

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

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO RESIDUAL
DE DACITO DA ÁREA URBANA DE CAXIAS DO SUL - RS**

Luís Henrique Thier

Porto Alegre
2017

LUÍS HENRIQUE THIER

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO RESIDUAL
DE DACITO DA ÁREA URBANA DE CAXIAS DO SUL - RS**

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

Porto Alegre
2017

Ficha catalográfica.

LUÍS HENRIQUE THIER

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO RESIDUAL
DE DACITO DA ÁREA URBANA DE CAXIAS DO SUL - RS**

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

Porto Alegre, 14 de novembro de 2017.

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD. Pela University of London / Inglaterra
Orientador

Prof. Nilo César Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Washington Peres Núñez
Dr. em Engenharia pela UFRGS, Brasil.

Prof. Rinaldo José Pinheiro
Dr. em Engenharia pela UFRGS, Brasil.

Prof. Álvaro Pereira
Dr. em Engenharia pela UFRGS, Brasil.

Dedico este trabalho à minha família.

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente a Deus por nunca me abandonar nessa fase de minha vida e por sempre estar ao meu lado me condicionando de todas as formas necessárias para que eu chegasse nesse ponto de minha vida.

Agradeço também ao meu orientador, professor Luiz Antônio Bressani. Agradeço-te por toda a paciência e troca de conhecimento que você me proporcionou durante esses anos de mestrado.

Agradeço a minha família, meus pais Lúcio e Marta Thier, a família de minha irmã Daniela, André e Rafaela. Certamente vocês são responsáveis também pelo cumprimento dessa etapa, sempre me dando apoio e incentivo nesse mestrado.

Também quero deixar aqui meu agradecimento a minha querida esposa Andressa. Tua paciência, companheirismo, amor, carinho e amizade certamente foram fundamentais nessa etapa e ter você ao meu lado hoje enche meu coração de alegria por poder compartilhar esse momento com você.

A Marga Rossa, por todo apoio que você me deste em um momento de grande adversidade que tive durante o primeiro ano de mestrado.

Ao laboratorista Jair da Silva, pelo companheirismo nas viagens para Caxias do Sul e por toda ajuda e conhecimento transmitidos nas semanas quando realizei os ensaios no Lageotec. Também agradeço aos colegas de mestrado pela caminhada, em especial a minha amiga Thaís Radünz, que desde a graduação sempre se mostrou disposta a me ajudar no que fosse necessário.

Agradeço também a todos que de alguma forma colaboraram para a realização desse trabalho, muito obrigado.

Os jovens se cansarão e se fatigarão, e os moços certamente cairão; Mas os que esperam no Senhor renovarão as forças, subirão com asas como águias; correrão, e não se cansarão; caminharão, e não se fatigarão.

Isaías 40.30-31

RESUMO

THIER, L.H. Comportamento Mecânico de um Solo Residual de Dacito da Área Urbana de Caxias do Sul - RS. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O município de Caxias do Sul está inserido em um importante contexto geológico-geotécnico do estado do Rio Grande do Sul e, em sua área urbana, são observados vários acidentes de ordem geotécnica. O conhecimento dos solos e das rochas que constituem os perfis da área urbana carece de uma caracterização mecânica que, diante de qualquer acidente geotécnico, possa servir como ponto de partida para a solução de tal evento. Esta dissertação apresenta um estudo a respeito do comportamento mecânico de um solo residual de Dacito Canyon encontrado na área urbana do município de Caxias do Sul – RS. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial com corpos de prova indeformados e reconstituídos e também foram executados um ensaio edométrico com um corpo de prova remoldado com a umidade próxima ao limite de liquidez. Os resultados obtidos com a realização dos ensaios mostraram que o material possui uma forte influência da estrutura do solo que foi especialmente evidenciada nos resultados dos ensaios de cisalhamento. Foi possível estabelecer, com base em ensaios remoldados, uma curva NCL coerente com os parâmetros N da ordem de 2,1452 e e e λ similar a 0,135. Entretanto não foi possível a definição de uma CSL pelo fato do material apresentar uma forte estrutura e os ensaios em amostras remoldadas e indeformadas não indicaram uma estabilização dos índices de vazios finais. O comportamento mecânico dos ensaios indeformados varia de acordo com o nível de deformação e de acordo com os ensaios. Nos ensaios de cisalhamento direto houve uma redução da coesão (de 50kPa para ~24kPa) e aumento do ângulo de atrito com as deformações (de 23 para 24 graus). Com a remoldagem esta tendência aumentou (o ângulo de atrito alcançou 28,5 graus). Já no ensaios triaxiais, o ângulo de atrito se manteve em torno de 29-30 graus e a coesão reduziu de 26kPa para 15kPa para grandes deformações.

Palavras-chave: *comportamento mecânico; solo residual; cisalhamento direto; compressão triaxial.*

ABSTRACT

THIER, L.H. Mechanical Behavior of a Dacite Residual Soil from Caxias do Sul. 2016. Master Dissertation. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The municipality of Caxias do Sul is part of an important geological-geotechnical context in the state of Rio Grande do Sul and several geotechnical accidents have been observed in its urban area. The knowledge of the soils and rocks that make up the profiles of the urban area lacks a mechanical characterization which, in the face of any geotechnical accident, can serve as a starting point for the solution of such an event. This dissertation presents a study about the mechanical behavior of a residual soil of Dacite Canyon found in the urban area of the city of Caxias do Sul - RS. Direct shear and triaxial compression tests were carried out with undisturbed and reconstituted test specimens and an edometric test carried out with a test specimen remolded with humidity close to the liquidity limit. The results obtained with the tests showed that the material has a strong influence of the soil structure that was specially evidenced in the results of the shear tests. It was possible to establish on the basis of remolded tests an NCL curve coherent, with the N parameter of the order of 2.1452 and λ similar to 0.135. However, it was not possible to define a CSL because the material had a strong structure and the tests on remolded and undisturbed samples did not indicate a stabilization of the final void ratios. The mechanical behavior of the undeformed tests varied according to the level of deformation and according to the test type. In the direct shear tests there was a reduction of cohesion (from 50kPa to ~ 24kPa) and an increase in the angle of friction with the deformations (from 23 to 24 degrees). In tests with the remolded soil this trend increased (the angle of friction reached 28.5 degrees). In the triaxial tests on undisturbed specimens the friction angle remained around 29-30 degrees, similar to peak, and the cohesion reduced from 26kPa to 15kPa for large deformations.

Key-words: *mechanical behavior; residual soil; direct shear; triaxial compression.*

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
1.1 JUSTIFICATIVAS DA PESQUISA	18
1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	19
1.2.1 Objetivo geral	19
1.2.2 Objetivos específicos.....	19
1.3 ESTRUTURA	19
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1 GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA DE CAXIAS DO SUL - RS.....	21
2.1.1 Geomorfologia de Caxias do Sul - RS.....	21
2.1.2 Formação Serra Geral.....	23
2.1.3 A geologia da área urbana de Caxias do Sul - RS	26
2.2 PEDOLOGIA DE CAXIAS DO SUL - RS	31
2.2.1 Solos residuais	31
2.2.1.1 Solos saprolíticos.....	32
2.2.1.2 Solos lateríticos	33
2.2.1.3 Solos tropicais	33
2.2.2 Pedologia da área urbana de Caxias do Sul - RS.....	34
2.3 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO	38
2.3.1 Conceitos fundamentais.....	38
2.3.2 Linha do estado crítico	40
2.3.3 Superfície de Roscoe	43
2.3.4 Superfície de Hvorslev	44
2.4 SOLOS ESTRUTURADOS.....	45
2.4.1 Definição, origem e formação da estrutura	45
2.4.2 A estrutura e o comportamento mecânico do solo	47
2.4.2.1 Plastificação.....	47
2.4.2.2 Comportamento na compressão unidimensional e isotrópica	49
2.4.2.3 Comportamento na compressão triaxial	50

3 LOCAL DE ESTUDO E METODOLOGIA	52
3.1 LOCAL DE ESTUDO	52
3.2 AMOSTRAGEM PARA OS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	54
3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	55
3.3.1 Resultados dos ensaios	55
3.4 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	59
3.4.1 Amostragem	59
3.4.2 Metodologias dos ensaios.....	61
3.4.2.1 Ensaio edométrico	61
3.4.2.1.1 Preparação dos corpos de prova	62
3.4.2.1.2 Equipamento.....	62
3.4.2.1.3 Procedimentos de ensaio	63
3.4.2.2 Ensaio de cisalhamento direto	64
3.4.2.2.1 Preparação dos corpos de prova	65
3.4.2.2.2 Equipamento.....	67
3.4.2.2.3 Procedimentos de ensaio	68
3.4.2.3 Ensaio de compressão triaxial	70
3.4.2.3.1 Preparação dos corpos de prova	70
3.4.2.3.2 Equipamento.....	73
3.4.2.3.3 Procedimentos de ensaio	75
4 RESULTADOS DOS ENSAIOS	77
4.1 ENSAIO EDOMÉTRICO.....	77
4.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	82
4.2.1 Resultados para os corpos de prova indeformados.....	83
4.2.2 Resultados para os corpos de prova remoldados	87
4.3 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	91
4.3.1 Resultados para os corpos de prova indeformados.....	92
4.3.2 Resultados para os corpos de prova remoldados	97

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	103
5.1 COMPRESSIBILIDADE.....	103
5.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	106
5.2.1 Análise dos resultados dos ensaios de compressão triaxial.....	111
5.2.3 Comparação dos parâmetros de resistência determinados com os ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial.....	114
5.3 CONCEPÇÃO DE UMA CSL.....	116
6 CONCLUSÃO	121
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	122
7 BLIOGRAFIA	123

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Compartimentação geomorfológica da Folha SH.22 Porto Alegre e parte das Folhas SH.21 Uruguaiana e SL.22 Lagoa Mirim (IBGE, 1986).....	22
Figura 2.2: Lâmina petrográfica realizada com o Dácito Canyon (Borsatto, 2011)	27
Figura 2.3: Lâmina petrográfica realizada com o Dácito Caxias (Borsatto, 2011).....	28
Figura 2.4: Lâmina petrográfica realizada com o Dácito Forqueta (Borsatto, 2011).....	30
Figura 2.5: Resumo da sequência vulcânica (Bressani, Flores e Nunes, 2005)	31
Figura 2.6: Resumo dos solos da área urbana de Caxias do Sul – RS (Bressani, Flores e Nunes, 2005).....	37
Figura 2.7: Adensamento do solo (Atkinson e Bransby, 1978)	39
Figura 2.8: Estados possíveis do solo (Atkinson e Bransby, 1978)	40
Figura 2.9: Linha do Estado Crítico (Atkinson e Bransby, 1978).....	41
Figura 2.10: NCL e CSL (Atkinson e Bransby, 1978).....	42
Figura 2.11: Gráfico q' versus p' versus v (Atkinson e Bransby, 1978).....	43
Figura 2.12: Superfície de Roscoe (Atkinson e Bransby, 1978)	44
Figura 2.13: Superfície de Hvorslev (Atkinson e Bransby, 1978)	45
Figura 2.14: Fatores e processo determinantes na estrutura de um solo (adaptado de Mitchell, 1993).....	47
Figura 2.15: Formas de plastificação (Lerouiel & Vaughan, 1990, apud Denardin, 2005)	49
Figura 2.16: Comportamento na compressão unidimensional e isotrópica (Lerouiel & Vaughan, 1990, apud Denardin, 2005).....	50
Figura 2.17: Resultado de ensaios triaxiais de solo um estruturados (Maccarini 1987, apud Rigo, 2005).....	51
Figura 3.1: Localização de Caxias do Sul - RS	52
Figura 3.2: Localização dos pontos visitados.....	53
Figura 3.3: Localização das amostras no Ponto 3	55
Figura 3.4: Curvas granulométricas de todas as amostra	58

Figura 3.5: Amostra indeformada para o ensaio de cisalhamento direto	60
Figura 3.6: Amostra para o ensaio de compressão triaxial.....	61
Figura 3.7: Equipamento utilizado no ensaio edométrico	62
Figura 3.8: Peças constituintes da câmara da amostra.....	63
Figura 3.9: Equipamento com as cargas aplicadas	64
Figura 3.10: Câmara inundada durante a execução do ensaio.....	64
Figura 3.11: Corpo de prova sendo preparado para o ensaio	65
Figura 3.12: Corpo de prova pronto para a execução do ensaio	66
Figura 3.13: Equipamento utilizado para o ensaio de cisalhamento direto	67
Figura 3.14: Transdutores de deslocamento e célula de carga instalados	68
Figura 3.15: Elementos da caixa bipartida	69
Figura 3.16: Corpo de prova acomodado na caixa bipartida.....	69
Figura 3.17: Equipamento utilizado para a moldagem do corpo de prova.....	71
Figura 3.18: Corpo de prova sendo esculpido	71
Figura 3.19: Molde desmontado usado para o preparo dos corpos de prova	73
Figura 3.20: Corpo de prova pronto para o ensaio	73
Figura 3.21: Câmara que compõem o equipamento para o ensaio triaxial.....	74
Figura 3.22: Sistema de válvulas para a aplicação de pressões.....	74
Figura 4.1: Curva de variação do índice de vazios e da tensão efetiva para o solo Canyon em um corpo-de-prova reconstituído com umidade próxima ao LL (escala logarítmica nas tensões).....	78
Figura 4.2: Curva de variação do índice de vazios e da tensão efetiva para o solo Canyon em um corpo-de-prova reconstituído com umidade próxima ao LL (escala natural nas tensões) .	79
Figura 4.3: Curvas da variação da altura do corpo de prova versus o tempo de carregamento em escala logarítmica, para todas as tensões aplicadas	81
Figura 4.4: Resultados de tensão cisalhante versus deformação horizontal para os corpos de prova indeformadas	84

Figura 4.5: Resultados de deformação vertical versus deformação horizontal para os corpos de prova indeformadas.	85
Figura 4.6: Envoltória de ruptura de pico dos ensaios de cisalhamento direto para o solo indeformado.....	87
Figura 4.7: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto (tensão cisalhante versus deformação horizontal) para os corpos de prova remoldados	88
Figura 4.8: Resultados da deformação vertical versus deformação horizontal para os corpos de prova remoldados	89
Figura 4.9: Envoltória de ruptura para os corpos de prova remoldados.....	90
Figura 4.10: Corpo de prova sendo entalhado e apresentando banda mais resistente (inclinada para a direita).....	93
Figura 4.11: Plano de ruptura formado sobre a banda mais rija.....	93
Figura 4.12: Gráfico q versus p' juntamente com a superfície de ruptura para os corpos de prova indeformados	94
Figura 4.13: Gráfico q versus deformação axial (ϵ_a)	95
Figura 4.14: Gráfico variação da poro-pressão (Δu) versus deformação axial (ϵ_a) para os corpos de prova indeformados.....	96
Figura 4.15: Gráfico tensão desvio versus deformação axial (ϵ_a) para os corpos de prova indeformados	97
Figura 4.16: Abaulamento do corpo de prova após a ruptura	98
Figura 4.17: Gráfico q versus p' juntamente com a superfície de ruptura para os corpos de prova reconstituídos.....	99
Figura 4.18: Gráfico q versus deformação axial (ϵ_a)	100
Figura 4.19: Gráfico variação da poro-pressão (Δu) versus deformação axial (ϵ_a) para os corpos de prova reconstituídos	101
Figura 4.20: Gráfico tensão desvio versus deformação axial (ϵ_a) para os corpos de prova reconstituídos.....	102
Figura 5.1: Gráfico e versus p' em escala linear para o ensaio edométrico.....	104
Figura 5.2: Gráfico e versus p' em escala logarítmica para o ensaio edométrico.....	105
Figura 5.3: Gráfico e versus p' com NCL em escala logarítmica para o ensaio edométrico..	105

Figura 5.4: Gráfico deformação horizontal versus tensão cisalhante para os corpos de prova indeformados e remoldados rompidos com tensões verticais de 50, 150, 250 e 350 kPa.....	107
Figura 5.5: Gráfico deformação horizontal vs deformação vertical para os corpos de prova indeformados e remoldados rompidos com tensões verticais de 50, 150, 250 e 350 kPa.....	108
Figura 5.6: Envoltórias de rupturas combinadas dos corpos de prova indeformados e remoldados	109
Figura 5.7: Envoltória de pico e residual com corpos de prova indeformados	110
Figura 5.8: Envoltória de pico e residual para os corpos de prova remoldados.....	111
Figura 5.9: Gráfico q versus p' para os corpos de prova indeformados e remoldados	112
Figura 5.10: Gráfico deformação axial versus q para os corpos de prova indeformados e remoldados	113
Figura 5.11: Gráfico deformação axial versus poro-pressão para os corpos de prova indeformados e remoldados.....	114
Figura 5.12: Gráfico e versus p' para os ensaios indeformados em todas as etapas de ensaio	119
Figura 5.13: Gráfico e versus p' para os ensaios remoldados em todas as etapas de ensaio..	120
Figura 5.14: Gráfico e versus p' para os ensaios remoldados em todas as etapas de ensaio juntamente com a NCL do ensaio edométrico.....	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Resultados dos ensaios de caracterização com os solos presentes na área urbana de Caxias do Sul.....	37
Tabela 3.1: Locais de Inspeção.....	53
Tabela 3.2: Descrição das amostras.....	54
Tabela 3.3: Peso Específico e Densidade Real dos Grãos.....	56
Tabela 3.4: Limites de Atterberg.....	57
Tabela 3.5: Granulometria (% passante).....	57
Tabela 4.1: Dados do corpo de prova para o ensaio edométrico.....	78
Tabela 4.2: Coeficientes de compressão (Cc) e descompressão (Cd) e tensões de pré-adensamento.....	80
Tabela 4.3: Coeficiente de adensamento para o corpo de prova reconstituído do solo Canyon.....	81
Tabela 4.4: Resumo dos corpos de prova do ensaio de cisalhamento direto.....	83
Tabela 4.5: Resultados da envoltória para os corpos de prova indeformadas.....	87
Tabela 4.6: Resultados da envoltória para os corpos de prova remoldados.....	90
Tabela 4.7: Resumo dos corpos de prova do ensaio de compressão triaxial.....	91
Tabela 4.8: Resumo dos resultados das envoltórias para os corpos de prova indeformadas ...	97
Tabela 4.9: Resumo dos resultados das envoltórias para os corpos de prova remoldadas.....	102
Tabela 5.1: Resumo dos resultados das envoltórias de pico e residual para as amostras indeformadas e remoldada.....	109
Tabela 5.2: Resumo dos resultados dos parâmetros de resistência e suas respectivas equações de reta.....	115
Tabela 5.3: Índice de vazios para ensaios indeformados.....	117
Tabela 5.4: Índice de vazios para ensaios remoldados.....	118

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM - American Society for Testing and Materials

CIU - ensaio triaxial adensado não drenado

CSL - linha do estado crítico

LL - limite de liquidez

LP - limite de plasticidade

NCL - linha de compressão normal

e - índice de vazios

K_0 - coeficiente de empuxo no repouso

M - inclinação da linha do estado crítico

N - volume específico para $p' = 1\text{kPa}$

P' - tensão média efetiva

Q - tensão desvio

W - teor de umidade

ΔV - variação volumétrica

ϵ_a - deformação axial

ϵ_v - deformação volumétrica

ϕ' - ângulo de atrito interno efetivo

Γ - volume específico para $p' = 1\text{kPa}$

1 INTRODUÇÃO

A presente dissertação exhibe uma análise sobre o comportamento mecânico de um solo residual formado a partir da alteração dos dacitos presentes na área urbana da cidade de Caxias do Sul – RS pertencentes à Formação Serra Geral.

A cidade de Caxias do Sul está localizada na porção norte do estado do Rio Grande do Sul e possui uma área urbana de aproximadamente 65,00 km² e dista de Porto Alegre, capital do estado, 128 km e está, na média, a 820 metros acima do nível do mar. A cidade está inserida em um contexto geológico, pedológico e geomorfológico que favorece a ocorrência de pequenos deslizamentos urbanos de encostas, problemas de rupturas em vias públicas urbanas e em obras de engenharia de pequeno e grande porte (BORSATTO et al. 2015).

Em decorrência disso, Bressani, Flores e Nunes (2005), realizaram um levantamento geológico-geotécnico da área urbana de Caxias do Sul tendo como objetivo a elaboração do Mapa Básico Geológico-geotécnico da Área Urbana do Município de Caxias do Sul. O mapa tem as premissas de ser o instrumento básico para nortear o planejamento urbano da cidade e ferramenta para a realização de estudos específicos de risco geológico-geotécnico. A metodologia empregada foi a realização de estudos de petrografia e mineralogia das principais rochas presentes da área e a execução de ensaios geotécnicos dos solos derivados dessas rochas, mas não contou com ensaios que pudessem revelar o comportamento mecânico dos diversos tipos de materiais encontrados, como por exemplo ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial.

Os resultados obtidos pelos autores, além do mapa propriamente dito, foram a determinação dos principais materiais rochosos presentes na área de estudo, a saber, o Dacito Ana Rech, o Dacito Caxias, o Dacito Forqueta, o Dacito Canyon e o Dacito Galópolis e seus respectivos solos residuais.

1.1 JUSTIFICATIVAS DA PESQUISA

O solo Canyon, identificado por Bressani, Flores e Nunes (2005), recobre uma extensa área da cidade de Caxias do Sul – RS e está associado a vários acidentes geotécnicos registrados. Pelo fato da cidade se localizar em uma geografia rica em declives acentuados, existe no local a

pré-disposição de ocorrências de pequenos deslizamentos, desde problemas localizados a rupturas de maior extensão (BORSATTO et al. 2015). Portanto, a análise e determinação do comportamento mecânico contribuem para a solução de qualquer problema, uma vez que o conhecimento prévio desse material é de suma importância para qualquer interpretação e posterior solução de tais eventos.

1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo principal dessa dissertação é de analisar e caracterizar o comportamento mecânico do solo residual formado a partir dos Dacitos presente na área urbana do município de Caxias do Sul.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos dessa pesquisa consistem na avaliação da deformabilidade do material, avaliação dos parâmetros de resistência obtidos com os ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial, avaliação do comportamento da poro-pressão durante a ruptura do material, identificação de uma possível estrutura e uma análise comparativa do solo em situações com sua possível estrutura presente e situações com a estrutura ausente.

1.3 ESTRUTURA

A presente dissertação está estruturada em oito capítulos. No Capítulo 2 são apresentados conceitos gerais a respeito da geologia e pedologia pertinentes a área urbana de Caxias do Sul. São apresentados os resultados dos ensaios realizados por Bressani, Flores e Nunes (2005) e Borsatto (2011) com os diversos materiais encontrados na área urbana do município. São discutidas também questões a respeito da Formação Serra Geral e as rochas encontradas na área urbana da cidade bem como questões sobre solos residuais e a situação pedológica da área urbana. Sequencialmente é abordada a Teoria do Estado Crítico. Por último, são discutidos conceitos a respeito dos solos estruturados e seu comportamento mecânico.

No Capítulo 3 é apresentada uma descrição do local de estudo juntamente com os resultados dos ensaios de granulometria, limites de Atterberg e peso específico real dos grãos executados com o solo residual juntamente com a exposição dos procedimentos adotados para a retirada

das amostras indeformadas e deformadas em campo. É também apresentado o programa experimental empregado na pesquisa. Basicamente, o programa experimental é composto por baterias de ensaios de cisalhamento direto executados com amostras indeformadas e remoldadas, ensaios de compressão triaxial com amostras indeformadas e remoldadas e finalmente ensaio edométrico com amostras reconstituídas. As realizações dos propostos ensaios visam a obtenção das propriedades intrínsecas básicas do solo, a identificação de um possível comportamento estruturado e a construção da Linha do Estado Crítico (CSL) e da Linha de Compressão Normal (NCL).

No Capítulo 4 são apresentados os resultados dos ensaios que compõem o programa experimental. Primeiramente, são expostos os resultados do ensaio edométrico realizado com uma amostra reconstituída, na sequência os resultados dos ensaios de cisalhamento direto com amostras indeformadas e remoldadas e por último, os resultados dos ensaios triaxiais também executados com amostras indeformadas e remoldadas.

No Capítulo 5, os resultados de todos os ensaios são analisados através de gráficos procurando identificar as características intrínsecas do solo. No Capítulo 6 são expostas as conclusões da referente pesquisa e sugeridos alguns temas para futuras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No presente capítulo serão discutidos quatro tópicos quanto a revisão bibliográfica. O primeiro tópico diz respeito a geomorfologia e geologia do município de Caxias do Sul – RS, nesse item assuntos como a Formação Serra Geral e seu contexto junto a Bacia Sedimentar do Paraná serão descritos juntamente com uma descrição baseada nos estudos de Bressani, Flores e Nunes (2005) e Borsatto (2011) das 5 unidades rochosas que se encontram na área urbana do município.

O segundo tópico aborda a pedologia de Caxias do Sul – RS. Tópicos como as classificações dos solos residuais e os solos presentes na área urbana do município serão apresentados e discutidos. O terceiro tópico diz respeito a Teoria do Estado Crítico onde seus fundamentos serão abordados. No quarto e último tópico serão discutidos os conceitos a respeito dos Solos Estruturados e seus comportamentos em diversos tipos de condições.

2.1 GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA DE CAXIAS DO SUL – RS

2.1.1 Geomorfologia de Caxias do Sul - RS

Geomorfologia diz respeito ao estudo das formas do relevo de uma determinada região, investiga as suas origens e evolução ao longo do tempo. Caxias do Sul está inserida em um importante contexto geomorfológico presente no estado do Rio Grande do Sul e o entendimento de tal característica é fundamental, pois é dessa forma que se adquire a sapiência a respeito dos diversos fenômenos geológico-geotécnicos, que, por ventura, venha a ocorrer no local.

Segundo IBGE (1986), a parte mais ao sul do país, compreendendo todo o estado do Rio Grande do Sul e uma pequena parte de Santa Catarina, possui dez regiões geomorfológicas: Planície Costeira Externa e Interna, Planalto das Araucárias, Planalto das Missões, Planalto da Campanha, Planalto Centro-Oriental de Santa Catarina, Planalto Sul Rio-Grandense, Depressão Central Gaúcha, Depressão Sudeste Catarinense e Serras do Leste Catarinense. Na Figura 2.1 é possível observar o mapa com as regiões geomorfológicas citadas.

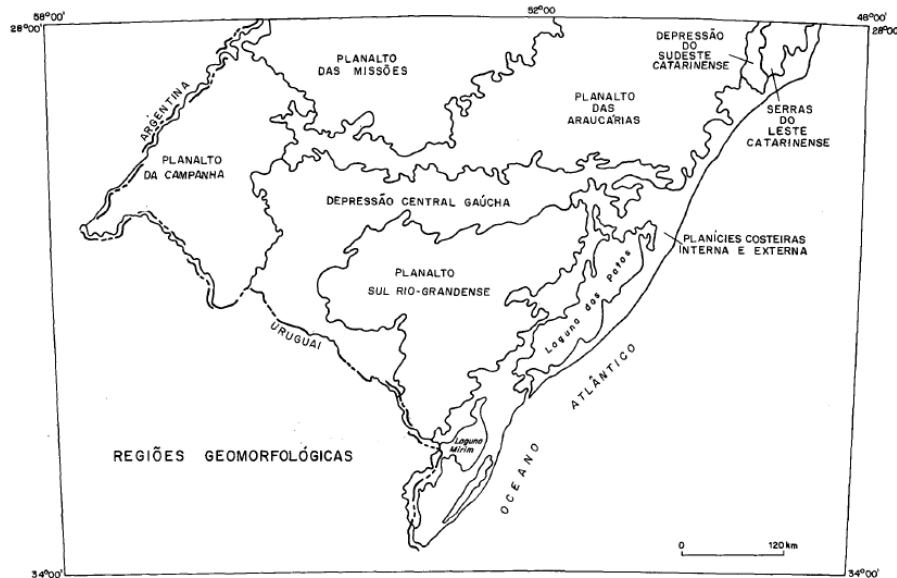


Figura 2.1 - Compartimentação geomorfológica da Folha SH.22 Porto Alegre e parte das Folhas SH.21 Uruguaiana e SL.22 Lagoa Mirim
IBGE (1986)

O município de Caxias do Sul, por sua localização geográfica, fica inserido dentro da região do Planalto das Araucárias. O Planalto das Araucárias corresponde à porção mais oriental do Domínio Morfoestrutural das Bacias e Coberturas Sedimentares abrangendo trechos do estado do Rio Grande do Sul e a porção sul do estado de Santa Catarina. Ocupa uma superfície de 61.300 km², que equivale a 38,8% do Domínio Morfoestrutural das Bacias e Coberturas Sedimentares, representando sua maior região geomorfológica (IBGE, 1986).

IBGE (1986) ainda destaca as regiões geomorfológicas que fazem limite com a região mencionada são as regiões da Depressão do Sul Catarinense ao norte, Planície Costeira Interna ao leste, Depressão Central Gaúcha ao sul e o Planalto das Missões e Campanha ao oeste. O contato da mesma com a Depressão do Sudeste Catarinense e com a Planície Costeira Interna é efetuado através de um escarpamento abrupto por vezes atingindo um desnível de mil metros. Ao sul, o contato com a Depressão Central Gaúcha é também bastante nítido e marcante, processando-se através de um escarpamento, mais rebaixado, conhecido por “região serrana”. Com a região do Planalto das Missões o contato se faz de modo gradativo e o limite com o Planalto da Campanha se dá geralmente através de rupturas de aclave (IBGE, 1986).

As formas de relevo do Planalto das Araucárias foram esculpidas especialmente em rochas efusivas ácidas da Formação Serra Geral, que ocorrem normalmente capeando as rochas

efusivas básicas que correspondem, geralmente, aos relevos mais conservados dessa região geomorfológica. Em áreas mais restritas, os modelados de dissecação do relevo se desenvolvem em rochas efusivas básicas, geralmente resultando em formas de relevo mais dissecados. Outras vezes, posicionadas nas partes basais das vertentes escarpadas que ocorrem nas bordas do Planalto das Araucárias, as formas de relevo, desenvolvem-se em arenitos da Formação Botucatu, siltitos, siltitos arenosos com intercalações de arenitos finos, da Formação Rosário do Sul, além de lamitos, argilitos e arenitos finos da Formação Estrada Nova (IBGE, 1986). Destacam-se ainda os principais rios que cruzam a região, a saber: rio Pelotas, rio Taquari, rio das Antas, rio Caí e rio dos Sinos.

Por fim, IBGE (1986), apresenta as principais características da região geomorfológica Planalto das Araucárias. O autor descreve as mesmas como bastante heterogêneas, variando desde formas de relevo amplas e aplanadas até o nível mais profundo de entalhamento, registrando 620 metros de profundidade na área dos Aparados da Serra. Essa diversidade nas características geomorfológicas é bastante visível em imagens de radar, apresentando-se bem individualizadas em nível de unidade geomorfológica.

2.1.2 Formação Serra Geral

Quanto a geologia de Caxias do Sul – RS, esclarece-se que o município está inserido em uma região onde as rochas da Formação Serra Geral afloram na superfície. Rigo (2005) descreve a Formação Serra Geral como sendo uma formação rochosa constituída basicamente por uma sucessão de derrames de lavas que apresenta uma sequência inferior formada por rochas de composição predominantemente básica, como basaltos e andesitos, e uma sequência superior formada por rochas de composição predominantemente ácida, como riolitos e dacitos.

Durante o Mesozóico, o supercontinente Gondwana foi palco de intensa atividade magmática, resultando extensos derrames em certas regiões desse continente. Posteriormente, por meio de processos distensivos da litosfera se deu a separação continental, com aparecimentos de novas bacias oceânicas. Dentre essas regiões se destacam as Províncias Mágmatas do Karoo (no sul do continente africano) e a de Ferrar (compreendendo parte dos continentes da Antártida, Tasmânia e Austrália), cujos magmatismos jurássicos precederam a formação do Oceano Índico. Já as Províncias cretácicas do Paraná (América do Sul) e do Etendeka (África) antecederam a formação da porção sul do Oceano Atlântico (NARDY, MACHADO e OLIVEIRA, 2008). Os autores ainda destacam que todas essas províncias continentais são

consideradas como grandes regiões magmáticas, possuindo certas características em comum, como a predominância de lavas de natureza toleítica.

Nardy, Machado e Oliveira (2008) destacam ainda que, a Província do Paraná-Etendeka é a mais expressiva delas, sendo a mesma distribuída tanto no continente africano como no sul-americano. Os autores citam que os derrames no continente sul-americano, mais especificamente na Província Mágica do Paraná, constituem cerca de 95% do volume de magma produzido por esses derrames e estão localizados sobre a Bacia Sedimentar do Paraná cobrindo cerca de 75% de sua área, com sequências de até 1,7 km de espessura. Assim sendo, a porção mais significativa da província é a dos derrames que constituem a Formação Serra Geral, que sobrepõem praticamente toda a região meridional do Brasil, as áreas orientais do Paraguai e ocidental do Uruguai, e a do norte da Argentina.

Dessa forma, fica evidente que a Bacia Sedimentar do Paraná tem importante papel no contexto geológico dos derrames magmáticos da Formação Serra Geral. Rigo (2005) cita que a formação da bacia tem início durante o Ciclo Brasileiro no supercontinente Gondwana e ainda salienta que a mesma foi extensamente afetada pelos eventos tectônico, metamórficos e magmáticos ocorridos durante o Ciclo Brasileiro.

Atualmente, a Bacia Sedimentar do Paraná se localiza na porção centro-oriental da América do Sul, abrangendo uma área de 1.600.000 km² e fazendo parte dos territórios do Brasil, Argentina, Uruguai e Paraguai. No Brasil, a Bacia do Paraná está presente nos estados do Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, São Paulo, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul. A mesma possui um formato aproximado de um “J”, com seu eixo predominante na direção noroeste-sudoeste (RIGO, 2005).

A evolução da Bacia Sedimentar do Paraná a partir do Ciclo Brasileiro ocorreu concomitantemente com o movimento do Gondwana em direção ao hemisfério norte, onde havia se formado outro supercontinente, que recebeu o nome de Laurásia. Esse continente era formado pelos atuais continentes da América do Norte, Europa e Ásia. A colisão continental entre o Gondwana e a Laurásia resultou, no Período Triássico, com a formação de um único e grande continente que aglutinava todas essas massas continentais no planeta, o mesmo recebeu o nome de Pangéia (RIGO, 2005).

Durante a Era Paleozóica e a Era Mesozóica, a evolução da Bacia do Paraná ocorreu predominantemente através de processos de deposição sedimentar, subsidência e tectonismo.

Esta evolução foi caracterizada por uma taxa decrescente de sedimentação e por uma mudança no ambiente de deposição, passando de condições marinhas a continentais, assim, tais processos originaram formações sedimentares de origem marinha, fluvial e lacustre (RIGO, 2005).

Melfi *et al.* (1988), dividiu em quatro estágios a história evolutiva da Bacia Sedimentar do Paraná. O primeiro estágio ocorreu entre o Período Devoniano e o Período Carbonífero Inferior e foi caracterizado pela deposição de sedimentos marinhos. As características do final desse primeiro estágio se constituem nos movimentos epirogenéticos e falhamentos, responsáveis pela superfície erosiva que marca uma das mais importantes discontinuidades estratigráficas da Bacia do Paraná. O segundo estágio, que se estendeu entre o Período Carbonífero Inferior ao Período Permiano, foi caracterizado por importantes movimentos de estruturas tectônicas, sendo que as mesmas se encontravam ativas. A sedimentação que ocorreu nesse segundo estágio formou depósitos marinhos e continentais.

O terceiro estágio, entre os Períodos Permiano e Jurássico, correspondeu a movimentos generalizados de soerguimento que promoveram significativos processos erosivos. As principais sedimentações foram mesozoicas do tipo continental, dando origem a rochas sedimentares como siltitos e arenitos de origem fluvial. O quarto e último estágio, sendo o mais importante no contexto geológico da Formação Serra Geral, ocorreu entre os períodos Jurássico ao Cretáceo Superior, foi caracterizado por importantes movimentos tectônicos, relativos à separação da Pangéia em massas independentes. O vulcanismo devido à fissuração da crosta, associado ao processo de separação continental, extravasou grandes volumes de magma que cobriram uma boa parte da Bacia Sedimentar do Paraná, dando origem a Formação Serra Geral (MELFI *et al.*, 1988).

Com relação à abrangência da Formação Serra Geral, Roisenberg & Viero (2002), *apud* Rigo (2005) cita que os derrames da referida formação cobrem uma área de aproximadamente 1.200.000 km², abrangendo 75% da área total da Bacia Sedimentar do Paraná. No estado do Rio Grande do Sul, a Formação Serra Geral é a unidade litoestratigráfica mais abundante em relação a sua área dentre todas as unidades que ocorrem no estado.

Quanto as suas espessuras, a metragem média encontrada fica entre 800 metros a 1500 metros (ROISEMBERG & VIERO, 2002 *apud* RIGO 2005). A espessura do pacote de derrames da sequência básica inferior pode variar de 30 a 550 metros, com valor médio em torno de 330

metros. O pacote de derrames da sequência ácida superior possui espessura total variando entre 60 e 400 metros, com valor médio em torno de 280 metros. Considerando-se uma espessura total média de 660 metros, o volume estimado do pacote de derrames da Formação Serra Geral é de 790.000 km³ (RIGO, 2005).

2.1.3 A geologia da área urbana de Caxias do Sul – RS

Os trabalhos realizados por Bressani, Flores e Nunes (2005) e por Borsatto (2011), identificaram as principais unidades litológicas presentes na cidade de Caxias do Sul. As cinco unidades identificadas são as que mais ocorrem na área urbana da cidade e para a sua correta classificação e caracterização foram utilizados ensaios de petrografia e mineralogia. Da base para o topo, cinco materiais rochosos foram encontrados, os Dacitos Galópolis, Canyon, Caxias, Forqueta e Ana Rech.

- Dacito Galópolis

Segundo Bressani, Flores e Nunes (2005), o Dacito Galópolis compreende dois pacotes vulcânicos dacíticos que ocorrem de forma bem característica na região de Galópolis. Os dois pacotes foram agrupados em uma única unidade devido a semelhança de comportamento dos solos plásticos derivados e da declividade do local, proporcionando uma grande proximidade em planta baixa.

- Dacito Canyon

Esse material tem grande importância por ser altamente alterável e ocorrer em algumas áreas da cidade. Seus afloramentos mais importantes e característicos estão no bairro Canyon (cota 700 metros), junto a entrada do bairro Santa Corona (cota 680 metros) e nos vales ao sul da cidade (em direção a Galópolis e também ao sul do Desvio Rizzo). Esse intervalo vulcânico se caracteriza pelo predomínio de estruturas de fluxos verticalizados e granulação fina, favorecendo o desenvolvimento de camadas espessas de solo residual (BRESSANI, FLORES e NUNES, 2005).

Borsatto (2011) realizou ensaio de petrografia com o Dácito Canyon proveniente da zona urbana de Caxias do Sul. O autor pode constatar que a rocha apresenta uma forte oxidação dos minerais opacos e máficos que a compõem, dando a mesma uma coloração geral avermelhada. Contatou-se que a textura do material é porfírica e sua matriz apresenta uma

textura fina, sendo possível observar as presenças de micrólitos ripidiformes de plagioclásio, quartzo intersticial e minerais opacos, estes, totalmente oxidados (BORSATTO, 2011).

Quanto à composição da matriz, a mesma é composta principalmente por micrólitos de plagioclásio. No espaço existente entre os micrólitos, foi possível observar quartzo residual e minerais opacos oxidados sendo apontados como responsáveis pela coloração avermelhada da rocha. Os fenocristais de plagioclásio, piroxênio possuem, em média, 0,1 mm e 0,5 mm respectivamente. Os minerais opacos medem até 0,3 mm e estão totalmente oxidados (BORSATTO, 2011). Na Figura 2.2 é possível observar a lâmina petrográfica do Dácito Canyon.

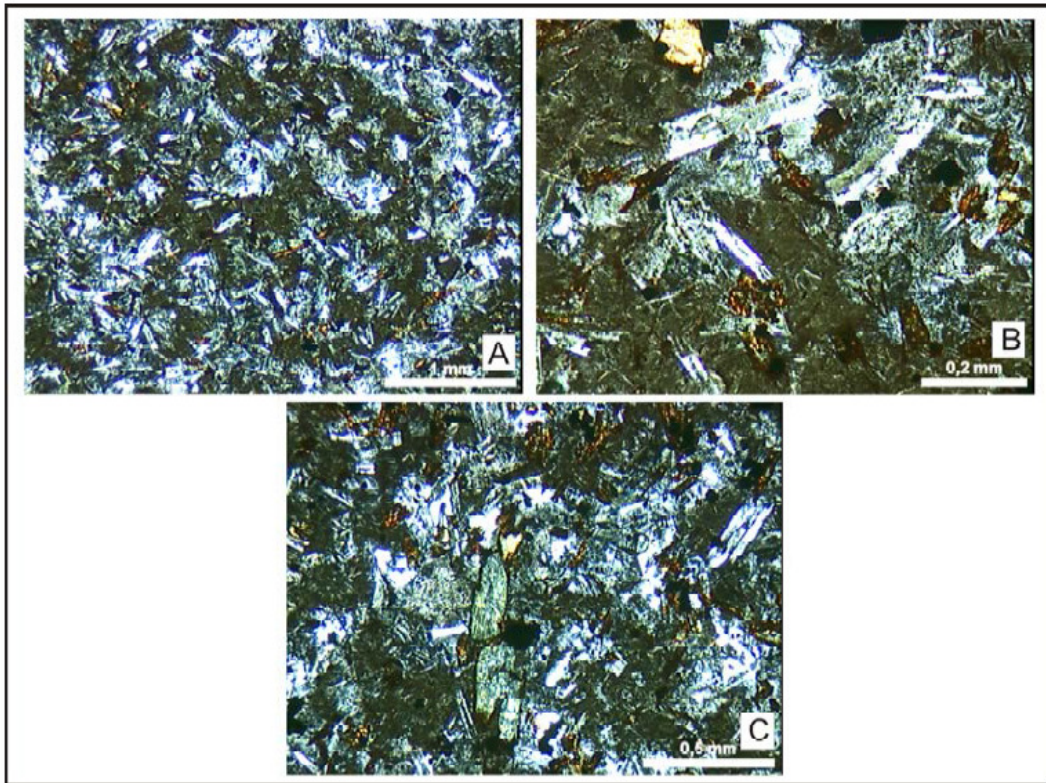


Figura 2.2 - Lâmina petrográfica realizada com o Dácito Canyon
Borsatto (2011)

- Dacito Caxias

É a rocha de maior abrangência da região e ocupa a parte central da cidade e grande parte da área ao sul do centro. As cotas onde esse material é encontrado vão desde 700 metros até o contado com o Dacito Ana Rech. Em termos estruturais do vulcanito, se destaca o caráter

estratificado dessa sequência com notável tubularidade do pacote (BRESSANI, FLORES e NUNES, 2005).

O ensaio de lâmina petrográfica realizado por Borsatto (2011) com o Dácito Caxias deixou claro que o material possui uma textura equigranular com granulação fina a média e uma estrutura predominantemente maciça. Também é possível observar uma intercalação de porções de textura granofírica com porções faneríticas. Observou-se também, a presença de alguns agregados constituídos principalmente por fenocristais de plagioclásio e piroxênio (BORSATTO, 2011).

A textura do material é predominantemente microporfirítica e sua matriz é composta principalmente por micrólitos de plagioclásio. Nos espaços intersticiais existentes entre os cristais de plagioclásio ocorrem minerais opacos, piroxênios e poucos fenocristais de plagioclásio e piroxênio. Os fenocristais de plagioclásio e os fenocristais de piroxênio possuem tamanhos de 1 a 1,5 mm e 1 a 2 mm, respectivamente (BORSATTO, 2011). Na Figura 2.3 é possível visualizar a lâmina petrográfica do Dácito Caxias.

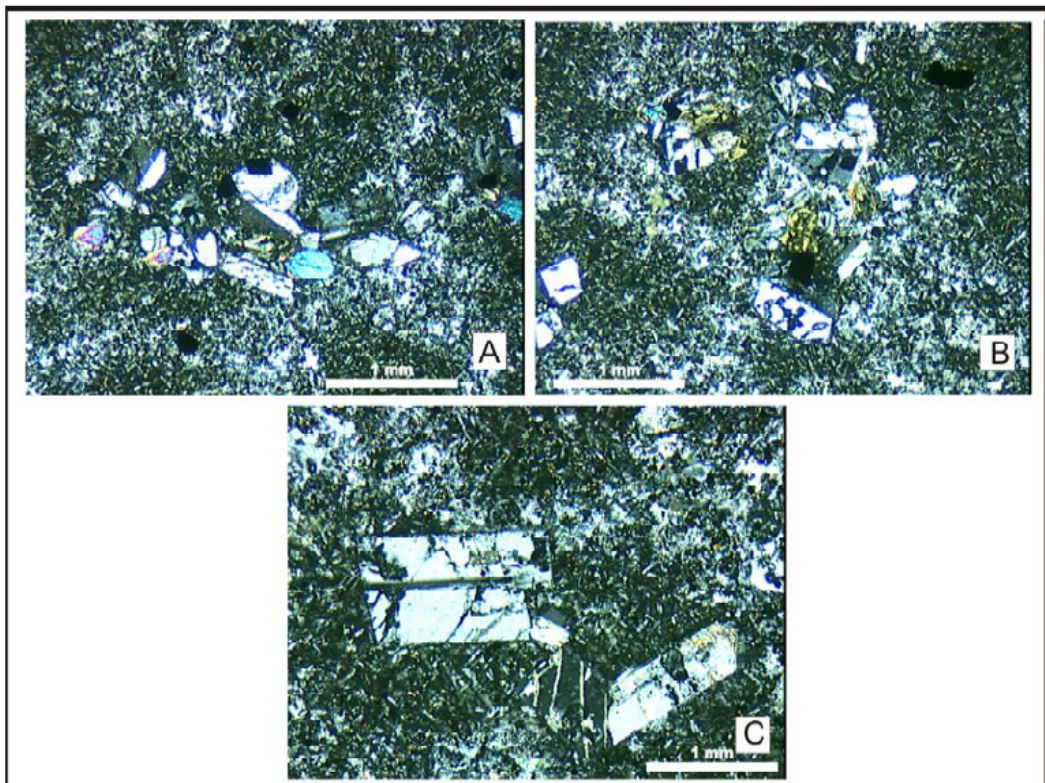


Figura 2.3 - Lâmina petrográfica realizada com o Dácito Caxias
Borsatto (2011)

- Dacito Forqueta

No trabalho realizado por Bressani, Flores e Nunes (2005), o Dacito Foqueta é denominado como o Topo de Dacito Caxias. O Dacito Forqueta se constitui da porção de topo da sequência anterior, mas apresenta características de tal importância que poderia ser identificado como Vitrófiro Forqueta. Devido as suas origens, as cotas de ocorrência acompanham as do Dacito Caxias.

Esse material compreende vulcanitos com marcada estrutura de fluxo verticalizado e associado com brechas e presença abundante de vesículas e amígdalas nas porções superiores. Ocupa áreas da região administrativa de Forqueta, mas também ocupa diversas áreas mais planejadas da cidade.

Quanto a petrografia, Borsatto (2011) observou a presença de uma estrutura de fluxo marcada pela orientação dos micrólitos que constituem a matriz, evidenciada por forte alteração. A matriz é composta principalmente por micrólitos de plagioclásio com intercrescimento com o quartzo devido ao processo de desvitrificação. Os fenocristais ocorrem de forma disseminada na rocha, são constituídos principalmente por plagioclásios e piroxênio, ocorrendo também alguns opacos.

Os fenocristais de piroxênio que ocorrem possuem tamanho médio de 0,5 mm, ocorrem ainda, de forma mais rara, fenocristais euédricos fortemente oxidados. Na Figura 2.4 se observa a lâmina com o Dácito Forqueta.

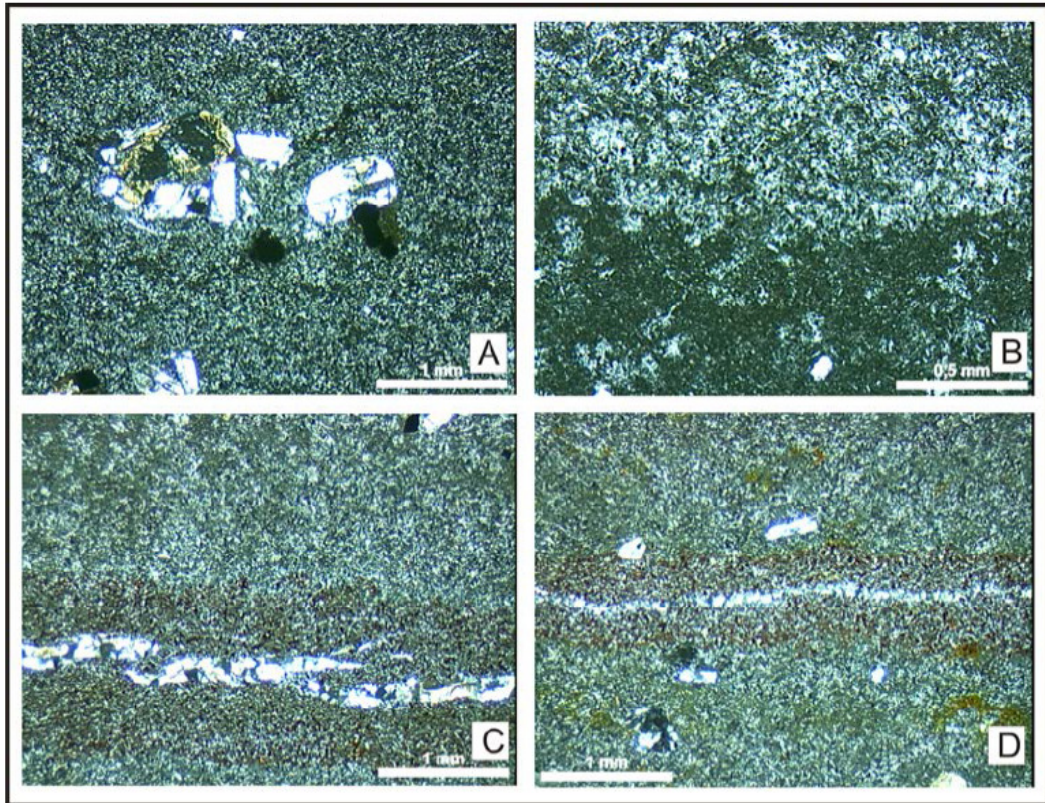


Figura 2.4 - Lâmina petrográfica realizada com o Dácito Forqueta
Borsatto (2011)

- Dacito Ana Rech

Encontra-se na região administrativa de Ana Rech e em grande parte da área norte da cidade de Caxias do sul, geralmente em cotas que atingem 900 m. Caracteriza-se pela sua marcada estratificação horizontalizada em toda a sua área de ocorrência (BRESSANI, FLORES e NUNES, 2005).

Um resumo da sequência vulcânica encontrada na área urbana da cidade de Caxias do Sul, a mesma descrita acima, bem como suas espessuras e respectivos solos residuais, pode ser observada na Figura 2.5.

PERÍODO	IDADE Ma	UNIDADE LITOESTRATIGRÁFICA	ROCHAS		ESPESSUR	SOLOS
			TIPO			
CRETÁCIO INF.	128	FORMAÇÃO SERRA GERAL	CAXIAS	DACITO ANARECH	80m	ANARECH
				DACITO CAXIAS/ CARIJÓ	170m	FORQUETA CAXIAS/CAR
				DACITO CANYON	70m	CANYON
				DACITO GALÓPOLIS	70m	GALOPOLIS
			BASALTOS E ANDESITAS TIPO GRAMADO		450m	
JURÁSSICO	138	FORMAÇÃO BOTUCATU	ARENITOS EÓLICOS		160	

Figura 2.5 - Resumo da sequência vulcânica
(Bressani, Flores e Nunes, 2005)

2.2 PEDOLOGIA DE CAXIAS DO SUL – RS

Para uma correta análise e apresentação dos principais solos residuais encontrados e estudados por Bressani, Flores e Nunes (2005) e Borsatto (2011), é importante inicialmente a conceituação de determinados termos. Nesse item, serão esclarecidos conceitos relativos aos solos residuais e suas classificações mais comuns, a saber, solos residuais saprolíticos, lateríticos e tropicais.

2.2.1 Solos Residuais

Leroueil & Vaughan (1990), definem o termo solo residual como sendo o produto da intemperização de rochas *in situ*, geralmente diminuindo sua densidade e conseqüentemente aumentando a sua porosidade, tendo sua história de tensões pouca influência em suas propriedades. Os autores ainda destacam que nesse processo, a cristalização associada à formação de novos minerais e a precipitação de sais minerais criam ligações entre partículas que conseqüentemente desenvolvem a estrutura do solo.

Outros autores também elucidam o termo solo residual. Lambe & Whitman (1979) e Mitchell (1993) descrevem os solos residuais como a porção de solo, originado através da decomposição de certa rocha, que não foi transportada pela ação de fatores externos e se acumula no próprio local de formação assumindo características semelhantes à rocha que o formou. Assim sendo, uma das principais características dos solos residuais é justamente o seu processo de formação, quando um é formado pelo acúmulo de sedimentos transportados de um determinado local, seja por gravidade, ação da água ou ar, o outro se caracteriza pelo acúmulo de material proveniente da decomposição de uma determinada rocha (MITCHELL, 1993). Outra característica importante é citada por Vaughan et al. (1988), que cita a cimentação entre partículas como fator marcante em solos residuais. Devido ao processo de intemperismo químico, este fator acrescenta resistência mecânica ao solo de forma significativa.

Cabe também ressaltar o processo de formação dos solos residuais em diferentes fases. Vargas (1953) apresenta esse processo em três fases distintas, a saber: desintegração por mudanças físicas ou mecânicas, intemperismo químico responsável pela deterioração de blocos desintegrados e o processo de evolução que leva a uma rocha intensamente decomposta ao estado de um solo residual homogêneo, frequentemente não saturado.

2.2.1.1 Solos Saprolítico

Segundo Fookes (1997), *apud* Rigo (2005), solos saprolíticos se conceituam como um material friável, quimicamente intemperizado e fraco, onde a estrutura do material de origem se encontra preservada. Rochas altamente intemperizadas ou completamente intemperizadas também podem ser denominadas de solos saprolíticos. Para Mitchell (1993), solo saprolítico é o produto derivado da decomposição da rocha mãe *in situ*, que normalmente possui componentes da rocha que originou o solo.

Quanto a sua formação, Fookes (1997), *apud* Rigo (2005), afirma que os solos saprolíticos são formados através de um processo isovolumétrico no qual aproximadamente metade da massa da rocha original é perdida por lixiviação de sílica, bases e ferro. Fatores como o aumento da microporosidade, aumento da capacidade de retenção de água e a presença de raízes também são fatores que contribuem para a formação desse tipo de solo residual.

Cabe ainda ressaltar, que a estrutura dos solos saprolíticos é diretamente associável a estrutura do material que originou o solo. Essa estrutura é herdada através dos processos de

cristalização, formação de novos minerais, processos de lixiviação e precipitação de novos minerais (RIGO, 2005).

2.2.1.2 Solos Lateríticos

Solo laterítico é a denominação encontrada para solos residuais que se originaram de uma forte intemperização das rochas, essa forte intemperização é caracterizada pela alteração de feldspatos e minerais ferromagnesianos, pela remoção de sílica e bases e pela concentração de óxidos de ferro e alumínio (MITCHELL & SITAR, 1982 *apud* RIGO, 2005).

Mitchell & Sitar (1982), *apud* Rigo (2005), ainda acrescentam que devido a esse intenso processo de intemperização, os solos lateríticos possuem uma estrutura altamente porosa que é formada por agregações de partículas de argila cimentadas por óxidos de ferro e alumínio. Mecanicamente, os solos lateríticos apresentam boa resistência ao cisalhamento e baixa compressibilidade, sendo que a porosidade do solo aumenta conforme o grau de intemperismo.

2.2.1.3 Solos Tropicais

Segundo Mitchell (1993), solos tropicais são aqueles formados pelo intenso intemperismo de rochas em regiões de alta temperatura e chuvas abundantes, esse processo é caracterizado pela acelerada quebra de alguns minerais, como os feldspatos, por exemplo. O autor ainda cita que todo o processo de intemperismo, que produz o tipo de solo em questão, é denominado de lateralização.

Mitchell (1993) ainda aponta algumas características únicas que os solos residuais tropicais possuem em comparação a outros solos, tanto arenosos como argilosos, que são formados a partir do depósito de sedimentos:

- Agregados e partículas cimentadas, aglomerados sensíveis a interferências mecânicas;
- A secagem do solo pode provocar o endurecimento do mesmo e em alguns casos o endurecimento é irreversível;
- A densidade seca, índice de plasticidade e compressibilidade dos solos residuais tropicais provavelmente são inferiores aos valores encontrados para um solo temperado com limite de liquidez comparável;

- Solos residuais tropicais são normalmente heterogêneos na sua estrutura e textura;
- Os solos residuais em áreas com clima tropical possuem teores de umidade mais elevados em comparação aos solos usados para obras de ter

2.2.2 A pedologia da área urbana de Caxias do Sul – RS

Como já mencionado, Bressani, Flores e Nunes (2005) identificaram as principais rochas presentes na área urbana da cidade de Caxias do Sul – RS. Além disso, os autores identificaram da mesma forma os solos residuais formados a partir da intemperização dos dacitos descritos no item 2.1.3. A pesquisa realizada por Borsatto (2011) também descreveu os materiais a partir de ensaios de granulometria, peso específico real dos grãos, Limites de Atterberg e Difractometria de Raios X.

- Solo Forqueta

O solo Forqueta foi considerado por Bressani, Flores e Nunes (2005) como um solo plástico que pode evoluir para um solo de plasticidade média tendo uma coloração vermelha com bandas de alteração. Esse material foi originado, em sua maioria, da porção superior vítrea do Dacito Caxias. O mesmo pode ser encontrado em espessas camadas nas regiões do aeroporto de Caxias do Sul – RS, nas regiões altas do Desvio Rizzo e na região Forqueta (BRESSANI, FLORES e NUNES, 2005).

Segundo Borsatto (2011), a rocha que dá origem ao solo Forqueta, o Dacito Forqueta, apresenta uma estrutura de fluxo que justifica a aceleração do intemperismo químico da rocha. Mineralogicamente, o mesmo é composto por quartzo, hematita, caolinita e por argilo-minerais expansivos como a vermiculita.

Segundo os ensaios de granulometria e Limites de Atterberg realizados por Borsatto (2011), o solo Forqueta é predominantemente argiloso, apresentando um percentual de mais de 70,0% de argila e apenas 17,0% de fração de silte e 11,5% de fração maior ou igual a areia. Quanto aos Limites de Atterberg, o solo Forqueta apresentou limites de liquidez e limites de plasticidade de 69,5% e 59,4%, respectivamente. O peso específico real dos grãos determinado pelo autor apresentou um valor de 2,707 g/cm³. Nas Figuras 2.7 e 2.8, observam-se os resultados do ensaio de Difractometria por Raios X e a curva granulométrica do solo, respectivamente.

- Solo Caxias

O solo Caxias é encontrado na região central da área urbana de Caxias do Sul. De acordo com Bressani, Flores e Nunes (2005), esse material pode ser classificado como um solo saprolítico pouco ou não plástico, cinza e levemente avermelhado, com estruturas estratificadas horizontais geralmente bem visíveis, originados da alteração da porção mediana do Dacito Caxias.

Esse material pode ser considerado um bom material de construção devido ao comportamento geotécnico. O solo Caxias se desenvolveu a partir da rocha denominada Dacito Caxias, formando espessos pacotes de solo saprolítico, de características silto arenosas. Sua granulometria se mostra bastante dependente do grau de intemperismo, podendo ter agregados frágeis de grãos (BRESSANI, FLORES e NUNES, 2005).

Borsatto (2011) acrescenta ainda que esse material é mineralogicamente composto de quartzo, plagioclásio, caolinita, cristobatita e hematita, além de argilo minerais expansivos como a esmectita, ilita e vermiculita. O autor ainda destaca que, de acordo com o ensaio de granulometria, o material apresenta um percentual de 54,0% de argila, 27,0% de fração de silte e 19,0% com os limites de liquidez e plasticidade em 59,9% e 32,5%, respectivamente. O peso específico real dos grãos determinado pelo autor apresentou um valor de 2,637 g/cm³. Nas Figuras 2.9 e 2.10, respectivamente são apresentados o resultado em ensaio de Difractometria de Raios X e a curva granulométrica do solo.

- Solo Canyon

O solo Canyon teve seu nome determinado a partir de um afloramento na base do vale que define o bairro Canyon na cidade de Caxias do Sul e cobre uma área bastante extensa do município. Esse material é classificado como um solo plástico a muito plástico, vermelho a bruno-avermelhado, podendo conter argilas expansivas, originados da decomposição da espessa porção superior vítrea do Dacito Canyon (BRESSANI, FLORES e NUNES, 2005).

Borsatto (2011) salienta que o solo Canyon se encontra em um perfil de solo espesso, variando de 5 a 8 metros. Contém mineralogicamente argilas expansivas como a ilita e esmectica, além de caolinita, quartzo e hematita e a plasticidade desse material está diretamente relacionada à presença desses argilo minerais expansivos. Quanto a sua granulometria, o autor determinou os percentuais de 49,0%, 29,0% e 11,0% para argila, silte e areia respectivamente. Os limites de liquidez e plasticidade apresentaram valores de 70,9% e

45,3% respectivamente e 2,692 g/cm³ para o peso específico real dos grãos. Nas Figuras 2.11 e 2.12 é possível visualizar os resultados para a Difractometria de Raios X e granulometria.

- Solo Ana Rech

De acordo com Bressani, Flores e Nunes (2005), o solo Ana Rech tem como características ser um material não plástico, de cor bruno-amarelado, originados da rocha Dacito Ana Rech. Seus perfis de solo apresentam horizontes B incipientes e solos saprolíticos.

Originado do Dacito Ana Rech, o solo Ana Rech pode ser encontrado em regiões aplainadas entre as cotas de 780 metros e 900 metros, principalmente da região administrativa de Ana Rech. O Dacito Ana Rech apresenta um padrão mineralógico/estrutural que produz solos de características arenosas a granulares grosseiras. Quando as condições de drenagem e oxidação são favoráveis, o solo tem coloração bruno-amarelado com uma excelente resistência ao cisalhamento (BRESSANI, FLORES e NUNES, 2005).

- Solo Galópolis

Os solos Galópolis são solos plásticos originados do Dacito Galópolis. A declividade nas zonas onde esse material ocorre favorece a combinação desse material com solos transportados de cotas superiores. Em planta, os perfis de solo apresentam horizontes B e solos saprolíticos em grande proximidade com depósitos de colúvio (BRESSANI, FLORES e NUNES, 2005).

Bressani, Flores e Nunes (2005) afirmam que esses solos são geralmente depósitos de encostas formados por escorregamentos ou arraste de partículas de solo das cotas superiores para os níveis de deposição. Os dacitos presentes nos vales de cotas inferiores a 470 metros a 600 metros apresentam um grau de intemperismo acentuado, seja por sua mineralogia especial seja pelas condições favoráveis de umidade que ocorrem nessas regiões.

Bressani, Flores e Nunes (2005) ainda apresentaram uma tabela com o resumo dos resultados que obtiveram através de sua pesquisa. Na Figura 2.6 a mesma pode ser observada.

Solo	Cor	Características principais
Ana Rech	Bruno-amarelado	solos não-plásticos horizontes B incipientes e solos saprolíticos
Forqueta	Bruno-avermelhado	solos plásticos (IP ~ 20) bandas de alteração originadas, na sua maioria, da porção superior vítrea do Dacito Caxias
Caxias/Carijó	Cinza (carijó) com nuances de vermelho	solos saprolíticos pouco ou não-plásticos (IP variável) estruturas estratificadas horizontais geralmente bem visíveis originados da alteração da porção mediana do Dacito Caxias/Carijó
Canyon	Avermelhados e bruno-avermelhados	solos plásticos a muito plásticos, vermelhos a bruno-avermelhados, podem conter argilas expansivas originados da decomposição da espessa porção superior vítrea do Dacito Canyon
Galópolis	Bruno-avermelhado	solos plásticos originados dos Dacitos Galópolis. Devido à declividade das zonas de ocorrência, encontram-se geralmente misturados com materiais transportados de cotas superiores (colúvios) – muito heterogêneos, geralmente com alta umidade.

Figura 2.6 – Resumo dos solos da área urbana de Caxias do Sul – RS
Bressani, Flores e Nunes (2005)

Tabela 2.1 – Resultados dos ensaios de caracterização com os solos presentes na área urbana de Caxias do Sul

Solo	Pedre. (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL	LP	IP	γ_s (g/cm ³)
Forqueta	1,0	10,5	17,0	71,5	69,5	59,5	10,0	2,707
Caxias	2,0	17,0	27,0	54,0	60,0	32,5	27,5	2,637
Canyon	2,5	19,5	29,0	49,0	71,0	45,5	25,5	2,692
Ana Rech	-	-	-	-	-	-	-	-
Galópolis	-	-	-	-	-	-	-	-

(Fonte: adaptado de Bressani *et al.*)

2.3 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

Para se alcançar o objetivo principal dessa pesquisa, a saber, a intrínseca análise e determinação do comportamento mecânico do solo residual Canyon formado a partir dos Dacitos Canyon, foi necessário realizar tal tarefa a luz dos conceitos da Teoria do Estado Crítico. Para a apresentação dos conceitos da Teoria do Estado Crítico, essa pesquisa se baseou principalmente nos trabalhos realizados por Atkinson (1993) e Atkinson e Bransby (1978).

2.3.1 Conceitos Fundamentais

Elucida-se Estado Crítico, o estado que um determinado solo atinge após grandes deformações, não variando mais a sua resistência e o seu índice de vazios. Quando o solo atinge esse estado é dito que, o mesmo atingiu o seu Estado Crítico (Schofield e Wroth, 1968). Inicialmente, para que se entendam os conceitos fundamentais da Teoria do Estado Crítico, é necessário que se esclareça alguns princípios a respeito do comportamento do solo sob carregamento isotrópico.

Normalmente representado em um gráfico v versus $\ln p'$, onde v é o volume específico do solo ($v = 1 - e$) e p' a tensão efetiva média, o comportamento dos materiais sob carregamento isotrópico pode ser descrito e representado pelo esquema da Figura 2.14. Considera-se que a reta AC representa o primeiro carregamento, esta reta será denominada de Linha de Compressão Normal (NCL) e a curva BD, que representa um descarregamento, será denominada de Curva de Expansão (ATKINSON, 1993).

A NCL de um solo pode ser expressa pela seguinte equação:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad \text{Eq. 2.1}$$

Onde v é o volume específico de um solo, N é o valor de v para $p' = 1$ kPa e λ é o valor do gradiente da NCL. A Curva de Expansão pode ser expressa pela seguinte equação:

$$v = v_k - k \ln p' \quad \text{Eq. 2.2}$$

Onde v_k é o valor de v para $p' = 1$ kPa e k é o valor do gradiente da Curva de Expansão. Segundo Atkinson (1993), os valores de N e k , são constantes e próprios para cada tipo de solo.

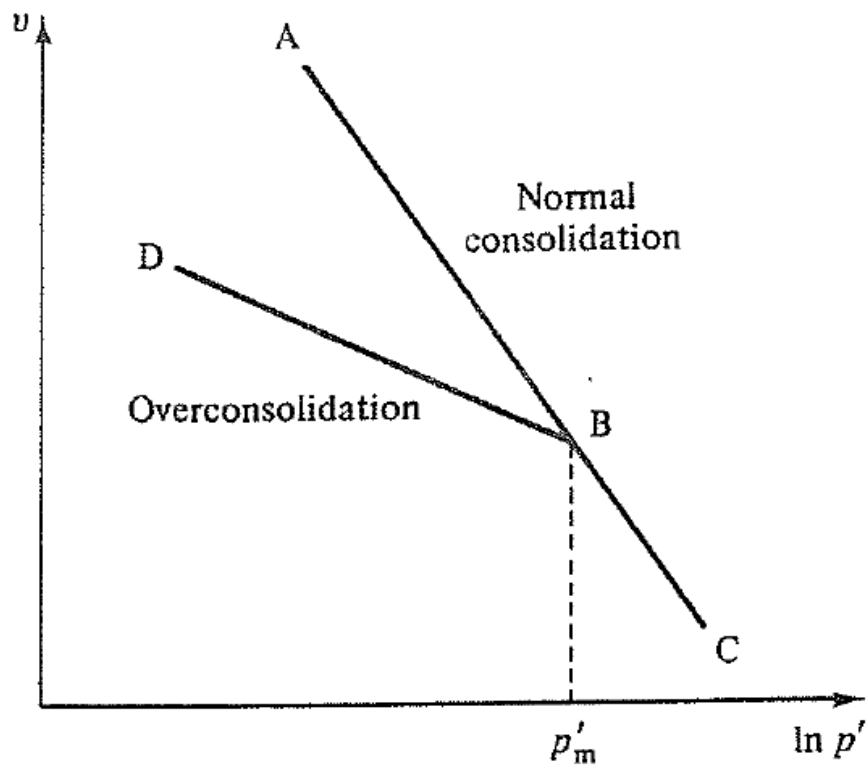


Figura 2.7 - Adensamento do solo
Atkinson e Bransby (1978)

Observando o gráfico da Figura 2.7, é possível deduzir que um solo carregado isotropicamente irá seguir a reta AC, e uma vez descarregado irá seguir a Curva de Expansão no sentido BD. Quando o carregamento recommear, o solo irá seguir novamente a Curva de Expansão, mas dessa vez no sentido DB até chegar novamente na NCL, aonde irá se desenvolver novamente sobre a reta AC.

Assim sendo, é impossível para o solo se situar no lado direito da NCL, somente sobre ou ao lado esquerdo da mesma é que poderá haver alguma combinação possível para tensão e índice de vazios, podemos dizer assim que a NCL é um estado limite que o solo pode alcançar (ATKINSON, 1993). Quando o solo se encontrar sobre a NCL, o mesmo será considerado normalmente adensado. Quando o mesmo se encontrar em qualquer ponto a esquerda da NCL, o mesmo será denominado pré-adensado. Na Figura 2.8 observam-se tais afirmações.

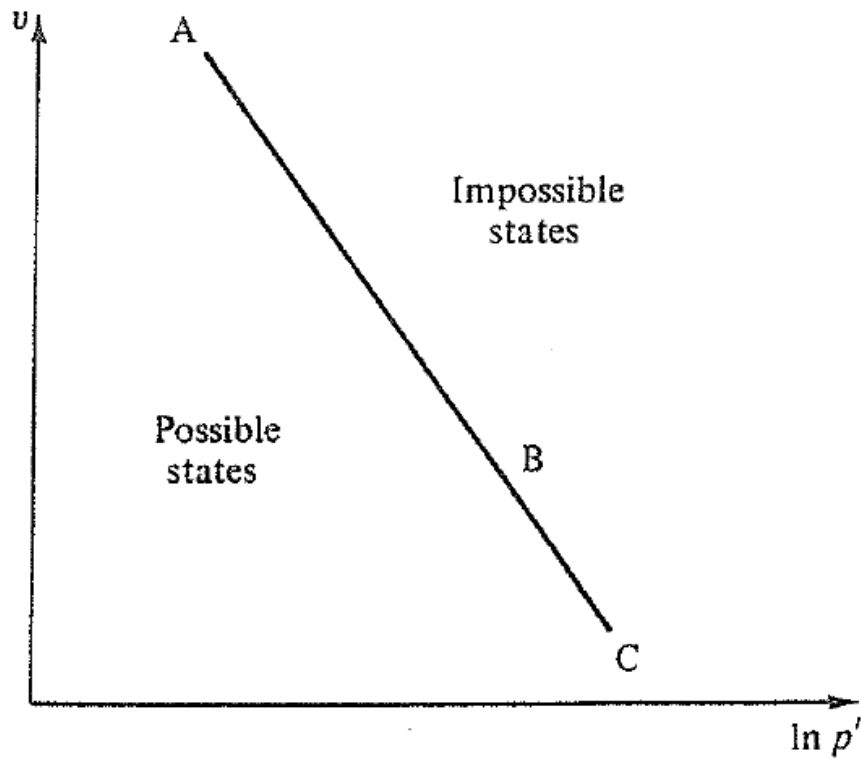


Figura 2.8 - Estados possíveis do solo
Atkinson e Bransby (1978)

2.3.2 Linha do Estado Crítico

Atkinson e Bransby (1978) observaram que, nos ensaios triaxiais isotropicamente confinados, tanto drenados como não-drenados, os pontos de rupturas ensaios parecem ser muito semelhantes e seria instrutivo a comparação entre os mesmos. Os pontos que foram plotados correspondem as condições de grandes deformações, ou seja, a máxima tensão desvio é atingida, o índice de vazios e o volume do solo não variam mais. Os autores então plotaram esses pontos juntos e observaram que os mesmos formam uma única linha reta que passa pela origem no gráfico q' versus p' e uma única curva a esquerda da NCL no gráfico v versus $\ln p'$. Na Figura 2.9, observa-se a reta e a curva formada pelos pontos de ruptura dos ensaios drenados e não-drenados.

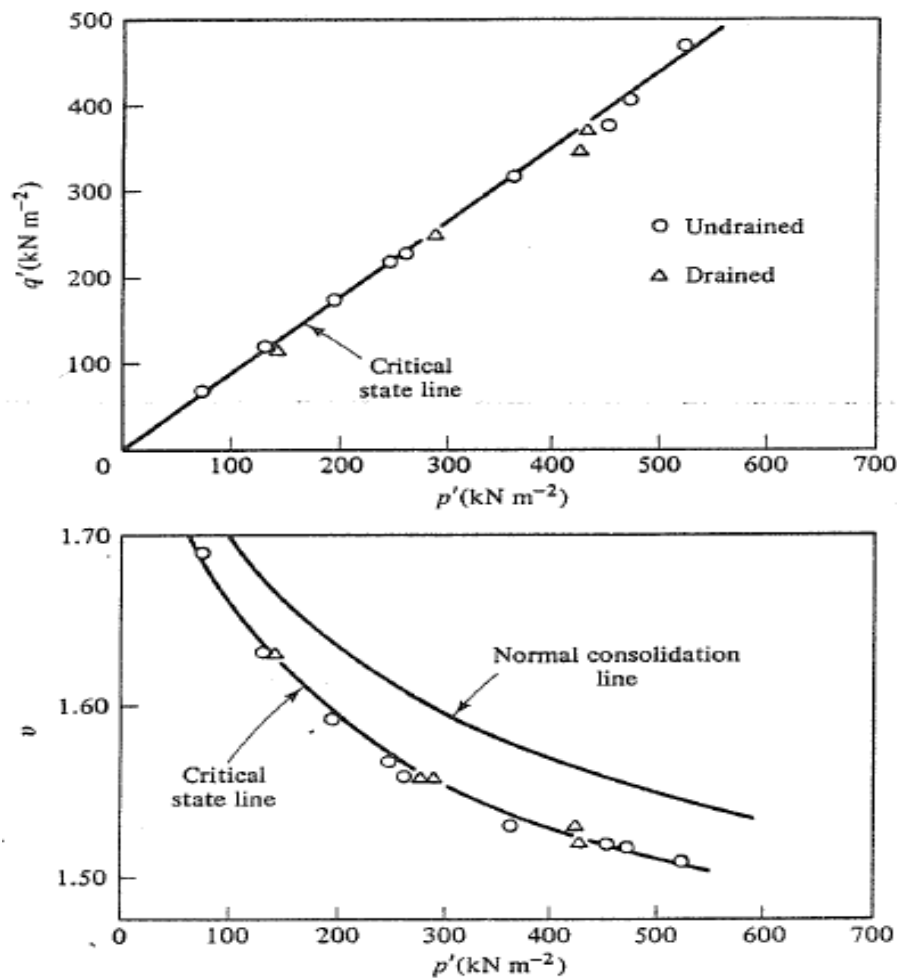


Figura 2.9 - Linha do Estado Crítico

Atkinson e Bransby (1978)

Assim sendo, Atkinson e Bransby (1978) afirmam que a linha formada pela ruptura das amostras, tanto em ensaios drenados como não-drenados, é definida como *Linha do Estado Crítico (CSL)*. Os autores ainda acrescentam que a propriedade mais marcante da CSL é a ruptura da amostra, que independente da sua trajetória de tensões, sempre ocorrerá sobre a CSL para grandes deformações.

Segundo Atkinson e Bransby (1978), a CSL pode ser descrita, no gráfico q' versus p' , pela equação:

$$q' = Mp' \quad \text{Eq. 2.3}$$

onde M equivale ao ângulo interno no estado crítico. No gráfico v versus $\ln p'$, a CSL pode ser descrita através da equação:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad \text{Eq. 2.4}$$

onde Γ corresponde ao valor de v no ponto $p' = 1 \text{ kPa}$.

Observa-se a semelhança nas fórmulas que descrevem as linhas NCL e CSL, a única diferença entre as mesmas são os valores de N e Γ que são constantes para cada tipo de solo. Na Figura 2.10, observa-se a plotagem da NCL e CSL.

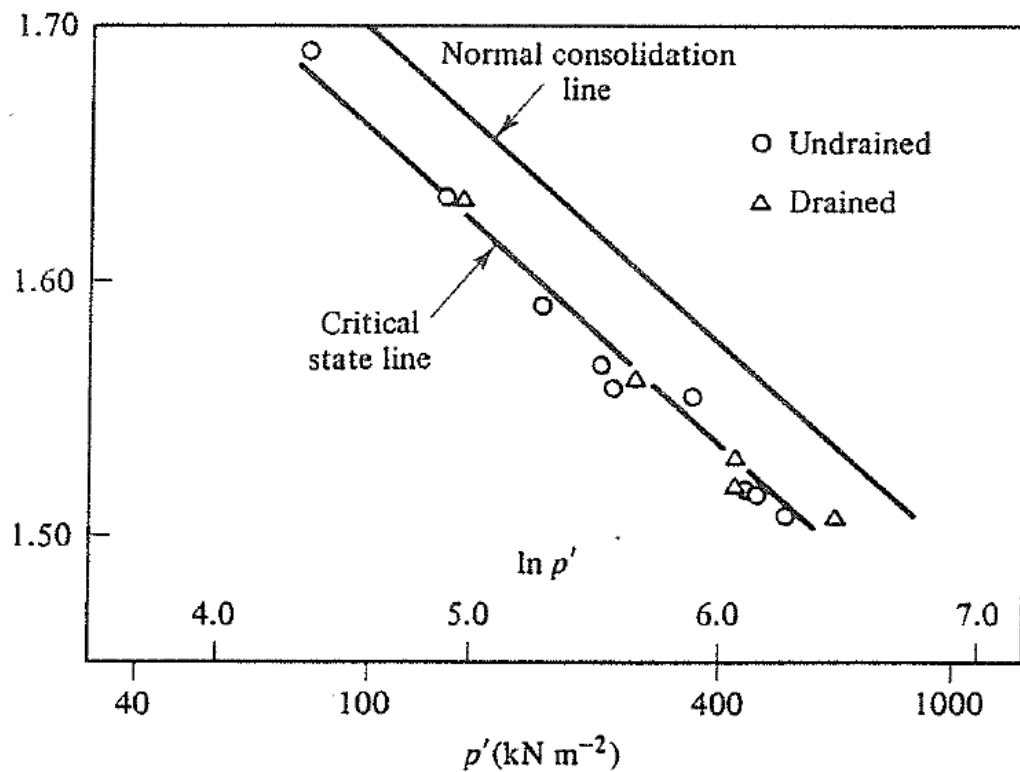


Figura 2.10 - NCL e CSL

Atkinson e Bransby (1978)

Assim sendo, o estado crítico de um solo é função de q' , p' e v , e para uma melhor compreensão desses conceitos, é utilizado um gráfico tridimensional q' versus p' versus v . A NCL, nesse gráfico, fica em uma posição com $q' = 0$, ou seja, a NCL fica “deitada” no gráfico enquanto a CSL ascende junto com q' , p' da mesma forma que v diminui. Na Figura 2.11 é possível observar o gráfico q' versus p' versus v e o comportamento no estado crítico.

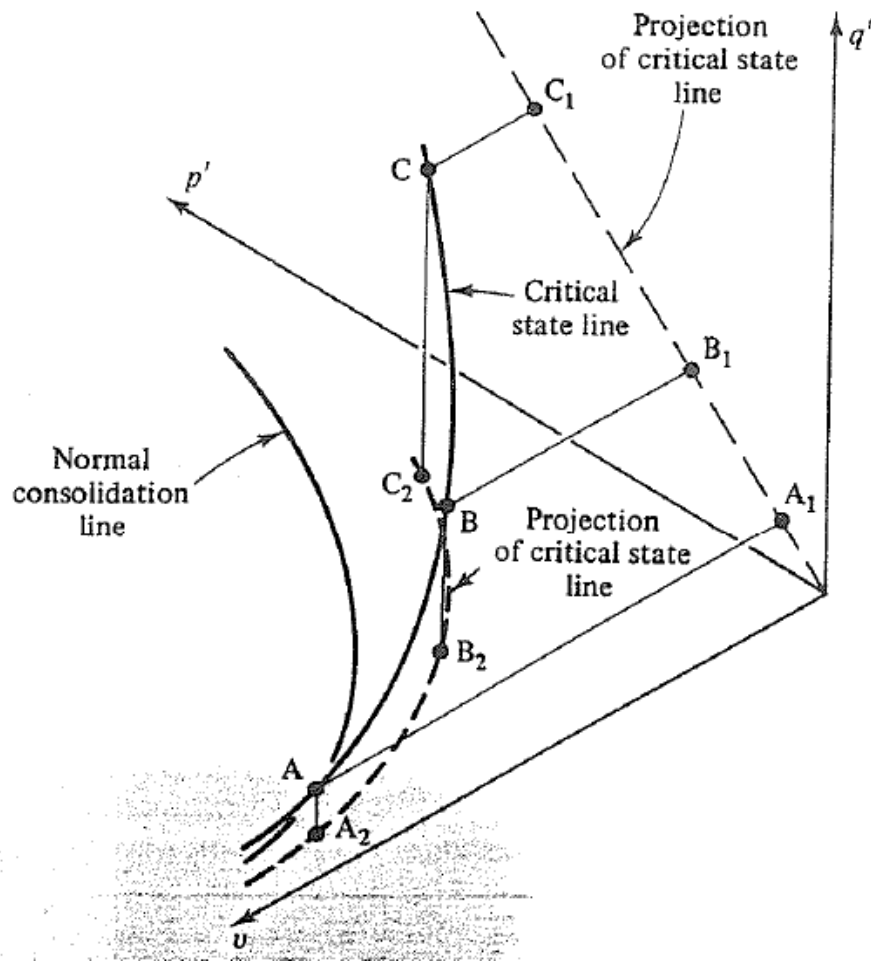


Figura 2.11 – Gráfico q' versus p' versus v
Atkinson e Bransby (1978)

2.3.3 Superfície de Roscoe

Atkinson e Bransby (1978) puderam esclarecer o conceito de superfície de Roscoe a partir de ensaios triaxiais em amostras normalmente adensadas. Os autores realizaram inúmeros testes para diferentes valores de tensão confinante p_0' e observaram as trajetórias de tensões evoluírem até cisalharem as amostras.

Os ensaios triaxiais foram executados tanto na modalidade drenada como não drenada e foi possível observar que, tanto nos ensaios drenados como nos ensaios não drenados, as trajetórias de tensões que partiam da NCL até a linha de estado crítico, curvavam o espaço tridimensional representado em um gráfico q' versus p' versus v formando uma espécie de superfície. Essa superfície formada pelas trajetórias de tensões foi denominada superfície de Roscoe (ATKINSON E BRANSBY, 1978). Na Figura 2.12, observa-se tal fenômeno.

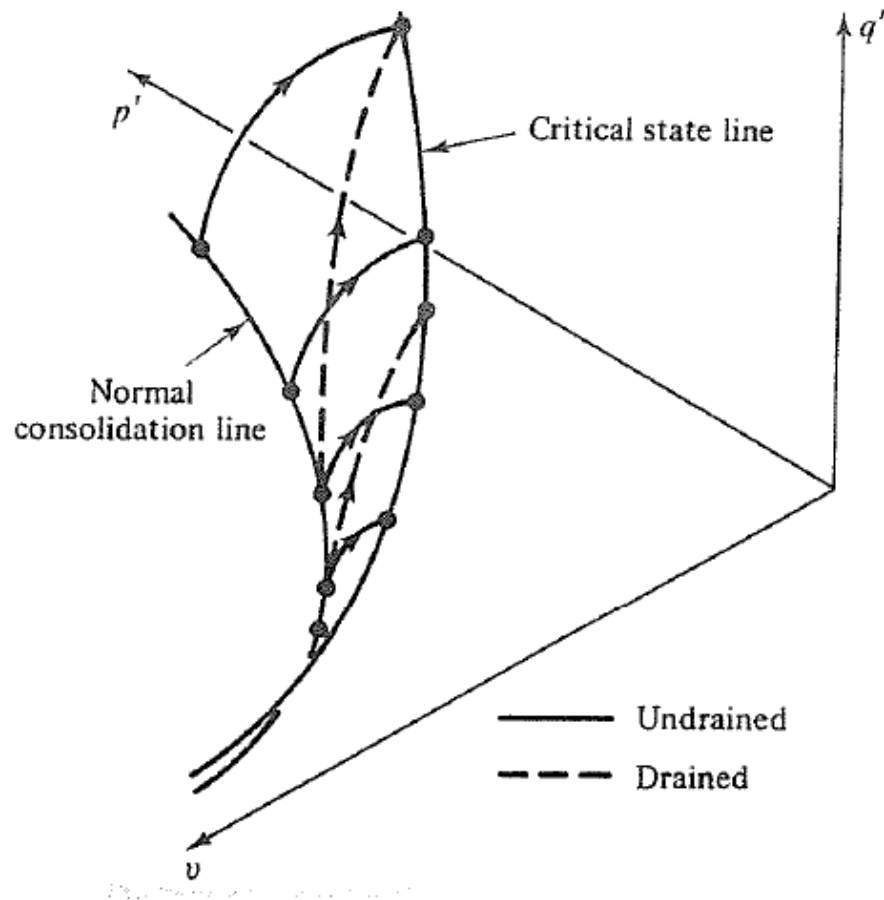


Figura 2.12 - Superfície de Roscoe
Atkinson e Bransby (1978)

2.3.4 Superfície de Hvorslev

Como visto no item 2.2.1, a superfície de Roscoe é obtida para solos normalmente adensados. Atkinson e Bransby (1978) mostram que uma forma de plotar as trajetórias de tensões para amostras de solo fortemente pré-adensadas, tanto de ensaios drenados como não drenados, é gerar um gráfico q' versus p' normalizado em relação à tensão p'_e . Os autores afirmam que p'_e , para qualquer volume específico, é simplesmente a tensão existente sobre a NCL.

Assim sendo, se os pontos de ruptura do solo, tanto nos ensaios drenados como não drenados, forem plotados no gráfico q' versus p' normalizado em relação à tensão p'_e , formam a chamada superfície de Hvorslev (ATKINSON E BRANSBY, 1978). Na Figura 2.13 é possível observar os resultados dos ensaios drenados e não-drenados para um solo fortemente pré-adensado e a superfície de Hvorslev.

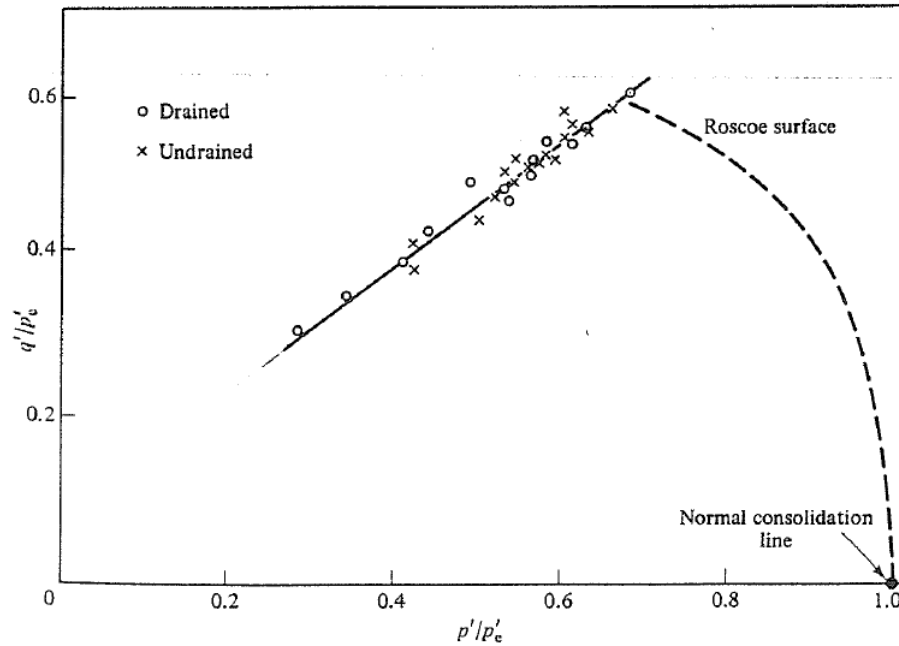


Figura 2.13 - Superfície de Hvorslev
Atkinson e Bransby (1978)

2.4 SOLOS ESTRUTURADOS

2.4.1 Definição, Origem e Formação da Estrutura

A Mecânica dos Solos Clássica considera apenas o índice de vazios inicial, sendo o mesmo, diretamente influenciado pela história de tensões no comportamento mecânico de um determinado solo.

Em contrapartida, Leroueil & Vaughan (1990), citam que a Mecânica dos Solos Clássica não considera o efeito da cimentação entre partículas na resistência e rigidez de um solo. Existem determinados tipos de solos que não podem ter a sua resistência e rigidez explicada apenas pelo índice de vazios e história de tensões. Esses solos são denominados solos estruturados e é exatamente essa estrutura que exerce grande influência nestes materiais.

Lambe & Whitman (1979) também apontam o conceito de solos estruturados. Os autores citam que o termo solo estruturado faz referência à orientação e distribuição das partículas em uma massa de solo e a força entre as partículas do mesmo. Ainda afirmam que a estrutura do solo pode influenciar fortemente o comportamento mecânico do mesmo.

Para Mitchell (1993), o termo estrutura é usado para expressar as diferentes propriedades de um solo tanto no seu estado natural ou em um estado remoldado, ambos com o mesmo índice de vazios. O autor ainda aponta que o termo estrutura é usado para fazer alusão à fábrica e as pressões que existem entre as partículas de um solo.

Martins (2001), *apud* Rigo (2005), interpreta o termo estrutura como sendo um arranjo estrutural entre partículas originado pelas ligações estáveis entre as mesmas. Tal arranjo estrutural explicaria o ganho de resistência de um solo que a história de tensões e o índice de vazios não poderiam provar. Liu & Carter (1999), *apud* Rigo (2005), consideram a estrutura de um solo como sendo as características que são diferentes daquelas correspondentes ao mesmo solo reconstituído.

Quanto à origem da estrutura, Mitchell (1976), *apud* Denardin (2005), diz que a estrutura de um solo é formada a partir de vários meios, como por exemplo, a ligação entre as partículas e o arranjo que as mesmas formam. O autor afirma que, em argilas sedimentares, a mineralogia, composição química da água, forma e tamanho das partículas, teor de matéria orgânica e a velocidade de sedimentação são importantes fatores que influenciam na estrutura inicial de um solo. Nos solos residuais, tamanho e forma das partículas, mineralogia, pressão, temperatura, composição química da água são determinantes na formação da estrutura.

Rigo (2005) atesta que, fundamentalmente, a estrutura de um solo é função da origem geológica de um determinado material e os processos que o mesmo sofreu ou foi submetido ao longo de sua ascensão ao longo do tempo. Mitchell (1993) ainda salienta que a estrutura de um solo é composta de um tecido formado por partículas e sustentado por forças que refletem os vários fatores que o material foi sendo submetido, como por exemplo, sua história, estado atual e meio ambiente. O mesmo autor sintetizou os fatores e processos que são determinantes na estrutura de um solo, essa síntese pode ser observada na Figura 2.14.

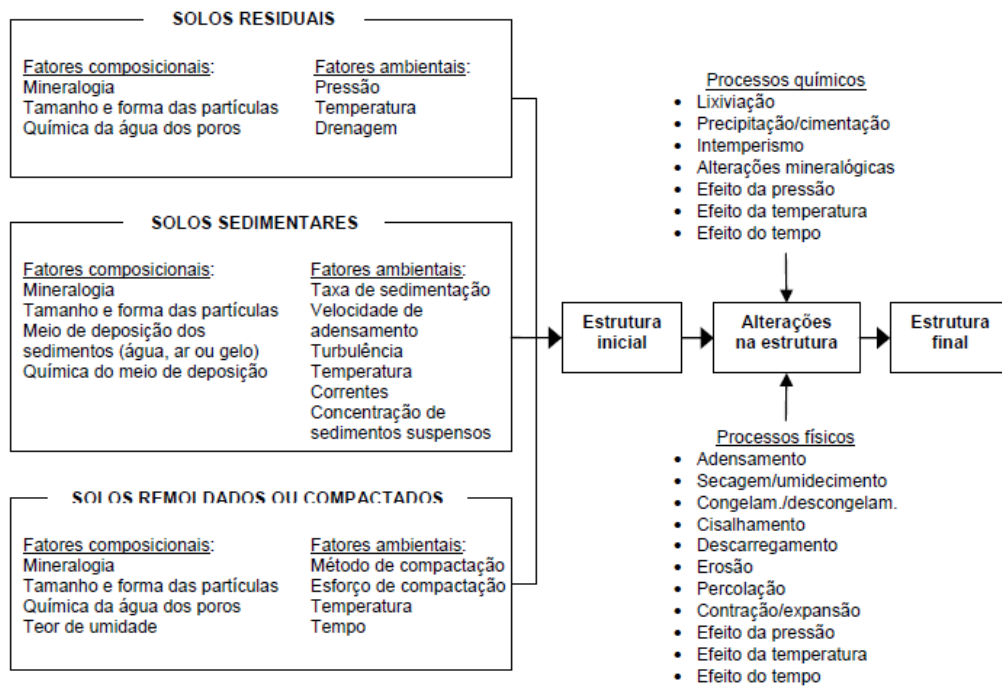


Figura 2.14 – Fatores e processo determinantes na estrutura de um solo
(adaptado de Mitchell, 1993)

2.4.2 A Estrutura e o Comportamento Mecânico do Solo

O comportamento de um solo estruturado, sob os aspectos mecânicos, difere de um solo natural não estruturado, portanto, é fundamental identificar o comportamento mecânico dos solos estruturados. Citam-se três aspectos dos quais serão expostos na sequência: Plastificação, Comportamento na Compressão Unidimensional e Isotrópica e Comportamento na Compressão Triaxial.

2.4.2.1 Plastificação

Segundo Leroueil & Vaughan (1990), definem o conceito de plastificação como sendo uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação quando o mesmo é sujeito a um carregamento monotônico. Quando um solo é submetido a compressão isotrópica ou unidimensional, a plastificação pode ser identificada com uma diminuição brusca do índice de vazios no gráfico da curva de compressão.

Leroueil & Vaughan (1990), também citam que, quando um solo estruturado é submetido a um carregamento qualquer, o mesmo apresenta uma rigidez inicial que é quebrada abruptamente em um determinado nível de tensões, essa quebra é a ruptura das ligações entre

as partículas ou o desconcerto no arranjo dos grãos que se manifesta como um irreversível dano na estrutura do solo, caracterizando assim a plastificação.

É importante também se destacar que a tensão onde ocorre a plastificação nos solos estruturados é semelhante a tensão de pré-adensamento dos solos sedimentares, enquanto nos solos sedimentares a tensão de pré-adensamento se deve exclusivamente a história de tensões, nos solos estruturados a tensão limite que inicia o processo de plastificação se deve a ligação entre as partículas (VAUGHAN, 1988).

Os pontos de plastificação podem ser determinados com o auxílio de ensaios triaxiais e edométricos, sendo que os pontos são determinados quando ocorre uma mudança significativa nos ensaios. Nos ensaios edométricos, quando a tensão de ensaio ultrapassa a tensão de pré-adensamento, a plastificação eclode e se caracteriza pela mudança brusca no comportamento do solo devido a quebra da estrutura. Nos ensaios triaxiais, a plastificação é identificada quando as trajetórias de tensão tocam ou ultrapassam as superfícies de ruptura, nesse momento, observa-se uma mudança com relação às deformações na curva do gráfico tensão desvio *versus* deformação axial (DENARDIN, 2005).

Leroueil & Vaughan (1990), cita que a plastificação de um solo estruturado pode ocorrer de três formas distintas, estas formas são a compressão, cisalhamento e expansão. A plastificação por compressão ocorre quando a trajetória de tensões não atinge a envoltória de resistência ao cisalhamento, mas atinge a superfície de plastificação em um ponto qualquer, sendo que, esse comportamento pode ser facilmente observado em um ensaio triaxial. A plastificação por cisalhamento ocorre quando a trajetória de tensões atinge a envoltória de resistência ao cisalhamento em um determinado ponto, provocando assim, grandes deformações no solo devido à ruptura do mesmo. Por último, a plastificação por expansão ocorre quando a trajetória de tensões se configura em uma situação de descarregamento e atinge também a superfície de plastificação (DENARDIN, 2005). Na Figura 2.15, observam-se as diferentes formas de ocorrência da plastificação.

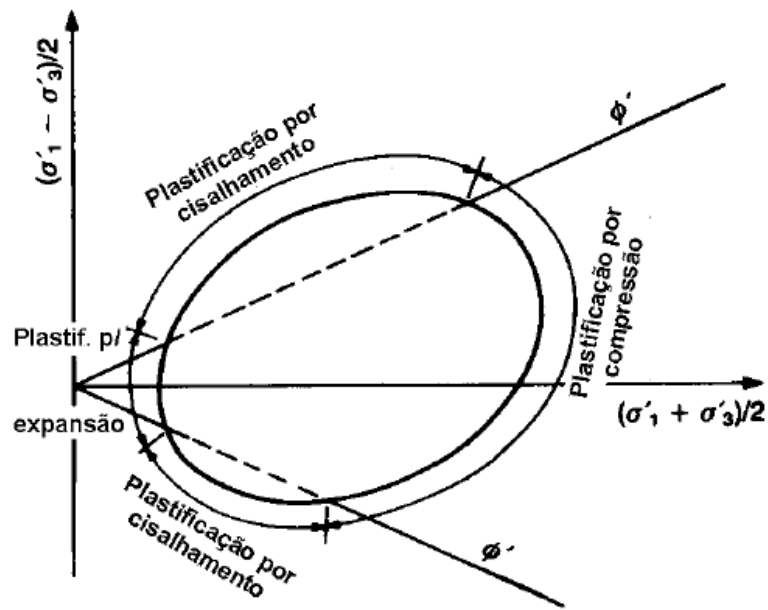


Figura 2.15 – Formas de plastificação

Lerouiel & Vaughan (1990)

2.4.2.2 Comportamento na compressão Unidimensional e Isotrópica

O comportamento de um solo estruturado e não estruturado, quando submetido a compressão unidimensional e isotrópica, pode ser observado na Figura 2.16. A curva que representa o solo não estruturado apresenta um alto índice de vazios inicial, em contrapartida, o solo estruturado inicia o carregamento com o índice de vazios inicial menor. Observa-se que nos estágios finais de carregamento, a curva do solo estruturado obtém um acréscimo de resistência em comparação ao solo não estruturado, creditasse a isso a própria estrutura do solo dando ao mesmo uma maior resistência.

Observando a curva do solo estruturado, é possível identificar um trecho onde o índice de vazios praticamente não se altera. Esse fenômeno ocorre porque, no início do ensaio, a estrutura da amostra de solo não é rompida e como consequência o seu índice de vazios permanece constante até que a tensão inicia a quebra da estrutura. A partir desse ponto ocorre a plastificação da estrutura e uma diminuição no índice de vazios é observada. Para níveis de tensão maiores, o índice de vazios do solo estruturado praticamente se iguala ao índice de vazios do solo não estruturado. Neste ponto os solos se comportam praticamente da mesma maneira.

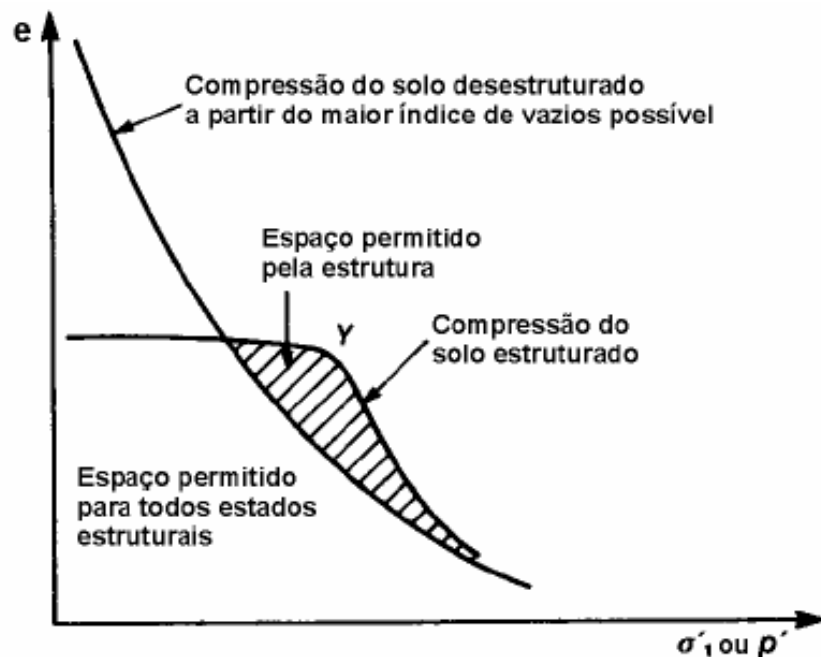


Figura 2.16 – Comportamento na compressão unidimensional e isotrópica
Lerouiel & Vaughan (1990)

Leroueil & Vaughan (1990), ainda citam que existe uma proporcionalidade entre a deformação na plastificação do solo estruturado, índice de vazios quando ocorre a plastificação e resistência da estrutura. Os autores afirmam que, quanto maior for o índice de vazios e a resistência da estrutura, maior será a deformação da estrutura quando a mesma entrar no processo de plastificação.

2.4.2.3 Comportamento na compressão Triaxial

Quanto ao comportamento dos solos estruturados sob compressão triaxial, Leroueil & Vaughan (1990), afirma que os solos estruturados, independentemente de sua origem e natureza, apresentam comportamentos tensão-deformação semelhantes. Quando o solo estruturado é submetido a um ensaio triaxial com baixas tensões de confinamento o solo se comporta semelhantemente a uma areia densa ou a uma argila pré-adensada, pois o solo apresenta um pico na curva do gráfico tensão-deformação seguido de uma queda da resistência acrescida com o aumento das deformações. O autor ainda cita que o pico de resistência ocorre devido à estrutura presente no solo e não a sua densidade.

Quando o solo é submetido a um ensaio triaxial com tensões elevadas de confinamento, o mesmo desenvolve altíssima resistência e a plastificação ocorre antes da ruptura. O ensaio

triaxial com tensões de confinamento em amplitudes médias apresenta comportamento intermediário, a ruptura do solo coincide com o momento de plastificação do solo estruturado (RIGO, 2005). Na Figura 2.17, o resultado de ensaios triaxiais de solo estruturados.

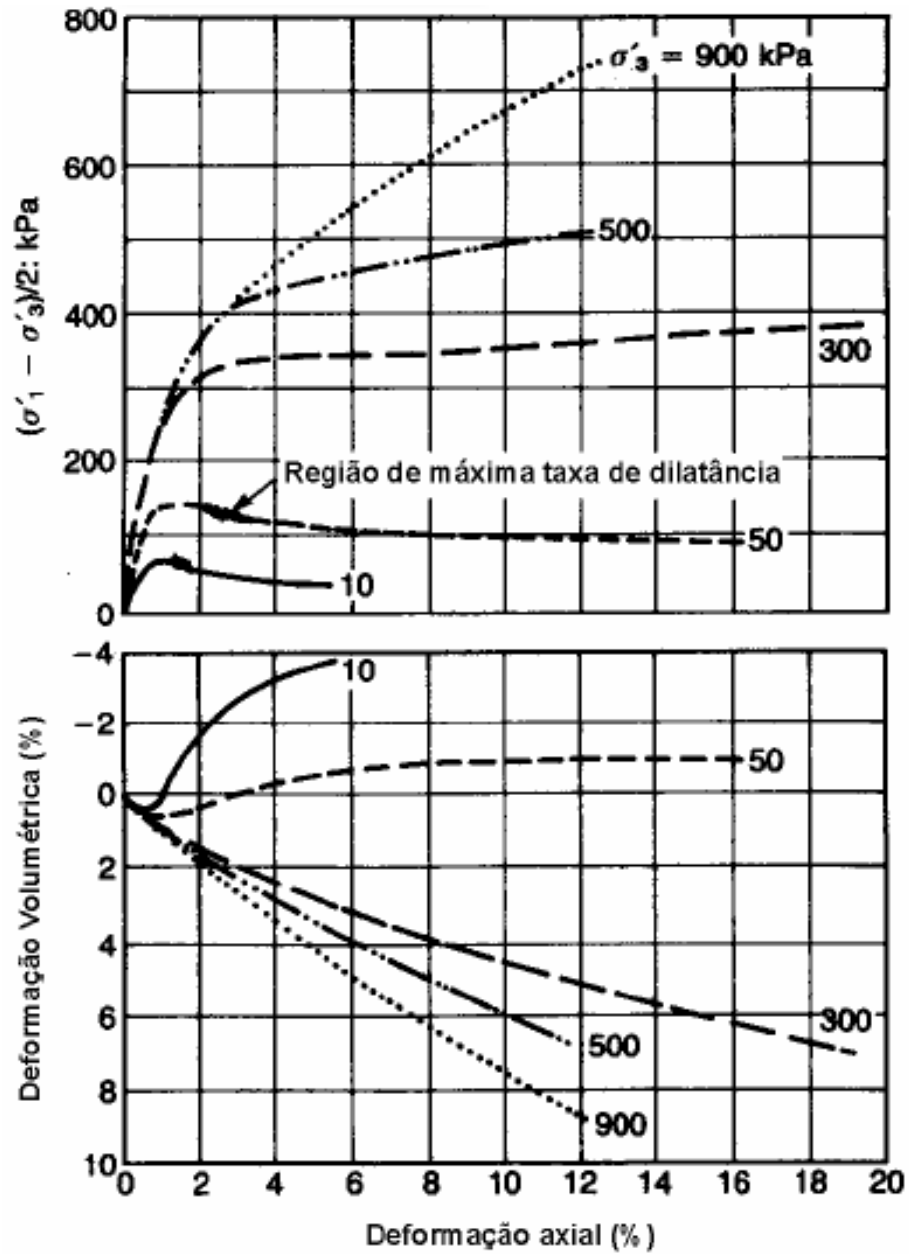


Figura 2.17 – Resultado de ensaios triaxiais de solo um estruturados
Maccarini 1987, apud Rigo (2005)

3 LOCAL DE ESTUDO E METODOLOGIA

No presente capítulo, será apresentado o local de estudo, suas características e contextos geomorfológicos. Também serão apresentados os resultados dos ensaios realizados para a completa caracterização do solo Canyon.

3.1 LOCAL DE ESTUDO

O solo estudado tem origem na cidade de Caxias do Sul, mais precisamente no bairro Madalozzo, às margens da RS-122. A cidade de Caxias do Sul fica localizada na porção norte do estado do Rio Grande do Sul e possui uma área urbana de aproximadamente 65,00 km² e uma área total de aproximadamente 1.600,00 km². Caxias do Sul dista da capital Porto Alegre 128 km e está a uma altitude média de 820 m acima do nível do mar e seus principais acessos rodoviários são a BR 116 e a RS 122. A área urbana da cidade se desenvolveu sob um acentuado declive topográfico, o que favorece a ocorrência de pequenos e localizados deslizamentos. Na Figura 3.1 é possível observar a localização de Caxias do Sul em relação ao estado do Rio Grande do Sul e ao restante do país.



Figura 3.1 - Localização de Caxias do Sul - RS

Para uma melhor compreensão de todos os aspectos que envolvem a presença do solo Canyon, é indispensável à inspeção do mesmo em seu local de origem. Uma vez observados em campo esses aspectos, a percepção dos problemas causados pelo solo em todos os seus contextos se torna uma tarefa mais simples.

No dia 10/06/2016, foi realizada uma visita a campo no local de estudo. No total, foram inspecionados três pontos distintos e em cada um foram realizados levantamentos visuais e fotográficos. A localização dos pontos de visitas, bem como suas coordenadas geográficas, pode ser observada na Tabela 3.1. Na Figura 3.2, observa-se a localização dos três pontos no bairro Madalozzo.

Tabela 3.1 – Locais de Inspeção

Local	Descrição do local	Localização Geográfica
Ponto 01	Beco da Esperança e Valão da Vila Ipê no bairro Madalozzo	S29.11625° - O51.18235°
Ponto 02	Divisa do Bairro Madalozzo com o Bairro Canyon	S29.11766° - O51.17989°
Ponto 03	Loteamento Recanto Nobre / RS122;	S29.11083° - O51.18526°

Fonte: Luís Henrique Thier

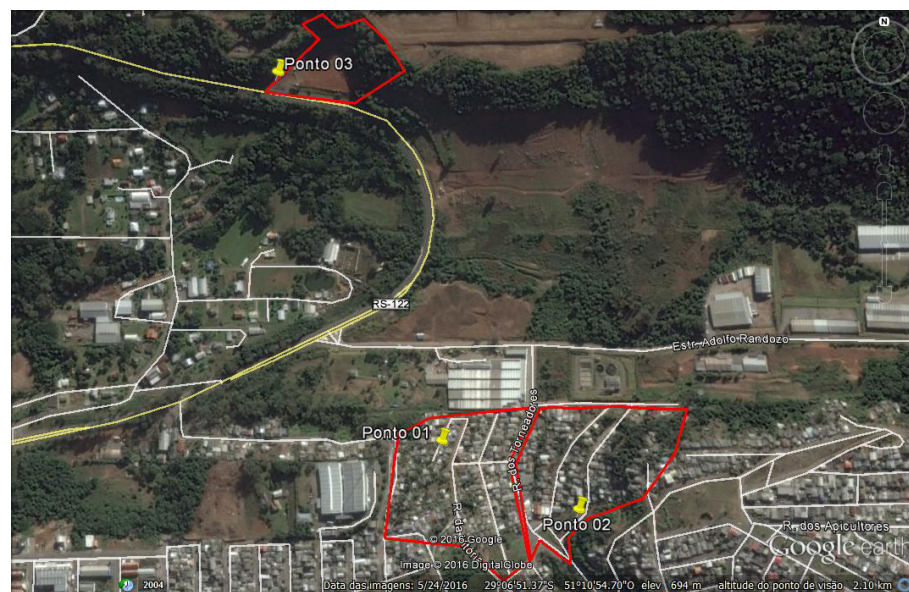


Figura 3.2 - Localização dos pontos visitados

(Fonte: google.com)

A justificativa para a escolha dos locais se justifica no fato que, os pontos 01 e 02 se encontram em locais de consideráveis declividades e grande densidade populacional, onde acidentes geotécnicos representam riscos aos moradores do local.

3.2 AMOSTRAGEM PARA OS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

O local da retirada das amostras deformadas para a caracterização do solo Canyon se constitui dos três pontos inspecionados, mencionados no item 3.1. No total, foram retiradas seis amostras deformadas, coletadas no dia 21/07/2016, com o auxílio da equipe do Laboratório de Geotecnologia da UFRGS. Na Tabela 3.2, observa-se a descrição quanto à nomenclatura e o respectivo local de retirada.

Tabela 3.2 – Descrição das amostras

Nome da amostra	Local de retirada
P1	Ponto 1 – Beco da Esperança no bairro Madalozzo
P2	Ponto 2 – Divisa do bairro Madalozzo com o bairro Canyon
P3a, P3b, P3c e P3d	Ponto 3 – RS - 122

Fonte: Luís Henrique Thier

O procedimento adotado para a coleta das amostras deformadas para a realização os ensaios de caracterização foi a coleta de solo. Aproximadamente 3 kg de solo foram extraídos para cada amostra, as mesmas foram colocadas em sacos plásticos e catalogadas. Como foi possível observar na Tabela 3.2, foram colhidas quatro amostras de solo no talude às margens da RS-122, essas amostras foram retiradas com um espaçamento aproximado de 4 metros respeitando um mesmo alinhamento com relação a vertical. O objetivo de retirar as amostras com essa metodologia é de observar e determinar a variação das características do solo em uma direção longitudinal. Na Figura 3.3 se observa os locais de retirada das amostras no talude. As amostras P3a, P3b, P3c e P3d correspondem às setas vermelhas da esquerda para a direita, respectivamente.



Figura 3.3 - Localização das amostras no Ponto 3

3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Para a completa caracterização do solo Canyon, foram realizados ensaios para a determinação do peso específico real dos grãos, limites de Atterberg e granulometria de todas as amostras, estes, parâmetros básicos para a classificação de qualquer solo. As normas que foram utilizadas para a determinação dos limites de Atterberg, índices físicos e granulometria são a ANBT NBR 6508/1984, ABNT NBR 6459/2016, ABNT NBR 7180/2016, ABNT NBR 7181/1984.

3.3.1 Resultados dos ensaios

Os resultados de ensaios de peso específico real dos grãos e densidade real dos grãos podem ser visualizados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Peso Específico e Densidade

Real dos Grãos

Amostra	γ_s (KN/m ³)	G
P1	27,43	2,797
P2	27,41	2,796
P3a	27,40	2,795
P3b	27,39	2,793
P3c	27,73	2,828
P3d	27,78	2,833

Fonte: Luís Henrique Thier

Primeiramente, quanto ao peso específico e a densidade real dos grãos, é possível observar que os resultados dos ensaios praticamente não se alteram com relação às amostras P1 e P2, observou-se valores praticamente iguais com uma ordem de grandeza de 2,79 para a densidade e 27,4 KN/m³ para o peso específico real dos grãos.

Com relação às amostras ensaiadas relativas ao Ponto 3, observou-se uma variação dos resultados, as amostras P3a e P3b repetiram de forma quase idêntica os resultados observados nas amostras P1 e P2. Já as amostras P3c e P3d indicaram valores ligeiramente superiores com ordem de grandeza girando em torno de 27,7-27,8 KN/m³ e 2,83 para o peso específico e densidade real dos grãos, respectivamente.

Das (2007) e Lambe & Whitman (1979) apresentam tabelas com valores típicos de Densidade Real dos Grãos para diversos tipos de minerais. Os valores de 2,79, observados na maioria das amostras podem indicar a presença de minerais como Moscovita, Clorita e Ilita. Os valores de 2,83 indicam a possível presença de minerais como Moscovita, Biotita, Clorita, Ilita.

Os estudos realizados por Borsatto (2011) com o solo Canyon, apresentados no item 2.2.2, continham ensaios de Difratoograma de Raio X. Os resultados obtidos pelo autor com a realização do ensaio demonstraram que o solo Canyon possui minerais como a Ilita, Caolinita, Quartzo e Hematita.

Os valores obtidos com o ensaio de peso específico real dos grãos se mostraram razoavelmente compatíveis com os obtidos por Borsatto (2011). As diferenças podem ser

explicadas pelos diferentes locais onde as amostras foram retiradas e as diversas condições geológicas-geotécnicas em que os mesmos podem se encontrar.

Em segundo lugar, quanto aos limites de Atterberg, os resultados dos ensaios podem ser visualizados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Limites de Atterberg

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
P1	68,4	48,2	20,2
P2	85,7	57,4	28,3
P3a	62,0	48,8	13,2
P3b	59,4	46,2	13,2
P3c	64,8	52,7	12,1
P3d	67,9	54,6	13,3

Fonte: Luís Henrique Thier

Por último, um resumo dos resultados dos ensaios de granulometria pode ser observado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Granulometria (% passante)

Solo	P1	P2	P3a	P3b	P3c	P3d
Argila	45	62	28	24	32	35
Silte	24	26	47	36	35	34
Areia Fina	15	5	15	16	14	14
Areia Média	13	4	7	13	14	12
Areia Grossa	2	2	2	8	2	3
Pedregulho	1	1	1	3	3	2

Fonte: Luís Henrique Thier

Os resultados obtidos mostram que todos os quatro tipos de solo são presentes em todas as amostras, o que é aceitável, pois solos residuais são conhecidos por uma granulometria variada.

Inicialmente, quanto às amostras P1 e P2, observa-se que as mesmas apresentaram o maior percentual de argila em comparação com as demais amostras. Observou-se que, durante a coleta das amostras em campo, as mesmas pertenciam a uma camada mais superficial do solo

Canyon, o que pode explicar tal fato. Uma vez que as amostras P1 e P2 são mais superficiais, deduz-se que as mesmas tenham passado por um processo de intemperização mais prolongado e intenso que parcelas de solo em camadas mais profundas. Uma vez mais profundo, o solo fica menos exposto a agentes que promovem o intemperismo.

Para ambas as amostras, o percentual de silte e pedregulho praticamente não se alteram e que a diferença entre ambos está na proporcionalidade de argila e areia. Na Figura 3.4, se observam todas as curvas granulométricas.

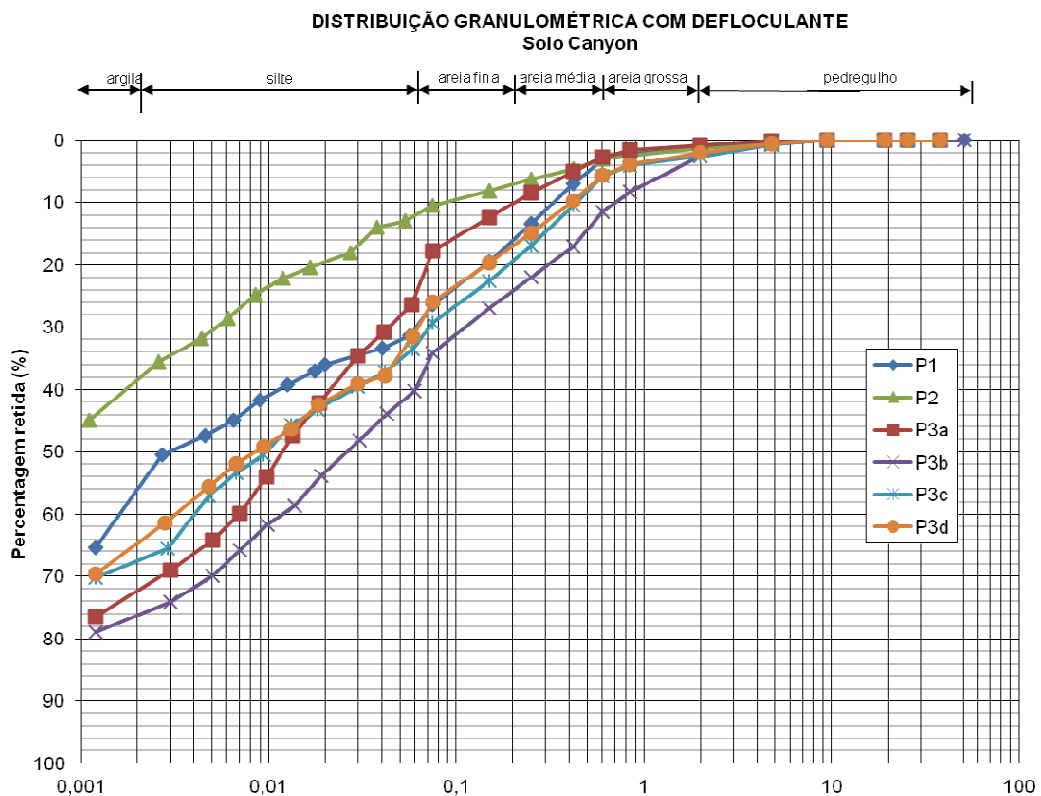


Figura 3.4 - Curvas granulométricas de todas as amostras

Fonte: Luís Henrique Thier

Nas amostras P3a, P3b, P3c e P3d, observaram-se uma acentuada diminuição nos percentuais de argila e um aumento nos percentuais de silte em comparação com as amostras P1 e P2. O fator que pode explicar tal fenômeno é a maior profundidade onde as amostras foram retiradas. Expostas a uma quantidade menor de fatores que promove o intemperismo, os grãos de solo sofrem uma menor degradação e, conseqüentemente, partículas de finos se tornam menos presentes na curva granulométrica. Quanto aos percentuais de areia e pedregulho, em

comparação com as amostras P1 e P2, houve mudanças nos valores uma vez que P1 alcançou mais que o dobro do percentual de areia.

3.4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

A presente seção apresenta os detalhes do programa experimental e os procedimentos que foram empregados para a retirada das amostras no local de estudo, já descrito no Capítulo 3. O capítulo também apresenta a metodologia empregada na realização dos ensaios edométrico, de cisalhamento direto e de compressão triaxial, o primeiro executado com amostra reconstituída no intuito de se verificar o comportamento do material com um grande índice de vazios inicial e os dois últimos executados com amostras indeformadas e remoldadas com o propósito de se verificar a influência de uma possível estrutura no material.

3.4.1 Amostragem

As amostras para a realização de todos os ensaios foram retiradas do Ponto 1, localizado no Capítulo 3 da presente dissertação. O Ponto 1 foi escolhido como o local da retirada das amostras em função de que o mesmo possui considerável inclinação e grande densidade de casas. Primeiramente foi escolhido um pequeno corte no terreno para que fosse possível a realização das coletas de amostras indeformadas para os ensaios cisalhamento direto e compressão triaxial.

O processo teve como prelúdio a retirada das amostras para os ensaios de cisalhamento direto. No local, com o auxílio de ferramentas específicas, foi possível modelar o formato aproximado que as amostras devem apresentar. A finalização da execução da retirada das amostras aconteceu com a cuidadosa cravação de um anel biselado de aço com 60mm de diâmetro de 20mm de altura, sendo que o mesmo teve a função de modelar a amostra indeformada no tamanho exato para o ensaio. Na figura 3.5, observa-se o procedimento.



Figura 3.5 – Amostra indeformada para o ensaio de cisalhamento direto

Após a retirada das amostras para o ensaio de cisalhamento direto foi executada a retirada das amostras para o ensaio de Compressão Triaxial. A sequência executiva foi semelhante, primeiramente foi esculpida a amostra no formato aproximado de um corpo de prova cilíndrico de 100mm de altura por 50mm de diâmetro. Após a finalização da retirada das amostras, as mesmas foram catalogadas e envoltas em papel filme para que a sua umidade natural não se perdesse até a data de realização dos ensaios em laboratório. Na figura 4.2, observa-se o processo de retirada da amostra.



Figura 3.6 - Amostra para o ensaio de compressão triaxial

Finalmente, as sobras de material proveniente da retiradas das amostras indeformadas foram também coletadas para a realização dos ensaios edométrico, cisalhamento direto e compressão triaxial com corpos de prova remoldados.

3.4.2 Metodologias dos ensaios

3.4.2.1 Ensaio Edométrico

É através do ensaio edométrico é possível a determinação da curva e versus $\log \sigma_v'$ onde será construída a NCL de um determinado solo. O ensaio consiste basicamente na compressão de uma amostra de solo disposta sobre duas pedras porosas, conseqüentemente, seu índice de vazios diminui devido a expulsão de água do seu meio. Como o ensaio é realizado com deformação lateral nula, as medidas de deformação axial são medidas em tempos pré-definidos enquanto os carregamentos são aplicados na amostra. Nessa dissertação, foi realizado o ensaio em uma amostra reconstituída com o teor de umidade próximo ao limite de liquidez, dessa forma é possível realizar o ensaio com o corpo de prova possuindo um índice de vazios elevado.

3.4.2.1.1 Preparação dos corpos de prova

O ensaio edométrico realizado nessa dissertação ensaiou um corpo de prova reconstituído com o solo residual Canyon. Esse corpo de prova foi preparado com a umidade próxima ao limite de liquidez determinado nos ensaios de caracterização do material.

O procedimento teve início com a separação de aproximadamente 100 gramas de solo deformado, essa quantia foi separada em uma câmara úmida e sua umidade foi determinada. Após 24 horas, com a umidade conhecida da amostra, foi determinada a quantidade de água necessária a ser acrescentada ao solo, o procedimento de mistura de água e solo durou aproximadamente 20 min. A amostra foi novamente armazenada em uma câmara úmida e sua umidade novamente determinada. Novamente, após 24 horas, a amostra foi misturada mais uma vez dando assim fim ao procedimento de preparação da amostra.

3.4.2.1.2 Equipamento

O equipamento utilizado para a realização do ensaio edométrico foi uma prensa da marca Wykehan Farrance. O equipamento funciona com um sistema de cargas em balanço que aplica pressão em uma amostra de cerca de 19 mm de altura e 50 mm de diâmetro. O equipamento também conta com uma célula, que pode ser inundada ou não, onde a amostra é posicionada sobre uma pedra porosa. Na figura 4.3 e 4.4, se observa o equipamento utilizado para o ensaio e as peças constituintes da câmara onde o corpo de prova é acomodado.



Figura 3.7 - Equipamento utilizado no ensaio edométrico



Figura 3.8 - Peças constituintes da câmara da amostra

3.4.2.1.3 Procedimentos de ensaio

O ensaio teve início com a aplicação da amostra de solo residual Canyon em um anel de aço de 19 mm de altura e 50 mm de diâmetro em uma única camada tomando o devido cuidado para que ar não ficasse misturado a amostra. Após esse primeiro momento, o anel agora preenchido de solo, foi colocado no consolidômetro da prensa e sua célula inundada com água destilada. O equipamento, sem nenhuma carga normal, aplicou cerca de 1,3 kPa na amostra devido ao próprio mecanismo do mesmo. Assim que a mesma teve as suas deformações estabilizadas, aplicou-se o primeiro estágio de carga de 6,25 kPa, a amostra permaneceu por 24 horas até que as deformações estabilizassem.

Os estágios de carga que foram utilizados para essa dissertação foram de 6,25; 12; 25; 50; 100; 200; 400; 800 e 1600 kPa com a duração de 24 horas, com exceção dos finais de semana e feriados. Os estágios de descarregamento tiveram duração de cerca de 2 horas, certificando-se que as deformações foram estabilizadas, e foram realizadas com as cargas de 1600; 800; 400; 200; 100; 50; 25 e 6,25 kPa. Na figura 4.5 e 4.6 se observa o respectivamente procedimento sendo realizado com a carga aplicada e a célula da amostra inundada.



Figura 3.9 - Equipamento com as cargas aplicadas

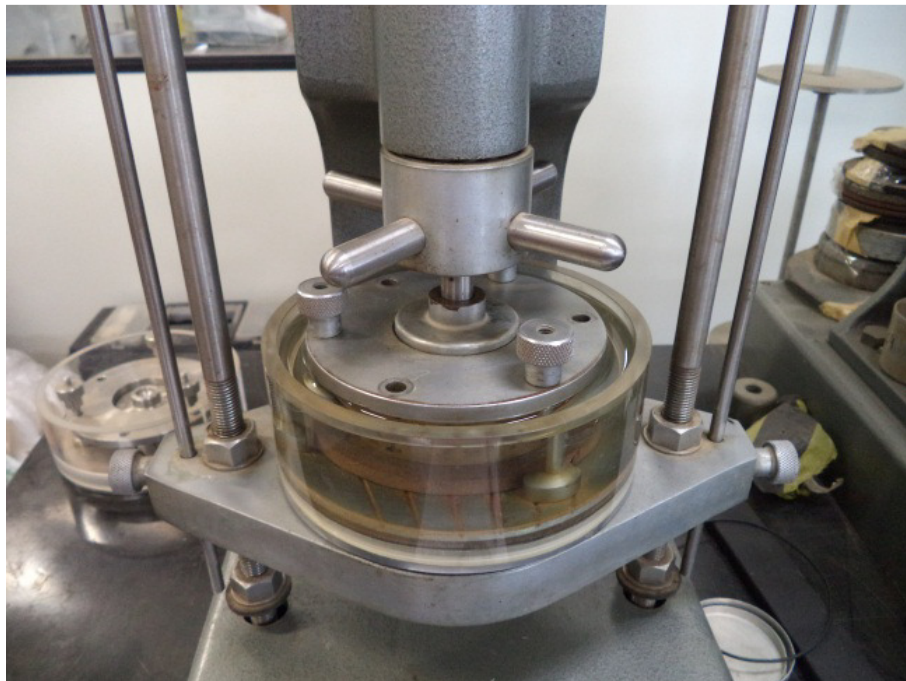


Figura 3.10 - Câmara inundada durante a execução do ensaio

3.4.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de Cisalhamento Direto basicamente se consiste na colocação de uma amostra de solo em formato de disco (circular de pequena espessura) em uma caixa bipartida, onde, sobre a mesma, é aplicada uma determinada tensão normal. Após esse primeiro procedimento é

medido um deslocamento horizontal em uma das partes da caixa bipartida. Os dados que são medidos no ensaio de cisalhamento direto são a tensão tangencial, o deslocamento horizontal e o deslocamento vertical da amostra de solo. Para a realização do referido ensaio, foram utilizados os procedimentos descritos nas normas BS 1377 e ASTM D 3090.

Para essa dissertação, foram ensaiadas 9 amostras indeformadas com tensões verticais que variaram de 50 até 350 kPa e 4 amostras remoldadas com teor de umidade e índice de vazios próximos das médias dos corpos de prova indeformados, nos respectivos valores de 47,47% e 1,64.

3.4.2.2.1 Preparação dos corpos de prova

Os corpos de prova para o ensaio de Cisalhamento Direto foram preparados a partir das amostras indeformadas descritas no item 4.1.

Para a preparação das mesmas, foi utilizado um anel de aço de 60 mm de diâmetro e 20 mm de espessura que serviu de molde para a amostra. Com o auxílio de uma espátula, as sobras das amostras foram retiradas até que a mesma alcançou o formato exato de anel de aço. Com a moldagem completada, o corpo de prova teve as suas dimensões medidas e seu peso anotado e com as sobras de solo, foi determinado o teor de umidade da amostra. Na figura 4.7 e 4.8 é possível observar, respectivamente, o corpo de prova sendo preparado para o ensaio e o mesmo já devidamente entalhado.



Figura 3.11 - Corpo de prova sendo preparado para o ensaio



Figura 3.12 - Corpo de prova pronto para a execução do ensaio

Para a preparação das amostras remoldadas, foram inicialmente separados aproximadamente 500g de solo para a moldagem de quatro corpos de prova. O saco plástico com as 500g de solo foi armazenado em uma câmara úmida por 24 horas até que se determinasse a umidade inicial do material.

Uma vez conhecida a umidade inicial do material foi possível corrigir a mesma até que se atingisse o teor de umidade médio das amostras indeformadas. Foi necessário que o material perdesse umidade, assim o solo foi deixado secando em ambiente aberto e sua umidade foi verificada a cada 30 minutos, quando se verificou a umidade ideal o mesmo foi novamente separado em câmara úmida e sua umidade verificada após 24 horas. Uma vez a amostra deformada pronta e com o teor de umidade correto, se deu início a moldagem dos corpos de prova.

O processo de moldagem teve início com a separação do mesmo peso médio de solo que as amostras indeformadas possuíam. Esse material pesado foi acomodado dentro de um anel de aço de 60 mm de diâmetro e 20 mm de espessura e compactado com o auxílio de uma prensa estática. Foi tomado o devido cuidado de se colocar óleo vegetal no anel para que no momento da transferência do corpo de prova para a caixa bipartida, o mesmo não apresentasse perda de material devido ao atrito do solo com as paredes do anel. Com o auxílio de uma espátula, as sobras das amostras foram retiradas até que a mesma tenha o formato exato do

anel de aço. Com a moldagem completada, o corpo de prova teve as suas dimensões medidas e seu peso anotado e com as sobras de solo, foi determinado o teor de umidade da amostra.

3.4.2.2.2 Equipamento

Quanto ao equipamento que foi utilizado para a realização dos ensaios de Cisalhamento Direto, o mesmo consiste em uma prensa de cisalhamento direto convencional, do tipo deformação controlada, fabricada pela empresa Wykehan Farrence Int. O equipamento ensaia corpos de prova de 60 mm de diâmetro e 20 mm de altura.

Para a realização do trabalho, foram utilizados dois transdutores de deslocamento, um para a medição das deformações verticais e outro para a medição dos deslocamentos horizontais do corpo de prova, e uma célula de carga com capacidade de 200 kgf diretamente instalados no equipamento de cisalhamento direto. Foi utilizado um microcomputador munido de uma placa conversora de sinal analógico-digital para as leituras dos resultados. Na figura 4.9 e 4.10, observam-se respectivamente o equipamento que será utilizado para o ensaio de cisalhamento direto e a caixa bipartida, com os transdutores de deslocamentos instalados, bem a como célula de carga.

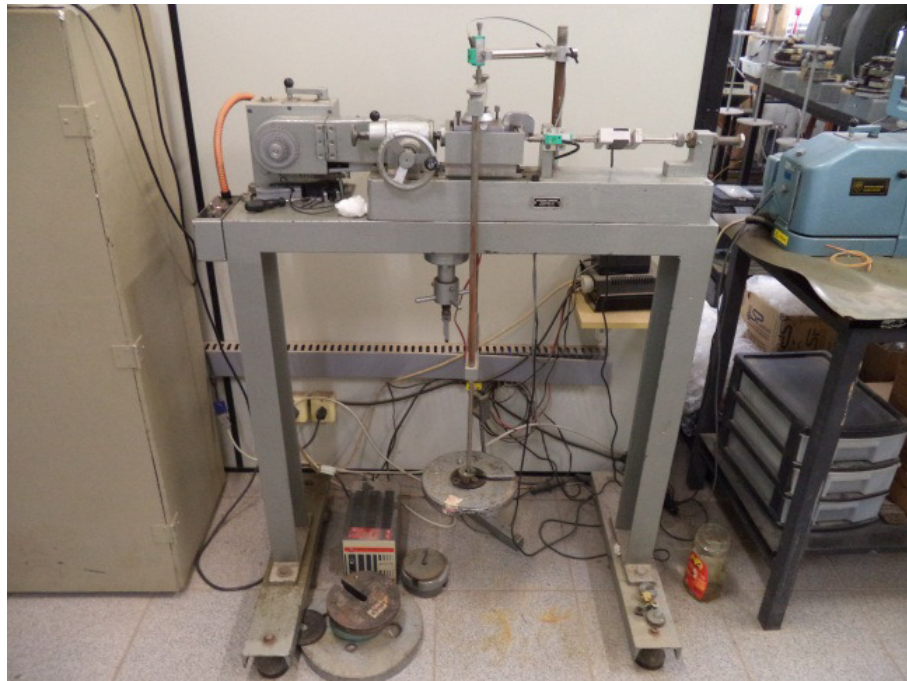


Figura 3.13 - Equipamento utilizado para e ensaio de cisalhamento direto

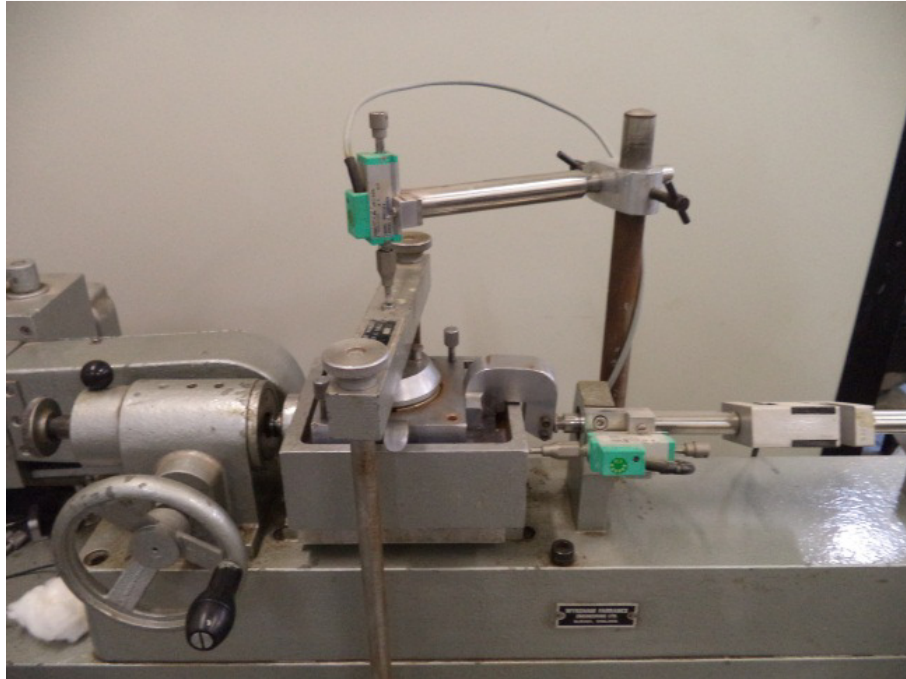


Figura 3.14 - Transdutores de deslocamento e célula de carga instalados

3.4.2.2.3 Procedimentos de ensaio

O procedimento de ensaio tem como início a colocação da amostra na caixa bipartida do equipamento do ensaio triaxial. O conjunto é composto por uma caixa bipartida quadrada de aço maciço com sessão vazada em forma circular de 60mm de diâmetro.

No interior da primeira metade da caixa foi colocado, respectivamente, um anel de aço maciço de base, uma pedra porosa e um anel com ranhuras para a fixação da amostra. Após isso, foi aplicada uma fina camada de óleo vegetal na superfície de contato das duas caixas com o objetivo de minimizar o atrito entre os metais. Para a fixação das duas metades da caixa, foi utilizado parafusos nos cantos da mesma.

Uma vez colocada essas primeiras peças, o anel de aço com a amostra de solo já preparada foi posicionada sobre a sessão vazada da caixa e a amostra foi pressionada até que a mesma se acomodasse de forma completada dentro da caixa bipartida. Sequencialmente, sobre a amostra foi colocado o segundo anel com ranhuras, uma segunda pedra porosa e um segundo anel de aço maciço. Assim, a primeira etapa do ensaio estava concluída, na figura 4.11 e 4.12 é possível visualizar a caixa bipartida e seus componentes e a amostra acomodada na caixa.

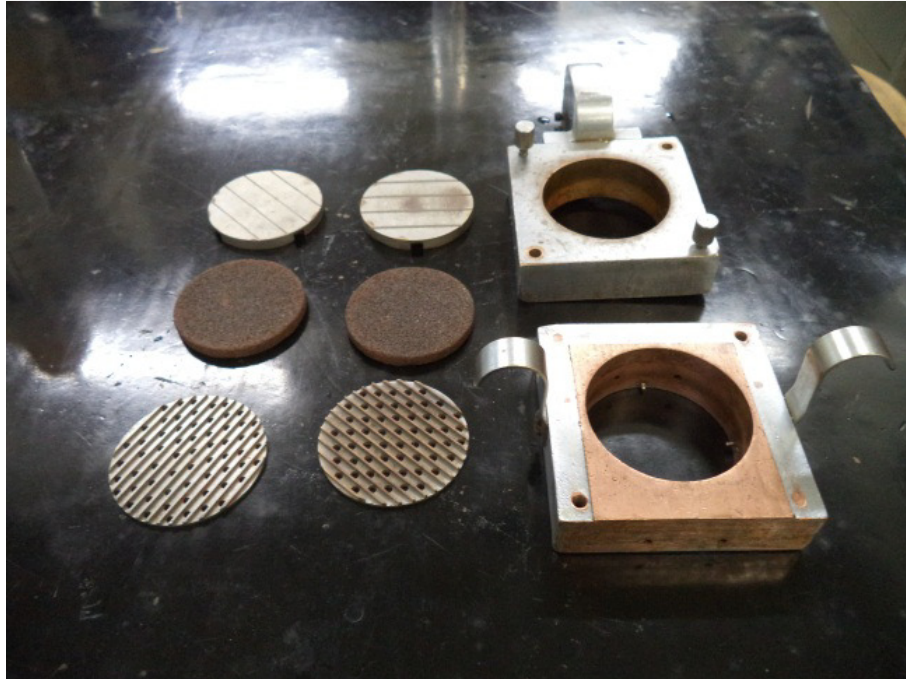


Figura 3.15 - Elementos da caixa bipartida

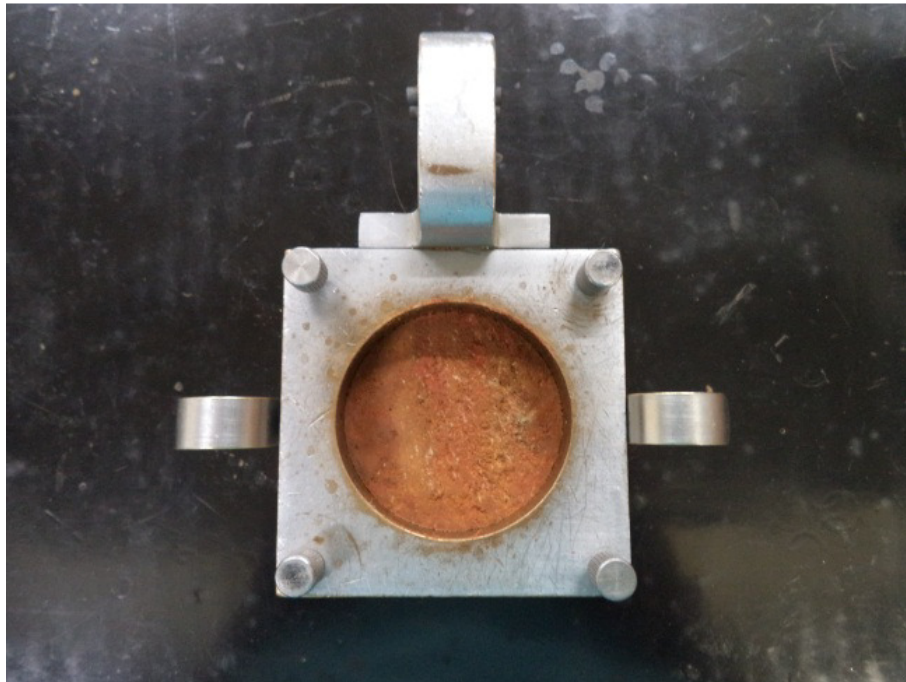


Figura 3.16 - Corpo de prova acomodado na caixa bipartida

Com a caixa montada com a amostra de solo, a mesma foi colocada no equipamento para início do procedimento de cisalhamento. Após a colocação da caixa, o *software* de controle do ensaio foi carregado com as informações pertinentes ao ensaio, tais como, velocidade de cisalhamento, diâmetro e altura da amostra e modalidade de ensaio.

Sequencialmente, a fase de adensamento foi iniciada. Os sensores foram posicionados e a carga vertical aplicada para uma primeira leitura de deslocamento vertical num período de aproximadamente trinta minutos e, após isso, a câmara foi inundada permanecendo a amostra assim até que os deslocamentos verticais não sofressem mais variações.

Finalmente, após a finalização da fase de adensamento, o cisalhamento das amostras foi efetuado. Foi utilizada uma velocidade de descolamento de 0,024 mm/min para todas as amostras e o critério de finalização adotado foi o deslocamento horizontal máximo de 6,5 mm. O procedimento é o mesmo tanto para as amostras indeformadas quanto para as amostras remoldadas.

3.4.2.3 Ensaio de Compressão Triaxial

Nesse ensaio, um corpo de prova em formato cilíndrico é primeiramente envolvido em uma fina membrana de borracha e colocado dentro de uma câmara cilíndrica preenchida com água. Em seguida é aplicada uma pressão de confinamento através da pressão que a própria água exerce no corpo de prova e, então, é aplicada uma tensão axial por meio de uma haste até a ruptura do corpo de prova. Para a realização desse ensaio, foram seguidos os procedimentos recomendados na norma BS 1377 – 90.

No presente trabalho, foram ensaiadas 3 amostras indeformadas na modalidade de ensaio CIU com tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa e 3 amostras reconstituídas também na modalidade CIU moldadas com teor de umidade e índice de vazios semelhante as amostras indeformadas. As mesmas foram ensaiadas com tensões de confinamento de 50, 100, 200 kPa.

3.4.2.3.1 Preparação dos corpos de prova

Os corpos de prova que foram utilizados para a execução dos ensaios triaxiais foram preparados a partir das amostras indeformadas e deformados, as mesmas mencionadas e descritas no item 4.1.

Para a preparação das amostras indeformadas, foi utilizado um torno para o auxílio do processo de modelagem do corpo de prova. Primeiramente, a amostra foi posicionada no torno e com o auxílio de um fio de arame, esculpiu-se a amostra indeformada até que a mesma alcançasse o formato cilíndrico de aproximados 50 mm de diâmetro. Sequencialmente, as extremidades do mesmo foram regularizadas até se obter um comprimento também aproximado de 100 mm. Finalmente, o corpo de prova foi pesado e medido, sendo que as

sobras do processo de moldagem foram utilizadas para a determinação do teor de umidade inicial da amostra. Na figura 4.13 e 4.14 se observa respectivamente o equipamento para o preparo da amostra e a mesma sendo esculpida.



Figura 3.17 - Equipamento utilizado para a moldagem do corpo de prova



Figura 3.18 - Corpo de prova sendo esculpido

Para a preparação das amostras reconstituídas foram inicialmente separados aproximadamente 3000 gramas de solo para a moldagem de quatro corpos de prova. Um saco plástico com as 3000 gramas de solo foi armazenado em uma câmara úmida por 24 horas e após esse período se determinou a umidade inicial do material.

Uma vez conhecida a umidade inicial do material, foi possível corrigir a mesma até que se atingisse o teor de umidade médio das amostras indeformadas. Não foi necessário que o material perdesse ou ganhasse umidade e, uma vez a amostra deformada pronta e com o teor de umidade correto, se deu início a moldagem dos corpos de prova.

Quanto a moldagem dos corpos de prova reconstituídos, os mesmos foram preparadas através da compactação mecânica estática do solo deformado em um molde cilíndrico. O processo teve início com cálculo da quantidade de solo necessário para a obtenção do mesmo índice de vazios das amostras indeformadas. Uma vez determinada essa quantidade, dividiu-se a porção de solo em três partes iguais já que o corpo de prova é compactado em três etapas, garantindo assim um mesmo grau de compactação em toda a extensão do corpo de prova. Em seguida, a primeira porção de solo foi colocada no molde metálico e compactada com o auxílio de uma prensa estática, por fim, a superfície da amostra já compactada foi escarificada a fim de aumentar a aderência entre as camadas. As duas camadas seguintes foram executadas seguindo o mesmo procedimento da primeira e da mesma forma que o ensaio de cisalhamento direto, foi tomado o devido cuidado de se aplicar óleo vegetal nas paredes do molde a fim de facilitar a retirada do corpo de prova do mesmo.

Uma vez que todas as camadas foram compactadas no molde, o mesmo foi desmontado, permitindo que o corpo de prova já pronto tenha suas dimensões verificadas, uma vez o comprimento ter a respectiva dimensão superior a 100 mm, corrigiu-se o comprimento do corpo de prova da mesma forma que o comprimento das amostras indeformadas foi corrigido.

A amostra pronta teve suas dimensões medidas e seu peso anotado. O molde para o preparo dos corpos de prova e o mesmo pronto pode ser visualizado nas figuras 4.15 e 4.16, respectivamente.



Figura 3.19 - Molde desmontado usado para o preparo dos corpos de prova

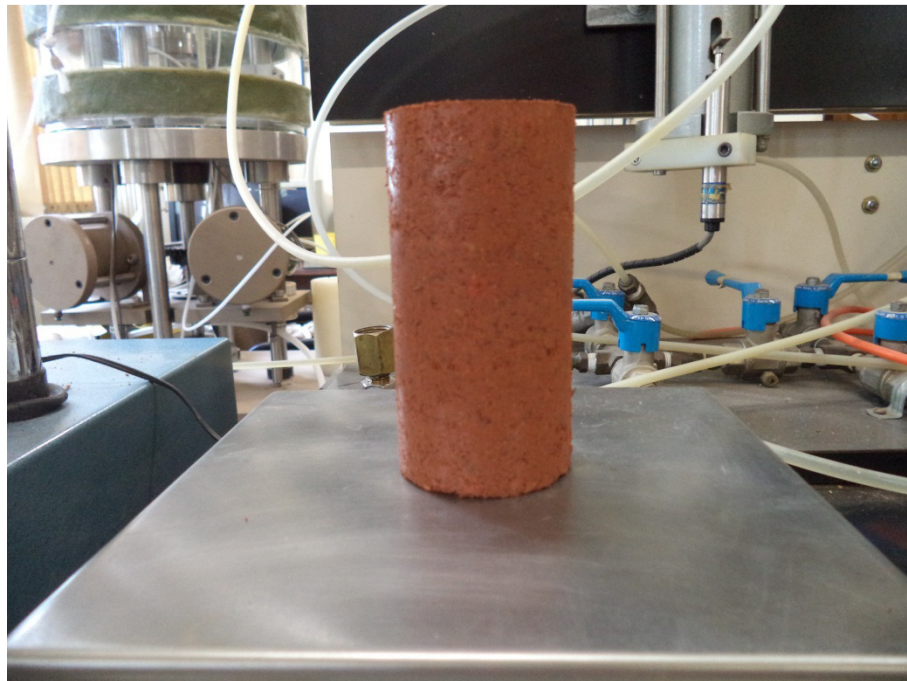


Figura 3.20 - Corpo de prova pronto para o ensaio

3.4.2.3.2 Equipamento

O equipamento que foi utilizado para os ensaios triaxiais é da marca alemã Wille Geotechnik GmbH. A câmara do equipamento possui 400 mm de altura, 160 mm de diâmetro e aplica pressões máximas de até 1500 kPa e tem a capacidade de ensaiar corpos de prova com

dimensões de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro. Na figura 4.17 e 4.18 é possível visualizar a câmara do equipamento utilizado para os ensaios triaxiais e o sistema de aplicação de tensões.

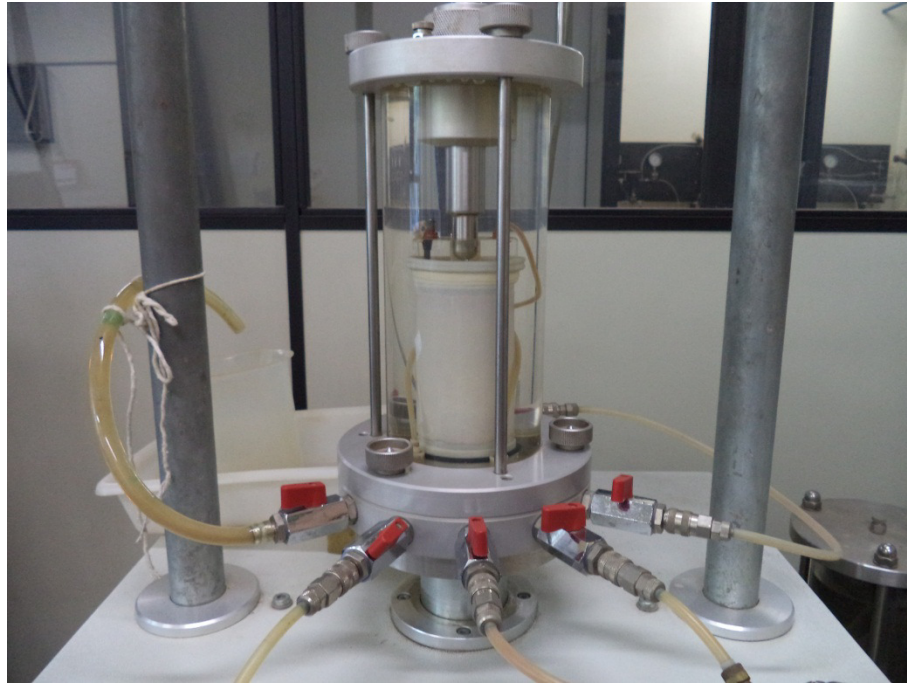


Figura 3.21 - Câmara que compõem o equipamento para o ensaio triaxial



Figura 3.22 - Sistema de válvulas para a aplicação de pressões

O equipamento conta com um microcomputador munido de um *software* que realiza a leitura dos resultados e controla todas as etapas do ensaio de forma automatizada. Quanto a instrumentação, o equipamento conta com uma prensa eletromecânica automática (Wille UL 60-1) que pode ser controlada manualmente ou automaticamente pelo microcomputador, uma célula de carga com capacidade de 5 kN, um transdutor de deslocamento junto a célula de carga para a medição das deformações axiais e um transdutor de pressão acoplado junto a base da câmara para as medições de poro-pressão.

As tensões confinantes e contrapressões são aplicadas através de um sistema hidropneumático de interface ar/água Wille LT2500, o mesmo alimentado por um compressor de ar próprio sendo que as pressões podem ser controladas por válvulas distintas. O sistema ainda conta com uma bureta graduada para as medições manuais das variações volumétricas.

3.4.2.3.3 Procedimentos de ensaio

Os ensaios de compressão triaxial CIU seguiram quatro etapas distintas, a saber, percolação, saturação, adensamento e cisalhamento do corpo de prova.

A etapa inicial do ensaio consiste na percolação de água no corpo de prova. Foi aplicada uma poro-pressão no corpo de prova de aproximadamente 40 kPa e aberta a drenagem inferior a fim de que a água retirasse o ar existente nos vazios permitindo que o mesmo permanecesse em uma condição próxima a saturação. A percolação foi interrompida e dada como concluída quando um volume de água duas vezes superior o volume do corpo de prova passasse pela amostra.

A etapa seguinte foi a saturação do corpo de prova, sendo que, o objetivo principal da etapa de saturação é a eliminação do ar que, por ventura, ainda tenha permanecido após a etapa de percolação. O procedimento foi realizado com o sucessivo incremento de tensões confinantes e poro-pressões aplicados no corpo de prova de 50 kPa mas mantendo a tensão efetiva na amostra de 25 kPa. Apesar da tensão efetiva sempre permanecer na casa dos 25 kPa, a amostra foi submetida a tensões de confinamento de até 600 kPa que provocaram a diluição do ar remanescente no corpo de prova. Para a verificação da eficácia da etapa de saturação, foi medido o parâmetro B quando as tensões de confinamento chegaram a 500, 550 e 600 kPa, sendo que o valor mínimo aceitável para o parâmetro foi de 0,90.

A etapa seguinte foi o adensamento isotrópico nas tensões confinantes relativas à cada corpo de prova. Cabe ressaltar que antes da etapa em questão, foi medido o coeficiente de permeabilidade de cada corpo de prova.

Vencida todas as etapas anteriores, a etapa de cisalhamento foi executada. Essa etapa consiste no incremento de tensões axiais com deformações controladas. Para todos os ensaios realizados nessa pesquisa, a velocidade de execução utilizada foi de 0,045 mm/min com o critério de parada do ensaio estipulado entre 10 e 15% de deformação axial. O procedimento é o mesmo tanto para as amostras indeformadas quanto para as amostras reconstituídas.

4 RESULTADOS DOS ENSAIOS

No presente capítulo dessa dissertação, serão apresentados todos os resultados os ensaios realizados com o solo residual de Dacito Canyon, a saber, ensaio edométrico, ensaio de cisalhamento direto e ensaio de compressão triaxial. Os ensaios foram executados tanto com corpos de prova indeformadas como em corpos de prova reconstituídos, a partir de umidades próximas ao limite de liquidez, e remoldadas num índice de vazios semelhante ao de campo, com o intuito de comparar os comportamentos mecânicos e verificar a influência da microestrutura do solo neste comportamento.

4.1 EDMÉTRICO

Os resultados do ensaio edométrico permitem a construção do gráfico índice de vazios (e) versus tensão vertical efetiva (σ_v') em escala logarítmica, permitindo a determinação dos índices de compressão (C_c) e descompressão (C_d) do corpo de prova reconstituído (com a umidade inicial próxima ao limite de liquidez).

Na Tabela 4.1 é apresentada a condição inicial da amostra reconstituída, suas dimensões e índices físicos obtidos no momento do início do ensaio. Na Figura 4.1 apresentam-se as curvas do gráfico índice de vazios (e) versus o logaritmo da tensão vertical efetiva (σ_v'). Na Figura 4.2, os mesmos dados foram plotados com o eixo das abscissas na escala linear.

O objetivo principal da opção pela moldagem do corpo de prova reconstituído com a sua umidade próxima ao limite de liquidez foi a obtenção de um índice de vazios inicial elevado. Dessa forma é possível determinar o comportamento do solo quando o solo está em uma condição em que, devido ao alto índice de vazios inicial e a provável destruição mecânica da estrutura do solo, o gráfico índice de vazios (e) versus o logaritmo da tensão vertical efetiva (σ_v') representa mais proximamente a reta de compressão do estado limite ou 'normal consolidation line'.

Tabela 4.1 – Dados do corpo de prova para o ensaio edométrico

Condição da amostra	Nome da amostra	d (mm)	h (mm)	γ_s (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)	Umidade Inicial (%)	Índice de Vazios Inicial
Reconstituída	P1-EDO	50	19	27,43	9,34	66,5	1,94

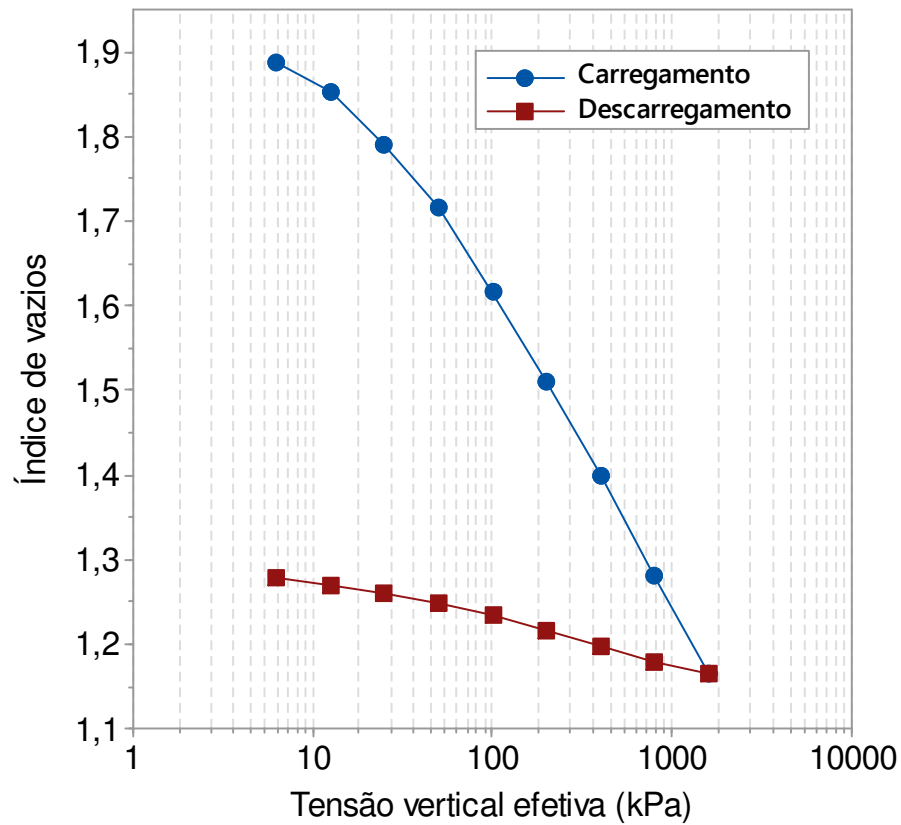


Figura 4.1 - Curva de variação do índice de vazios e da tensão efetiva para o solo Canyon em um corpo-de-prova reconstituído com umidade próxima ao LL (escala logarítmica nas tensões)

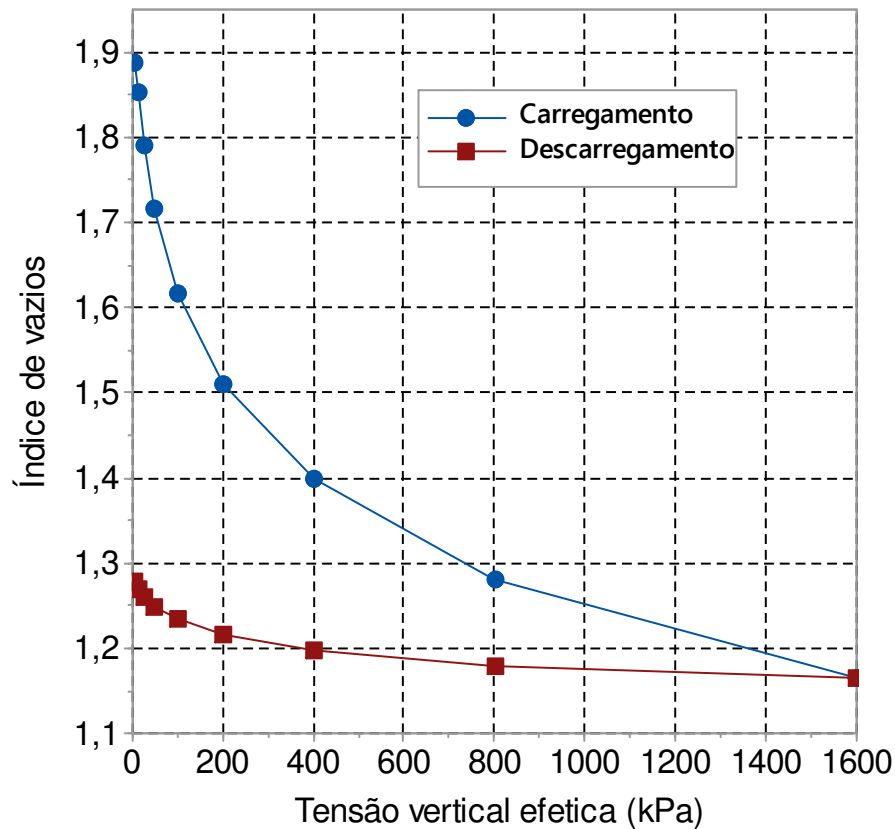


Figura 4.2 - Curva de variação do índice de vazios e da tensão efetiva para o solo Canyon em um corpo-de-prova reconstituído com umidade próxima ao LL (escala natural nas tensões)

Uma vez conhecidos os pontos do gráfico índice de vazios (e) *versus* logaritmo da tensão vertical efetiva ($\log \sigma_v'$), foram determinados os índices de compressão (C_c) e descompressão (C_d) para o solo residual Canyon (Tabela 4.2). Os resultados não indicam a presença de tensão de pré-adensamento, como esperado, pois o ensaio edométrico com corpo de prova com umidade próxima ao limite de liquidez realizado com o solo objeto de estudo, não apresentou uma curva de recompressão no estágio inicial do ensaio. Dessa forma, não foi possível a determinação da tensão de pré-adensamento do material em virtude da impossibilidade de aplicação de qualquer um dos dois métodos mais conhecidos para tal, a saber, o método de Casagrande e Pacheco & Silva.

Uma vez que o corpo de prova possui um grande índice de vazios inicial, e pelo fato do corpo de prova não apresentar qualquer estrutura, devido a sua moldagem, observou-se no gráfico apenas a reta virgem de compressão que, a partir da tensão vertical de 50 kPa, praticamente se comportou como uma reta. O mesmo comportamento foi observado na reta de recompressão, após o último carregamento de 1600 kPa, que apresentou uma linearidade ascendente para a

esquerda evidenciando que o solo, ao ser descarregado, expande o seu volume a partir do último carregamento.

Tabela 4.2 – Coeficientes de compressão (C_c) e descompressão (C_d) e tensões de pré-adensamento

Condição da amostra	Nome da amostra	C_c	C_d	σ_{vm}' (kPa)	
				Pacheco Silva	Casagrande
Reconstituída	P1-EDO	0,39	0,06	-	-

Na Figura 4.3 estão plotados as variações de altura do corpo de prova para as várias tensões aplicadas no ensaio. Em todos os gráficos foi observado que as deformações tendem a se estabilizar rapidamente, indicando um comportamento de drenagem rápida e valores de C_v como observados na Tabela 4.3. Observando o gráfico, fica evidente que o material responde de forma muito rápida aos estágios iniciais de carregamento e tende a estabilizar a partir dos 20 minutos. A leve inclinação da reta observada no gráfico, para as tensões maiores, pode indicar a ocorrência de *creep*, ou seja, o fenômeno de adensamento secundário pode ocorrer se o material for carregado de forma excessiva.

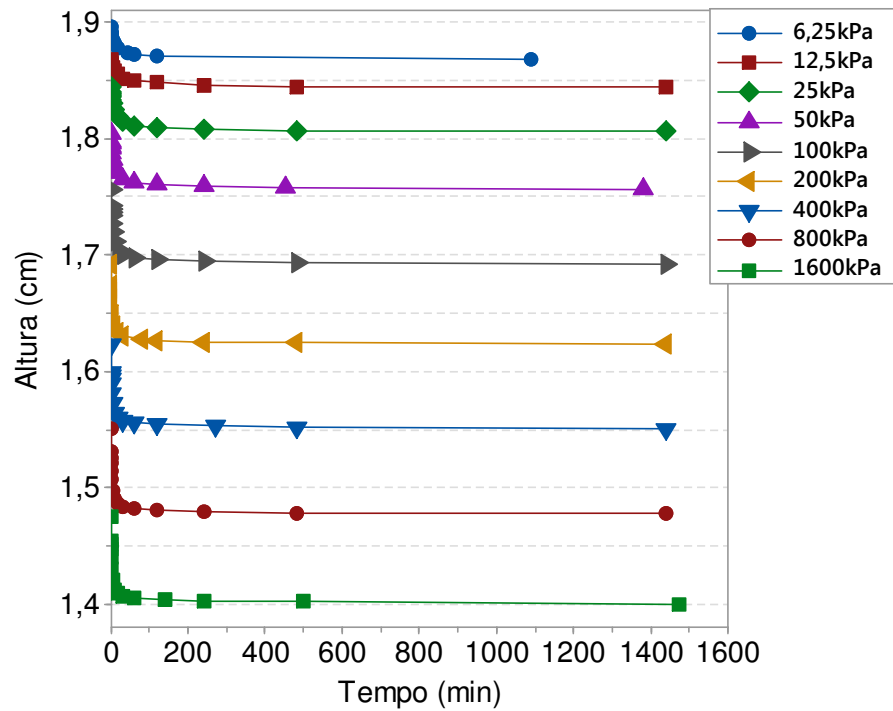


Figura 4.3 - Curvas da variação da altura do corpo de prova versus o tempo de carregamento, para todas as tensões aplicadas

Tabela 4.3 – Coeficiente de adensamento para o corpo de prova reconstituído do solo Canyon pelo método de Casagrande

σ_v' (kPa)	C_v (cm ² /min)
6,25	$4,36 \times 10^{-2}$
12,5	$3,31 \times 10^{-2}$
25,0	$4,69 \times 10^{-2}$
50,0	$6,25 \times 10^{-2}$
100,0	$8,99 \times 10^{-2}$
200,0	$1,08 \times 10^{-1}$
400,0	$1,23 \times 10^{-1}$
800,0	$1,12 \times 10^{-1}$
1600,0	$1,16 \times 10^{-1}$

4.2 CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto realizados para essa dissertação foram executados em dois conjuntos de corpos de prova: o primeiro indeformado e o segundo remoldado. O primeiro conjunto testou amostras indeformadas coletadas no bairro Madalozzo, local e técnica descrita no Capítulo 3. As mesmas foram ensaiadas com tensões normais de 50, 100, 150, 200, 250, 300, 350 kPa inundados. O segundo conjunto de ensaios teve como objetivos testar corpos de prova reconstituídos nas tensões normais de 50, 150, 250 e 350 kPa também inundados.

Os objetivos dos ensaios de cisalhamento direto foram a obtenção das curvas deformação horizontal *versus* tensão cisalhante, deformação horizontal *versus* deformação vertical, as envoltórias de ruptura tanto para as amostras indeformadas como para as amostras remoldadas e a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, o ângulo de atrito *efetivo* (ϕ') e a coesão *efetiva* (c'). Para as amostras remoldadas, a moldagem dos corpos de prova até o índice de vazios médio das amostras indeformadas foi feita por aplicação de tensão estática, a partir de solo com a umidade semelhante à umidade média das amostras indeformadas. Na Tabela 4.4 apresenta-se o resumo dos índices das amostras ensaiadas e suas respectivas tensões normais, dimensões, umidades e índices de vazios iniciais.

A amostra P1H-IND foi realizada com o objetivo de repetir o ensaio com tensão normal de 200 kPa. Essa medida foi tomada em virtude do resultado do primeiro ensaio apresentar uma tensão cisalhante máxima bem abaixo do esperado.

Tabela 4.4 – Resumo dos corpos de prova do ensaio de cisalhamento direto

Condição da amostra	Nome da amostra	Tensão Vertical (kPa)	Tensão cisalhante máxima (kPa)	γ_s (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)	Umidade (%)	Índice de Vazios
Indeformada	P1A-IND	50	79,09	27,43	10,37	41,9	1,65
	P1B-IND	100	85,83	27,43	9,86	49,1	1,78
	P1C-IND	150	116,84	27,43	10,29	44,2	1,66
	P1D-IND	200	168,98	27,43	10,69	46,9	1,57
	P1E-IND	250	155,53	27,43	10,45	49,1	1,63
	P1F-IND	300	192,82	27,43	11,02	45,1	1,49
	P1G-IND	350	190,96	27,43	10,55	50,6	1,60
	<i>P1H-IND</i>	200*	121,99	27,43	9,86	52,9	1,78
Remoldada	P1A-REC	50	40,69	27,43	10,46	45,8	1,62
	P1B-REC	150	101,37	27,43	10,54	44,5	1,60
	P1C-REC	250	159,18	27,43	10,48	44,7	1,62
	P1D-REC	350	201,36	27,43	10,63	43,3	1,58

*: ensaio repetido para confirmar comportamento do ensaio anterior realizado a 200kPa.

4.2.1 Resultados para os corpos de prova indeformados

Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto com os corpos de prova indeformados foram plotados em gráficos apresentados nas Figuras 4.4 e 4.5 respectivamente.

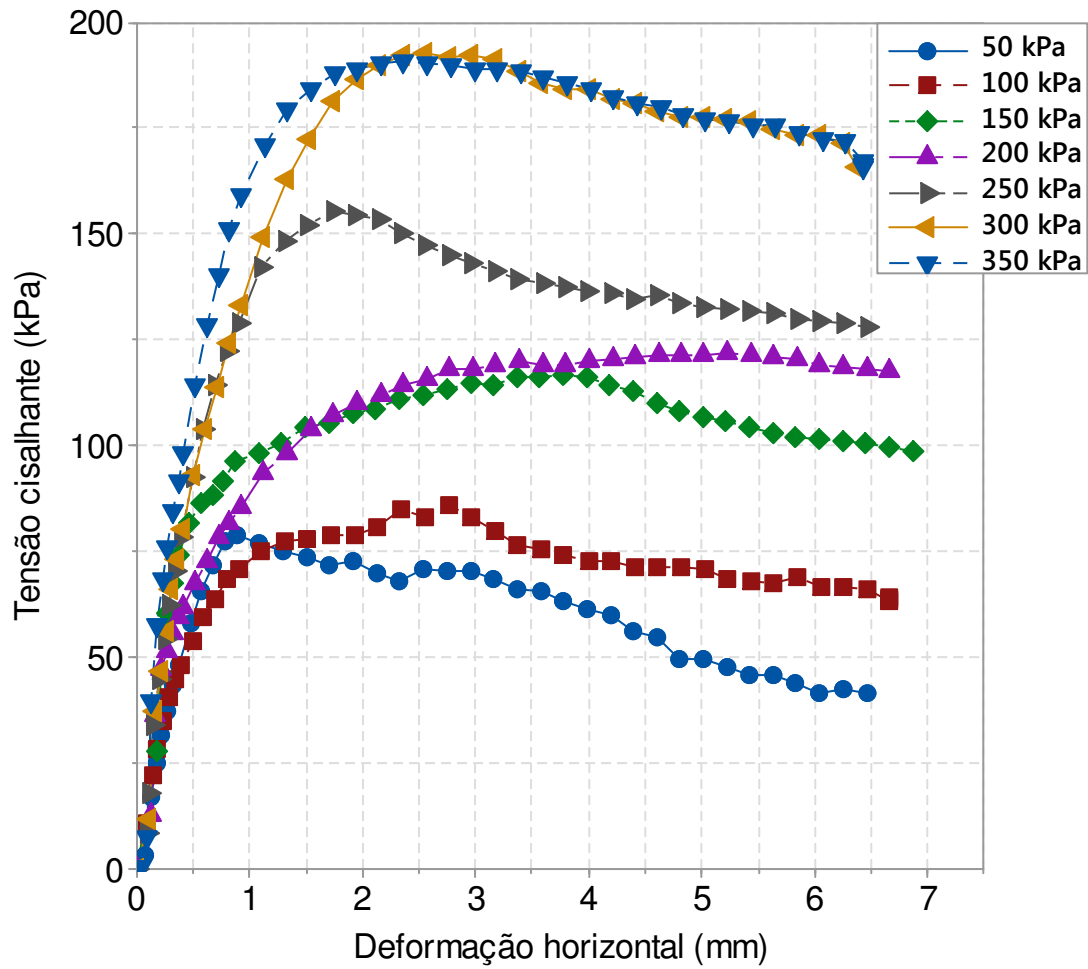


Figura 4.4 - Resultados de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal para os corpos de prova indeformados

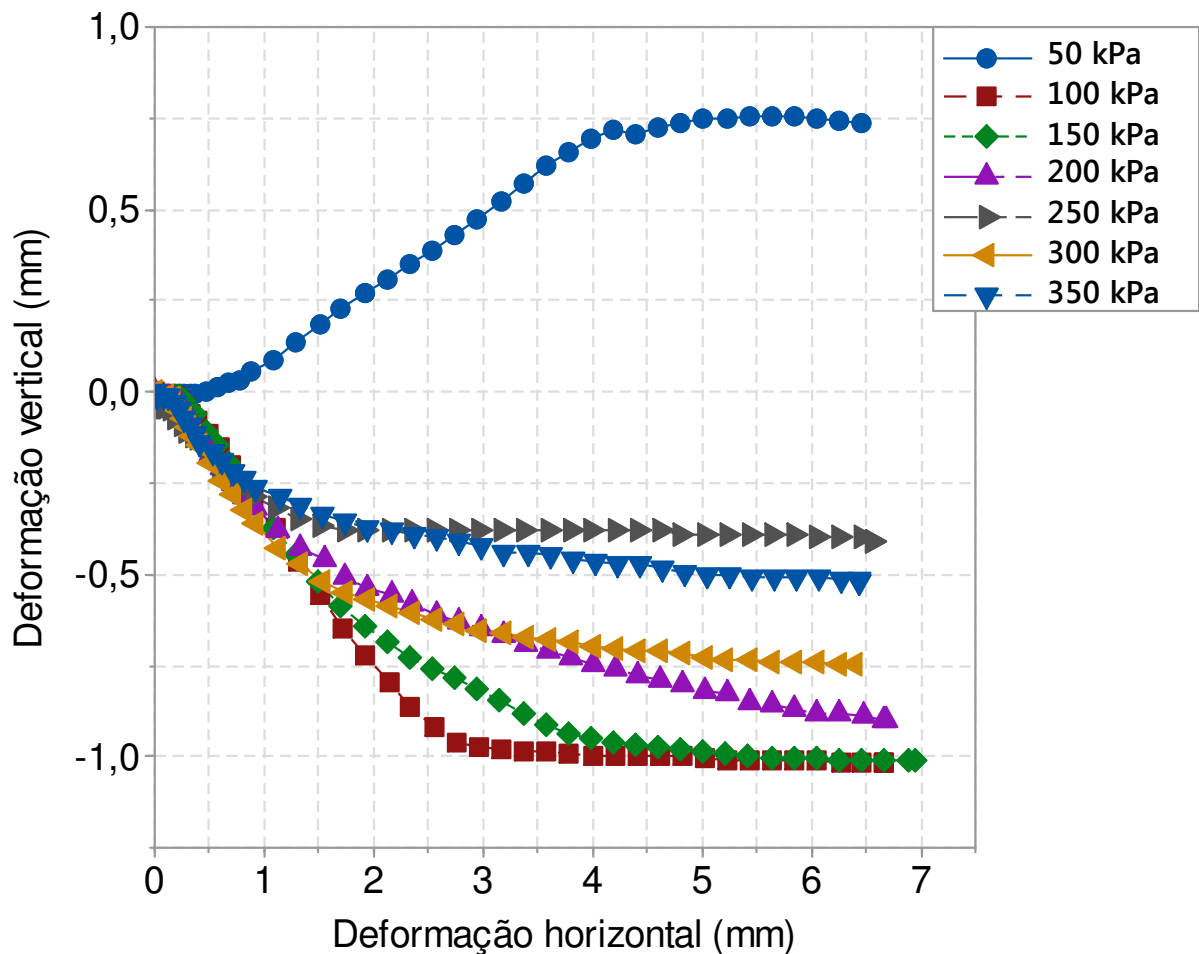


Figura 4.5 - Resultados de deformação vertical *versus* deformação horizontal para os corpos de prova indeformados.

Em relação à variação da tensão cisalhante, pode-se observar que, exceto por um ensaio, todos apresentaram picos de resistência. A exceção foi o corpo de prova testado com tensão normal de 200 kPa. Este comportamento de pico indica que o material possui uma estrutura que torna os corpos de prova mais resistentes e rígidos. Nota-se que, passado o pico, as curvas apresentaram uma queda pronunciada de resistência até atingir a deformação final de 6,5mm, imposta pelo equipamento.

Observando primeiramente a Figura 4.4, é possível notar uma certa dispersão dos resultados, pois algumas curvas ultrapassam ou se sobrepõem a curva correspondente a uma tensão imediatamente superior. Nos corpos de prova rompidos com tensões verticais de 50 e 250, 300 e 350 kPa, observou-se a formação de um pico de resistência bem acentuado correspondendo, respectivamente, as deformações horizontais de 1 e 2mm. Os corpos de prova rompidos com tensões verticais de 100, 150 e 200 kPa não apresentaram um pico de

resistência logo no início das deformações, mas acentuou o fenômeno depois de ter já formado um patamar de ruptura, com deformações horizontais por volta de 2,5 e 4mm.

Observando as curvas da Figura 4.5, o aspecto de similaridade não se repetiu para as curvas do referido gráfico, o corpo de prova rompido com tensão vertical de 100 kPa apresentou uma deformação proporcional muito superior em relação aos outros corpos de prova de maior e menor tensão. O único corpo de prova que obteve uma expansão foi o rompido com tensão vertical de 50 kPa, os demais apresentaram uma redução do seu índice de vazios. Apesar das características, todos os corpos de prova, depois de se deformarem expressivamente, formaram um patamar e não foi observada nenhuma tendência de inversão de comportamento, ou seja, o corpo de prova que expandiu não teve tendência de se comprimir e os corpos de prova que comprimiram não apresentaram tendência de expansão.

O comportamento dos corpos de prova no gráfico de variação de volume (deformação vertical) indica que somente o corpo de prova rompido com a tensão normal de 50 kPa apresentou dilatação. Observa-se também o resultado praticamente igual dos corpos de prova rompidos com tensões normais de 200 e 250 kPa e também 100 e 150 kPa. Também vale ressaltar que a amostra com a maior tensão vertical não superou a deformação vertical de outros quatro corpos de prova.

A envoltória de ruptura dos corpos de prova indeformados testados no cisalhamento direto pode ser observada na Figura 4.6. O gráfico apresenta a maior tensão cisalhante registrada para cada tensão normal. Na Tabela 4.5 apresenta-se o resumo dos resultados obtidos com relação aos índices físicos e parâmetros de resistência.

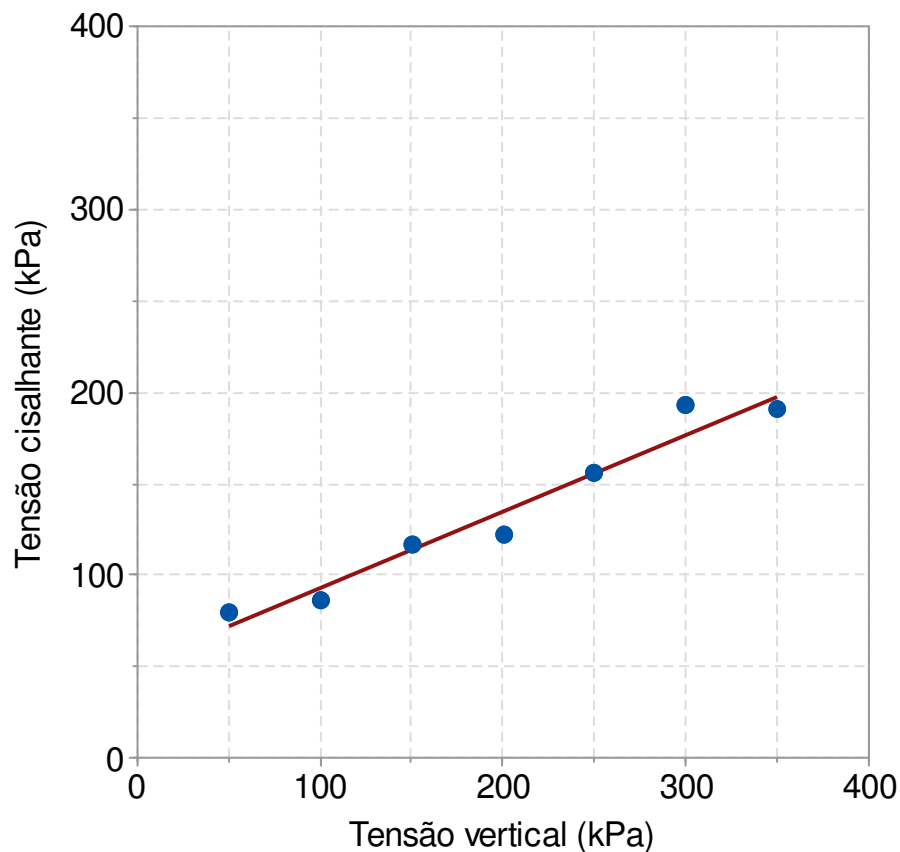


Figura 4.6 - Envoltória de ruptura de pico dos ensaios de cisalhamento direto para o solo indeformado inundado

Tabela 4.5 – Resultados da envoltória para os corpos de prova indeformadas

Condição da amostra	n° de amostras	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Umidade média (%)	Índice de vazios médio
Indeformada	7*	22,8	50,7	47,49	1,64

*Sete amostras foram consideradas para a geração da envoltória de ruptura.

4.2.2 Resultados para os corpos de prova remoldados

Foram realizados quatro ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados do solo residual Canyon ensaiados nas tensões normais de 50, 150, 250 e 350 kPa. Todos os ensaios foram realizados na condição de inundação e com deformação máxima de 6,5 mm.

Nas Figuras 4.7 e 4.8, apresentam-se os resultados plotados nos gráficos tensão cisalhante *versus* deformação horizontal e deformação vertical *versus* deformação horizontal.

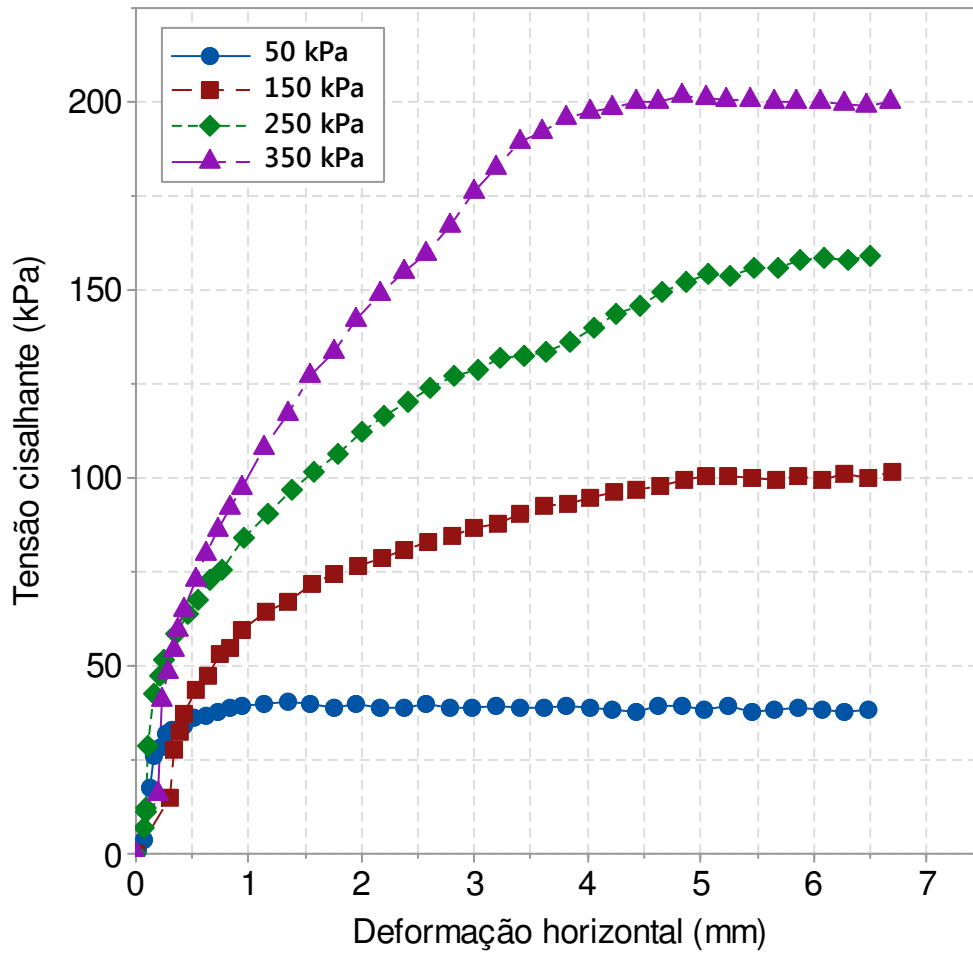


Figura 4.7 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto (tensão cisalhante *versus* deformação horizontal) para os corpos de prova remoldados

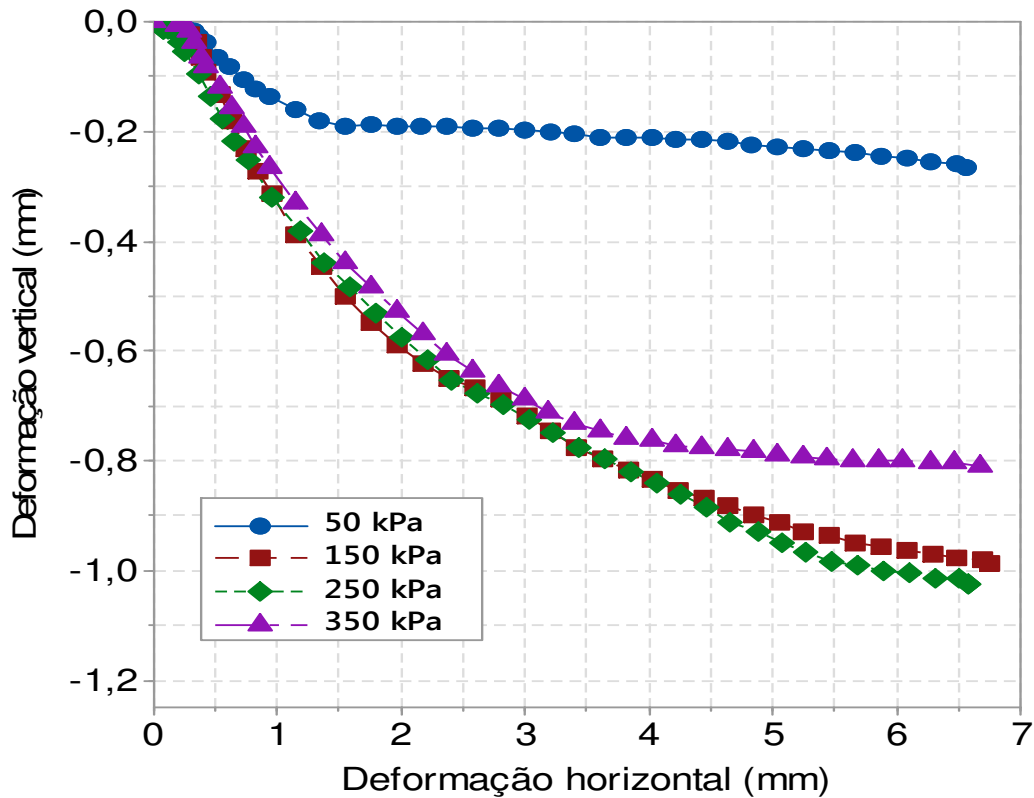


Figura 4.8 - Resultados da deformação vertical *versus* deformação horizontal para os corpos de prova remoldados

As curvas geradas no espaço deformação horizontal *versus* tensão cisalhante, a partir dos dados obtidos com os ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados, se mostraram, de um modo geral, coerentes com a remoldagem, nenhuma curva se sobrepôs a outra e as curvas com tensão inferior mostraram resistências menores, como esperado. Diferentemente dos resultados com corpos de prova indeformados, as curvas não apresentaram picos de resistência e desenvolveram um patamar de ruptura depois de um suave ganho de resistência. Os patamares de resistência foram formados a partir das deformações de 0,5mm no corpo de prova rompido com tensão vertical de 50 kPa e 4,0mm para os corpos de prova rompidos com tensões verticais de 150, 250 e 350 kPa.

Já as curvas geradas no espaço deformação horizontal *versus* deformação vertical apresentaram resultados dignos de nota. Todas as curvas se comportaram na compressão, depois de formado um patamar mais estável, não é observada a tendência de reversão de compressão para expansão. O corpo de prova rompido com tensão vertical de 50 kPa estabilizou sua deformações vertical com cerca de 1,5mm de deformação horizontal. Já os

corpos de prova rompidos com tensões de 150, 250 e 350 kPa apresentaram resultados muito semelhantes entre si com compressão durante todo o ensaio.

Com os resultados das tensões normais e as tensões máximas cisalhantes, foi possível a plotagem da envoltória de ruptura dos corpos de prova remoldados. A reta e os pontos podem ser observados na Figura 4.9 e o resumo dos resultados dos índices físicos e dos parâmetros de resistência podem ser aferidos na Tabela 4.6.

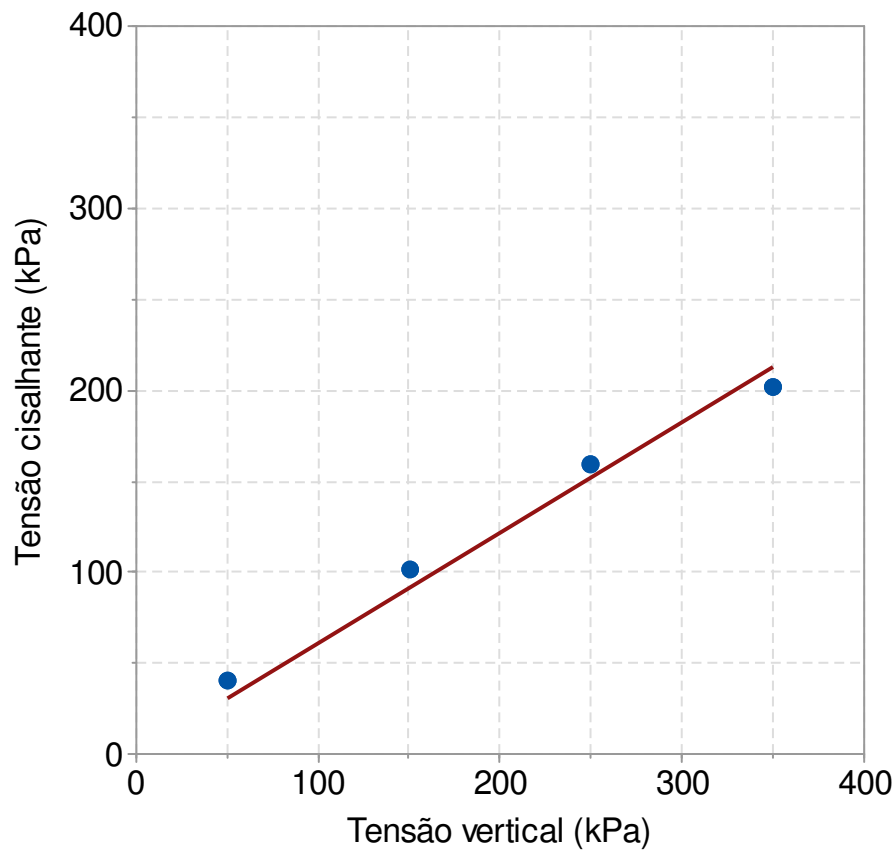


Figura 4.9 - Envoltória de ruptura para os corpos de prova remoldados

Tabela 4.6 – Resultados da envoltória para os corpos de prova remoldados

Condição da amostra	n° de amostras	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Umidade média (%)	Índice de vazios médio
Remoldada	4	28,4	17,7	44,57	1,60

Em relação às envoltórias de ruptura, os corpos de prova remoldados geraram uma coesão quase metade da coesão apresentada pelos corpos de prova indeformados. Credita-se esse fato ao processo de moldagem que tem a capacidade de quebrar a estrutura do material refletindo assim numa menor coesão, pois os corpos de prova indeformados tem a capacidade de manter essa propriedade do solo. Quanto ao ângulo de atrito, os corpos de prova reconstituídos tiveram um aparente ganho, pois uma vez quebrada a estrutura do solo, o mesmo tende a se comportar de forma mais granular.

4.3 COMPRESSÃO TRIAXIAL

Os ensaios de compressão triaxial executados com o solo residual Canyon foram realizados na modalidade adensados e não drenados (CIU), sendo os ensaios divididos em duas etapas. A primeira etapa foi a execução de 3 corpos de prova indeformados com tensões confinantes efetivas de 50, 100 e 200 kPa e na segunda etapa foram ensaiados 3 corpos de prova remoldados, também com tensões de confinamento efetivas de 50, 100 e 200 kPa. Na Tabela 4.7 apresentam-se as características dos corpos de prova rompidos.

Tabela 4.7 – Resumo dos corpos de prova do ensaio de compressão triaxial

Condição da amostra	Nome da amostra	Tensão vertical (kPa)	γ_s (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)	Umidade inicial (%)	Índice de Vazios
Indeformada	P1A-IND	50	27,43	9,88	55,44	1,78
	P1B-IND	100	27,43	9,63	54,26	1,85
	P1C-IND	200	27,43	10,38	51,53	1,64
Remoldado	P1A-REC	50	27,43	10,38	51,96	1,64
	P1B-REC	100	27,43	10,48	49,66	1,62
	P1C-REC	200	27,43	10,44	50,74	1,63

Os resultados dos ensaios estão apresentados como tensão (q) *versus* deformação axial (ε_a), variação da poro-pressão (Δu) *versus* deformação axial (ε_a), tensão desvio (σ_d) *versus* deformação axial (ε_a) e o gráfico q *versus* p' indicando as trajetórias de tensão, este último utilizando a nomenclatura de Lambe:

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{Eq. 5.1}$$

$$p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \text{Eq. 5.2}$$

4.3.1 Compressão triaxial com corpos de prova indeformados

Todos os ensaios levaram cerca de três dias para todas as etapas de ensaio; as etapas de percolação e adensamento duraram cerca de 1 dia cada para serem finalizadas e as etapas de saturação e cisalhamento duraram cerca de 6 horas cada, sendo que o cisalhamento alcançou deformações em torno de 10 a 15% da altura do corpo de prova.

É importante destacar que em todos os ensaios nos corpos de prova indeformados houve a formação bastante visível de um plano de ruptura bem definido. Esse plano coincidiu com a presença de níveis inclinados de solo visivelmente mais resistente em contato com outros níveis menos resistentes (estes materiais eram bem visíveis durante a moldagem dos corpos de prova, estruturas essas herdadas do material de origem, característica clássica dos solos saprolíticos). Um exemplo claro desse comportamento pode ser observado no corpo de prova PIC-IND que foi rompido com tensão de confinamento efetiva de 200 kPa. Na Figura 4.10 é possível observar o corpo de prova antes do ensaio, apresentando claramente uma banda de solo mais resistente e, na Figura 4.11, observa-se o mesmo corpo de prova após a ruptura, apresentando o plano de ruptura coincidente com este contato.



Figura 4.10 - Corpo de prova sendo entalhado e apresentando banda mais resistente (inclinada para a direita)



Figura 4.11 – Foto após o ensaio com plano de ruptura formado sobre a banda mais rija

Primeiramente, os gráficos q versus p' e q versus deformação axial (ϵ_a), os primeiros já observados na figura 4.12 e 4.13, apresentam resultados relativos aos corpos de prova talhados a partir das amostras indeformadas do solo residual Canyon. No espaço q versus p' ,

observa-se uma trajetória de tensão não convencional para o corpo de prova de 50 kPa. A trajetória do mesmo, no seu estágio final de carga, ultrapassa a superfície de ruptura por volta da marca de 50 kPa no eixo de p' , onde sequencialmente se projeta sobre a superfície de ruptura até quase atingir a resistência de 110 kPa configurando um comportamento característico de materiais fortemente pré-adensados. Os outros dois corpos de prova rompidos com 100 e 200 kPa apresentaram um comportamento típico para solos argilosos pré-adensados, com suas trajetórias aproximando-se da provável envoltória de ruptura mas limitando-se a ela. Claramente o ensaio realizado com tensões iniciais de 100kPa apresentou uma menor resistência que os demais. A envoltória de ruptura indicada é definida pelos valores de $\alpha=25,8^\circ$ e $a=23$ kPa assim gerando valores de $\phi=29^\circ$ e $C=26,3$ kPa. Na figura 4.12, observa-se o gráfico q versus p' representado juntamente com a superfície de ruptura.

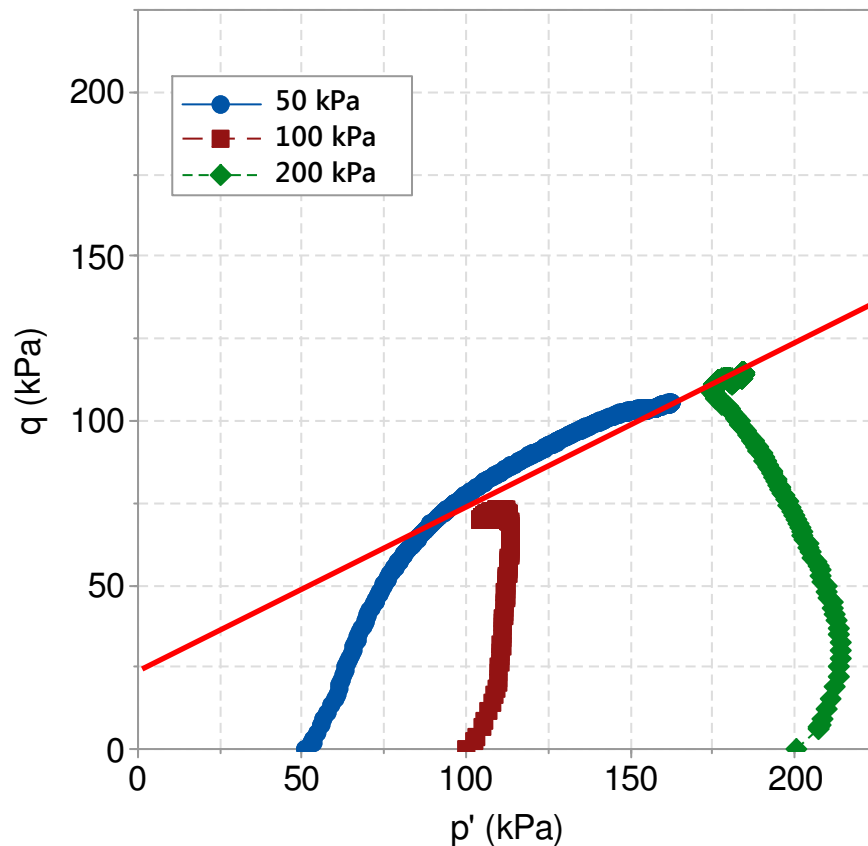


Figura 4.12 – Gráfico q versus p' juntamente com a superfície de ruptura para os corpos de prova indeformados

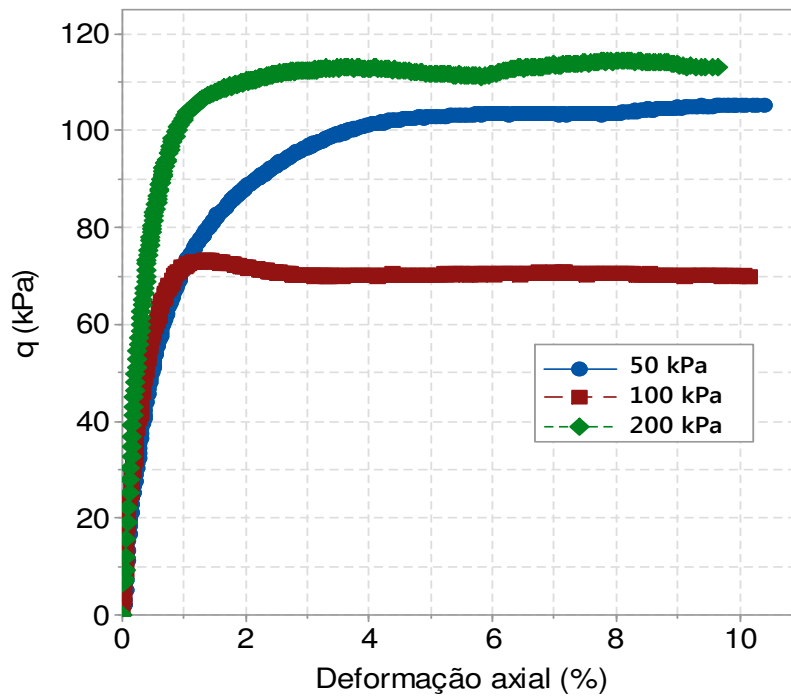


Figura 4.13 – Gráfico q versus deformação axial (ϵ_a)

Levando em consideração que a modalidade dos ensaios triaxiais realizados foi na modalidade CIU, geraram-se excessos de poro-pressões nos corpos de prova durante de ruptura, na Figura 4.14 é possível observar a variação de poro-pressão em relação ao percentual de deformação axial. Os resultados para os corpos de prova rompidos com tensões de confinamento de 100 e 200 kPa apresentaram curvas típicas com variações positivas ao longo das deformações com a formação de pequenos picos antes do desenvolvimento de um patamar a partir das deformações de 1,5 e 2,0%. A curva para o corpo de prova com tensão confinante de 50 kPa apresentou um forte pico de poro-pressões para deformação em torno de 1,0% e desenvolveu uma tendência de redução desenvolvendo uma poro-pressão negativa de 6,20 kPa ao final do ensaio.

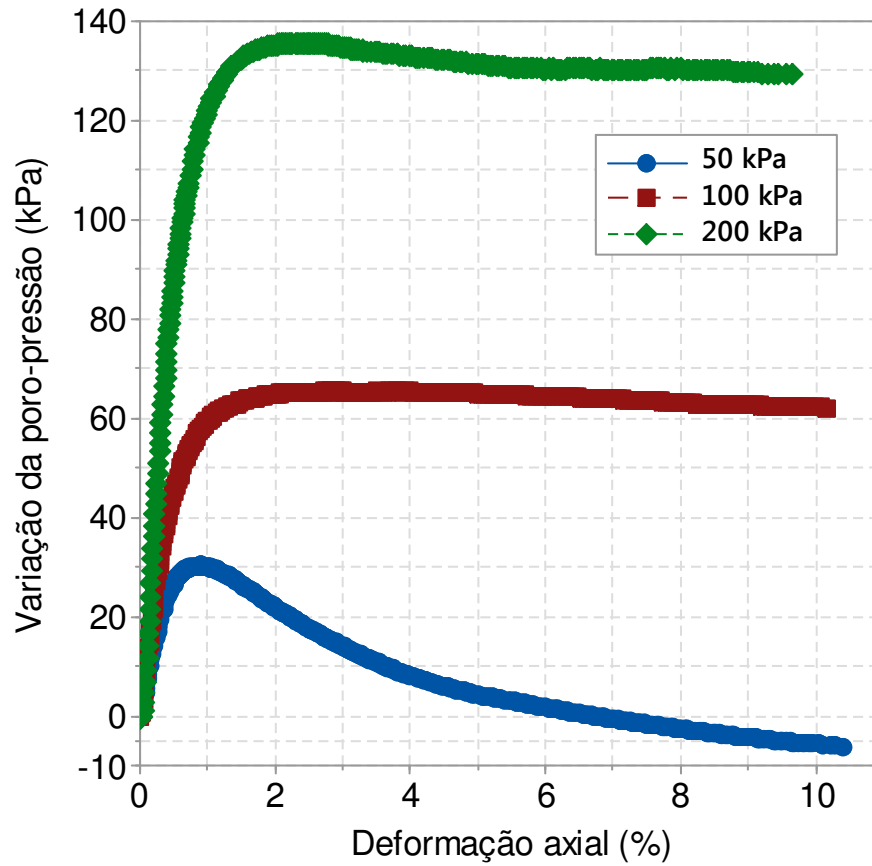


Figura 4.14 - Gráfico variação da poro-pressão (Δu) *versus* deformação axial (ϵ_a) para os corpos de prova indeformados

Finalmente, na Figura 4.15 se observa o gráfico tensão desvio *versus* deformação axial (ϵ_a) onde os resultados mostram que o patamar de ruptura do corpo de prova rompido com 50 kPa de tensão confinante se localiza acima do corpo de prova rompido com 100 kPa, coerente com o gráfico q *versus* p' que apresentou uma trajetória de tensões bastante inclinada à direita.

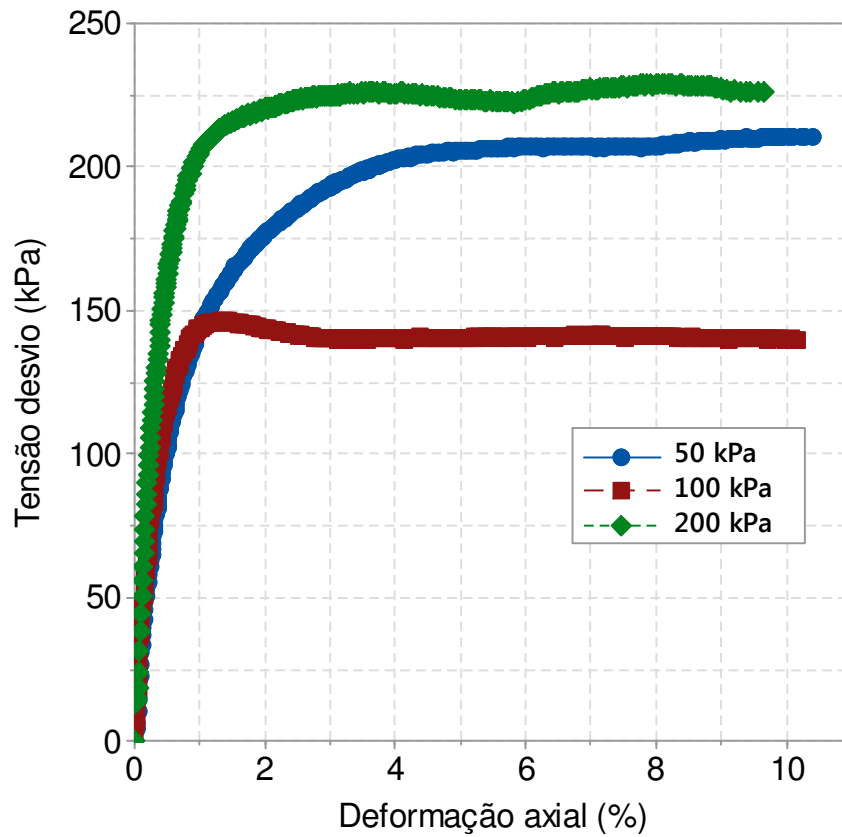


Figura 4.15 – Gráfico tensão desvio *versus* deformação axial (ϵ_a) para os corpos de prova indeformados

Tabela 4.8 – Resumo dos resultados das envoltórias para os corpos de prova indeformadas

Condição da amostra	n° de amostras	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Umidade média (%)	Índice de vazios médio
Indeformada	3	29,0	26,3	53,74	1,52

4.3.2 Compressão triaxial com corpos de prova reconstituídos

Nesta seção são apresentados os resultados dos ensaios realizados com o solo residual Canyon com corpos de prova remoldados; foram rompidos 3 corpos de prova com tensões confinantes de 50, 100, e 200 kPa.

O formato da ruptura para os corpos de prova remoldados apresentaram um formato distinto com relação aos corpos de prova indeformados. Nessa modalidade de ensaio, os corpos de prova não apresentaram um plano de cisalhamento bem definido, mas sim um alargamento na metade inferior do mesmo. Na Figura 4.16 é possível visualizar tal fato apresentado por um corpo de prova.



Figura 4.16 - Abaulamento do corpo de prova após a ruptura

Figuras 4.17 e 4.18 se observam, respectivamente, os gráficos q versus p' e q versus deformação axial (ϵ_a) dos corpos de prova rompidos nas tensões confinantes efetivas de 50, 100 e 200 kPa. Observa-se que o comportamento dos ensaios de solo residual Canyon remoldados no gráfico q versus p' mostraram-se semelhantes. O corpo de prova rompido com tensão confinante efetiva de 50 kPa apresentou uma trajetória de tensões característicos de uma argila pré-adensada, já o corpo de prova rompido com tensão efetiva de 200 kPa apresentou uma trajetória quase vertical indicando uma mudança de comportamento tendendo para um estado normalmente adensado.

Tanto no gráfico q versus p' como no gráfico q versus deformação axial (ϵ_a), observou-se o comportamento esperado com relação à desestruturação do material. Respectivamente, a envoltória de ruptura passando próximo da origem e a não formação de nenhum pico de resistência comprovam tal fato. Observou-se um pequeno pico no corpo de prova rompido

com tensão confinante efetiva de 200 kPa, provavelmente originado pela tensão confinante mais elevada.

Na figura 4.17 é possível observar o gráfico q versus p' com a envoltória de ruptura para os ensaios triaxiais realizados com corpos de prova reconstituídos. As trajetórias de tensões se mostraram bem comportadas, uma vez as mesmas se inclinando ligeiramente para a direita ficando evidente que o material apresenta o comportamento observado nas argilas pré-adensadas. O ponto de cruzamento da envoltória de ruptura com o eixo q , próximo da origem, mostra que a desestruturação do material foi eficiente eliminando assim a parcela de resistência atribuída a uma possível estrutura presente no material. Com a envoltória de ruptura definida, determinaram-se os parâmetros de resistência desse material, a saber, $\alpha=26,6^\circ$ e $a=13$ kPa assim gerando valores de $\phi=30,0^\circ$ e $c=15,0$ kPa.

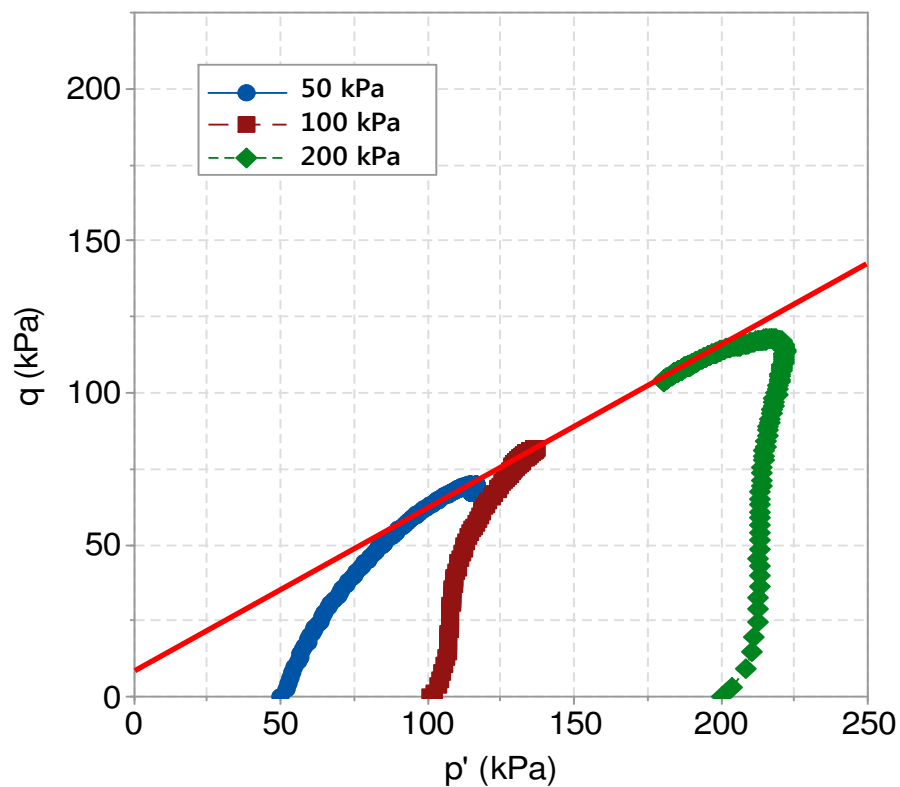


Figura 5.17 – Gráfico q versus p' juntamente com a superfície de ruptura para os corpos de prova reconstituídos

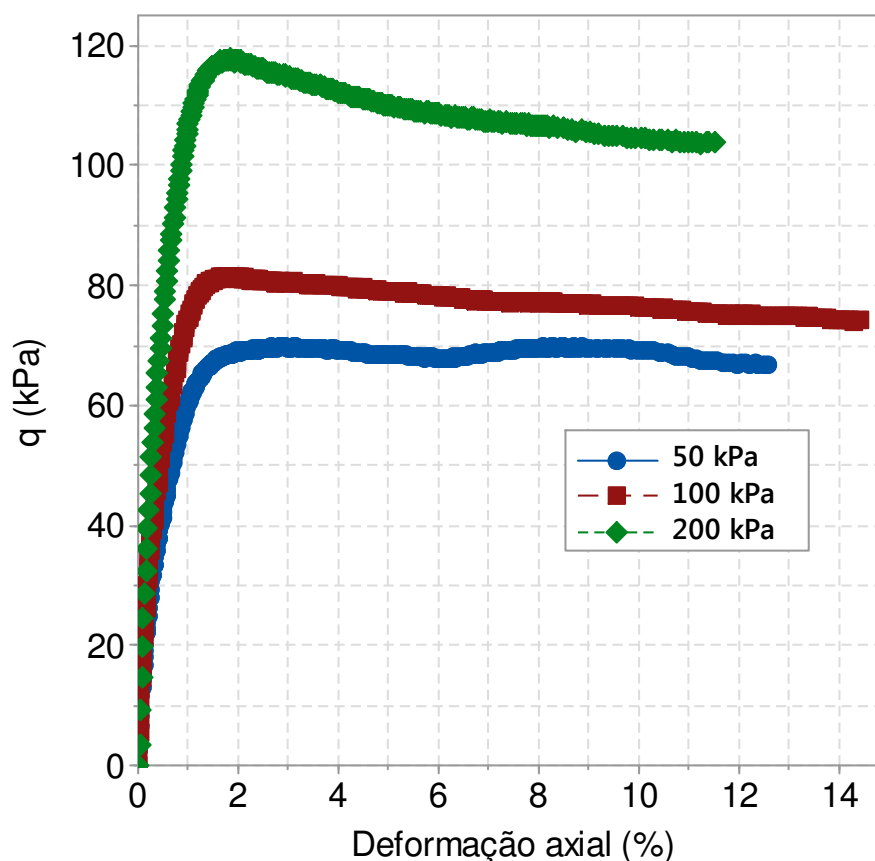


Figura 4.18 – Gráfico q versus deformação axial (ε_a)

Já na figura 4.19, visualizam-se as curvas variação de poro-pressão dos corpos de prova, onde todas as amostras apresentaram a estabilização dos deslocamentos. Os corpos de prova rompidos com tensões de confinamento de 50 e 100 kPa desenvolveram um pequeno pico de poro-pressão na deformação correspondente de 0,75% seguido de uma queda e posterior estabilização para o corpo de prova de 50 kPa e imediata estabilização para o corpo de prova de 100 kPa. Já o corpo de prova de 200 kPa não desenvolveu o pico observado nos outros dois corpos de prova, as poro-pressões aumentaram e se estabilizaram gradualmente até a formação de um patamar que correspondeu a deformação de 6,0%.

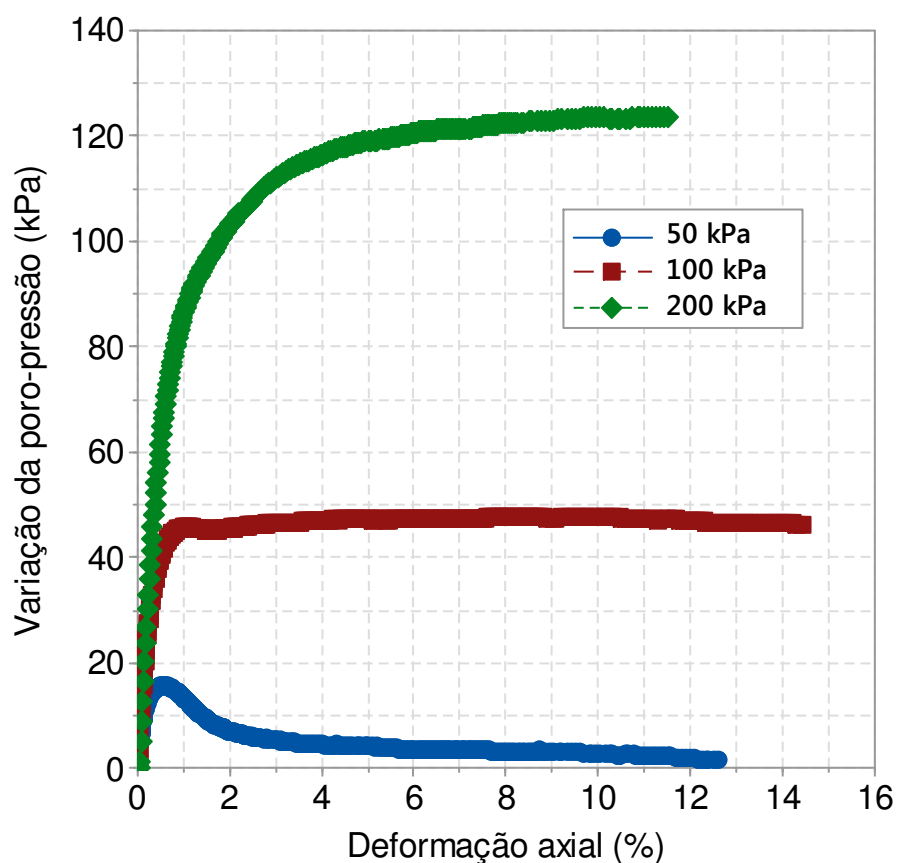


Figura 4.19 - Gráfico variação da poro-pressão (Δu) *versus* deformação axial (ϵ_a) para os corpos de prova reconstituídos

Os resultados quanto à variação da tensão desvio *versus* deformação axial também ficou dentro da normalidade. Na curva do corpo de prova de 200 kPa foi observado um pico antes da formação do patamar caracterizando uma ruptura frágil da amostra, esse aspecto não foi observado nos corpos de prova de 50 e 100 kPa o que indica provavelmente a ausência da estrutura nos corpos de prova, todos apresentaram certa estabilização após as tensões máximas serem atingidas, essas tensões ocorreram com cerca de 1,5% de deformação axial. Na Figura 4.20 se observa o gráfico tensão desvio *versus* deformação axial para os corpos de prova reconstituídos.

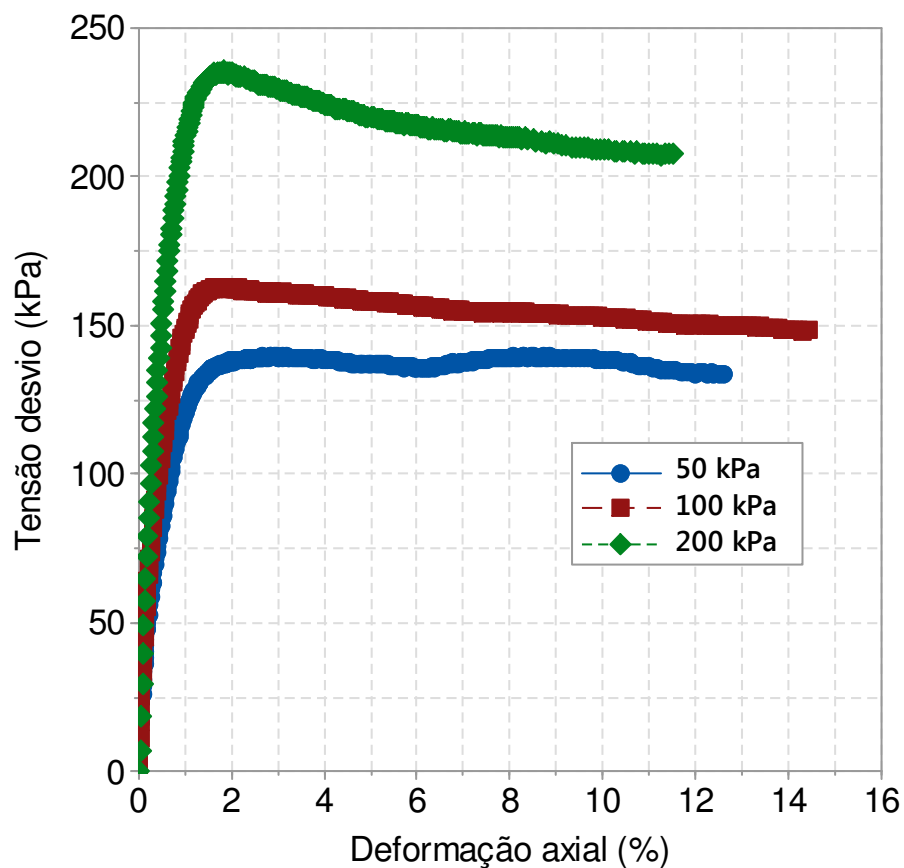


Figura 4.20 - Gráfico tensão desvio *versus* deformação axial (ϵ_a) para os corpos de prova reconstituídos

Tabela 4.9 – Resumo dos resultados das envoltórias para os corpos de prova remoldadas

Condição da amostra	n° de amostras	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Umidade média (%)	Índice de vazios médio
Remoldada	3	30,0	15,0	50,79	1,59

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O presente capítulo dessa dissertação tem como objetivo a discussão dos resultados expostos no capítulo anterior, basicamente, a análise abordará três tópicos: compressibilidade, análise quanto a resistência ao cisalhamento e finalmente uma tentativa de concepção de uma CSL. A ênfase da análise no presente capítulo será principalmente na forma de observações comparativas entre os resultados dos ensaios realizados com corpos de prova indeformados e remoldados tentando elucidar as características do comportamento mecânico do solo residual de Dacito Canyon.

5.1 COMPRESSIBILIDADE

A análise da compressibilidade do solo residual Canyon será efetuada observando os resultados obtidos principalmente do ensaio edométrico, mas também será analisado o comportamento do mesmo durante os ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial.

Através dos resultados do ensaio edométrico, apresentados no Capítulo 4, fica evidente que o solo Canyon apresenta um comportamento de rápida deformação inicial que evidencia uma boa capacidade de drenagem. Também foi possível verificar que o solo pode desenvolver deformações lentas em períodos de tempo mais prolongados.

Tendo a posse das tensões verticais e seus respectivos valores correspondentes de índice de vazios através dos resultados do ensaio edométrico, foi possível confeccionar o gráfico e versus p' e o gráfico e versus $\log p'$ possibilitando assim a confecção de uma NLC para o solo objeto de estudo. Como o ensaio edométrico não fornece valores de σ_2 e σ_3 para a determinação de p' , foi necessária a determinação das referidas tensões se estipulando um valor de K_0 utilizando a expressão proposta por Jaki (1947):

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad \text{Eq. 6.1}$$

O ângulo de atrito utilizado para a determinação de K_0 foi o valor encontrado através do ensaio de compressão triaxial cujos resultados foram apresentados no capítulo anterior dessa dissertação ($\phi'=30^\circ$ e $K_0=0,5$). Optou-se por utilizar os parâmetros dos ensaios triaxiais porque os mesmos geram uma superfície de ruptura mais real nos corpos de prova. Nas Figuras 5.1 e 5.2, é possível visualizar os gráficos e versus p' e e versus $\log p'$

respectivamente. Os gráficos apresentam a curva característica para o solo residual Canyon onde a partir da mesma é possível se determinar a NCL para o solo. Na figura 5.3 é possível verificar a curva gerada para os resultados do ensaio edométrico e a NCL para os pontos relacionados, respectivamente. Segundo Atkinson e Bransby (1978), a relação entre a inclinação da NCL λ e o índice de compressão do solo C_c para uma condição onde o valor de K_0 não varia é de $C_c = 2,303 \lambda$, sendo que, para o ensaio realizado nesta dissertação, a inclinação da NCL foi de 0,135 que, juntamente com o índice de compressão do solo, parâmetro apresentado no Capítulo 4, proporcionou uma relação de $C_c = 2,889 \lambda$.

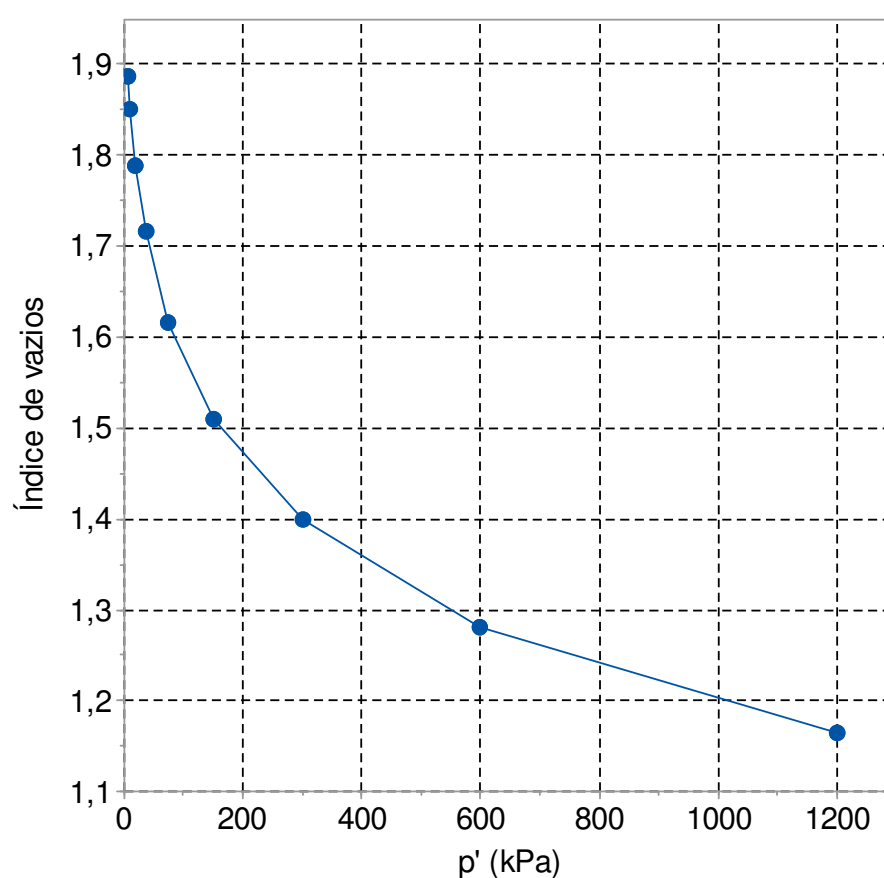


Figura 5.1 - Gráfico e versus p' em escala linear para o ensaio edométrico

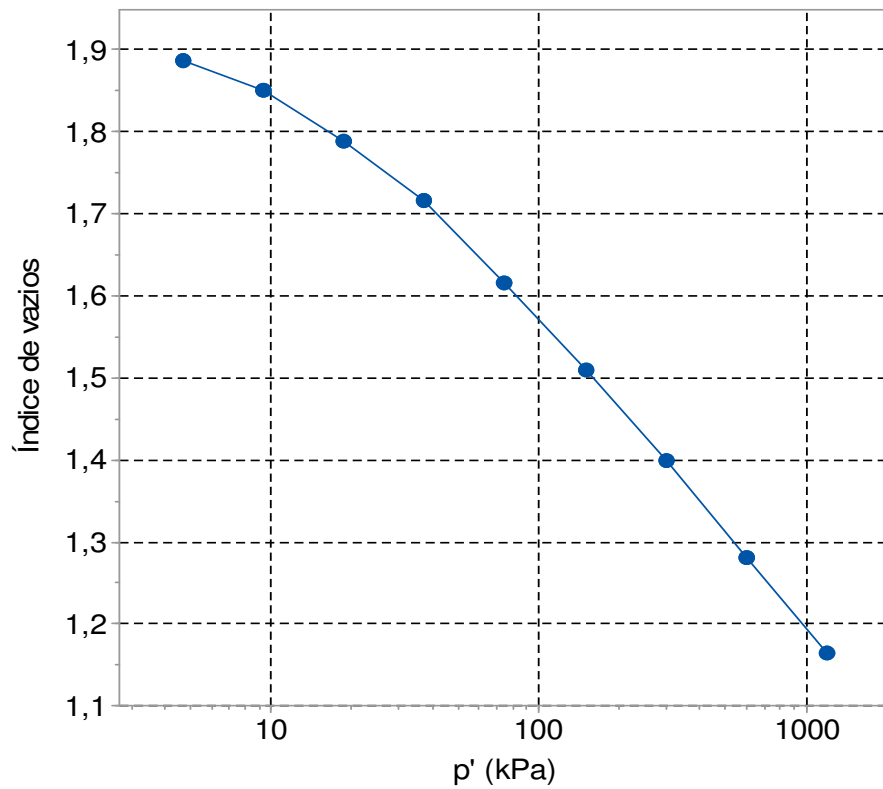


Figura 5.2 - Gráfico e versus p' em escala logarítmica para o ensaio edométrico

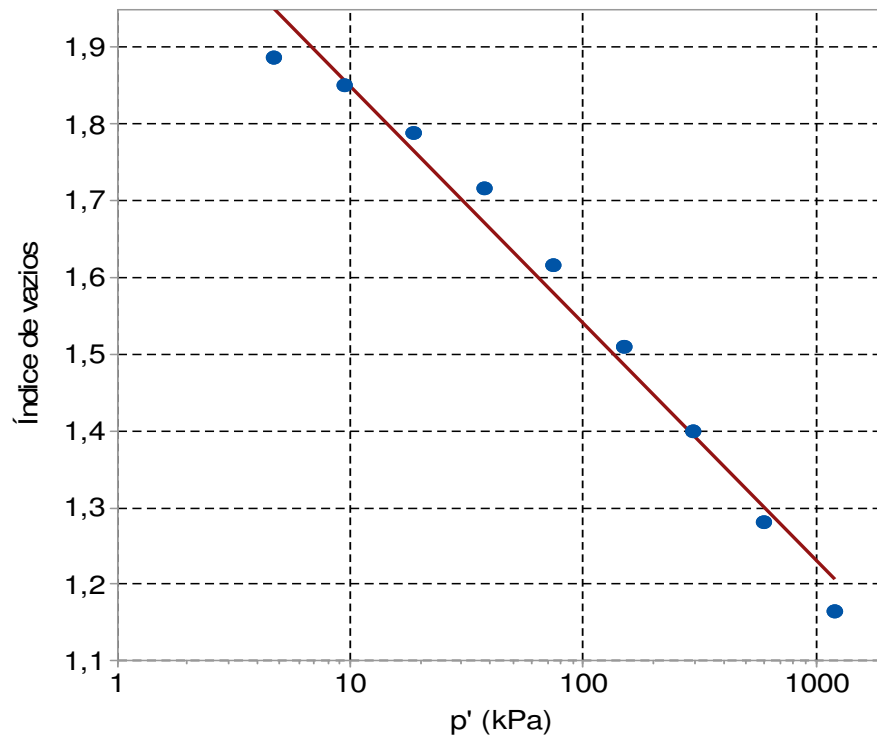


Figura 5.3 - Gráfico e versus p' com NCL em escala logarítmica para o ensaio edométrico

5.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Uma vez combinando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto rompidos com corpos de prova indeformados e remoldados é possível a identificação do comportamento estruturado do solo residual Canyon. A primeira e mais notável evidência que o solo residual Canyon possui algum grau de estrutura é a formação dos já citados picos de resistência, nos corpos de prova indeformados, observados nos gráficos deformação horizontal *versus* tensão cisalhante. Esses picos de resistência são formados quando as ligações entre os grãos do solo não são quebrados imediatamente pela tensão que está atuando nos corpos de prova dando ao material uma maior resistência, uma vez quebrada essa ligação o gráfico apresenta o patamar de ruptura que se observa nos resultados dos ensaios. Essa tese é reforçada quando observado os gráficos deformação horizontal *versus* tensão cisalhante dos corpos de prova remoldados, nos ensaios realizados nessa modalidade a estrutura é quebrada no processo de moldagem do corpo de prova não produzindo o pico de resistência, assim, diferentemente dos resultados da outra modalidade, o patamar de ruptura não se forma e, em casos de tensões verticais maiores, a resistência máxima ultrapassa o patamar de ruptura formado nos resultados dos corpos de prova indeformados. Na Figura 5.4 e 5.5, observam-se a combinação dos resultados do ensaio de cisalhamento direto.

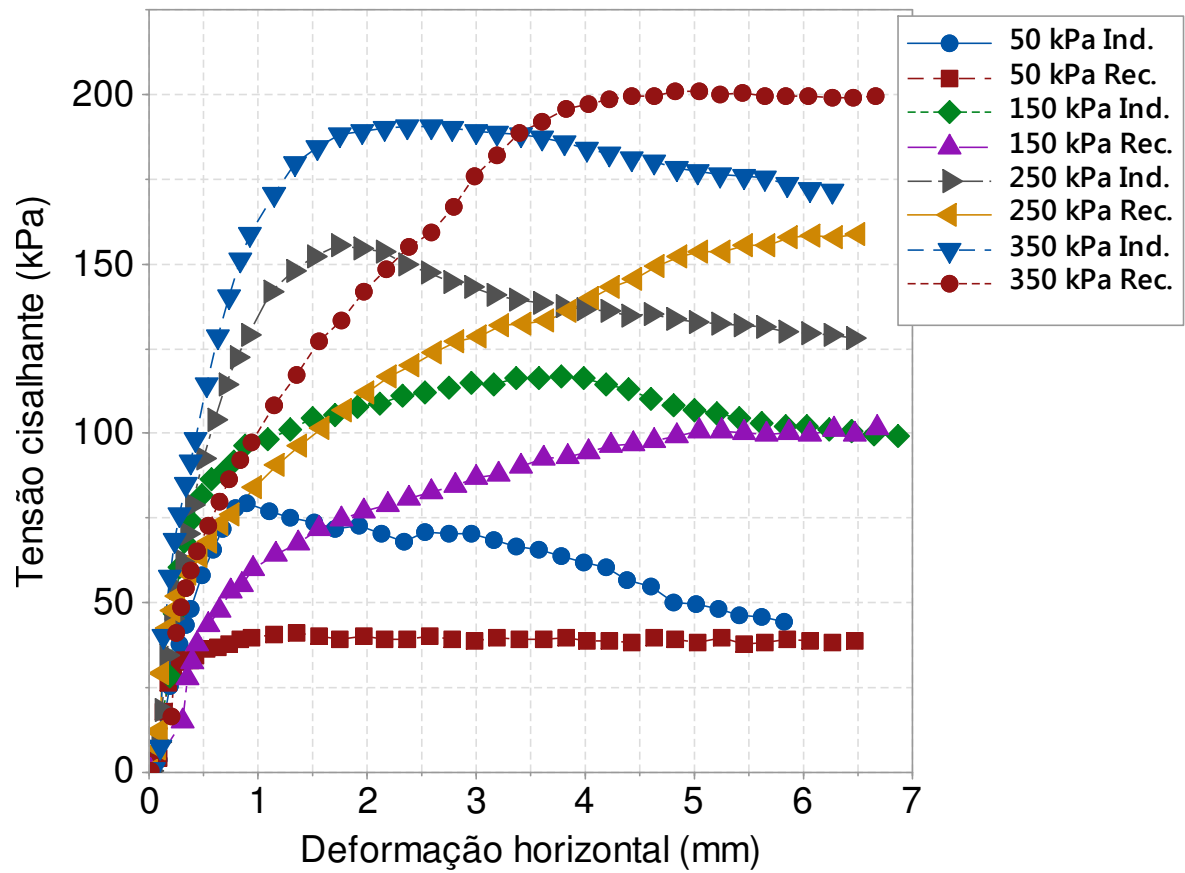


Figura 5.4 - Gráfico deformação horizontal *versus* tensão cisalhante para os corpos de prova indeformados e remoldados rompidos com tensões verticais de 50, 150, 250 e 350 kPa.

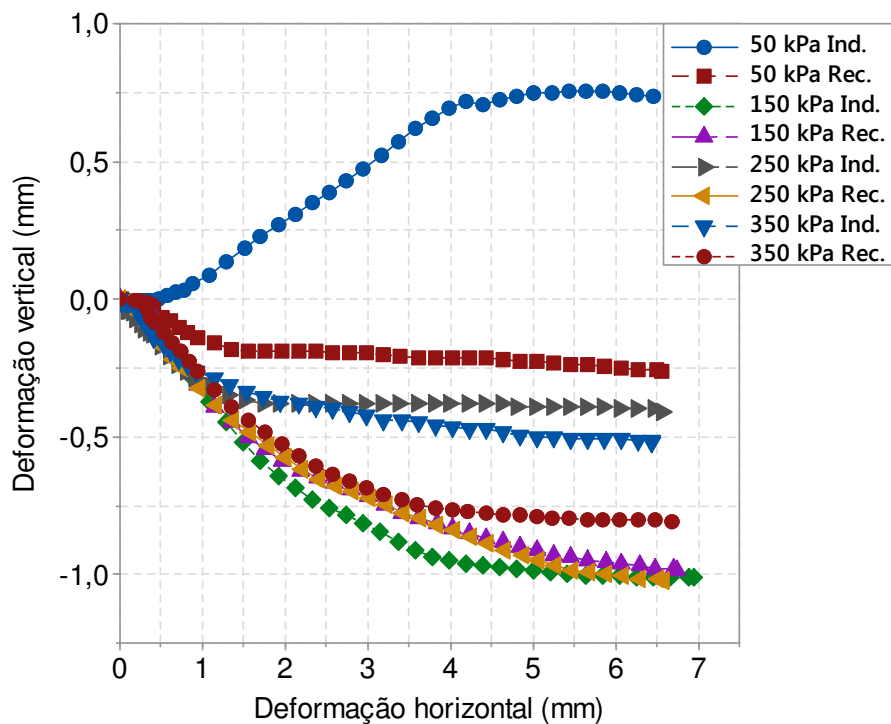


Figura 5.5 - Gráfico deformação horizontal vs deformação vertical para os corpos de prova indeformados e remoldados rompidos com tensões verticais de 50, 150, 250 e 350 kPa.

Pode-se também observar o comportamento estruturado do solo residual Canyon através da análise das envoltórias de ruptura. Na Figura 5.6 é possível visualizar as duas envoltórias combinadas e se constata que a envoltória dos corpos de prova indeformados apresenta uma coesão significativamente maior que a envoltória remoldada. Essa coesão é formada pela estrutura preservada das amostras indeformadas, diferentemente da coesão menor apresentada pela ruptura das amostras remoldadas. Com a estrutura destruída do solo residual Canyon, há a diminuição da coesão e o aumento do ângulo de atrito entre as modalidades de ensaio, observa-se a tendência da inversão de um comportamento predominantemente coesivo para um comportamento mais granular. Na Tabela 5.1, observa-se os dados obtidos com os ensaios.

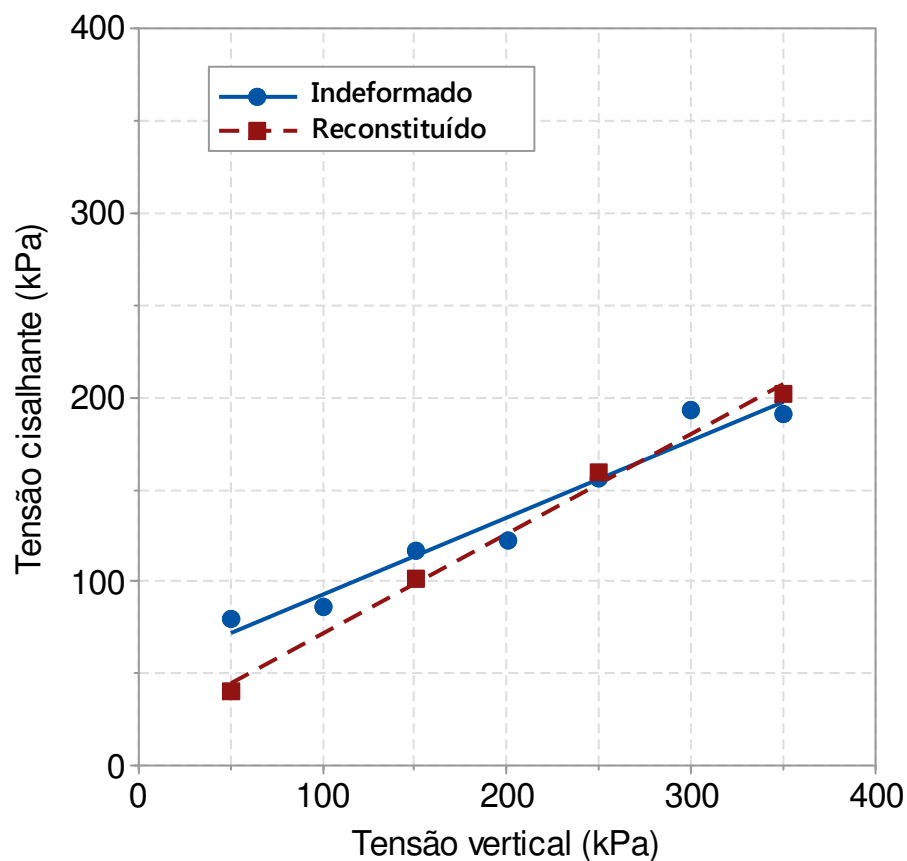


Figura 5.6 - Envoltórias de rupturas combinadas dos corpos de prova indeformados e remoldados

Tabela 5.1 – Resumo dos resultados das envoltórias de pico e residual para ensaios de cisalhamento direto com amostras indeformadas e remoldadas para o ensaio de cisalhamento direto

Condição da amostra	nº de amostras	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Umidade média (%)	Índice de vazios médio
Indeformada – pico	8	22,8	50,7	47,5	1,64
Indeformada – grande deformações	-	23,8	24,2	-	-
Remoldada – pico	4	28,4	17,7	44,6	1,60
Remoldada – grandes deformações	-	28,4	16,4	-	-

Outra análise a ser feita com relação às envoltórias de ruptura é plotando juntamente com a envoltória de pico uma envoltória gerada com valores de tensão cisalhante correspondente as maiores deformações obtidas no ensaio. Essas envoltórias podem ser observadas para os corpos de prova indeformados e remoldados nas figuras 5.7 e 5.8, respectivamente.

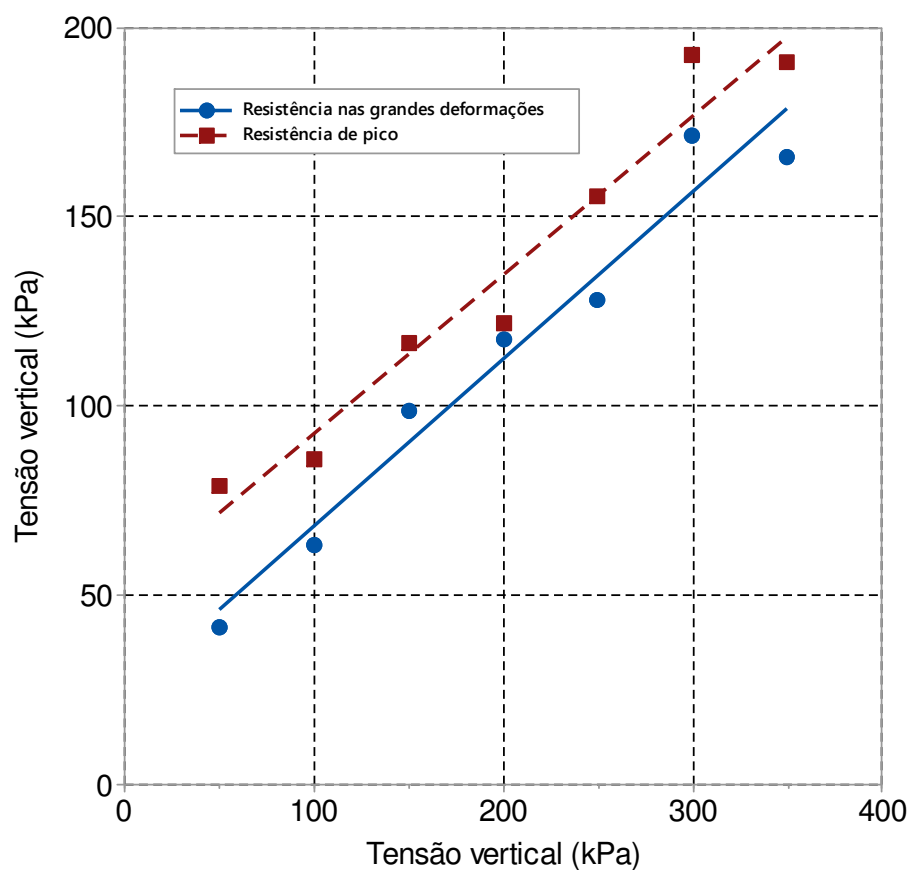


Figura 5.7 - Envoltória de pico e grandes deformações com corpos de prova indeformados do ensaio de cisalhamento direto

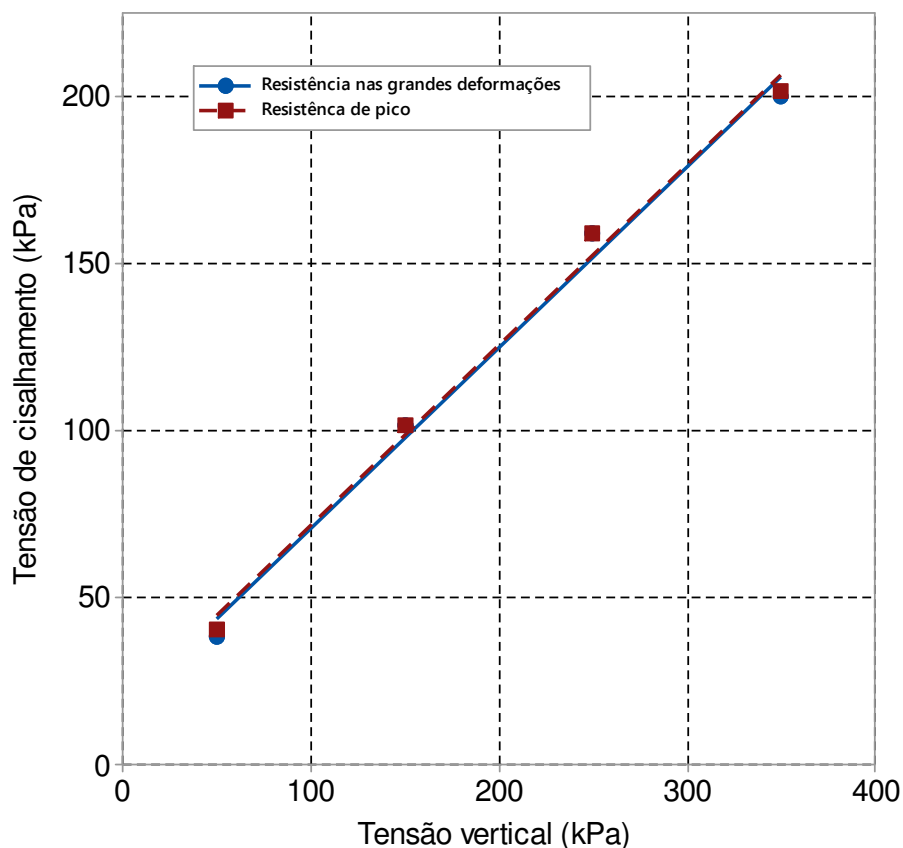


Figura 5.8 - Envoltória de pico e de grandes deformações para os corpos de prova remoldados do ensaio de cisalhamento direto

Observando as envoltórias para as duas condições de corpos de prova ensaiados, observa-se que o ângulo de atrito praticamente não varia o que indica que independente da tensão vertical aplicada no ensaio, o comportamento do material é praticamente o mesmo depois da ruptura, ou seja, os níveis de tensões cisalhantes caem proporcionalmente em ambos os ensaios após a tensão cisalhante de pico ser atingida. O que difere é o comportamento da coesão, pois nos ensaios indeformados a mesma apresenta valor bem inferior na envoltória de ruptura com tensões últimas evidenciando a existência de picos de resistência. Já a envoltória de ruptura gerada com tensão últimas nos ensaios remoldados apresentou um valor de coesão praticamente igual evidenciando que os picos de resistência não ocorreram. Essa diferença de valores de coesão mais uma vez indica que, no ensaio de cisalhamento direto, a estrutura do material se mostrou presente.

5.2.1 Análise dos resultados dos ensaios triaxiais

Da mesma forma que é possível realizar uma análise comparativa entre os resultados dos ensaios de cisalhamento direto também é viável de se executar tal tarefa com os ensaios

triaxiais. Na figura 5.9 é possível se observar o gráfico q versus p' com os corpos de prova combinados.

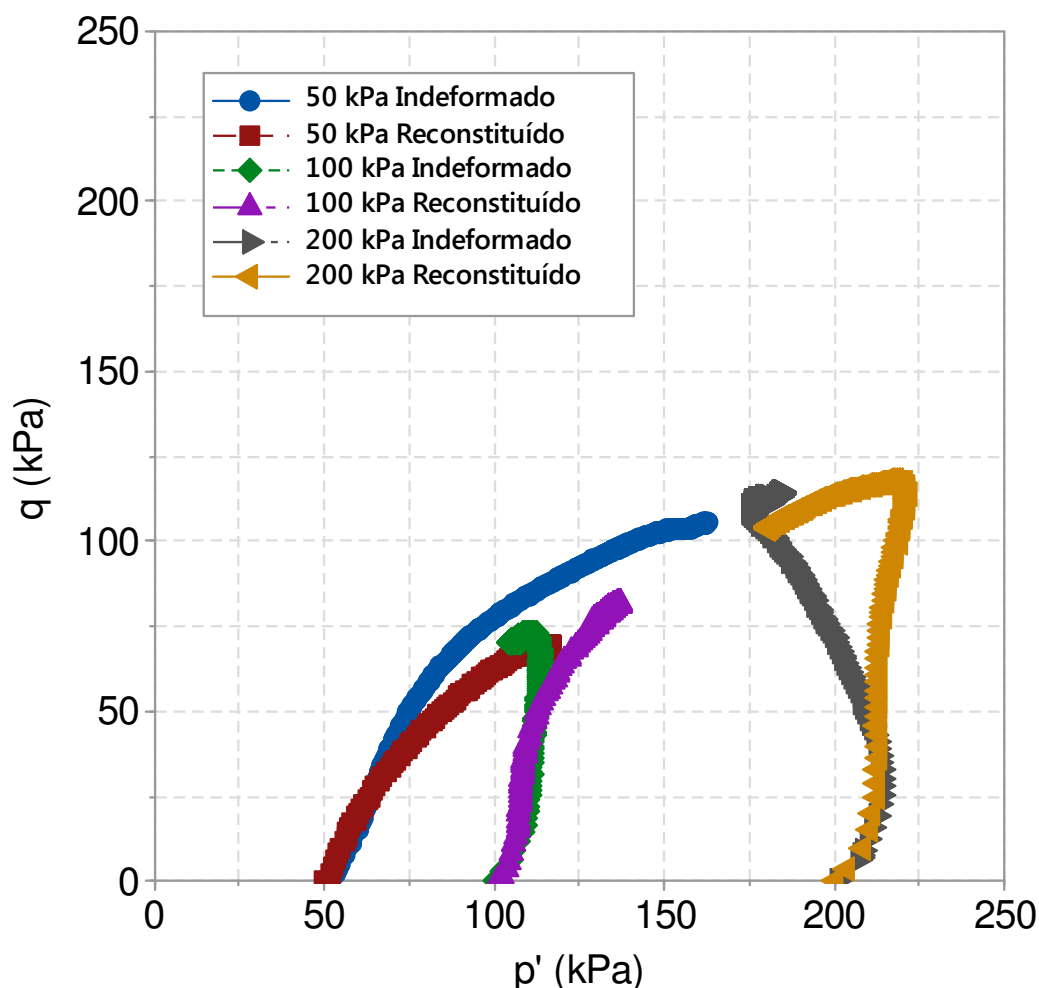


Figura 5.9 - Gráfico q versus p' para os corpos de prova indeformados e remoldados

Observa-se que para os estágios iniciais de carregamento as trajetórias de tensões praticamente ficam sobrepostas até atingirem níveis de tensões em q na ordem dos 40 a 60 kPa. É possível observar também que as trajetórias de tensões para os corpos de prova indeformados tendem a se desenvolverem ligeiramente mais a direita que os corpos de prova remoldados alcançando níveis de tensões finais semelhantes com exceção dos corpos de prova rompidos com tensão confinante de 50 kPa, pois o ensaio com corpo de prova indeformado ultrapassou a superfície de ruptura ultrapassando os 100 kPa para q .

Na figura 5.10, o gráfico deformação axial versus q mostra o que já se espera uma vez já analisado o gráfico q versus p' . Estágios finais de carga quase idênticos e patamares de ruptura quase sobrepostos com exceção do corpo de prova rompido com tensão confinante de

50 kPa que, com corpo de prova indeformado, resistiu e alcançou maior resistência que o corpo de prova remoldado.

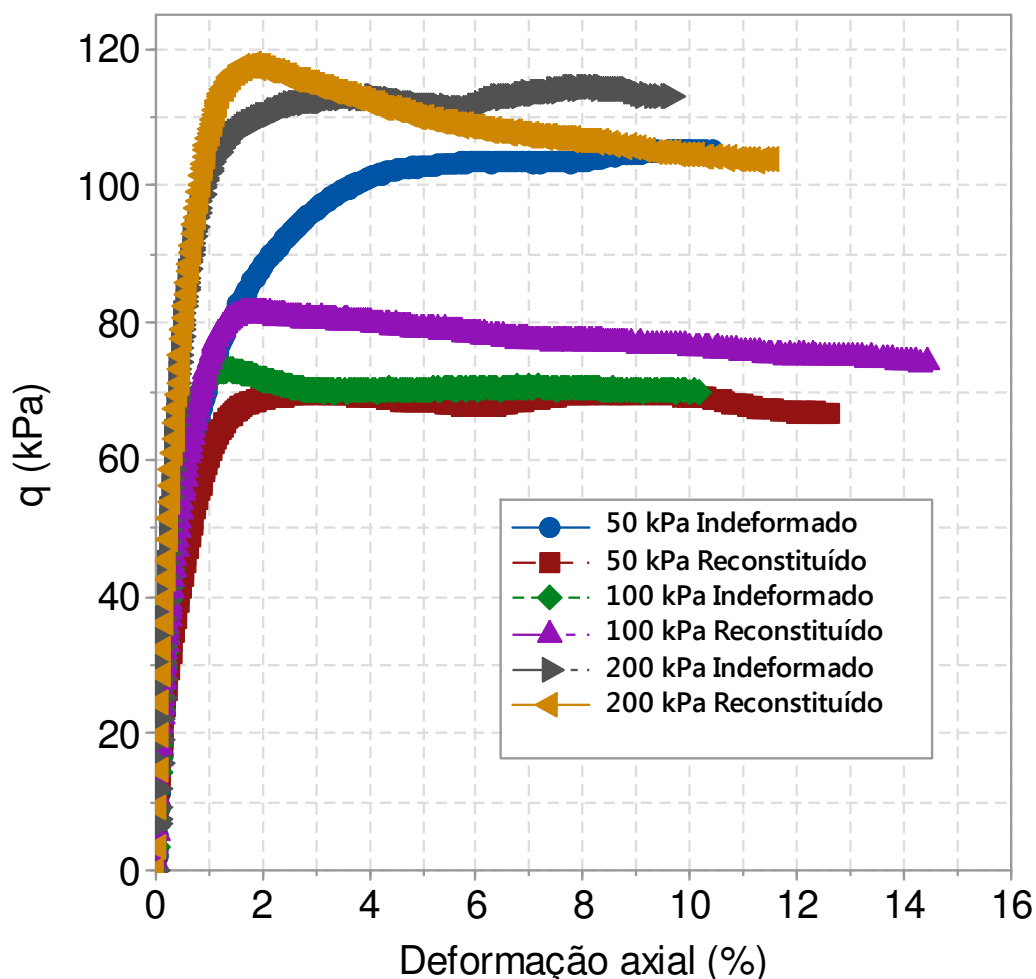


Figura 5.10 - Gráfico deformação axial *versus* q para os corpos de prova indeformados e remoldados

Por último, visualizando o gráfico deformação axial *versus* variação da poro-pressão, na Figura 5.11, fica evidente que as poro-pressões geradas durante o ensaio agiram de forma muito mais significativa nos corpos de prova indeformados em comparação aos remoldados. Nos corpos de prova rompidos com tensões confinantes de 50 kPa indeformado se observa um pronunciado pico de poro-pressão seguido de abrupta queda, e, para o corpo de prova indeformado, segue-se a inversão de comportamento, ou seja, o ensaio mostrou poro-pressões negativas no estágio final do ensaio. Os picos de poro-pressão se formam com pequenas deformações axiais, indicando que o material tende a rapidamente estabilizar as variações depois que os corpos de prova já se encontram rompidos e formando o patamar de ruptura.

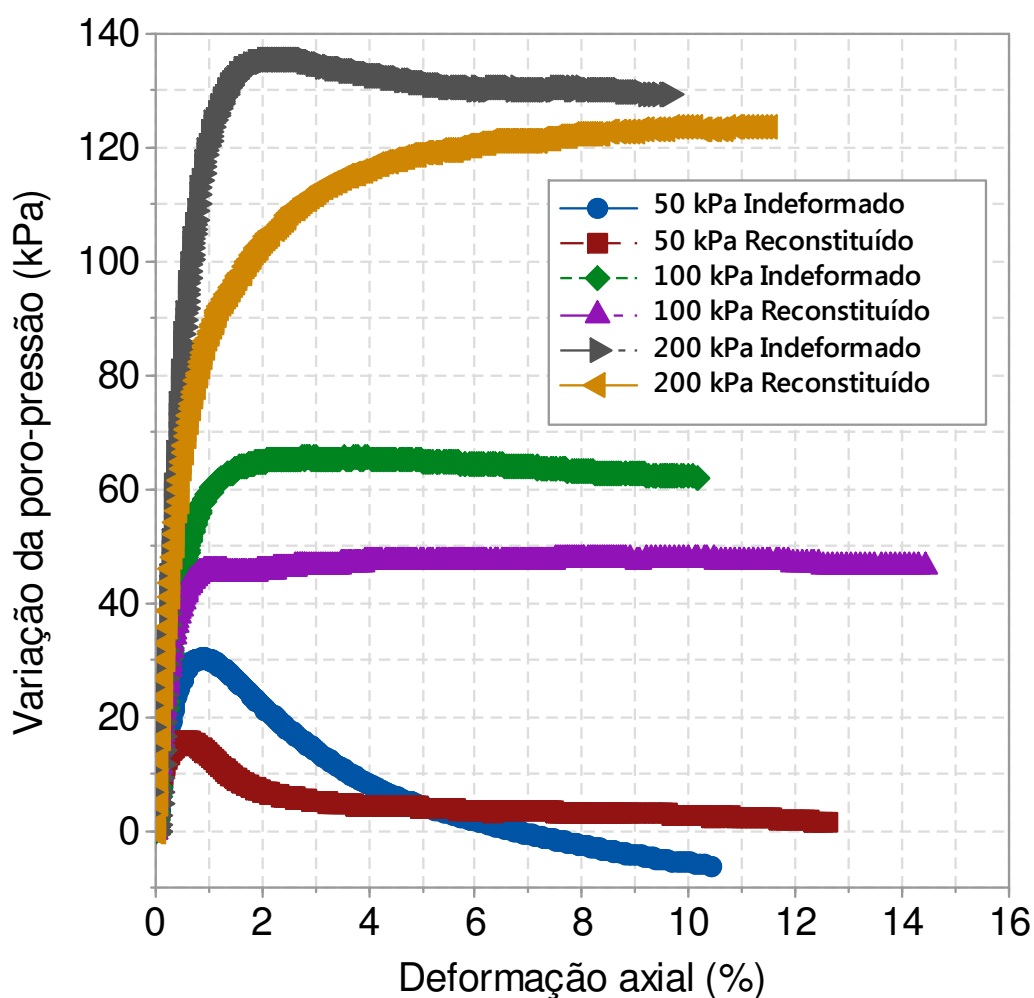


Figura 5.11 - Gráfico deformação axial versus poro-pressão para os corpos de prova indeformados e remoldados

5.2.2 Comparação dos parâmetros de resistência determinados com os ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial

Uma vez determinados os parâmetros de resistência do solo residual Canyon é possível realizar uma comparação entre os resultados provenientes das quatro envoltórias obtidas, a saber, envoltórias construídas a partir dos ensaios de cisalhamento direto, com corpos de prova indeformados e remoldados e envoltórias construídas a partir dos ensaios de compressão triaxial, também com corpos de prova indeformados e remoldados.

Na Tabela 5.2 é possível visualizar os parâmetros de resistência para os quatro ensaios e suas respectivas equações da reta.

Tabela 5.2 – Resumo dos resultados dos parâmetros de resistência e suas respectivas equações de reta

Ensaio	Condição da amostra	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Equação da reta
Cisalhamento direto	Indeformada	22,8	50,7	$y=0,4202x+50,7$
Cisalhamento direto	Remoldada	28,4	17,7	$y=0,5398x+17,7$
Compressão triaxial	Indeformada	29,0	26,3	$y=0,5543x+26,3$
Compressão triaxial	Remoldada	30,0	15,0	$y=0,5771x+15,0$

Observando os resultados, é possível observar que o maior ângulo de atrito obtido foi o valor de $\phi=30,0^\circ$, referente ao ensaio de compressão triaxial realizado com corpos de prova indeformados, quanto a coesão, o maior valor verificado foi o referente ao ensaio de cisalhamento direto com corpos de prova também indeformados, alcançando 50,68 kPa. Percentualmente, o ângulo de atrito obteve um ganho de cerca de 50% do menor valor para o maior e a coesão obteve um ganho de 250% também do menor valor para o maior.

Observando atentamente as envoltórias, também foi possível observar que os maiores valores para o ângulo de atrito foram obtidos com o ensaio de compressão triaxial, tanto com corpos de prova indeformados como remoldados. Uma vez que o equipamento de cisalhamento direto impõe a superfície de ruptura, a mesma pode não representar o local com a maior de resistência no corpo de prova. Vale lembrar que, apesar dos resultados serem relativos ao mesmo solo, os diferentes tipos de ensaio simulam o material sob condições diversas. O principal fator que provoca essa variação é a condição da superfície de ruptura, no ensaio de cisalhamento direto a mesma é direcionada devido ao próprio sistema que o equipamento adota, já o ensaio triaxial, não impõem tal condição e a superfície de ruptura irá ocorrer em um local com a menor resistência.

5.3 CONCEPÇÃO DE UMA CSL

Nos itens anteriores da análise dos resultados, o solo residual de dácito Canyon teve a sua compressibilidade e a comparação direta dos corpos de prova indeformados e remoldados argumentados. Nesse item será discutido o comportamento do solo quanto à variação de índice de vazios de acordo com a tensão média efetiva p' juntamente com a tentativa da concepção de uma CLS para o solo objeto de estudo.

Para a concepção dos gráficos foram utilizados os resultados dos ensaios triaxiais, tanto dos ensaios realizados com corpos de prova indeformados quanto com os corpos de provas remoldados. Os índices de vazios foram calculados na condição inicial do ensaio, no final da etapa de saturação, no final da etapa de consolidação e durante o cisalhamento dos corpos de prova. Uma vez que todos os ensaios foram realizados na modalidade CIU, o índice de vazios se manteve em valor constante durante o cisalhamento.

Para uma melhor compreensão dos resultados, foram determinados os índices de vazios de três formas distintas. Tal abordagem se faz necessária, pois uma variação inesperada das tensões e deformações durante a fase de consolidação de todos os ensaios triaxiais foi observada gerando uma inconsistência na plotagem dos referidos gráficos. A provável causa para o erro experimental foi a possível erro de leitura do equipamento gerado por uma variação de energia elétrica durante a referida etapa do ensaio.

Assim sendo, a primeira forma que os índices de vazios foram determinados foi através da variação de volume medidos nos corpos de prova durante cada etapa do ensaio, uma vez determinada essa variação, é possível aplicar os conceitos básicos de mecânica dos solos para a determinação dos índices de vazios. A segunda maneira foi através dos índices físicos obtidos no final do ensaio, esse procedimento se assemelhou a um retro-cálculo e, da mesma forma que o primeiro método, aplicaram-se os conceitos básicos para a obtenção do referido parâmetro. O terceiro e último método para se determinar o índice de vazios foi através da umidade final corrigida dos corpos de prova, a umidade final medida foi corrigida no intuito de se igualar o peso seco final do corpo e prova com o peso seco inicial do corpo de prova. Todos os resultados para os índices de vazios, tanto para os corpos de prova indeformados como remoldados, podem ser observados nas tabelas 5.3 e 5.4, respectivamente.

Tabela 5.3 - Índice de vazios para ensaios indeformados

Vazios - Indeformado 50 kPa				
	Var. de volume	W final	γ_s ajustado	Tensão (kPa)
Inicial	1,78	1,78	1,78	10
Final sat.	1,78	1,78	1,78	25
Final aden.	1,79	1,82	1,80	50
Final cis.	1,79	1,82	1,80	162,4
Vazios - Indeformado 100 kPa				
	Var. de volume	W final	γ_s ajustado	Tensão (kPa)
Inicial	1,85	1,85	1,85	10
Final sat.	1,85	1,85	1,85	25
Final aden.	1,86	1,81	1,70	100
Final cis.	1,86	1,81	1,70	107,8
Vazios - Indeformado 200 kPa				
	Var. de volume	W final	γ_s ajustado	Tensão (kPa)
Inicial	1,64	1,64	1,64	10
Final sat.	1,64	1,64	1,64	25
Final aden.	1,64	1,65	1,56	200
Final cis.	1,64	1,65	1,56	183,9

Tabela 5.4 - Índice de vazios para ensaios remoldados

Vazios - Indeformado 50 kPa				
	Var. de volume	W final	γ_s ajustado	Tensão (kPa)
Inicial	1,64	1,64	1,64	10
Final sat.	1,64	1,64	1,64	25
Final aden.	1,64	1,61	1,66	50
Final cis.	1,64	1,61	1,66	118,3
Vazios - Indeformado 100 kPa				
	Var. de volume	W final	γ_s ajustado	Tensão (kPa)
Inicial	1,62	1,62	1,62	10
Final sat.	1,62	1,62	1,62	25
Final aden.	1,62	1,61	1,60	100
Final cis.	1,62	1,61	1,60	128,4
Vazios - Indeformado 200 kPa				
	Var. de volume	W final	γ_s ajustado	Tensão (kPa)
Inicial	1,63	1,63	1,63	10
Final sat.	1,63	1,63	1,63	25
Final aden.	1,61	1,59	1,6	200
Final cis.	1,61	1,59	1,6	181,3

Uma vez analisados os resultados, observou-se que os índices de vazios obtidos através do segundo método para os ensaios remoldados se mostraram mais consistentes. Assim sendo, para a seguinte análise e tentativa de criação de uma CSL foram utilizados tais valores.

Os resultados referentes à segunda hipótese de cálculo dos índices de vazios para os ensaios indeformados e remoldados, considerando a execução de um retro-cálculo com a aplicação dos índices físicos finais dos ensaios, podem ser observados nas figuras 5.12 e 5.13. Para os corpos de prova indeformados se observou resultados com uma grande variabilidade, o ensaio de 50 kPa apresentou um aumento no índice de vazios inesperado, diferente dos outros dois ensaios que apresentaram variações discretas nos índices de vazios. Nos ensaios remoldados os resultados se apresentaram de forma muito coerente, todos os três corpos de prova tiveram os seus índices diminuídos durante a fase de consolidação. Esse resultado, completamente diferente dos ensaios indeformados provavelmente ocorreu pelo fato dos ensaios remoldados apresentarem corpos de prova mais homogêneos. Na figura 5.14 se observam os mesmos resultados para os corpos de prova remoldados plotados juntamente com a NCL determinada

com os resultados do ensaio edométrico e com a NCL obtida com os pontos de tensão e índice de vazios no final do adensamento.

Como já dito anteriormente, a CSL se forma a esquerda da NCL no gráfico e versus $\log p'$, sendo que estados de tensões ao lado direito da mesma seriam impossíveis de se ocorrer em materiais sem estrutura. Analisando os gráficos, tanto para ensaios indeformados como remoldados, é possível observar que os pontos finais do cisalhamento dos ensaios analisados se localizam à direita da NCL. As prováveis explicações que justificariam tal fato é de que o solo, para uma condição indeformada, possui uma estrutura com grande influência em seu comportamento que dá condições ao mesmo de alcançar maiores resistências em comparação NCL determinada com o ensaio edométrico. Para os ensaios remoldados uma situação similar também foi observada.

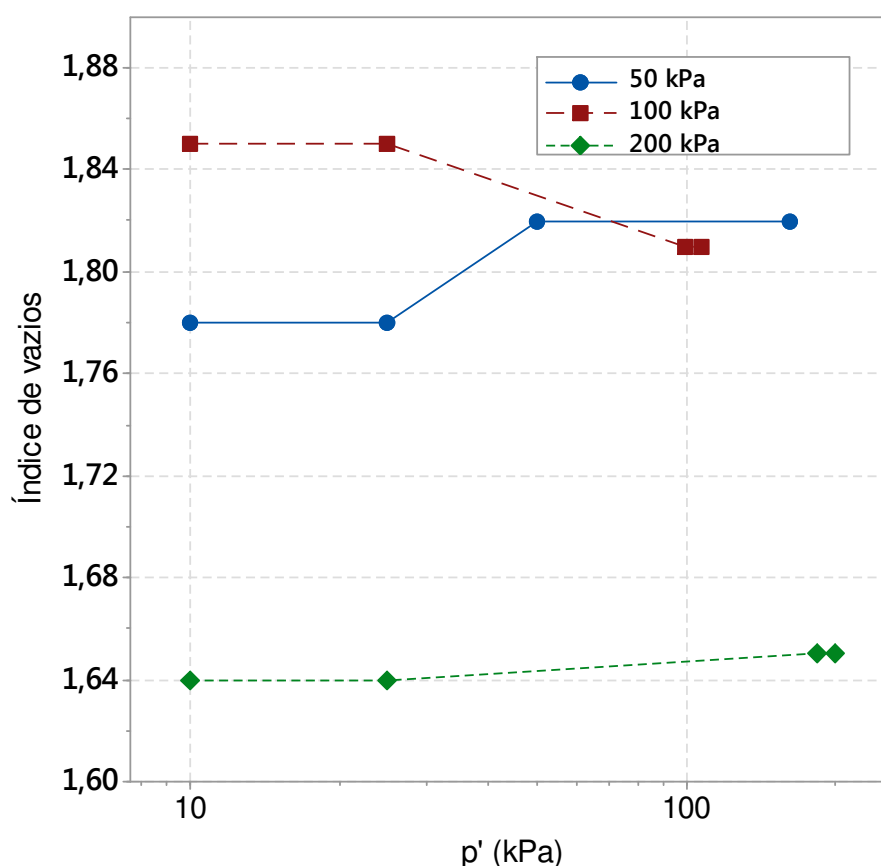


Figura 5.12 – Gráfico e versus p' para os ensaios indeformados em todas as etapas de ensaio

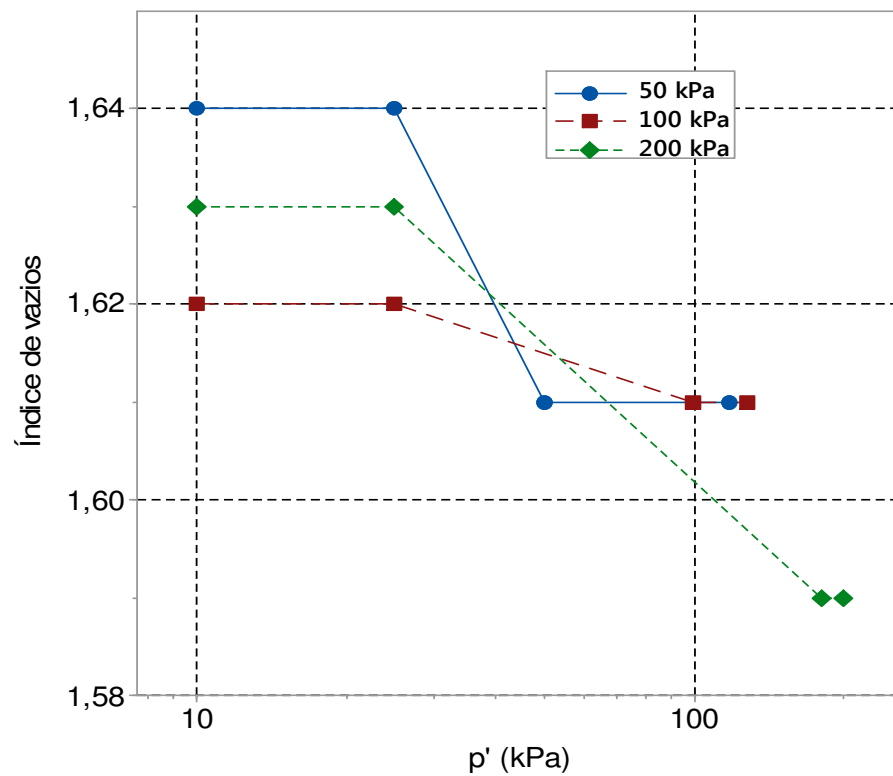


Figura 5.13 – Gráfico e versus p' para os ensaios remoldados em todas as etapas de ensaio

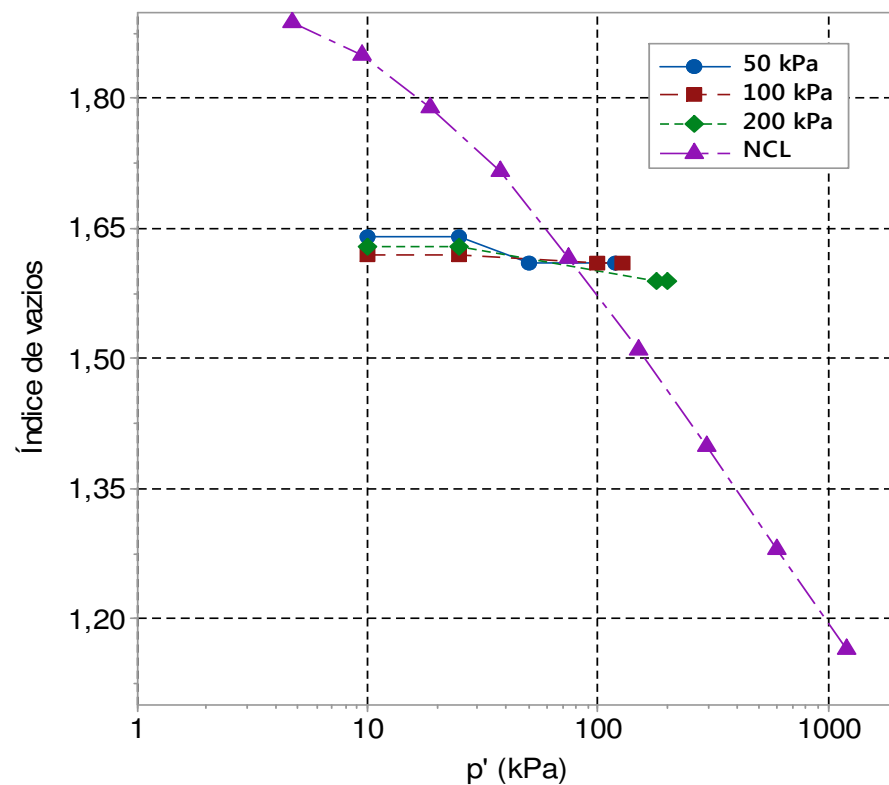


Figura 5.14 – Gráfico e versus p' para os ensaios remoldados em todas as etapas de ensaio juntamente com a NCL do ensaio edométrico

6 CONCLUSÕES

As curvas raiz do tempo *versus* índice de vazios proveniente do ensaio edométrico realizado com um corpo de prova reconstituído com umidade próxima ao limite de liquidez com o solo residual Canyon indica que o material objeto de estudo pode apresentar efeito de *creep* ao ser submetido a carregamentos com uma duração de tempo mais longa. Neste mesmo ensaio a curva tensão vertical *versus* índice de vazios não apresentou uma tensão de pré-adensamento bem definida, como era esperado.

A NCL construída com os resultados do ensaio edométrico e cisalhamento direto se mostra coerente e os parâmetros N e λ alcançaram valores na ordem de 2,1452 e 0,135, respectivamente.

Não foi possível a concepção de uma CSL pelo fato do material apresentar uma forte estrutura e um elevado índice de vazios inicial

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados com corpos de prova indeformados e remoldados comprovaram a existência de uma estrutura no solo, fato este comprovado pela clara observação de picos de resistência nos ensaios indeformados indicando um ganho de rigidez gerado pela presença da mesma e a ausência desses picos nos ensaios remoldados.

O comportamento mecânico observado nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados foi caracterizado pela predominância de um comportamento coesivo e com baixo atrito. Uma vez quebrada a estrutura nos ensaios com corpos de prova remoldados, a coesão foi grandemente reduzida e aumentou o ângulo de atrito.

O solo Canyon indeformado tem a tendência de se expandir sob tensões verticais de baixa magnitude quando a sua estrutura permanece inalterada. Os ensaios remoldados apresentaram resultados em que tal característica não ocorre pois a estrutura do solo se faz ausente.

Os ensaios de compressão triaxial com corpos de prova indeformados e remoldados para o mesmo índice de vazios indicaram que o solo Canyon apresenta características de uma argila pré-adensada.

Com tensões de confinamento de baixa magnitude, tanto para os corpos de prova indeformados como remoldados, a tendência é de que o material inicialmente apresente poro-pressões positivas e inverta esse comportamento apresentando assim poro-pressões negativas.

O comportamento de variação de resistência e poro-pressão observados nos ensaios de compressão triaxial confirmam a existência de uma estrutura no solo residual Canyon, reforçando a afirmação de tal fato nas observações dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

A poro-pressão em todos os ensaios triaxiais aumentou conforme o aumento da tensão confinante. Observou-se, nos corpos de prova indeformados, a formação de um plano de cisalhamento bem definido durante os ensaios, diferentemente dos corpos de prova remoldados, onde tal fenômeno não foi observado.

6.1 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Estudo da resistência ao cisalhamento residual do solo residual Canyon.

Estudo do comportamento do material com ensaios de compressão triaxial CIU com tensões de confinamento maiores, ensaios CD e CID e ensaios de adensamento com corpos de prova indeformados.

Estudo do arranjo interno da estrutura antes e depois do cisalhamento através de microscopia eletrônica.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standart test method for direct shear of soil under consolidated drained conditions. ASTM D 3090-9, Philadelphia, 6p, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Determinação do limite de liquidez. NBR 6459. Rio de Janeiro, 5p, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Determinação do limite de plasticidade. NBR 7180. Rio de Janeiro, 3p, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Análise granulométrica. NBR 7181. Rio de Janeiro, 13p, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Grãos de solo que passam na peneira 4,8mm – Determinação da massa específica. NBR 6508. Rio de Janeiro, 8p, 1984-c.

ATKINSON, J.H. Na introduction to the Mechanics os Soils and Foundations. London: Mc Graw-Hill, 1993.

ATKINSON, J.H.; BRANSBY, P.L. The Mechanics of soils – na introduction to critical state soil mechanics. Maidenhead: Mc Graw-Hill, 1978.

BORSATTO, S. Contribuição ao estudo geológico-geotécnico da área urbana de Caxias do Sul. TCC (Graduação em geologia) – Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

BORSATTO, S.; DANI, N.; BRESSANI, L. A.; LISBOA, N. A.; 2015. Mapeamento geológico da área urbana de Caxias do Sul como etapa da cartografia geotécnica. Anais 15º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental.

BRESSANI, L. A.; FLORES, J. A. A.; NUNES, L. F.; 2005. Desenvolvimento de estudos de engenharia geotécnica/geologia com vistas à geração de relatório e mapa geotécnico dos solos e rochas superficiais da área urbana da cidade de Caxias do Sul. Relatório Final, Prefeitura Municipal de Caxias o Sul.

BRITISH STANDART INSTITUTION. BS 1377: British standards methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 8, 17(2), p. 83-119, 1967.

DAS, B. M. Fundamentos de engenharia geotécnica. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2007.

DENARDIN, A.P. Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de Teutônia, RS. 135 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

FOOKES, P. G. (Ed). Tropical residual soils. London: Geological Society, 1997. 184 p.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. Soil Mechanics, SI Version. New York: Ed. John Wiley & Sons, 1979.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects of structures in natural soils and weak rocks. *Geotechnique*, 40(3), p. 467-488, 1990.

LIU, M. D.; CARTER, J. P. Virgin compression of structured soils. *Geotechnique*, v. 49, n. 1, p. 43-57, 1999.

MARTINS, F.B. Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado. Porto Alegre, 2001. 303 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

MELFI, A.J.; PICCIRILLO, E. M.; NARDY, A.J.R. Geological and magmatic aspects of the Paraná Basin: na introductin. In: PICCIRILLO, E. M.; MELFI, A.J. (Ed.). *The Mesozoic flood volcanism of the Paraná Basin: petrogenetic and geophysical aspects*. São Paulo: Universidade de São Paulo, Instituto Astronômico e Geofísico, 1988. p. 1-13.

MITCHELL, J.K. *Fundaments of soil behavior*. 2. Ed. New York: John wiley & Sons, 1993. 437 p.

MITCHELL, J. K.; SITAR, N. Engineering properties os tropical residual soils. In: *ASCE GEOTECHNICAL ENGINEERING SPECIALTY CONFERENCE ON ENGINEERING ANS CONSTRUCTION IN TROPICAL AND RESIDUAL SOILS*, 1982, Honolulu. *Proceedings... ASCE*, 1982. p. 30-57.

NARDY, A. J. R.; MACHADO, F. B.; OLIVEIRA, M. A.; 2008. As rochas vulcânicas mesozoicas ácidas da Bacia do Paraná: litoestratigrafia e considerações geoquímico-estratigráficas. *Revista Brasileira de Geociências*. 38(1): 178-195.

RADAMBRASIL, 1986. Folha SH. 22 Porto Alegre e Partes das Folhas SH. Uruguaiana e SL. 22 Lagoa Mirim: geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação, uso potencial da terra. Levantamento de Recursos Naturais, Vol. 33.

RIGO, M.L. Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral. 348p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

ROISENBERG, A.; VIERO, A. P. O vulcanismo Mesozóico da Bacia do Paraná no Rio Grande do Sul. In: HOLZ, M.; DE ROS, L. F. (Ed). Geologia do Rio Grande do Sul, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

SCHOFIELD, A W.; WROTH, C. P. Critical State Soil Mechanics. London, McGraw-Hill, 1968.

VARGAS, M. Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Zurich. Proc..., Rotterdam: A. A. Balkema, v. a, p. 67-71, 1953.

VAUGHAN, P.R. Characterising the mechanical properties of in-situ residual soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, Zurich. Eng., 117(9), p. 1288-1330, 1991.

VAUGHAN, P. R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S. M. Indexing the engineering properties of residual soils. Quart jornal of Engineering Geology. v. 21, n. 1, p. 69-84. 1988.