisalhamento e da velocidade de onda cisalhante inicialmente aumentaram com o acréscimo da sucção, chegando a um valor máximo (pico) próximo a 150 kPa e, em seguida, sofreram uma queda até o último ponto ensaiado.

Para o solo indeformado, o acréscimo de rigidez, partindo da sucção de 6 kPa e chegando a 130 kPa, foi de 90%. Já, para o solo reconstituído, com sucção variando de 5 a 60 kPa, este acréscimo foi de 53%.

Comportamentos similares de variação da rigidez com a sucção já foram encontrados e analisados em Marinho et al. (1995) e Oh e Vanapalli (2011).

Ao comparar o efeito da estrutura do material, com a amostra indeformada e reconstituída, Figura 86a e Figura 86b, verifica-se que o ponto de máxima rigidez praticamente não se alterou. Porém, após o pico, estes materiais apresentaram comportamentos distintos.

Com o acréscimo de sucção, a amostra indeformada exibiu decréscimos contínuos do módulo de cisalhamento máximo e da velocidade de onda cisalhante. Já, na amostra reconstituída, após o ponto de máxima, a queda na rigidez no

material foi brusca, se mantendo praticamente constante, em torno de 45 MPa, com os acréscimos de sucção.

As possíveis razões para o decréscimo da rigidez podem estar relacionadas à quebra dos meniscos formados entre as partículas nos solos e à formação de microfissuras ao longo da secagem imposta.

A variação no comportamento dos materiais, observada após o pico, pode estar relacionada com o alinhamento das partículas, já verificado nas análises com o microscópio eletrônico de varredura (MeV), descritas no capítulo anterior. Por ser um solo bastante micáceo, a reconstituição das amostras acarretou em um alinhamento das micas na direção perpendicular à propagação da onda. Tal efeito atuando em conjunto com a quebra de meniscos pode ter causado a mudança de comportamento analisada.

Curvas de Retenção

Analisando tais curvas obtidas e comparando com as curvas de retenção de umidade dos solos analisados (Figura 87), pode-se observar que as regiões de máxima rigidez das amostras se localizaram próximas ao valor da segunda entrada de ar destas, para estes materiais que se apresentam com comportamento bimodal.

Vale ressaltar que o ajuste das curvas bimodais seguiu a proposta de Durner (1994), onde os parâmetros de ajuste determinados pelo software de Seki (2007) são apresentados na Tabela 15. Nesta mesma tabela, podem ser visualizados também os valores de sucção referentes à primeira e segunda entradas de ar (ψ_{ar1} e ψ_{ar2}) e os valores referentes à sucção residual dos macroporos e microporos (ψ_{r1} e ψ_{r2}). Estas sucções foram determinadas graficamente, após os ajustes das curvas.

A partir da Figura 87 e da Tabela 15, pode-se notar que o início das curvas de secagem do solo indeformado e reconstituído foi similar, caracterizando os dois materiais com, praticamente, a mesma sucção de primeira entrada de ar (aproximadamente 3 kPa). O baixo valor de sucção referente a esta primeira entrada de ar também foi observado em Feuerharmel (2003), Freitas Neto (2008), Fernandes (2011), Vilar e Rodrigues (2011) e Georgetti (2014), para solos brasileiros indeformados e compactados.

Por outro lado, na região de drenagem da água dos macroporos, há um deslocamento da curva do solo reconstituído para a esquerda e para baixo. Tal observação implica em menores valores de sucção residual e de sucção referente à

segunda entrada de ar neste material.

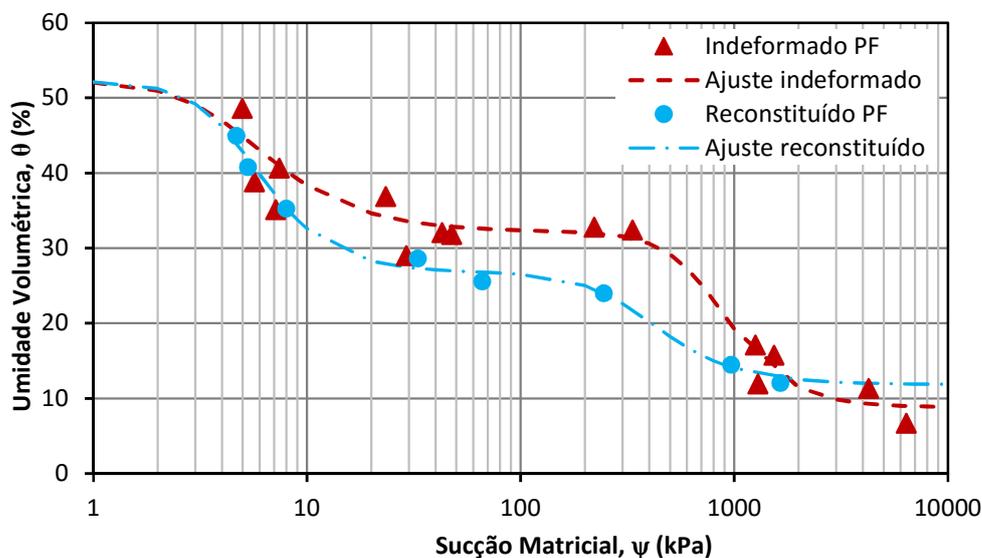


Figura 87 – Pontos experimentais obtidos com papel filtro e ajuste de curvas pelo modelo proposto por Durner (1994) para o SRJ-T.

Tabela 15 – Parâmetros das curvas de retenção do SRJ-T (indeformado e reconstituído) e dos ajustes da equação de Durner (1994).

	Parâmetros	Solo Indeformado	Solo Reconstituído
Software SWRC Fit	θ_s	0,523	0,522
	θ_r	0,088	0,118
	w_1	0,464	0,631
	α_1	0,215	0,199
	n_1	2,426	3,038
	m_1	0,588	0,671
	α_2	0,001	0,003
	n_2	3,306	2,787
	m_2	0,697	0,641
	R^2	0,970	0,990
	Gráfico	ψ_{ar1} (kPa)	2,8
ψ_{r1} (kPa)		16	10,2
ψ_{ar2} (kPa)		420	200
ψ_{r2} (kPa)		2000	1200

θ_s : umidade volumétrica de saturação; θ_r : umidade volumétrica residual; w_1 , α_1 , n_1 , α_2 , n_2 , m_2 : parâmetros de ajuste (onde $m=1-(1/n)$); R^2 : coeficiente de determinação obtido com o ajuste dos dados; ψ_{ar1} e ψ_{ar2} : sucção da primeira e segunda entrada de ar; ψ_{r1} e ψ_{r2} : primeira e segunda sucção residual.

A Figura 87 foi ajustada somente com os dados obtidos pelo papel filtro, pois foi o único método possível de correlacionar sucção com umidade volumétrica. Porém, conforme mencionado anteriormente, além do papel filtro foram utilizados, também, o funil de Haines e o potenciômetro WP4C, para obtenção da curva completa.

Desta forma, a Figura 88 apresenta todos os pontos experimentais das curvas de retenção, plotados em função do teor de umidade gravimétrica e da sucção (matricial e total).

A partir desta figura, observa-se que as diferentes técnicas se complementaram, onde os baixos valores de sucção foram iniciados pelo funil, seguido do papel filtro (PF) para os valores intermediários, e finalizando com o WP4C para os altos valores. Sendo assim, tais dados confirmaram a possibilidade de se trabalhar com a curva de retenção híbrida.

Vale destacar que se tentou utilizar o potenciômetro para valores de sucção próximos a 100kPa, mas os resultados obtidos foram muito dispersos. Sendo assim, apresentou-se neste gráfico somente os pontos com sucção acima de 600kPa.

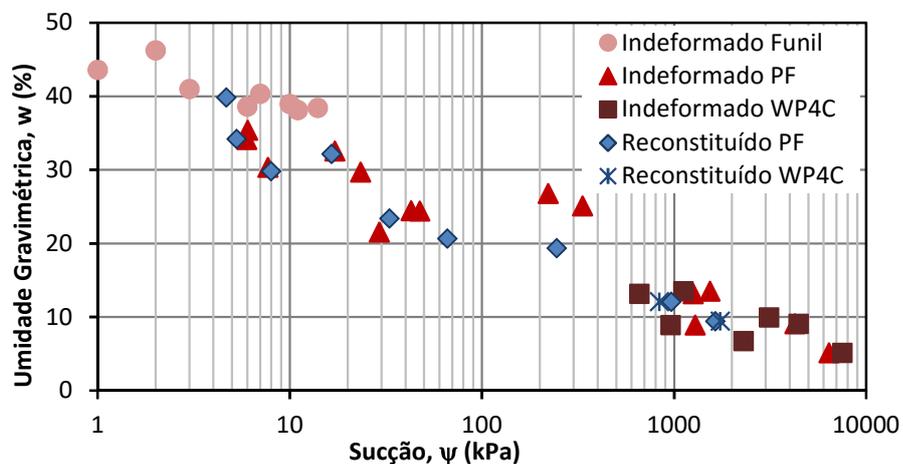


Figura 88 – Pontos experimentais obtidos para a determinação da curva de retenção das amostras, indeformada e reconstituída, do SRJ-T.

Porosimetria de Mercúrio

Ainda, analisando os procedimentos de obtenção das curvas de retenção, são apresentados os resultados obtidos através da porosimetria de mercúrio (Figura 89).

Para garantir repetibilidade nos resultados, todas as análises foram feitas para duas amostras de solo. Além disso, nas análises do solo indeformado, buscou-se verificar também a heterogeneidade e a variabilidade da estrutura para diferentes blocos, coletados em diferentes anos.

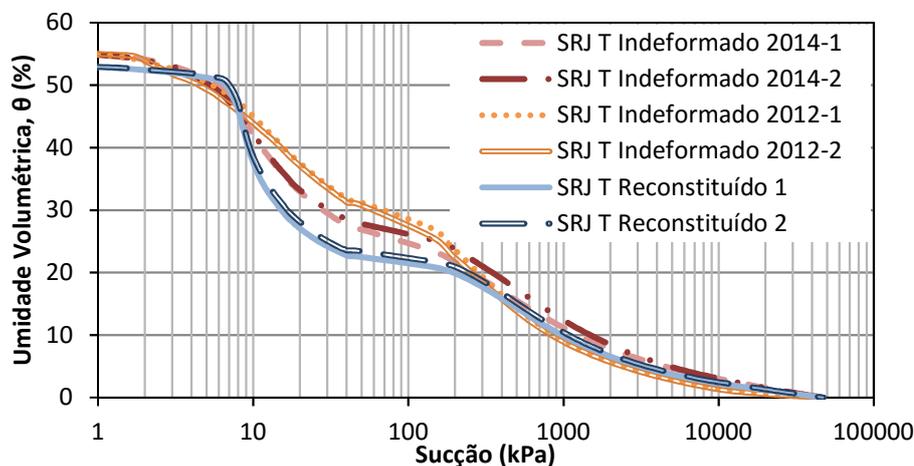


Figura 89 – Determinação da curva de retenção de umidade do SRJ-T a partir dos ensaios de porosimetria de mercúrio.

Conforme já destacado na curva de distribuição de poros, apresentada no capítulo anterior, observa-se que não houve variação entre as curvas obtidas para o mesmo bloco e na reconstituição. Tal fato garantiu a repetibilidade esperada. A pequena variabilidade encontrada está relacionada à variabilidade dos blocos coletados e à variabilidade entre as amostras reconstituídas e indeformadas.

A Figura 90 e a Figura 91 ilustram a comparação das metodologias empregadas para obtenção das curvas de retenção, para o solo indeformado e reconstituído, respectivamente. Nestas, foram plotados todos os pontos experimentais apresentados na Figura 88, comparando-os com as curvas obtidas pelo ensaio de intrusão de mercúrio (Figura 89).

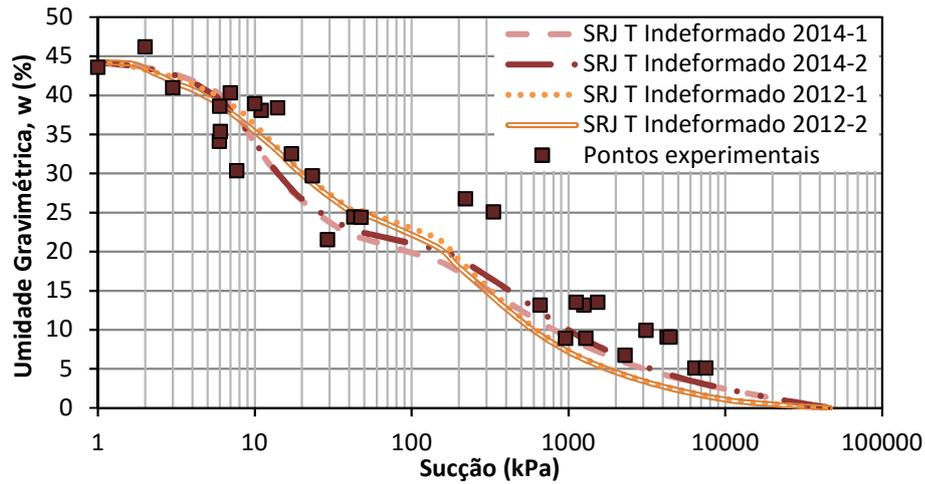


Figura 90 – Resultados obtidos pela porosimetria de mercúrio comparados com os pontos determinados experimentalmente, SRJ-T indeformado.

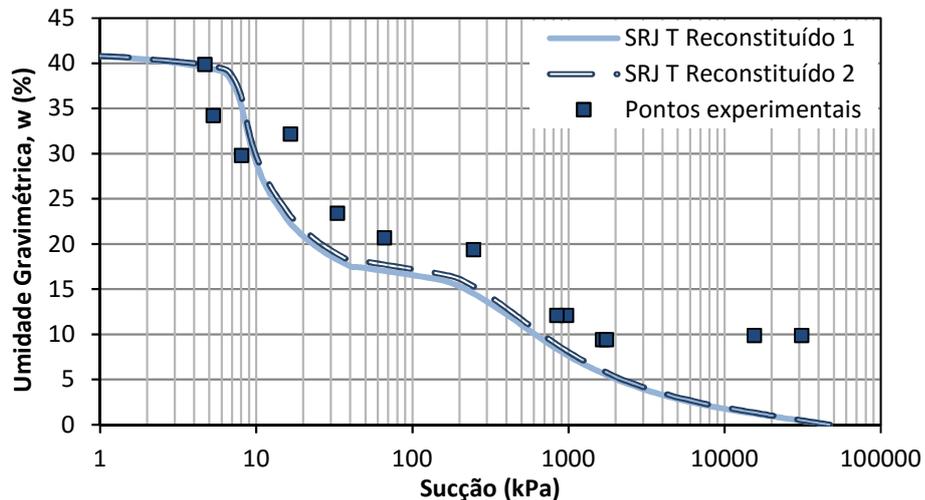


Figura 91 – Resultados obtidos pela porosimetria de mercúrio comparados com os pontos determinados experimentalmente, SRJ-T reconstituído.

A partir destas figuras, Figura 90 e Figura 91, verifica-se que o comportamento bimodal dos materiais, já destacados na Figura 87, foi também observado nas curvas obtidas através da porosimetria de mercúrio. Porém, ao realizar uma comparação com os pontos experimentais, observa-se que o segundo trecho das curvas não foi muito bem representado, principalmente para as amostras reconstituídas.

Nos dois casos, a região da curva de retenção mencionada (obtida pela intrusão de mercúrio) encontra-se deslocada para a esquerda, com menores valores de sucção referente à segunda entrada de ar dos solos. Tal fato mostra que a técnica

de porosimetria de mercúrio representou o diâmetro dos poros deste trecho um pouco maior que o obtido pelos pontos experimentais.

Diferenças entre a porosimetria e os pontos experimentais também foram relatadas por Boszczowski (2008) e Moncada (2008). Boszczowski (2008) justifica que a diferença de comportamento pode estar relacionada com a diferença de metodologia das técnicas aplicadas. Na curva de retenção obtida pelo papel filtro, os valores de sucção estão ligados à ação da capilaridade da água. Já, na técnica de intrusão de mercúrio, a molécula de mercúrio é apolar, não apresentando o fenômeno de adsorção. Além disso, o ensaio de injeção de mercúrio atinge somente os poros interconectados do solo, o que difere da porosidade total do material.

Histerese

Por fim, para verificar a histerese do solo residual jovem de Tinguá indeformado, foi determinada a curva pela trajetória de umedecimento. A Figura 92 apresenta os resultados experimentais, com os respectivos parâmetros de ajuste destacados na Tabela 16.

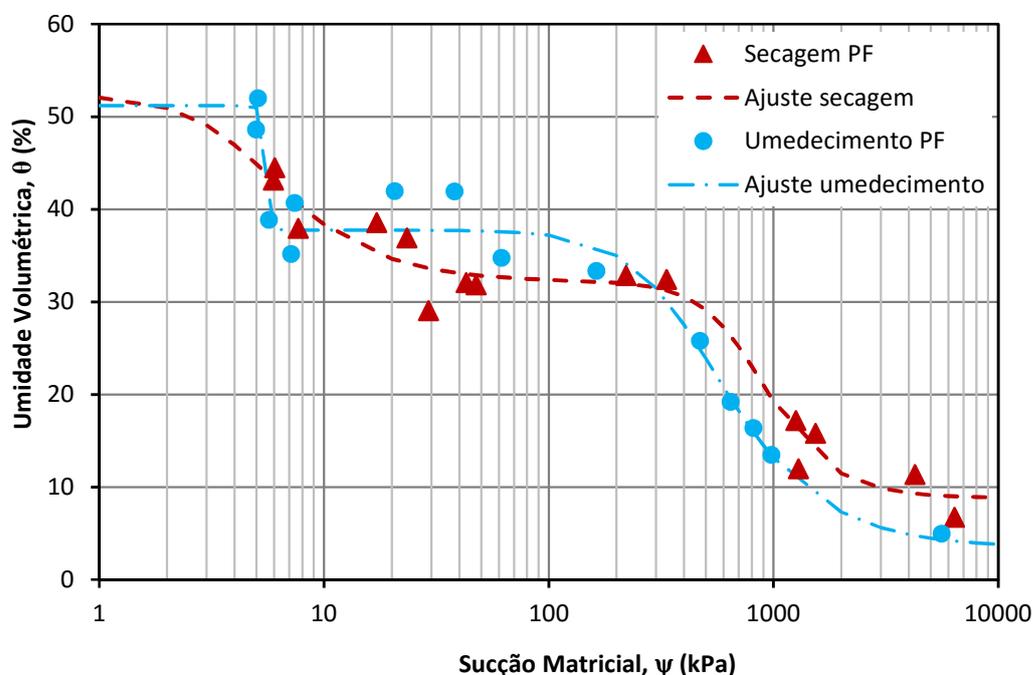


Figura 92 – Trajetórias de umedecimento e secagem do SRJ-T indeformado, com os respectivos ajustes.

Tabela 16– Parâmetros de ajuste das trajetórias de umedecimento e secagem do SRJ-T indeformado.

		Trajetórias	
Parâmetros		Secagem	Umedecimento
Software SWRC Fit	θ_s	0,523	0,512
	θ_r	0,088	0,034
	w_1	0,464	0,281
	α_1	0,215	0,184
	n_1	2,426	50
	m_1	0,588	0,980
	α_2	0,001	0,002
	n_2	3,306	2,416
	m_2	0,697	0,586
	R^2	0,970	0,971
Gráfico	ψ_{ar1} (kPa)	2,8	5,0
	ψ_{r1} (kPa)	16	6
	ψ_{ar2} (kPa)	420	210
	ψ_{r2} (kPa)	2000	1500

θ_s : umidade volumétrica de saturação; θ_r : umidade volumétrica residual; w_1 , α_1 , n_1 , α_2 , n_2 , m_2 : parâmetros de ajuste (onde $m=1-(1/n)$); R^2 : coeficiente de determinação obtido com o ajuste dos dados; ψ_{ar1} e ψ_{ar2} : sucção da primeira e segunda entrada de ar; ψ_{r1} e ψ_{r2} : primeira e segunda sucção residual.

Ao comparar tal ajuste feito (Figura 92) com o obtido na secagem, plotado novamente nesta figura a título de comparação, nota-se uma pequena diferença entre as trajetórias do solo indeformado, sugerindo uma possível histerese. Porém, ao analisar somente os pontos experimentais, sem as curvas de ajuste, é aparente a ausência de histerese neste solo, já que os mesmos se encontram dentro de uma faixa de dispersão que pode ser relacionada à variabilidade natural do material.

A partir da Tabela 17 e da Figura 93 é possível observar tal justificativa, através da variação do índice de vazios do solo após moldagem dos anéis, que chegou a aproximadamente 33%.

Tabela 17 – Dados experimentais da trajetória de secagem e umedecimento do SRJ-T.

	Umidade Volumétrica (%)	Umidade Gravimétrica (%)	Grau de Saturação (%)	Sucção Matricial - Papel Filtro (kPa)	Índice de Vazios (e)
Secagem	32,4	25,1	60,7	333,8	1,14
	12,0	8,9	23,1	1289,2	1,13
	32,1	24,4	60,9	42,8	1,13
	29,0	21,6	56,4	29,2	1,11
	11,3	9,1	20,6	4257,1	1,21
	6,7	5,1	12,7	6390,3	1,08
	15,8	13,5	27,2	1535,9	1,29
	17,1	13,2	32,3	1256,3	1,15
	32,8	26,8	58,8	221,0	1,15
	31,8	24,4	60,1	47,5	1,11
	36,9	29,7	66,8	23,4	1,15
	38,5	32,6	67,2	17,2	1,27
	37,9	30,4	69,0	7,7	1,31
	43,1	34,1	79,3	6,0	1,24
	44,5	35,4	81,3	6,0	1,18
Umedecimento	33,3	27,1	60,0	162,9	1,25
	13,5	10,5	25,1	980,4	1,16
	19,2	15,4	34,9	644,2	1,22
	34,8	28,3	62,4	61,6	1,26
	25,8	20,8	46,7	471,1	1,23
	52,0	45,3	88,7	5,1	1,42
	41,9	35,5	73,1	20,7	1,35
	16,4	12,9	30,2	814,3	1,18
	4,9	3,8	9,3	5606,0	1,14
	41,9	35,0	73,8	38,1	1,31
	35,2	27,5	65,3	7,1	1,07
	38,9	32,9	67,8	5,7	1,28
	40,7	31,2	76,9	7,4	1,14
	48,6	36,8	92,9	5,0	1,07

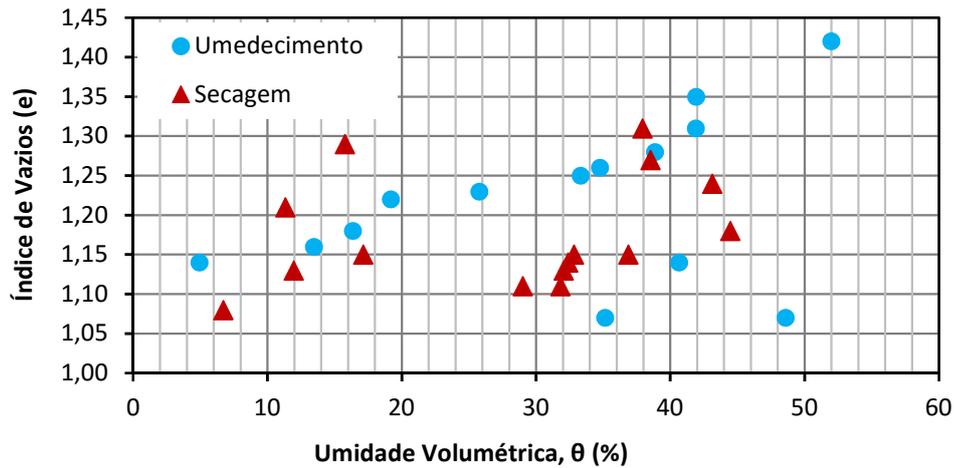


Figura 93 – Índice de vazios do SRJ-T após moldagem *versus* umidade volumétrica imposta nas amostras.

Resistência à Tração

Com relação à resistência à tração, observa-se que a estrutura do solo afetou o comportamento destes materiais (Figura 94).

A resistência à tração das amostras indeformadas apresentou o mesmo comportamento do módulo de cisalhamento máximo G_0 , ao longo da secagem (Figura 86). Com o acréscimo de sucção, a resistência à tração partiu de 3 kPa e alcançou valores próximos a 21 kPa, com uma sucção em torno de 200 kPa. Após o pico, houve uma queda gradual neste parâmetro até o último ponto ensaiado (com valor médio de resistência de 7 kPa). Comportamentos similares foram encontrados em Villar et al. (2007), Benessiuti et al. (2010) e Zhemchuzhnikov (2015).

Por outro lado, o processo de secagem causou somente ganho de resistência à tração nas amostras reconstituídas, onde o valor máximo (21 kPa) foi alcançado no último ponto ensaiado (sucção de 15000 kPa). O alinhamento das micras, já mencionado, atuou de forma a aumentar a resistência deste material, pois o mesmo se encontrava no sentido da ruptura.

A Figura 95a e a Figura 95b mostram exemplos de superfícies de ruptura formadas no ensaio de resistência à tração, do solo indeformado e reconstituído, respectivamente.

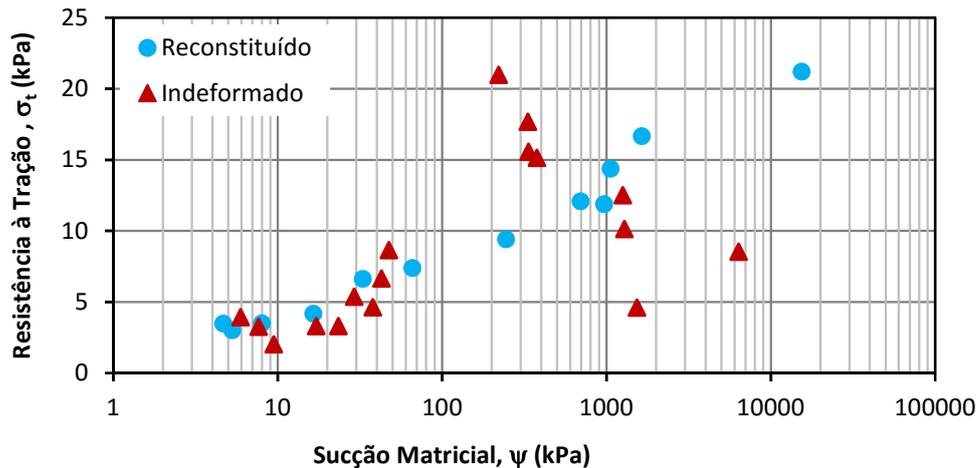


Figura 94 – Influência da sucção na resistência à tração do SRJ-T, para amostras indeformadas e reconstituídas.

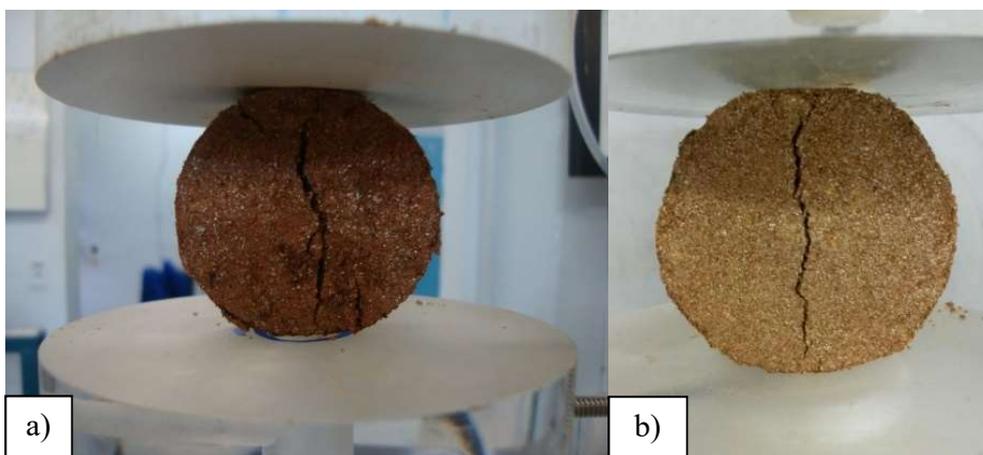


Figura 95 – Exemplos de superfície de ruptura no ensaio de resistência à tração, SRJ-T. A) Solo Indeformado. B) Solo Reconstituído.

Os dados de sucção matricial, plotados na Figura 94, foram os resultados obtidos pelo método do papel filtro, antes da ruptura do material.

Como forma de confirmar tais valores encontrados e verificar alguma possível variação nestes valores pós ruptura, foram confrontados os dados do papel filtro (pré-ruptura) e do WP4C (pós-ruptura), dispostos na Figura 96.

A partir desta figura, observa-se que não houve variação significativa dos valores de sucção medidos com as duas técnicas citadas. Ressalta-se que, devido à precisão do equipamento, as leituras de sucção com o potenciômetro abaixo de 600 kPa apresentaram considerável dispersão.

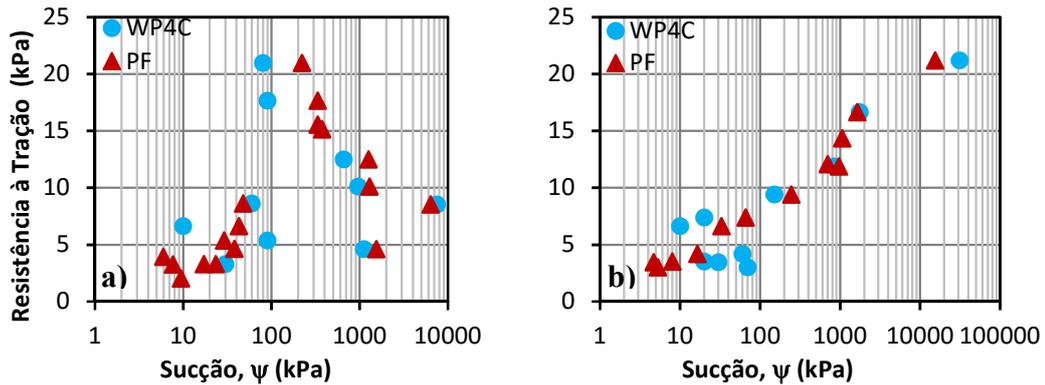


Figura 96 – Comparação de medição de sucção pré-ruptura com papel filtro (PF) e pós-ruptura com o potenciômetro WP4C, nos ensaios de Resistência à Tração. A) SRJ-T indeformado. B) SRJ-T reconstituído.

Compressão Simples

O comportamento destes materiais com relação à resistência à compressão simples foi similar ao comportamento do solo reconstituído na resistência à tração (Figura 94).

Nestas análises, tanto o solo indeformado como o reconstituído apresentaram somente ganho de resistência com o processo de secagem, atingindo valores de até 150 kPa (Figura 97). O acréscimo de resistência à compressão simples médio foi de 400% para uma faixa de variação de sucção média de 2800 kPa. Deve-se salientar que o valor de “Resistência à Compressão Simples” ilustrado nesta figura equivale a σ_1 .

Da mesma forma que nos ensaios de resistência à tração, buscou-se comparar os valores de sucção determinados pré e pós-ruptura, com o papel filtro e o WP4C (Figura 98). Os resultados também confirmaram pequena variação do parâmetro medido com as técnicas aplicadas.

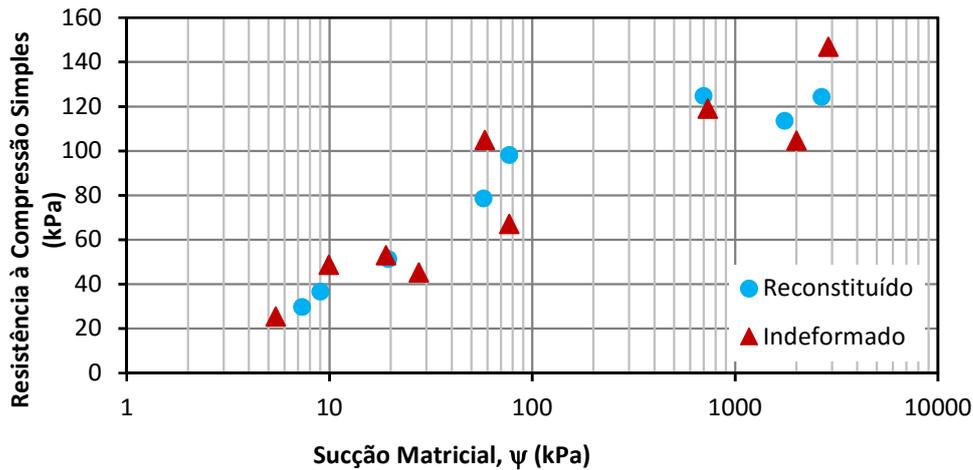


Figura 97 – Influência da sucção na resistência à compressão simples do SRJ-T, para amostras indeformadas e reconstituídas.

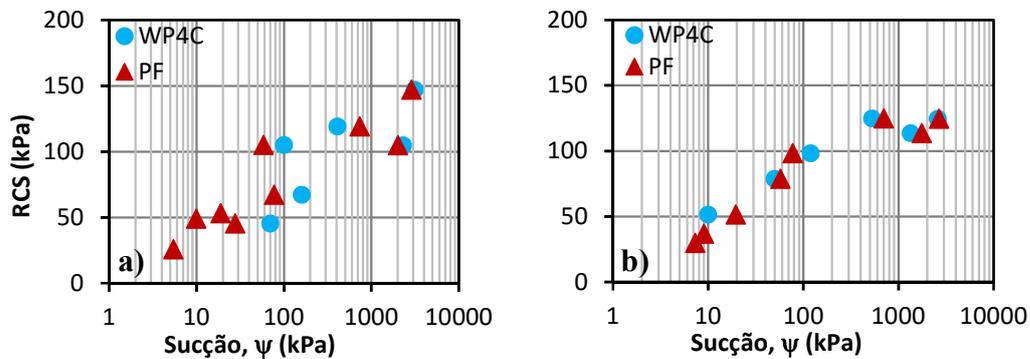


Figura 98 – Comparação de medição de sucção pré-ruptura com papel filtro (PF) e pós-ruptura com o potenciômetro WP4C, nos ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS). A) SRJ-T indeformado. B) SRJ-T reconstituído.

Os modos de ruptura ocorreram, em sua maioria, em planos diagonais bem definidos, para as duas condições do solo. No entanto, foi possível observar também outras configurações de planos de ruptura, conforme ilustrado na Figura 99 e na Figura 100.

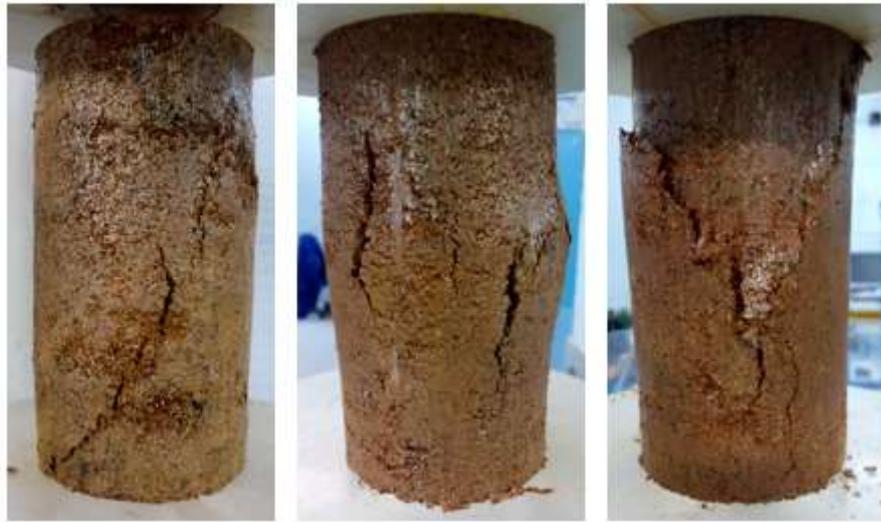


Figura 99 – Formas de ruptura do SRJ-T indeformado.



Figura 100 – Formas de ruptura do SRJ-T reconstituído.

O comportamento tensão *versus* deformação axial das amostras ensaiadas pode ser visualizado na Figura 101 e na Figura 102, solo indeformado e reconstituído, onde foi possível determinar os respectivos módulos de elasticidade (E) para pequenas deformações (menor que 0,5%), registrados na Tabela 18 e apresentados na Figura 103.

Observa-se que, no processo de secagem, o solo passou de um comportamento dúctil para frágil e que, quanto maior o valor de sucção, menor foi a deformação axial na ruptura. A visualização desse comportamento foi mais clara no solo reconstituído, já que, nesta condição, as amostras são mais homogêneas.

Comportamentos similares em solos não saturados foram observados em Zhemchuzhnikov (2015) e Oliveira & Marinho (2015).

Com relação ao módulo de elasticidade (Tabela 18 e Figura 103), verifica-se uma tendência clara de aumento deste parâmetro com o acréscimo da sucção. O acréscimo do módulo foi similar para os dois materiais ensaiados (indeformado e reconstituído).

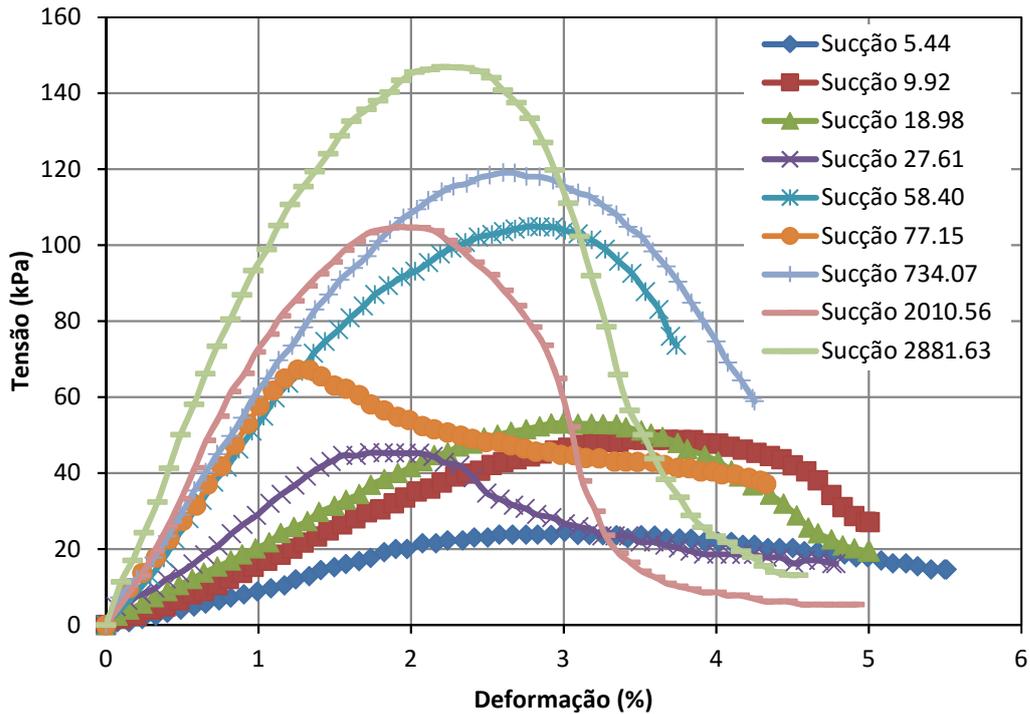


Figura 101 – Curva tensão *versus* deformação do SRJ-T indeformado.

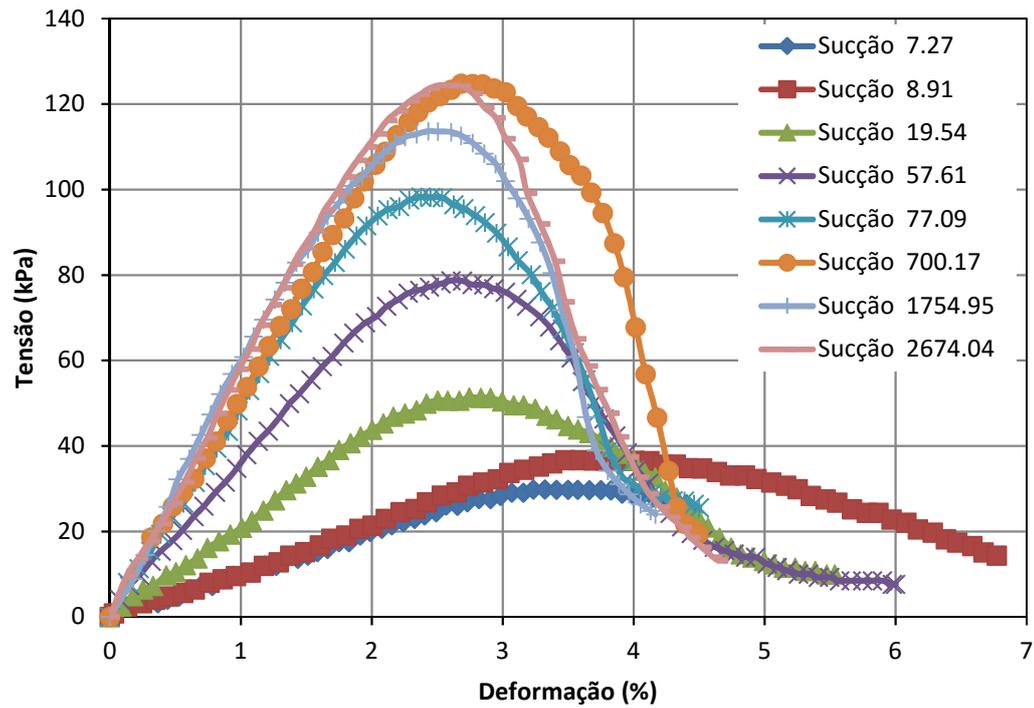


Figura 102 – Curva tensão versus deformação do SRJ-T reconstituído.

Tabela 18 – Relação dos Módulos de Elasticidade (E) obtidos para cada sucção ensaiada, para o SRJ-T.

Solo Indeformado		Solo Reconstituído	
E (MPa)	Sucção (kPa)	E (MPa)	Sucção (kPa)
0,84	5,44	0,92	7,27
1,43	9,92	1,01	8,91
2,15	18,98	2,08	19,54
3,16	27,61	3,67	57,61
5,32	58,40	4,73	77,09
5,45	77,15	5,23	700,17
6,11	734,07	6,20	1754,95
7,11	2010,56	5,54	2674,04
10,08	2881,63		

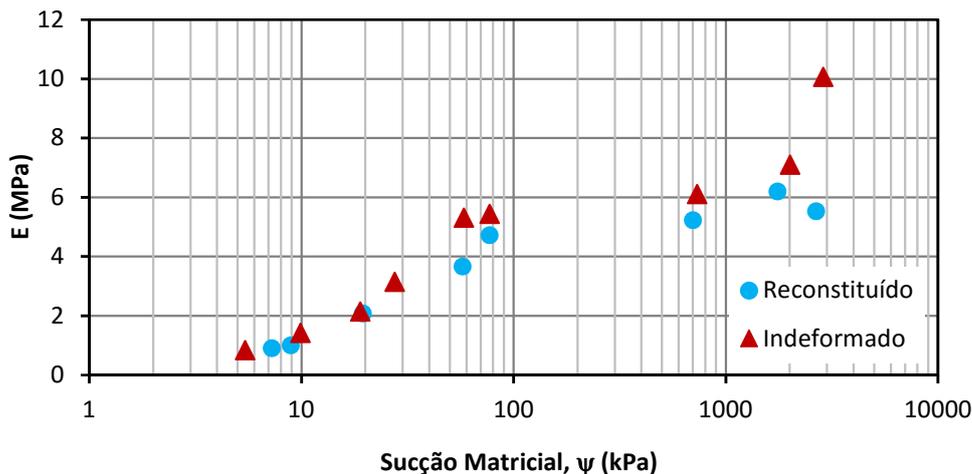


Figura 103 – Influência da sucção no módulo de elasticidade do SRJ-T.

6.5.2. Colúvio de Tinguá

Neste item são apresentados os resultados obtidos para o segundo solo estudado nesta tese.

Módulo Cisalhante

As análises com os *bender elements* mostraram um comportamento similar ao descrito no solo residual jovem de Tinguá (Figura 86). Porém, o acréscimo de rigidez verificado ao longo da secagem foi muito menos expressivo.

A Figura 104 apresenta a variação do módulo de cisalhamento máximo (Figura 104a) e da velocidade da onda cisalhante (Figura 104b) para diferentes valores de sucção, nas duas condições de amostras: indeformadas e reconstituídas.

O acréscimo de rigidez observado foi de aproximadamente 12% para o solo indeformado e 9% para o reconstituído. Para ambos os materiais, o ponto de máxima rigidez registrado localizou-se na faixa de sucção de 1000 a 2000 kPa.

Da mesma forma que no solo residual jovem, após o pico houve um decréscimo de rigidez gradual para o solo indeformado e mais brusco para o reconstituído. Neste solo a porcentagem de perda de rigidez obtida após o pico ultrapassou o ganho registrado no início da secagem: aproximadamente 60% para o solo indeformado e 46% para o reconstituído.

Um ponto que merece atenção neste material é a influência da estrutura nos valores dos parâmetros aqui determinados. Observa-se que a reconstituição deste material causou um aumento na rigidez do material próximo a 30%. Por ser um material mais argiloso, acredita-se que os grumos de argila (parte da microestrutura) do solo natural não foram destruídos na reconstituição.

Além deste fato, verificou-se que a massa específica seca do material reconstituído após moldagem ($\rho_d = 1,33 \text{ g/cm}^3$) foi maior que a do material indeformado ($\rho_d = 1,29 \text{ g/cm}^3$). Como a reconstituição foi baseada nos valores médios de umidade, massa específica seca e índice de vazios do solo indeformado, acabou-se gerando nesta análise uma amostra mais densa que a amostra natural.

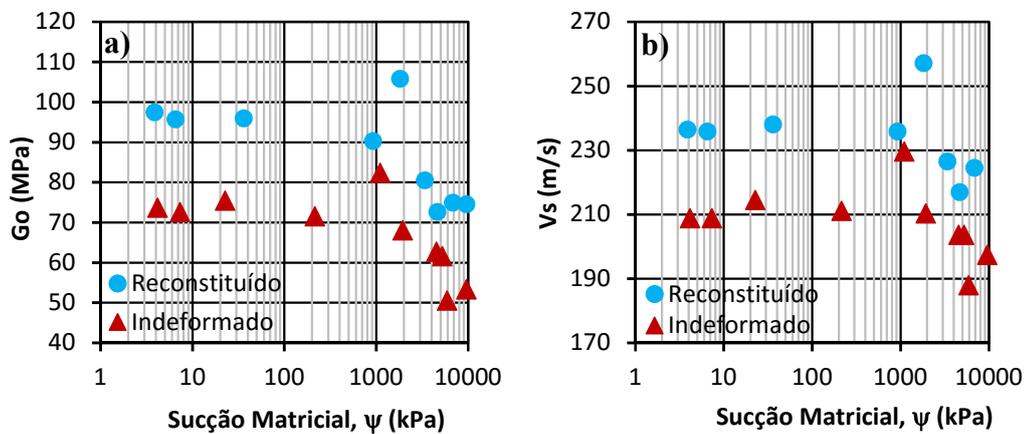


Figura 104 – Influência da sucção para o Colúvio de Tinguá (CT). A) No módulo de cisalhamento G_0 . B) Na velocidade de ondas cisalhantes V_s .

Visando eliminar o efeito do índice de vazios na determinação de V_s destes materiais, optou-se por normalizá-la a partir da função de índice de vazios proposta por Hardin (1978) e apresentada na equação 18 (Capítulo 2).

Desta forma, obteve-se então V_s^* normalizado conforme equação 25.

$$V_s^* = \frac{V_s}{\sqrt{F(e)}} \quad \text{eq. 25}$$

onde:

V_s^* é a velocidade da onda cisalhante normalizada em relação ao índice de vazios;

V_s é a velocidade da onda cisalhante obtida a partir dos *bender elements*; e

$F(e)$ é a função de índice de vazios proposta por Hardin (1978), equação 18.

Os resultados obtidos, Figura 105, mostraram que a normalização diminuiu significativamente a diferença de rigidez entre as duas amostras ensaiadas. Entretanto, apesar de apresentar praticamente os mesmos valores de V_s^* , observa-se ainda a maior rigidez no solo reconstituído. Sendo assim, acredita-se que o processo de reconstituição contribuiu para um aumento na rigidez do colúvio, aumentando os contatos entre os grumos argilosos.

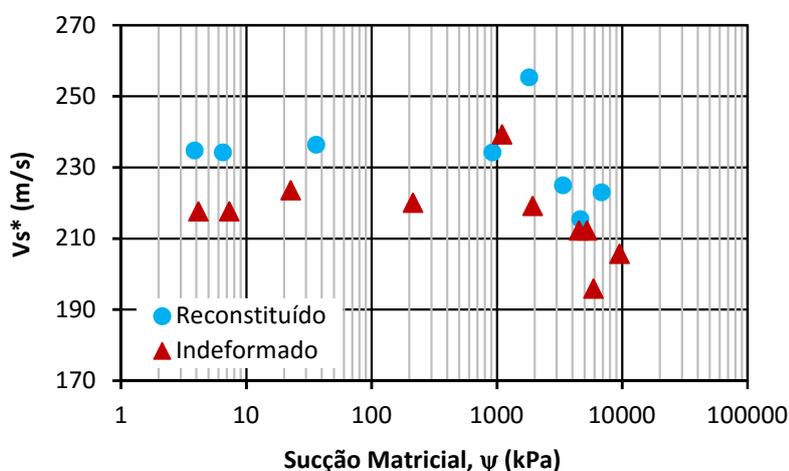


Figura 105 – Influência da sucção na velocidade das ondas cisalhantes normalizadas em termos de índice de vazios, no CT.

Semelhantemente ao verificado no primeiro solo, a zona de máxima rigidez registrada neste material localizou-se próximo à segunda entrada de ar, correspondente aos microporos, já que o mesmo também apresenta comportamento bimodal.

Curva de Retenção

A Figura 106 e a Tabela 19 apresentam os dados experimentais obtidos pelo método de papel filtro, ajustados pela mesma proposta já mencionada, com os respectivos parâmetros de ajustes.

A partir desta figura, nota-se que o formato das curvas ajustadas do colúvio indeformado e reconstituído foram similares. Porém, a curva de retenção de umidade do solo reconstituído foi um pouco mais atenuada, com conseqüente redução nos valores de sucção da primeira e segunda entradas de ar.

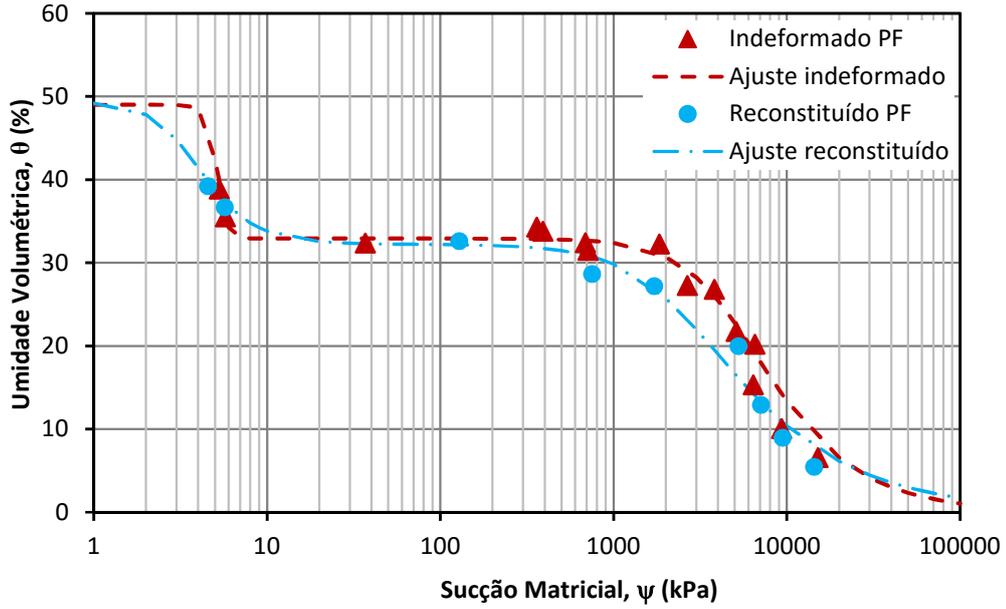


Figura 106 – Pontos experimentais obtidos com papel filtro e ajuste de curvas pelo modelo proposto por Durner (1994) para o CT.

Tabela 19 – Parâmetros das curvas de retenção do CT (indeformado e reconstituído) e dos ajustes da equação de Durner (1994).

	Parâmetros	Solo Indeformado	Solo Reconstituído
Software SWRC Fit	θ_s	0,490	0,494
	θ_r	3,357E-05	8,608E-07
	w_1	0,328	0,347
	α_1	0,196	0,278
	n_1	15,706	3,308
	m_1	0,936	0,698
	α_2	1,990E-04	3,969E-04
	n_2	2,150	1,794
	m_2	0,535	0,443
	R^2	0,980	0,980
Gráfico	ψ_{ar1} (kPa)	4,0	2,2
	ψ_{r1} (kPa)	6,5	8,5
	ψ_{ar2} (kPa)	2100	1000
	ψ_{r2} (kPa)	11500	10900

θ_s : umidade volumétrica de saturação; θ_r : umidade volumétrica residual; w_1 , α_1 , n_1 , α_2 , n_2 , m_2 : parâmetros de ajuste (onde $m=1-(1/n)$); R^2 : coeficiente de determinação obtido com o ajuste dos dados; ψ_{ar1} e ψ_{ar2} : sucção da primeira e segunda entrada de ar; ψ_{r1} e ψ_{r2} : primeira e segunda sucção residual.

A análise de comparação de metodologia para obtenção da curva de retenção mostrou, em geral, boa concordância entre os métodos utilizados (Figura 107). Contudo, o trecho inicial apresentou variação entre os pontos obtidos pelo funil e pelo papel filtro, principalmente na definição da primeira entrada de ar do solo indeformado.

Para a curva definida pelo método do papel filtro (Figura 106), a umidade gravimétrica correspondente ao solo saturado foi de 36% e o valor de entrada de ar foi de 4 kPa. No entanto, a umidade de saturação estimada pelos pontos obtidos através do método do funil de Haines foi de aproximadamente 32% e o valor de entrada de ar de 9 kPa.

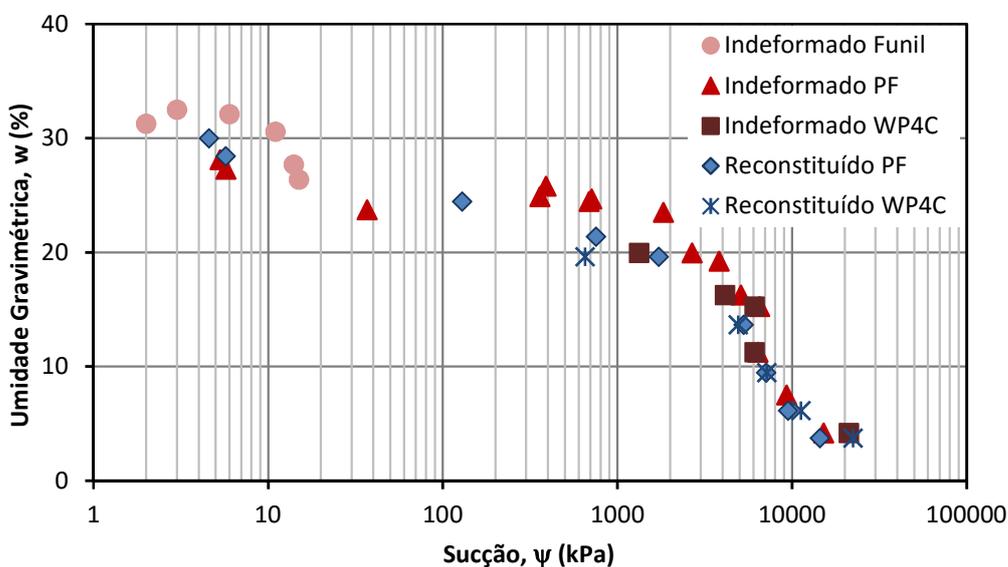


Figura 107 – Pontos experimentais obtidos para a determinação da curva de retenção das amostras, indeformada e reconstituída, do CT.

Porosimetria de Mercúrio

A outra metodologia utilizada para determinação da curva de retenção pode ser visualizada na Figura 108.

A partir da técnica de intrusão de mercúrio, verifica-se uma variabilidade entre as amostras, tanto indeformadas quanto reconstituídas, principalmente no patamar de transição entre a primeira e segunda entradas de ar. Esta variabilidade natural caracterizou, então, zonas de primeira e segunda entradas de ar, ao invés de pontos.

Além disso, é possível notar que a reconstituição do solo apresentou características mais semelhantes às do solo indeformado coletado no ano de 2014, material este utilizado em todos os ensaios hidráulicos e mecânicos desta tese.

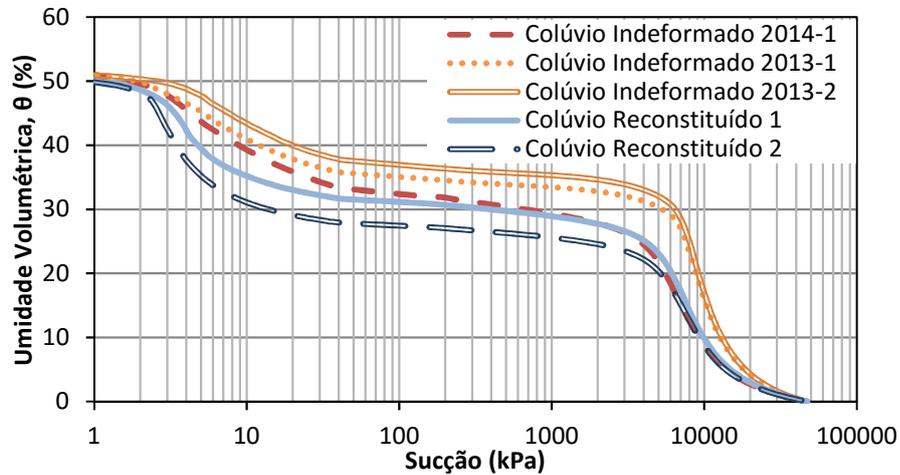


Figura 108 – Determinação da curva de retenção de umidade do CT a partir dos ensaios de porosimetria de mercúrio.

A comparação dos pontos experimentais obtidos pelas três técnicas, já ilustrados na Figura 107, com as curvas de retenção determinadas pela porosimetria é apresentada na Figura 109 e na Figura 110, para o colúvio indeformado e reconstituído, respectivamente.

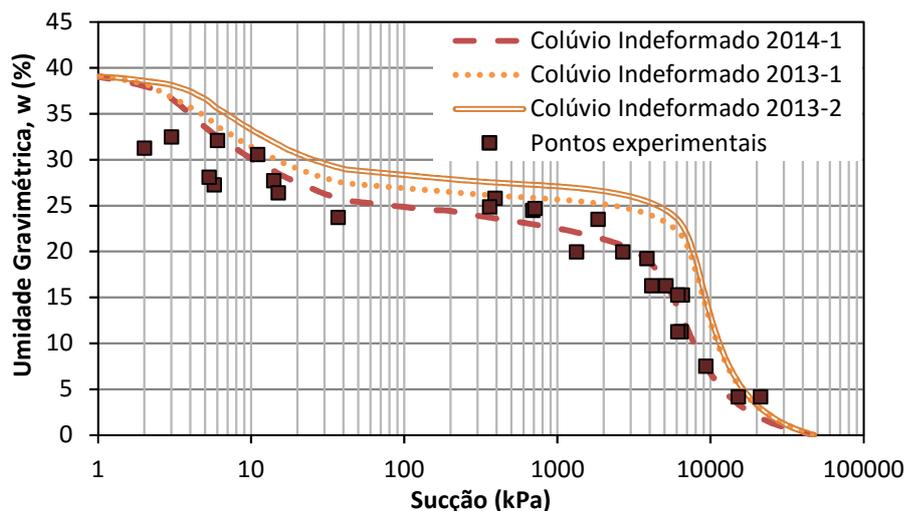


Figura 109 – Resultados obtidos pela porosimetria de mercúrio comparados com os pontos determinados experimentalmente, CT indeformado.

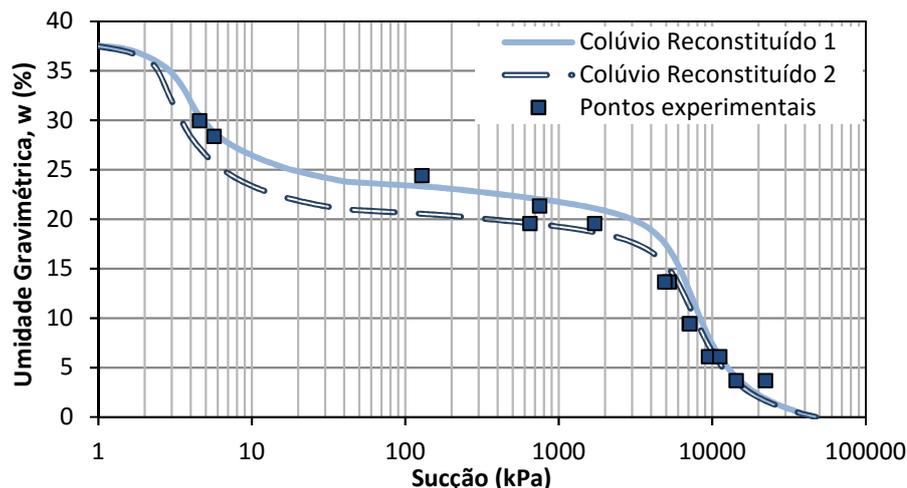


Figura 110 – Resultados obtidos pela porosimetria de mercúrio comparados com os pontos determinados experimentalmente, CT reconstituído.

Diferentemente do encontrado para o solo residual jovem de Tinguá, pode-se dizer que as curvas de retenção obtidas pela intrusão de mercúrio apresentaram bons resultados comparativos com o método do papel filtro, para o solo coluvionar. Esta observação é válida para o solo moldado nas duas condições: indeformado e reconstituído.

Os pontos experimentais indicaram bons ajustes tanto no formato das curvas (comportamento bimodal já verificado no capítulo anterior) como nos valores de sucção.

Cabe ressaltar que para o solo coluvionar indeformado (Figura 109) houve uma dispersão no ajuste para o trecho inicial da curva de retenção, onde os pontos experimentais ficaram localizados abaixo das curvas estimadas. Este fato reflete em uma variação na umidade de saturação e no valor de sucção correspondente à primeira entrada de ar.

Conforme já mencionado anteriormente, destaca-se também que os pontos experimentais do solo coluvionar indeformado apresentaram bons ajustes com a curva obtida no bloco coletado em 2014 (Figura 109). Tal ajuste está de acordo com o esperado, pois o solo utilizado para obtenção da curva de retenção foi o mesmo do utilizado no ensaio de porosimetria de mercúrio em 2014 (2014-1).

Histerese

Com relação à histerese, o colúvio indeformado apresentou pequena histerese principalmente no trecho de drenagem dos microporos, como observado na Figura

111, com os parâmetros de ajuste especificados na Tabela 20. Esta histerese causou redução dos valores de sucção de segunda entrada de ar na curva de umedecimento.

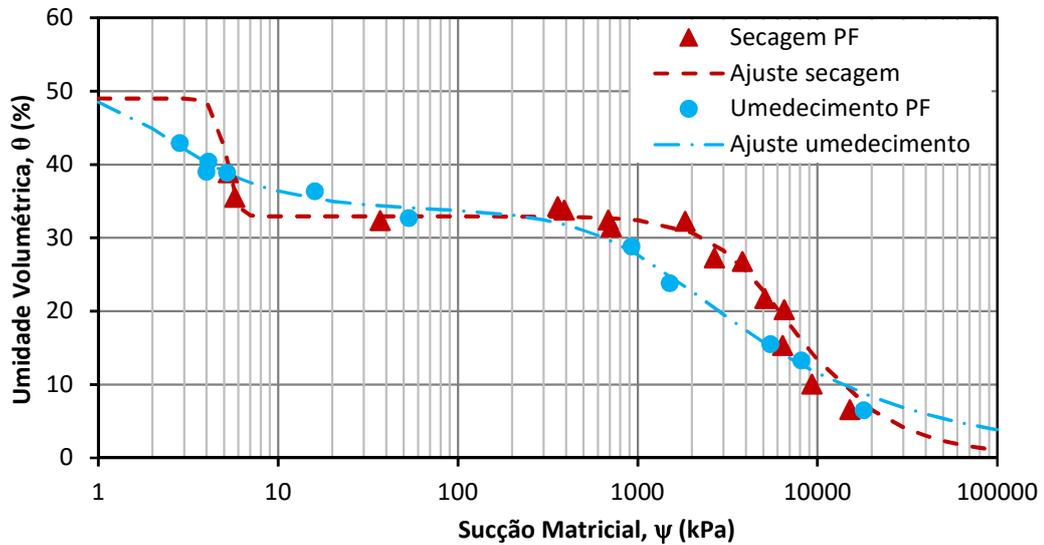


Figura 111 – Trajetórias de umedecimento e secagem do CT indeformado, com os respectivos ajustes.

Tabela 20 – Parâmetros de ajuste das trajetórias do CT indeformado.

		Trajetórias	
		Secagem	Umedecimento
Software SWRC Fit	Parâmetros		
	θ_s	0,490	0,505
	θ_r	3,357E-05	1,335E-06
	w_1	0,328	0,330
	α_1	0,196	0,539
	n_1	15,706	2,108
	m_1	0,936	0,526
	α_2	1,990E-04	9,042E-04
	n_2	2,150	1,483
	m_2	0,535	0,326
	R^2	0,980	0,990
Gráfico	ψ_{ar1} (kPa)	4,0	1,5
	ψ_{r1} (kPa)	6,5	9
	ψ_{ar2} (kPa)	2100	500
	ψ_{r2} (kPa)	11500	10600

θ_s : umidade volumétrica de saturação; θ_r : umidade volumétrica residual; w_1 , α_1 , n_1 , α_2 , n_2 , m_2 : parâmetros de ajuste (onde $m=1-(1/n)$); R^2 : coeficiente de determinação obtido com o ajuste dos dados; ψ_{ar1} e ψ_{ar2} : sucção da primeira e segunda entrada de ar; ψ_{r1} e ψ_{r2} : primeira e segunda sucção residual.

O solo coluvionar de Tinguá, por ser um material mais homogêneo, apresentou menor variabilidade no índice de vazios inicial, em torno de 23%, o que justifica a menor dispersão entre os pontos ensaiados e a visualização mais clara da histerese.

Tal propriedade pode ser visualizada na Tabela 21 e na Figura 112 a seguir.

Tabela 21 – Dados experimentais da trajetória de secagem e umedecimento do CT.

	Umidade Volumétrica (%)	Umidade Gravimétrica (%)	Grau de Saturação (%)	Sucção Matricial - Papel Filtro (kPa)	Índice de Vazios na Moldagem
Secagem	32,4	24,4	64,7	687	0,98
	31,5	24,7	60,6	712	1,10
	33,8	25,8	66,6	390	1,04
	34,3	24,9	71,2	360	0,96
	26,8	19,2	56,3	3822	1,00
	20,2	15,2	40,3	6526,4	1,06
	32,3	23,5	66,8	1833,9	0,98
	6,6	4,2	16,3	15134,4	1,09
	35,5	27,3	69,7	5,7	0,93
	32,4	23,7	66,5	36,9	1,03
	15,4	11,2	31,6	6386,5	0,94
	10,1	7,5	20,4	9300,8	1,01
	38,9	28,1	81,0	5,3	0,98
	27,3	19,9	56,1	2668,6	0,96
	21,7	16,3	43,8	5098,2	1,01
Umedecimento	6,5	4,9	12,9	18068,2	1,01
	13,3	10,6	25,3	8139,6	1,11
	15,5	13,3	27,6	5463,9	1,28
	23,8	18,3	46,6	1506,2	1,04
	28,9	22,9	54,8	923,8	1,11
	32,7	25,2	63,8	53,3	1,05
	40,4	30,0	82,0	4,1	0,97
	39,0	30,0	76,3	4,0	1,05
	42,9	34,5	80,6	2,8	1,14
	38,9	29,3	77,5	5,2	1,01
	36,4	26,9	73,9	16,0	0,97

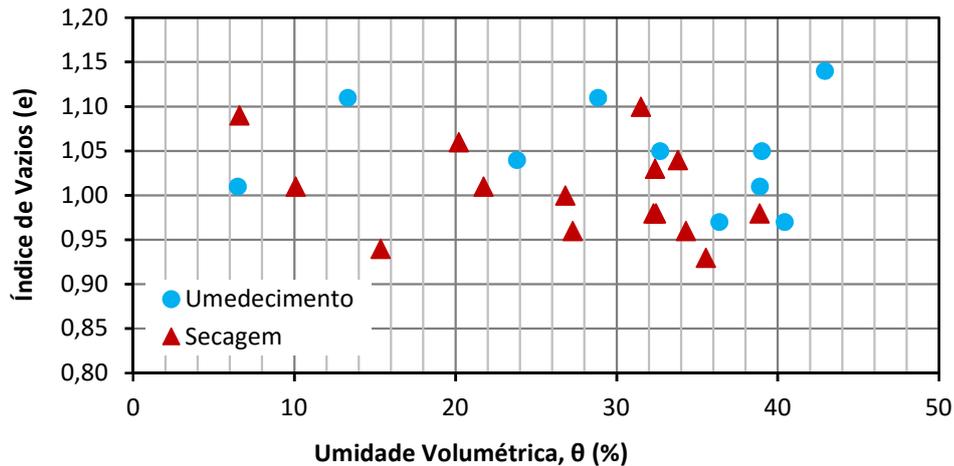


Figura 112 – Índice de vazios do CT após moldagem *versus* umidade volumétrica imposta nas amostras.

Resistência à Tração

A variação da resistência à tração com a sucção (Figura 113) apresentou o mesmo comportamento já observado e descrito na avaliação do módulo de cisalhamento máximo (Figura 104).

Para valores de sucção baixos, próximos à saturação, a resistência à tração apresentou valores baixos, em torno de 4 kPa. Com a secagem gradual dos materiais, houve um incremento nesta resistência até a região de sucção associada à segunda entrada de ar (em torno de 2000 a 3000 kPa). A resistência à tração alcançou neste ponto um valor de 76 kPa no solo indeformado e 121 kPa no reconstituído.

Após a máxima resistência verificada, os solos indeformado e reconstituído apresentaram perda gradual de resistência com o incremento de sucção (secagem ao ar), até a última sucção imposta.

Neste caso, porém, a estrutura afetou somente a resistência de pico, onde o solo reconstituído apresentou um ganho médio de 60%, no valor de resistência à tração, em relação ao solo indeformado.

As formas típicas de superfície de ruptura visualizadas nestes materiais estão dispostas na Figura 114a e Figura 114b.

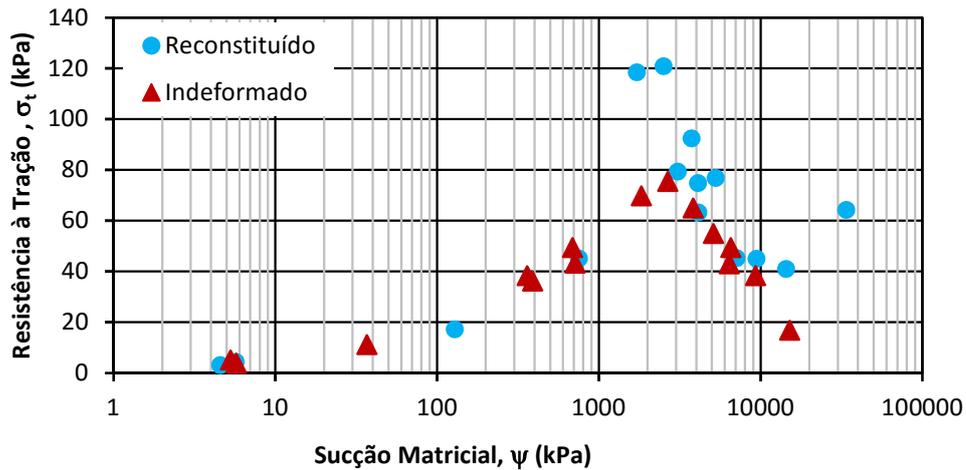


Figura 113 – Influência da sucção na resistência à tração do CT, para amostras indeformadas e reconstituídas.

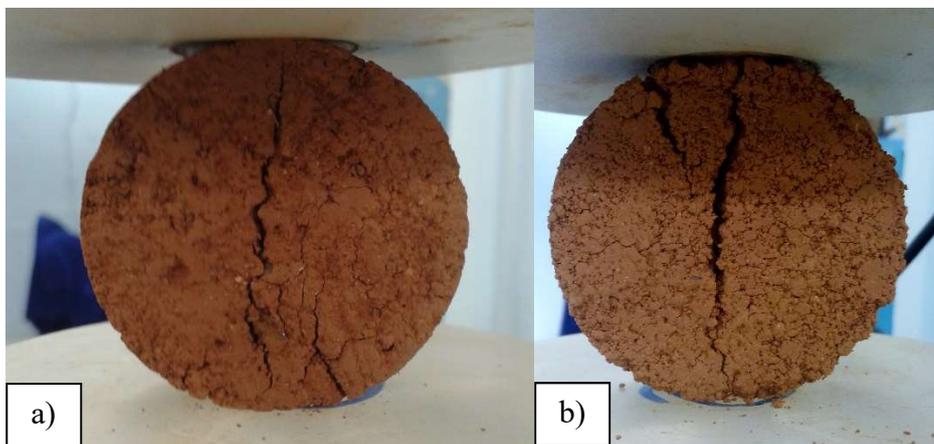


Figura 114 – Exemplos de superfície de ruptura no ensaio de resistência à tração, CT. A) Solo Indeformado. B) Solo Reconstituído.

Assim como no solo residual jovem de Tinguá, verificou-se aqui também boa concordância entre os valores de sucção pré e pós ruptura, com a utilização do papel filtro e do WP4C, respectivamente (Figura 115).

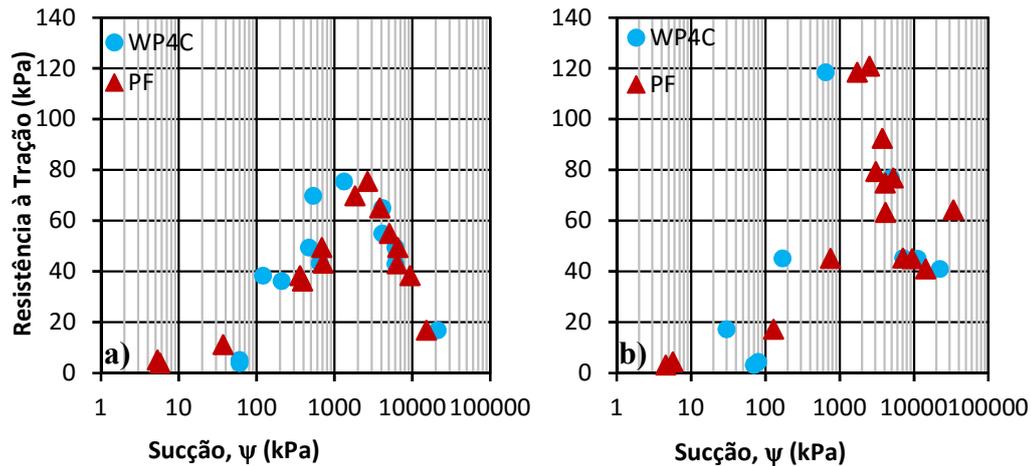


Figura 115 – Comparação de medição de sucção pré-ruptura com papel filtro (PF) e pós-ruptura com o potenciômetro WP4C, nos ensaios de Resistência à Tração. A) CT indeformado. B) CT reconstituído.

Compressão Simples

Com relação à resistência à compressão simples, observa-se neste solo o mesmo comportamento descrito nas análises de resistência à tração. A influência da sucção neste parâmetro de resistência pode ser visualizada na Figura 116.

Os dois materiais (indeformado e reconstituído) apresentaram, neste caso, comportamentos similares, saindo de uma resistência média de 40 kPa, para baixos níveis de sucção, e atingindo valores de pico (aproximadamente 500 kPa) para níveis de sucção entre 2000 e 4000 kPa. Conforme mencionado anteriormente, a região de máxima resistência situou-se próxima à entrada de ar nos microporos (Figura 106).

Após esta região, houve um decréscimo gradual da resistência à compressão simples com o incremento de sucção, até o último ponto ensaiado.

Como este material é mais argiloso, observou-se, a olho nu, a formação de micro trincas com a secagem gradual das amostras. Tal evidência explicaria a perda de resistência a partir de um certo nível de sucção.

As sucções medidas pré e pós ruptura estão apresentadas na Figura 117, onde verifica-se também pequena variação nos valores obtidos.

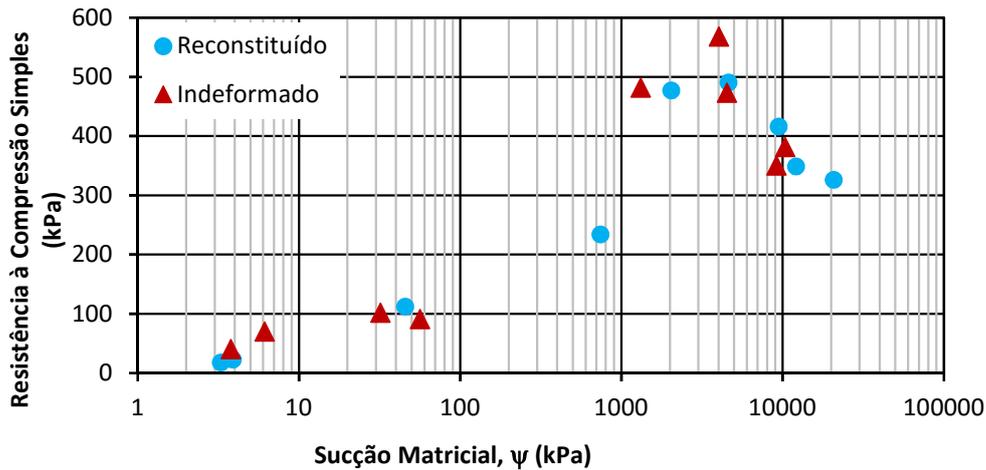


Figura 116 – Influência da sucção na resistência à compressão simples do CT, para amostras indeformadas e reconstituídas.

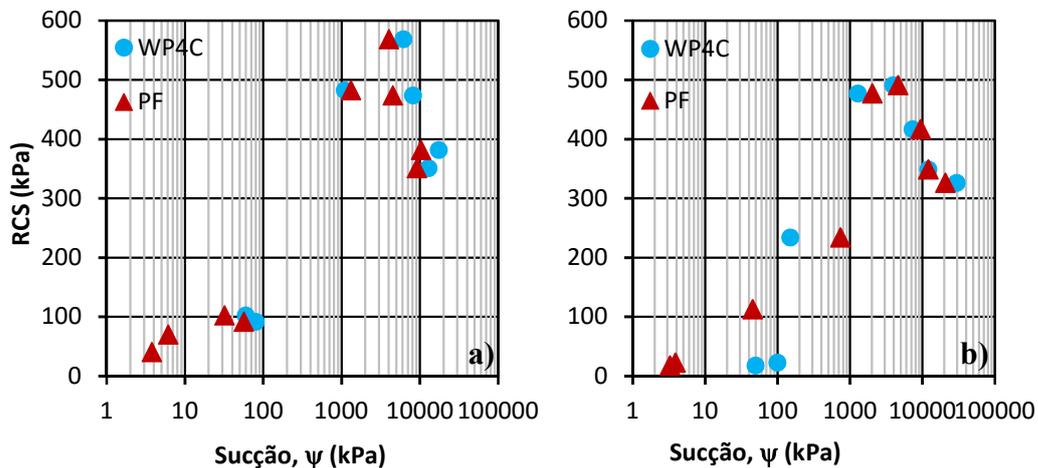


Figura 117 – Comparação de medição de sucção pré-ruptura com papel filtro (PF) e pós-ruptura com o potenciômetro WP4C, nos ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS). A) CT indeformado. B) CT reconstituído.

A Figura 118 e a Figura 119 apresentam alguns exemplos de superfície de ruptura identificados neste material, para as amostras indeformadas e reconstituídas, respectivamente. Ressalta-se aqui que a maioria dos corpos de provas apresentou planos diagonais bem definidos.



Figura 118 – Formas de ruptura do CT indeformado.



Figura 119 – Formas de ruptura do CT reconstituído.

O comportamento tensão *versus* deformação deste solo pode ser observado na Figura 120 e na Figura 121, para o solo indeformado e reconstituído, respectivamente.

De um modo geral, os dois materiais apresentaram a transição de um comportamento dúctil para frágil, com o aumento da sucção. Para os valores de sucção ensaiados, a mudança de comportamento ocorreu para valores acima de 1000 kPa no solo indeformado e 2000 kPa no solo reconstituído.

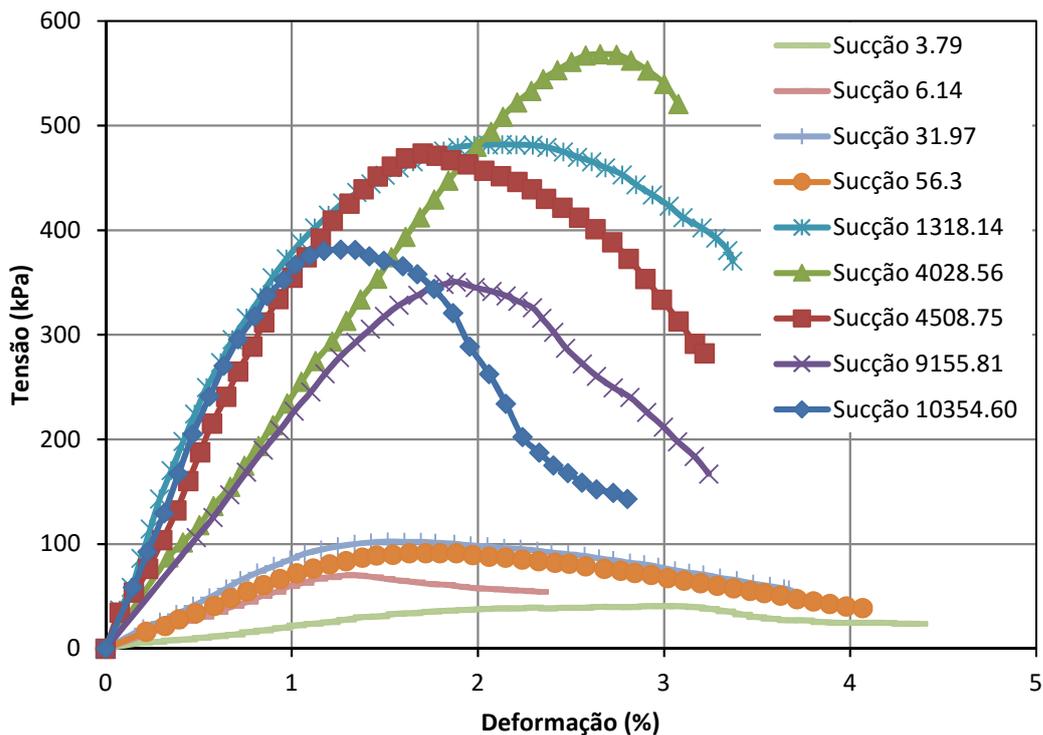


Figura 120 – Curva tensão versus deformação do CT indeformado.

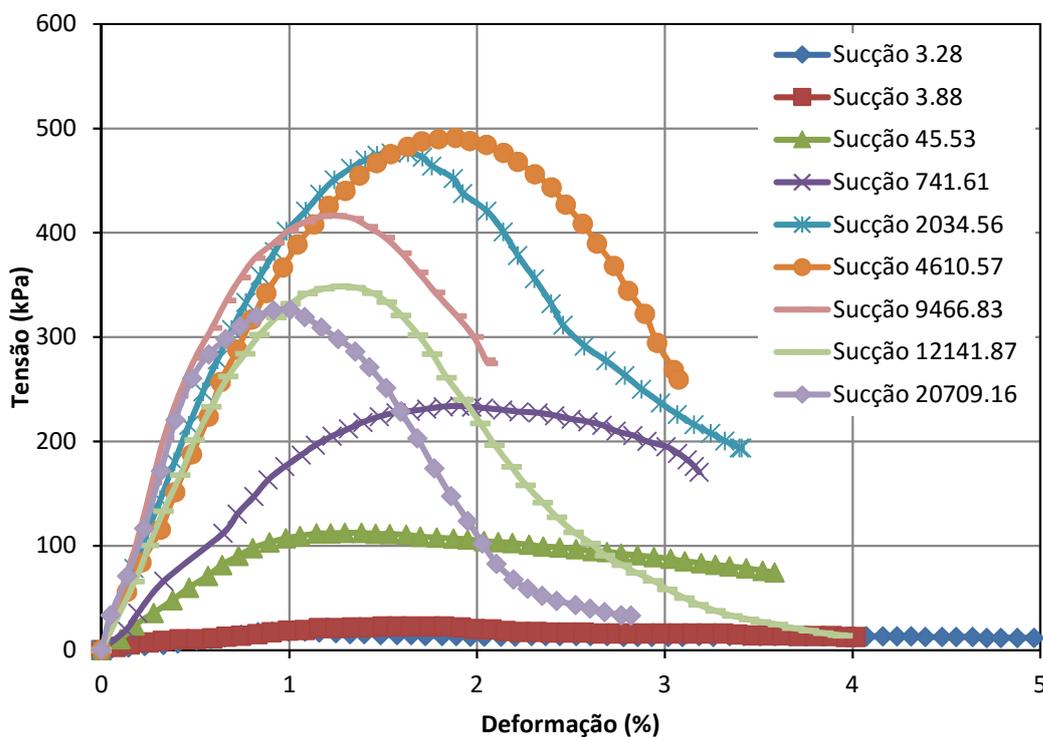


Figura 121 – Curva tensão versus deformação do CT reconstituído.

A queda na resistência à compressão simples, após a segunda entrada de ar (Figura 116), não causou perda significativa da rigidez inicial das amostras,

principalmente no material reconstituído. Tal fato pode ser verificado na Tabela 22 e na Figura 122, através dos cálculos dos módulos de elasticidade (E) para pequenas deformações.

A partir da Figura 122, verifica-se uma tendência de aumento da rigidez com o aumento da sucção, na condição indeformada e reconstituída. No solo indeformado, porém, nota-se uma maior dispersão nos pontos para sucções acima de 1000 kPa. Tal comportamento, reflexo das curvas de tensão *versus* deformação (Figura 120), pode estar associado à estrutura e à pequena heterogeneidade do material indeformado.

Tabela 22 – Relação dos Módulos de Elasticidade (E) obtidos para cada sucção ensaiada, para o CT.

Solo Indeformado		Solo Reconstituído	
E (MPa)	Sucção (kPa)	E (MPa)	Sucção (kPa)
43,21	10354,60	1,77	3,28
36,95	4508,75	2,12	3,88
23,48	4028,56	12,56	45,53
21,72	9155,81	17,29	741,61
46,03	1318,14	45,76	2034,56
7,02	56,30	39,26	4610,57
8,73	31,97	56,07	9466,83
5,76	6,14	40,56	12141,87
2,01	3,79	53,99	20709,16

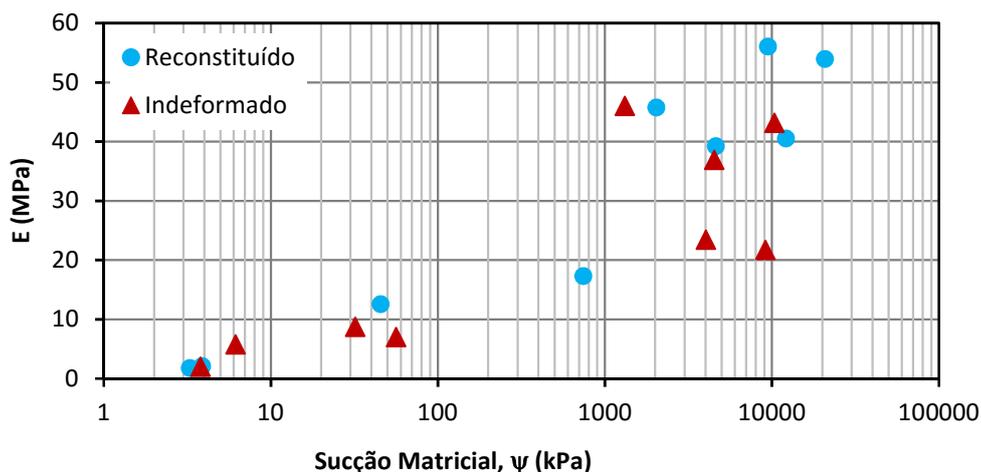


Figura 122 – Influência da sucção no módulo de elasticidade do CT.

6.5.3. Solo residual jovem de Friburgo

Por fim, neste item, são apresentados os resultados para o último solo estudado nesta tese.

Módulo Cisalhante

Os primeiros parâmetros analisados, o módulo de cisalhamento máximo e a velocidade da onda cisalhante ao longo da secagem, seguiram a mesma descrição feita e já observada nos outros dois solos.

Na Figura 123 visualiza-se que houve um aumento na rigidez e na velocidade da onda cisalhante, tanto para o solo indeformado como para o reconstituído, até valores de sucção de 100 a 300 kPa. O ganho de rigidez médio registrado foi de 40% para o solo indeformado e de 22% para o reconstituído.

Após esta faixa de sucção mencionada, houve um decréscimo de rigidez gradual para o material na sua condição natural e para o reconstituído em laboratório.

O formato das curvas e o efeito da estrutura neste solo se assemelhou mais ao obtido no solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T), onde praticamente não houve variação nos valores dos parâmetros, nas amostras indeformadas e reconstituídas. A diferença se deu somente na forma da perda da rigidez após a região de máxima.

Conforme já mencionado no capítulo de caracterização mineralógica dos solos, observa-se que este material é constituído, em sua fração fina, de óxidos de alumínio e de ferro. Acredita-se que a reconstituição das amostras acabou desfazendo a estrutura da rocha mãe ainda presente neste solo residual. Sendo assim, a partir da faixa de sucção de 100 a 300 kPa, pode-se dizer que possivelmente houve quebra de meniscos, indicando uma queda na rigidez do material.

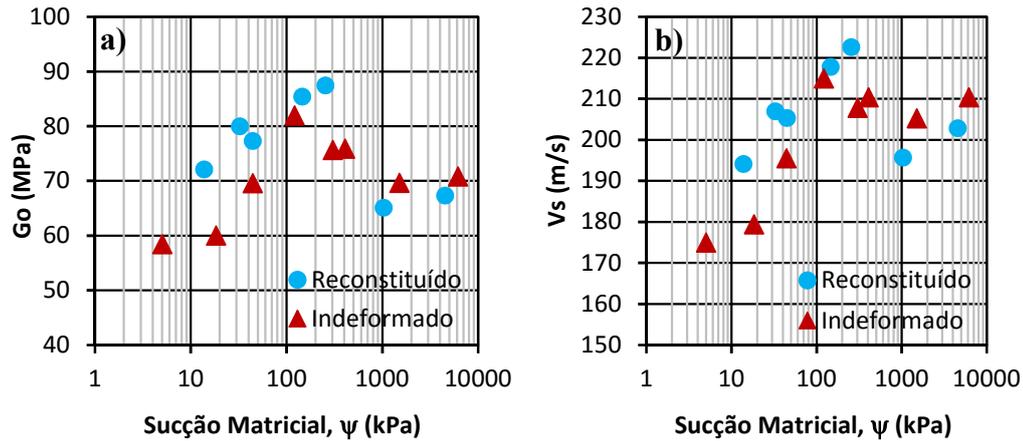


Figura 123 – Influência da sucção para o solo residual jovem de Friburgo (SRJ-F). A) No módulo de cisalhamento G_0 . B) Na velocidade de ondas cisalhantes V_s .

Com o intuito de verificar a região de máxima rigidez dos materiais (Figura 123), tentou-se correlacioná-la com a curva de retenção de umidade dos mesmos.

Curva de Retenção

Diferentemente dos outros dois solos estudados, este solo residual não apresentou um comportamento bimodal característico. Apesar de observada leve tendência de curva de distribuição de poros bimodal, nos ensaios de porosimetria de mercúrio, o ajuste por Durner (1994) não apresentou um bom coeficiente de determinação com os pontos experimentais.

Sendo assim, as curvas de retenção de umidade das amostras indeformadas e reconstituídas, foram ajustadas neste caso pela equação proposta por Van Genuchten (1980). Os resultados encontrados estão dispostos na Figura 124 e os parâmetros de ajustes na Tabela 23. Vale salientar que a sucção de entrada de ar e a sucção residual foram obtidas graficamente e, os demais parâmetros foram determinados diretamente pelo software SWRC Fit desenvolvido por Seki (2007).

A partir da Figura 124, nota-se que a estrutura não influenciou na curva de retenção deste material, já que os pontos experimentais tiveram praticamente o mesmo ajuste.

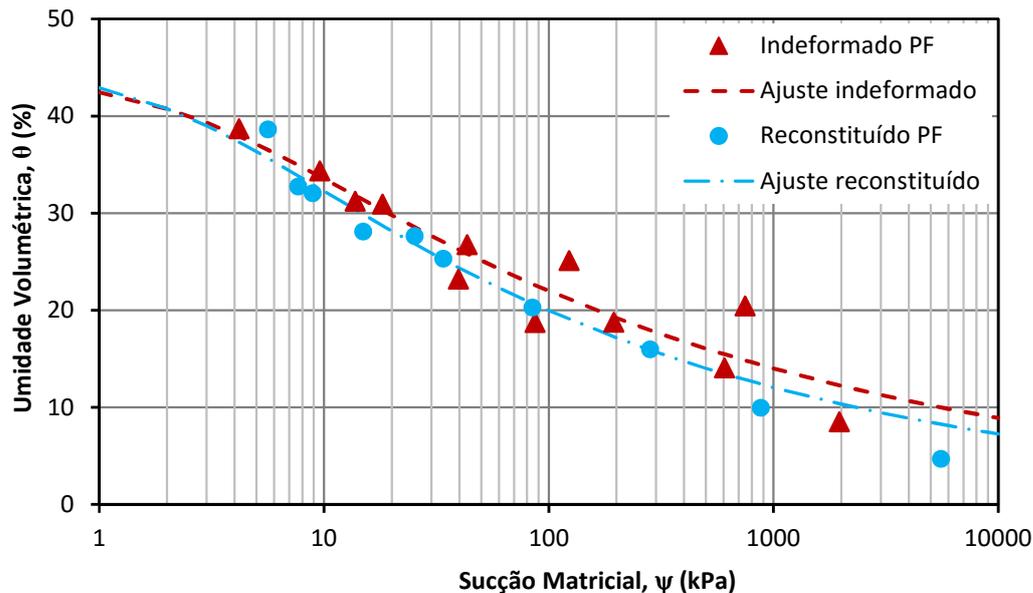


Figura 124 – Pontos experimentais obtidos com papel filtro e ajuste de curvas pelo modelo proposto por Van Genuchten (1980) para o SRJ-F.

Tabela 23 – Parâmetros das curvas de retenção do SRJ-F (indeformado e reconstituído) e dos ajustes da equação de Van Genuchten (1980).

	Parâmetros	Solo Indeformado	Solo Reconstituído
Software SWRC Fit	θ_s	0,442	0,452
	θ_r	6,041E-06	5,330E-06
	α	0,340	0,401
	n	1,197	1,221
	m	0,165	0,181
	R^2	0,924	0,980
Gráfico	ψ_{ar} (kPa)	4,0	2,8
	ψ_r (kPa)	350	220

θ_s : umidade volumétrica de saturação; θ_r : umidade volumétrica residual; α , n , m : parâmetros de ajuste (onde $m=1-(1/n)$); R^2 : coeficiente de determinação obtido com o ajuste dos dados; ψ_{ar} : sucção de entrada de ar; ψ_r : sucção residual.

Analisando a Figura 123 e a Figura 124, observa-se que a região de máxima rigidez do material se situou na região definida da sucção residual destes materiais, para o ajuste proposto. Tal fato indica que, após este valor, há possível quebra dos meniscos que causariam a perda de rigidez no material.

Com relação à curva de retenção, verificaram-se aqui também as três metodologias utilizadas para determinação da mesma, através dos pontos

experimentais expressos em umidade gravimétrica e sucção matricial (Figura 125).

A partir desta figura, nota-se que houve uma boa concordância entre as metodologias adotadas, já que os pontos experimentais seguiram a mesma tendência no formato das curvas. No geral, estes pontos indicaram curvas com somente uma entrada de ar.

No solo indeformado, porém, verificou-se maior dispersão entre os pontos experimentais, principalmente na faixa de sucção de 100 a 1000 kPa. Tal fato pode ser explicado pela grande heterogeneidade do material natural.

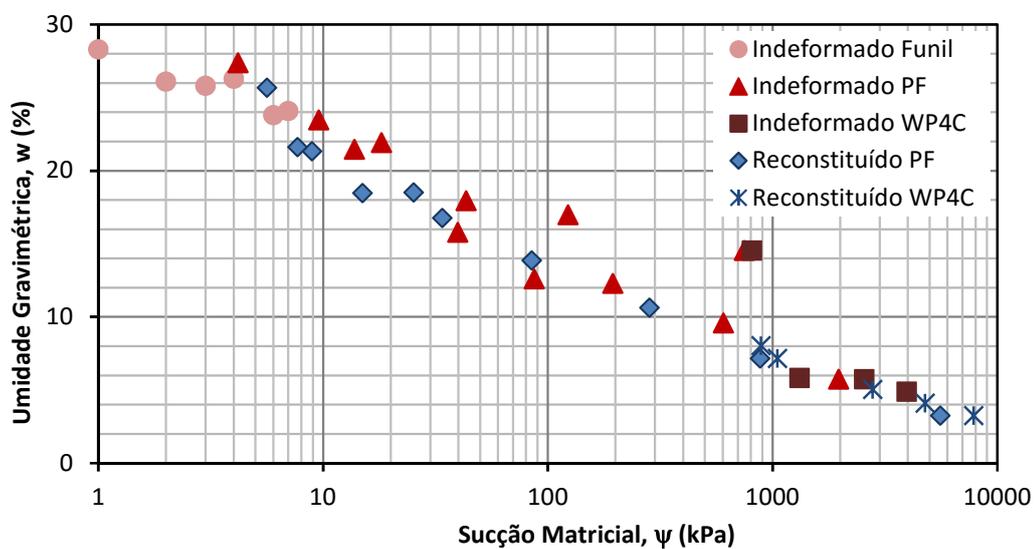


Figura 125 – Pontos experimentais obtidos para a determinação da curva de retenção das amostras, indeformada e reconstituída, do SRJ-F.

Porosimetria de Mercúrio

As curvas de retenção obtidas pelo ensaio de intrusão de mercúrio, Figura 126, indicaram também um comportamento mais próximo ao do monomodal deste material, tanto nas amostras indeformadas como reconstituídas.

Além disso, é possível verificar, nesta mesma figura, a variabilidade natural na estrutura das amostras, através da realização de dois ensaios de porosimetria de mercúrio para cada tipo de material. Observa-se que o primeiro trecho da curva, antes da entrada de ar, foi similar para todos os casos e, após este ponto, houve a dispersão devido a esta variabilidade.

A variabilidade encontrada neste ensaio é justificada já que este material é um solo residual jovem, bastante heterogêneo, com estrutura herdada da rocha mãe.

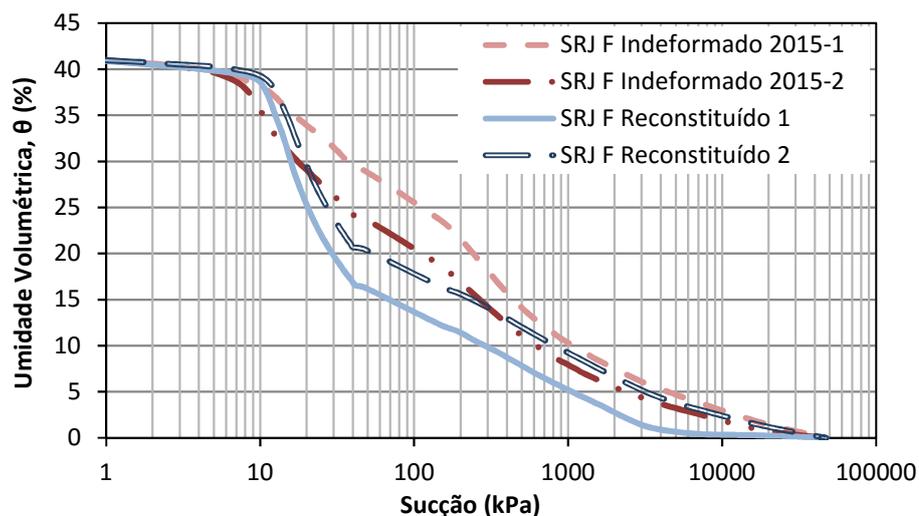


Figura 126 – Determinação da curva de retenção de umidade do SRJ-F a partir dos ensaios de porosimetria de mercúrio.

Ao comparar tais curvas obtidas com os pontos experimentais dos ensaios com o funil de Haines, papel filtro e WP4C, nota-se que os mesmos seguiram a tendência detectada na porosimetria.

No solo indeformado (Figura 127), pode-se dizer que houve um bom ajuste dos pontos na curva, exceto para o ponto com sucção em torno de 800 kPa.

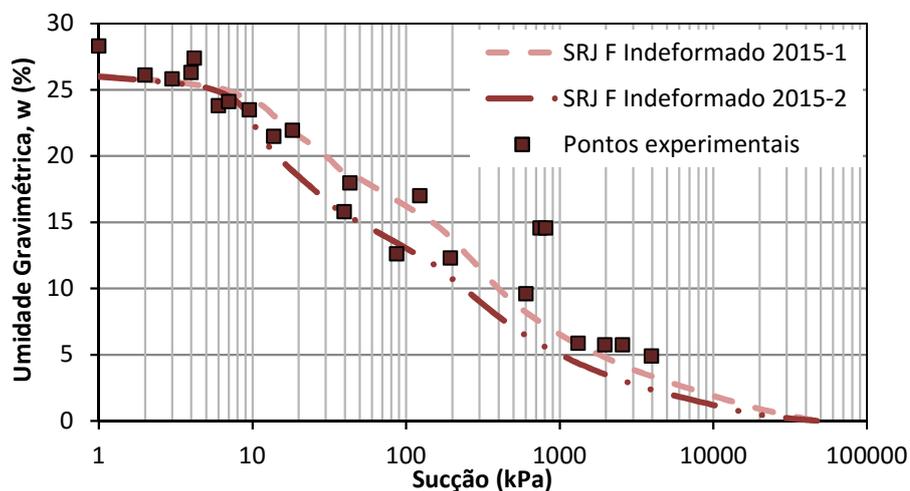


Figura 127 – Resultados obtidos pela porosimetria de mercúrio comparados com os pontos determinados experimentalmente, SRJ-F indeformado.

Os pontos experimentais do solo reconstituído de Friburgo, Figura 128, apresentaram um ajuste regular com a curva do ensaio de intrusão de mercúrio. Para

as amostras ensaiadas, as curvas ficaram deslocadas para a esquerda e para baixo, representando diâmetros de poros maiores que os obtidos pelos pontos experimentais. Tal evidência foi mais pronunciada em uma das amostras analisadas.

Conforme já mencionado para o solo residual jovem de Tinguá, a diferença entre as metodologias de obtenção das curvas de retenção foi um pouco sensível para este material.

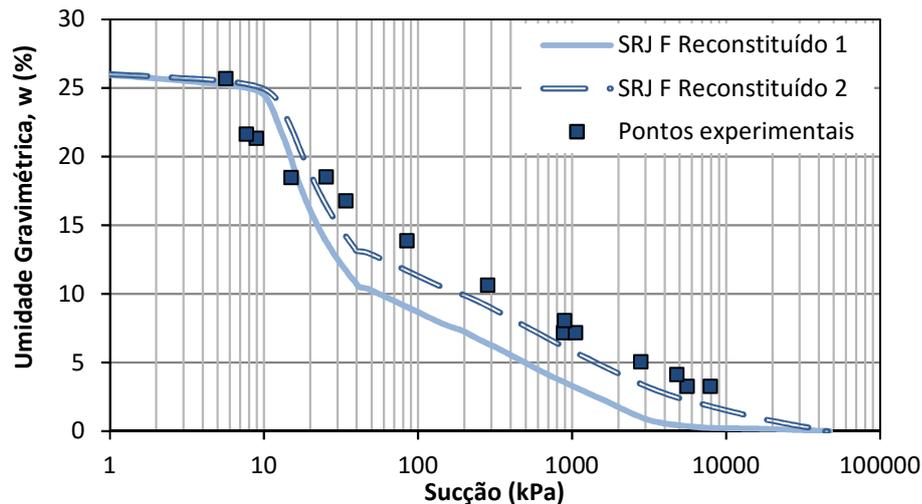


Figura 128 – Resultados obtidos pela porosimetria de mercúrio comparados com os pontos determinados experimentalmente, SRJ-F reconstituído.

Histerese

A verificação da histerese, no solo residual jovem de Friburgo indeformado, é apresentada na Figura 129, através das trajetórias de umedecimento e secagem. Para as duas trajetórias, optou-se por ajustar os pontos experimentais pela equação proposta por Van Genuchten (1980), já que esta apresentou melhores coeficientes de determinação (R^2). Os parâmetros de ajuste do modelo e os valores de sucção de entrada de ar e residual estão dispostos na Tabela 24.

Observa-se, a partir dos pontos experimentais, a ausência de histerese, já que a possível dispersão nos dados pode ser justificada pela variabilidade natural das amostras, apresentada na Figura 130 e na Tabela 25.

As curvas ajustadas apresentaram maior diferença no trecho final da drenagem de água e de sucção residual, pois neste houve maior dispersão entre os pontos de umedecimento e secagem.

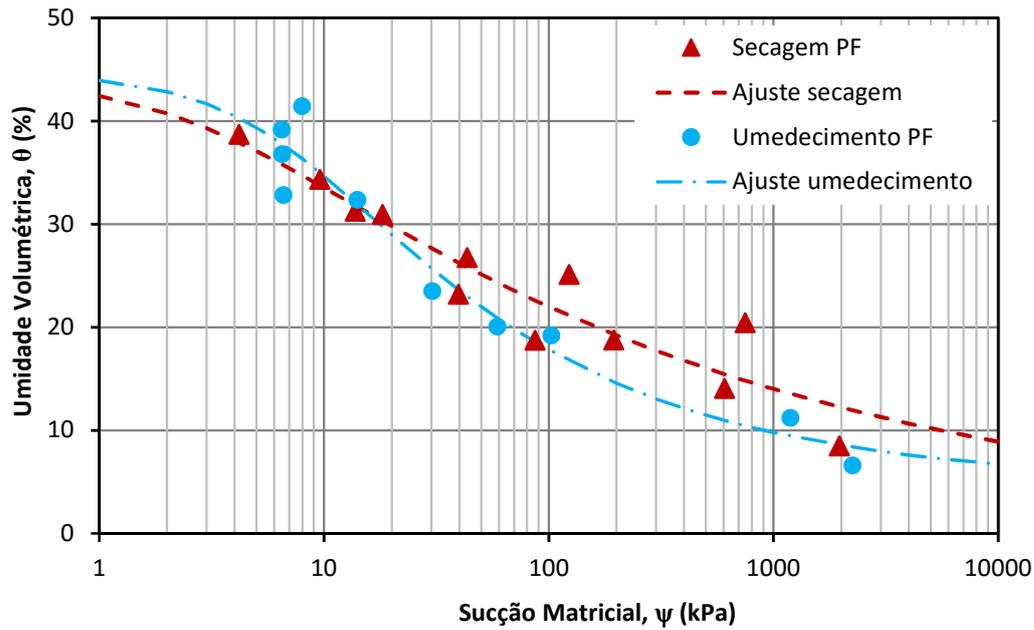


Figura 129 – Trajetórias de umedecimento e secagem do SRJ-F indeformado, com os respectivos ajustes.

Tabela 24 – Parâmetros de ajuste das trajetórias de umedecimento e secagem do SRJ-F indeformado.

		Trajetórias	
		Secagem	Umedecimento
Software SWRC Fit	Parâmetros		
	θ_s	0,442	0,446
	θ_r	6,041E-06	4,831E-02
	α	0,340	0,143
	n	1,197	1,419
	m	0,165	0,295
	R^2	0,924	0,960
Gráfico	ψ_{ar} (kPa)	4,0	4,0
	ψ_r (kPa)	350	220

θ_s : umidade volumétrica de saturação; θ_r : umidade volumétrica residual; α , n , m : parâmetros de ajuste (onde $m=1-(1/n)$); R^2 : coeficiente de determinação obtido com o ajuste dos dados; ψ_{ar} : sucção de entrada de ar; ψ_r : sucção residual.

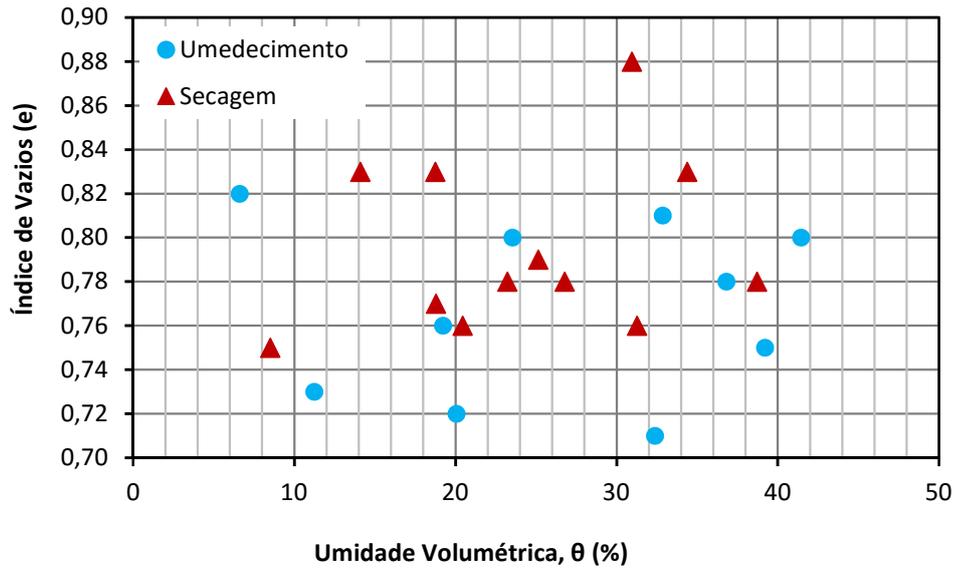


Figura 130 – Índice de vazios do SRJ-F após moldagem *versus* umidade volumétrica imposta nas amostras.

Tabela 25 – Dados experimentais da trajetória de secagem e umedecimento do SRJ-F.

	Umidade Volumétrica (%)	Umidade Gravimétrica (%)	Grau de Saturação (%)	Sucção Matricial - Papel Filtro (kPa)	Índice de Vazios (e)
Secagem	18,7	12,6	42,3	86,9	0,83
	26,8	18,0	60,7	43,3	0,78
	8,5	5,7	19,2	1964,4	0,75
	20,5	14,6	43,2	747,9	0,76
	38,7	27,4	82,4	4,2	0,78
	30,9	21,9	65,7	18,2	0,88
	31,3	21,5	68,8	13,8	0,76
	34,4	23,5	76,2	9,6	0,83
	23,2	15,8	51,7	39,7	0,78
	25,1	17,0	56,4	123,1	0,79
	18,8	12,3	44,0	194,4	0,77
Umedecimento	14,1	9,6	31,3	604,8	0,83
	41,4	28,3	91,9	8,0	0,80
	39,2	26,4	88,4	6,5	0,75
	36,8	24,6	83,8	6,5	0,78
	32,9	22,1	74,4	6,6	0,81
	32,4	21,5	74,2	14,1	0,71
	23,5	15,7	53,9	30,4	0,80
	20,1	13,0	47,6	59,1	0,72
	19,2	13,1	43,0	102,7	0,76
	11,2	7,4	26,4	1187,2	0,73
6,6	4,5	14,6	2249,2	0,82	

Resistência à Tração

Com relação à resistência à tração (Figura 131), este solo não apresentou comportamento similar ao descrito nas análises do módulo de cisalhamento máximo (Figura 123).

Para o solo residual indeformado, o acréscimo de sucção gerou apenas acréscimo na resistência à tração, com pequena estabilização neste parâmetro nos dois últimos pontos ensaiados. A resistência máxima atingida foi de 17 kPa para valores de sucção na ordem de 2000 kPa. Conforme visualizado na Figura 131, não se verificou, para este material, perda de resistência após a região de máxima, na faixa de sucção residual.

O solo reconstituído apresentou praticamente o mesmo comportamento do indeformado, onde, a partir da sucção residual, observou-se maior constância na resistência à tração. Ou seja, a partir de 280 kPa de sucção matricial, a secagem do material reconstituído não causou variação na resistência, mantendo a mesma na ordem de 10 kPa.

A comparação dos dois materiais mostra que, para menores valores de sucção, não houve diferença na resistência à tração entre o solo indeformado e reconstituído. Porém, após a sucção residual, o solo indeformado apresentou maiores valores de resistência. Uma possível explicação para tal acontecimento pode estar relacionada à estrutura da rocha mãe presente no solo residual natural. Esta atuou de forma a garantir um acréscimo de 65% na resistência à tração para altos valores de sucção.

Um exemplo de superfície de ruptura de cada material, indeformado e reconstituído, é apresentado na Figura 132a e na Figura 132b, respectivamente. Nota-se que a reconstituição das amostras eliminou a heterogeneidade natural deste solo residual.

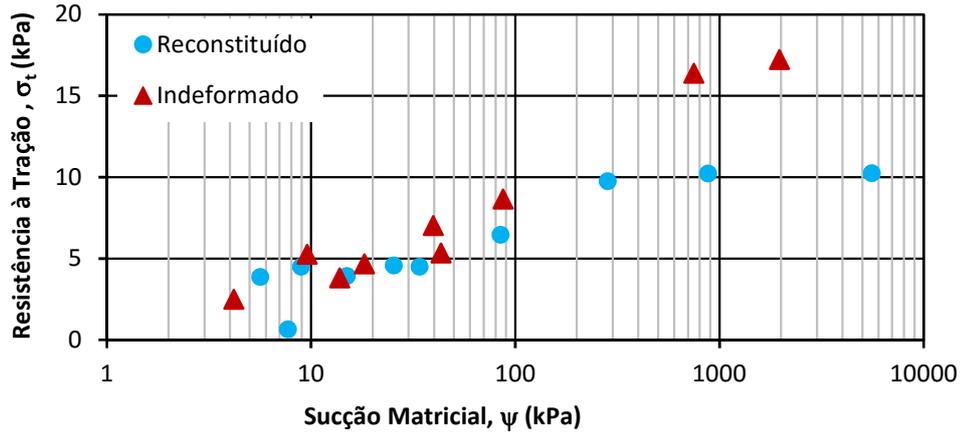


Figura 131 – Influência da sucção na resistência à tração do SRJ-F, para amostras indeformadas e reconstituídas.

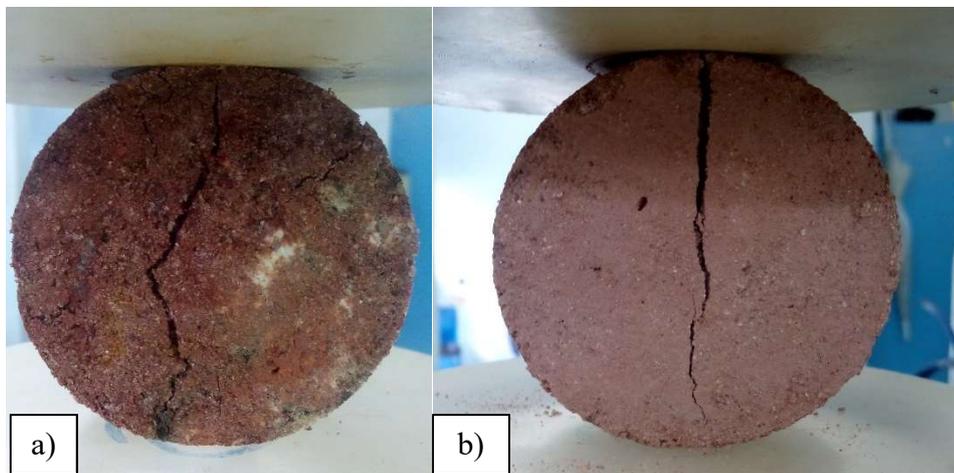


Figura 132 – Exemplos de superfície de ruptura no ensaio de resistência à tração, SRJ-F. A) Solo Indeformado. B) Solo Reconstituído.

As sucções medidas com a técnica do papel filtro, antes do ensaio, e com o WP4C, após a ruptura, apresentaram valores praticamente similares, mostrando que a sucção osmótica pode ser considerada desprezível neste solo. A Figura 133 ilustra tal fato.

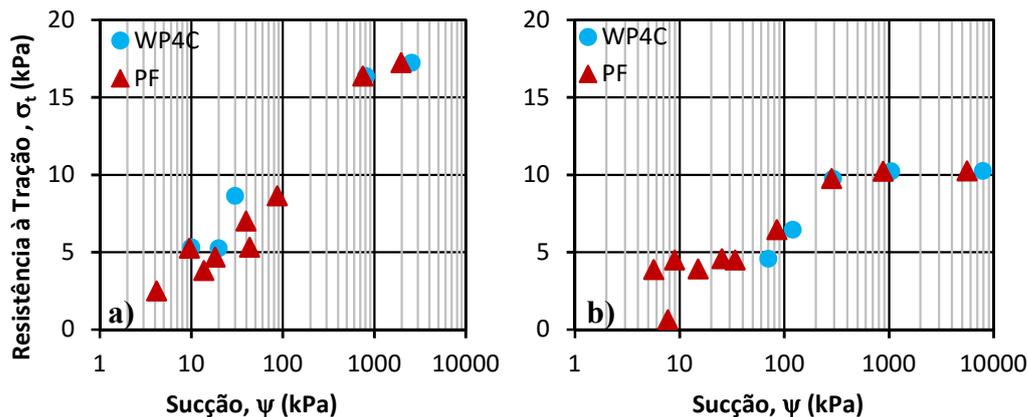


Figura 133 – Comparação de medição de sucção pré-ruptura com papel filtro (PF) e pós-ruptura com o potenciômetro WP4C, nos ensaios de Resistência à Tração. A) SRJ-F indeformado. B) SRJ-F reconstituído.

Compressão Simples

A resistência à compressão simples apresentou um terceiro comportamento em relação à sucção. Assim como nas análises de resistência à tração, não houve uma queda de resistência à compressão clara após a sucção residual (Figura 134).

Além disso, ao comparar o efeito da estrutura nestas análises, devido à complexidade e à heterogeneidade deste solo residual jovem, possíveis planos de fraqueza nas amostras indeformadas contribuíram para a diminuição na resistência à compressão simples. Para maiores valores de sucção, a homogeneidade das amostras reconstituídas garantiu um acréscimo médio de 75% na resistência.

As imagens da Figura 135 e Figura 136 ilustram este efeito através de alguns exemplos de superfícies de ruptura identificadas nestes ensaios, para o solo indeformado e reconstituído, respectivamente. Como cada ponto do gráfico foi obtido a partir de amostras diferentes, observa-se a grande influência da heterogeneidade natural do material nos planos de ruptura formados.

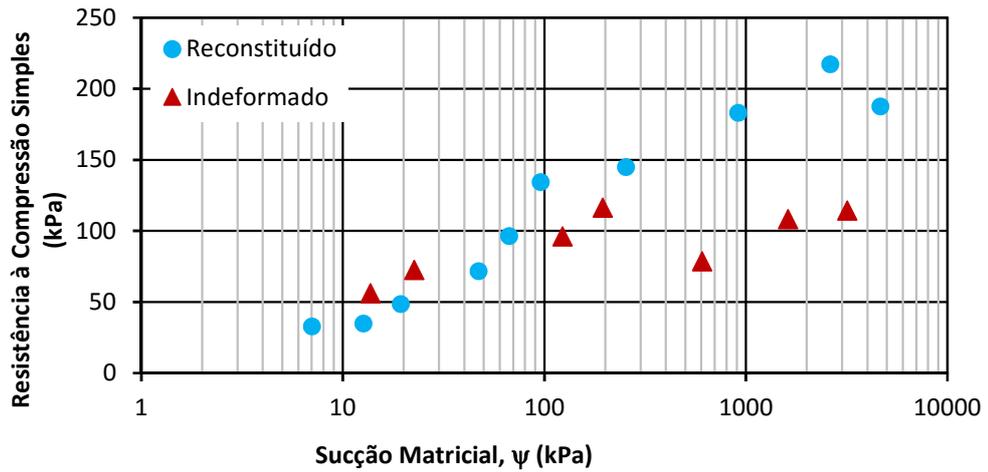


Figura 134 – Influência da sucção na resistência à compressão simples do SRJ-F, para amostras indeformadas e reconstituídas.

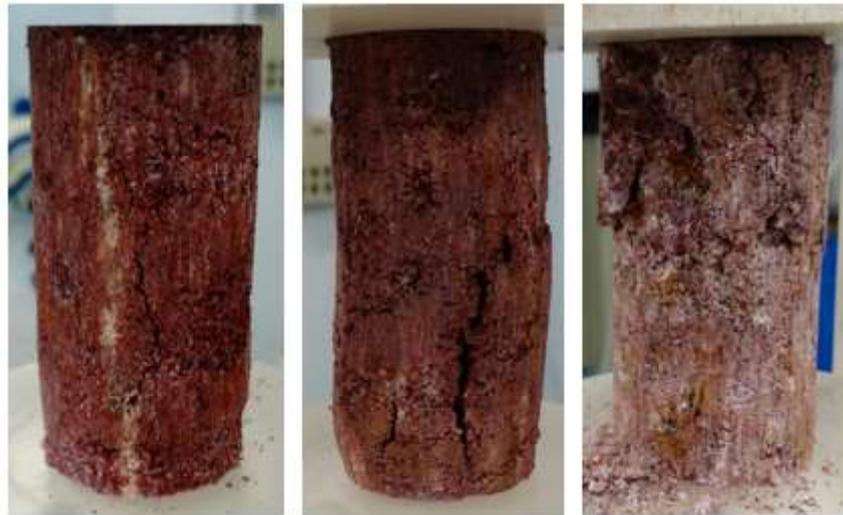


Figura 135 – Formas de ruptura do SRJ-F indeformado.

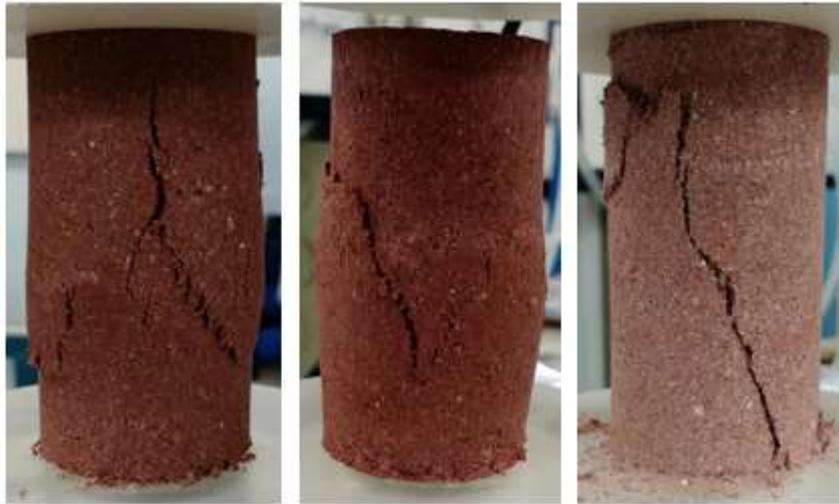


Figura 136 – Formas de ruptura do SRJ-F reconstituído.

As sucções medidas antes e após o ensaio estão apresentadas na Figura 137, onde se verifica também pequena variação nos valores obtidos com o papel filtro e o WP4C.

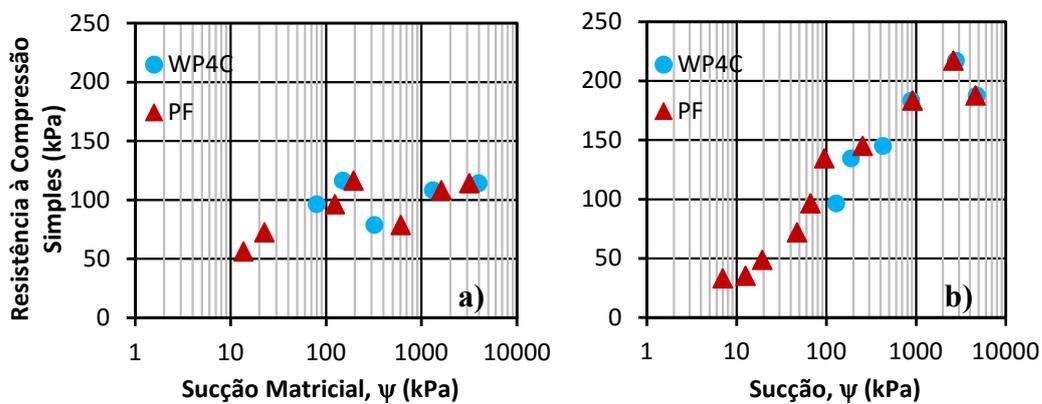


Figura 137 – Comparação de medição de sucção pré-ruptura com papel filtro (PF) e pós-ruptura com o potenciômetro WP4C, nos ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS). A) SRJ-F indeformado. B) SRJ-F reconstituído.

As curvas “tensão *versus* deformação” obtidas nestes ensaios podem ser visualizadas na Figura 138 e na Figura 139, onde o mesmo comportamento já descrito nos outros solos foi observado neste também. Da mesma forma, as curvas obtidas com amostras reconstituídas apresentaram o comportamento mais nítido (diminuição da deformação axial na ruptura com o acréscimo de sucção), devido à homogeneidade do material.

Os módulos de elasticidade (Tabela 26 e Figura 140) seguiram a mesma tendência observada na Figura 134. O acréscimo de sucção causou um aumento deste parâmetro para os dois materiais ensaiados. Porém, o solo residual reconstituído apresentou um ganho de rigidez muito maior que o indeformado, principalmente para os maiores valores de sucção.

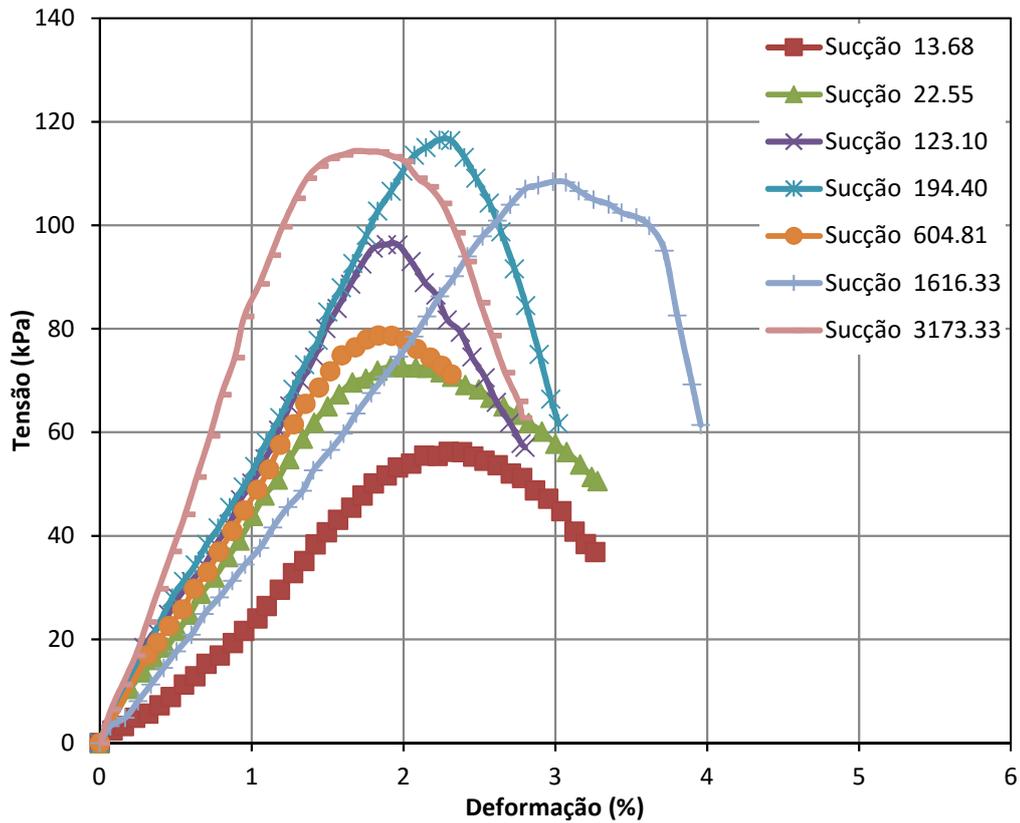


Figura 138 – Curva tensão *versus* deformação do SRJ-F indeformado.

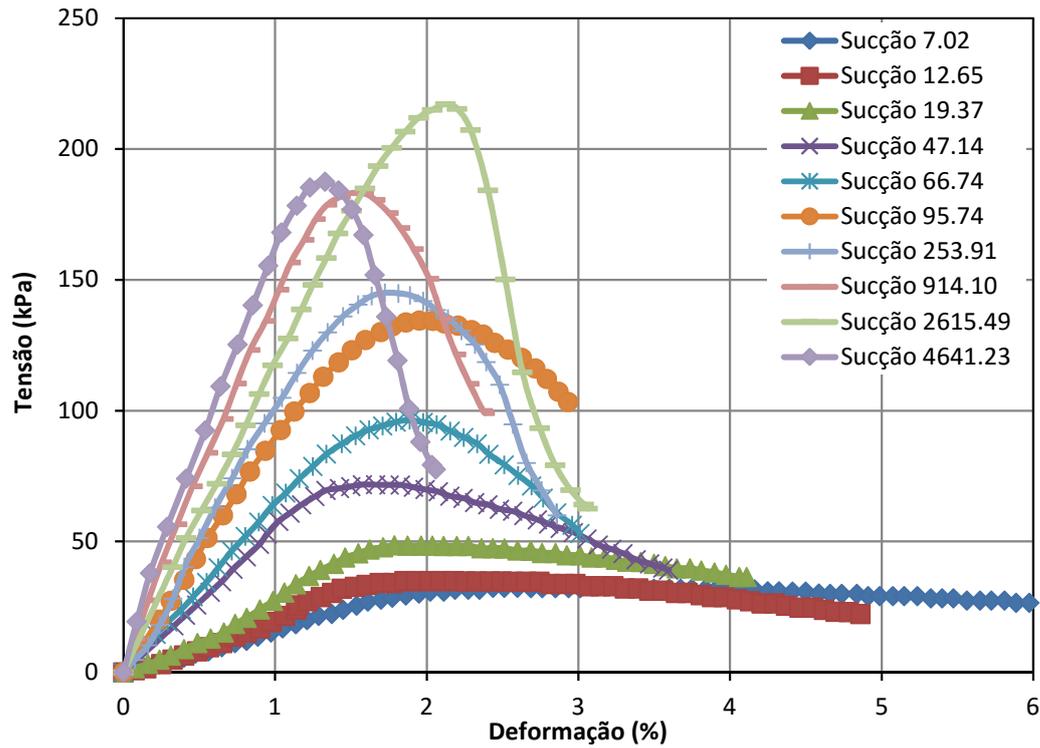


Figura 139– Curva tensão versus deformação do SRJ-F reconstituído.

Tabela 26 – Relação dos Módulos de Elasticidade (E) obtidos para cada sucção ensaiada, para o SRJ-F.

Solo Indeformado		Solo Reconstituído	
E (MPa)	Sucção (kPa)	E (MPa)	Sucção (kPa)
2,03	13,68	1,43	7,02
4,18	22,55	1,71	12,65
5,43	123,10	2,24	19,37
5,64	194,40	5,35	47,14
4,73	604,81	6,28	66,74
3,50	1616,33	9,27	95,74
7,83	3173,33	10,20	253,91
		15,06	914,10
		12,00	2615,49
		17,14	4641,23

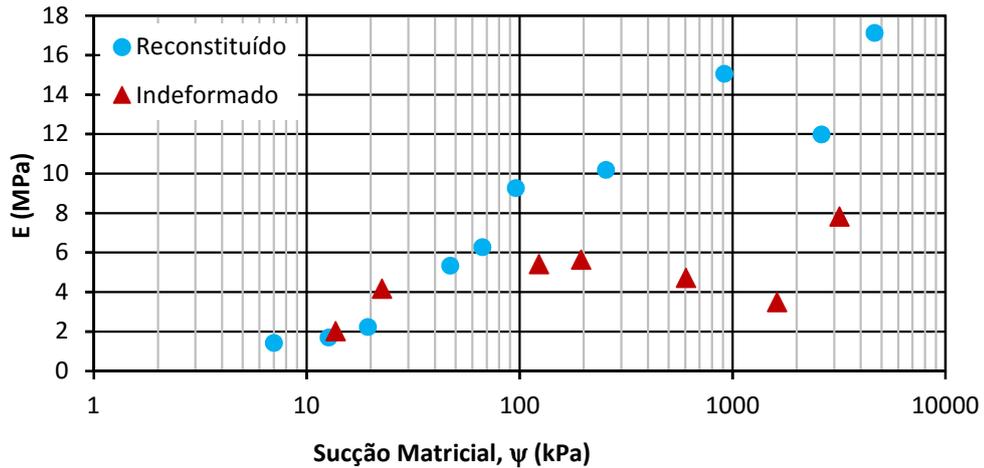


Figura 140 – Influência da sucção no módulo de elasticidade do SRJ-F.

6.6. Considerações gerais

Visando atender um dos objetivos desta tese, este capítulo apresentou as metodologias utilizadas e os resultados dos ensaios de resistência e deformabilidade dos solos, em função da sucção.

A verificação da influência da sucção foi feita tanto para o material indeformado quanto para o reconstituído. Assim, pôde-se analisar, também, o efeito da estrutura no comportamento destes solos.

A Tabela 27 apresenta um resumo dos maiores valores encontrados para cada parâmetro analisado e para cada solo ensaiado.

Como cada material apresentou um comportamento diferente em função da sucção, é importante ressaltar que estes valores variaram para as diferentes análises realizadas. Em alguns casos, a zona de máxima rigidez e/ou resistência esteve relacionada à segunda entrada de ar da curva de retenção de umidade dos solos; em outros, os maiores valores foram obtidos para as maiores sucções ensaiadas.

Tabela 27 – Resumo dos maiores valores encontrados para os parâmetros analisados.

Solo		G_0 (MPa)	V_s (m/s)	RT (kPa)	RCS (kPa)
SRJ-T	Indeformado	103	257	21	147
	Reconstituído	92	240	21	124
CT	Indeformado	82	230	76	568
	Reconstituído	106	257	121	474
SRJ-F	Indeformado	82	215	17	117
	Reconstituído	87	223	10	217

G_0 = módulo de cisalhamento máximo, V_s = velocidade de onda cisalhante, RT = resistência à tração e RCS = resistência à compressão simples. SRJ-T = solo residual jovem de Tinguá, CT = colúvio de Tinguá e SRJ-F = solo residual jovem de Friburgo.

De um modo geral, o comportamento do módulo de cisalhamento máximo (G_0) em função da sucção apresentou uma região de máxima rigidez, com posterior queda neste parâmetro até o último valor de sucção ensaiado. Tal comportamento também foi encontrado e analisado em Marinho et al. (1995) e Oh e Vanapalli (2011).

Para os materiais provenientes de Tinguá (solo residual jovem e colúvio), esta região encontrou-se próxima à segunda entrada de ar da curva de retenção. Já, para o solo residual de Friburgo, que apresentou comportamento unimodal, a máxima rigidez foi relacionada à sucção residual.

Uma das principais vantagens do uso dos *benders* na medida do módulo, através da propagação de ondas cisalhantes S, está na praticidade e na forma não destrutiva da técnica. Desta forma, as curvas “Módulo cisalhante máximo G_0 versus Sucção matricial” foram determinadas a partir de uma única amostra de cada solo, eliminando, assim, o efeito da heterogeneidade neste comportamento observado.

Com relação à curva de retenção dos materiais estudados, pode-se afirmar que os modelos propostos por Durner (1994) e Van Genuchten (1980) apresentaram bons ajustes dos pontos experimentais, para os solos de Tinguá (primeiro modelo) e para o de Friburgo (segundo modelo).

Além disso, o uso de diversas técnicas para obtenção da curva de retenção dos solos se mostrou uma importante ferramenta, já que uma complementou a outra, mesmo medindo diferentes sucções: matricial e total. Como os materiais estudados apresentam sucção osmótica desprezível, as análises através de curvas híbridas foram bastante satisfatórias.

Ao analisar a obtenção da curva de retenção a partir de ensaios de porosimetria de mercúrio, observa-se que o colúvio foi o material que apresentou os melhores resultados comparativos com os pontos experimentais. Tal observação é válida tanto para as amostras indeformadas como reconstituídas.

O comportamento observado em “ G_0 versus sucção” também foi verificado na resistência à tração dos solos ao longo da secagem, para alguns materiais. Nestes casos, as regiões de pico de máxima rigidez coincidiram com as máximas resistências à tração dos mesmos.

Esta semelhança de comportamento frente à variação de sucção foi mais evidente no colúvio (indeformado e reconstituído), por ser um material mais homogêneo.

No solo residual de Tinguá, tal fato só coincidiu para as amostras indeformadas, já que a resistência à tração das reconstituídas apresentou somente ganho com o acréscimo de sucção. A explicação para esta diferença de comportamento pode estar relacionada ao alinhamento das micas criado na reconstituição das amostras, conforme já discutido anteriormente.

Os dois materiais ensaiados do solo residual de Friburgo apresentaram um comportamento mais semelhante ao observado no solo residual reconstituído de Tinguá. Porém, para este solo, após a sucção residual, a secagem do material não causou variação na resistência.

A variação da resistência à compressão simples em função da sucção foi, na maioria dos casos, diferente das variações observadas para o módulo G_0 e para a resistência à tração. Como este parâmetro está associado a maiores deformações, observou-se para os dois solos residuais somente ganho de resistência com o incremento de sucção.

O único solo que apresentou o mesmo comportamento observado em G_0 e na resistência à tração foi o colúvio (indeformado e reconstituído), onde houve uma região de máxima resistência relacionada à segunda entrada de ar. Conforme mencionado anteriormente, a perda de resistência após esta região pode estar associada à formação de trincas (vistas a olho nu) com a secagem gradual das amostras.

7

Previsão da resistência não saturada dos solos

Este capítulo apresenta duas aplicações de previsão de resistência não saturada existentes na literatura. Conforme descrito na revisão bibliográfica, atualmente existem diversos modelos propostos baseados em equações com as variáveis de tensões de Bishop, com as variáveis independentes de Fredlund e em modelos constitutivos elasto-plásticos.

Fredlund et al. (2012) dividem as equações de estimativa de resistência não saturada em duas categorias: equações de ajuste e equações baseadas em parâmetros de resistência em solo saturados e outras informações. A Figura 141 ilustra as categorias mencionadas com os respectivos modelos analisados pelos autores.

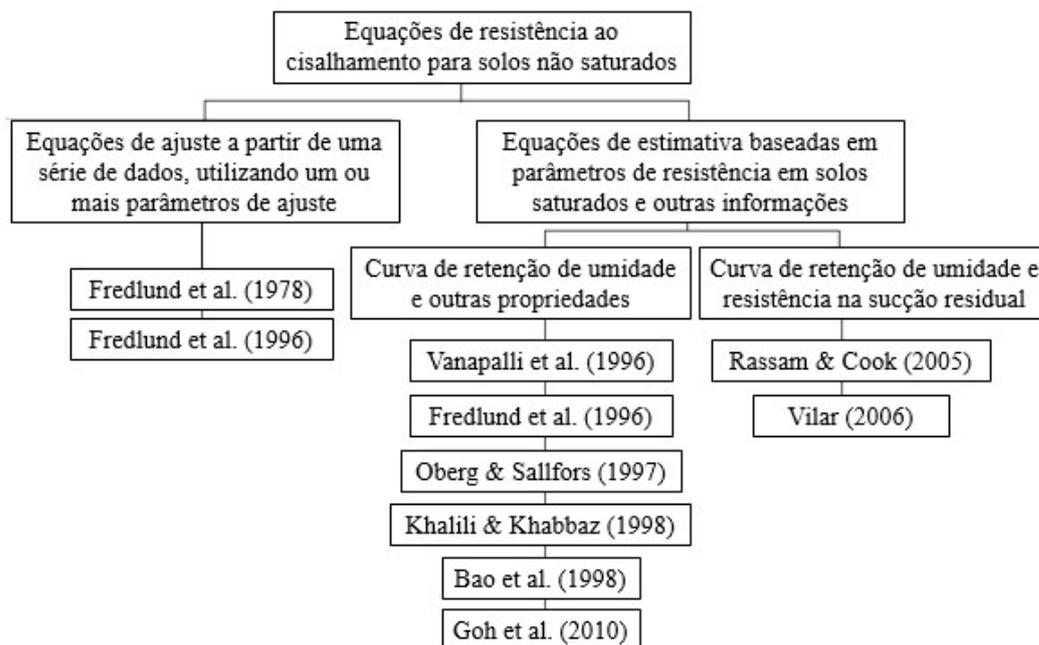


Figura 141 – Categorização das equações de previsão de resistência não saturada proposta por Fredlund et al. (2012).

Para avaliar a aplicabilidade da previsão de resistência não saturada nos solos desta tese, dois modelos bastante citados e utilizados na literatura foram selecionados: Vanapalli et al. (1996) e Khalili & Khabbaz (1998).

Como ambos os modelos fazem uso dos parâmetros de resistência dos solos saturados (c' e ϕ'), foi necessária a realização de ensaios triaxiais em amostras saturadas para obtenção dos mesmos.

Devido a este fato, optou-se por analisar somente as amostras indeformadas dos três solos estudados, já que estas são de maior interesse para a presente pesquisa.

Além dos parâmetros de resistência, os modelos de previsão utilizam também parâmetros da curva de retenção de umidade do solo, tais como umidade volumétrica saturada (θ_s), umidade volumétrica residual (θ_r) e sucção de entrada de ar (Ψ_{ar}). Tais parâmetros encontram-se determinados no capítulo anterior, a partir dos modelos de ajuste da curva propostos por Durner (1994), para os solos bimodais (SRJ-T e CT), e Van Genuchten (1980), para o solo unimodal (SRJ-F).

Segundo Vanapalli et al. (1996) e Oliveira (2004), as curvas de retenção devem ser determinadas em corpos de prova submetidos às mesmas condições do solo que se deseja prever a resistência. Sendo assim, como as curvas de retenção de umidade desta pesquisa foram obtidas sem confinamento, utilizou-se então os resultados dos ensaios de compressão simples para as previsões. Estes resultados também estão apresentados no capítulo anterior desta tese.

Nos subitens a seguir são descritos os resultados dos ensaios triaxiais, bem como as previsões de resistência para cada solo, considerando os dois modelos mencionados.

7.1. Ensaio triaxiais saturados

Os ensaios triaxiais saturados foram conduzidos em uma prensa da marca Wykeham-Farrance Eng Ltd (modelo WF10071), de velocidade de deslocamento controlada, Figura 142, do Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio.

A prensa possui 10 toneladas-força de capacidade máxima e é equipada com uma célula de carga de 50 kN, da marca ELE International Ltd, com resolução de 0,1 kN, um transdutor de pressão da marca Schaevitz, com capacidade máxima igual a 150 psi (aproximadamente 1034 kPa), um LSCDT de 25,4 mm da

Wykeham-Farrance, e um medidor de variação de volume do tipo Imperial College, projetado e construído na PUC-Rio (de Campos, 1985).

O sistema de aquisição de dados utilizado no laboratório é o QuantumX da marca HBM, com amplificador universal MX840A e o programa para a aquisição dos sinais é o CatmanEasy da HBM.



Figura 142 – Prensa utilizada para a realização de ensaios triaxiais em solos saturados.

Os ensaios, do tipo CIU, foram realizados em amostras indeformadas de 38 mm de diâmetro e 76 mm de altura, para quatro tensões efetivas de confinamento: 25, 75, 150 e 300 kPa. Vale ressaltar que os ensaios triaxiais nas amostras saturadas do colúvio de Tinguá foram realizados e apresentados em Advincula (2016).

A metodologia dos ensaios seguiu as recomendações propostas em Head (1998). O processo de saturação das amostras consistiu em estágios alternados de percolação e incrementos de contrapressão até a obtenção do parâmetro de poropressão de Skempton B maior que 0,95.

O adensamento foi do tipo isotrópico, para os diferentes níveis de tensão já mencionados, e através da curva “variação de volume *versus* raiz quadrada do tempo” foi possível determinar então a velocidade do cisalhamento.

A última fase do ensaio, o cisalhamento, foi realizado com velocidade constante de 0,033 mm/min, com as válvulas de drenagem fechadas (ensaio do tipo não drenado).

A Tabela 28 apresenta os índices físicos obtidos em todos os ensaios saturados, para as condições iniciais, após o adensamento e após cisalhamento.

Tabela 28 – Índices físicos dos solos em todas as fases do ensaio triaxial CIU.

Solo	σ'_3 (kPa)	Índices físicos iniciais					Após adensamento	Finais	
		$w_{inicial}$ (%)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	$e_{inicial}$	S (%)	e_{aden}	e_{final}	w_{final} (%)
SRJ-T	25	18,40	15,66	13,23	1,05	48,40	1,05	1,05	36,80
	75	18,04	15,30	12,96	1,10	45,60	1,05	1,05	35,54
	150	19,59	15,86	13,26	1,05	51,74	0,96	0,96	35,15
	300	18,40	15,21	12,85	1,12	45,71	0,96	0,96	32,24
CT	25	27,01	17,61	13,87	0,93	77,76	0,92	0,92	34,77
	75	21,71	17,63	14,49	0,85	68,57	0,82	0,82	29,38
	150	19,46	17,66	14,78	0,81	64,27	0,74	0,74	30,82
	300	22,45	16,72	13,65	0,96	62,56	0,77	0,77	31,68
SRJ-F	25	8,79	15,18	13,96	0,88	26,80	0,86	0,86	30,18
	75	9,60	15,42	14,07	0,86	29,79	0,83	0,83	29,21
	150	10,29	15,89	14,41	0,82	33,67	0,75	0,75	16,29
	300	10,16	15,26	13,86	0,89	30,51	0,79	0,79	26,21

Foi observado, para a maioria dos casos, forma de ruptura do tipo plástica, com “embarrigamento” dos corpos de prova. Sendo assim, foi aplicada a fórmula à correção de área, proposta por Bishop e Henkel (1962), para este tipo de ruptura.

O critério de ruptura assumido foi o valor máximo da tensão desviadora (σ_d), para a situação onde a curva tensão-deformação apresentou pico. Para o caso onde a curva era do tipo *strain-hardening*, o critério foi o proposto por de Campos e Carrillo (1995), utilizando-se o ponto a partir do qual a inclinação da curva passou a ser constante.

As análises dos resultados estão dispostas nos subitens seguintes, onde os resultados estão plotados em termos dos parâmetros “p’ versus q” de Lambe & Whitman (1969).

7.1.1. Solo residual jovem de Tinguá

Os resultados obtidos nos corpos de prova do solo residual jovem de Tinguá estão dispostos na Figura 143, na Figura 144 e na Tabela 29.

Conforme visualizado na Figura 143, as curvas tensão-deformação foram do tipo *strain-hardening* para os quatros níveis de confinamento. Na maioria dos casos, observa-se que para grandes deformações, a inclinação da curva passa a ser constante, mas não totalmente horizontal.

A variação da poropressão ao longo da deformação axial mostrou a mesma tendência para as tensões confinantes de 75, 150 e 300 kPa. Nestes ensaios, houve um aumento deste parâmetro até 2 a 3% de deformação, seguido de uma estabilização ou pequeno declínio no valor. Para o menor nível de tensão ensaiado, houve um pequeno acréscimo de poropressão, seguido de um declínio neste valor. Para as maiores deformações, tal variação do parâmetro chegou a ser negativa (chegando a -20 kPa no fim do ensaio).

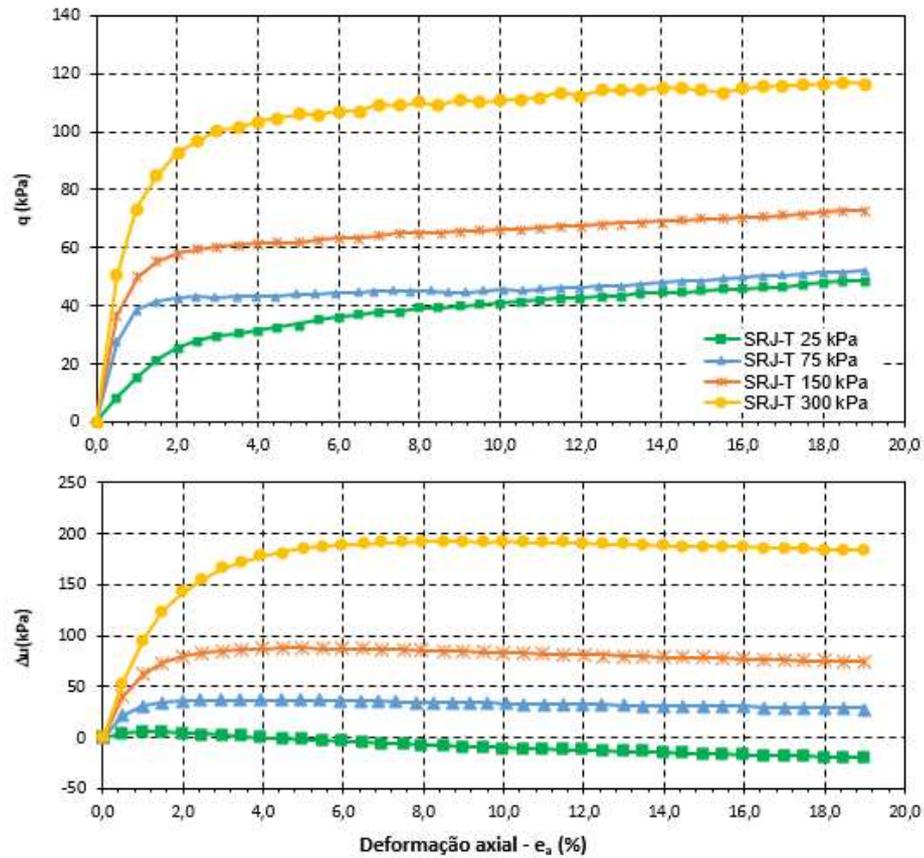


Figura 143 – Resultados dos ensaios CIU no SRJ-T.

As trajetórias de tensões, Figura 144, indicaram a mesma tendência ao fim do ensaio, tangenciando a envoltória de resistência. Para os menores níveis de confinamento, as trajetórias tenderam a se desenvolver para a direita, enquanto que para os maiores níveis, estas inicialmente se desenvolveram para a esquerda e, pós ruptura, inclinaram-se para a direita.

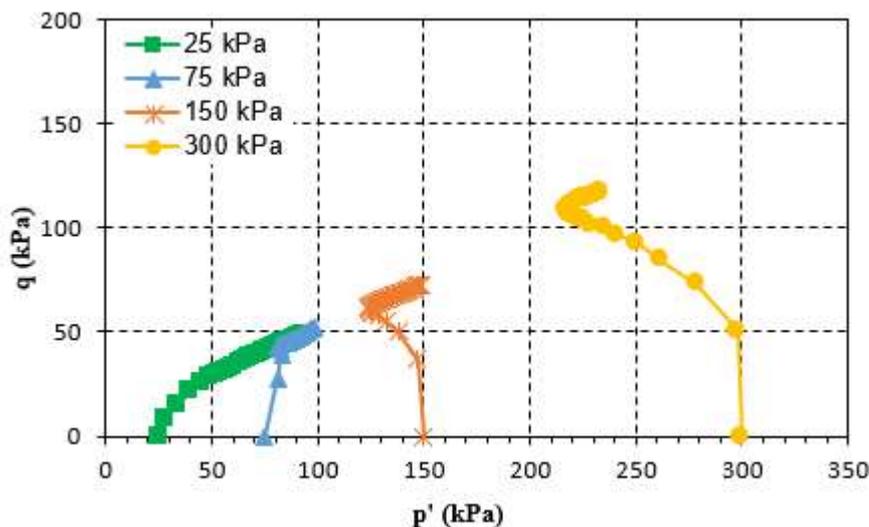


Figura 144 – Trajetórias de tensões efetivas para o SRJ-T.

Os parâmetros de resistência Mohr-Coulomb (Tabela 29) foram obtidos a partir da envoltória de resistência determinada pelas trajetórias de tensões. Considerando o critério de ruptura anteriormente descrito, obteve-se uma envoltória com os quatro ensaios CIU, com coeficiente de determinação (R^2) de aproximadamente 1.

Tabela 29 – Parâmetros de resistência Mohr-Coulomb para o solo SRJ-T.

Solo	a' (kPa)	α' ($^\circ$)	c' (kPa)	φ' ($^\circ$)
SRJ-T	6,1	24,3	6,8	26,8

7.1.2. Colúvio de Tinguá

Os ensaios triaxiais do tipo CIU no solo coluvionar de Tinguá são parte do programa experimental da tese de doutorado de Advincula (2016).

A Figura 145 e a Figura 146 apresentam os resultados obtidos neste material, através das curvas “ q versus deformação axial”, “variação de poropressão versus deformação axial” e as trajetórias de tensões efetivas, respectivamente.

Nas curvas tensão-deformação, apresentadas na Figura 145, observa-se que houve um crescimento rápido inicial do parâmetro “ q ”, e, para grandes deformações houve pequenos aumentos contínuos de tensão. Tal característica indica um comportamento do tipo *strain-hardening* deste material.

Ainda, na Figura 145, as curvas de variação de poropressão mostraram um aumento deste parâmetro até aproximadamente 4% da deformação axial, seguido de uma diminuição gradativa. Quanto maior a tensão confinante imposta, maior foi o aumento registrado. Para a menor tensão confinante ensaiada, a variação de poropressão passou a ser negativa (até -20 kPa para 20% de deformação).

As trajetórias de tensões, ilustradas na Figura 146, mostraram praticamente a mesma tendência de direção nos quatro ensaios, tangenciando uma mesma envoltória de resistência. Somente o corpo de prova ensaiado para o menor nível de confinamento, de 25 kPa, que apresentou a trajetória praticamente na direção vertical, para em seguida tender para a direita (Advincula, 2016).

Os parâmetros de resistência apresentados na Tabela 30 foram determinados por Advincula (2016) a partir da envoltória de resistência de todos os ensaios realizados neste solo: CID (isotrópico e drenado), CIU (isotrópico e não drenado) e CKU (anisotrópico e não drenado).

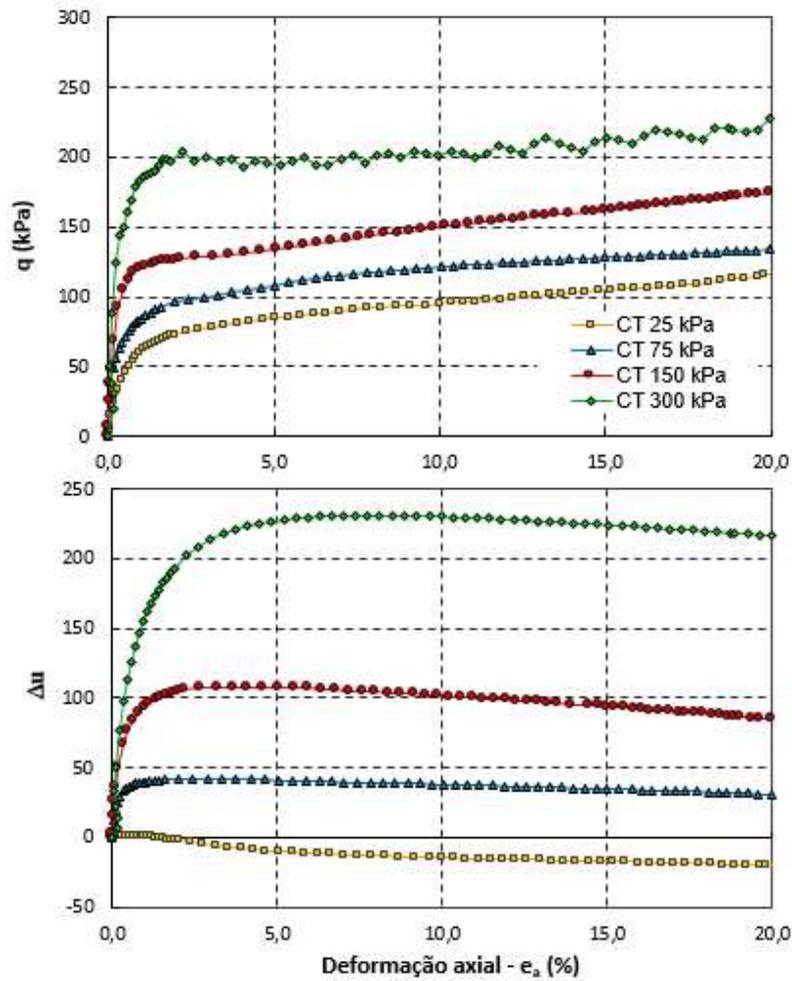


Figura 145 – Resultados dos ensaios CIU no CT (Advincula, 2016).

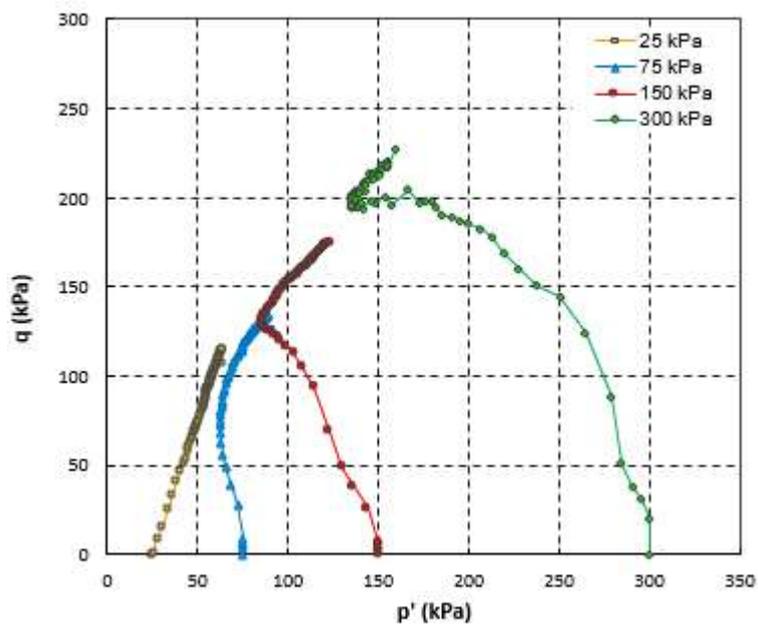


Figura 146 – Trajetórias de tensões efetivas para o CT (Advincula, 2016).

Tabela 30 – Parâmetros de resistência Mohr-Coulomb para o solo CT (Advincula, 2016).

Solo	a' (kPa)	α' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
CT	5,5	27,3	6,4	31,1

7.1.3.

Solo residual jovem de Friburgo

A Figura 147 e a Figura 148 apresentam os resultados dos ensaios realizados com o solo residual jovem de Friburgo.

Conforme visualizado na Figura 147, as curvas tensão-deformação apresentaram comportamento dúctil, com exceção dos ensaios de 25 e 300 kPa. Para a menor tensão ensaiada, o comportamento foi do tipo *strain-hardening*, e, para a maior tensão, a curva apresentou um leve pico, próximo a 3% de deformação axial.

A variação de poropressão se assemelhou à descrita no solo residual jovem de Tinguá, onde para as duas menores tensões de confinamento, esta alcançou valores negativos no final do ensaio: -27 kPa para confinante de 25 kPa e -1,4 kPa para de 75 kPa.

As trajetórias de tensões, Figura 148, para os três primeiros níveis de tensão se desenvolveram para a direita, mesmo pós ruptura. Já, para a tensão confinante de 300 kPa, a mesma se deslocou para a direita e, posteriormente para a esquerda.

O comportamento observado indica que todas as trajetórias de tensões efetivas deste solo tendem a um mesmo ponto na envoltória de resistência.

Assim como para o solo residual jovem, a envoltória foi determinada somente com os resultados destes ensaios CIU, obtendo um coeficiente de determinação (R^2) de 0,98. Os parâmetros de resistência Mohr-Coulomb obtidos estão dispostos na Tabela 31.

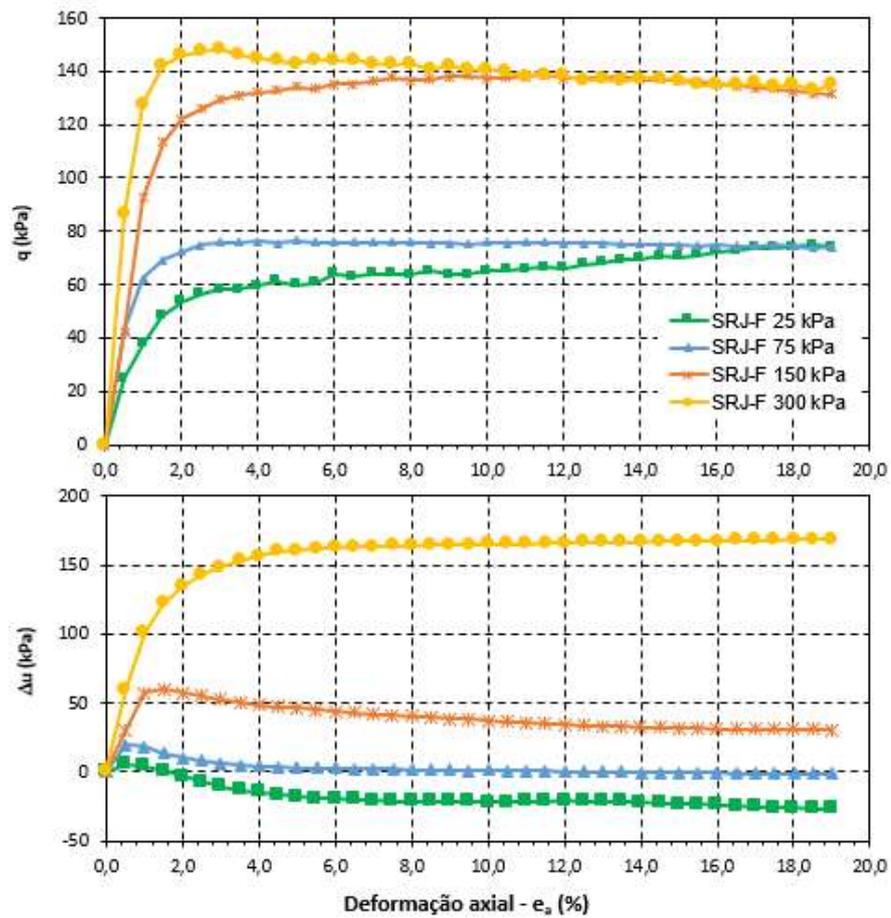


Figura 147 – Resultados dos ensaios CIU no SRJ-F.

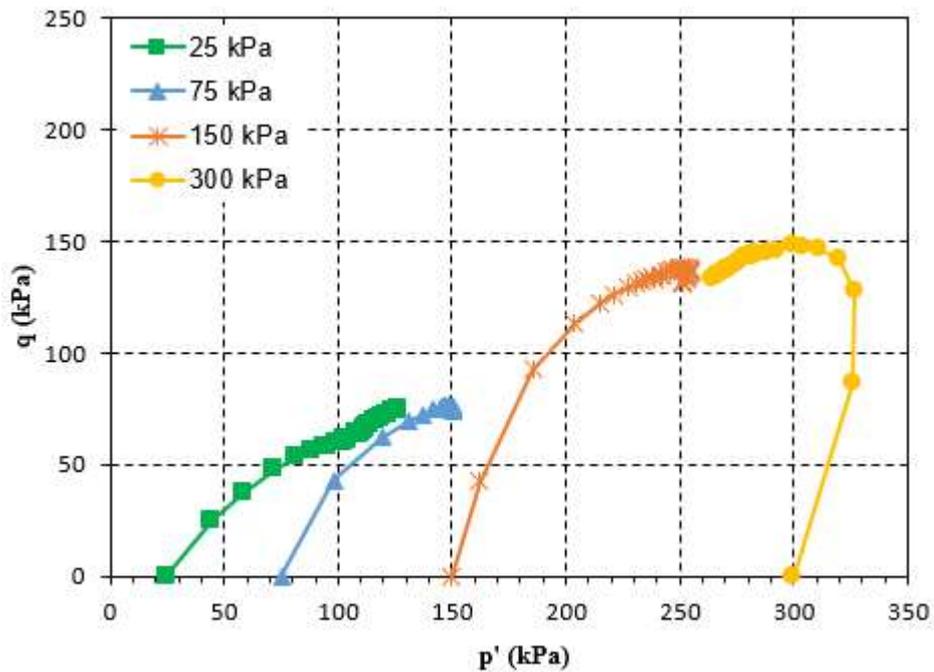


Figura 148 – Trajetórias de tensões efetivas para o SRJ-F.

Tabela 31 – Parâmetros de resistência Mohr-Coulomb para o solo SRJ-F.

Solo	a' (kPa)	α' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
SRJ-F	11,1	25,4	12,6	28,3

7.2.

Aplicação do modelo proposto por Vanapalli et al. (1996)

O primeiro modelo de previsão de resistência não saturada aplicado nesta tese foi o proposto por Vanapalli et al. (1996). Conforme já descrito na revisão bibliográfica, esta proposta se fundamenta nas variáveis independentes de Fredlund, considerando em sua equação parâmetros da curva de retenção de umidade e parâmetros de resistência de solos saturados.

Para estes autores, a taxa de variação da resistência ao cisalhamento na condição não saturada está relacionada com a área de água no solo (isto é, a área do menisco de água em contato com as partículas do solo ou agregados). Tal fato explica a relação existente entre a curva característica e a resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

O modelo proposto se baseia na premissa de que o comportamento do solo pode ser dividido em três trechos ao longo da dessaturação. No primeiro trecho, chamado de zona de efeito limite (até o valor de entrada de ar), o incremento de sucção gera um aumento linear da resistência ao cisalhamento. No segundo, fase de dessaturação, o aumento da resistência é do tipo não linear. E, no último trecho, zona residual, a resistência pode aumentar, diminuir ou se manter constante durante a dessaturação.

Seguindo a linha de área de água normalizada e assumindo que a sucção final (para teor de umidade zero) é 1.000.000 kPa, Vanapalli et al. (1996) propuseram a previsão de resistência não saturada, conforme a equação 26.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[\tan \phi' \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \right] \quad \text{eq. 26}$$

Onde todas as variáveis aqui apresentadas já foram definidas na revisão bibliográfica (equações 10 e 12).

Segundo os autores, este modelo empírico e analítico de previsão de resistência, que faz uso da umidade volumétrica saturada (θ_s) e residual (θ_r) do solo, apresenta bons ajustes para menores valores de sucção (0 a 500 kPa). A aplicação do mesmo é justificada já que a maioria dos casos práticos na geotecnia está relacionada a esta faixa de sucção.

Sendo assim, buscou-se avaliar tal aplicabilidade para os três solos indeformados desta tese.

A previsão baseou-se nos parâmetros de θ_s e θ_r obtidos pela equação de Durner (1994) e Van Genuchten (1980), já apresentados no Capítulo 6. Para os diferentes valores de sucção arbitrados, obteve-se o teor de umidade volumétrica pelas equações utilizadas e, conseqüentemente, o teor de umidade volumétrica normalizado. A resistência à compressão simples pôde ser obtida a partir da equação 27, assumindo σ_3 igual a zero.

$$\sigma_1 = 2 \frac{a' + (u_a - u_w)\theta \tan \alpha'}{(1 - \tan \alpha')} \quad \text{eq. 27}$$

onde:

σ_1 é a resistência à compressão simples;

a' e α' são os parâmetros da envoltória de resistência definidos em termos da trajetória de tensões, para solos saturados;

$(u_a - u_w)$ é a sucção; e

$\theta = \frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)}$, é o teor de umidade volumétrica normalizado.

Os resultados obtidos para o solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T) estão apresentados na Figura 149, para todos os valores de sucção ensaiados.

Nesta figura, observa-se que até 100 kPa a estimativa da resistência não saturada apresentou bom ajuste com os pontos experimentais determinados. A previsão proposta por Vanapalli et al. (1996) indicou um aumento da resistência à compressão simples até 700 kPa, com posterior declínio neste valor.

Como o solo residual de Tinguá é do tipo bimodal, observa-se que o ponto de mudança de comportamento está relacionado ao início da segunda fase de dessaturação deste solo (após a segunda entrada de ar).

Por outro lado, para valores acima de 100 kPa de sucção, verifica-se que a previsão superestimou a resistência em valores até quatro vezes maior que os obtidos experimentalmente.

Para valores próximos à sucção residual, tal previsão voltou a apresentar bons ajustes com os pontos experimentais.

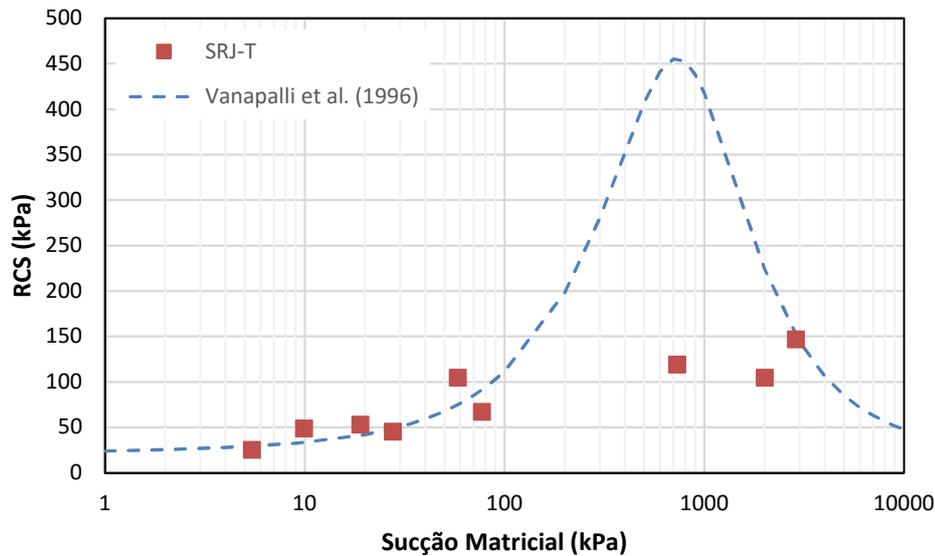


Figura 149 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) para previsão da resistência à compressão simples do SRJ-T.

Da mesma forma, os resultados obtidos para o colúvio de Tinguá (CT) estão dispostos na Figura 150. Assim como no solo residual de Tinguá, a previsão apresentou bons ajustes para os menores valores de sucção, até 100 kPa.

O uso do modelo de Vanapalli et al. (1996) indicou também o aumento da resistência à compressão simples até a segunda fase de dessaturação do solo, seguida de uma queda menos acentuada que no solo residual.

Apesar da curva de previsão apresentar o mesmo formato da tendência dos pontos experimentais, a mesma chegou a superestimar a resistência em até quinze vezes mais, para valores acima de 1.000 kPa de sucção.

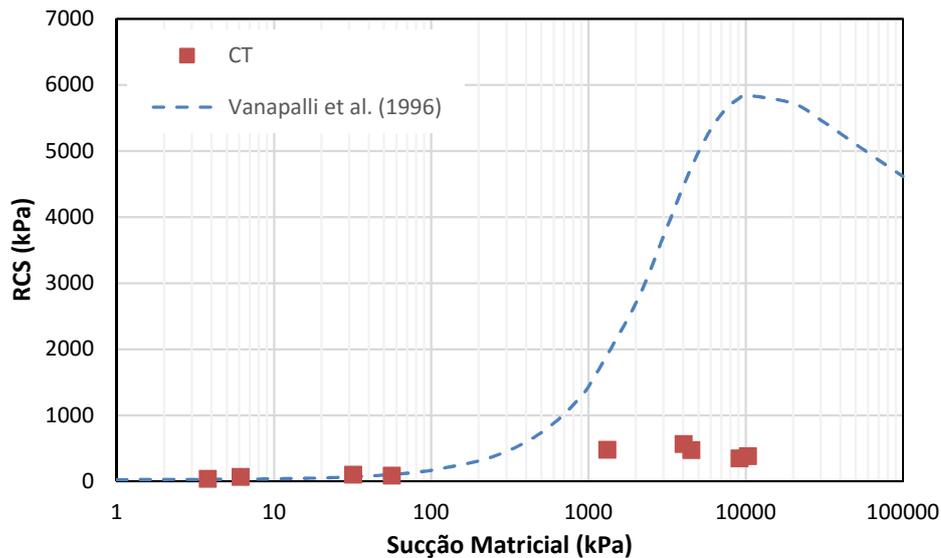


Figura 150 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) para previsão da resistência à compressão simples do CT.

Em sua dissertação de mestrado, Caso (2014) também apresentou a previsão da resistência não saturada dos dois solos de Tinguá (solo residual e colúvio), pelo modelo de Vanapalli et al. (1996). Neste estudo, a previsão foi comparada com resultados de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, em amostras indeformadas.

Os resultados apresentados neste trabalho, para uma tensão normal líquida de 120 kPa, mostraram que para valores de sucção de até 300 kPa, a estimativa de previsão foi conservadora. Os valores de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios foram maiores que os valores determinados no modelo.

Cabe ressaltar aqui que o cálculo de previsão realizado por Caso (2014) considerou apenas o primeiro trecho das curvas de retenção bimodal. Desta forma, o teor de umidade volumétrica residual adotado foi o referente ao primeiro trecho de dessaturação.

Finalmente, a estimativa de resistência para o solo residual de Friburgo (SRJ-F) está disposta na Figura 151.

Como este material apresenta estrutura unimodal, verifica-se apenas aumento da resistência à compressão simples com o incremento de sucção.

Similarmente aos outros solos estudados, a previsão apresentou bons ajustes para valores de até 100 kPa. Acima destes, a mesma também superestimou os valores de resistência em até treze vezes mais.

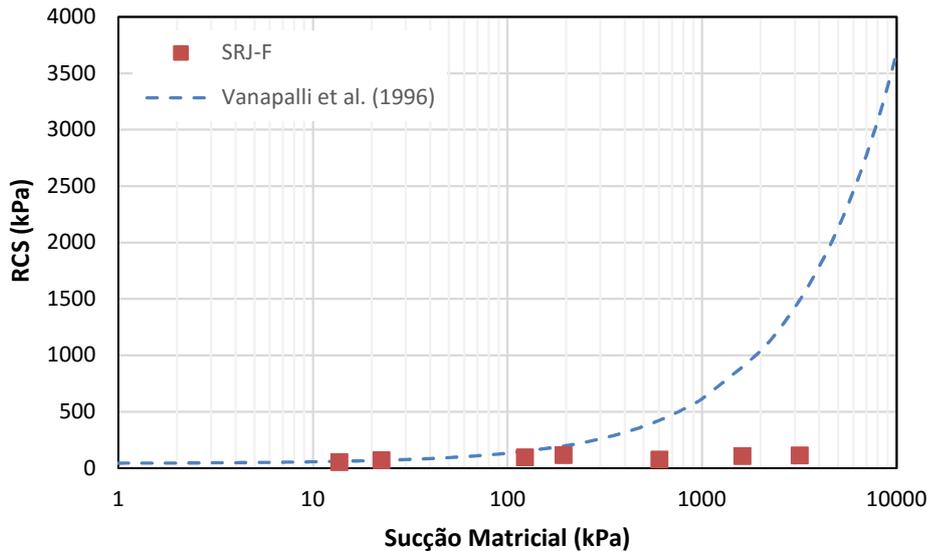


Figura 151 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) para previsão da resistência à compressão simples do SRJ-F.

Em sua tese de doutorado, Oliveira (2004) fez uso da proposta de Vanapalli et al. (1996) em que se utiliza o parâmetro de ajuste κ . Segundo o autor, a boa aplicabilidade do modelo só foi constatada para os valores de sucção, medidos com o tensiômetro, no momento da ruptura dos corpos de prova.

7.3. Aplicação do modelo proposto por Khalili & Khabbaz (1998)

Conforme já descrito na revisão bibliográfica, o modelo proposto por Khalili & Khabbaz (1998) utiliza a abordagem de tensão efetiva em solos não saturados proposta por Bishop. Segundo os autores, a maior dificuldade desta abordagem está relacionada à determinação do parâmetro χ .

O procedimento para obtenção de χ assume que os parâmetros do solo saturado (c' e ϕ') são independentes da sucção matricial, ou seja, constantes, para a maioria dos casos práticos (sucção menor de 600 kPa).

Neste sentido, os autores propuseram uma relação única para tal parâmetro baseada em uma razão de sucção que depende, principalmente, da sucção de entrada de ar do material.

A relação única para determinação de χ encontra-se apresentada na equação 08 desta tese, na revisão bibliográfica, para valores de sucção maiores que a sucção

de entrada de ar. A mesma foi obtida a partir de resultados de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, com sucção controlada, para quatorze solos da literatura.

Para Khalili & Khabbaz (1998), a reta de ajuste, determinada no gráfico do logaritmo de χ versus logaritmo da razão de sucção, apresenta um coeficiente “r” médio igual a $-0,55$. Para solos mais argilosos, este coeficiente pode chegar a $-0,4$ e para solos mais arenosos, $-0,65$.

Na presente pesquisa, os valores de χ foram obtidos a partir da equação de tensão efetiva de Bishop, conforme equação 28, escrita em termos de trajetória de tensões.

$$q = a' + [(p - u_a) + (u_a - u_w)\chi] \tan \alpha' \quad \text{eq. 28}$$

onde:

p e q são os parâmetros de Lambe;

a' e α' são os parâmetros da envoltória de resistência definidos em termos da trajetória de tensões, para solos saturados;

$(u_a - u_w)$ é a sucção; e

χ é o parâmetro proposto por Bishop.

Para o caso dos ensaios de compressão simples, σ_3 é igual a zero e σ_1 é a resistência à compressão simples. Isolando o parâmetro χ , transformando os parâmetros a' e α' em c' e φ' , e reescrevendo a equação 28, tem-se a equação 29.

$$\chi = \frac{\sigma_1 \left(\frac{1}{\sin \varphi'} - 1 \right) - 2c' \cot \varphi'}{2(u_a - u_w)} \quad \text{eq. 29}$$

Deste modo, com os valores de resistência à compressão simples, de sucção correspondente medidos no papel filtro e com os parâmetros c' e φ' dos ensaios triaxiais, foi possível determinar χ para cada amostra ensaiada.

Os resultados encontrados para os três solos indeformados estão dispostos na Figura 152.

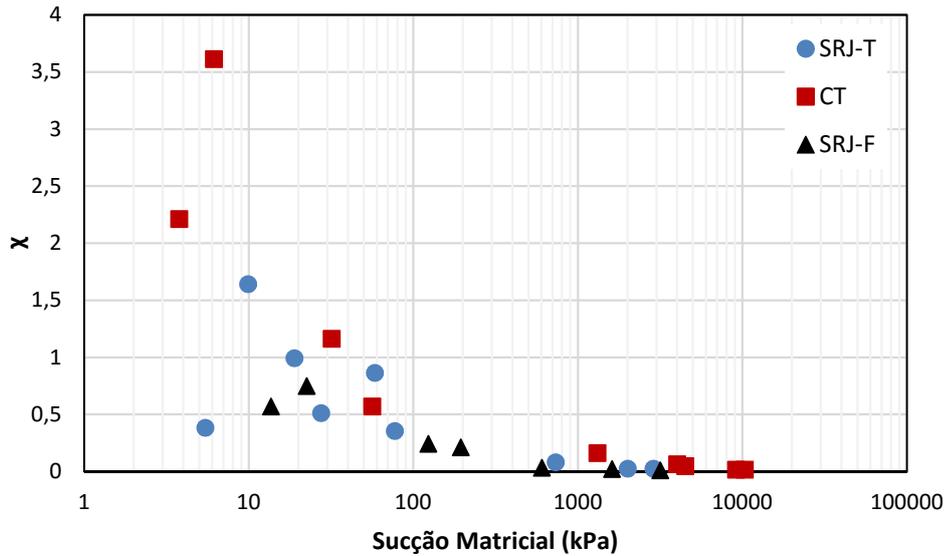


Figura 152 – Valores de χ para os três solos estudados, SRJ-T = solo residual jovem de Tinguá, CT = colúvio de Tinguá e SRJ-F = solo residual jovem de Friburgo.

A partir desta figura, é possível observar que o parâmetro χ decresceu exponencialmente com o incremento de sucção. A tendência visualizada foi praticamente a mesma para os três solos estudados. Desta forma, a contribuição da parcela da sucção na tensão efetiva dos solos foi maior para os menores valores de sucção.

Ainda, a Figura 152 mostra que para valores de sucção menores que 10 a 30 kPa, o parâmetro χ obtido foi maior que a unidade, contrariando a teoria original. Tais valores maiores que 1 foram obtidos somente para os solos bimodais: SRJ-T e CT.

Resultados análogos foram também encontrados em Zhemchuzhnikov (2015), para solos compactados preparados a partir de misturas de areia com diferentes porcentagens de caulinita. Estes solos estudados pelo autor também apresentam comportamento bimodal.

Blight (2013) apresentou alguns casos onde, para baixos valores de sucção, o parâmetro χ é maior que a unidade. Segundo o autor, a explicação teórica para a ocorrência deste fenômeno está relacionada ao processo de dessaturação e resaturação do solo. A partir de um modelo teórico, o mesmo também demonstrou tal possibilidade.

Conforme recomendado por Khalili & Khabbaz (1998), os valores de sucção foram normalizados pela sucção de entrada de ar. Porém, como os solos com

comportamentos bimodais (SRJ-T e CT) apresentam duas entradas de ar, optou-se por analisar os dados com os dois valores existentes. Nestas análises, foram considerados apenas os valores de χ menores que 1.

A Figura 153, Figura 154 e a Figura 155 apresentam os gráficos com os resultados normalizados, plotados em conjunto com a relação única proposta por Khalili & Khabbaz (1998).

Para o solo residual jovem de Tinguá (Figura 153), observa-se que a normalização pela primeira entrada de ar se aproximou mais da relação proposta por Khalili & Khabbaz (1998). Porém, nota-se que, nas duas normalizações realizadas, houve uma constante nas equações de ajuste obtidas.

Considerando a primeira entrada de ar na normalização, a constante da equação foi de aproximadamente 2,2 e considerando a segunda entrada, de 0,1. Estes valores mostram que quando a relação entre a sucção e a sucção de entrada de ar for 1, χ não será necessariamente igual a 1.

Por outro lado, ao analisar o expoente da equação de ajuste, verifica-se que o valor obtido se apresentou dentro da faixa considerada pelos autores, para solos mais arenosos.

Os resultados obtidos para o colúvio de Tinguá (Figura 154) foram muito similares aos descritos no solo residual jovem de Tinguá (Figura 153), onde a normalização pela primeira entrada de ar se aproximou mais do proposto por Khalili & Khabbaz (1998). Neste solo, as constantes de ajuste da equação foram de 3,6 para a primeira entrada e de 0,07 para a segunda. Contudo, observa-se para este material menor dispersão dos pontos experimentais com a linha de tendência, já que o coeficiente de determinação foi maior (igual a 0,96).

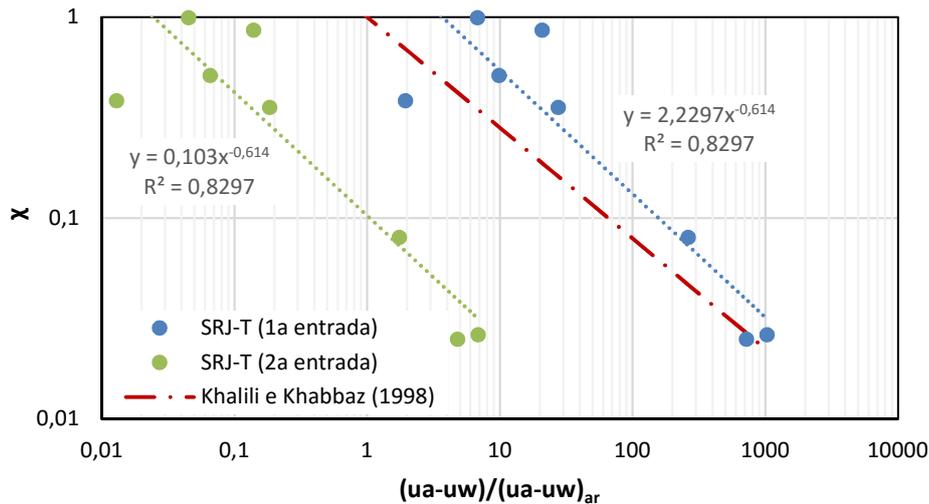


Figura 153 – Valores de χ versus sucção normalizada, em escala log-log, para o SRJ-T.

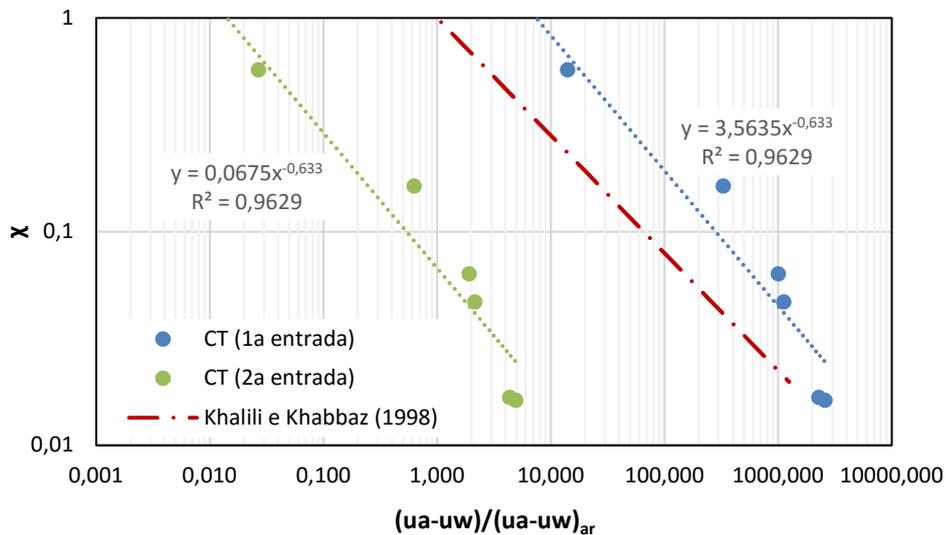


Figura 154 – Valores de χ versus sucção normalizada, em escala log-log, para o CT.

Por fim, como o solo residual jovem de Friburgo foi considerado unimodal, o mesmo só apresenta uma entrada de ar e, conseqüentemente, uma normalização (Figura 155). A relação obtida mostrou também a existência de uma constante na equação de ajuste de aproximadamente 2,4. O expoente desta foi maior que os obtidos nos outros materiais, e considerado acima da faixa máxima estudada em Khalili & Khabbaz (1998).

Analisando ainda a Figura 155, observa-se os pontos experimentais deste solo podem ser ajustados em dois trechos: para valores de normalização, $(u_a - u_w)/(u_a -$

$u_w)_{ar}$, abaixo e acima de 100. Tal região de mudança de comportamento está relacionada à sucção residual deste material.

Desta forma, buscou-se avaliar os dois comportamentos separadamente, onde para cada trecho foi estabelecida uma equação de ajuste (Figura 156). Para esta nova situação, partiu-se da premissa que os dois novos ajustes teriam a constante da equação aproximadamente igual a 1. Sendo assim, inseriu-se um ponto adicional em (1,1), forçando-se a saída da mesma forma que o ajuste de Khalili & Khabbaz (1998), e os fatores de correlação foram avaliados.

A avaliação da proposta em dois trechos (antes e após a sucção residual) apresentou um bom ajuste, já que os fatores de correlação foram considerados satisfatórios, as constantes das equações foram de aproximadamente 1 e os expoentes se encontraram dentro da faixa estabelecida.

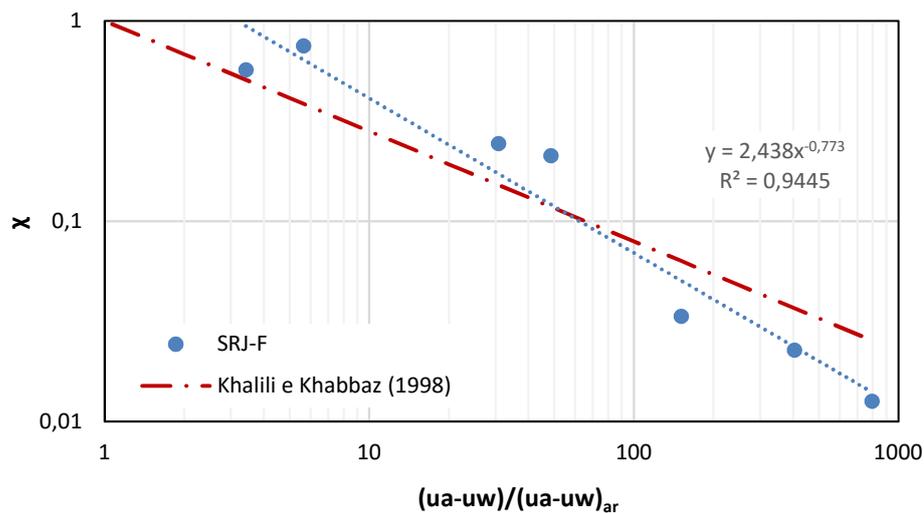


Figura 155 – Valores de χ versus sucção normalizada, em escala log-log, para o SRJ-F.

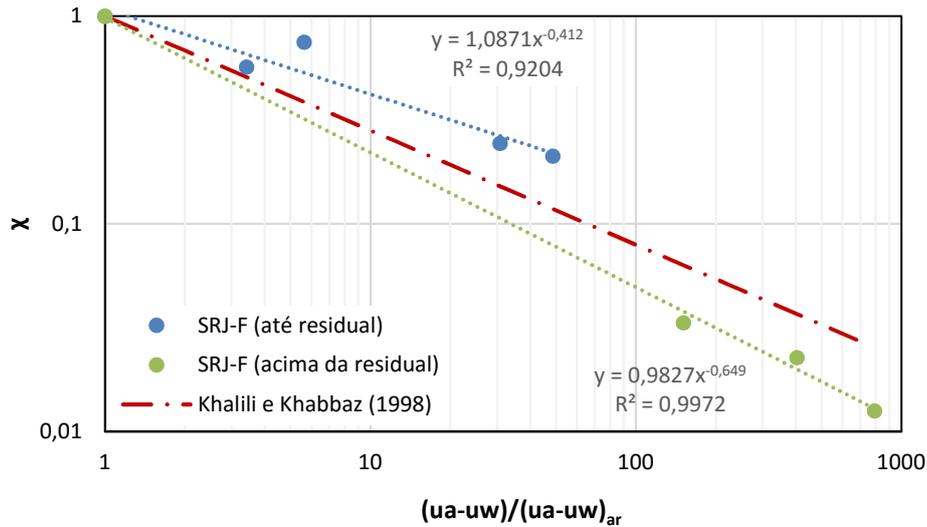


Figura 156 – Valores de χ versus sucção normalizada, em escala log-log, separados em trechos, para o SRJ-F.

Visando ter uma melhor visualização dos parâmetros χ , menores que 1, versus sucção normalizada para todos os materiais desta tese, todos os pontos experimentais foram plotados em um mesmo gráfico, conforme a Figura 157. A partir desta, observa-se que considerando os valores de sucção de primeira entrada de ar para os solos bimodais, os três solos apresentaram a mesma tendência de variação de χ .

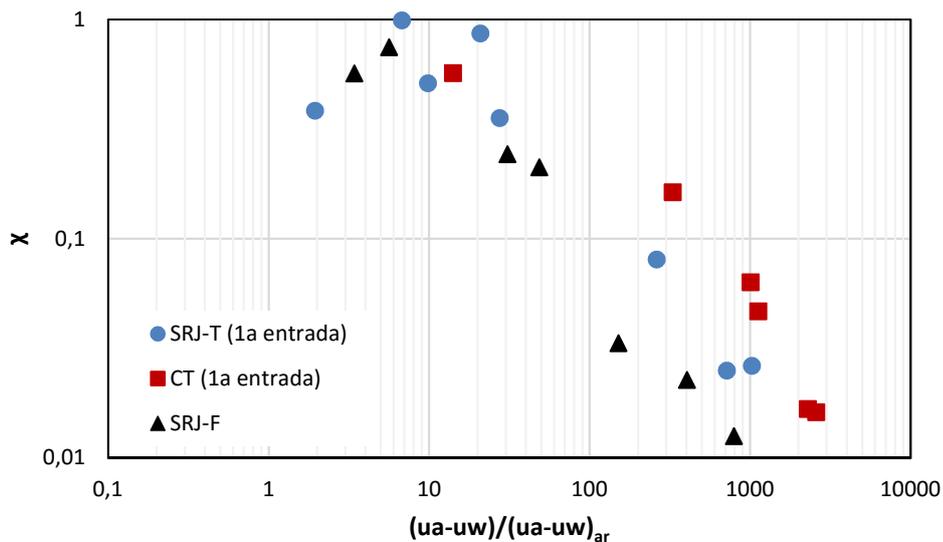


Figura 157 – Valores de χ versus sucção normalizada escolhida, para os três solos.

Ajustando-se os três solos em conjunto para uma mesma equação, obteve-se uma constante de 2,4, um expoente de $-0,64$ e um coeficiente de determinação (R^2) de 0,87 (Figura 158).

A Figura 158 apresenta, ainda, a faixa de variação da relação única obtida por Khalili & Khabbaz (1998). Verifica-se nesta que os resultados obtidos com os três solos se encontraram acima da faixa do modelo proposto, para valores de sucção normalizada menor que 100. Tal fato indica que para os valores de sucção abaixo da segunda entrada de ar, nos solos bimodais, e abaixo da sucção residual, no solo unimodal, o modelo não representa bem o comportamento do solo.

Por outro lado, observa-se que, para altos valores de sucção (acima da segunda entrada de ar e da sucção residual), os resultados encontraram-se dentro da faixa proposta pelos autores.

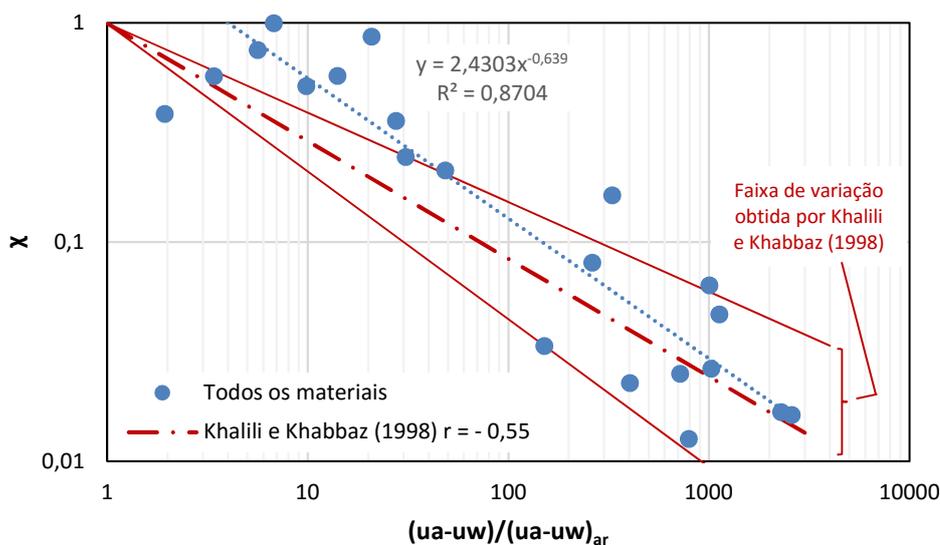


Figura 158 – Valores de χ versus sucção normalizada plotados em conjunto com a faixa de variação obtida em Khalili & Khabbaz (1998).

A previsão da resistência à compressão simples foi então realizada, aplicando-se a equação de ajuste média com todos os solos (Figura 158) e a relação única de Khalili & Khabbaz (1998).

A Figura 159, a Figura 160 e a Figura 161 apresentam as previsões plotadas em conjunto com os resultados dos ensaios de compressão simples, para o SRJ-T, CT e SRJ-F, respectivamente.

De uma forma geral, nota-se que o modelo de previsão com a relação única, tanto a obtida nesta tese como a proposta pelos autores, não conseguiu representar o pico de resistência à compressão simples e a posterior queda. Para todos os casos, observa-se que o incremento de sucção gerou apenas aumento da resistência à compressão simples.

Para os solos bimodais (SRJ-T e CT), Figura 159 e Figura 160, verifica-se que a utilização do parâmetro χ de Khalili & Khabbaz (1998) resultou em uma previsão de resistência menor que a obtida nestes materiais. Resultados que apresentam a previsão conservadora de resistência também foram obtidos em Oliveira (2004) e Georgetti (2010), com solos brasileiros compactados, e Caso (2014), com solos brasileiros indeformados.

Para o último solo analisado, SRJ-F, Figura 161, para valores abaixo da sucção residual, a previsão por Khalili & Khabbaz (1998) foi também conservadora. Entretanto, para sucções acima de tal valor, a mesma chegou a superestimar a resistência obtida nos ensaios de compressão simples.

De um modo geral, a utilização do χ médio obtido nesta tese apresentou boa previsão de resistência, exceto para a região de pico detectada nos ensaios de compressão simples no colúvio.

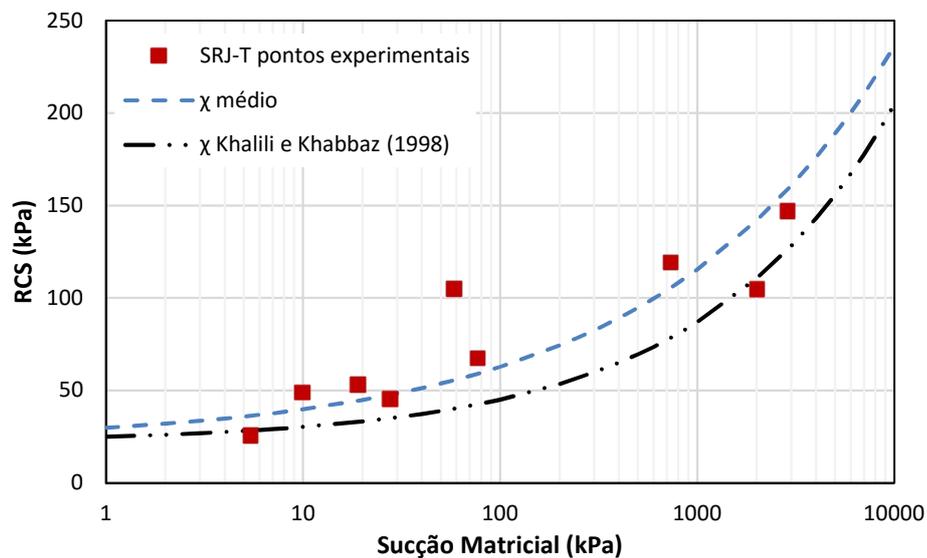


Figura 159 – Aplicação do modelo proposto por Khalili & Khabbaz (1998) para previsão da resistência à compressão simples do SRJ-T.

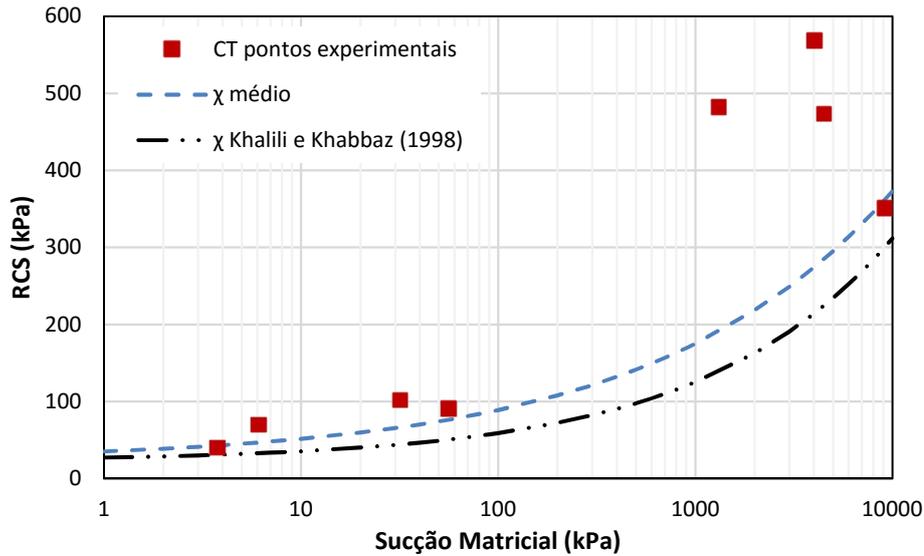


Figura 160 – Aplicação do modelo proposto por Khalili & Khabbaz (1998) para previsão da resistência à compressão simples do CT.

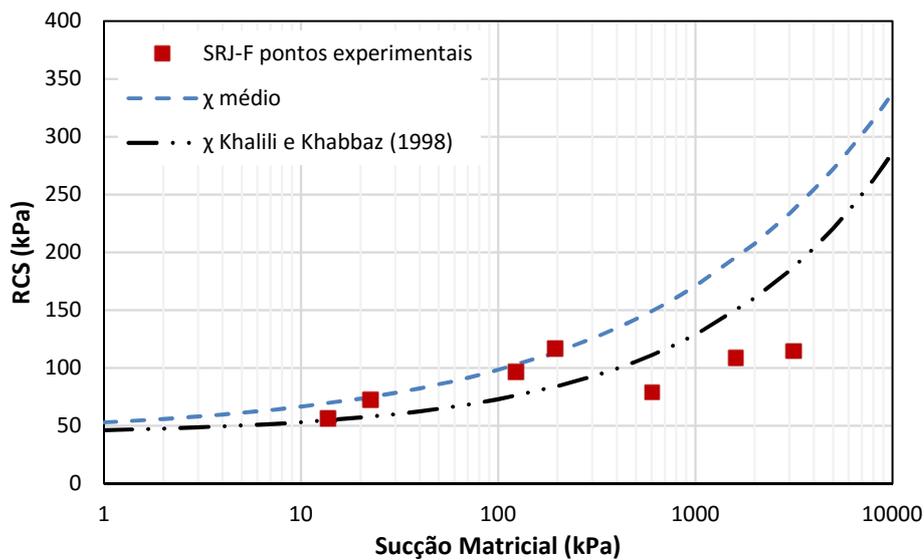


Figura 161 – Aplicação do modelo proposto por Khalili & Khabbaz (1998) para previsão da resistência à compressão simples do SRJ-F.

7.4. Considerações Gerais

Este capítulo apresentou a aplicação do modelo de Vanapalli et al. (1996) e de Khalili & Khabbaz (1998) para a previsão de resistência de solos não saturados. Os solos analisados nesta tese são os três materiais já descritos nos Capítulos 3 e 4:

solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T), colúvio de Tinguá (CT) e solo residual jovem de Friburgo (SRJ-F), somente na condição indeformada.

Para a aplicação de tais modelos foi necessário obter os parâmetros de resistência dos solos na condição saturada. Sendo assim, ensaios triaxiais saturados, do tipo CIU, foram conduzidos nos três materiais, com tensões de confinamento efetivas de 25, 75, 150 e 300 kPa.

Além da obtenção dos parâmetros de resistência Mohr-Coulomb, os ensaios triaxiais CIU serviram de base para a análise do comportamento dos três solos na condição de solo saturado.

Os resultados obtidos no solo residual e no colúvio de Tinguá foram bastante similares. As curvas tensão-deformação indicaram comportamento do tipo *strain-hardening* para todas as tensões de confinamento ensaiadas. Para as três maiores tensões, as curvas de variação de poropressão apresentaram acréscimo neste parâmetro, para menores deformações, seguidas de estabilização ou leve diminuição do mesmo. Na tensão de 25 kPa, a diminuição da poropressão ao fim do ensaio alcançou valores negativos, chegando até a -20 kPa de variação.

Com relação às trajetórias de tensões, para as amostras adensadas com tensão efetiva de 150 e 300 kPa, observa-se nos dois solos que as trajetórias tenderam para a esquerda e após atingir a ruptura, seguiram para a direita. Já para as menores tensões, 25 e 75 kPa, as mesmas seguiram somente para a direita.

O comportamento do solo residual de Friburgo foi do tipo *strain-hardening* para a menor tensão, de 25 kPa. Com o aumento do confinamento, o mesmo se comportou de forma dúctil e, para a última tensão ensaiada, a curva tensão-deformação apresentou um leve pico, próximo a 3% de deformação axial.

A variação da poropressão se assemelhou ao descrito nos outros dois solos, onde para os dois menores níveis de confinamento a mesma alcançou valores negativos.

Para as amostras adensadas com 25, 75 e 150 kPa de tensão efetiva, as trajetórias de tensões seguiram somente para a direita. Já, a amostra adensada com 300 kPa, apresentou uma trajetória com comportamento similar de um solo sedimentar normalmente adensado, caminhando para a esquerda.

Admitindo envoltórias lineares, foram obtidos os parâmetros de resistência dos três solos, que foram aplicados nas equações de previsão de Vanapalli et al. (1996) e Khalili & Khabbaz (1998).

De uma forma geral, o modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) apresentou bons ajustes na estimativa da resistência para valores de sucção de até 100 kPa. Acima deste valor, o modelo superestimou a resistência dos solos de forma significativa.

Nos solos bimodais (SRJ-T e CT), a previsão indicou aumento crescente até a segunda entrada de ar, seguida de uma queda no valor deste parâmetro. Tal queda voltou a apresentar bons ajustes na segunda zona residual somente para o solo residual.

O formato da curva obtida pelo modelo se assemelhou à tendência obtida com os pontos experimentais do colúvio. Apesar de apresentar um pico de resistência, seguida de uma queda, o modelo de previsão não apresentou bons ajustes com os pontos experimentais, para valores de sucção acima de 100 kPa.

No solo unimodal (SRJ-F), a curva obtida a partir do modelo indicou apenas acréscimo de resistência com o aumento da sucção.

Assim como em Oliveira (2004), Georgetti (2010) e Caso (2014), o modelo proposto por Khalili & Khabbaz (1998) apresentou resultados conservadores de estimativa de resistência não saturada dos três solos. A previsão de resistência foi realizada com a equação original proposta pelos autores e com a equação de ajuste média dos pontos experimentais, dos três solos em conjunto.

A obtenção do parâmetro χ nos solos bimodais resultou em valores maiores que a unidade, para baixos valores de sucção. Resultados similares também foram reportados em solos bimodais por Blight (2013) e Zhemchuzhnikov (2015).

A partir dos gráficos “ χ versus sucção normalizada pela entrada de ar”, conforme sugerido em Khalili & Khabbaz (1998), foram obtidas equações de ajuste dos pontos experimentais. Diferentemente do proposto pelos autores, as equações dos três solos apresentaram uma constante diferente de 1. Tal fato indica que χ não é igual a 1 para a relação entre a sucção e a sucção de entrada de ar igual a 1.

Por outro lado, os expoentes das equações de ajuste apresentaram, em geral, valores dentro da faixa considerada pelos autores: de -0,4 a -0,65.

8

Ensaaios triaxiais não saturados: equipamento utilizado e metodologia empregada

A metodologia proposta para alcançar os objetivos desta tese baseia-se em uma campanha de ensaios de laboratório com o intuito de verificar, experimentalmente, a influência do aumento súbito da pressão do ar (u_a) na resistência ao cisalhamento dos dois solos de Tinguá (residual jovem SRJ-T e colúvio CT), já descritos nos capítulos anteriores.

Sendo assim, este capítulo tem o objetivo de apresentar o desenvolvimento de um equipamento servo-controlado não saturado, o programa experimental envolvendo os ensaios triaxiais não saturados e a metodologia empregada neste estudo.

8.1. Desenvolvimento do equipamento triaxial servo-controlado não saturado

Como parte inicial do trabalho, tem-se a adaptação da prensa tipo Bishop-Wesley, pertencente ao Laboratório de Solos Não Saturados - Geotecnia, da PUC-Rio, para ensaios não saturados.

Esta prensa, fabricada pelo Imperial College e utilizada na tese de Carvalho (2012), Figura 162, realiza ensaios em amostras de 3,8 cm de diâmetro tanto com tensão quanto com deformação controlada.

Os transdutores de pressão empregados, para medidas de tensão confinante e contrapressão, são da marca Keller, com capacidade de 1034 kPa e resolução de 1 kPa. O LSCDT, utilizado para monitoramento do deslocamento axial, é da marca Wykeham Farrance Ltda., com capacidade de 25,4 mm e resolução de 0,01 mm. O medidor de variação de volume é do tipo Imperial College, com capacidade de 50 cm³ (de Campos, 1985).

O controle das pressões empregadas (RAM, contrapressão e pressão confinante) é feito através de motores de passo, com possibilidade de aplicação de 10 a 820 kPa, a partir de incrementos de 0,07 kPa.

Os ensaios com deformação controlada são realizados através do deslocamento de um pistão que é imposto por uma bomba hidráulica. A capacidade desta é de 100 cm³, com incrementos possíveis de 0,0001cm³ (Carvalho, 2012).

Todo este sistema é controlado através do software TRIAX, desenvolvido por Toll (2002), que permite o monitoramento dos deslocamentos e pressões, e controle de tensões e deformações.

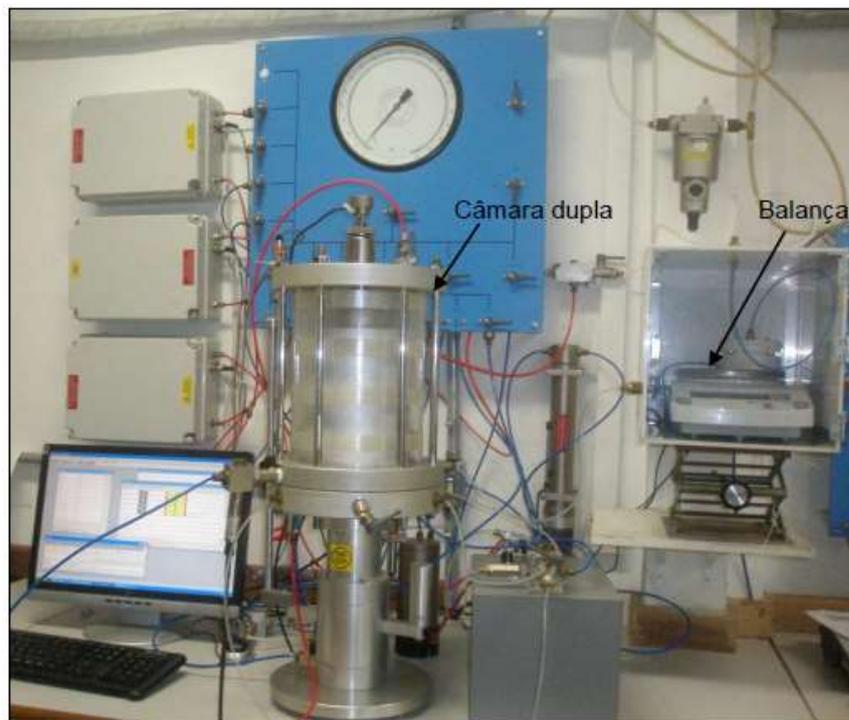


Figura 162 – Prensa triaxial adaptada e utilizada por Carvalho (2012).

De forma a minimizar possíveis erros, Carvalho (2012) realizou uma série de alterações no equipamento, quais sejam:

- A câmara de acrílico foi substituída por uma câmara dupla (Figura 163). A câmara externa foi usinada a partir de um tarugo de acrílico e reforçada com fita adesiva da marca 3M, composta por filamentos de poliéster (alta tensão de ruptura, alta resistência ao impacto e ao corte). A câmara interna foi produzida em duralumínio naval liga 5052F, material este com melhores características que o acrílico

(elevado módulo de elasticidade, alta rigidez e baixo coeficiente de expansão), reduzindo o problema de absorção de água, efeito de creep e histerese.



Figura 163 – Câmara triaxial desenvolvida em Carvalho (2012).

- Foi acrescentado um sistema de balança (Figura 162) para medida de variação de volume total durante o processo de saturação das amostras. Este sistema foi adaptado do apresentado por Slongo (2008), idealizado pelo Professor Tácio Mauro Pereira de Campos e aplicado de forma simplificada por Moncada (2008).

A nova balança empregada foi a do modelo Ohaus ARA520, com divisão real de 0,01g, repetibilidade de 0,01g e linearidade de $\pm 0,02g$. Sobre a balança, um reservatório de PVC foi utilizado para a medição da variação de volume total, através da relação de quantidade de água que entra e sai deste.

O funcionamento deste sistema se baseia no princípio da hidrostática de vasos comunicantes, Lei de Stevin.

Visando minimizar efeitos de variação de massa ao longo do tempo, foi confeccionada uma caixa de PVC hermética, onde a tubulação passou a ter a parte externa totalmente independente da parte interna. Vale ressaltar que este foi o sistema de medição de variação de volume total adotado nesta pesquisa, durante os ensaios triaxiais. Maiores detalhes sobre o funcionamento e a calibração de tal equipamento estão apresentados em Carvalho (2012).

- A base e o topo da câmara triaxial foram também fabricadas com o mesmo duralumínio empregado na câmara interna. Na peça de fechamento inferior (Figura 164), foram projetadas cinco aberturas: duas para a base do corpo de prova, duas para utilização de medidores de deformação interna e uma para o topo do corpo de prova. Na parte superior (Figura 165), tem-se a entrada para aplicação de pressão de ar, o medidor de deslocamento vertical e a célula de carga. Como pode ser visualizado na Figura 165, um disco de nylon foi acoplado à célula para reduzir a área da seção transversal ($22,77 \text{ cm}^2$) da câmara interna, fazendo com que a medida do nível d'água, devido a qualquer variação de volume do corpo de prova, se tornasse mais sensível (Carvalho, 2012).

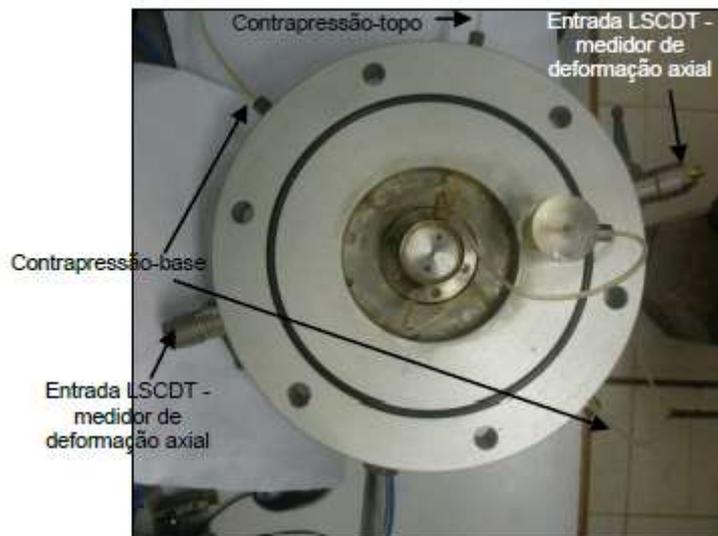


Figura 164 – Base da câmara triaxial (Carvalho, 2012).

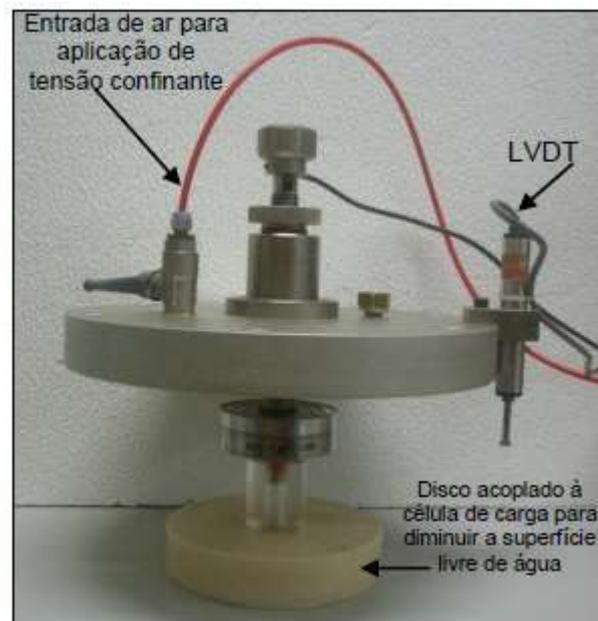


Figura 165 – Topo da câmara triaxial (Carvalho, 2012).

No entanto, como sugestão para as pesquisas futuras, Carvalho (2012) indicou novas adaptações para melhoria do equipamento. Estas melhorias compõem uma parte do desenvolvimento deste trabalho, onde, além das adaptações sugeridas, foram realizados também ajustes na prensa para a realização de ensaios triaxiais não saturados com *bender elements*.

Para uma melhor compreensão, as adequações feitas estão listadas e descritas nos subitens seguintes.

8.1.1. Criação de um espaço isolado com controle de temperatura próprio

Visando garantir um sistema que minimize ao máximo o efeito da temperatura na medição de variação de volume total, foi criado um novo espaço no Laboratório de Solos Não Saturados – Geotecnia, da PUC-Rio.

Como uma das paredes deste laboratório recebe radiações solares externas ao longo do dia, foi realizado um isolamento térmico interno nesta, a partir da aplicação de uma argamassa ISOTEMP C15, da empresa Fibraben. Esta é uma argamassa de baixa densidade, produzida à base de vermiculita e outros minerais, que quando utilizada como reboco interno, garante o isolamento térmico do ambiente.

Além disso, o espaço destinado à prensa triaxial foi fechado e isolado no laboratório com módulos de MDF, conforme pode ser visualizado na Figura 166. Dentro deste ambiente, foi instalado um ar condicionado Split, da marca Carrier, com 9.000 BTU, exclusivo para esta área.

O monitoramento e controle da temperatura e umidade local foram feitos a partir de um termohigrômetro registrador USB. O instrumento, Extech RHT10, registra até 32.000 leituras, com uma faixa de leitura de temperatura de -40 a 70°C, com resolução de 0,1°C e acurácia de $\pm 0,5^\circ\text{C}$. Para a umidade, a faixa é de 0 a 100%RH, com resolução de 0,1%RH e acurácia de $\pm 3\%RH$.



Figura 166 – Disposição da nova sala criada para isolamento da prensa.

8.1.2. Instalação de desumidificador de ar na linha de ar comprimido

A segunda melhoria realizada foi a instalação de um desumidificador de ar, na linha de ar comprimido interna do Laboratório de Solos Não Saturados, com a finalidade de garantir uma melhor eficiência no sistema. Esta melhoria está relacionada à diminuição de entrada de vapor d'água nas válvulas de pressão de ar (motor de passo).

O instrumento adquirido, Airpoint, da Metalplan, realiza a secagem através de pastilhas de absorção, proporcionando um ar comprimido em um nível de umidade relativa da ordem de 40%.

Como neste laboratório já havia um sistema de filtros instalado, o desumidificador entrou neste sistema sem alterar a configuração inicial (Figura 167), ou seja, sendo mais um equipamento destinado a melhoria do ar comprimido no local.



Figura 167 – Desumidificador de ar e filtros instalados na linha de ar comprimido.

8.1.3. Alteração da seção transversal da peça de PVC conectada à célula de carga

Conforme sugerido por Carvalho (2012), seria necessário estudar uma alternativa para a peça de PVC conectada à célula de carga. Ao realizar o enchimento da câmara, o formato retangular desta ocasionava possíveis acúmulos de ar sob a mesma.

Uma das opções mencionadas pela autora foi realizada neste trabalho. Optou-se por alterar a configuração da seção transversal da peça, passando de retangular para trapezoidal (Figura 168). Desta forma, o possível acúmulo de ar nesta região foi eliminado.

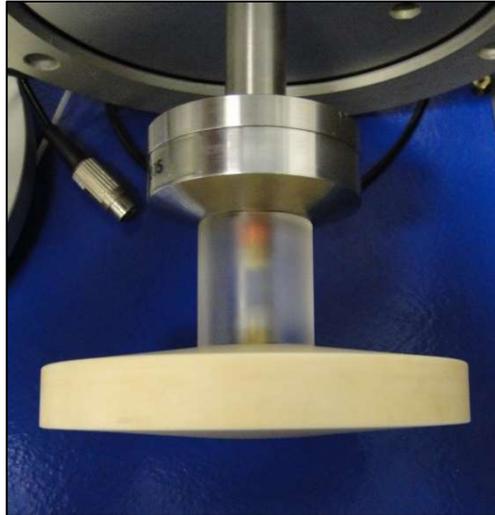


Figura 168 – Nova configuração da peça de PVC acoplada à célula de carga.

8.1.4. Incorporação dos *bender elements* e colocação da pedra porosa de alta entrada de ar na prensa triaxial

Esta pesquisa fez uso de *bender elements* para medição de módulos cisalhantes máximos (G_{max}), a partir de velocidades de ondas cisalhantes (V_s) ao longo de todo o ensaio triaxial. Para tanto, mais uma adequação na prensa foi necessária.

Sendo assim, um par de *bender elements* simples foi incorporado no pedestal e no *top cap* da câmara triaxial, conforme apresentado na Figura 169. O sistema de geração de ondas e de aquisição dos sinais foi o mesmo utilizado no Capítulo 6, para as leituras de ondas com os *benders* em amostras sem confinamento (Figura 81b): gerador de funções, amplificador de sinal e osciloscópio.

A aplicação da técnica de translação de eixos foi possível de ser realizada a partir da inserção de uma pedra porosa de alta entrada de ar (de 3 bar) no pedestal da prensa (Figura 169). Vale ressaltar que a pedra porosa do *top cap* é normal (grossa).

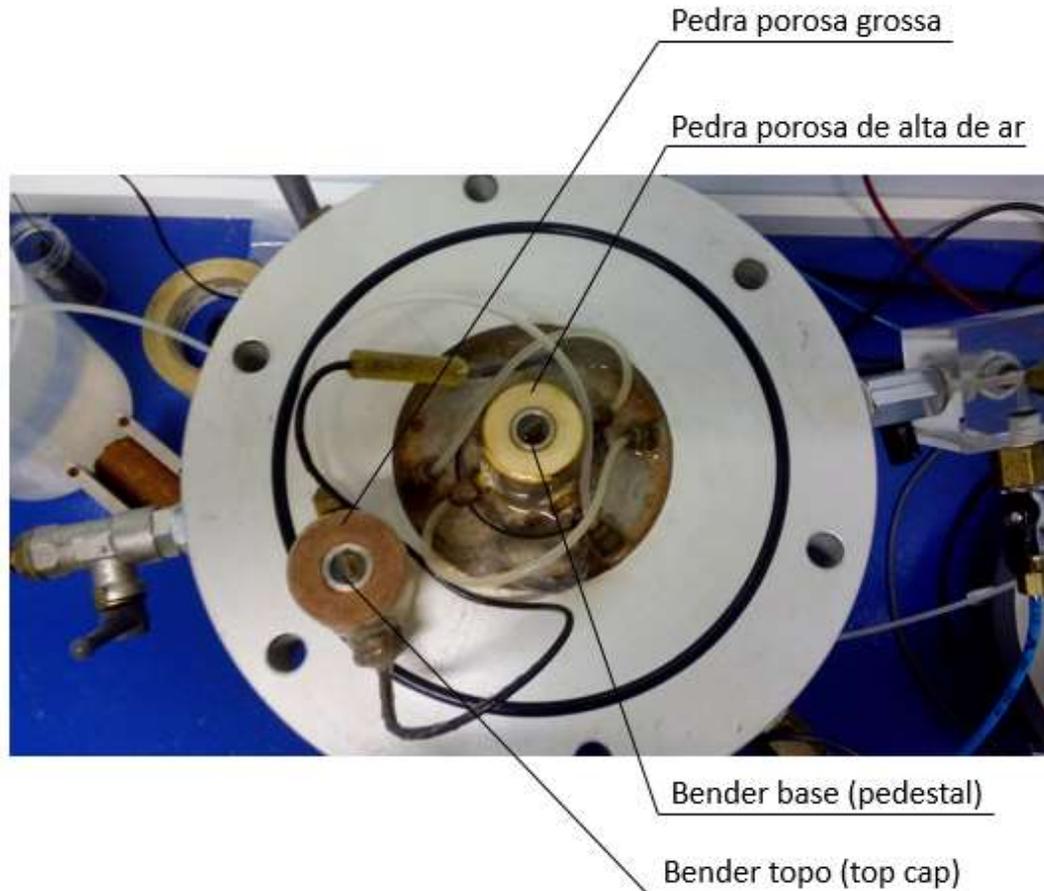


Figura 169 – Configuração da base da prensa triaxial com os *bender elements* e a pedra porosa de alta entrada de ar.

8.1.5. Incorporação de motor de passo para aplicação e controle da pressão de ar (u_a)

Para a realização de ensaios triaxiais não saturados, com controle e monitoramento da pressão de ar (u_a), fez-se necessário a incorporação de mais um motor de passo (Figura 170) e mais um transdutor de pressão no sistema utilizado por Carvalho (2012), com as mesmas características já descritas anteriormente.

O transdutor de pressão de ar foi posicionado na base da câmara triaxial, no orifício que liga ao topo de corpo de prova (*top cap*). Os outros dois transdutores de pressão já existentes, confinante e pressão de água (u_w), foram realocados também na câmara, na peça do topo de fechamento e na base (ligado à base do corpo de prova), respectivamente.

A nova configuração final utilizada nesta tese encontra-se ilustrada na Figura 171 e esquematizada na Figura 172.

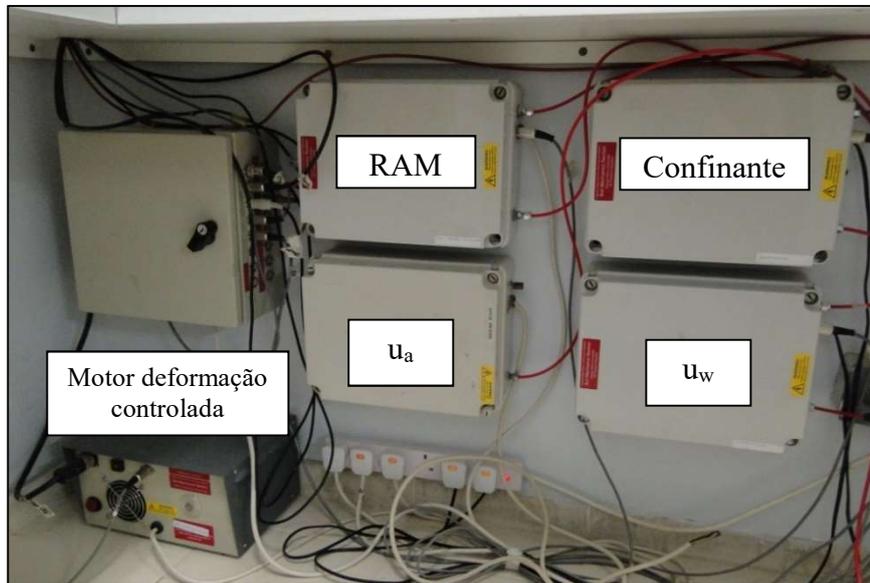


Figura 170 – Motores de passo, motor de deformação controlada e caixa de aquisição de dados da prensa triaxial.

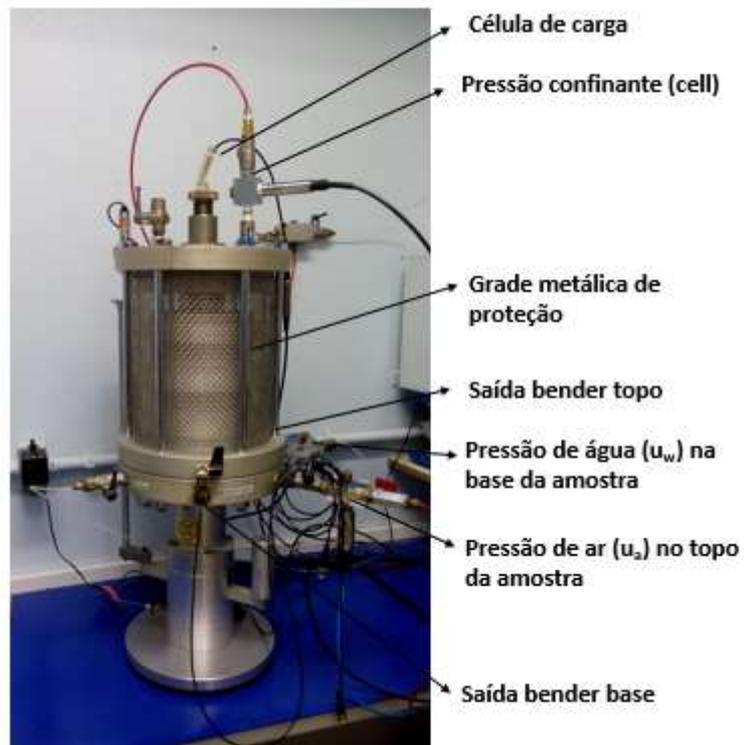


Figura 171 – Prensa triaxial adaptada para esta tese.

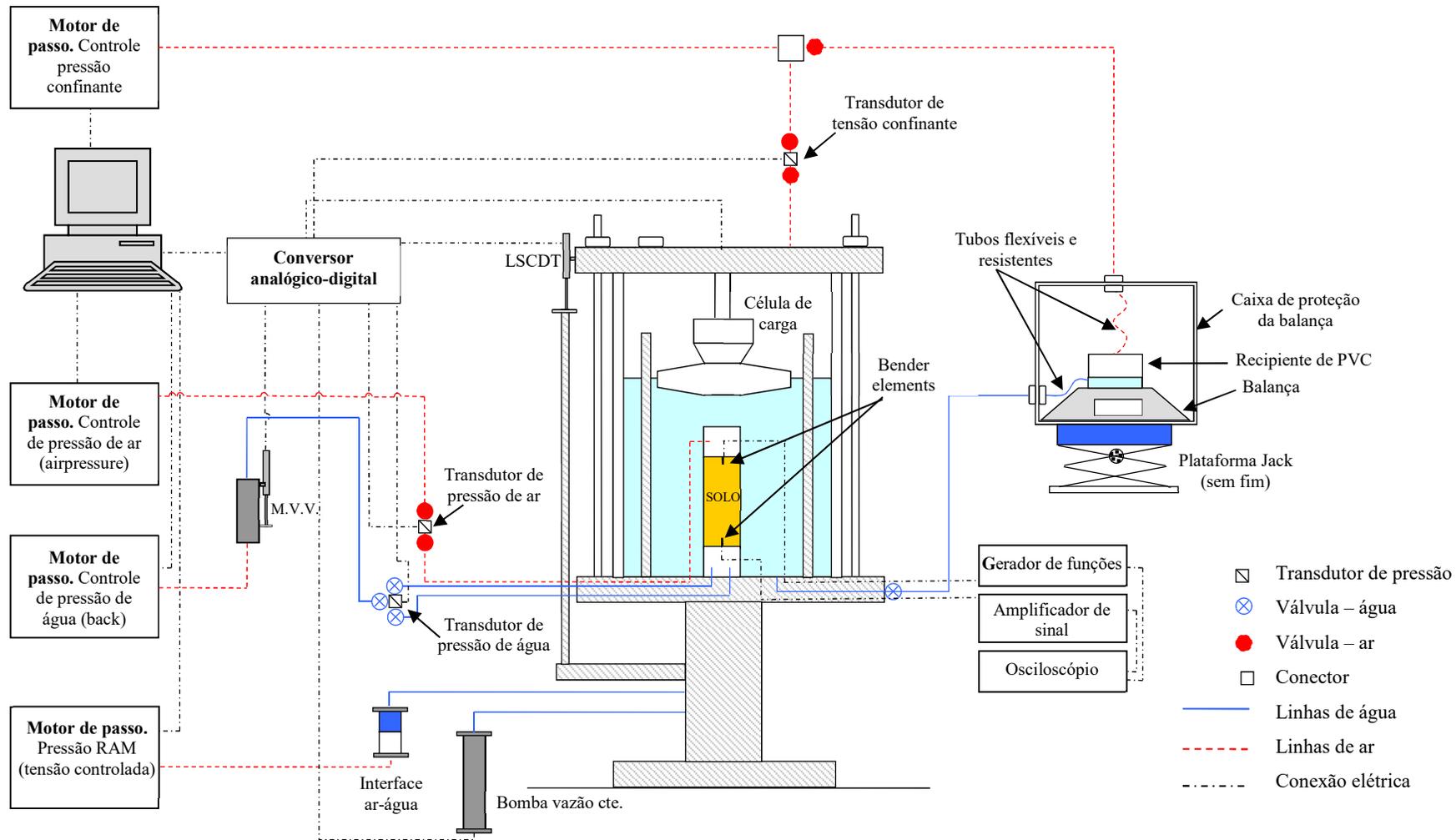


Figura 172 – Esquema da prensa triaxial utilizada nesta tese (adaptado de Carvalho, 2012).

8.2. Programa experimental

Após a finalização de todas as adequações do equipamento, foi realizada uma sequência de ensaios no mesmo, a fim de atingir o objetivo proposto. Conforme mencionado anteriormente, estudou-se somente os dois primeiros solos escolhidos nesta tese: o solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T) e o colúvio de Tinguá (CT), na condição indeformada.

A metodologia empregada foi dividida em três séries de ensaios triaxiais não saturados, descritos abaixo e esquematizados na Tabela 32.

Visando estudar o efeito do aumento súbito de pressão de ar na resistência de solos não saturados, foram realizados ensaios do tipo CW (teor de umidade constante), onde na fase de cisalhamento a pressão do ar, u_a , é controlada (condição drenada), enquanto que a pressão de água, u_w , varia com a aplicação do carregamento axial (água em condição não drenada).

A série I foi composta de quatro ensaios, com diferentes níveis de sucção (20 e 100 kPa) e de tensão normal líquida (40 e 250 kPa), com o intuito de verificar a influência da sucção inicial, para baixos e altos níveis de tensão, na resistência ao cisalhamento.

Os ensaios da série II buscaram estudar o efeito do aumento da pressão de ar para a menor tensão normal líquida ensaiada (40 kPa), nos dois níveis de sucção. Devido à pequena diferença entre a tensão confinante aplicada na prensa (σ) e a pressão de ar (u_a) aplicada na amostra, de 40 kPa, conseguiu-se avaliar somente o efeito de um pequeno incremento de ar na resistência dos solos. Nestes ensaios, manteve-se a tensão confinante e a pressão de água constante, e aumentou-se a pressão de ar em 20 kPa por dez segundos.

Na série III, estudou-se o mesmo efeito da série II para a maior tensão normal líquida ensaiada. Neste caso, foi possível verificar o efeito de pequenos e grandes incrementos de pressão de ar, impondo-se aumentos de 20 e 200 kPa, por dez segundos.

O tempo de imposição do incremento da pressão de ar está relacionado à tentativa de simulação de efeito do trovão no campo. Apesar de não existir referências bibliográficas sobre este tempo, buscou-se impor um tempo suficientemente pequeno e possível de ser executado em laboratório.

Em resumo, tem-se 10 ensaios realizados para cada um dos solos estudados, totalizando 20 ensaios triaxiais não saturados. Porém, visando garantir a repetibilidade dos resultados encontrados, três ensaios no solo residual jovem foram refeitos. Portanto, serão apresentados nesta tese os resultados de 23 ensaios triaxiais não saturados.

Tabela 32 – Resumo do programa experimental envolvendo os ensaios triaxiais não saturados.

Série	Ensaio	Tensão normal líquida ($\sigma - u_a$) kPa	Sucção ($u_a - u_w$) kPa	Incremento de pressão de ar	Tempo de aplicação	Descrição
I	1	40	20	-	-	Ensaio CW
	2		100	-	-	
	3	250	20	-	-	
	4		100	-	-	
II	5	40	20	20	10 s	Ensaio CW com aumento da pressão do ar (baixa tensão normal líquida)
	6		100	20	10 s	
III	7	250	20	20	10 s	Ensaio CW com aumento da pressão do ar (alta tensão normal líquida)
	8			200	10 s	
	9		100	20	10 s	
	10			200	10 s	

8.3. Metodologia dos ensaios

Como fase prévia a todos os ensaios triaxiais não saturados, tem-se a calibração dos instrumentos e a saturação da pedra porosa de alta entrada de ar (3 bar).

O Apêndice apresenta os detalhes da calibração dos instrumentos utilizados e as curvas de calibração obtidas.

Quanto à saturação da pedra porosa de alta entrada de ar, iniciou-se com a saturação das linhas de pressão de água por percolação, retirando todas as bolhas de ar oclusas no sistema.

Em seguida, encheu-se a câmara triaxial com água destilada, e foi imposta uma pressão de ar dentro da câmara fechada (confinante). O sistema de pressão de água (u_w) abaixo da pedra porosa de 3 bar foi aberto para a atmosfera e, devido à diferença de cargas, a água fluiu pela pedra porosa ocupando os vazios e expulsando o ar ocluso.

Após a visualização de um fluxo contínuo de água, fechou-se o sistema e saturou-se novamente as linhas de pressão de água.

A partir do medidor de variação de volume, foi registrado o fluxo através da pedra porosa por meio da imposição de uma nova diferença de carga no sistema (confinante e pressão de água). Considerou-se a finalização da saturação da pedra uma vez que o gráfico de “volume de água *versus* tempo” foi linear.

A Figura 173 ilustra uma das imposições de carga realizada, onde o coeficiente de permeabilidade da pedra foi obtido a partir da média de quatro registros de variação do volume com o tempo.

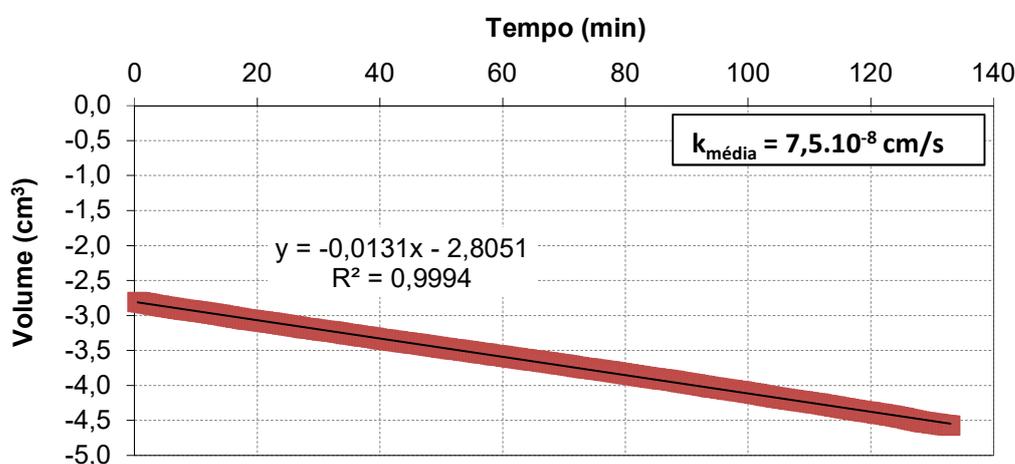


Figura 173 – Curva de volume percolado pelo tempo, com o valor da permeabilidade média da pedra porosa de 3 bar de entrada de ar.

Posteriormente a essas duas etapas, foi possível então iniciar os ensaios propriamente ditos. Os subitens a seguir apresentam os passos realizados nesta pesquisa.

8.3.1. Moldagem dos corpos de prova e montagem dos ensaios

A moldagem dos corpos de prova foi realizada a partir de duas técnicas, uma para cada solo, através da talhagem dos blocos indeformados.

No solo residual jovem de Tinguá, as amostras, com 3,8 cm de diâmetro e 7,8 cm de altura, foram talhadas em um pedestal a partir de um bloco reduzido com auxílio de estilete, facas e régua metálica (Figura 174a). Em seguida, as mesmas foram acomodadas em um berço metálico e foi realizado o nivelamento do topo e da base. Para a obtenção dos índices físicos iniciais, o conjunto foi pesado e medido, e a umidade gravimétrica foi obtida a partir da média de três determinações.

Antes da inserção das amostras na prensa, foi necessário também fazer as ranhuras referentes ao encaixe dos *bender elements*. Para tal, fez-se uso de um molde dos *benders*, um molde de papel para centralização dos furos e de uma espátula bem fina para a confecção dos furos (Figura 175).

As ranhuras dos *benders* foram realizadas com extremo cuidado com as amostras ainda no berço. A partir da espátula e do molde de papel, buscou-se desbastar o solo, simetricamente no topo e na base, de forma que o molde dos *benders* entrasse no furo.

Os corpos de prova do solo coluvionar de Tinguá foram obtidos a partir da cravação de um moldador cilíndrico bipartido de alumínio em mini blocos indeformados. A Figura 174b ilustra tal técnica utilizada.

Com o auxílio de um extrator de amostras, ajustou-se o cilindro com uma camada de vaselina interna, posicionando-se a ponta biselada em contato com o solo. Estilete e faca foram utilizados para desbastar o solo lateralmente e diminuir as perturbações no momento da cravação.

Após este procedimento, retirou-se o anel biselado, nivelou-se topo e base da amostra e pesou-se o sistema. Da mesma forma que no solo residual, foram realizados os procedimentos para a determinação do teor de umidade inicial e para inserção dos *benders*. Neste caso, as ranhuras dos *benders* foram realizadas com a amostra dentro do molde cilíndrico bipartido.

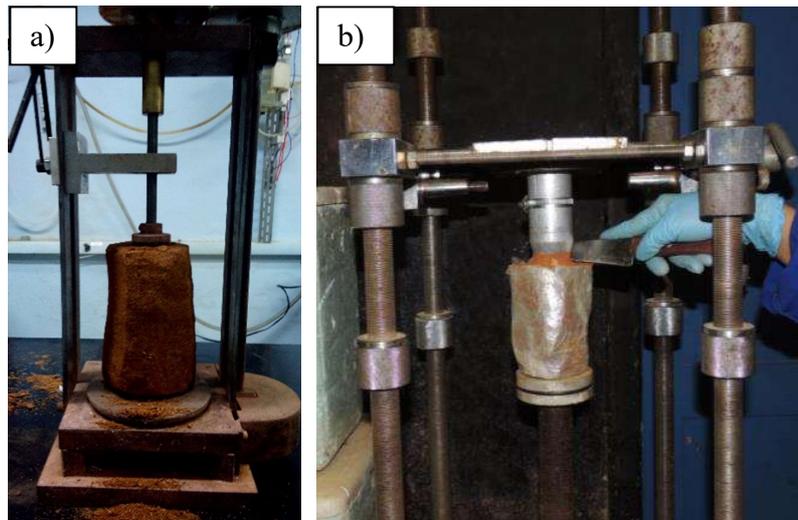


Figura 174 – Moldagem das amostras para os ensaios triaxiais não saturados. A) SRJ-T. B) CT (Advincula, 2016).

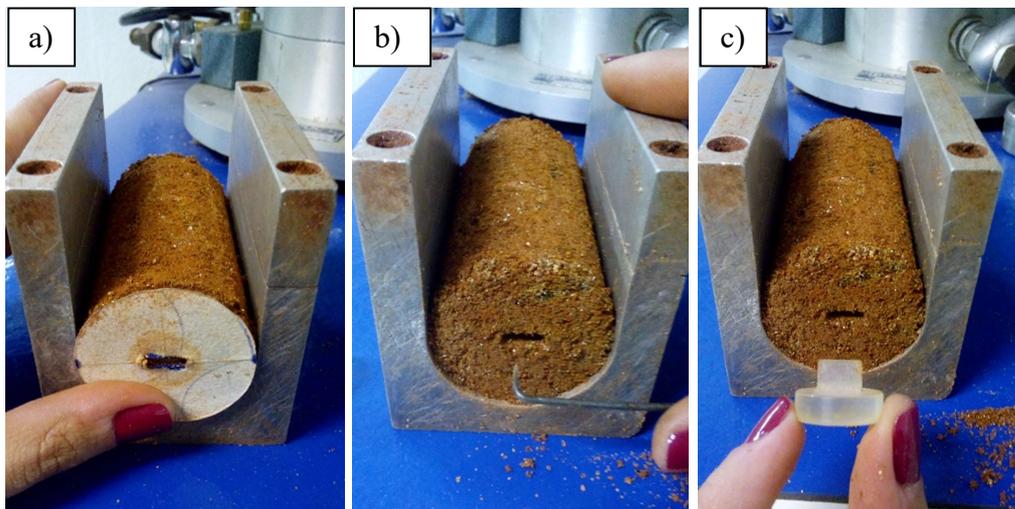


Figura 175 – Metodologia utilizada para a realização das ranhuras para inserção dos *bender elements*. A) Molde de papel com o furo dos *benders* centralizado. B) Espátula fina. C) Molde dos *benders*.

Após a moldagem, os corpos de prova foram posicionados no pedestal da prensa, sobre um papel filtro saturado apoiado na pedra porosa de alta entrada de ar. Inseriu-se, na sequência, um cilindro bipartido com a membrana de látex e os o-rings de vedação, conforme ilustrado na Figura 176a.

Em seguida, posicionou-se o *top cap* com um papel filtro seco de tal forma que os *bender elements* ficassem em fase. Tal situação significa ter ondas senoidais de leitura (emissora e receptora) no mesmo sentido.

Sendo assim, nesta prensa, a garantia das ondas em fase se deu com o posicionamento do *top cap* com o fio elétrico (preto) para trás (Figura 176b e Figura 176c). Vale ressaltar que a verificação de ondas em fase e/ou contra-fase foi realizada antes do posicionamento das amostras, encostando um *bender* no outro.

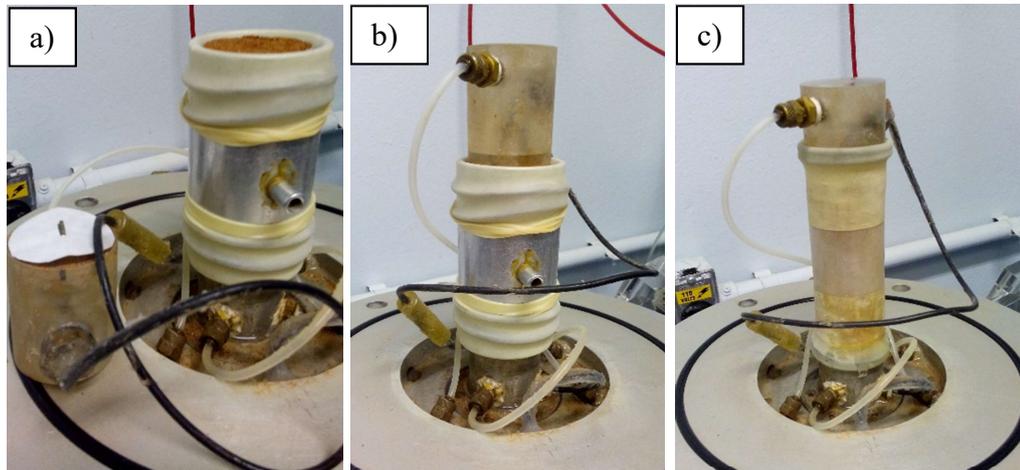


Figura 176 – Sequência de montagem dos corpos de prova na prensa triaxial não saturada. A) Posicionamento da amostra e inserção do cilindro bipartido com o-rings e membrana. B) Posicionamento do *top cap* garantindo a leitura de fase das ondas dos *bender elements*. C) Configuração final da montagem do corpo de prova.

Finalizada a montagem, fechou-se a prensa e iniciou-se o processo de enchimento da mesma. Visando evitar possíveis bolhas de ar na câmara interna, optou-se por enchê-la por aplicação de sucção na parte de cima da prensa, através de uma bomba de vácuo (Figura 177).



Figura 177 – Enchimento da prensa triaxial por sucção.

Após a montagem e o enchimento, procedeu-se a leitura dos *bender elements* para a obtenção da velocidade da onda cisalhante (V_s) inicial das amostras. Como não foi possível realizar boas leituras de ondas em todas as amostras, optou-se por apresentar, nos resultados, apenas as médias dos valores iniciais, para os dois solos.

Nesta etapa, verificou-se também o “zero” de todos os transdutores de pressão, abrindo-os para a atmosfera.

8.3.2. Equalização da sucção

A primeira etapa do ensaio consistiu na equalização da sucção desejada (20 ou 100 kPa), através da técnica de translação de eixos, dentro da prensa triaxial. Nesta fase, ajustou-se primeiramente a pressão de água da base da amostra (u_w), com a válvula de drenagem para o corpo de prova ainda fechada.

Em seguida, pelo programa TRIAX, ajustou-se a pressão confinante da câmara (σ) de tal forma que se mantivesse uma tensão normal líquida ($\sigma - u_a$) de 10 kPa. Desta forma, foi necessário ajustar a pressão de ar (u_a) no topo da amostra concomitantemente à pressão confinante.

Como o motor de passo da pressão de ar representa o quarto controle de pressão independente nesta prensa, não foi possível incorporar um novo canal de controle no programa TRIAX. Sendo assim, todos os ajustes referentes à pressão de ar tiveram que ser realizados manualmente, através de um controle remoto, também denominado *joystick* (Figura 178).

Vale ressaltar que na fase de ajuste de pressão, abriu-se a válvula de drenagem que liga a câmara interna com a balança, para a medida de variação de volume da amostra.



Figura 178 – Controle manual (*joystick*) para ajuste da pressão de ar (u_a) no topo da amostra.

Após os ajustes de pressão, deu-se início à fase de equalização de sucção propriamente dita, abrindo-se a válvula de drenagem de água. Considerou-se o fim da equalização de sucção após a cessão de fluxo no medidor de variação de volume de água e após a estabilização na variação de volume da balança (medida de variação de volume total).

A Figura 179 apresenta um exemplo de gráfico obtido na equalização do colúvio de Tinguá (CT), onde a variação de volume negativa representa saída de água da amostra. Para os dois solos estudados, o tempo necessário para garantir tal equalização variou de 1,5 a 5 dias.

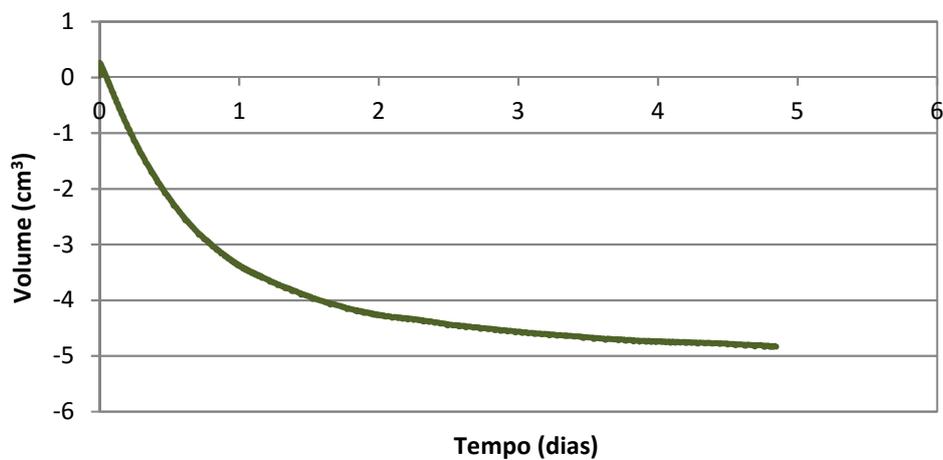


Figura 179 – Exemplo de equalização de sucção para um dos ensaios realizados no solo coluvionar (CT).

8.3.3. Adensamento

A fase de adensamento isotrópico consistiu no aumento da pressão confinante, variando a tensão normal líquida de 10 kPa para 40 ou 250 kPa. Deste modo, manteve-se a pressão de ar e de água atuante na amostra, e alterou apenas a confinante pelo programa TRIAX.

O final deste estágio foi controlado também pela estabilização volumétrica, tanto no medidor de volume de água, como na balança (volume total).

Completada as fases de equalização e adensamento, procedeu-se a leituras das ondas cisalhantes em todos os ensaios realizados. Cabe aqui ressaltar a metodologia utilizada com os *bender elements* em todas as fases dos ensaios triaxiais.

Da mesma forma que no capítulo 6, para as leituras das ondas nas amostras sem confinamento, foram utilizados o par de *benders*, o gerador de funções, o amplificador e o osciloscópio.

O *bender* do topo (transmissor) foi excitado com ondas de 10 Volts pico a pico, do tipo senoidal, com frequências variando de 3 a 6 kHz. Para a confirmação do tempo de chegada da onda no *bender* da base (receptor), foram utilizados três resultados obtidos dentro da faixa de frequência adotada.

A Figura 180 mostra um exemplo de um resultado obtido no solo residual jovem, para a tensão normal líquida de 250 kPa e sucção de 20 kPa. As frequências utilizadas para emissão das ondas cisalhantes foram de 4, 5 e 6 kHz e o tempo registrado de chegada das ondas foi de 282 μ s.

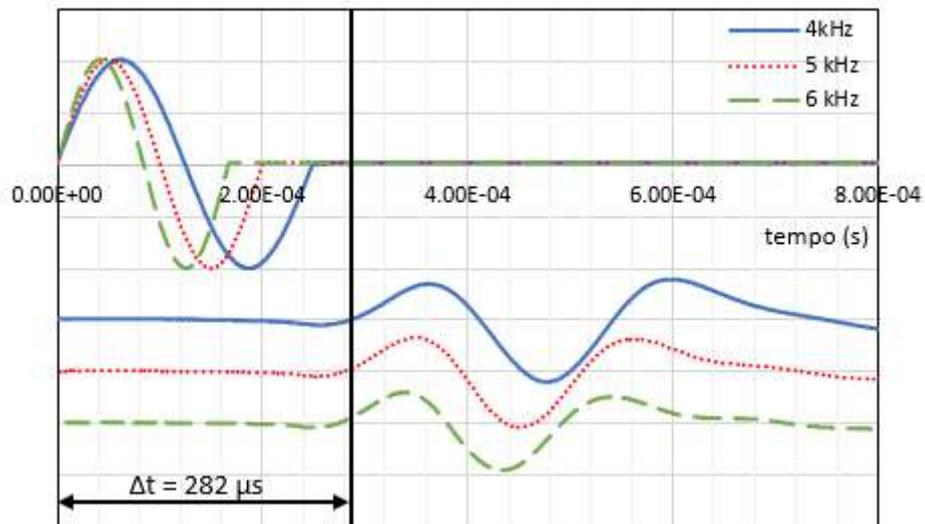


Figura 180 – Exemplo de visualização das ondas emitidas e recebidas pelos *bender elements*, no SRJ-T, após o adensamento com tensão normal líquida de 250 kPa e sucção de 20 kPa.

A distância percorrida pela onda cisalhante foi considerada como sendo a distância entre as extremidades dos *bender elements*. Sendo assim, ao fim do adensamento, considerou-se a altura corrigida após o confinamento descontada dos comprimentos dos *benders* que penetram no solo.

8.3.4. Incremento de ar

Para os ensaios onde verificou-se o efeito do aumento da pressão de ar na resistência ao cisalhamento, uma nova fase foi incorporada no ensaio antes do cisalhamento.

Nesta etapa, foi estudado o efeito do incremento da pressão de ar na condição CW, ou seja, não drenado à água e drenado ao ar. Para tanto, fechou-se inicialmente a drenagem de ar do topo e a drenagem de água da base da amostra. Ajustou-se, com o auxílio do *joystick*, o incremento de pressão de ar de 20 ou de 200 kPa e abriu-se a válvula de drenagem de ar novamente (mantendo a drenagem de água fechada).

Após dez segundos de atuação deste incremento, reduziu-se manualmente a pressão de ar para o valor anterior e procedeu-se seguidamente a uma nova leitura das ondas cisalhantes.

A utilização dos valores de velocidade de onda cisalhante (V_s) serviram de base para avaliar o efeito do incremento de ar na estrutura do solo. Tal avaliação foi realizada através da comparação destes valores antes e após incremento.

8.3.5. Cisalhamento

A última etapa do ensaio consistiu no cisalhamento por deformação controlada. Após o adensamento ou o incremento de ar, as amostras foram cisalhadas na condição CW (teor de umidade constante), com a válvula de drenagem de água fechada e a de aplicação ou drenagem de ar aberta, com a medida de pressão da água (sucção) sendo efetuada na base da câmara triaxial.

Optou-se por utilizar uma velocidade de cisalhamento de 0,009 mm/min para os dois solos estudados, já que esta velocidade se encontra dentro da faixa utilizada na literatura, para diversos tipos de solo (Rahardjo et al., 2004; Thu et al., 2006; Georgetti, 2010; Maleki & Bayat, 2012).

Durante esta última fase, foram realizadas leituras de ondas com os *bender elements*, para diferentes níveis de deformação. Tais leituras possibilitaram a verificação da variação de rigidez dos materiais ao longo do cisalhamento.

Com relação às leituras da variação de volume total das amostras por meio da balança, foi verificada uma ocorrência especial nesta etapa. Ao longo do cisalhamento, observou-se que o simples movimento de subida do pedestal já registrava uma variação de volume na balança.

Sendo assim, foi necessário normalizar estas leituras, desconsiderando o efeito de variação do próprio equipamento. Para tanto, realizou-se um ensaio sem amostra, com a mesma velocidade de cisalhamento imposta. Nesta normalização, verificou-se a variação de volume registrada devido ao movimento de subida do pedestal e descontou-se tal efeito em todos os ensaios realizados nesta tese.

Por fim, no que diz respeito à temperatura ao longo dos ensaios, obteve-se, através de leituras com o termohigrômetro, uma variação de 19 a 21°C, mantendo-se o ar condicionado sempre ligado em 20°C.

9

Ensaio triaxiais não saturados: avaliação dos resultados no solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T)

Este capítulo apresenta os resultados obtidos nos ensaios triaxiais não saturados, para um dos solos estudados: solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T). Tais resultados são analisados, em alguns casos, em conjunto com os resultados dos ensaios de compressão simples (apresentados nos Capítulos 6 e 7) e com os resultados dos ensaios triaxiais saturados, CIU (Capítulo 7).

A organização deste capítulo foi dividida em três partes: avaliação dos ensaios triaxiais não saturados, sem o incremento da pressão de ar, avaliação do efeito do aumento da pressão de ar na resistência ao cisalhamento não saturada, e avaliação das velocidades das ondas cisalhantes V_s com os *bender elements*, em todos os ensaios triaxiais não saturados.

Vale destacar que os termos “tensão de confinamento” e “nível de confinamento”, utilizados em alguns momentos neste capítulo, referem-se à tensão confinante líquida ($\sigma - u_a$) aplicada nos ensaios.

9.1.

Ensaio triaxiais não saturados sem incremento de ar

A Tabela 33 apresenta os índices físicos obtidos nos ensaios triaxiais do tipo CW, sem a aplicação do incremento de ar, para as condições iniciais e após cisalhamento. Os ensaios foram nomeados com o símbolo “CW-x-y”, onde x é a tensão confinante líquida e y é a sucção matricial inicial imposta no ensaio, em kPa. Para os casos onde se repetiu o ensaio, a nomenclatura utilizada foi “CW-x-yrep”.

Tabela 33 – Índices físicos obtidos após moldagem das amostras indeformadas e após o cisalhamento do tipo CW, no SRJ-T.

	Moldagem					Final		
	$w_{inicial}$ (%)	ρ_t (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	$e_{inicial}$	$S_{inicial}$ (%)	w_{final} (%)	e_{final}	S_{final} (%)
CW-40-20	23,57	1,59	1,29	1,15	56,83	23,27	1,17	55,01
CW-40-20rep	19,28	1,61	1,35	1,05	50,56	23,25	1,07	60,10
CW-40-100	25,34	1,60	1,28	1,16	60,40	19,00	1,21	43,43
CW-250-20	22,32	1,60	1,31	1,11	55,61	25,30	0,91	76,90
CW-250-100	18,10	1,58	1,34	1,06	47,10	18,00	0,88	56,58

Os resultados obtidos nestes ensaios, para as tensões confinantes líquidas de 40 e 250 kPa, nas sucções matriciais iniciais de 20 e 100 kPa estão dispostos na Figura 181 e Figura 182.

Comportamento tensão *versus* deformação axial

A partir da Figura 181a, pode-se observar que, para a menor tensão confinante líquida ensaiada, quanto maior a sucção matricial imposta, maior a rigidez e a fragilidade do solo residual jovem de Tinguá indeformado. Resultados similares foram encontrados em Rahardjo et al. (2004), em amostras compactadas de um solo residual de Singapura, em Georgetti (2010), em amostras compactadas de uma areia argilosa, e em Shao-kun et al. (2013), em amostras compactadas de um solo argiloso.

Ainda, conforme mencionado no capítulo 2 de revisão de literatura, Reis (2004), Lima (2007) e Futai et al. (2007) também observaram o mesmo comportamento em amostras de solos residuais jovens e maduros.

Ao analisar o efeito da sucção imposta na maior tensão de confinamento líquida ensaiada, Figura 182a, verifica-se que o solo apresentou o mesmo comportamento. Tanto na sucção de 20, como de 100 kPa, o solo residual estudado apresentou características de endurecimento. Para o maior nível de confinamento (250 kPa), o efeito da sucção não causou, entretanto, incremento de resistência, já que nos dois ensaios foram obtidas curvas praticamente idênticas de tensão *versus* deformação.

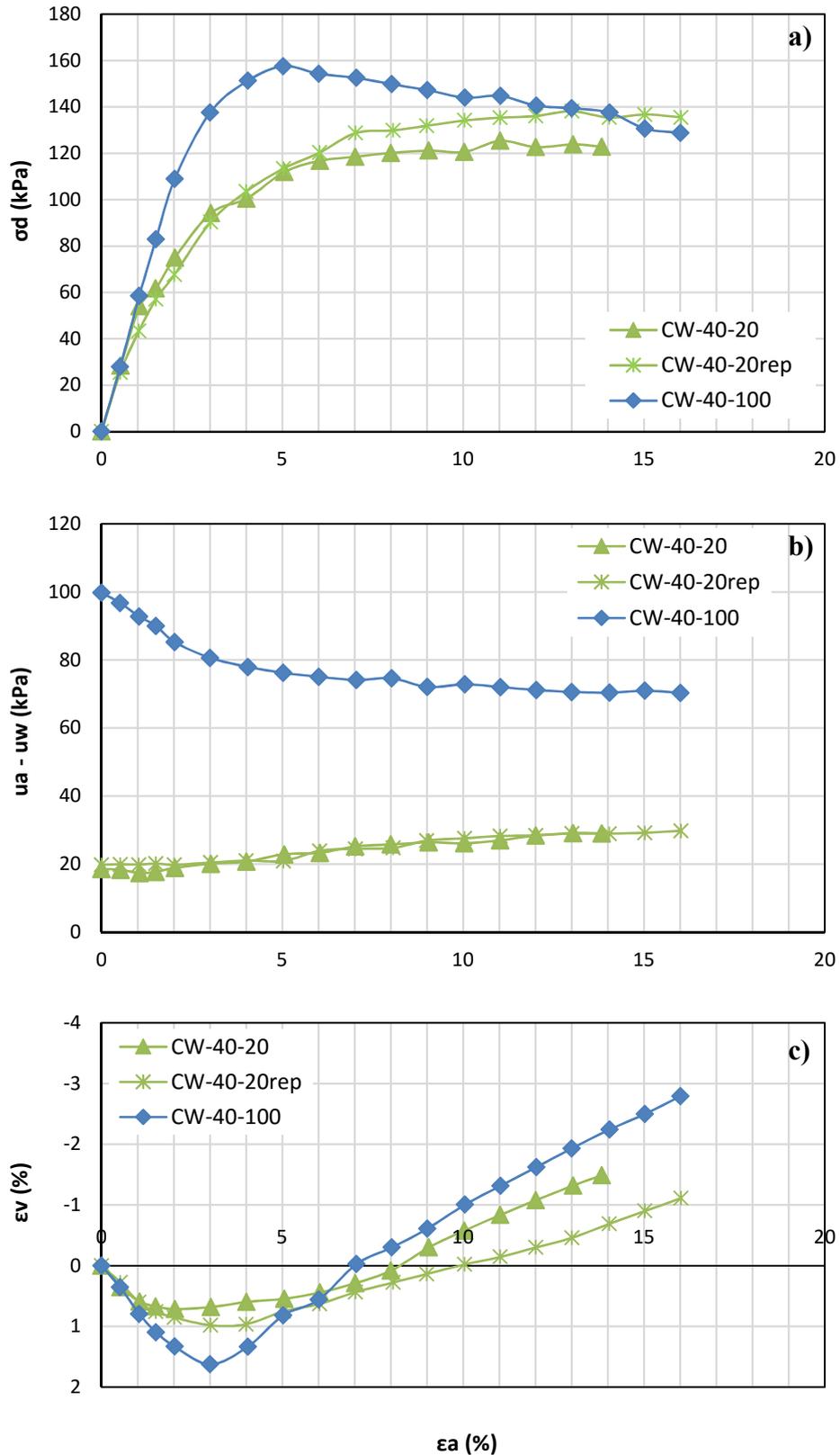


Figura 181 – Resultados dos ensaios do tipo CW, para a tensão confinante líquida de 40 kPa, no SRJ-T. A) Tensão desviadora *versus* deformação axial. B) Sucção matricial *versus* deformação axial. C) Deformação volumétrica *versus* deformação axial.

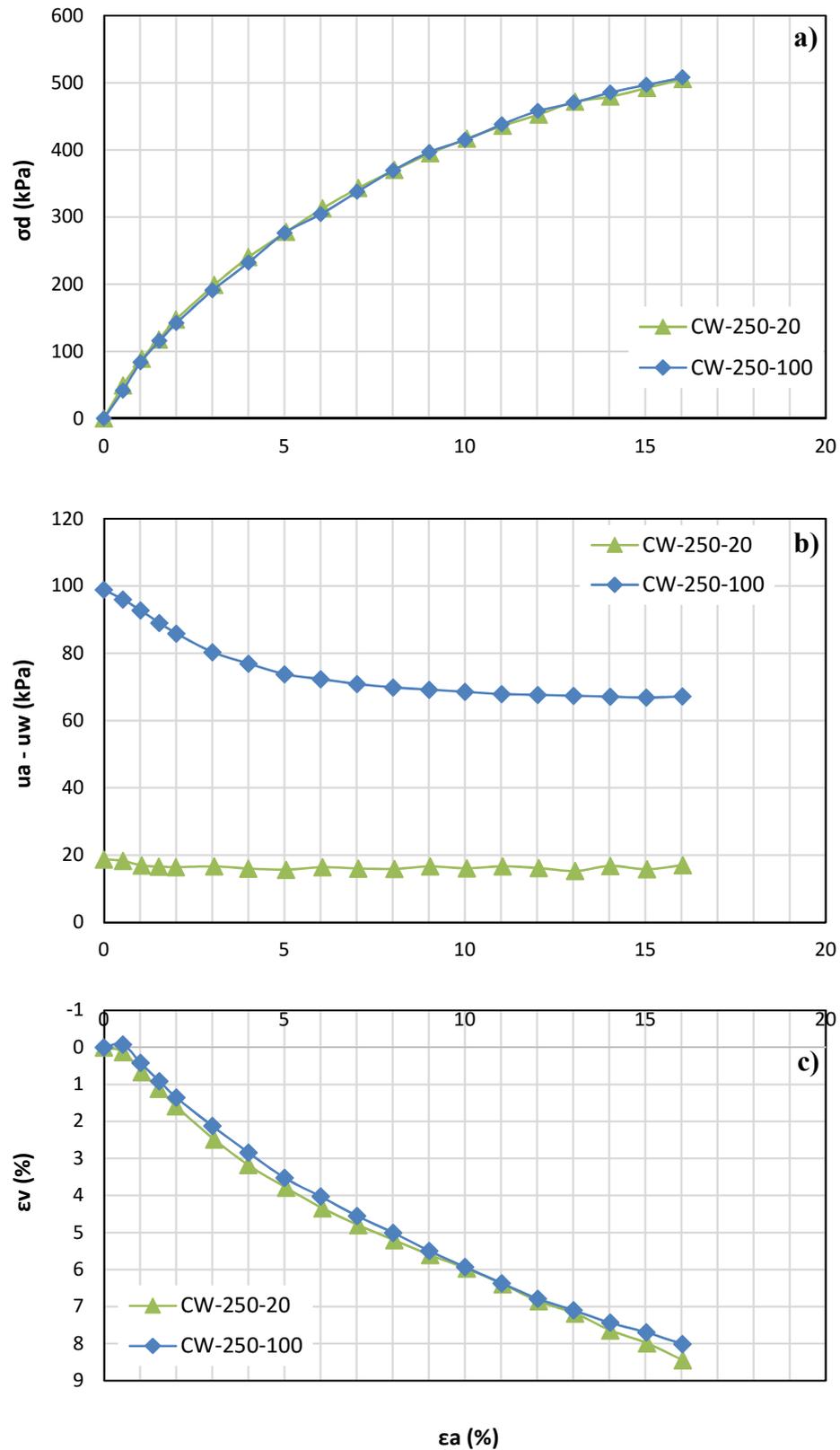


Figura 182 – Resultados dos ensaios do tipo CW, para a tensão confinante líquida de 250 kPa, no SRJ-T. A) Tensão desviadora *versus* deformação axial. B) Sucção matricial *versus* deformação axial. C) Deformação volumétrica *versus* deformação axial.

Georgetti (2010) relatou que o aumento da tensão de confinamento líquida faz com que o solo apresente um comportamento de um material plástico. Nos seus ensaios, para a maior tensão ensaiada (300 kPa), há também menor influência da sucção inicial imposta nas curvas tensão *versus* deformação, onde o aumento da sucção causou um pequeno incremento na resistência.

Ao comparar estas duas figuras, Figura 181a e Figura 182a, nota-se que o aumento na tensão confinante líquida causou um aumento na resistência ao cisalhamento e uma mudança no comportamento do material.

Tal mudança de comportamento se assemelha ao descrito por Leroueil & Vaughan (1990) para solos cimentados. Apesar de não ter sido observado nenhum tipo de cimentação específica neste material, o solo residual apresenta o comportamento também observado na Figura 2 (na revisão bibliográfica), para um solo cimentado saturado.

Para baixos níveis de tensão, abaixo da tensão virtual de pré-adensamento, o solo apresenta pico a pequenas deformações. E, para altos níveis de confinamento, observa-se o endurecimento com elevada contração volumétrica. Em muitos casos, nestas situações, o estado crítico não é alcançado, mesmo para deformações superiores a 15%.

Varição da sucção medida *versus* deformação axial

Com relação a variação da sucção medida ao longo dos ensaios, observa-se para a menor tensão, Figura 181b, dois tipos de comportamento. Para a sucção inicial de 20 kPa, a sucção se manteve praticamente constante até 2% de deformação axial. Após esta taxa, houve um pequeno aumento neste valor, alcançando até 30 kPa no fim do ensaio (a 16% de deformação).

Já para a maior sucção (100 kPa), verifica-se um decréscimo na sucção mais acentuado no início do ensaio, com posterior estabilização no valor. Para 16% de deformação axial, a perda de sucção registrada foi de 30 kPa.

Georgetti (2010) e Maleki & Bayat (2012) obtiveram também os dois tipos de comportamento reportados. Para os menores níveis de sucção, há um aumento deste valor, e, para o maior nível de sucção ensaiado, há um decréscimo. Georgetti (2010) registrou tal comportamento para a menor tensão confinante líquida e Maleki & Bayat (2012) para todos os níveis de confinamentos ensaiados.

Nos ensaios realizados sob maior nível de confinamento (250 kPa), Figura 182b, a tendência de variação da sucção foi a mesma nos dois níveis de sucção. Nos dois casos, houve um decréscimo no valor da sucção medida no início dos ensaios, com posterior estabilização. Porém, observa-se que quanto maior a sucção inicial imposta, maior foi a variação da mesma ao longo dos ensaios. Para 20 kPa de sucção matricial inicial, o decréscimo deste parâmetro foi de até 4 kPa, e para 100 kPa, o mesmo foi de 33 kPa.

Os resultados encontrados na Figura 182b apresentaram o mesmo comportamento obtido por Thu et al. (2006), em amostras compactadas de um solo siltoso. Em todos os níveis de confinamento avaliados, estes autores observaram diminuição da sucção ao longo do cisalhamento. E, quanto maior a sucção imposta, maior foi a variação registrada.

Rahardjo et al. (2004) e Shao-kun et al. (2013) reportaram também diminuição da sucção ao longo do cisalhamento, em todos os níveis de tensão confinante líquida e sucção ensaiados. Nestes dois trabalhos citados e em Oliveira (2004), os autores destacaram que, quanto maior o nível de confinamento, maior foi a redução de sucção obtida. Para a presente tese, verifica-se que o aumento da tensão confinante líquida não afetou efetivamente no aumento da variação da sucção (Figura 181b e Figura 182b).

Deformação volumétrica *versus* deformação axial

A variação da deformação volumétrica durante o cisalhamento está apresentada na Figura 181c e na Figura 182c, para a tensão de confinamento líquida de 40 e de 250 kPa, respectivamente. Valores negativos representam dilatação e positivos, contração do solo.

Nota-se, para o menor nível de confinamento, uma contração inicial do solo até 3% de deformação axial, seguida de um aumento do volume do solo até o fim do ensaio. Os pontos de mudança de comportamento do solo encontram-se um pouco antes dos pontos de máxima resistência do material (Figura 181a).

Este comportamento referente à variação de volume foi observado nos dois níveis de sucção impostos. Porém, para a maior sucção (100 kPa), há uma maior variação na deformação volumétrica (tanto na contração inicial, como na dilatação final).

Thu et al. (2006) relataram tal comportamento descrito para as duas sucções ensaiadas (100 e 200 kPa), onde o mesmo foi mais pronunciado para as menores tensões líquidas ensaiadas. Da mesma forma, Maleki & Bayat (2012) obtiveram resultados que mostraram o comportamento dilatante do material ensaiado. Este estudo também confirma que quanto maior a tensão confinante líquida, menor é a taxa de dilatação.

Para o maior nível de confinamento realizado neste estudo, verifica-se somente contração do material, independente da sucção matricial inicial imposta (Figura 182c), sem estabilização volumétrica até o último valor de deformação axial registrado (16%). Georgetti (2010) também observou redução de volume do solo no decorrer do ensaio, para a maior tensão líquida ensaiada (300 kPa).

Segundo Rahardjo et al. (2004) e Maleki & Bayat (2012), a resposta da sucção nos ensaios do tipo CW não está relacionada com a variação de volume total das amostras durante o cisalhamento. Para os autores, a relação entre estes dois parâmetros nestes ensaios é mais complicada que a encontrada nos ensaios triaxiais saturados do tipo CIU.

De um modo geral, cabe ainda ressaltar que os dois ensaios realizados com tensão confinante líquida de 40 kPa e sucção de 20 kPa, CW-40-20 e CW-40-20rep, seguiram a mesma tendência (Figura 181), garantindo a repetibilidade no resultado.

A Figura 183 ilustra os corpos de prova ao final dos ensaios descritos. Observa-se, para a menor tensão confinante líquida, a leve formação de um plano de ruptura com movimentação entre as partes. Tal fenômeno é melhor visualizado na maior sucção ensaiada, que apresentou comportamento mais frágil na curva tensão *versus* deformação axial.

Já, para a maior tensão líquida, de 250 kPa, não se pode notar a formação de um plano de ruptura nas duas sucções ensaiadas.

Em seus estudos, Georgetti (2010) obteve corpos de prova com o mesmo comportamento destacado, em suas amostras de areia argilosa compactada.

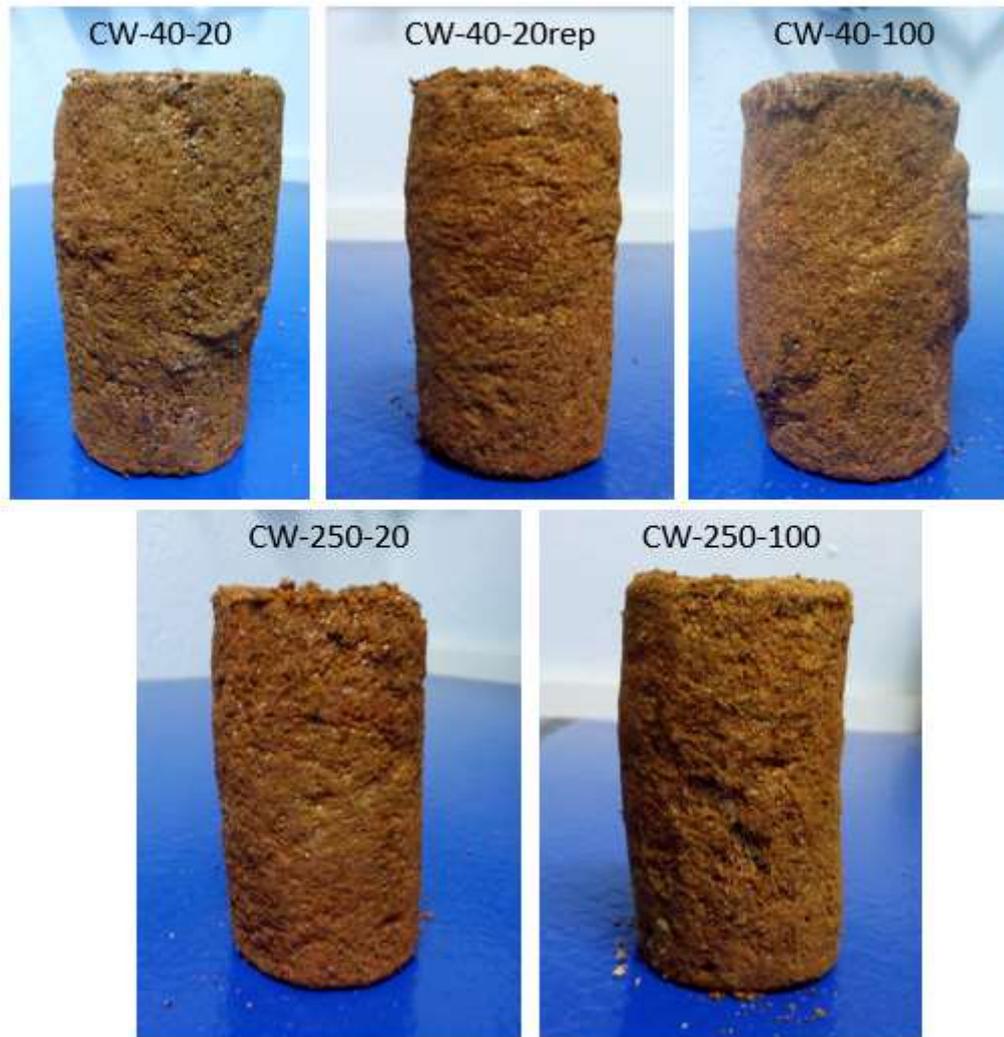


Figura 183 – Corpos de prova do SRJ-T após os ensaios CW, para as tensões confinantes líquidas de 40 e 250 kPa, nas sucções matriciais iniciais de 20 e 100 kPa.

Trajatórias de tensões

Os resultados dos ensaios triaxiais não saturados também podem ser analisados em termos de trajetórias de tensões, conforme a Figura 184 e a Figura 185, representadas por “*q versus sucção*”.

Para a menor tensão confinante líquida ensaiada (Figura 184) observa-se dois tipos de comportamento. Nos dois ensaios realizados com a menor sucção inicial, de 20 kPa, houve um aumento inicial do parâmetro “*q*” com pouca variação de sucção medida. Tal comportamento é verificado até atingir o ponto de ruptura. Após este trecho, verifica-se que o aumento de tensão causou maior variação na sucção, onde este último parâmetro apresenta comportamento crescente.

Já, para a maior sucção inicial, de 100 kPa, o aumento de “*q*” causou decréscimo da sucção medida desde o início do ensaio, com o desenvolvimento da

trajetória para a esquerda. Após a região de pico, observa-se decréscimo de tensão com contínuo decréscimo de sucção.

Em contrapartida, nota-se que, para a maior tensão líquida, as trajetórias apresentaram a mesma tendência de desenvolvimento (Figura 185). Nas duas sucções iniciais ensaiadas, o aumento de “q” causou uma variação decrescente da sucção medida, tendendo à estabilização deste valor até o fim do ensaio. A diferença nas duas trajetórias está relacionada à variação da sucção ao longo do ensaio, onde para a maior sucção inicial, esta variação foi mais pronunciada. Tal fato foi também evidenciado por Oliveira (2004).

Diferentemente do obtido para a menor tensão líquida, não é possível verificar uma região de pico com decréscimo de tensão pós ruptura.

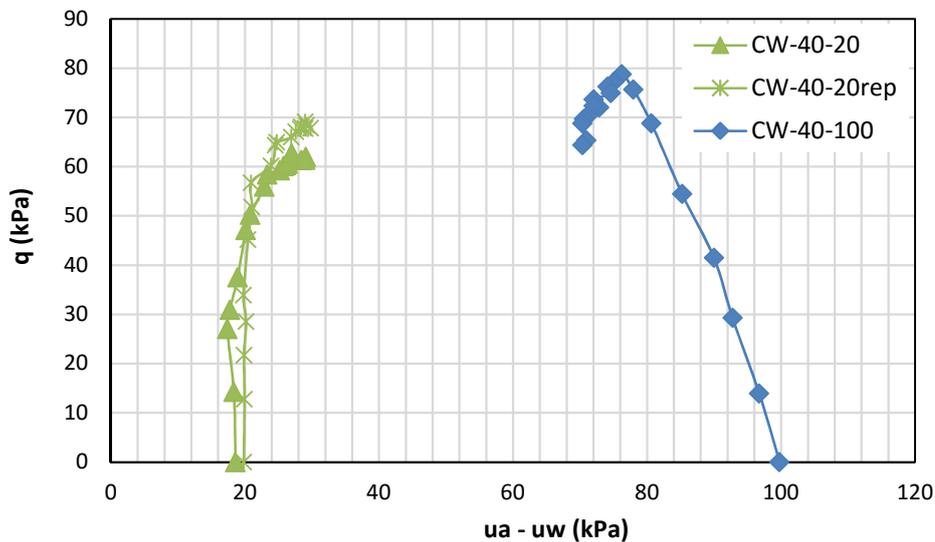


Figura 184 – Trajetórias de tensões dos ensaios CW com o SRJ-T, para a tensão confinante líquida de 40 kPa.

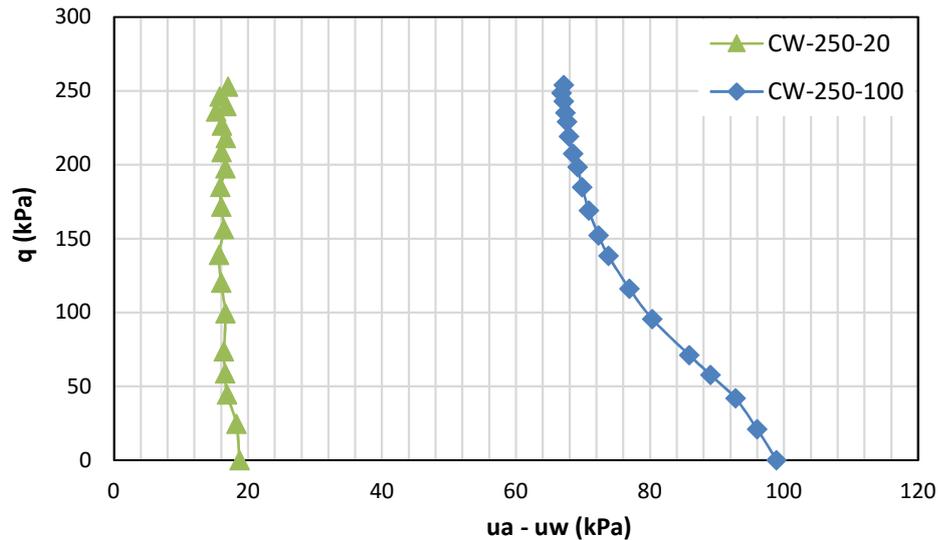


Figura 185 – Trajetórias de tensões dos ensaios CW com o SRJ-T, para a tensão confinante líquida de 250 kPa.

Envoltória de resistência

Visando obter a envoltória de resistência, optou-se por seguir a mesma metodologia descrita em Rahardjo et al. (2004) e Thu et al. (2006), para os ensaios CW.

A partir das trajetórias de tensões, apresentadas na Figura 184 e na Figura 185, determinou-se a tensão desviadora de pico e a sucção matricial correspondente. Para os casos onde não foi observado pico, nos altos níveis de tensão, foi considerado o critério de ruptura baseado em deformações, assumindo então o último ponto do ensaio, a 16% de deformação axial.

Com as tensões desviadoras de ruptura e suas respectivas sucções matriciais, obtiveram-se os interceptos coesivos com os círculos de Mohr. Assumindo ϕ' , dos ensaios CIU, constante para os diferentes valores de sucção, pôde-se traçar linhas tangentes ao círculo de Mohr na condição de ruptura. Desta forma, foi possível determinar, graficamente, o parâmetro “c” de cada ensaio realizado.

A Figura 186 e a Figura 187 apresentam as envoltórias de Mohr-Coulomb obtidas nos diferentes planos de sucção matricial, para a tensão confinante líquida de 40 e 250 kPa, respectivamente. Os valores dos interceptos coesivos obtidos encontram-se dispostos na Tabela 34.

Para a menor tensão confinante líquida (Figura 186), observa-se um aumento no intercepto coesivo com o aumento da sucção inicial, variando de 6,8 kPa (solo

saturado) a 27,3 kPa (sucção de 100 kPa). Os círculos de Mohr em azul (retas contínuas e pontilhadas) representam os ensaios realizados com tensão líquida de 40 kPa e sucção matricial inicial de 20 kPa; e o círculo em vermelho (tracejado), com tensão de 40 kPa e sucção inicial de 100 kPa.

Para a maior tensão confinante líquida, Figura 187, verifica-se também que o aumento da sucção inicial (saindo da situação saturada para não saturada) causou um aumento no intercepto coesivo. Porém, para as duas sucções iniciais ensaiadas, de 20 (círculo em azul contínuo) e 100 kPa (círculo em vermelho tracejado), não é observado um ganho deste intercepto. O valor de “c” obtido nos dois casos foi de 30,2 kPa.

Além das representações dos círculos de Mohr na ruptura e dos ajustes das envoltórias Mohr-Coulomb, a Figura 186 e a Figura 187 apresentam também os respectivos valores das sucções de ruptura consideradas para cada caso.

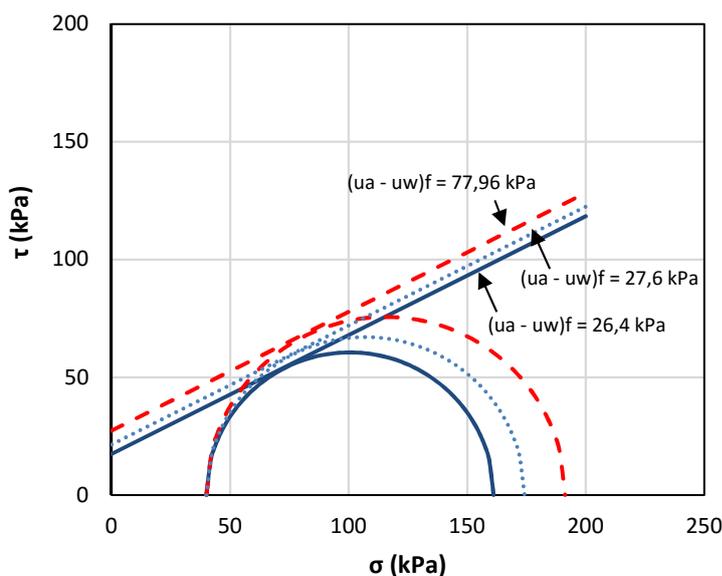


Figura 186 – Círculos de Mohr e interceptos coesivos dos ensaios CW no SRJ-T, para a tensão confinante líquida de 40 kPa.

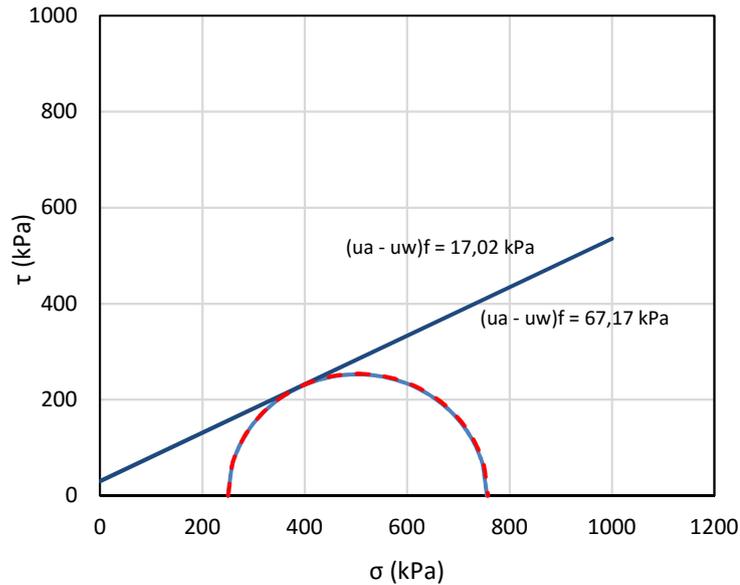


Figura 187 – Círculos de Mohr e interceptos coesivos dos ensaios CW no SRJ-T, para a tensão confinante líquida de 250 kPa.

Para a condição de sucção matricial igual a zero, foram utilizados os resultados dos ensaios triaxiais do tipo CIU, já apresentados no Capítulo 7 desta tese.

Ainda, para a condição de tensão confinante líquida igual a zero, foram utilizados os resultados dos ensaios de compressão simples, descritos e apresentados no Capítulo 6. Para fins de comparação, foram utilizados somente os resultados para os menores níveis de sucção (até 100 kPa).

Com o complemento destes dois tipos de ensaios (CIU e CS), foi possível então determinar a envoltória de resistência, pois, trabalhou-se com três níveis de confinamento e diferentes valores de sucção na ruptura.

A Tabela 34 apresenta todos os dados de ruptura considerados nestas análises, para os três tipos de ensaios realizados: triaxial saturado não drenado (CIU), triaxial não saturado com teor de umidade constante (CW) e compressão simples (CS). Além dos dados de ruptura, dispõem-se também os valores dos interceptos coesivos “c” e os parâmetros χ de Bishop para todos os ensaios.

A partir desta tabela, vale destacar alguns pontos:

- As tensões desviadoras dos ensaios CIU foram obtidas considerando a envoltória de resistência Mohr-Coulomb determinada neste solo, com os parâmetros de $c' = 6,8$ kPa e $\phi' = 26,8^\circ$;

- Adotou-se o parâmetro de Bishop, χ , igual a 1 para os ensaios do tipo CIU, por serem ensaios realizados na condição saturada;

- Nos ensaios CS, as sucções de ruptura consideradas foram as obtidas pelo método do papel filtro, determinadas antes da compressão simples. Desta forma, partiu-se da premissa que as sucções iniciais e finais de cada ensaio foram as mesmas;

- Os interceptos coesivos “c” dos ensaios CS foram determinados a partir dos parâmetros χ , já obtidos e apresentados no Capítulo 7, onde a partir da equação de Bishop, tem-se a equação 30.

$$c = c' + \chi(u_a - u_w)_f \tan \phi' \quad \text{eq. 30}$$

onde:

c' e ϕ' são os parâmetros efetivos obtidos com os ensaios CIU; e

$(u_a - u_w)_f$ é a sucção matricial da ruptura.

- Nos ensaios CW, entretanto, fez-se o processo inverso. A partir dos interceptos coesivos “c” determinados pelos círculos de Mohr, foram obtidos os parâmetros χ , rearranjando-se a equação 30.

Tabela 34– Parâmetros de ruptura obtidos, para cada ensaio analisado, no SRJ-T.

	Ensaio		Ruptura				
	$\sigma_3 - u_a$ (kPa)	$(u_a - u_w)_i$ (kPa)	σ_d (kPa)	q (kPa)	$(u_a - u_w)_f$ (kPa)	c (kPa)	χ
CIU	40	0	89,96	44,98	0,00	6,8	1,00
CW	40	20	121,14	60,57	26,40	17,4	0,79
	40	20 rep	134,15	67,08	27,60	21,45	1,05
	40	100	151,28	75,64	77,96	27,3	0,52
CIU	250	0	437,85	218,93	0,00	6,8	1,00
CW	250	20	505,6	252,80	17,02	30,2	2,72
	250	100	507,88	253,94	67,17	30,2	0,69
CS	0	18,98	53,08	26,54	18,98	16,33	0,99
	0	9,92	48,85	24,43	9,92	15,03	1,64
	0	5,44	25,54	12,77	5,44	7,86	0,38
	0	27,61	45,37	22,69	27,61	13,96	0,51
	0	77,15	67,22	33,61	77,15	20,68	0,36
	0	58,40	104,94	52,47	58,40	32,28	0,86

Plotando-se a tensão desviadora com a respectiva sucção de ruptura, para os três níveis de confinamento (0, 40 e 250 kPa), tem-se a Figura 188.

Nesta, é possível verificar que o aumento da sucção causou um aumento na resistência do solo residual jovem de Tinguá, para todos os níveis de tensão ensaiados (0, 40 e 250 kPa). Os resultados destes ensaios mostraram ainda que este aumento foi não linear, onde o incremento maior de resistência é observado nos menores níveis de sucção. Além disso, assim como nos ensaios saturados, quanto maior a tensão confinante líquida, maior foi a resistência do material analisado.

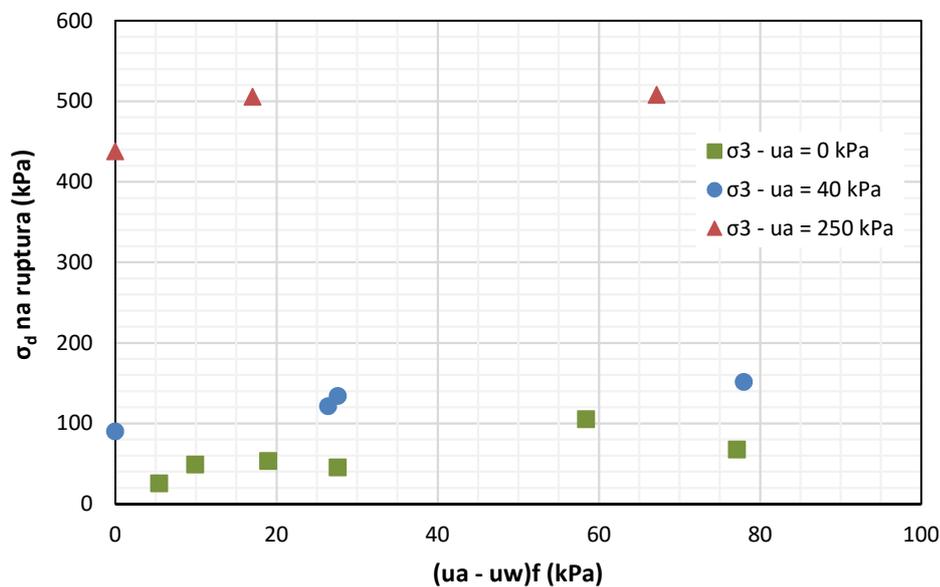


Figura 188 – Relação entre a tensão desviadora e a sucção matricial de ruptura, para as diferentes tensões confinantes líquidas, no SRJ-T.

A Figura 189 ilustra a relação obtida dos interceptos coesivos para cada ensaio não saturado do tipo CW e de compressão simples. Nesta plotaram-se também o ponto correspondente à condição saturada dos ensaios CIU, a reta de ajuste obtida por Caso (2014) e a reta de ajuste dos ensaios desta tese.

O ajuste hiperbólico de Caso (2014) foi determinado a partir de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada em amostras indeformadas do mesmo solo em estudo.

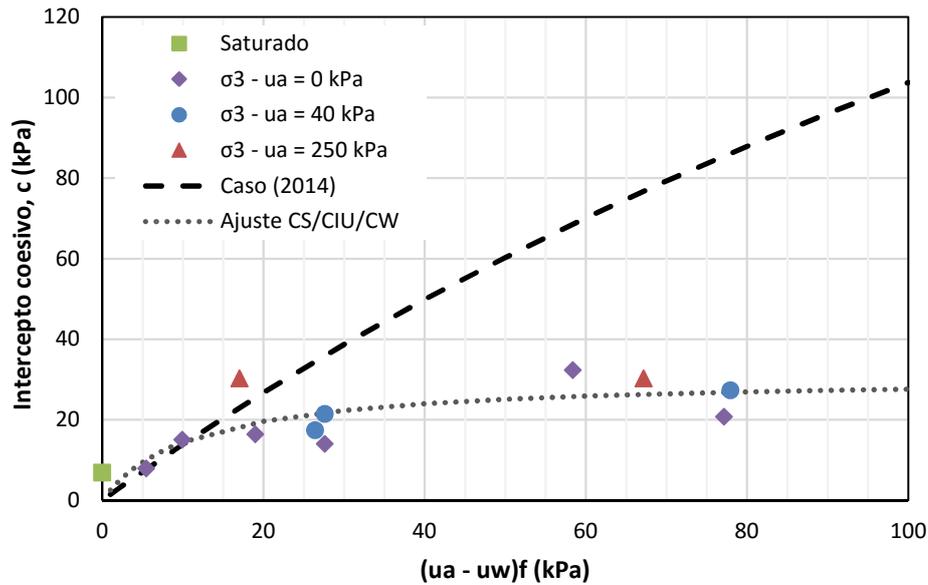


Figura 189 – Relação entre o intercepto coesivo e a sucção matricial de ruptura, para as diferentes tensões confinantes líquidas, no SRJ-T.

Igualmente aos dados obtidos em Rahardjo et al. (2004), verifica-se neste solo residual um padrão único de aumento do intercepto coesivo com o aumento de sucção, nas diferentes tensões de confinamento líquida. Ajustando-se estes resultados em uma equação do tipo hiperbólica, obteve-se a equação 31 apresentada abaixo, com um R^2 igual a 0,55.

$$c = \frac{(u_a - u_w)}{0,367 + 0,0326(u_a - u_w)} \quad \text{eq. 31}$$

Ao comparar os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples e triaxiais CW com os resultados de Caso (2014), observa-se que até aproximadamente 15 kPa de sucção, o incremento do intercepto coesivo com a sucção foram similares. Porém, após este valor, nota-se que os interceptos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto foram significativamente maiores que os determinados neste trabalho.

Rahardjo et al. (2004) obtiveram resultados análogos ao comparar ensaios triaxiais não saturados do tipo CD (drenados ao ar e a água) e do tipo CW. Para baixos valores de sucção, a variação dos interceptos coesivos dos ensaios CW, em amostras compactadas, foi semelhante à dos ensaios CD. Porém, com o processo

de dessaturação do solo, após a entrada de ar, os valores dos interceptos dos ensaios CW encontravam-se relativamente abaixo dos valores dos ensaios CD.

Para estes autores, a explicação de tal acontecimento está relacionada ao grau de saturação das amostras ao final dos ensaios CD e CW. Amostras com praticamente a mesma sucção matricial final apresentaram diferentes valores de grau de saturação, onde os menores valores foram registrados nos ensaios CW.

Sendo assim, quanto menor a área de contatos solo-água, ou seja, quanto menor o grau de saturação do solo, menor é o intercepto coesivo obtido, e, conseqüentemente, menor é a resistência ao cisalhamento deste material.

A partir da variação do intercepto coesivo com a sucção e , mantendo-se ϕ' constante, foi possível determinar a envoltória 3D deste solo residual jovem, apresentada na equação 32 e ilustrada na Figura 190.

$$q = \frac{(u_a - u_w)}{0,367 + 0,0326(u_a - u_w)} \cos 26,8^\circ + (p - u_a) \sin 26,8^\circ \quad \text{eq. 32}$$

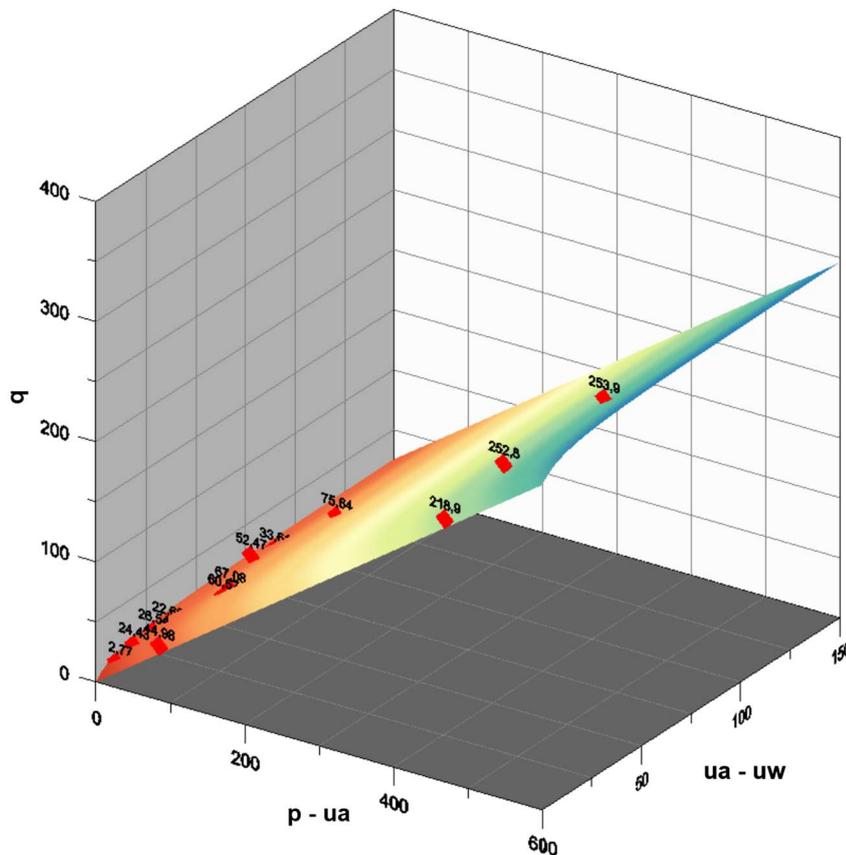


Figura 190 – Envoltória 3D para o SRJ-T definida a partir dos ensaios CS e CW.

Avaliação do parâmetro de Bishop χ

Por fim, a última análise realizada com estes dados foi a relação entre o parâmetro de Bishop χ e a sucção matricial de ruptura. Nesta análise, optou-se por estudar somente os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples e triaxiais CW, conforme ilustrado na Figura 191.

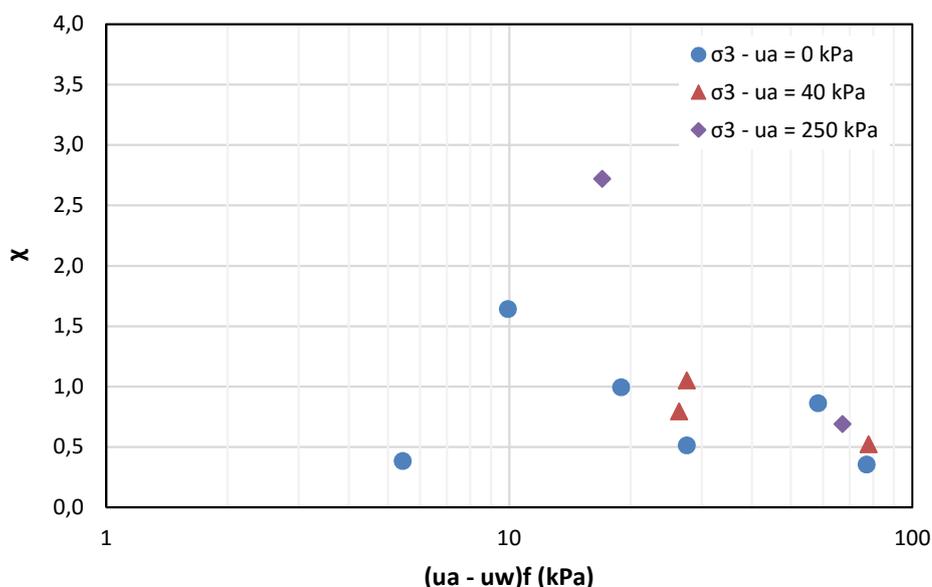


Figura 191 – Relação entre o parâmetro χ e a sucção matricial de ruptura, para as menores tensões confinantes líquidas, no SRJ-T.

Para os ensaios analisados, observa-se um decréscimo do parâmetro χ com o aumento da sucção de ruptura. Os mesmos padrões descritos nos ensaios CS, no Capítulo 7, também foram verificados nos ensaios CW.

Utilizando-se a proposta de ajuste de Khalili & Khabbaz (1998) e normalizando-se todos os valores de sucção de ruptura em função da primeira entrada de ar, obteve-se o gráfico da Figura 192.

Nesta verificação cabe uma ressalva. Conforme mencionado anteriormente, os parâmetros da curva de retenção de umidade (sucção de entrada de ar, por exemplo) devem ser obtidos nas mesmas condições em que se deseja prever a resistência. Porém, apesar do valor de entrada de ar deste solo corresponder a situação sem confinamento (ensaio CS), empregou-se o mesmo valor para os ensaios CW, devido à falta de informações nos outros níveis de confinamento.

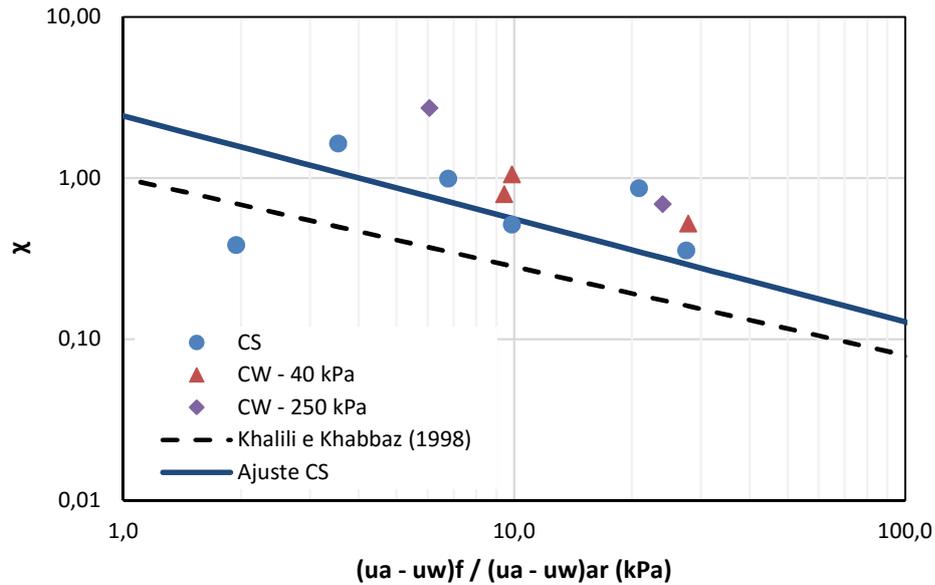


Figura 192 – Valores de χ versus sucção normalizada, em escala log-log, dos ensaios CS e CW, no SRJ-T.

A Figura 192 mostra que os pontos experimentais dos ensaios CS e CW (para as tensões líquidas de 40 e 250 kPa) encontram-se dispostos dentro de uma mesma faixa de dispersão, indicando que os mesmos podem ser ajustados segundo uma reta média única.

Ao plotar a equação de ajuste dos ensaios de compressão simples para todos os solos (Ajuste CS), já apresentada na Figura 158 (Capítulo 7), verifica-se que os resultados dos ensaios triaxiais também se adequaram a esta.

Assim como já descrito anteriormente, a tendência de variação de χ versus sucção normalizada situa-se um pouco acima da reta de ajuste médio proposta por Khalili & Khabbaz (1998). Os pontos experimentais deste trabalho mostraram a possibilidade de obter valores de χ maiores que 1, já que a equação de ajuste obtida apresenta uma constante igual a 2,4303.

Sendo assim, esta equação proposta nos ensaios CS também pode ser considerada válida para os dois níveis de confinamento dos ensaios CW, do solo residual jovem de Tinguá.

9.2.

Ensaio triaxiais não saturados com incremento de ar

Seguindo a mesma organização na apresentação dos resultados do item 9.1, este item apresenta os resultados obtidos nos ensaios com o incremento da pressão de ar, no solo residual jovem de Tinguá (SRJ-T).

A Tabela 35 dispõe os dados obtidos após moldagem dos corpos de prova e após o ensaio triaxial do tipo CW. A nomenclatura de cada ensaio seguiu a mesma lógica descrita anteriormente, com a simbologia utilizada “CW-x-y-iz”, onde x é a tensão confinante líquida, y é a sucção matricial inicial imposta no ensaio e z é o valor de incremento de ar imposto, em kPa. Para os casos onde se repetiu o ensaio, acrescentou-se na simbologia o termo “rep”.

Tabela 35 – Índices físicos obtidos após moldagem das amostras indeformadas e após o cisalhamento do tipo CW, com incremento de ar, no SRJ-T.

	Moldagem				Final			
	W _{inicial} (%)	ρ_t (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	e _{inicial}	S _{inicial} (%)	W _{final} (%)	e _{final}	S _{final} (%)
CW-40-20-i20	21,56	1,64	1,35	1,05	56,60	21,53	1,09	54,63
CW-40-20-i20rep	19,97	1,66	1,38	1,00	55,11	21,30	1,05	56,11
CW-40-100-i20	22,65	1,59	1,30	1,13	55,53	19,19	1,15	46,16
CW-250-20-i20	21,50	1,56	1,29	1,15	51,68	21,41	0,97	61,05
CW-250-20-i200	22,56	1,58	1,29	1,15	54,24	23,70	0,96	68,29
CW-250-20-i20rep	19,38	1,61	1,35	1,06	50,79	22,32	0,87	70,96
CW-250-100-i20	18,70	1,65	1,39	1,00	51,96	19,47	0,82	65,68
CW-250-100-i200	16,75	1,60	1,37	1,02	45,63	16,89	0,82	56,97

Visando comparar o efeito do incremento da pressão de ar na resistência do solo não saturado, todos os resultados obtidos foram plotados em conjunto com os apresentados no item 9.1 (sem incremento de ar).

A Figura 193 e a Figura 194 apresentam as curvas obtidas para o menor nível de confinamento, com tensão confinante líquida de 40 kPa; e a Figura 195 e a Figura 196, para o maior nível de confinamento, de 250 kPa.

Com relação ao menor nível de tensão, optou-se por analisar, em um primeiro momento, o efeito do incremento de ar nos dois níveis de sucção estudados, 20 e 100 kPa, conforme a Figura 193. Como os resultados com menor sucção inicial foram repetidos, apresenta-se, separadamente, tais dados na Figura 194.

Ainda, para uma melhor visualização do efeito do incremento de ar no maior nível de tensão, de 250 kPa, separaram-se os resultados para os dois valores de sucção inicial. A Figura 195 apresenta os dados com sucção de 20 kPa, e a Figura 196, com sucção de 100 kPa.

Comportamento tensão *versus* deformação axial

A partir da Figura 193a, observa-se dois tipos de comportamento do efeito do incremento de ar, no menor nível de confinamento.

Para a sucção inicial de 20 kPa, verifica-se que o incremento de pressão de ar, de 20 kPa por 10 segundos, causou um aumento na rigidez do solo. Tal fato é confirmado na Figura 194a, com a repetição dos ensaios.

Já, para a sucção inicial de 100 kPa, o incremento de ar antes do cisalhamento causou uma perda na rigidez e uma diminuição na tensão de pico do solo, com uma diferença de aproximadamente 24 kPa neste valor.

Ainda, estas figuras mostram que, apesar de alterar a rigidez do material, o formato das curvas tensão *versus* deformação não foi alterado.

Para o maior nível de confinamento analisado (Figura 195a e Figura 196a) não é possível notar um padrão específico no comportamento. Nos ensaios com sucção inicial de 20 kPa (Figura 195a), observa-se que houve perda de rigidez do solo somente com o incremento de pressão de ar de 20 kPa. Aumentando este incremento para 200 kPa, o comportamento tensão *versus* deformação manteve-se praticamente o mesmo da amostra sem incremento.

Já, para os ensaios com sucção inicial de 100 kPa, Figura 196a, verifica-se que o comportamento do solo não foi alterado, independentemente do incremento de ar imposto. Nos três ensaios realizados (sem incremento, incremento de 20 e incremento de 200 kPa), a pequena variabilidade nas curvas tensão *versus* deformação pode ser explicada pela variabilidade natural das amostras indeformadas do solo residual.

Variação da sucção medida *versus* deformação axial

Com relação à variação de sucção medida ao longo do ensaio, observa-se, de um modo geral, que o incremento de ar não causou alteração deste parâmetro (Figura 193b, Figura 194b, Figura 195b, Figura 196b). Na maioria dos casos, o

padrão de comportamento foi o mesmo observado nos ensaios sem incremento de ar.

O único caso em que houve variação do valor da sucção medida ao longo do ensaio foi para a tensão de confinamento líquida de 40 kPa e sucção inicial de 100 kPa (Figura 193b). Comparando o ensaio CW-40-100 com o CW-40-100-i20, nota-se que ambos apresentaram diminuição da sucção ao longo do cisalhamento, com posterior estabilização do parâmetro. Porém, no ensaio onde foi aplicado um incremento de ar, a porcentagem de diminuição foi maior. Na situação sem incremento, a sucção alcançou 70 kPa ao fim do ensaio, com 30% de diminuição, e, com incremento, este valor alcançou 57 kPa, com 43% de diminuição.

Deformação volumétrica versus deformação axial

O comportamento de deformação volumétrica em função da deformação axial também não apresentou alteração do obtido nos ensaios sem incremento de ar (Figura 193c, Figura 194c, Figura 195c, Figura 196c).

Para o menor nível de confinamento, de 40 kPa, todos os ensaios apresentaram contração inicial, seguida de dilatação. E, para o maior nível de confinamento, de 250 kPa, verificou-se somente contração do material.

Em todos os ensaios, com e sem incremento da pressão de ar, não se verificou mudança significativa nos valores de deformação volumétrica, exceto para os casos CW-40-20-i20rep e CW-250-20-i20. No primeiro, o solo apresentou maior taxa de dilatação e, no segundo, menor taxa de contração.

Com relação ao tipo de ruptura, vale ressaltar que os corpos de prova obtidos após os ensaios com incremento de ar seguiram a tendência já descrita e visualizada nos ensaios sem incremento (Figura 183).

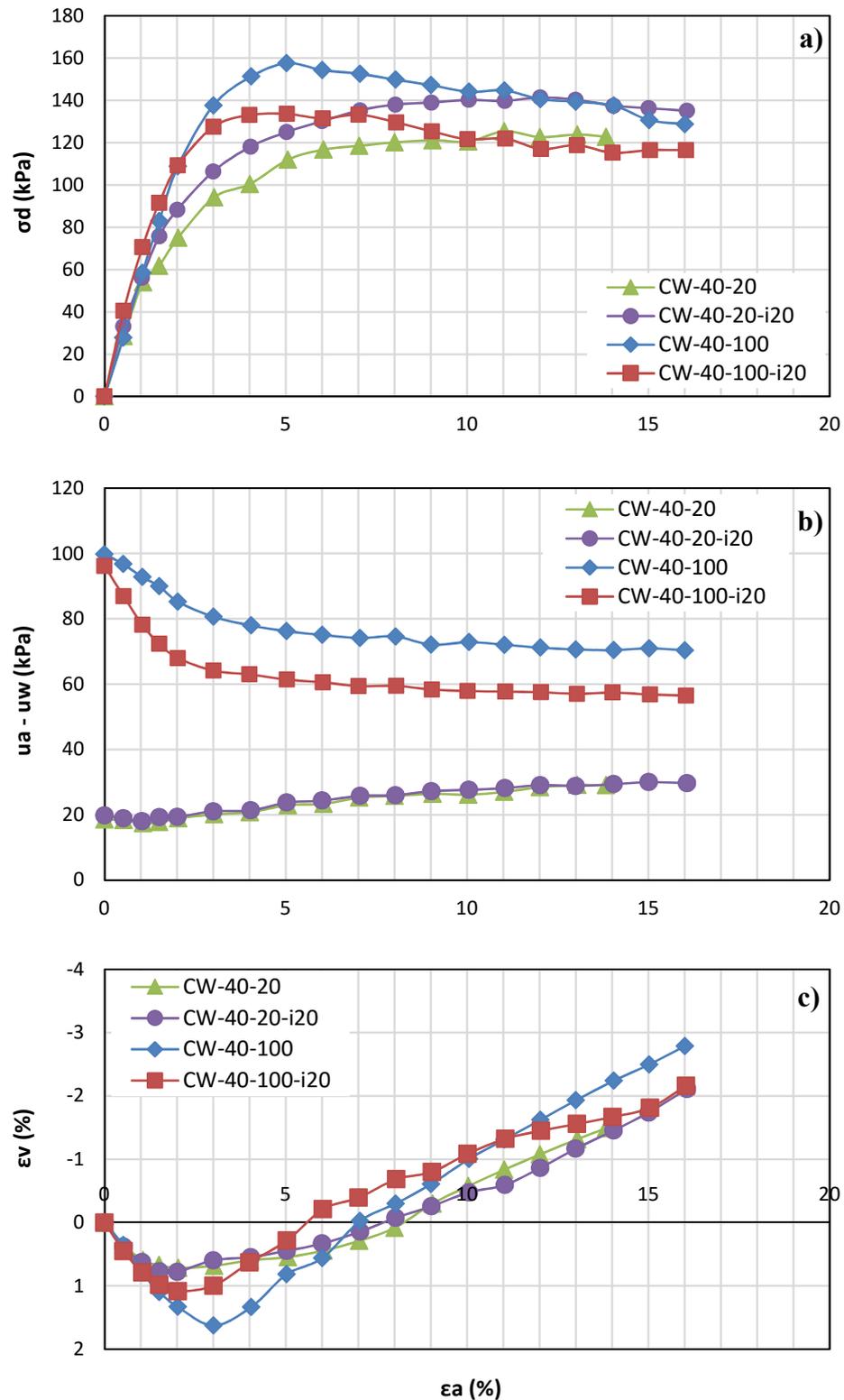


Figura 193 – Resultados dos ensaios do tipo CW, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 40 kPa, no SRJ-T. A) Tensão desviadora *versus* deformação axial. B) Sucção matricial *versus* deformação axial. C) Deformação volumétrica *versus* deformação axial.

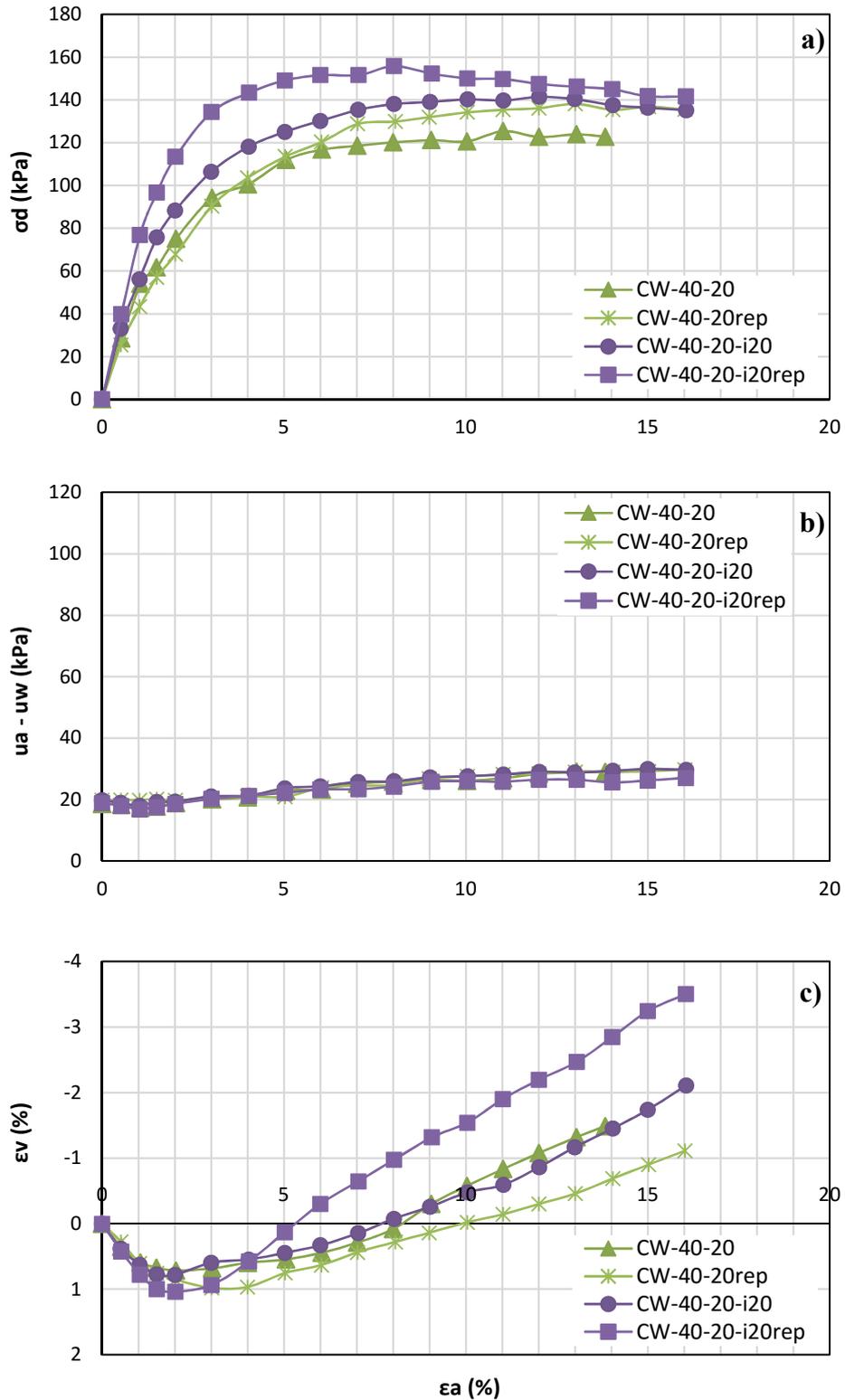


Figura 194 – Detalhes dos resultados dos ensaios do tipo CW, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 40 kPa, sucção inicial de 20 kPa, no SRJ-T. Apresentação dos dois resultados obtidos para cada ensaio. A) Tensão desviadora *versus* deformação axial. B) Sucção matricial *versus* deformação axial. C) Deformação volumétrica *versus* deformação axial.

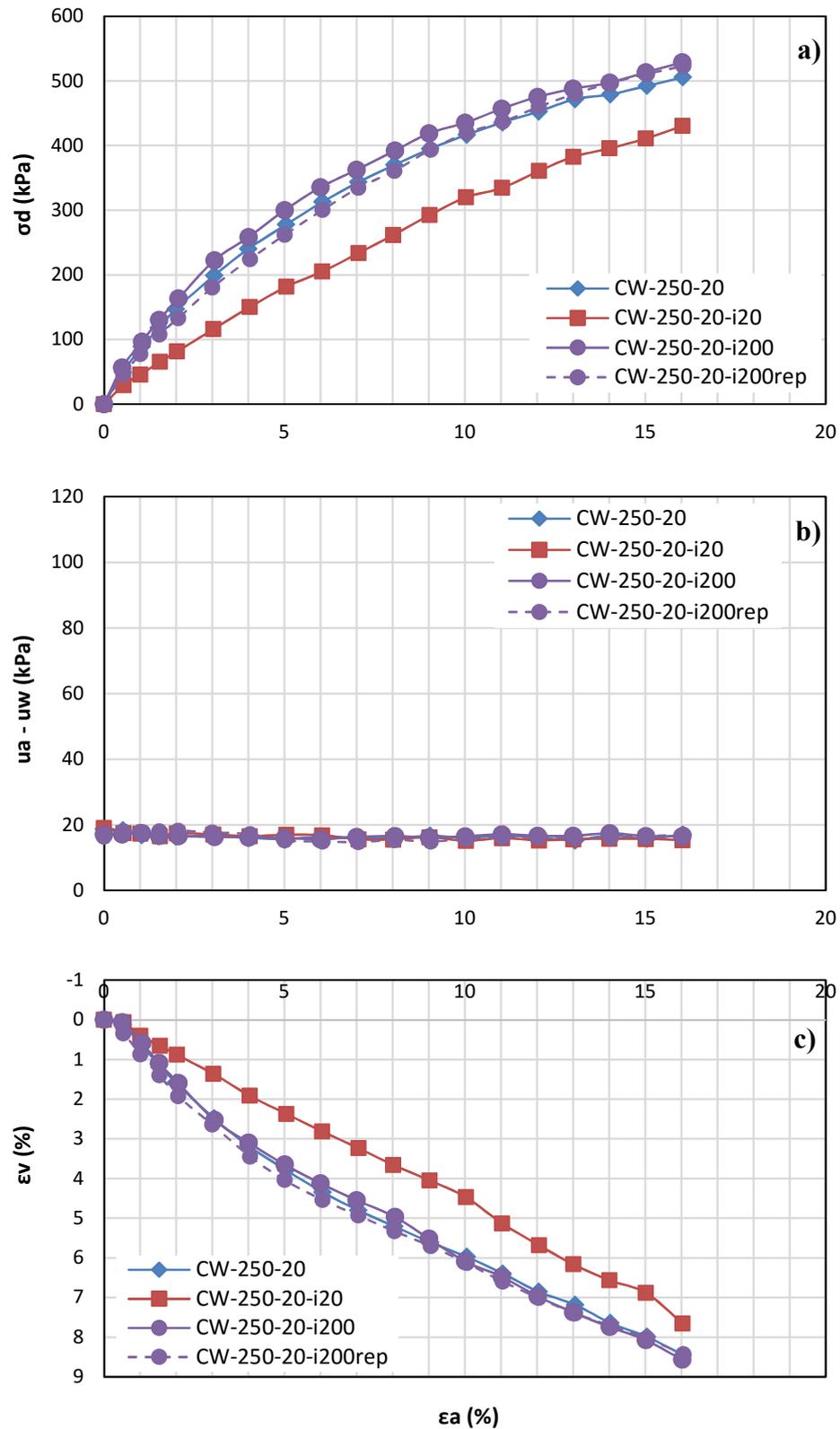


Figura 195 – Resultados dos ensaios do tipo CW, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 20 kPa, no SRJ-T. A) Tensão desviadora *versus* deformação axial. B) Sucção matricial *versus* deformação axial. C) Deformação volumétrica *versus* deformação axial.

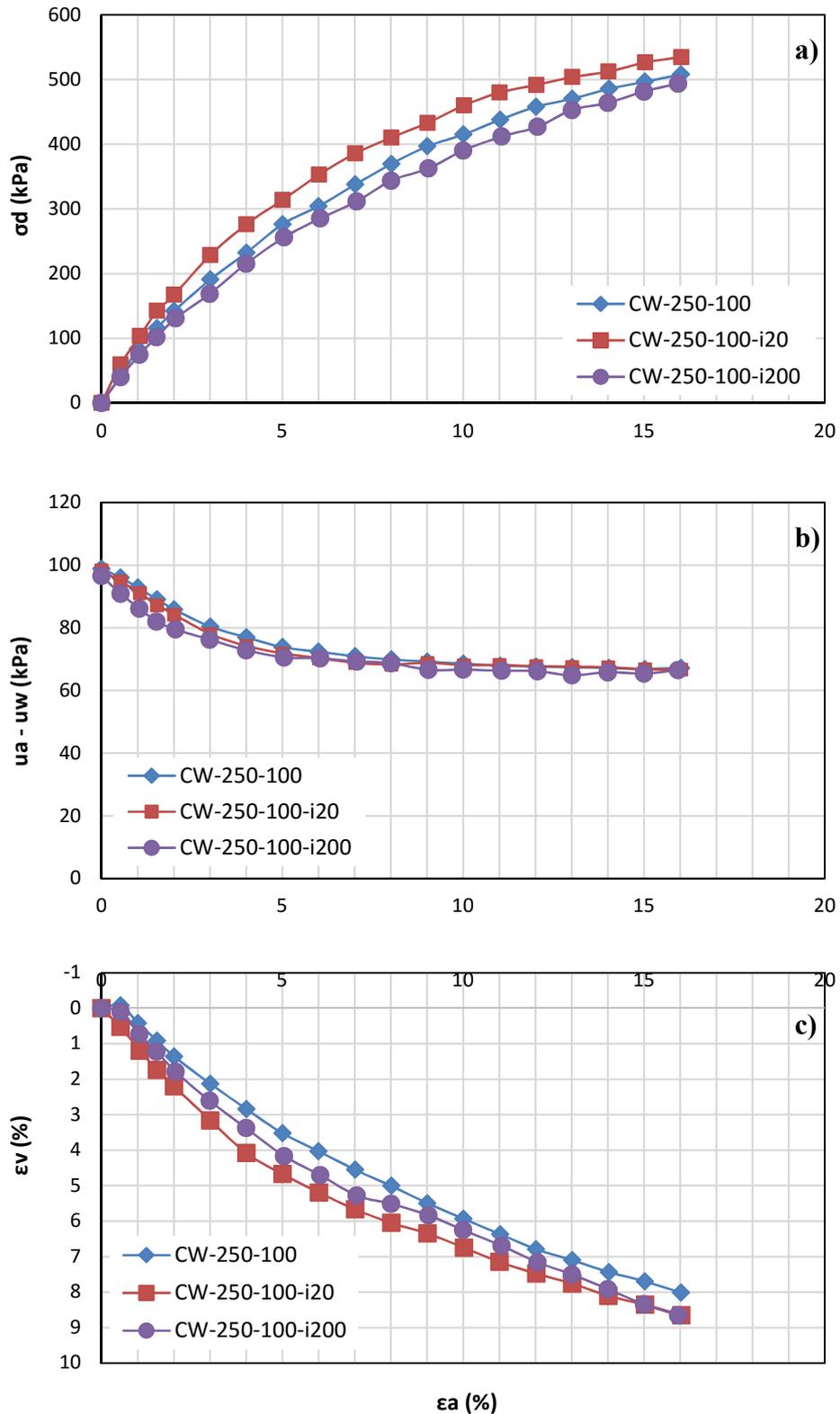


Figura 196 – Resultados dos ensaios do tipo CW, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 100 kPa, no SRJ-T. A) Tensão desviadora *versus* deformação axial. B) Sucção matricial *versus* deformação axial. C) Deformação volumétrica *versus* deformação axial.

Trajetórias de tensões

Os resultados analisados em termos de trajetórias de tensão estão dispostos na Figura 197, na Figura 198, na Figura 199 e na Figura 200. Também, a título de comparação, foram plotados os resultados obtidos nos ensaios com e sem o incremento de ar.

A partir destas figuras, notam-se que os padrões de desenvolvimento das trajetórias de tensões, já descritos no item 9.1, não foram alterados nos ensaios com incremento da pressão de ar.

Para a tensão confinante líquida de 40 kPa, observa-se que nos ensaios de sucção inicial de 100 kPa houve uma maior variação da sucção medida até a região de pico, onde o aumento de “q” causou o decréscimo da sucção matricial. Nos ensaios com sucção inicial de 20 kPa, verifica-se que o aumento de “q” não gerou variação significativa da sucção medida até a região de pico. Após este ponto, o aumento de “q” gerou aumento da sucção.

Assim como nos ensaios sem incremento de ar, os ensaios com incremento, na tensão confinante de 40 kPa, também apresentaram picos, com indicação dos pontos de ruptura. No entanto, em todos os ensaios realizados sob maior nível de confinamento não houve indicativo de pontos de ruptura. O aumento de “q” foi contínuo ao longo de todo ensaio.

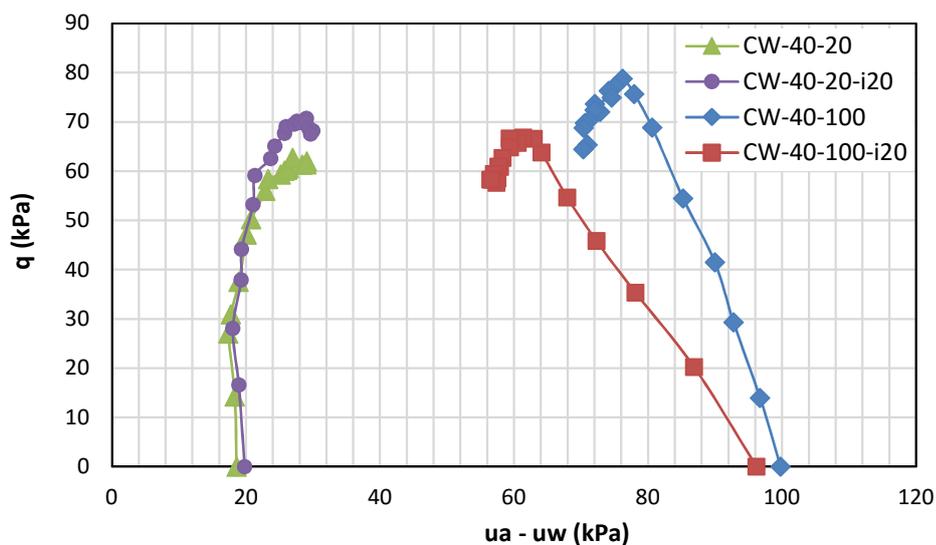


Figura 197 – Trajetórias de tensões dos ensaios CW no SRJ-T, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 40 kPa.

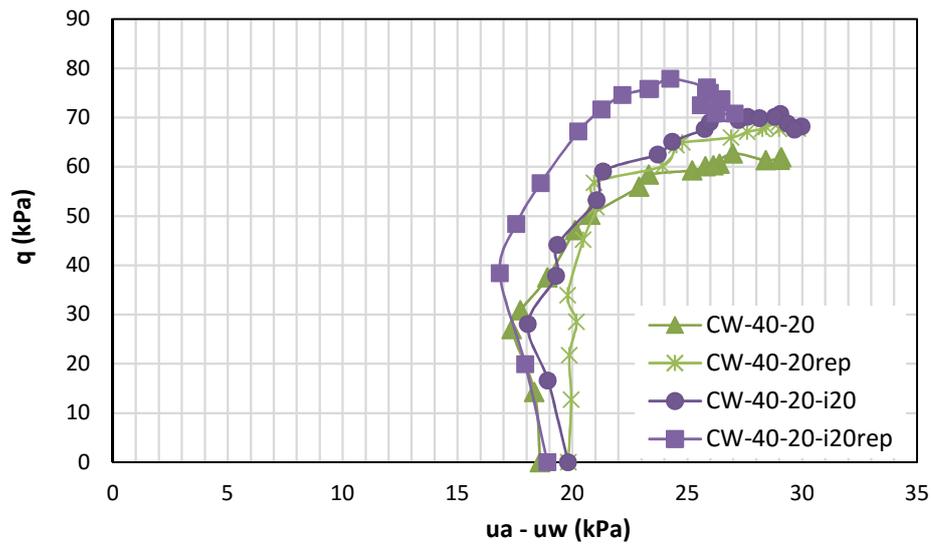


Figura 198 – Detalhes das trajetórias de tensões dos ensaios CW no SRJ-T, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 40 kPa e sucção inicial de 20 kPa.

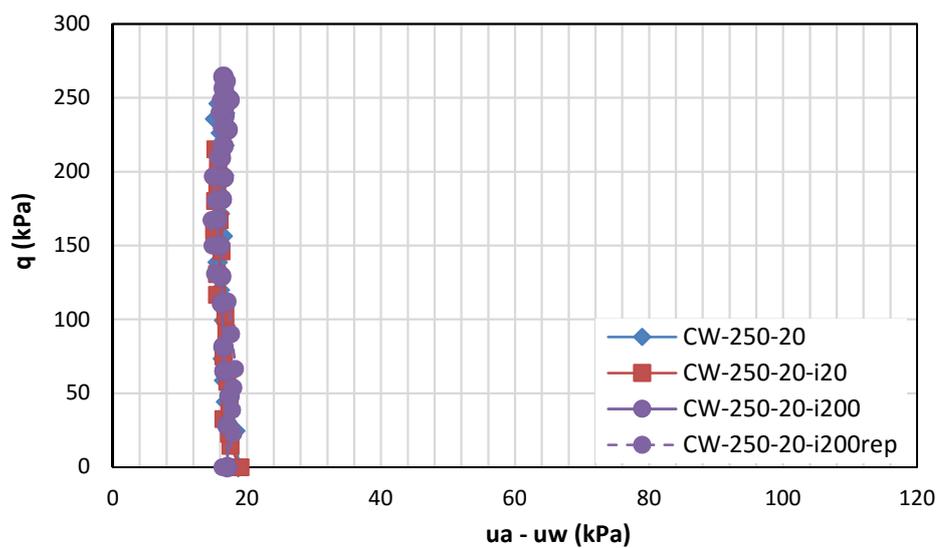


Figura 199 – Trajetórias de tensões dos ensaios CW no SRJ-T, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 250 kPa e sucção inicial de 20 kPa.

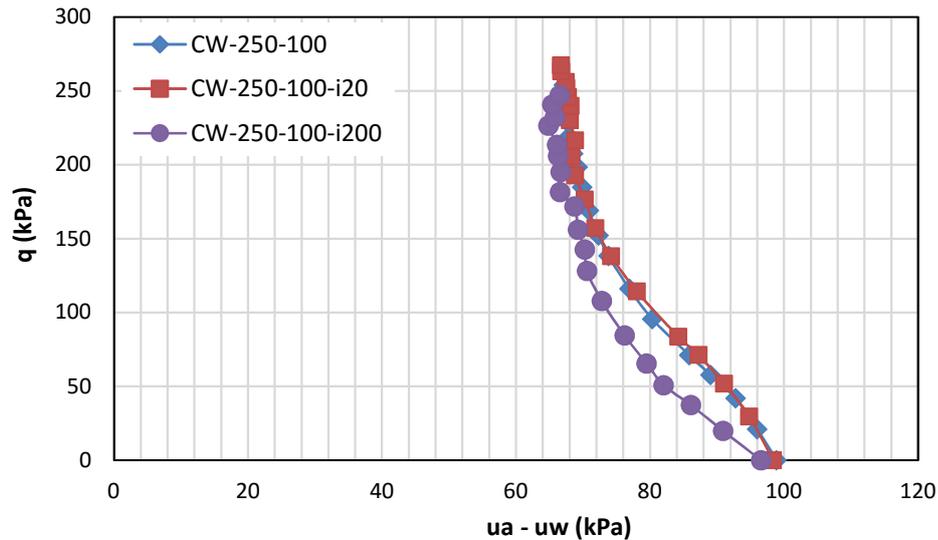


Figura 200 – Trajetórias de tensões dos ensaios CW no SRJ-T, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 250 kPa e sucção inicial de 100 kPa.

Envoltória de resistência

Assim como nos ensaios sem incremento de ar, foi assumido o critério de ruptura baseado nos pontos de pico, para os baixos níveis de confinamento, e, adoção do último ponto do ensaio (deformação axial de 16%), para altos níveis.

As tensões desviadoras obtidas na ruptura e os respectivos valores de “q” e da sucção matricial estão dispostos na Tabela 36. Nesta, estão apresentados somente os resultados dos ensaios triaxiais CW, com e sem o incremento da pressão de ar.

Os valores de tensão desviadora na ruptura estão plotados em função da sucção matricial correspondente, conforme visualizado na Figura 201.

Confirmando o que foi descrito anteriormente, a partir das curvas “tensão desviadora *versus* deformação axial”, verifica-se que o aumento da pressão de ar não apresentou um comportamento característico em todos os ensaios realizados.

Para o menor nível de confinamento, observa-se que o incremento de ar causou perda de resistência do solo somente na maior sucção inicial ensaiada (100 kPa). E, para o maior nível (250 kPa), tal efeito só foi notado na menor sucção inicial, com um incremento de 20 kPa.

Nos outros ensaios, CW-40-20-i20, CW-250-20-i200, CW-250-100-i20 e CW-250-100-i200, a pequena dispersão nos pontos observada pode estar relacionada à variabilidade natural do solo.

Tabela 36 – Parâmetros de ruptura obtidos, para os ensaios com incremento de ar, no SRJ-T.

	Ensaio			Ruptura		
	$\sigma_3 - u_a$ (kPa)	$(u_a - u_w)_i$ (kPa)	incremento (kPa)	σ_d (kPa)	q (kPa)	$(u_a - u_w)_f$ (kPa)
CW	40	20	-	121,14	60,57	26,40
	40	20 rep	-	134,15	67,08	27,60
	40	20	20	139,00	69,50	27,23
	40	20	20 rep	155,69	77,85	24,26
	40	100	-	151,28	75,64	77,96
	40	100	20	133,56	66,78	61,39
	250	20	-	505,6	252,80	17,02
	250	20	20	430,36	215,18	15,33
	250	20	200	528,53	264,27	16,50
	250	20	200 rep	522,82	261,41	17,04
	250	100	-	507,88	253,94	67,17
	250	100	20	534,70	267,35	66,73
	250	100	200	493,70	246,85	66,52

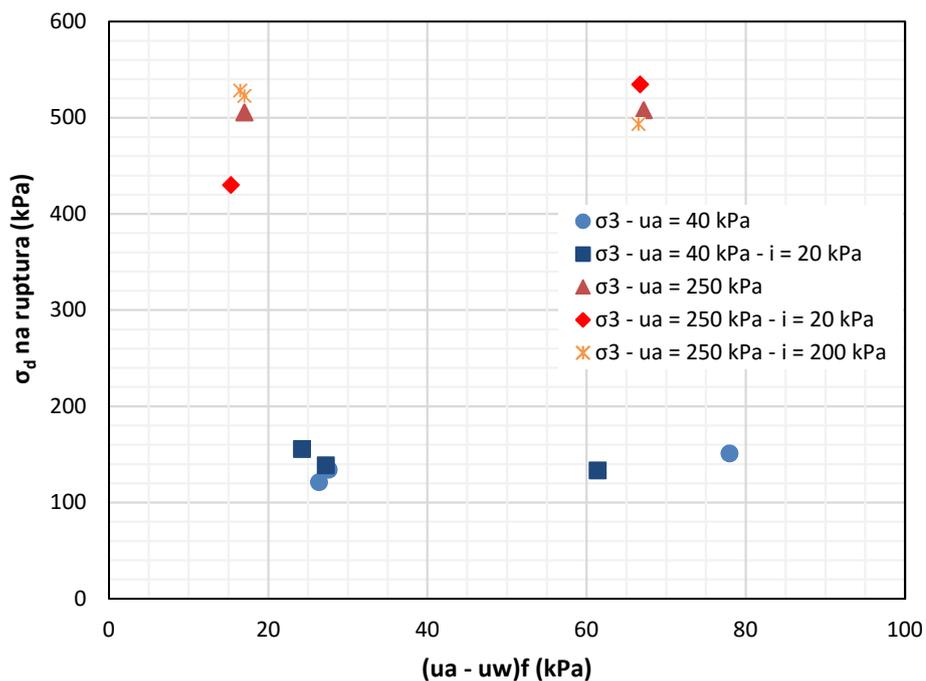


Figura 201 – Relação entre a tensão desviadora e a sucção matricial de ruptura, para as diferentes tensões confinantes líquidas, com e sem incremento de ar, no SRJ-T.

9.3. Avaliação das velocidades de ondas cisalhantes

A última análise dos resultados dos ensaios triaxiais, com o solo residual jovem de Tinguá, envolve os dados de velocidades de ondas cisalhantes medidas com os *bender elements*.

Optou-se por estudar as velocidades das ondas cisalhantes V_s ao invés dos módulos de cisalhamento máximo G_0 , pois assim eliminaria o efeito da massa específica natural do solo no parâmetro verificado.

Para se ter um valor de referência de V_s deste solo residual jovem, foram realizadas as leituras das ondas cisalhantes após a colocação dos corpos de prova na prensa triaxial. O valor de V_s médio inicial para as amostras ensaiadas foi de 158 m/s.

V_s versus deformação axial

A Figura 202 apresenta a evolução do parâmetro V_s , durante a fase de cisalhamento, para os ensaios triaxiais CW sem o incremento de ar. A partir desta, observa-se que houve um aumento dos valores de V_s em função do aumento da tensão confinante líquida e do aumento de sucção inicial imposta. Ainda, o efeito do confinamento foi mais significativo que o efeito da sucção.

Como a velocidade da onda cisalhante é diretamente proporcional ao módulo de cisalhamento máximo, verifica-se que quanto maior a sucção e o confinamento imposto, maior foi a rigidez obtida no material.

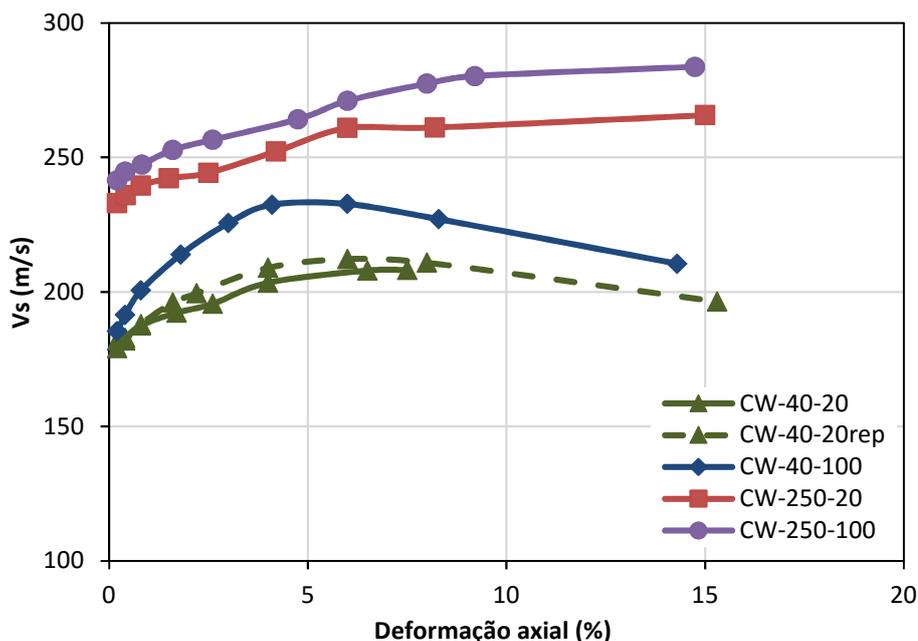


Figura 202 – Velocidades das ondas cisalhantes para os ensaios sem incremento de ar, no SRJ-T.

A Figura 202 ilustra também dois tipos de comportamento de V_s ao longo do cisalhamento. Para os ensaios com tensão confinante líquida de 40 kPa, nota-se que inicialmente houve um acréscimo de V_s até 4 a 6% de deformação axial da amostra, seguido de um decréscimo contínuo. Por outro lado, na tensão confinante líquida de 250 kPa, observa-se somente acréscimo de V_s até a última medida realizada.

O efeito do incremento de ar neste parâmetro pode ser verificado na Figura 203, na Figura 204 e na Figura 205.

Na menor tensão líquida ensaiada, Figura 203, o aumento da pressão de ar causou praticamente o mesmo efeito verificado nas curvas tensão *versus* deformação já discutidas. Para a sucção inicial de 20 kPa e de 100 kPa, o incremento de 20 kPa praticamente não alterou os valores de V_s nos ensaios realizados.

Entretanto, há um ensaio (CW-40-20-i20rep) que mostrou um aumento na rigidez do solo, com um aumento de V_s . Vale ressaltar que, devido à variabilidade natural do solo (estrutura e índice de vazios) e à influência desta neste parâmetro, se faz necessário uma normalização que será vista mais adiante.

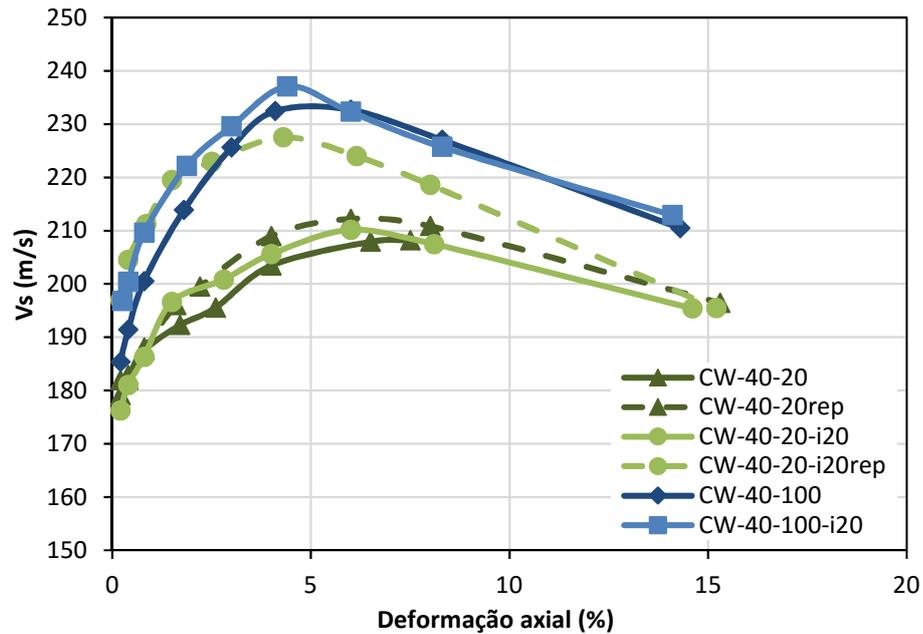


Figura 203 – Velocidades das ondas cisalhantes para os ensaios com tensão confinante líquida de 40 kPa, com e sem incremento de ar, no SRJ-T.

A evolução das velocidades das ondas cisalhantes, no maior nível de confinamento, também acompanhou os resultados obtidos nas curvas tensão *versus* deformação, já descritos no item 9.2.

Nos ensaios com sucção inicial de 20 kPa, Figura 204, o incremento de 20 kPa na pressão de ar causou perda de rigidez do solo, e o de 200 kPa, aumento de rigidez (aumento de V_s).

Já, para os ensaios de 100 kPa de sucção inicial, Figura 205, nota-se que o efeito deste aumento praticamente não alterou a estrutura do material. Os valores de V_s obtidos ao longo do cisalhamento encontram-se dentro de uma mesma faixa de variação natural do solo residual indeformado.

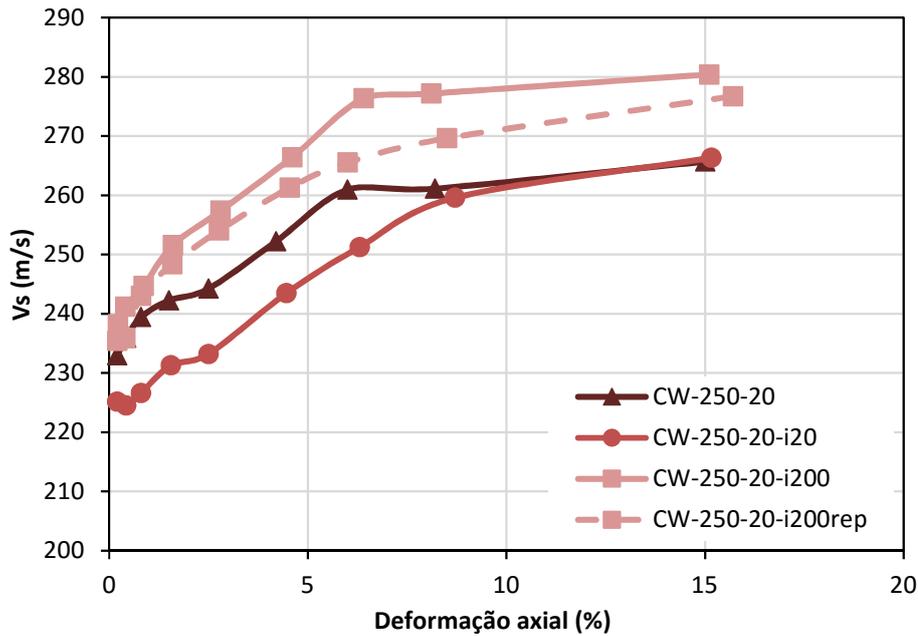


Figura 204 – Velocidades das ondas cisalhantes para os ensaios com tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 20 kPa, com e sem incremento de ar, no SRJ-T.

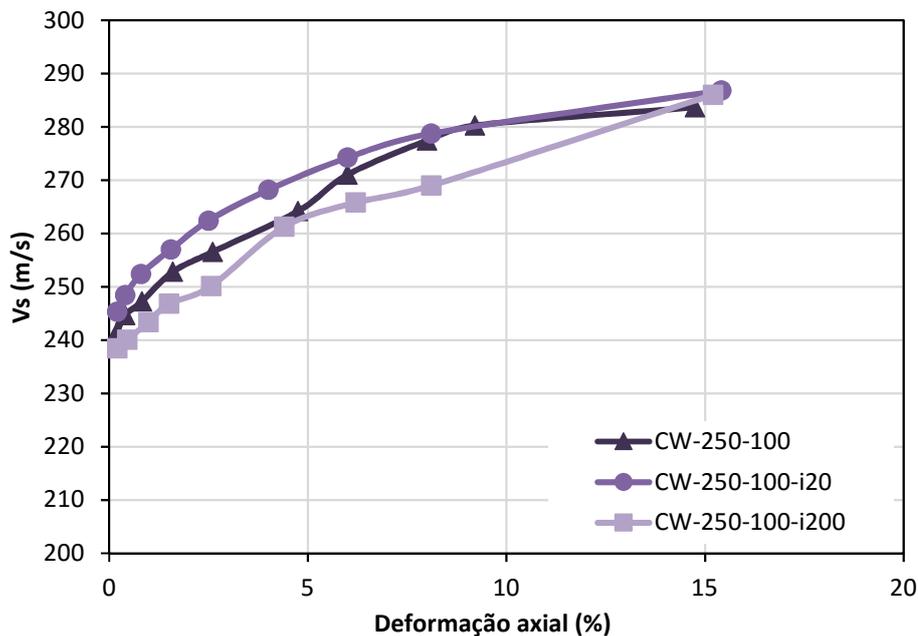


Figura 205 – Velocidades das ondas cisalhantes para os ensaios com tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 100 kPa, com e sem incremento de ar, no SRJ-T.

Visando eliminar o efeito da variabilidade natural das amostras ensaiadas, optou-se por analisar individualmente o efeito do incremento em cada corpo de prova.

A Tabela 37 apresenta os valores das velocidades V_s obtidos antes e após o aumento de ar, em cada ensaio. Para a maioria dos casos, observa-se uma perda de rigidez no solo analisado, com a diminuição deste parâmetro. Ainda, para os ensaios com 250 kPa de tensão confinante líquida, verifica-se que quanto maior o incremento imposto, maior a perda de rigidez registrada.

Tabela 37 – Velocidades das ondas cisalhantes antes e após o incremento de ar, no SRJ-T.

Ensaio	V_s antes (m/s)	V_s após (m/s)
CW-40-20-i20	177,36	171,26
CW-40-20-i20rep	194,3	192,06
CW-40-100-i20	186,96	186,26
CW-250-20-i20	227,79	227,79
CW-250-20-i200	239,93	233,04
CW-250-20-i200rep	238,31	231,43
CW-250-100-i20	245,87	245,87
CW-250-100-i200	238,97	234,38

V_s normalizada em função do índice de vazios (V_s^*)

Conforme mencionado anteriormente e discutido na revisão bibliográfica desta tese, os principais fatores que afetam a velocidade das ondas cisalhantes são: tensão principal efetiva, índice de vazios, grau de saturação e grau de cimentação.

Sendo assim, para melhor observar o comportamento de tal parâmetro neste solo, verificou-se primeiramente a velocidade V_s normalizada em função do índice de vazios (V_s^*).

Para tanto, utilizou-se a função de índice de vazios proposta por Hardin (1978), já apresentada na equação 18. A velocidade normalizada foi então determinada a partir da equação 25, apresentada no Capítulo 6 desta tese.

Os valores normalizados de V_s estão apresentados nos gráficos a seguir em função de p' .

A determinação do parâmetro p' , ao longo dos ensaios triaxiais CW, foi realizada a partir dos dados do parâmetro de Lambe ($p - u_a$), da sucção matricial ($u_a - u_w$) e do parâmetro de Bishop χ . Este último foi estimado fazendo-se uso da equação de ajuste proposta nesta tese e apresentada na Figura 158 do Capítulo 7.

Os resultados obtidos nos ensaios sem incremento de ar, Figura 206, mostraram uma mudança de comportamento nas velocidades V_s^* em função dos dois níveis de confinamento ensaiados.

Para os ensaios realizados com tensão confinante líquida de 40 kPa, o aumento de p' causou uma maior variação de V_s normalizada. Nesta situação, quanto maior o estado de tensões no solo, maior foi a rigidez registrada.

Em contrapartida, na tensão confinante de 250 kPa, o aumento de p' praticamente não alterou os valores de V_s normalizados, pois o aumento registrado foi bem pequeno.

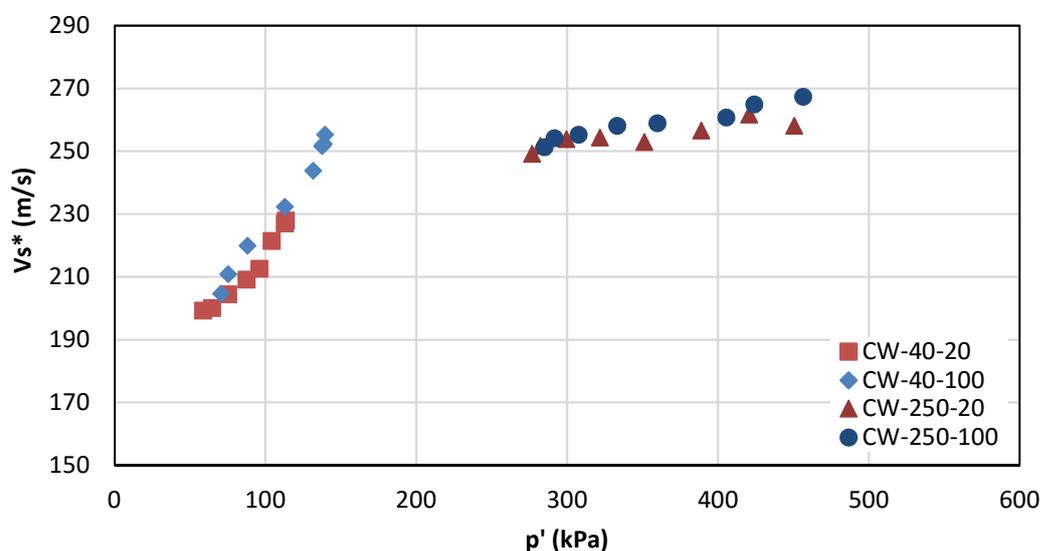


Figura 206 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios, para os ensaios sem incremento de ar, no SRJ-T.

A Figura 207, a Figura 208 e a Figura 209 ilustram os resultados obtidos com a normalização de V_s em função do índice de vazios, para os ensaios com e sem o incremento de ar.

Para o menor confinamento ensaiado, Figura 207, a normalização de V_s confirmou os resultados já descritos anteriormente, sem normalização. Porém, ao eliminar o efeito do índice de vazios das amostras, verifica-se que a dispersão entre os valores de V_s diminuiu.

A normalização para o maior nível de confinamento, com sucção inicial de 20 kPa (Figura 208), indicou que o ganho de rigidez no solo foi somente verificado

em um dos ensaios com incremento de 200 kPa. Nos outros ensaios, não houve uma diferença significativa nos valores de V_s normalizados.

E, para a tensão confinante líquida de 250 kPa, com sucção inicial de 100 kPa, Figura 209, a normalização sugeriu que o incremento de ar causou uma pequena perda de rigidez no material. Ainda, quanto maior o incremento imposto no solo, maior foi a perda observada.

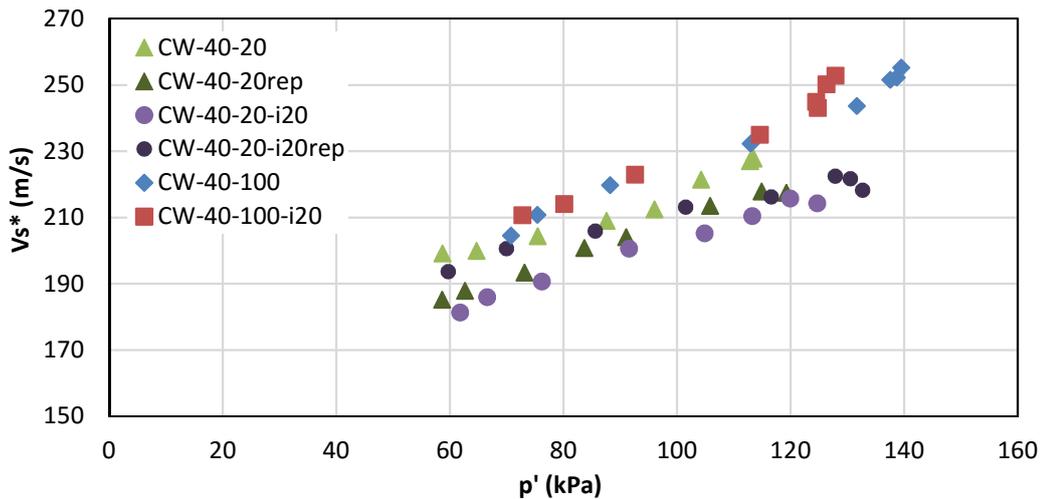


Figura 207 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios, para os ensaios com e sem incremento de ar, tensão confinante líquida de 40 kPa, no SRJ-T.

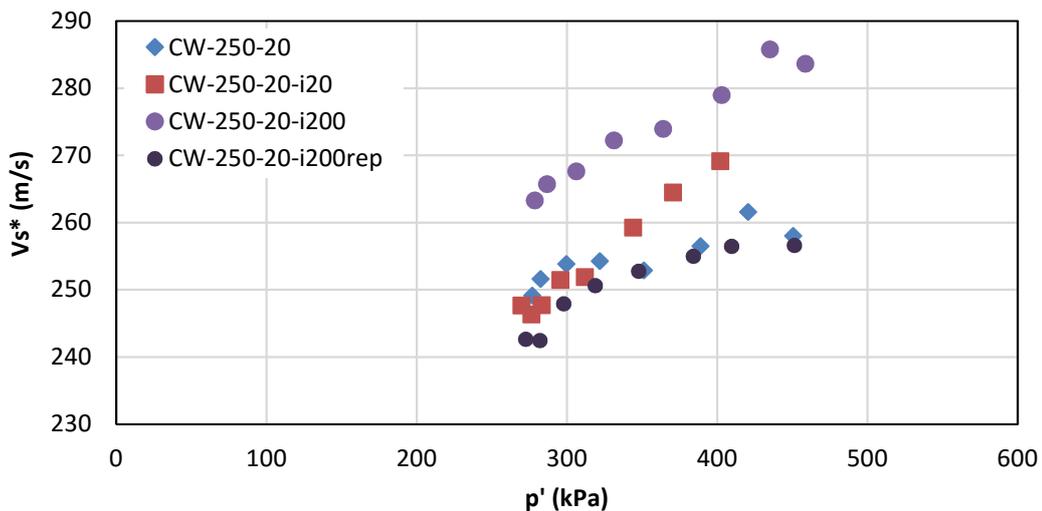


Figura 208 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios, para os ensaios com e sem incremento de ar, tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 20 kPa, no SRJ-T.

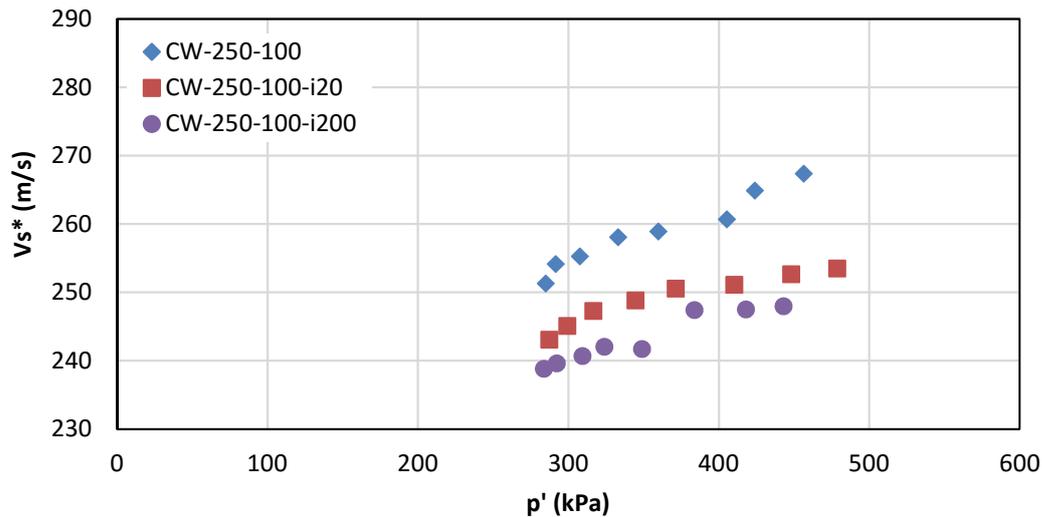


Figura 209 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios, para os ensaios com e sem incremento de ar, tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 100 kPa, no SRJ-T.

Vs normalizada em função do índice de vazios e das tensões principais efetivas (Vs[#])

Por fim, visando apresentar uma normalização mais completa dos principais fatores que afetam Vs, foram determinados os valores de Vs[#], normalizados em função do índice de vazios e das tensões principais efetivas.

Conforme demonstrado na equação 17 do Capítulo de Revisão Bibliográfica, os valores de Vs[#] foram obtidos a partir da equação 33.

$$V_s^{\#} = \frac{V_s}{(\sigma_1')^{0,125} \times (\sigma_3')^{0,125} \times \sqrt{F(e)}} \quad \text{eq. 33}$$

onde:

Vs[#] é a velocidade da onda cisalhante normalizada em relação ao índice de vazios e às tensões principais efetivas;

Vs é a velocidade da onda cisalhante obtida a partir dos *bender elements*;

F(e) é a função de índice de vazios proposta por Hardin (1978), equação 18;

σ₁' e σ₃' são as tensões principais efetivas obtidas a partir de (σ₁ – u_a), (σ₃ – u_a), (u_a – u_w) e o parâmetro de Bishop, χ (equação de ajuste proposta nesta tese e apresentada na Figura 158 do Capítulo 7).

Os índices das tensões efetivas iguais a 0,125 foram adotados tomando como base o trabalho de Ferreira (2002), para simplificação do cálculo. Como o mais importante é verificar a tendência da evolução de $V_s^{\#}$ ao longo do cisalhamento, acredita-se que tal simplificação seja válida.

Os valores de $V_s^{\#}$ foram plotados em função da razão “ q/q_f ”, onde q_f representa o parâmetro de Lambe na ruptura. Desta forma, é possível verificar a evolução da rigidez ao longo do ensaio triaxial CW (fase de cisalhamento), desconsiderando os principais fatores influentes neste processo.

A Figura 210 apresenta os resultados de $V_s^{\#}$ normalizados em função da razão “ q/q_f ”, para os ensaios sem incremento de ar. A partir desta, verifica-se que, quanto maior o confinamento e menor a sucção, maior foi o dano causado na estrutura e, conseqüentemente, menor foi a rigidez do solo. Ainda, o efeito do confinamento se mostrou muito mais danoso devido à maior diferença registrada de $V_s^{\#}$.

Conforme mencionado no item 9.1, os corpos de prova ensaiados com tensão de confinamento líquida de 40 kPa apresentaram planos de ruptura bem definidos. Sendo assim, a presença de uma descontinuidade na amostra causou uma queda brusca de $V_s^{\#}$ pós-ruptura.

Ainda com relação à Figura 210, é possível notar, na maior tensão confinante líquida, que o dano criado na estrutura do solo se instalou desde o início do ensaio, pois houve uma contínua diminuição de $V_s^{\#}$.

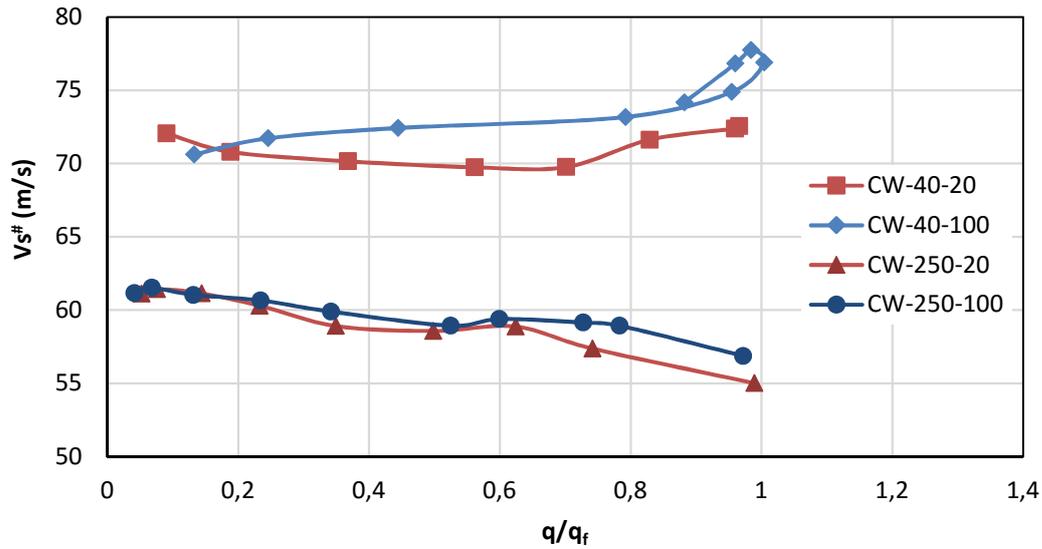


Figura 210 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios e das tensões principais efetivas, para os ensaios sem incremento de ar, no SRJ-T.

A avaliação do efeito do aumento da pressão de ar em $V_s^{\#}$ está ilustrada na Figura 211, na Figura 212 e na Figura 213.

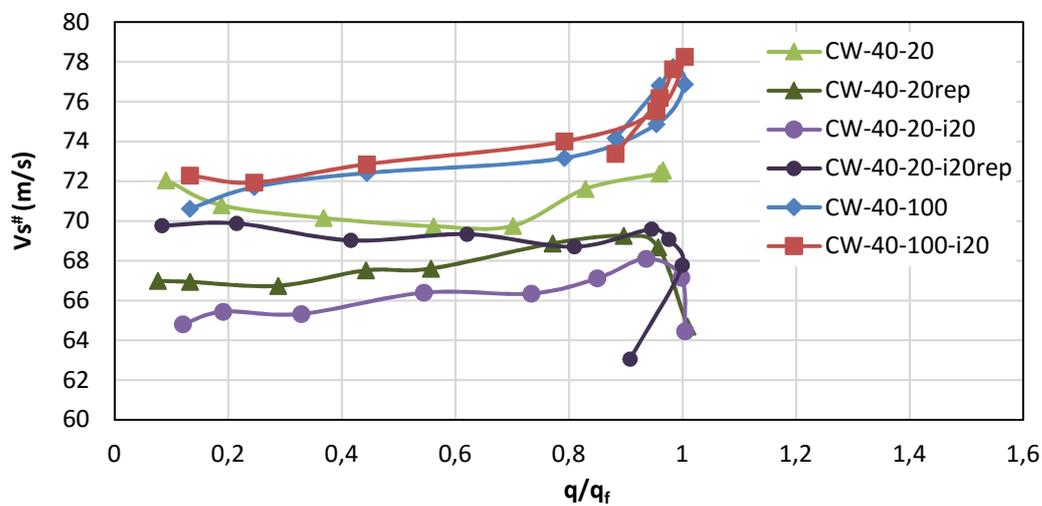


Figura 211 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios e das tensões principais efetivas, para os ensaios com e sem incremento de ar, tensão confinante líquida de 40 kPa, no SRJ-T.

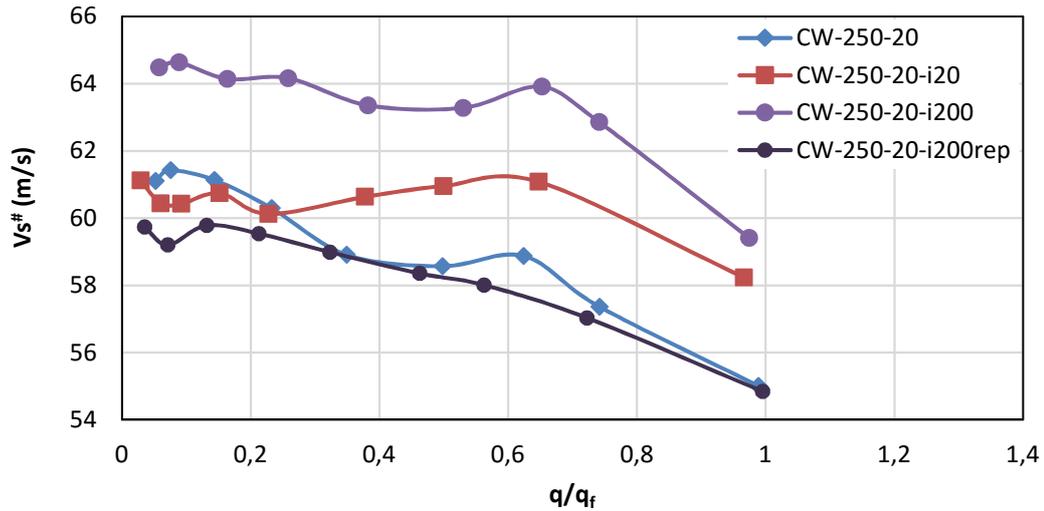


Figura 212 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios e das tensões principais efetivas, para os ensaios com e sem incremento de ar, tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 20 kPa, no SRJ-T.

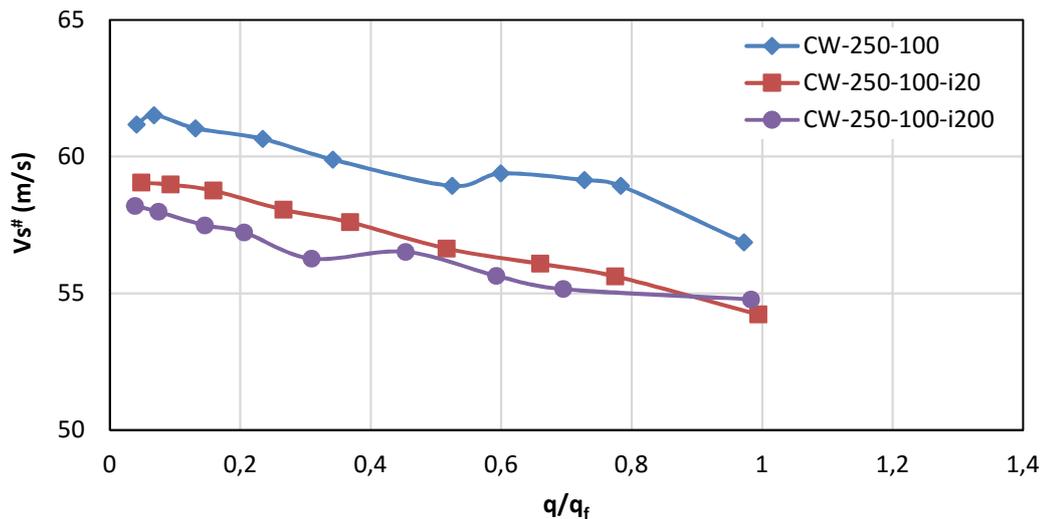


Figura 213 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios e das tensões principais efetivas, para os ensaios com e sem incremento de ar, tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 100 kPa, no SRJ-T.

Para o menor nível de confinamento ensaiado, Figura 211, verifica-se que o pulso de ar não alterou o comportamento do solo. Para o caso de sucção inicial de 20 kPa, houve uma maior dispersão nos resultados, indicando uma possível influência do aumento de ar na perda de rigidez do solo.

Para as duas sucções iniciais ensaiadas, observa-se que o dano na estrutura do material ocorreu somente próximo à ruptura, pois os valores de $V_s^{\#}$ foram mantidos praticamente constantes ao longo do cisalhamento. Ao se aproximar da ruptura, os

ensaios com sucção inicial de 20 kPa apresentaram somente queda brusca da rigidez e, os ensaios com sucção de 100 kPa, um aumento seguido da perda de rigidez.

No maior nível de confinamento, com sucção inicial de 20 kPa, Figura 212, o incremento de ar também não teve influência no comportamento do solo, de um modo geral. Somente um dos ensaios com incremento de 200 kPa que indicou um possível aumento da rigidez do solo.

Vale ressaltar que, como este parâmetro ($V_s^\#$) ainda sofre influência da estrutura natural do material, esta diferença identificada pode estar relacionada à heterogeneidade presente neste solo residual jovem.

Finalmente, na tensão confinante líquida de 250 kPa e com sucção inicial de 100 kPa, Figura 213, nota-se que o incremento de ar praticamente não alterou a rigidez do material. A pequena diferença dos valores de $V_s^\#$ também pode ser justificada pela variabilidade natural das amostras.

10

Ensaio triaxiais não saturados: avaliação dos resultados no colúvio de Tinguá (CT)

Este capítulo apresenta a segunda parte dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais não saturados com o solo coluvionar de Tinguá (CT). Da mesma forma que no Capítulo 9, a análise dos resultados é apresentada, em alguns casos, em conjunto com os resultados dos ensaios de compressão simples (apresentados nos Capítulos 6 e 7) e com os resultados dos ensaios triaxiais saturados, CIU (Capítulo 7).

Com o objetivo de facilitar a compreensão e comparação dos resultados obtidos, optou-se por seguir a mesma organização do que foi apresentado no solo residual jovem (Capítulo 9). Inicialmente se avalia os ensaios triaxiais não saturados, sem o incremento da pressão de ar; em seguida, mostra-se a avaliação do efeito do aumento da pressão de ar na resistência ao cisalhamento não saturada; e, por fim, são avaliadas as velocidades das ondas cisalhantes V_s com os *bender elements*.

Assim como no capítulo anterior, os termos “tensão de confinamento” e “nível de confinamento”, utilizados neste capítulo, referem-se à tensão confinante líquida ($\sigma - u_a$) aplicada nos ensaios.

10.1.

Ensaio triaxiais não saturados sem incremento de ar

Conforme descrito acima, a primeira análise neste solo envolve os resultados de quatro ensaios triaxiais não saturados, do tipo CW (teor de umidade constante), sem a aplicação de um incremento de ar. Nesta, verifica-se o comportamento do solo em dois níveis de tensão confinante líquida (40 e 250 kPa), para dois valores de sucção inicial (20 e 100 kPa).

A Tabela 38 apresenta os índices físicos dos ensaios CW no solo coluvionar de Tinguá, nomeados com o mesmo símbolo “CW-x-y”, onde x é a tensão confinante líquida e y é a sucção matricial inicial imposta no ensaio, em kPa.

Tabela 38 – Índices físicos obtidos após moldagem das amostras indeformadas e após o cisalhamento do tipo CW, no CT.

	Moldagem				Final			
	W _{inicial} (%)	ρ_t (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	e _{inicial}	S _{inicial} (%)	W _{final} (%)	e _{final}	S _{final} (%)
CW-40-20	25,70	1,73	1,37	0,94	72,99	24,77	0,98	67,26
Cw-40-100	24,72	1,72	1,38	0,93	70,76	23,61	0,94	66,84
CW-250-20	27,81	1,77	1,38	0,93	79,95	25,15	0,72	92,95
CW-250-100	26,22	1,69	1,34	0,98	70,85	25,09	0,84	79,48

Os resultados obtidos, para a tensão confinante líquida de 40 e de 250 kPa, estão dispostos na Figura 214 e na Figura 215, respectivamente. Em geral, o mesmo comportamento observado no solo residual jovem, descrito no item 9.1, pôde ser notado neste solo.

Comportamento tensão *versus* deformação axial

Ao analisar as curvas tensão *versus* deformação, é possível observar dois tipos de comportamento. Para o menor nível de confinamento, Figura 214a, verifica-se que o aumento de sucção inicial fez com que o solo passasse de um comportamento *strain-hardening* para dúctil.

Em contrapartida, igualmente ao encontrado no solo residual, o comportamento deste solo no maior nível de confinamento mostrou um endurecimento do material. Na Figura 215a, nota-se que não houve estabilização da tensão desviadora com a deformação axial, para os dois níveis de sucção ensaiados.

Ainda, com relação à tensão de confinamento líquida de 250 kPa, verifica-se que o aumento da sucção inicial não causou influência na resistência do solo. A pequena diferença encontrada pode ser explicada pela variabilidade natural das amostras indeformadas.

Além disso, conforme apresentado no Capítulo 6 desta tese, o colúvio de Tinguá apresenta comportamento bimodal, com um grande patamar na curva de retenção de umidade. Nesta curva (Figura 106) tanto a sucção de 20 como de 100 kPa correspondem praticamente ao mesmo valor de umidade gravimétrica, o que dificulta ainda mais a avaliação da resistência.

Assim como reportado na literatura, ao comparar a Figura 214a com a Figura 215a, nota-se que o aumento na tensão de confinamento líquida causou um aumento na resistência ao cisalhamento do solo. Em outras palavras, os resultados mostram que o aumento da resistência devido ao confinamento é maior que o devido ao aumento de sucção (para esta faixa de valores ensaiados).

Variação da sucção medida *versus* deformação axial

A variação da sucção ao longo do ensaio também apresentou comportamentos distintos no menor e no maior nível de confinamento (Figura 214b e Figura 215b).

Diferentemente do encontrado no solo residual jovem e do reportado por Georgetti (2010) e Maleki & Bayat (2012), a variação da sucção apresentou o mesmo comportamento nos dois ensaios realizados com tensão confinante líquida de 40 kPa. Tanto na sucção inicial de 20 como na de 100 kPa, a sucção inicialmente diminuiu e, a partir de deformações de 2 a 3%, esta passou a aumentar até o fim do ensaio.

A partir da Figura 214b, observa-se que o aumento da sucção inicial causou maior variação no valor da sucção (maior diminuição seguida de um maior aumento ao longo da deformação).

Por outro lado, ao analisar, na tensão confinante líquida de 250 kPa, a variação da sucção apresentou comportamento oposto, onde, para as duas sucções ensaiadas, verifica-se somente diminuição da sucção, com posterior estabilização deste parâmetro (Figura 215b).

Assim como reportado na literatura e descrito para o solo residual, quanto maior a sucção inicial imposta, maior foi a variação de sucção encontrada. Para 20 kPa de sucção matricial inicial, o decréscimo registrado foi de aproximadamente 20 kPa, e para 100 kPa, o mesmo foi de 62 kPa.

Vale ressaltar, que apesar de registrados valores negativos de sucção, acredita-se que a amostra alcançou a saturação neste ensaio, já que o grau de saturação calculado no fim do mesmo encontra-se próximo a 100%. Nesta situação, a sucção “negativa” do solo representa uma pressão da água positiva e, conseqüentemente, o princípio das tensões efetivas definido por Terzaghi volta a ser válido.

Deformação volumétrica versus deformação axial

Com relação à variação da deformação volumétrica em função da deformação axial, nota-se que o aumento na tensão de confinamento gerou mudança de comportamento do material de dilatante para contrátil.

Para 40 kPa de tensão líquida, Figura 214c, o solo apresentou contração inicial, seguida de dilatação até a deformação axial de 16%. Para a menor sucção ensaiada (20 kPa), a mudança de comportamento foi registrada para deformações próximas a 1,5%, e, para a maior (100 kPa), para deformações de 3%. Nos dois casos, os pontos de mudança encontram-se antes da máxima resistência do solo.

Da mesma forma que o solo residual e Georgetti (2010), o solo apresentou somente contração na maior tensão líquida ensaiada, Figura 215c, sem estabilização da deformação volumétrica até o fim do ensaio.

A partir destas análises, nota-se que neste material há uma relação entre a variação da sucção e a deformação volumétrica obtida. Nos casos onde o solo apresentou contração inicial seguida de dilatação (tensão de 40 kPa), a sucção diminuiu e depois aumentou até o fim do ensaio. Já nos casos onde o solo apresentou somente contração (tensão de 250 kPa), observou-se apenas diminuição da sucção ao longo da deformação axial.

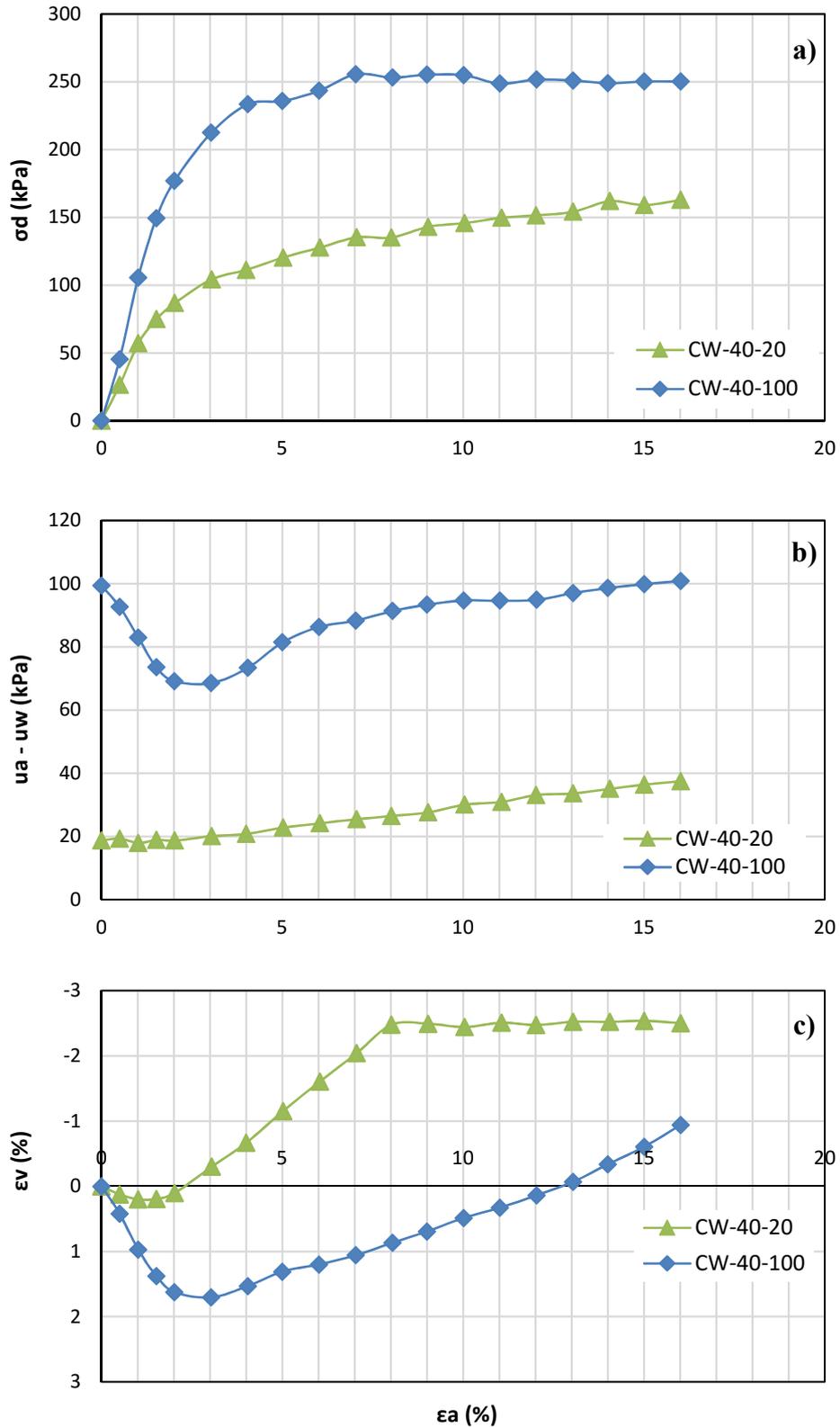


Figura 214 – Resultados dos ensaios do tipo CW, para a tensão confinante líquida de 40 kPa, no CT. A) Tensão desviadora *versus* deformação axial. B) Sucção matricial *versus* deformação axial. C) Deformação volumétrica *versus* deformação axial.

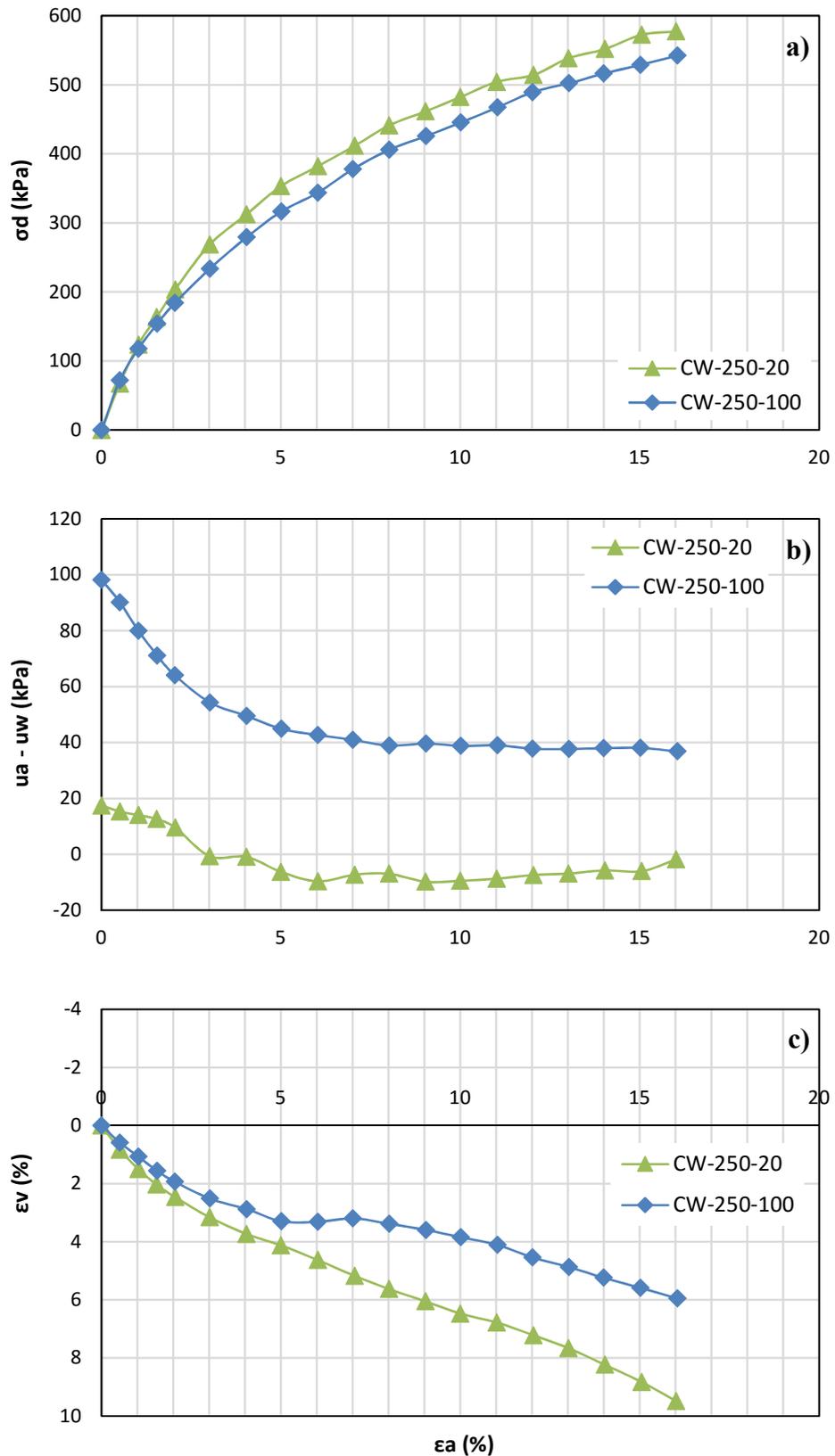


Figura 215 – Resultados dos ensaios do tipo CW, para a tensão confinante líquida de 250 kPa, no CT. A) Tensão desviadora *versus* deformação axial. B) Sucção matricial *versus* deformação axial. C) Deformação volumétrica *versus* deformação axial.

A Figura 216 ilustra os corpos de prova após os ensaios triaxiais CW descritos. Semelhantemente ao verificado no solo residual, não foi possível notar uma superfície de ruptura nos ensaios com maior nível de confinamento líquido.



Figura 216 – Corpos de prova do CT após os ensaios CW, para as tensões confinantes líquidas de 40 e 250 kPa, nas sucções matriciais iniciais de 20 e 100 kPa.

Trajétórias de tensões

As trajetórias de tensões apresentadas em termos de “*q versus* sucção matricial” estão dispostas na Figura 217 e na Figura 218, para a tensão líquida de 40 e 250 kPa, respectivamente.

No menor nível de confinamento, Figura 217, observam-se dois tipos de comportamento no desenvolvimento das trajetórias. Para a sucção inicial de 20 kPa, o aumento de “*q*” inicial praticamente não alterou o valor da sucção medida no solo.

Porém, a partir de um certo ponto, considerado este como sendo a ruptura, o aumento de “q” causou um aumento no valor da sucção.

Todavia, ainda na Figura 217, para a sucção inicial de 100 kPa, inicialmente já se verificou variação da sucção medida com o aumento de “q”. A mesma iniciou com redução do seu valor, chegando a até 68,5 kPa. A partir deste ponto, a trajetória alterou o sentido de desenvolvimento, onde o aumento de “q” gerou um acréscimo de sucção.

No maior nível de confinamento, Figura 218, nota-se o mesmo tipo de comportamento nos dois níveis de sucção ensaiados. Assim como no solo residual jovem, houve inicialmente uma maior variação (diminuição) da sucção medida com o aumento de “q”, tendendo à estabilização deste valor até o fim do ensaio.

Ainda, observa-se que quanto maior a sucção inicial imposta no solo, maior foi a variação da sucção ao longo deste.

Neste caso também não foi possível identificar uma região de ruptura através das trajetórias de tensões, e, com o intuito de determiná-la, seguiu-se a mesma metodologia descrita anteriormente (item 9.1).

Para a tensão de confinamento líquida de 250 kPa, adotou-se o critério baseado em deformações, a partir da adoção da tensão de ruptura no último ponto do ensaio, a 16% de deformação axial.

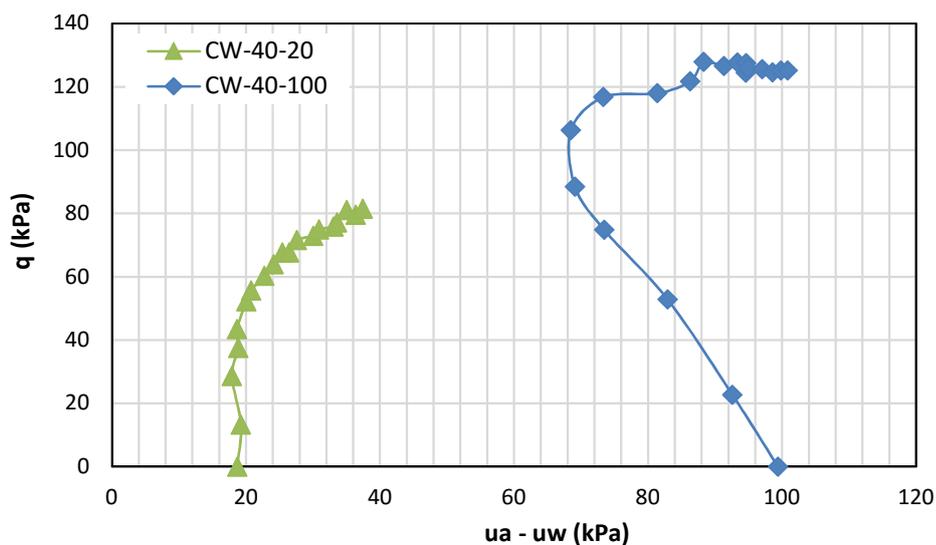


Figura 217 – Trajetórias de tensões dos ensaios CW com o CT, para a tensão confinante líquida de 40 kPa.

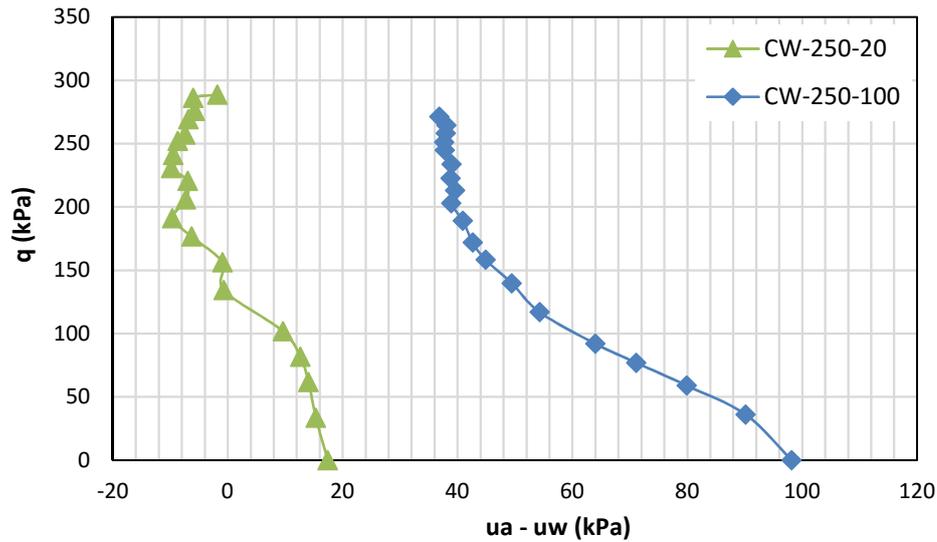


Figura 218 – Trajetórias de tensões dos ensaios CW com o CT, para a tensão confinante líquida de 250 kPa.

Envoltória de resistência

De posse dos valores de ruptura e assumindo ϕ' (dos ensaios CIU) constante para os diferentes valores de sucção, foi possível determinar então os interceptos coesivos “c”.

A Figura 219 e a Figura 220 apresentam os círculos de Mohr na ruptura e os respectivos valores de sucção para a tensão confinante líquida de 40 e de 250 kPa, respectivamente.

A partir da metodologia proposta por Rahardjo et al. (2004) e aplicada em Thu et al. (2006), observa-se que, na menor tensão confinante líquida (Figura 219), o aumento do intercepto coesivo com o aumento da sucção inicial imposta. Para a sucção inicial de 20 kPa (círculo azul com linha contínua) o valor obtido foi de 12,1 kPa e, para a sucção de 100 kPa (círculo vermelho com linha tracejada), foi de 48 kPa.

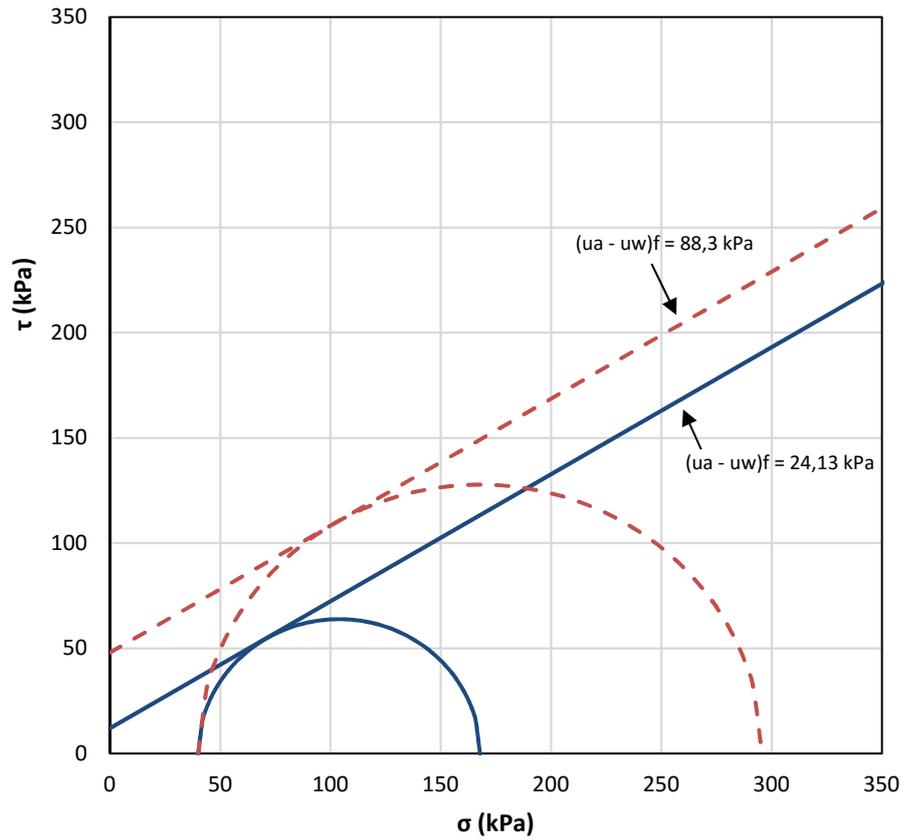


Figura 219 – Círculos de Mohr e interceptos coesivos dos ensaios CW no CT, para a tensão confinante líquida de 40 kPa.

Por outro lado, no maior nível de confinamento, Figura 220, observa-se somente um pequeno aumento do intercepto coesivo “c” para a sucção inicial de 20 kPa.

Para a sucção inicial de 100 kPa, a tensão desviadora de ruptura adotada foi um pouco menor que aquela obtida na situação saturada. Sendo assim, não foi possível determinar o valor de “c” neste ensaio.

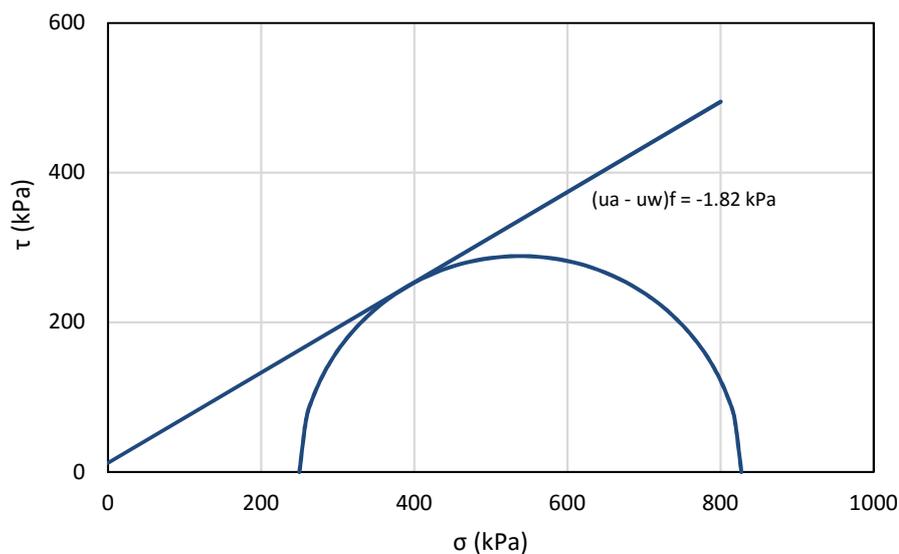


Figura 220 – Círculo de Mohr e intercepto coesivo do ensaio CW no CT, para a tensão confinante líquida de 250 kPa e sucção inicial de 20 kPa.

A Tabela 39 dispõe de todos os dados destes ensaios obtidos na ruptura. Ainda, para determinação da envoltória de resistência, estão apresentados os dados dos ensaios com sucção matricial igual a zero (ensaios CIU) e com tensão confinante líquida zero (ensaios CS). Nesta tabela, cabe as mesmas ressalvas feitas no solo residual jovem:

- As tensões desviadoras dos ensaios CIU foram obtidas considerando a envoltória de resistência Mohr-Coulomb determinada neste solo, com os parâmetros de $c' = 6,4$ kPa e $\phi' = 31,1^\circ$;

- Adotou-se o parâmetro de Bishop, χ , igual a 1 para os ensaios do tipo CIU, por serem ensaios realizados na condição saturada;

- Nos ensaios CS, as sucções de ruptura consideradas foram as obtidas pelo método do papel filtro, determinadas antes da compressão simples. Desta forma, considerou-se que as sucções iniciais e finais de cada ensaio foram as mesmas;

- Com a finalidade de comparação, foram utilizados somente os resultados dos ensaios CS na faixa de sucção ensaiada pelos ensaios CW;

- A determinação dos interceptos coesivos “c” dos ensaios CS foi realizada a partir dos parâmetros χ , já obtidos e apresentados no Capítulo 7, utilizando-se a equação 30 disposta no Capítulo 9.

- Nos ensaios CW, entretanto, fez-se o processo inverso. A partir dos interceptos coesivos “c” determinados pelos círculos de Mohr, obtiveram-se os parâmetros χ , isolando-se a equação 30.

Tabela 39 – Parâmetros de ruptura obtidos, para cada ensaio analisado, no CT.

	Ensaio		Ruptura				
	$\sigma_3 - u_a$ (kPa)	$(u_a - u_w)_i$ (kPa)	σ_d (kPa)	q (kPa)	$(u_a - u_w)_f$ (kPa)	c (kPa)	χ
CIU	40	0	109,50	54,75	0,00	6,4	1,00
CW	40	20	127,78	63,89	24,13	12,1	0,39
	40	100	255,61	127,81	88,30	48,0	0,78
CIU	250	0	550,00	275,00	0,00	6,4	1,00
CW	250	20	577,15	288,58	-1,82	12,1	-
	250	100	542,25	271,13	36,83	-	-
CS	0	56,30	91,45	45,73	56,30	25,82	0,57
	0	31,97	102,24	51,12	31,97	28,86	1,16
	0	6,14	70,10	35,05	6,14	19,79	3,62
	0	3,79	40,58	20,29	3,79	11,46	2,21

Os resultados das tensões desviadoras na ruptura *versus* sucção matricial na ruptura estão plotados na Figura 221. Descartando-se os pontos da maior tensão confinante líquida ensaiada, observa-se que o aumento da sucção causou um aumento não linear na resistência do solo.

Do mesmo modo que no solo residual jovem e nos ensaios saturados, quanto maior a tensão confinante, maior foi a resistência deste material.

Os resultados dos interceptos coesivos em função da sucção de ruptura, para as diferentes tensões confinantes líquidas, estão apresentados na Figura 222. Nesta, apresenta-se também o ajuste hiperbólico obtido nos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, por Caso (2014), e o ajuste obtido nos ensaios desta tese.

Ao excluir os pontos da maior tensão confinante líquida, observa-se que este solo apresentou um aumento hiperbólico do intercepto coesivo com a sucção, conforme a equação 34, com um R^2 de 0,62.

$$c = \frac{(u_a - u_w)}{0,829 + 0,0144(u_a - u_w)} \quad \text{eq. 34}$$

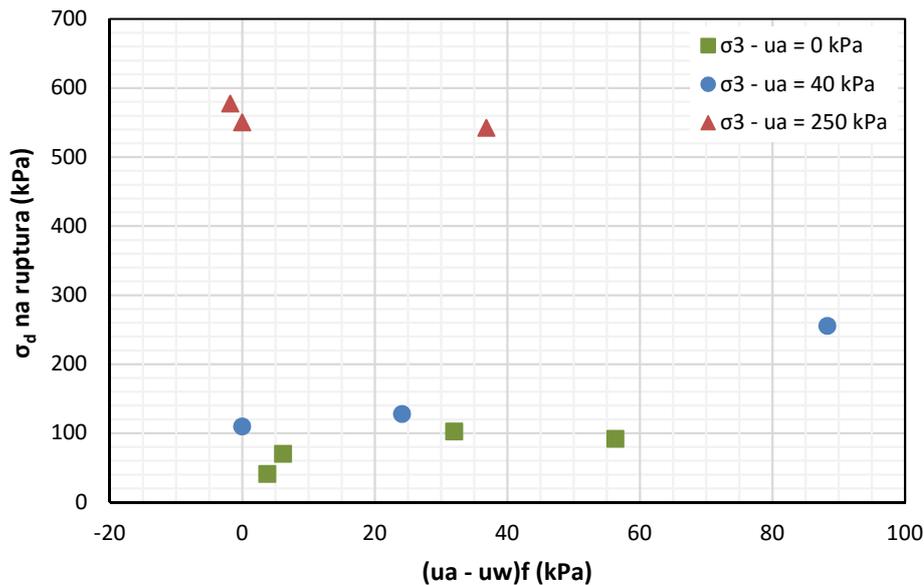


Figura 221 – Relação entre a tensão desviadora e a sucção matricial de ruptura, para as diferentes tensões confinantes líquidas, no CT.

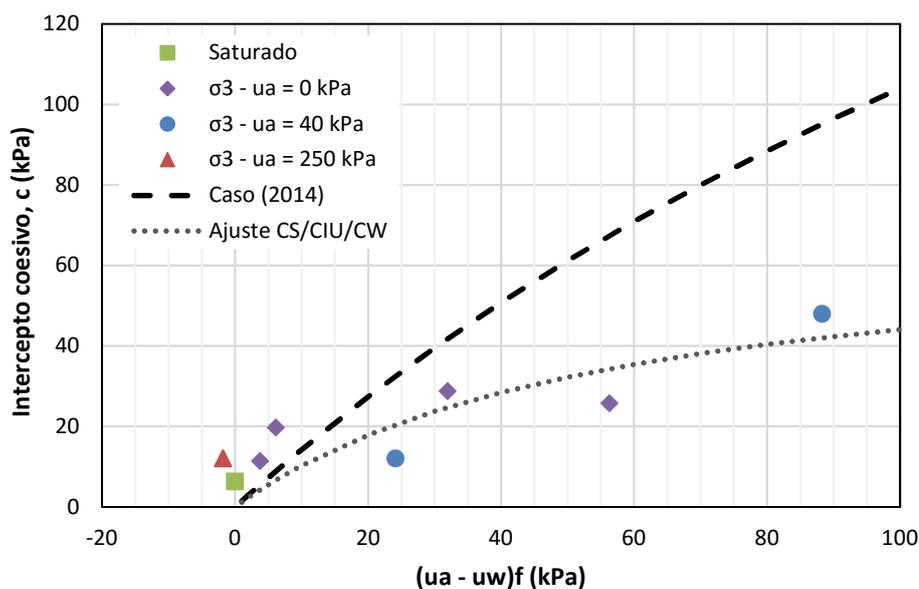


Figura 222 – Relação entre o intercepto coesivo e a sucção matricial de ruptura, para as diferentes tensões confinantes líquidas, no CT.

Ainda, com relação à Figura 222, e da mesma forma que no solo residual jovem, os interceptos coesivos obtidos a partir dos ensaios CS e CW se localizaram relativamente abaixo dos obtidos por Caso (2014), nos ensaios de cisalhamento direto considerados drenados (ao ar e à água). A coincidência nos valores de “c”

dos ajustes propostos foi verificada apenas para valores de sucção menores que 5 kPa.

Admitindo ϕ' constante para os diferentes níveis de sucção, verificou-se, então, que a envoltória 3D deste solo pode ser representada segundo a equação 35 abaixo. A ilustração desta equação, com os pontos de ruptura definidos neste trabalho, encontra-se disposta na Figura 223.

$$q = \frac{(u_a - u_w)}{0,829 + 0,0144(u_a - u_w)} \cos 31,1^\circ + (p - u_a) \sin 31,1^\circ \quad \text{eq. 35}$$

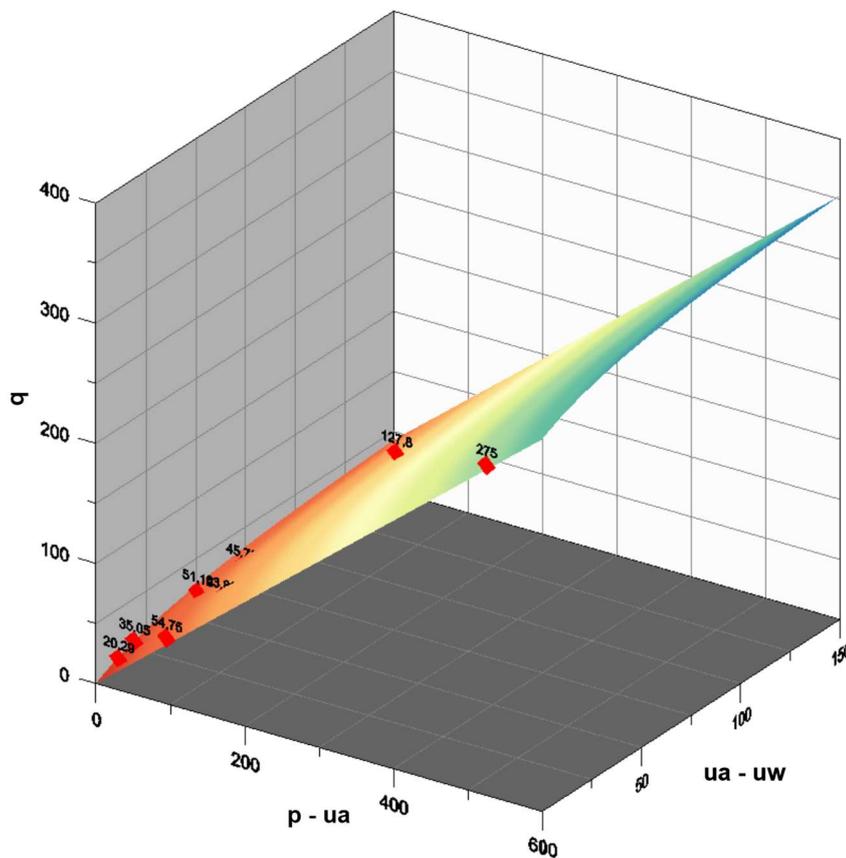


Figura 223 – Envoltória 3D para o CT definida a partir dos ensaios CS e CW.

Avaliação do parâmetro de Bishop χ

A última análise neste item está relacionada à determinação do parâmetro χ de Bishop e com o ajuste proposto por Khalili & Khabbaz (1998).

A Figura 224 apresenta os valores de χ determinados em cada ensaio (compressão simples e triaxial não saturado) em função da sucção matricial de

ruptura. Como não foi possível determinar o intercepto coesivo na maior tensão confinante líquida, conseqüentemente, não se obteve o valor de χ destes ensaios.

A partir desta figura, nota-se que o incremento de sucção causou um decréscimo do parâmetro χ , onde a tendência de diminuição foi praticamente a mesma nos dois ensaios analisados. Vale relembrar que neste solo foram obtidos valores de χ maiores que 1 somente nos ensaios CS.

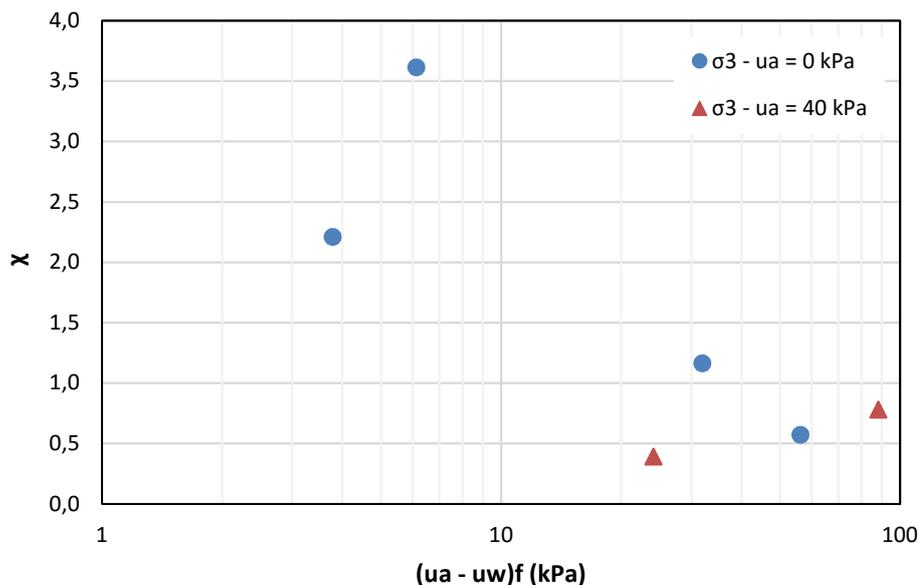


Figura 224 – Relação entre o parâmetro χ e a sucção matricial de ruptura, para as diferentes tensões confinantes líquidas, no CT.

Plotando-se os parâmetros χ em função da sucção de ruptura normalizada pela entrada de ar, obteve-se o gráfico da Figura 225. Neste, é indicado também a proposta de ajuste de χ de Khalili & Khabbaz (1998) e a equação de ajuste obtida dos ensaios CS para todos os solos, da Figura 158, Capítulo 7.

Nesta verificação, cabe a mesma ressalva feita no solo residual jovem. Apesar do valor de entrada de ar deste solo corresponder à situação sem confinamento, empregou-se o mesmo valor nos ensaios CW, devido à falta de dados nas outras tensões confinantes líquidas ensaiadas.

Os resultados obtidos após normalização mostram que os pontos dos ensaios CS e CW no colúvio encontram-se também em uma mesma faixa de dispersão, localizados acima da reta de ajuste proposta por Khalili & Khabbaz (1998).

Neste solo verifica-se ainda que, exceto os ensaios CW-250 kPa, os ensaios triaxiais para 40 kPa de confinamento líquido também se adequaram à equação de ajuste proposta nos ensaios CS.

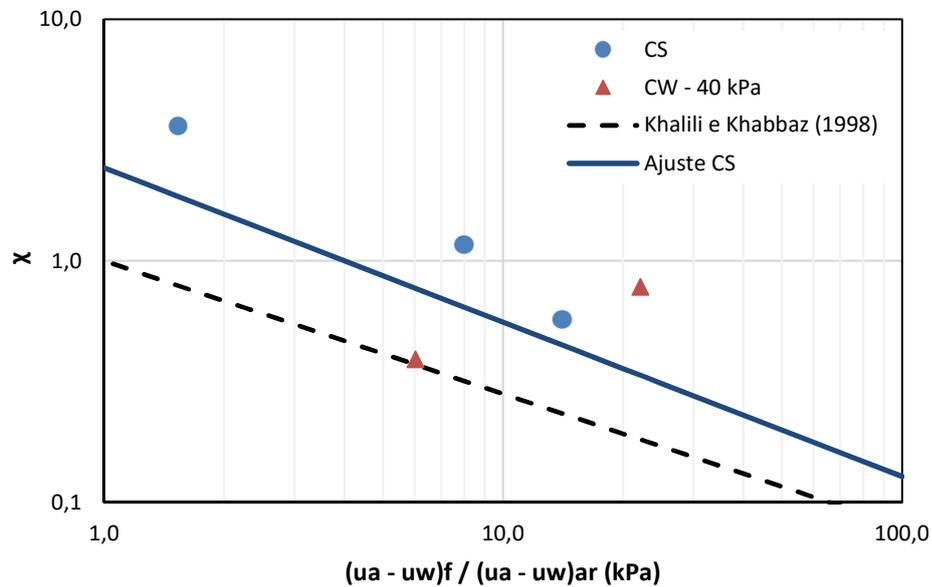


Figura 225 – Valores de χ versus sucção normalizada, em escala log-log, dos ensaios CS e CW, no CT.

10.2.

Ensaio triaxiais não saturados com incremento de ar

Este item aborda os resultados obtidos nos ensaios triaxiais do tipo CW, com incremento da pressão de ar, no colúvio de Tinguá (CT). Visando comparar este efeito na resistência do solo, serão apresentados, em alguns casos, os resultados obtidos nos ensaios sem incremento de ar, já descritos no item 10.1.

A Tabela 40 apresenta os índices físicos da moldagem e após a realização dos ensaios. Optou-se por seguir a mesma nomenclatura já mencionada no item 9.2, onde a simbologia utilizada foi “CW-x-y-iz”, com x representando a tensão confinante líquida, y, a sucção matricial inicial imposta no ensaio e z, o valor de incremento de ar imposto, em kPa.

Tabela 40 – Índices físicos obtidos após moldagem das amostras indeformadas e após o cisalhamento do tipo CW, com incremento de ar, no CT.

	Moldagem					Final		
	$W_{inicial}$ (%)	ρ_t (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	$e_{inicial}$	$S_{inicial}$ (%)	W_{final} (%)	e_{final}	S_{final} (%)
CW-40-20-i20	28,81	1,58	1,22	1,17	65,31	26,63	1,08	65,61
CW-40-100-i20	24,90	1,73	1,38	0,93	71,60	26,63	1,05	67,49
CW-250-20-i20	28,18	1,77	1,38	0,92	81,27	28,17	0,80	93,70
CW-250-20-i200	25,47	1,62	1,29	1,07	63,51	26,30	0,89	78,63
CW-250-100-i20	26,24	1,75	1,38	0,92	75,63	24,87	0,77	85,95
CW-250-100-i200	26,67	1,71	1,35	0,97	73,35	25,14	0,78	85,77

Os resultados obtidos nestes seis ensaios com incremento da pressão de ar (de 20 e de 200 kPa) estão plotados nos gráficos da Figura 226, da Figura 227 e da Figura 228.

A Figura 226 apresenta os resultados obtidos de todos os ensaios realizados com a tensão confinante líquida de 40 kPa. Nesta, encontram-se os dados dos ensaios sem incremento de ar e com incremento de 20 kPa.

Para os resultados dos ensaios com tensão confinante líquida de 250 kPa, optou-se por separá-los em duas figuras, a partir da sucção matricial inicial imposta. A Figura 227 apresenta os dados dos ensaios com sucção inicial de 20 kPa (sem incremento e com incremento de 20 e de 200 kPa) e a Figura 228, os dados dos ensaios com sucção de 100 kPa (sem incremento e com incremento de 20 e de 200 kPa).

De um modo geral, observa-se que o aumento da pressão do ar, antes do cisalhamento do solo, não alterou o comportamento do colúvio. A variação da tensão desviadora, da sucção matricial e da deformação volumétrica em função da deformação axial seguiram a mesma tendência descrita nos ensaios sem o incremento de ar.

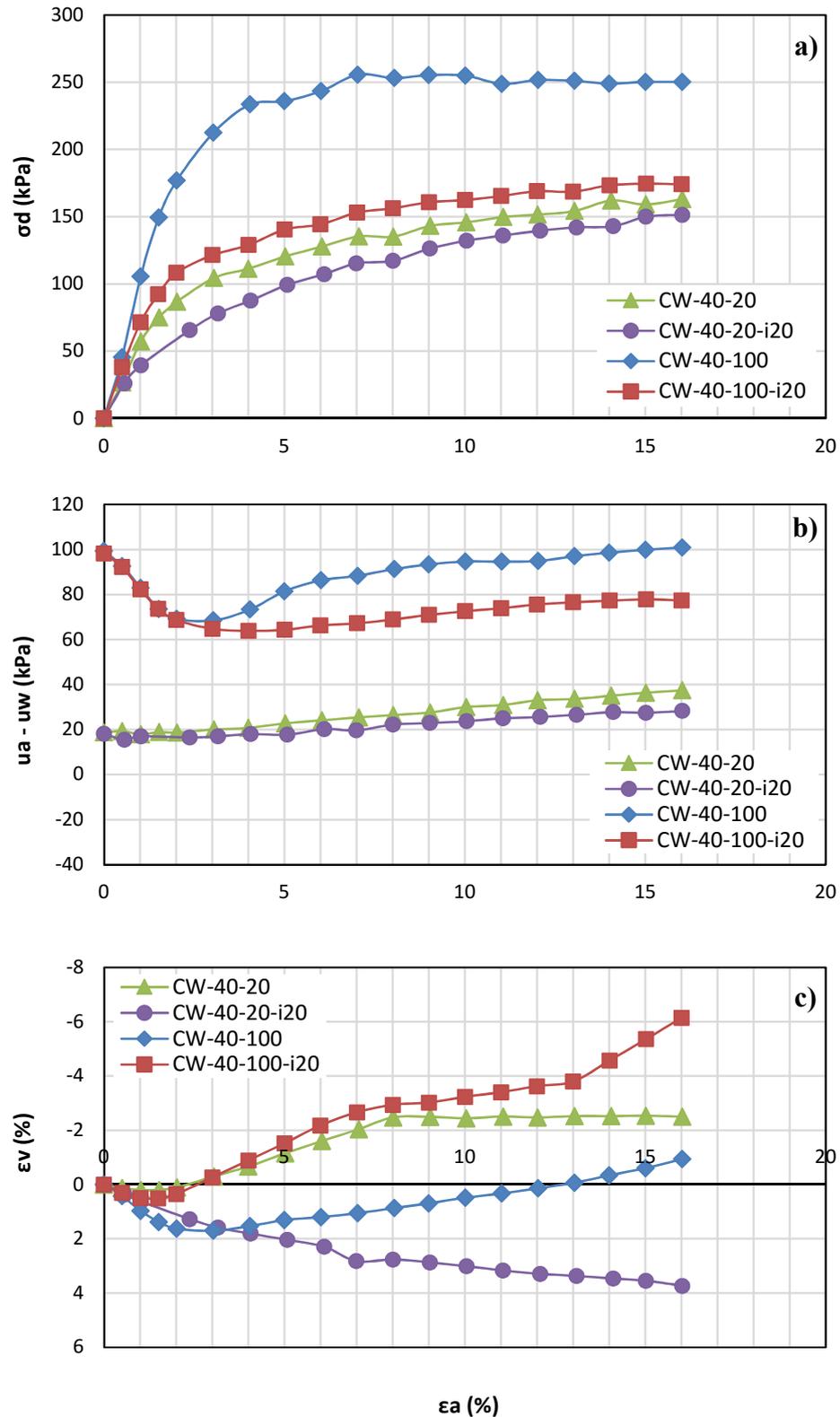


Figura 226 – Resultados dos ensaios do tipo CW, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 40 kPa, no CT. A) Tensão desviadora *versus* deformação axial. B) Sucção matricial *versus* deformação axial. C) Deformação volumétrica *versus* deformação axial.

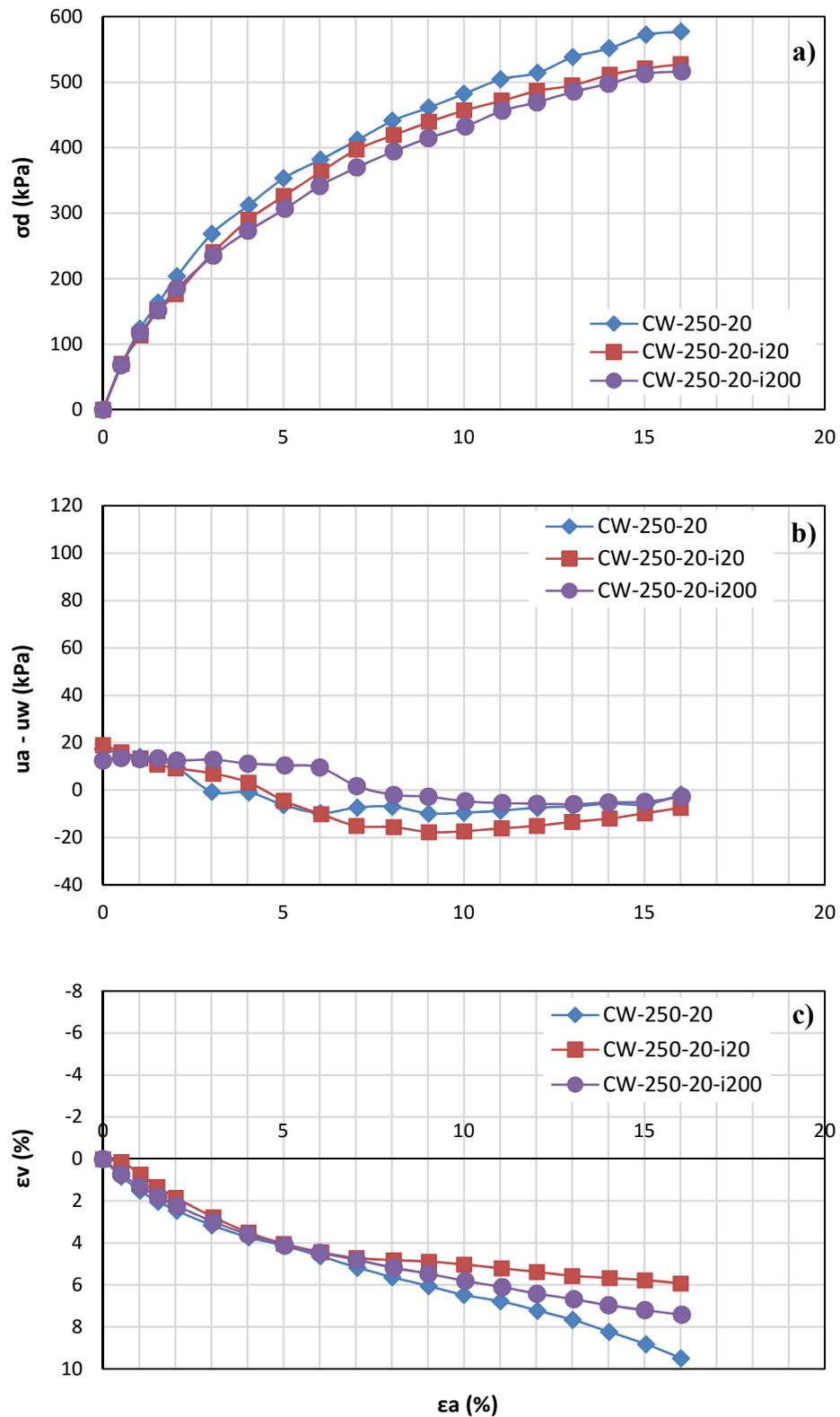


Figura 227 – Resultados dos ensaios do tipo CW, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 20 kPa, no CT. A) Tensão desviadora *versus* deformação axial. B) Sucção matricial *versus* deformação axial. C) Deformação volumétrica *versus* deformação axial.

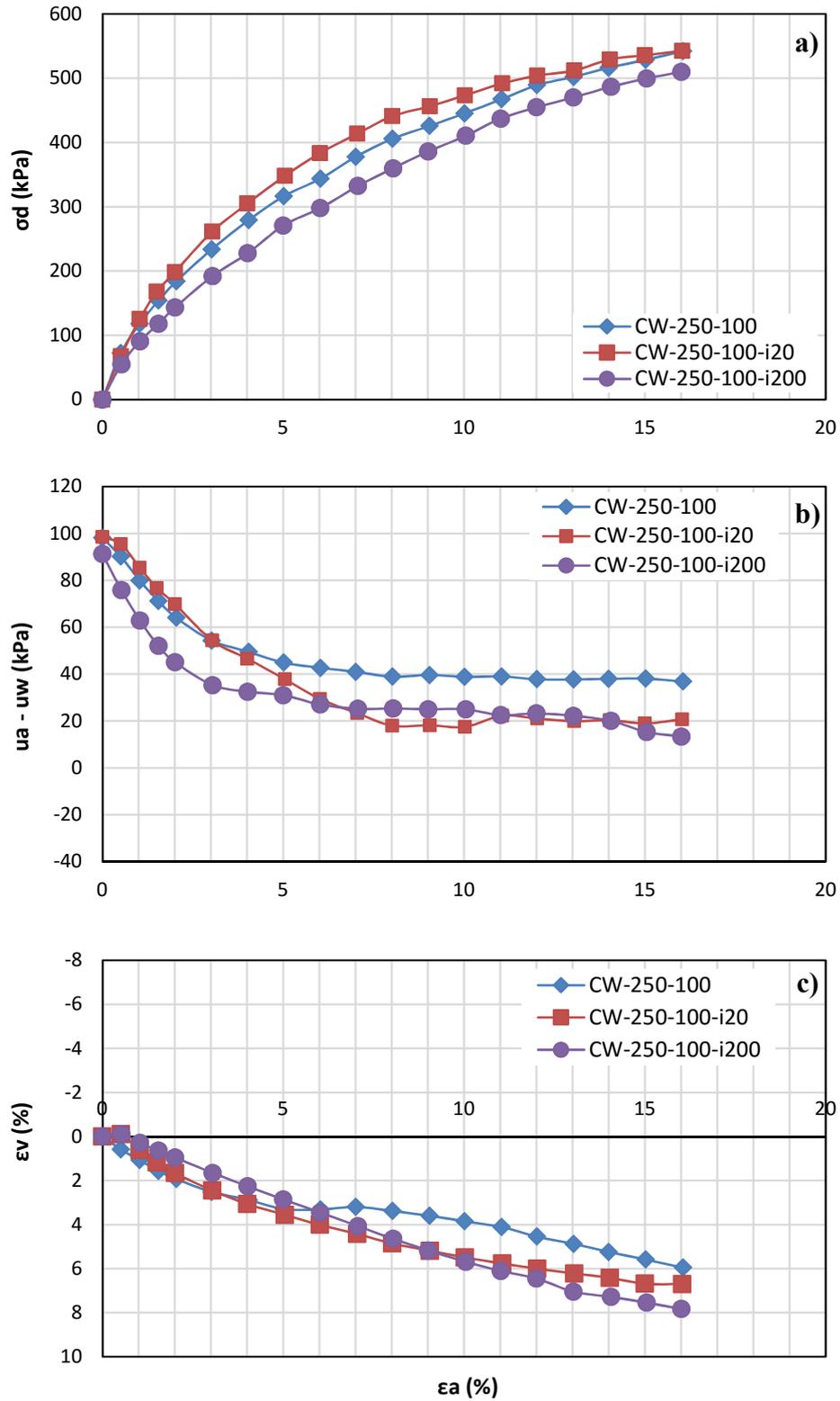


Figura 228 – Resultados dos ensaios do tipo CW, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 100 kPa, no CT. A) Tensão desviadora *versus* deformação axial. B) Sucção matricial *versus* deformação axial. C) Deformação volumétrica *versus* deformação axial.

Comportamento tensão *versus* deformação axial

A partir da Figura 226a, observa-se que o incremento de ar causou uma diminuição na rigidez do colúvio, nas duas sucções iniciais impostas. E, quanto maior a sucção imposta, maior foi a perda registrada.

Com relação ao maior nível de confinamento, verifica-se uma pequena variabilidade nas curvas “tensão desviadora *versus* deformação axial”, onde praticamente não se observou um efeito significativo do aumento da pressão de ar na resistência.

Para a sucção inicial de 20 kPa, Figura 227a, quanto maior o incremento de ar, maior foi a perda de rigidez do material. No entanto, para a sucção de 100 kPa, Figura 228a, não foi observado um padrão bem definido.

Variação da sucção medida *versus* deformação axial

O efeito do incremento na variação da sucção matricial não causou também mudança no comportamento já verificado sem o incremento de ar.

Para a tensão confinante líquida de 40 kPa, Figura 226b, verifica-se, nas duas sucções iniciais ensaiadas, uma diminuição inicial com posterior aumento da sucção matricial medida.

Ao comparar os ensaios com e sem incremento de ar, é possível observar que o efeito deste aumento não alterou a variação da sucção nas menores deformações. Somente após a mudança de comportamento deste parâmetro é que se nota um menor aumento da sucção nos ensaios com incremento.

Na tensão confinante líquida de 250 kPa, Figura 227b e Figura 228b, o aumento da pressão de ar praticamente não alterou a variação da sucção medida ao longo dos ensaios.

Cabe ressaltar que em todos os ensaios realizados com sucção inicial de 20 kPa, Figura 227b, a sucção alcançou valores negativos, o que representaria pressão da água positiva.

Contudo, ao analisar o grau de saturação final destes ensaios com incremento de ar, verifica-se que, em um dos casos (CW-250-20-i200), este parâmetro não atingiu um valor próximo a 100%. Nesta situação, portanto, não se encontrou uma resposta definitiva, já que diversos fatores podem influenciar neste processo (estrutura do solo bimodal, técnica de translação de eixos, presença de ar ocluso, entre outros).

Deformação volumétrica *versus* deformação axial

Com relação à variação da deformação volumétrica em função da deformação axial, observa-se um maior efeito do incremento na menor tensão de confinamento.

A partir da Figura 226c, é possível verificar dois tipos de comportamento, em função da sucção inicial imposta. Para 20 kPa de sucção inicial, nota-se que o colúvio mudou de comportamento, passando de dilatante para contrátil. Já, na sucção de 100 kPa, o incremento de ar intensificou a dilatação registrada neste solo.

Nos ensaios com a maior tensão de confinamento, Figura 227c e Figura 228c, o incremento de ar não alterou o comportamento do solo, onde para todos os casos ensaiados o mesmo só apresenta contração.

Trajatórias de tensões

As trajetórias de tensões, definidas em termos de “ q *versus* sucção matricial” estão dispostas na Figura 229, na Figura 230 e na Figura 231. Nestas também são apresentados os resultados dos ensaios com e sem o incremento da pressão de ar.

O desenvolvimento das trajetórias de tensões, dos ensaios com incremento de ar, seguiu, de um modo geral, a mesma tendência já descrita no item 10.1, para os ensaios sem incremento de ar.

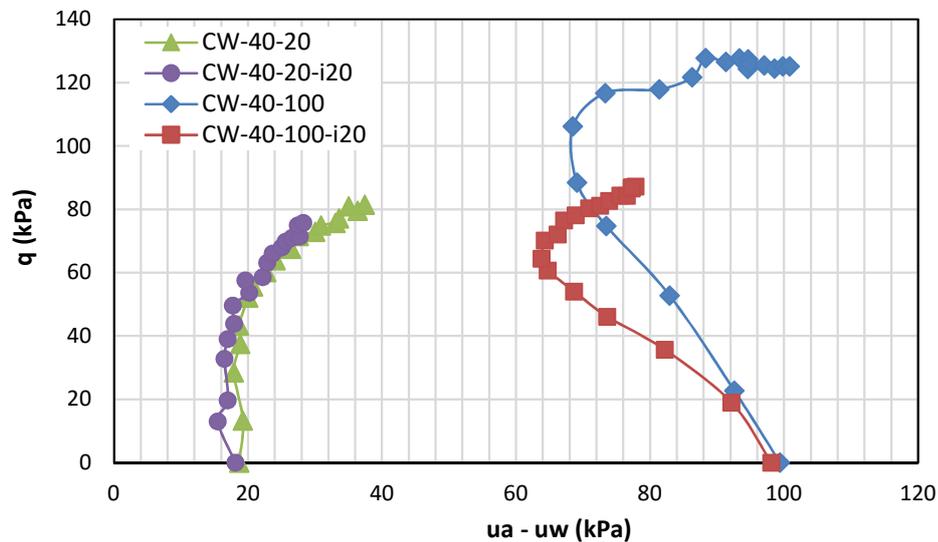


Figura 229 – Trajetórias de tensões dos ensaios CW no CT, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 40 kPa.

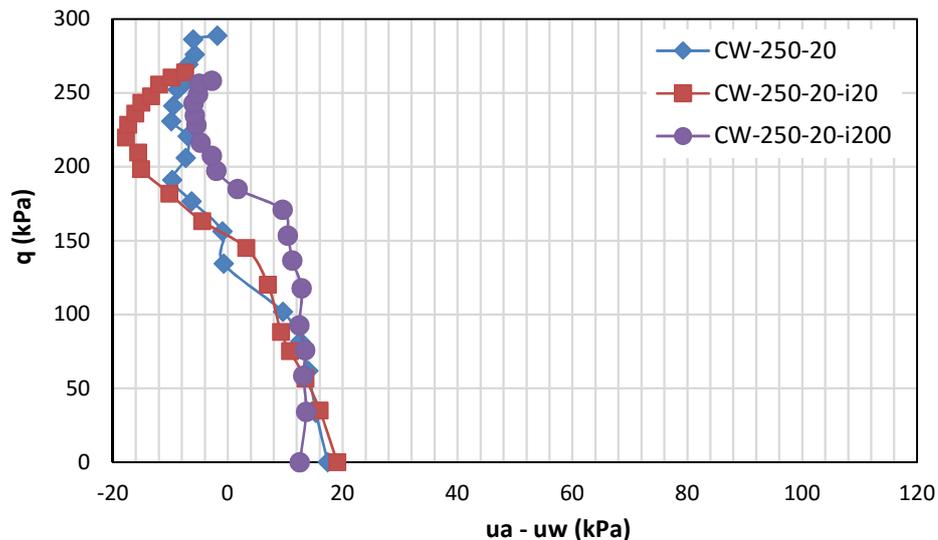


Figura 230 – Trajetórias de tensões dos ensaios CW no CT, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 250 kPa e sucção inicial de 20 kPa.

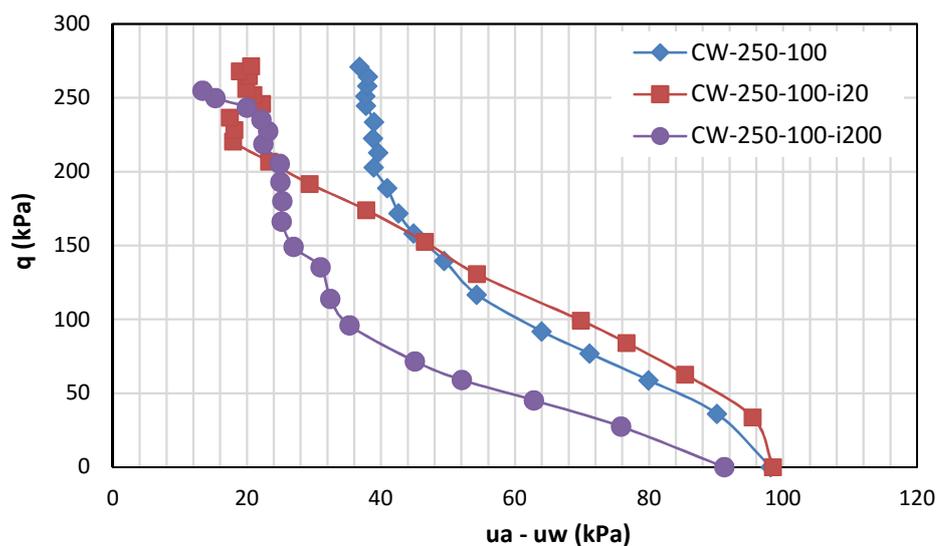


Figura 231 – Trajetórias de tensões dos ensaios CW no CT, com e sem incremento de ar, para a tensão confinante líquida de 250 kPa e sucção inicial de 100 kPa.

Na Figura 229 verifica-se que o efeito do incremento foi mais significativo para o ensaio com sucção inicial de 100 kPa. Neste, o ponto de mudança de sentido da trajetória (região identificada como de ruptura) situa-se bem mais abaixo que o determinado no ensaio sem incremento.

Para os ensaios com sucção inicial igual a 20 kPa e tensão confinante líquida de 40 kPa, observa-se uma perda de resistência do colúvio, mas de menor intensidade.

Nos ensaios realizados sob maior nível de confinamento, Figura 230 e Figura 231, nota-se também que o aumento da pressão do ar praticamente não alterou o desenvolvimento das trajetórias já descritas anteriormente. A pequena variabilidade observada pode ser explicada pela variabilidade natural do solo. Nestes ensaios optou-se também por definir os pontos de ruptura considerando o último ponto do ensaio, a 16% de deformação axial.

Envoltória de resistência

De posse das tensões desviadoras e das respectivas sucções de ruptura, foi possível comparar o efeito do incremento de ar na resistência do colúvio.

A Tabela 41 apresenta os valores obtidos, dispostos na forma gráfica conforme Figura 232.

Tabela 41 – Parâmetros de ruptura obtidos, para os ensaios com incremento de ar, no CT.

	Ensaio			Ruptura		
	$\sigma_3 - u_a$ (kPa)	$(u_a - u_w)_i$ (kPa)	incremento (kPa)	σ_d (kPa)	q (kPa)	$(u_a - u_w)_f$ (kPa)
CW	40	20	-	127,78	63,89	24,13
	40	20	20	115,22	57,61	19,64
	40	100	-	255,61	127,81	88,30
	40	100	20	153,00	76,50	67,21
	250	20	-	577,15	288,58	-1,82
	250	20	20	527,53	263,77	-7,42
	250	20	200	516,51	258,26	-2,73
	250	100	-	542,25	271,13	36,83
	250	100	20	542,84	271,42	20,66
	250	100	200	509,80	254,90	13,38

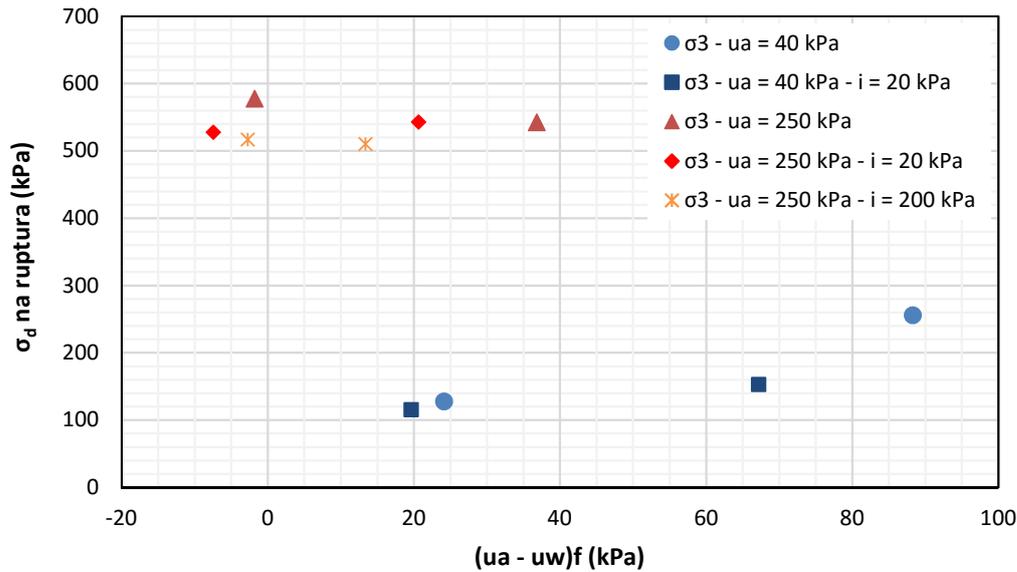


Figura 232 – Relação entre a tensão desviadora e a sucção matricial de ruptura, para as diferentes tensões confinantes líquidas, com e sem incremento de ar, no CT.

A partir dos resultados obtidos, observa-se que o aumento da pressão de ar foi mais significativo no menor nível de tensão ensaiado (tensão confinante líquida de 40 kPa), onde, para as sucções iniciais de 20 e 100 kPa, houve uma perda de resistência do material.

Para a tensão confinante líquida de 250 kPa, verifica-se também uma pequena diminuição da resistência, nas sucções e nos incrementos utilizados, onde quanto maior o incremento, maior a perda registrada. Porém, devido à variabilidade natural do solo, não se pode descrever um comportamento conclusivo sobre a atuação deste aumento de pressão.

10.3.

Avaliação das velocidades de ondas cisalhantes

O último item deste capítulo apresenta os resultados obtidos com a instrumentação de *bender elements* nos ensaios triaxiais CW. Da mesma forma que no solo residual jovem, serão apresentados os dados de velocidades de ondas cisalhantes V_s ao invés do módulo de cisalhamento máximo G_0 .

Após a colocação das amostras na prensa triaxial, realizaram-se leituras de ondas S com o solo ainda na condição de umidade inicial. O valor médio obtido de V_s para o colúvio de Tinguá foi de 143 m/s.

Vs versus deformação axial

A evolução destas velocidades ao longo do cisalhamento, nos ensaios sem incremento de ar, pode ser visualizada na Figura 233. A partir desta, verifica-se que quanto maior o confinamento e maior a sucção inicial imposta, maior foi a velocidade cisalhante registrada.

Nos ensaios com tensão confinante líquida de 40 kPa, a variação da sucção inicial de 20 para 100 kPa gerou um ganho maior de Vs que nos ensaios com tensão líquida de 250 kPa. Porém, vale ressaltar que, como estes dados são influenciados principalmente pelo índice de vazios e pelas tensões principais efetivas, a melhor forma de avaliação é após as normalizações.

Com o aumento da deformação axial, o único ensaio que apresentou uma região de pico de Vs foi o CW-40-100. Neste ensaio é possível observar que houve um aumento de Vs até valores de deformação próximos a 4%, seguido de uma diminuição até a última leitura registrada.

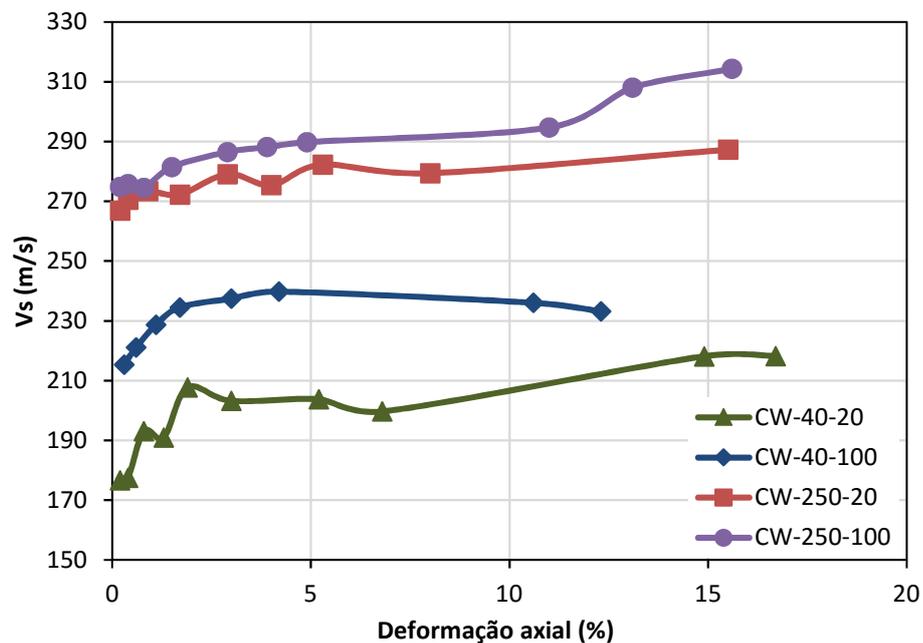


Figura 233 – Velocidades das ondas cisalhantes para os ensaios sem incremento de ar, no CT.

A Figura 234, a Figura 235 e a Figura 236 apresentam a evolução de Vs para os ensaios com e sem o incremento de ar.

Na tensão confinante líquida de 40 kPa, Figura 234, os dois ensaios com incremento de ar demonstraram a perda de rigidez do solo quando comparados aos ensaios sem incremento. Apesar de registrada a perda de rigidez, verifica-se que a evolução das velocidades ao longo da deformação axial não foi modificada.

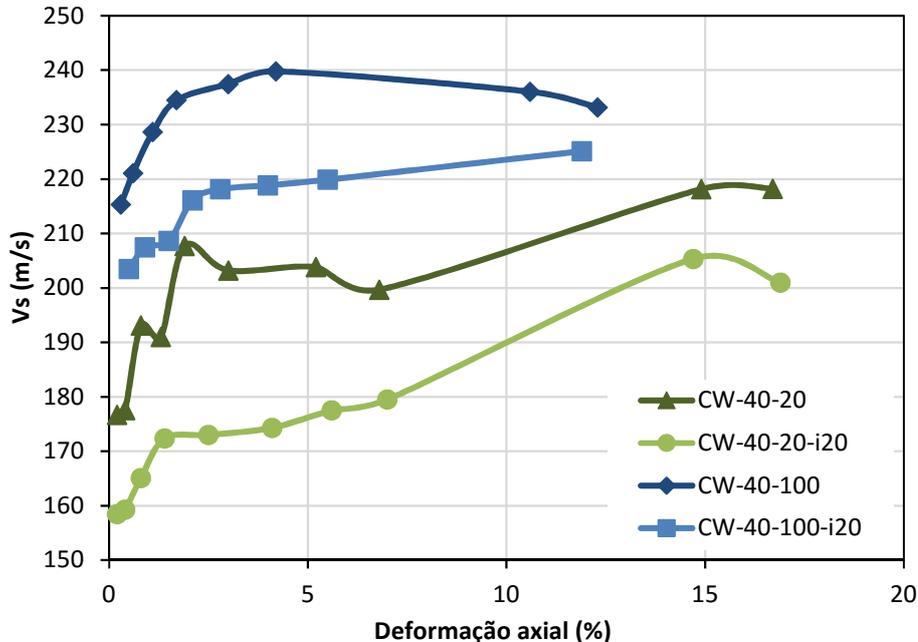


Figura 234 – Velocidades das ondas cisalhantes para os ensaios com tensão confinante líquida de 40 kPa, com e sem incremento de ar, no CT.

Da mesma forma que no solo residual, para a tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 20 kPa, Figura 235, o único incremento que causou a perda de rigidez do colúvio foi o de menor intensidade (20 kPa). Para o maior incremento (200 kPa), verifica-se que não houve variação de V_s em relação ao ensaio sem incremento.

Já, para a tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 100 kPa, Figura 236, os dois incrementos foram sentidos pela estrutura do material. Ainda, quanto maior o incremento imposto, menor foi o valor de V_s registrado. Ressalta-se aqui que o menor incremento, de 20 kPa, refletiu na perda de rigidez do solo somente nas maiores deformações (acima de 10%).

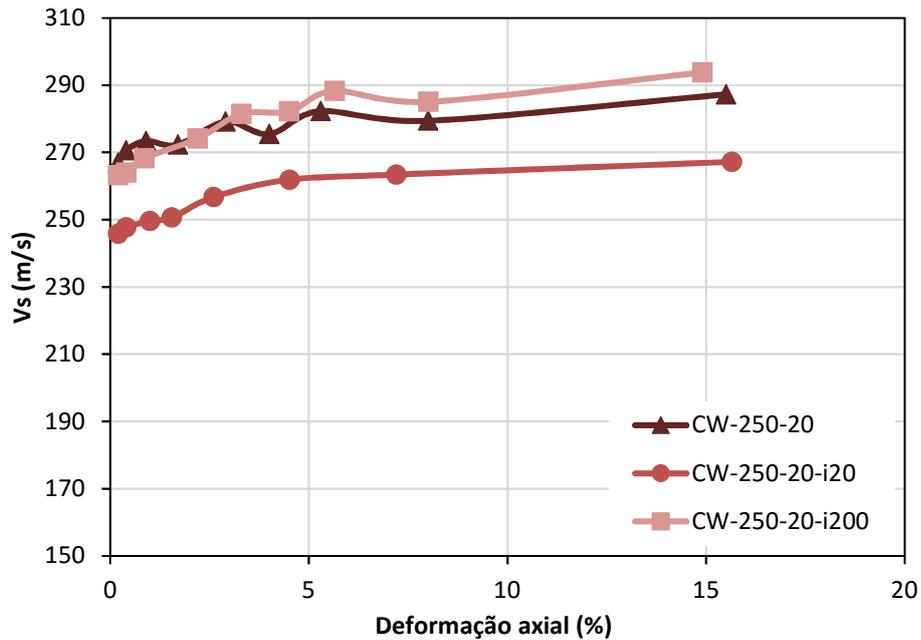


Figura 235 – Velocidades das ondas cisalhantes para os ensaios com tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 20 kPa, com e sem incremento de ar, no CT.

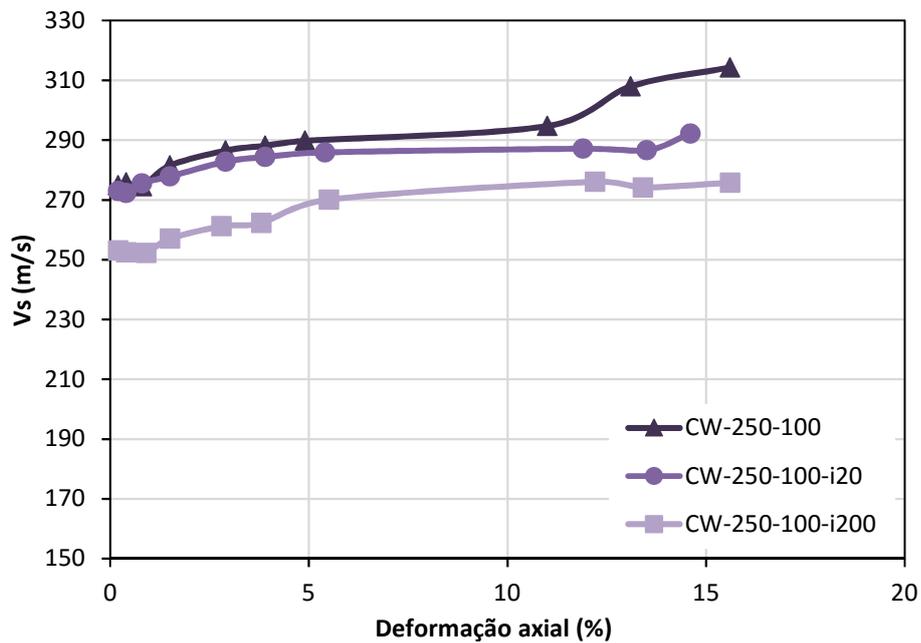


Figura 236 – Velocidades das ondas cisalhantes para os ensaios com tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 100 kPa, com e sem incremento de ar, no CT.

Ao analisar o efeito do incremento de ar em cada amostra individualmente, a partir da Tabela 42, verifica-se diminuição de V_s em todos os ensaios.

Para o menor nível de confinamento, a maior queda de V_s registrada foi no ensaio com sucção inicial de 100 kPa. Em contrapartida, para o maior nível, a diminuição de V_s foi independente da sucção inicial imposta, onde quanto maior o incremento, maior foi a perda de rigidez.

Tabela 42 – Velocidades das ondas cisalhantes antes e após o incremento de ar, no CT.

Ensaio	V_s antes (m/s)	V_s após (m/s)
CW-40-20-i20	161,39	158,88
CW-40-100-i20	205,49	191,95
CW-250-20-i20	250,16	247,69
CW-250-20-i200	268,03	258,50
CW-250-100-i20	275,12	272,15
CW-250-100-i200	254,92	246,18

V_s normalizada em função do índice de vazios (V_s^*)

Assim como no solo residual jovem, foi realizada a primeira normalização de V_s em função do índice de vazios. Para este solo também foi utilizada a equação proposta por Hardin (1978), equação 18, onde a velocidade normalizada (V_s^*) foi obtida a partir da equação 25 (Capítulo 6).

A Figura 237 apresenta a normalização feita em função de p' , para os ensaios sem o incremento de ar.

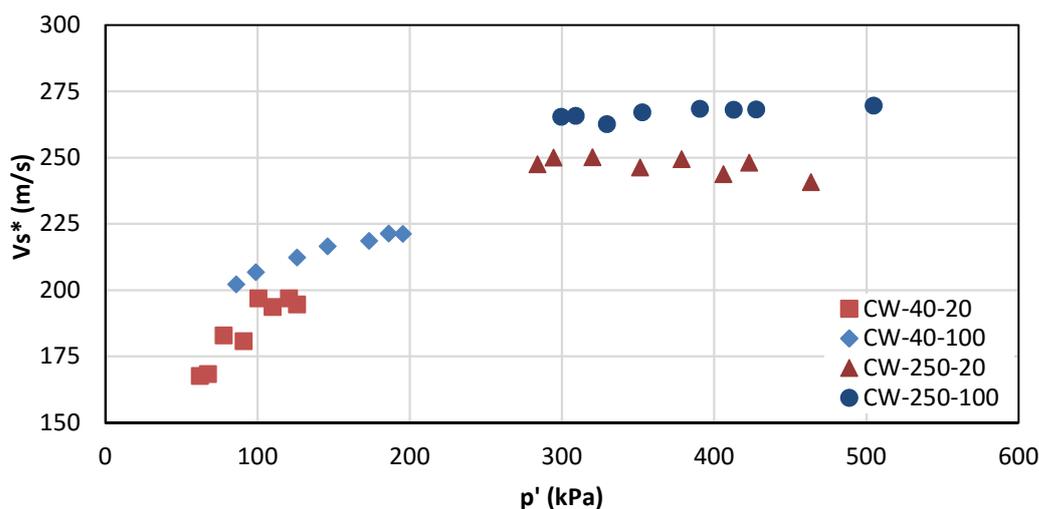


Figura 237 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios, para os ensaios sem incremento de ar, no CT.

Os resultados obtidos mostraram que quanto maior o confinamento e sucção matricial imposta, maior foi o valor de V_s^* normalizada.

Semelhantemente ao solo residual, dois tipos de comportamento podem ser verificados nesta figura, onde o aumento de p' causou uma maior variação (aumento) de V_s normalizada na menor tensão confinante líquida. Para a tensão de 250 kPa, o aumento de p' não alterou o valor de V_s^* .

A normalização de V_s em função do índice de vazios, para os ensaios com incremento de ar, seguiu a mesma tendência descrita nos resultados sem normalização.

Para a tensão confinante líquida de 40 kPa, Figura 238, verifica-se que o incremento de ar causou a perda de rigidez do colúvio, nas duas sucções iniciais ensaiadas. Contudo, após normalização, nota-se uma menor diferença nos valores de V_s^* para os ensaios com e sem incremento.

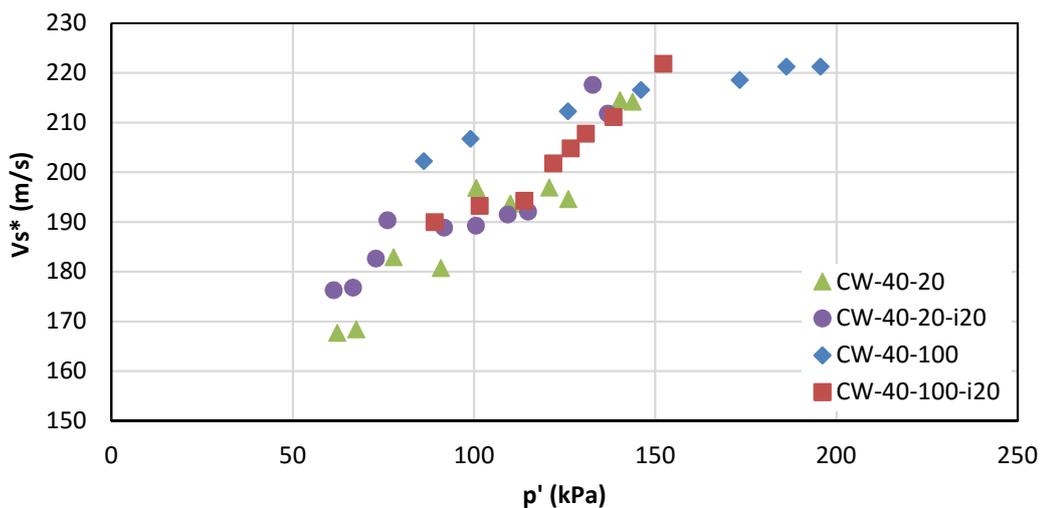


Figura 238 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios, para os ensaios com e sem incremento de ar, tensão confinante líquida de 40 kPa, no CT.

Na maior tensão confinante, 250 kPa, com sucção inicial de 20 kPa, Figura 239, a normalização também confirmou que somente o incremento de ar de 20 kPa causou perda da rigidez.

Ademais, embora haja alteração nos valores de V_s^* , nota-se que o aumento da pressão de ar não alterou o comportamento do solo com o aumento de p' . Nos

três ensaios analisados, tal aumento manteve praticamente constantes as velocidades normalizadas.

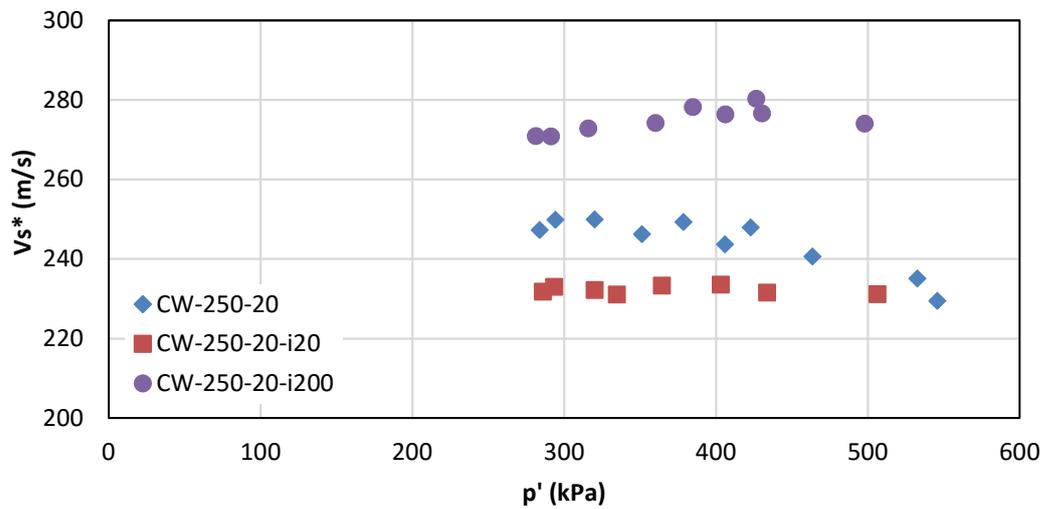


Figura 239 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios, para os ensaios com e sem incremento de ar, tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 20 kPa, no CT.

Para a tensão confinante líquida de 250 kPa e sucção inicial de 100 kPa, Figura 240, a normalização comprovou o efeito dos dois incrementos na perda de rigidez. Ainda que pequena a diferença, quanto maior a intensidade do aumento de ar, maior foi a diminuição de V_s^* obtida.

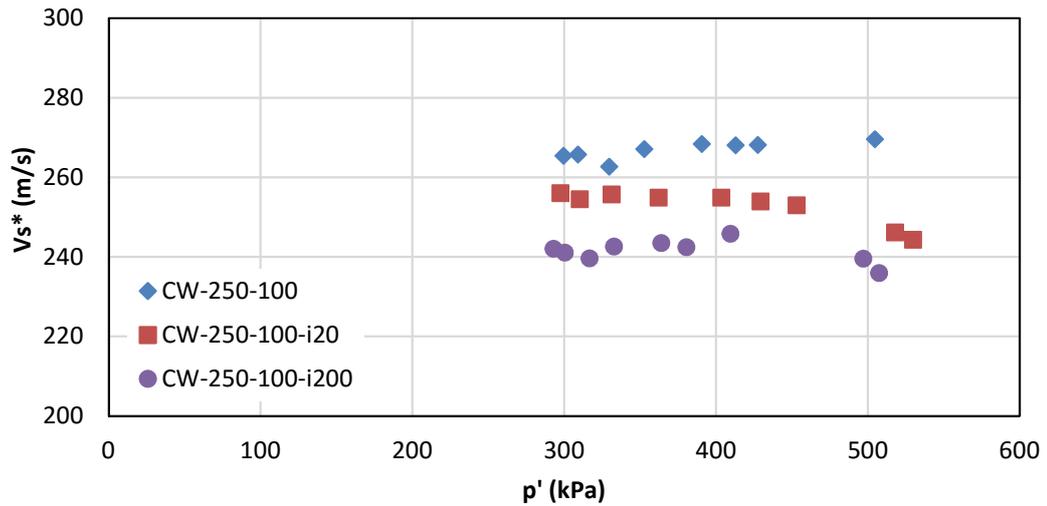


Figura 240 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios, para os ensaios com e sem incremento de ar, tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 100 kPa, no CT.

V_s normalizada em função do índice de vazios e das tensões principais efetivas ($V_s^\#$)

Finalmente, a última verificação realizada com os dados de ondas cisalhantes foi a normalização completa, em função dos dois principais fatores influentes em V_s : índice de vazios e das tensões principais efetivas.

Esta normalização ($V_s^\#$) foi determinada a partir da equação 33, já exposta no item 9.3 para o solo residual jovem. Para efeitos de simplificação de cálculo, considerou-se também no colúvio os índices iguais a 0,125 nas tensões σ_1' e σ_3' .

Os resultados obtidos nos ensaios sem o incremento de ar estão ilustrados na Figura 241.

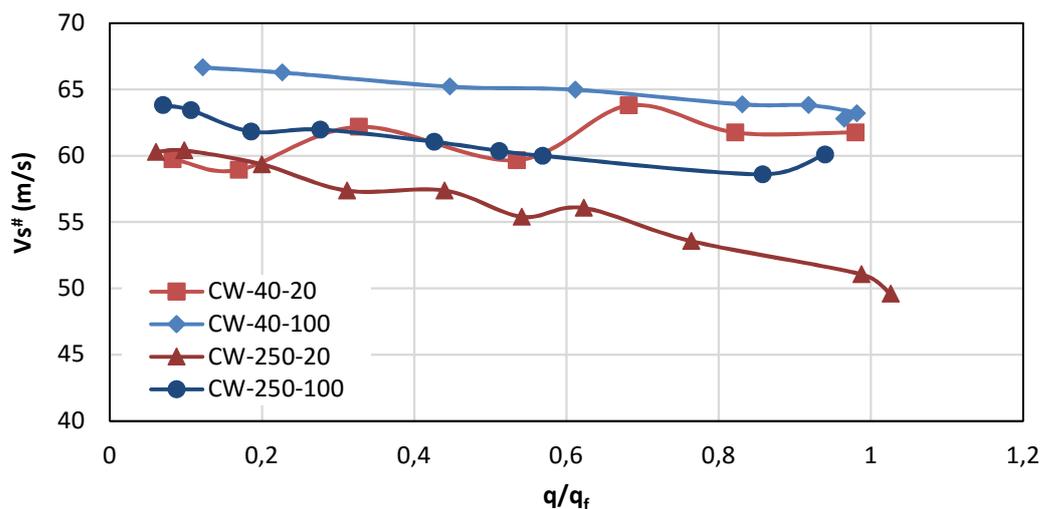


Figura 241 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios e das tensões principais efetivas, para os ensaios sem incremento de ar, no CT.

Diferentemente do verificado no solo residual jovem, a Figura 241 mostra que o efeito do confinamento pouco afetou a estrutura do colúvio, já que as velocidades normalizadas na tensão de 40 kPa encontram-se dentro de uma mesma faixa de dispersão que as de 250 kPa.

Entretanto, mesmo que a estrutura tenha sido pouca afetada pelo confinamento, observa-se que ao longo do cisalhamento a perda de rigidez nos ensaios de maior confinamento foi mais notória. Tal observação pode ser visualizada a partir da diminuição de $V_s^{\#}$ em função do aumento de q/q_f .

A verificação do efeito do incremento de ar nas velocidades normalizadas $V_s^{\#}$ pode ser feita na Figura 242, na Figura 243 e na Figura 244. De um modo geral, nota-se que o colúvio, por possuir uma estrutura em grumos, foi pouco afetado pelos aumentos da pressão de ar impostos.

Para a tensão confinante líquida de 40 kPa, Figura 242, apesar de apresentar uma pequena perda de rigidez, observa-se que não há uma diferença significativa dos valores de $V_s^{\#}$ nos ensaios com e sem incremento.

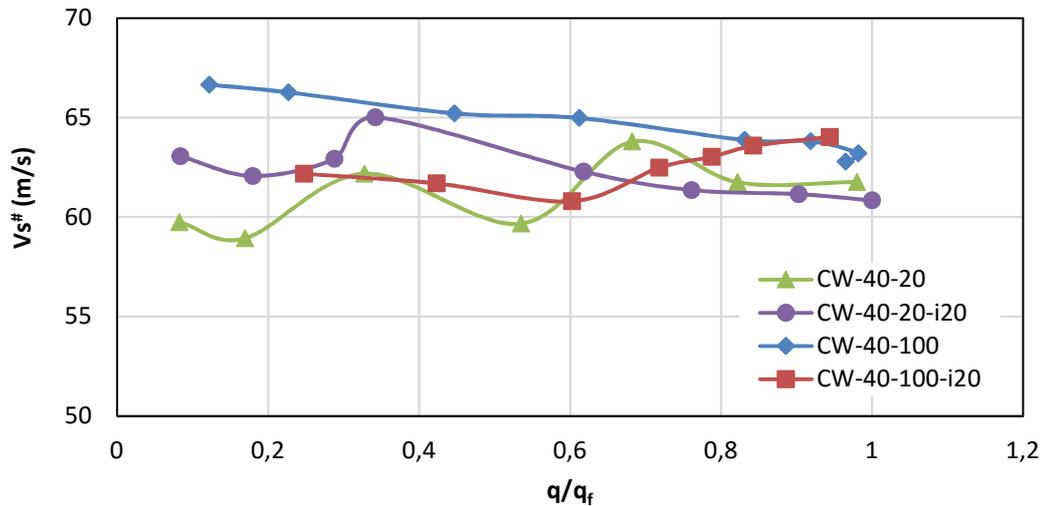


Figura 242 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios e das tensões principais efetivas, para os ensaios com e sem incremento de ar, tensão confinante líquida de 40 kPa, no CT.

Nos ensaios com tensão confinante líquida de 250 kPa e sucção inicial de 20 kPa, Figura 243, com exceção do ensaio CW-250-20i200, a evolução da rigidez do solo na situação sem incremento foi a mesma que com incremento de 20 kPa.

E, por fim, nos ensaios com tensão confinante líquida de 250 kPa e sucção inicial de 100 kPa, Figura 244, verifica-se que, após normalização, os incrementos de ar impostos não causaram danos significativos na estrutura do solo. A pequena diferença dos valores de $V_s^{\#}$ pode ser justificada pela heterogeneidade das amostras.

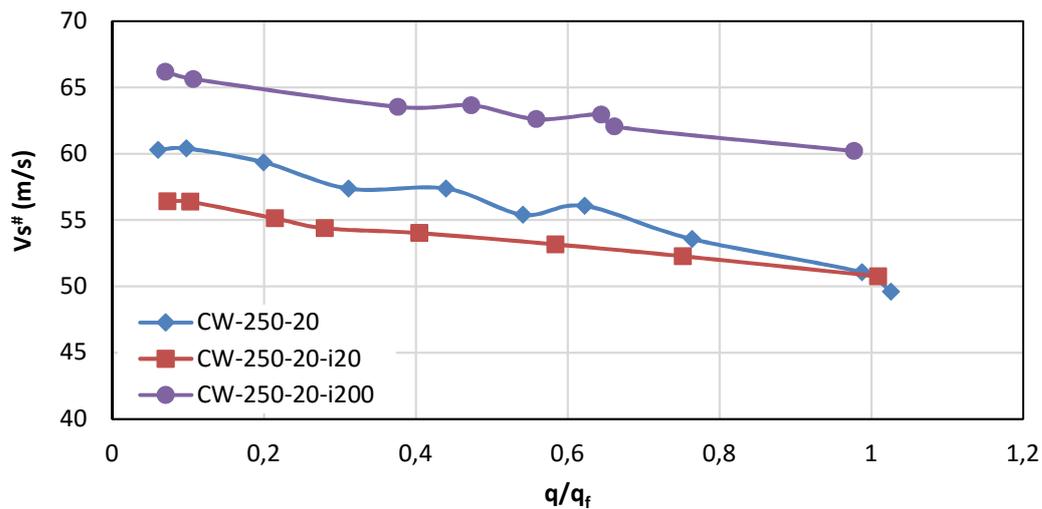


Figura 243 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios e das tensões principais efetivas, para os ensaios com e sem incremento de ar, tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 20 kPa, no CT.

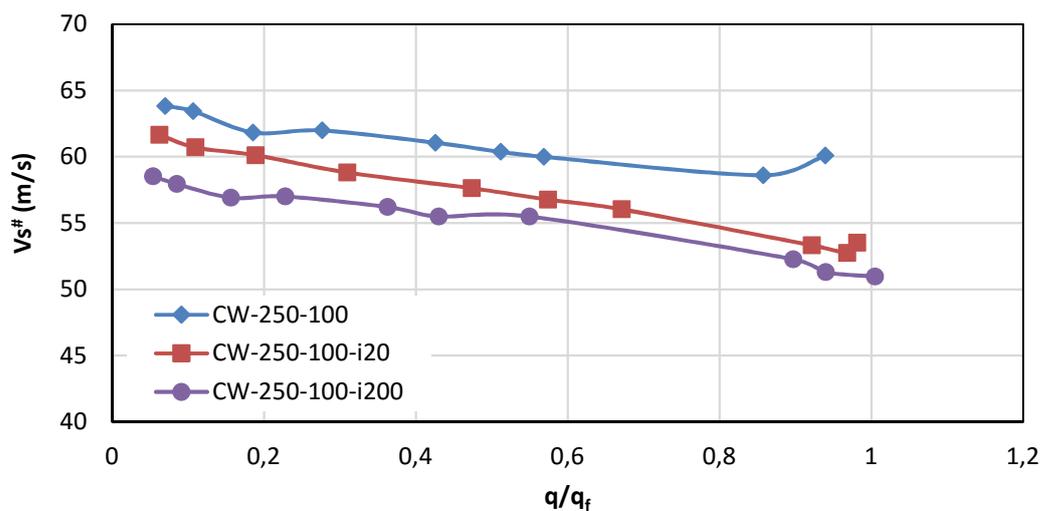


Figura 244 – Velocidades das ondas cisalhantes, normalizadas em função do índice de vazios e das tensões principais efetivas, para os ensaios com e sem incremento de ar, tensão confinante líquida de 250 kPa, sucção inicial de 100 kPa, no CT.

Conclusões e sugestões para pesquisas futuras

O presente trabalho buscou avaliar, como um dos objetivos principais, o efeito do aumento súbito da pressão de ar em solos não saturados do Rio de Janeiro. Esta avaliação foi realizada através da análise do comportamento tensão-deformação-resistência e da evolução da velocidade da onda cisalhante V_s ao longo dos ensaios triaxiais não saturados. Para atingir tal objetivo, um equipamento triaxial servo-controlado não saturado, com instrumentação interna de *bender elements* foi implementado.

Ademais, a segunda contribuição desta tese está relacionada à uma caracterização completa de dois solos residuais jovens e um solo coluvionar do Rio de Janeiro, a partir de parâmetros físicos, químicos, mineralógicos, estruturais, mecânicos e hidráulicos.

Para tanto, realizou-se, além da caracterização rotineira, uma sequência de ensaios para diferentes valores de sucção dos solos. Nesta etapa buscou-se correlacionar os parâmetros de resistência à tração, à compressão simples, das curvas de retenção e dos módulos de cisalhamento máximo ao longo do processo de secagem. Considerando duas condições de moldagem: indeformada e reconstituída, foi possível avaliar também o efeito da estrutura dos solos nos parâmetros obtidos.

As principais conclusões e sugestões para pesquisas futuras são apresentadas a seguir.

11.1. Conclusões

Caracterização dos Solos

Em relação aos resultados obtidos a partir da caracterização física, química, mineralógica e estrutural dos três solos estudados, obteve-se as seguintes conclusões:

- Os dois solos residuais jovens (SRJ-T e SRJ-F) apresentam baixo grau de flocculação, não apresentam limites de consistência e a fração fina é composta essencialmente de caulinita. Em contrapartida, o colúvio (CT) é um solo em estágio avançado de laterização, com alto grau de flocculação e estrutura composta por microagregados ligados a algum tipo de cimento (cimento este considerado fraco).
- A partir da técnica de porosimetria de mercúrio, conclui-se que a reconstituição dos três solos analisados não alterou, significativamente, a distribuição dos poros verificada na condição indeformada. A limitação verificada nestes ensaios está relacionada à obtenção dos parâmetros de porosidade dos solos, onde, por não atingir poros isolados, apresentou valores menores que os obtidos pelos índices físicos.
- Embora as distribuições de poros tenham sido mantidas na reconstituição, constata-se, a partir dos ensaios de microscopia eletrônica de varredura e de microtomografia computadorizada por raios-X, que as estruturas foram modificadas. Nestes ensaios, observou-se, em alguns casos, alinhamento de partículas e, para todos os solos, uma maior homogeneização da amostra confeccionada em laboratório.

Correlação entre os parâmetros obtidos nos solos não saturados e estudo do efeito da estrutura no comportamento destes solos

Os resultados dos ensaios de resistência e deformabilidade, nos solos reconstituídos e indeformados, em função da sucção indicaram as conclusões destacadas a seguir:

- As curvas de retenção obtidas para os solos nas duas condições de moldagem mostraram que o comportamento do material não foi alterado significativamente. Para o solo residual jovem de Tinguá e para o colúvio de Tinguá verificou-se comportamento bimodal, e, para o solo residual jovem de Friburgo, comportamento monomodal.
- Os modelos propostos por Durner (1994) para os solos bimodais e por Van Genuchten (1980) para o monomodal apresentaram bons ajustes das curvas de retenção com os pontos experimentais.

- O comportamento do módulo de cisalhamento máximo G_0 e, conseqüentemente, da velocidade das ondas cisalhantes V_s , em função da sucção, se mostrou ser pouco afetado pela estrutura do solo. O solo que apresentou maior diferença neste comportamento foi o solo residual jovem de Tinguá, onde, na condição reconstituída, apresentou queda brusca de rigidez após o ponto de máxima. Tal fato pode estar atrelado ao alinhamento das micas observado nas imagens de microscopia.
- Ainda com relação aos ensaios realizados com os *bender elements*, verifica-se, para os três solos estudados, uma zona de máxima rigidez associada à segunda entrada de ar, nos solos bimodais, e à sucção residual, no solo monomodal.
- Para o solo coluvionar, indeformado e reconstituído, e para o solo residual jovem de Tinguá, indeformado, o comportamento da resistência à tração se assemelhou ao observado no módulo G_0 . Como estes dois ensaios estão associados à pequenas deformações, esperavam-se comportamentos similares. Porém, devido ao alinhamento verificado no SRJ-T reconstituído e à heterogeneidade do SRJ-F, não foi possível verificar tal semelhança nestes materiais.
- Já nos ensaios de compressão simples, por envolver maiores deformações, o comportamento esperado não era análogo. O único solo que apresentou o mesmo comportamento em função da sucção, para todos os ensaios citados, foi o colúvio (indeformado e reconstituído). Por ser um material mais homogêneo, conclui-se que as solicitações de compressão simples, de tração e das ondas cisalhantes apresentaram uma região de máxima resistência/rigidez próxima a segunda entrada de ar, seguida de uma queda. Ainda, verificou-se também que a estrutura do colúvio (indeformada e reconstituída) não afetou os comportamentos frente a estas solicitações.

Previsão da resistência não saturada

Considerando os parâmetros de resistência dos solos saturados, na condição indeformada, foi avaliada a aplicação dos modelos de previsão e ajuste propostos por Vanapalli et al. (1996) e Khalili & Khabbaz (1998), respectivamente. Neste

contexto, comparando a aplicação dos modelos com os resultados de resistência à compressão simples, obteve-se as seguintes conclusões:

- Para os três solos estudados, o modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) apresentou bons ajustes de estimativa da resistência não saturada somente nos menores valores de sucção, até aproximadamente 100 kPa. Acima deste valor, o modelo superestimou a resistência de forma significativa, em todos os casos.
- Assim como reportado na literatura, a previsão da resistência pelo modelo proposto por Khalili & Khabbaz (1998) apresentou resultados conservadores nos solos estudados.
- A partir dos pontos experimentais dos três solos analisados em conjunto, adaptou-se a proposta de Khalili & Khabbaz (1998) e obteve-se uma reta de ajuste média, conforme a equação abaixo:

$$\chi = 2,4303[(u_a - u_w)/(u_a - u_w)_{ar}]^{-0,639}$$

Cabe ressaltar aqui que, para a obtenção de tal ajuste, foram utilizados os dados referentes à primeira entrada de ar nos solos bimodais.

- A reta de ajuste obtida nesta tese apresenta uma constante diferente de 1, indicando a possibilidade de se obter valores de χ maiores que 1 para baixos valores de sucção. Além disso, verifica-se que o coeficiente da equação citada se encontra dentro da faixa proposta pelos autores do modelo (entre $-0,4$ e $-0,65$).

Ensaio triaxiais não saturados: efeito da sucção matricial e da tensão confinante líquida na resistência ao cisalhamento

Apesar desta tese abranger ensaios triaxiais não saturados CW, com somente dois valores de sucção inicial (20 e 100 kPa) e em dois níveis de confinamento (40 e 250 kPa de tensão confinante líquida), algumas conclusões podem ser mencionadas:

- Os comportamentos tensão-deformação para os dois solos estudados apresentaram características distintas, nos dois níveis de confinamento verificados. Para a tensão confinante líquida de 40 kPa, o solo residual jovem apresentou aumento da rigidez e da fragilidade com o aumento da sucção imposta. Já, o solo coluvionar apresentou mudança de

comportamento de *strain-hardening* para dúctil. Para a maior tensão confinante líquida, de 250 kPa, entretanto, observou-se somente endurecimento com elevada contração volumétrica, para os dois solos. Neste último caso, o estado crítico não foi alcançado na faixa de deformação analisada (até 16%).

- Tanto no solo residual jovem de Tinguá como no colúvio, verifica-se que o aumento da resistência devido ao confinamento foi muito mais significativo que o aumento devido ao incremento de sucção matricial inicial.
- A partir dos resultados obtidos, observa-se que somente o solo coluvionar apresentou uma relação entre a variação da sucção matricial e a variação volumétrica total ao longo do cisalhamento. Nos ensaios onde o material apresentou contração inicial seguida de dilatação, a sucção diminuiu e depois aumentou até o fim do ensaio. Já nos ensaios onde o solo apresentou somente contração, notou-se apenas diminuição da sucção ao longo da deformação axial.
- Partindo-se da premissa que o parâmetro ϕ' era constante, para os diferentes níveis de sucção, e igual ao obtido nos ensaios com o solo saturado, foram obtidos os interceptos coesivos e , conseqüentemente, as envoltórias de resistência. Os resultados mostraram que, adotando o ajuste hiperbólico para o intercepto coesivo, foram obtidos ajustes satisfatórios, com maior R^2 no solo coluvionar. Vale destacar que as envoltórias foram determinadas a partir dos ensaios de compressão simples, ensaios triaxiais saturados do tipo CIU e ensaios triaxiais não saturados do tipo CW.
- O ajuste de previsão de resistência obtido nesta tese e apresentado anteriormente também se adequou aos resultados dos ensaios triaxiais não saturados, para os dois solos analisados.
- O comportamento dos solos frente às solicitações de ondas cisalhantes apresentou características semelhantes às descritas nas curvas tensão-deformação. Os resultados mostraram um aumento dos valores de V_s e, conseqüentemente, da rigidez dos solos estudados em função do aumento da tensão confinante líquida e do aumento de sucção

inicial imposta. O efeito do confinamento foi mais significativo que o efeito da sucção.

- A normalização de V_s em função do índice de vazios (V_s^*) mostrou dois comportamentos distintos para os dois níveis de confinamento, nos dois solos. Para os ensaios realizados com tensão confinante líquida de 40 kPa, o aumento de p' causou uma maior variação de V_s^* . Em contrapartida, na tensão confinante de 250 kPa, o aumento de p' praticamente não alterou os valores de V_s normalizados.
- E, a última normalização de V_s em função do índice de vazios e das tensões principais efetivas ($V_s^\#$) indicou que a estrutura do solo residual é mais sensível aos efeitos de confinamento que a do colúvio. Os gráficos apresentados ao longo do cisalhamento ilustraram que, para 250 kPa de confinamento, o dano causado na estrutura do solo residual é maior. Tal fato é justificado pela maior diferença entre os valores de $V_s^\#$ dos ensaios com 40 kPa e com 250 kPa de confinamento líquido.

Ensaio triaxiais não saturados: efeito do aumento da pressão de ar na resistência ao cisalhamento

A partir da série de ensaios triaxiais não saturados, com e sem o incremento de ar, foi possível realizar uma comparação dos mesmos e avaliar o efeito do aumento da pressão de ar na resistência dos solos. Como conclusões preliminares, destacam-se:

- Para o solo residual jovem, o aumento da pressão de ar não apresentou um comportamento característico em todos os ensaios realizados. Para o menor nível de confinamento, observou-se perda de resistência devido ao incremento de ar somente na maior sucção inicial ensaiada (100 kPa). E, para o maior nível, 250 kPa, tal efeito só foi notado na menor sucção inicial, com o menor incremento imposto, de 20 kPa.
- Para o solo coluvionar, o aumento da pressão de ar foi mais significativo no menor nível de tensão ensaiado, onde foi verificada perda de resistência do material nas sucções iniciais impostas, de 20 e

100 kPa. Para a tensão confinante líquida de 250 kPa, conclui-se que a pequena diferença dos valores obtidos está relacionada à variabilidade natural do solo e não ao efeito do incremento.

- A avaliação individual do incremento de ar nas velocidades das ondas cisalhantes apontou, para a maioria dos ensaios, diminuição de V_s , nos dois solos estudados. Esta avaliação foi realizada comparando os valores de V_s , em cada corpo de prova, antes e após o pulso de ar por 10 segundos.
- O efeito do aumento da pressão de ar nas ondas normalizadas em função do índice de vazios (V_s^*) mostrou-se, de um modo geral, o mesmo comportamento descrito nas curvas tensão-deformação.
- A normalização completa de V_s ($V_s^\#$) indicou que o aumento de ar praticamente não causou danos às estruturas dos solos analisados. A partir destes resultados não se pode descrever um comportamento conclusivo do efeito na rigidez dos materiais.

11.2. Sugestões

Como sugestões para futuras pesquisas, destacam-se:

- A partir da técnica de microtomografia computadorizada por raios-X, verifica-se a ampla aplicabilidade na análise da estrutura do solo em diversas fases. Sendo assim, além da avaliação feita na condição inicial, indica-se a realização da técnica após os incrementos de ar impostos nos ensaios triaxiais não saturados e, também, após o cisalhamento (fim do ensaio). Além disso, como esta ferramenta permite obter, de forma quantitativa, a porosidade do material, recomenda-se determinar tal parâmetro para os solos analisados. A obtenção do mesmo poderá ser avaliada em conjunto com os dados obtidos pela técnica de porosimetria de mercúrio e com os dados de laboratório.
- Com relação às curvas de retenção dos solos, sugere-se determinar as curvas para os diferentes níveis de confinamento estudados.

- No estudo de correlação entre os parâmetros dos solos não saturados, para as amostras reconstituídas e indeformadas, Capítulo 6, verifica-se a necessidade de avaliar também as curvas de secagem dos materiais. A obtenção das variações volumétricas em função da umidade e dos limites de contração podem auxiliar na interpretação dos resultados e justificar possíveis comportamentos observados.
- A partir da previsão de resistência pelo modelo de Khalili & Khabbaz (1998), observou-se, de um modo geral, que os três solos estudados apresentaram uma mesma tendência de ajuste, diferentemente do proposto pelos autores. Sendo assim, recomenda-se avaliar se tal ajuste obtido nesta tese também é adequada aos diferentes solos residuais e coluvionares já publicados na literatura.
- Para se obter uma avaliação mais conclusiva do efeito do aumento da pressão de ar nos solos, verifica-se a necessidade de se realizar mais ensaios triaxiais. Recomenda-se, portanto, realizar ensaios para outros níveis de sucção matricial inicial e outros níveis de tensão confinante líquida. Ainda, examinar também a influência de diferentes incrementos de ar, aplicados por diferentes tempos.
- Com relação aos resultados obtidos com os *bender elements*, sugere-se realizar ensaios nos solos estudados para se obter a função de índice de vazios e os índices de normalização mais representativos aos materiais. Os tipos de ensaios e as metodologias empregadas para obtenção dos mesmos podem ser vistos no trabalho de Ferreira (2002).
- Ainda, conforme sugerido nos ensaios triaxiais não saturados, propõe-se também estudar a variação da velocidade da onda cisalhante V_s para outros níveis de confinamento e outros valores de sucção dos solos.

Referências bibliográficas

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6457**: Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6508**: Solo – Determinação da massa específica dos grãos. Rio de Janeiro, 1984.

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

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

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

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

ABRAMENTO, M.; CARVALHO, C. S. Geotechnical parameters for study of natural slopes instabilization at Serra do Mar, Brazil. In: **Proc. 12th Int Conf. on Soil Mech. And Found. Engn. Rio de Janeiro**, 1989, v. 2, p. 1599-1602.

ADVÍNCULA, M. E. **Avaliação do efeito de aumento de poropressão nas características de resistência de três solos tropicais**. 2016. 278f. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2016.

ALVES, H.; ASSIS, J. T.; GERALDES, M.; LIMA, I.; LOPES, R. T. Comparison of pore space features by thin sections and X-Ray microtomography. **International Scholarly and Scientific Research & Innovation**, 7(7), p. 1205-1210, 2013.

ANTUNES, F. S. **Comunicação pessoal**, 2013.

ANTUNES, F. S. **Comunicação pessoal**, 2015.

ANTUNES, F. S.; POLIVANOV, H.; PORTOCARRERO, H.; DE CAMPOS, T. M. P. Solos: Subsídio para estudos de geologia de engenharia. **Anuário do Instituto de Geociências - UFRJ**, v. 38. n. 1, p. 180-198, 2015.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5298**: Standard test method for measurement of soil potential (suction) using Filter Paper, 1994.

AUNG, K. K.; RAHARDJO, H.; LEONG, E. C.; TOLL, D. G. Relationship between porosimetry measurement and soil-water characteristic curve for an unsaturated residual soil. **Geotech. Geol. Eng.**, 19, p. 401-416, 2001.

BARROS, J. M. C. **Fatores que afectam o módulo de distorção dinâmico dos solos**. 1997. Tese de Doutorado, EPUSP, São Paulo, 1997.

BEIRANVAND, B. Quantitative characterization of carbonate pore systems by mercury-injection method and image analysis in a homogeneous reservoir. **Society of Petroleum Engineers**. SPE 81479, p. 1-9, 2003.

BENESSIUTI, M. F.; BERNARDES, G. P.; CAMARINHA, P. I. M. Influência da sucção matricial na resistência à tração de solos residuais de gnaiss compactados. In: **XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Gramado, RS, 2010.

BISHOP, A.W. The principle of effective stress. **Tecknisk Ukeblad**, 106 (39), p. 859-863, 1959.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. G. **The measurement of soil properties in triaxial test**. Edward Arnold, Second Edition, 1962.

BLIGHT, G. E. **Unsaturated soil mechanics in geotechnical practice**. CRC Press, Taylor & Francis Group, 606p, 2013.

BORGES, C. R.; GITIRANA JR, G. F. N.; LAURO VARGAS, C. A.; GUIMARÃES, R. C. Histerese de curvas características solo-água de um perfil de solo tropical de Aparecida de Goiânia – GO. In: **VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, Pirenópolis, GO, 2011, v. 1, p. 133-139.

BOSZCZOWSKI, R. B. **Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR**. 2008. 577f. Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2008.

BURGER, C. A.; SHACKELFORD, C. D. Evaluating dual porosity of pelletized diatomaceous earth using bimodal soil-water characteristic curve functions. **Canadian Geotechnical Journal**, 38 (1), p.53-66, 2001a.

BURGER, C. A.; SHACKELFORD, C. D. Soil-water characteristic curves and dual porosity of sand-diatomaceous earth mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 127 (9), p. 790-800, 2001b.

CALLE, J. A. C. **Análise de ruptura de talude em solo não saturado**. 2000. 177f. Dissertação de Mestrado, USP, São Carlos, 2000.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados. In: **5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, São Carlos, SP, 2004, p. 597-616.

CAMPBELL, C. S.; COBOS, D. R.; RIVERA, L. D.; CAMPBELL, G. S. Generating accurate soil water characteristic curves over the full range of soil suction by combining the Wind-Schindler and dewpoint hygrometer techniques. In:

International Conference on Unsaturated Soils, Sydney, Australia. *Unsaturated Soils: Research & Applications – Khalili, Russell & Khoshghalb (Eds)*, 2014, p. 959-963.

CARNAVALE, T. S. **Desenvolvimento de um modelo físico para a análise de efeitos de trovões em solos**. 2013. 167f. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2013.

CARDOSO JÚNIOR, C. R. **Estudo do comportamento de um solo residual de gnaiss não saturado para avaliar a influência da infiltração na estabilidade de taludes**. 2006. 192f. Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, 2006.

CARVALHO, T. M. O. **Desenvolvimento de um sistema de medição de variação de volume total de amostras triaxiais não saturadas e avaliação do efeito de processos de saturação no comportamento de solos saprolíticos**. 2012. 401f. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2012.

CASO, J. E. M. **Características de resistência não saturada de um solo coluvionar e um solo saprolítico de Tinguá, RJ**. 2014. 177f. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2014.

CHAN, C. M. Variations of shear wave arrival time in unconfined soil specimens measured with bender elements. **Geotech. Geol. Eng.**, 30, p. 461-468, 2012.

CHANDLER, R. J.; CRILLEY, M. S.; MONTGOMERY-SMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. In: **Proc. Instn. Civ. Engrs. Civ. Engng**, 1992, 92, p. 82-89.

COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N. F. Investigação Geotécnica para projeto de estabilidade de encostas. In: **5ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas**, São Paulo, SP, 2009, v.1, p. 19-74.

DE CAMPOS, T. M. P. **Características de projeto e dimensionamento de um transdutor de variação de volume**. Relatório interno, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, RI 07/85. 1985.

DE CAMPOS, T. M. P. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados. In: **III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, Rio de Janeiro, RJ, 1997, v.2, p. 399-417.

DE CAMPOS, T. M. P. **Relatório técnico do projeto Tinguá**. 113p. 2012.

DE CAMPOS, T. M. P.; CARRILLO, C.W. Direct shear testing on an unsaturated soil from Rio de Janeiro. In: **Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils**, Paris, Balkema, 1995, v. 1, p. 31-38.

DE CAMPOS, T. M. P.; MOTTA, M. F. B. **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados**. In: Camapum de Carvalho, J. et al. (Org.). *Solos não saturados no contexto geotécnico*. ABMS, São Paulo, 2015, p. 465-497.

DELAGE, P.; AUDIGUIER, M.; CUI, Y. J.; HOWAT, M. D. Microstructure of a compacted silt. **Canadian Geotechnical Journal**, 33, p.150-158, 1996.

DOURADO, F.; ARRAES, T. C.; FERNANDES E SILVA, M. O megadesastre da região serrana do Rio de Janeiro – as causas do evento, os mecanismos dos movimentos de massa e a distribuição espacial dos investimentos de reconstrução no pós-desastre. **Anuário do Instituto de Geociências - UFRJ**, v. 35. n. 2, p. 43-54, 2012.

DURNER, W. Hydraulic conductivity estimation for soil with heterogeneous pore structure. **Water Resources Research**, v. 30, n. 2, p. 211-223, 1994.

ELAT (Grupo de Eletricidade Atmosférica), INPE, Brasil. Site do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais. Disponível em: <http://www.inpe.br/webelat/homepage/>. Acessado em 2012.

ESCÁRIO, V.; SÁEZ, J. The shear strength of partly saturated soils. **Geotechnique**, 36 (3), p.453-456, 1986.

FERNANDES, M. A. **Condutividade hidráulica não saturada de um solo arenoso: aplicação do infiltrômetro de disco**. 2011. 159f. Dissertação de Mestrado, USP, São Carlos, 2011.

FERREIRA, C. M. F. **Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes. Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais**. 2002. 206f. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Portugal, 2002.

FERREIRA, C. M. F. **The use of seismic waves velocities in the measurement of stiffness of a residual soil**. 2008. 453f. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Portugal, 2008.

FERREIRA, C. M. F.; VIANA DA FONSECA, A.; NASH, D. F. T. Shear wave velocities for sample quality assessment on a residual soil. **Soils and Foundations**, v. 51 (4), p. 683-692, 2011.

FEUERHARMEL, C. **Aspectos do comportamento não saturado de dois solos coluvionares – Gasoduto Bolívia-Brasil**. 2003. 148f. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2003.

FREDLUND, D. G. Use the soil-water characteristic curve in the implementation of the unsaturated soil mechanics. In: **Third Conference on Unsaturated Soils, UNSAT2002**, Recife, Brazil, 2002, v.3, p. 887-902.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress state variables for unsaturated soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, American Society of Civil Engineers, 103(GT5), p.447-466, 1977.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 15(3), p.313-321, 1978.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, INC, 1993.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H.; Fredlund, M.D. **Unsaturated soil mechanics for engineering practice**. John Wiley & Sons, Inc, 926 p, 2012.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 31 (4), p, 699-706, 1994.

FREDLUND, D. G.; XING, A.; FREDLUND, M. D.; BARBOUR, S. L. The relationship of unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 33, p,440-448, 1996.

FREITAS NETO, O. **Resistência ao cisalhamento de um solo não saturado com medida direta de sucção**. 2008. 178f. Dissertação de Mestrado, USP, São Carlos, 2008.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. The laboratory behaviour of a residual tropical soil. In: **Second International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils**, Singapore, Editora Taylor & Francis Group (Balkema), 2007, v. 4, p. 2477-2506.

GALINDO, M. S. V. **Desenvolvimento de uma metodologia para determinação da viscosidade de solos**. 2013. 122f. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2013.

GALLAGE, C. P. K.; UCHIMURA, T. Effects of wetting and drying on the unsaturated shear strength of a silty sand under low suction. In: **Proc. of the 4th International Conference on Unsaturated Soils**, Carefree, Arizona, USA, 2006, v.1, p. 1247-1258.

GARDNER, W. R. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equations with application to evaporation from watertable. **Soil Science**, n.85, p. 189-200, 1958.

GERSCOVICH, D. M. S.; SAYÃO, A. S. F. J. Evaluation of the soil-water characteristic curve equations for soils from Brazil. In: **Third International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT2002**, Recife, 2002, v.1, p. 295-300.

GEORGETTI, G. B. **Resistência de solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW)**. 2010. 108f. Dissertação de Mestrado, USP, São Carlos, 2010.

GEORGETTI, G. B. **Deformabilidade e resistência de um solo laterítico não saturado**. 2014. 156f. Tese de Doutorado, USP, São Carlos, 2014.

GITIRANA JR, G. F. N.; FREDLUND, D. G. Soil-water characteristic curve equation with independent parameters. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 130 (2), p. 209-212, 2004.

GITIRANA JR, G. F. N.; MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A. **A curva de retenção de água de materiais porosos**. In: Camapum de Carvalho, J. et al. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. ABMS, São Paulo, 2015, p. 205-229.

GOMES, A. C.; GITIRANA JR, G. F. N.; LAURO VARGAS, C. A. Curva característica solo-água para um solo natural na cidade de Goiânia: comparação entre diferentes metodologias de ensaio. In: **VIII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, Fortaleza, CE, 2015.

GREENING, P. D.; NASH, D. F. T.; BENAHMED, N.; FERREIRA, C.; VIANA DA FONSECA, A. Soil-water characteristic curves from various laboratory techniques. In: **International Symposium on Deformation Characteristics of Soils**, Lyon, França. Deformation Characteristics of Geomaterials – Di Benedetto et al. (Eds), 2003, p. 381-386.

GUAN, G. S.; RAHARDJO, H.; CHOON, L. E. Shear strength equations for unsaturated soil under drying and wetting. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 136 (4), p. 594-606, 2010.

HAJNOS, M.; LIPIEC, J.; SWIEBODA, R.; SOKOLOWSKA, Z.; WITKOWSKA-WALCZAK, B. Complete characterization of pore size distribution of tilled and orchard soil using water retention curve, mercury porosimetry, nitrogen adsorption, and water desorption methods. **Geoderma**, 135, p. 307-314, 2006.

HARDIN, B. O. Direct shear testing on an unsaturated soil from Rio de Janeiro. In: **Proc. Of the Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference**, ASCE, Pasadena, Califórnia, 1978, v. 1, p. 3-39.

HARDIN, B. O.; BLANDFORD, G. E. Elasticity of articulate materials. **Journal of Geotechnical Engineering**, 115 (6), p. 788-805, 1989.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing**. John Wiley & Sons, Second Edition, v.3, 1998.

HILF, J. W. **An investigation of pore-water pressures in compacted cohesive soils**. Ph.D. Thesis, Denver, Colorado, 1956.

HUILLCA, C. A. L. **Estudo experimental do comportamento geomecânico do travertino**. 2014. 149f. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2014.

IBAÑEZ, J. P. **Modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais**. 2008. 394f. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2008.

IUPAC: União Internacional de Química Pura e Aplicada. Recommendations for the characterization of porous solids (Technical Report). **Pure & Appl. Chem.**, v. 66, n. 8, p. 1739-1758, 1994.

JENNINGS, J. E. B.; BURLAND, J. B. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. **Géotechnique**, 12, p. 125-144, 1962.

JOVICIC, V.; COOP, M. R.; SIMIC, M. Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests. **Géotechnique**, 46 (2), p. 357-362, 1996.

KAWAJIRI, S.; SHIBUYA, S.; KATO, S.; KAWAGUCHI, T. Effects of matric suction on elastic shear modulus for three unsaturated soils. In: **Proceedings of the 5th International Conference**, Barcelona, Espanha, 2010, p. 271-275.

KHALILI, N.; KHABBAZ, M. H. A unique relationship for the determination of the shear strength of unsaturated soils. **Géotechnique**, 48(5), p. 681-687, 1998.

KHALILI, N.; ZARGARBASHI, S. Influence of hydraulic hysteresis on effective stress in unsaturated soils. **Géotechnique**, 60 (9), p. 729-734, 2010.

LAGO, L. **Megadesastre'11 Condicionantes geológicas e geomorfológicas do escorregamento do Condomínio do Lago, Nova Friburgo (RJ)**. Monografia, UERJ, Rio de Janeiro, 2011.

LAGO, L.; AMARAL, C.; CAMPO, L. E. P.; SILVA, L. E. Megadesastre'11 da Serra Fluminense: o deslizamento do Condomínio do Lago, em Nova Friburgo - análise preliminar dos condicionantes geológicos. In: **Simpósio de Geologia do Sudeste**, Nova Friburgo, Rio de Janeiro, 2011.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. Wiley & Sons: New York, 553p, 1969.

LEE, J. S.; SANTAMARINA, J. C. Bender elements: performance and signal interpretation. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 131 (9), p. 1063-1070, 2005.

LEONG, E. C.; TRIPATHY, S.; RAHARDJO, H. Total suction measurement of unsaturated soils with device using chilled-mirror dew-point technique. **Géotechnique**, 53 (2), p.173-182, 2003.

LEONG, E. C.; YEO, S. H.; RAHARDJO, H. Measuring shear wave velocity using bender elements. **Geotechnical Testing Journal**, 28 (5), p. 1-11, 2005.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural clays and weak rocks. **Géotechnique**, 40 (3), p. 467-488, 1990.

LI, X.; LI, J. H.; ZHANG, L. M. Predicting bimodal soil-water characteristic curves and permeability functions using physically based parameters. **Computers and Geotechnics**, 57, p. 85-96, 2014.

LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo**. EPUSP, São Paulo, 2005, 352p.

LIMA, A. P. **Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaiss**. 2007. 431f. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2007.

LOPES, M. B. L. **Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG**. 2006. 175f. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2006.

LU, N.; LIKOS, W. J. **Unsaturated Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, 2004.

LUXMOORE, R. J. Micro-, meso-, macroporosity of soil. **Soil Science Society of America Journal**, 45:3 (3), 1981.

MACIEL, I. C. Q. **Aspectos microestruturais e propriedades geomecânicas de um perfil de solo residual de gnaiss facoidal**. 1991. 183f. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1991.

MALEKI, M.; BAYAT, M. Experimental evaluation of mechanical behavior of unsaturated silty sand under constant water content condition. **Engineering Geology**, 141-142, p. 45-56, 2012.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com o método do papel filtro. In: **X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, Foz do Iguaçu, PR, 1994, v.2, p. 515-522.

MARINHO, F. A. M.; CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S. Stiffness measurements on an unsaturated high plasticity clay using bender elements. In: **Proceedings of the 1st International Conference**, Paris, França, 1995, p. 535-539.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. In: **III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, Rio de Janeiro, RJ, 1997, v.2, p. 373-397.

MARINHO, F. A. M. **Os solos não saturados: aspectos teóricos, experimentais e aplicados**. 2005. 201f. Livre Docência, USP, São Paulo, 2005.

MARINHO, F. A. M.; OLIVEIRA, O. M. The filter paper method revisited. **Geotechnical Testing Journal**, v. 29, n. 3, p. 1-9, 2006.

MARTINEZ, G. S. S. **Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da Formação Barreiras**. 2003. 291f. Tese de Doutorado, UFRGS, Porto Alegre, 2003.

MELINDA, F.; RAHARDJO, H.; HAN, K. K.; LEONG, E. C. Shear strength of compacted soil under infiltration condition. **Journal of Geotech. Geoenviron. Eng.**, 130 (8), p. 807-817, 2004.

MENDES, R. M. **Estudo das propriedades geotécnicas de solos residuais não saturados de Ubatuba (SP)**. 2008. 256f. Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, 2008.

MONCADA, M. P. H. **Estudo em laboratório de características de colapso e transporte de solutos associados à infiltração de licor cáustico em um solo laterítico**. 2004. 219f. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2004.

MONCADA, M. P. H. **Avaliação de propriedades hidráulicas de solos tropicais não saturados**. 2008. 324f. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2008.

NEWMAN, M. M.; STAHMANN, J. R.; ROBB, J. D.; LEWIS, E. A.; MARTIN, S. G.; ZINN, S. V. Triggered lightning strokes at very close range. **Journal of Geophysical Research**, v. 72, p. 4761-4764, 1967.

OBERG, A.; SALLFORS, G. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on water retention curve. **Geotechnical Testing Journal**, 20(1), p. 40-48, 1997.

OH, W. T.; VANAPALLI, S. K. The relationship between the elastic and shear modulus of unsaturated soils. In: **Proceedings of the 5th International Conference**, Barcelona, Espanha, 2010, p. 341-346.

OLIVEIRA, C. M. M. **Avaliação de mecanismos de ruptura associados aos escorregamentos da Prainha e Condomínio em Nova Friburgo, Rio de Janeiro**. 2013. 105f. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2013.

OLIVEIRA, E. P. **Caracterização bio-físico-químico-mineralógica e micromorfológica de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR**. 2006. 197f. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2006.

OLIVEIRA, O. M. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. 2004. 361f. Tese de doutorado, EPUSP, São Paulo, 2004.

OLIVEIRA, O. M.; MARINHO, F. A. M. The influence of suction on the unconfined shear strength of a compacted residual soil. In: **XV PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Buenos Aires, Argentina, 2015, p. 2133-2141.

PINEDA, J. A.; LIMA, A.; ROMERO, E. E. Influence of hydraulic paths on the low-strain shear modulus of a stiff. In: **Proceedings of the 1st European Conference**, London, 2008. Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering, Toll et al. (eds), p. 519-523 2008.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2000, 247p.

RAHARDJO, H.; ONG, B. H.; LEONG, E. C. Shear strength of a compacted residual soil from consolidated drained and constant water content triaxial tests. **Canadian Geotechnical Journal**, 41, p. 421-436, 2004.

REIS, R. M. **Comportamento tensão deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaiss**. 2004. 222f. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 2004.

RIO, J. F. M. E. **Advances in laboratory geophysics using bender elements**. 2006. 382f. Ph.D Thesis, University College London, Londres, 2006.

ROMERO, E.; GENS, A.; LLORET, A. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay. **Engineering Geology**, 54, p. 117-127, 1999.

ROMERO, E.; SIMMS, P. H. Microstructure investigation in unsaturated soil: a review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. In: **Laboratory and Field Testing of Unsaturated Soils**. Tarantino et al. (eds), 2009, p. 93-115.

ROHM, S.A.; VILAR, O.M. Shear strength of an unsaturated sandy soil. In: **Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils**, Paris. Unsaturated Soils, Alonso and Delage (eds), 1995, v. 1, p. 189-193.

SANTOS, P. S. **Tecnologia de argilas aplicada às argilas brasileiras**. Editora da Universidade de São Paulo, volume I, 340p, 1975.

SAKAKI, T.; LIMSUWAT, A.; ILLANGASEKARE, T. H. An improved air pressure measuring method and demonstrated application to drainage in heterogeneous soils. **Vadose Zone Journal**, v. 10, p. 706-715, 2011.

SATYANAGA, A.; RAHARDJO, H.; LEONG, E. C.; WANG, J. Y. Water characteristic curve of soil with bimodal grain-size distribution. **Computers and Geotechnics**, 48, p. 51-91, 2013.

SEKI, K. SWRC fit – a nonlinear fitting program with a water retention curve for soils having unimodal and bimodal pore structure. **Hydrology and Earth System Sciences Discussions**, 4, p. 407-437, 2007.

SIMMS, P. H.; YANFUL, E. K. Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions. **Géotechnique**, 52(4), p. 269-278, 2002.

SHAO-KUN, M. A.; HUANG, M.; PING, H. U.; CHAO, Y. Soil-water characteristics and shear strength in constant water content triaxial tests on Yunnan red clay. **J. Cent. South Univ.**, 20, p. 1412-1419, 2013.

SHENG, D.; ZHOU, A.; FREDLUND, D. G. Shear strength criteria for unsaturated soils. **Geotech. Geol. Eng.**, 29, p. 145-159, 2011.

SHIRLEY, D. J. An improved shear wave transducer. **Journal of Acoustical Society of America**, 63 (5), p. 1643-1645, 1978.

SHIRLEY, D. J.; HAMPTON, L. D. Shear-wave measurements in laboratory sediments. **Journal of Acoustical Society of America**, 63 (2), p. 607-613, 1978.

SLONGO, G. R. **Desenvolvimento de um sistema triaxial servo-controlado e avaliação do comportamento mecânico de um solo residual de biotita gnaissé**. 2008. 142f. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2008.

TARANTINO, A. A possible critical state framework for unsaturated compacted soils. **Géotechnique**, 57(4), p. 385-389, 2007.

TEIXEIRA, R. S.; VILAR, O. Resistência ao cisalhamento de um solo compactado não saturado. In: **III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, Rio de Janeiro, RJ, 1997, v.1, p. 161-169.

TERZAGHI, K. The shear resistance of saturated soils. In: **Proceedings of International Conference Soils Mechanics Foundation Engineering**, 1936, v.1, p. 54-56.

THU, T. M.; RAHARDJO, H.; LEONG, E. C. Shear strength and pore-water pressure characteristics during constant water content triaxial tests. **Journal of Geotech. Geoenviron. Eng.**, 132 (3), p. 411-419, 2006.

TRIPATHY, S.; ELGABU, H.; THOMAS, H. R. Soil-water characteristic curves from various laboratory techniques. In: **International Conference on Unsaturated Soils**, Sydney, Australia. Unsaturated Soils: Research & Applications – Khalili, Russell & Khoshghalb (Eds), 2014, p. 1701-1707.

TOLEDO, M. C. M.; OLIVEIRA, S. M. B.; MELFI, A. J. **Da rocha ao solo: intemperismo e pedogênese**. In: Decifrando a Terra, Companhia Editora Nacional, 2ª Edição, p. 210-239, 2009.

TOLL, D. G. **Triax – Use manual**. Geotechnical systems group, University of Durham, UK, Version 4.2, 2002.

TUPINAMBÁ, M. (ORG.) **Geologia e recursos minerais da folha Nova Friburgo**. Ministério de Minas e Energia, CPRM, 136p. 2012.

VANAPALLI, D. G.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.; CLIFTON, A. W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, 33, p. 379-392, 1996.

VANAPALLI, D. G.; PUFAHL, D. E.; FREDLUND, D. G. The effect of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. **Géotechnique**, 49 (2), p.143-159, 1999.

VANAPALLI, S. K.; NICOTERA, M. V.; SHARMA, R. S. **Axis translation and negative water column techniques for suction control**. In: Tarantino, A. et al. (Eds.). Laboratory and field testing of unsaturated soils. Springer, 2008, p. 33-48.

VAN GENUCHTEN, M. T. H. A closed form equation predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science Society of American Journal**, 44, n. 5, p. 892-898, 1980.

VIANA DA FONSECA, A.; FEERREIRA, C.; FAHEY, M. A framework interpreting bender element tests, combining time-domain and frequency-domain methods. **Geotechnical Testing Journal**, 32 (2), p. 1-17, 2009.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Collapse behavior of soil in Brazilian region affected by rising water table. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, n. 2, p. 226-233, 2011.

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: **VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, Salvador, BA, 2007, p. 421-432.

VIGGIANI, G.; ATKINSON, J. H. Interpretation of bender element tests. **Géotechnique**, 45 (2), p.149-154, 1995.

WASWA, G. W., LORENTZ, S. A.; LE ROUX, P. A. L. Rapid mobilization of pre-event water from Hillslopes; a transient pressure wave mechanism. In: **The 15th SANCIAHS National Hydrology Symposium On Science and Practice for Sustainable Water Resources Management**, South Africa, 2011.

WEEKS, E. P. The lisse effect revisited. Technical Note, **Groundwater**, v. 40, n. 6, p. 652-656, 2002.

XU, J.; NG, C. W. W.; YUNG, S. Y. Drying and wetting effects on shear wave velocity of an unsaturated soil. In: **Proceedings of the 1st European Conference**, London, 2008. **Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering**, Toll et al. (eds), p. 525-530, 2008.

ZHANG, L.; CHEN, Q. Predicting bimodal soil-water characteristic curves. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 131 (5), p. 666-670, 2005.

ZHEMCHUZHNIKOV, A. **Influence of clay content and suction on the strength of compressed earth blocks**. 2015. 152f. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2015.

Apêndice

Calibração dos instrumentos eletrônicos de medição

Para o desenvolvimento desta tese, no que diz respeito aos ensaios triaxiais não saturados do tipo CW, seis instrumentos eletrônicos foram utilizados na prensa implementada. Destes seis instrumentos, foram empregados três transdutores de pressão, uma célula de carga, um medidor de variação de volume de água e um transdutor de deslocamento (LSCDT).

Para a calibração dos transdutores de pressão de ar e de água, utilizou-se o equipamento Bundenberg, com a aplicação de pressões conhecidas. A Figura A 1, Figura A 2 e a Figura A 3 mostram as curvas de calibração obtidas para os transdutores de pressão de ar da confinante (cell), de pressão de ar no topo da amostra (airpressure) e de pressão de água na base da amostra (back), respectivamente.

A célula de carga foi calibrada com o auxílio de pesos conhecidos, pendural de carga e braço de alavanca, onde a curva obtida está apresentada na Figura A 4.

Através de uma bureta graduada com precisão de $0,01 \text{ cm}^3$, realizou-se a calibração do medidor de variação de volume de água conectado à base do corpo de prova (Figura A 5).

E, por fim, o transdutor de deslocamento (LSCDT) foi calibrado com um micrômetro de precisão, impondo-se deslocamentos de 1,27 mm. A Figura A 6 apresenta a curva obtida neste equipamento.

Vale ressaltar aqui que a calibração da balança utilizada para medição de variação de volume total nos ensaios triaxiais CW foi a mesma obtida e utilizada por Carvalho (2012).

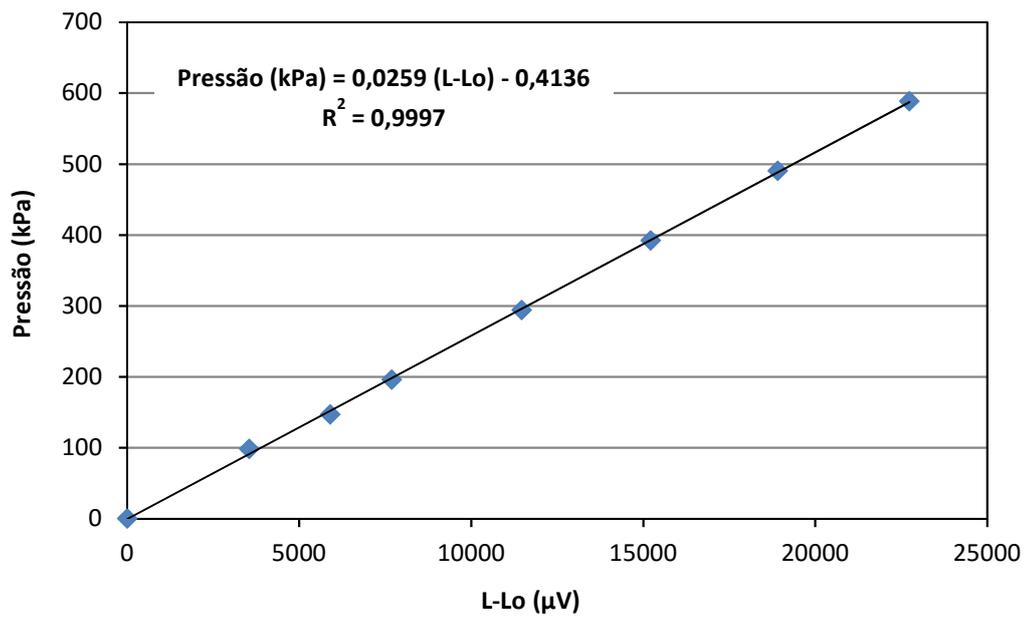


Figura A 1 – Curva de calibração do transdutor de pressão da confinante (cell).

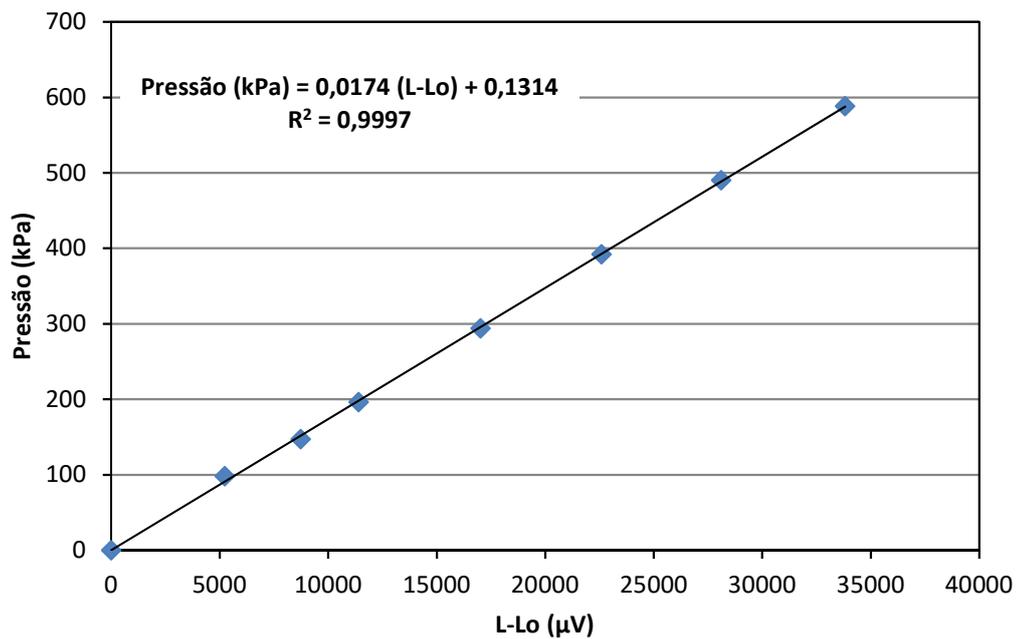


Figura A 2 – Curva de calibração do transdutor de pressão do topo da amostra (airpressure).

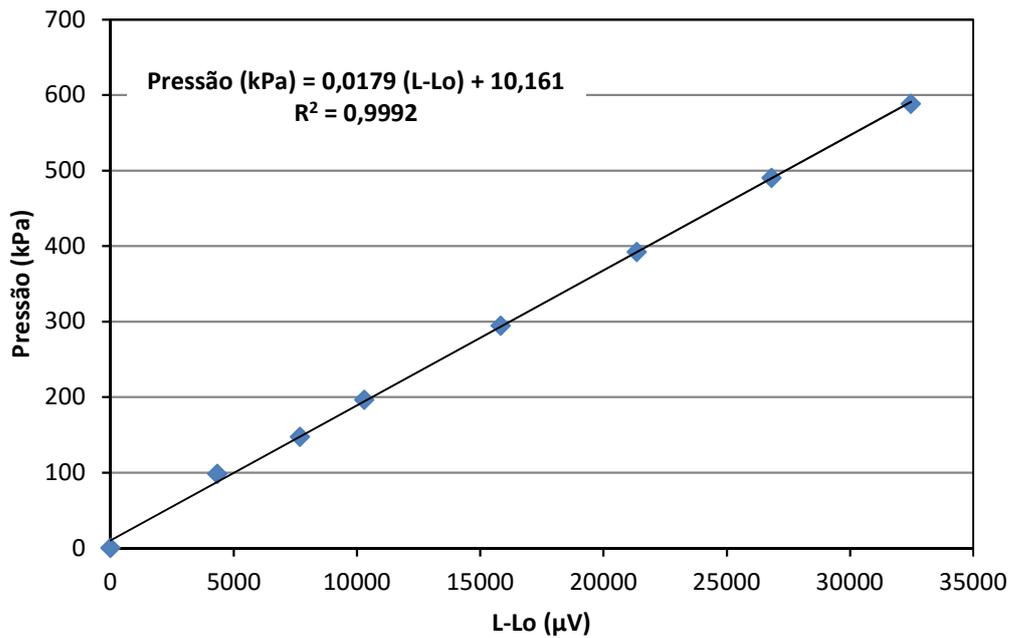


Figura A 3 – Curva de calibração do transdutor de pressão da base da amostra (back).

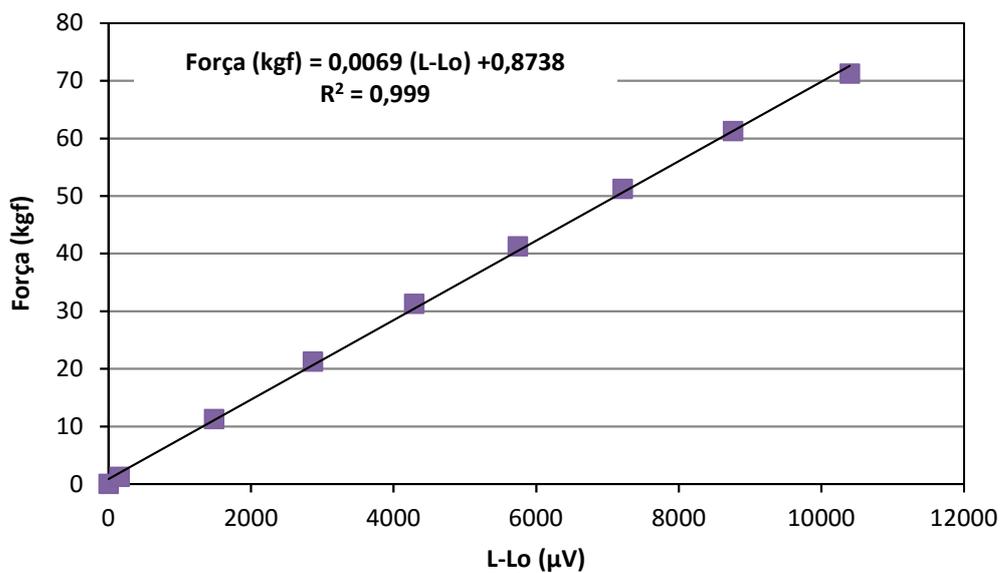


Figura A 4 – Curva de calibração da célula de carga.

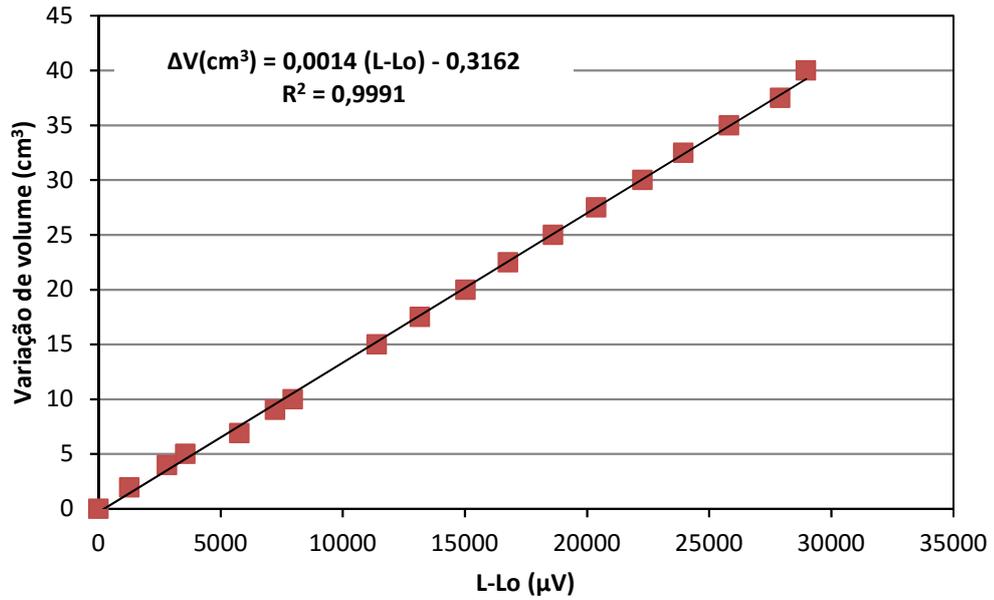


Figura A 5 – Curva de calibração do medidor de variação de volume de água.

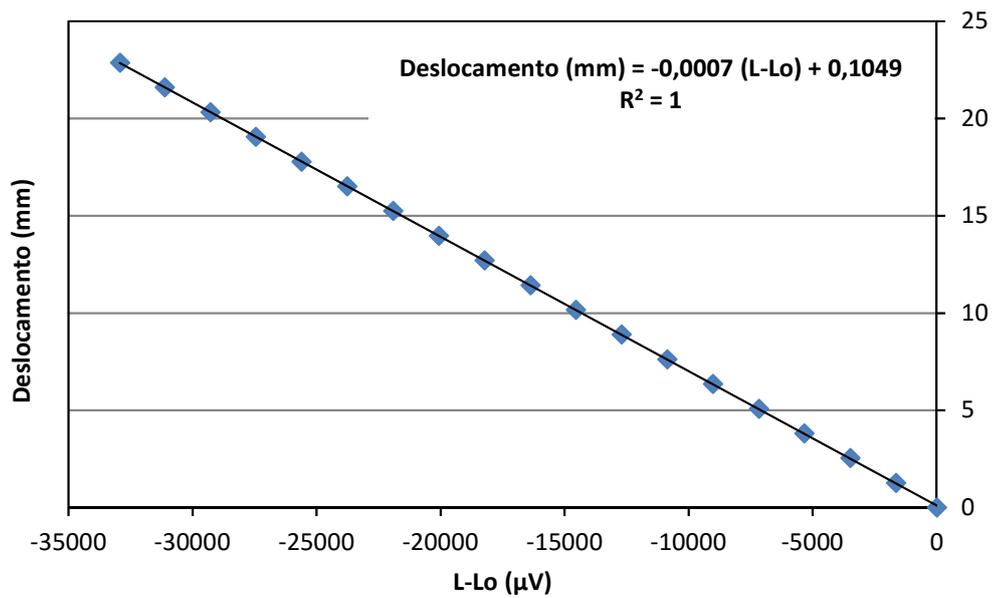


Figura A 6 – Curva de calibração do transdutor de deslocamento (LSCDT).