

Cesar Schmidt Godoi

**CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE UM SOLO
RESIDUAL DE GNAISSE – SANTO AMARO DA IMPERATRIZ,
SANTA CATARINA**

Dissertação submetida ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Marciano Maccarini,
PhD.

Florianópolis
2014

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Godoi, Cesar Schmidt

Caracterização geomecânica de um solo residual de gnaiss
: Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina / Cesar
Schmidt Godoi ; orientador, Marciano Maccarini -
Florianópolis, SC, 2014.
212 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Solo residual de gnaiss. 3.
Caracterização geomecânica . 4. Resistência ao
cisalhamento. 5. Investigação geotécnica. I. Maccarini,
Marciano. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Cesar Schmidt Godoi

**CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE UM SOLO
RESIDUAL DE GNAISSE – SANTO AMARO DA IMPERATRIZ,
SANTA CATARINA**

Esta Dissertação foi julgada adequada para obtenção do Título de “Mestre em Engenharia Civil”, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.

Florianópolis, 24 de fevereiro de 2014.

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph.D.
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Banca Examinadora:

Prof. Marciano Maccarini, Ph.D.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Antônio Fortunato Marcon, Ph.D.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Luiz Antonio Bressani, Ph.D.
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Este trabalho é dedicado à minha
família.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, agradeço à toda minha família, pelo apoio incondicional durante toda a minha vida acadêmica e profissional. Agradeço à minha irmã Camila pelas correções ortográficas. À Vivi por toda a compressão e pelo apoio em todos os momentos da pesquisa.

Agradeço ao Professor Maccarini, pelo apoio durante toda trajetória acadêmica, sobretudo dentro do Laboratório de Mecânica dos Solos. Agradeço à oportunidade de convívio e o repasse de pequena parte de sua grande expertise na área.

Ao Engenheiro doutorando Fábio Krueger pela amizade, apoio, incentivo e companheirismo em todas as etapas da pesquisa.

Ao Engenheiro doutorando Murilo Espíndola pela amizade, apoio e auxílio na realização dos ensaios laboratoriais. Agradeço também pela montagem e automatização dos equipamentos laboratoriais.

À Engenheira doutoranda Ângela Grando pelo apoio e incentivo em toda a pesquisa, sobretudo com a análise (criteriosa) de toda a dissertação.

Agradeço ao Engenheiro doutorando Rodrigo Hummes pelas conversas sobre a pesquisa.

Agradeço aos Professores Rafael Higashi e Orlando Martini, pelas orientações e pelas contribuições no processo de Qualificação de Mestrado e evolução da pesquisa. Aos professores Antonio Marcon e Luiz Bressani por aceitar e participar da banca de defesa deste trabalho.

À empresa Zênite Engenharia, e ao Engenheiro Sidney Carvalho pelo apoio nos trabalhos de campo.

Ao Laboratório Central de Microscopia Eletrônica da UFSC, pela realização dos ensaios de microscopia e difração de raio-X.

Ao Nilton Cezar (Nico) e ao Nanotec, pela realização das difratometrias de raio-X e auxílio na interpretação dos difratogramas.

À equipe da Leme Engenharia, em especial às Engenheiras Márcia, Juliana, Karina e ao Geólogo Marcelo Bogo, pelo apoio e incentivo durante a realização da pesquisa.

Ao Engenheiro Anderson Rosnieseck pelo auxílio nas coletas de amostras.

Ao Professo Leto Momm, por ceder o terreno para a realização das pesquisas.

Aos demais colegas e amigos do Laboratório de Mecânica dos Solos, pelo apoio e companheirismo.

“Experience is not what happens to you; it’s what you do with what happens to you.”

Aldous Huxley

RESUMO

O conhecimento do comportamento geotécnico dos solos residuais catarinenses é de elevada importância, tendo em vista a ocorrência de diversos problemas geotécnicos, relacionados a esse tipo de solo. Cita-se como exemplo, os deslizamentos de terra, mais evidentes e possivelmente mais frequentes nos últimos anos. O presente trabalho apresenta uma caracterização geotécnica de um perfil de solo residual de gnaiss da cidade de Santo Amaro da Imperatriz-SC, através da análise das características geotécnicas do local, ensaios laboratoriais e análises microscópicas. Essa análise objetiva o entendimento do comportamento deste tipo de solo, coletado a diferentes profundidades, portanto, submetido em escala geológica a variações de intemperismo. Foram coletadas amostras em um talude e em um poço de inspeção, executado para esta pesquisa. Foram realizados ensaios de caracterização física, ensaios de compressibilidade, brazilian test, cisalhamento direto e ensaios triaxiais CID e CIU, além de uma análise mineralógica com a utilização de difração de raio-X e microscopia eletrônica de varredura (MEV). Fisicamente, o perfil de solo residual analisado pode ser caracterizado como silto-arenoso, de baixa plasticidade. As difratometrias de raio-X indicaram a presença de minerais Quartzo e Caulinita, em praticamente todas as amostras analisadas, mas em algumas das amostras observou-se a presença de Halóisita e outros minerais, indicando a herança gnáissica. A resistência à tração das amostras apresentou uma variação de 1,66 a 8,03 kPa, sendo que algumas amostras desagregaram após a inundação. Nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, foram obtidos parâmetros de resistência numa faixa de c' entre 4,2 a 17,1 kPa, enquanto que o valor de ϕ' esteve entre 32,8 a 39,2°. Nos ensaios triaxiais, os parâmetros efetivos de resistência variaram entre 18 a 45 kPa para coesão efetiva e 24,5 a 30° para o ângulo de atrito efetivo. Nas análises dos ensaios de compressibilidade é evidente a presença de cimentação, pois as tensões de pré-adensamento virtual foram todas maiores do que a pressão de terra na condição original. De forma geral os resultados evidenciaram um comportamento típico de solo residual, com a presença de cimentação, além da influência do intemperismo na caracterização geomecânica das diferentes profundidades.

Palavras-chave: Solo Residual de Gnaiss. Caracterização Geomecânica. Resistência ao Cisalhamento. Investigação Geotécnica. Ensaios de Laboratório em Solos.

ABSTRACT

The knowledge of geotechnical behavior in Santa Catarina residual soils has a great importance, due to the occurrence of many geotechnical problems related to this type of soil. Such as landslides, more evident and probably more frequent in recent years. This paper presents a geotechnical characterization of a residual soil profile gneiss of Santo Amaro da Imperatriz - SC, through the analysis of the site's geotechnical characteristics, laboratory tests and microscopic analysis. This analysis aims to understand the behavior of this type of soil collected at different depths, therefore, subjected to variations in geological scale of weathering. The samples were collected on a slope and into a inspection borehole, performed for this search. Physical characterization tests, oedometer tests, brazilian tests, direct shear test and triaxial tests CID and CIU were made, and a mineralogical analysis using X-ray diffraction and scanning electron microscopy (SEM). Physically, the residual soil profile can be characterized as silty-sandy, with low plasticity. The X-ray diffraction indicated the presence of mineral quartz and kaolinite in all the samples, and in some samples the presence of halloysite, and other minerals were observed, indicating gneiss inheritance. There is a variation in tensile strength of the samples from 1.66 to 8.03 kPa, and some samples were disaggregated after flood. The results of direct shear tests, strength parameters were obtained in a range of 4.2 to 17.1 kPa (cohesion) and angle of internal friction between 32.8 to 39.2°. In triaxial tests, the effective strength parameters ranged from 18 to 45 kPa (cohesion) and 24.5 to 30° (angle of internal friction). The analysis of the oedometer tests, shows the presence of bonded in soil structure, due to the quasi-preconsolidation pressure were greater than the ground pressure in its original condition. Overall, the results showed a typical residual soil, with bonding, and with influences of weathering on the geomechanical characterization of different depths.

Keywords: Gneiss Residual Soil. Geomechanical Characterization. Shear Strength. Geotechnical Investigation. Soil Laboratory Testing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tópicos apresentados na Revisão Bibliográfica.....	3
Figura 2 – Formação de solos sedimentares e residuais (adaptado de Wesley, 2010).....	5
Figura 3 - Perfis simplificados de solo sedimentar e residual (adaptado de Wesley, 2010)....	6
Figura 4 - Exemplos conceituais de microestrutura (Fonte: adaptado de Wesley, 2010).....	8
Figura 5 - Modelos Estruturais de alguns solos residuais (Cruz, 1987) <i>apud</i> Reis (2004).....	9
Figura 6 – Ensaios de adensamento (compressão confinada) e compressão isotrópica em solo residual de gnaiss comparada com a máxima pressão de sobrecarga (adaptado de Maccarini, 1987).....	11
Figura 7 – Secagem de água ionizada e formação de ligação entre partículas (adaptado de Santamarina, 2001).....	12
Figura 8 – Acondicionamento de bloco indeformado de solo (modificado de Maccarini, 1999).....	15
Figura 9 - Componentes básicos de uma caixa de cisalhamento (Fonte: o autor).....	16
Figura 10 - Principais resultados de um ensaio de cisalhamento direto. (a) Gráficos Tensão-Deformação; (b) Gráficos Deformação Vertical; (c) Envoltória de Mohr-Coulomb.	17
Figura 11 - Magnitude e direção das tensões durante o ensaio de cisalhamento direto. Fonte: Gerscovich, 2010.....	18
Figura 12 - Detalhes da câmara triaxial para o ensaio com deformação controlada (Espindola, 2011).....	19
Figura 13 – Exemplos de ruptura no ensaio triaxial. Fonte: modificado de Smith e Smith, 1998.....	21
Figura 14 – Detalhe do equipamento para realização do Brazilian Test (modificado de BS 1881).....	22
Figura 15 – Distribuição de tensões no Brazilian Test através de soluções analíticas (Jianhong, 2009).....	24
Figura 16 – Detalhes do equipamento de compressão confinada (Vargas, 1977).....	25
Figura 17 – Ilustração conceitual dos tipos de comportamento de compressibilidade de solos residuais (adaptado de Wesley, 2010).....	26
Figura 18 - Resultados de ensaios de compressão confinada utilizando escalas logarítmicas (a) e linear (b) para tensão (Wesley, 2010).....	27
Figura 19 – Textura de solo residual de folhelho obtida com MEV (Marques, 1992, <i>apud</i> Oliveira, 2011).....	29
Figura 20 – Feições micro-estruturais de solo residual jovem de gnaiss, obtida através de MEV (Sandroni, 1981 <i>apud</i> Oliveira, 2011).....	31
Figura 21 – Esquema de funcionamento de um difratômetro de raio-X (Menezes, 2012)....	31
Figura 22 – Difratoograma de raios-X de um Latossolo (Resende <i>et al</i> , 2011).....	32
Figura 23 – Condições Iniciais: pressão hidrostática ($\sigma_h = \sigma_v$).....	34
Figura 24 – Carregamento ou descarregamento.....	34
Figura 25 – Exemplo de trajetória de tensões. Fonte: Holtz e Kovac (1981).....	35
Figura 26 - Trajetória de tensões para algumas situações práticas. Fonte: Gerscovich, (2010)	35
Figura 27 - Trajetórias de tensões seguidas nos ensaios triaxiais para um solo residual de gnaiss. Fonte: Oliveira (2011).....	36
Figura 28 - Curvas tensão-deformação e variação volumétrica para os ensaios de carregamento axial. Fonte: Oliveira (2011).....	37
Figura 29 - Modelo de materiais cimentados proposto por Leroueil e Vaughan (1990) <i>apud</i> Oliveira (2011).....	39
Figura 30 - Curvas tensão-deformação para solo residual de gnaiss (Oliveira, 2011).....	39
Figura 31 – Ensaio triaxiais drenados em solo residual de basalto (Reis, 2004).....	41
Figura 32 – Ensaio triaxiais drenados em rocha calcária à esquerda e solo argiloso à direita (Leroueil e Vaughan, 1990 <i>apud</i> Oliveira, 2011).....	42

Figura 33 – Diferentes comportamentos tensão-deformação e a variação volumétrica de um solo residual de gnaiss (Sandroni e Maccarini, 1981, <i>apud</i> Denardin, 2005)	43
Figura 34 – Critérios de ruptura para solos (Gerscovich, 2010).....	45
Figura 35 – Critério de ruptura para solos com comportamento tipo <i>strain hardening</i> (Gerscovich, 2010).....	45
Figura 36 – Forma típica de compressão isotrópica de um solo coesivo saturado (Smith e Smith, 1998).....	47
Figura 37 – Linha de Estado Crítico no plano $v: \ln p'$ (Atkinson & Bransby, 1978 <i>apud</i> Denardin, 2005).....	48
Figura 38 - Projeções da Linha de Estado Crítico (Smith e Smith, 1998).....	49
Figura 39 – Posição da linha de estado crítico	49
Figura 40 – Localização da área de estudos (Google Earth)	51
Figura 41 - Localização da área de estudos com sobreposição do Abarramento de Santo Amaro da Imperatriz (Fontes: Wikipedia, Google Earth, Plano Diretor Santo Amaro da Imperatriz)	53
Figura 42 – Detalhe do mapa geológico regional, local de estudos realçado em verde – CPRM, 1995 (Escala original do mapa 1:100.000). Para legenda completa ver CPRM, 1995	55
Figura 43 - Localização das sondagens realizadas (Google Earth).....	57
Figura 44 – Vista geral do local de estudos e identificações.....	58
Figura 45 – Planta do local de estudos com as curvas de nível obtidas através do Topodata (2000) em vermelho e as curvas de nível obtidas através da carta do IBGE (1974) em verde	60
Figura 46 – Seção A-A: Perfil Estratigráfico elaborado para a área de estudos (adaptado de Zênite Engenharia, 2012).....	61
Figura 47 - SP-01 – Sondagem realizada no local escolhido para execução do Poço de Inspeção (PI).....	62
Figura 48 – Detalhe do local de coleta das amostras Poço de Inspeção PI-1, Talude 2 e Talude 4.....	63
Figura 49 – Identificação das amostras	64
Figura 50 – Fluxograma de realização da Dissertação	66
Figura 51 – Poço e coleta de amostras	67
Figura 52 – Coleta de amostra no Talude.....	68
Figura 53 - Preparação dos corpos de prova para a microscopia.....	70
Figura 54 – Equipamento de difratometria de Raio-X – geometria Bragg-Brentano	70
Figura 55 – Equipamento utilizado para realização dos ensaios de compressão confinada..	71
Figura 56 – Imagem da prensa WF	73
Figura 57 – Corpo de prova antes da imersão	73
Figura 58 – Corpo de prova após a imersão	74
Figura 59 – Prensa NGI para amostras de 1,5”	77
Figura 60 – Prensa WF para amostras de 1,5”	77
Figura 61 – Prensa Trittech 100 – WF	77
Figura 62 – Detalhes do equipamento Triaxial 1,5” utilizado para realização dos ensaios CID e CIU (Espíndola, 2011)	78
Figura 63 – Esquema de funcionamento do medidor de variação volumétrica tipo <i>Imperial College</i> (Espíndola, 2011).....	79
Figura 64 – Círculos de Mohr para ensaios drenados e não-drenados em amostras consolidadas com a mesma pressão confinante (adaptado de Bishop e Henkel, 1962).....	81
Figura 65 – Curvas granulométricas	84
Figura 66 – Proposta de classificação de solos residuais em função da carta de atividade e plasticidade (Vargas, 1988).....	85
Figura 67 – Carta de Atividade e Carta de Plasticidade	86
Figura 68 – Carta de plasticidade de alguns solos residuais (modificado de Wesley, 2010) ..	87

Figura 69 – Representação esquemática da porcentagem de materiais em função da profundidade	88
Figura 70 – Relação entre a porcentagem de Argila+Silte e o Índice de Plasticidade	90
Figura 71 - Relação entre a porcentagem de Argila+Silte e o Limite de Liquidez	90
Figura 72 - Relação entre a densidade real dos grãos e a profundidade estimada	91
Figura 73 – Imagens de MEV – amostra Tal. 4 – AM.1 – CIU – ($\sigma_3 = 300\text{kPa}$)	92
Figura 74 – Imagens de MEV – amostra Tal. 2 – AM.1 – CID ($\sigma_3 = 340\text{kPa}$)	93
Figura 75 – Imagens de MEV – amostra PI-1 – AM.1 – prof. 1m – CIU ($\sigma_3 = 350\text{kPa}$)	94
Figura 76 – Imagens de MEV – amostra PI-1 – AM.2 – prof. 2m – CID ($\sigma_3 = 150\text{kPa}$)	95
Figura 77 - Imagens de MEV – amostra PI-1 – AM.3 – prof. 3m – CIU ($\sigma_3 = 300\text{kPa}$)	96
Figura 78 – Espectro - EDS – Tal-2-AM-1-prof. 0,5m.	97
Figura 79 - Espectro - EDS – PI-1-AM-2-prof. 2m.	98
Figura 80 - Espectro - EDS – PI-1-AM-1-prof. 1m.	98
Figura 81 – Espectro - EDS – PI-1-AM-3-prof. 3m.	98
Figura 82 - Difratograma – Amostra <i>Tal-4- AM 1 – prof. 0,5m</i>	100
Figura 83 - Difratograma – Amostra <i>Tal-2- AM 1 – prof. 0,5m</i>	100
Figura 84 - Difratograma – Amostra <i>PI-1- AM 1 – prof. 1m</i>	101
Figura 85 – Difratograma – Amostra <i>PI-1- AM 2 – prof. 2m</i>	101
Figura 86 – Difratogramas das amostras analisadas	102
Figura 87 – Resistência à tração em função do índice de vazios para diversos solos residuais e amostras artificialmente cimentadas.	104
Figura 88 - Curva de compressibilidade para a amostra Tal. 4 – AM1 – prof. 0,5m	105
Figura 89 – Curva de compressibilidade para a amostra Tal. 2 – AM1 – prof. 0,5m	106
Figura 90 - Curva de compressibilidade para a amostra PI 1 – AM1 – prof. 1m	107
Figura 91 – Curva de compressibilidade para a amostra PI 1 – AM2 – prof. 2m	108
Figura 92 - Curva de compressibilidade para a amostra PI 1 – AM3 – prof. 3m	109
Figura 93 – Curvas tensão-deformação-deformação vertical para a amostra Tal. 4-AM.1-prof. 0,5m – <i>Inundado</i> (azul) e <i>Não Inundada</i> (laranja)	114
Figura 94 – Tal. 4 – AM. 1 - Envoltória de Mohr-Coulomb para a condição “Não-Inundada” e “Inundada”	114
Figura 95 - Curvas tensão-deformação-deformação vertical para a amostra Tal. 2-AM.1-prof. 0,5m – <i>Inundado</i> (marrom) e <i>Não Inundada</i> (vermelho)	115
Figura 96 - Tal. 2 – AM. 1 - Envoltória de Mohr-Coulomb para a condição “Não-Inundada” e “Inundada”	115
Figura 97 - Curvas tensão-deformação-deformação vertical para a amostra PI. 1-AM.1-prof. 1m – <i>Inundado</i> (verde) e <i>Não Inundada</i> (azul)	116
Figura 98 - PI. 1-AM.1-prof. 1m - Envoltória de Mohr-Coulomb para a condição “Não-Inundada” e “Inundada”	116
Figura 99 - Curvas tensão-deformação-deformação vertical para a amostra PI. 1-AM.2-prof. 2m – <i>Inundado</i> (verde) e <i>Não Inundada</i> (azul)	117
Figura 100 - PI. 1 – AM. 2 - prof. 2m- Envoltória de Mohr-Coulomb para a condição “Não-Inundada” e “Inundada”	117
Figura 101 - Curvas tensão-deformação-deformação vertical para a amostra PI. 1-AM.3-prof. 3m – <i>Inundado</i> (marrom) e <i>Não Inundada</i> (roxo)	118
Figura 102 - PI. 1 – AM. 3 - prof. 3m- Envoltória de Mohr-Coulomb para a condição “Não-Inundada” e “Inundada”	118
Figura 103 - Amostra Tal. 4-AM.1-prof. 0,5m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão	123
Figura 104 - Amostra Tal. 2-AM.1-prof. 0,5m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão	123
Figura 105 – Amostra PI-1-AM.1-prof. 1m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão	124

Figura 106 - Amostra PI-1-AM.2-Prof. 2m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão	124
Figura 107 - Amostra PI-1-AM.3-Prof. 3m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão	125
Figura 108 – Consolidação – Amostra Tal. 2 – AM. 1-prof. 0,5m.....	127
Figura 109 – Consolidação – Amostra PI. 1 – AM. 3-prof. 3m.	127
Figura 110 – Ensaio CID - Curva tensão-deformação e variação volumétrica – Amostra Tal. 2 – AM. 1-prof. 0,5m.....	128
Figura 111 – Ensaio triaxiais drenados em uma amostra artificialmente cimentada (Maccarini, 1987; Vaughan et. al., 1988)	129
Figura 112 – Tal. 2 – AM.1 - Envoltória Total e Efetiva de Mohr-Coulomb – Ensaio CID130	
Figura 113 - Tal. 2 – AM.1 – Trajetórias de Tensões Totais e Efetivas	130
Figura 114 - Ensaio CID - Curva tensão-deformação e variação volumétrica – Amostra PI. 1 – AM. 2-prof. 2m.....	131
Figura 115 - PI. 1 – AM.2 - prof. 2m. - Envoltória Total e Efetiva de Mohr-Coulomb – Ensaio CID	132
Figura 116 - PI. 1 – AM. 2 – Trajetórias de Tensões Totais e Efetivas	132
Figura 117 - Ensaio CIU - Curva tensão-deformação e variação de pressão neutra – Amostra Tal. 4 – AM.1.....	133
Figura 118 - Tal. 4 – AM.1 - Envoltória Total e Efetiva de Mohr-Coulomb – Ensaio CIU 134	
Figura 119 - Tal. 4 – AM.1 – Trajetórias de Tensões Totais e Efetivas	134
Figura 120 - Ensaio CIU - Curva tensão-deformação e variação de pressão neutra – Amostra PI 1 – AM.1	135
Figura 121 - PI 1 – AM. 1-prof. 1,0m - Envoltória Total e Efetiva de Mohr-Coulomb – Ensaio CIU – critério de máxima tensão desviadora.....	136
Figura 122 - PI 1 – AM. 1-prof. 1,0m – Trajetórias de Tensões Totais e Efetivas	136
Figura 123 - Ensaio CIU - Curva tensão-deformação e variação de pressão neutra – Amostra PI 1 – AM.3 – prof. 3m	137
Figura 124 – PI 1 – AM 3 – Prof. 3m - Envoltória Total e Efetiva de Mohr-Coulomb – Ensaio CIU	138
Figura 125 - PI 1 – AM 3 – Prof. 3m - Trajetórias de Tensões Totais e Efetivas	138
Figura 126 - Amostra Tal. 4 – AM.1-prof.0,5m – Variação aparente não drenada do módulo de elasticidade	139
Figura 127 - Amostra Tal. 2 – AM.1-prof. 0,5m – Variação do módulo de elasticidade.....	140
Figura 128 - Amostra PI.1 – AM.1-prof. 1,0m – Variação aparente não drenada do módulo de elasticidade	140
Figura 129 - Amostra PI.1 – AM.2-prof. 2,0m – Variação do módulo de elasticidade	141
Figura 130 - Amostra PI.1 – AM.3-prof. 3,0m – Variação aparente não drenada do módulo de elasticidade	141
Figura 131 – Relação entre o peso específico seco e a altura de solo antes da ocorrência do retaludamento – todos os corpos de prova.....	144
Figura 132 - Relação entre o índice de vazios e a altura de solo antes da ocorrência do retaludamento – todos os corpos de prova.....	146
Figura 133 – Peso Específico Seco – intervalos de confiança para as amostras do Poço de Inspeção e Talude 4	147
Figura 134 – Índice de vazios – intervalos de confiança para as amostras do Poço de Inspeção e Talude 4.....	147
Figura 135 – Aspecto de algumas estruturas reliquias no Poço de Inspeção	150
Figura 136 - Aspecto de algumas estruturas reliquias no Poço de Inspeção.....	151
Figura 137 – Coleta de amostra no Poço de Inspeção	151
Figura 138 – Coleta de amostras no Talude 2 e identificação de estruturas reliquias.....	151
Figura 139 – Estrutura reliquiar observada durante o processo de moldagem de CP	152
Figura 140 – Estrutura reliquiar observada durante processo de moldagem do CP.....	152

Figura 141 – Amostra <i>Tal. 4 – AM.1 – prof. 0,5m</i> - Comparação das envoltórias de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência	153
Figura 142 - Amostra <i>Tal. 2 – AM.1 – prof. 0,5m</i> - Comparação das envoltórias de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência	154
Figura 143 – Amostra <i>PI 1 – AM.1 – prof. 1,0m</i> - Comparação das envoltórias de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência	154
Figura 144 – Amostra <i>PI 1 – AM.2 – prof. 2,0m</i> - Comparação das envoltórias de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência	155
Figura 145 – Amostra <i>PI 1 – AM.3 – prof. 3,0m</i> - Comparação das envoltórias de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência	155
Figura 146 – Relação entre os parâmetros de resistência obtidos e a profundidade	157
Figura 147 – Relação entre o ângulo de atrito e peso específico seco, e o índice de vazios	158
Figura 148 – Relação entre a coesão efetiva e peso específico seco, e o índice de vazios..	159
Figura 149 – Envoltórias de ruptura de alguns solos tropicais da região sul do Brasil (modificado de Heidemann, 2011)	160
Figura 150 – Comparação da tensão virtual de pré-adensamento com a pressão de terra na condição natural e solo saturado	163
Figura 151 – Relação entre os parâmetros de compressibilidade C_r e C_c com a profundidade estimada de solo	164
Figura 152 – Relação entre C_c e os limites de plasticidade	164
Figura 153 – Relação entre C_c e o índice de vazios inicial (modificado de Suzuki, 2004) - *apud Suzuki, 2004	165
Figura 154 – Valores típicos de permeabilidade para solos naturais (modificado de Fonseca e Coutinho, 2008, onde (1) Coutinho et al., 1999; Lafayette, 2006; Lima, 2002; Silva, 2007; (2) Lacerda, 2004; (3) Viana da Fonseca, 1996; (5) Coutinho et al., 2000; (6) Silva et al., 2004)	167

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores determinantes para o comportamento de solos residuais e sedimentares (adaptado de Marques, 2001)	7
Tabela 2 – Feições micro-estruturais de solos residuais jovens gnáissicos (Sandroni, 1981, <i>apud</i> Oliveira, 2011)	30
Tabela 3 – Análises de difração de raio-X em solo residual de gnaiss (adaptado de Bernardes, 2003).....	33
Tabela 4 – Altura de solo antes do retaludamento.....	63
Tabela 5 - Quadro resumo com os ensaios realizados	65
Tabela 6 – EDS e microscopia eletrônica de varredura.....	69
Tabela 7 – Tamanho máximo de partícula para amostras de ensaios triaxiais (modificado de Head, 1982).....	76
Tabela 8 – Quadro resumo dos resultados obtidos na caracterização física dos solos	84
Tabela 9 – Proposta de classificação de solos tropicais (Vargas, 1988)	86
Tabela 10 – Valores típicos de Limites de Plasticidade e Atividade de alguns minerais de argila (adaptado de Das, 2007).....	88
Tabela 11 – Densidade dos grãos e índice de vazios típicos para solos residuais brasileiros (Fonte: Sandroni, 1985)	89
Tabela 12 – Coeficientes de Permeabilidade.....	103
Tabela 13 – Principais resultados obtidos nos ensaios de compressão diametral	103
Tabela 14 – Principais resultados obtidos nos ensaios de compressão confinada.....	111
Tabela 15 – Velocidades utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto	112
Tabela 16 – Velocidades utilizadas nos ensaios triaxiais CID.....	113
Tabela 17 – Principais resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.....	119
Tabela 18 – Variação nos parâmetros de resistência do solo para condição <i>Inundada</i> e <i>Não Inundada</i>	120
Tabela 19 – Resumo dos corpos de prova dos ensaios triaxiais	121
Tabela 20 – Parâmetro B de Skempton para as amostras analisadas.....	125
Tabela 21 – Valores teóricos de B para diferentes solos (modificado de Holtz e Kovacs, 1981)	126
Tabela 22 – Resumo dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais	139
Tabela 23 – Principais índices físicos obtidos.....	143
Tabela 24 – Índice de vazios, mineralogia e % passante na #200 para alguns solos residuais de gnaiss (modificado de Bernardes, 2003 – original de Sandroni, 1981).....	148
Tabela 25 – Variação nos parâmetros efetivos de resistência do solo entre o cisalhamento Direto Inundado e Triaxial	156
Tabela 26 – Parâmetros de resistência de alguns solos residuais em relação à mineralogia (modificado de Fonseca e Coutinho, 2008).....	161
Tabela 27 – Valores de coeficiente de permeabilidade	166

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AEP	Arranjos elementares de partículas
AM	Amostra
ASTM	American Society for Testing and Materials
a_v	Coefficiente de compressibilidade
B	Parâmetro B de Skempton
BS	British Standard
c	intercepto coesivo total
c'	intercepto coesivo efetivo
CA	Carregamento axial
CD	Consolidado Drenado
CU	Consolidado Não Drenado
CID	Consolidado Isotropicamente Drenado
CIRAM	Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina
CIU	Consolidado Isotropicamente Não-Drenado
CL	Carregamento lateral
CP	Corpo de Prova
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPT	Cone Penetration Test
CSL	Linha de estado crítico
C_r	Coefficiente de recompressão
C_c	Coefficiente de compressão
c_v	Coefficiente de adensamento
C_v	Parâmetro de compressibilidade dos vazios
C_{sk}	Coefficiente de compressibilidade do esqueleto sólido
d	Diâmetro
d	Distância entre planos atômicos
DA	Descarregamento axial
DL	Descarregamento lateral
DMT	Dilatometer Marchetti Test
e	índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
e_{max}	Índice de vazios máximo
E	Módulo de Elasticidade
ECV	Departamento de Engenharia Civil
EDS	Espectrometria por dispersão de energia
EPAGRI	Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina
FA	Força Axial

F_C	Força de compressão
F_T	Força de tração
GPF	Grupo de partículas finas
h	Altura
h_{nat}	Teor de umidade natural
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IP	Índice de Plasticidade
ISRM	International Society for Rock Mechanics
kg	Quilograma
kN	Kilonewton
kPa	Kilopascal
K_v	Coefficiente de permeabilidade
k_{adens}	Coefficiente de permeabilidade – ensaio de adensamento
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
l	Comprimento
LCME	Laboratório Central de Microscopia Eletrônica
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LMS	Laboratório de Mecânica dos solos
M	Ângulo de atrito interno no estado crítico
MDE	Modelo digital de elevação
MEV	Microscópio Eletrônico de Varredura
m_v	Coefficiente de variação volumétrica
ML	Silte de baixa plasticidade
NANOTEC	Laboratório de Aplicações de Nanotecnologia em Construção Civil
NBR	Norma brasileira
NCL	Linha normalmente adensada
NGI	Norwegian Geotechnical Institute
N_{SPT}	Número de golpes no ensaio SPT
OCR	Over consolidation ratio
P	Tensão confinante constante
PCA	Dano estrutural + carregamento axial
PI	Poço de Inspeção
Q	Tensão cisalhante máxima no plano p vs q
R^2	Coefficiente de determinação
SC	Santa Catarina
SIRGAS	Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas
SM	Areno-siltoso
SP	Sondagem à Percussão

SPC	Stress Path Control
SPT	Standard Penetration Test
SRTM	Shuttle Radar Topography Mission
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos solos
Sr	Grau de saturação
t	Espessura
t _r	Tempo para ruptura
T	Força de Tração
TAL	Talude
u	Pressão neutra
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
USGS	U.S. Geological Survey
UU	Não-Consolidado e Não Drenado
v _{rup}	Velocidade de cisalhamento
WF	Wykeham Farrance Ltda

LISTA DE SÍMBOLOS

\circ	Grau
”	Polegada
σ'_{vm}	Tensão de pré-adensamento virtual
σ'_o	Pressão de sobrecarga do solo
δ_g	Densidade real dos grãos
δ_A	Densidade da água
γ_s	Peso específico aparente seco
γ_h	Peso específico aparente úmido
Δu	Variação da pressão neutra
ε	Deformação
ε_v	Deformação vertical
σ_c	Tensão confinante
σ	Tensão total
σ'	Tensão efetiva
$\Delta\sigma$	Variação da tensão
σ_h	Tensão horizontal
σ_v	Tensão vertical
σ_d	Tensão desviadora
σ_1	Tensão total principal máxima
σ_3	Tensão total principal mínima
σ'_1	Tensão efetiva principal máxima
σ'_3	Tensão efetiva principal mínima
σ_T	Resistência à tração
π	Razão entre o perímetro de um círculo e o seu diâmetro
τ	Tensão cisalhante
φ'	Ângulo de atrito efetivo
φ	Ângulo de atrito total
ϕ'_c	Ângulo de atrito interno no estado crítico
σ'_o	Tensão confinante efetiva inicial
ΔV	Variação volumétrica
ΔL	Variação do deslocamento
α	Inclinação
v	Deformação volumétrica
η	Fator de drenagem nas extremidades da amostra
η	Porosidade.
θ	Ângulo de difração
Γ	Coefficiente linear no plano $v : \ln p'$
λ	Coefficiente angular no plano $v : \ln p'$,
λ	comprimento de onda de radiação

LISTA DE ELEMENTOS QUÍMICOS

Al	Alumínio
Au	Ouro
C	Carbono
Ca	Cálcio
Fe	Ferro
H	Hidrogênio
K	Potássio
Mn	Manganês
O	Oxigênio
Pd	Paládio
S	Enxofre
Si	Silício

LISTA DE MINERAIS

Gb	Gibbsita
Gt	Goethita
H	Haloisita
K / Ct	Caulinita
M	Muscovita
P	Philpsita
R	Rectorita
Q / Qz	Quartzo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	OBJETIVO GERAL.....	2
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1	SOLOS RESIDUAIS E OS PROCESSOS DE INTEMPERISMO.....	4
2.1.1	ESTRUTURA DOS SOLOS RESIDUAIS.....	7
2.2	SOLOS CIMENTADOS	10
2.2.1	SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS.....	13
2.3	ENSAIOS DE LABORATÓRIO E COLETAS DE AMOSTRAS INDEFORMADAS	14
2.3.1	COLETA DE AMOSTRAS INDEFORMADAS.....	15
2.3.2	ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	16
2.3.3	ENSAIO TRIAXIAL – DEFORMAÇÃO CONTROLADA.....	18
2.3.4	COMPRESSÃO DIAMETRAL (BRAZILIAN TEST).....	21
2.3.5	ENSAIO DE COMPRESSÃO CONFINADA.....	24
2.3.6	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	28
2.3.7	ANÁLISE MICROSCÓPICA E MINERALÓGICA DOS SOLOS	28
2.4	TRAJETÓRIA DE TENSÕES	33
2.5	COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE SOLOS RESIDUAIS	37
2.6	TEORIA DO ESTADO CRÍTICO	46
2.6.1	COMPRESSÃO ISOTRÓPICA	46
2.6.2	LINHA DO ESTADO CRÍTICO	47
3	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS	51
3.1	APRESENTAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS	51
3.2	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DA REGIÃO	54
3.3	DEFINIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDOS	56
3.4	CARACTERÍSTICAS DO PERFIL DE SOLO ESCOLHIDO	56
3.5	DEFINIÇÃO DO PERFIL DE SOLO NATURAL ANTES DA ESCAVAÇÃO	59
3.6	POÇO DE INSPEÇÃO (PI) E TALUDES.....	62
4	METODOLOGIA.....	64
4.1	COLETA DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS.....	67
4.2	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	68
4.3	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA	68
4.4	ENSAIOS DE COMPRESSÃO CONFINADA	71
4.5	COMPRESSÃO DIAMETRAL (<i>BRAZILIAN TEST</i>).....	72
4.6	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	74
4.7	ENSAIOS TRIAXIAIS.....	74
4.7.1	CORPOS DE PROVA	75
4.7.2	EQUIPAMENTO UTILIZADO.....	76
4.7.3	PROCEDIMENTO DO ENSAIO.....	79
4.7.4	VELOCIDADE DE CISALHAMENTO PARA OS ENSAIOS DRENADOS	81
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE PRELIMINAR DOS RESULTADOS	83
5.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	83
5.2	MICROSCOPIA E ANÁLISE MINERALÓGICA	91
5.3	PERMEABILIDADE.....	102

5.4	COMPRESSÃO DIAMETRAL (<i>BRAZILIAN TEST</i>)	103
5.5	ENSAIOS DE COMPRESSÃO CONFINADA	105
5.5.1	DEFINIÇÃO DA VELOCIDADE DE CISALHAMENTO PARA OS ENSAIOS DRENADOS	112
5.6	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	113
5.7	ENSAIOS TRIAXIAIS CID E CIU	120
5.7.1	PARÂMETRO DE PORO-PRESSÃO B DE SKEMPTON	121
5.7.2	ETAPA DE CONSOLIDAÇÃO	126
5.7.3	ETAPA DE CISALHAMENTO – ENSAIOS CID	128
5.7.4	ETAPA DE CISALHAMENTO – ENSAIOS CIU	132
5.7.5	ANÁLISE GERAL DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS	138
5.8	ÍNDICES FÍSICOS	142
6	ANÁLISE GERAL DOS RESULTADOS	150
6.1	OBSERVAÇÕES GERAIS DO SOLO <i>IN SITU</i>	150
6.2	ANÁLISE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO RESIDUAL DE GNAISSE	153
6.3	AVALIAÇÃO DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO CONFINADA	162
6.4	COEFICIENTES DE PERMEABILIDADE	165
7	CONCLUSÕES	168
8	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	172
	REFERÊNCIAS	173
	ANEXO 179	

1 INTRODUÇÃO

O conhecimento do comportamento geotécnico dos solos do estado de Santa Catarina apresenta grande importância, principalmente devido às catástrofes naturais ocorrentes nos últimos anos com elevada magnitude. Também se destacam o desenvolvimento urbano crescente, exigindo obras de infra-estrutura de grande porte, o qual torna necessário, em diversos casos, uma análise geotécnica acurada.

De acordo com diversos autores (*e.g.* Oliveira, 2011), os solos residuais abrangem cerca de 38% da superfície terrestre, correspondendo a locais onde vivem cerca de 45% da população do planeta. Grande extensão do território catarinense é coberto por solos residuais, destacando-se os solos residuais de basalto, solos residuais de arenito (inclusive solos residuais da formação Botucatu – Martins, 1994), e os solos residuais de origem granítica e gnáissica, objeto de estudo deste trabalho.

Desta forma, diversas obras de Engenharia (edifícios, pontes, viadutos, rodovias, etc.) são apoiadas em solos residuais. Além disso, há também a necessidade de execução de diversas obras de terra (barragens, estabilização de taludes, aterros, etc.) utilizando solos residuais como elemento estrutural ou material de construção.

De forma geral, os solos residuais, derivados do intemperismo de rochas ígneas, comumente apresentam boas características e propriedades geomecânicas para o desenvolvimento de obras de engenharia.

No entanto, o estudo do comportamento geotécnico de solos tropicais e subtropicais é complexo e apresenta grande variabilidade regional e com diferentes características. Diversos autores citam que isso se deve ao tipo de formação destes solos, tais quais normalmente são formados em ambientes de elevada umidade com variações de temperatura, os quais favorecem a intensa atividade química no perfil de intemperismo. Mitchell (2005) cita que o intenso intemperismo e lixiviação, combinado com a abundância de alumínio e óxidos de ferro, produzem estruturas e texturas variando de solos com matriz granular e estrutura aberta até densa e solos argilosos nos solos tropicais e subtropicais.

Nesse trabalho será apresentada uma caracterização geomecânica de um perfil de solo residual, classificado geologicamente como ortognáissico, da cidade de Santo Amaro da Imperatriz-SC. Essa análise compreenderá a caracterização física do solo em todo o perfil estudado;

análise microscópica do solo; além de estudos tensão-deformação com a utilização de ensaios laboratoriais.

Toda a análise, descrição, caracterização, além da obtenção de parâmetros geomecânicos do perfil de solo residual apresenta-se como justificativa para esta pesquisa.

1.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é caracterizar geomecanicamente um perfil de solo residual de gnaiss, da cidade de Santo Amaro da Imperatriz em Santa Catarina. Essa caracterização foi realizada através de ensaios laboratoriais e análises mineralógicas de 5 amostras coletadas em um talude e através de um poço de inspeção.

1.2 Objetivos específicos

- Determinação dos parâmetros de resistência das amostras analisadas, através de ensaios Triaxiais CID, CIU, cisalhamento direto inundado e não inundado;
- Analisar indícios de cimentação e o comportamento do solo residual de gnaiss, através dos ensaios de resistência e compressibilidade;
- Avaliar a variação da resistência devido à inundação dos corpos de prova nos ensaios de cisalhamento direto;
- Analisar a variação da compressibilidade devido à inundação dos corpos de prova;
- Analisar o comportamento do parâmetro de poro-pressão B, durante o processo de saturação por contrapressão nos ensaios Triaxiais;
- Estudar a variação dos índices físicos de acordo com a profundidade da amostra coletada;
- Analisar por meio de microscopia eletrônica de varredura, a ocorrência de cimentação natural e a estrutura dos solos estudados;
- Analisar a mineralogia dos solos estudados, através de difratometria de raio-X;
- Avaliar a resistência à tração através de ensaios de compressão diametral (brazilian test).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados os principais aspectos teóricos envolvendo os estudos e análises realizadas. Desta forma, a revisão bibliográfica apresenta os seguintes itens:

- Aspectos gerais relacionados aos solos residuais, sua formação, características físicas e comportamento geomecânico;
- Breve introdução aos solos naturalmente cimentados, artificialmente cimentados e seu comportamento geomecânico;
- Trajetória de tensões;
- Ensaios de laboratório e coleta de amostras indeformadas;
- Comportamento típico tensão-deformação de solos residuais;
- Introdução e alguns aspectos da teoria do estado crítico para solos residuais.

A Figura 1 apresenta os tópicos apresentados nesta Revisão Bibliográfica.



Figura 1 – Tópicos apresentados na Revisão Bibliográfica

2.1 Solos Residuais e os Processos de Intemperismo

Os solos residuais cobrem diversas áreas da crosta terrestre, sendo em muitos casos componente estrutural de diversas obras de Engenharia Civil, como por exemplo, fundações, barragens, rodovias e outros. Além disso, há diversos problemas relacionados ao comportamento dos solos residuais, sobretudo os relacionados a deslizamentos de terra.

Segundo Lambe *et al.* (1979), os conceitos da mecânica dos solos clássica foram desenvolvidos em regiões da Terra dominadas por climas temperados, onde se situam os maiores centros urbanos e em que a construção em depósitos de solos sedimentares não alterados foi extensiva.

Maccarini (1987) cita que os conceitos aplicados para esses tipos de solos (residuais) são baseados ou “emprestados” da convencional ou clássica Mecânica dos Solos, a qual tem suas raízes em solos sedimentares.

Assim, os conceitos da mecânica dos solos clássica (solos sedimentares, de modo geral) são quase “que universalmente inaplicáveis para o comportamento dos solos residuais” (WESLEY, 2010). Esse fato consolida a importância do estudo regional dos solos residuais, sobretudo em regiões de clima tropical.

No entanto, os princípios da mecânica dos solos clássica são amplamente empregados para solos residuais. Santamarina (2001) cita uma passagem de Terzaghi, em que ele indica a dificuldade na quebra de “velhos princípios fundamentais”, possivelmente, um caso similar ao estudo da mecânica dos solos residuais:

“... Coulomb... purposely ignored the fact that sand consists of individual grains, and ... dealt with the sand as if it were a homogeneous mass with certain mechanical properties. Coulomb's Idea proved very useful as a working hypothesis for the solution of one special problem of the earth-pressure theory, but it developed into an obstacle against further progress as soon as its hypothetical character came to be forgotten by Coulomb's successors. The way out of the difficulty lies in dropping the old fundamental principles and starting again from the elementary fact that sand consists of individual grains”.

O ISRM (1978) descreve solo residual como sendo todo material proveniente da rocha sã convertido em solo. A estrutura da massa está praticamente destruída.

Os solos residuais tendem a ser mais abundantes em regiões quentes e úmidas, as quais são favoráveis à alteração química da rocha e que tem suficiente vegetação para manter os produtos da alteração, evitando assim que os mesmos sejam transportados (LAMBE *et al.*, 1979).

O relevo controla o grau de intemperismo, determinando a drenagem da água através da zona de intemperismo. O relevo também controla a idade efetiva do perfil pelo controle da velocidade de erosão do material intemperizado da superfície. Assim, um perfil de solo residual mais espesso pode ser geralmente encontrado em vales e encostas suaves mais facilmente do que em terrenos altos ou em encostas íngremes (Morim e Ayetey, 1971 *apud* Slongo, 2008).

Conceitualmente, basicamente os solos residuais são formados diretamente, através de processos físicos e químicos de intemperismo da rocha. Os solos sedimentares sofrem processos adicionais: os solos residuais são erodidos através de chuvas sendo transportados através de fluxos ou rios, e são depositados em lagos ou no mar, conforme apresentado na Figura 2 (adaptado de Wesley, 2010). Ressalta-se que existem outras diferentes formas de formação dos solos sedimentares, como por exemplo através da ação do vento, degelo e transporte, entre outras formas de transporte de sedimentos.

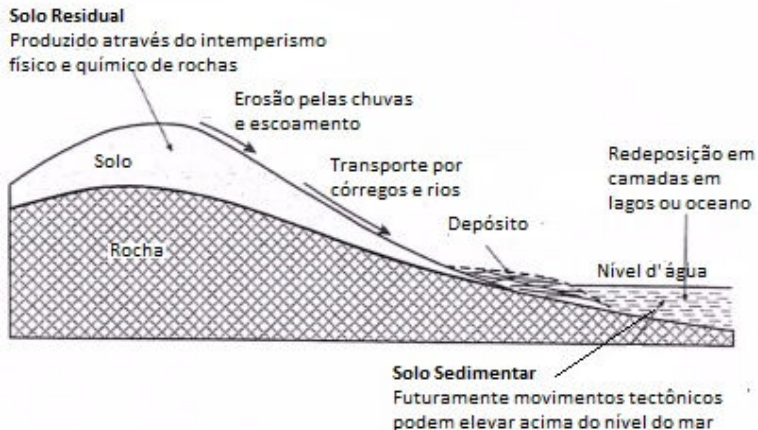


Figura 2 – Formação de solos sedimentares e residuais (adaptado de Wesley, 2010)

Wesley (2010) apresenta um exemplo esquemático de dois perfis de solos sedimentares e solos residuais (Figura 3). Conforme, apresentado na Figura 3, de forma geral, os solos sedimentares são mais

homogêneos, e apresentam vestígios de camadas horizontais devido ao acamamento. Entretanto, os solos residuais são normalmente mais heterogêneos, com as características variando com a profundidade. O perfil de solo residual apresentado por Wesley é apenas um exemplo entre diversos possíveis na prática.

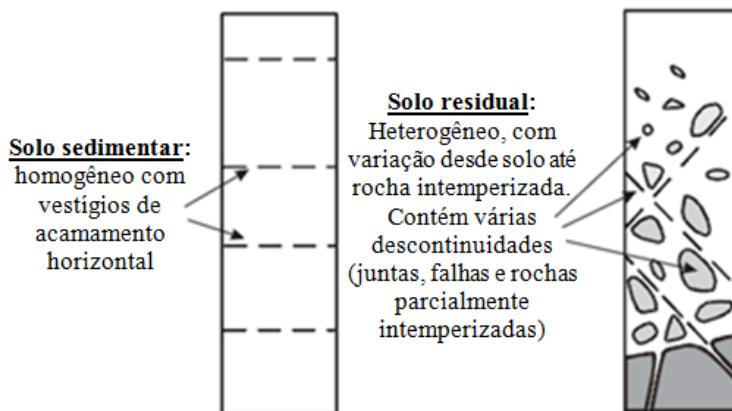


Figura 3 - Perfis simplificados de solo sedimentar e residual (adaptado de Wesley, 2010)

Dois diferenças significativas entre os solos residuais e sedimentares são descritas abaixo, em função de suas propriedades e da sua formação (WESLEY, 2010):

- a) Os solos sedimentares sofrem um sistemático processo de triagem durante os processos de erosão, transporte e deposição. As partículas finas são separadas das grossas e são depositadas em diferentes locais ou camadas. Portanto, os solos sedimentares são relativamente mais homogêneos. Os solos residuais não sofrem esses processos, e, contudo são susceptíveis a serem mais heterogêneos que os solos sedimentares.
- b) Os conceitos de história de tensões, normalmente adensado e sobreadensado, não são relevantes para os solos residuais. A reta virgem de compressibilidade não ocorre para solos residuais, um fato que nem sempre é apreciado pelos pesquisadores das suas propriedades. O “estado virgem” dos solos residuais é a rocha-mãe pelo qual ele é formado, enquanto que para um solo sedimentar mole é o fundo do mar ou lago.

Diversos outros autores apresentam também algumas comparações entre os comportamentos de solos residuais e solos sedimentares. A Tabela 1 apresenta alguns desses fatores descritos por Marques (2001).

Tabela 1 – Fatores determinantes para o comportamento de solos residuais e sedimentares (adaptado de Marques, 2001)

Fator	Solo Residual	Solo Sedimentar
<i>Formação</i>	Partículas formadas no local	Partículas formadas em outro local
<i>Anisotropia</i>	Pode ser herdada da rocha mãe	Anisotropia inerente e induzida
<i>História de Tensões</i>	Usualmente não importante e tem pouca influência.	Muito importante. Modifica o arranjo inicial das partículas e causa o efeito de sobreadensamento
<i>Resistência das Partículas</i>	Muito variável	Mais uniforme
<i>Ligações interparticulares</i>	Importante componente de resistência, sobretudo devido às ligações residuais ou de cimentação. Causam intercepto coesivo e resultam numa tensão de cedência	Ocorrem em depósitos envelhecidos geologicamente, causam intercepto coesivo e resultam numa tensão de cedência
<i>Descontinuidades</i>	Desenvolvem-se de estruturas pré-existentes ou de características estruturais da rocha mãe	Desenvolvem-se devido a ciclos de deposição e de história de tensões
<i>Índice de Vazios</i>	Depende do estado atingido no processo de alteração	Depende diretamente da história de tensões

2.1.1 Estrutura dos Solos Residuais

O conceito de estrutura dos solos é utilizado para descrever o arranjo das partículas, grupos de partículas e espaços porosos em um solo (Lambe *et al.*, 1979).

Mitchell (2005) cita que a variabilidade possível de *fabrics* e os possíveis sistemas de forças interparticulares possibilitam um número quase ilimitado de estruturas. Para Mitchell (2005), o termo *fabric* é utilizado para indicar a associação de partículas e o seu arranjo, enquanto que o termo estrutura está associado à estabilidade do arranjo entre as partículas.

Vaughan (1988) utiliza o termo estrutura para indicar uma componente de resistência e rigidez, independente da tensão efetiva e da porosidade, e que se comporta como se fosse devido às conexões físicas entre as partículas sólidas. O mesmo autor também aponta como principais causas para as ligações interparticulares:

- Cimentação através de deposição de carbonatos, hidróxidos, matéria orgânica, etc.;
- Solução e reprecipitação de agentes cimentantes, como por exemplo, silicatos;
- Desenvolvimento de ligações nos contatos interparticulares, sujeitos a alta pressão;
- Recristalização de minerais durante a alteração química;
- As forças de ligação entre partículas, presentes em partículas argilosas.

Segundo Wesley (2010), muitos dos solos residuais (mas não todos), são altamente microestruturados. A Figura 4 mostra alguns exemplos conceituais da estrutura dos solos residuais.

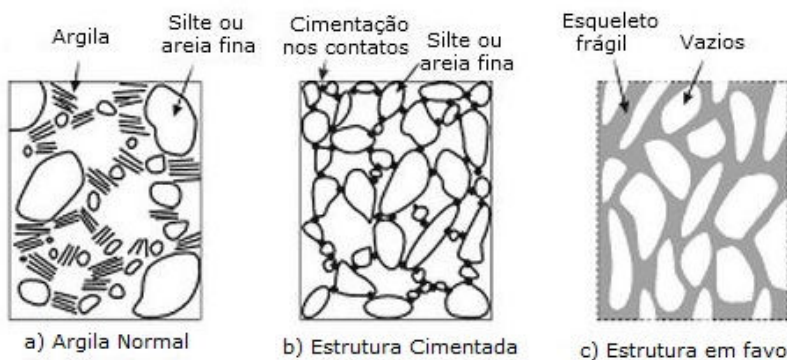


Figura 4 - Exemplos conceituais de microestrutura (Fonte: adaptado de Wesley, 2010)

O primeiro diagrama mostra uma argila normal indeformada, mostrando o arranjo com as partículas de argila em forma de placa, ocupando parte dos vazios entre as partículas grossas de silte ou areia. Solos como esses não apresentam sensibilidade (variações de resistência para o estado deformado e indeformado), o que significa que a influencia da estrutura não é grande.

O segundo diagrama mostra o conceito de solo com a estrutura cimentada. Este é um conceito útil, e solos artificialmente cimentados foram usados em estudos de laboratório, representando o comportamento dos solos residuais (item 2.2.1).

No exemplo c da Figura 4 é apresentada uma estrutura em favo, o qual consiste num esqueleto relativamente intemperizado de material com um espaço muito grande de vazios. Essa estrutura representa bem alguns solos sensitivos, ou altamente sensitivos, como por exemplo, os solos vulcânicos.

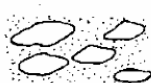
A Figura 5 apresenta alguns modelos estruturais para solos residuais tropicais, segundo Cruz, 1987 *apud* Reis (2004).



SOLO POROSO – “Grumos de partículas de solo” cimentados por óxidos de ferro e alumínio – partículas de quartzo resistentes – macro-poros – permeabilidade elevada – solo colapsível.



SOLO RESIDUAL LATERÍTICO – “Grumos de solo” – partículas de laterita e/ou quartzo – macro e micro-poros – permeabilidade variável – solo colapsível, ou estável solo laterítico.



SOLO SAPROLÍTICO – Lateração menor, ou pouco significativa – presença de partículas, grãos de rocha alterada – matriz de solo pouco resistente.



SOLO SAPROLITO ORIGINÁRIO DE ROCHA BANDEADA – Estrutura reliquiar manifesta.



SAPROLITOS COM FINOS – “Blocos de rocha alterada” com preenchimento de vazios com solo – permeabilidade “baixa”.



SAPROLITOS SEM FINOS – Vazios pouco preenchidos por solo – camada “permeável” – fluxo pelas fraturas não preenchidas por solo.

Figura 5 - Modelos Estruturais de alguns solos residuais (Cruz, 1987) *apud* Reis (2004)

2.2 Solos Cimentados

Santamarina (2001) cita que as forças entre partículas foram consideradas inicialmente por Ingles (1962) e posteriormente revisada por Mitchell (1993) e Santamarina *et al.* (2001). Nesse caso, as forças entre partículas são classificadas de acordo com o mecanismo de geração da força, as quais são descritas abaixo:

- forças devido à aplicação de tensões: Elas são transmitidas ao longo das partículas sólidas que formam o esqueleto sólido (estrutura). Efeitos capilares de alto grau de saturação, antes da entrada de ar também se enquadram nesta categoria;
- forças entre partículas: Inclui o peso das partículas, a flutuabilidade e as forças hidro-dinâmicas. Uma partícula pode experimentar essas forças, mesmo na ausência de esqueleto do solo;
- forças de contato: Inclui forças capilares com baixo grau de saturação, forças elétricas e forças de cimentação. Os dois primeiros podem provocar deformações na massa de solo mesmo com cargas constantes. No entanto, as forças de cimentação provocam uma força oposta à deformação do esqueleto.

Essa força oposta à deformação do esqueleto, apresentada por solos cimentados, representa a capacidade de tração de solos cimentados.

De acordo com Vaughan (1985) *apud* Oliveira (2011), a maioria dos solos residuais possui algum tipo de cimentação entre as suas partículas que influencia de forma significativa suas propriedades geotécnicas.

Maccarini (1987) cita que a evidência da existência de ligações entre partículas devido às cimentações em solos residuais, pode ser comprovada não apenas pela semelhança de comportamento com os solos artificialmente cimentados (subitem 2.2.1), mas também pela diferença entre o comportamento de solos sedimentares, ou seja, os princípios da mecânica dos solos clássica podem não ser adotáveis aos solos residuais naturalmente cimentados.

Um dos exemplos apresentados por Maccarini (1987) está apresentado na Figura 6, o qual foi elaborado a partir das idéias de Milton Vargas (1953), o qual apresenta a definição de *quasi-preconsolidation pressure* que está relacionada à cimentação da estrutura do solo. Nesse gráfico estão plotados a tensão de pré-adensamento virtual (ensaios de adensamento ou compressão confinada) e os ensaios de compressão isotrópica em função da profundidade. Nesse gráfico a história de tensões para o solo residual, não é explicada apenas pela pressão de pré-adensamento, porque os valores de pressão de terra teóricos (sobrecarregamento) são aproximadamente metade do valor da pressão de pré-adensamento obtido nos ensaios. Isso indica que dificilmente a retirada de solo das camadas superiores, em erosões, por exemplo, podem ser a causa da variação da pressão de pré-adensamento virtual. A existência de cimentações entre as partículas pode ser explicada pelos dados apresentados por Maccarini.

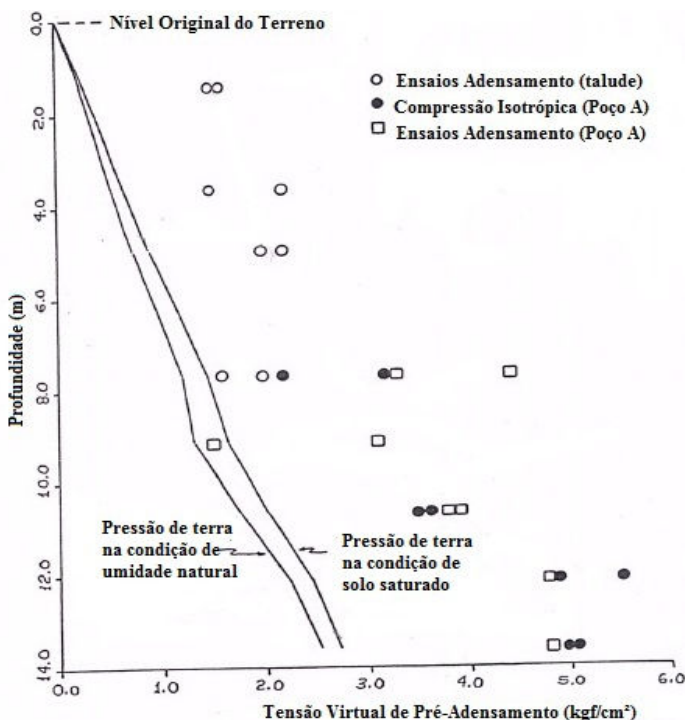


Figura 6 – Ensaios de adensamento (compressão confinada) e compressão isotrópica em solo residual de gnaiss comparada com a máxima pressão de sobrecarga (adaptado de Maccarini, 1987)

Segundo Malandraki (1994), a cimentação na estrutura de alguns solos pode ocorrer devido a diferentes razões, como a deposição de carbonatos ou hidróxidos, ou a deposição de sílica no contato das partículas. Entretanto, muitos solos apresentam características similares independentes da origem da cimentação.

Santamarina (2001), cita que existem muitos mecanismos que levam à cimentação de solos. A Figura 7 mostra uma hipótese na qual a evaporação de água no menisco entre duas partículas e a precipitação do sal forma cristais que unem as partículas entre si, formando a cimentação. Inicialmente há a ligação devido à saturação com água ionizada. Na sequência a ligação é apenas pelo menisco. Posteriormente os sais em solução precipitam, formando uma ligação entre partículas (cimentação). Alguns agentes também podem litificar o solo em torno das partículas e dos contatos, enquanto outros processos alteram a estrutura físico-química inicial.

A cimentação, portanto, é uma consequência natural do envelhecimento e os consequentes efeitos diagenéticos em solos (Santamarina, 2001).

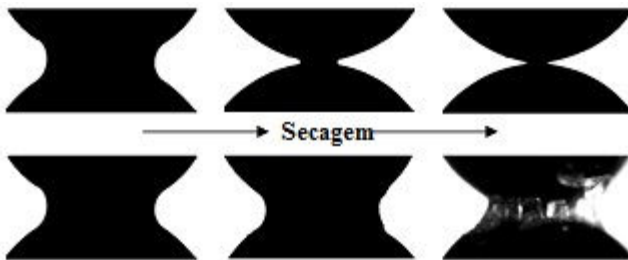


Figura 7 – Secagem de água ionizada e formação de ligação entre partículas (adaptado de Santamarina, 2001).

Ainda segundo Santamarina (2001), a mais significativa contribuição mecânica da cimentação é ativada quando deformações são impostas ao solo. Comparando um eventual esforço de tração com a força de cimentação, a força de tração necessária para quebrar o cimento em um contato é apresentada a seguir. Considera-se uma camada homogênea de material cimentado, com espessura “ t ” depositado ao redor de partículas com diâmetro “ d ”. O diâmetro do cimento (d_{contato}) através do contato é determinado pela fórmula de Pitágoras. Para uma pequena espessura de cimentação, pode-se utilizar a equação (1):

$$d_{contato}^2 = 4 \times d \times t \quad (1)$$

Então, para um cimento com resistência à tração “ σ_T ”, a força de tração máxima que o contato pode suportar está apresentada na equação (2):

$$T = t \times \pi \times d_{cont} \times \sigma_T \quad (2)$$

Assim, mesmo para pequenas quantidades de cimento podem-se produzir alterações significativas no comportamento de solos se o confinamento for relativamente baixo os quais dependem, sobretudo, da sua tensão de tração.

2.2.1 Solos Artificialmente Cimentados

Os conceitos iniciais da Mecânica dos Solos Clássica para solos sedimentares foram desenvolvidos a partir da investigação em amostras deformadas e reconstituídas, ou através de materiais artificiais, em que o índice de vazios e a trajetória de tensões podem ser controlados em laboratório (VAUGHAN, 1988).

Para o estudo dos solos residuais, diversas pesquisas seguiram no final dos anos 80, sobretudo no Imperial College e outros centros de pesquisa, como por exemplo, Maccarini (1987), Bressani (1990), Leroueil e Vaughan (1990), Malandraki (1994), Malandraki e Toll (2000, 2001), dentre outros.

Maccarini (1987) desenvolveu um material artificial com o objetivo de simular o comportamento dos solos residuais. Com isso, algumas dificuldades inerentes à amostragem e a variabilidade dos materiais poderiam ser sanadas, a fim de controlar os parâmetros a serem investigados. Além disso, obteve-se um modelo de comportamento para solos residuais cimentados.

As principais dificuldades apresentadas por Maccarini (1987) para a realização de ensaios em solos residuais naturais se encontravam no efeito da desestruturação do material em função da representatividade da amostra e a dificuldade para a investigação do efeito de alívio de tensões, obtidos durante uma amostragem.

Para tentar evitar esses problemas, este autor desenvolveu uma técnica de reconstituição de amostras, através da formação de uma pasta

de mistura de caulim e areia (quartzo) em um estado úmido. Após a secagem e cozimentos controlados, o caulim atuava como agente cimentante entre partículas, resultando em uma estrutura aberta e permeável, típica de alguns solos residuais. A resistência das ligações interparticulares poderia ainda ser variada, alterando a proporção de areia e caulim, ou ainda alterando a temperatura e o tempo de cozimento.

Posteriormente, outras modificações foram realizadas. Inicialmente, para simular um solo residual com partículas com dureza variável, parte da areia foi substituída por uma pasta de caulim cozido. Essa mistura era destorroada e peneirada, obtendo-se então uma granulometria idêntica a da areia de quartzo. Essa mistura pretendia simular o feldspato alterado, presente em grande parte de solos residuais graníticos.

Dentre outras conclusões obtidas, Maccarini, demonstrou um padrão consistente no comportamento das amostras artificiais, semelhante ao observado em solos residuais naturais. Assim, apontou os principais fatores que afetam o comportamento mecânico destes materiais:

- Resistência das ligações interparticulares (cimentações);
- Porosidade;
- Granulometria.

2.3 Ensaios de Laboratório e Coletas de Amostras Indeformadas

A coleta de amostras para a realização de ensaios de laboratório é de fundamental importância no desenvolvimento de uma pesquisa experimental, pois uma amostragem inadequada pode prejudicar as análises dos resultados obtidos. As amostras coletadas são classificadas normalmente como “amostras deformadas” (com a quebra da estrutura do solo) e “amostras indeformadas” (sem a quebra da estrutura do solo). As amostras indeformadas devem receber um cuidado ainda maior na sua coleta, pois são utilizados em estudos específicos, como por exemplo, no estudo do comportamento tensão-deformação do solo.

Esse subitem apresenta as principais considerações para a realização dos ensaios laboratoriais utilizados na presente pesquisa, bem como as considerações básicas para a coleta de amostras indeformadas, as quais merecem maior cuidado.

2.3.1 Coleta de Amostras Indeformadas

Conforme observado anteriormente, a coleta de amostras indeformadas para a execução de ensaios de laboratório deve ser realizada com cuidados especiais.

Segundo Maccarini (1999) é essencial que os ensaios de laboratório sejam conduzidos com amostras de boa qualidade, ou seja, amostras que realmente mantenham todas as características do solo verificadas no campo. É fundamental, portanto, que a estrutura do solo de campo seja preservada nos corpos de prova testados em laboratório para que os parâmetros de compressibilidade e de resistência ao cisalhamento sejam de fato representativos da estrutura do solo no campo.

O mesmo autor apresenta algumas diretrizes para a coleta de amostras indeformadas de solos residuais ou solos coesivos sedimentares.

A Figura 8 apresenta um esquema para o acondicionamento de bloco indeformado de solo (solos com maior resistência ou solo residual). É recomendável que esses blocos não ultrapassem 25cm de aresta, a fim de facilitar o transporte dos blocos. O acondicionamento deve ser realizado dentro de uma caixa de madeira, com uma camada de serragem entre as paredes do bloco de solo e da caixa de madeira, com a finalidade de que sejam absorvidos eventuais choques mecânicos que possam amolgar o solo. A espessura da camada de serragem deve ser de no mínimo 4 cm. É recomendável também que os blocos de solo sejam envoltos por um tecido do tipo talagarça seguido da aplicação de parafina líquida.

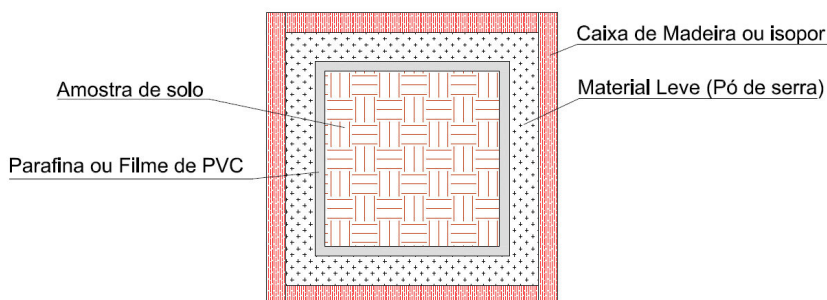


Figura 8 – Acondicionamento de bloco indeformado de solo (modificado de Maccarini, 1999)

2.3.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Segundo Holtz e Kovacs (1981), este é provavelmente o ensaio para determinação da resistência do solo mais antigo existente, sendo que Coulomb (há mais de 200 anos) utilizou um tipo de caixa de cisalhamento para obter os parâmetros da sua envoltória.

É também um ensaio simples. Basicamente, uma amostra contida numa caixa de cisalhamento, a qual é separada horizontalmente em duas metades, onde uma das metades é fixa enquanto que a outra é “empurrada” horizontalmente. Com isso a amostra é cisalhada em um plano pré-definido (horizontalmente). Uma carga vertical (tensão normal) pode ser aplicada na amostra, com o auxílio de um “top cap”. Na Figura 9 são apresentados os componentes básicos de uma caixa de cisalhamento.

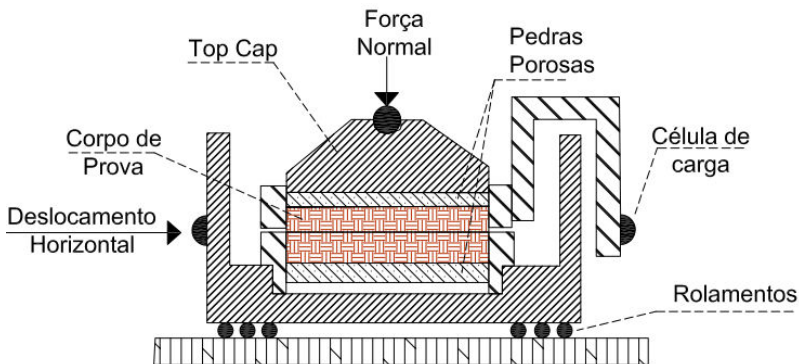


Figura 9 - Componentes básicos de uma caixa de cisalhamento (Fonte: o autor)

Neste ensaio são medidas a força para cisalhar a amostra e a deformação vertical, enquanto que o deslocamento horizontal normalmente é controlado. Através da área corrigida (a área da amostra diminui durante a fase de cisalhamento), é possível obter as tensões cisalhantes e a tensão normal.

Os resultados obtidos de um ensaio genérico são apresentados na Figura 10. No gráfico (a) observa-se a curva tensão deformação em três corpos de prova submetidos a diferentes tensões normais (confinantes). O gráfico (b) apresenta a deformação vertical nos diferentes corpos de prova durante o processo de cisalhamento. No gráfico (c) é apresentada

a envoltória de Mohr-Coulomb com os estados de tensões em que ocorreu a ruptura.

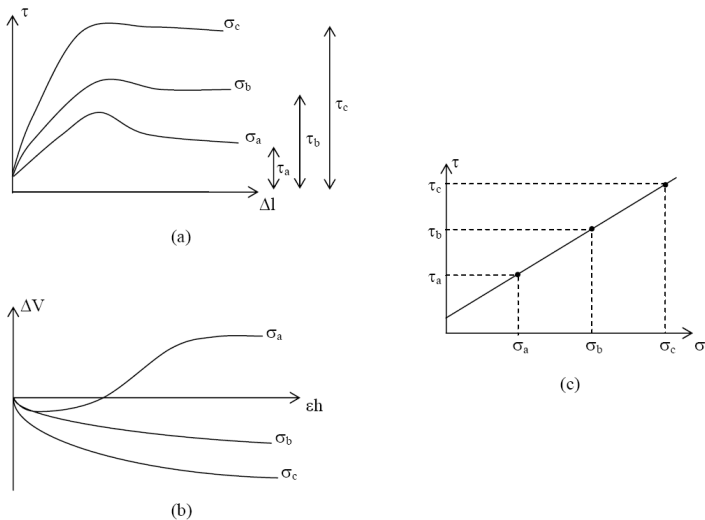


Figura 10 - Principais resultados de um ensaio de cisalhamento direto. (a) Gráficos Tensão-Deformação; (b) Gráficos Deformação Vertical; (c) Envoltória de Mohr-Coulomb.

Diversos autores citam algumas vantagens e desvantagens do ensaio de cisalhamento direto, sendo que as principais vantagens são as seguintes:

- É um ensaio rápido, barato e relativamente simples;
- Obtém-se (normalmente de forma conservadora) os parâmetros de resistência do solo;
- Pode-se observar claramente o plano de ruptura.

Porém, esse ensaio apresenta algumas desvantagens, conforme segue:

- Dificuldades em controlar a drenagem na amostra (o que afeta o traçado das envoltórias de ruptura total e efetiva), sendo que uma das soluções para resolver esse problema é utilizar velocidade lenta no ensaio (ensaio lento). Assim não ocorre o acréscimo de pressão neutra na amostra e por isso o ensaio é considerado drenado;

- O plano de ruptura ocorre numa direção forçada (horizontal), o qual não necessariamente é a geometria crítica para a ocorrência de ruptura no corpo de prova;
- Existem forças nas vizinhanças da amostra que levam a condições de não uniformidade da aplicação das tensões na amostra;
- Ocorre a rotação dos planos principais. A tensão normal e cisalhante são determinadas exclusivamente no plano horizontal, onde ocorre a ruptura;
- A determinação dos estados de tensão em outros planos só é possível após o traçado da envoltória de ruptura, conforme mostra a Figura 11. Nesta figura também é possível verificar a rotação dos planos principais.

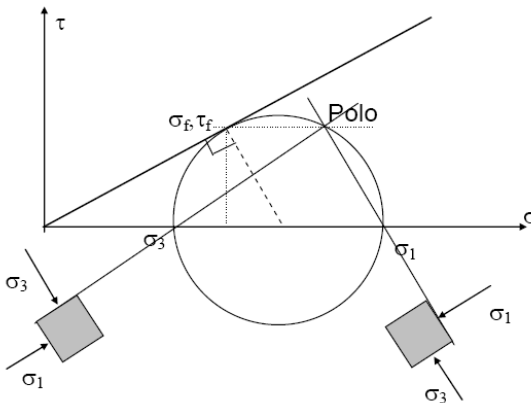


Figura 11 - Magnitude e direção das tensões durante o ensaio de cisalhamento direto. Fonte: Gerscovich, 2010

2.3.3 Ensaio Triaxial – Deformação Controlada

Segundo Head (1998), ensaios triaxiais são mais versáteis e em diversos casos, mais confiáveis nos procedimentos para medir os parâmetros de resistência do que os ensaios de cisalhamento direto, e podem ser utilizados para diversos tipos de solos. Os ensaios triaxiais podem representar de forma mais realista as condições de tensões que prevalecem no campo.

Segundo Holtz (1981) o ensaio triaxial é muito mais complexo que o ensaio de cisalhamento direto, e também é muito mais versátil. É possível controlar a drenagem, e não há rotação entre as tensões σ_1 e σ_3 . Ainda ocorrem concentrações de tensões, mas elas são significativamente menores do que no ensaio de cisalhamento direto. O plano de ruptura pode ocorrer em qualquer lugar. Outra vantagem é que nesse ensaio é possível controlar a trajetória de tensões na ruptura relativamente bem, o que significa que é possível simular trajetórias de tensões de campo, e ser efetivamente modeladas em laboratório através do triaxial.

Head *et al.* (1998) apresentam detalhes do equipamento e da metodologia de ensaio. A Figura 12 mostra detalhes do equipamento utilizado no ensaio tradicional (Espindola, 2011).

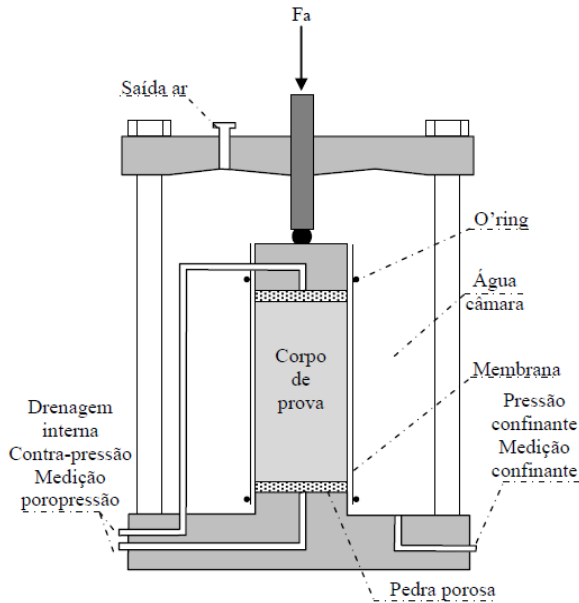


Figura 12 - Detalhes da câmara triaxial para o ensaio com deformação controlada (Espindola, 2011)

Destacam-se nessa figura os seguintes componentes:

- Pistão: utilizado para aplicação da tensão desviadora (σ_d), através de tensão controlada (Stress Path Control) ou deformação controlada (Constant Rate of Strain);

- Placa Superior ou “top cap”: transfere a carga para a amostra de forma uniforme ou não (consultar Denardin, 2005);
- Membrana de borracha: tem como finalidade separar a amostra de solo da água utilizada na aplicação da tensão confinante, além de “isolar” as pressões neutras da amostra;
- Válvula: Controle da drenagem.

Assim como o ensaio de cisalhamento direto, este é realizado em duas etapas principais (além destas existe o processo de coleta de amostra, moldagem, saturação). No ensaio tradicional (convencional) inicialmente é realizada a consolidação, onde é aplicada uma tensão confinante isotrópica ou anisotrópica (σ_c). Na fase de cisalhamento, mantém-se constante o valor de σ_c e aumenta-se o valor da tensão desviadora, σ_d . Com isso são geradas tensões cisalhantes na amostra até a ocorrência da sua ruptura.

O controle da drenagem é um dos diferenciais do ensaio triaxial. Esse controle possibilita simular as condições de drenagem apresentadas em campo. Dependendo das condições de drenagem, os ensaios podem ser classificados como (GERSCOVICH, 2010):

- **Consolidado Drenado (CD)**: a drenagem é mantida aberta em todas as fases. Com isso a variação volumétrica pode ser monitorada. Isso pode ser feito facilmente em materiais saturados, bastando observar, através de uma bureta graduada ou medidor de variação volumétrica, a quantidade de água que sai ou entra no corpo-de-prova. Assim, além do gráfico tensão-deformação, pode-se traçar o gráfico de variação de volume (ΔV) na fase de cisalhamento.
- **Consolidado Não-Drenado (CU)**: Durante o cisalhamento, a válvula de drenagem é mantida fechada e com isso há o acréscimo ou a dissipação de pressão neutra. Essa poropressão que pode aparecer durante o ensaio é representada pelo símbolo Δu e influencia diretamente os parâmetros efetivos de resistência do solo.
- **Não-Consolidado e Não-Drenado (UU)**: Nesse caso, a drenagem é mantida fechada em todas as fases do ensaio. Assim, as poropressões são geradas em ambas as fases

de consolidação e cisalhamento, porém, é evidente a possibilidade de medição das poropressões através de transdutores de pressão.

Durante a fase de cisalhamento, nem todas as amostras apresentam a ruptura em cisalhamento puro. Elas geralmente apresentam efeitos de embarrigamento. Normalmente, em amostras que apresentam apenas embarrigamento não há um ponto de ruptura definido, sendo que a tensão desviadora (σ_d) aumenta de acordo com a deformação (SMITH e SMITH, 1998). A Figura 13 apresenta alguns exemplos de ruptura nos corpos de prova de ensaios triaxiais.

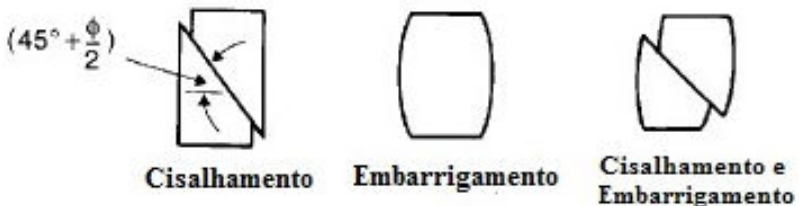


Figura 13 – Exemplos de ruptura no ensaio triaxial. Fonte: modificado de Smith e Smith, 1998

Sobre as trajetórias de tensões, que podem ser simuladas em laboratório através de ensaios triaxiais, o item 2.4 apresenta algumas considerações sobre estas.

Para um estudo aprofundado sobre o ensaio triaxial, o autor recomenda as referências Bishop e Henkel (1962), Head (1986) e Lambe (1951).

2.3.4 Compressão Diametral (Brazilian Test)

Para a determinação da resistência à tração de algum material, há diversas metodologias para realização de ensaios de laboratório. Para solos, o ensaio de compressão diametral (Brazilian Test) é utilizado em diversas pesquisas e trabalhos para avaliação da resistência à tração. Cita-se os trabalhos de Maccarini (1989), Dass *et al.* (1994), Huang e Airey (1998).

Segundo Villar *et al.* (2007), em geral, independente dos mecanismos internos que a desenvolvem, a resistência à tração de solos e rochas tem sido determinada pelo ensaio brasileiro, que é normatizado

pela ASTM (D 3967-95a – para rochas). Ele foi desenvolvido inicialmente para avaliar a resistência à tração de concreto (Carneiro & Barcellos, 1953) e só mais tarde o mesmo aparato foi usado em rochas e solos cimentados ou compactos.

O ensaio consiste no carregamento de amostras cilíndricas (altura h e diâmetro d), carregado ao longo de duas placas rígidas paralelas, uma oposta à outra, no sentido do seu diâmetro. A ruptura é atingida ao longo do plano vertical diametral, conectando os dois lados carregados.

Segundo Krishhnayya e Eisenstein (1974) *apud* Villar (2002), o ensaio apresenta diversas vantagens, tais como a facilidade na preparação das amostras, equipamento necessário similar ao de compressão simples, ruptura relativamente insensível às condições da superfície de contato da amostra, com um campo mais ou menos uniforme de tensões de tração perpendicular e ao longo do plano diametral contendo a carga normal aplicada provocando a ruptura.

Guinea *et al.* (2000) *apud* Villar (2002) recomenda o ensaio brasileiro para medição de resistência à tração por ter sido ele, em comparação com outros ensaios, o que apresentou os menores efeitos de escala nos estudos que realizaram.

A Figura 14 apresenta um detalhe do equipamento utilizado para realização do Brazilian Test.

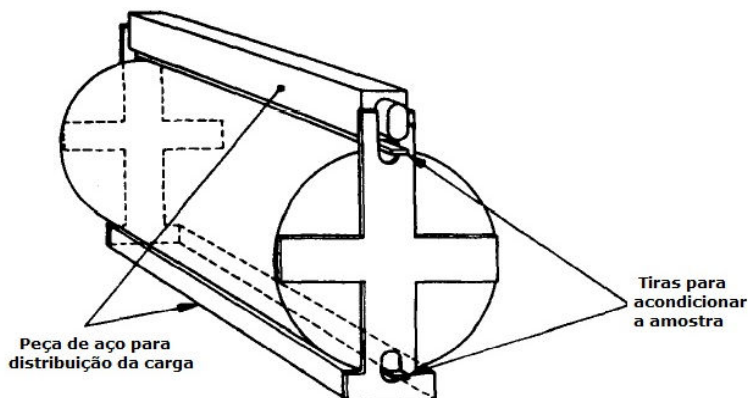


Figura 14 – Detalhe do equipamento para realização do Brazilian Test (modificado de BS 1881)

A avaliação da resistência à tração σ_T [kPa] é feita através da equação (3).

$$\sigma_T = \frac{2 \times F_c}{\pi \times d \times l} \quad (3)$$

Onde: F_c é a força de compressão aplicada [kN]; d é o diâmetro do corpo de prova [m]; l é o comprimento do corpo de prova [m].

Clough *et al.* (1981) *apud* Malandraki (1994), relata a realização de ensaios de tração em grandes depósitos de areias cimentadas ao longo da costa da Califórnia. A principal característica destes depósitos era a sua capacidade de permanecerem íngremes em encostas naturais de 60° ou mais. A resistência à tração medida nos ensaios brasileiros no solo fracamente cimentado foi de cerca de 9 a 10 kPa.

Jianhong *et al.* (2009) apresentam uma solução analítica para análise das tensões durante a realização do ensaio de compressão diametral. Esta é baseada em modelos de elasticidade considerando um material isotrópico. A Figura 15 apresenta o modelo gráfico.

Nos gráficos superiores observa-se a tensão normal (σ_x ; σ_y) em relação à seção do corpo de prova. No gráfico inferior é possível observar a tensão cisalhante (τ_{xy}) na seção do corpo de prova.

Nesse modelo é possível observar a concentração de tensões nos locais de aplicação de carga (topo e base), bem como a concentração das tensões cisalhantes na linha diametral topo-base.

Maccarini (1987) realizou ensaios de compressão diametral em amostras artificialmente cimentadas. Essas amostras eram previamente saturadas e submetidas à compressão isotrópica com diferentes tensões confinantes. O objetivo era medir a perda de resistência à tração após a compressão. Os resultados indicaram que a quebra das cimentações começou a ocorrer com tensões efetivas de 200 kPa. Para a tensão de 1000 kPa, a resistência a tração ainda era de aproximadamente 20% da resistência a tração inicial. Desta forma, ocorreu uma perda gradual da cimentação.

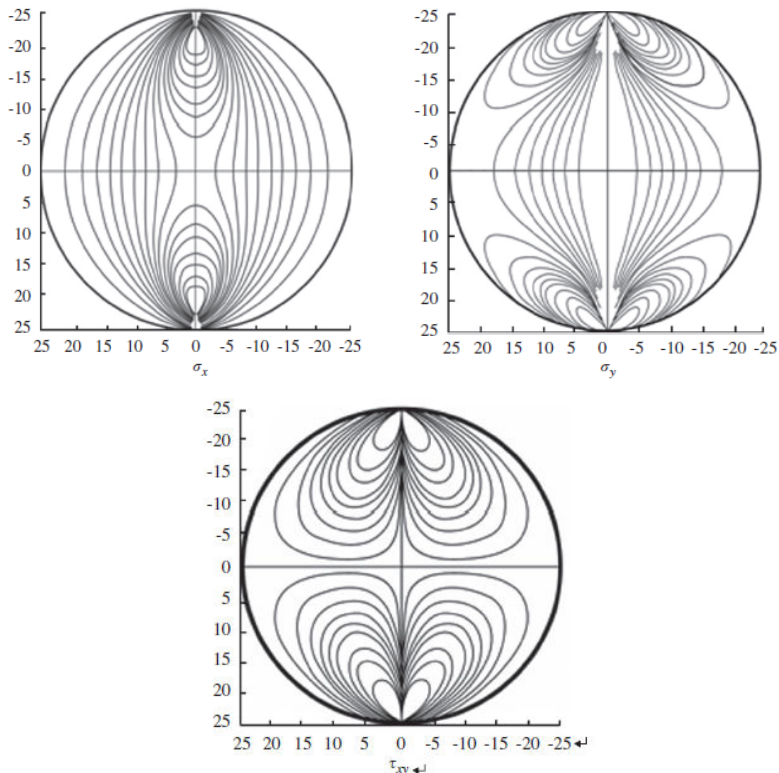


Figura 15 – Distribuição de tensões no Brazilian Test através de soluções analíticas (Jianhong, 2009)

2.3.5 Ensaio de Compressão Confinada

Segundo Wesley (2010), uma das diferenças mais significativas no comportamento entre solos residuais e sedimentares está associado às características de adensamento.

O procedimento do ensaio de Adensamento (Compressão Confinada ou Oedométrico) foi proposto e sugerido inicialmente por Terzaghi. Esse ensaio consiste na colocação de um corpo de prova de solo, dentro de um anel metálico com duas pedras porosas, sendo uma no topo e outra na base da amostra (DAS, 2007).

A Figura 16 apresenta detalhes do equipamento utilizado para realização do ensaio de compressão confinada. Cabe ressaltar que neste

trabalhou preferiu-se utilizar o termo “ensaio de compressão confinada” por tratar-se de um estudo em solo residual, divergindo em alguns aspectos do conceito de adensamento para solos sedimentares.

A carga sobre o corpo de prova é colocada com o auxílio de braços de alavanca. As deformações verticais são medidas com o auxílio de um extensômetro ou relógio comparador.

Após a colocação do carregamento sobre o corpo de prova, o anel metálico impede as deformações laterais, permitindo que ocorra apenas o adensamento (compressibilidade), ou seja, inicia-se o processo de expulsão da água dos poros do solo, com auxílio das pedras porosas (Vargas, 1977).

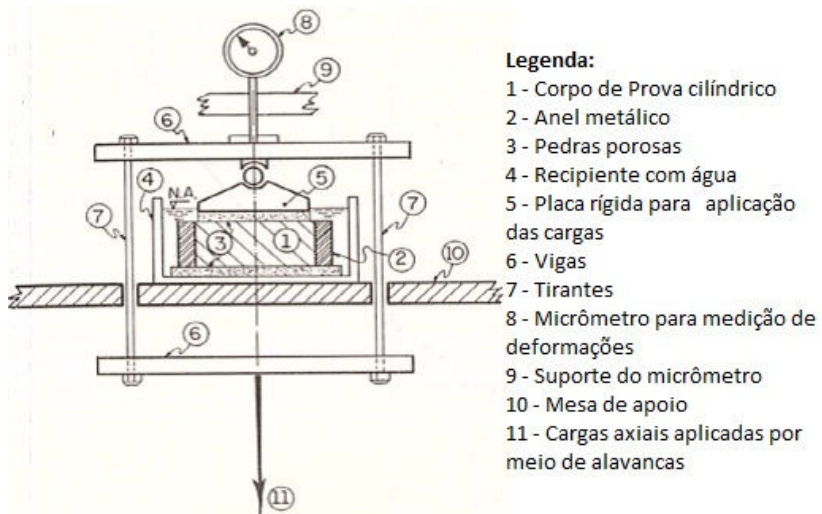


Figura 16 – Detalhes do equipamento de compressão confinada (Vargas, 1977)

Tendo em vista alguns questionamentos das considerações teóricas e práticas sobre a utilização das teorias desenvolvidas para solos sedimentares e o seu uso para solos residuais, Wesley (2010) apresenta uma síntese dos principais aspectos sobre o comportamento de compressão de solos residuais.

- Não há base sólida, tanto de considerações práticas, quanto teóricas para retratar o comportamento de compressão de solos residuais usando uma escala logarítmica para pressão;

- A aplicação do gráfico “e-log σ ” (curva de compressibilidade) para solos residuais é uma fonte da rotina de equívocos para o comportamento de compressão dos solos residuais. Anteriormente, Wesley aponta que não há qualquer vestígio da pressão de pré-adensamento, (determinada em gráficos logarítmicos) apresente variações de inclinação da curva em gráficos em que a pressão seja representada em escala linear. A Figura 18 apresenta alguns exemplos desta consideração;
- Wesley apresenta uma ilustração para o comportamento de compressão dos solos residuais. A Figura 17 apresenta os três tipos de comportamentos normalmente encontrados em solos residuais, os quais são chamados de linear, endurecimento (strain-hardening) e amolecimento (strain-softening).
- O parâmetro linear m_v é mais apropriado a ser utilizado para expressar a compressibilidade de solos residuais. Em diversas situações o valor de m_v é razoavelmente constante ao longo das variações de pressões de interesse para estimar os deslocamentos.

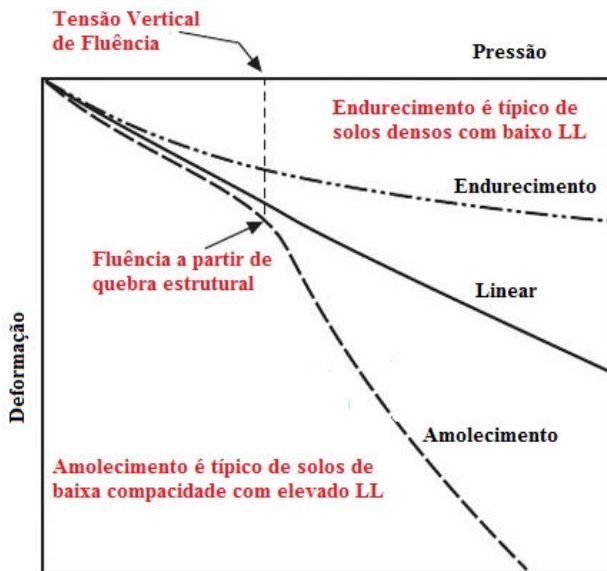


Figura 17 – Ilustração conceitual dos tipos de comportamento de compressibilidade de solos residuais (adaptado de Wesley, 2010)

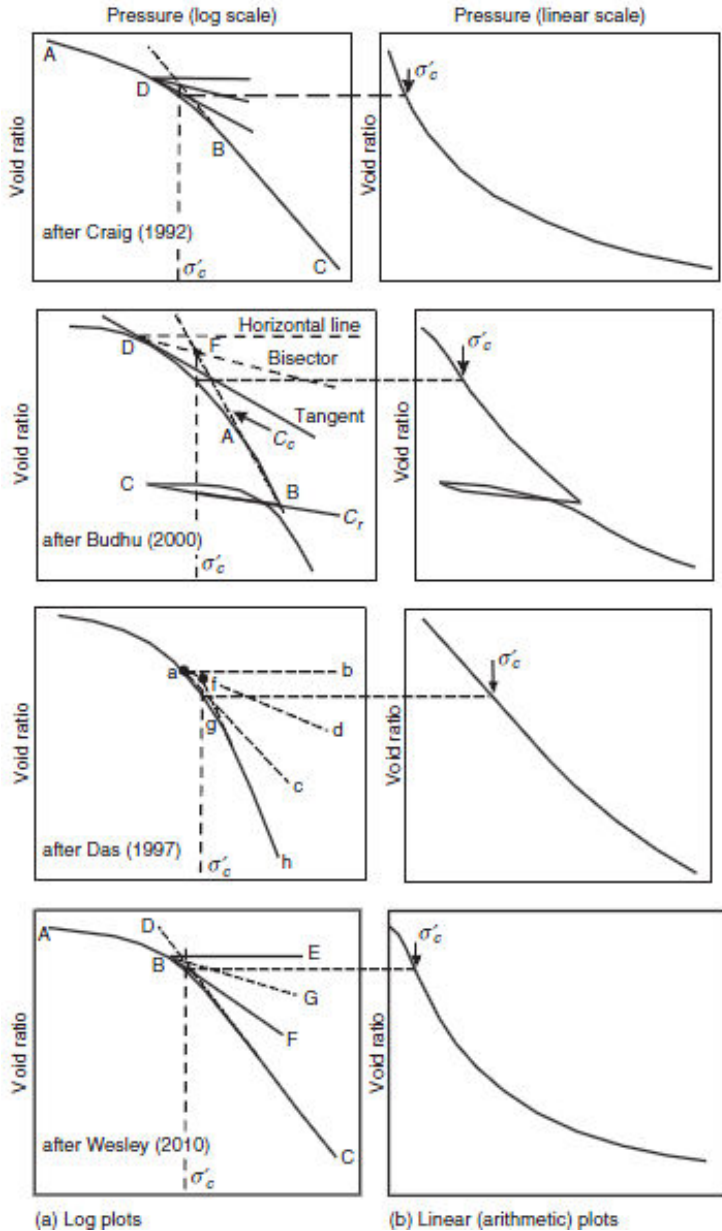


Figura 18 - Resultados de ensaios de compressão confinada utilizando escalas logarítmicas (a) e linear (b) para tensão (Wesley, 2010)

2.3.6 Ensaios de Caracterização

Para a caracterização física dos solos através de ensaios laboratoriais, foram realizados os ensaios de Granulometria, Densidade Real dos Grãos e Limites de Atterberg (Limite de Liquidez e Plasticidade).

Esses ensaios se basearam nas seguintes normas brasileiras:

- Preparação para Ensaios de Compactação e Caracterização – NBR 6457/1986
- Análise Granulométrica – NBR 7181/1984
- Densidade Real dos Grãos – NBR 6508/1984
- Limite de Liquidez – NBR 6459/1984
- Limite de Plasticidade – NBR 7180/1984

Para mais informações acerca dos ensaios supracitados, o autor sugere consultar as normas supracitadas e Head (1984). Sobre o estudo de solos residuais em relação a esses ensaios, sugere-se a consulta a referência Wesley (2010).

2.3.7 Análise Microscópica e Mineralógica dos Solos

A utilização de microscopia eletrônica de varredura (MEV) vem sendo utilizada para a observação tanto da macroestrutura, quanto da microestrutura de solos. Dessa forma, possibilita a visualização de possíveis agentes cimentantes entre partículas.

Marques (1992) *apud* Oliveira (2011) apresenta um estudo da microestrutura de um solo residual de folhelho com base nas observações microscópicas. Segundo Marques, o solo apresenta níveis ferruginosos que aumentam sua resistência, ocorrendo fraturas com presença de óxido de ferro e concreções ferruginosas. Nesse estudo, Marques observou a presença de Al, Si (em maior quantidade), Ca, Fe, K, S e Mn. Possivelmente os elementos Ca e Fe encontram-se no agente cimentante do solo, sendo o Fe oriundo do hidróxido de ferro presente na matriz argilosa.

A Figura 19 apresenta a textura deste solo residual de folhelho, evidenciando grãos de quartzo arredondados e pacotes de mica tabulares, envoltos em matriz argilosa.

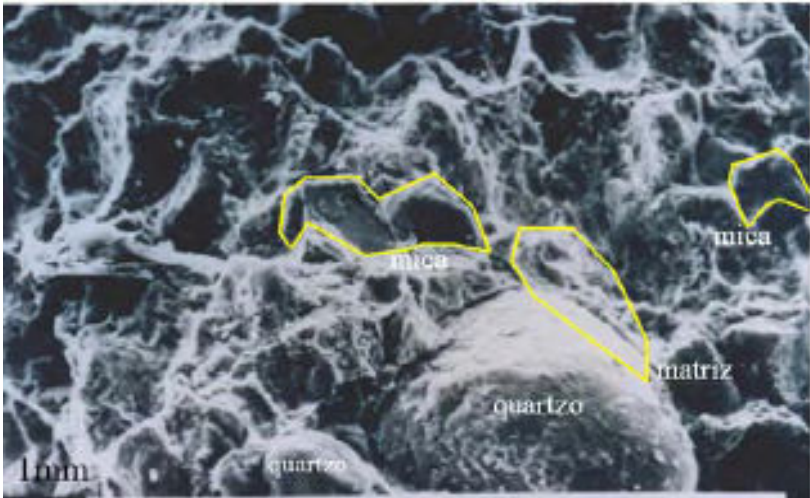


Figura 19 – Textura de solo residual de folhelho obtida com MEV (Marques, 1992, *apud* Oliveira, 2011)

Para descrever feições micro-estruturais de solos residuais jovens de gnaiss, Sandroni (1981) *apud* Oliveira (2011), apresentou uma terminologia dividindo as feições em tipos e subtipos. O autor se baseia na porcentagem de feldspato encontrada em rochas gnáissicas para propor essas unidades microestruturais. A Tabela 2 apresenta essa descrição.

Rochas com maior quantidade de feldspato resultam num solo com matriz caulínica contendo grãos de quartzo, pacotes de mica, feldspato menos alterado e partículas de areia ou silte envoltas por partículas finas. Os vazios intragrupais são de pequeno diâmetro, dentro dos conectores (agente cimentante), do material fino que envolve as partículas da matriz do solo.

Na presença de uma menor quantidade de feldspato, os solos apresentam partículas de caulim, envolvendo o feldspato menos alterado em contato com agregados de quartzo e mica. À medida que o solo sofre uma maior alteração, persiste a presença de grão de quartzo, de pacotes de mica alterados e distorcidos e de agregações resultantes de mica e feldspato ligados entre si pelos agentes cimentantes compostos por grãos finos de caulinita (conectores).

Tabela 2 – Feições micro-estruturais de solos residuais jovens gnáissicos (Sandroni, 1981, *apud* Oliveira, 2011)

Tipo	Subtipo	Descrição
AEP - Arranjos Elementares de Partículas	Grão	Partículas Individuais – tamanho areia ou silte
	Agregações	Núcleo de Partículas que age efetivamente como unidade micro estrutural
GPF - Grupos de Partículas Finas	Conector	Grupo de partículas finas colocado como ponte entre grãos de areia, grãos de silte e agregações.
	Casulo	Grupo de partículas finas que envolvem grãos de areia ou silte
	Matriz	Grande associação de partículas finas formando pano de fundo da microestrutura
Poros	Intra-elementar	Poros no interior de AEP
	Intragrupais	Poros no interior de GPF
	Intergrupais	Poros entre AEP e GPF

Na Figura 20 podem ser observadas as feições micro-estruturais de um solo residual jovem de gnaiss, inclusive com a observação da cimentação (conector) entre os grãos de quartzo.

Segundo Menezes (2012) os métodos de identificação de minerais são sofisticados e incluem o exame de minerais por difração de raios X, utilizando, por exemplo, a difratometria. A Figura 21 apresenta o esquema de funcionamento de um difratômetro de raio-X, no qual a radiação emitida por um anticátodo é definida por um sistema de fendas (soller) e de janelas dispostas antes e depois da amostras. A amostra é uma camada de pó mineral colocada sobre uma lâmina de vidro que gira uniformemente em torno de um eixo. Para um ângulo de incidência θ , o ângulo medido pelo contador será 2θ . Assim, obtém-se a curva de intensidade dos raios X difratados em função do ângulo de rotação (MENEZES, 2012).

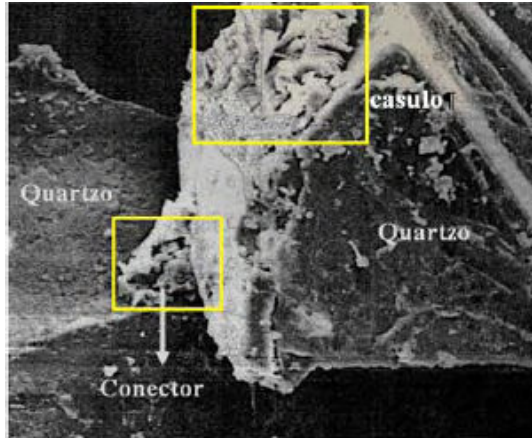


Figura 20 – Feições micro-estruturais de solo residual jovem de gnaise, obtida através de MEV (Sandroni, 1981 *apud* Oliveira, 2011)

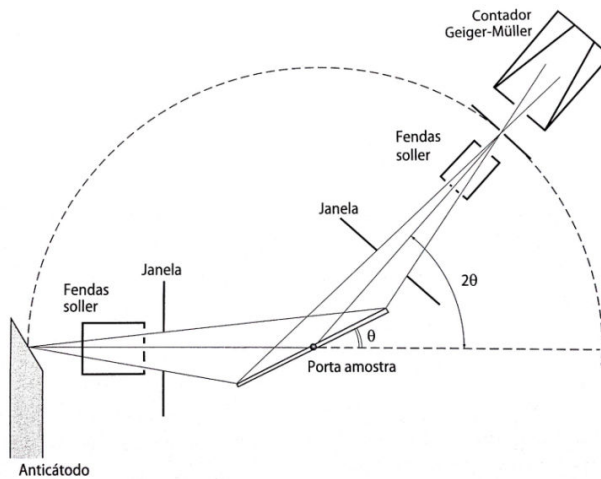


Figura 21 – Esquema de funcionamento de um difratômetro de raio-X (Menezes, 2012)

O difratograma obtido é a resposta dos planos atômicos dos minerais à radiação de raios-X, segundo a Lei de Bragg – equação (4).

$$n \times \lambda = 2 \times d \times \text{sen} \theta \quad (4)$$

Onde: n é um número inteiro [-]; λ é o comprimento de onda da radiação [pm]; d é a distância entre os planos atômicos, o qual constitui uma característica intrínseca do mineral [-].

A Figura 22 apresenta um difratograma de um Latossolo (Resende *et al*, 2011), o qual identificou como minerais, a Caulinita (Ct), Gibsita (Gb), Goethita (Gt) e Quartzo (Qz).

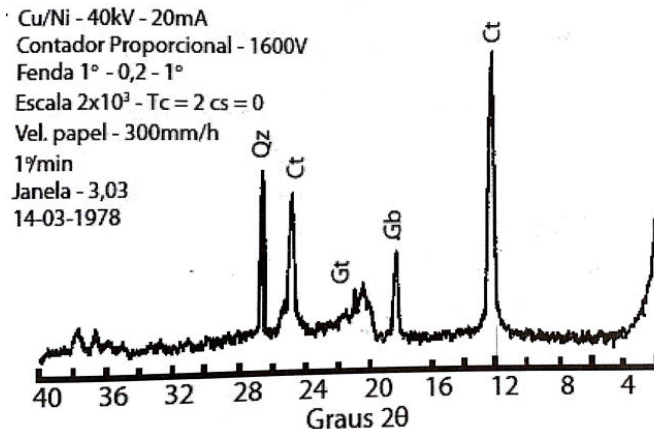


Figura 22 – Difratograma de raios-X de um Latossolo (Resende *et al*, 2011)

Rigo (2000) realizou análises de difração de Raio-X em um solo saprolítico de basalto do Rio Grande do Sul, o qual permitiu avaliar a influencia do nível de intemperismo na composição mineralógica e na microestrutura do solo. O nível de intemperismo foi avaliado pela composição entre minerais primários (preservados da rocha) e minerais secundários (provenientes da alteração dos minerais primários, ou da lixiviação de materiais provenientes de camadas superiores.)

Para esse solo analisado, o autor observou um alto grau de intemperismo, com 100% de minerais secundários no solo saprolítico de basalto. Este concluiu que todos os minerais primários sofreram alteração, não restando a estrutura original da rocha (basalto). Rigo identificou montmorilonita, caulinita e óxido de hematita nesse solo residual de basalto.

Bernardes (2003) analisando duas amostras de solo residual de gnaiss identificou os minerais apresentados na Tabela 3, através de difração de raio-X.

Tabela 3 – Análises de difração de raio-X em solo residual de gnaiss (adaptado de Bernardes, 2003)

Análise das amostras naturais	Amostras orientadas (Glicolada)	Amostras orientadas (calcinaada)
Montmorilonita	Montmorilonita	Montmorilonita
Ilita	Ilita	Ilita
Caulinita	Caulinita	

2.4 Trajetória de Tensões

Em diversas situações da prática da Mecânica dos Solos é conveniente representar o estado de tensões atuantes no solo, através de um ponto (estado de tensões). Para a representação de sucessivos estados de tensão de uma amostra para ensaio ou um elemento de campo sobre condições de carregamento ou descarregamento, é utilizado o gráfico de trajetória de tensões (HOLTZ e KOVACS, 1981). O gráfico é plotado num diagrama p-q, sendo que p escreve-se como na equação (5):

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (5)$$

Ou reescrevendo a equação (5) em termos efetivos, obtêm-se a equação (6):

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (6)$$

E então, q, conforme descrito na equação (7).

$$q = q' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (7)$$

Onde: σ_1 é a tensão total principal máxima [kPa]; σ_3 é a tensão total principal mínima [kPa]; σ'_1 é a tensão efetiva principal máxima [kPa]; σ'_3 é a tensão efetiva principal mínima [kPa]; q é a tensão cisalhante [kPa].

Para um caso tridimensional que, eventualmente, possa ser analisado, utiliza-se p' pela equação (8) e q com a equação (9).

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (8)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \times \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] \quad (9)$$

Alguns exemplos de trajetórias de tensões são apresentados na Figura 25. A Figura 23 mostra a condição inicial para esse exemplo, representando uma condição hidrostática ($\sigma_h = \sigma_v$). Na Figura 24 estão representadas as condições de carregamento ($+\Delta\sigma$) ou descarregamento ($-\Delta\sigma$).

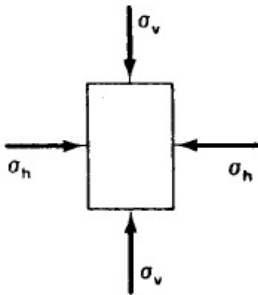


Figura 23 – Condições Iniciais: pressão hidrostática ($\sigma_h = \sigma_v$)

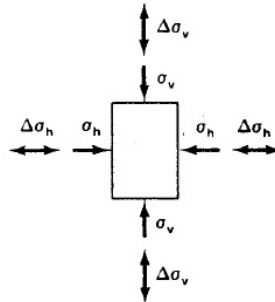


Figura 24 – Carregamento ou descarregamento

A Figura 25 apresenta 6 trajetórias de tensões diferentes, sendo:

- Trajetória A: $\Delta\sigma_h = \Delta\sigma_v$
- Trajetória B: $\Delta\sigma_h = 0,5.\Delta\sigma_v$
- Trajetória C: $\Delta\sigma_h = 0.\Delta\sigma_v$ (com aumento de $\Delta\sigma_v$)
- Trajetória D: $\Delta\sigma_h = -\Delta\sigma_v$
- Trajetória E: $\Delta\sigma_h$ diminui; $\Delta\sigma_v = 0$
- Trajetória F: $\Delta\sigma_h$ aumenta; $\Delta\sigma_v$ diminui

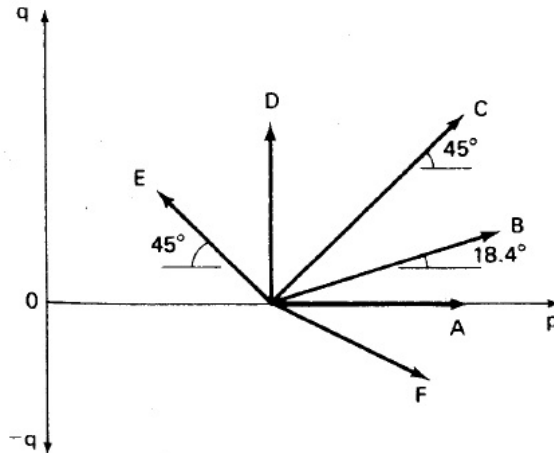


Figura 25 – Exemplo de trajetória de tensões. Fonte: Holtz e Kovac (1981)

A Figura 26 mostra a trajetória de tensões para simulações de carregamentos ou escavações que possam ocorrer em campo.

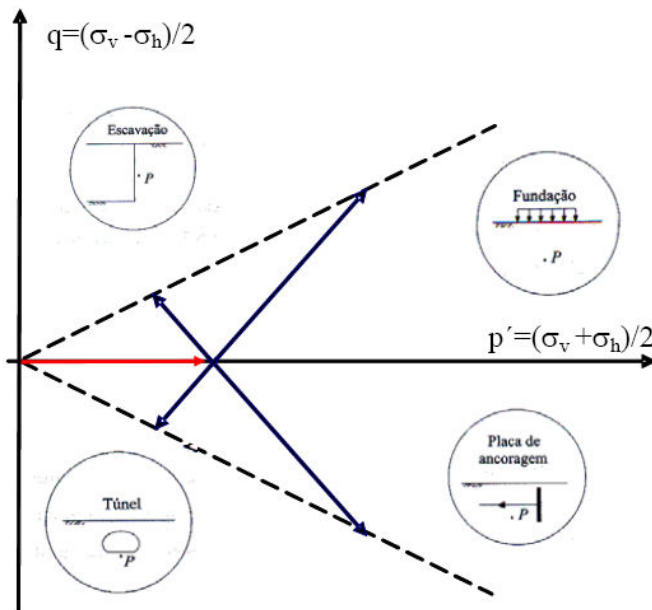


Figura 26 - Trajetória de tensões para algumas situações práticas. Fonte: Gerscovich, (2010)

Oliveira (2011) realizou ensaios triaxiais submetido a diferentes trajetórias de tensões em um solo residual de gnaiss do Rio de Janeiro. Foram realizados ensaios triaxiais seguindo trajetórias de carregamento axial, descarregamento lateral, descarregamento axial e carregamento lateral. Esses resultados apresentaram características típicas de um solo residual estruturado, como por exemplo, transição entre as curvas tensão-deformação com pico de resistência, seguido de amolecimento para um comportamento dúctil e diminuição da rigidez do solo para tensão efetiva de confinamento elevada. Essas observações estão apresentadas na Figura 27 e Figura 28.

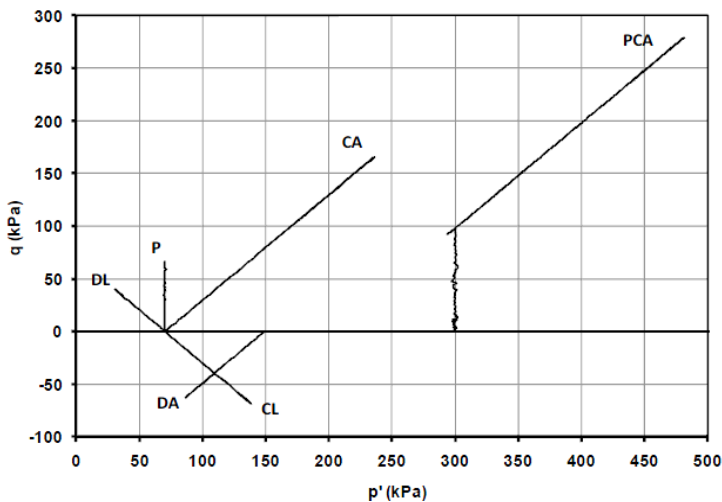


Figura 27 - Trajetórias de tensões seguidas nos ensaios triaxiais para um solo residual de gnaiss. Fonte: Oliveira (2011)

Onde:

- DL – Descarregamento lateral;
- DA – Descarregamento axial;
- P – Tensão confinante constante (p' constante);
- CL – Carregamento lateral;
- CA – Carregamento axial;
- PCA – dano estrutural + carregamento axial.

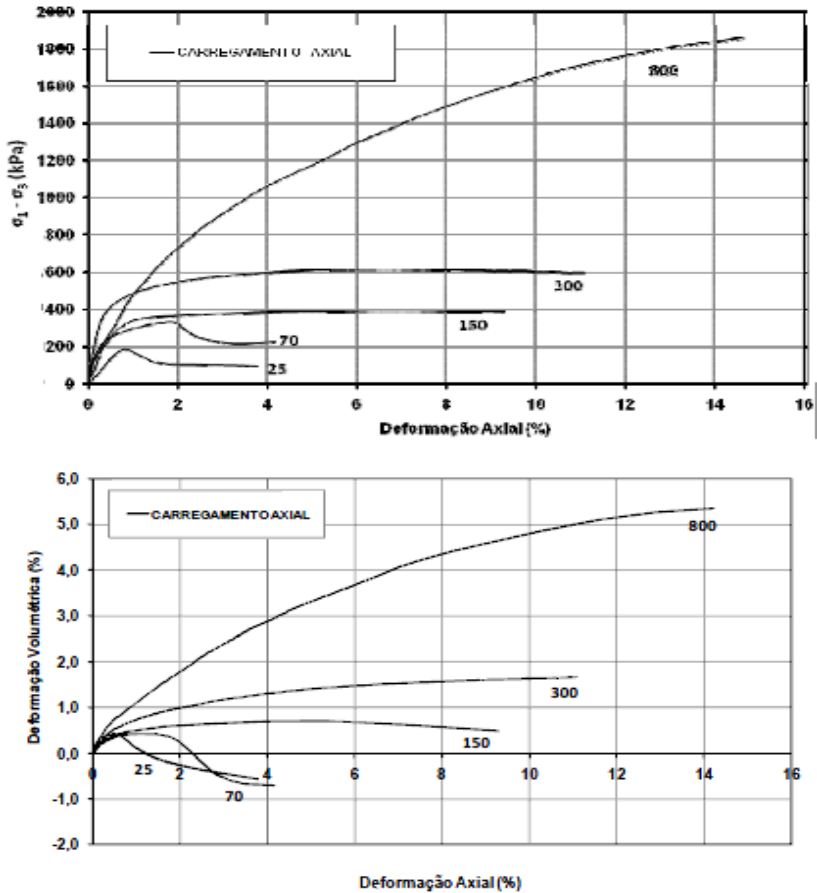


Figura 28 - Curvas tensão-deformação e variação volumétrica para os ensaios de carregamento axial. Fonte: Oliveira (2011)

2.5 Comportamento Tensão-Deformação de Solos Residuais

A partir dos anos 80, os estudos de comportamento tensão-deformação de solos residuais cimentados se intensificaram. Cita-se os estudos de Sandroni (1981), Vaughan (1985; 1988) e Maccarini (1987), e posteriormente, Bressani (1990), Leroueil e Vaughan (1990); Martins (1994), Liu e Carter (2000), Malandraki e Toll (2000), Wesley (2010) e Oliveira (2011), entre outros.

Leroueil e Vaughan (1990) *apud* Oliveira (2011), concluíram que a cimentação existente entre suas partículas aumenta a rigidez inicial do solo e a sua resistência de pico.

No modelo proposto por Leroueil e Vaughan, a transição entre o comportamento tensão-deformação com amolecimento (expansão volumétrica) para tensão-deformação com endurecimento (compressão volumétrica) é explicada pela quebra de cimentação à medida que o nível de tensão confinante aumenta.

Esses autores identificam um material cimentado através da realização de ensaios de compressão confinada e de compressão isotrópica com amostras intactas (estruturadas) e remoldadas (desestruturadas). Os ensaios de compressão identificam a cimentação através do gráfico índice de vazios em relação à tensão vertical, conforme é observado na Figura 29. A área hachurada representa os estados de tensão só possíveis de serem suportados por solos estruturados. Os estados de tensão (e , σ') correspondentes são delimitados na parte superior pelo resultado do ensaio de compressão confinada da amostra cimentada, e na parte inferior com o da amostra desestrutura (linha normalmente adensada, NCL), realizada com o índice de vazios máximo possível (e_{max}). À esquerda da linha NCL têm-se os estados de tensão referente a materiais não cimentados e cimentados (Oliveira, 2011).

O estudo de um solo residual de gnaiss do estado do Rio de Janeiro, realizado por Oliveira (2011) apresenta características típicas de um solo estruturado, como por exemplo, a transição entre as curvas tensão-deformação com pico de resistência, seguido de amolecimento, para um comportamento dúctil e diminuição da rigidez do solo para tensão efetiva confinante elevada. Aplicando o modelo proposto por Leroueil e Vaughan (1990), os resultados para esse solo mostraram um comportamento de estruturação, sendo que a cimentação permite que o solo suporte estados de tensão além do que foi observado em ensaios de compressão com amostra desestruturada (amolgada).

A Figura 30 apresenta as curvas tensão-deformação para diferentes trajetórias de tensão, com a mesma pressão confinante (70 kPa), para o solo residual de gnaiss (Oliveira, 2011). As trajetórias de tensão utilizadas foram as de carregamento axial e descarregamento lateral. Essas curvas são um exemplo de influência das trajetórias de tensões nas curvas tensão-deformação. Dessa forma, ressalta-se a importância de definir bem a trajetória de tensões utilizada em ensaio de acordo com as características de campo e da obra a ser eventualmente executada.

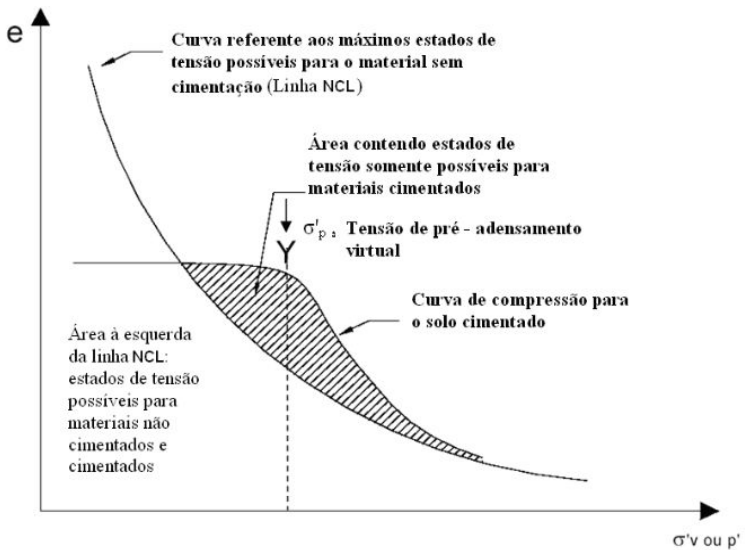


Figura 29 - Modelo de materiais cimentados proposto por Leroueil e Vaughan (1990) *apud* Oliveira (2011)

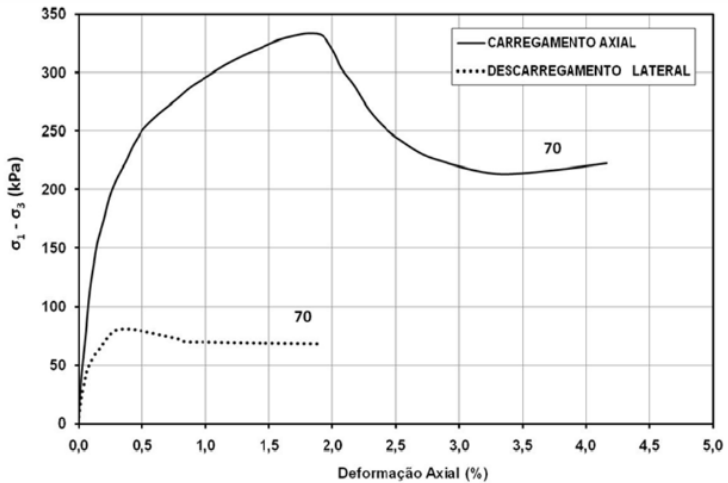


Figura 30 - Curvas tensão-deformação para solo residual de gnaiss (Oliveira, 2011)

Vaughan (1985) apresenta algumas propriedades compatíveis com a presença de cimentação:

- Presença de intercepto coesivo (c'), e alguma resistência drenada não confinada (σ'_c), no solo saturado;
- Verificação de tensão de pré-adensamento virtual encontrada em ensaios edométricos;
- Comportamento rígido na presença de baixas tensões efetivas e sua diminuição para maiores tensões.

No início da década de 50, Vargas cita que o conceito de pré-adensamento, criado para solos sedimentares não tem significado para solos residuais, devido ao próprio processo de formação destes. Desta forma, Vargas introduz o conceito de “*pressão virtual de pré-adensamento*”, a qual se deve, dentre outros processos à cimentação dos grãos pela coagulação dos colóides de argila, ao redor dos grãos (diversos autores).

Segundo Vaughan (1995), *apud* Reis (2004), sendo as cimentações dos solos residuais relativamente fracas, as suas propriedades são ditadas em equivalente grau por sua natureza particulada e sua estrutura cimentada, estando, portanto entre os dois extremos de solos não estruturados e rochas duras. No entanto, esse estado aproxima os solos residuais estruturados, do comportamento de solos sedimentares estruturados e de rochas brandas (Leroueil e Vaughan, 1990).

Um exemplo de resistência em função de cimentação é apresentado na Figura 31. Reis (2004) cita que em baixas pressões de confinamento a resistência de pico foi alcançada enquanto a amostra ainda estava sendo comprimida, e não no ponto onde a taxa de dilatação é máxima, como teria sido o caso com solo não cimentado ou areia compacta.

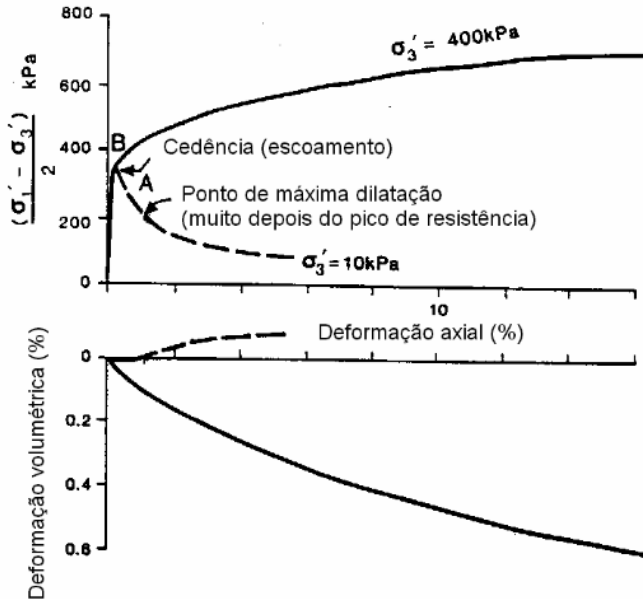


Figura 31 – Ensaios triaxiais drenados em solo residual de basalto (Reis, 2004)

Oliveira (2011) comenta os resultados de Leroueil e Vaughan (1990) de ensaios triaxiais drenados em uma argila e uma rocha branda (calcária). Os resultados estão apresentados na Figura 32. Nesses resultados é verificado que apesar do nível de tensão na ruptura obtida pelo calcário ser bem maior que o da argila, o comportamento de ambos é similar.

Segundo Maccarini (1987) a expansão volumétrica observada para baixos níveis de tensão confinante é resultado da ação da cimentação e não da energia requerida para sobrepor o intertravamento dos grãos durante o cisalhamento, como acontece no comportamento de solos granulares densos.

A quebra da cimentação provoca descontinuidades nas curvas tensão-deformação, levando a um comportamento irreversível após a sua quebra, com alteração na rigidez e na resistência do material (Maccarini, 1987).

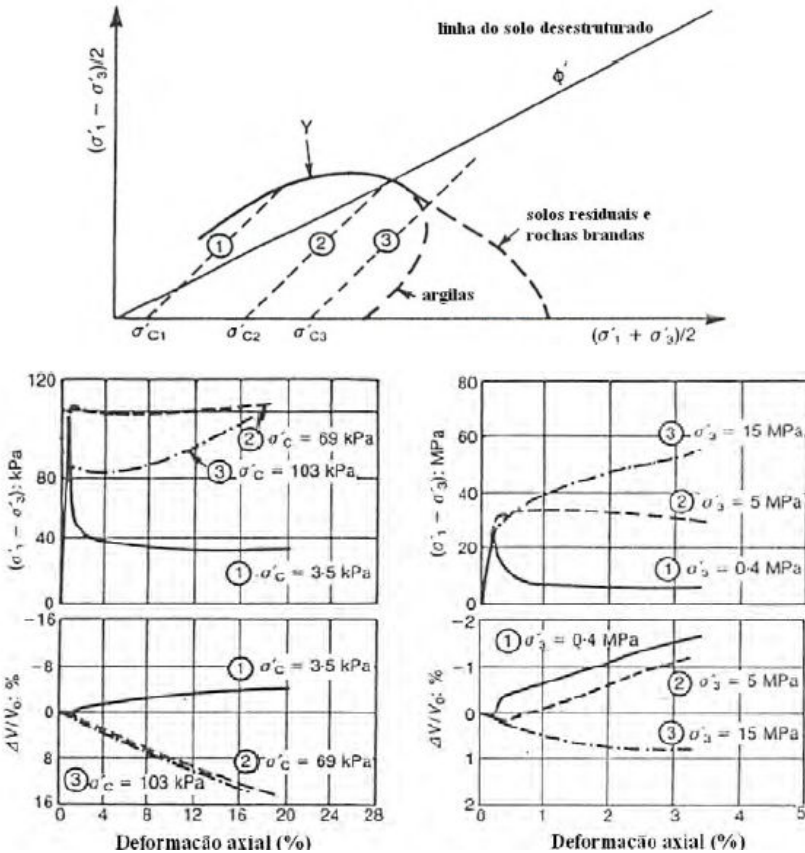


Figura 32 – Ensaio triaxiais drenados em rocha calcária à esquerda e solo argiloso à direita (Leroueil e Vaughan, 1990 *apud* Oliveira, 2011)

No estudo de solos residuais de gnaiss, Sandroni e Maccarini (1981) identificaram dois tipos de comportamento tensão-deformação para esse tipo de solo. A Figura 33 apresenta a comparação entre esses diferentes comportamentos.

O comportamento “A” retrata a presença de um pico de resistência bem definido na curva tensão-deformação, para pequenas deformações (< 5%). Inicialmente ocorre uma pequena compressão, e em alguns casos, pode ocorrer a expansão. Esse comportamento foi obtido em ensaios realizados a baixos níveis de tensão confinante, para diferentes profundidades.

No comportamento “B” a curva tensão-deformação não é linear, com a máxima resistência atingida para grandes deformações, e com elevada compressão volumétrica.

Outra observação importante se refere às amostras coletadas próximas à superfície e com elevados índices de vazios apresentaram o comportamento “B”, enquanto que amostras coletadas em elevadas profundidades (baixo índice de vazios), apresentaram o comportamento “A”.

Essa variação ocorreu tanto em função dos níveis de tensão utilizados (pressão confinantes), quanto em função do índice de vazios da amostra (diferentes graus de intemperismo).

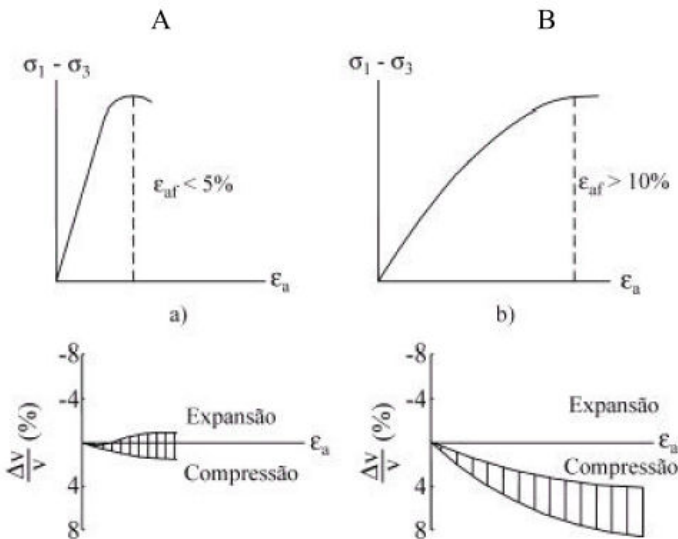


Figura 33 – Diferentes comportamentos tensão-deformação e a variação volumétrica de um solo residual de gnaiss (Sandroni e Maccarini, 1981, *apud* Denardin, 2005)

A definição das envoltórias de Mohr-Coulomb, considera os critérios de ruptura nas curvas tensão-deformação, os quais são dependentes do tipo de análise a ser realizada. Na prática, existem diversos tipos de critérios para análise, como por exemplo (GERSCOVICH, 2010):

- ✓ Tensão de pico a partir da curva tensão-deformação. Esse critério corresponde ao máximo valor da curva tensão-deformação – ponto de pico ou condição de falha (HEAD, 1998). Esse critério é um dos mais adotados na prática

associado com a ruptura de corpos de prova. No entanto, nem sempre a curva tensão-deformação apresenta pico, o que dificulta a análise;

- ✓ Máxima razão das tensões principais;
- ✓ Critério de deformação limite. Na qual o projetista define a deformação para elaborar a envoltória de Mohr-Coulomb ou outra análise;
- ✓ Estado crítico, onde as variações volumétricas ou os excessos de pressão neutra forem nulos;
- ✓ Resistência Residual. Utilizado em casos ou obras onde grandes deformações são esperadas

A Figura 34 ilustra esses tipos de critério de ruptura.

Ainda segundo Gerscovich (2010), existem alguns materiais que apresentam enrijecimento progressivo (denominado *strain-hardening*) o qual não apresenta uma ruptura bem definida na curva tensão-deformação. O critério de deformação limite pode ser utilizado, no entanto, para um pequeno acréscimo de deslocamento, conduz a parâmetros de resistência maiores.

De Campos e Carrillo (1995) indicam um critério de ruptura para esses solos, baseados na inclinação da curva tensão-deformação (α), conforme apresentado na Figura 35. Segundo estes, a ruptura nesse tipo de solo pode ser assumida quando a curva tensão-deformação permanece com inclinação constante (α_{const}).

Cecílio Jr. (2009) realizou uma análise computacional em um solo residual de gnaiss de São Paulo, simulando a escavação de um túnel através (também) do modelo constitutivo *strain-hardening* (*Hardening Soil – modelo elasto plástico com endurecimento*). Para a determinação dos parâmetros, o autor utilizou ensaios triaxiais com controle de trajetórias de tensões (SPC).

Como principais conclusões Cecílio Jr (2009) cita que ocorreu uma grande disparidade nos resultados obtidos entre o modelo *Hardening Soil*, Mohr-Coulomb e elástico linear considerando o maciço homogêneo. No entanto, considerando o maciço de forma heterogênea geomecanicamente (diferentes parâmetros geotécnicos para diferentes áreas) os resultados apresentaram maior conformidade entre os modelos. Cabe ressaltar, que o autor evidenciou a necessidade de validação dos resultados obtidos em análise numérica com dados provenientes da instrumentação de campo.

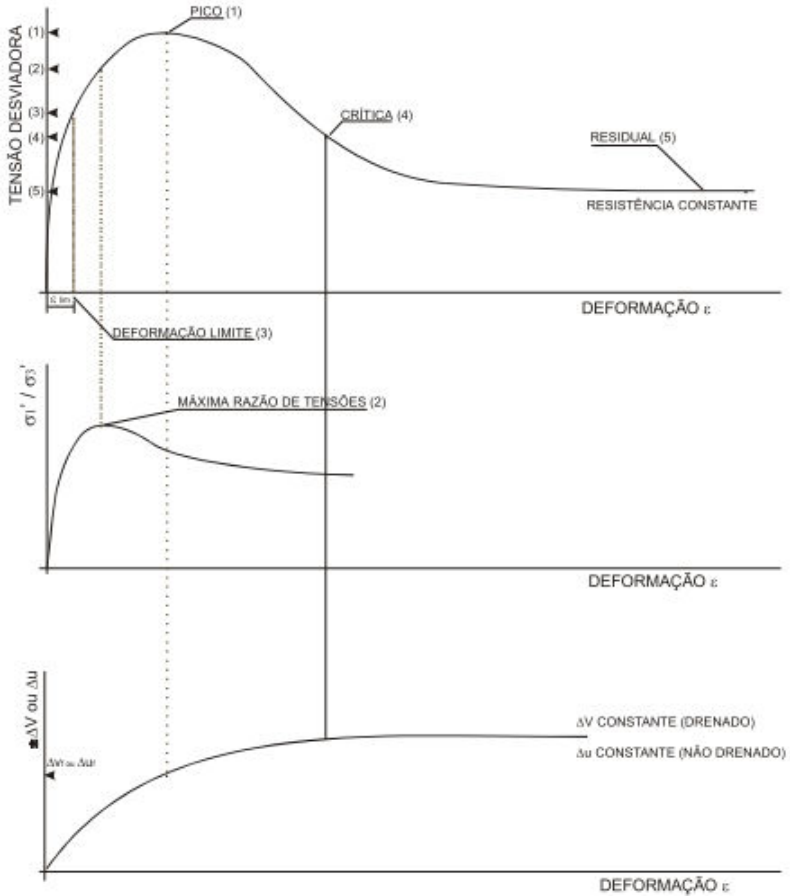


Figura 34 – Critérios de ruptura para solos (Gerscovich, 2010)

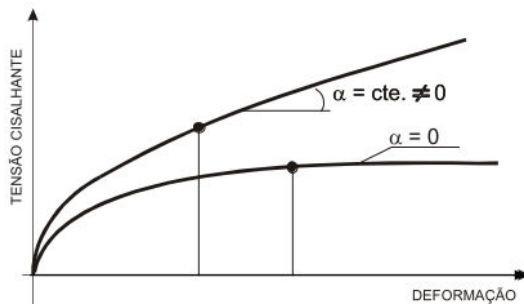


Figura 35 – Critério de ruptura para solos com comportamento tipo *strain hardening* (Gerscovich, 2010)

2.6 Teoria do Estado Crítico

Os corpos de prova utilizados em ensaios triaxiais tendem ao final do ensaio a um estado estável, a grandes deformações, em que a resistência (q) e o índice de vazios não variam mais. Nessa situação, o valor de p' também é constante. Esse estado foi denominado pelo grupo de solos de Cambridge (Schofield e Wroth, 1968; Atkinson e Bransby, 1978) de estado crítico (Ortigão, 2007).

Relato de diversos autores que realizaram ensaios triaxiais, e quando sujeito ao carregamento, algumas argilas podem alcançar e até passar o ponto de ruptura sem o colapso, e continuar a sofrer deformação. Inclusive o índice de vazios e a trajetória de tensões alcançavam uma tensão de escoamento até o índice de vazios crítico ser alcançado (Smith e Smith, 1998).

Quando o valor de índice de vazios alcançar o índice de vazios crítico, a poro-pressão e as tensões no solo permanecerem constante, mesmo com deformações adicionais, proporciona a não variação da taxa de deformação. Esse importante conceito foi deixado pela Teoria do Estado Crítico, o qual criou um modelo para solos, relacionando a resistência ao cisalhamento com o índice de vazios, para qualquer tipo de solo (Smith e Smith, 1998).

A teoria do estado crítico é uma aproximação tridimensional, a qual utiliza os parâmetros tridimensionais q , p' (Teoria de Cambridge) e a deformação volumétrica v [-], a qual é definida equação (10).

$$v = 1 + e \quad (10)$$

2.6.1 Compressão Isotrópica

A análise e o processo de compressão isotrópica (compressão em todas as direções – all-round pressure) pode ser realizada em equipamentos triaxiais, normalmente, antes da realização do cisalhamento.

Smith e Smith (1998) apresentam uma forma de curva de compressão isotrópica para argilas, a qual está apresentada na Figura 36. Na figura observa-se que o gráfico (a) está representado por p' em função de v . O gráfico (b) apresenta $\log p'$ em função de v mostrando

que as diferenças entre a expansão e recompressão são pequenas, o que pode ser “idealizado” pelo gráfico (c).

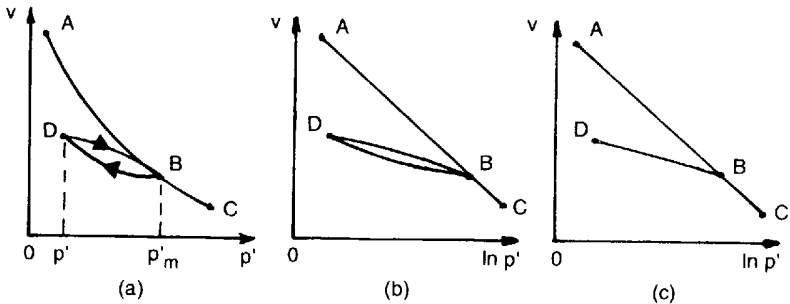


Figura 36 – Forma típica de compressão isotrópica de um solo coesivo saturado (Smith e Smith, 1998)

A linha ABC representa a compressão normal, sendo que a linha DB representa a condição ideal de expansão e compressão. Essa linha é usualmente chamada de linha de inchamento (Smith e Smith, 1998).

2.6.2 Linha do Estado Crítico

Quando uma amostra de solo, após ser adensada isotropicamente, é submetida ao cisalhamento em um equipamento triaxial, seu comportamento após grandes deformações, tanto em condições drenadas como não drenadas, tende à condição última. Nesse caso, não ocorrem variações no seu índice de vazios, na deformação volumétrica e nas tensões efetivas. Essa condição é chamada de “estado crítico” e é alcançada em maiores deformações, quando a máxima tensão desvio q é atingida (Leroueil & Hight, 2002 *apud* Denardin, 2005).

Denardin (2005) cita que a linha que representa os pontos de estado crítico em ensaios triaxiais drenados e não drenados é definida como linha de estado crítico CSL (Critical State Line). A CSL é uma linha reta no plano $v : \ln p'$, posicionada à esquerda da NCL (Figura 37), sendo admitida paralela à mesma e expressa pela equação (11):

$$v = \Gamma - \lambda \times \ln p' \quad (11)$$

Onde: Γ representa o valor de v para p' igual a 1 kPa na linha de estado crítico (coeficiente linear); λ representa o coeficiente angular da reta.

No plano q em função de p' , a projeção da CSL no é também uma reta, representada seguinte equação (12):

$$q = M \times p' \quad (12)$$

Onde: M equivale ao ângulo de atrito interno no estado crítico (ϕ'_{cr}) medido em graus.

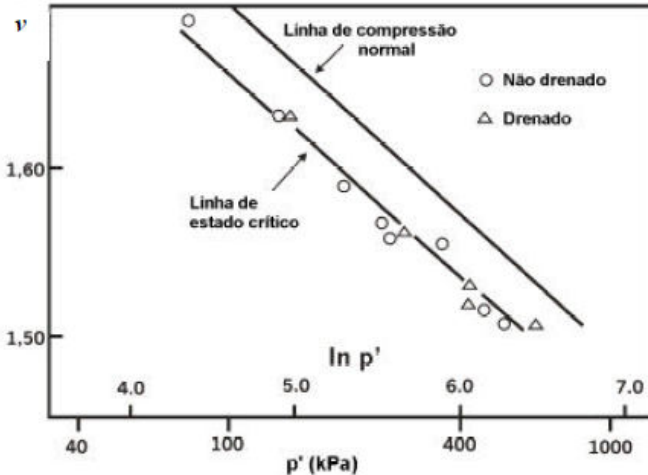


Figura 37 – Linha de Estado Crítico no plano $v: \ln p'$ (Atkinson & Bransby, 1978 *apud* Denardin, 2005)

Smith e Smith (1998) apresentam resultados de ensaios triaxiais drenados e não drenados em solos argilosos (Weald Clay) normalmente adensados e sobre adensados, os quais foram publicados por Parry (1960). A Figura 38 (a) apresenta os resultados em gráficos p' em função de q , enquanto que a Figura 38 (b) apresenta os resultados de p' em função de v . Dessa forma, esses diagramas podem ser plotados espacialmente, num diagrama (p' - q - v). Essa linha formada pelos 3 parâmetros representa a linha de estado crítico, apresentada na Figura 39.

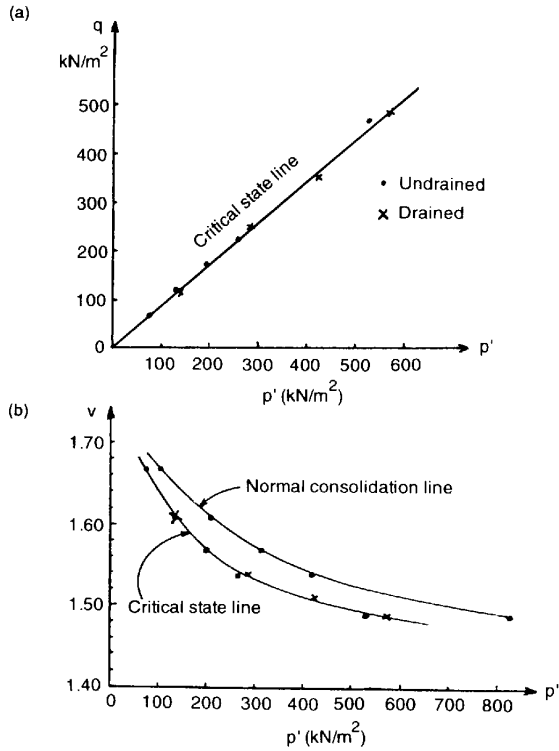


Figura 38 - Projeções da Linha de Estado Crítico (Smith e Smith, 1998)

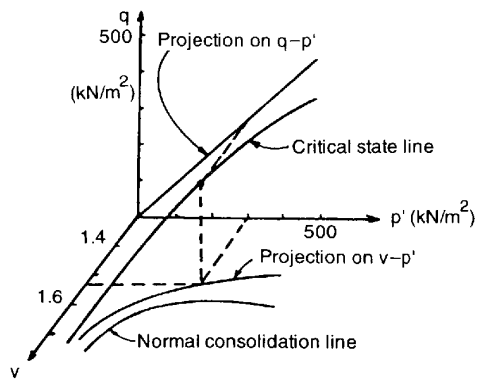


Figura 39 - Posição da linha de estado crítico

Segundo Ortigão (2007), a realização de ensaios triaxiais CID para uma mesma areia, mantendo-se o valor de σ'_c , entretanto, variando-se o índice de vazios inicial, comprovam que, à medida que se aumenta e_0 , o valor de ϕ' de pico tende para o valor crítico ϕ'_{cr} , resultando em duas consequências imediatas para aplicação prática:

- ϕ'_{cr} pode ser interpretado como uma propriedade do material, pois é independente do estado, ou seja, da compactidade;
- ϕ'_{cr} é um valor conservador e, adotando-o em projetos, fica-se a favor da segurança.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS

Este capítulo apresenta o local de estudos, bem como a região em que está localizado. Serão apresentados aspectos relativos ao município, tais como, geologia, geomorfologia, topografia e outros.

3.1 Apresentação da Área de Estudos

A área de estudos, objeto desta pesquisa, está localizada no centro do município de Santo Amaro da Imperatriz, no estado de Santa Catarina. A Figura 40 apresenta a localização.

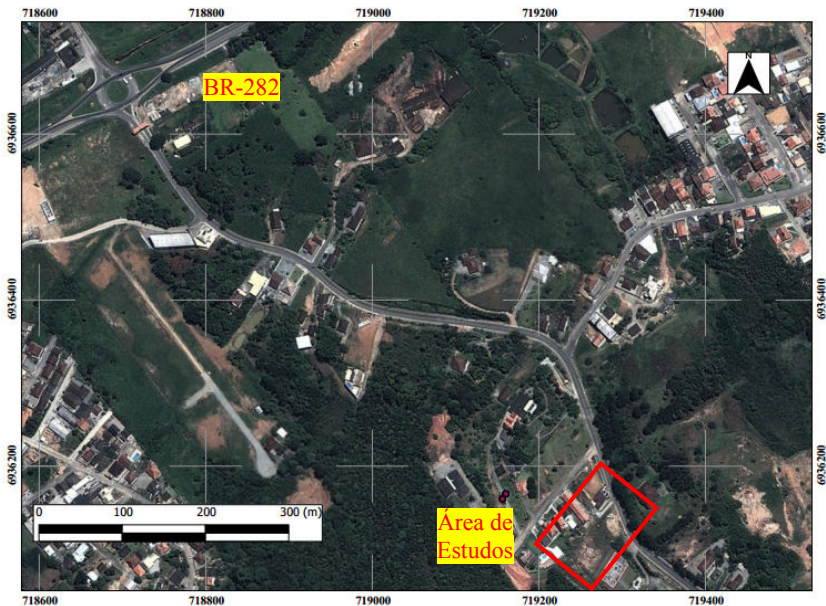


Figura 40 – Localização da área de estudos (Google Earth)

A cidade de Santo Amaro da Imperatriz está situada na mesorregião da Grande Florianópolis. Sua população em 2009, segundo o IBGE, era de aproximadamente 18.500 habitantes, e sua área total é de 311 km². Como municípios limítrofes encontram-se Paulo Lopes, Palhoça, Águas Mornas, São Pedro de Alcântara, São Bonifácio e São José.

Segundo a classificação de Köppen-Geiger (revisado em Peel *et al*, 2007) o clima é considerado temperado (Cfa – temperado sem estação seca) o qual se caracteriza por ser um clima de transição entre os climas tropicais, de menor latitude e temperaturas mais quentes, e os climas mais frios de latitudes maiores, apresentando por isso características compartilhadas de ambos os tipos de clima para os quais faz a transição.

A Figura 41 apresenta o local de estudos, bem como o sistema de divisão de bairros do município de Santo Amaro da Imperatriz, sobreposto em imagem do Google Earth. É possível observar que ao lado (na realidade em cota mais elevada, por se tratar de uma encosta), está uma área de proteção natural (verde). A cor vermelha representa a região central de Santo Amaro da Imperatriz.

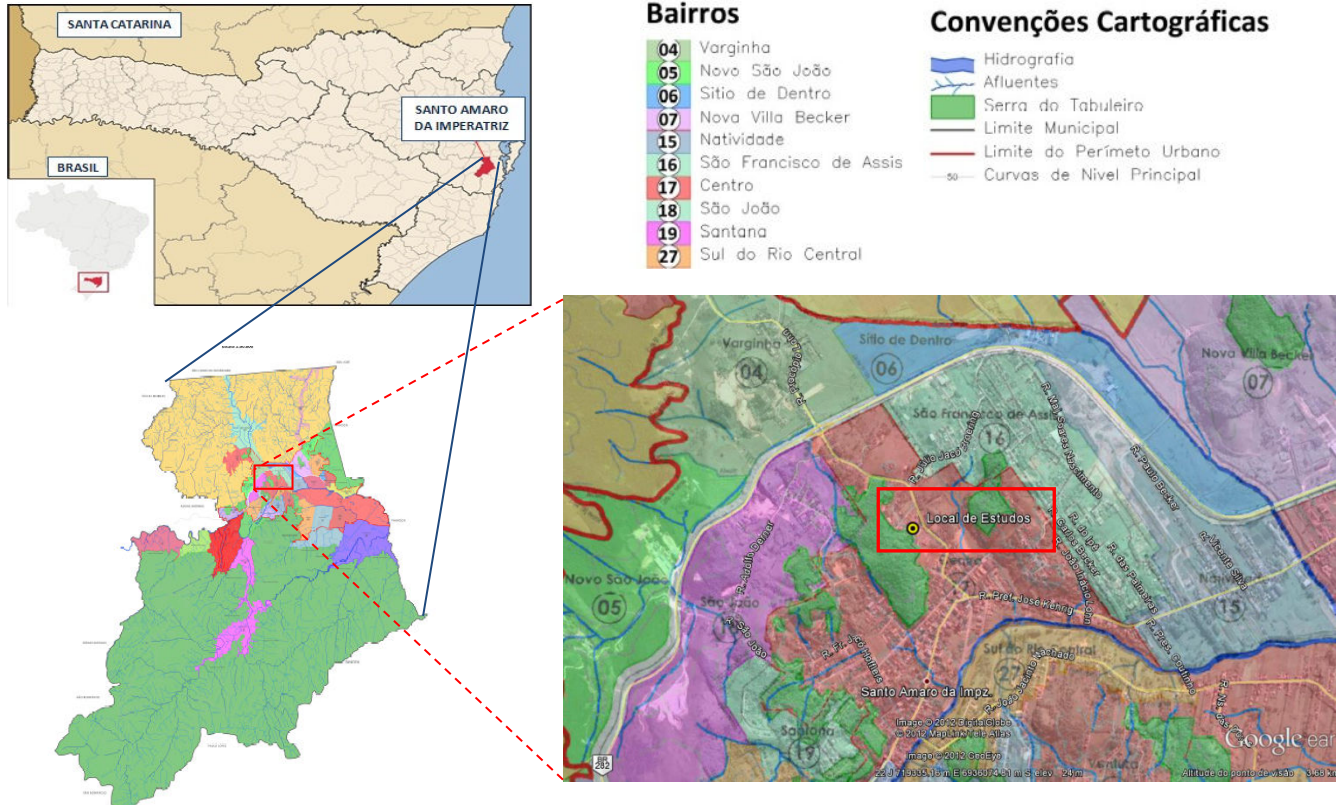


Figura 41 - Localização da área de estudos com sobreposição do Abairramento de Santo Amaro da Imperatriz (Fontes: Wikipedia, Google Earth, Plano Diretor Santo Amaro da Imperatriz)

3.2 Características Geológicas da região

De acordo com o trabalho de Sato (2006), através da descrição de Silva (1987), o local de estudos (Complexo Águas Mornas) está situado em uma faixa descontínua de granitóides deformados, com frequentes estruturas gnáissicas, localmente migmatíticas.

Bittencourt *et al.* (2008) cita que o Complexo Águas Mornas compreende principalmente ortognaisses, com ocorrência subordinada de paragnaisses. Os ortognaisses são constituídos por K-feldspato, plagioclásio, quartzo, biotita e hornblenda. O bandejamento metamórfico-deformacional é milimétrico e bem marcado pela intercalação de bandas ricas em quartzo e feldspatos e níveis ricos em biotita.

O levantamento geológico do CPRM, 1995, com escala de 1:100.000, define a área de estudos como sendo do éon Arqueano (3,85 a 2,5 bilhões de anos), classificado como Complexo Águas Mornas. Esse complexo apresenta Granitóides Foliados, sendo uma Associação de ortognaisses polifásicos constituída por paleossoma de natureza básica a intermediária (ortoanfíbólitos, metagabros, metabasitos, metadioritos), ortognaisses quartzo-monzoníticos. A Figura 42 apresenta o mapa geológico regional com detalhe do Sudeste de Santa Catarina e imagem do local próximo à área de estudos.

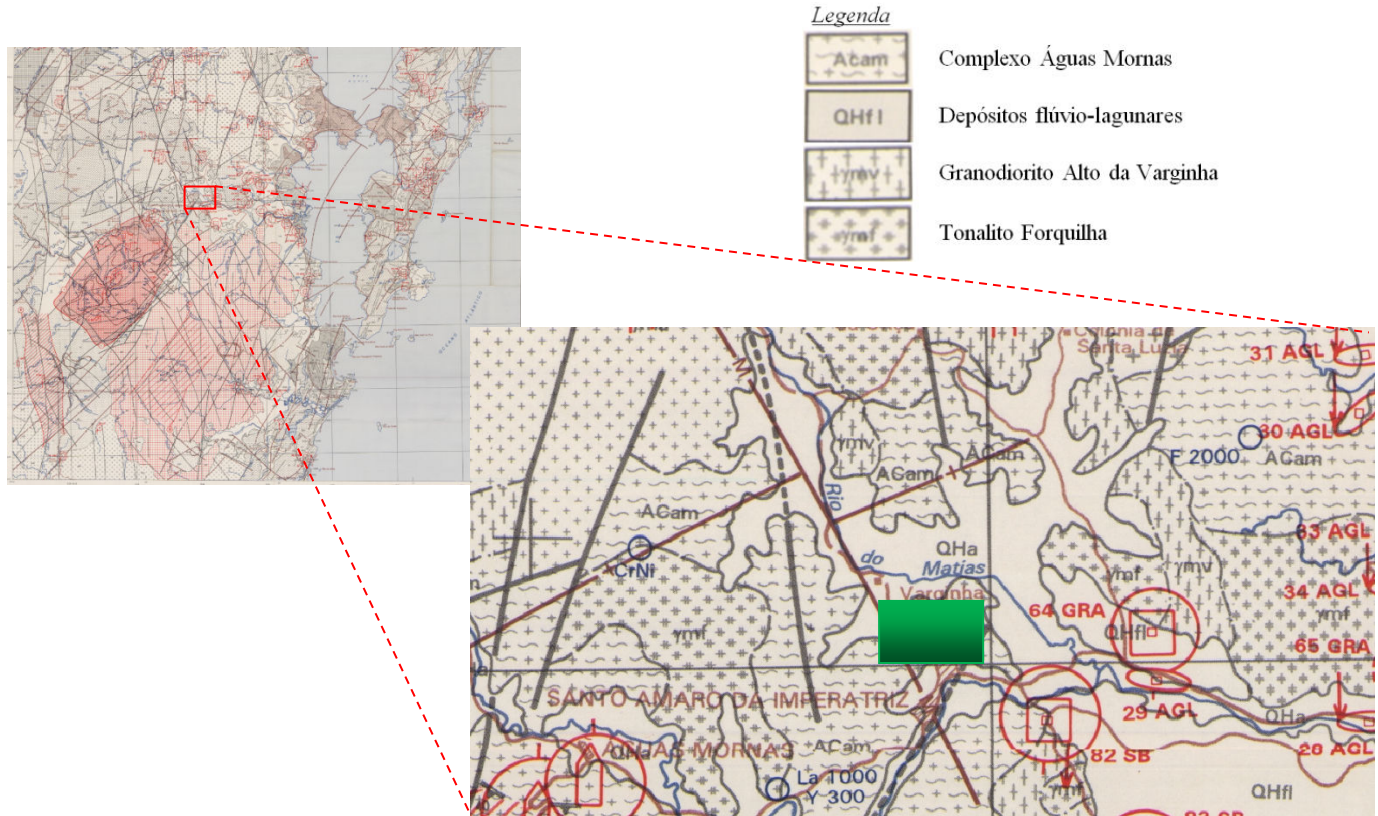


Figura 42 – Detalhe do mapa geológico regional, local de estudos realçado em verde – CPRM, 1995 (Escala original do mapa 1:100.000). Para legenda completa ver CPRM, 1995

3.3 Definição do Local de Estudos

Para a realização dos estudos envolvendo um solo naturalmente cimentado, inicialmente realizou-se uma análise na região da Grande Florianópolis, objetivando-se encontrar um local em que o solo apresentasse essas características. Os seguintes fatores foram apontados como determinantes para a escolha do local de estudo:

- a) Proximidade do laboratório (LMS/ECV/UFSC) para a realização dos ensaios, devido aos deslocamentos e às coletas de amostras;
- b) Solo residual de gnaiss com algum tipo de cimentação;
- c) Área com diversos movimentos de massa, o que possibilitaria a realização de outros estudos;
- d) Encosta natural de grandes dimensões, com poucas habitações no entorno;
- e) Massa de solo praticamente ausente de matações;
- f) Local seguro que possibilita a coleta de amostras, a realização de ensaios de campo e instalação de instrumentação.

Dessa forma, o perfil de solo encontrado no local (descrito anteriormente), pôde satisfazer a pesquisa e a composição dos objetivos citados anteriormente.

3.4 Características do Perfil de Solo Escolhido

O local de estudos vem sendo parte integrante de um conjunto de pesquisas dentro do LMS/ECV/UFSC, relacionadas à ensaios laboratoriais e ensaios de campo em solos residuais. Dentre a metodologia das pesquisas realizadas, foram executados no local de estudos sondagens à percussão, e ensaios SPT, CPT e DMT. Desta forma, neste item é apresentada apenas uma descrição geral do que foi observado na sondagem e ensaio SPT.

No local de estudos foram realizados 4 ensaios SPT, além de outros ensaios de campo, os quais objetivaram a caracterização do perfil geotécnico da área. A Figura 43 apresenta a localização das sondagens realizadas, sendo que na Figura 46 é apresentado o perfil estratigráfico elaborado com base nos ensaios SPT pela Zênite Engenharia, em

conjunto com o Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC. Nessa figura estão locados os pontos de coleta de amostras (Poço de Inspeção PI-1; Talude 2 e Talude 4), bem como o possível terreno natural antes da realização de cortes no local (topo estimado).

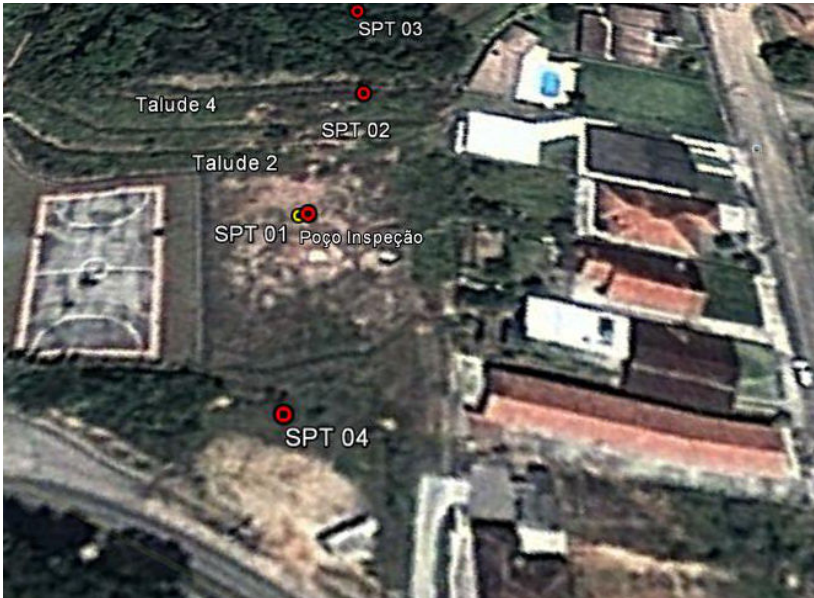


Figura 43 - Localização das sondagens realizadas (Google Earth)

A Figura 44 apresenta uma vista geral do local, bem como a identificação dos principais pontos de estudo.



Figura 44 – Vista geral do local de estudos e identificações

3.5 Definição do Perfil de Solo Natural Antes da Escavação

Para a estimativa do perfil de solo natural existente antes das escavações, foram utilizadas as seguintes informações:

- a) Levantamento obtido através do Projeto Topodata (março/2000);
- b) Carta Topográfica – IBGE 1974 – SG-22-Z-D-V-1;
- c) Informações obtidas com os moradores da região.

O levantamento do Projeto Topodata apresenta o Modelo Digital de Elevação (MDE) e suas derivações locais básicas em cobertura nacional, elaborados a partir dos dados SRTM (Shuttle Radar Topography Mission), disponibilizados pelo USGS (U.S. Geological Survey).

Segundo o USGS, os dados SRTM tem como base, coordenadas (latitude e longitude) a cada 30 metros, enquanto que a precisão em relação à elevação é de 16 metros.

A partir do arquivo obtido através do projeto Topodata, foi necessária a elaboração das curvas de níveis, para a qual se optou trabalhar com curvas de nível de 2 metros. Também foi necessária a transformação das coordenadas, para utilização do datum SIRGAS 2000.

A carta topográfica do IBGE foi obtida na Mapoteca da EPAGRI/CIRAM-SC. A escala do mapa SG-22-Z-D-V-1 é de 1:50.000 com curvas de nível de 10 metros.

Essa compilação de informações está apresentada na Planta visualizada na Figura 45.

Desta forma, com essas informações foi possível realizar uma estimativa do perfil existente no passado. Para cobrir as incertezas nos levantamentos devido às precisões, foi determinada uma faixa dos possíveis locais onde o perfil poderia estar localizado (Figura 46).

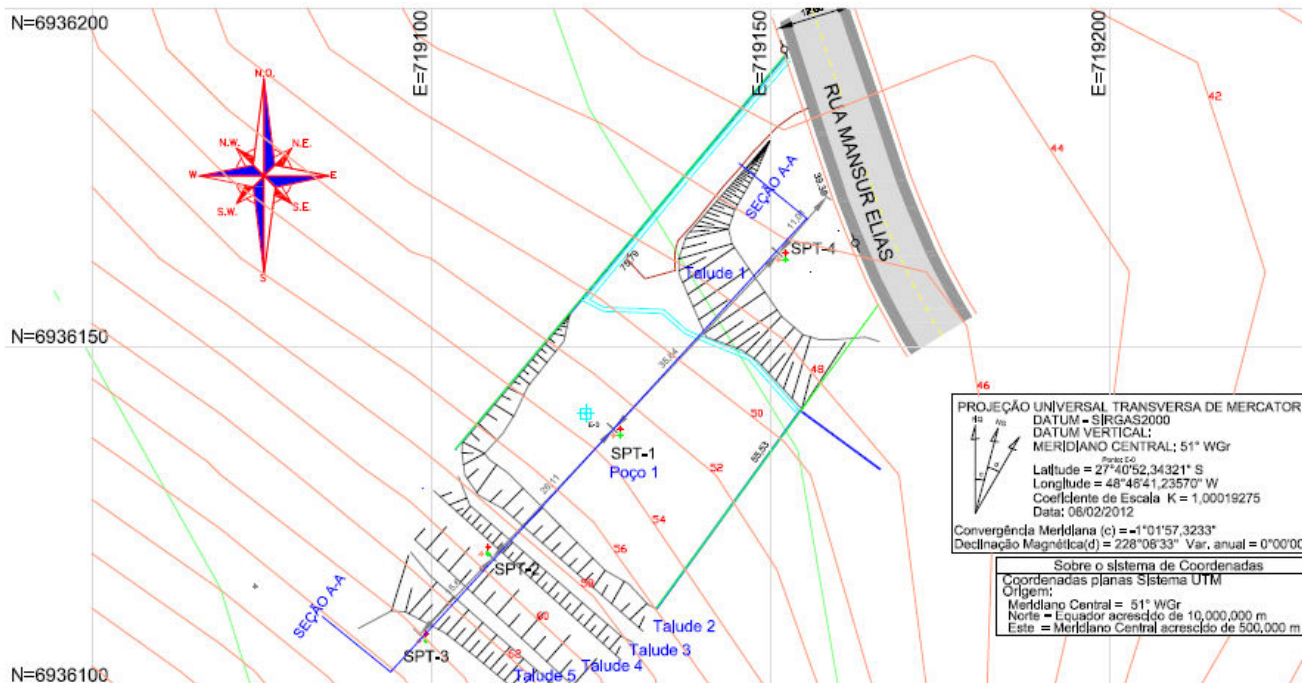


Figura 45 – Planta do local de estudos com as curvas de nível obtidas através do Topodata (2000) em vermelho e as curvas de nível obtidas através da carta do IBGE (1974) em verde

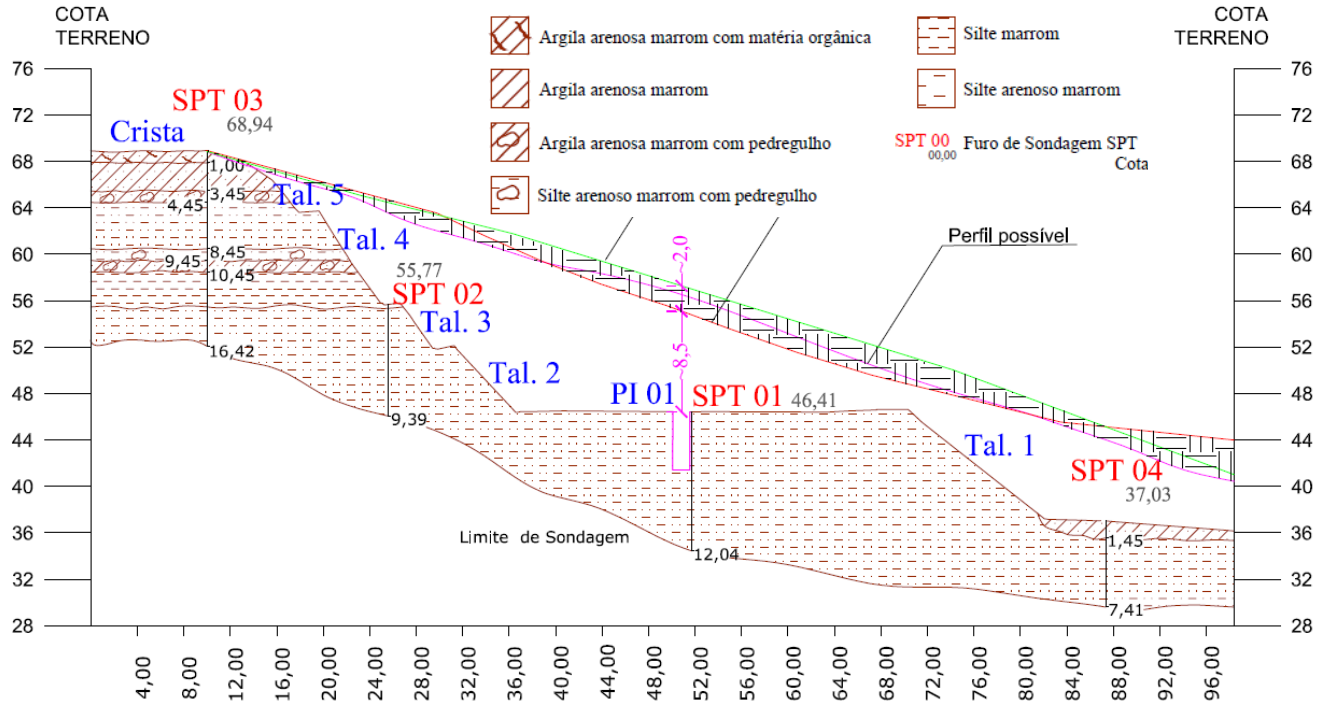


Figura 46 – Seção A-A: Perfil Estratigráfico elaborado para a área de estudos (adaptado de Zênite Engenharia, 2012)

3.6 Poço de Inspeção (PI) e Taludes

Dentro dessa área de estudos, foi escolhido o local onde foi executado o SPT-01 para a realização dos principais ensaios laboratoriais, através da execução inicial de um Poço de Inspeção e Coleta (PI). A Figura 47 apresenta a sondagem (SP-01) realizada no local onde se encontra o perfil de estudos.

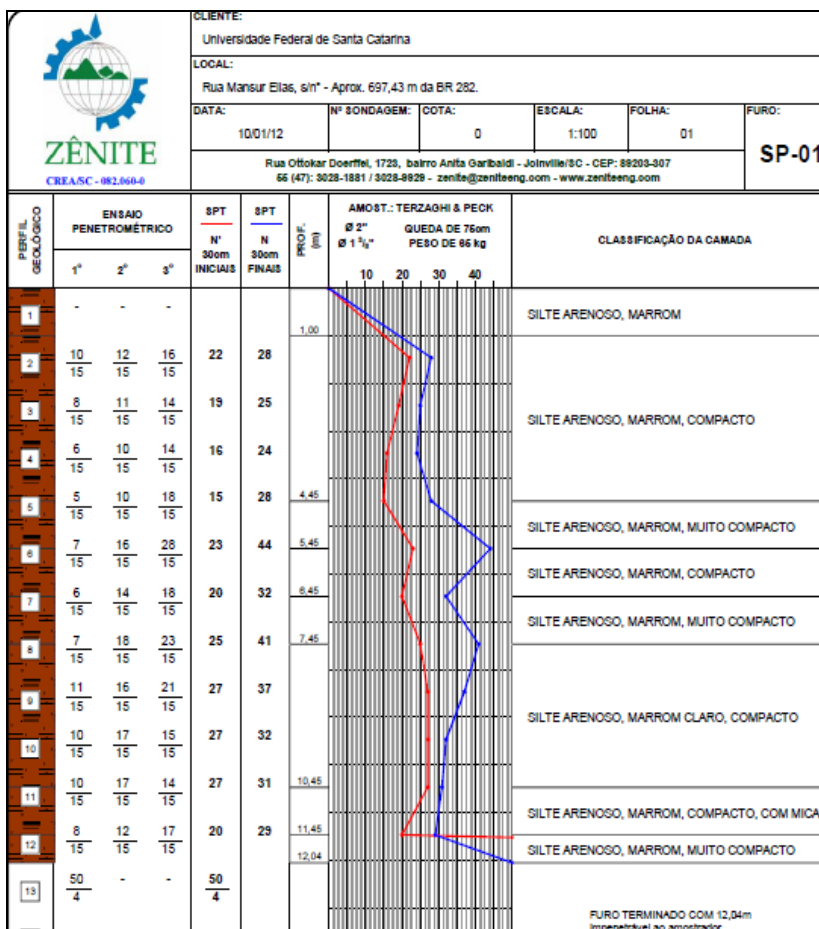


Figura 47 - SP-01 – Sondagem realizada no local escolhido para execução do Poço de Inspeção (PI)

Com as sondagens realizadas, observa-se um perfil de solo “homogêneo”, silto-arenoso, com N_{SPT} próximo a 28 até a profundidade de 5 metros.

Também foram realizadas as coletas e ensaios nos Taludes 2 e 4. A Figura 48 apresenta o detalhe do poço de inspeção PI-1 bem como o local de coleta das amostras.

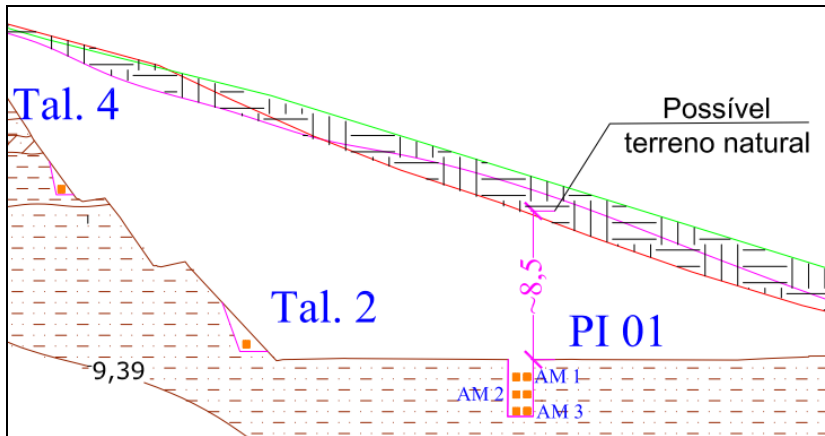


Figura 48 – Detalhe do local de coleta das amostras Poço de Inspeção PI-1, Talude 2 e Talude 4

Através das análises apresentadas na Figura 46, foi possível estabelecer a altura de solo antes do retaludamento existente no local, a qual está apresentada na Tabela 4.

Tabela 4 – Altura de solo antes do retaludamento

Amostra	Profundidade (m)	Cota (m)	Altura de solo antes do retaludamento (m)
TAL-4, AM-1	0,5	56,8	7,3
PI-1, AM-1	1,00	45,4	10,5
PI-1, AM-2	2,00	44,4	11,5
PI-1, AM-3	3,00	43,4	12,5
TAL-2, AM-1	0,5	47,3	13,0

4 METODOLOGIA

Com o objetivo de estudar o comportamento geomecânico do perfil de solo residual, foram realizados diversos ensaios laboratoriais nas condições de solo saturado, inundado, não inundado, além da caracterização física e análises microscópicas.

A Tabela 5 apresenta um quadro resumo com os ensaios realizados.

A identificação das amostras é dada pela seguinte relação:

- Tal – Talude;
- PI – Poço de Inspeção;
- AM – Amostra.

Na apresentação dos resultados, essas identificações deverão ser complementadas pela profundidade, e valor da pressão confinante (se for o caso), conforme apresentado na Figura 49.

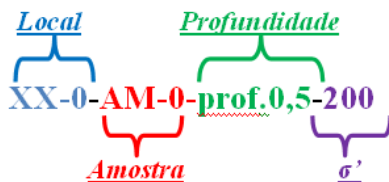


Figura 49 – Identificação das amostras

A Figura 50 apresenta o fluxograma com a metodologia para elaboração desta pesquisa.

Tabela 5 - Quadro resumo com os ensaios realizados

Amostra	Local	Profundidade (m)	Cota (m)	Caracterização Física*	MEV / EDS	Difratometria por raio-X	Triaxial CID / CIU	Permeabilidade	Compressão Confinada	Cisalhamento Direto	Compressão Diametral
Tal-4-AM-1	Talude 4	0,5	56,8	4	3	1	4	0	2	6	2
Tal-2-AM-1	Talude 2	0,5	47,3	4	3	1	4	1	2	6	2
PI-1-AM-1	Poço	1,0	45,4	4	3	1	5	1	2	6	2
PI-1-AM-2	Poço	2,0	44,4	4	3	1	3	0	2	6	2
PI-1-AM-3	Poço	3,0	43,4	4	3	1	4	0	2	6	2
Total	5 amostras / 112 ensaios			20	15	5	20	2	10	30	10

*Granulometria / LL / LP / Densidade Relativa

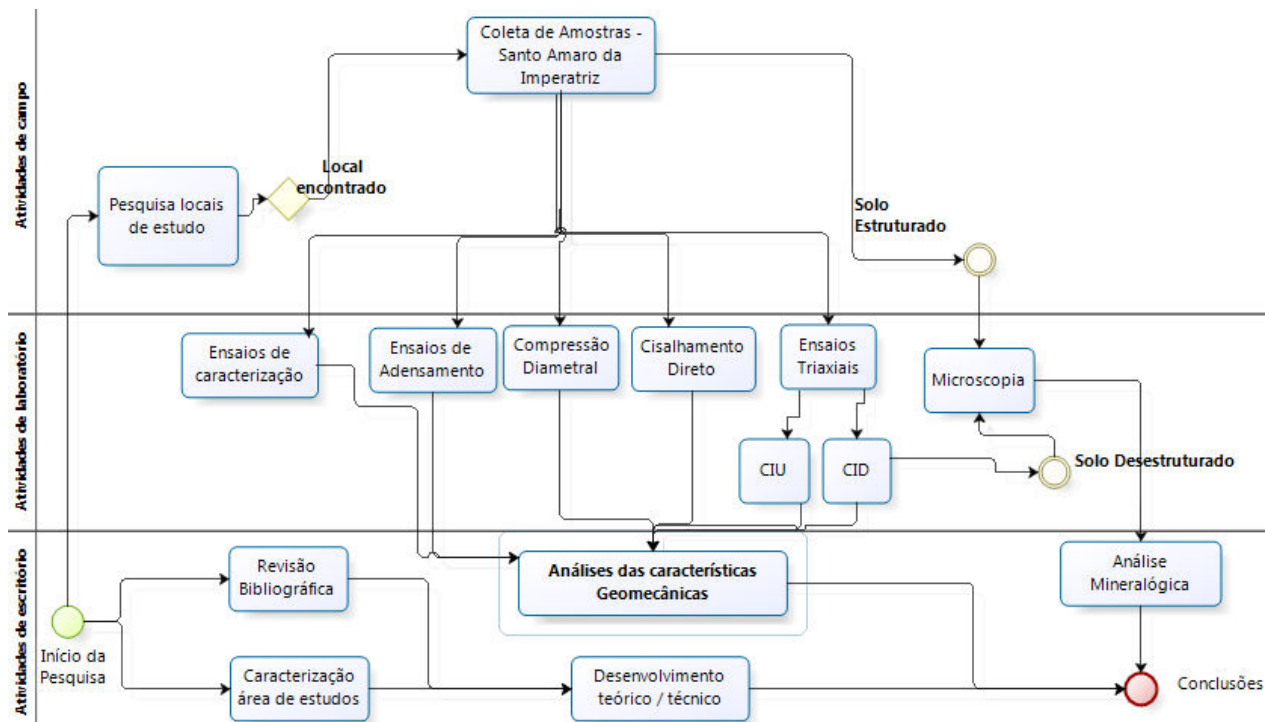


Figura 50 – Fluxograma de realização da Dissertação

4.1 Coleta das Amostras Indeformadas

As amostras dos solos foram coletadas em diversas etapas, de acordo com as melhores condições climáticas (pelo menos 2 dias sem precipitações pluviométricas) e de acordo com a eventual realização dos ensaios em laboratório.

Estas foram coletadas no seu estado indeformado com ferramentas manuais.

Durante a coleta, todos os cuidados foram tomados no sentido de se evitar o amolgamento do solo, identificando também a sua orientação espacial. As amostras assim obtidas eram transportadas ao laboratório em caixas de isopor ou madeira, devidamente acondicionadas de forma a diminuir a perda de umidade (com utilização de sacos plásticos e parafina).

As amostras assim preparadas eram armazenadas, até a data da sua utilização, em sacos plásticos devidamente identificados e vedados, nas quantidades necessárias para cada um dos ensaios previstos e para a moldagem dos corpos-de-prova.

A Figura 51 mostra a coleta de amostra no Poço de Inspeção (PI), enquanto que a Figura 52 mostra um dos blocos coletados no Talude.

No item 6.1 estão apresentadas algumas observações sobre as estruturas reliquias e outros aspectos das amostras e blocos coletados.



Figura 51 – Poço e coleta de amostras



Figura 52 – Coleta de amostra no Talude

4.2 Ensaios de Caracterização

Foram realizados os seguintes ensaios com a finalidade de caracterizar fisicamente as amostras:

- Análise Granulométrica;
- Limite de Liquidez (LL);
- Limite de Plasticidade (LP);
- Densidade real dos grãos (δ_g).

Todos esses ensaios seguiram a metodologia apresentada nas normas brasileiras, conforme apresentado no item 2.3.6.

4.3 Caracterização Mineralógica

O principal objetivo da execução da caracterização mineralógica é a análise dos minerais constituintes de cada amostra de solo, de um determinado perfil.

A caracterização mineralógica foi realizada através de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e espectroscopias (EDS), através do sistema de espectrometria por dispersão de energia. Também foram realizadas difração de raio-X com difratogramas como produto final. Os ensaios foram realizados de acordo com a Tabela 6.

Tabela 6 – EDS e microscopia eletrônica de varredura

Amostra	EDS	MEV		Difração de raio-X
Tal-4-AM-1	Amostra Natural	Amostra Natural	Após Triaxial CIU (σ_3 ` 300kPa)	Amostra Natural
Tal-2-AM-1	Amostra Natural	Amostra Natural	Após Triaxial CID (σ_3 ` 340kPa)	Amostra Natural
PI-1-AM-1	Amostra Natural	Amostra Natural	Após Triaxial CIU (σ_3 ` 350kPa)	Amostra Natural
PI-1-AM-2	Amostra Natural	Amostra Natural	Após Triaxial CID (σ_3 ` 150kPa)	Amostra Natural
PI-1-AM-3	Amostra Natural	Amostra Natural	Após Triaxial CIU (σ_3 ` 300kPa)	-

Para a realização do MEV foi utilizado o equipamento Microscópio de varredura convencional com filamento de tungstênio da fabricante norte-americana JEOL, modelo JSM 6390LV de alto desempenho do Laboratório Central de Microscopia Eletrônica da UFSC (LCME/UFSC). Este equipamento possui uma resolução de 3nm, que possibilita a visualização em larga escala das partículas de solo e agentes cimentantes.

A microscopia de varredura nas amostras indeformadas e após a realização de ensaios triaxiais CID e CIU, tem por finalidade a identificação de possíveis quebras de cimentação e a alteração na estrutura dos solos após o cisalhamento.

As amostras foram moldadas de acordo com os padrões estabelecidos LCME/UFSC, e essa metodologia apresentada é similar à utilizada por Espíndola (2011), quando da realização de ensaios em solos moles do Aeroporto Internacional Hercílio Luz. A Figura 53 apresenta a preparação dos corpos de prova para o MEV.

Através das imagens obtidas com a microscopia, foi possível analisar visualmente os principais componentes do solo, no que se refere às partículas sólidas e às cimentações existentes, bem como embasar as interpretações dos resultados de ensaios geomecânicos.

As espectroscopias de raios-X foram realizadas em determinados pontos e áreas dos corpos de prova, por energia dispersiva dos elementos que compõe os minerais, com voltagens de aceleração de aproximadamente 15kV. Esse ensaio também foi realizado no LCME/UFSC.

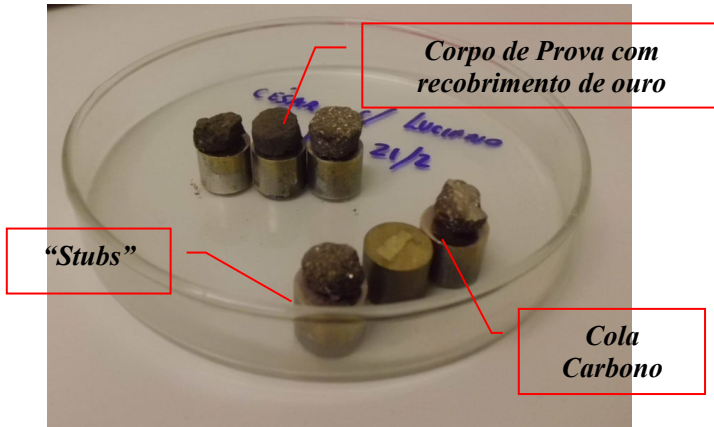


Figura 53 - Preparação dos corpos de prova para a microscopia

A difração de raio-X teve como objetivo a identificação dos principais minerais existentes nas amostras analisadas. Essa análise possibilita relacionar os resultados obtidos nos ensaios físicos e mecânicos com outros resultados apresentados na bibliografia geotécnica. Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Aplicações de Nanotecnologia em Construção Civil – NANOTEC, da UFSC. Para a realização desses ensaios foi utilizado o equipamento RIGAKU, modelo Miniflex II, com tubo de cobre ($\lambda=1,54056\text{\AA}$) e geometria Bragg-Brentano.

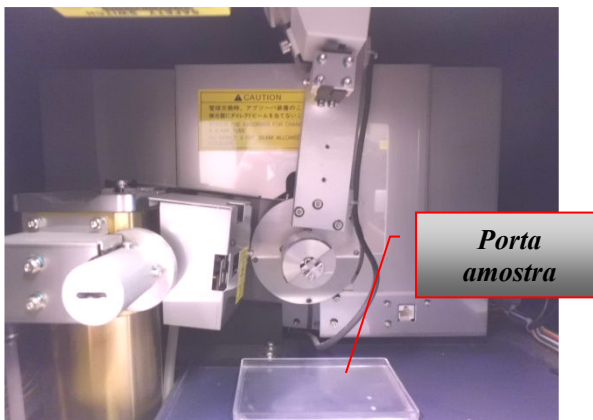


Figura 54 – Equipamento de difratometria de Raio-X – geometria Bragg-Brentano

4.4 Ensaios de Compressão Confinada

Os ensaios de compressão confinada foram realizados nas seguintes condições:

- Amostra Indeformada na condição natural;
- Amostra Indeformada na condição submersa.

O ensaio de compressão confinada foi realizado com um equipamento convencional (tensão vertical controlada), relacionando-se a carga aplicada, e o tempo necessário para que as deformações verticais ocorram e se estabilizem. Os procedimentos de ensaio seguiram a NBR 12007 (1990) / MB 3336.

O equipamento foi produzido em Evanston (EUA) pela Soiltest Engineering Test Equipment. Os corpos de prova possuem diâmetro de 71,3 milímetros, resultando em uma área de 40 cm², com altura inicial de 21 mm. A Figura 55 mostra o equipamento utilizado para realização dos ensaios.



Figura 55 – Equipamento utilizado para realização dos ensaios de compressão confinada

Foram aplicados 9 estágios de carregamento e 4 estágios de descarregamento, com tensões aplicadas de até 1280 kPa, possibilitando-se a visualização da curva de compressibilidade.

Foram calculados os valores de tensão de pré-adensamento virtual, coeficiente de adensamento, coeficientes das curvas de compressibilidade, coeficiente de permeabilidade, etc.

4.5 Compressão Diametral (*Brazilian Test*)

Foram realizados 2 ensaios de resistência à tração para cada amostra analisada. Esse ensaio consistiu em duas etapas principais:

- a) Aumento do grau de saturação através da inundação da amostra;
- b) Compressão diametral até a ruptura da amostra.

O ensaio foi realizado baseado na NBR-7222 (2011) e na norma britânica BS 1881-part 117 (1983).

Para a realização dos ensaios de compressão diametral, adotou-se como padrão corpos de prova de 38,1 mm de diâmetro por 76,2 mm de altura (mesmas dimensões do corpo de prova utilizado para o ensaio Triaxial).

A compressão foi realizada com o auxílio de uma prensa Wykeham Farrance Ltda., com capacidade para 10 toneladas. A distribuição de carga na amostra foi realizada através de uma peça retangular própria para o ensaio. Da Figura 56 à Figura 58 são apresentadas algumas imagens do equipamento adaptado para realização do ensaio de compressão diametral, além dos corpos de prova antes e após a imersão.

A velocidade utilizada no ensaio, durante a etapa de compressão foi de 0,2 mm/min.

Para a realização do aumento do Grau de Saturação, através de inundação do corpo de prova, iniciou-se a elaboração de um equipamento para retirada de ar da amostra através da aplicação de vácuo, com medição do volume de ar dos vazios do solo. No entanto, nos testes preliminares, verificou-se que as amostras desagregavam facilmente após a aplicação do vácuo. Esse fato pode ser explicado pela tração ocasionada no ar presente nos vazios do solo, devido à aplicação de sucção. Isso faz com que ocorra a desestruturação do solo, principalmente nos solos pouco cimentados.

Deste modo, optou-se por apenas inundar as amostras até que não fosse mais observada a saída de bolhas de ar do interior da amostra. Essa etapa teve uma duração de pelo menos 8 horas.



Figura 56 – Imagem da prensa WF

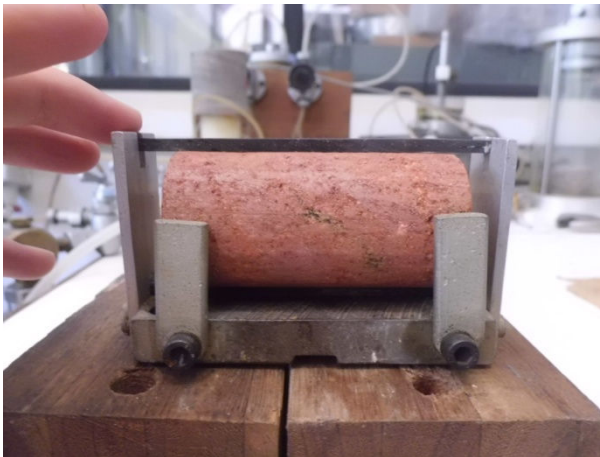


Figura 57 – Corpo de prova antes da imersão

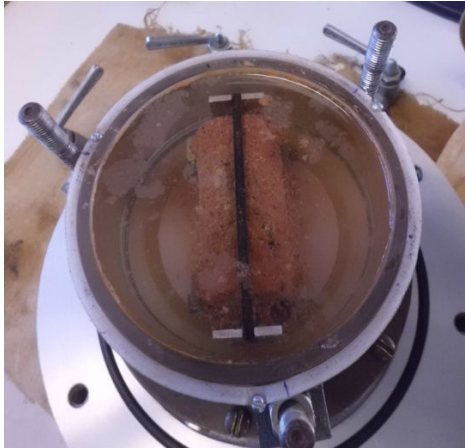


Figura 58 – Corpo de prova após a imersão

4.6 Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados conforme a norma ASTM D3080/2004. Os corpos de prova utilizados apresentavam 20 mm de altura e 101,4 mm x 101,4 mm de lado.

Após todo o processo de amostragem e moldagem dos corpos de prova, os seguintes passos foram realizados:

- Inundação ou não do corpo de prova;
- Consolidação até a estabilização das deformações verticais;
- Cisalhamento na condição drenada.

As amostras foram submetidas às condições “Inundada” e “Não-Inundada”, com a finalidade de avaliar a perda de coesão aparente.

Para o estágio de consolidação, foram utilizadas as tensões normais de 33 kPa; 78 kPa e 128 kPa, de modo a definir a envoltória de Mohr-Coulomb.

4.7 Ensaio Triaxiais

Os ensaios triaxiais são parte importante na pesquisa, pois possibilitam uma análise tensão-deformação e resistência, e conseqüentemente a avaliação geomecânica do perfil de solo residual.

Os ensaios foram divididos em:

- Ensaio Triaxial Consolidado Isotropicamente Drenado (CID);
- Ensaio Triaxial Consolidado Isotropicamente Não-Drenado (CIU).

Os ensaios triaxial CID e CIU equivalem à trajetória de tensões com carregamento axial.

Os subitens 4.7.1 ao 4.7.4 apresentam a preparação dos ensaios triaxiais realizados, equipamentos e procedimentos dos ensaios.

4.7.1 Corpos de Prova

Os corpos de prova utilizados apresentam as mesmas dimensões para todos os ensaios triaxiais realizados. Foram utilizados corpos de prova cilíndricos com altura equivalente a duas vezes o diâmetro, possibilitando a formação de uma superfície de ruptura livre e que não toca a base ou topo do CP. As dimensões dos corpos de prova utilizados foram as seguintes:

- Diâmetro: $1,5'' = 38,1 \text{ mm}$
- Altura: $3'' = 76,2 \text{ mm}$

Tendo em vista a existência de planos de fraqueza no perfil de solo analisado, buscou-se moldar os corpos de prova fora desses planos, pois não são objetivo de análise neste trabalho.

A escolha para a realização de ensaios em amostras com as dimensões acima citadas se deve às características do solo estudado. Bishop e Henkel (1962) indicam que a utilização de amostras com $1,5''$ (em relação a amostras de $4''$ de diâmetro) facilita a investigação das características de resistência ao cisalhamento de determinados estratos com a rápida variação na tensão aplicada no sentido vertical.

Segundo Head (1982) o ensaio triaxial “padrão” (diâmetro $1,5''$) é utilizado principalmente para solos coesivos de granulometria fina. Head (1982) apresenta uma tabela de referência (Tabela 7) relacionando o diâmetro máximo das partículas da amostra com o tamanho do corpo de prova a ser utilizado.

Tabela 7 – Tamanho máximo de partícula para amostras de ensaios triaxiais (modificado de Head, 1982)

Tamanho da amostra Diâmetro x comprimento (mm)	Máximo diâmetro de partícula sugerido (mm)
38 x 76*	3,35
50 x 100	6,3
70 x 140	10
100 x 200	20
150 x 300	37,5

*Dimensão de corpo de prova utilizada nos ensaios triaxiais

De acordo com a tabela de referência de Head (1982), o tamanho do corpo de prova escolhido (38x76 mm) é aceitável, conforme os resultados de granulometria obtidos (item 5.1). Head (1982) cita ainda que ocasionalmente partículas maiores que 6,3 mm são permissíveis desde que não prejudiquem a preparação de um bom corpo de prova.

4.7.2 Equipamento utilizado

Para a realização dos ensaios triaxiais CID e CIU foram utilizadas as seguintes câmaras triaxiais:

- Câmara triaxial com capacidade para amostras de 1,5”, acoplada a uma prensa do Norwegian Geotechnical Institute (NGI), com capacidade para 5 toneladas (Figura 59). O sistema de controle de pressão desta prensa é realizado através de potes de mercúrio;
- Câmara triaxial com capacidade para amostras de 1,5”, acoplada a uma prensa da Wykeham Farrance Ltda., com capacidade para 10 toneladas (Figura 60). O sistema de controle de pressão desta prensa é realizado através de potes de mercúrio;
- Câmara triaxial com capacidade para amostras de 4”, acoplada à prensa Tritech 100 da Wykeham Farrance (WF - Figura 61). Capacidade de 10 toneladas. O sistema de controle desta prensa é realizado através de pistões hidráulicos (*IC Piston*).

A Figura 62 apresenta detalhes do equipamento utilizado para esse ensaio, bem como os principais instrumentos para realização das leituras, para os corpos de prova de 1,5”.

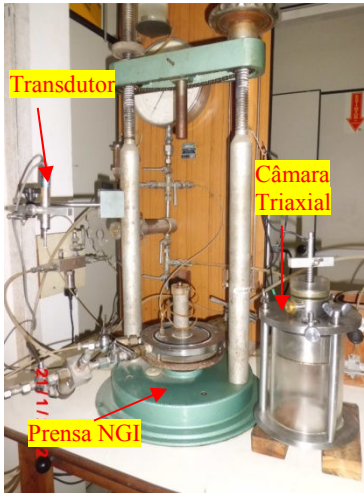


Figura 59 – Prensa NGI para amostras de 1,5”



Figura 60 – Prensa WF para amostras de 1,5”



Figura 61 – Prensa Trittech 100 – WF

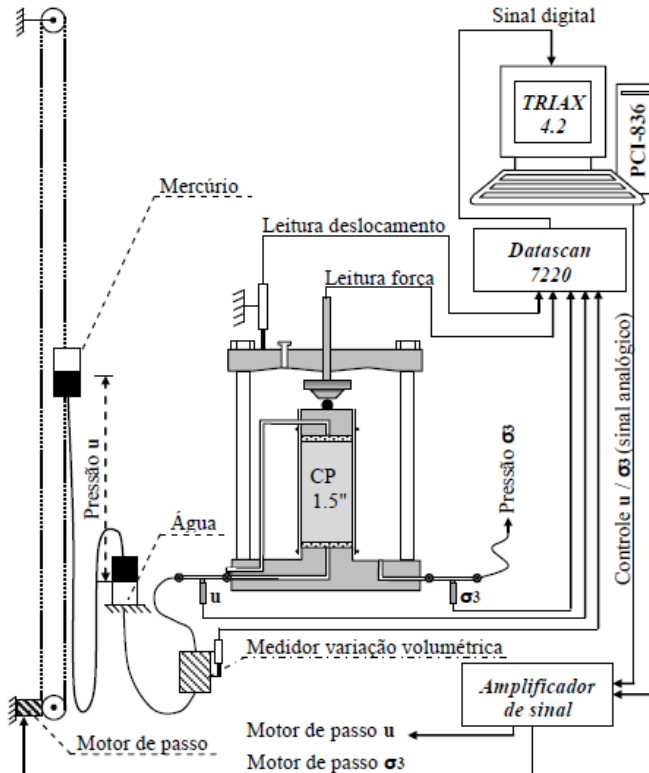


Figura 62 – Detalhes do equipamento Triaxial 1,5'' utilizado para realização dos ensaios CID e CIU (Espíndola, 2011)

O controle da variação volumétrica nos ensaios triaxiais CID e durante o estágio de consolidação, foi realizado com o auxílio do medidor de variação volumétrica desenvolvido no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC, através de diafragmas de rolagem da Bellofram para transferência de pressões entre o ponto de entrada e saída de água. Este modelo de medidor é denominado *Imperial College*, pois foi inicialmente desenvolvido naquela Universidade. A Figura 63 apresenta um esquema de funcionamento do medidor de variação volumétrica.

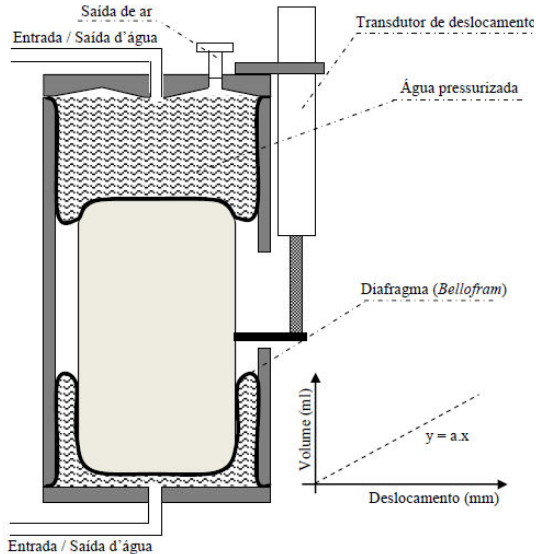


Figura 63 – Esquema de funcionamento do medidor de variação volumétrica tipo Imperial College (Espindola, 2011)

4.7.3 Procedimento do ensaio

O procedimento para execução dos ensaios triaxiais são similares para ensaios CID e CIU. Dessa forma, nos tópicos seguintes estão apresentadas as etapas, sendo que se for o caso, estará descrita as diferenças entre os ensaios. Os tópicos apresentam as etapas posteriores à preparação do corpo de prova e montagem do equipamento.

a) Saturação do CP:

A saturação do corpo de prova foi realizada por contra-pressão, tomando-se o cuidado de não haver tensões efetivas atuantes na amostra. Para isso, aplicou-se uma diferença de 5 kPa entre a tensão confinante (σ_c) e a pressão neutra (u) aplicada na amostra. Essa tensão efetiva de 5 kPa pode ser considerada pouco significativa para tensões e deformações na amostra.

Para verificação da saturação da amostra, foram analisados os valores dos parâmetros de poropressão B de Skempton, através de pelo menos 4 verificações do parâmetro, para diferentes pressões neutras. As

verificações foram realizadas a cada dia, sendo que após a verificação, aumentava-se a contra-pressão (entre 60 e 80 kPa). Desta forma, a etapa de saturação levou pelo menos 4 dias para sua realização.

b) Consolidação do CP:

A consolidação ocorre através do aumento da pressão confinante (σ_c), até obter uma pressão efetiva pré-determinada. No ensaio CID e CIU foram utilizadas as seguintes tensões confinantes: 20 kPa; 80kPa; 150 kPa; 300kPa.

Essas tensões confinantes utilizadas têm por objetivo o traçado dos círculos de Mohr e conseqüentemente a envoltória de Mohr-Coulomb, após o cisalhamento dos corpos de prova. A definição dessas tensões confinantes leva em conta a pressão de pré-adensamento virtual, obtida nos ensaios de compressão confinada, a análise da cimentação a baixas tensões confinantes, as tensões existentes em campo (*in situ*) e a própria capacidade dos equipamentos triaxiais utilizados.

c) Cisalhamento do CP:

No ensaio CID e CIU, o cisalhamento ocorreu através do aumento da tensão desviadora (σ_d) até uma deformação vertical definida para um adequado traçado da curva tensão-deformação (aproximadamente 15%).

O ensaio não drenado (CIU) ocorre através do fechamento das válvulas de drenagem do corpo de prova, permitindo o acréscimo ou a dissipação de poro pressões no corpo de prova. A leitura das poro-pressões é realizada através de um transdutor de pressão.

O processo de cisalhamento na condição drenada (CID) ocorre através da abertura da drenagem do corpo de prova, permitindo variações volumétricas. O ensaio também é realizada em uma velocidade lenta, de forma a permitir a dissipação de qualquer poro pressão que possa ser gerada durante o ensaio. A definição desta velocidade está apresentada no subitem seguinte.

4.7.4 Velocidade de cisalhamento para os ensaios drenados

Para a realização dos ensaios drenados (Triaxial CID e Cisalhamento Direto), foi necessário estabelecer uma velocidade para a realização dos ensaios, nas etapas de cisalhamento.

Segundo Bishop e Henkel (1962) os efeitos da incompleta dissipação de poro pressão podem ser observados através dos dois extremos dos resultados de ensaios não drenados e completamente drenados, conforme observado na Figura 64 (argila normalmente adensada). A diferença nos resultados, expressa por ΔU , altera a posição do círculo de Mohr. Por exemplo, no exemplo apresentado na Figura 64 (argila normalmente adensada), se for possível dissipar a poropressão durante o ensaio, a medida de resistência irá aumentar, com o círculo de tensões efetivas movendo-se para a direita. Uma incompleta drenagem durante o ensaio resultaria em um círculo de Mohr intermediário.

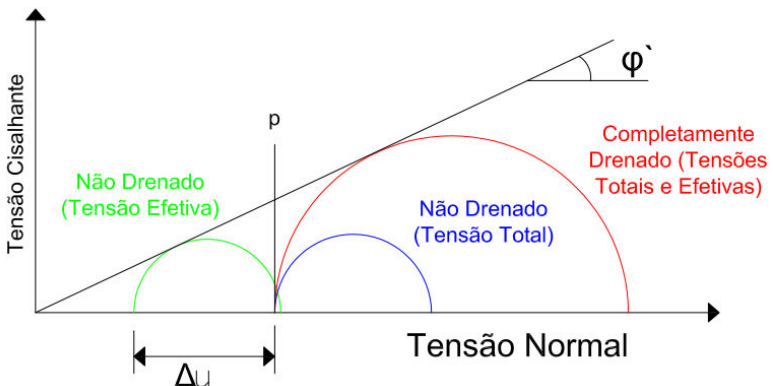


Figura 64 – Círculos de Mohr para ensaios drenados e não-drenados em amostras consolidadas com a mesma pressão confinante (adaptado de Bishop e Henkel, 1962)

Embora as velocidades adequadas para a realização de testes drenados possam ser encontradas pelo processo de tentativa e erro, é possível calcular antecipadamente o tempo aproximado para a realização destes ensaios, com o auxílio da teoria do adensamento (Bishop e Henkel, 1962).

O grau de adensamento médio da ruptura (\bar{U}_f) pode ser expresso pela equação (13).

$$\ddot{U}_f = 1 - \frac{h^2}{\eta \times c_v \times t_f} \quad (13)$$

Onde: h é a metade da altura da amostra [cm]; c_v é o coeficiente de adensamento [cm²/s]; t_f é o tempo para ruptura (aproximado) [s]; η é um fator que depende das condições de drenagem nas extremidades da amostra [-].

O grau de adensamento médio indica o valor de 1 para a resistência completamente drenada, e o valor de 0 para a resistência não drenada.

Para os ensaios realizados, como a drenagem ocorre em ambas as extremidades, utiliza-se o valor de η igual a 3 (ver Tabela 6 - Bishop e Henkel, 1962). Ainda segundo Bishop e Henkel, comparando resultados teóricos e resultados em ensaios drenados, mostram que para um grau de adensamento de 95% é possível negligenciar os erros nas medidas de resistência.

Desta forma, a equação (13) é utilizada para os cálculos da velocidade de cisalhamento, onde substituindo os valores e isolando-se t_f , resulta na equação (14).

$$0,95 = 1 - \frac{h^2}{3 \times c_v \times t_f} \therefore t_f = \frac{6,67 \times h^2}{c_v} \quad (14)$$

Posteriormente, estima-se a deformação [cm] para ocorrer a ruptura (normalmente de forma conservadora), definindo-se então a velocidade para ocorrer o cisalhamento, de forma a dissipar os eventuais excessos de pressão neutra.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE PRELIMINAR DOS RESULTADOS

Os principais resultados obtidos nos ensaios de caracterização física, mineralógica e geomecânica estão apresentados nos subitens seguintes. No capítulo 6 está apresentada uma análise geral entre os resultados obtidos, bem como relações entre os solos analisados neste trabalho e outros solos residuais.

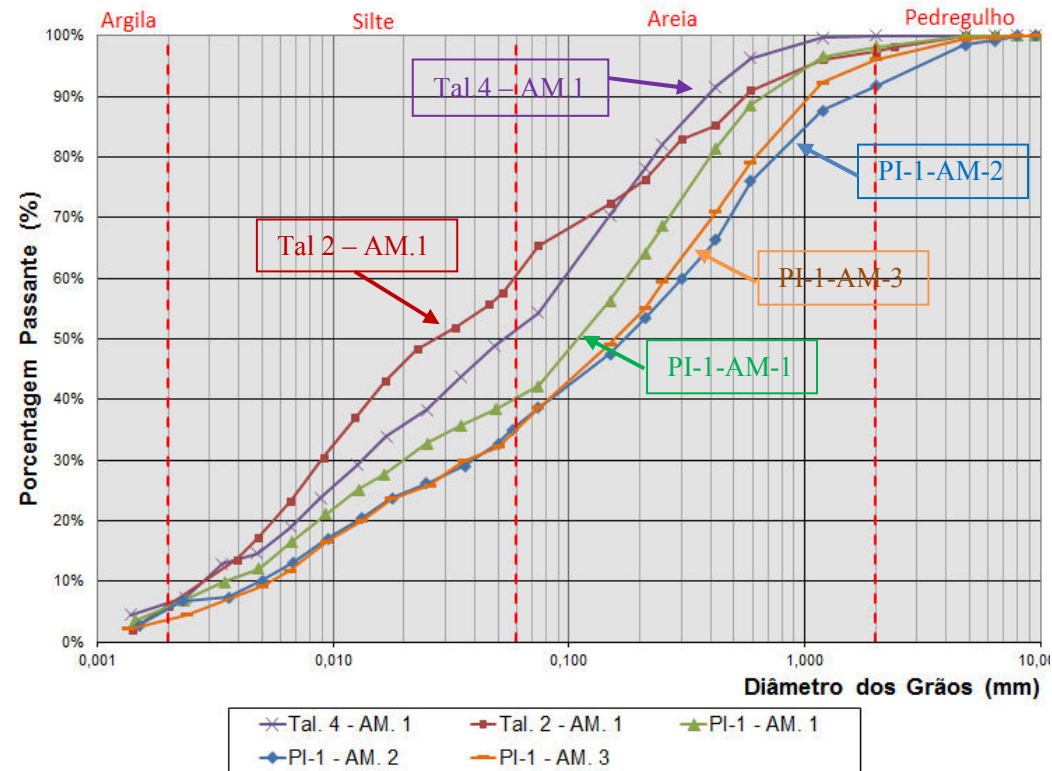
5.1 Caracterização Física

Os resultados dos ensaios de caracterização das amostras de solo estão apresentados na Tabela 8. A Figura 65 mostra as curvas granulométricas obtidas.

Tabela 8 – Quadro resumo dos resultados obtidos na caracterização física dos solos

Amostra / Ensaio	Profundidade (m)	Altura de solo natural** (m)	Densidade Grãos δ_g (kN/m ³)	Limites de Consistência			Granulometria				SUCS*
				LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Argila	% Silte	% Areia	% Pedregulho	
TAL-4 - AM-1	0,5	7,3	27,3	52	43	9	6,26	45,08	48,66	0	ML
TAL-2 - AM-1	0,5	13	26,6	52	34	18	5,89	54,45	37,08	2,58	ML
PI-1 - AM-1	1,00	10,5	26,8	39	33	6	5,69	34,45	58,01	1,85	SM
PI-1 - AM-2	2,00	11,5	26,7	43	30	13	5,3	30,37	56,07	8,26	SM
PI-1 - AM-3	3,00	12,5	27,2	38	30	8	3,65	31,17	61,31	3,87	SM

*Vargas (1977) / **Altura de solo antes do retaludamento, conforme a Tabela 4



As curvas granulométricas apresentaram compatibilidade com as análises táctil-visuais realizadas na Sondagem SP-01 (Figura 47). A classificação táctil-visual de campo indicou um perfil de solo silto arenoso. Nas curvas granulométricas obtidas em laboratório de acordo com a NBR 7181, foram obtidas curvas variando de solo silto arenoso para solo areno siltoso. A classificação SUCS indicou solo siltoso de baixa compressibilidade (ML) para as amostras do talude e solo areno siltoso (SM) para as amostras do poço.

Diversos autores (e.g. Machado, 2012) vêm constatando as limitações e inadequações da classificação SUCS para solos residuais e principalmente para solos tropicais. Conforme as próprias observações realizadas neste trabalho, uma das limitações é devido à própria formação do solo, além da preservação de estruturas reliquias da rocha de origem.

Na Figura 66 e na Tabela 9 está apresentada a proposta de classificação para solos residuais apresentada por Vargas (1988), o qual busca adaptar a classificação SUCS, com peculiaridades mineralógicas dos solos residuais para a identificação da fração fina destes, através do conceito de Índice de Atividade (ver Skempton, 1984). A Figura 67 apresenta a carta de atividade e carta de plasticidade para as amostras analisadas neste trabalho.

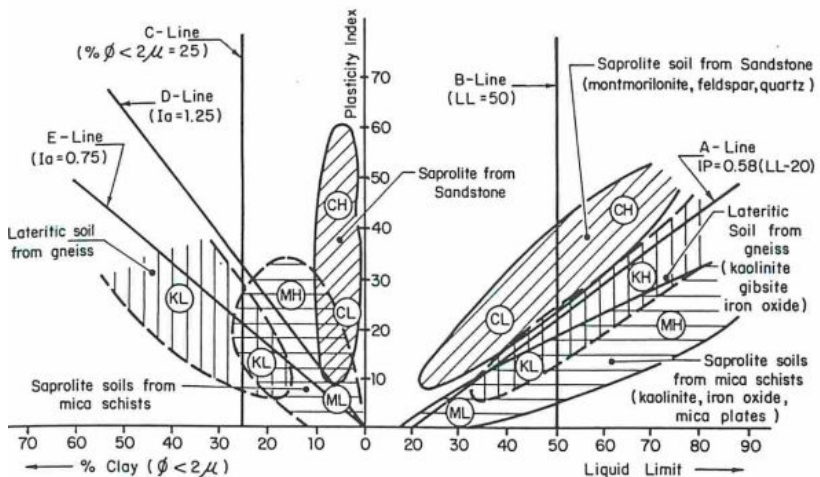


Figura 66 – Proposta de classificação de solos residuais em função da carta de atividade e plasticidade (Vargas, 1988)

Tabela 9 – Proposta de classificação de solos tropicais (Vargas, 1988)

Divisão Principal	Grupo de Solos	Sub-grupo proposto	Símbolo do Grupo
Baixa compressibilidade LL < 50	Siltes e areias muito finas. Areias argilosas finas. Silte argilosos	Inorganico. Rocha decomposta	ML
		Solos micáceos	MLm
	Argilas de baixa plasticidade. Areias argilosas. Siltes argilosos	Não-cauliníticos	CL
		Cauliníticos	KL
	Solos siltosos férricos		KLf
	Solos siltosos orgânicos		OL
Alta compressibilidade LL > 50	Areias finas ou solos siltosos	Solos diatomáceos, elásticos	MH
		Solos micáceos	MHm
	Argilas de alta plasticidade, areia ou silte argilosos	Não-cauliníticos	CH
		cauliníticos	KH
	Solos argilosos férricos		KHf
Solos argilosos orgânicos		OH	

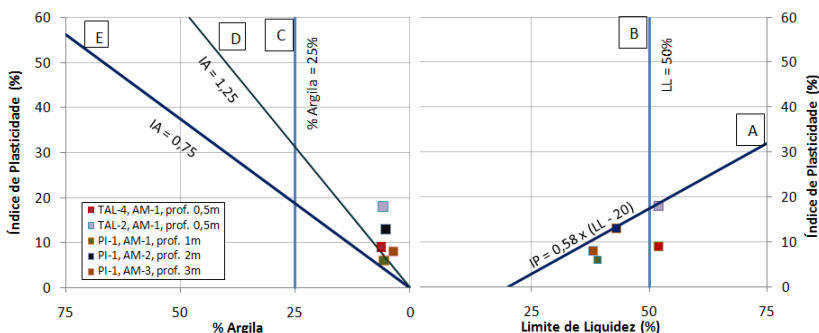


Figura 67 – Carta de Atividade e Carta de Plasticidade

Analisando os resultados dessa classificação, pode-se observar que todas as amostras estão abaixo da linha A (área ML ou KL) na carta de plasticidade e acima da linha D na carta de atividade (área ML, MH ou CL). Analisando as possíveis faixas encontradas, provavelmente as classificações adequadas para as amostras analisadas são ML (silte e areia fina inorgânica) e KL (solos cauliníticos). Os solos analisados apresentaram o predomínio de minerais como Quartzo e Caulinita, além

de outros minerais como Muscovita e Haloisita (será apresentado no item 5.2).

Com a finalidade de comparação dos limites de plasticidade obtidos neste trabalho com outros trabalhos e solos residuais, a Figura 68 apresenta a posição dos solos analisados em relação à carta de plasticidade apresentada por Wesley (2010), identificando outros solos residuais. Nessa carta de plasticidade de Wesley, observa-se que não existem valores de outros solos residuais na faixa obtida neste trabalho. Na mesma carta, a faixa granulométrica obtida neste trabalho (solo com elevada porcentagem de silte) está coerente com a descrição apresentada por WESLEY, 2010.

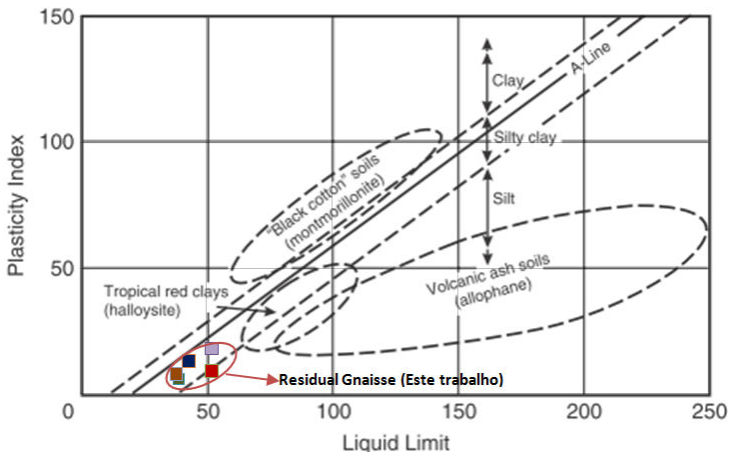


Figura 68 – Carta de plasticidade de alguns solos residuais (modificado de Wesley, 2010)

Na Tabela 10 estão apresentados alguns valores típicos de limites de plasticidade e atividade de alguns minerais de argila, com a inclusão dos resultados deste trabalho. Observa-se que os valores de LL e LP para as amostras estão de certa forma, próximo aos valores considerados para a caulinita e haloisita (encontrados nas amostras), com exceção do índice de atividade (IA). O IA foi relativamente alto, principalmente para a amostra TAL-2 - AM-1 (IA = 3). Uma das hipóteses é de que isso se deva a outros minerais encontrados nas amostras (por exemplo, muscovita, rectorita e outros não identificados nos difratogramas). Cecílio Jr (2009) com base em diversos autores cita também que o Índice de Atividade não é muito representativo para os solos residuais, devido ao processo evolutivo de formação do solo.

Tabela 10 – Valores típicos de Limites de Plasticidade e Atividade de alguns minerais de argila (adaptado de Das, 2007)

Mineral	LL	LP	IA
Caulinita	35 – 100	20 – 40	0,3 – 0,5
Ilita	60 – 120	35 – 60	0,5 – 1,2
Montmorilonita	100 – 900	50 – 100	1,5 – 7,0
Haloisita (hidratada)	50 – 70	40 – 60	0,1 – 0,2
Haloisita (desidratada)	40 – 55	30 – 45	0,4 – 0,6
Atapulgita	150 – 250	100 – 125	0,4 – 1,3
Alofano	200 – 250	120 – 150	0,4 – 1,3
Este trabalho*	38 – 52	30 – 43	1,0 – 3,0

*Caulinita / Muscovita / Haloisita / Rectorita / Philipsita - Ver item 5.2

A Figura 69 apresenta uma representação esquemática da porcentagem de materiais em função da profundidade existente antes do retaludamento.

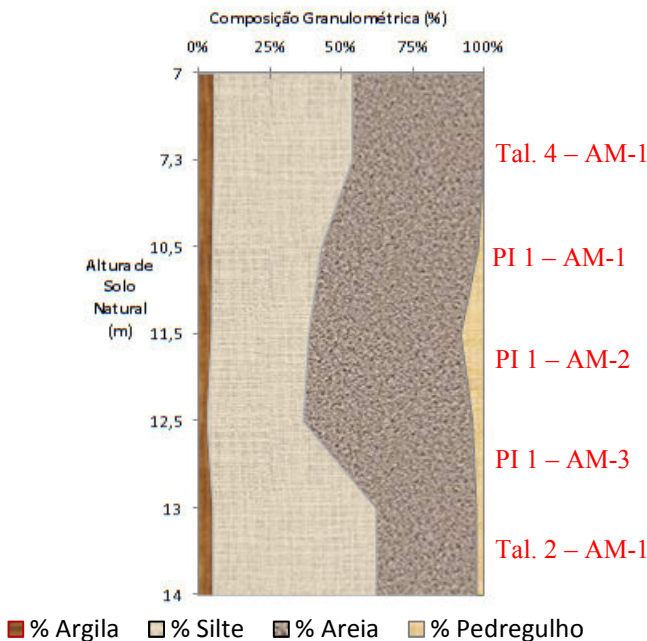


Figura 69 – Representação esquemática da porcentagem de materiais em função da profundidade

Na Figura 69 é possível observar que as amostras do Poço de Inspeção apresentaram uma diminuição da porcentagem de silte e argila em função da profundidade. Esse fato é explicado pelo intemperismo da rocha, pois, essas amostras não estavam expostas à intempéries de forma direta. As amostras do talude apresentaram maior percentual de silte e argila, o que pode ser explicado pela maior exposição às intempéries, ou diferentes materiais existentes (hipótese mais provável, tendo em vista a grande diferença dos índices físicos obtidos – ver item 5.8).

Em relação à densidade real dos grãos, não ocorreu variação significativa nos seus valores, a qual esteve entre $26,7 \text{ kN/m}^3$ e $27,3 \text{ kN/m}^3$. Essa variação está de acordo com alguns valores obtidos na bibliografia, como por exemplo, a apresentada na Tabela 11 por SANDRONI (1985).

Tabela 11 – Densidade dos grãos e índice de vazios típicos para solos residuais brasileiros (Fonte: Sandroni, 1985)

Rocha Mãe	Densidade dos Grãos	Índice de Vazios
Gnaisse	2,60 – 2,80	0,3 – 1,1
Quartzito	2,65 – 2,75	0,5 – 0,9
Xisto	2,70 – 2,90	0,6 – 1,2
Filito e Ardósia	2,75 – 2,90	0,9 – 1,3
Basalto	2,80 – 3,20	1,2 – 2,1
Este trabalho (Gnaisse)	2,67 – 2,73	0,8 – 1,5

Com o objetivo de avaliar alterações no comportamento físico das amostras analisadas, foram realizadas relações entre os índices obtidos nos ensaios de caracterização, sendo que os principais estão destacados e analisados na sequência.

A Figura 70 apresenta a relação entre a porcentagem de Argila + Silte e o Índice de Plasticidade (IP). Não é possível evidenciar a relação direta entre essas variáveis, no entanto, nota-se uma certa tendência de diminuição da plasticidade quando da diminuição da % de argila e silte, conforme esperado.

A relação entre a % de argila e silte e o limite de liquidez-LL (Figura 71) apresentou uma tendência à linearidade, com o coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,8. Conforme esperado (teoricamente) os resultados indicaram que quanto maior o LL, maior a porcentagem de argila e silte.

Outra relação de interesse é a densidade real dos grãos em função da profundidade estimada antes do retaludamento (Figura 72). Observa-se que quanto maior a altura de solo antes do retaludamento, menor é a densidade real dos grãos, com exceção da amostra *PI 1 – AM 3 – prof. 3m*, a qual não apresentou o mesmo comportamento das demais. Conforme destacado anteriormente, neste trabalho as variações de densidade real dos grãos não são elevadas, sendo que pequenas alterações (como por exemplo, intensidade de intemperismo ou diferentes minerais), pode influenciar na relação entre as variáveis.

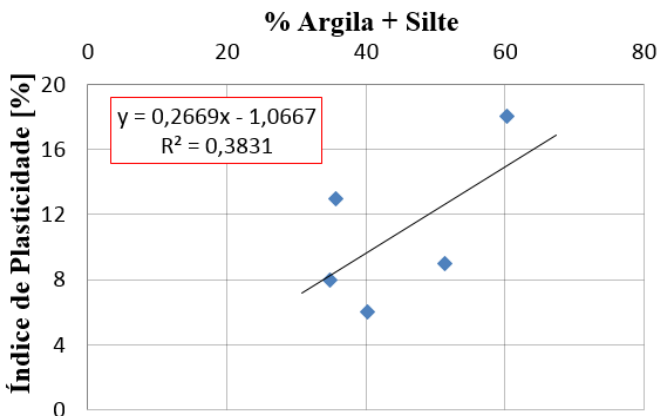


Figura 70 – Relação entre a porcentagem de Argila+Silte e o Índice de Plasticidade

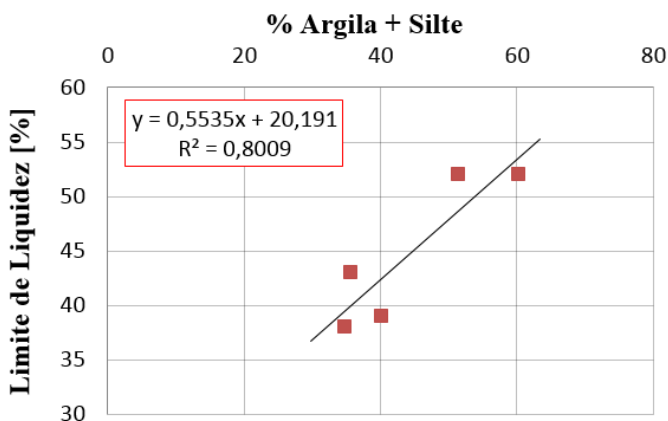


Figura 71 - Relação entre a porcentagem de Argila+Silte e o Limite de Liquidez

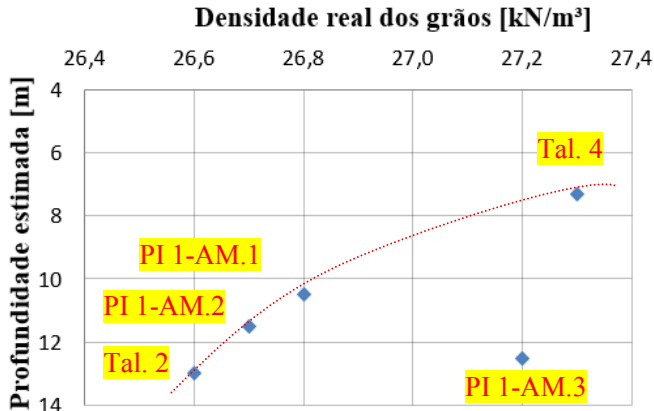


Figura 72 - Relação entre a densidade real dos grãos e a profundidade estimada

5.2 Microscopia e Análise Mineralógica

Através da análise da microscopia realizada pode-se observar a estrutura das amostras, a partir de imagens do solo no seu estado natural (indeformado), e após a ocorrência do cisalhamento, nos ensaios triaxiais. As comparações para as 5 amostras analisadas estão apresentadas da Figura 73 à Figura 77.

Para as amostras do Talude 2 e Talude 4, aparentemente não é possível observar o rearranjo estrutural entre a amostra antes do cisalhamento e após o cisalhamento (Figura 73 e Figura 74), enquanto que nas amostras do Poço de Inspeção (Figura 75 à Figura 77), aparentemente existem alterações estruturais na comparação entre a amostra natural e a amostra após o cisalhamento. Esse rearranjo pode ser observado principalmente nas ampliações de x2000 e x8000.

Outra consideração importante é em relação aos minerais existentes. Nas imagens com ampliações de x30 e x100 é possível observar a estrutura do solo, principalmente com “Arranjos Elementares de Partículas -AEP” com grãos de quartzo envolvidos por outros minerais, como por exemplo, a caulinita e haloisita, identificados nos difratogramas.

Nas imagens com ampliações de x2000 e x8000 é possível observar o formato lamelar das partículas, típico do mineral caulinita, e em algumas amostras, a haloisita que apresenta um formato de tubos. A haloisita fica muito evidente na amostra Tal. 2 – AM.1 (Figura 74).

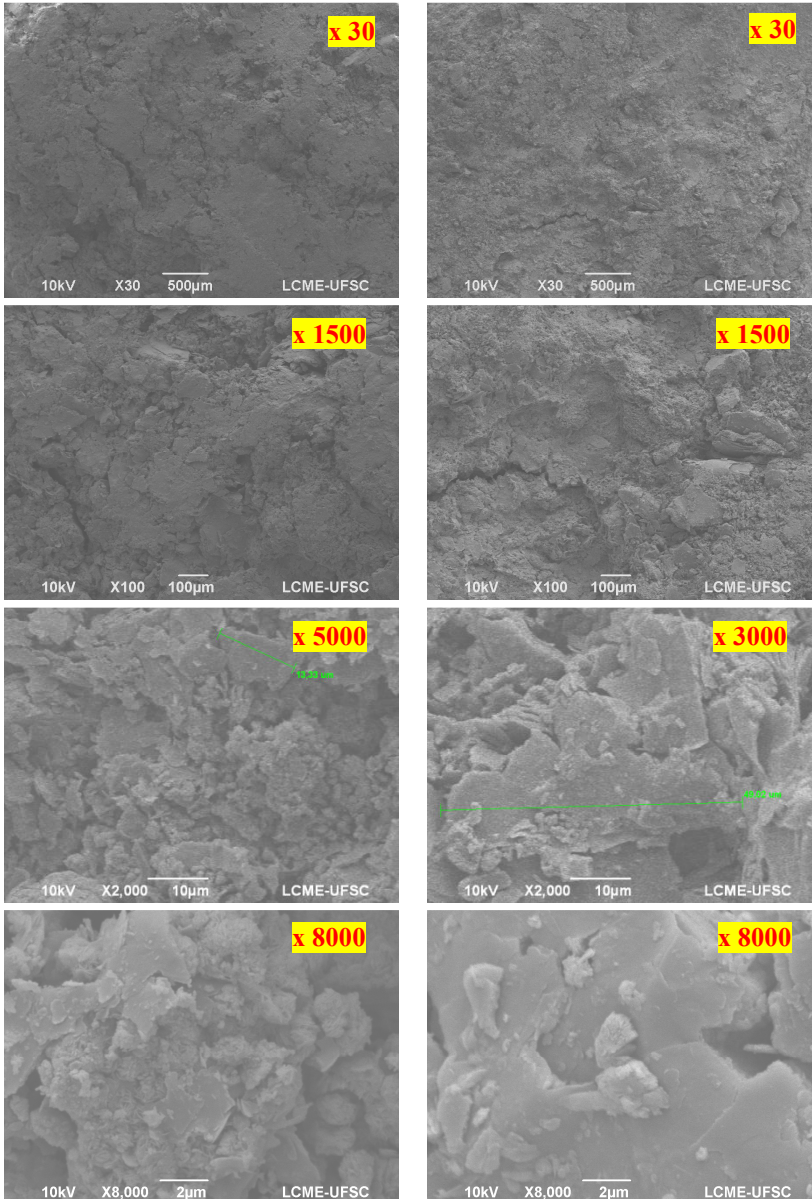
Amostra Natural***Após o cisalhamento***

Figura 73 – Imagens de MEV – amostra Tal. 4 – AM.1 – CIU – ($\sigma_3' = 300\text{kPa}$)

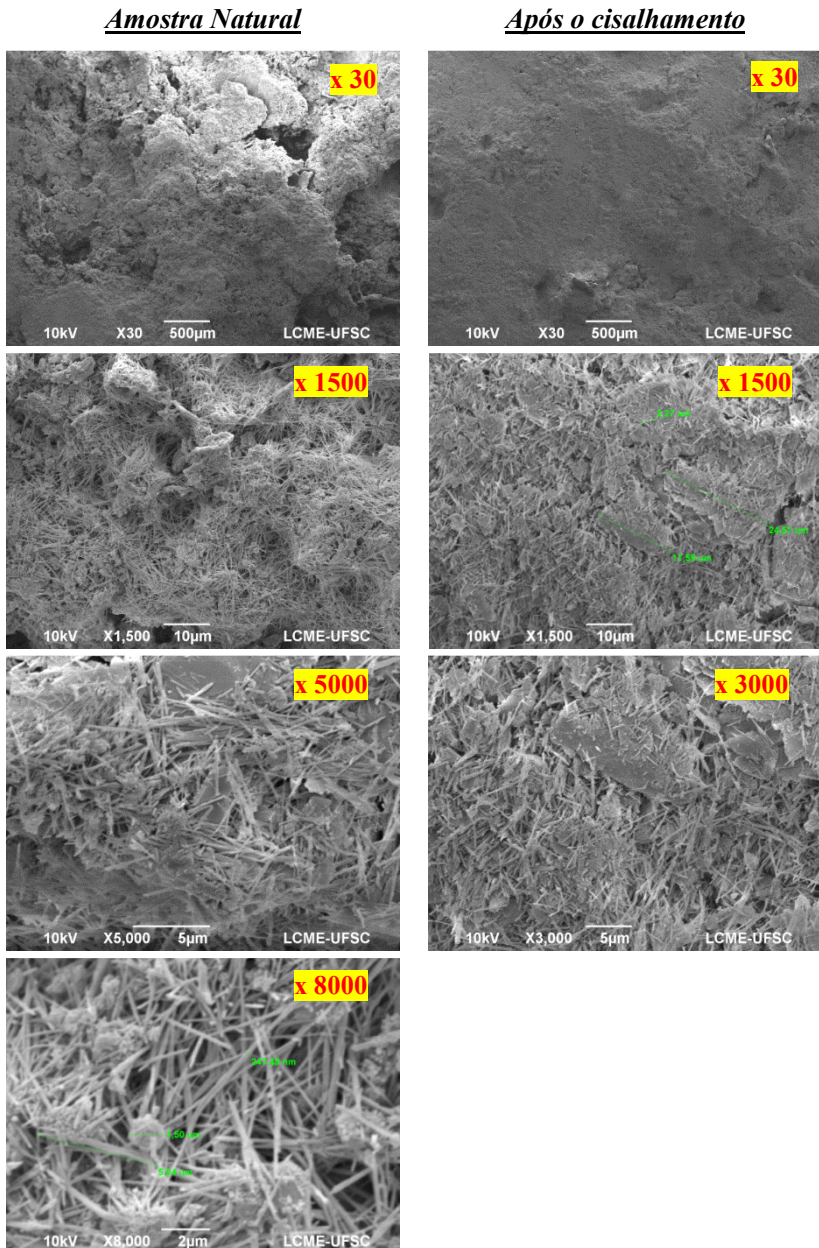


Figura 74 – Imagens de MEV – amostra Tal. 2 – AM.1 – CID (σ_3 340kPa)

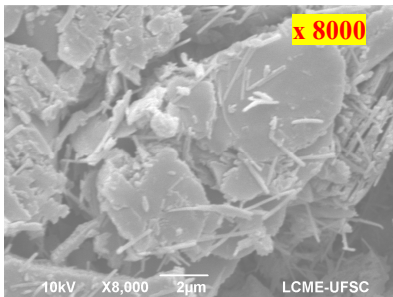
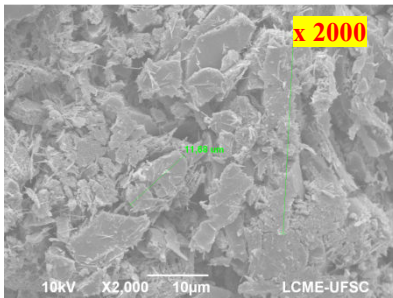
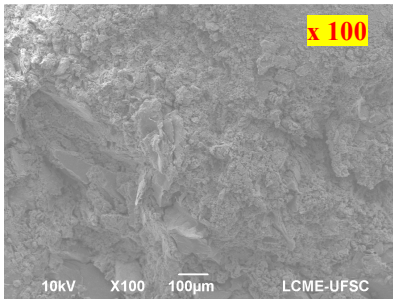
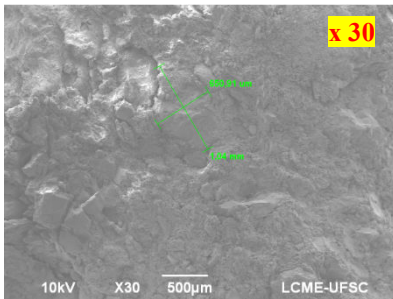
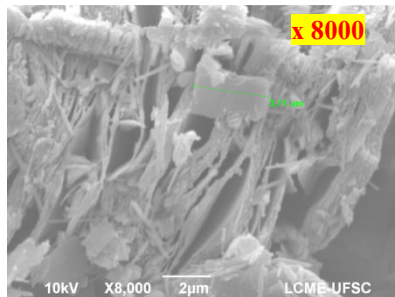
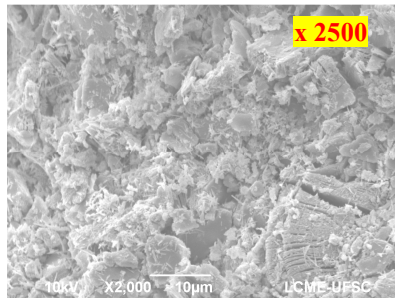
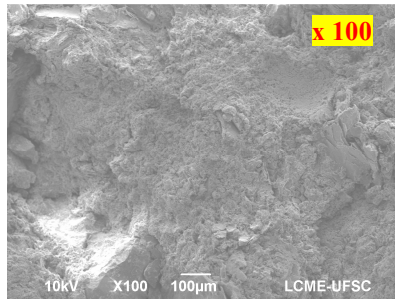
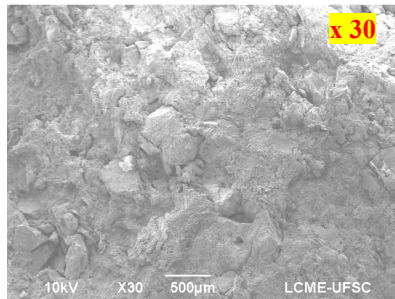
Amostra Natural***Após o cisalhamento***

Figura 75 – Imagens de MEV – amostra PI-1 – AM.1 – prof. 1m – CIU (σ_3 350kPa)

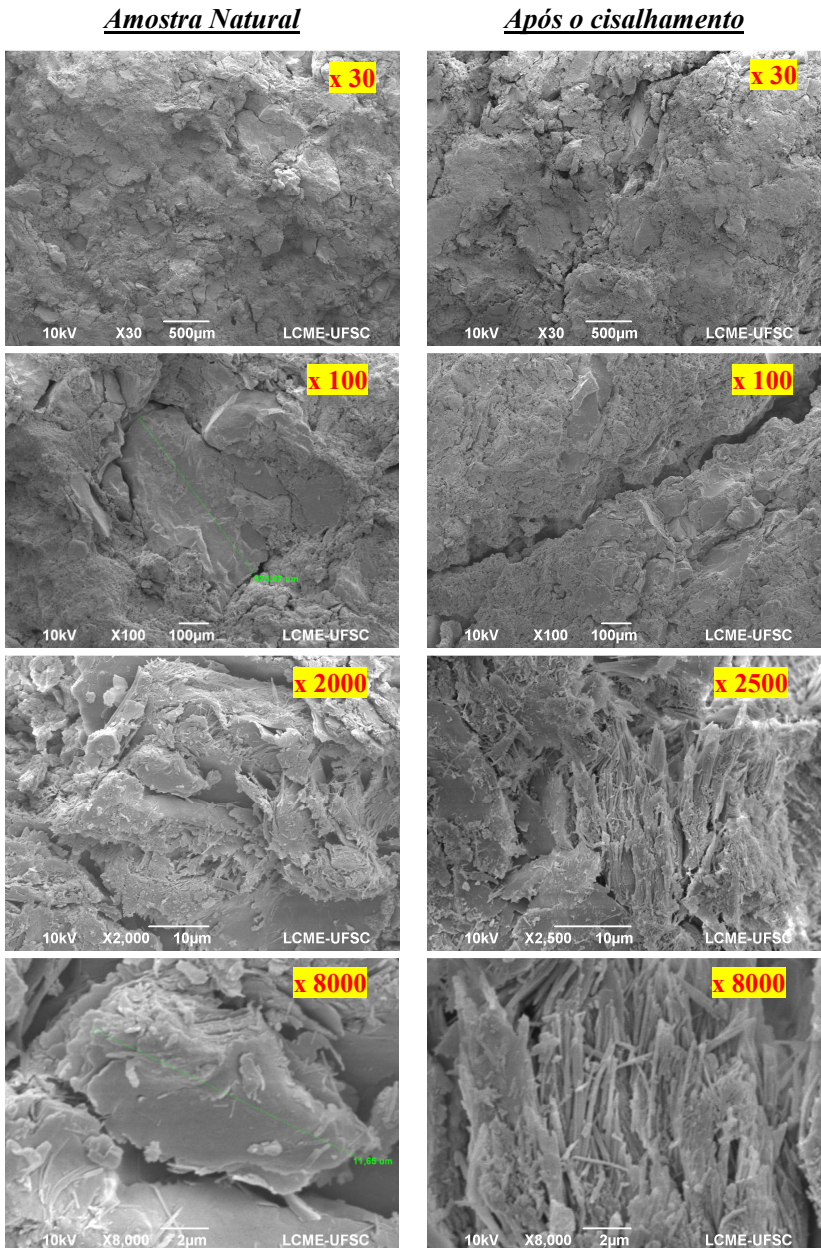


Figura 76 – Imagens de MEV – amostra PI-1 – AM.2 – prof. 2m – CID (σ_3 : 150kPa)

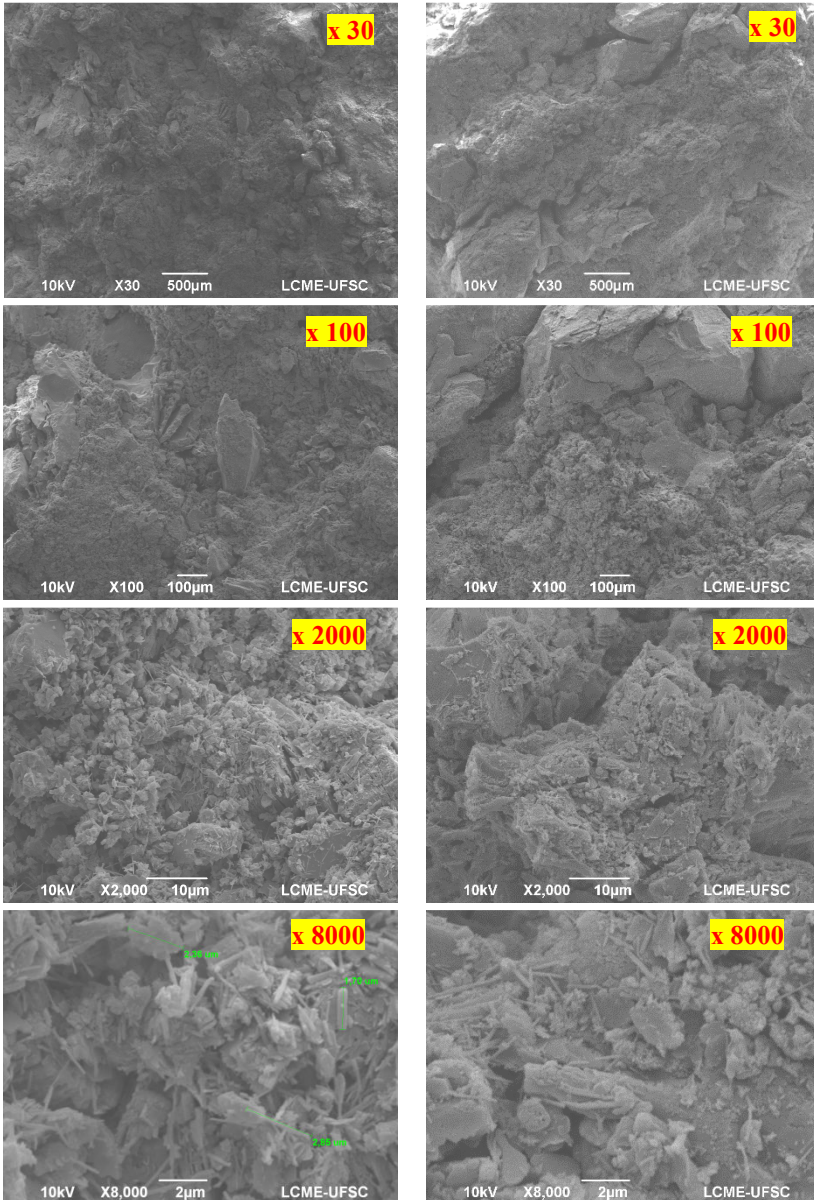
Amostra Natural***Após o cisalhamento***

Figura 77 - Imagens de MEV – amostra PI-1 – AM.3 – prof. 3m – CIU (σ_3 300kPa)

Algumas considerações observadas por este autor, sobre a realização do MEV no solo residual de gnaiss analisado estão consideradas abaixo:

- 1) A pequena massa de solo utilizada para análise pode não ser representativa considerando as peculiaridades de solos residuais de gnaiss, sua heterogeneidade e seu processo de formação;
- 2) A área coletada para a realização do MEV foi de aproximadamente $0,8 \text{ cm}^2$ (padrão estabelecido em função das características do microscópio eletrônico);
- 3) A ampliação de imagens foi prejudicada pelo fato de que a amostra deveria apresentar o mínimo de irregularidades em sua superfície, ou seja, deveria ser praticamente lisa. A textura granular do solo residual também é um fator que impossibilitou imagens melhores e com maiores focalizações.

As espectrometrias por dispersão de energia (EDS), realizadas para a identificação dos elementos químicos dos solos estão apresentadas da Figura 78 à Figura 81.

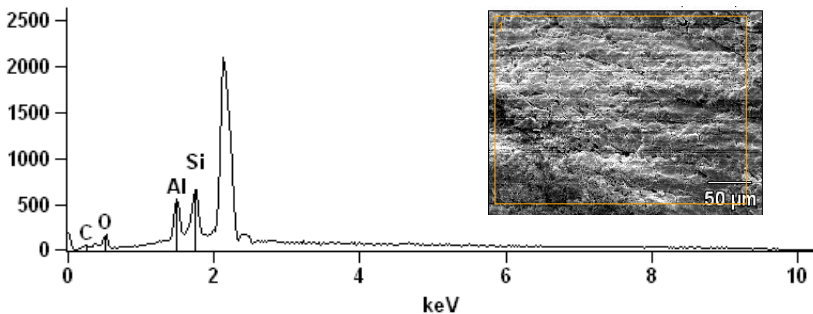


Figura 78 – Espectro - EDS – Tal-2-AM-1-prof. 0,5m.

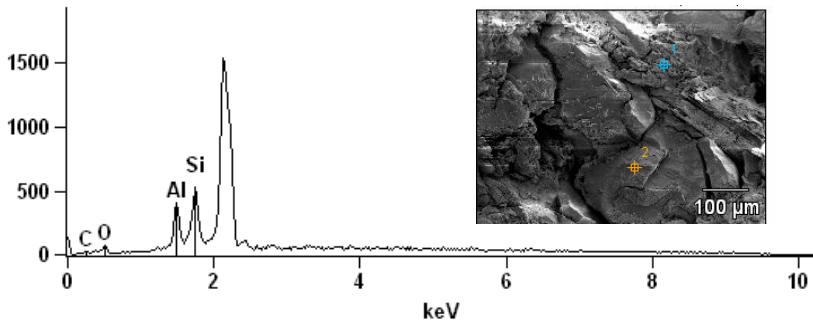


Figura 79 - Espectro - EDS - PI-1-AM-2-prof. 2m.

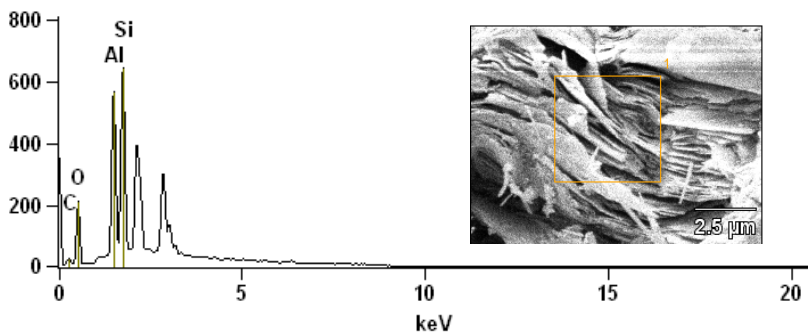


Figura 80 - Espectro - EDS - PI-1-AM-1-prof. 1m

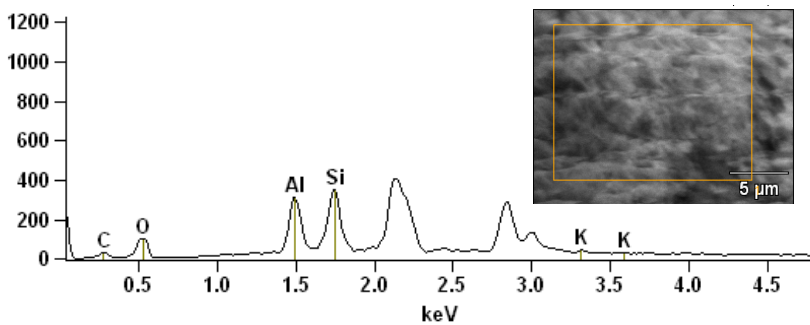


Figura 81 - Espectro - EDS - PI-1-AM-3-prof. 3m.

Todas as amostras analisadas apresentaram uma quantidade significativa de Alumínio e Silício, indicando a existência de aluminossilicatos. Essa evidência fica clara, analisando o contexto geológico e mineralógico da área de estudos (solo residual de gnaiss, derivado de matriz granítica - ortognaiss).

Outros elementos ficaram evidentes, como por exemplo, Oxigênio [O], o qual é esperado em maior quantidade devido ao arranjo mineral existente, além de Potássio [K], Carbono [C] e Ferro [Fe] em menor quantidade.

Outros picos observados nas análises, porém, não identificados nos espectros, se devem à quantidade de Ouro [Au] e Paládio [Pd], utilizadas na técnica para recobrir as amostras de solo.

No entanto, conforme pesquisas, há um grande número de questionamentos relacionadas à essa técnica, principalmente relacionada à definição da porcentagem de massa de cada elemento. Também cabe ressaltar que a obtenção dos elementos é realizada de forma indireta, ou seja, utiliza-se um software o qual compara a energia obtida no espectro com a energia característica de cada elemento.

Para as amostras analisadas, ocorreu a dificuldade em focar em uma estrutura unicamente, fato este, que pode ter prejudicado a focalização em apenas um mineral. Essa dificuldade se deve à textura granular das amostras analisadas.

Dessa forma, optou-se apenas por apresentar os gráficos obtidos nesse ensaio, sem apresentar os percentuais em massa dos elementos.

Para a identificação dos minerais existentes nas amostras analisadas, foram realizadas difratometrias de raio-X, conforme citado no item 4.3. Os difratogramas estão apresentados da Figura 82 à Figura 85, onde os seguintes minerais foram identificados com maior significância: K – Caulinita; Q – Quartzo; R – Rectorita; M – Muscovita; P – Philipsita; H – Halóisita.

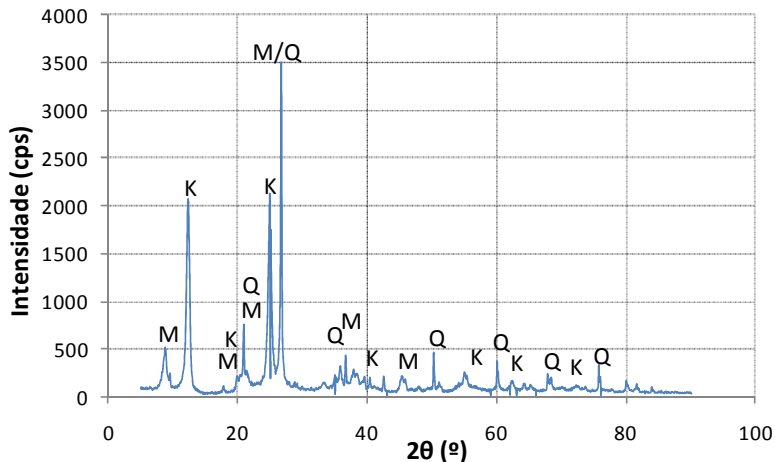


Figura 82 - Difratoograma – Amostra Tal-4- AM 1 – prof. 0,5m

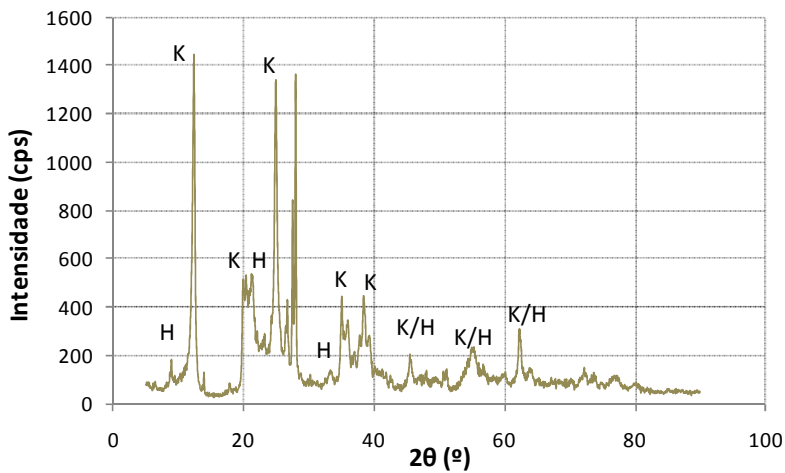


Figura 83 - Difratoograma – Amostra Tal-2- AM 1 – prof. 0,5m

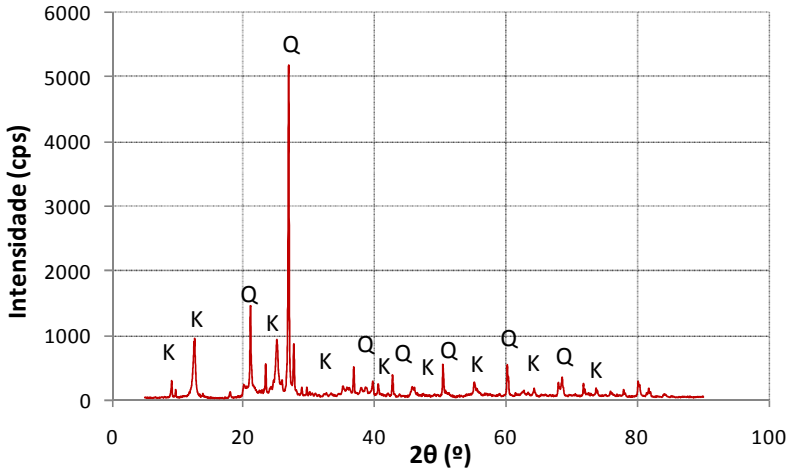


Figura 84 - Difratoograma – Amostra PI-1- AM 1 – prof. 1m

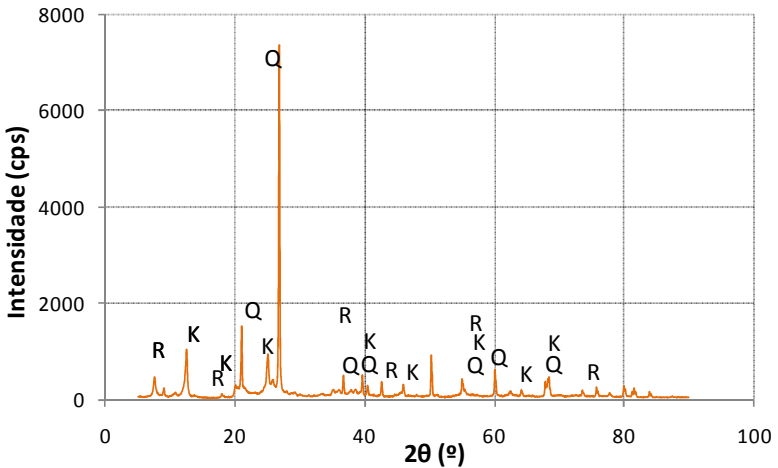


Figura 85 – Difratoograma – Amostra PI-1- AM 2 – prof. 2m

Basicamente, os difratogramas identificaram Quartzo (mineral primário do Gnaiss), Caulinita e, em algumas amostras Halóisita, Muscovita e Rectorita.

A presença de Quartzo [SiO₂] em solos normalmente ocorre não apenas pela frequência com que aparece nas rochas, mas principalmente pela sua resistência à ação do intemperismo. Isso significa que o quartzo apenas se fragmenta, sofrendo desgaste físico, sem alterar-se quimicamente (FONTES, 2006).

A Caulinita [$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$] possui hábito micáceo e geralmente está associada a minerais aluminosos, bem como a produtos de alteração de rocha (solos residuais). Este mineral compõe o grupo dos argilo-minerais do solo.

A Haloisita [$\text{Si}_2\text{Al}_2\text{O}_5(\text{OH})_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$] também identificada em algumas amostras é um dos minerais mais abundantes em solos tropicais juntamente com a caulinita (Resende *et al.*, 2011), e ocorrem frequentemente em solos residuais de gnaiss.

Na Figura 86 estão apresentados todos os difratogramas das amostras analisadas. Observando o conjunto de difratogramas, observa-se que aparentemente estes são similares, ou seja, existem pequenas variações nas intensidades e nos ângulos de difração (d) que indicam a alteração dos minerais. Possivelmente isso esteja relacionado às variações minerais devido ao intemperismo físico e químico.

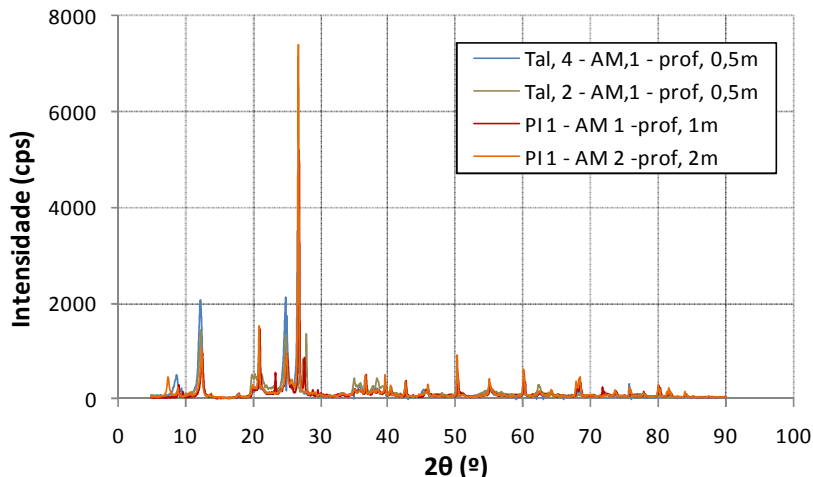


Figura 86 – Difratogramas das amostras analisadas

5.3 Permeabilidade

Com o objetivo de comparar os resultados do coeficiente de permeabilidade obtido através da relação indireta no ensaio de compressão confinada, foram realizados dois ensaios de permeabilidade, de acordo com o Método B da NBR 14545/2000, utilizando o permeâmetro com carga variável.

Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Coeficientes de Permeabilidade

Amostra	Coeficiente de Permeabilidade	
	Kv (cm/s)	
TAL 2 – AM. 1 – prof. 0,5m	6,83E-06	
PI 1 – AM. 1 – prof. 1,0m	3,87E-05	

O item 6.4 apresenta a análise dos coeficientes de permeabilidade obtidos através deste ensaio normatizado, e através da relação indireta através dos coeficientes de adensamento (c_v) obtidos nos ensaios de compressão confinada.

5.4 Compressão Diametral (*Brazilian Test*)

Os ensaios de compressão diametral, realizados de acordo com a metodologia apresentada no item 4.5 evidenciaram os resultados apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Principais resultados obtidos nos ensaios de compressão diametral

Amostra	CP	h_{nat} (%)	F_T (kg)	σ_T (kPa)
Tal.4-AM.1-prof.0,5m	CP 1	18,9	2,10	4,61
	CP 2	20,8	0,82	1,79
Tal.2-AM.1-prof.0,5m	CP 1	21,0	0,76	1,66
	CP 2	19,6	3,66	8,03
PI-1 – AM 1-prof. 1 m	CP 1	20,4	*	*
	CP 2	20,5	*	*
PI-1 – AM 2-prof. 2 m	CP 1	14,3	*	*
	CP 2	14,4	*	*
PI-1 – AM 3-prof. 3 m	CP 1	19,8	0,88	1,92
	CP 2	20,4	2,80	6,15

*corpos de prova desagregaram após inundação

Onde h_{nat} é o teor de umidade natural (%); F_T é a força de tração necessária para ruptura [kg]; e σ_T é a resistência à tração do Corpo de Prova [kPa].

A Figura 87 apresenta a resistência à tração dos solos analisados em função do índice de vazios, além da comparação com outros autores, em pesquisa com solos residuais e artificialmente cimentados.

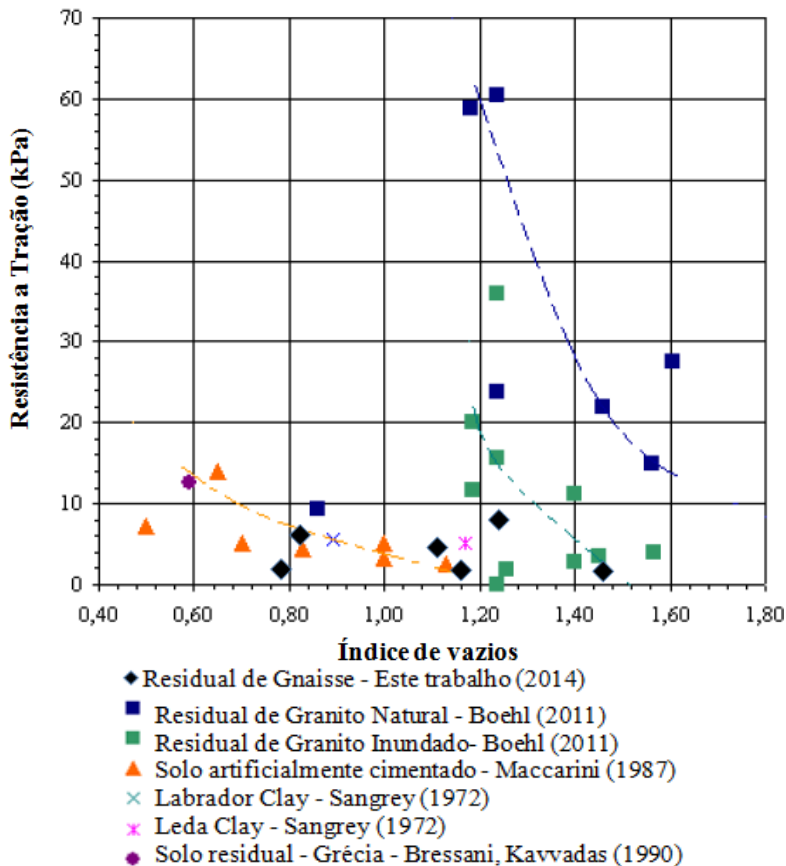


Figura 87 – Resistência à tração em função do índice de vazios para diversos solos residuais e amostras artificialmente cimentadas

Observa-se que os valores de resistência à tração obtidos foram relativamente baixos, indicando amostras pouco cimentadas. A máxima resistência à tração obtida foi de 8,03 kPa, enquanto que a menor foi de 1,66 kPa, para a mesma amostra (*Tal. 2 – AM.1 – prof. 0,5m*). Esse resultado denota a grande dispersão de resultados, devido à heterogeneidade das amostras analisadas, tendo em vista que os corpos de prova foram obtidos do mesmo bloco indeformado.

Os corpos de prova da amostra *PI 1 – AM 1- prof. 1m* e *PI 1 – AM 2- prof. 2m* desagregaram totalmente após imersão em água, indicando baixa cimentação das amostras. Observou-se que essas amostras apresentavam uma matriz granular, diferentemente das amostras do talude, que apresentavam uma matriz coesiva. No entanto, a amostra do poço *PI 1 – AM 3- prof. 3m*, mesmo apresentando uma matriz granular, indicou resistência a tração de 1,92 kPa até 6,15 kPa.

5.5 Ensaios de Compressão Confinada

As curvas de compressibilidade estão apresentadas da Figura 89 à Figura 92, conforme a respectiva legenda. Esses ensaios foram realizados nas condições inundada e não inundada.

No item 6.3 está apresentada uma análise dos ensaios de compressão confinada em comparação com outros parâmetros e referências.

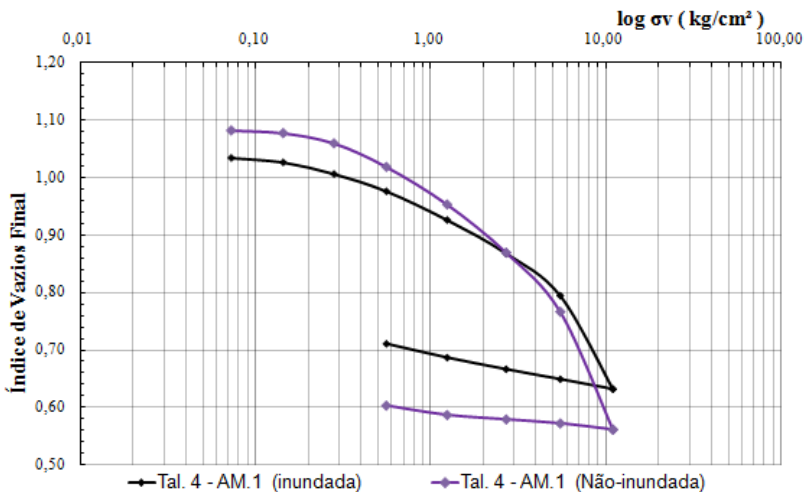


Figura 88 - Curva de compressibilidade para a amostra Tal. 4 – AM1 – prof. 0,5m

Na amostra *Tal. 4-AM1-prof. 0,5m* (Figura 88) observa-se que inicialmente ocorre uma maior rigidez do solo na condição Inundada, em relação à condição Não-Inundada. Em termos quantitativos, essa razão pode ser expressa através dos valores de C_r de 0,05 para a

condição Inundada e 0,16 para a condição Não-Inundada, ou seja, uma razão de 3,2 vezes.

A pressão de pré-adensamento virtual obtida foi de 355 kPa e 340 kPa nas condições Inundada e Não Inundada, respectivamente. Nesse ponto as curvas de compressibilidade se tocaram, e posteriormente a tendência de menor rigidez do corpo de prova na condição Não-Inundada se manteve.

Após o início da quebra das cimentações e o rearranjo estrutural, com a indicação da pressão de pré-adensamento virtual, ocorreu uma variação nos valores de C_c (0,54 na condição Inundada e 0,68 na condição Não-Inundada). Novamente essa condição retrata maior rigidez do corpo de prova na condição Inundada.

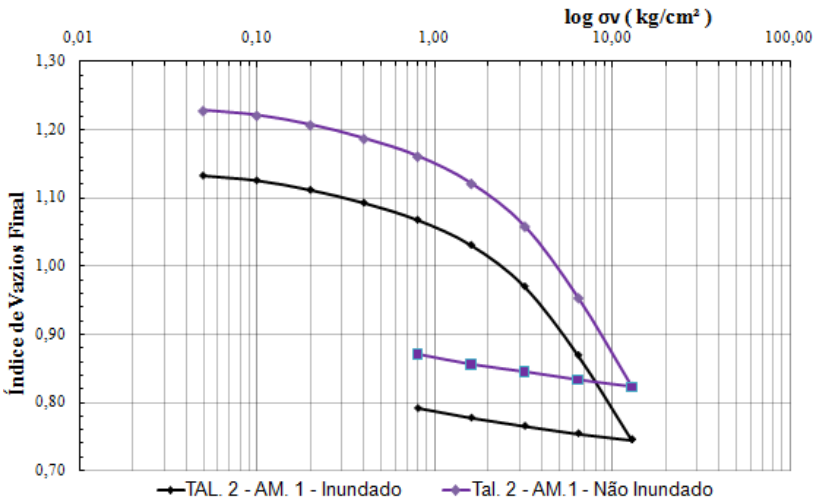


Figura 89 – Curva de compressibilidade para a amostra Tal. 2 – AM1 – prof. 0,5m

As curvas de compressibilidade da amostra *Tal. 2-AM1-prof. 0,5m* (Figura 89), apresentaram um comportamento similar entre si, ou seja, os valores de C_c , C_r e σ'_{vm} são praticamente os mesmos. O valor da tensão de pré-adensamento virtual obtido foi de 230 kPa, e após obtido este valor, a curva de compressibilidade apresentou uma linha de compressão normal para ambas as condições.

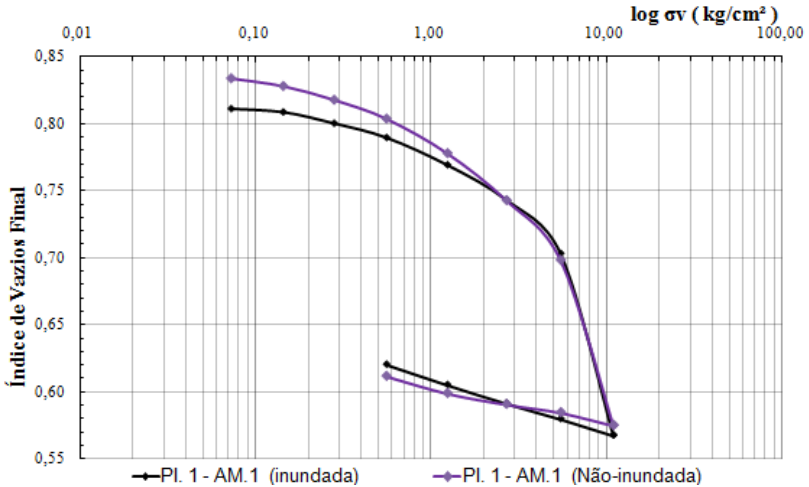


Figura 90 - Curva de compressibilidade para a amostra PI 1 – AM1 – prof. 1m

O comportamento da amostra *PI 1-AM1-prof. 1m* (Figura 90) em relação à sua compressibilidade, ocorreu de maneira semelhante à amostra *Tal. 4-AM1-prof. 0,5m*, ou seja, na condição Não-Inundada ocorreu a diminuição do índice de vazios mais acentuada no trecho de recompressão, justificando os diferentes C_r (0,02 para a condição Inundada e 0,09 para a condição Não-Inundada). Dessa forma, novamente a rigidez do corpo de prova na condição Inundada foi maior do que na condição Não Inundada.

As curvas de compressibilidade se tocaram próximo à pressão de pré-adensamento virtual (470 kPa e 480 kPa). A partir desse ponto, as curvas apresentaram um comportamento semelhante, seguindo linhas paralelas de compressibilidade.

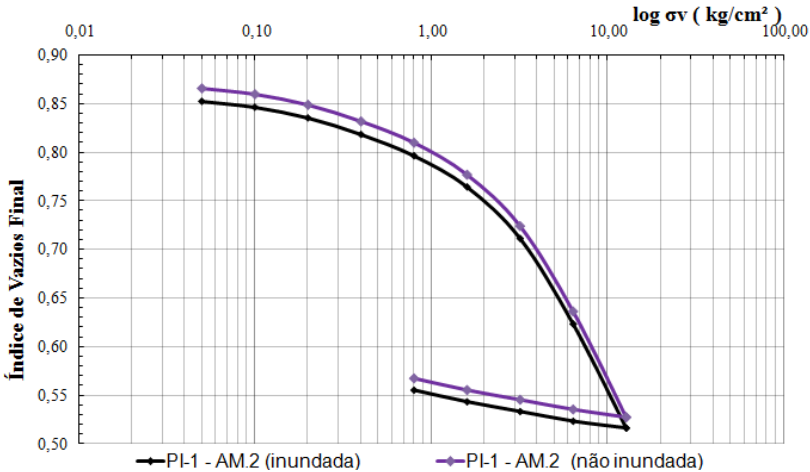


Figura 91 – Curva de compressibilidade para a amostra PI 1 – AM2 – prof. 2m

As curvas de compressibilidade das amostras *PI 1 – AM2 – prof. 2m* (Figura 91) e *PI 1 – AM3 – prof. 3m* (Figura 92) apresentaram comportamentos semelhantes, ou seja, praticamente os mesmos valores de C_c e C_r nas condições inundada e não inundada, bem como para a pressão de pré-adensamento virtual.

Esse comportamento de mesma rigidez para essas amostras ensaiadas sob diferentes condições (mesmo caso da amostra *Tal. 2 – AM1 – prof. 0,5m*), indica que não ocorrem mudanças no comportamento das amostras devido à inundação, e conseqüentemente, com o aumento do grau de saturação (não necessariamente representando a condição de solo saturado). Esse fato não ocorreu para as amostras *Tal. 4 – AM1 – prof. 0,5m* e *PI 1 – AM1 – prof. 1m*, as quais apresentaram maior sensibilidade devido   mudanç a de condição do ensaio.

A diferenç a visual das curvas decorre de diferentes índices de vazios iniciais, obtidos durante o processo de moldagem dos corpos de prova.

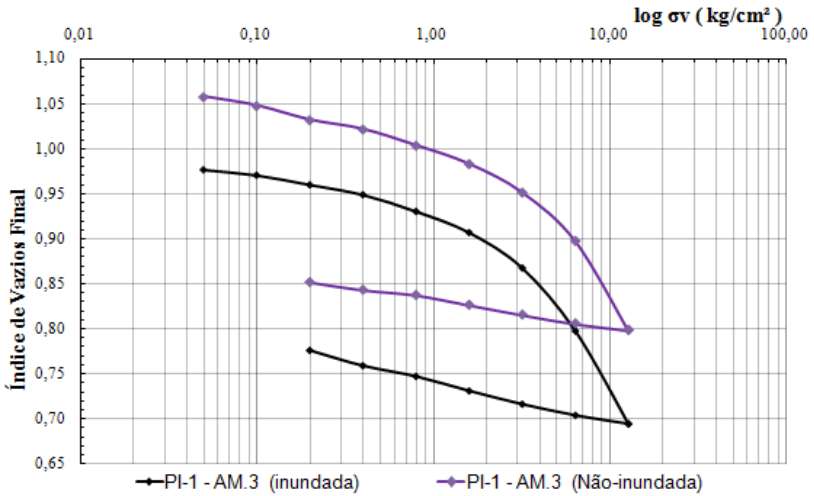


Figura 92 - Curva de compressibilidade para a amostra PI 1 – AM3 – prof. 3m

A Tabela 14 apresenta os principais resultados obtidos nos ensaios de compressão confinada.

Cabe ressaltar que o valor aparente de OCR (over consolidation ratio) foi estimado com base na altura do talude original (antes do retaludamento) sobre o ponto de amostragem (ver Figura 46). O termo “*apparent overconsolidation ratio*” é um termo citado por Wesley (2010) para solos residuais tendo em vista o processo de formação destes solos, e o conceito “clássico” de OCR desenvolvido para solos sedimentares saturados tem sentido físico diferenciado. Neste trabalho o OCR aparente teve uma variação entre 1,12 e 2,81.

Também é importante ressaltar que para os cálculos foi utilizado o conceito de pressão de pré-adensamento virtual (*quasi-preconsolidation pressure*), definida para solos residuais por Milton Vargas em 1953. Essa pressão está relacionada à formação e à cimentação da estrutura do solo residual.

Posteriormente, Wesley (2010) cita a utilização do termo *yield pressure* (tensão de escoamento ou tensão de cedência) para definir a pressão de pré-adensamento para solos residuais. Esse termo vem sendo bastante utilizado na bibliografia geotécnica, inclusive nacional. Futai *et al* (2012), cita que o termo tensão de cedência é o valor a partir do qual o solo começa a perder a sua cimentação e alterar o seu arranjo de partículas, sendo um processo de dano contínuo. Como o efeito de mudança de rigidez é semelhante para o caso de solos residuais e argilas

sedimentares saturadas, é aceitável a utilização apenas do termo escoamento, desde que seja feita ressalva sobre o efeito envolvido.

Neste trabalho, optou-se por utilizar o termo pressão de pré-adensamento virtual para caracterizar esse conceito.

Dessa forma, OCR é obtido através da equação (15):

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_o} \quad (15)$$

Onde: σ'_{vm} é a tensão de pré adensamento virtual [kPa]; σ'_o é a pressão de sobrecarga do solo, representando a condição original do talude [kPa].

Para o cálculo do coeficiente de permeabilidade k foi utilizada a relação indireta através dos parâmetros de compressibilidade, conforme a equação (16).

$$k = \frac{c_v \times \delta_a \times a_v}{1 + e_0} \quad (16)$$

Onde: k é o coeficiente de permeabilidade [cm/s]; c_v é o coeficiente de adensamento [cm²/s]; δ_a é a densidade da água [kg/cm³]; a_v é o coeficiente de compressibilidade [cm²/kg]; e_0 é o índice de vazios inicial [-].

Os principais resultados e índices físicos obtidos nos ensaios de compressão confinada também estão apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Principais resultados obtidos nos ensaios de compressão confinada

Amostra	e	γ_s (kN/m³)	σ'_{vm} (kPa)	C_v (cm²/s)	a_v (cm²/kg)	k (cm/s)	C_r	C_c	OCR*
Tal. 4– AM. 1 (Inund)	1,039	13,3	355	1,40E-02	7,40E-02	5,10E-07	0,05	0,54	2,81
Tal. 4–AM. 1 (Não inund)	1,084	13,1	340	1,14E-02	7,49E-02	-	0,16	0,68	2,74
Tal. 2– AM. 1 (Inund)	1,138	12,4	230	1,20E-01	8,20E-02	4,80E-06	0,07	0,37	1,18
Tal. 2–AM. 1 (Não inund)	1,234	11,9	230	1,20E-01	8,60E-02	-	0,07	0,39	1,12
PI-1 – AM 1 (Inund)	0,812	14,8	480	1,59E-02	2,98E-02	2,76E-07	0,02	0,45	2,44
PI-1 – AM 1 (Não inund)	0,836	14,6	470	1,49E-02	4,26E-02	-	0,09	0,41	2,40
PI-1 – AM 2 (Inund)	0,857	14,4	230	1,19E-01	7,10E-02	4,93E-06	0,05	0,32	1,16
PI-1 – AM 2 (Não inund)	0,871	14,3	230	1,20E-01	7,20E-02	-	0,05	0,33	1,14
PI-1 – AM 3 (Inund)	0,984	13,7	320	8,10E-02	6,74E-02	2,89E-06	0,05	0,34	1,52
PI-1 – AM 3 (Não inund)	1,070	13,1	320	8,20E-02	8,94E-02	-	0,05	0,33	1,59

*OCR estimado

5.5.1 Definição da Velocidade de Cisalhamento para os Ensaios Drenados

Conforme a metodologia apresentada no item 4.7.4, as velocidades para realização dos ensaios drenados estão descritas abaixo:

a) Ensaio de cisalhamento direto

Altura da amostra igual a 2 cm, então a equação (14) reescrita em função deste parâmetro resulta na equação (17):

$$t_f = \frac{6,67 \times 1^2}{c_v} \therefore t_f = \frac{6,67}{c_v} \quad (17)$$

Estimando inicialmente que a ruptura ocorra com uma deformação de 2,5% (2,5% x 10,14 cm), têm-se, portanto:

$$v_{rup} = \frac{0,025 \times 10,14}{t_f} \therefore v_{rup} = \frac{0,2535}{t_f} \quad (18)$$

A Tabela 15 apresenta a comparação entre as velocidades calculadas a partir dos ensaios de compressão confinada e as velocidades reais utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 15 – Velocidades utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto

Amostra	c_v (cm ² /s)	Velocidade calculada (cm/s)	Velocidade Utilizada no ensaio (cm/s)
Tal.4–AM.1-prof.0,5m	1,40E-02	5,32E-04	5,00E-04
Tal.2–AM.1-prof.0,5m	1,20E-01	4,56E-03	5,00E-04
PI-1 – AM 1-prof. 1 m	1,59E-02	6,05E-04	5,00E-04
PI-1 – AM 2-prof. 2 m	1,19E-01	4,52E-03	5,00E-04
PI-1 – AM 3-prof. 3 m	8,10E-02	3,08E-03	5,00E-04

b) Ensaio triaxial CID

Considerando a altura da amostra igual a 7,62 cm, então a equação (14) reescrita em função deste parâmetro resulta na equação (19):

$$t_f = \frac{6,67 \times 3,81^2}{c_v} \therefore t_f = \frac{96,83}{c_v} \quad (19)$$

Estimando inicialmente que a ruptura ocorra com uma deformação de 2,5% (2,5% x 7,62 cm), têm-se, portanto:

$$v_{rup} = \frac{0,015 \times 7,62}{t_f} \therefore v_{rup} = \frac{0,1143}{t_f} \quad (20)$$

A Tabela 15 apresenta a comparação entre as velocidades calculadas a partir dos ensaios de compressão confinada e as velocidades reais utilizadas nos ensaios triaxiais CID.

Tabela 16 – Velocidades utilizadas nos ensaios triaxiais CID

Amostra	c_v (cm ² /s)	Velocidade calculada (cm/s)	Velocidade Utilizada no ensaio (cm/s)
Tal.2-AM.1-prof.0,5m	1,20E-01	2,36E-04	2,00E-05
PI-1 – AM 2-prof. 2 m	1,19E-01	2,34E-04	2,00E-05

5.6 Ensaios de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados conforme a metodologia apresentada no item 4.6.

As curvas tensão-deformação-variação de altura, bem como as envoltórias de Mohr-Coulomb estão apresentadas da Figura 93 à Figura 102.

É importante ressaltar que as tensões normais (confinante vertical) estabelecidas para a realização dos ensaios foram de 33 kPa; 78 kPa; 128 kPa.

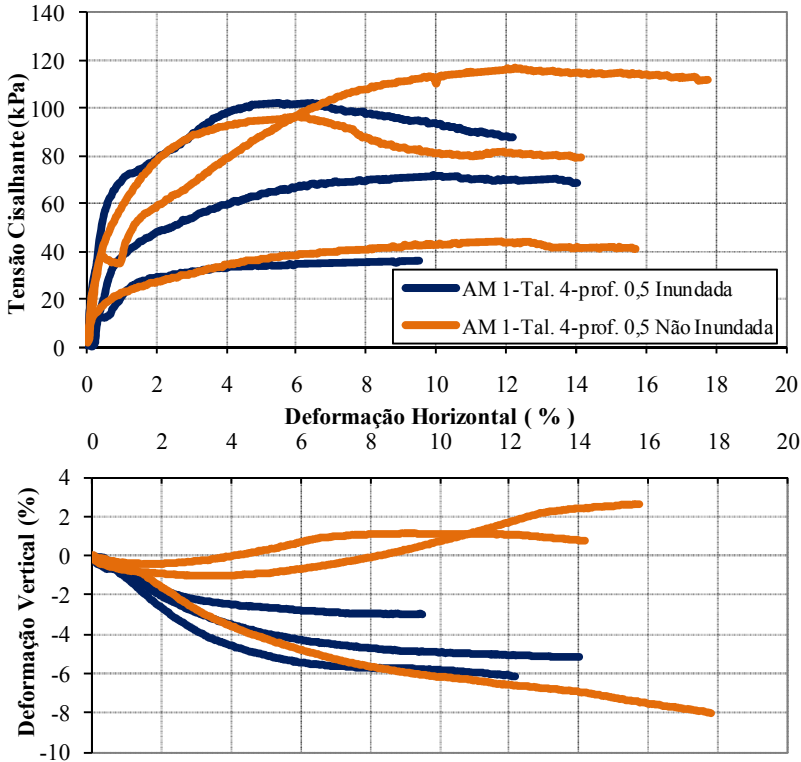


Figura 93 – Curvas tensão-deformação-deformação vertical para a amostra Tal. 4-AM.1-prof. 0,5m – *Inundado* (azul) e *Não Inundada* (laranja)

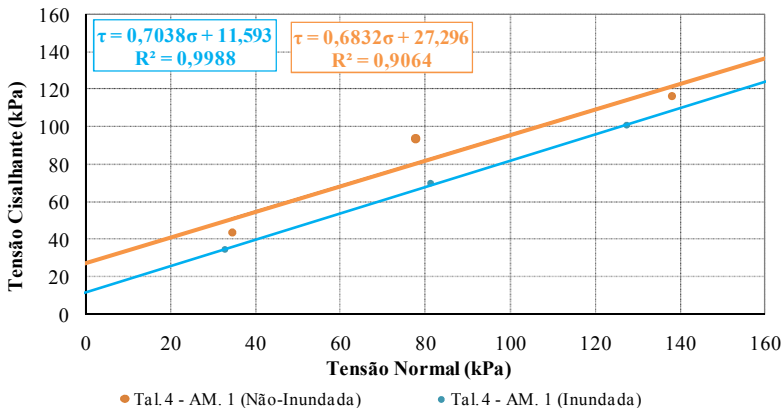


Figura 94 – Tal. 4 – AM. 1 - Envoltória de Mohr-Coulomb para a condição “Não-Inundada” e “Inundada”

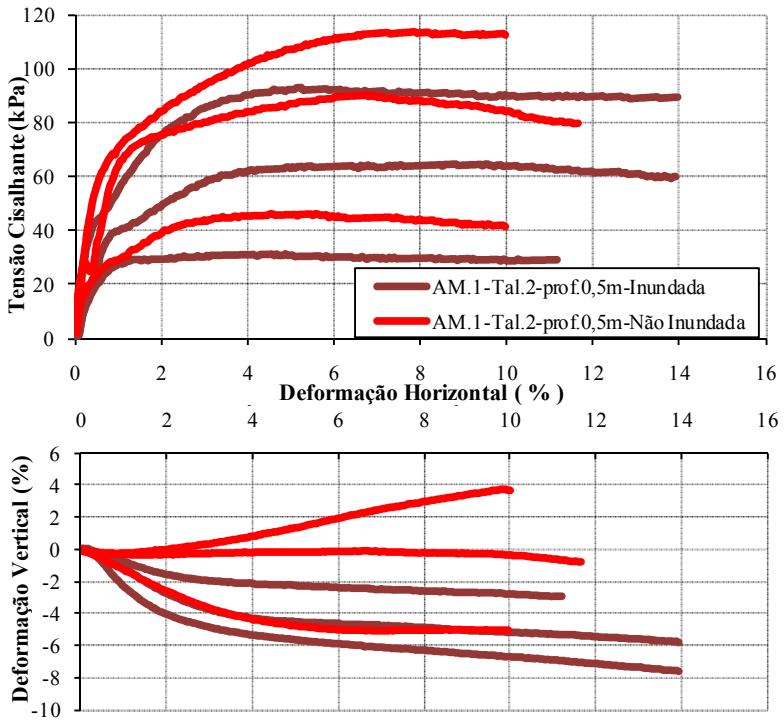


Figura 95 - Curvas tensão-deformação-deformação vertical para a amostra Tal. 2- AM.1-prof. 0,5m – *Inundado* (marrom) e *Não Inundada* (vermelho)

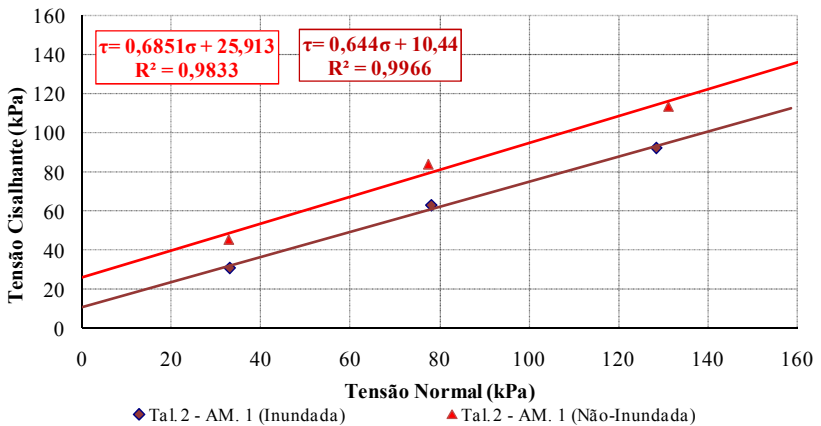


Figura 96 - Tal. 2 – AM. 1 - Envolvória de Mohr-Coulomb para a condição “*Não-Inundada*” e “*Inundada*”

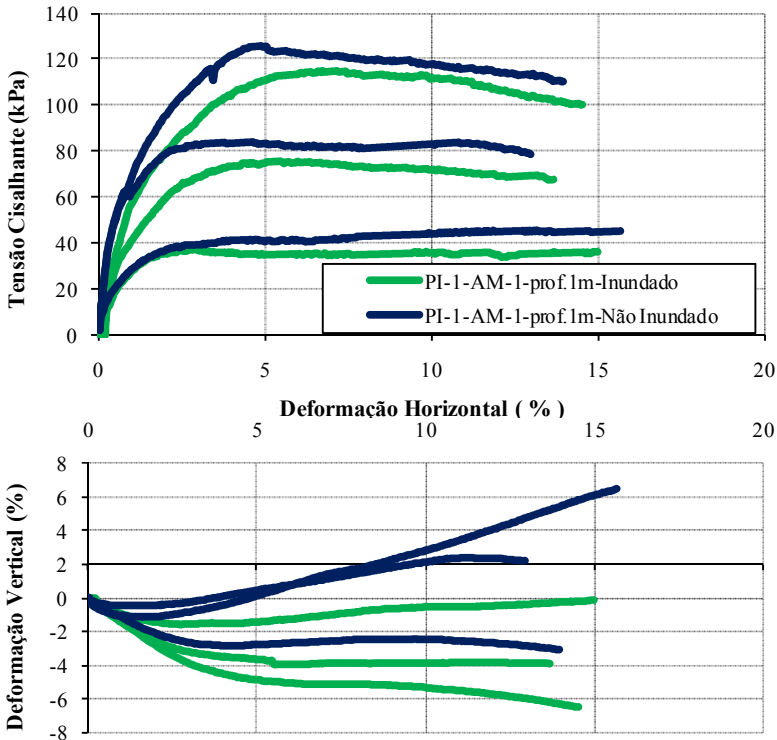


Figura 97 - Curvas tensão-deformação-deformação vertical para a amostra PI. 1-AM.1-prof. 1m – *Inundado* (verde) e *Não Inundado* (azul)

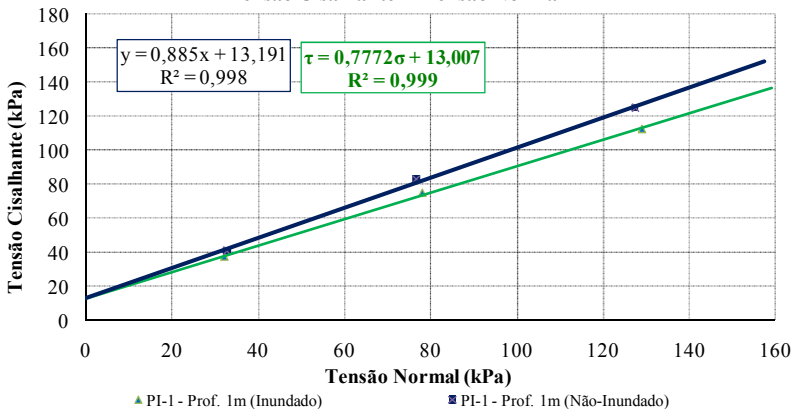


Figura 98 - PI. 1-AM.1-prof. 1m - Envolvória de Mohr-Coulomb para a condição “Não-Inundada” e “Inundada”

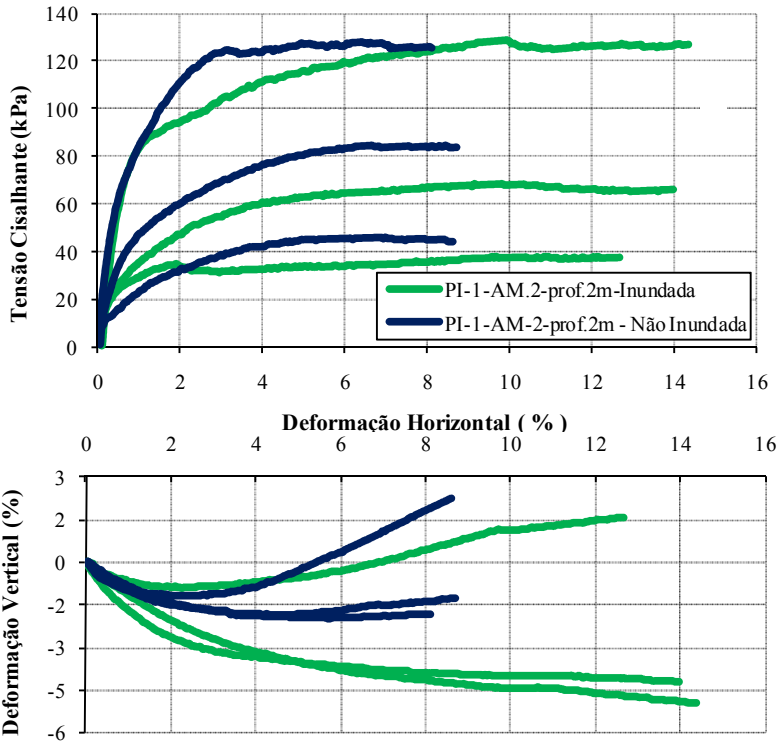


Figura 99 - Curvas tensão-deformação-deformação vertical para a amostra PI. 1-AM.2-prof. 2m - *Inundado* (verde) e *Não Inundada* (azul)

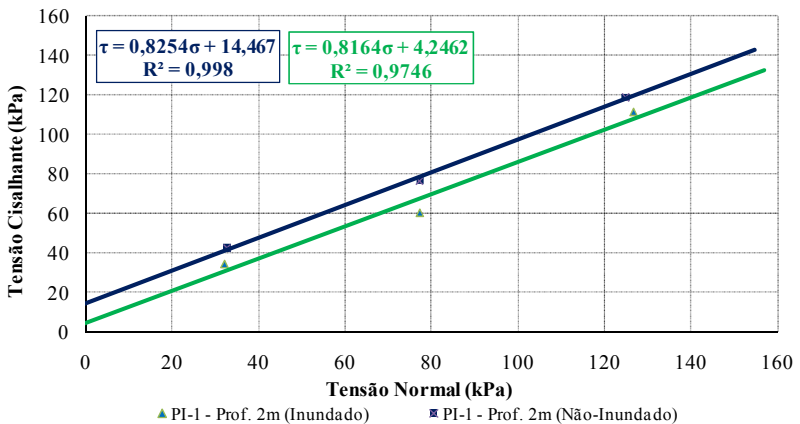


Figura 100 - PI. 1 – AM. 2 - prof. 2m- Envolvória de Mohr-Coulomb para a condição “*Não-Inundada*” e “*Inundada*”

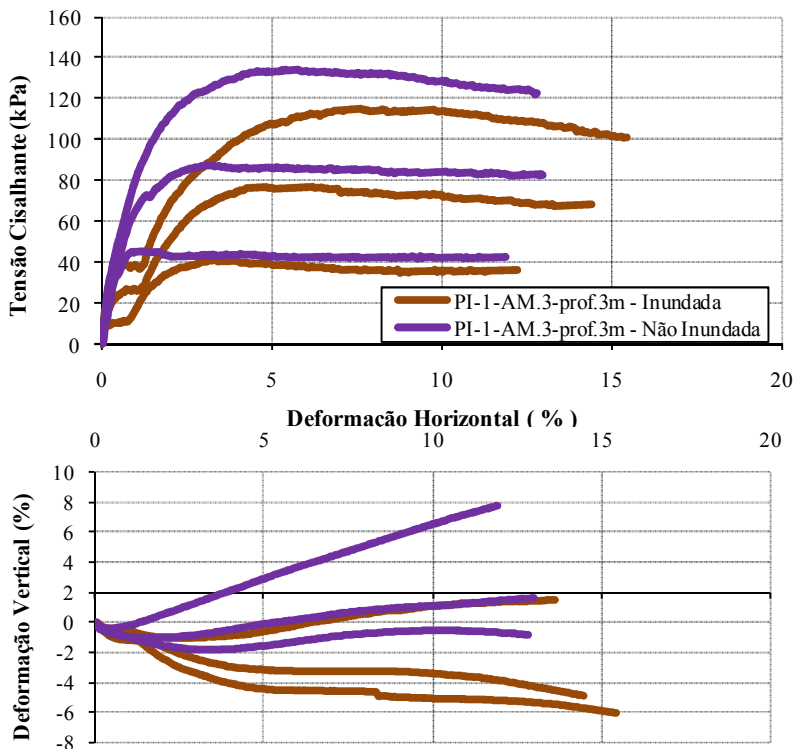


Figura 101 - Curvas tensão-deformação-deformação vertical para a amostra PI. 1-AM.3-prof. 3m - *Inundado* (marrom) e *Não Inundada* (roxo)

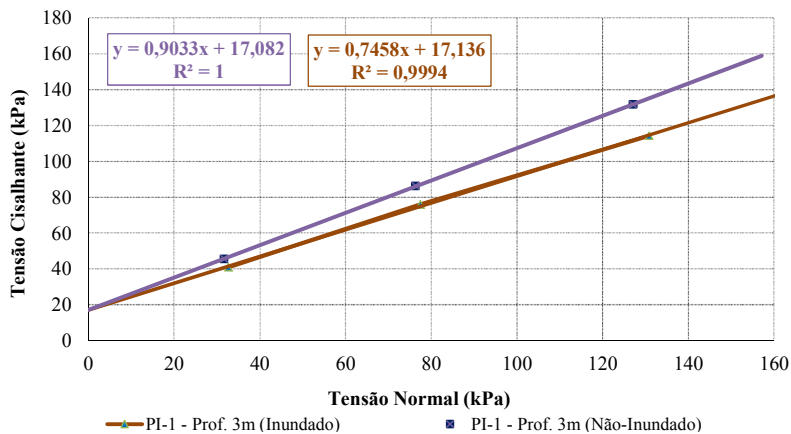


Figura 102 - PI. 1 – AM. 3 - prof. 3m- Envoltória de Mohr-Coulomb para a condição “Não-Inundada” e “Inundada”

Na comparação entre os gráficos, inundado e não inundado, é possível constatar a diminuição da resistência ao cisalhamento nas amostras inundadas para os mesmos níveis de tensão confinante.

O comportamento tensão-deformação dos corpos de prova é relativamente similar em praticamente todos os casos. De forma geral, estes não indicaram picos significativos, sendo que após a ruptura ocorreu a estabilização das tensões cisalhantes.

Pode-se observar que para baixos níveis de tensão confinante (33 kPa) praticamente todos os corpos de prova apresentaram uma tendência de aumento de sua altura (deformação vertical positiva). Também foi possível verificar que a deformação vertical negativa foi tão maior, quanto maior a pressão confinante.

Na Tabela 17 estão apresentados os parâmetros de resistência do solo, obtidos nesse ensaio.

Tabela 17 – Principais resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto

Amostra	Inundado		Não Inundado	
	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
Tal. 4– AM. 1-prof. 0,5 m	11,6	35,1	27,3	34,3
Tal. 2– AM. 1-prof. 0,5 m	10,4	32,8	25,9	34,4
PI-1 – AM 1-prof. 1 m	13,0	37,9	13,2	41,5
PI-1 – AM 2-prof. 2 m	4,2	39,2	14,4	39,5
PI-1 – AM 3-prof. 3 m	17,1	36,7	17,1	42,1

A amostra *Tal. 4 – AM.1 – prof. 0,5m, condição não-inundada* apresentou a maior dispersão de resultados (menor R^2) na envoltória de ruptura. No entanto, aparentemente essa dispersão não prejudicou a análise dos resultados e os parâmetros de resistência apresentam coerência.

Todas as envoltórias de Mohr-Coulomb apresentaram redução nos seus parâmetros de resistência, relacionando as condições “Inundada” e “Não-Inundada”, conforme identifica a Tabela 18.

Tabela 18 – Variação nos parâmetros de resistência do solo para condição *Inundada* e *Não Inundada*

Amostra	Variação	
	Δc (kPa)	$\Delta \phi$ (°)
Tal. 4– AM. 1-prof. 0,5 m	15,7	-0,8
Tal. 2– AM. 1-prof. 0,5 m	15,5	1,6
PI-1 – AM 1-prof. 1 m	0,2	3,6
PI-1 – AM 2-prof. 2 m	10,2	0,3
PI-1 – AM 3-prof. 3 m	0	5,4

As amostras *PI-1 – AM 3-prof. 3 m* e *PI-1 – AM 1-prof. 1 m* apresentaram uma significativa variação no ângulo de atrito (maior que $3,5^\circ$), sem apresentar variação na coesão. Entretanto, as demais amostras apresentaram significativa variação na coesão, enquanto o ângulo de atrito permaneceu praticamente o mesmo.

Sandroni (1985) cita que a diminuição no intercepto de coesão, devido a perda da sucção durante a inundação do corpo de prova, é clara em ensaios a altas tensões confinantes. A baixos níveis de tensão, outros agentes, como a quebra de cimentações, podem mascarar a influência da sucção. Nas amostras analisadas, essa evidencia fica clara nos corpos de prova 1 e 2 (33 kPa e 78 kPa) nas amostras *PI-1 – AM 3-prof. 3 m* e *PI-1 – AM 1-prof. 1 m*. O efeito de cimentação explica o mesmo intercepto coesivo apresentado nessas amostras, no entanto, diferentes ângulos de atrito.

5.7 Ensaios Triaxiais CID e CIU

Conforme apresentado no Capítulo 4.7 (Metodologia – Ensaios Triaxiais), os ensaios triaxiais CID e CIU foram realizados nas 5 amostras analisadas, considerando 2 ensaios Drenados (CID) e 3 ensaios não drenados (CIU).

A Tabela 19 apresenta um resumo dos corpos de prova nos quais foram realizados os ensaios triaxiais, com os valores de pressão confinante (σ_3^0); índice de vazios inicial (e_0), peso específico úmido ou natural (γ_h); Grau de Saturação (S_r) e parâmetro B de Skempton após o estágio de saturação.

Tabela 19 – Resumo dos corpos de prova dos ensaios triaxiais

Amostra	CP	σ_3^0 (kPa)	e_0	γ_h (kN/m³)	Sr (%)	B
Tal. 4 – AM-1- prof. 0,5m.	1	20,36	1,202	1,623	78	0,9726
	2	-	1,150	1,623	74	0,9866
	3	149,91	1,052	1,697	80	0,9305
	4	299,17	1,153	1,606	71	0,8850
	5	-	1,320	1,547	72	-
	6	77,0	1,226	1,637	75	0,8893
Tal. 2 – AM-1- prof. 0,5m.	1	20,06	1,335	1,552	72	0,8083
	2	80,71	1,458	1,493	69	0,7881
	3	149,42	1,379	1,541	73	0,8593
	4	-	1,356	1,535	71	0,8111
	5	340,25	1,320	1,547	70	0,9378
PI 1 – AM-1- prof. 1m	1	19,8	0,928	1,719	68	0,9801
	2	59,7	0,856	1,773	71	0,8814
	3	147,5	0,915	1,716	66	0,8734
	4	299,6	0,942	1,662	58	0,8516
	5	-	0,851	1,791	75	-
	6	349,0	0,817	1,738	58	0,8713
PI 1 – AM-2- prof. 2m.	1	19,51	0,724	1,864	75	0,9376
	2	79,85	0,871	1,722	63	0,8844
	3	149,85	0,778	1,800	68	0,9396
PI 1 – AM-3- prof.3m	1	19,60	0,872	1,761	66	0,8836
	2	79,10	0,804	1,824	71	0,9099
	3	158,4	0,935	1,705	62	0,9266
	4	299,6	0,813	1,800	67	0,9157
	5	-	0,856	1,787	70	-

Nos subitens seguintes estão apresentadas as análises dos ensaios triaxiais realizados.

5.7.1 Parâmetro de poro-pressão B de Skempton

Skempton, 1954, definiu a relação de B, entre Δu e $\Delta \sigma_3$ conforme apresentado na equação (21).

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_z} = B = \frac{1}{1 + \frac{\eta \times C_v}{C_{sk}}} \quad (21)$$

Onde C_v é o parâmetro de compressibilidade dos vazios; C_{sk} é o coeficiente de compressibilidade do esqueleto sólido; η é a porosidade.

O parâmetro de poro-pressão B expressa o aumento da poropressão em um carregamento não drenado devido ao acréscimo da pressão confinante (HOLTZ *et al.*, 1981). Se o solo estiver completamente saturado com água então C_v será correspondente à compressibilidade da água, onde para muitos solos $C_{\text{água}}/C_{sk}$ tende a 0. Assim para solos saturados, $B = 1$, e para solos secos $B = 0$. Solos parcialmente saturados apresentam valores de B entre 0 e 1.

No entanto, como em geral C_v e C_{sk} são não-lineares para solos, a relação entre B e o grau de saturação (S) também é não linear (HOLTZ *et al.*, 1981).

Neste trabalho, os parâmetros de poro-pressão B , foram determinados no estágio de saturação dos corpos de prova, sendo calculados a cada 24 horas após a estabilização da contra-pressão. Ou seja, aumentavam-se a pressão neutra e a pressão confinante (diferença de 5 kPa), e aguardava-se 24 horas para determinar o parâmetro B . Esse acompanhamento levou as etapas de saturação dos corpos de prova por pelo menos 4 dias.

Os gráficos seguintes mostram a variação do parâmetro B , em função da contra-pressão para os corpos de prova das amostras Tal. 4 – AM.1 – prof. 0,5m (Figura 103); Tal. 2-AM.1-Prof. 0,5m (Figura 104); Amostra PI-1-AM.1-Prof. 1m (Figura 105); PI-1-AM.2-Prof. 2m (Figura 106); e Amostra PI-1-AM.3-Prof. 3m (Figura 107).

A utilização de maiores contra-pressões para determinados corpos de prova foi possível através da utilização da Prensa Trittech 100 – WF, a qual apresenta uma capacidade de carga de 1 tonelada.

Cabe ressaltar que alguns corpos de prova foram danificados durante alguma das etapas de moldagem ou eventuais problemas no equipamento durante o processo de saturação. Por esse motivo, nos gráficos alguns corpos de prova podem não estar com todas as etapas de evolução de contra-pressão.

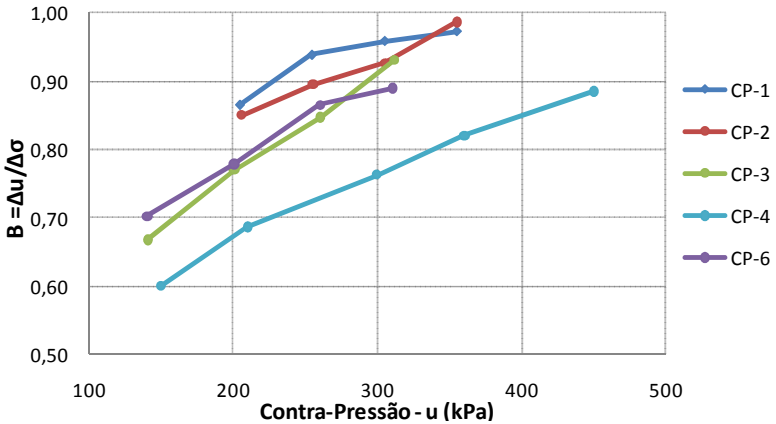


Figura 103 - Amostra Tal. 4-AM.1-prof. 0,5m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão

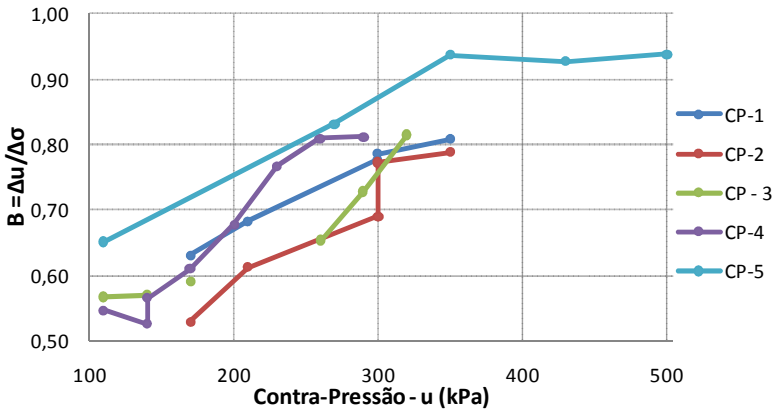


Figura 104 - Amostra Tal. 2-AM.1-prof. 0,5m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão

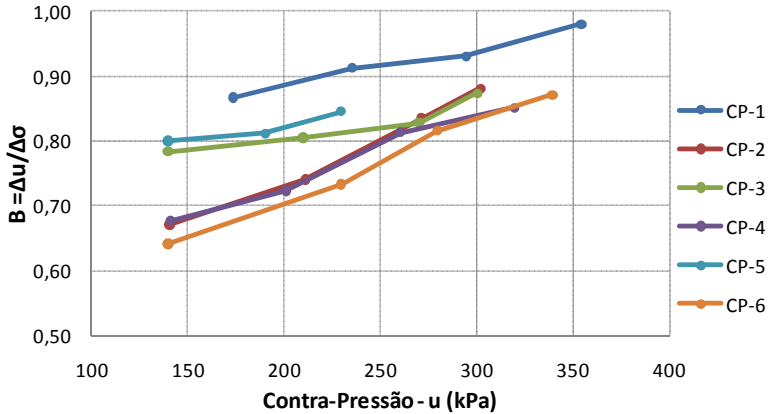


Figura 105 – Amostra PI-1-AM.1-prof. 1m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão

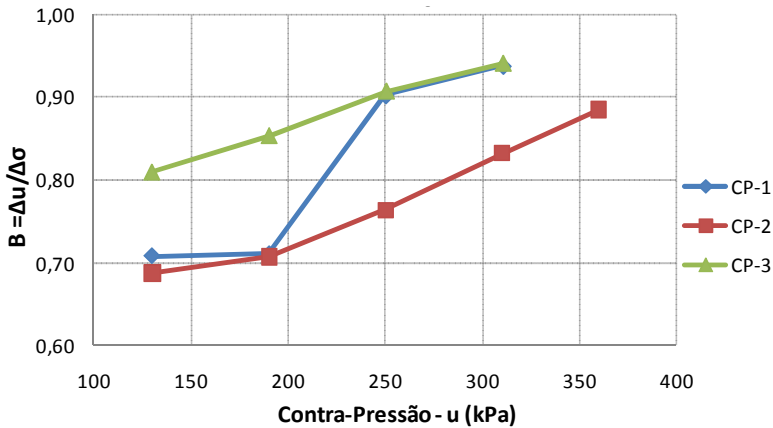


Figura 106 - Amostra PI-1-AM.2-Prof. 2m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão

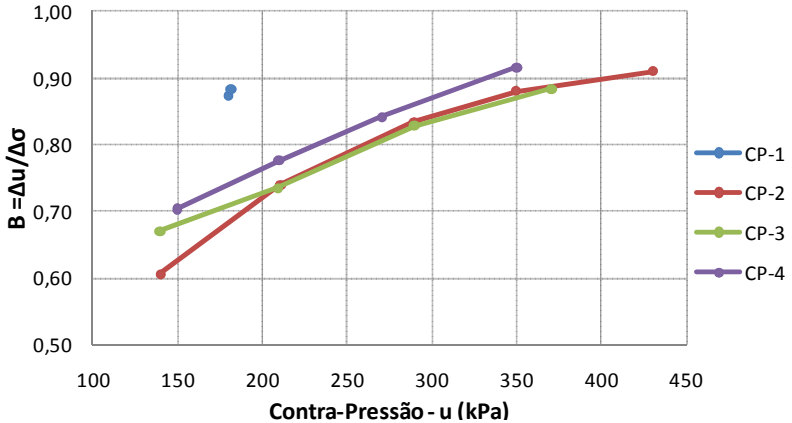


Figura 107 - Amostra PI-1-AM.3-Prof. 3m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão

No CP 1 da amostra *PI-1-AM 3-prof.3m* optou-se por manter a contra-pressão, variando apenas o tempo para iniciar as verificações. Mesmo com a contra-pressão relativamente baixa (aproximadamente 180 kPa), esse corpo de prova foi deixado a um tempo de 10 dias de saturação, sendo que na primeira verificação obteve o valor de B igual a 0,87. Esse corpo de prova foi deixado por mais um dia em processo de saturação, sendo que o valor de B verificado foi de 0,88. Ou seja, mantendo-se a mesma contra-pressão, ocorre o aumento do valor de B, no entanto, de forma mais lenta se comparado ao aumento da contra-pressão.

Os valores finais obtidos para o parâmetro B em cada corpo de prova ensaiado estão apresentados na Tabela 19. Para uma avaliação do comportamento do parâmetro, na Tabela 20 está apresentada a média e o desvio padrão das amostras analisadas.

Tabela 20 – Parâmetro B de Skempton para as amostras analisadas

Amostra	Parâmetro B	
	Média	Desvio Padrão
Tal. 4– AM. 1-prof. 0,5 m	0,9328	0,0465
Tal. 2– AM. 1-prof. 0,5 m	0,8167	0,0302
PI-1 – AM 1-prof. 1 m	0,8916	0,0507
PI-1 – AM 2-prof. 2 m	0,9205	0,0313
PI-1 – AM 3-prof. 3 m	0,9090	0,0183

A amostra *Tal. 2-AM.1-prof. 0,5m.* apresentou um valor médio relativamente baixo se comparado às demais amostras. O parâmetro B médio foi de 0,8167 mesmo com contra-pressões maiores que 300 kPa. No entanto, analisando a Figura 104 um dos corpos de prova obteve o valor de B igual a 0,93, porém, este foi levado a contra-pressão de 500 kPa.

Com todas as observações realizadas, constata-se que existe uma influência significativa relacionada ao aumento da contra-pressão e a saturação do solo, durante a etapa de saturação nos ensaios triaxiais.

Holtz e Kovacs (1981) citam que se o esqueleto sólido for relativamente rígido, é possível que o parâmetro B seja menor do que 1, ainda que o Grau de Saturação seja 100%. Essa condição é possível, pois se C_{sk} for muito baixo (solo mais rígido) a relação entre C_v e C_{sk} torna-se muito alta, portanto, o B diminui. A Tabela 21 apresenta alguns valores típicos de B para diferentes tipos de solos, além da faixa de valores obtida para as amostras analisadas.

Tabela 21 – Valores teóricos de B para diferentes solos (modificado de Holtz e Kovacs, 1981)

Tipo de Solo	S = 100%	S = 99%
Solo mole, argila normalmente adensada	0,9998	0,986
Siltes e argilas compactadas; argilas pré-adensadas	0,9988	0,930
Argilas rijas pré-adensadas; areias com maior densidade	0,9877	0,51
Areias muito densas; argilas muito rijas sobre altas pressões confinantes	0,9130	0,10
Este trabalho - solo residual de gnaiss – silto arenoso	0,9866 (máximo)	0,7881 (mínimo)

Desta forma, a rigidez da estrutura dos solos ou a cimentação das amostras analisadas pode explicar os valores de B inferiores a 1.

5.7.2 Etapa de Consolidação

A etapa de consolidação dos corpos de prova foi realizada até a estabilização das variações volumétricas. A duração desse processo foi

de pelo menos 1 dia, sendo que foi possível observar o aumento de redução volumétrica relacionada às maiores pressões confinantes, conforme pode ser observado na Figura 108 (Amostra *Tal. 2 – AM. 1-prof. 0,5m*) e Figura 109 (Amostra *PI. 1 – AM. 3-prof. 3m.*).

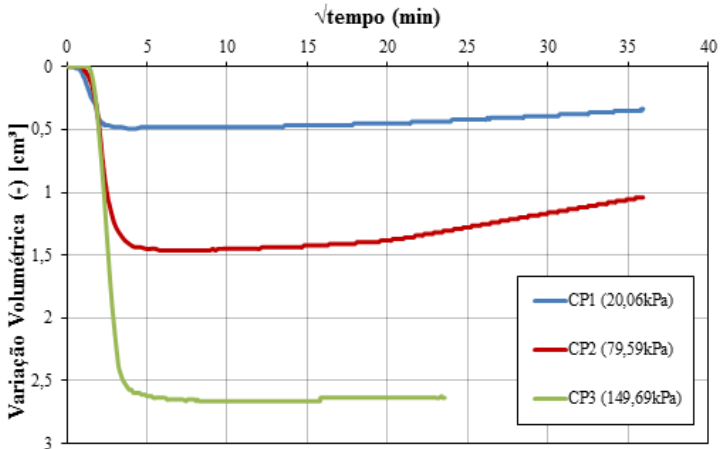


Figura 108 – Consolidação – Amostra *Tal. 2 – AM. 1-prof. 0,5m*

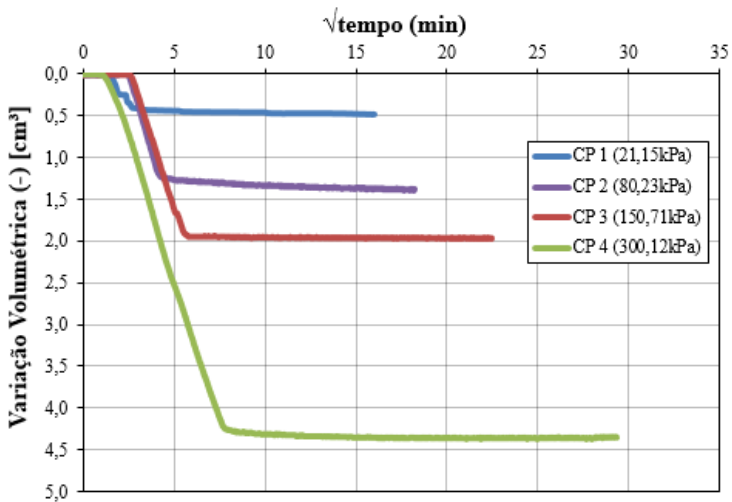


Figura 109 – Consolidação – Amostra *PI. 1 – AM. 3-prof. 3m.*

5.7.3 Etapa de Cisalhamento – Ensaio CID

O cisalhamento nos ensaios triaxiais CID, foi realizado com velocidade lenta, com a finalidade de dissipar as pressões neutras geradas durante essa etapa, conforme descrito no item 4.7.4. Esse processo teve uma duração que variou entre 11 horas e 25 horas (de acordo com o critério utilizado para paralização).

A Figura 111 apresenta as curvas tensão-deformação e variação volumétrica-deformação do ensaio CID para a amostra *Tal.2 – AM-1 – prof. 2m*.

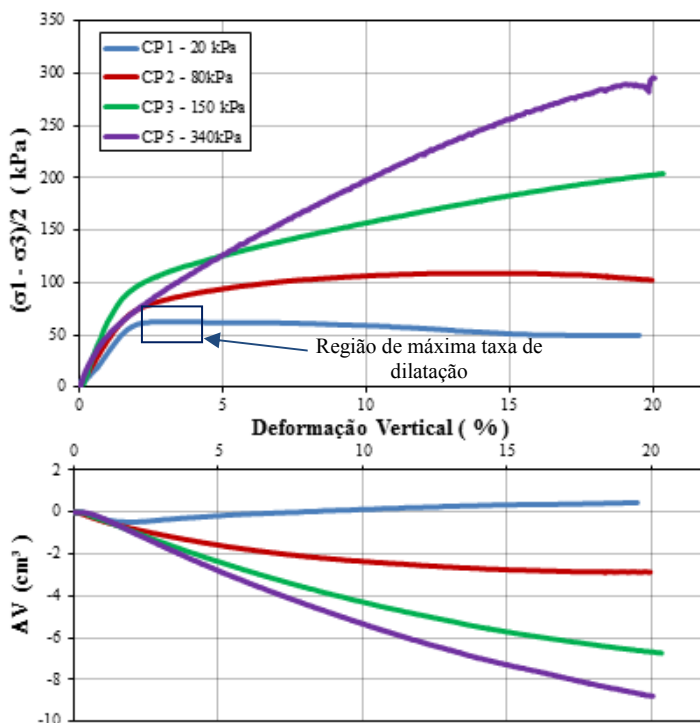


Figura 110 – Ensaio CID - Curva tensão-deformação e variação volumétrica – Amostra Tal. 2 – AM. 1-prof. 0,5m.

O corpo de prova CP 1 (menor tensão confinante) apresentou um pequeno pico de ruptura, ainda quando o solo apresentava-se comprimido (2,5% de deformação vertical). Posteriormente, o corpo de prova apresentou o comportamento de dilatância, sendo que o ponto de

máxima taxa de dilatação ocorreu com aproximadamente 3,5% de deformação vertical, ou seja, não coincide com a tensão cisalhante de pico. Vaughan *et al.* (1988) consideram que essa diferença ocorre pois nesse caso a resistência de pico é controlada pela estrutura e cimentação do solo, comportamento semelhante ao que ocorreu para esse corpo de prova. A Figura 111 mostra os resultados de ensaios triaxiais drenados em um solo artificialmente cimentado, mostrando que a região de máxima taxa de dilatação não corresponde ao pico de ruptura.

Os corpos de prova CP 3 e CP5 (maiores tensões confinantes) apresentaram um comportamento relacionado ao *hardening-soil*, ou seja, não apresentaram pico de ruptura e a sua tensão cisalhante continuou aumentando em função da deformação vertical.

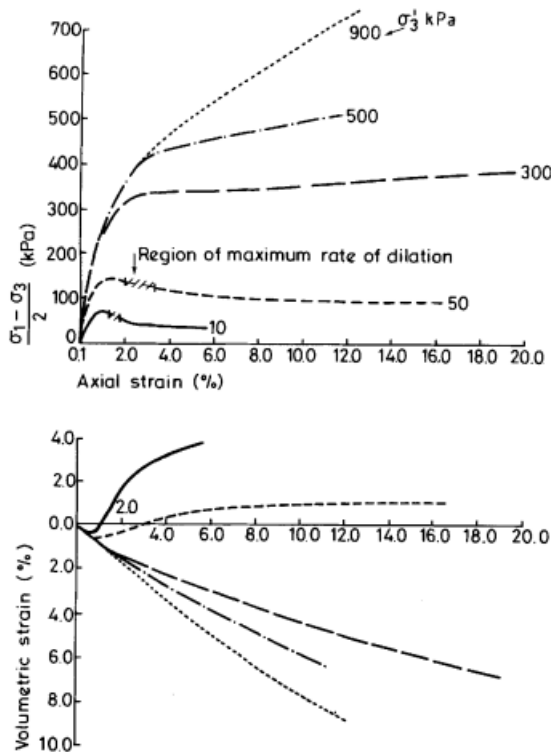


Figura 111 – Ensaios triaxiais drenados em uma amostra artificialmente cimentada (Maccarini, 1987; Vaughan et. al., 1988)

Na Figura 112 e na Figura 113 estão apresentadas as envoltórias de Mohr-Coulomb e as trajetórias de tensões totais e efetivas.

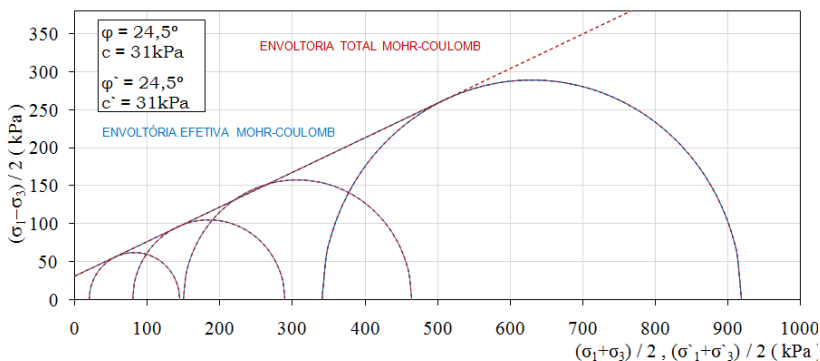


Figura 112 – Tal. 2 – AM.1 - Envoltória Total e Efetiva de Mohr-Coulomb – Ensaio CID

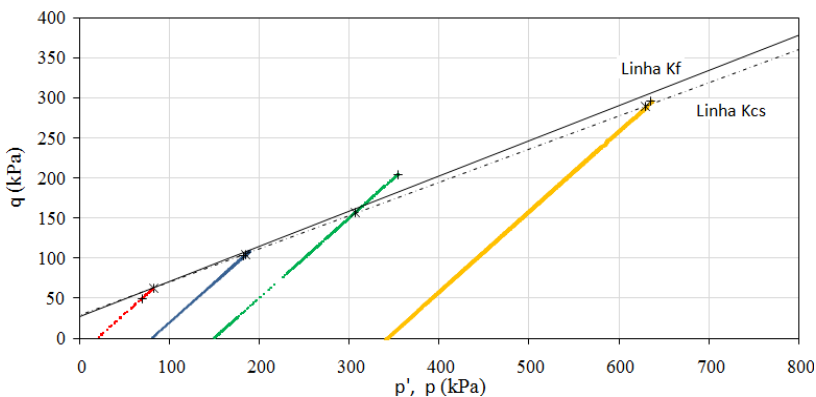


Figura 113 - Tal. 2 – AM.1 – Trajetórias de Tensões Totais e Efetivas

Observa-se que a envoltória total e a efetiva de Mohr-Coulomb, são obviamente, as mesmas, resultando em uma coesão de 31kPa, e ângulo de atrito de 24,5°.

Na Figura 114 estão apresentadas as curvas tensão-deformação e variação volumétrica dos ensaios CID para a amostra *PI 1 – AM.2 – prof. 2m*. O corpo de prova CP3 não chegou a maiores deformações, devido à queda de energia durante a realização do cisalhamento. Esse ensaio foi finalizado com 11% de deformação vertical, resultando em 11 horas e 30 minutos de ensaio.

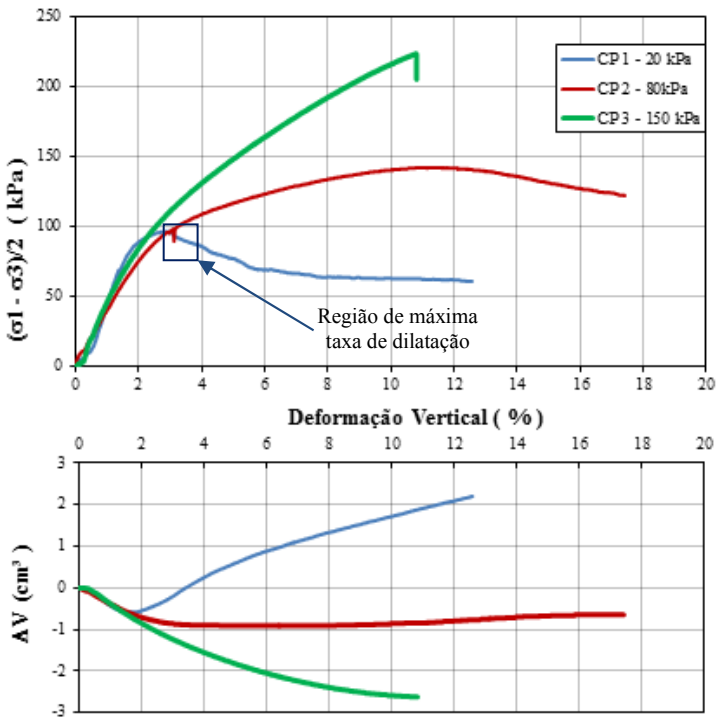


Figura 114 - Ensaio CID - Curva tensão-deformação e variação volumétrica – Amostra PI. 1 – AM. 2-prof. 2m

O corpo de prova CP 1 apresentou um pico de ruptura, enquanto que os demais corpos de prova não tiveram esse mesmo comportamento.

Novamente o corpo de prova CP 1 (menor tensão confinante) apresentou indícios de cimentação, de forma similar à amostra *Tal.2 – AM-1 – prof. 2m*. Observa-se que o pico de resistência foi atingido a 2,6% de deformação vertical, enquanto que a taxa de máxima dilatação ocorreu a 3,3% de deformação vertical, aproximadamente.

A Figura 115 e a Figura 116 apresentam as envoltórias de Mohr-Coulomb e as trajetórias de tensões obtidas para essa amostra.

A coesão (total e efetiva) obtida para essa amostra foi de 45 kPa, enquanto que o ângulo de atrito (total e efetivo) foi de 29°.

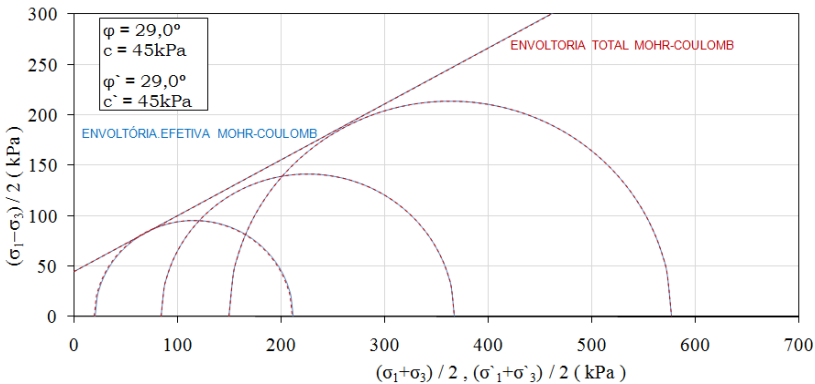


Figura 115 - PI. 1 – AM.2 - prof. 2m. - Envoltória Total e Efetiva de Mohr-Coulomb – Ensaio CID

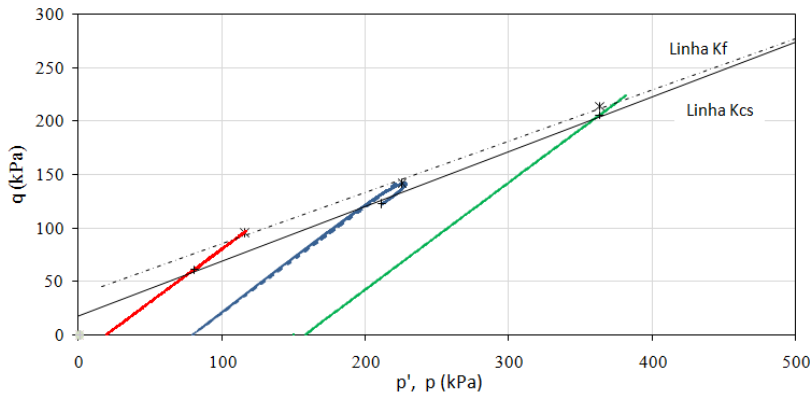


Figura 116 - PI. 1 – AM. 2 – Trajetórias de Tensões Totais e Efetivas

5.7.4 Etapa de Cisalhamento – Ensaio CIU

Neste subitem estão apresentados os resultados dos ensaios triaxiais na condição CIU.

Os resultados do ensaio para a amostra *Tal. 4 – AM.1-prof. 0,5m* estão apresentados da Figura 117 à Figura 119.

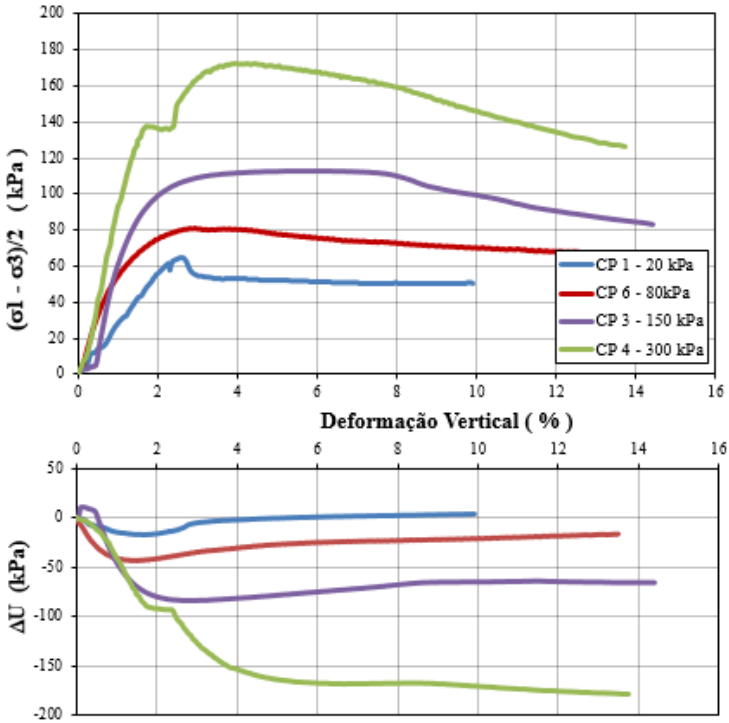


Figura 117 - Ensaio CIU - Curva tensão-deformação e variação de pressão neutra – Amostra Tal. 4 – AM.1

Os corpos de prova CP 1 (20 kPa) e CP 6 (80 kPa) apresentaram um pequeno pico de ruptura (mais acentuado no CP 1) enquanto que os demais tenderam à estabilização das tensões cisalhantes com pequeno decréscimo, tendendo à tensão cisalhante residual.

Esses corpos de prova apresentaram o pico de ruptura na região de máxima taxa de dissipação de pressão neutra. Antes da ruptura esses corpos de prova apresentaram um acréscimo de pressão neutra, e posteriormente a sua diminuição. Ressalta-se que esse ensaio foi realizado sob condição não-drenada.

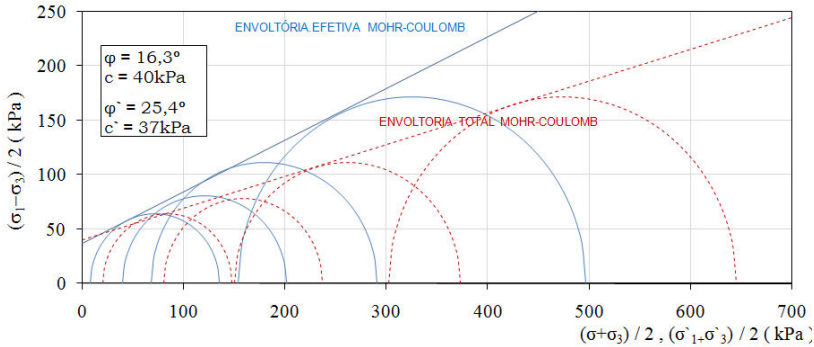


Figura 118 - Tal. 4 – AM.1 - Envoltória Total e Efetiva de Mohr-Coulomb – Ensaio CIU

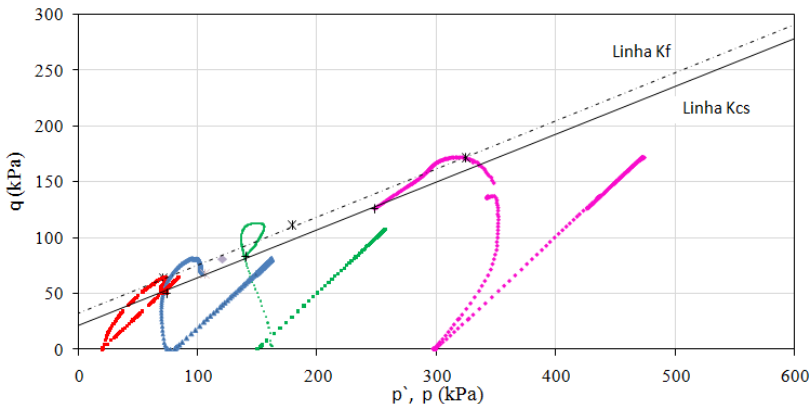


Figura 119 - Tal. 4 – AM.1 – Trajetórias de Tensões Totais e Efetivas

Seguindo a envoltória de Mohr-Coulomb, obteve-se a coesão total e efetiva de 40 kPa e 37 kPa, respectivamente. Os valores de ângulo de atrito interno total e efetivo foram de 16,3° e 25,4°, respectivamente.

A Figura 120 apresenta as curvas tensão-deformação e variação de pressão neutra (ΔU) para a amostra *PI 1 – AM.1-prof. 1,0m*.

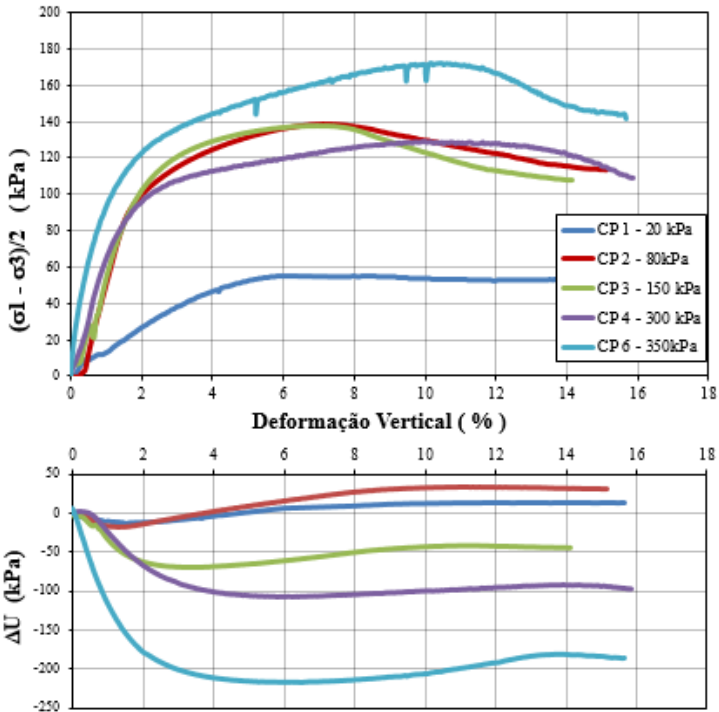


Figura 120 - Ensaio CIU - Curva tensão-deformação e variação de pressão neutra – Amostra PI 1 – AM.1

Para essa amostra a tensão cisalhante manteve-se praticamente constante após a ruptura, sendo que os corpos de prova não apresentaram pico de ruptura definido. Os corpos de prova CP 1 ($\sigma_3' = 20$ kPa) e CP2 ($\sigma_3' = 80$ kPa), apresentaram tendência de aumento da poro-pressão e após a ruptura apresentaram a diminuição de poro-pressão, situação análoga à amostra *Tal. 4 – AM.1-prof. 0,5m*.

Na Figura 121 estão apresentadas as envoltórias totais e efetivas de Mohr-Coulomb, enquanto que na Figura 122 estão apresentadas as trajetórias de tensões totais e efetivas.

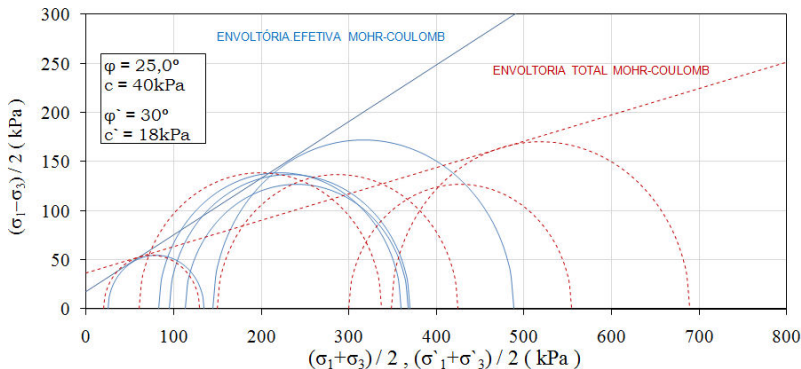


Figura 121 - PI 1 - AM. 1-prof. 1,0m - Envoltória Total e Efetiva de Mohr-Coulomb – Ensaio CIU – critério de máxima tensão desviadora

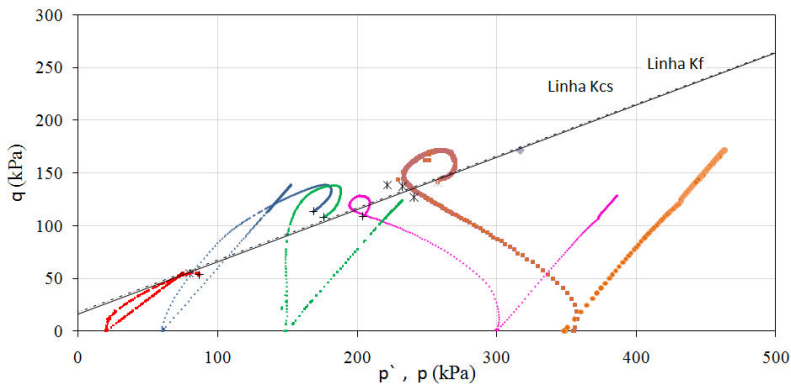


Figura 122 - PI 1 - AM. 1-prof. 1,0m – Trajetórias de Tensões Totais e Efetivas

Seguindo a envoltória de Mohr-Coulomb, obteve-se a coesão total e efetiva de 40 kPa e 18 kPa, respectivamente. Os valores de ângulo de atrito interno total e efetivo foram de 25,0° e 30,0°, respectivamente.

Conforme observado na Figura 121 ocorreu uma maior dispersão dos círculos de Mohr na envoltória de tensões total. No entanto, a envoltória de tensões efetivas comportou-se com certa linearidade.

Na Figura 123 estão apresentadas as curvas tensão-deformação e variação de pressão neutra obtidas para a amostra *PI 1 - AM.3-prof. 3,0m*.

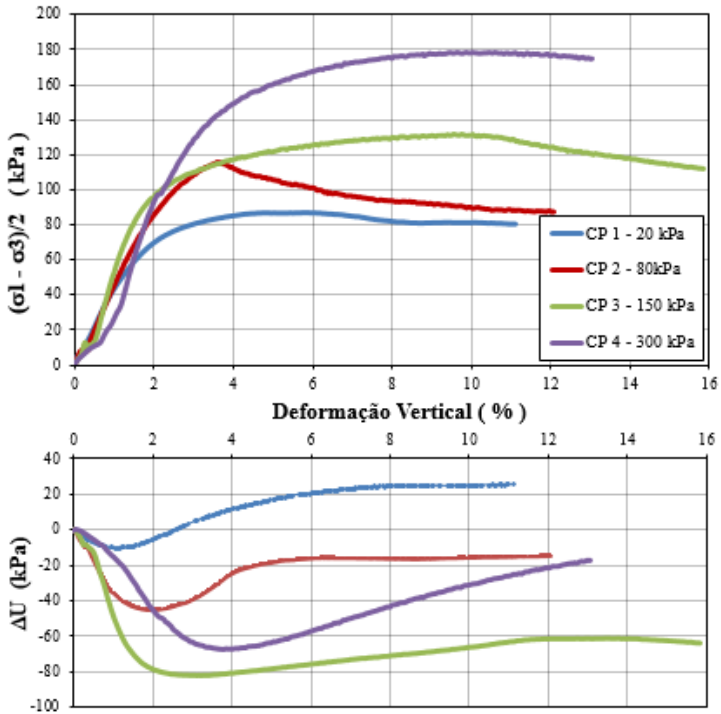


Figura 123 - Ensaio CIU - Curva tensão-deformação e variação de pressão neutra – Amostra PI 1 – AM.3 – prof. 3m

Através da análise das curvas tensão-deformação é possível observar que o CP 2 apresentou um pico de ruptura, enquanto que as demais amostras apresentaram estabilização das tensões cisalhantes com tendência de redução à tensão cisalhante residual. O CP 1 mesmo não tendo apresentado pico de ruptura, apresentou diminuição de pressão neutra após a ruptura. Os demais corpos de prova apresentaram apenas acréscimo de pressão neutra nos corpos de prova, mesmo após a ruptura.

Na Figura 124 estão apresentadas as envoltórias de Mohr-Coulomb para a amostra citada. Considerando o critério de ruptura de máxima tensão desviadora, foram obtidos os valores de coesão total e efetiva de 61 e 37 kPa, respectivamente; e os ângulos de atrito total e efetivo de $14,5^\circ$ e 27° , respectivamente. Na Figura 125 estão apresentadas as trajetórias de tensões totais e efetivas.

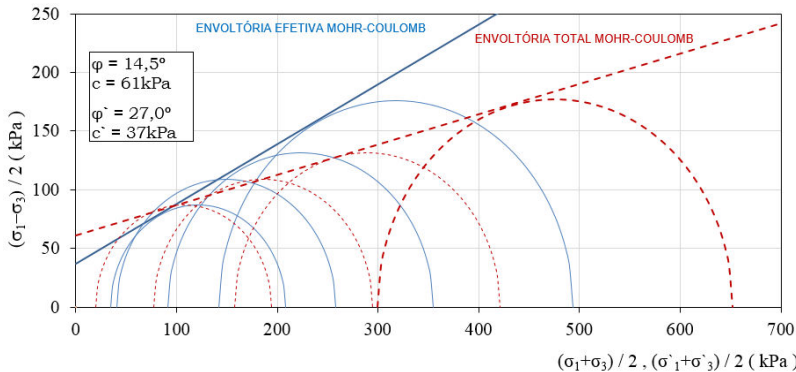


Figura 124 – PI 1 – AM 3 – Prof. 3m - Envoltória Total e Efetiva de Mohr-Coulomb – Ensaio CIU

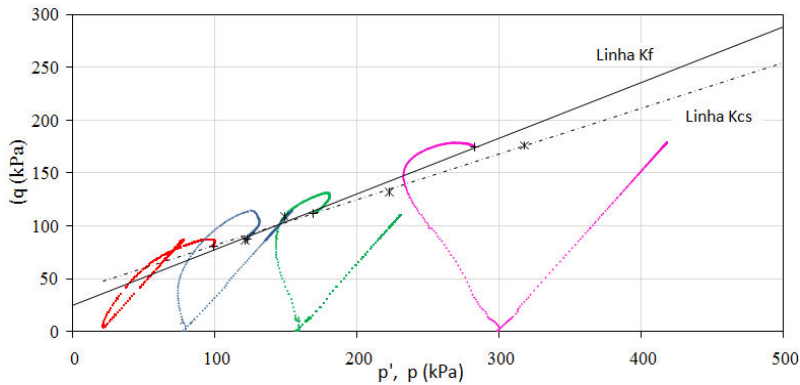


Figura 125 - PI 1 – AM 3 – Prof. 3m - Trajetórias de Tensões Totais e Efetivas

5.7.5 Análise Geral dos Resultados dos Ensaios Triaxiais

A Tabela 22 apresenta os parâmetros de resistência efetivos e totais obtidos nos ensaios triaxiais CID e CIU.

Tabela 22 – Resumo dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais

Amostra	c' (kPa)	ϕ' (°)	c (kPa)	ϕ (°)
Tal. 4 – AM. 1	37,0	25,4	40,0	16,3
Tal. 2 – AM. 1	31,0	24,5	31,0	24,5
PI 1 – AM. 1	18,0	30,0	40,0	25,0
PI 1 – AM. 2	45,0	29,0	45,0	29,0
PI 1 – AM. 3	37,0	27,0	61,0	14,5

No item 6.2 faz-se uma análise dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais, em comparação com os demais ensaios.

Em relação aos módulos de elasticidade secante, estes foram calculados através de 50% e 25% em relação à tensão máxima de ruptura, com a finalidade de comparação entre os valores iniciais de deformação. Esses módulos foram plotados em função da pressão confinante σ_3' , conforme apresentado da Figura 126 à Figura 130.

É importante ressaltar que os módulos de elasticidade foram determinados através da deformação obtida nos ensaios triaxiais, medidas externamente à câmara triaxial. Os módulos de elasticidade tendem a ser menores, devido à falta de instrumentação interna no equipamento, o que acarretaria em maior precisão em todo o conjunto e dados.

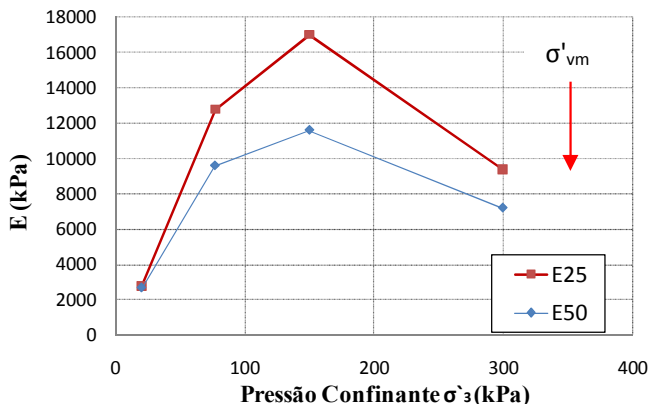


Figura 126 - Amostra Tal. 4 – AM.1-prof.0,5m – Variação aparente não drenada do módulo de elasticidade

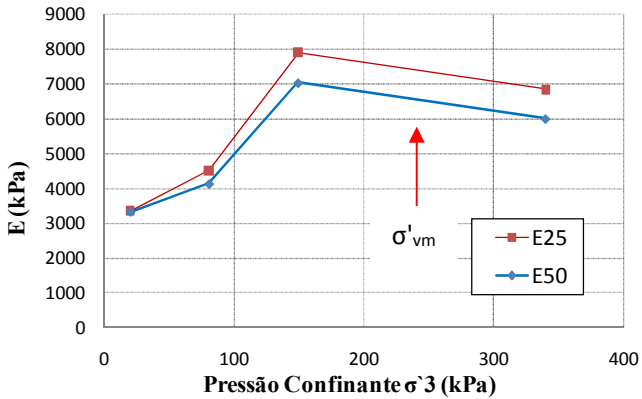


Figura 127 - Amostra Tal. 2 – AM.1-prof. 0,5m – Variação do módulo de elasticidade

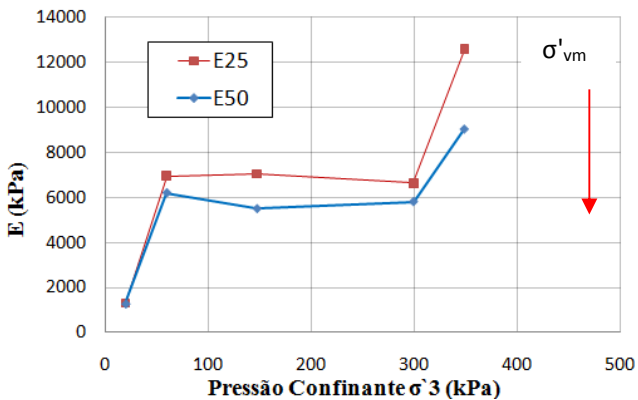


Figura 128 - Amostra PI.1 – AM.1-prof. 1,0m – Variação aparente não drenada do módulo de elasticidade

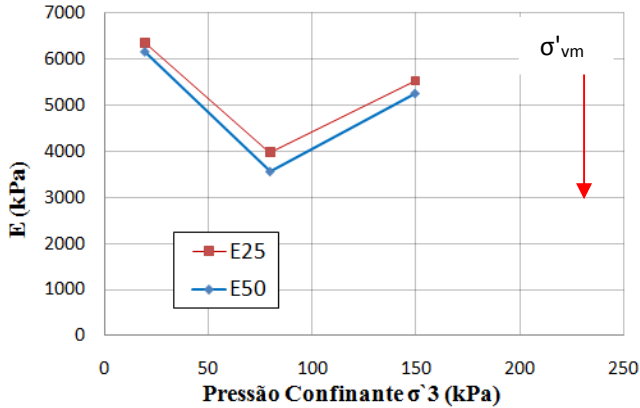


Figura 129 - Amostra PI.1 – AM.2-prof. 2,0m – Variação do módulo de elasticidade

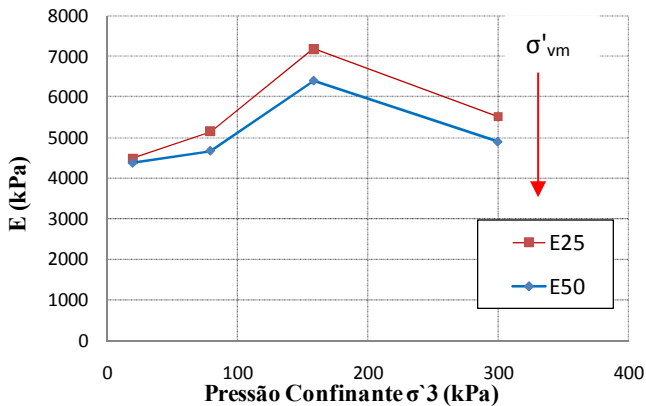


Figura 130 - Amostra PI.1 – AM.3-prof. 3,0m – Variação aparente não drenada do módulo de elasticidade

Não constatou-se o aumento do módulo de elasticidade em função da contra-pressão, com exceção da amostra PI.1 – AM.1-prof. 1,0m, onde esse aumento foi claro.

Possivelmente esse fato está vinculado à tensão de pré-adensamento virtual, a qual para essa amostra é de 470 kPa (120 kPa maior que a pressão confinante do ensaio). Nas demais amostras, quando a pressão confinante está próxima ao valor de pressão de pré-adensamento virtual, os módulos de elasticidade apresentam um decréscimo.

Essa mesma situação foi constatada também por Reis (2004), sobretudo no seu estudo com solo residual jovem de gnaiss. No entanto, Reis conclui que para o solo residual maduro de gnaiss, não foi possível observar um comportamento padrão de variação de módulo de elasticidade com a pressão confinante, no corpo de prova moldado verticalmente, enquanto que nos corpos de prova moldados horizontalmente observou-se o decréscimo do módulo de elasticidade com a pressão confinante.

Observa-se que os módulos de elasticidade a 25% da tensão de ruptura são sempre maiores que os módulos de elasticidade a 50% da mesma.

O módulo de elasticidade máximo obtido foi de 17.000 kPa na amostra Tal. 4 – AM.1-prof.0,5m, enquanto que o menor módulo foi de 1.300 kPa para a amostra PI.1 – AM.1-prof. 1,0m.

5.8 Índices Físicos

Com todos os corpos de prova utilizados nos ensaios com amostras indeformadas, foi possível realizar uma análise com os índices físicos obtidos, em um total de 77 corpos de prova indeformados ensaiados.

A Tabela 23 apresenta os principais índices físicos obtidos e utilizados para as análises.

Tabela 23 – Principais índices físicos obtidos

Amostra	Profundidade Estimada de solo (m)*	Ensaio Triaxiais - Corpos de Prova						Cisalhamento Direto - Corpos de Prova						Comp. Confinada - CPs		Permeabilidade CPs	Compressão Diametral - CPs		Índice	N	MÉDIA	DESV. PAD.	
		Índice	CP1	CP2	CP3	CP1	CP1	CP6	CP1 NI	CP2 NI	CP3 NI	CP1 I	CP2 I	CP3 I	INUND.		NÃO INUND.	CP1					CP2
Tal 4 - AM 1 – PROF. 0,5m	7,3	γ_s (kN/m ³)	12,08	12,37	12,97	12,36	11,47	12,26	11,7	13,0	11,8	12,1	12,4	13,1	13,3	13,1	-	12,9	12,7	γ_s (kN/m ³)	16	12,48	0,56
		e	1,202	1,15	1,052	1,153	1,32	1,226	1,32	1,11	1,31	1,25	1,21	1,09	1,04	1,08	-	1,11	1,16	e	16	1,17	0,09
		h_{nat} (%)	34,3	31,2	30,8	30,0	34,9	33,6	25,7	18,4	27,2	30,1	27,5	21,0	30,3	29,9	-	18,9	20,8	h_{nat} (%)	16	27,8	5,38
		Sr (%)	78	74	80	71	72	75	53	45	57	66	62	53	79	76	-	47	49	Sr (%)	16	65	12,48
Tal 2 - AM 1 – PROF. 0,5m	13	γ_s (kN/m ³)	11,39	10,82	11,18	11,29	11,47	-	10,5	11,4	11,9	11,1	11,7	11,4	12,4	11,9	10,8	10,8	11,9	γ_s (kN/m ³)	16	11,37	0,51
		e	1,335	1,458	1,379	1,356	1,32	-	1,54	1,33	1,23	1,39	1,26	1,33	1,138	1,234	1,47	1,46	1,24	e	16	1,34	0,11
		h_{nat} (%)	36,2	38,0	37,8	36,0	34,9	-	44,8	38,8	34,8	46,6	38,9	39,0	21,4	32,2	27,8	21,0	19,6	h_{nat} (%)	16	34,2	8,02
		Sr (%)	72	69	73	70	70	-	77	78	75	889	82	78	50	69	50	38	42	Sr (%)	16	68	14,68
PI 1 - AM 1 – PROF. 1,0m	10,5	γ_s (kN/m ³)	13,90	14,44	14,00	13,80	14,48	14,77	14,3	14,2	14,2	14,7	14	14,3	14,8	14,6	14,43	14,3	14	γ_s (kN/m ³)	17	14,31	0,31
		e	0,928	0,856	0,915	0,942	0,851	0,817	0,87	0,88	0,88	0,82	0,91	0,88	0,81	0,84	0,86	0,87	0,92	e	17	0,87	0,04
		h (%)	23,7	22,8	22,6	20,5	23,7	17,7	22,5	24,8	22,7	24,7	27,8	27,1	26,4	27,5	20,9	21,4	20,5	h_{nat} (%)	17	23,4	2,79
		Sr (%)	68	71	66	58	75	58	69	76	69	81	82	83	87	88	65	66	60	Sr (%)	17	72	9,59
PI-1 - AM 2 – PROF. 2,0m	11,5	γ_s (kN/m ³)	15,49	14,27	15,02	-	-	-	14,2	13,7	14,2	15,1	13,4	14,9	14,4	14,3	-	14,5	14,6	γ_s (kN/m ³)	13	14,47	0,57
		e	0,724	0,871	0,778	-	-	-	0,87	0,94	0,88	0,76	0,98	0,79	0,857	0,871	-	0,85	0,84	e	13	0,85	0,07
		h_{nat} (%)	20,3	20,7	19,8	-	-	-	21,2	20,3	19,1	22,0	24,0	20,3	19,8	22,3	-	14,3	14,4	h_{nat} (%)	13	19,9	2,78
		Sr (%)	75	63	68	-	-	-	65	58	58	77	65	68	62	68	-	45	46	Sr (%)	13	63	9,69
PI-1 - AM 3 – PROF. 3,0m	12,5	γ_s (kN/m ³)	14,53	15,08	14,06	15	14,66	-	14,9	14,8	14,4	14,6	14,6	14,2	13,7	13,1	-	15,3	14,9	γ_s (kN/m ³)	15	14,52	0,57
		e	0,872	0,804	0,935	0,813	0,856	-	0,83	0,83	0,89	0,87	0,86	0,91	0,984	1,07	-	0,78	0,82	e	15	0,87	0,08
		h_{nat} (%)	21,2	21,0	21,2	20,0	21,9	-	20,4	21,5	22,0	21,4	20,7	20,5	22,6	22,6	-	19,8	20,4	h_{nat} (%)	15	21,1	0,87
		Sr (%)	66	71	62	67	70	-	67	70	67	67	65	61	62	57	-	69	68	Sr (%)	15	6	3,75

Onde γ_s é o peso específico seco [kN/m³]; e é o índice de vazios; h_{nat} é o teor de umidade natural [%]; Sr é o grau de saturação [%]

*profundidade estimada de solo antes do retaludamento.

Inicialmente foi realizado um tratamento estatístico do índice de vazios e do peso específico seco dos corpos de prova.

Para ambos os índices físicos não foram constatados valores espúrios para 95% de significância.

Para a verificação da normalidade dos dados, foi utilizado o método analítico por meio da prova de Kolmogorov-Smirnov. Através do teste de normalidade verificou-se que a hipótese de normalidade dos dados é aceita para 95% de confiança.

Com base nos resultados obtidos foi possível elaborar uma relação entre os índices físicos principais e alguns aspectos da formação do solo residual no local. A Figura 131 apresenta a relação entre profundidade de solo “natural” (antes da ocorrência do retaludamento no local) e o peso específico seco de todos os corpos de prova analisados.

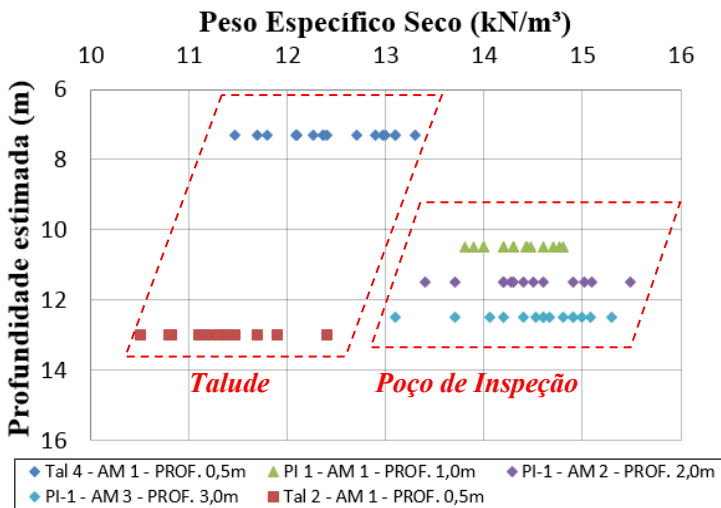


Figura 131 – Relação entre o peso específico seco e a altura de solo antes da ocorrência do retaludamento – todos os corpos de prova

Observa-se através deste gráfico a tendência de aumento do peso específico seco em função do aumento da profundidade, nas amostras do Poço de Inspeção, ou seja, o aumento do peso específico ocorreu quanto mais próximo à superfície da rocha sã para essas amostras.

Nas amostras do Talude, ocorreu uma elevada diminuição do peso específico seco se comparada às amostras do Poço de Inspeção. Desta forma, pode-se separar os solos analisados em dois universos

diferentes: os provenientes do poço, como apresentando características similares e os provenientes do talude, com características similares.

Outro aspecto interessante na Figura 131 se refere aos diferentes γ_s para praticamente a mesma profundidade estimada de solo nas amostras do *Tal 2-AM 1 – prof. 0,5m* e *PI 1- AM3 – prof. 3m*.

Como hipóteses para essas alterações, o autor destaca:

- 1) Diferentes tipos de solos (universos diferentes);
- 2) O alívio de pressões ocasionado pelo retaludamento (aproximadamente 15 anos atrás);
- 3) Nível de intemperismo, pois as amostras do Talude encontravam-se mais expostas;
- 4) Forma das partículas;
- 5) Processos erosivos e de lixiviação superficial, ocasionados na amostra do talude.

Analisando separadamente cada um destes aspectos, acredita-se que o nível de intemperismo físico-químico não tenha grande influência na variação do peso específico seco, pois em uma escala geológica, o tempo de 15 anos pode não ser significativo.

O alívio de pressões devido ao retaludamento associado à forma das partículas (sobretudo a caulinita e haloisita) pode também indicar uma influência mais significativa sobre esse comportamento. A presença de partículas lamelares no solo pode tender a um aumento de seu volume devido ao alívio de pressões. Esse efeito se deve ao desconfinamento da massa de solo, provocando uma elevação no índice de vazios.

O processo de lixiviação superficial, e facilidade da entrada d' água nas amostras, durante 15 anos de exposição, também pode ter ocasionado o aumento do índice de vazios nas amostras do Talude.

Os resultados de densidade real dos grãos tiveram pequena variação (26,6 até 27,3 kN/m³). Por isso, possivelmente a variação do peso específico seco seja pouco influenciada por eventuais alterações de tipos de solos, que poderiam refletir em diferentes densidades dos grãos.

Ainda assim, tendo em vista a grande variabilidade dos índices físicos, considerando uma ampla gama de ensaios realizados (77 corpos de prova indeformados), acredita-se que ocorram diferentes tipos de solos, distinguindo-se dois tipos de solos: os coletados no talude, e os coletados no Poço de Inspeção.

No entanto, ressalta-se que possivelmente esses fatores atuem em conjunto, o que dificulta a separação quantitativa entre o que apresente maior ou menor significância.

Essas considerações apresentadas sobre o comportamento do peso específico seco ocorrem também para o índice de vazios, conforme se destaca na Figura 132.

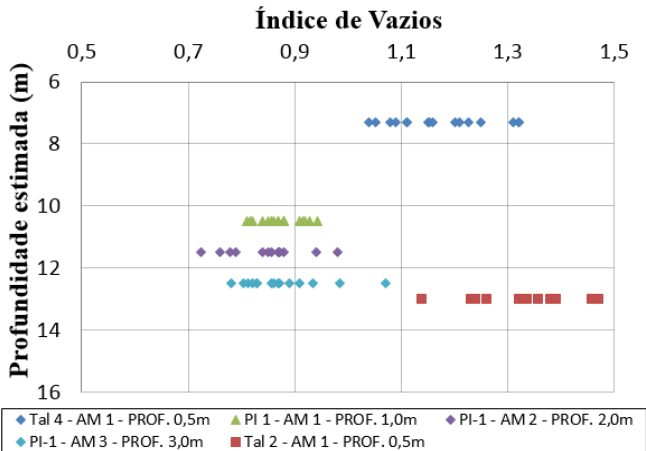


Figura 132 - Relação entre o índice de vazios e a altura de solo antes da ocorrência do retaludamento – todos os corpos de prova

Para identificar o comportamento dos índices físicos dos corpos de prova do *Poço de Inspeção* e *Talude 4*, foi elaborada uma regressão linear, com os intervalos de confiança médio superior e inferior, adotando-se 95% de confiança. Na Figura 133 e Figura 134 estão apresentadas as relações entre a altura de solo “natural” e o peso específico seco e índice de vazios, respectivamente, dos corpos de prova do Poço de Inspeção e Talude 4, com os intervalos de confiança. Optou-se por retirar a amostra *Talude 2* devido à grande dispersão dos seus resultados em relação às demais amostras.

Optou-se por utilizar a relação linear para essa análise, pois foi a que apresentou a menor soma dos quadrados dos desvios (menor coeficiente de determinação – R^2). Através de tratamento estatístico, duas conclusões importantes foram obtidas:

- ✓ Ainda que a tendência linear foi a que apresentou maior R^2 , não é possível aceitar a hipótese de linearidade entre as variáveis para 95% de confiança;

- ✓ Há relação significativa entre as variáveis (altura de solo $\times \gamma_s$ e altura de solo \times índice de vazios) para 95% de confiança.

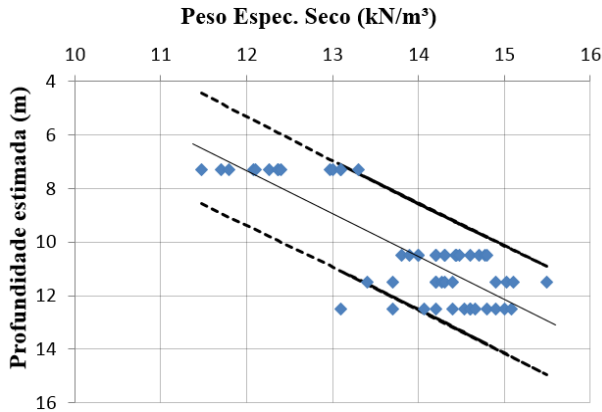


Figura 133 – Peso Específico Seco – intervalos de confiança para as amostras do Poço de Inspeção e Talude 4

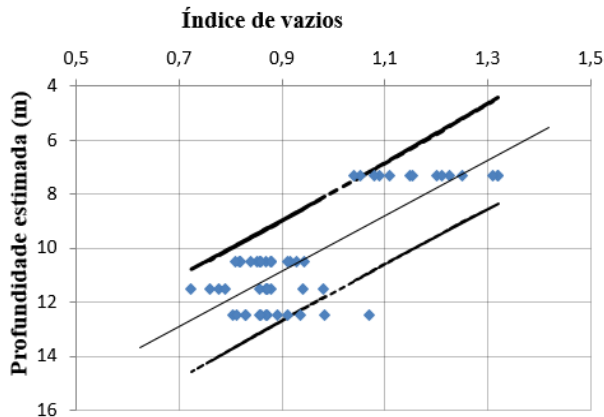


Figura 134 – Índice de vazios – intervalos de confiança para as amostras do Poço de Inspeção e Talude 4

Possivelmente a tendência linear não represente o comportamento real *in situ*. Salienta-se ainda que a definição de um comportamento padrão de índice físico para esse tipo de solo (residual de gnaiss) seria muito difícil devido à própria característica dos solos residuais em relação a sua formação. Ainda assim, isso é passível de estudo.

Com a finalidade de comparar os resultados de índice de vazios, a Tabela 24 apresenta os dados deste trabalho em comparação com outros solos residuais de gnaíse, bem como aspectos de mineralogia dos solos e a porcentagem passante na peneira #200.

Tabela 24 – Índice de vazios, mineralogia e % passante na #200 para alguns solos residuais de gnaíse (modificado de Bernardes, 2003 – original de Sandroni, 1981)

Referência	Índice de Vazios	Mineralogia	% Passante na #200
Sandroni (1973)	0,40 - 0,90	Baixo teor de mica	22 - 47
Seraphin (1974)	0,62 - 0,70	Biotita - 7%; Quartzo - 42%; Feldspato alterado - 26%	16 - 22
Maccarini (1980); Brito (1981); Campos (1980)	0,15 - 0,73	Biotita < 2%; Quartzo - 5 a 35%; Feldspato alterado - 13%	20 - 26
Seraphin (1974)	0,84 - 0,97	Biotita - 19%; Quartzo - 38%; Feldspato alterado - 13%	20 - 26
Campos (1974)	0,65 - 0,90	Biotita - 32 a 64%; Quartzo - 21 a 53%	5 a 10
Campos (1974)	0,65 - 0,80	Biotita - 23%; Quartzo - 23%; Feldspato alterado - 19%	25
Bernardes (2003)	0,60 - 0,98	Montmorilonita; Ilita ; Caulinita	38 a 47
Cecílio Jr. (2009)	0,602	Quartzo; Feldspato; Mica; Caulinita	52 a 59
Oliveira (2011)	0,61 - 0,80	Quartzo; Feldspato ; Caulinita	45
Esta Pesquisa (2014)	0,724 - 1,07* 1,04 - 1,54**	Quartzo; Caulinita; Haloisita	38 a 65

*Poço de Inspeção / **Taludes

Observa-se que a faixa de índice de vazios para os solos deste trabalho se estenderam acima de outros índices encontrados na prática, sobretudo para as amostras dos Taludes.

Os elevados índices de vazios das amostras do Talude podem ser explicados pelo efeito de desconfinamento da massa e alívio de pressão, ocasionado a aproximadamente 15 anos atrás, além do processo de lixiviação superficial

Nas amostras do Poço de Inspeção, apenas um valor encontrou-se acima de 1 ($e=1,07$). Estatisticamente este índice não foi considerado como um valor espúrio. Os demais corpos de prova estiveram com índice de vazios abaixo de 0,98.

6 ANÁLISE GERAL DOS RESULTADOS

Nos subitens seguintes estão apresentadas discussões gerais sobre os resultados encontrados nos ensaios propriamente ditos, suas inter-relações, bem como alguns resultados encontrados na bibliografia para solos similares.

6.1 Observações Gerais do solo *in situ*

Durante as etapas de pesquisa, coleta de amostras indeformadas e visitas ao local de estudos, foi possível observar a estrutura gnáissica preservada no solo (estruturas reliquias), as quais possivelmente influenciem o comportamento geomecânico da área de estudos. Diversos autores já identificaram a influência das estruturas reliquias de solos residuais de gnaisse em seus parâmetros de resistência (e.g. Bernardes, 2003; Machado, 2012). A influência do comportamento das estruturas reliquias no comportamento no local de estudos é passível de estudos específicos sobre esse assunto.

Devido a essas estruturas reliquias, ocorreu relativa dificuldade, tanto na coleta das amostras indeformadas, quanto durante o processo de moldagem dos corpos de prova. Diversos corpos de prova foram descartados durante o processo de moldagem, pois em alguns casos, haviam estruturas no interior dos blocos, as quais não haviam sido identificadas externamente ao bloco. Algumas destas observações estão apresentadas da Figura 135 à Figura 140.



Figura 135 – Aspecto de algumas estruturas reliquias no Poço de Inspeção



Figura 136 - Aspecto de algumas estruturas reliquiarias no Poço de Inspeção



Figura 137 – Coleta de amostra no Poço de Inspeção

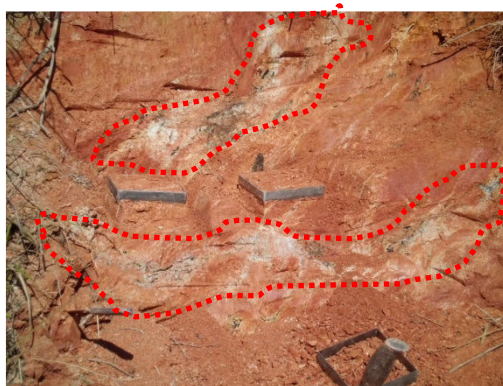


Figura 138 – Coleta de amostras no Talude 2 e identificação de estruturas reliquiarias



Figura 139 – Estrutura reliquiar observada durante o processo de moldagem de CP



Figura 140 – Estrutura reliquiar observada durante processo de moldagem do CP

No local de estudos, foram implantados medidores de nível d' água nos furos de sondagem realizados em 2011. Nas leituras realizadas, em alguns momentos observou-se o nível freático a 11 metros de profundidade, no entanto, é uma situação atípica. Em praticamente todas as leituras realizadas não foi constatado nível d' água.

Em relação a problemas de instabilidade, estes não foram observados no próprio local de estudo, no entanto, em alguns locais próximos, com mesmo tipo de solo residual, há a ocorrência de deslizamentos de terra em períodos de intensa precipitação.

Cabe ressaltar que no ano de 2008, quando da ocorrência de diversos deslizamentos de terra no estado de Santa Catarina, a cidade de Santo Amaro da Imperatriz registrou a ocorrência de diversos movimentos de massa, os quais provocaram danos na infra-estrutura existente.

6.2 Análise dos Parâmetros de Resistência do Solo Residual de Gnaisse

Para a análise dos parâmetros de resistência do solo residual, foram utilizados os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto Inundado e Não Inundado (Tabela 17) e os parâmetros totais e efetivos obtidos nos ensaios triaxiais (Tabela 22).

Da Figura 141 à Figura 145 estão apresentadas as envoltórias desses ensaios.

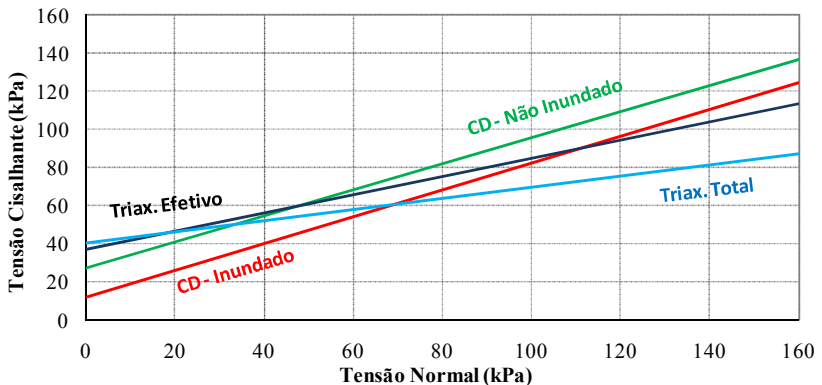


Figura 141 – Amostra Tal. 4 – AM.1 – prof. 0,5m - Comparação das envoltórias de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência

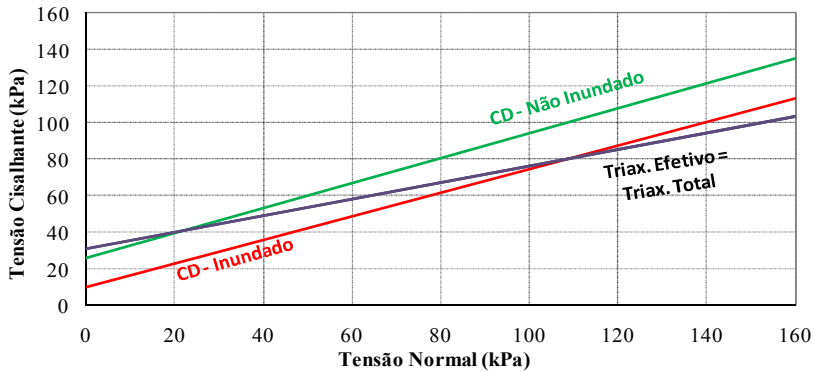


Figura 142 - Amostra *Tal. 2 - AM.1 - prof. 0,5m* - Comparação das envoltórias de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência

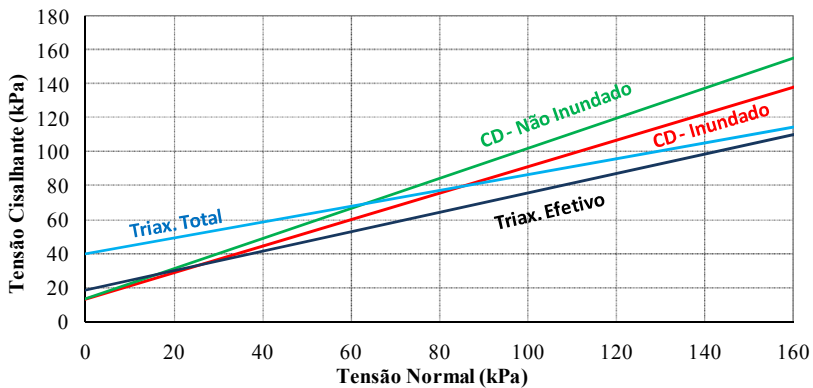


Figura 143 - Amostra *PI 1 - AM.1 - prof. 1,0m* - Comparação das envoltórias de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência

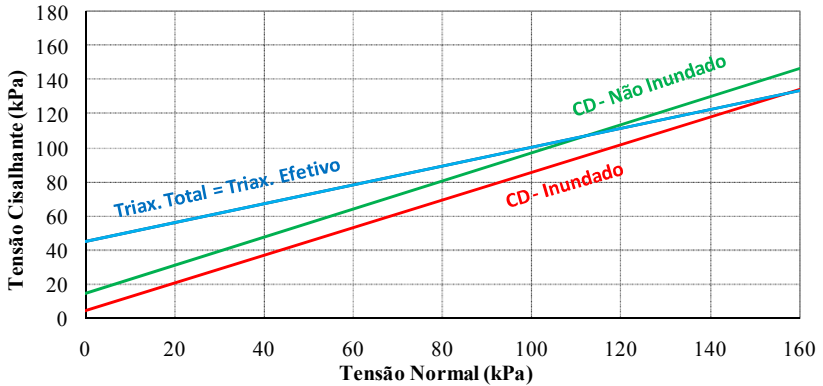


Figura 144 – Amostra *PI 1 – AM.2 – prof. 2,0m* - Comparação das envoltórias de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência

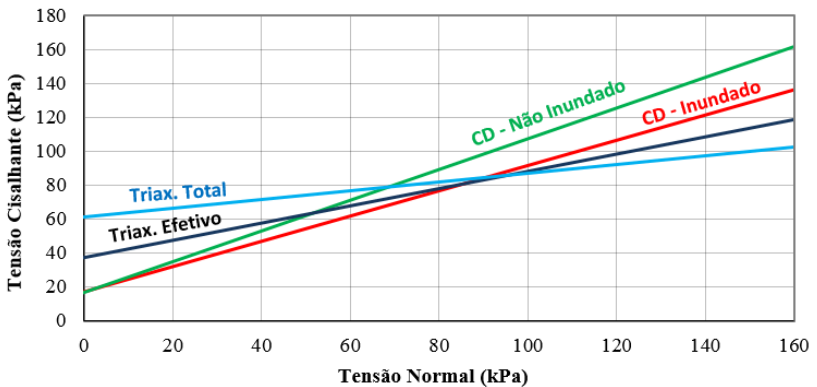


Figura 145 – Amostra *PI 1 – AM.3 – prof. 3,0m* - Comparação das envoltórias de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência

Com base nas envoltórias definidas, constata-se que os valores de coesão efetiva obtidos nos ensaios triaxiais foram maiores que os valores de coesão obtidos através do ensaio cisalhamento direto Inundado. Entretanto, os valores de ângulo de atrito efetivo foram menores nos ensaios triaxiais se comparados ao cisalhamento direto inundado.

Observa-se a grande dispersão entre as envoltórias obtidas nos ensaios triaxiais e cisalhamento direto. Relacionando os dois ensaios, a tendência seria a aproximação dos parâmetros obtidos no cisalhamento direto Inundado, com os parâmetros efetivos dos ensaios triaxiais, pois a

velocidade nos ensaios de cisalhamento direto foi suficientemente lenta para a dissipação das poro-pressões.

As envoltórias que mais se aproximaram deste padrão teórico foi a obtida para a amostra *PI 1 – AM.1 – prof. 1,0m*. Esta apresentou uma variação na coesão efetiva igual a 5 kPa e variação do ângulo de atrito efetivo de 7,9°. A Tabela 25 apresenta a variação dos parâmetros de resistência em relação aos ensaios de Cisalhamento Direto Inundado e os parâmetros efetivos obtidos nos ensaios Triaxiais.

Tabela 25 – Variação nos parâmetros efetivos de resistência do solo entre o cisalhamento Direto Inundado e Triaxial

Amostra	Variação		Razão	
	$c'_{\text{triax}} - c'_{\text{cd}}$ (kPa)	$\phi'_{\text{triax}} - \phi'_{\text{cd}}$ (°)	$c'_{\text{triax}}/c'_{\text{cd}}$	$\phi'_{\text{triax}}/\phi'_{\text{cd}}$
Tal. 4 – AM. 1-prof. 0,5	25,4	-9,7	3,19	0,72
Tal. 2 – AM. 1-prof. 0,5	20,6	-8,3	2,98	0,75
PI-1 – AM 1-prof. 1	5,0	-7,9	1,38	0,79
PI-1 – AM 2-prof. 2	19,9	-9,7	10,71	0,74
PI-1 – AM 3-prof. 3	43,9	-22,2	2,16	0,73

Algumas hipóteses são indicadas abaixo:

- 1) Anisotropia – ruptura da amostra em plano horizontal no ensaio de cisalhamento direto e; enquanto que no ensaio triaxial a ruptura tende a ocorrer em um plano a $[45^\circ + \phi/2]$;
- 2) Heterogeneidade do solo: Mudanças de solo em cada corpo de prova moldado. É importante ressaltar que para os ensaios de cisalhamento direto, os corpos de prova foram moldados em sequência, diretamente em campo com os moldes do próprio ensaio. No caso dos corpos de prova dos ensaios triaxiais, estes foram obtidos a partir de blocos indeformados;
- 3) Desuniformidade na aplicação de pressões na amostra durante o ensaio de cisalhamento direto;
- 4) Rotação dos planos principais no ensaio de cisalhamento direto.

Analisando essas hipóteses, acredita-se que a anisotropia tenha grande influência na variação dos resultados, sendo que diversos autores apontam essa influência em solos residuais de gnaiss (e.g. Bernardes, 2003; De Campos, 1974 apud Bernardes, 2003; Cecílio Jr. 2009). Futai

et al. (2012) indica que a anisotropia pode ocorrer em solos residuais jovens dependendo da rocha matriz e do grau de alteração. Em solos residuais maduros a existência de anisotropia em geral é pequena.

A Figura 146 apresenta a relação entre os parâmetros de resistência totais e efetivos obtidos nos ensaios triaxiais (coesão e ângulo de atrito) em função da profundidade de solo antes do retaludamento. Observa-se que devido à variação dos parâmetros de resistência do solo, não foi possível definir uma relação entre as variáveis.

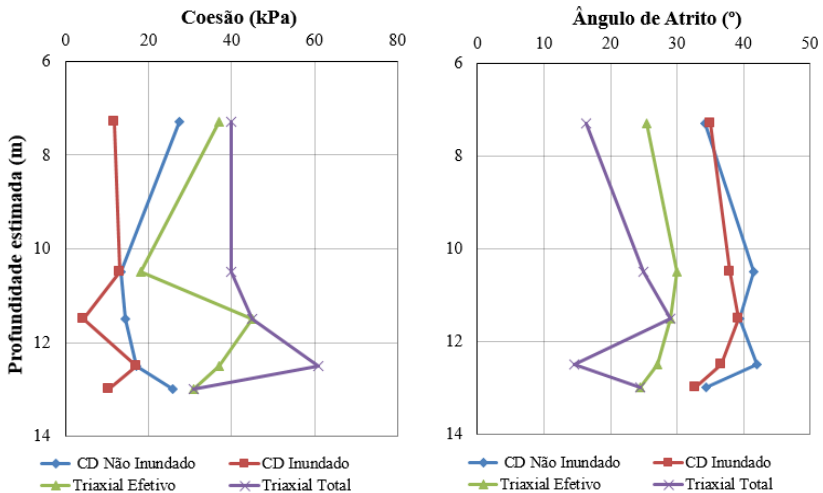


Figura 146 – Relação entre os parâmetros de resistência obtidos e a profundidade

Também foram elaboradas relações entre os parâmetros de resistência e os índices físicos, bem como com as frações granulométricas obtidas. Na Figura 147 está apresentada a relação entre o ângulo de atrito e o peso específico seco médio, e a relação entre ângulo de atrito e índice de vazios médio. Optou-se por adotar os valores de índices físicos médios para melhor visualização gráfica.

Observa-se que para os parâmetros obtidos nos ensaios CD inundado e Triaxial (parâmetros efetivos), ocorre o aumento do ângulo de atrito em função do aumento do γ_s .

Em relação ao índice de vazios, observa-se que quanto menor o índice de vazios, maior o ângulo de atrito interno do solo. A relação fica mais evidente para os ensaios CD inundado e Triaxial, conforme observado na Figura 147 com a linha de tendência linear. Segundo

Maccarini (1987) um dos fatores que afeta a resistência ao cisalhamento em solos residuais (e conseqüentemente os parâmetros de resistência) é a porosidade. Nesse caso, a porosidade está ligada ao índice de vazios e ao peso específico seco.

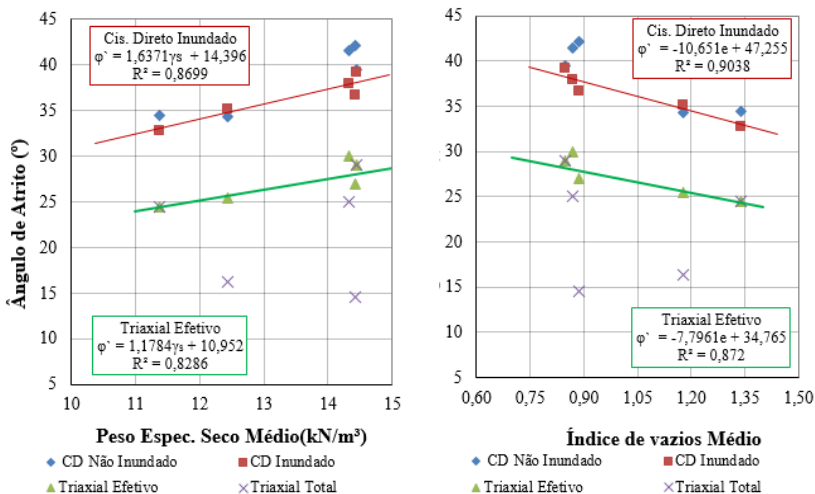


Figura 147 – Relação entre o ângulo de atrito e peso específico seco, e o índice de vazios

A Figura 148 apresenta a relação entre a coesão efetiva e o peso específico seco, além da relação entre c' e o índice de vazios. Observe o comportamento semelhante ao ocorrido para as relações com o ângulo de atrito interno, ou seja, aumento da coesão, com o aumento do γ_s , bem como o aumento da coesão com a diminuição do índice de vazios.

Nas relações fica evidente os maiores valores de coesão efetivas obtidos nos ensaios triaxiais, se comparados aos ensaios de cisalhamento direto. Também fica evidente a diminuição do ângulo de atrito nos ensaios triaxiais, se comparado ao cisalhamento direto. Interessante ressaltar que as retas apresentam certo paralelismo em todos os casos.

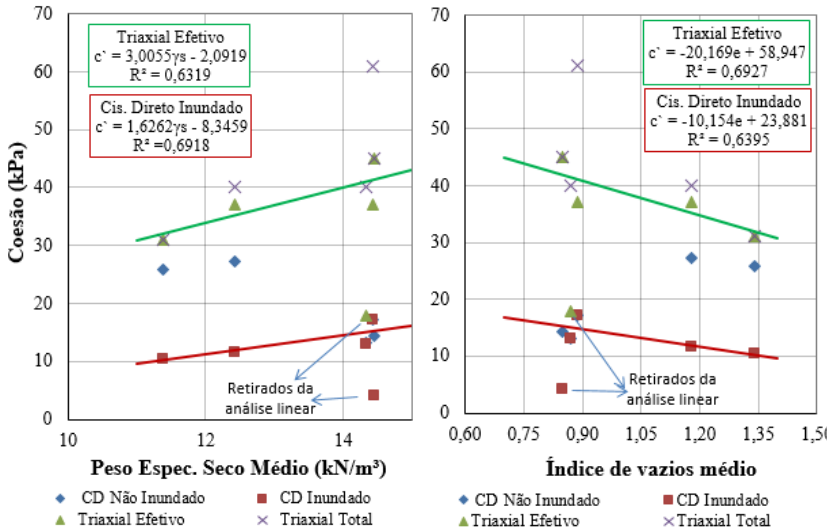


Figura 148 – Relação entre a coesão efetiva e peso específico seco, e o índice de vazios

Com a finalidade de comparar os parâmetros de resistência obtidos neste trabalho com outros trabalhos e autores, na Figura 149 estão apresentadas faixas de envoltórias de ruptura (Mohr-Coulomb) para alguns solos tropicais da região sul do Brasil (modificado de Heidemann, 2011).

De forma geral, observa-se que os parâmetros obtidos nesta pesquisa são relativamente elevados se comparados aos demais solos analisados. Visualmente, encontra-se na faixa superior de resistência em relação aos demais, o que justifica-se pela qualidade das amostras e possivelmente um bom comportamento geomecânico (sem analisar as estruturas reliquias e planos de fraqueza).

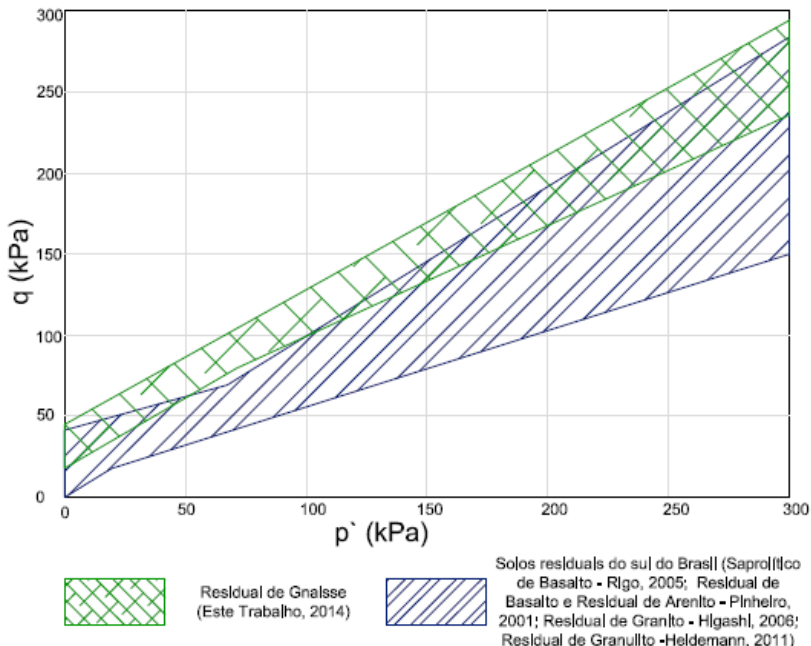


Figura 149 – Faixa de envoltórias de ruptura de alguns solos tropicais da região sul do Brasil (modificado de Heidemann, 2011)

A Tabela 26 apresenta parâmetros de resistência de alguns solos residuais de gnaiss e granito, relacionando também a mineralogia observada e as frações granulométricas.

Observa-se nessa tabela, que os valores obtidos neste trabalho estão relativamente dentro dos parâmetros encontrados por outros autores. Conforme observado anteriormente, uma das amostras apresentou coesão efetiva de 61 kPa (relativamente alta). No entanto, esse valor já foi apresentado em diversas bibliografias, para solos residuais de gnaiss.

Tabela 26 – Parâmetros de resistência de alguns solos residuais em relação à mineralogia (modificado de Fonseca e Coutinho, 2008)

Solo	% Areia	% Silte	% Argila	Envoltória de Resistência (saturada)	Mineralogia
Jovem de Gnaiss – PE <i>Coutinho, 2000</i>	83 60-68	11 19-23	4 7-12	$\phi' = 29,3^\circ$; $c' = 2,9 \text{ kPa}$ $\phi' = 30,1^\circ$; $c' = 2,2 \text{ kPa}$	mica / Quartzo / outros
Jovem de Gnaiss – PE Futai, 2006	38	50	12	$\phi' = 30^\circ$; $c' = 10 \text{ kPa}$ (médio)	Caulinita / Quartzo / Gibbsite / outros
Calcário – PE Silva, 2004	20	39	40	$\phi' = 31,6^\circ$; $c' = 11,3 \text{ kPa}$	Calcita / ilita / caulinita / outros
Maduro de granito – PE Lafayette, 2006	24	16	60	$\phi' = 31,3^\circ$; $c' = 7,6 \text{ kPa}$	Caulinita / ilita / quartzo
Maduro de granito – PE Silva, 2007	28	23	49	$\phi' = 26,3^\circ$; $c' = 9,7 \text{ kPa}$	Caulinita / quartzo / mica
Jovem de Granito – Porto <i>Viana da Fonseca, 1996</i>	52-69	17-32	4-8	$\phi' = 37-38^\circ$; $c' = 9-12 \text{ kPa}$	mica / quartzo / feldspato / caulinita
Jovem de Granito – Porto <i>Viana da Fonseca, 2006</i>	50-95	10-41	1-8	$\phi' = 46^\circ$; $c' = 5 \text{ kPa}$	Mica / quartzo / feldspato / caulinita
Gnaiss – SP Vargas, 1951**	22	38	40	$\phi' = 29,3^\circ$; $c' = 34 \text{ kPa}$	-
Gnaiss – Caxingui- SP– Cecílio, 2009**	40	42	10	$\phi' = 27,3^\circ$; $c' = 26,2 \text{ kPa}$	-
Gnaiss – Jandira- SP – Futai, 2010**	32	53	15	$\phi' = 29^\circ$; $c' = 14 \text{ a}$ 34 kPa	-
Gnaiss – Real Parque-SP-Pellogia (1997)**		Solo silto arenoso micáceo		$\phi' = 23,9^\circ$; $c' = 1 \text{ a}$ 71 kPa	-
Gnaiss – CE- EPUSP- ABEF, 1989	31,4	57,7	8,7	$\phi' = 26,8^\circ$; $c' = 53 \text{ kPa}$	-
Residual de Gnaiss – SC Este Trabalho	37-61	30-54	3-6	$\phi' = 14,5^\circ \text{ a } 31,5^\circ$; $c' = 11 \text{ kPa a}$ 61 kPa^*	Quartzo / Caulinita / Halóisita

*Obtidos apenas através dos ensaios triaxiais

**Referência: Futai (2012)

6.3 Avaliação dos ensaios de compressão confinada

A Figura 150 apresenta a relação entre a pressão de pré-adensamento virtual, obtida através dos ensaios de compressão confinada deste trabalho (em vermelho), em função da profundidade estimada de solo – antes do retaludamento. Observa-se no gráfico também a pressão de terra na condição de umidade natural, e na condição de saturação (linhas vermelhas). Ressalta-se que os valores de pressão de terra foram considerados em função do nível original do terreno, ou seja, em função da profundidade de solo.

Na mesma figura, estão apresentados os dados obtidos por Maccarini, 1980 (reapresentados em 1987). Os dados obtidos por aquele autor estão plotados em azul.

Com os resultados, pode-se observar que os valores de pressão de pré-adensamento virtual são maiores do que a pressão de terra que existiu no passado (antes do retaludamento).

Essa é uma das evidências da cimentação em solos residuais, indicada nesse solo residual de gnaiss, pois a existência de cimentações em solos residuais naturais pode ser explicada não apenas pela semelhança do comportamento com solos artificiais, mas também pela falha na comparação com princípios que indicam o comportamento de solos sedimentares (Maccarini, 1987). Ou seja, a história de tensões não é um conceito significativo na mecânica dos solos residuais.

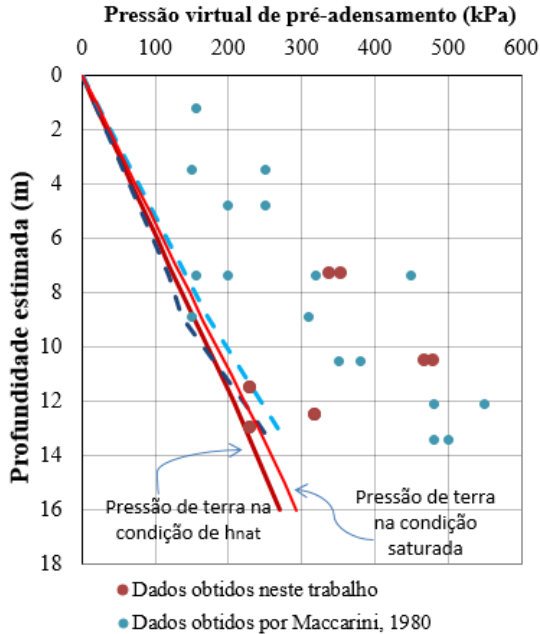


Figura 150 – Comparação da tensão virtual de pré-adensamento com a pressão de terra na condição natural e solo saturado

Na Figura 151 está apresentada a relação entre os parâmetros de compressibilidade C_r e C_c , com a profundidade estimada de solo. Observa-se que ocorre uma tendência de aumento dos parâmetros de compressibilidade com a proximidade das amostras da superfície. Ou seja, devido a maior exposição da amostra menor é a rigidez desta. Da mesma forma, quanto mais próximo da rocha mãe a amostra se encontra, maior é a rigidez desta, indicando resquícios da rocha, denotando mais uma característica de solo residual.

Na comparação entre os coeficientes de compressibilidade C_r e C_c com outros índices físicos e entre as amostras analisadas neste trabalho, não observou-se uma tendência clara entre as variáveis. Também tentou-se relacionar os parâmetros de compressibilidade com os limites de plasticidade e a porcentagem de argila+silte, no entanto, não foi possível definir uma relação entre as variáveis. A Figura 152 apresenta uma das relações elaboradas entre o coeficiente de compressão C_c e os limites de plasticidade.

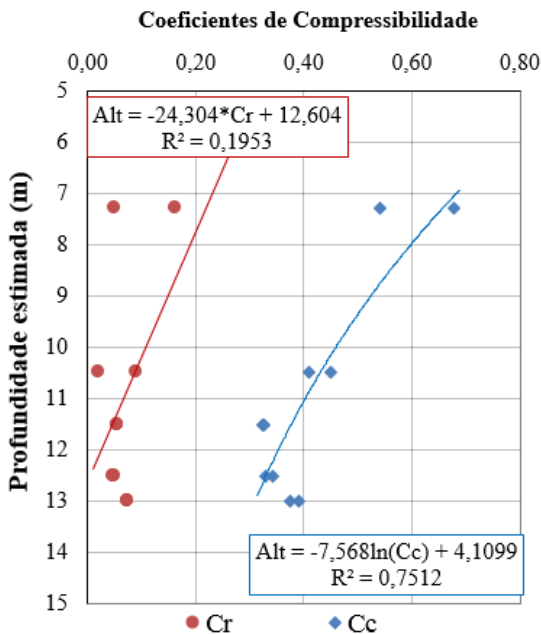


Figura 151 – Relação entre os parâmetros de compressibilidade Cr e Cc com a profundidade estimada de solo

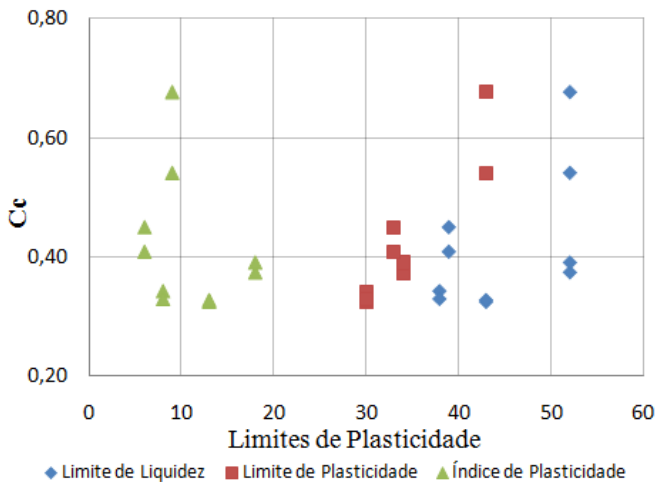


Figura 152 – Relação entre Cc e os limites de plasticidade

Futai *et al.* (2012) cita que contrariamente ao que ocorre com as argilas saturadas sedimentares, a plasticidade dos solos residuais não é um bom parâmetro para representar a sua compressibilidade, o que justifica a falta de correlação dos dados apresentados na Figura 152.

A Figura 153 mostra a relação entre índice de vazios inicial o índice de compressão C_c , de forma a comparar com valores obtidos por outros autores.

De forma geral, o aumento do índice de vazios, tende a provocar um aumento no índice de compressão C_c , devido à rigidez do solo.

Praticamente todas as amostras deste trabalho, se enquadraram na faixa obtida por Sowers (1963), a qual segundo Suzuki (2004), muitos solos tropicais brasileiros se enquadram nesta faixa.

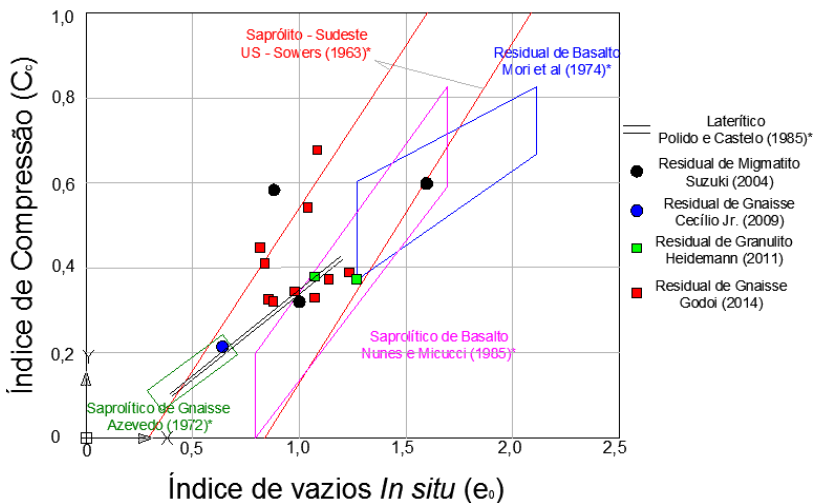


Figura 153 – Relação entre C_c e o índice de vazios inicial (modificado de Suzuki, 2004) - *apud Suzuki, 2004

6.4 Coeficientes de Permeabilidade

Os resultados dos coeficientes de permeabilidade, obtidos através de ensaio a carga variável (NBR 14545/2000), e através da relação indireta obtida do ensaio de compressão confinada estão apresentados na Tabela 27. Os valores apresentados na relação indireta pelo ensaio de compressão confinada se referem aos corpos de prova inundados.

Tabela 27 – Valores de coeficiente de permeabilidade

Amostra	e_{med}	$k_{adens.}$ (cm/s)	$k_{permeabilidade}$ (cm/s)	Razão $k_{perm.}/k_{adens.}$
Tal. 4 – AM. 1 – prof. 0,5m	1,17	5,10E-07	-	-
Tal. 2 – AM. 1 – prof. 0,5m	1,34	4,80E-06	6,83E-06	1,4
PI 1 – AM. 1 – prof. 1,0m	0,87	2,76E-07	3,87E-05	140,2
PI 1 – AM. 2 – prof. 2,0m	0,85	4,93E-06	-	-
PI 1 – AM. 3 – prof. 3,0m	0,87	2,89E-06	-	-

Observa-se que os valores de k obtidos através do ensaio de permeabilidade foram maiores que os valores obtidos pela relação indireta no ensaio de compressão confinada.

Para a amostra *Tal. 2 – AM. 1 – Prof. 0,5m* essa razão foi de apenas 1,42 vezes. Ou seja, os resultados obtidos pelo ensaio de permeabilidade e a relação do ensaio de compressão confinada são praticamente os mesmos.

No entanto, para a amostra *PI. 1 – AM. 1 – Prof. 1,0m* a razão entre as permeabilidades foi de 140 vezes, o que denota uma grande variação entre as permeabilidades.

A Figura 154 apresenta alguns valores típicos de permeabilidade para solos residuais indeformados, comparando com os valores obtidos no presente trabalho, apenas através do ensaio de permeabilidade.

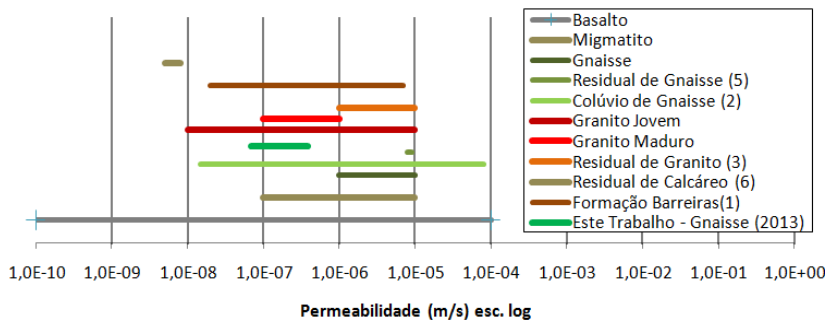


Figura 154 – Valores típicos de permeabilidade para solos naturais (modificado de Fonseca e Coutinho, 2008, onde (1) Coutinho et al., 1999; Lafayette, 2006; Lima, 2002; Silva, 2007; (2) Lacerda, 2004; (3) Viana da Fonseca, 1996; (5) Coutinho et al., 2000; (6) Silva et al., 2004)

Esses valores de permeabilidade são relativamente baixos e se enquadram nos valores obtidos para o colúvio de gnaiss. No entanto, esperava-se que os colúvios apresentassem uma permeabilidade igual ou maior que os solos residuais de gnaiss, propriamente dito. Dessa forma, o autor sugere que esse quadro com valores de permeabilidade seja ampliado, indicando inclusive os solos residuais de gnaiss catarinenses.

7 CONCLUSÕES

O conhecimento das características geomecânicas de solos residuais é de grande importância, tendo em vista as suas peculiaridades, relativamente distintas da mecânica dos solos clássica, baseadas em teorias para solos sedimentares saturados. Neste trabalho ficaram evidenciadas as características geomecânicas de um perfil de solo residual de gnaiss, da cidade de Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina, com base principalmente em ensaios laboratoriais.

As principais conclusões obtidas foram as seguintes:

a. Caracterização física das amostras

As amostras do Poço de Inspeção tiveram a predominância da fração areia, enquanto que as amostras do Talude predominaram a fração silte. Os limites de liquidez variaram de 38 a 52%, enquanto que os índices de plasticidade variaram de 6 a 18%. Observou-se também uma tendência na diminuição da densidade real dos grãos, quanto mais próximo à rocha mãe.

Segundo a classificação SUCS as amostras do Talude se enquadram como ML (silte de baixa compressibilidade) e as amostras do poço de inspeção como SM (areia siltosa). Segundo a proposta de classificação de Vargas (1988) para solos tropicais as amostras analisadas se enquadram como ML (rocha decomposta) e KL (cauliníticos).

b. Caracterização microscópicas e mineralógicas:

Durante a realização do MEV em amostras naturais e na superfície de ruptura dos ensaios triaxiais, aparentemente observou-se um rearranjo estrutural nas amostras do Poço de Inspeção, enquanto que aparentemente essa observação não ficou muito evidente nas amostras do Talude.

Nas imagens do MEV foi possível observar o formato lamelar das partículas, típico de caulinita. Na amostra Tal. 2.-AM.1-prof. 0,5 fica clara a presença de haloisita (formato tubular).

As difratometrias de raio-X identificaram minerais como Quartzo, Caulinita em todas as amostras, enquanto que em algumas amostras foram observadas as presenças de Haloisita, Muscovita e Rectorita.

c. Compressão Diametral

Os resultados de compressão diametral evidenciaram a presença de cimentação nas amostras (relativamente baixa), sendo que a resistência à tração apresentou uma variação de 1,66 a 8,03 kPa;

d. Compressibilidade

As curvas de compressibilidade das amostras *Tal. 2-AM1-prof. 0,5m*; *PI 1 – AM2 – prof. 2m*; e *PI 1 – AM3 – prof. 3m*) apresentaram comportamentos semelhantes. Essa semelhança sob diferentes condições representa a não alteração do comportamento de compressibilidade, quando da inundação dos corpos de prova, e conseqüentemente do local de estudo. Esse fato não ocorreu para as amostras *Tal. 4 – AM1 – prof. 0,5m* e *PI 1 – AM1 – prof. 1m*, as quais apresentaram maior sensibilidade devido à mudança de condição do ensaio.

Observou-se que os valores de pressão de pré-adensamento virtual são maiores do que a pressão de terra que existiu no passado (antes do retaludamento), para todas as amostras analisadas, evidência de comportamento típico de solo residual.

Verificou-se uma correlação entre os coeficientes de compressibilidade C_c e C_r com a profundidade. Constatou-se que quanto mais próximo da superfície da rocha, maior é a rigidez do corpo de prova.

Não foram observadas relações claras entre os índices C_c e C_r com os limites de plasticidade, o que na mecânica dos solos “clássica” para solos sedimentares saturados poderia ser verificado com certa “facilidade”.

Em comparação com outros trabalhos, praticamente todas as amostras estudadas neste trabalho encontram-se com valores de C_c em função do índice de vazios, dentro da faixa obtida por Sowers (1963), a qual segundo Suzuki (2004), muitos solos tropicais brasileiros se enquadram nesta faixa.

e. Cisalhamento Direto

Na comparação entre os gráficos, inundado e não inundado, é possível constatar a diminuição da resistência ao cisalhamento nas amostras inundadas para os mesmos níveis de tensão confinante;

As amostras *PI-1 – AM 3-prof. 3 m* e *PI-1 – AM 1-prof. 1 m* apresentaram uma significativa variação no ângulo de atrito sem apresentar variação na coesão. Esse efeito pode ser explicado pelo fato

de que a baixos níveis de tensão, o efeito da cimentação pode mascarar a influência da sucção.

As demais amostras apresentaram significativa variação na coesão, enquanto o ângulo de atrito permaneceu praticamente o mesmo.

Os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto variaram de 4,2 a 17,1 kPa para coesão e 32,8 a 39,2° para o ângulo de atrito na condição inundada; enquanto que na condição Não-Inundada, os parâmetros de resistência variaram de 13,2 a 27,3 kPa para coesão e 34,3 a 42,1° para o ângulo de atrito.

f. Ensaio Triaxiais

A obtenção de parâmetros B inferiores a 1 (obtidas neste trabalho) pode ser explicada pela rigidez e cimentação da estrutura do solo.

Em relação à etapa de cisalhamento algumas das curvas tensão-deformação nos ensaios CID indicam o comportamento dilatante, sendo que a taxa de dilatação máxima não coincide com o pico de ruptura, para baixos níveis de tensão. Esse comportamento é similar ao estudado para solos artificialmente cimentados.

Os parâmetros de resistência efetivos obtidos nos ensaios triaxiais variaram de 18 a 45 kPa para coesão efetiva e 24,5 a 30° para o ângulo de atrito efetivo, enquanto que os parâmetros de resistência totais variaram de 31 a 61 kPa para coesão e 14,5 a 29° para o ângulo de atrito.

Em comparação aos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, constata-se que os valores de coesão efetiva obtidos nos ensaios triaxiais foram maiores que os valores de coesão obtidos através do ensaio cisalhamento direto Inundado. Entretanto, os valores de ângulo de atrito efetivo foram menores nos ensaios triaxiais se comparados ao cisalhamento direto inundado.

Ocorreu um aumento dos valores de ângulo de atrito efetivo em função do aumento do peso específico seco. Da mesma forma, ocorre um aumento do ângulo de atrito efetivo, quando ocorre a diminuição do índice de vazios. Esse fato está ligada à influência da porosidade na resistência ao cisalhamento. O mesmo padrão de comportamento foi observado para a coesão efetiva.

Não constatou-se o aumento do módulo de elasticidade em função da pressão confinante, com exceção da amostra PI.1 – AM.1-prof. 1,0m, onde esse aumento foi claro. Possivelmente esse fato está vinculado à tensão de pré-adensamento virtual, a qual para essa amostra é de 470 kPa (120 kPa maior que a pressão confinante do ensaio). Nas

demais amostras, quando a pressão confinante está próxima ao valor de pressão de pré-adensamento virtual, os módulos de elasticidade apresentam um decréscimo.

g. Índices Físicos

Nas amostras do Talude, ocorreu uma elevada diminuição do peso específico seco. Dentre as diversas hipóteses apontadas neste trabalho, acredita-se que o nível de intemperismo não tenha grande influência nesta variação, pois as amostras encontram-se expostas há aproximadamente 15 anos. Possivelmente o alívio de pressões, associado às diferentes forma das partículas (Haloisita e Caulinita) indica uma influência mais significativa para esse comportamento, ou seja, tipos de solos diferentes em relação à mineralogia.

As mesmas considerações deste comportamento ocorreram para o índice de vazios, no entanto, o índice de vazios diminui em função da profundidade.

h. Permeabilidade

Os valores de permeabilidade obtidos através do ensaio propriamente dito variaram de $3,87E-05$ a $6,83E-06$ cm/s, valores tais, observados por outros autores para solos residuais de gnaiss;

Os valores de k obtidos através do ensaio de permeabilidade foram maiores que os valores obtidos pela relação indireta no ensaio de compressão confinada.

i. Comentários Gerais

Tendo em vista as conclusões apresentadas e o estudo realizado, observou-se o comportamento e características típicas de um solo residual pouco cimentado.

A análise do comportamento e das características geomecânicas específicas de cada sítio, quando da execução de uma obra é fundamental devido as peculiaridades dos solos residuais apresentadas neste trabalho.

8 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com as conclusões apresentadas neste trabalho, e com as diversas dúvidas, as quais indicaram caminhos diferentes de pesquisa, sugere-se para futuros trabalhos:

- Analisar a anisotropia geomecânica deste perfil de solo residual de gnaiss. Isso se justifica pelo fato de que a rocha-mãe (ortognaisse) apresenta bandeamento, sendo que o solo residual formado apresenta heterogeneidade e anisotropia;
- Ampliar o quadro de valores de permeabilidade, apresentados neste trabalho, indicando os solos residuais catarinenses;
- Medição da variação do Grau de Saturação de solos residuais cimentados, em função do parâmetro de poropressão B;
- Para a confirmação e melhor avaliação da cimentação deste tipo de solo, o autor sugere a realização de ensaios triaxiais K_0 , e com diferentes trajetórias de tensões. Através destes ensaios é possível diferenciar o comportamento de solos cimentados com solos pré-adensados;
- Avaliar o módulo de elasticidade em função da pressão de pré-adensamento virtual modificada para p' (equação 6). Para isso é necessária a determinação do K_0 dos solos analisados, determinando desta forma a pressão σ_3' no ensaio de compressão confinada. Essa sugestão se justifica pelo fato de que a tensão de pré-adensamento virtual se refere à tensão principal σ_1' , conceito diferente da pressão confinante σ_3' , muito utilizada para relacionar o módulo de elasticidade na prática.
- Investigar a resistência à tração desses solos parcialmente saturados, avaliando a influência da sucção na resistência.

REFERÊNCIAS

- ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. RJ. 9p. 1986.
- ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Determinação do Limite de Liquidez: Método de Ensaio**. RJ. 6p. 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502 – “Rochas e Solos”**. Rio de Janeiro, 1995.
- ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm: Determinação da massa específica dos grãos**. RJ. 8p. 1984.
- ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo: Determinação do limite de plasticidade**. RJ. 3p. 1984.
- ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo: Análise Granulométrica**. RJ. 1984. 13p.
- ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. 5p. 2011.
- ARYAL, K. P. “**Slope Stability Evaluations by Limit Equilibrium and Finite Element Methods**”. Doctoral Thesis. Norwegian University of Science and Technology – Trondheim. 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007: “Solo - ensaio de adensamento unidimensional”**. Rio de Janeiro, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13292: “Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante - Método de ensaio”**. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14545: “Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável”**. Rio de Janeiro, 2000.
- ASTM. STANDARD TEST METHOD. **Standard Test Method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions**. ASTM D3080. 2004.
- BERNARDES, J. A. “**Investigação Sobre a Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual de Gnaise**”. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2003.
- BEVILAQUA, F. Z. “**Estudo do comportamento geomecânico de solos residuais de granito de Florianópolis**”. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Santa Catarina. 2004.
- BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. “**The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test**”. Imperial College. 1962.
- BIZAGI PROCESS MODELER. Software.

BITTENCOURT, M.F.; BONGIOLO, E.M.; PHILIPP, R.P.; MORALES, L.F.G.; RUBERT, R.R.; MELO, C.L.; LUFT JR, J.L. “**Estratigrafia do Batólito Florianópolis, Cinturão Dom Feliciano, na região de Garopaba-Paulo Lopes, SC**”. Revista Pesquisa em Geociências. Instituto de Geociências, UFRGS. 2008.

BS 1881 : Part 117. “**Method for determination of tensile splitting strength**”. 1983.

BOEHL, P.E.G. “**Algumas observações sobre as propriedades geotécnicas de solos estruturados derivados de granito da Grande Florianópolis**.” Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. 2011.

BRAND, E.W.; PHILLIPSON, H.B. “Review of internacional practice for the sampling and testing os residual soils”. ‘**Sampling and Testing of Residual Soils-a Review of International Practice**’. Hong Kong: Scorpion Press, p. 7-21, 1985.

BRESSANI, L.A. “**Experimental properties of bonded soils**”. PhD thesis, University of London. 1990.

CECÍLIO JR. M. O. “**Estudo do Comportamento de um Túnel em Solo Residual de Gnaiss por Meio de Ensaio Triaxiais com Controle de Trajetórias de Tensões**”. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2009.

CPRM – COMPANHIA DE PESQUISAS DE RECURSOS MINERAIS. “**Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil – Carta Metalogenética / Previsional – Escala 1:100.000**” – Anexo II. 1995.

CULSHAW, M. G.; HOBBS, P. R. N.; NORTHMORE, K. J. “**Manual Sampling Methods**.” Engineering Geology of Tropical Red Clay Soils. Report WN/93/14. British Geological Survey. 1992.

DAS, B. M. “**Fundamentos de Engenharia Geotécnica**”. Thomson, Tradução All Tasks. São Paulo. 2007.

DASS, R.N.; YEN, S.; DAS, B.M.; PURI, V.K.; WRIGHT, M.A. “**Tensile Stress-strain Characteristics of Lightly Cemented Sand**” Geotechnical Testing Journal. Philadelphia, USA. 1994.

DE CAMPOS, T.M.P.; CARRILLO, C.W. “**Direct Shear Testing on na Unsaturated Soil from Rio de Janeiro**”. Unsaturated Soils, Alonso e Delage. Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils. Paris. 1995.

DEINFRA. “**IN-05/94 - Instrução Normativa para Execução de Poços de Inspeção em Solos**”. Diretoria de Engenharia – Gerência de Projetos Rodoviários: Geologia. Santa Catarina. 1994.

DENARDIN, A.P. “**Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de Teutônia, RS**.” Dissertação de Mestrado - PPGEC / UFRGS. Porto Alegre. 2005.

DJARWADI, D.; SUHENDRO, B.; HARDIYATMO, H.C. “**Engineering Properties of Kaolinitic Clay as Core of Batutegei Dam**”. New Developments in Dam Engineering. London. 2004.

DNPM/CPRM. “**Projeto Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil**”. Folha Florianópolis – Lagoa. SG.22-Z-D-V/VI – escala 1:100.000. 1995.

ESPÍNDOLA, M.S. **“Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, Florianópolis”**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. 2011.

FONSECA, A. V.; COUTINHO, R. Q. **“Characterization of Residual Soils”**. Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Huang & Mayne (eds). London. 2008.

FONTES, M. P. F. **“Mineralogia do Solo”**. Apostila – Universidade Federal de Viçosa – MG. 2006.

FUTAI, M. M.; CECÍLIO JR. M. O.; ABRAMENTO, M. **“Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade de Solos Residuais da Região Metropolitana de São Paulo”**. Seminário Twin Cities: Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba. Eds NEGRO, Arsenio *et al.* São Paulo: D’ Livros. 2012.

GERSCOVICH, D.M.S. **“Resistência ao Cisalhamento – Apostila”**. FEUERJ – PGECIV. 2010.

GOMES, F.S. **“Estudo da erodibilidade e parâmetros geotécnicos de um solo em processo erosivo”**. Tese de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. Recife . 2001.

GOODMAN, R.E. **“Engineering geology: rock in engineering construction”**. New York: John Wiley and Sons, 1993.

GOOGLE EARTH. Software. Versão 6.1.0.5001.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing**. London ; Plymouth: Pentech, 1984-1988. 2v

HEAD, K.H. **“Manual of soil laboratory testing”**. Volume 2. **Permeability, shear strength and compressibility test**. Pentech Press. London, Plymouth. 1982.

HEAD, K.H. **“Manual of soil laboratory testing”**. Volume 3. **Effective Stress Test**. 2º ed. John Willey e Sons Ltda. 1998.

HEIDEMANN, M. **“Caracterização Geotécnica de um Solo Residual de Granulito Envolvido em uma Ruptura de Talude em Gaspar – SC.”** Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2011.

HOLTZ, R.D.; KOVACS W.D. **An Introduction to Geotechnical Engineering**. Prentice – Hall, New Jersey, 1981.

HOSSAIN, A T M. SHAKHAWAT. **“The engineering behaviour of the tropical clay soils of Dhaka, Bangladesh.”** Ph.D. Thesis, Durham University. 2001.

HUANG, J.T.; AIREY, D.W. **“Properties of an artificially cemented carbonate sands”**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Reston. 1998.

IBANEZ, J. P. **“Modelagem Micro-Mecânica Discreta de Solos Residuais”**. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica – Rio de Janeiro. 2008.

IBGE. **Carta Topográfica Matricial 1:50.000 - SANTO AMARO DA IMPERATRIZ** SG-22-Z-D-V-1 MI 2909-1. 1974

ISRM – INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS COMMISSION ON STANDARDIZATION OF LABORATORY AND FIELD TESTS.

“**Suggested methods for the quantitative description in rock masses**”. Document nº 4. International Journal of Rock Mechanics, Vol. 15, p. 319-368. 1978.

JIANHONG, Y.; WU, F.Q.; SUN, J.Z. “**Estimation of the tensile elastic modulus using Brazilian disc by applying diametrically opposed concentrated loads**”. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. Ed. 46. 2009.

KORMANN, A. C. M. “**Comportamento Geomecânico da Formação Guabirota: Estudos de Campo e Laboratório**”. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2002.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. “**Soil mechanics, SI version**”. Singapore: John Wiley and Sons. 1979

MACHADO, D. L. “**Comportamento Geomecânico de Estruturas Relíquias de um Solo Residual de Gnaiss da AHE Simplicio**”. Dissertação de Mestrado – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2012.

MACCARINI, M. “**Testes de Laboratório em Solos Naturais**”. 1º Curso Catarinense – Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente, Florianópolis, Brasil. 1999.

MACCARINI, M. “**Laboratory Studies of a Weakly Bonded Artificial Soil**”. Ph.D. Thesis, Imperial College of Science and Technology, London. 1987.

MALANDRAKI, V. “**The engineering behaviour of a weakly bonded artificial soils**”. PhD thesis, University of Durham. 1994.

MARQUES, S.H.M. “**Estudo Geomecânico de Solos Residuais Graníticos**”. Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal. 2001.

MARTINS, F. B. “**Automatização do Equipamento Triaxial Visando o Estudo de Solos Tropicais Cimentados**”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 1994.

MENEZES, S. O. “**Minerais Comuns e de Importância Econômica – Um Manual Fácil**”. 2ª Ed. Oficina de Textos. São Paulo. 2012.

MENEZES, S. O. “**Rochas – Manual Fácil de Estudo e Classificação**”. 1ª Ed. Oficina de Textos. São Paulo. 2013.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. “**Fundamentals of Soil Behavior**”. 3ª Ed. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey. 2005,

OLIVEIRA, C. P. “**Comportamento Mecânico de um Solo Naturalmente Cimentado**”. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Viçosa. 2011.

OLIVEIRA, C. P.; AZEVEDO, R. F.; DE CAMPOS, T. M. P. “**Experimental and Theoretical Study of a Gneiss Young Residual Soil**”. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering. 2011.

OLIVEIRA, C. P.; AZEVEDO, R. F. “**Comportamento Mecânico e Modelagem Matemática de um Solo Residual Naturalmente Cimentado**”. COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Porto de Galinhas. 2012.

- ORTIGÃO, J.A.R. “**Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**”. 3ª Edição – Editora Terratek. Rio de Janeiro. 2007.
- PARRY, R.H.G. “**Triaxial Compression and Extension Tests on Remoulded Saturated Clay**”. Géotechnique, vol. 10. 1960.
- PEEL, M.C., FINLAYSON, B.L., MCMAHON, T.A. “**Updated world map of the Köppen-Geiger climate classification**”. Hydrology and Earth System Sciences. 2007.
- PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. São Paulo: Oficina de textos. 2000. 247p.
- PITANGA, H. N. “**Influência da Velocidade de Carregamento e do Tempo de Inundação na Resistência ao Cisalhamento de Solos Estruturados**”. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Viçosa – MG. 2002.
- PRIETTO, P. D. M. “**Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico-Experimental**”. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2004.
- REIS, R.M. “**Comportamento Tensão-Deformação de Dois Horizontes de um Solo Residual de Gnaiss**.” Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. 2004.
- RESENDE, M.; CURTI, N.; KER, J.C.; REZENDE, S.B. “**Mineralogia de Solos Brasileiros – Interpretações e Aplicações**”. 2ª Ed. Editora UFLA – Universidade Federal de Lavras. 2011.
- RIGO, M.L. “**Resistência ao Cisalhamento de Alguns Solos Saprolíticos de Basalto do Estado do Rio Grande do Sul**”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2000.
- RIGO, M.L. “**Mineralogia, Intemperismo e Comportamento Geotécnico de Solos Saprolíticos de Rochas Vulcânicas da Formação Serra Geral**”. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.
- SANDRONI, S. S.; MACCARINI, M. “**Ensaio Triaxiais e de Cisalhamento Direto em uma Ocorrência de Solo Residual Gnáissico Jovem Rico em Feldspato**”. I Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1981.
- SANDRONI, S.S. “**Solos Residuais de Gneiss**.” Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, 1981.
- SANDRONI, S.S. “**Sampling and Testing of Residual Soils – A Review of International Practice**.”. ISSMFE. Hong Kong. 1985.
- SANTAMARINA, J.C. “**Soil Behavior at the Microscale: Particle Forces**”. Proc. Symp. Soil Behavior and Soft Ground Construction. MIT. 2001.
- SANTOS, G.T. “**Integração de Informações Pedológicas, Geológicas e Geotécnicas Aplicadas ao Uso do Solo Urbano em Obras de Engenharia**”. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre - RS. 1997.
- SATO, R.D.O. “**Investigação Hidrogeológica das Ocorrências Termais e Termo-Minerais da Região Centro-Sul da Borda Oriental do Estado de Santa Catarina e Possíveis Modelos Genéticos**”. Dissertação de Mestrado. USP. 2006.

- SILVA, L.C.; BORTOLUZZI, C.A. “**Texto Explicativo para o Mapa Geológico do Estado de Santa Catarina**”. Escala 1:500.000. Florianópolis. DNPM/Secretaria Ciências Tecnológicas. 1987.
- SLONGO, G.R. “**Desenvolvimento de um Sistema Triaxial Servo-Controlado e Avaliação do Comportamento Mecânico de um Solo Residual de Biotita Gnaiss**.” Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica – Rio de Janeiro. 2008.
- SMITH, G. N.; SMITH, G.N. “**Elements of Soil Mechanics**”. Blackwell Publishing. 1998.
- SKEMPTON, A.W. “**The Pore-Pressure Coefficients A and B**”. Géotechnique, 4, 1954.
- SKEMPTON, A.W. “**Selected Papers on Soil Mechanics by A. W. Skempton, F.R.S.**”. Thomas Telford Limited.London. 1984.
- SUZUKI, S. “**Propriedades Geomecânicas de Alguns Solos Residuais e Coluviais ao Longo do Oleoduto Curitiba-Paranaguá**”. Tese de Doutorado. COPPE; UFRJ. Rio de Janeiro. 2004.
- VARGAS, M. “**Introdução à Mecânica dos Solos**”. MCgraw-Hill do Brasil. São Paulo. 1977.
- VARGAS, M. “**Characterization, Identification and Classification of Tropical Soils.**”. Proc. Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils. Singapore. 1988.
- VAUGHAN, P.R. “**Mechanical and Hydraulic Properties of in Situ Residual Soils**”, 1ª International Conference on Geomechanics in Tropical Soils. Brasília, 1985.
- VAUGHAN, P.R. (1988). “**Characterising the Mechanical Properties of in situ residual soil**”. Proc. of the 2nd International Conference on Geomechanics in Tropical Soils. Singapore. 1988.
- VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M.; MOKHATAR, S.M. “**Indexing the Engineering Properties of Residual Soils.**” Quartely Journal of Engineering Geology, London, v. 21. 1988.
- VILLAR, L.F.S. “**Estudo do Adensamento e Ressecamento de Resíduos de Mineração e Processamento de Bauxita**”. Tese de Doutorado. PUC-RJ. 2002.
- VILLAR, L.F.S.; CAMPOS, T.M.P.; ZORNBERG, J.G. “**Relação entre a Resistência a Tração Obtida via Ensaio Brasileiro, a Sucção e Índices Físicos de um Solo**”. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Salvador – Bahia. 2007.
- WESLEY, L.D. “**Geotechnical Engineering in Residual Soils**”. New Jersey: John Wiley and Sons. 2010.
- WIKIPEDIA, site. www.wikipedia.com.br. Acesso em 12/08/2012.
- ZÊNITE TOPOGRAFIA, ENGENHARIA E CONSULTORIA AMBIENTAL LTDA. **Relatório de Sondagem SPT – Santo Amaro da Imperatriz - SC**. 2012.
- ZULFAHMI, A.; R. “**The Engineering Behaviour of a Weakly Bonded Including the Unsaturated State.**” Ph.D. Thesis, Durham University. 2008.

ANEXO

Anexo 1 – Imagens dos Corpos de Prova Após os Ensaios Triaxiais

ANEXO 1
IMAGENS DOS CORPOS DE PROVA APÓS OS ENSAIOS TRIAXIAIS



Amostra Tal 4 – AM.1 – prof. 0,5m – CP1 / CP3



Amostra Tal 2 – AM.1 – prof. 0,5m – CP1/CP2/CP3/CP5



Amostra PI 1 – AM.1 – prof. 1,0m – CP1/CP2/CP3/CP6



Amostra PI 1 – AM.2 – prof. 2,0m – CP1 /CP3



Amostra PI 1 – AM.3 – prof. 3,0m – CP1 / CP2 / CP3 / CP4