

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

**Análise do comportamento multiaxial de solo residual**

**Guilherme Irineu Venson**

Porto Alegre

2024

GUILHERME IRINEU VENSON

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MULTIAXIAL DE SOLO  
RESIDUAL**

Tese de Doutorado 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 Doutor em  
Engenharia.

Porto Alegre

2024

### CIP - Catalogação na Publicação

Venson, Guilherme Irineu  
Análise do comportamento multiaxial de solo residual / Guilherme Irineu Venson. -- 2024.  
189 f.  
Orientador: Lucas Festugato.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2024.

1. Comportamento multiaxial. 2. Triaxial cúbico. 3. Anisotropia. 4. Solo residual. I. Festugato, Lucas, orient. II. Título.

**GUILHERME IRINEU VENSON**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MULTIAXIAL DE SOLO  
RESIDUAL**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de Concentração 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, 22 de março de 2024

Prof. Lucas Festugato  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Carina Silvani (UFCG)**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Nilo Consoli (UFRGS)**  
Ph.D. pela Concordia University, Canadá

**Prof. Pedro Domingos Marques Prietto (UPF)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus familiares e amigos,  
que mesmo longe sempre estiveram perto.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à Deus, por me permitir chegar cada vez mais longe.

Agradeço à minha esposa Ana Paula, *fundação* da minha vida, pela compreensão e apoio ao longo destes anos.

Aos meus pais Irineu Brambatti Venson e Ivonete Maria V. Venson, a minha irmã Gabriela Maria Venson Merlini e ao meu cunhado Marlos M. Merlini, por cuidarem de mim, mesmo quando eu esquecia de fazê-lo.

Ao professor Lucas Festugato que, muito além de um orientador, é um verdadeiro amigo e exemplo de profissional, que levo na minha vida, sem o qual - não é eufemismo dizer - que esta tese não seria possível.

Aos amigos de sempre e aos novos Marina, Dudi, Elo, Murilo, Mariana, Dani, Pedroso, Jeffs, Julio, Michel, Mariana, Mauricio, Marlon, Ron e Andrea.

À todos os colegas e amigos do LEGG. Muito obrigado pela disponibilidade, pela troca de ideias e pela amizade. Ao seu Jair, pelo apoio em todas as atividades realizadas.

Agradeço à Universidade Federal do Rio Grande do Sul e seus membros, pela excelência do ensino e formação.

À UNIOESTE e ao laboratório de difração da UFRGS pela disponibilização de equipamentos de ensaio.

À CAPES e ao CNPQ pelo período de bolsa disponibilizado.

Onde não falta vontade existe sempre um caminho.

*J. R. R. Tolkien*

## RESUMO

VENSON, G. I. **Análise do comportamento multiaxial de solo residual**. 2024. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Os solos residuais normalmente se apresentam estruturados e podem ser anisotrópicos, devido as particularidades de seu processo de formação e dependendo da sua rocha de origem, o que resulta em um comportamento particular em relação aos demais tipos de solos. Enquanto existem diversas metodologias solidificadas para a previsão dos parâmetros de resistência e comportamento dos solos granulares e coesivos, dividindo-os em dois grandes universos de estudo e projeto, o mesmo não acontece com os materiais residuais. Buscando compreender melhor o comportamento dos solos residuais em geral quando submetidos a carregamentos multiaxiais, este trabalho promove uma análise aprofundada da resposta de um solo residual de arenito da formação Botucatu, retirado em São Leopoldo-RS. Para tanto, foi realizado um programa experimental, composto de ensaios de cisalhamento direto, compressão edométrica e isotrópica e triaxiais convencionais e cúbicos com diferentes caminhos de tensões no plano octaédrico ( $\alpha=0, 30, 60, 90, 120, 150$  e  $180^\circ$ ), em corpos de prova indeformados e remoldados, visando quantificar o efeito da sua estrutura. O resultado desses ensaios demonstrou que o solo na condição indeformada se apresenta coesivo friccional e anisotrópico devido sua formação em camadas dispostas horizontalmente, possuindo comportamento distinto principalmente em função do sentido de sollicitação no eixo ortogonal as camadas. Já quando o solo foi remoldado, em mesmo índice de vazios, ele se mostrou menos resistente e mais deformável. Sua resposta foi afetada pela presença de uma estrutura e com a variação da tensão principal intermediária, onde, quanto menor o valor de  $b$  maior sua resistência. Por fim, verificou-se que critérios de ruptura existentes conseguiram descrever satisfatoriamente o seu comportamento multiaxial.

**Palavras-chave:** *comportamento multiaxial, triaxial cúbico, anisotropia, solo residual.*



## ABSTRACT

VENSON, G. I. **Analysis of multiaxial behavior of residual soil**. 2024. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Residual soils are typically structured and may exhibit anisotropy due to the unique characteristics of their formation process and the specific properties of their parent rock. This results in a distinct behavior from other types of soils. While there are well-established methodologies for predicting the strength parameters and behavior of granular and cohesive soils, dividing them into two major categories for study and design, the same does not apply to residual soils. To better understand the behavior of residual soils under multiaxial loading, this study presents an in-depth analysis of the response of a residual sandstone soil from the Botucatu Formation, collected in São Leopoldo-RS. For this purpose, an experimental program was carried out, consisting of direct shear tests, confined compression tests and isotropic consolidation, as well as conventional and cubical triaxial tests with different stress paths on the octahedral plane ( $\alpha=0, 30, 60, 90, 120, 150, \text{ and } 180^\circ$ ), on both undisturbed and remolded specimens, aiming to quantify the effect of their structure. The results of these tests demonstrated that the undisturbed soil exhibits cohesive frictional and anisotropy behavior due to its formation in horizontally layered structures, displaying distinct behavior, particularly depending on the direction of the loading orthogonal to the layers. In contrast, when the soil was remolded, at the same void ratio, it showed lower strength and greater deformability. Its response was affected by the presence of a structure and the variation of the intermediate principal stress, where a lower value of  $b$  corresponded to higher strength. Finally, it was found that existing failure criteria satisfactorily described its multiaxial behavior.

**Keywords:** *multiaxial behavior, true triaxial, anisotropy, residual soil.*

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	26
1.1	PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA .....	26
1.2	OBJETIVOS .....	27
1.2.1	Objetivo Geral .....	27
1.2.2	Objetivos Específicos .....	28
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	28
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	29
2.1	SOLOS RESIDUAIS.....	29
2.1.1	Comportamento de solos residuais.....	31
2.1.2	Solo residual da formação Botucatu.....	34
2.2	MÓDULO DE CISALHAMENTO.....	36
2.2.1	Primeira chegada da onda de resposta.....	37
2.3	SUCÇÃO DOS SOLOS .....	38
2.3.1	Técnica do Papel Filtro.....	38
2.3.2	Curva Característica de Sucção .....	41
2.4	DIFRAÇÃO DE RAIOS X.....	44
2.5	Método Pó.....	47
2.6	ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	48

2.7	COMPORTAMENTO MULTIAXIAL.....	52
2.7.1	Ensaio triaxial convencional.....	56
2.7.2	Ensaio triaxial cúbico .....	58
2.8	EFEITO DA ESTURUTURA NO COMPORTAMENTO DO SOLO.....	62
2.8.1	Anisotropia em relação a rigidez.....	62
2.8.2	Anisotropia em relação a resistências.....	63
2.8.3	Anisotropia em aplicações numéricas .....	66
2.9	ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA .....	68
2.9.1	Mohr-Coulomb .....	68
2.9.2	William-Warnke .....	69
2.9.3	Lade-Kim.....	71
2.9.4	Gao e Zhao.....	73
2.9.5	Drucker-Prager .....	75
3	PROGRAMA DA PESQUISA .....	76
3.1	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	76
3.2	MATERIAIS.....	79
3.2.1	Solo .....	79
3.2.2	Retirada e Armazenamento .....	80
3.2.3	Caracterização.....	82

3.3	MÉTODOS .....	83
3.3.1	Preparação dos corpos de prova indeformados .....	83
3.3.2	Preparação dos corpos de prova remoldados .....	87
3.3.3	Difração de Raios X .....	90
3.3.4	Curva característica de sucção.....	91
3.3.5	Compressão Edométrica.....	94
3.3.6	Ensaio do módulo de cisalhamento .....	95
3.3.7	Cisalhamento Direto .....	96
3.3.8	Triaxiais convencionais (compressão isotrópica e $p'$ constante) .....	100
3.3.9	Triaxiais cúbicos.....	102
3.3.10	Calibração das <i>Cushions</i> do Triaxial Cúbico .....	106
4	RESULTADOS E ANÁLISES .....	108
4.1	Difração de Raios X.....	109
4.2	Curva característica de sucção.....	112
4.3	Cisalhamento Direto .....	113
4.4	Compressão Edométrica .....	117
4.5	Compressão Isotrópica.....	119
4.6	Ensaio do módulo de cisalhamento .....	123
4.7	Triaxiais convencionais a $p'$ constante.....	125

4.8	Triaxiais cúbicos indeformados .....	130
4.9	Triaxiais cúbicos remoldados .....	147
4.10	Comparativo triaxiais cúbicos indeformados e remoldados .....	163
4.11	Envoltórias de ruptura .....	168
5	CONCLUSÕES .....	170
5.1	Sugestões para trabalhos futuros .....	171
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	172

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Resultado edométrico executado para amostras estruturadas e remoldadas (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).....	31
Figura 2.2 – a) Resultado de compressão isotrópica b) Tendência de comportamento material (adaptado de LEROUEIL; VAUGHAN, 1990) .....	32
Figura 2.3 – Localização da formação Botucatu no Rio Grande do Sul (NÚÑEZ,1991) .....	34
Figura 2.4 – Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta (CABERLON, 2008) .....	37
Figura 2.5 – Tipos de fluxo entre solo e papel filtro (MARINHO, 1995).....	39
Figura 2.6 – Curva característica: obtenção de a, n e m (adaptado de FREDLUND e XING, 1994).....	42
Figura 2.7 – Curva característica: influência do parâmetro a, com n=2 e m=1 (adaptado de FREDLUND e XING, 1994).....	43
Figura 2.8 – Curva característica: influência do parâmetro n, com a=100 e m=1 (adaptado de FREDLUND e XING, 1994).....	44
Figura 2.9 – Curva característica: influência do parâmetro m, com a=100 e n=2 (adaptado de FREDLUND e XING, 1994).....	44
Figura 2.10 – Fenômeno de difração de Raios X segundo a lei de Bragg (adaptado de ANTONIASSI, 2010).....	45
Figura 2.11 – Difratometro Raios X de pó (adaptado de ANTONIASSI, 2010) .....	46
Figura 2.12 – Difratrograma de amostra de quartzo (adaptado de ANTONIASSI, 2010).....	47
Figura 2.13 – Esquema ensaio de cisalhamento direto (SIMÕES, 2015). .....	48
Figura 2.14 – Curvas típicas de areias em cisalhamento direto (SOUSA PINTO, 2006) .....	50

Figura 2.15 – Possíveis formas para as curvas tensão x deslocamento e propostas de critérios de ruptura (FEUERHARMEL, 2007).....	51
Figura 2.16 – Direção dos carregamentos, (a) Projeção isométrica (b) Plano octaédrico (adaptado de YAMADA E ISHIHARA, 1983).....	53
Figura 2.17 – (a) Orientação da amostra em relação aos eixos cartesianos (b) Plano octaédrico (ABELEVE E LADE 2003) .....	54
Figura 2.18 – Esquema equipamento triaxial verdadeiro (MARQUES, 2016).....	56
Figura 2.19 – Caminhos de tensão impostos numa célula triaxial cúbica (CORTE, 2020) .....	58
Figura 2.20 – Triaxial cúbico de paredes rígidas (Adaptado de WILLIAMS (2001) por ANDREGHETTO 2022a) .....	59
Figura 2.21 – Triaxial cúbico de paredes flexíveis (a) Vista isométrica (b) Vista em corte (SADEK, 2006) .....	60
Figura 2.22 – Triaxial de paredes mistas (MICHELIS, 1988) .....	61
Figura 2.23 – Componentes do equipamento triaxial verdadeiro com paredes flexíveis (adaptado de DESAI et al., 1982 por ANDREGHETTO 2022a).....	61
Figura 2.24 – Variação do módulo de elasticidade a 50% da deformação de ruptura em ensaios cúbicos (a) Areia da praia de Santa Mônica (b) Caulim (ABELEV e LADE, 2003).....	62
Figura 2.25 – Influência da indução de carregamento anisotrópico no eixo z (a) Pré-extensão (b) Pré-compressão (adaptado de CAMBOU, 1988 por ANDREGHETTO, 2022a).....	63
Figura 2.26 – Tensão por deformação em diferentes ângulos de disposição de uma areia (ARTHUR e MENZIES, 1972).....	64
Figura 2.27 – Variação do ângulo de atrito da areia da praia de Santa Mônica (ABELEV e LADE, 2003) .....	64
Figura 2.28 – Variação do ângulo de atrito para o caulim (ANANTANASAKUL <i>et al.</i> , 2012) .....	65

Figura 2.29 – Variação da resistência em função de densidade e formato de grão. (YANG et al., 2015).....	65
Figura 2.30 – Variação da resistência conforme diferentes ângulos de aplicação de carga de areia-cal-cinza volante. (SILVANI <i>et al.</i> , 2022) .....	66
Figura 2.31 – Geometria de carregamento modelado (ZDRAVKOVIC e POTTS em KOLYMBAS 2000) .....	66
Figura 2.32 – Projeção de resistência última de fundação em sapata (a) Corrida (b) Circular. (ZDRAVKOVIC e POTTS em KOLYMBAS 2000).....	67
Figura 2.33 – Comparação numérica de recalque de escavação com modelos isotrópicos e anisotrópicos. (FRANZIUS et al., 2009).....	68
Figura 2.34 – Critérios de Morh-Coulomb no plano tensão (a) Normal (b) Octaédrico (SILVANI, 2017) .....	69
Figura 2.35 – Contorno de superfície William-Warnke (WILLAM e WARNKE, 1974) .....	71
Figura 2.36 – Figura Obtenção dos parâmetros $m$ e $\eta_1$ a partir da areia do rio Sacramento. (LADE, 1977).....	72
Figura 2.37 – Modelo de Lade. (LADE, 1977) .....	72
Figura 2.38 – Critério de ruptura de Kim e Lade original (linha cheia) comparado com a versão para materiais anisotrópicos proposta por Gao e Zhao (linha pontilhada) (Adaptado de GAO e ZHAO, 2012 por ANDREGHETTO 2022a).....	74
Figura 2.39 – Critério de escoamento de Mohr-Coulomb e Drucker- Prager em plano octaédrico .....	75
Figura 3.1 – Local de coleta do solo a) Localização de São Leopoldo b) Geologia da região (adaptado de CPRM, 2023) .....	79
Figura 3.2 – Retirada do material a) Talude de onde foi feita a retirada b) Bloco indeformado em processo de extração .....	80



Figura 3.3 – O solo estudado a) Bloco indeformado armazenado b) Condição indeformada c) Condição desestruturada.....	81
Figura 3.4 – Caracterização do solo a) Solo peneirado b) Sedimentação c) Peneiramento d) Peso específico dos grãos e) Limite de liquidez f) Limite de plasticidade .....	82
Figura 3.5 – Confeção CPs 5x10cm indeformados a) Redução do bloco b) Colocação no torno c) Redução do diâmetro d) CPs com camadas horizontais e) CPs com camadas verticais .....	84
Figura 3.6 – Amostras ensaio edométrico a) Camadas verticais b) Camadas horizontais .....	85
Figura 3.7 – Corpos de prova cisalhamento direto a) Anel sob fragmento indeformado b) Arrasamento base c) Camadas verticais d) Camadas horizontais .....	86
Figura 3.8 – Confeção CP cúbico indeformado a) Separação do bloco b) Bloco sob a bancada c) Início da divisão do bloco d) Fragmentos separados e) Uso do molde f) CP finalizado .....	87
Figura 3.9 – Moldagem CP cúbico remoldado a) Molde desmontado b) Molde montado c) Mistura solo d) Compactação CP e) Aspecto terceira camada f) Aspecto última camada g) CP finalizado .....	88
Figura 3.10 – CPs remoldados cilíndricos a) Amostra triaxial b) Amostra edométrica c) Amostra sendo compactada em anel d) Amostra cisalhamento direto.....	89
Figura 3.11 – DRX a) Amostra sendo reduzida b) Amostras isoladas.....	90
Figura 3.12 – Ensaio curva matricial a) Compactação CP b) CP remoldado c) CP indeformado d) Posicionamento papel filtro e) Amostras em equilíbrio f) Pesagem papel filtro .....	93
Figura 3.13 – Ensaio edométrico a) Detalhe montagem da amostra b) Ensaio em andamento	95
Figura 3.14 – Pundit Equipamento .....	95
Figura 3.15 – Pundit a) Amostra indeformada b) Amostra remoldada .....	96
Figura 3.16 – Cisalhamento direto a) Equipamento b) Célula de ensaio .....	97
Figura 3.17 – Montagem célula cisalhamento a) Posicionamento do CP b) Inserção do CP c) Conjunto ordenado d) Célula montada no equipamento .....	98

Figura 3.18 – Condições cisalhamento direto: a) Horizontal CP b) Vertical c) Paralelo.....	99
Figura 3.19 –Triaxiais em equip. convencional a) Montagem CP b) Ensaio em andamento	100
Figura 3.20 –Triaxial Bishop-Wesley a) CP montado b) Ensaio em andamento.....	101
Figura 3.21 – Ensaio triaxial cúbico a) Equipamento b) <i>Software</i> .....	103
Figura 3.22 – Moldagem <i>cushions</i> a) Molde e reagentes b) Preenchimento do molde c) Fixação dos imãs .....	104
Figura 3.23 – Triaxial cúbico a) CP dentro da célula cúbica b) Estado CP indeformado c) Estado CP remoldado d) Detalhe filtro e) Colocação <i>cushions</i> f) Ensaio em andamento .....	105
Figura 3.24 – Calibração <i>chushions</i> a) Cubo de alumínio b) Resultado .....	107
Figura 4.1 – Curva granulométrica do solo .....	108
Figura 4.2 – Resultado ensaio DRX a) Camada Rosa b) Camada Branca .....	110
Figura 4.3 – Microscopia óptica (Martins, 2001) x Amostra solo desta tese .....	111
Figura 4.4 – Curva característica de sucção .....	112
Figura 4.5 – Curva característica de sucção com demais autores, material indeformado.....	113
Figura 4.6 – Cisalhamento direto Remoldado a) Tensão-Deformação b) Deformação axial-horizantal c) Envoltória .....	114
Figura 4.7 – Cisalhamento direto a) Horizontal b) Vertical c) Paralelo.....	115
Figura 4.8 – Cisalhamento direto a) Tensão-deformação b) Envoltórias.....	116
Figura 4.9 – CPs ensaiados cisalhamento direto a) Remoldado b) Vertical c) Horizontal d) Paralelo .....	117
Figura 4.10 – Resultado ensaio edométrico a) Amostra em imersão b) Amostra seca .....	118
Figura 4.11 – Edométrico: Amostra indeformada ensaiada em imersão.....	119

Figura 4.12 – Ensaio compressão isotrópica CP indeformado a) Curva e por log $p'$ b) Amostra ensaiada .....	120
Figura 4.13 – Ensaio compressão isotrópica CPs indeformados ensaiado a) Triaxial altas b) Triaxial Bishop .....	121
Figura 4.14 – Comparação dos ensaios edométricos e de compressão isotrópica .....	122
Figura 4.15 – Edométrico: Amostra indeformada ensaiada em imersão.....	123
Figura 4.16 – Pundit CP remoldado a) Eixo “x” b) Eixo “y” c) Eixo “z”.....	124
Figura 4.17 – Pundit CP indeformado .....	125
Figura 4.18 – Triaxial $p'$ constante de 100 KPa CPs indeformado a) Tensão desvio por deformação axial b) Deformação volumétrica por deformação axial .....	125
Figura 4.19 – CPs indeformados ensaiados triaxial $p'$ constante a) Camadas horizontais b) Camadas verticais.....	126
Figura 4.20 – Comparativo triaxiais convencionais x cúbicos CPS indeformados a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Deformação volumétrica por deformação cisalhante ..	127
Figura 4.21 – Triaxial $p'$ constante CP remoldado a) Tensão desvio por deformação axial b) Deformação volumétrica por deformação axial .....	128
Figura 4.22 – CP remoldado ensaio triaxial $p'$ constante.....	129
Figura 4.23 – Comparativo triaxial convencional x cúbico CPs remoldados a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Deformação volumétrica por deformação cisalhante.....	130
Figura 4.24 – Consolidação típica CP indeformado a) Tensão-deformação b) Deformação axial pelo tempo c) Índice de vazio por $p'$ .....	131
Figura 4.25 – Ensaio cúbico indef. $\alpha=0^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado .....	132
Figura 4.26 – Ensaio cúbico indef. $\alpha=30^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado .....	133
Figura 4.27 – Ensaio cúbico indef. $\alpha=60^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado .....	134

Figura 4.28 – Ensaio cúbico indef. $\alpha=90^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado .....	135
Figura 4.29 – Ensaio cúbico indef. $\alpha=120^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado ....	136
Figura 4.30 – Ensaio cúbico indef. $\alpha=150^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado ....	137
Figura 4.31 – Ensaio cúbico indef. $\alpha=180^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado ....	138
Figura 4.32 – Triaxiais cúbicos indeformados: Tensão desvio por deformação cisalhante ....	138
Figura 4.33 – Triaxiais cúbicos indeformados: Def. volumétrica por def. cisalhante.....	139
Figura 4.34 – Resultados triaxiais cúbicos indeformados: Roseta qz-qx .....	140
Figura 4.35 – Triaxiais cúbicos indeformados: Variação da tensão desvio máxima em função dos caminhos de tensão .....	140
Figura 4.36 – Comparação ensaios cúbicos indeformados $\alpha=0^\circ$ a) $p'=150$ kPa a) $p'=100$ kPa c) $p'=50$ kPa.....	141
Figura 4.37 – Ensaio cúbico indeformado $\alpha=0^\circ$ a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Tensão desvio normalizado por deformação cisalhante c) Deformação volumétrica por deformação cisalhante d) Tensão desvio pela tensão média .....	142
Figura 4.38 – Comparação ensaios cúbicos indeformados $\alpha=30^\circ$ a) $p'=150$ kPa a) $p'=100$ kPa c) $p'=50$ kPa .....	143
Figura 4.39 – Ensaio cúbico indeformado $\alpha=30^\circ$ a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Deformação volumétrica por deformação cisalhante.....	144
Figura 4.40 – Comparação ensaios cúbicos indeformados $\alpha=60^\circ$ a) $p'=150$ kPa b) $p'=100$ kPa c) $p'=50$ kPa .....	144
Figura 4.41 – Ensaio cúbico indeformado $\alpha=60^\circ$ a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Deformação volumétrica por deformação cisalhante.....	145
Figura 4.42 – CPs indeformados ensaiados $p'=150$ kPa a) $\alpha=30^\circ$ b) $\alpha=60^\circ$ .....	146
Figura 4.43 – Rosetas indeformadas a) $p'=150$ kPa b) $p'=100$ kPa c) $p'=50$ kPa .....	146

Figura 4.44 – Consolidação típica CP remoldado a) Deformação axial pelo tempo b) Tensão-deformação c) Índice de vazios por $p'$ .....	147
Figura 4.45 – Ensaio cúbico remold. $\alpha=0^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado .....	148
Figura 4.46 – Ensaio cúbico remoldado $\alpha=0^\circ$ , CP ensaiado, vista lateral.....	149
Figura 4.47 – Ensaio cúbico remold. $\alpha=30^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado ...	149
Figura 4.48 – Ensaio cúbico remold. $\alpha=60^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado ...	150
Figura 4.49 – Ensaio cúbico remold. $\alpha=90^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado ...	151
Figura 4.50 – Ensaio cúbico remold. $\alpha=120^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado .	152
Figura 4.51 – Ensaio cúbico remold. $\alpha=150^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado .	153
Figura 4.52 – Ensaio cúbico remold. $\alpha=180^\circ$ a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado .	154
Figura 4.53 –Triaxiais cúbicos remoldados: Tensão desvio por deformação cisalhante .....	154
Figura 4.54 –Triaxiais cúbicos remoldados: Def. volumétrica por Def. cisalhante .....	155
Figura 4.55 – Resultados triaxiais cúbicos remoldados: Roseta qz-qx .....	156
Figura 4.56 – Resultados triaxiais cúbicos remoldados: Variação da tensão desvio máxima em função dos caminhos de tensão .....	156
Figura 4.57 – Comparação ensaios cúbicos remoldados $\alpha=0^\circ$ a) $p'=150$ kPa b) $p'=100$ kPa c) $p'=50$ kPa.....	157
Figura 4.58 – Ensaio cúbico remoldado $\alpha=0^\circ$ a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Tensão desvio normalizado por deformação cisalhante c) Deformação volumétrica por deformação cisalhante d) Tensão desvio pela tensão média .....	158
Figura 4.59 – Comparação ensaios cúbicos remoldados $\alpha=30^\circ$ a) $p'=150$ kPa b) $p'=100$ kPa c) $p'=50$ kPa.....	159
Figura 4.60 – Ensaio cúbico remoldado $\alpha=30^\circ$ a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Deformação volumétrica por deformação cisalhante.....	160

Figura 4.61 – Comparação ensaios cúbicos remoldados $\alpha=60^\circ$ a) $p'=150$ kPa b) $p'=100$ kPa c) $p'=50$ kPa.....	160
Figura 4.62 – Ensaio cúbico remoldado $\alpha=60^\circ$ a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Deformação volumétrica por deformação cisalhante.....	161
Figura 4.63 – CPs remoldados ensaiados $p'=150$ kPa a) $\alpha=30^\circ$ b) $\alpha=60^\circ$ .....	162
Figura 4.64 – Comparação rosetas remoldadas a) $p'=150$ kPa b) $p'=100$ kPa c) $p'=50$ kPa.	162
Figura 4.65 – Comparativo dos resultados dos triaxiais cúbicos: Tensão desvio por deformação cisalhante .....	163
Figura 4.66 – Comparativo dos resultados dos triaxiais cúbicos: Deformação volumétrica por deformação cisalhante .....	164
Figura 4.67 – Comparativo dos resultados dos triaxiais cúbicos de $p' 100$ KPa na variação da tensão desvio máxima em função dos caminhos de tensão .....	166
Figura 4.68 – Comparativo resultados dos triaxiais cúbicos de $p' 100$ KPa na roseta normalizada qz-qx .....	166
Figura 4.69 – Comparativo triaxiais cúbicos na roseta normalizada qz-qx com outros $p'$ ....	167
Figura 4.70 – Envoltórias de ruptura indeformado.....	168
Figura 4.71 – Envoltórias de ruptura remoldado.....	169

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Curvas de calibração papéis Whatman N° 42 e Schleicher & Schuell N° 589 ...	40
Tabela 2.2 – Equações curva característica de sucção (adaptado de MONCADA, 2004).....	41
Tabela 2.3 – Caminhos de tensão de ensaio .....	55
Tabela 3.1a – Resumo programa experimental .....	76
Tabela 3.1b – Resumo programa experimental cont. ....	77
Tabela 4.1 – Propriedades do solo estudado.....	108
Tabela 4.2 – Resumo valores máximos Triaxiais cúbicos.....	165

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

$\alpha$ : direção do caminho de tensões

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ASTM: American Society for Testing and Materials

B: parâmetro de poro-pressão

b: valor relativo da tensão principal intermediária

$c'$ : intercepto coesivo efetivo

CP: Corpo de Prova

CPRM: Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais

DRX: Difração de raios X

e: índice de vazios

E: módulo de elasticidade

$\varepsilon_h$ : deformação horizontal

$\varepsilon_q$ : deformação cisalhante

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ : deformações nos sentidos dos eixos x, y e z

$\varepsilon_a$ : deformação axial

$\varepsilon_v$ : deformação volumétrica

$G_0$ : Módulo de cisalhamento inicial

LEGG: Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

NBR: Norma Brasileira

$p'$ : tensão média efetiva

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

q: tensão desvio

$q_u$ : resistência à compressão simples

$q_x, q_z$ : planificação das tensões principais



UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UNIOESTE: Universidade Estadual do Oeste do Paraná

$V_v$ : volume de vazios

$w$ : umidade

$w_f$ : umidade do papel filtro

$\gamma_s$ : peso específico real dos grãos

$\gamma_d$ : peso específico aparente seco

$\Delta u$ : variação de poro-pressão

$\eta$ : porosidade

$\theta$ : ângulo de Lode

$\sigma'_v$ : tensão vertical efetiva

$\sigma_1$ : tensão principal maior

$\sigma_2$ : tensão principal intermediária

$\sigma_3$ : tensão principal menos

$\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ : tensões normais efetivas nos sentidos dos eixos  $x, y$  e  $z$

$\tau$ : resistência ao cisalhamento

$\tau_{oct}$ : tensão cisalhante octaédrica

$\phi'$ : ângulo de atrito interno efetivo do solo

$\Psi$ : sucção

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Os solos residuais apresentam-se usualmente estruturados, devido a seus processos formativos, e isso reflete em um comportamento particular em relação aos demais tipos de solo, podendo ser isotrópicos ou anisotrópicos em função da rocha de formação, dificultando o projeto racional de obras de engenharia nestes locais, comumente levando a projetos sub ou superdimensionados. (BLIGHT, 2012)

Propriedades como rigidez e deformabilidade são influenciadas pela existência de uma estrutura natural. Desta maneira, estes solos apresentam capacidade de suportar estados de tensões distintas ao encontrados em solos sem cimentação, quando compara-se a uma situação em que ambos os materiais possuam mesma porosidade. (BLIGHT, 2012)

O estudo de solos naturalmente estruturados é focado na extração de amostras em campo e posteriormente na preparação indeformada em laboratório para avaliar o seu comportamento mecânico. Entretanto, os procedimentos que envolvem a extração e preparação das amostras são complexos e delicados, o que muitas vezes afasta os pesquisadores desse material. Uma alternativa a ser adotada na investigação de solos cimentados é a utilização de amostras artificialmente cimentadas. Essa alternativa, porém, homogeneiza o material não permitindo o estudo de sua anisotropia e o efeito da sua heterogeneidade no seu comportamento em direções diversas. (VAUGHAN, 1985)

O comportamento multiaxial de materiais artificialmente cimentados é amplamente estudado por diversos autores (CONSOLI *et al.* 2007a e 2007b, FESTUGATO *et al.* 2017 e 2023, SILVANI *et al.* 2022, CORTE *et al.* 2020, ANDREGHETTO *et al.* 2022a), com poucas exceções de trabalhos para materiais naturalmente cimentados (SHU *et al.* 2021, LIU *et al.* 2023). Neste contexto, o presente estudo busca aprofundar a compreensão e publicar um relato para um material deste tipo, utilizando, de forma inédita, o ensaio triaxial verdadeiro para esse solo.

Assim, o presente trabalho realiza uma análise detalhada da resposta deste tipo de material frente a carregamentos multiaxiais, possibilitando a melhor compreensão de seu comportamento, visando permitir sua utilização em projetos de escavações e subsolos, ferrovias, rodovias, pistas de aeroportos e fundações *offshore*.

O solo utilizado nesta pesquisa é o arenito residual da formação Botucatu, retirado na Vila Scharlau, em São Leopoldo-RS, cujas amostras foram coletas de uma jazida situada às margens da RS-240. Este solo vem sendo amplamente utilizado em pesquisas no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e outros laboratórios, tendo suas propriedades físicas, químicas e comportamento mecânico estudado por uma série de autores, como Núñez (1991), Jungblut (1993), Martins (1994), Prietto (1996), Carraro (1997), Thomé (1999), Specht (2000), Martins (2001), Medero (2001), Casagrande (2001), Heineck (2002), Cruz (2004), Foppa (2005), Medero (2005), Bernardes (2008) e Lopes Junior (2011).

Apesar de todos estes estudos, a escolha deste material se deu pelo fato de que o seu comportamento multiaxial, principalmente o efeito das tensões intermediárias e de sua anisotropia, ainda não foi estudado de forma direta, o que é possível nessa pesquisa pelo uso do equipamento triaxial cúbico e permitirá também o estudo de modelos de comportamento que levem essa possível anisotropia em consideração, entregando à comunidade de engenharia da região uma ferramenta adicional para a tomada de decisão em projetos, neste material que cobre um extensa área do território do estado e do país.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é estudar o comportamento mecânico de um solo residual submetido a carregamentos multiaxiais.

Para atingir o objetivo geral foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Analisar a influência da tensão principal intermediária no comportamento de um solo estruturado;
- Estudar a possível presença e as causas de comportamento anisotrópico em um solo residual;
- Investigar a influência da estrutura do material na sua resposta mecânica;
- Avaliar a adequação de critérios de ruptura existentes para previsão do comportamento do material naturalmente estruturado.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Essa tese é dividida em cinco capítulos:

O capítulo 1 tratou da introdução e dos objetivos do trabalho.

O capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura existente, compreendida de tópicos relevantes aos assuntos aqui abordados.

No capítulo 3 é apresentado a metodologia da pesquisa, com descrição do material utilizado e do programa experimental proposto.

O capítulo 4 consiste na apresentação e discussão dos resultados obtidos.

O capítulo 5 contém as conclusões e consideração finais da tese e apresenta sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 SOLOS RESIDUAIS

De acordo com Blight (2012), o solo residual é descrito como um solo formado a partir do intemperismo *in situ* e da decomposição de rochas ou fragmentos de rochas, sem que haja transporte do local de origem. Essa categoria de solo é comumente encontrada em regiões de clima tropical e subtropical, como afirmado por Consoli, Schnaid e Milititsky (1998). Os solos residuais possuem uma estrutura caracterizada por uma leve cimentação dos grãos, podendo atingir camadas de diversas espessuras, mas com profundidades mais comuns variando de 3 a 10 metros. No sul do Brasil, é predominante a ocorrência de solos residuais de basalto, formados devido ao processo de intemperismo que geralmente resultam em uma redução da densidade e aumento da porosidade do material. (CARRETA, 2018)

Conforme descrito por Lemos (2009), a formação de solos residuais é resultado da ação de intemperismo físico, químico e biológico sobre rochas expostas. O grau de intemperismo de uma rocha é influenciado por diversos fatores, tais como clima (incluindo temperatura, chuva e evaporação), condições de drenagem, relevo, profundidade da rocha e tempo, sendo o clima o agente mais significativo na formação de solos residuais. Segundo Vaz (1996), o clima é responsável por determinar a espessura e o número de horizontes do solo. Além disso, a composição da rocha original também desempenha um papel importante, influenciando a mineralogia, granulometria e plasticidade do solo residual.

De acordo com Vaz (1996) é possível observar que o grau de decomposição da rocha diminui à medida que se aumenta a profundidade, resultando em um perfil típico de intemperismo que é influenciado pela combinação única de tipos de rochas e clima em cada local. Em geral, nas camadas mais profundas, é comum encontrar rochas intactas, que gradualmente transitam para rochas alteradas e solos residuais à medida que a altitude do terreno aumenta. Nas camadas superficiais é frequente a presença de materiais secundários, como ferro, sílica e sais, que são gerados por processos de lixiviação e laterização

No Brasil, um dos perfis de intemperismo amplamente utilizado na engenharia civil é o proposto por Vaz (1996), o qual divide os solos residuais em duas categorias: os solos eluvionares e os solos de alteração. Os solos eluvionares, também conhecidos como solos

residuais maduros, são caracterizados por um alto grau de intemperismo, sendo homogêneos e isotrópicos, sem exibir texturas ou estruturas da rocha de origem. Por outro lado, os solos de alteração, ou solos residuais jovens, são compostos por argilominerais recém-formados e minerais em processo de alteração da rocha original, e ainda conservam texturas e estruturas da rocha parental, como foliação, xistosidade, fraturas e falhas. Esses solos exibem uma grande heterogeneidade e anisotropia, com variações mineralógicas visíveis e coloração variada.

De acordo com Consoli, Schnaid e Milititsky (1998), a presença de uma estrutura porosa cimentada confere características geotécnicas distintas aos solos residuais em relação aos solos transportados, mesmo que possuam distribuição granulométrica e pesos específicos semelhantes. Os métodos de interpretação utilizados em solos granulares sob condições drenadas e em solos coesivos sob condições não drenadas não são aplicáveis a esses solos residuais que são naturalmente cimentados. Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que o histórico de tensões geralmente tem pouca influência nas propriedades dos solos residuais.

No entanto, a cristalização associada à formação de novos minerais resulta em cimentação e na formação de estruturas entre as partículas, criando um corpo estrutural levemente cimentado. Essa formação de estrutura também resulta em um intercepto coesivo na envoltória de resistência, mesmo em casos em que o material apresenta alta porosidade e comportamento predominantemente compressivo. Para Reis (2004), esse fato contribui para a rigidez e resistência desses solos.

Huat e Toll (2012) destacam que os solos residuais, geralmente encontrados acima do nível do lençol freático, estão na condição não saturada. Como resultado, suas propriedades hidráulicas, resistência ao cisalhamento e volume do solo variam em resposta às modificações causadas pelo intemperismo. A alta permeabilidade, característica dos solos residuais, ocorre devido à agregação das partículas de argila e a outras características da microestrutura desses solos. Com a presença de partículas de argila de pequeno diâmetro em sua estrutura, eles se comportam como grãos de areia ou silte, apresentando macroporos que possibilitam a condução da água através da estrutura. A permeabilidade tende a diminuir à medida que o material é comprimido, porém essa redução não é significativa diante da faixa de sobrecarga comumente aplicada pelas obras de engenharia (VAUGHAN; MACCARINI; MOKHTAR, 1988).

### 2.1.1 Comportamento de solos residuais

É característica comum aos solos residuais, conforme Wesley (2010), que sua estrutura não se apresente em partículas descontínuas. Suas partículas individuais se apresentam de maneira concisa, no entanto, ao sujeitarem à perturbações ou ao esforço de cisalhamento, essas partículas se desintegram e formam uma matriz de estrutura particulada em grãos muito menores. Desta premissa, pode-se fundamentar o comportamento que o material assume após atingir o ponto de plastificação, apresentado a seguir nessa seção (CARRETA, 2018).

Conforme destacado por Leroueil e Vaughan (1990), em ensaios edométricos e ensaios de compressão isotrópica, pode-se observar a redução das tensões suportadas para um mesmo volume de material quando comparadas à amostra do solo residual desestruturada. Os autores apresentam a diferença de comportamento entre um ensaio realizado com a estrutura intacta e outro em que a estrutura foi perdida, na condição remoldada. A Figura 2.1 ilustra essa discrepância entre o material desestruturado e o material que conserva sua estrutura, onde as tensões aplicadas à amostra intacta apresentam valores maiores para um mesmo índice de vazios em comparação com a amostra desestruturada. A partir dessa premissa, pode-se inferir que a estrutura do solo é completamente desfeita com a remoldagem do material ou com a manipulação executada de forma a desfazer qualquer ligação entre as partículas ou efeito gerado na estrutura.

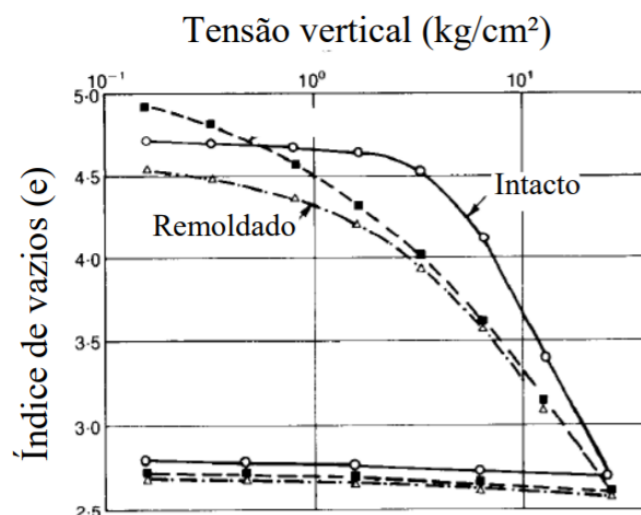


Figura 2.1 – Resultado edométrico executado para amostras estruturadas e remoldadas (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990)

Conforme os autores supracitados, a plastificação é demonstrada como uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação sob aplicação de incrementos de tensão. A plastificação da estrutura pode ser observada na Figura 2.2a, demonstrada na curva pelo ponto Y. Na curva, há um comportamento rígido inicial e após esse ponto, a cada incremento de tensão, se dá a quebra progressiva da estrutura da amostra, tendendo a um comportamento similar ao da sua condição remoldada, como ilustrado na Figura 2.2b que indica o mesmo ponto Y para representar o início da quebra da estrutura. (CARRETA 2018)

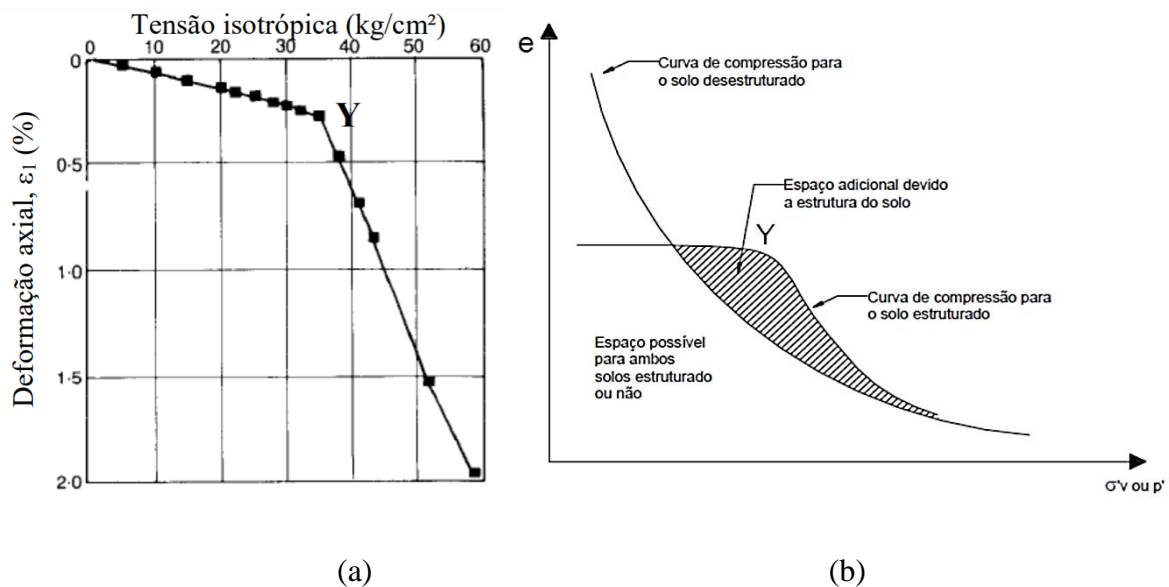


Figura 2.2 – a) Resultado de compressão isotrópica b) Tendência de comportamento material (adaptado de LEROUÉIL; VAUGHAN, 1990)

Sob compressão triaxial, os solos estruturados, tal como os residuais, apresentam comportamento bem definido conforme o nível de tensão de confinamento. Quando cisalhadas à baixas tensões, apresentam resistência de pico e dilatância acentuada, ou poropressão negativa em casos não drenados. Já quando cisalhados em altas tensões, o comportamento expansivo dá lugar à propensão do material a comprimir (DALLA ROSA, 2009). Conforme Leroueil e Vaughan (1990), sob tensões de confinamento baixas, após a resistência de pico, as deformações que ocorrem são do tipo “softening”, como as que se observam em um solo denso e não coesivo, seguindo com a ocorrência de notável deformação de expansão. Para altas tensões de confinamento, o comportamento observado se apresenta de forma dúctil com a possibilidade de ocorrência da plastificação ainda na fase de confinamento do solo.



O fator principal de diferenciação entre solos residuais e solos sedimentares, é provavelmente associado com suas características de consolidação (WESLEY, 1990). O autor sugere que solos residuais não sofrem o processo de consolidação e, portanto, não apresentam uma reta virgem de compressão para ensaios de compressão confinada. Por essa razão, Wesley (2010) afirma que não há motivos para que se utilize o formato convencional para plotar os dados de ensaios de compressão no formato  $e$ - $\log p'$ . Para o autor, esse método convencional é aplicável somente em solos sedimentares. A utilização deste método em solos residuais é capaz de induzir a significativos erros de interpretação e compreensão das características de compressibilidade do material.

Wesley (2010) ainda afirma que quanto ao comportamento de solos residuais durante o cisalhamento, os efeitos microestruturais exercem influência positiva na resistência ao cisalhamento do material. Esse fator contribui significativamente com a parcela coesiva, correspondendo a um significativo valor de  $c'$ . O ângulo de atrito no cisalhamento, para esses solos, geralmente corresponde a valores entre 25 e 35°.

Brenner, Garga e Blight (1997) elencam as características encontradas em solos residuais que os diferenciam dos demais solos transportados no comportamento tensão-deformação e na resistência. Os autores, assim como Vaughan, Maccarini e Mokhtar (1988) afirmam que o efeito das tensões prévias terá pouca influência no comportamento tensão deformação. Para os autores, os carregamentos que o solo residual possa ter sofrido são anulados com a ocorrência do processo de intemperismo. A resistência dos grãos também é relativa e dependente desse mesmo processo produzindo grãos com vários graus de enfraquecimento e diferente mineralogia.

Outro fator que exerce significativa influência é a cimentação proveniente do vínculo entre as partículas. Esta que pode facilmente ser destruída por qualquer perturbação é o fator que estabelece o intercepto coesivo característico do material e apresenta uma tensão de *cedência*. Quando se trata de solos que apresentam estrutura cimentada, a resistência inicial frente aos deslocamentos impostos, se dá, inicialmente por essas ligações aglomerantes, mobilizando a resistência pelo atrito entre as partículas, somente após a mobilização dessa primeira parcela de coesão natural do solo (VAUGHAN, 1985; VAUGHAN; MACCARINI; MOKHTAR, 1988; WESLEY, 2010).



Nas regiões de Candelária, Santa Cruz do Sul e Bom Retiro, a formação Botucatu perde sua continuidade, aflorando em pontos isolados, e novamente conforma uma faixa contínua com cerca de 200 km de largura na região dos municípios de Lajeado, Estrela, Novo Hamburgo, São Leopoldo e Santo Antônio da Patrulha.

A Formação Botucatu tem sido descrita por vários autores, como Oliveira (1930), Tommasi (1972) e Mühlmann et al. (1974), citados no Projeto Radam Brasil (IBGE, 1986). Essa formação é composta por um espesso pacote de arenitos eólicos depositados em condições desérticas, situados abaixo das rochas vulcânicas da Formação Serra Geral.

Os arenitos da Formação Botucatu apresentam coloração avermelhada, rosa e esbranquiçada, sendo de finos a médios, geralmente quartzosos e friáveis, com grãos foscos e arredondados. Os feldspatos são encontrados em baixas quantidades, raramente ultrapassando 5%, e a impregnação por pigmentos ferruginosos é responsável pela cor e cimentação desses arenitos (FOPPA, 2005).

A formação Botucatu origina um tipo de solo caracterizado pela presença de um horizonte B textural, conhecido como podzólico vermelho-escuro. Esse horizonte B geralmente tem espessura reduzida e é amplamente utilizado como material de aterro em obras de engenharia. Abaixo do horizonte B, encontra-se um perfil profundo de horizonte C saprolítico, que quando exposto é suscetível a processos de erosão (FOPPA, 2005).

No estado natural, a utilização desse material para fins rodoviários não é recomendada, pois não atende às especificações, principalmente devido à sua erodibilidade, à dificuldade em alcançar a massa específica máxima na compactação e à baixa capacidade de suporte, conforme observado por Coulon (1973).

O solo nesse local foi amplamente estudado na UFRGS, com retirada usual na Vila Scharlau em São Leopoldo-RS, em amostras coletas de uma jazida situada às margens da RS-240 no trabalho de Núñez (1991) e subsequentes por Jungblut (1993), Martins (1994), Prietto (1996), Carraro (1997), Thomé (1999), Specht (2000), Martins (2001), Medero (2001), Casagrande (2001), Heineck (2002), Cruz (2004), Foppa (2005), Medero (2005), Bernardes (2008) e Lopes Junior (2011), também agrupados por Rodrigues (2021).

## 2.2 MÓDULO DE CISALHAMENTO

Segundo Caberlon (2008), o módulo de cisalhamento ou cisalhante  $G$ , como é chamado, é um dos parâmetros de rigidez que reflete uma medida exclusivamente dependente das solicitações de cisalhamento e é reconhecidamente um parâmetro geotécnico de referência. A sua caracterização tem, por isso, uma influência determinante na definição e seleção dos valores de cálculo utilizados em projeto. No entanto, a prática geotécnica confronta-se frequentemente com dificuldades na sua adequada quantificação. De fato, para uma mesma estrutura geotécnica, a rigidez do solo varia conforme a posição e as cargas aplicadas, consideradas no dimensionamento (Atkinson, 2000).

Existem alguns ensaios para a determinação do módulo cisalhante *in situ* e em laboratório. Os ensaios *in situ* têm a vantagem de não serem afetados por problemas nos processos de amostragem e caracterizarem grandes volumes de material. No entanto, permitem apenas a investigação do comportamento do solo numa gama limitada de deformações (de pequenas a moderadas), caracterizam, em termos médios, o volume do terreno (de difícil quantificação rigorosa) envolvido no ensaio. Por sua vez, os ensaios de laboratório permitem uma caracterização de solo numa gama muito mais ampla de deformações, em condições controladas de estado e de níveis de tensão, mas estão limitados a um volume muito menor. [Heineck (2002) e Ferreira, (2003)].

Independentemente do ensaio utilizado para a obtenção das ondas sísmicas, ou do método de interpretação dos registros, o resultado relevante é a determinação do tempo de propagação da onda através do solo. Tendo-se conhecida a distância percorrida pela onda, pode-se determinar a velocidade da mesma, conseqüentemente pode-se determinar o módulo cisalhante do solo, como mostrado nas equações 2.1, 2.2, 2.3 e 2.4 abaixo:

$$V_s = \frac{d}{t_s} \quad \text{Eq. 2.1}$$

$$G_{m\acute{a}x} = \rho \cdot V_s^2 \text{ e} \quad \text{Eq. 2.2}$$

$$V_p = \frac{d}{t_p} \quad \text{Eq. 2.3}$$

$$M = \rho \cdot V_p^2 \quad \text{Eq. 2.4}$$

Onde:  $d$  é a distância de percurso,  $t_S$  é o tempo de percurso da onda S e  $t_P$  é o tempo de percurso da onda P.

Em relação à distância de percurso da onda ( $d$ ) é utilizada mais comumente como sendo a altura da amostra de solo ( $H$ ). Já em relação ao tempo de propagação ( $t$ ) a interpretação das ondas sísmicas traz alguma incerteza na determinação do tempo de propagação da onda de resposta, conforme o método utilizado para interpretá-la. Cabe ressaltar que a determinação do tempo de propagação da onda é o passo mais importante de todo o método. Deve-se ter atenção a alguns tipos de interferências na leitura das ondas, tais como, efeitos de vizinhança ou excesso de ruído no sinal de resposta da onda.

Existem vários métodos de interpretação de ondas, que variam desde métodos simples, com observação direta dos registros e medição imediata de intervalos de tempo entre as duas ondas, até métodos mais complexos, que utilizam ferramentas estatísticas no tratamento dos sinais. Uma das formas mais simples e imediatas para determinação do tempo e propagação da onda no solo é o método da primeira chegada da onda de resposta, que está descrito a seguir.

### 2.2.1 Primeira chegada da onda de resposta

O intervalo de tempo entre as ondas gerada e de resposta, é prática comum e baseia-se na identificação do primeiro instante de chegada da onda recebida, ou seja, na primeira inflexão do sinal de resposta (Figura 2.4).

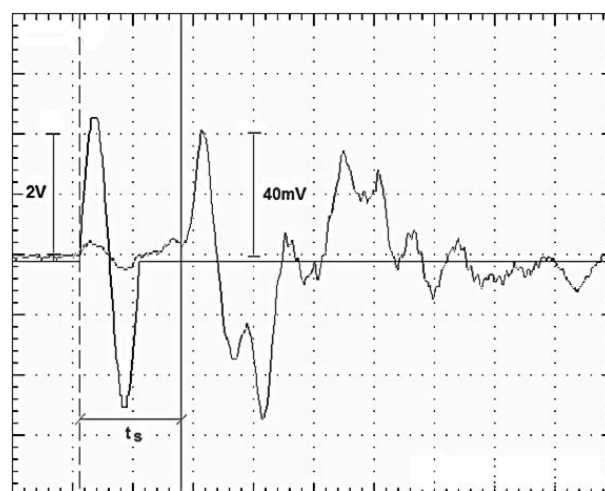


Figura 2.4 – Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta (CABERLON, 2008)

Os primeiros investigadores a utilizar este ensaio (Abbiss, 1981; Dyvik e Madshus, 1985) observaram que a inversão da polaridade do sinal emitido era, conseqüentemente, acompanhada pela inversão, no sinal de resposta, apenas da parte correspondente à onda de cisalhamento, cancelando os efeitos distorcionais e o ruído presente. Este processo simples permitia, em geral, confirmar o ponto de primeira inflexão como o ponto de chegada da onda propagada. Mas trabalhos posteriores demonstraram que tal fato não pode ser generalizado, já que os efeitos de vizinhança também são invertidos na totalidade, acompanhando a onda de cisalhamento.

## 2.3 SUCÇÃO DOS SOLOS

Segundo Feuerharmel (2007), os solos são encontrados na natureza como uma mistura de diversas fases. Quando os vazios do solo estão preenchidos pela mistura de ar e água afirma-se que o solo é não saturado. Dessa forma, um solo não saturado é normalmente definido como um sistema trifásico composto por partículas sólidas, água e ar.

A sucção é um dos parâmetros mais importantes para se entender o comportamento dos solos não saturados, uma vez que sua resistência e deformabilidade são fortemente influenciadas pela pressão negativa da água intersticial. Basicamente, a sucção é uma quantidade energética que avalia a capacidade do solo de reter água. Quando a água livre migra dentro de um solo não saturado, será adsorvida ou retida por ele. Para desprender essa água é necessária a aplicação de uma força externa. O valor da energia aplicada por unidade de volume de água é a sucção (Lee e Wray, 1995). A sucção também pode ser definida como a tensão requerida para remover uma molécula de água do solo na fase de vapor (Houston et al, 1994). Marinho (1997) define sucção como sendo a pressão isotrópica imposta pelo poro-água para absorver mais água.

A sucção total é composta por duas componentes, a sucção mátrica (relacionada à matriz do solo, ou seja, estrutura e composição das partículas) e a osmótica (devido à concentração química da água do solo) (Marinho, 1997).

### 2.3.1 Técnica do Papel Filtro

A técnica do papel filtro tem sido bastante utilizada pela sua simplicidade e possibilidade de mediar a sucção total ou mátrica em amplos limites. A divulgação dos procedimentos de ensaio

também tem contribuído para uma maior aceitação e confiabilidade da técnica (ASTMD 5298-94; Houston et al, 1994; Marinho. 1995).

Este método é baseado no princípio de que, quando dois materiais porosos são colocados em contato em um ambiente fechado, eles trocarão água entre si até alcançarem a condição de equilíbrio energético. Dessa forma, quando um solo úmido é colocado em contato com o papel filtro seco, este último absorverá água até que o sistema entre em equilíbrio de sucção.

No estado de equilíbrio, o fluxo de água cessa e o valor de sucção é suposto como sendo igual para os dois materiais, embora seus teores de umidade sejam diferentes. A água absorvida pelo papel filtro pode ser utilizada como indicador da sucção do sistema.

A troca de água entre solo e papel filtro pode ocorrer de duas maneiras — fluxo de vapor ou fluxo capilar (Figura 2.5). Quando o fluxo ocorre por vapor, existe um espaço de ar entre o solo e o papel filtro, o qual atua como uma membrana semipermeável permitindo apenas o fluxo de vapor de água. Nessa situação, o papel filtro medirá sucção total, pois as moléculas de água devem se separar e sair dos poros do solo, vencendo forças capilares e osmóticas.

Na condição de fluxo capilar, o papel filtro encontra-se em contato com a água do poro e a sucção medida é a mátrica, pois o componente osmótico não atua como força adicional que impede o fluxo de água para o papel filtro (Marinho. 1995).

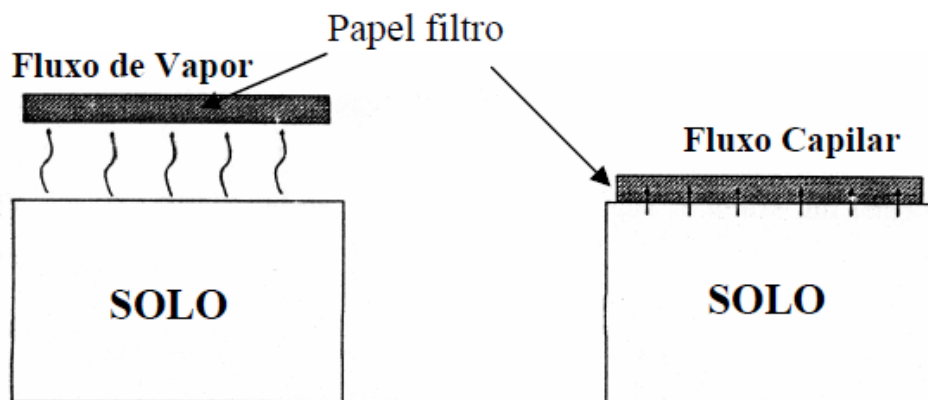


Figura 2.5 – Tipos de fluxo entre solo e papel filtro (MARINHO, 1995)

A sucção é estimada a partir do teor de umidade do papel filtro usando sua curva de calibração. O procedimento de calibração consiste em permitir que o papel filtro atinja o equilíbrio com um material ou solução de sucção conhecida. Após o equilíbrio, o papel filtro é retirado, pesado

e seco em estufa para determinação do seu teor de umidade. O teor de umidade obtido é correlacionado com a sucção já conhecida.

Existem vários métodos que podem ser utilizados para gerar sucção com o propósito de calibração, dependendo do nível de sucção desejado. Os métodos mais comuns utilizam placa de sucção, placa de pressão, membrana de pressão, dessecador de vácuo ou amostras de solo com sucção “conhecida”.

A curva de calibração é dependente do tipo de papel filtro utilizado. Nas últimas décadas, diversas equações de calibração foram propostas na literatura, principalmente para os papéis filtro das marcas Whatman No. 42 e Schleicher & Schuell No. 589. A tabela 2.1 resume algumas das equações de calibração propostas para esses papéis. Sibley e Williams (1990) avaliaram o desempenho de cinco materiais absorventes diferentes e concluíram que o papel Whatman No. 42 é o mais apropriado para medidas de sucção entre 0 e 200 MPa.

Leong e Rahardjo (2002), examinaram os dados de calibração dos papéis filtro Whatman No. 42 e Schleicher & Schuell No. 589 e verificaram que o papel que apresenta maior consistência e menor dispersão de resultados é o Whatman No. 42.

Tabela 2.1 – Curvas de calibração papéis Whatman N° 42 e Schleicher & Schuell N° 589

Referência	Curva de calibração	
	Whatman No. 42	
Chandler e Gutierrez (1986)	$\log \psi = 4.84 - 0.0622w_f$	$w_f < 47$
Chandler <i>et al.</i> (1992)	$\log \psi = 6.05 - 2.48 \log w_f$	$w_f \geq 47$
Greacen <i>et al.</i> (1987)	$\log \psi = 5.327 - 0.0779w_f$	$w_f < 45.3$
ASTM (1994)	$\log \psi = 2.413 - 0.0135w_f$	$w_f \geq 45.3$
	Schleicher & Schuell No. 589	
Al-Khafaf e Hanks (1974)	$\log \psi = 4.136 - 0.0337w_f$	$w_f < 85$
	$\log \psi = 2.0021 - 0.009w_f$	$w_f \geq 85$
McKeen (1980)	$\log \psi = 4.9 - 0.0624w_f$	$w_f < 66$
	$\log \psi = 1.25 - 0.0069w_f$	$w_f \geq 66$
Greacen <i>et al.</i> (1987)	$\log \psi = 5.056 - 0.0688w_f$	$w_f < 54$
ASTM (1994)	$\log \psi = 1.882 - 0.0102w_f$	$w_f \geq 54$

$\psi$  = sucção (kPa);  $w_f$  = teor de umidade do papel filtro (%)



Para medição da sucção mátrica e com o propósito de evitar a contaminação do papel filtro com partículas de solo, neste trabalho colocou-se um papel filtro Whatman No. 42 de proteção entre o papel filtro Whatman No. 42 sensor da sucção e a amostra de solo e utilizaram-se as equações de Chandler (1986) adaptadas por Marinho (1997), por apresentarem resultados adequados em outros ensaios já realizados no laboratório, como Venson (2015).

### 2.3.2 Curva Característica de Sucção

Segundo Moncada *et al.* (2004), a curva característica de sucção define a relação entre o teor de umidade de um solo e a sua sucção. Diversos pesquisadores propuseram equações para simular a forma dessa curva característica, como Maulem (1976), Van Genuchten (1980), Gardner (1958) e Fredlund and Xing (1994), suas propostas estão resumidas na tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Equações curva característica de sucção (adaptado de MONCADA, 2004)

Autor(s)	Equação	Parâmetros do solo
Gardner, 1958	$w = \frac{w_s}{1 + \left(\frac{\psi}{a_g}\right)^{n_g}}$	$a_g, n_g$
Van Genuchten, 1980	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a_{vg}}\right)^{n_{vg}}\right]^{m_{vg}}}$	$a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}$
Maulem, 1976	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a_m}\right)^{n_m}\right]^{m_m}}$	$a_m, n_m, m_m=1/(1-n_m)$
Fredlund and Xing, 1994	$w = C(\Psi) \frac{w_s}{\left[\ln\left(e + \left(\frac{\Psi}{af}\right)^{n_f}\right)\right]^{m_f}}$	$a_f, n_f, m_f, C(\psi)$

Nesta tabela, o parâmetro  $\psi$  é a sucção, os parâmetros  $a$ ,  $n$  e  $m$  são valores de ajuste que dependem do tipo de solo e  $w_s$  é o conteúdo de umidade correspondente a completa saturação do solo.

Para a construção das curvas características deste trabalho foi adotada a equação de Fredlund & Xing (1994), onde, os autores partem da distribuição granulométrica do solo para obter uma equação que descreva a variação da sucção com o conteúdo de umidade volumétrica.

Com este modelo, e considerando que o valor de sucção correspondente a um teor de umidade zero é igual a  $10^6$  kPa, eles encontram uma equação que descreve esta relação. A solução obtida por Fredlund & Xing (1994) é apresentada nas equações 2.5 e 2.6.

$$\theta(\psi, a_f, n_f, m_f) = C(\psi) \frac{\theta_s}{\{\ln[e + (\psi/a_f)^{n_f}]\}^{m_f}} \quad \text{Eq. 2.5}$$

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln[1 + (10^6/\psi_r)]} \quad \text{Eq. 2.6}$$

Onde  $\theta_s$  é o conteúdo de umidade volumétrica correspondente ao grau de saturação de 100% e,  $C(\psi)$  é uma função da correlação para tomar em conta o limite superior de sucção,  $\psi_r$  é o valor da sucção correspondente ao conteúdo de umidade volumétrica residual  $\theta_r$ .

A obtenção dos parâmetros de ajuste  $a$ ,  $n$  e  $m$  inicia-se de forma gráfica, conforme figura 2.6.

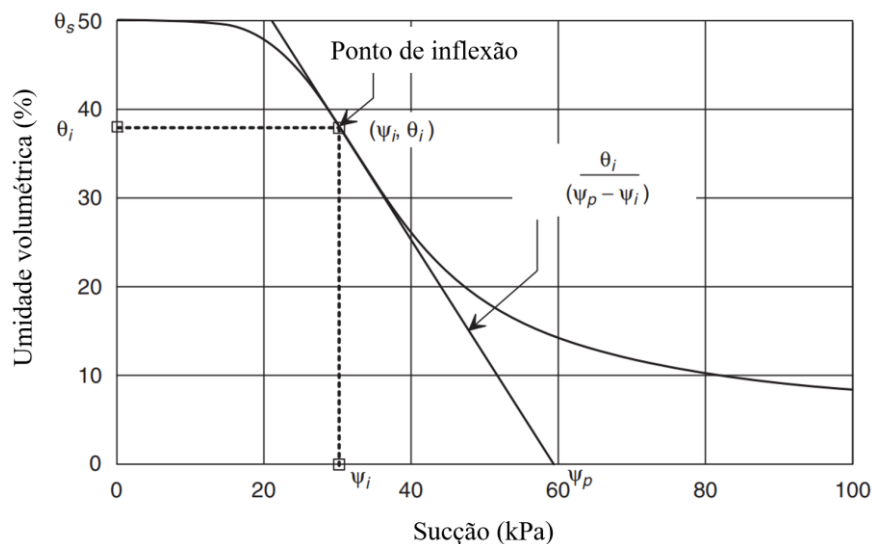


Figura 2.6 – Curva característica: obtenção de  $a$ ,  $n$  e  $m$  (adaptado de FREDLUND e XING, 1994)

A partir dos valores obtidos da curva, os valores de  $a$ ,  $n$  e  $m$  e  $\psi_r$  podem ser obtidos conforme as equações de 2.7 a 2.11.

$$a = \psi_i$$

Eq. 2.7

$$m = 3,67 \ln \left[ \frac{\theta_s C(\psi_i)}{\theta_i} \right]$$

Eq. 2.8

$$n = \frac{1,31^{m+1}}{m C(\psi_i)} 3,72 s^*$$

Eq. 2.9

$$s^* = \frac{s}{\theta_s} - \frac{\psi_i}{1,31^m (\psi_i + \psi_r) \ln[1 + (1.000.000/\psi_r)]}$$

Eq. 2.10

$$s = \frac{\theta_i}{\ln(\psi_p/\psi_i)}$$

Eq. 2.11

A influência de cada um desses parâmetros na forma da curva característica pode ser demonstrada com atribuição de valores tipo. A figura 2.7 apresenta a influência da variação do parâmetro  $a$  (mantendo-se  $n$  e  $m$  constantes), a figura 2.8 a influência da variação de  $n$  e a figura 2.9 a influência da variação de  $m$ .

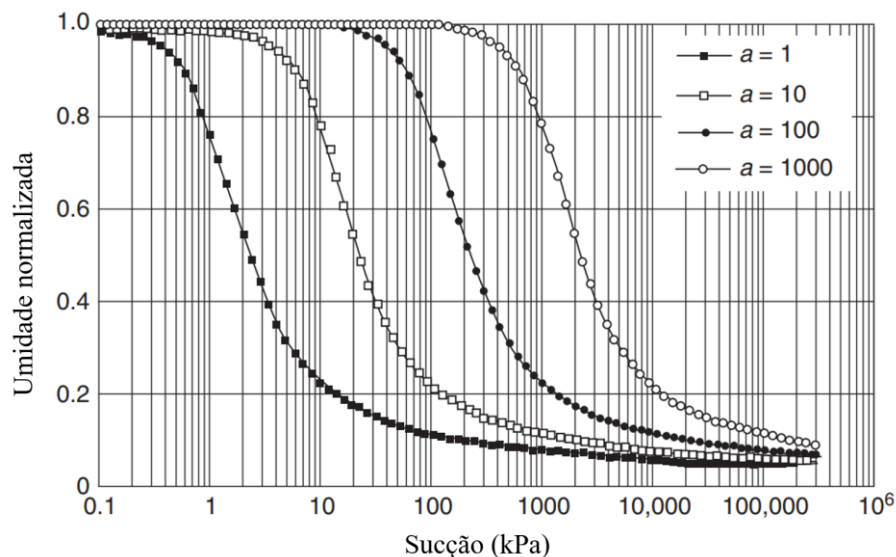


Figura 2.7 – Curva característica: influência do parâmetro  $a$ , com  $n=2$  e  $m=1$  (adaptado de FREDLUND e XING, 1994)

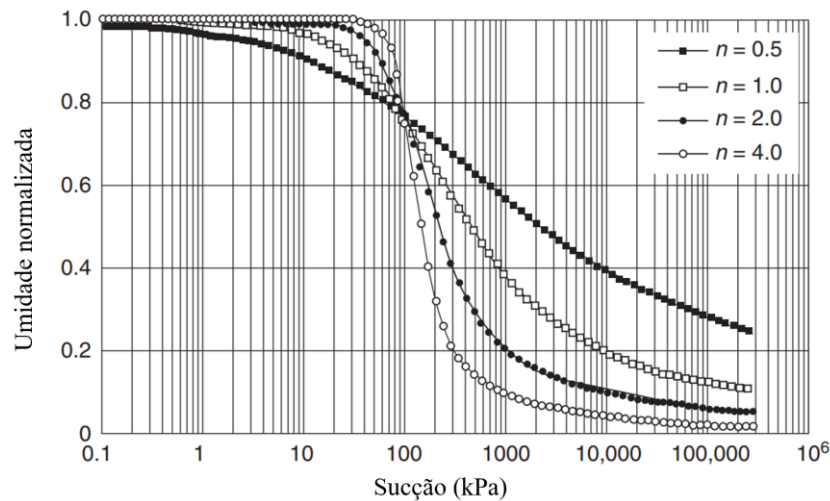


Figura 2.8 – Curva característica: influência do parâmetro  $n$ , com  $a=100$  e  $m=1$  (adaptado de FREDLUND e XING, 1994)

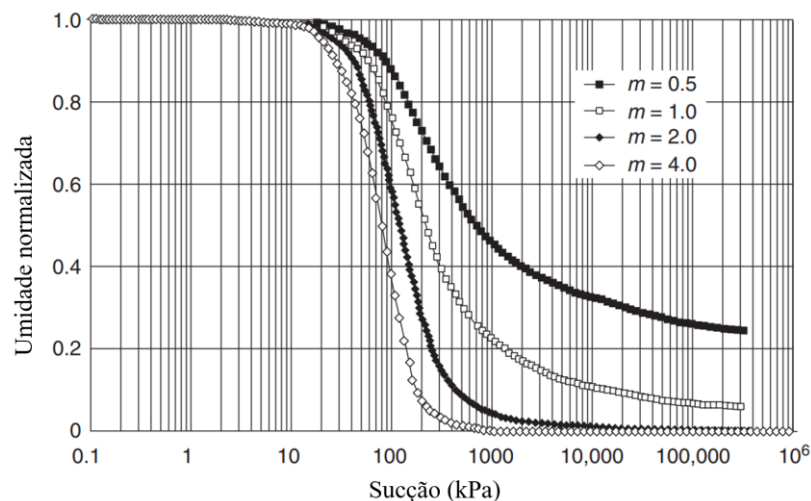


Figura 2.9 – Curva característica: influência do parâmetro  $m$ , com  $a=100$  e  $n=2$  (adaptado de FREDLUND e XING, 1994)

## 2.4 DIFRAÇÃO DE RAIOS X

Segundo Antoniassi (2010), a difração de raios X é um fenômeno que envolve a interação entre um feixe incidente de raios X e os elétrons dos átomos presentes em um material, sendo que posteriormente, são detectados os fótons difratados, formando o feixe difratado. Conforme descrito por Jenkins e Snyder (1996), ao incidirem sobre um material, os raios X podem ser dispersados elasticamente pelos elétrons dos átomos, ocorrendo um espalhamento coerente,

sem perda de energia. O fóton de raios X, após colidir com o elétron da amostra, altera sua trajetória, mantendo, entretanto, o mesmo comprimento de onda da radiação incidente. Dessa forma, cada elétron age instantaneamente como um novo centro de emissão de raios X (ANTONIASSI, 2010).

Com base nesse efeito, W. L. Bragg e W. H. Bragg desenvolveram uma teoria, conhecida como Lei de Bragg, considerando que os átomos que geram este espalhamento estejam arranjados de maneira sistemática, como em uma estrutura cristalina, poderá se verificar que as relações de fase entre os espalhamentos tornam-se periódicas e que o fenômeno de difração dos raios X é observado em vários ângulos de incidência do feixe, desde que seu comprimento de onda seja da ordem de grandeza das distâncias entre os centros espalhadores “d”, como resultado de uma interferência construtiva e ocorrendo nas direções de espalhamento, como ilustrado na Figura 2.10 (ANTONIASSI, 2010).

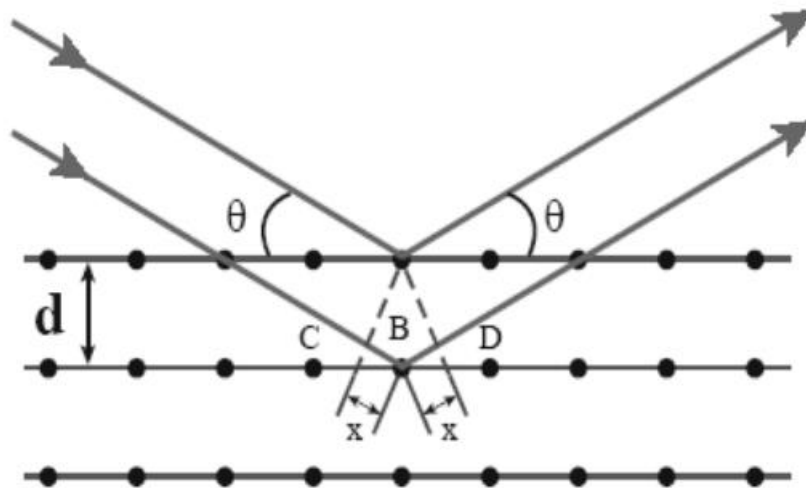


Figura 2.10 – Fenômeno de difração de Raios X segundo a lei de Bragg (adaptado de ANTONIASSI, 2010)

A Lei de Bragg é expressa pela equação 2.12.

$$n \lambda = 2 d \operatorname{sen} \theta$$

Eq. 2.12

Onde:  $\lambda$  corresponde ao comprimento de onda da radiação incidente, "n" à ordem de difração (número inteiro), "d" à distância interplanar para o conjunto de planos (índice de Miller) da

estrutura cristalina e  $\theta$  ao ângulo de incidência dos raios X (medido entre o feixe incidente e os planos cristalinos).

Os ângulos  $\theta$  dos raios X refletidos estão diretamente associados às dimensões das células unitárias e às orientações específicas dos planos interatômicos do material cristalino (REYNOLDS, 1989). Como resultado, dois minerais que possuem dimensões de célula unitária idênticas geram o mesmo padrão de reflexão de raios X. Contrariamente, as intensidades relativas das diversas reflexões dos planos interatômicos de um cristal são influenciadas, entre outros fatores, pelo número de elétrons no átomo. Além disso os átomos distribuem-se no espaço de maneira que diversos planos de uma estrutura cristalina exibem densidades diferentes de átomos ou elétrons. Isso resulta em intensidades difratadas distintas para os diversos planos cristalinos. Assim, cada composto cristalino manifesta um padrão de difração único e característico, possibilitando sua identificação por meio das posições angulares e intensidades relativas dos feixes difratados (ANTONIASSI, 2010).

Segundo Magalhães (2014), para medida da difração de Raios X utiliza-se um equipamento conhecido como difratômetro de Raios X, sendo este equipamento específico para medidas de monocristais ou amostras em pó (que foram as utilizadas nessa tese). Um difratômetro de Raios X de pó é constituído de uma fonte de Raios X que é um tubo de Raios X, de um porta amostra, de fendas colimadoras e um detector como mostrado na Figura 2.11. Nem todo equipamento possui um monocromador sendo este um acessório opcional. Esse equipamento pode se encontrar em dois tipos de geometrias, uma chamada de geometria  $\theta$ - $2\theta$  e na geometria  $\theta$ - $\theta$ . Esses difratômetros ,da forma como apresentados, são chamados de difratômetros de Bragg-Brentano.

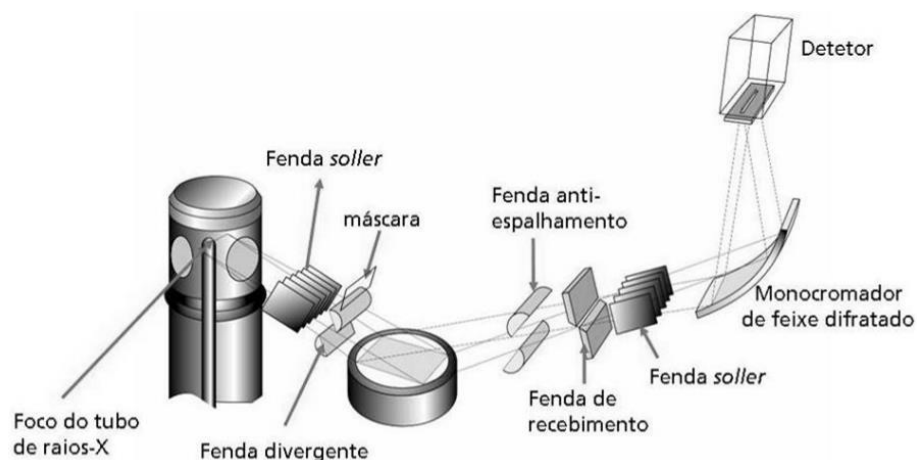


Figura 2.11 – Difratômetro Raios X de pó (adaptado de ANTONIASSI, 2010)

A geometria  $\theta$ - $2\theta$  é a mais comum e mais utilizada, uma vez que os equipamentos possuem menor custo, quando comparados com um equipamento compatível de geometria  $\theta$ - $\theta$ . Nesta geometria a fonte de Raios X possui uma posição fixa. O ângulo de incidência, que é o ângulo do feixe com o porta amostra, é  $\theta$ . Para variar o ângulo de incidência, um movimento é realizado apenas pelo detector e pelo porta amostra, sendo este movimento realizado de forma acoplada. Isto é, para cada passo em  $\theta$  do detector, o porta amostra gira em metade de  $\theta$ . Na geometria  $\theta$ - $\theta$  o ângulo de incidência varia devido ao movimento realizando tanto pela fonte de Raios X, como pelo detector de modo que o porta amostra é estático. Este movimento também é acoplado de forma que ambos possam se mover com mesma velocidade em  $\theta$  (MAGALHÃES, 2014).

## 2.5 Método Pó

Conforme Magalhães (2014), este método se baseia na incidência de um feixe de Raios X sobre uma amostra policristalina, ou seja, na forma de pó de uma substância química ou mistura. Os resultados de um experimento de difração de Raios X de pó são apresentados na forma de um gráfico de intensidade da radiação difratada versus  $2\theta$ . Esse gráfico é chamado de padrão de difração ou difratograma e nele a radiação difratada é mostrada na forma de picos em que a sua largura a meia altura deve coincidir com o ângulo  $2\theta$  referente à difração para um determinado plano cristalino, conforme já mostrado pela lei de Bragg. A figura 2.12 mostra um exemplo de difratograma de uma amostra de quartzo.

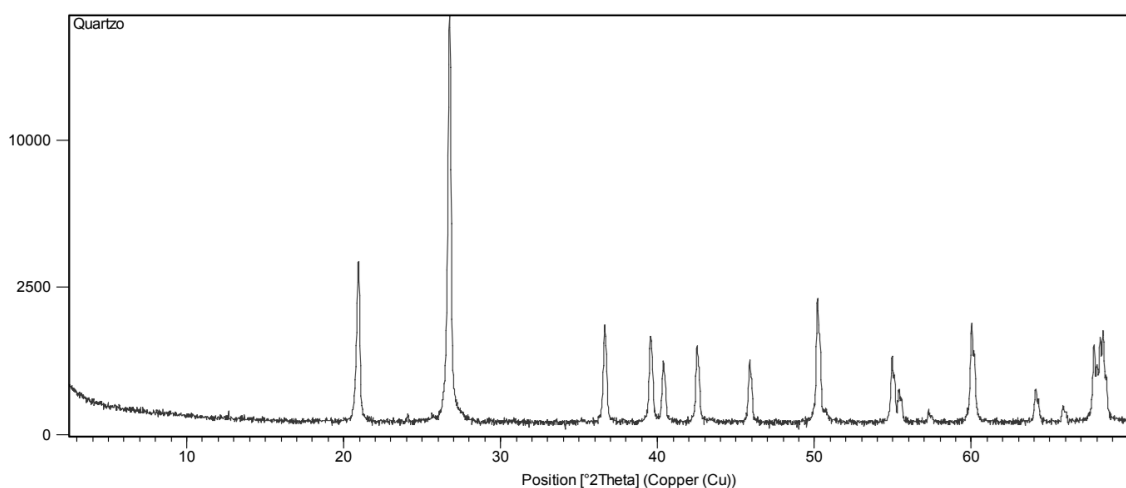


Figura 2.12 – Difratograma de amostra de quartzo (adaptado de ANTONIASSI, 2010)

A realização adequada de uma análise de difração de pó é majoritariamente dependente do preparo da amostra. Para garantir resultados precisos, a amostra destinada à análise não deve apresentar orientação preferencial. Além disso, sua superfície deve ser lisa e estar nivelada com o suporte da amostra. A falta de controle desses fatores pode resultar no aumento da intensidade de picos específicos, na elevação da radiação difusa e no deslocamento dos picos de difração, entre outras possíveis influências indesejadas (MAGALHÃES, 2014).

O detalhamento dos procedimentos de preparação das amostras ensaiadas nesta pesquisa é apresentado na seção correspondente no capítulo 3.

## 2.6 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

A resistência ao cisalhamento dos solos pode ser determinada em laboratório através de ensaios de compressão triaxial ou de cisalhamento direto. O primeiro consiste em um ensaio com maior controle e eficácia no que diz respeito ao plano de ruptura e drenagem, pode ter sua consolidação e drenagem definidas a partir da necessidade e condição que o solo irá encontrar naturalmente em campo, durante a execução da obra, ou ainda em relação às solicitações de projeto que o material será submetido. (SANTOS, 2018)

Já o ensaio de cisalhamento direto é um procedimento mais antigo e simples para determinar a resistência ao cisalhamento de um solo. Baseado no critério de Coulomb, verifica-se qual tensão cisalhante provoca ruptura no solo que está submetido a uma tensão normal em um plano imposto, um esquema desse ensaio pode ser visto na figura 2.13.

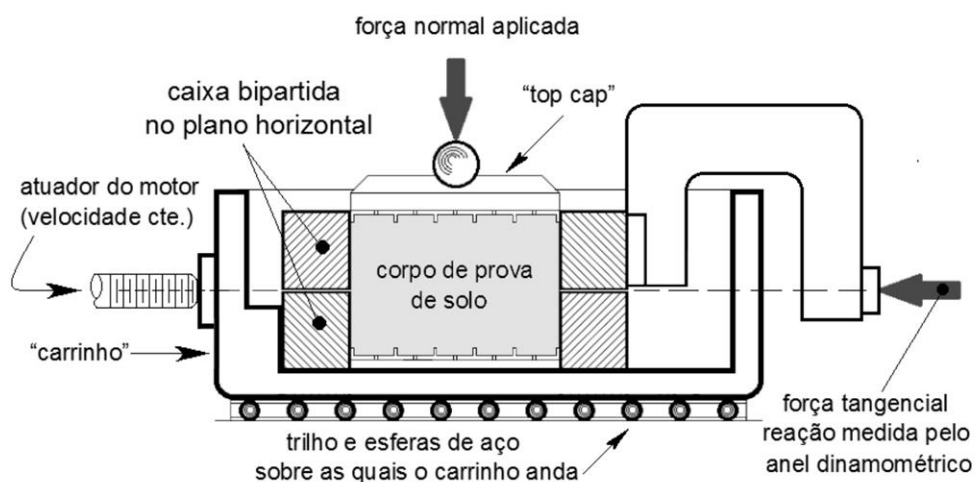


Figura 2.13 – Esquema ensaio de cisalhamento direto (SIMÕES, 2015).



Sousa Pinto (2006), destaca a impossibilidade de determinar os parâmetros de deformabilidade e o módulo de cisalhamento do solo devido à falta de conhecimento da distorção. Durante a realização do ensaio, impõe-se que o plano de ruptura seja horizontal, embora, na prática, nem sempre isso ocorra nessa direção.

A drenagem não pode ser evitada, o que também dificulta seu controle. Nos ensaios realizados em argilas, o tempo, é concedido para a dissipação das poro pressões e os resultados são interpretados em termos de tensões efetivas.

A representação gráfica do resultado do ensaio é obtida pela variação da tensão de cisalhamento em relação aos deslocamentos horizontais, complementada pelo gráfico que mostra a variação da altura do corpo de prova em função dos deslocamentos horizontais. A tensão normal e a tensão de cisalhamento na ruptura, ou em um ponto de interesse específico, determinam um ponto na envoltória de resistência, a qual pode ser estabelecida a partir dos resultados de uma série de ensaios de cisalhamento direto, mantendo condições iniciais idênticas e variando as tensões normais (SANTOS, 2018).

Apesar das restrições mencionadas, o ensaio de cisalhamento direto continua sendo amplamente utilizado na prática da engenharia para determinar a envoltória de resistência ao cisalhamento dos solos e seus parâmetros, devido à sua operação simples e à facilidade na moldagem das amostras, além de seu custo acessível (SANTOS, 2018).

Feuerharmel (2007) conduziu ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas e remoldadas, concluindo que a análise dos resultados nas amostras remoldadas foi influenciada pelo critério de ruptura adotado, resultando em curvas de tensão cisalhante x deslocamento horizontal com resistência sempre crescente.

A Figura 2.14 ilustra o comportamento característico dos gráficos resultantes de ensaios de cisalhamento direto. Nas areias fofas, a tensão desviadora aumenta com a deformação axial, e o rearranjo causado pelo cisalhamento resulta na redução do volume de vazios, diminuindo, assim, o volume do corpo de prova. Em contraste, as areias compactas tendem a alcançar um valor máximo de tensão desviadora, denominado tensão de pico. Até esse ponto, observa-se uma leve redução no volume; no entanto, após a tensão de pico, devido ao entrosamento entre os grãos, o volume do corpo de prova tende a expandir durante o cisalhamento. Esse fenômeno ocorre devido ao rearranjo das partículas, conhecido como dilatância. Após grandes

deformações, o volume deixa de variar, atingindo um estado de compactidade intermediário determinado pelo índice de vazios crítico, no qual a variação volumétrica se torna praticamente nula (SANTOS, 2018).

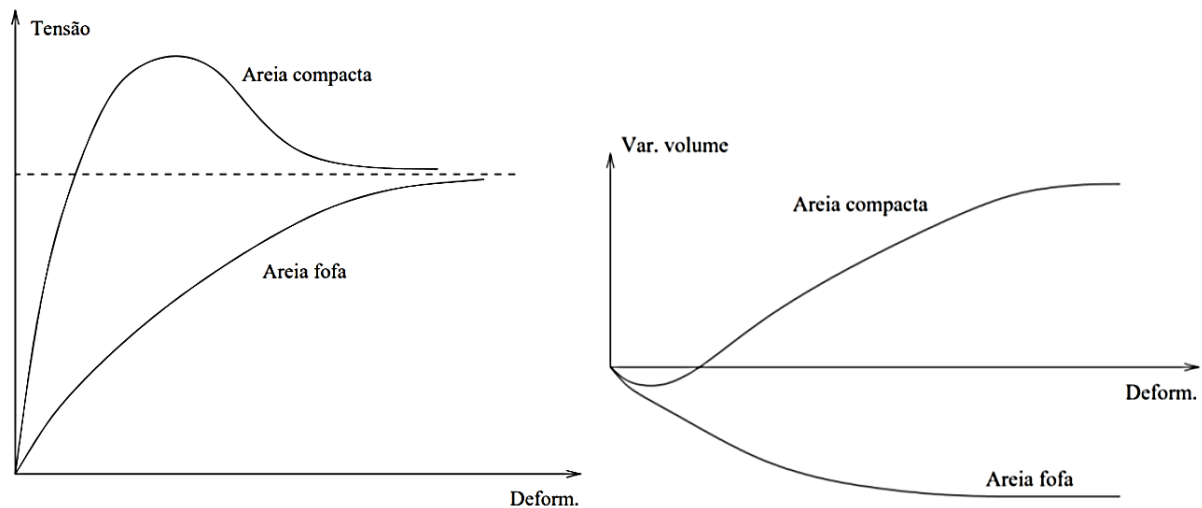


Figura 2.14 – Curvas típicas de areias em cisalhamento direto (SOUSA PINTO, 2006)

Apesar das metodologias empregadas nos ensaios de cisalhamento direto convencionais abordarem a variação dos parâmetros tanto em solos saturados, por ensaios previamente inundados, quanto em solos não saturados, através de ensaios com níveis específicos de umidade e sucção, como, em equipamentos convencionais, não é possível a aplicação de contrapressão, também não há como garantir a completa saturação da amostra ensaiada

Segundo Feuerharmel (2007), para determinar a envoltória de resistência ao cisalhamento de um solo, seja ele saturado ou não saturado, é essencial definir os critérios de ruptura. Esses critérios são estabelecidos com base na análise do comportamento da curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo, sujeito às condições específicas de cada ensaio e ao seu estado de tensões.

A literatura prevê quatro tipos distintos de curvas, apresentando diferentes comportamentos e critérios de ruptura. A Figura 2.15 ilustra esses comportamentos, e os critérios indicados a serem utilizados em cada um deles incluem:

- Curva A: Representa solos com comportamento frágil, caracterizado por um pico de resistência ao cisalhamento bem definido. A ruptura é identificada pela máxima tensão cisalhante, correspondendo à carga máxima suportada pelo solo antes de falhar.

- Curva B: Representa solos com comportamento dúctil, no qual há um aumento na resistência ao cisalhamento até atingir um determinado valor, a partir do qual ela permanece praticamente constante. A opção pela ruptura pode ser feita no ponto onde o solo inicia o trecho de resistência ao cisalhamento constante, mesmo em casos de pequeno acréscimo de resistência posteriormente.
- Curva C: Ilustra o comportamento de solos com resistência ao cisalhamento sempre crescente (*hardening*). A resistência cresce de forma contínua até um ponto, sendo que o aumento após esse valor pode ser considerado linear, com inclinação constante.
- Curva D: Apresenta um comportamento inicial semelhante à curva C, com um terceiro trecho em que a resistência ao cisalhamento do solo aumenta com outra reta de menor inclinação mesma inclinação após um determinado ponto. Para as curvas do tipo C e D, diferentes critérios de ruptura podem ser adotados: (i) conforme Fredlund e Vanapalli (2002), pode-se adotar um valor de deformação como critério de ruptura em ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto; (ii) de acordo com De Campos e Carrillo (1995), a ruptura ocorre no ponto em que a curva atinge uma inclinação constante; (iii) há também estudos, principalmente derivados de ensaios triaxiais, que realizam uma extrapolação dos dados da curva tensão deformação, ajustando uma curva teórica para prever a resistência que o solo apresentaria em grandes deformações.

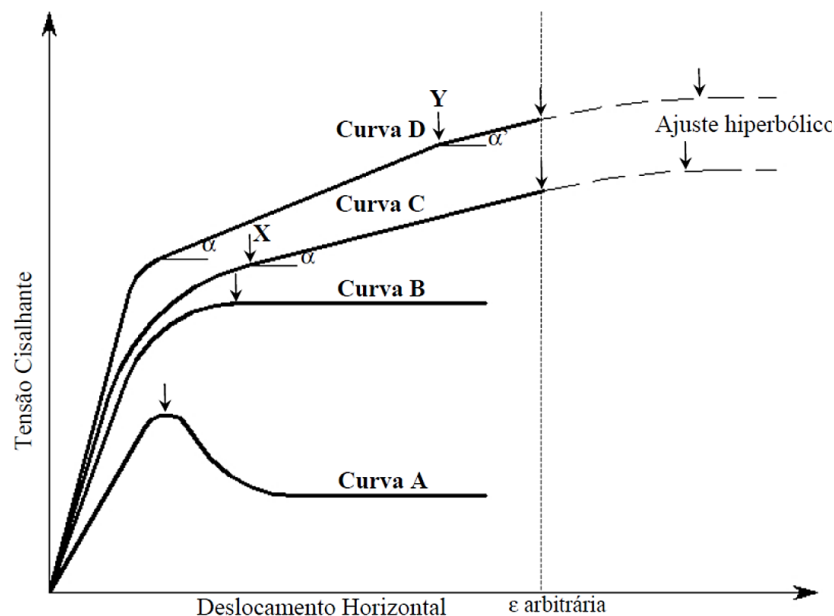


Figura 2.15 – Possíveis formas para as curvas tensão x deslocamento e propostas de critérios de ruptura (FEUERHARMEL, 2007)

## 2.7 COMPORTAMENTO MULTIAXIAL

Conforme Andreghetto (2022a), devido à complexidade de interpretar resultados em espaços tridimensionais, é comum identificar várias abordagens para a planificação do espaço. Uma das abordagens mais utilizadas para lidar com casos multiaxiais é trabalhar no plano octaédrico, que é um plano ortogonal ao eixo com vetor unitário  $\sqrt{3}/3$  em todas as direções.

O termo "plano octaédrico" deriva do fato de ser o plano de uma das faces de um octaedro isométrico, quando suas arestas coincidem com os eixos cartesianos. Nessa abordagem,  $\sigma_{oct}$  é a média das outras três tensões normais, ou seja, um terço do primeiro invariante de tensões ( $J_1$ ), como descrito por Salençon (2001).

Para avaliar o valor total de cisalhamento que um material está sujeito, é possível tratar de seu valor também no plano octaédrico. Este valor é conhecido por  $\tau_{oct}$  que pode ser tomado pelo valor médio das tensões cisalhantes vetoriais exemplificados nas equações 2.12 e 2.13.

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2} \quad \text{Eq. 2.12}$$

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3}J_2} \quad \text{Eq. 2.13}$$

Onde  $\sigma_1$  é a tensão principal maior,  $\sigma_2$  é tensão principal intermediária,  $\sigma_3$  é tensão principal menor e  $J_2$  é o segundo invariante do tensor desviador das tensões que pode ser obtido pela equação 2.14.

$$J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2) + (\sigma_2 - \sigma_3) + (\sigma_3 - \sigma_1)] \quad \text{Eq. 2.14}$$

Por outro lado, uma maneira simples de lidar com o tensor de tensões e suas seis variáveis independentes é utilizar as duas tensões octaédricas normal e cisalhante. Ao seguir uma progressão de tensão normal em um triaxial cúbico, é possível manter o primeiro invariante de tensões constante e progredir dentro do plano octaédrico em diferentes trajetórias.

Para isso, é conveniente trabalhar em um sistema de coordenadas cilíndricas, onde a coordenada do eixo z representa a tensão confinante,  $(\theta)$  representa a direção da trajetória, e o raio representa a distância desse ponto no plano desviador até a origem (cisalhamento nulo). Esse ângulo da direção da trajetória é conhecido como ângulo de Lode  $(\theta)$ , em homenagem ao cientista Walter

Lode, e representa a direção do carregamento em relação ao eixo que intercepta  $\sigma_3$ , conforme descrito por Dalas e Casañeda (2012).

No entanto, esse sistema de coordenadas pode ter limitações quando aplicado a materiais anisotrópicos, pois o ângulo de Lode é medido em relação ao eixo de menor tensão  $\sigma_3$  e a uma trajetória de tensão, tornando difícil visualizar as tensões em casos em que há diferenças em relação ao sentido da aplicação de carga no material, além da limitação inerente de variação de até  $60^\circ$  para cossenos positivos. Portanto, para materiais anisotrópicos, pode ser mais conveniente trabalhar em relação a um eixo significativo em relação à geometria do material. Nesse caso, é comum utilizar o eixo de compactação como referência, seguindo a mesma definição proposta por Yamada e Ishihara (1983), a figura 2.16 ilustra esse ângulo, neste trabalho denominado  $\alpha$ .

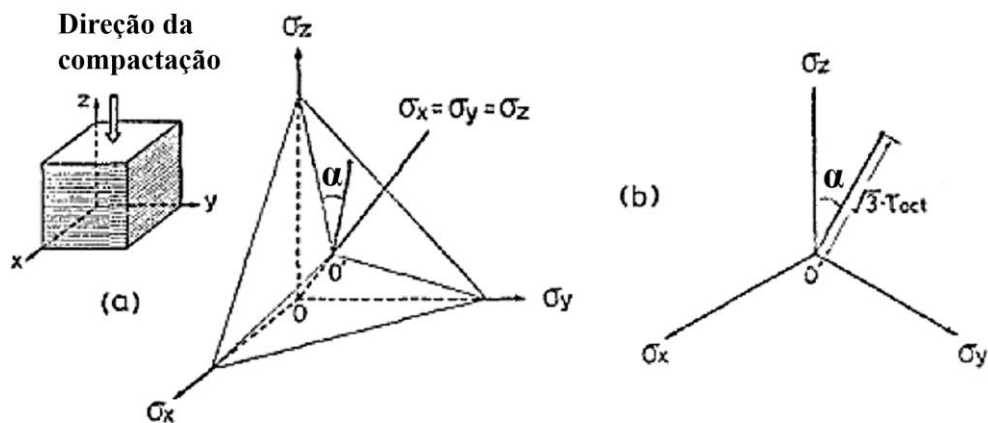


Figura 2.16 – Direção dos carregamentos, (a) Projeção isométrica (b) Plano octaédrico (adaptado de YAMADA E ISHIHARA, 1983)

Por sua vez, a equação 2.15 apresenta como o valor deste ângulo pode ser calculado em relação as direções citadas.

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{3}(\sigma_y - \sigma_x)}{2\sigma_z - \sigma_y - \sigma_x} \right) \quad \text{Eq. 2.15}$$

Outra maneira de avaliar a progressão de tensões é através do parâmetro  $b$ , cuja equação é definida por Lade em suas pesquisas e apresentado na equação 2.16 e pode ser dividida em quadrantes.

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad \text{Eq. 2.16}$$

Esse parâmetro é útil para distinguir os carregamentos a partir do eixo de simetria do material, como o eixo de compactação ou deposição. Em cada um desses quadrantes, os valores do ângulo de Lode variam entre 0 e 60°, o que torna sua aplicação prática (Abelov e Lade, 2003), conforme ilustrado na figura 2.17.

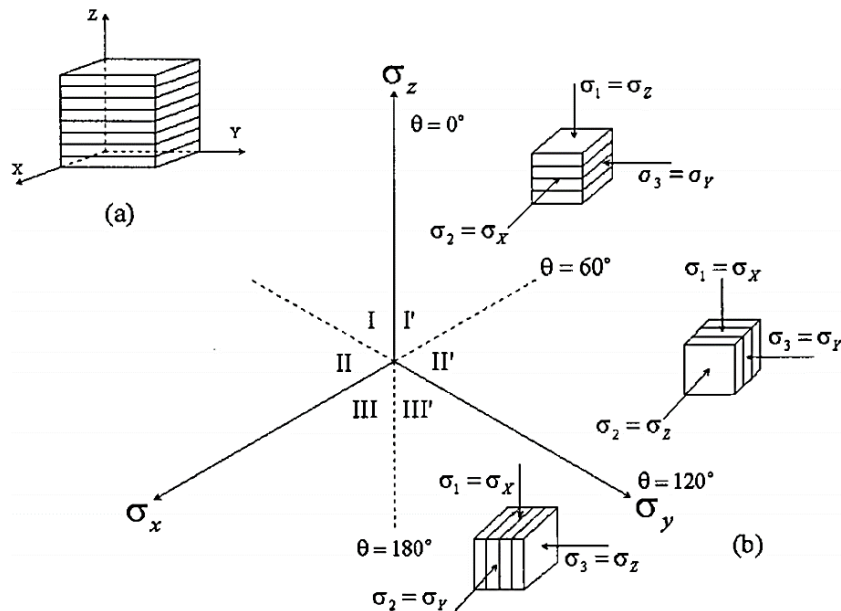


Figura 2.17 – (a) Orientação da amostra em relação aos eixos cartesianos (b) Plano octaédrico (ABELEVE E LADE 2003)

É importante destacar que a variável  $b$  possui um valor limitante entre 0 e 1, sendo um parâmetro adequado para descrição do tipo de carregamento e permitindo comparações com outros tipos de ensaios de laboratório, como triaxial convencional e cisalhamento simples.

Quando as tensões intermediárias são menores e se igualam, o valor de  $b$  é zero, o que representa um carregamento comparável a uma compressão triaxial convencional. Por outro lado, quando o valor de  $b$  é igual a 0,5, o carregamento é similar a um cisalhamento simples. Por fim, nos casos em que o valor de  $b$  é igual a 1, o carregamento é similar a uma extensão triaxial convencional.

Assim, de forma aplicada, estes ângulos definem caminhos de tensões que podem ser seguidos em ensaios com determinadas limitações em equipamentos convencionais, mas que podem diretamente ser definidos em equipamentos triaxiais cúbicos.

Na tabela 2.3 é apresentado um resumo dos caminhos de tensões mais comuns de serem utilizados nestes tipos de ensaio, o valor de b para cada um destes caminhos e a distribuição das tensões divididas por eixo.

Tabela 2.3 – Caminhos de tensão de ensaio

<b>Caminhos <math>\alpha</math></b> (°)	<b>Tensão principal maior</b>	<b>Tensão principal intermediária</b>	<b>Tensão principal menor</b>	<b>b</b>
0	$\sigma_z$	-	$\sigma_y$ e $\sigma_x$	0
30	$\sigma_z$	$\sigma_y$	$\sigma_x$	0,5
60	$\sigma_z$ e $\sigma_y$	-	$\sigma_x$	1
90	$\sigma_y$	$\sigma_z$	$\sigma_x$	0,5
120	$\sigma_y$	-	$\sigma_z$ e $\sigma_x$	0
150	$\sigma_y$	$\sigma_x$	$\sigma_z$	0,5
180	$\sigma_y$ e $\sigma_x$	-	$\sigma_z$	1

Uma ferramenta útil na interpretação dos resultados destes ensaios triaxiais cúbicos é a plotagem planificada das tensões principais, uma maneira de fazer isso é por meio das variáveis  $q_x$  e  $q_z$ . Essas variáveis são influenciadas diretamente pelas tensões desviadoras e o eixo de  $q_z$  é projetado diretamente sobre o eixo de  $\sigma_z$ . A equação 2.17 apresenta o de  $q_x$ .

$$q_x = \frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{\sqrt{2}}$$

Eq. 2.17

Por sua vez a equação 2.18 apresenta como se obter o valor de  $q_z$ .

$$q_z = \frac{2\sigma_z - \sigma_y - \sigma_x}{\sqrt{6}}$$

Eq. 2.18

Além destes, são utilizados para análise e interpretação dos resultados dos triaxiais cúbicos os valores da tensão desvio ( $q$ ), conforme equação 2.19 e da deformação cisalhante ( $\varepsilon_q$ ) conforme equação 2.20.

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_x)^2 + (\sigma'_x - \sigma'_y)^2}{2}}$$

Eq. 2.19

$$\varepsilon_q = \frac{1}{3} \sqrt{2 [(\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2]}$$

Eq. 2.20

### 2.7.1 Ensaio triaxial convencional

Os triaxiais clássicos foram desenvolvidos para estudar o comportamento dos solos sob diferentes conjuntos de tensões, com foco na influência das tensões de maior e menor magnitude, como descrito em Bishop e Wisley (1975).

Um esquema dos principais pontos de um triaxial convencional pode ser visualizado na Figura 2.18 (ANDREGHETTO, 2022a).

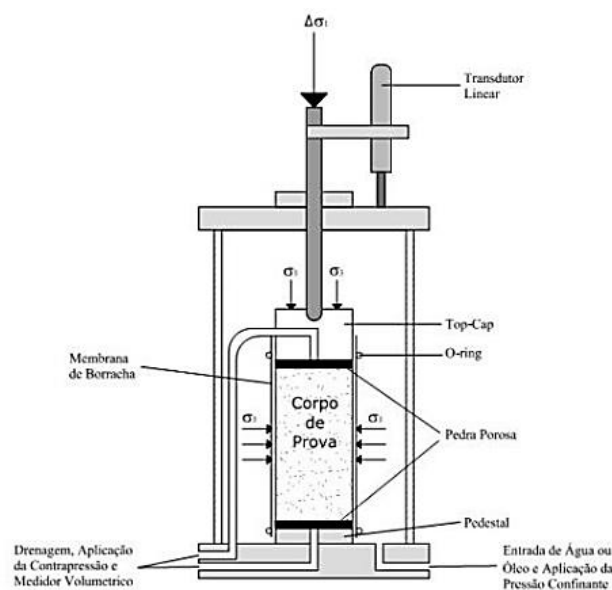


Figura 2.18 – Esquema equipamento triaxial verdadeiro (MARQUES, 2016)



Nesse equipamento, a amostra ensaiada tem formato cilíndrico e as tensões são aplicadas ao corpo de prova por meio de uma câmara de confinamento, que o envolve completamente, permitindo a aplicação de tensões internas e externas de forma isolada.

Após alcançar o valor desejado de confinamento, a amostra é submetida a cisalhamento pela aplicação de carga em seu eixo vertical, resultando em variação na maior tensão principal ( $\sigma_1$ ).

Devido ao sistema de aplicação de carga, não é possível aplicar um valor intermediário de tensão  $\sigma_2$  diferente da tensão principal menor  $\sigma_3$ . Nesse equipamento, a fonte de pressão para a pressão confinante pode ser tanto um compressor de ar, quanto um sistema de motor e êmbolo que comprime diretamente o fluido.

No sistema com ar comprimido, o custo é geralmente menor, mas há um limite de pressão que pode ser aplicada para confinar a amostra, determinado pela potência do compressor. Já no sistema com motor e êmbolo, o limite de pressão também têm restrições devido à potência do motor.

Por exemplo, estudos de Dalla Rosa (2009) exemplificam o uso de um aparato com pressões provenientes diretamente de um compressor de ar, enquanto Marques (2016) descreve a aplicação de pressão por meio de um sistema de motor que atua diretamente sobre o fluido.

Em relação à aplicação da tensão desviadora, ela pode ser realizada por meio de motores que comprimem o eixo longitudinal ou por meio de fluidos pressurizados, como em uma prensa de compressão simples ou ar comprimido.

Com esse tipo de equipamento, o curso do ensaio é limitado apenas pela altura do pistão, sendo comum a aplicação de 25% de deformação nos corpos de prova. Além disso, esse equipamento permite a realização de ensaios no estado crítico.

Neste trabalho, os ensaios convencionas foram realizados com um equipamento desenvolvido para altas tensões, com sistema de aplicação de pressão confinante e contrapressão por meio de motor e êmbolo, que possibilitam também a medida de variação volumétrica, o sistema de aplicação da tensão vertical com uso de prensa hidráulica, a medida de deslocamentos internos, verticais e horizontais, por meio de sensores de efeito hall e aquisição de dados automatizada.

### 2.7.2 Ensaio triaxial cúbico

O aparelho de ensaio triaxial cúbico é uma ferramenta que permite o controle das três tensões principais ou das três deformações principais sem permitir a rotação da direção dos eixos principais, o que possibilita o estabelecimento de uma referência comparativa. Esse tipo de ensaio é adequado para explorar o comportamento tridimensional dos elementos de solo e os resultados obtidos permitem a avaliação da influência da tensão principal intermediária no comportamento dos solos, do efeito de camadas de formação na relação tensão-deformação e na ruptura dos materiais, bem como a investigação da natureza anisotrópica de materiais, o que permite verificar as hipóteses básicas de modelos constitutivos sofisticados. (SILVANI, 2017)

Segundo Silvani (2017), um dos principais elementos estudados em equipamento de triaxial cúbico é a influência da tensão principal intermédia sobre o comportamento dos solos. Lade e Duncan (1973) apud SADEK, (2006) realizaram testes multiaxiais em uma areia com a finalidade de explorar os efeitos da tensão principal intermediária. Eles relataram que, quando a tensão principal intermediária muda a partir do seu valor mínimo (isto é, igual à tensão menor principal) para o seu valor máximo (ou seja, igual à maior tensão principal) as seguintes características são observadas: a deformação principal maior mantém-se como compressão, mas tem seu valor diminuído; a deformação principal menor permanece de expansão e com isso há um aumento da taxa de expansão; as taxas de contração inicial e subsequente expansão aumentam.

A Figura 2.19 apresenta alguns caminhos de tensão que são possíveis de serem impostos na célula cúbica do triaxial cúbico (já descritos na tabela 2.3).

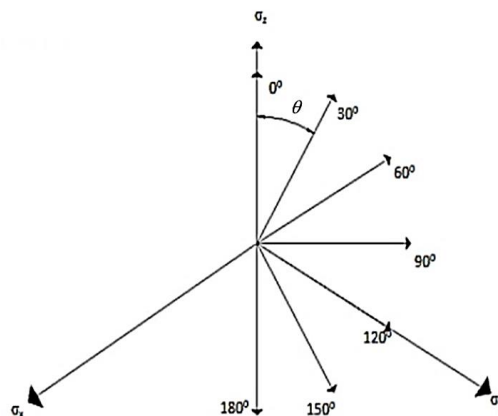


Figura 2.19 – Caminhos de tensão impostos numa célula triaxial cúbica (CORTE, 2020)

Vários tipos de aparelhos foram desenvolvidos por muitos pesquisadores diferentes, os quais em sua maioria se dividem em três categorias principais: tensão controlada com parede flexível, deformação controlada com paredes rígidas e fronteira mista.

O ensaio triaxial cúbico de paredes rígidas, desenvolvido por Hambly (1969), é composto por placas rígidas que se movem contra a amostra de solo, enquanto a carga aplicada durante o ensaio é monitorada. Esse aparelho permite controlar a deformação do material e registrar a resposta da tensão necessária para gerar essa deformação.

A Figura 2.20 apresenta um exemplo conceitual do processo de deformações controladas em um triaxial desse tipo. Uma vantagem desse equipamento é a capacidade de observar o comportamento do material após o pico de tensão. No entanto, uma limitação é a impossibilidade de garantir uma distribuição uniforme da tensão na face da amostra, bem como a potencial influência do atrito entre as placas.

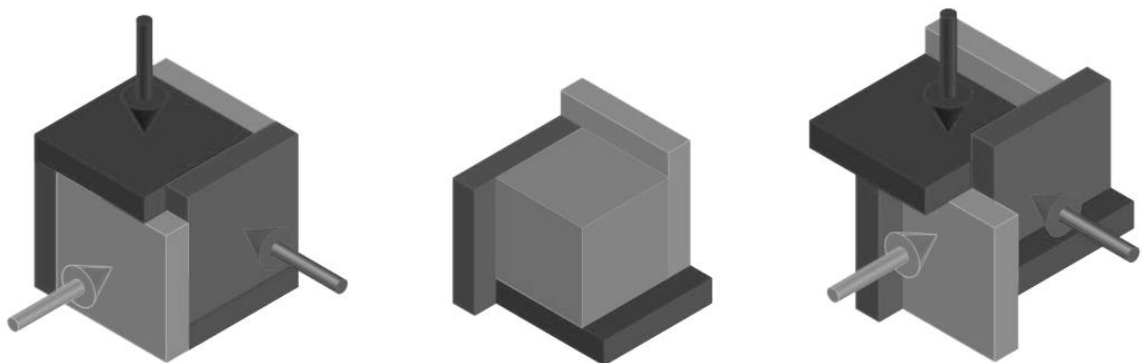


Figura 2.20 – Triaxial cúbico de paredes rígidas (Adaptado de WILLIAMS (2001) por ANDREGHETTO 2022a)

Já os Triaxiais cúbicos de paredes flexíveis foram desenvolvidos por Ko e Scott (1967) e funcionam com base em uma célula rígida equipada com membranas flexíveis, às quais são aplicadas pressões provenientes de ar comprimido, nas amostras cúbicas. Uma versão desse equipamento, descrita em Sadek (2006) é ilustrada na Figura 2.21, foi desenvolvida com base no trabalho de Reddy (1990).

A célula rígida é a parte principal do equipamento, onde a amostra é colocada em seu núcleo. Além disso, o equipamento possui "*cushions*", que são membranas flexíveis utilizadas para

aplicar pressão e paredes que fazem a vedação e fixação entre os "cushions" e a fonte de ar comprimido.

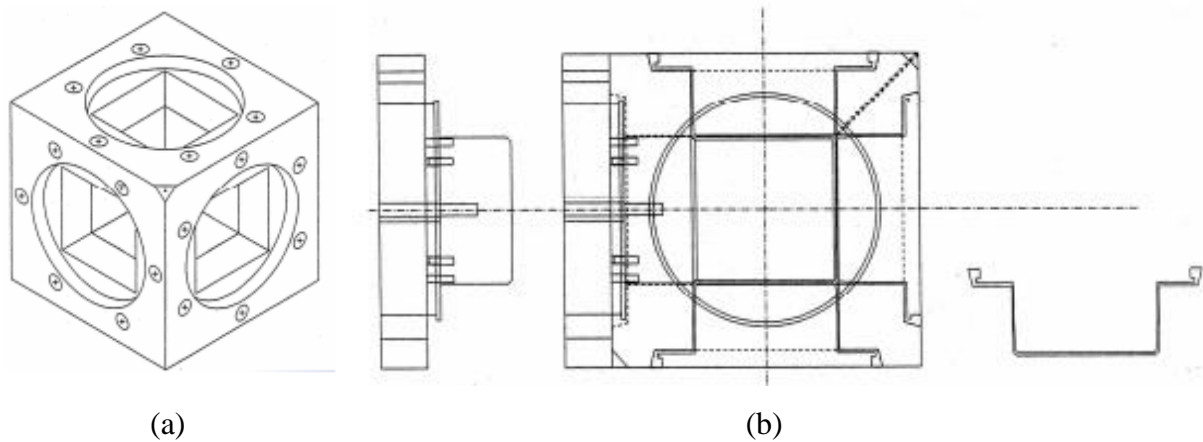


Figura 2.21 – Triaxial cúbico de paredes flexíveis (a) Vista isométrica (b) Vista em corte (SADEK, 2006)

A resposta do equipamento é medida por meio de transdutores de deslocamento linear posicionados nas faces flexíveis. No entanto, devido à aplicação de pressão, a avaliação do comportamento pós-pico é dificultada.

Devido ao fato de todas as faces do equipamento serem flexíveis, em alguns casos, especialmente para materiais com alta rigidez, pode ocorrer translação durante o ensaio. Para evitar isso, uma solução encontrada foi substituir algumas das faces flexíveis por faces rígidas, impedindo a translação do corpo de prova e impondo condições de contorno de translação nulas nas faces rígidas, como mencionado por Silvani (2017).

Na metodologia de Triaxiais cúbicos de paredes mistas, observa-se a combinação de paredes rígidas e flexíveis. Um dos primeiros equipamentos a serem desenvolvidos com essa abordagem foi proposto por Lade (1973), citado em Sadek (2006).

Michelis (1988) também criou um equipamento com princípio similar aos triaxiais cilíndricos convencionais, com a diferença de que um pistão estava conectado à célula de carga em um dos eixos, enquanto as paredes flexíveis eram usadas como almofadas de pressão nos eixos perpendiculares, como mostrado na Figura 2.22.

No entanto, dificuldades em relação a esse aparato são citadas na literatura devido à falta de simetria nas condições de contorno. Equipamentos com paredes flexíveis tendem a apresentar

deformações assimétricas, enquanto aqueles com paredes rígidas não proporcionam tensões homogêneas, tornando-se mais propensos a rupturas nas paredes flexíveis em comparação com as paredes rígidas, como mencionado por Airey e Wood (1988).

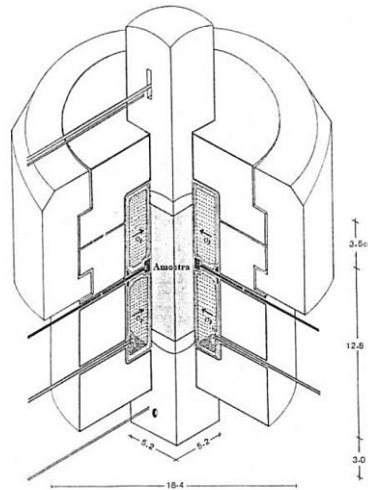


Figura 2.22 – Triaxial de paredes mistas (MICHELIS, 1988)

Neste estudo, foi utilizado um equipamento com tensão controlada e de parede flexível, de acordo com o conceito básico descrito por Willians (2001). Esse tipo de equipamento consiste, conforme já apresentado, de uma caixa cúbica rígida capaz de proporcionar força de reação para as membranas flexíveis de borracha, que podem ser pressurizadas independentemente, transmitindo assim tensões uniformes para a amostra cúbica nos três planos principais. Os elementos básicos do triaxial cúbico utilizado neste trabalho estão ilustrados na Figura 2.23, o equipamento utilizado foi desenvolvido por Andreghetto (2022a) e (2022b) e tem seu funcionamento detalhado apresentado do capítulo 3.

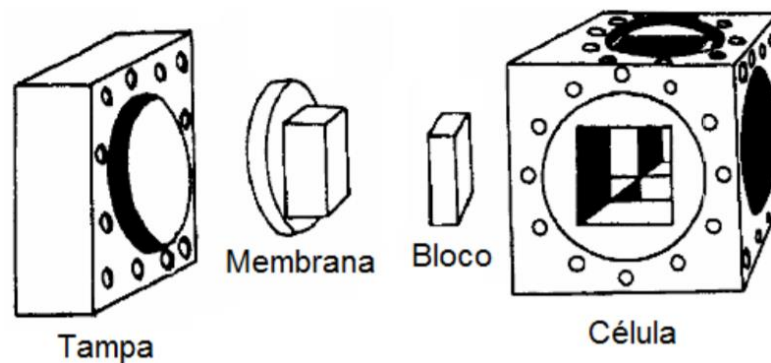


Figura 2.23 – Componentes do equipamento triaxial verdadeiro com paredes flexíveis (adaptado de DESAI et al., 1982 por ANDREGHETTO 2022a)

## 2.8 EFEITO DA ESTURUTURA NO COMPORTAMENTO DO SOLO

### 2.8.1 Anisotropia em relação a rigidez

Segundo Andreghetto (2022a), um dos ensaios mais comuns para avaliar o comportamento anisotrópico de solos é o ensaio de *Bender Elements*, que utiliza placas piezoelétricas posicionadas em faces opostas de amostras de solo. A velocidade de propagação de ondas entre essas placas é medida, e com base na massa específica do solo e na velocidade de propagação, é possível determinar o módulo elástico do solo (Bortoloto, 2017; Sadek, 2006).

Além disso, alguns ensaios em triaxiais cúbicos também têm demonstrado comportamentos similares. Por exemplo, Abelev e Lade (2003), como apresentado na Figura 2.24a, estudaram a areia da praia de Santa Monica e encontraram resultados semelhantes. Anantanakul *et al.* (2012) também observaram comportamento similar em ensaios com caulim (argila siltosa).

Além disso, Bestuzhava e Advuloev (2020) realizaram experimentos em pedregulhos e encontraram anisotropia, com uma diferença de até 1,5 vezes entre os módulos verticais e horizontais, conforme ilustrado na Figura 2.24b.

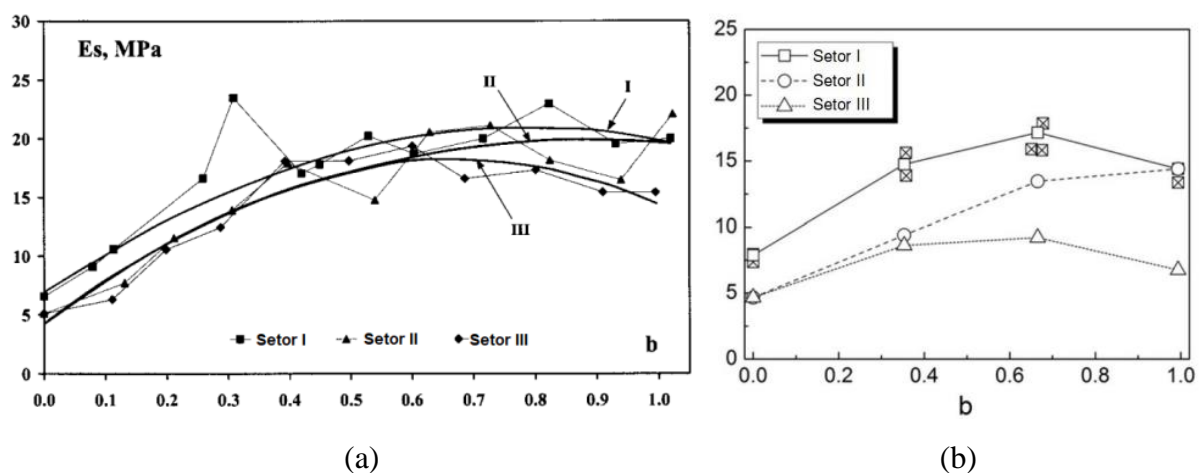


Figura 2.24 – Variação do módulo de elasticidade a 50% da deformação de ruptura em ensaios cúbicos (a) Areia da praia de Santa Mônica (b) Caulim (ABELEV e LADE, 2003)

Para corroborar estes resultados, destacam-se os ensaios realizados por Cai (2010) em cilindros ocos, nos quais foi observada uma diferença na rigidez da areia em função da orientação da tensão principal em relação à deposição do material. As amostras que foram submetidas à

tensão principal paralela à deposição do material apresentaram o maior módulo elástico. Por outro lado, em um estudo realizado por Corte (2020), não foi observada diferença significativa na rigidez de amostras de areia cimentada quando submetidas a ciclos de carga e descarga. Além disso, em um estudo de Cambou e Lanier (1988) foi investigada a anisotropia induzida pelo pré-carregamento anisotrópico em areia, cujos resultados podem ser visualizados na Figura 2.25.

Nesse experimento, foi evidenciada uma diferença significativa na deformabilidade do material em diferentes direções devido ao pré-carregamento.

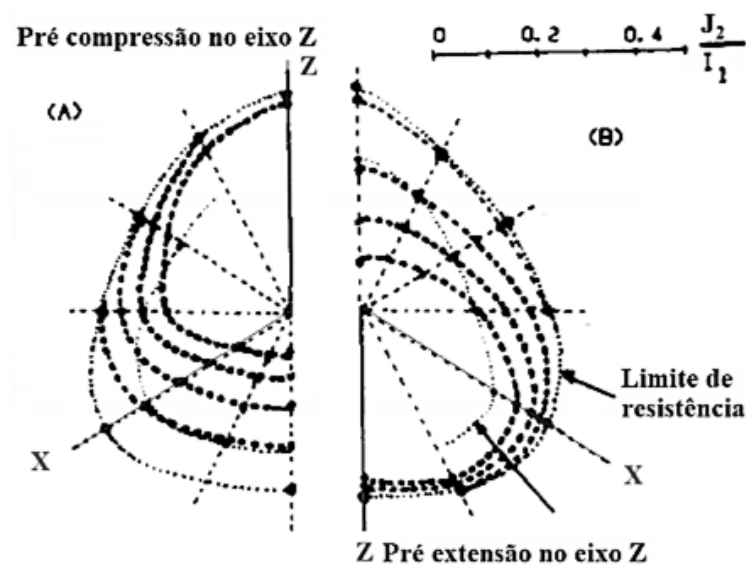


Figura 2.25 – Influência da indução de carregamento anisotrópico no eixo z (a) Pré-extensão (b) Pré-compressão (adaptado de CAMBOU, 1988 por ANDREGHETTO, 2022a)

### 2.8.2 Anisotropia em relação a resistências

Os primeiros estudos que investigaram a anisotropia foram conduzidos por Arthur e Menzies (1972). Os pesquisadores utilizaram areia *Leighton Buzzard* em uma célula cúbica com tensão controlada e moldaram várias amostras com disposições inclinadas, de forma que os planos de disposição apresentassem defasagem com o eixo de carregamento quando as amostras fossem inseridas na célula.

A figura 2.26 ilustra os resultados desses ensaios, na qual é possível observar que foi encontrada uma variação na resistência entre os carregamentos a 0° e a 90°, da ordem de 10%.

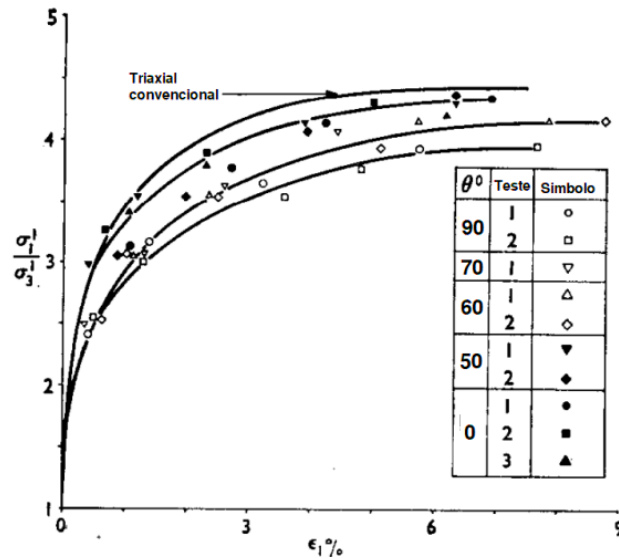


Figura 2.26 – Tensão por deformação em diferentes ângulos de disposição de uma areia (ARTHUR e MENZIES, 1972)

Neste aspecto, os trabalhos de Lade e seus colaboradores têm como objetivo principal demonstrar a realidade anisotrópica de areias. Em Abelev e Lade (2003), foi ensaiada a já citada areia da praia de Santa Mônica e foi notada uma anisotropia, exemplificada na Figura 2.27. É evidente que no segundo setor, especialmente na faixa de 60 a 120°, ocorre uma diminuição de aproximadamente 6° no ângulo de atrito.

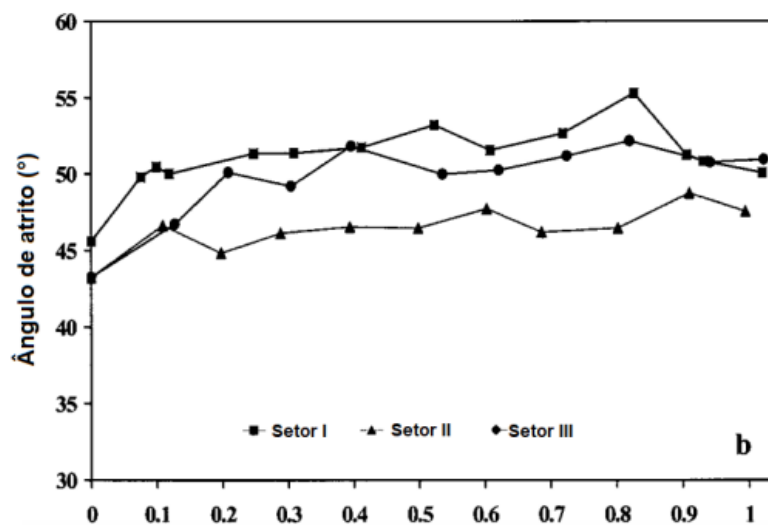


Figura 2.27 – Variação do ângulo de atrito da areia da praia de Santa Mônica (ABELEV e LADE, 2003)



A Figura 2.28 demonstra os resultados obtidos para a mesma metodologia aplicada a caulim industrial (ANANTANASAKUL et al., 2012). Resultados similares também podem ser observados em argila da baía de São Francisco (KIRKGARD e LADE, 1993). Ensaios em hollow cylinder podem revelar comportamentos anisotrópicos para uma infinidade de ângulos de carregamento principal.

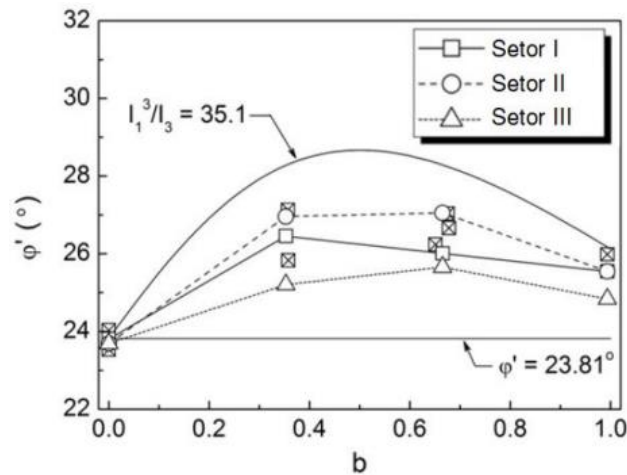


Figura 2.28 – Variação do ângulo de atrito para o caulim (ANANTANASAKUL et al., 2012)

Além disso, é relevante mencionar a avaliação da influência da densidade relativa da areia. Essa análise foi realizada no estudo de Yang et al. (2015), no qual a areia de *Leighton Buzzard* foi ensaiada em duas densidades distintas, juntamente com esferas de vidro de densidade relativa ainda maior. Os resultados mostraram poucas diferenças em relação à anisotropia, sendo mais significativa a influência da geometria dos grãos do que da densidade na determinação dos ângulos de carregamento, o que é confirmado pela Figura 2.29.

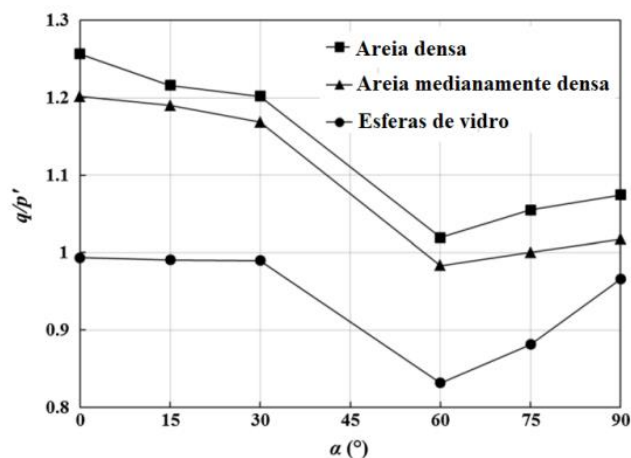


Figura 2.29 – Variação da resistência em função de densidade e formato de grão. (YANG et al., 2015)

Por fim, Silvani (2022), apresenta uma areia reforçada com cal e cinza volante que mostrou um comportamento isotrópico, com pouca diferença observada nos ensaios triaxiais cúbicos, conforme mostrado na figura 2.301, onde são analisados ensaios realizados com o mesmo parâmetro "b".

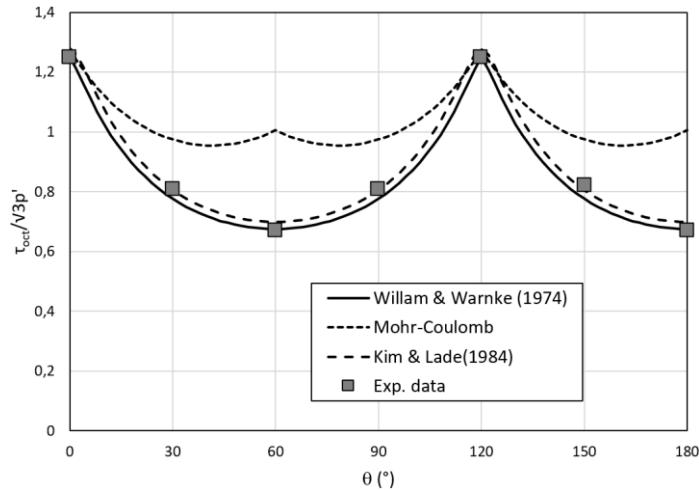


Figura 2.30 – Variação da resistência conforme diferentes ângulos de aplicação de carga de areia-cal-cinza volante. (SILVANI *et al.*, 2022)

### 2.8.3 Anisotropia em aplicações numéricas

Para destacar as implicações de utilizar modelos isotrópicos em materiais anisotrópicos, é relevante considerar o capítulo escrito por Zdravkovic e Potts em Kolymbas (2000), no qual são simuladas duas fundações diretas utilizando tanto um modelo para material isotrópico quanto um modelo anisotrópico, com diferentes carregamentos verticais e horizontais, utilizando a geometria apresentada na figura 2.31.

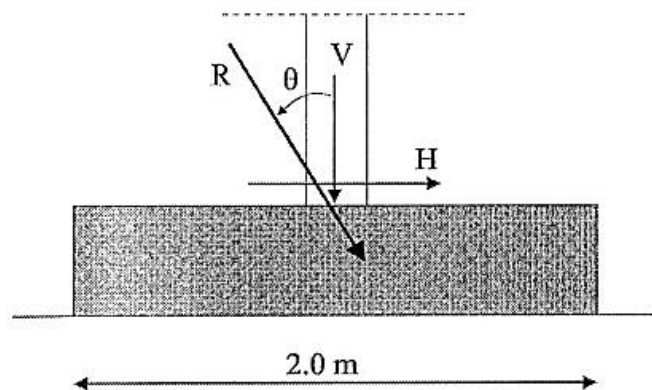


Figura 2.31 – Geometria de carregamento modelado (ZDRAVKOVIC e POTTS em KOLYMBAS 2000)

Os resultados dessas simulações podem ser observados na Figura 2.32a e Figura 2.32b, revelando uma diferença na carga final que chega a superestimar a resistência em até 30% nos casos de sapatas circulares, o que pode resultar em projetos menos seguros.

A mesma metodologia foi aplicada em estudos de aterros, revelando uma altura útil de 4,4m para o modelo anisotrópico e 4,9m para o modelo isotrópico, o que novamente indica que a utilização de modelos isotrópicos pode levar a projetos menos seguros.

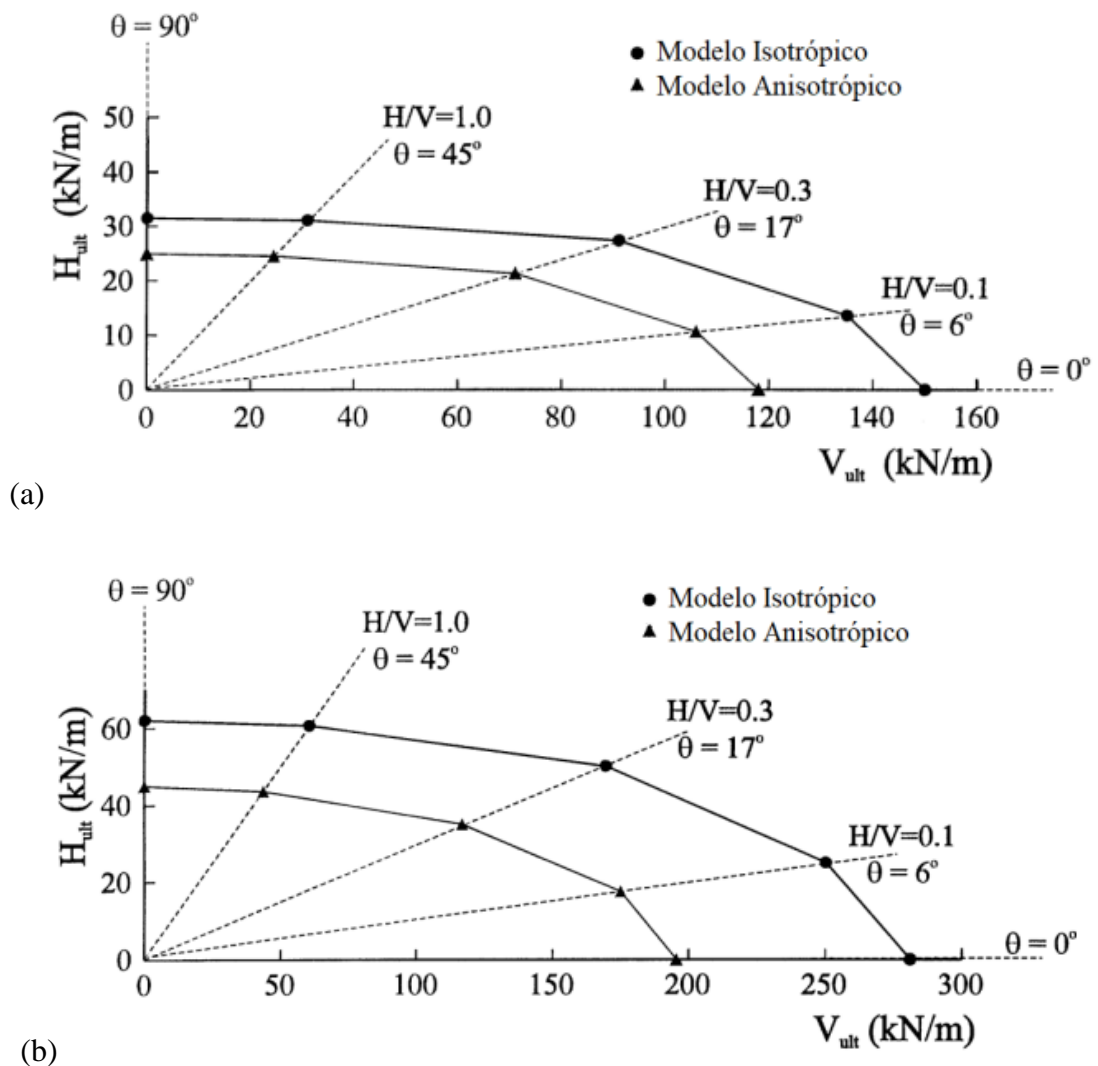


Figura 2.32 – Projeção de resistência última de fundação em sapata (a) Corrida (b) Circular. (ZDRAVKOVIC e POTTS em KOLYMBAS 2000)

Os autores Franzuz et al. (2005) realizaram uma modelagem em elementos finitos de uma escavação de túnel em Londres, utilizando tanto modelos isotrópicos quanto anisotrópicos. Ao comparar os recalques na superfície com os valores obtidos em campo, os modelos

anisotrópicos apresentaram desvios menores em relação aos valores observados *in situ*, como ilustrado na Figura 2.33. Vale ressaltar que nesses modelos também foram considerados dois valores diferentes de coeficiente de empuxo lateral ( $K_0$ ) para o solo.

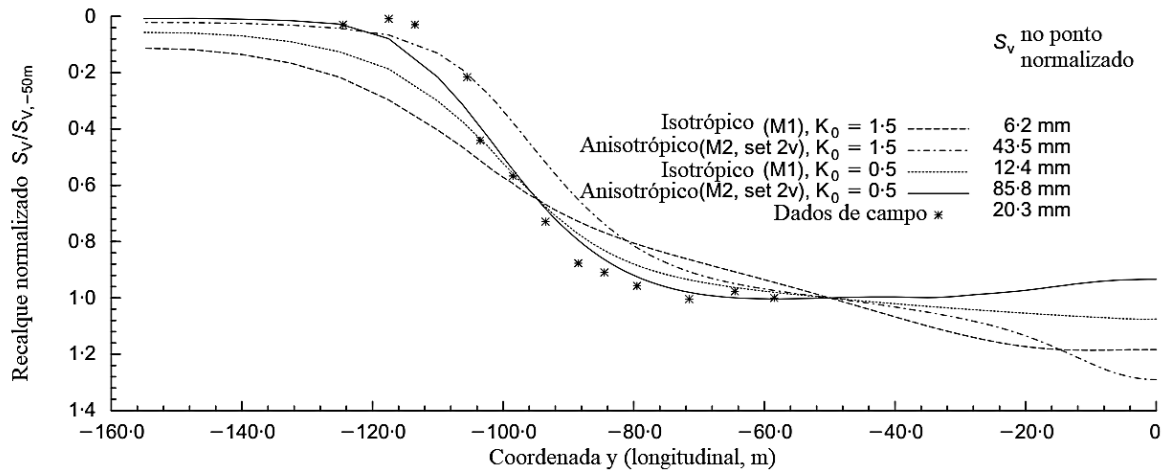


Figura 2.33 – Comparação numérica de recalque de escavação com modelos isotrópicos e anisotrópicos. (FRANZIUS et al., 2009)

## 2.9 ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA

### 2.9.1 Mohr-Coulomb

Esta envoltória se baseia na resistência devido ao mecanismo de atrito interno e coesão entre as partículas, podendo ser descrito em função do ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) e intercepto coesivo ou coesão ( $c$ ).

O critério de ruptura é linear, não levando em conta a tensão intermediária, podendo sua superfície de falha ( $F$ ) ser descrita pela Equação 2.21.

$$F = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} \sin \phi - c \cos \phi = 0 \quad \text{Eq. 2.21}$$

A representação no plano octaédrico é apresentada como um hexágono com três ângulos agudos que interceptam os eixos das tensões principais e três ângulos obtusos intercalando os agudos.

Uma representação do ângulo de atrito e o critério de falha descrito por Mohr-Coulomb no plano octaédrico pode ser visto na Figura 2.34.

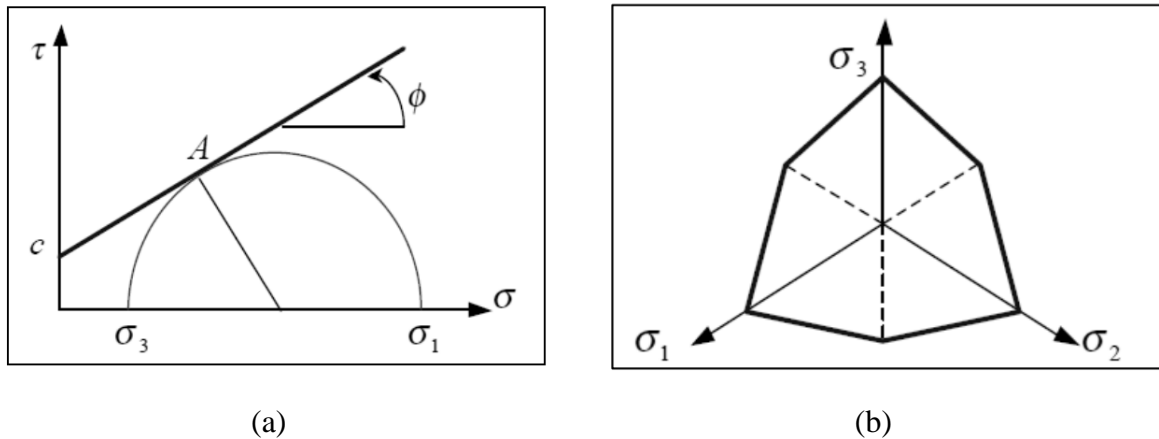


Figura 2.34 – Critérios de Morh-Coulomb no plano tensão (a) Normal (b) Octaédrico (SILVANI, 2017)

### 2.9.2 William-Warnke

Segundo Andreghetto (2022a), este modelo foi inicialmente desenvolvido pensando nas propriedades mecânicas do concreto, ponderando a diferença entre a resistência de tração e compressão simples. Ele também utiliza como terceiro parâmetro a resistência de compressão biaxial, e apresenta um contorno elíptico no plano octaédrico que esta superfície é delimitada pelos dois raios  $r_1$  e  $r_2$ , além do parâmetro que representa o ganho de resistência em função da tensão média  $z$ . Seu desenvolvimento se baseou em cima do modelo de Bresler-Pister e foi apresentado inicialmente em William e Warnke (1974).

No entanto, para encontrar os valores dos dois raios descritivos da superfície, é necessário correlacionar estes com os três parâmetros de resistência da tração direta ( $f_t$ ), compressão simples ( $f_{cu}$ ) e compressão biaxial ( $f_{cb}$ ), correlacionados com suas razões entre tração direta ( $\alpha_z$ ) e compressão simples, bem como compressão biaxial e compressão simples ( $\alpha_u$ ), como ilustrado nas equações 2.22 e 2.23:

$$\alpha_z = \frac{f_t}{f_{cu}}$$

Eq. 2.22

$$\alpha_u = \frac{f_{cb}}{f_{cu}} \quad \text{Eq. 2.23}$$

Estes parâmetros se correlacionam nas equações 2.24, 2.25 e 2.26.

$$z = \frac{\alpha_u \alpha_z}{\alpha_u - \alpha_z} \quad \text{Eq. 2.24}$$

$$r_1 = \sqrt{\frac{6}{5} \frac{\alpha_u \alpha_z}{2\alpha_u + \alpha_z}} \quad \text{Eq. 2.25}$$

$$r_2 = \sqrt{\frac{6}{5} \frac{\alpha_u \alpha_z}{3\alpha_u \alpha_z + \alpha_u - \alpha_z}} \quad \text{Eq. 2.26}$$

Com estes parâmetros, a superfície da elipse pode ser descrita em função das suas coordenadas polares pelos parâmetros  $r$  e  $\theta$  nas equações 2.27 e 2.28:

$$r(\theta) = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2)\cos\theta + r_2(2r_1 - r_2)[4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\theta + 5r_1^2 - 4r_1r_2]^{1/2}}{4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\theta + (r_2 - 2r_1)^2} \quad \text{Eq. 2.27}$$

$$\cos\theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 - 2\sigma_3}{\sqrt{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2}} \quad \text{Eq. 2.28}$$

Por fim, estes parâmetros se relacionam na equação 2.29 descrevendo a superfície de ruptura.

$$f(\sigma) = f(\theta, p, \tau_{oct}) = \frac{1}{z} \frac{p}{f_{cu}} + \frac{1}{r(\theta)} \sqrt{\frac{3}{5} \frac{\tau_{oct}}{f_{cu}}} - 1 \quad \text{Eq. 2.29}$$

Um exemplo da representação desta superfície é apresentado na figura 2.35.

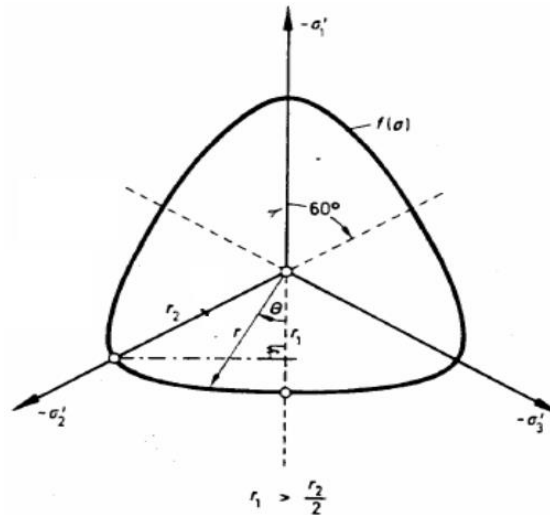


Figura 2.35 – Contorno de superfície William-Warnke (WILLAM e WARNKE, 1974)

Festugato *et al.* (2019) verificaram que a modificação do critério de William e Warnke, considerando a cimentação e anisotropia presente no material estudado pelos autores, é satisfatória utilizando os critérios propostos por Gao *et al.* (2010). Este ajuste foi satisfatório para os dados experimentais obtidos, considerando o plano de tensão octaédrico.

### 2.9.3 Lade-Kim

Em Lade (1977), é descrito um modelo que inicialmente prevê a superfície de ruptura para solos sem coesão, este modelo é posteriormente proposto para abranger solos, rochas e concreto (LADE e KIM, 1995).

Neste modelo, os parâmetros que delimitam a superfície de ruptura destes materiais seriam provenientes da relação entre o terceiro e o primeiro invariante de tensão, respectivamente  $I_3$  e  $I_1$ . Estes são apresentados nas equações 2.30 e 2.31.

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad \text{Eq. 2.30}$$

$$I_3 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \quad \text{Eq. 2.31}$$

Para estimar o valor do módulo que governa a superfície de ruptura, o terceiro invariante de tensões pode ser estimado levando em consideração ensaios triaxiais prévios plotando os valores descritos por  $(I_3/I_1 - 27)$  versus  $(p_a/I_1)$  em escala log x log sendo  $p_a$  a pressão atmosférica.

A Figura 2.36 demonstra como encontra estes valores, sendo  $m$  o valor do módulo da inclinação da reta enquanto  $\eta_1$  é o valor da ordenada no intercepto com 1, que equivale a origem dos eixos cartesianos.

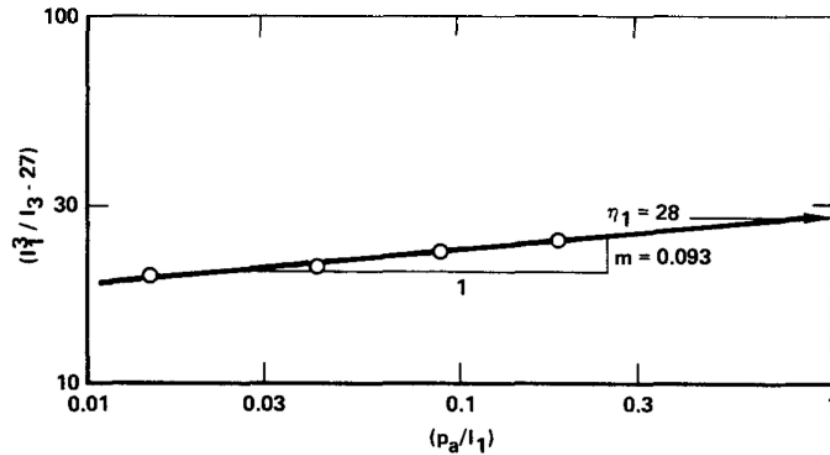


Figura 2.36 – Figura Obtenção dos parâmetros  $m$  e  $\eta_1$  a partir da areia do rio Sacramento. (LADE, 1977)

Assim, o valor da superfície de ruptura pode ser descrito pela Eq. 2.32.

$$\left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right) \left(\frac{I_1}{p_a}\right)^m - \eta_1 = 0 \quad \text{Eq. 2.32}$$

A utilização de tal modelo é gerada em superfícies de ruptura que, ao ser interceptado, o plano octaédrico gera contornos, conforme aponta a Figura 2.37.

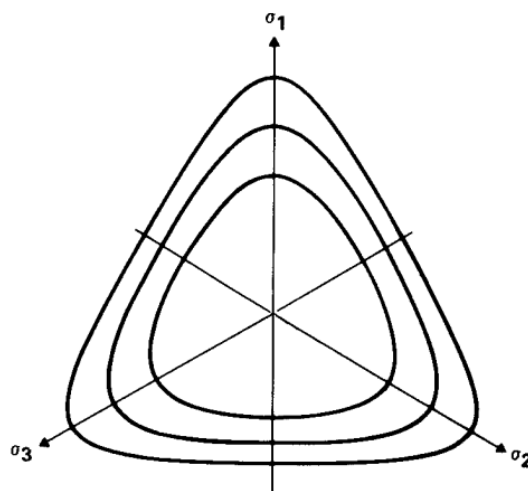


Figura 2.37 – Modelo de Lade. (LADE, 1977)



### 2.9.4 Gao e Zhao

O método de Gao e Zhao (2012), busca incluir a anisotropia do material em critérios de ruptura isotrópicos. Para isto, foi assumido que qualquer critério de ruptura isotrópico pode ser representado pela equação 2.33.

$$f_I = \hat{f}_I(\sigma_{ij}, \chi_r) \quad \text{Eq. 2.33}$$

Sendo  $f_I$  a expressão do critério de ruptura isotrópico e  $\chi_r$  os parâmetros relevantes do modelo (como exemplo,  $\phi'$  e  $c'$  para o critério de Mohr-Coulomb). Assim, a anisotropia pode ser adicionada nos critérios através de duas variáveis:  $A$  e  $\Delta$ , como exemplo na equação 2.34.

$$f_A = \hat{f}_A(\sigma_{ij}, \chi_r) = \hat{f}_A[\sigma_{ij}, \hat{\chi}_r(A, \Delta)] \quad \text{Eq. 2.34}$$

Onde  $f_A$  é a expressão do critério de ruptura isotrópico,  $\chi_n = \hat{\chi}_r(A, \Delta)$  e  $\hat{\chi}_r$  em função de  $\chi_r$  envolvendo  $A$  e  $\Delta$ . Gao e Zhao (2012) propõem o uso da equação 2.35 para o cálculo de  $\hat{\chi}_r$ .

$$\chi_n = \chi_n e^{[g(A, \Delta)]} \quad \text{Eq. 2.35}$$

Onde  $\chi_r$  tem a forma original com base no critério de ruptura isotrópico e  $G(A, \Delta)$  é uma função anisotrópica a partir da geral de Pietruszark E Mroz(2000), apresentada na equação 2.36.

$$g(A, \Delta) = \Delta [c_1(1 + A) + c_2(1 + A^2) + \dots + c_n(1 + A^n)] \quad \text{Eq. 2.36}$$

Onde  $c_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ) se refere aos parâmetros do material.

De maneira a simplificar as considerações acerca da inserção da anisotropia no modelo, os seguintes comentários acerca das equações anteriores são feitos:

Solos isotrópicos têm  $\Delta=0$ ,  $g(A, \Delta)=0$  e  $\chi_n = \chi_r$ , logo o critério proposto remete ao original;

Solos denominados *cross-anisotropic* com  $0 < \Delta \leq 1$ , não zero  $c_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ),  $g(A, \Delta)$  geralmente variam de acordo com a direção de carregamento  $A$  e com o grau de anisotropia  $\Delta$ . Ensaio de compressão triaxial convencional com a tensão principal maior perpendicular à direção de isotropia sempre possui  $A = 1$ .

Assim, a aplicação de anisotropia proposta por Gao e Zhao (2012) ao critério de Lade e Kim (1988) representado pela equação 2.23 pode ser representado na equação 2.37.

$$f = \left( \frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \left( \frac{I_1}{p_a} \right)^m = \eta = \eta_1 e^{[g(A, \Delta)]}$$

Eq. 2.37

A equação 2.38 é genérica, todavia, para grande parte dos solos é suficiente a consideração somente do primeiro termo, ou seja:

$$g(A, \Delta) = \Delta [c_1 (1 + A)]$$

Eq. 2.38

Como exemplo de aplicação, a figura 2.38 traz os resultados do critério de ruptura de Lade e Kim na sua versão original e na versão modificada para o material estudado, granito decomposto de Hong Kong.

Do ponto de vista dos autores, para a amplitude dos ensaios realizados, a modificação proposta aumenta levemente a concordância para o critério de ruptura.

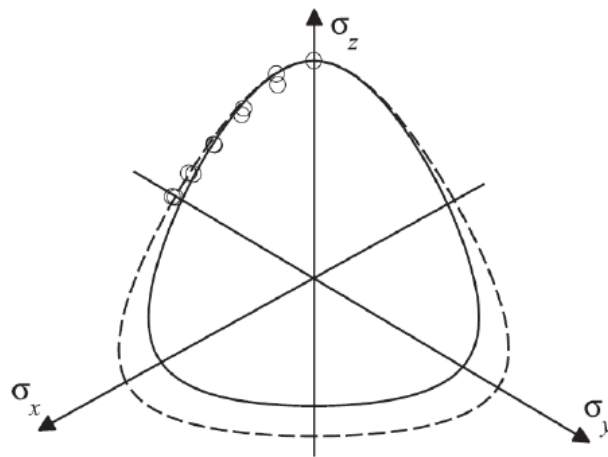


Figura 2.38 – Critério de ruptura de Kim e Lade original (linha cheia) comparado com a versão para materiais anisotrópicos proposta por Gao e Zhao (linha pontilhada) (Adaptado de GAO e ZHAO, 2012 por ANDREGHETTO 2022a)

### 2.9.5 Drucker-Prager

O modelo de Mohr-Coulomb exibe vértices agudos ao traçar a função no espaço octaédrico das tensões principais. Esses cantos introduzem singularidades nas funções de fluência, dificultando a implementação computacional. (SILVANI, 2017)

Para superar essa dificuldade, Drucker e Prager (1952) propuseram uma revisão na equação da superfície de escoamento originalmente proposta por Coulomb. A formulação matemática desse critério é apresentada pelas equações 2.39, 2.40 e 2.41 e não incorporam a influência do caminho de tensão ao qual o material está sujeito. As discrepâncias entre o critério de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager são evidenciadas na Figura 39. (SILVANI, 2017)

$$F = \sqrt{\frac{1}{6}(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2} - A - B(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad \text{Eq. 2.39}$$

$$A = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \quad \text{Eq. 2.40}$$

$$B = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \quad \text{Eq. 2.41}$$

Onde A e B são funções da coesão e do ângulo de atrito e  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\sigma_z$  são as tensões principais.

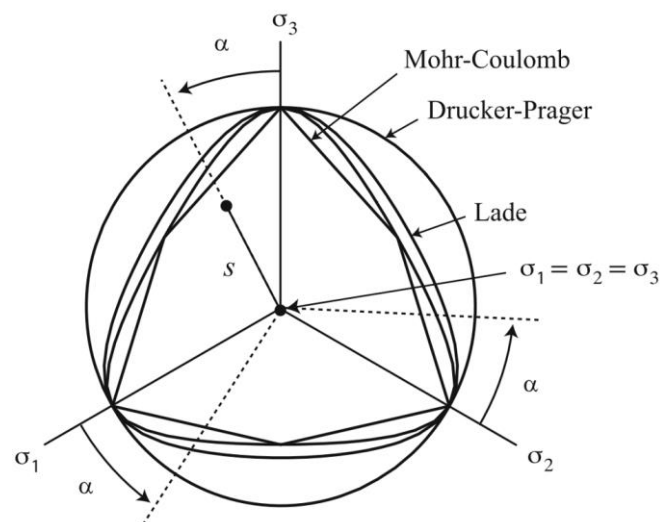


Figura 2.39 – Critério de escoamento de Mohr-Coulomb e Drucker- Prager em plano octaédrico  
(Adaptado de FLEISCHMANN, 2020)

### 3 PROGRAMA DA PESQUISA

#### 3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental dessa pesquisa foi concebido de forma a atingir os objetivos propostos para o trabalho, com a realização de ensaios de laboratório que são apresentados, de forma resumida, na Tabela 3.1.

Com base no conhecimento prévio do fato do material ser residual e de ter estrutura em camadas paralelas, em duas cores: rosa e branca, bem definidas visíveis a olho nu e, tendo em vista o escopo multiaxial, definiu-se o uso de corpos de prova (CP) remoldados e indeformados, sendo os indeformados, quando relevante confeccionados com as camadas orientadas na horizontal e na vertical.

Tabela 3.1a – Resumo programa experimental

<b>Ensaio</b>	<b>Condição do CP</b>	<b>Posição</b>	<b>Quantidade</b>
Caracterização	indeformado	-	-
	remoldado	-	-
Difração de raios X	em pó	camada rosa	1
		camada branca	1
Curva característica de sucção	indeformado	vertical	8
		horizontal	8
	remoldado	-	8
Compressão edométrica	indeformado	vertical	2
		horizontal	2
	remoldado	-	2
Módulo de cisalhamento	indeformado	vertical	3
		horizontal	3
	remoldado	-	3
Compressão Isotrópica	indeformado	horizontal	2
		vertical	3
Cisalhamento Direto	indeformado	horizontal	3
		paralelo	3
	remoldado	-	3

Tabela 3.1b – Resumo programa experimental cont.

<b>Ensaio</b>	<b>Condição do CP</b>	<b>Posição</b>	<b>Quantidade</b>
Triaxial convencional p' constante	indeformado	vertical	1
		horizontal	1
	remoldado	-	1
Calibração <i>Cushions</i>	cubo alumínio	-	1
Triaxial cúbico	indeformado	-	13
	remoldado	-	13

O material foi extraído em um bloco indeformado, levado ao laboratório, onde foram esculpidas e moldadas as amostras para os ensaios, com objetivo de estudar a influência da estrutura do material no seu comportamento mecânico.

Foram realizados ensaios de caracterização (umidade, pesos específicos, limites de consistência e curva granulométrica), para conhecimento das propriedades físicas, de forma a remoldar o material em estado semelhante ao de campo.

Dois ensaios de difração de raios X foram feitos em porções isoladas de cada uma das duas diferentes camadas visíveis do solo (rosa e branca), com objetivo de conhecer os componentes do material, para estudar de forma aprofundada as causas dos comportamentos encontrados.

Três ensaios de curva característica de sucção foram realizados, com amostras cilíndricas de 5x2,5 cm, nas condições remoldada e indeformada (na horizontal e na vertical), com duas amostras por condição e quatro pontos de medição por amostras. O ensaio foi dividido em 12 pontos de umidade, sendo seis de secagem e seis de umedecimento, com período de equilíbrio entre pontos de 14 dias, para observar o efeito da sucção na resposta do material.

Para análise e comparação com os demais resultados, foram feitos ensaios de compressão edométrica de amostras remoldados e indeformadas (com as camadas na horizontal e na vertical) cilíndricas de 7x2,5 cm, nas condições seca e em imersão com tensões verticais até 2 MPa.

Para medir a rigidez, através do módulo de cisalhamento ( $G_0$ ) foram realizados ensaios no equipamento Pundit, executados em amostras cúbicas de 10 cm de lado em todos os eixos.

Posteriormente, para estudar o efeito da posição das camadas em um plano imposto, foram realizados ensaios de cisalhamento direto, em amostras cilíndrica de 6x2 cm, em corpos de prova remoldados e indeformados (com as camadas na horizontal, na vertical e paralelas ao eixo de aplicação de carga), três ensaios por condição, com tensões normais de 50, 100 e 150 kPa, totalizando doze ensaios.

Na sequência, foi realizado um ensaio de compressão isotrópica, no equipamento triaxial convencional, para identificar possíveis quebras na estrutura do solo, em uma amostra indeformada cilíndrica de 5x10 cm, com tensões médias até 3,5 MPa.

O resultado deste ensaio mostrou, de fato, uma aparente quebra na estrutura do material, para confirmar esse efeito um segundo ensaio de compressão isotrópica foi realizado, até tensões médias de 400 kPa, em uma segunda amostra indeformada.

Também foram feitos três ensaios de cisalhamento por compressão no equipamento triaxial convencional com trajetória  $p'$  constante de 100 kPa. Esses ensaios simulam os ensaios realizados nos triaxiais cúbicos, de forma a comparar e validar os resultados. Amostras cilíndricas de 5x10 cm foram ensaiadas na condição remoldada e indeformada com as camadas na horizontal (análogo ao ensaio cúbico com  $\alpha=0^\circ$ ) e na vertical (análogo a  $\alpha=120^\circ$ ).

Para estudar diretamente o comportamento multiaxial, o efeito das tensões intermediárias e da estrutura do material, foram realizados ensaios triaxiais cúbicos, em amostras cúbicas de 10 cm de lado, nas condições indeformada e remoldada. Sendo para cada condição sete ensaios com  $p'$  constante de 100 kPa, e caminhos de tensão ( $\alpha$ ) de  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $120^\circ$ ,  $150^\circ$  e  $180^\circ$  e ainda mais seis ensaios por condição a  $\alpha=0^\circ$ ,  $30^\circ$  e  $60^\circ$  com  $p'$  constante de 50 e 150 kPa, a fim de obter parâmetros para as envoltórias de ruptura.

Ainda, de forma a conferir a influência da deformação das *chushions* sobre o valor das leituras de deslocamento nos triaxiais cúbicos, realizou-se a calibração dessas *cusihons*. Para tanto, projetou-se e construiu um cubo de alumínio anodizado de 10 cm de lado, este cubo foi então ensaiado no equipamento e as medidas de deslocamento obtidas comparadas com seu módulo de elasticidade.

Na sequência, apresenta-se, em detalhes o material e os ensaios realizados. Um resumo dos dados de confecção dos corpos de prova se encontra no Apêndice C.

## 3.2 MATERIAIS

### 3.2.1 Solo

O solo utilizado nesta pesquisa é o arenito residual da formação Botucatu, retirado na Vila Scharlau, em São Leopoldo-RS (Figura 3.1a), em um talude as margens da RS-240, a Figura 3.1b apresenta um recorte do mapa geológico do estado, onde a formação Botucatu é apresentada na cor amarelo, localizada uma faixa horizontal no topo da figura.

Este solo vem sendo amplamente utilizado em pesquisas no Laboratórios de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio grande do Sul (UFRGS) e outros laboratórios, tendo suas propriedades físicas, químicas e comportamento mecânico estudado por uma série de autores apresentados na revisão bibliográfica.

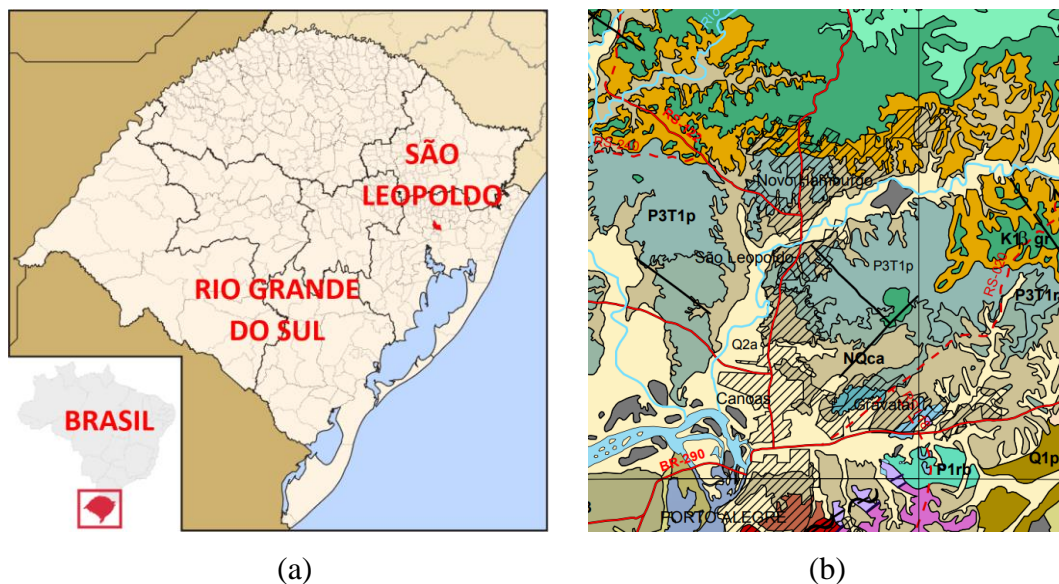


Figura 3.1 – Local de coleta do solo a) Localização de São Leopoldo b) Geologia da região (adaptado de CPRM, 2023)

Apesar de todos estes estudos, a escolha deste material se deu pelo fato de que o seu comportamento multiaxial, principalmente o efeito das tensões intermediárias e de sua anisotropia ainda não foram estudadas de forma direta, o que é possível nessa pesquisa pelo uso do equipamento triaxial cúbico.

O triaxial cúbico permite o estudo da adequação de envoltórias de ruptura existentes que levem essa anisotropia em consideração e permite entregar para a comunidade de engenharia da

região, uma ferramenta adicional para a tomada de decisão em projetos, neste material que cobre uma extensa área do território do estado e do país.

### 3.2.2 Retirada e Armazenamento

Considerando que, pela metodologia proposta a necessidade de se trabalhar com corpos de prova indeformados, o material foi retirado em campo tomando-se cuidado para não se alterar ou quebrar sua estrutura. A retirada do solo se deu em um corte a céu aberto, a uma profundidade média de três metros, da superfície ao ponto de escavação, nesta tese nomeado eixo “z”, a Figura 3.2a apresenta o local da retirada.

Tendo em vista o número de ensaios propostos e as particularidades do processo de confecção das amostras indeformadas, estimou-se um volume e geometria necessários para um bloco do solo. Assim iniciou-se o processo com a demarcação da posição de um bloco de 70x60x50cm sobre o talude, a extração se deu de forma manual com uso de pá, a Figura 3.2b mostra um momento da retirada onde bloco já havia sido delimitado, mas ainda não removido.



(a)



(b)

Figura 3.2 – Retirada do material a) Talude de onde foi feita a retirada b) Bloco indeformado em processo de extração

De forma cuidadosa e gradativa, foram retirados os primeiros 25 centímetros de cobertura, buscado remover quaisquer contaminações por ação do tempo ou agentes biológicos. Na sequência, removeu-se uma camada de 25 centímetros de espessura no entorno de todo o bloco: laterais, topo e, com uso de uma pá menor, o fundo, então realizou-se uma incisão de 10



centímetros de espessura na base, com cuidado, até o desprendimento do bloco, que, nessa etapa, possuía dimensões de 60x60x50cm.

Para o transporte do material até o laboratório, devido ao peso do bloco, este foi seccionado em blocos menores, onde a divisão no sentido horizontal aconteceu com pouco esforço aplicado com a pá no sentido das camadas.

O solo foi, então, dividido em seis blocos menores, com aproximadamente 60x20x25cm, os quais foram isolados e nesta etapa houve o cuidado de se demarcar a posição de cada um dos blocos em relação a sua posição original no talude, por meio de eixos (sendo “z” no sentido da altura do talude, “x” na largura e “y” na profundidade).

Por fim, os blocos foram transportados e guardados em laboratório, isolados em papel filme e mantidos sob temperatura controlada na figura 3.3a é possível ver um dos seis blocos, bem como a marcação dos eixos utilizada.

O aspecto do material nessa condição indeformada pode ser visto na Figura 3.3b, onde observa-se claramente sua estrutura em camadas horizontais de duas cores características, uma mais clara (aqui nomeada “camada branca”) e uma mais escura (“camada rosa”). Já na Figura 3.3c apresenta-se o estado do solo quando desestruturado, peneirado e seco.

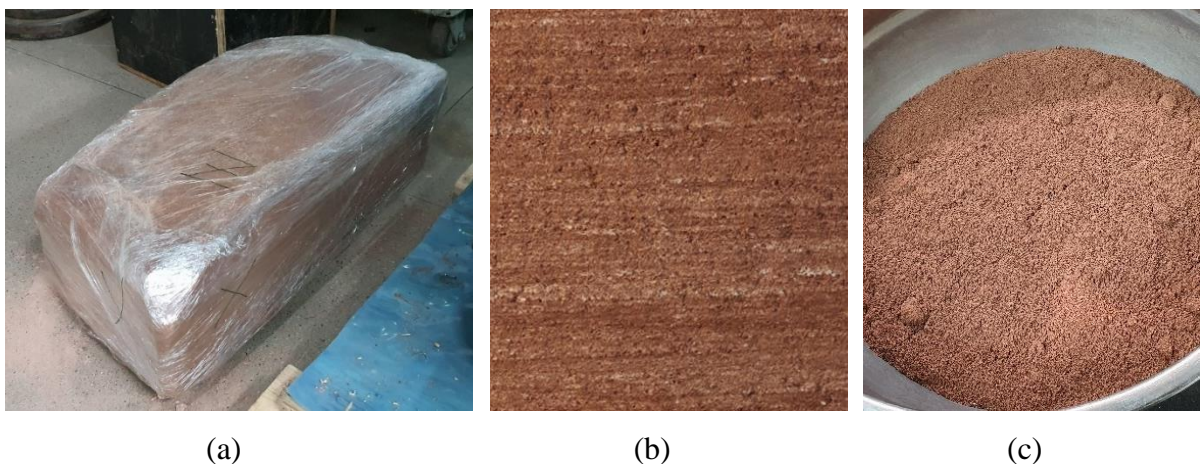


Figura 3.3 – O solo estudado a) Bloco indeformado armazenado b) Condição indeformada c) Condição desestruturada

Uma porção de solo solto também foi retirada no dia da extração dos blocos, com uso de pá e de saco plástico. Essa porção, bem como todo material solto proveniente da preparação dos corpos de prova indeformados, foi peneirada e mantida isolada em um recipiente fechado, do

qual, diariamente, retirava-se umidade para uso na caracterização e na confecção das amostras remoldadas.

### 3.2.3 Caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados, parte no LEGG e parte no laboratório de geotecnia da Universidade Estadual do Oeste do Paraná (UNIOESTE), na cidade de Cascavel/PR. O material na condição indeformada foi transportado em amostras cúbicas com aproximadamente 12 centímetros de lado, isolado em papel filme e plástico bolha e o material na condição solta foi transportado em recipiente plástico.

Na UNIOESTE, o solo foi preparado (Figura 3.4a) seguindo a NBR6457 e foram realizados, conforme norma, ensaios de granulometria por sedimentação e peneiramento, conforme NBR7181 (Figura 3.4b e 3.4c), peso específico dos grãos com uso do picnômetro e bomba de vácuo, conforme NBR6508 (Figura 3.4d), limite de liquidez, NBR6459 (Figura 3.4d) e limite de plasticidade, NBR7180 (Figura 3.4f).

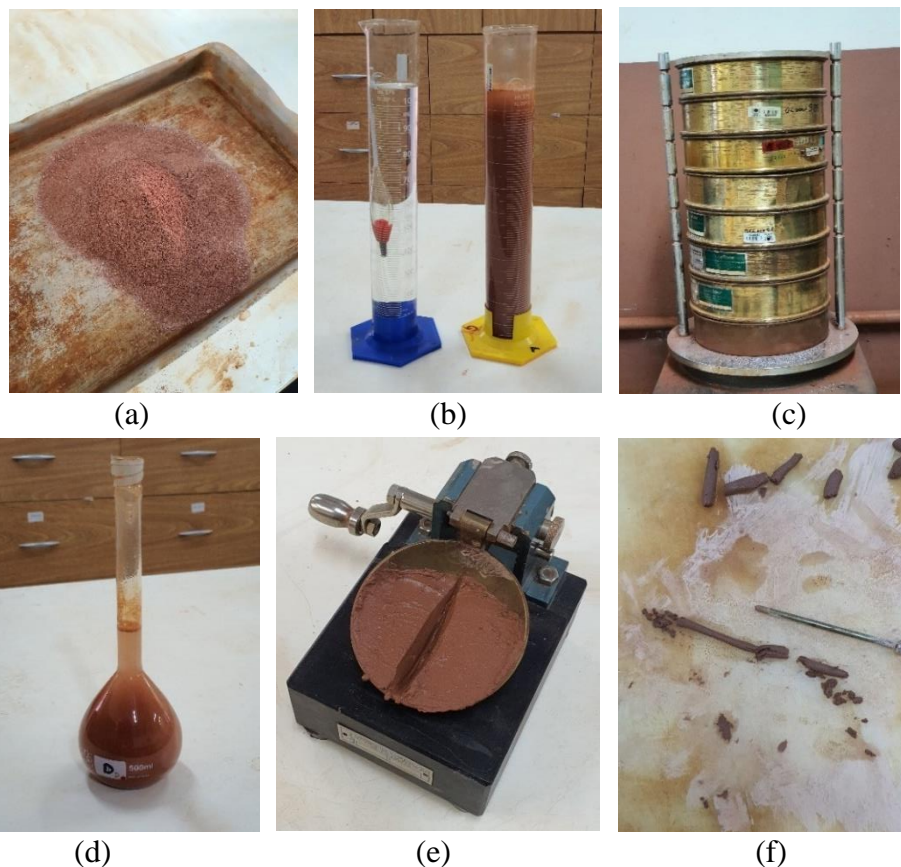


Figura 3.4 – Caracterização do solo a) Solo peneirado b) Sedimentação c) Peneiramento d) Peso específico dos grãos e) Limite de liquidez f) Limite de plasticidade

Além destes, do material indeformado extraído de campo foram retiradas amostras, em diversos formatos: cilindros do ensaio edométrico e do triaxial e cubos, para obtenção dos parâmetros físicos nesse estado (o processo de confecção dessas amostras segue o descrito no capítulo seguinte).

Essas amostras tiveram dimensões aferidas, foram pesadas e capsulas foram retiradas para obtenção da umidade.

Os parâmetros obtidos são apresentados na seção correspondente no capítulo 4 deste trabalho.

### 3.3 MÉTODOS

#### 3.3.1 Preparação dos corpos de prova indeformados

Para realização dos ensaios com copos de prova indeformados, estes foram esculpido a partir de fragmentos dos blocos indeformados nas dimensões adequadas, esses fragmentos foram retirados com uso de serra ou faca, dependendo da dimensão alvo da amostra, sempre com uma sobra além das dimensões previstas, apenas o espaço necessário para o corte era descoberto do isolamento de papel filme e o restante do bloco era imediatamente isolado com novas camadas.

Os cortes foram feitos de forma lenta e cuidadosa para não alterar a estrutura do restante do bloco, os fragmentos eram então transportados até uma bandeja sobre uma bancada, onde eram esculpido até as dimensões finais, este processo é descrito em sequência individualmente pelo formato de corpo de prova.

A confecção das amostras cilíndricas de 5x10 cm (utilizadas nos ensaios no equipamento triaxial), seguia com uso de faca de serra, reduzindo-se o tamanho do fragmento retirado do bloco (Figura 3.5a) até que este possuísse dimensões adequadas para ser colocado no torno (Figura 3.5b)

No torno, com uso das paredes guias (quem mantém o diâmetro de 5 cm), esses fragmentos eram gradualmente esculpido com uso de uma serra, até atingirem a circunferência necessária (Figura 3.5c).

Por fim, os corpos de prova eram retirados do torno e depositados deitados sob um perfil “L” com dimensões definidas, onde as abas do “L” eram utilizadas para corte do topo e da base da amostra, garantido ortogonalidade e as dimensões finais, que eram conferidas com uso de paquímetro e anotadas.

Os corpos de prova foram confeccionados com as camadas do solo no sentido horizontal (Figura 3.5d) e vertical (Figura 3.5e), de forma que as camadas ficassem as mais paralelas ao sentido pretendido quando possível.

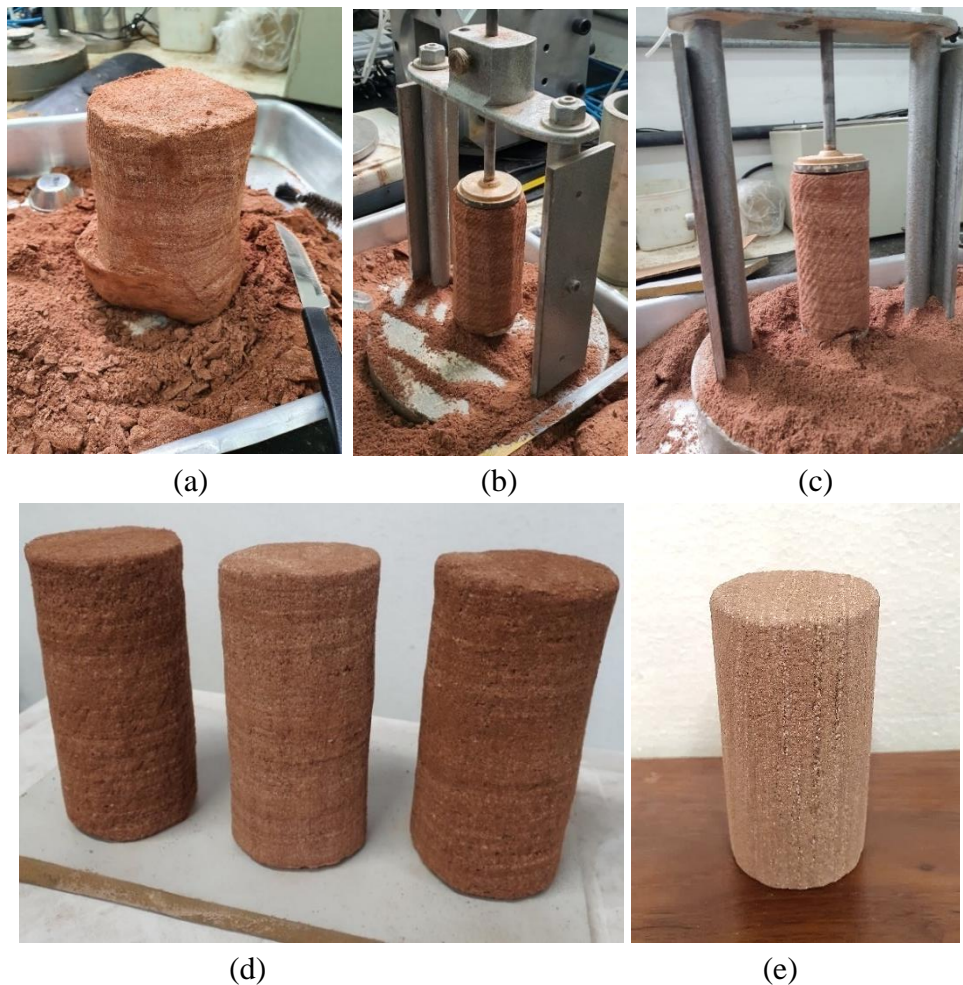


Figura 3.5 – Confeção CPs 5x10cm indeformados a) Redução do bloco b) Colocação no torno c) Redução do diâmetro d) CPs com camadas horizontais e) CPs com camadas verticais

Para os ensaios edométricos, as amostras foram esculpidas diretamente sob o anel metálico do ensaio, com dimensões aproximadas de 7x2,5 cm.

O anel era posicionado sobre o fragmento do bloco e com uso de uma faca de serra, pequenas porções do solo eram retiradas em um movimento circular no entorno da base do anel.

Conforme o procedimento seguia, o corpo de prova deslizava para dentro do anel, o processo continuava até que o topo da amostra ultrapassasse o topo do anel, neste momento o topo e a base eram arrasados com auxílio das paredes do anel de para garantir a ortogonalidade da face da amostra.

Os corpos de prova foram confeccionados com as camadas do solo no sentido vertical (Figura 3.6a) e horizontal (Figura 3.6b), de modo que as camadas ficassem as mais paralelas ao sentido pretendido, quando possível.

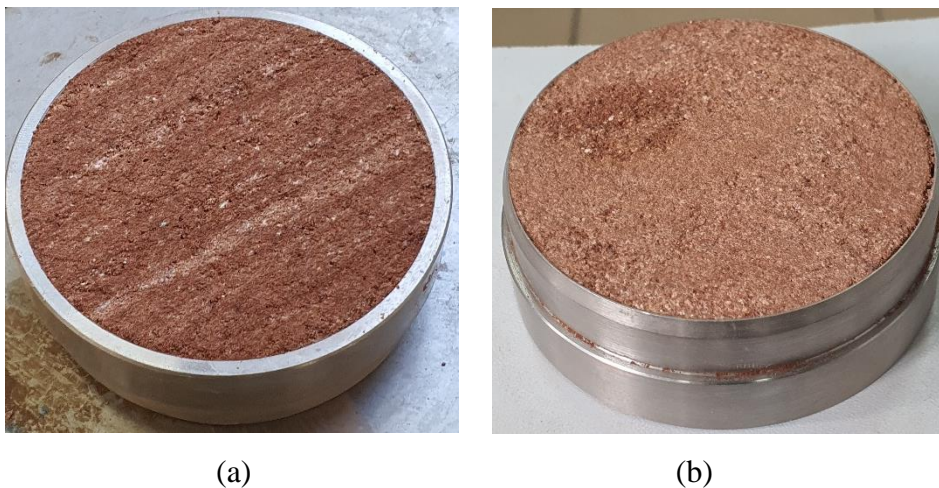


Figura 3.6 – Amostras ensaio edométrico a) Camadas verticais b) Camadas horizontais

O mesmo procedimento foi utilizado para confecção dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto, porém com o uso de anéis metálico de aproximadamente 6x2,5 cm. A Figura 3.7a mostra o anel posicionado sobre um fragmento de solo indeformado, na posição pretendida para o corpo de prova.

Após a talhagem cuidadosa, pode-se observar na Figura 3.7b o anel inserido e o início do arrasamento da face da amostra e, por fim, os corpos de prova finalizados podem ser vistos na Figura 3.7c, com as camadas na posição vertical e na Figura 3.7d, com as camadas na posição horizontal.

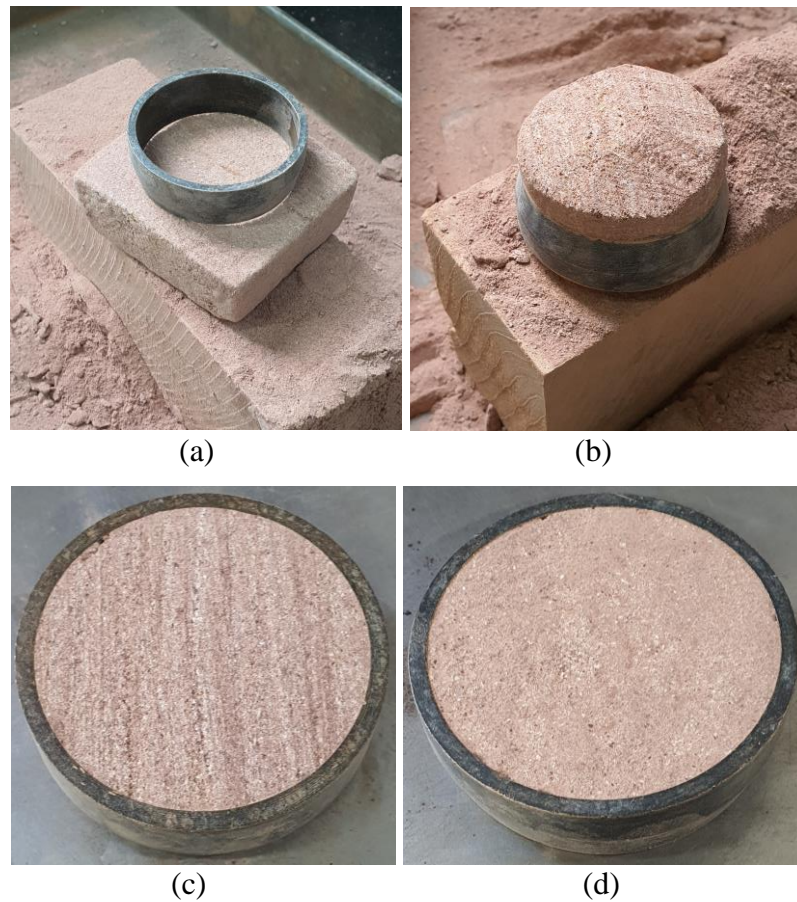


Figura 3.7 – Corpos de prova cisalhamento direto a) Anel sob fragmento indeformado b) Arrasamento base c) Camadas verticais d) Camadas horizontais

Por fim, foram esculpidos os corpos de prova cúbicos com 10 cm de lado para realização dos ensaios triaxiais cúbicos. O processo, como nos casos anteriores, se iniciava pela separação de uma porção do bloco com uso de serra (Figura 3.8a), em seguida este bloco menor era levado até a bandeja (Figura 3.8b), onde devido as dimensões da amostra e do bloco retirados, ele era medido e marcado para divisão com o menor quantidade de perda possível (Figura 3.8c), então com uso de uma serra menor ele era dividido em fragmentos aproximadamente cúbicos com 15 cm de lado (Figura 3.8d), os quais eram por sua vez eram esculpidos com uso de faca de serra em cubos.

Após uma série de tentativas e erros, foi desenvolvido para esta tese um molde específico recortado em papelão (Figura 3.8d) para confecção dos cubos, o molde repousa em formato de “U” sobre o fragmento maior e as laterais podem ser utilizadas como guia para a faca garantindo não só o tamanho final desejado e a homogeneidade na face como também paralelismo das duas faces opostas, o molde pode então ser rotacionado 90° e, ao se apoiar sobre as faces já prontas

e paralelas entre si, garante também a ortogonalidade das outras duas faces, finalizando a forma do cubo (Figura 3.8e). O projeto detalhado desse molde pode ser encontrado no Apêndice B. Após essa etapa, os corpos de prova eram medidos e identificados.

Os cubos foram esculpidos de forma a manter as camadas os mais horizontais o quanto fosse possível, com o cuidado extra de que todos possuíssem os eixos “x, y, z” coincidentes a sua posição original no talude. Uma das marcações utilizadas para tal pode ser vista na (Figura 3.8f), essas marcações também foram utilizadas para posicionar as amostras dentro do equipamento de ensaio.

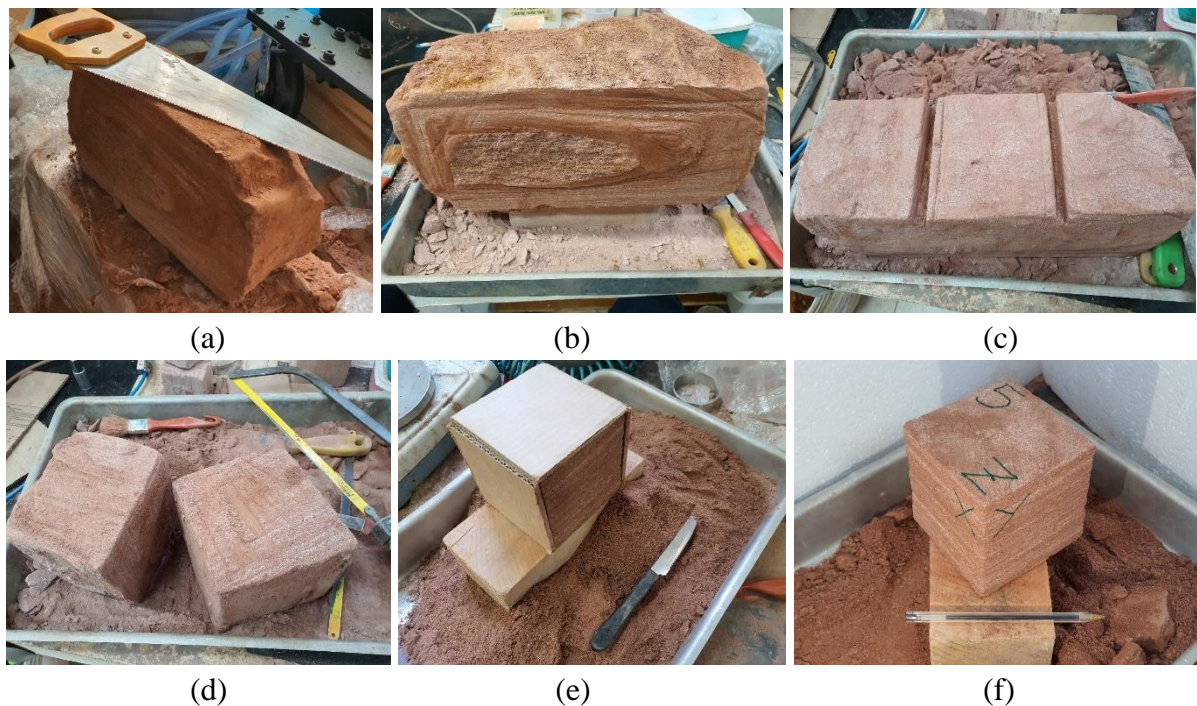


Figura 3.8 – Confeção CP cúbico indeformado a) Separação do bloco b) Bloco sob a bancada c) Início da divisão do bloco d) Fragmentos separados e) Uso do molde f) CP finalizado

### 3.3.2 Preparação dos corpos de prova remoldados

Para realização dos ensaios com corpos de prova remoldados, estes foram moldados por compactação estática com uso de macaco hidráulico e moldes com os tamanhos almejados. Conforme citado anteriormente e de acordo com os dados apresentados no capítulo 4, pela caracterização foi obtido o estado que o solo se encontrava em campo e todas as amostras remoldadas foram confeccionadas nesse estado (índice de vazios de 0,64 e umidade de 14,66%).

Para tanto, utilizou-se uma porção solta peneirada, armazenada em recipiente fechado e de umidade conhecida do solo (proveniente majoritariamente de sobras da confecção das amostras indeformadas, vide bandeja na Figura 3.8).

As amostras cúbicas, com 10 cm, foram moldadas em um molde cúbico de mesmo tamanho, com quatro paredes desmontáveis, com o auxílio de um compactador de base quadrada (Figura 3.9a). Elas foram compactadas em cinco camadas, a altura das camadas e seu paralelismo eram controlados por meio de marcações internas nas paredes do molde (Figura 3.9b).

O processo de moldagem iniciava-se com a pesagem do solo (conhecido o volume do molde e o estado que se desejava obter das amostras, foram calculadas as massas de material) e da água necessária para levá-lo a umidade alvo (Figura 3.9c).

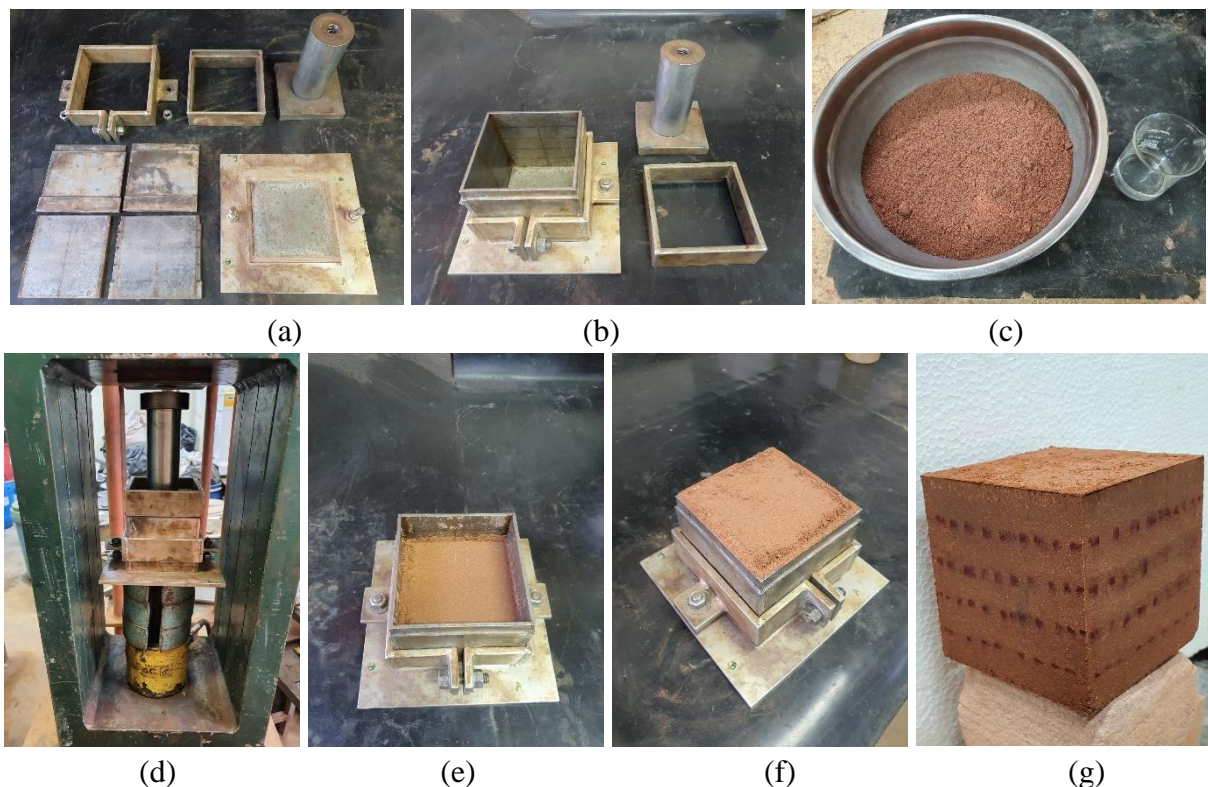


Figura 3.9 – Moldagem CP cúbico remoldado a) Molde desmontado b) Molde montado c) Mistura solo d) Compactação CP e) Aspecto terceira camada f) Aspecto última camada g) CP finalizado

O material era então misturado e cinco porções da mistura pesadas (correspondentes ao necessário para cada camada). Em seguida cada porção era colocada dentro do molde e compactada com uso de macaco hidráulico (Figura 3.9d), até altura alvo e na sequência, a



camada compactada era escarificada e a próxima porção da mistura era adicionada. Na sequência, repetia-se o processo com a compactação da nova camada até a última (as Figuras 3.9e e 3.9f mostram parte desse processo na terceira e na última camada).

Por fim, o corpo de prova era transportado, ainda dentro do molde, até o lado do equipamento triaxial cúbico, onde era desmoldado pela separação das paredes do molde (Figura 3.9g), para conferência das suas propriedades e cápsulas de umidade eram retiradas da mistura restante na bandeja e os cubos eram pesados.

O processo de moldagem das amostras cilíndricas segue a mesma sequência apresentada para as cúbicas, iniciando-se sempre com a pesagem e mistura do solo mais água.

As amostras de 5x10 cm (Figura 3.10a) foram compactadas em moldes cilíndricos tripartidos, também em cinco camadas (de forma aos resultados serem compatível aos cubos).

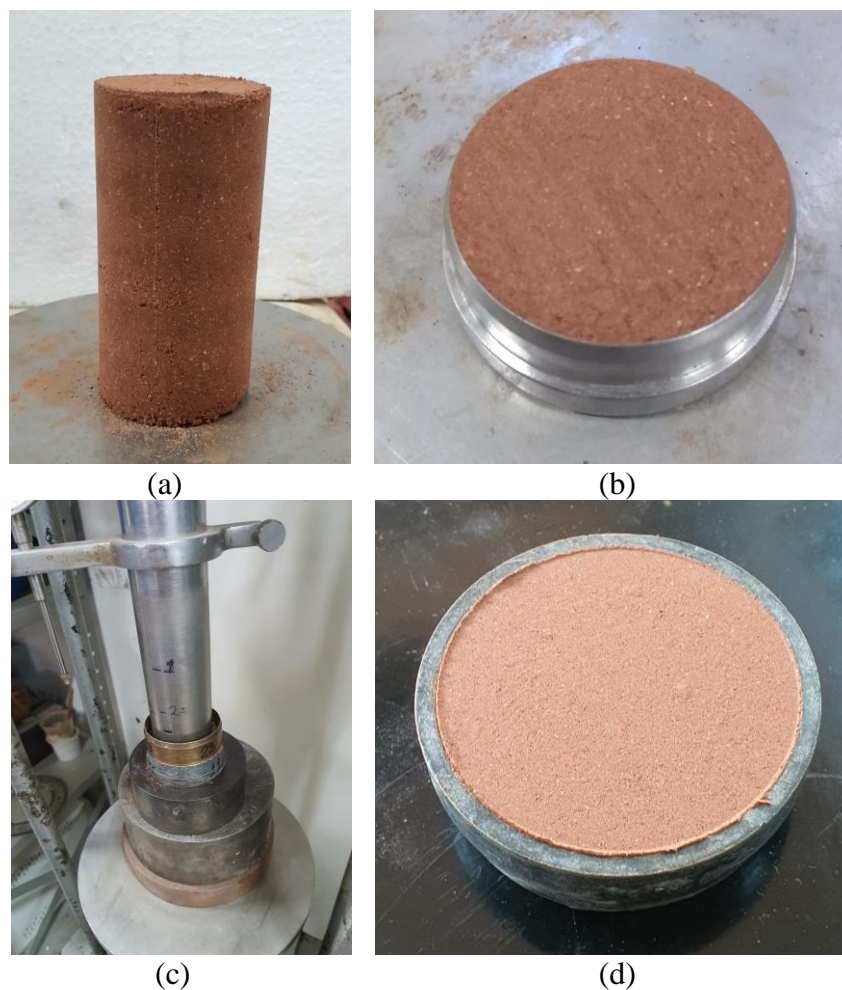


Figura 3.10 – CPs remoldados cilíndricos a) Amostra triaxial b) Amostra edométrica c) Amostra sendo compactada em anel d) Amostra cisalhamento direto

Já as amostras de 7x2,5 cm (Figura 3.10b) e as amostras de 6x2 cm (Figura 3.10d) foram compactadas diretamente dentro do anel edométrico ou do anel de cisalhamento direto, em uma única camada, conforme Figura 3.10c.

Imagens maiores dos corpos de prova finalizados, em todos os aspectos aqui descritos, são apresentadas no Apêndice A deste trabalho, para melhor visualização do material bem como comparação com as amostras ensaiadas apresentadas no capítulo seguinte.

### 3.3.3 Difração de Raios X

Ao contrário dos demais ensaios realizados nesse trabalho, os ensaios de microscopia eletrônica e difração de raios X foram terceirizados, realizados no laboratório de difratometria de raios X (LDRX) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, localizado em Porto Alegre - RS, no campus do Vale.

Para realização destes ensaios foram separados, com uso de uma agulha, frações de pó do material das duas camadas, já referidas, visíveis a olho nu do material, a rosa e a branca. As amostras foram transportadas até o LDRX, onde foram reduzidas com uso de almofariz de ágata (Figura 3.11a) até a granulometria de ensaio, posteriormente elas foram acondicionadas em frascos fornecidos pelo laboratório, conforma Figura 3.11b (amostra rosa a esquerda e branca a direita), os quais, por sua vez, foram entregues para ensaio.

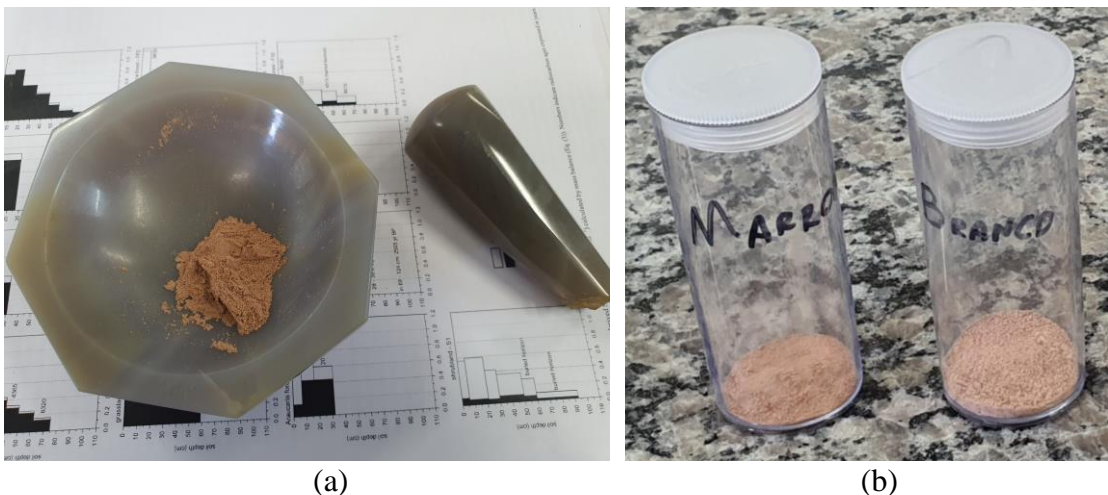


Figura 3.11 – DRX a) Amostra sendo reduzida b) Amostras isoladas

A execução do ensaio, conforme laudo provido, segue o método orientado: que inicia-se pela preparação da amostra, onde a amostra em pó do material desagregado é depositado em um porta amostra específico para pó, procurando-se preservar a desorientação das partículas onde todos os minerais ou estruturas cristalinas que serão analisado e, em seguida, os minerais e/ou fases cristalinas são identificados através da medida das distâncias interplanares e das intensidades relativas dos picos nos difratogramas.

A fase de preparação foi realizada com a separação das frações predominando  $< 4 \mu\text{m}$ , através da desagregação por agitação durante 14 horas em agitador orbital, seguida pela desagregação por ultrassom de ponteira durante 5 min com amostra em solução e estabilização da temperatura para controle da viscosidade do fluido.

O cálculo do tempo de decantação respectivo de cada fração foi realizado de acordo com a Lei de Stokes. O processo de decantação normal foi utilizado para separar da amostra a fração  $< 4 \mu\text{m}$ . O tempo estipulado para essa fração foi de 1h 12min 51s. Por fim se prepararam lâminas delgadas orientadas por pipetagem.

Neste processo, privilegiam-se as faces (001) para a identificação de argilominerais, chamando-se a amostra de orientada natural.

A análise por difração de raios X (DRX) foi realizada em um difratômetro de raios X marca Siemens (BRUKER AXS), equipados com tubo de ânodo fixo de Cu ( $\lambda = 1.5406 \text{ \AA}$ ), operando a 40 kV e 30 mA no feixe primário e monocromador curvado de grafite no feixe secundário.

As amostras foram analisadas no intervalo angular de  $2$  a  $72^\circ 2\theta$  em passo de  $0.02^\circ/1\text{s}$  utilizando-se fendas de divergência e anti-espalhamento de  $1^\circ$  e  $0.2 \text{ mm}$  no detector.

Os resultados do laudo são apresentados e discutidos na seção correspondente, no capítulo 4.

### 3.3.4 Curva característica de sucção

Os ensaios para medida de sucção mátrica foram realizados na UNIOESTE, em amostras nas três condições aqui estudadas, duas amostras remoldadas foram compactadas diretamente, em uma camada, em um cano de pvc com aproximadamente  $5 \times 2,5 \text{ cm}$  (Figura 3.12a). O estado da amostra pode ser visto na figura 3.12b, e outras quatro amostras indeformadas (duas com as

camadas na horizontal e duas com as camadas na vertical) foram esculpidas diretamente em um cano de pvc com aproximadamente 5x2,5cm (Figura 3.12c).

Conforme discutido no capítulo 2, a sucção neste trabalho foi medida pelo método do papel filtro. A técnica consiste em colocar um pedaço de papel filtro em contato com a amostra de solo, até que seja estabelecido o equilíbrio de sucção mátrica entre a amostra e o papel. A sucção de equilíbrio é estimada através da curva de calibração do papel filtro. O papel filtro utilizado nesta pesquisa foi o Whatman n° 42, e as equações de calibração adotadas foram as propostas por Chandler et al. (1986). De acordo com Marinho (1997), o papel Whatman n° 42 tem capacidade de absorção de umidade da ordem de 6% a 175% (sucções entre 3 kPa e 29.000 kPa).

O método do papel filtro é relativamente simples, entretanto certas precauções devem ser adotadas durante a execução da técnica para evitar erros no valor de sucção medido. O procedimento é descrito a seguir:

Inicialmente quatro pedaços de papel filtro, com área superior a 2 cm<sup>2</sup>, foram colocados na parte superior de um pedaço maior de papel filtro em contato direto com a amostra, conforme figura 3.12d. O papel filtro foi utilizado diretamente da caixa (condição seco ao ar) e seu manuseio durante todo o ensaio foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica. A amostra, foi envolta em três camadas de papel filme e então identificada. Todos estes cuidados visavam garantir que o fluxo ocorresse somente entre o solo e o papel, sem interferência do ambiente externo.

Após embrulhada, a amostra foi colocada em uma câmara térmica até que o equilíbrio de sucção fosse alcançado (Figura 3.12e). Essa caixa é armazenada no laboratório que é climatizado, com temperatura controlada de 23°C e variação de +-2°C. Os tempos de equilíbrio adotados neste trabalho foram de 14 dias.

Após o equilíbrio de sucção ser alcançado, cada papel filtro é rapidamente removido da amostra e colocado dentro de um recipiente de vidro com tampa. O peso do papel filtro úmido é determinado usando uma balança com resolução de 0,0001 g (Figura 3.12f). Depois de obtido o peso úmido, cada papel filtro foi colocado em uma cápsula e seco em uma estufa de 60°C durante 48 horas. Essa temperatura é escolhida para evitar a queima do papel filtro. Após

secagem, o papel filtro é rapidamente recolocado na balança, para determinação de seu peso seco. A partir destes dados se calculou-se o teor de umidade do papel filtro.

Com o teor de umidade dos papeis filtro e sua curva de calibração, o valor da sucção dos quatro papeis filtro (considerada equivalente à da amostra) pode ser obtido para cada uma das amostras ensaiadas para este ponto de umidade.

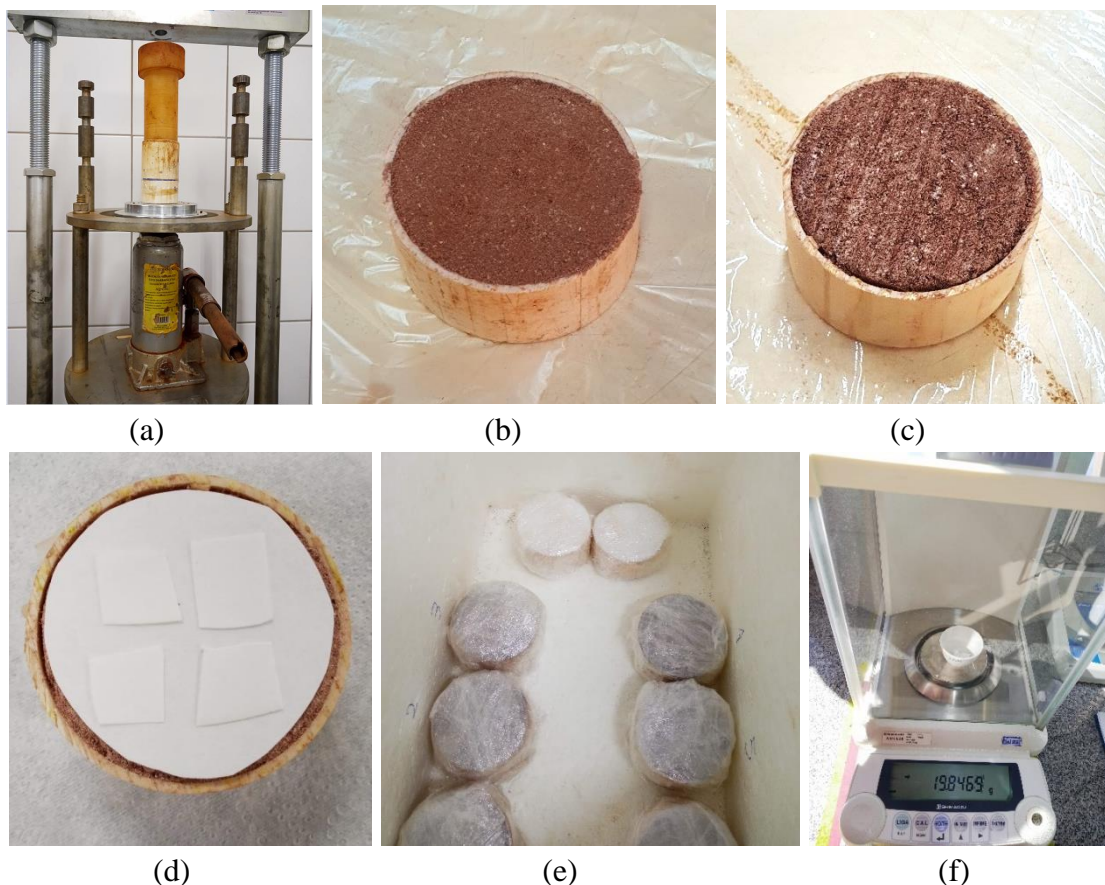


Figura 3.12 – Ensaio curva matricial a) Compactação CP b) CP remoldado c) CP indeformado d) Posicionamento papel filtro e) Amostras em equilíbrio f) Pesagem papel filtro

Para obtenção da curva matricial, esse processo é repetido em pontos de umidade distintos e os valores de sucção em cada ponto são plotados em função da umidade volumétrica, esses pontos são atingidos tanto por umedecimento como por secagem (para verificar seus efeitos no material).

Para secagem, a amostra fica exposta ao ar e sua umidade é controlada pelo seu peso até atingir um valor alvo pré-estabelecido, nesse momento repetem-se os procedimentos descritos acima (com a colocação de um conjunto de papeis filtros e um novo tempo de equilíbrio de 14 dias).

Para o umedecimento, se calcula a quantidade de água necessária para se levar a amostra a umidade desejada, a qual é adicionada com uso de conta gotas na superfície do corpo de prova, e novamente repetem-se os procedimentos citados.

Para este trabalho foram primeiramente definidos pontos limites mínimos (umidade que a amostra chega seca ao ar) e máximo de umidade (umidade a partir da qual a amostra começa a se desmanchar com a presença da água), essa amplitude foi então dividida em seis espaços, resultando em seis pontos de secagem ( $w=14,5\%$ ,  $12\%$ ,  $9,5\%$ ,  $7\%$ ,  $4,5\%$ ,  $2\%$ ) e seis pontos de umedecimento ( $w=17\%$ ,  $14,5\%$ ,  $12\%$ ,  $9,5\%$ ,  $7\%$ ,  $4,5\%$ ).

### 3.3.5 Compressão Edométrica

Os ensaios de compressão edométrica foram realizados em corpos de prova em três condições: indeformados com as camadas na horizontal (em relação ao anel), indeformados com as camadas na vertical e remoldados. Para cada condição, dois ensaios foram realizados com a amostra em imersão em água e outro com a amostra seca, totalizando seis ensaios.

O procedimento do ensaio se inicia com as amostras já inseridas nos anéis de ensaio (conforme seções anteriores, as indeformadas já foram esculpidas diretamente no anel e as remoldadas já foram compactadas diretamente no anel).

Os anéis eram então posicionados dentro de uma câmara de ensaios (Figura 3.13a), e cobertos por sistema de aplicação de carga e um medidor eletrônico de deslocamento, ressalta-se que o equipamento possuiu duas prensas, das quais uma das câmaras era preenchida com água e a outra era mantida seca.

O ensaio transcorre com a colocação de incrementos de pesos sobre o braço de uma alavanca, que aplica uma tensão vertical sobre o corpo de prova e com a medição dos deslocamentos causados por essa tensão, a referida medição era feita de forma automatizada por computador (Figura 3.13b).

O tempo entre os incrementos adotado neste trabalho foi de 24h, e o ensaio foi realizado com carga e descarga. Os valores de tensão utilizados foram sequencialmente de: 5, 10, 20, 40, 160, 300, 450, 600, 1000, 1500, 2000, 1500, 1000, 600 e 40 kPa, totalizando assim 15 dias de ensaio.

Para garantia dessas tensões, pesos de vários tamanhos foram inicialmente separados, conforme os estágios necessários, os quais podem ser vistos na parte inferior da Figura 3.13b.



Figura 3.13 – Ensaio edométrico a) Detalhe montagem da amostra b) Ensaio em andamento

Depois de finalizado o ensaio, cápsulas de umidade foram retiradas das amostras para controle do grau de saturação.

### 3.3.6 Ensaio do módulo de cisalhamento

O ensaio foi realizado com o equipamento Pundit (Figura 3.14) pelo método da primeira onda de chegada, em corpos de prova cúbicos, na condição indeformada e remoldada.



Figura 3.14 – Pundit Equipamento

Primeiramente, calibrou-se uma onda chamada “p” (em uma amostra de acrílico específica) e mediu-se a velocidade desta onda “p” no corpo de prova, para esta medição dois sensores são posicionados e centralizados em faces paralelas dos cubos. A onda “p” serve como uma medida de segurança para a medida da onda “s”.

Em seguida, é feita a calibração, a medida da onda “s”, com os sensores posicionados de mesma forma, centralizados em faces paralelas.

Com o valor da onda “s”, se calcula o módulo de cisalhamento conforme equação do capítulo 2. As medições foram feitas em todos os sentidos dos cubos (conforme Figuras 3.15b e 3.15c).

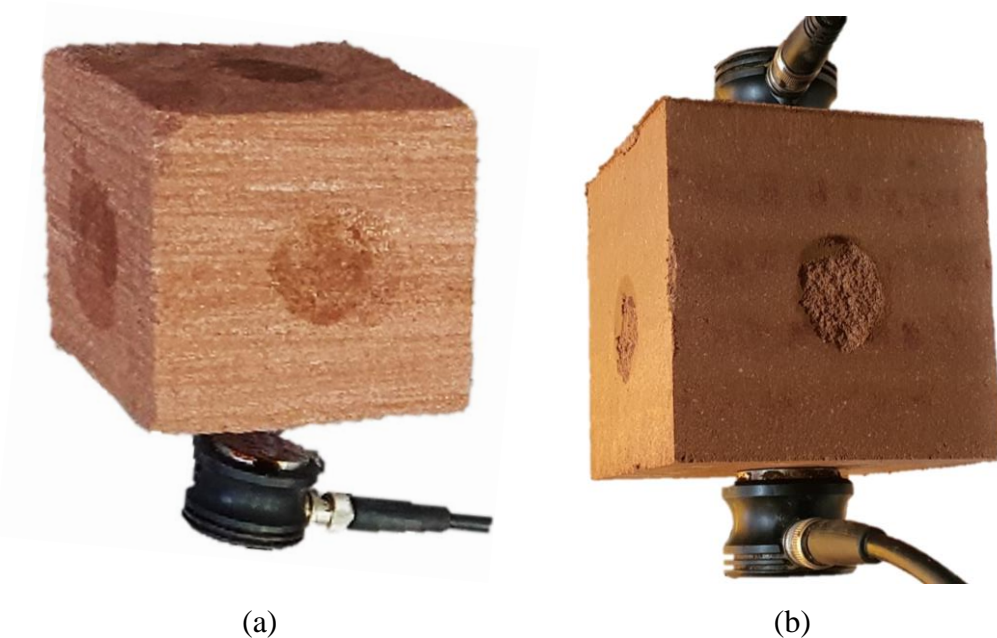


Figura 3.15 – Pundit a) Amostra indeformada b) Amostra remoldada

### 3.3.7 Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no Laboratório de Geotecnia, localizado no 3º andar do prédio de engenharia da UFRGS, no equipamento apresentado na Figura 3.16a.

O equipamento é composto por um motor elétrico, com acionamento manual e capacidade de controle de deslocamento, uma célula de ensaio, um sistema de aplicação de carga normal com uso de pesos, dois leitores de deslocamento (um vertical e um horizontal), uma célula de carga na horizontal e um sistema de aquisição de dados por computador.

A célula de cisalhamento (detalhada na Figura 3.16b) é composta por uma caixa para acúmulo de água, um suporte em duas partes que divide o corpo de prova ao meio, um *top cap* rotulado para aplicação da carga vertical, duas pedras porosas, duas chapas metálicas lisas cilíndricas topo e base e, de forma a garantir a homogeneidade da aplicação da tensão normal e



uniformização do esforço cisalhante duas chapas ranhuradas, que ficam em contato com o topo e a base do corpo de prova durante o ensaio.

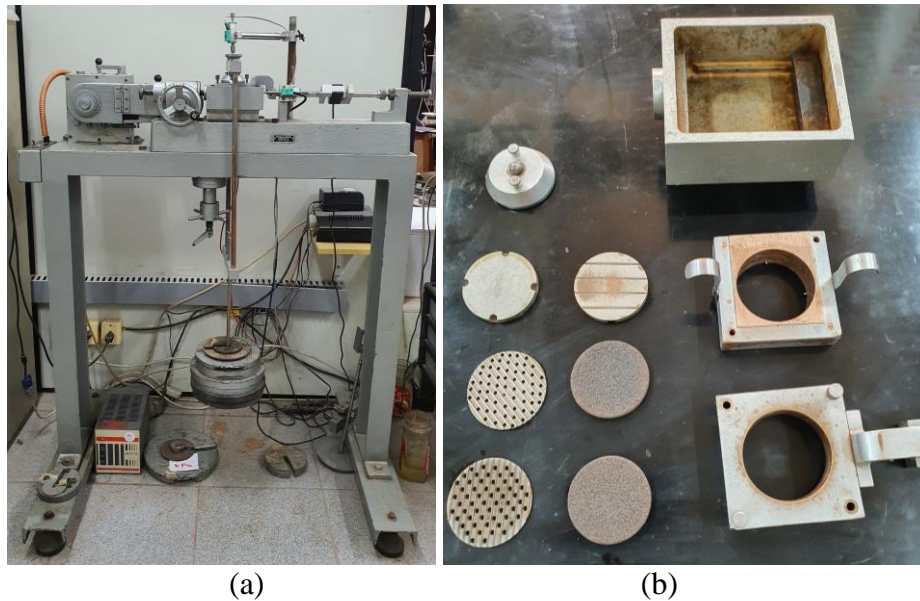


Figura 3.16 – Cisalhamento direto a) Equipamento b) Célula de ensaio

A execução do ensaio se inicia pela colocação do corpo de prova dentro da célula de cisalhamento, para tanto usem-se provisoriamente o topo e a base do suporte da célula de cisalhamento com uso de parafusos, coloca-se, na seguinte sequência: o conjunto de base, pedra porosa e chapa ranhurada (sempre tomando cuidado para que as ranhuras estejam ortogonais ao eixo de aplicação de carga).

Então posiciona-se o corpo de prova ainda dentro do anel de moldagem (conforme capítulo anterior) no topo da célula (Figura 3.17a) e, com o uso da chapa lisa do topo, pressiona-se o material para baixo, de forma que ele escorregue de dentro do anel até o fundo do suporte (Figura 3.17b).

Esse procedimento é bastante delicado para os corpos de prova remoldados e de forma geral, é especialmente relevante para essa tesse, uma vez que os sentidos das camadas (vertical ou paralelo) foram garantidos de forma visual durante essa etapa.

Na sequência, coloca-se outro conjunto de chapa ranhurada, pedra porosa e chapa lisa de topo seguido pelo *top cap* rotulado (Figura 3.17c).

A célula é então levada para dentro do equipamento (Figura 3.17d), onde a base do conjunto é presa por encaixe a caixa e ao motor. O o topo é fixado por um pino a um elemento fixo do equipamento, permitindo deslizamento da base e não permitindo movimentação do topo.

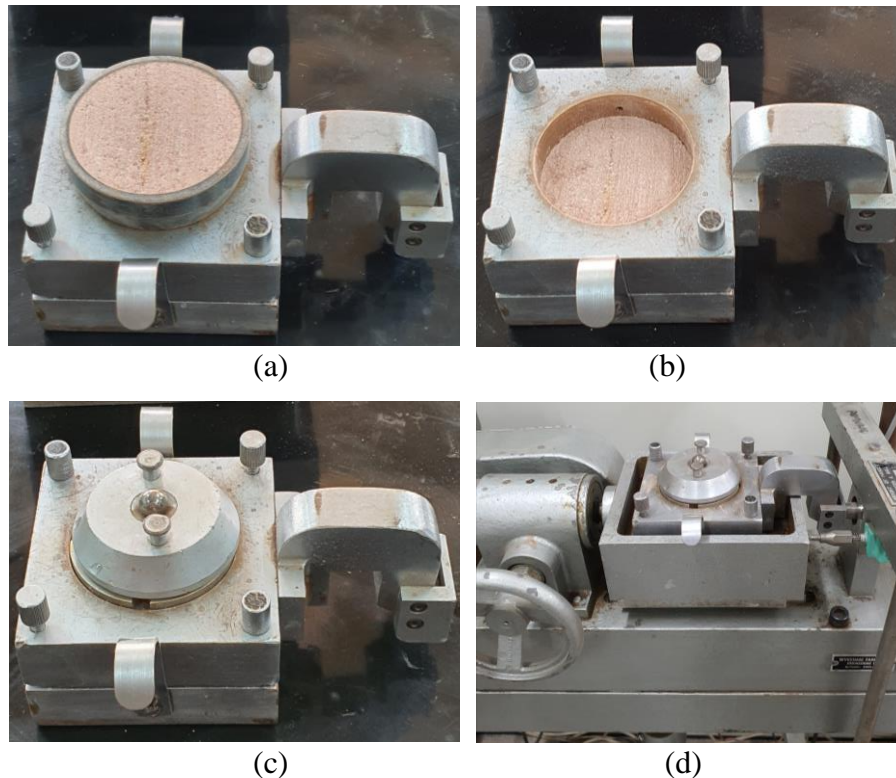


Figura 3.17 – Montagem célula cisalhamento a) Posicionamento do CP b) Inserção do CP c) Conjunto ordenado d) Célula montada no equipamento

O ensaio segue com o posicionamento do eixo de aplicação de carga vertical sobre a rotula e com o início da leitura dos deslocamentos verticais. Segue-se então para saturação do corpo de prova com enchimento da célula de cisalhamento, de forma manual, com água destilada. A amostra fica completamente submersa e segue neste estado até o fim do ensaio, mas ressalta-se que não a como garantir sua saturação completa.

A próxima etapa é o adensamento da amostra com aplicação da carga vertical de ensaio, neste trabalho para cada condição foram feitos três ensaios, em três tensões verticais, para obtenção de uma envoltória, as tensões utilizadas foram de 50, 100 e 150 kPa. O peso necessário para aplicação dessas tensões foi previamente calculado com a área dos corpos de prova e é aplicado de uma única vez sobre o eixo. Após, aguarda-se a estabilização da variação do deslocamento vertical, o tempo da saturação e adensamento foram fixados em 12h.

Por fim, é realizado o cisalhamento da amostra adensada, liga-se o motor, o qual empurra a parte de baixo do suporte impondo um plano de corte paralelo e no meio do corpo de prova, os ensaios foram realizados conforme possibilidades do equipamento a uma velocidade de 0,06 mm por minuto, até um deslocamento horizontal de 6 mm (correspondente a aproximadamente 10% de deformação horizontal).

Uma particularidade notória do ensaio para este trabalho foi, conforme já apontado, as condições dos corpos de prova indeformados, as Figura 3.18a, 3.18b e 3.18c, mostram na sua parte superior a posição das camadas do solo em relação ao eixo de aplicação de carga, aqui nomeadas: “horizontal” quando as camadas ficaram deitadas, “vertical” quando as camadas ficaram em pé e ortogonais ao eixo de aplicação de carga e “paralelo” quando as camadas em pé ficaram paralelas ao eixo de carga, uma simplificação das situações é ilustrada na parte inferior das figuras e será utilizada posteriormente como lembrete para análise dos ensaios.

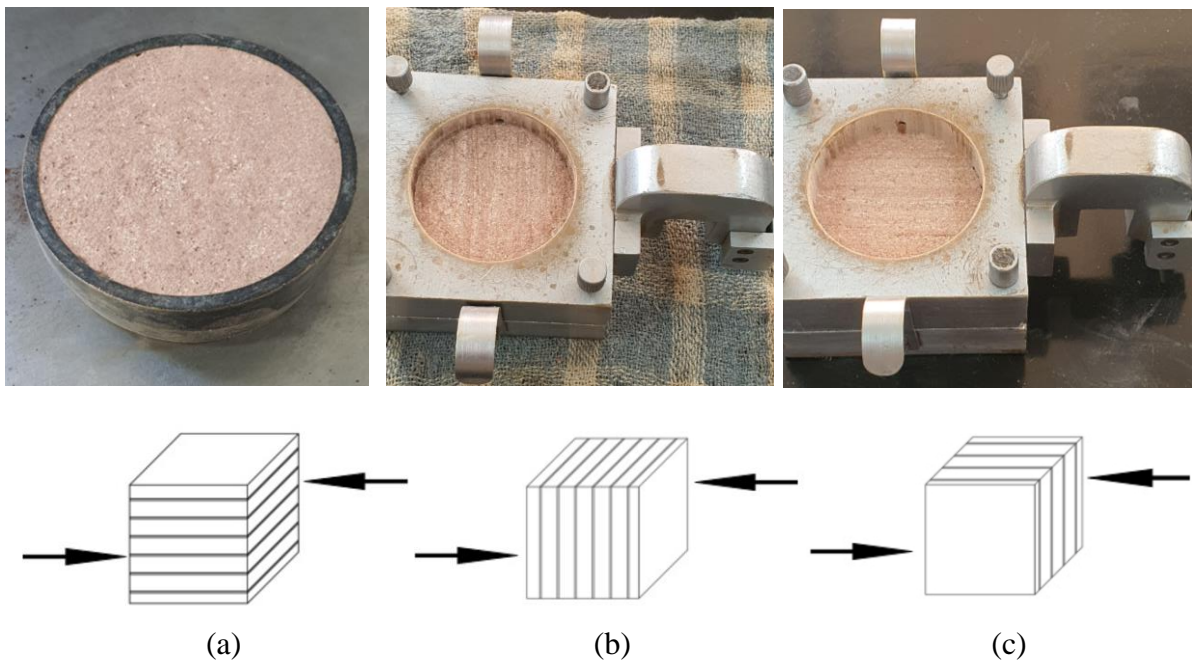


Figura 3.18 – Condições cisalhamento direto: a) Horizontal CP b) Vertical c) Paralelo

Durante todo tempo de cisalhamento são capturados pelo computador dados dos dois medidores de deslocamento e da célula de carga, a uma taxa de aquisição de um ponto por minuto até o pico de carga horizontal e um ponto a cada três minutos pós pico. Após o término dos ensaios os dados foram coletados, conforme configuração do sistema de aquisição, com um disquete.

### 3.3.8 Triaxiais convencionais (compressão isotrópica e $p'$ constante)

Nesta pesquisa dois tipos distintos de ensaio foram realizados em equipamento triaxial convencional de altas pressões, um ensaio de compressão isotrópica e três ensaios de cisalhamento a tensão média ( $p'$ ) constante. Posteriormente, de forma a confirmar um efeito observado no primeiro ensaio de compressão isotrópica um segundo ensaio deste tipo foi realizado em um equipamento triaxial convencional do tipo Bishop-Wesley.

A montagem do equipamento e o procedimento inicial de ambos os tipos de ensaio é a mesma, as pressões e velocidades utilizadas são, sempre que possíveis, iguais às utilizadas nos triaxiais cúbicos.

Inicialmente, posiciona-se o corpo de prova dentro da câmara triaxial (um cuidado especial foi necessário com remoldado), onde ele é isolado por uma membrana de borracha e três sensores para medida de deslocamento são colados nessa membrana, dois verticais e um horizontal. Um corpo de prova sendo montado pode ser visto na figura 3.19a e um ensaio em andamento na figura 3.19b.

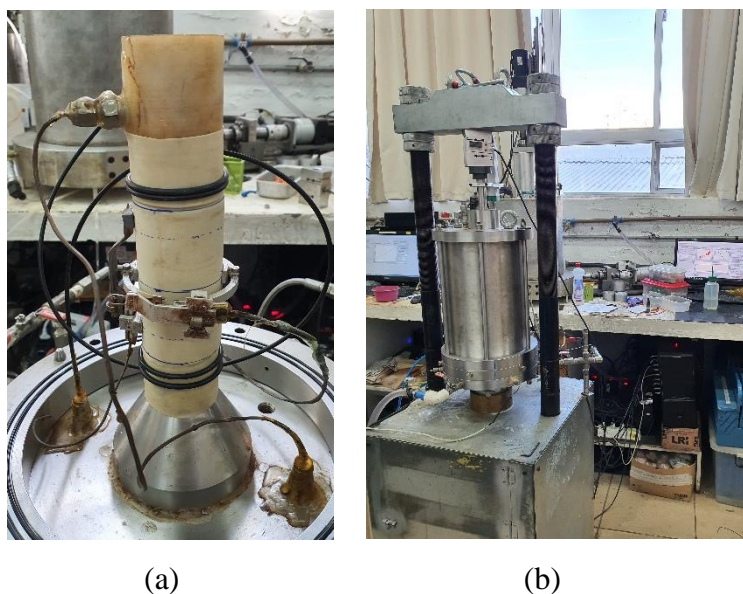


Figura 3.19 –Triaxiais em equip. convencional a) Montagem CP b) Ensaio em andamento

Na sequência, a câmara é montada e preenchida com água, então aplica-se uma pequena pressão confinante inicial e é feita a percolação (passagem) de  $\text{CO}_2$  por 20 minutos para facilitar a percolação de água e garantir a saturação, em seguida foi percolado água na amostra, com

tensão efetiva de 30 kPa, até a passagem de 2 vezes o volume de vazios. Após a percolação, parte-se para saturação do corpo de prova, onde é mantida a tensão efetiva de 30 kPa e o valor da contrapressão é levado com uma taxa de variação constante de 2 kPa por minuto até 300 kPa.

Finalizada a saturação, os procedimentos dos tipos de ensaio se diferenciam.

Foi realizado um ensaio de compressão isotrópica em um corpo de prova indeformado, onde a amostra saturada foi carregada isotropicamente (com incrementos apenas na pressão confinante da câmara) a uma taxa de 5 kPa por minuto até uma tensão confinante efetiva de 3.500 kPa e depois descarregada em mesma taxa. Durante todo o procedimento, leituras internas de deslocamento foram feitas de forma automatizada pelo equipamento a uma taxa de um ponto por segundo.

Após a realização deste ensaio, com intuito de obter repetibilidade dos resultados, um segundo ensaio de compressão isotrópica foi realizado, em uma segunda amostra indeformada (Figura 3.20a), utilizando os mesmos procedimentos e taxas descritos, porém, em um equipamento do tipo Bishop-Wesley (Figura 3.20b), neste ensaio o corpo de prova foi carregado isotropicamente até uma tensão confinante efetiva de 400 kPa.

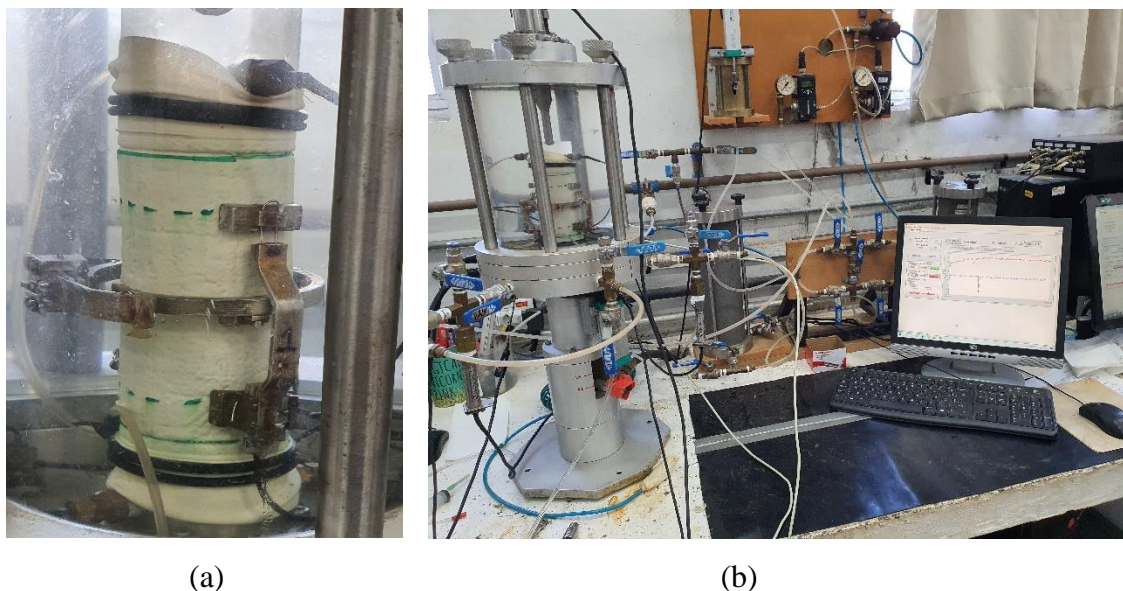


Figura 3.20 –Triaxial Bishop-Wesley a) CP montado b) Ensaio em andamento

Além destes ensaios, foram realizados três ensaios de cisalhamento a  $p'$  constante, um com uma amostra em cada uma das três condições estudadas: indeformada com as camadas na horizontal (em relação a dimensão menor), indeformada com as camadas na vertical e remoldada, onde o corpo de prova saturado, foi primeiramente consolidado, levado em incrementos de 1 kPa por minuto, a uma tensão efetiva de 100 kPa, através das medidas de deslocamento, esperou-se a estabilização (acomodação) das deformações.

Estando os corpos de prova estabilizados, era iniciado o cisalhamento, a uma taxa de acréscimo de tensão desviadora ( $q$ ) de 0,5 kPa por minuto, mantendo o  $p'$  constante, onde todo acréscimo de tensão vertical no pistão é compensado por um decréscimo na tensão confinante da câmara, tal compensação é feita de forma automatizada pelo equipamento e aquisição de dados é feita a uma taxa de um ponto por segundo.

### 3.3.9 Triaxiais cúbicos

Os ensaios triaxiais cúbicos foram realizados em um equipamento de parede flexível, (desenvolvido por ANDREGHETTO et al., 2022b) apresentado na figura 3.19a. Na imagem ao fundo pode ser visto o sistema de controle de pressão das faces feito por engrenagens fixadas em motores de passo e ligadas a quatro manômetros, uma para controle individual de pressão de cada uma das três faces e um para o controle da contrapressão.

A célula cúbica pode ser vista ao centro, ela é composta de três faces fixas e três faces abertas (uma em cada eixo), as faces abertas por sua vez são fechadas durante o ensaio por uma “cartola”, contendo cada uma três medidores de deslocamento linear e um transdutor de pressão.

O sistema de aplicação de pressão de cada face é feito diretamente por ar comprimido e em cada “cartola” é colocada uma membrana de silicone denominada *cushion*, que serve de interface com o corpo de prova, já a contrapressão é aplicada pela água diretamente na amostra, através de orifícios presentes em vértices opostos da célula cúbica, o sistema de interface ar-água pode ser visto à direita na imagem.

À esquerda da figura 3.221a é possível visualizar ainda o computador e o sistema de alimentação e aquisição de dados do equipamento.

Na figura 3.21b é apresentado uma tela do *software* durante a execução de um ensaio, onde é possível controlar de forma direta os valores de cada uma das quatro pressões do equipamento ou definir taxas de incremento e descanso com o tempo (os incrementos de tensão são feitos em “degraus”).

No *software* é também possível acompanhar, em tempo real, os valores dos deslocamentos de cada um dos nove medidores lineares e se ter uma pré-visualização das curvas de tensão desvio e da trajetória do ensaio.

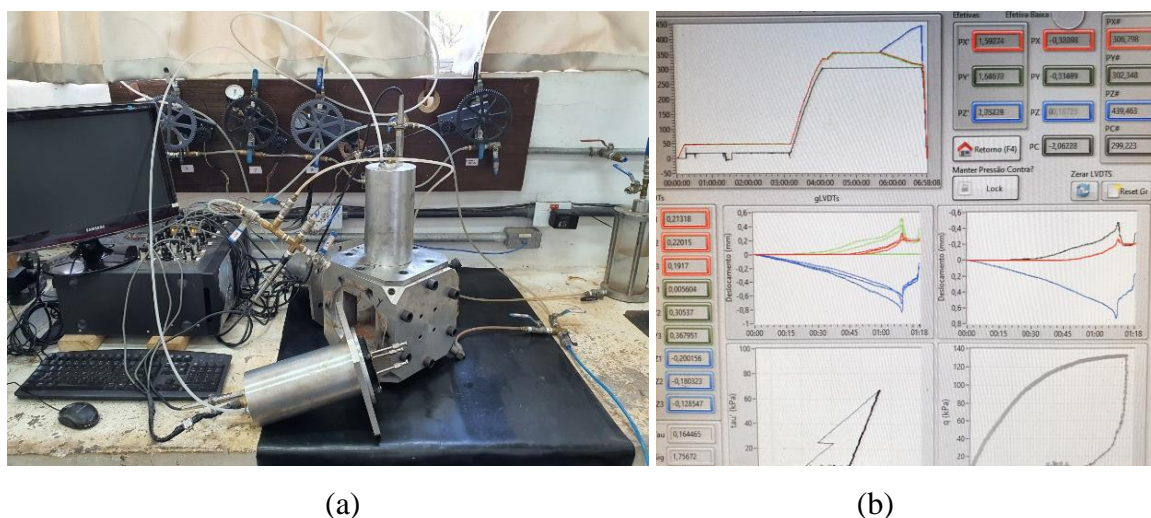


Figura 3.21 – Ensaio triaxial cúbico a) Equipamento b) *Software*

As *cushions* para execução dos ensaios foram moldadas como parte da execução deste trabalho, para tanto, dois reagentes específicos (silicone RX-32, da marca Redecenter), são misturados nas proporções indicadas pelo fabricante em volume previamente definido.

Os materiais e as duas partes do molde podem ser vistos na figura 3.22a, então sob a mistura é aplicado vácuo com uso da bomba de vácuo buscando-se retirar possíveis bolhas de ar, na sequência, a mistura é depositada sobre um molde próprio (Figura 3.22b), que deve ser previamente untado, com uso de um desmoldante em *spray* indicado pelo fabricante.

Então o molde é fechado e a *cushion* necessita ficar em cura de 24h a 48h (dependendo da temperatura ambiente) para ser desmoldada, posteriormente para ser utilizada em ensaio ela precisa de, no mínimo sete dias de cura.

Após a cura, são colados na parte interna da *cushion* imãs, com uso de um gabarito, em posições pré-definidas (Figura 3.22c), de forma a garantir a conexão dos medidores de deslocamento com a face do cubo.

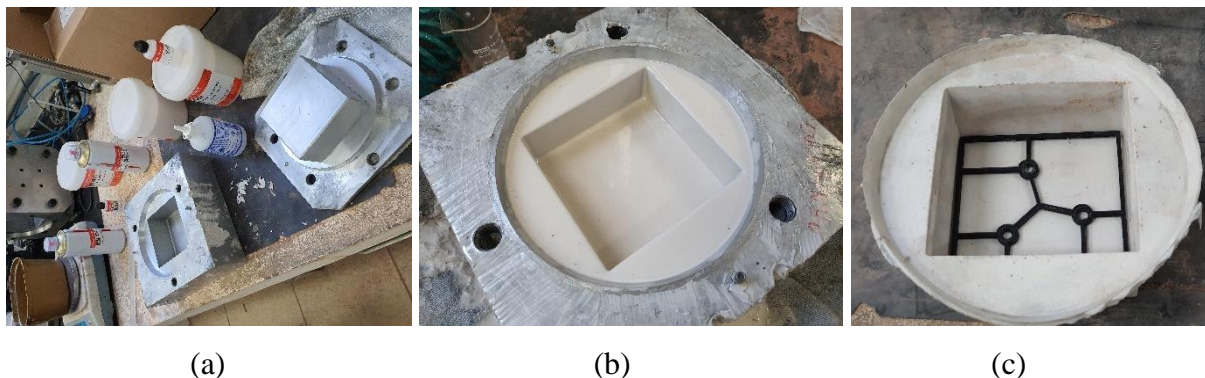


Figura 3.22 – Moldagem *cushions* a) Molde e reagentes b) Preenchimento do molde c) Fixação dos imãs

No início do desenvolvimento deste trabalho, o equipamento (que ainda estava em fase de desenvolvimento), apresentava um problema de colmatção do orifício de aplicação de contrapressão e drenagem, após diversas tentativas, foi desenvolvido nessa pesquisa um sistema simples de utilização de papel filtro (com uma dobra cúbica, conforme figura 3.23d) que solucionou o problema e foi adotado como procedimento padrão para ensaios no equipamento.

A execução do ensaio se inicia com a preparação do corpo de prova, foram ensaiadas amostras indeformadas e remoldadas, as amostras indeformadas foram colocadas pela face “y” (sob um papel filtro já dobrado no vértice oposto), de forma manual e deslizadas até a posição de montagem do equipamento (Figura 3.23a e 3.23b), tomando cuidado para que os eixos “x, y, z” do equipamento correspondessem aos eixos da amostra em campo, conforme descrito anteriormente (“z” no sentido da altura do talude, “x” na largura e “y” na profundidade).

Já o posicionamento das amostras remoldadas se mostrou extremamente delicado, os corpos de prova eram desmoldados sob uma superfície elevada e com cuidado era inserida uma espátula plana por baixo do CP, eles eram movidos pela base com a espátula até a face “y” e o papel filtro era posicionado, então eles eram escorregados com auxílio de uma segunda espátula até a posição final, garantido a integridade de suas arestas (Figura 3.23c).

Com o corpo de prova posicionado, parte-se para montagem das *cushions* - previamente à colocação das amostras. As laterais da célula cúbica são revestidas com adesivo plástico, que



nessa fase, são todas adicionalmente recobertas por uma camada de talco em pó, com uso de um pincel.

Ambos os procedimentos têm por objetivo diminuir o atrito das *cushions* com as laterais da célula, de forma a garantir que elas possam se deslocar conforme o necessário durante o ensaio – três *cushions* são colocadas de forma manual, uma em cada face (Figura 3.23e), elas possuem um sentido adequado que deve ser respeitado, de forma que os ímãs nas suas faces internas estejam em mesma posição que os medidores lineares.

Para finalizar a montagem do ensaio, as “cartolas” são posicionadas sobre as *cushions* (a conexão dos medidores lineares com os ímãs é conferida) e fixadas por meios de parafusos com rosca, num total de seis parafusos por face (Figura 3.23f)

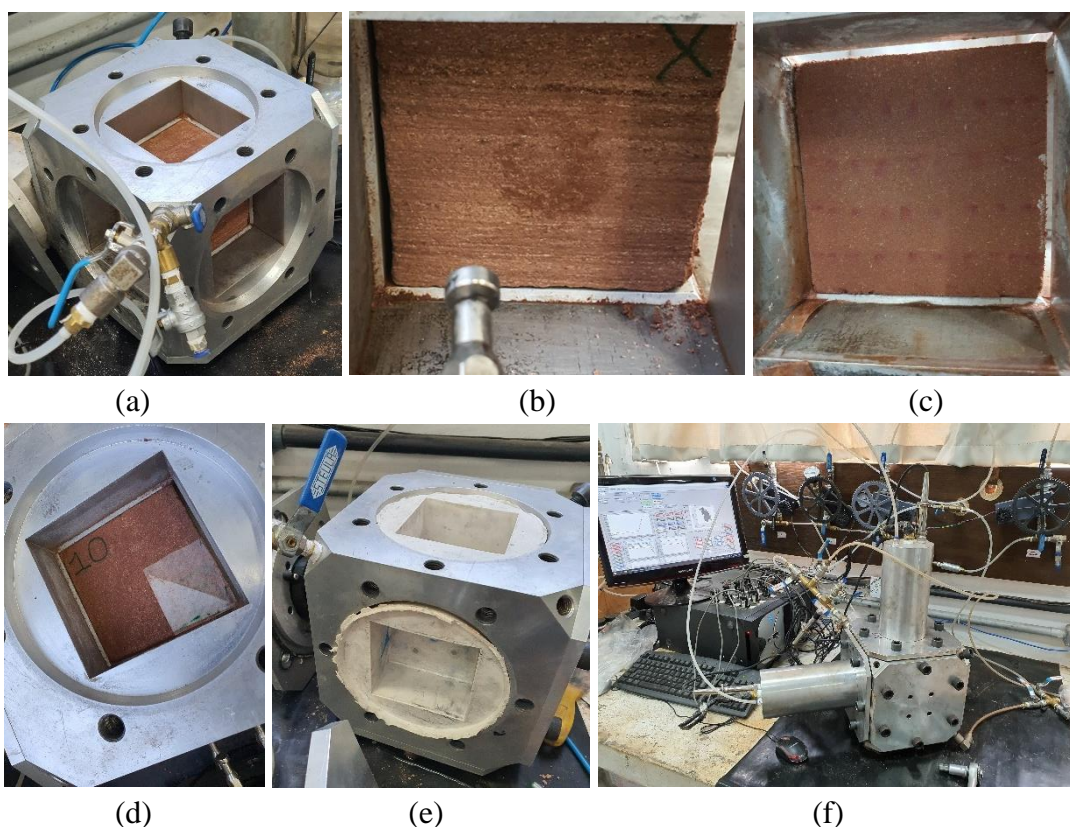


Figura 3.23 – Triaxial cúbico a) CP dentro da célula cúbica b) Estado CP indeformado c) Estado CP remoldado d) Detalhe filtro e) Colocação *cushions* f) Ensaio em andamento

A execução do ensaio é semelhante à descrita anteriormente no triaxial a  $p'$  constante, primeiramente as amostras são levadas a um estado de tensões (acréscimo em todas as faces) e é percolado através de um vértice superior e drenado por um vértice inferior oposto  $\text{CO}_2$ , com

uma tensão efetiva de 30 kPa, por 20 minutos, na sequência, é percolado água destilada também a tensão efetiva de 30 kPa até que haja a passagem de duas vezes o volume de vazios do corpo de prova de água.

Após a percolação, inicia-se a saturação da amostra, onde é mantida a tensão efetiva de 30 kPa e a contrapressão é levada a 300 kPa, a uma taxa de acréscimo de tensão de 2 kPa por minuto.

Com a amostra saturada, é realizada a etapa da consolidação, onde ela é levada ao estado de tensões de ensaio - neste trabalho para cada condição de amostra foram feitos sete ensaios a  $p'$  de 100 kPa, três a 50 kPa e três a 150 kPa, totalizando 13 ensaios por condição, 26 ensaios no total - para tanto, mantida a contrapressão, as tensões nas três faces são aumentadas em 1 kPa por minuto, atingido o estado alvo, aguarda-se a estabilização dos deslocamentos (acompanhamento pelo *software*).

Com a amostra consolidada, procede-se para o cisalhamento, mantendo-se a tensão média das faces ( $p'$ ) constante, onde as tensões em um(dois) eixo(s) são acrescidas ao mesmo tempo que as tensões no(s) outro(s) eixo(s) são decrescidas (mantendo  $p'$ ), a uma taxa média equivalente de acréscimo de  $q$  de 0,5 kPa por minuto (compensada pelo *software* nos caminhos de carga ou descarga por duas faces).

A ruptura se dá por caminhos específicos, definidos pelo caminho de tensão alvo e o controle é feito de forma automatizada pelo equipamento. Nesta pesquisa os caminhos escolhidos para os ensaios a  $p'$  de 100 kPa foram de  $\alpha=0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ, 120^\circ, 150^\circ$  e  $180^\circ$  e para os ensaios a  $p'$  de 50 e 150 kPa foram de  $\alpha=0^\circ, 30^\circ$  e  $60^\circ$ .

Durante o ensaio, são gravados pelo software ao longo do tempo os valores das tensões em cada face e dos deslocamentos dos tradutores lineares, a uma taxa de um ponto a cada dois segundo. Após a ruptura, os corpos de prova foram retirados de dentro da célula, fotografados e cápsulas de umidade foram retidas para conferência da saturação.

### 3.3.10 Calibração das *Cushions* do Triaxial Cúbico

Como os leitores de deslocamento do triaxial cúbico apoiam-se sobre as paredes das *cushions*, as quais possuem uma determinada espessura e elasticidade, realizou-se uma conferência da influência da deformação das *chushions* sobre o valor das leituras de deslocamento.

Para tanto projetou-se e foi construído um cubo de alumínio anodizado de 10 cm de lado (Figura 3.24a), este cubo foi colocado no equipamento triaxial cúbico e levaram-se as tensões das três faces em conjunto, em velocidade de ensaio, de 0 a 500 kPa (valor próximo aos máximos atingidos em ensaio).

Os valores de deslocamento obtidos nos três eixos foram próximos entre si e são apresentados na figura 3.24b, contra a tensão aplicada em cada eixo, onde também se aproximou uma reta que foi utilizada na previsão do deslocamento das *cushions*.

Para esse nível de tensão, estimando-se os deslocamentos esperados para o cubo de alumínio, que possui módulo conhecido, de cerca de 70 GPa, calculou-se um saldo (deslocamento da parede da *cushion*) médio da ordem de  $10^{-3}$  mm.

Comparando essa ordem de grandeza e a magnitude dos valores lidos nos ensaios, concluiu-se que os efeitos desses deslocamentos são pouco significativos, mesmo assim, por rigor, a reta da figura 3.24b foi utilizada para correção das leituras dos ensaios triaxiais cúbicos realizados.

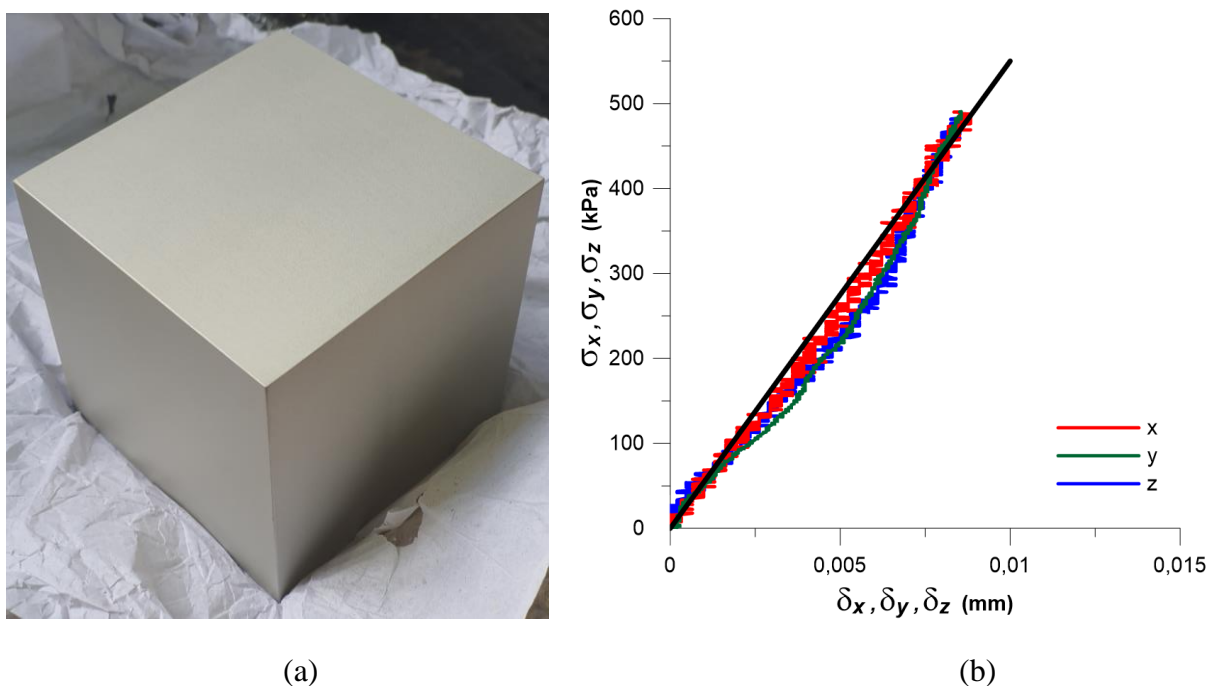


Figura 3.24 – Calibração *cushions* a) Cubo de alumínio b) Resultado

## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

Na figura 4.1 é exibida a curva granulométrica do solo obtida com o uso de defloculante, as porcentagens de tamanho de grão são mostradas posteriormente.

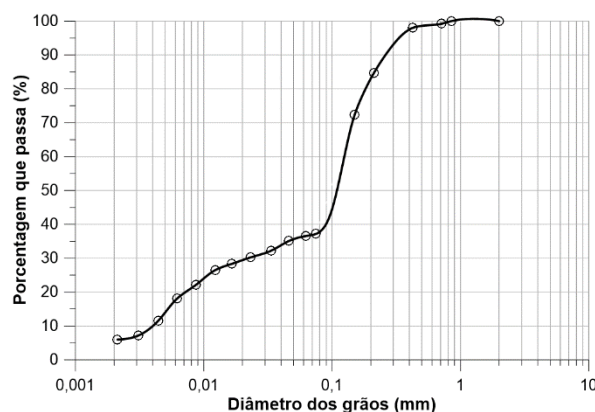


Figura 4.1 – Curva granulométrica do solo

Em sequência, a tabela 4.1 apresenta os valores das propriedades físicas do solo estudado, a tabela também elenca, para comparação, um resumo dos valores obtidos pelos autores Núñez (1991), Jungblut (1993), Martins (1994), Prietto (1996), Carraro (1997), Thomé (1999), Specht (2000), Martins (2001), Medero (2001), Casagrande (2001), Heineck (2002), Cruz (2004), Foppa (2005), Medero (2005), Bernardes (2008) e Lopes Junior (2011).

Tabela 4.1 – Propriedades do solo estudado

Propriedades	Outros Trabalhos	Este Trabalho
Limite de Liquidez (LL)	21-23%	<b>21%</b>
Limite de Plasticidade (LP)	N.P-19%	<b>16%</b>
Índice de Plasticidade (IP)	N.P-10%	<b>5%</b>
Massa específica dos grãos ( $\gamma_s$ )	25,9-27,0 kN/m <sup>3</sup>	<b>26,6 kN/m<sup>3</sup></b>
Umidade natural (w)	13,00-16,50%	<b>14,66%</b>
Peso específico natural ( $\gamma_n$ )	17,2-19,3 kN/m <sup>3</sup>	<b>18,5 kN/m<sup>3</sup></b>
Índice de vazios (e)	0,62-0,74	<b>0,64</b>
Grau de Saturação (S)	55-68%	<b>60%</b>
Areia média (0,2mm-0,6mm)	2,4-30%	<b>15,3%</b>
Areia fina (0,06mm-0,2mm)	15-52%	<b>48,2%</b>
Silte (0,02mm-0,06mm)	27-57%	<b>30,5%</b>
Argila (<0,02mm)	5-20%	<b>6%</b>

Em relação aos valores da bibliografia, os parâmetros encontrados nos ensaios realizados foram considerados adequados e representativos. Com estes valores, foram definidas as condições das amostras remoldadas do estudo, as quais foram compactadas com até um índice de vazios de 0,64 em uma umidade de 14,66%, de modo a estarem em um estado análogo ao campo e possibilitar o estudo comparativo do efeito da estrutura do material indeformado.

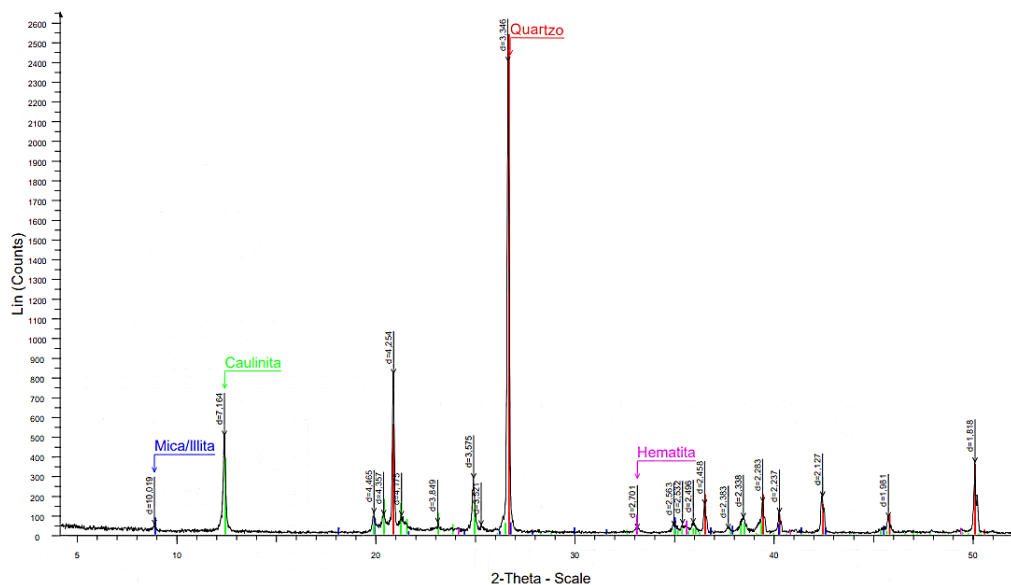
Ainda, é relevante pontuar que, imediatamente ao se iniciarem os estudos com amostras indeformadas percebeu-se que elas se desestruturavam quando imersas em água, mas não de forma homogênea, pois algumas placas - camadas finas de coloração rosa - permaneciam inteiras por algum tempo em meio a massa amolgada de solo. Este fato acarretou as seguintes decisões na pesquisa: a não realização de ensaios de compressão simples (uma vez que as amostras não mantinham estrutura quando imersas em água) e a decisão metodológica pelo estudo das camadas constituintes do solo de forma individualizadas.

#### 4.1 Difração de Raios X

Os resultados dos ensaios de difração de raios-X foram recebidos em um laudo do laboratório responsável e são apresentados na figura 4.2, na próxima página, divididos em dois relatórios: o primeiro referente aos resultados do material retirado da camada rosa do solo indeformado (Figura 4.2a) e o segundo ao resultado do material da camada branca (Figura 4.2b).

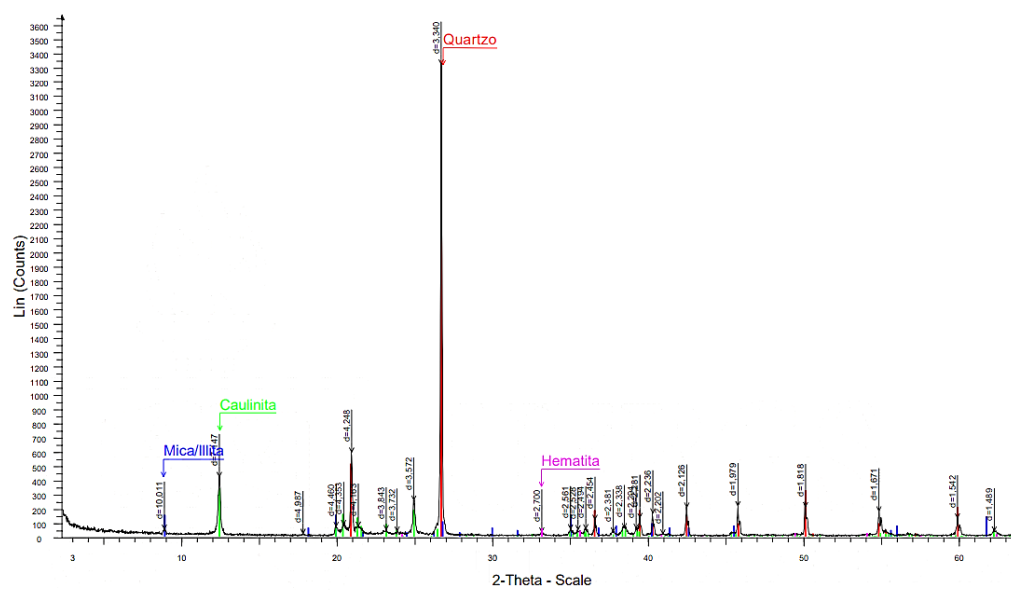
Destaca-se que ambos os materiais possuem composição química semelhante, sendo compostos, majoritariamente, por quartzo e caulinita. Conclui-se, nesse sentido, que a coloração da camada branca provavelmente é resultado da quantidade de ilita na sua composição. O resultado de maior relevância para esta tese, é o fato que o material das camadas rosas possui mais óxido de ferro (hematita) do que o material das camadas brancas, fator que, possivelmente, resulta em sua coloração rosada.

A maior presença do óxido de ferro resulta em uma menor permeabilidade das camadas rosas, o que pode justificar os comportamentos distintos encontrados entre as camadas que serão apresentados na sequência deste capítulo, como o fato de que as camadas do material branco, ao contrário das rosas, apresentam descolamento quase imediato ao serem imersas em água e que os resultados de resistência apresentados posteriormente mostram uma menor capacidade quando o solo é solicitado contrário a direção.



Fase	Ficha Cristalográfica	Semiquantitativa (%)
Quartzo	00-033-1161	58,9
Mica/Ililita	00-002-0050	7,3
Caulinita	01-083-0971	31,3
Hematita	01-072-0469	2,6

(a)



Fase	Ficha Cristalográfica	Semiquantitativa (%)
Quartzo	00-033-1161	56,7
Mica/Ililita	00-002-0050	13,6
Caulinita	01-080-0886	27,6
Hematita	00-033-0664	2,1

(b)

Figura 4.2 – Resultado ensaio DRX a) Camada Rosa b) Camada Branca

Esse fato é corroborado por imagens de microscopia ótica realizadas por Martins, 2001, em ambos os materiais, na condição indeformada. Tais imagens são apresentadas à esquerda da figura 4.3, sendo que a imagem superior esquerda corresponde ao material branco e a imagem inferior esquerda ao material rosa.

Observa-se que as camadas brancas são compostas por grãos de maior tamanho, os quais encontram-se mais afastados uns dos outros, cujo espaço entre grãos preenchido por uma matriz de argila, nessas camadas o intertravamento é aparentemente baixo e percebe-se que os grãos são mais alongados e têm uma leve tendência a orientação na direção da camada.

Já as camadas rosas possuem grãos de menor tamanho, porém eles estão situados mais próximos uns dos outros, com aparente maior intertravamento. A presença dos óxidos de ferro (pontos escuros) é mais perceptível, o que é provavelmente consequência da maior área específica dos grãos dessa camada, resultando em um intemperismo de maior grau e menor permeabilidade.

Uma demonstração desses efeitos pode ser visualizada à direita da figura 4.3, onde uma pequena amostra indeformada, obtida na confecção de um dos corpos de prova cilíndricos, foi mergulhada em água. A foto foi tirada 15 segundos após a imersão e nela pode ser observado um plano de separação bem definido onde existia uma camada branca e imediatamente abaixo, uma camada rosa permanece (durante esse tempo) ainda intacta.

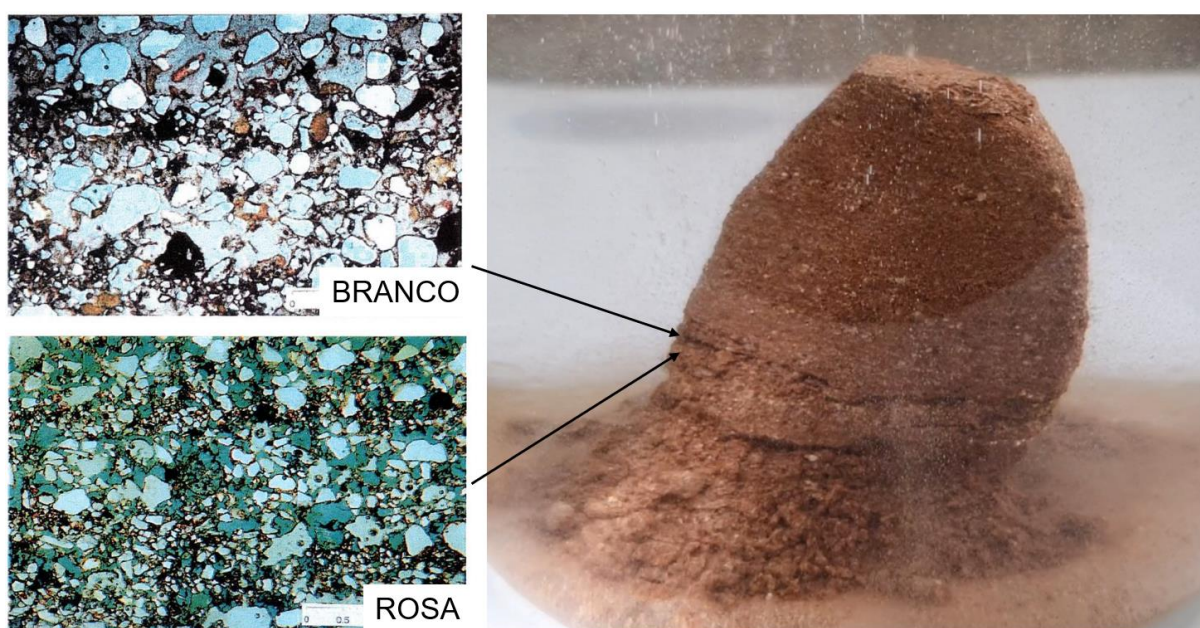


Figura 4.3 – Microscopia ótica (Martins, 2001) x Amostra solo desta tese

## 4.2 Curva característica de sucção

Na figura 4.4 são apresentadas as curvas características obtidas para as condições ensaiadas, num gráfico da sucção mátrica plotada em uma escala logarítmica contra o teor de umidade (escolhido por ser utilizado nos demais trabalhos que serão comparados na sequência) e as curva características foram obtidas pela equação de Fredlund & Xing (1994).

Os pontos resultantes são divididos pelas condições de ensaio: com as amostras remoldadas e as amostras indeformadas com as camadas posicionadas na horizontal e com camadas na vertical e ainda divididos pelo estágio do ensaio: secagem ou umedecimento.

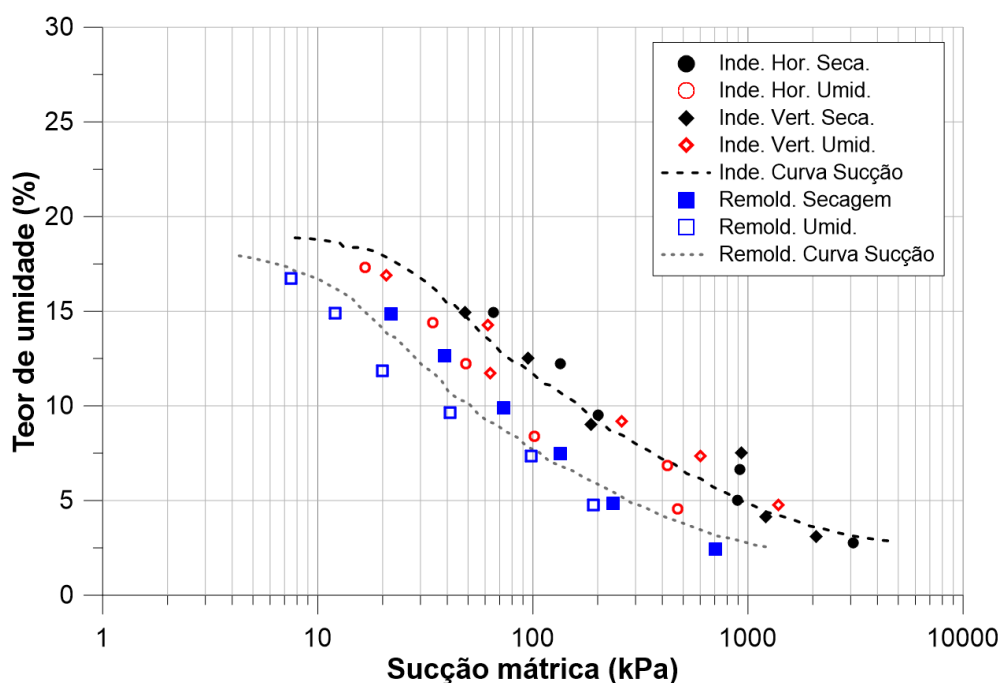


Figura 4.4 – Curva característica de sucção

Visualiza-se que na condição indeformada não existe diferença significativa entre os resultados obtidos para as condições horizontal e vertical, mostrando que a posição das camadas não afeta o valor da sucção, ainda para os corpos de prova indeformados percebe-se que a histerese entre as trajetórias de umedecimento e secagem é pequena e que os valores de sucção medidos para a condição de campo (umidade de 14,66%) são na casa dos 40 kPa.

Em relação as amostras remoldadas é possível perceber que os valores de sucção medidos são inferiores aos medidos na condição indeformada e que as trajetórias de umedecimento e de secagem possuem histerese mais definida.



Para comparar os resultados obtidos com os resultados já existentes na literatura, os ensaios indeformados foram plotados na figura 4.5 contra os resultados de Martins 2001, Medero 2001 e Bastos *apud* Ferreira 1998. Pontua-se que todos esses valores de sucção mátrica foram obtidos pela técnica do papel filtro, em solo retirado próximo ao local em que foi extraído o solo objeto desta tese, sendo que para todos os autores citados os pontos são inseridos, divididos entre as fases de umedecimento e secagem.

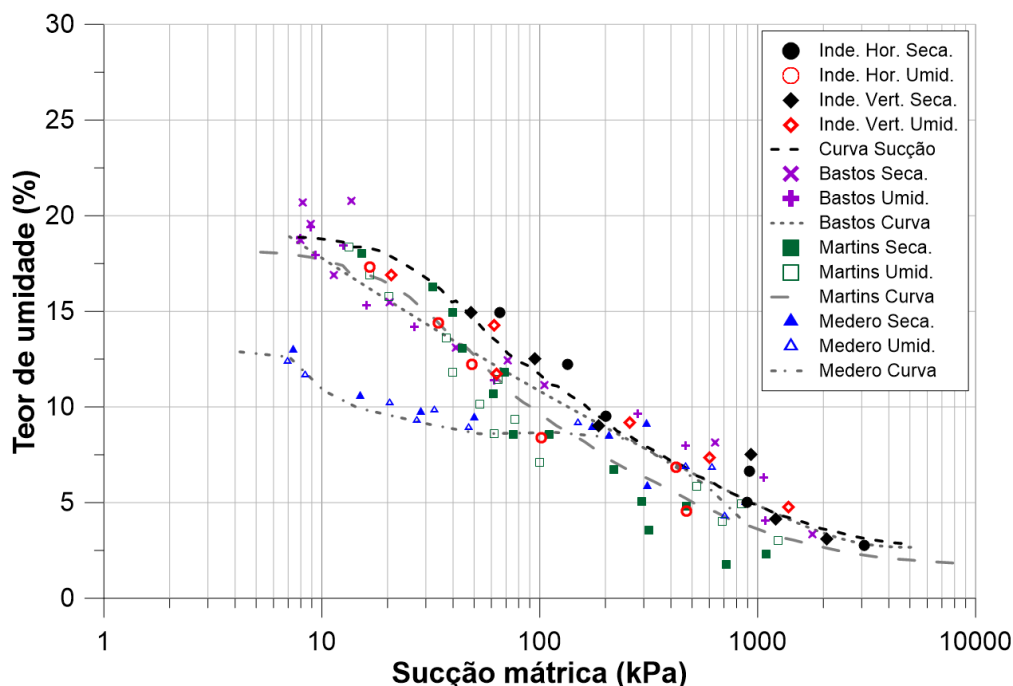


Figura 4.5 – Curva característica de sucção com demais autores, material indeformado

Ressalta-se que os valores de índice de vazios são distintos entre os autores (variando de 0,62 a 0,74) em relação aos valores obtidos para o solo desse trabalho (de 0,64), ainda assim houve boa semelhança com os trabalhos de Bastos e Martins, tanto na magnitude quanto na falta de histerese significativa entre os valores de secagem e umedecimento, com curvas características semelhantes.

### 4.3 Cisalhamento Direto

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras remoldadas, são apresentados a seguir. Onde a deformação horizontal apresentada nos eixos horizontais das figuras 4.6a e 4.6b, foi obtida dividindo-se o deslocamento horizontal medido durante o ensaio pelo diâmetro inicial do corpo de prova. Na figura 4.6a tem-se a tensão cisalhante, na figura 4.6b a deformação axial

(obtida com o deslocamento vertical) e, por fim, na figura 4.6c apresenta-se uma envoltória linear para os valores de pico da tensão cisalhante em função da tensão normal de ensaio. Os resultados das três tensões normais de trabalho são plotados juntos para comparação.

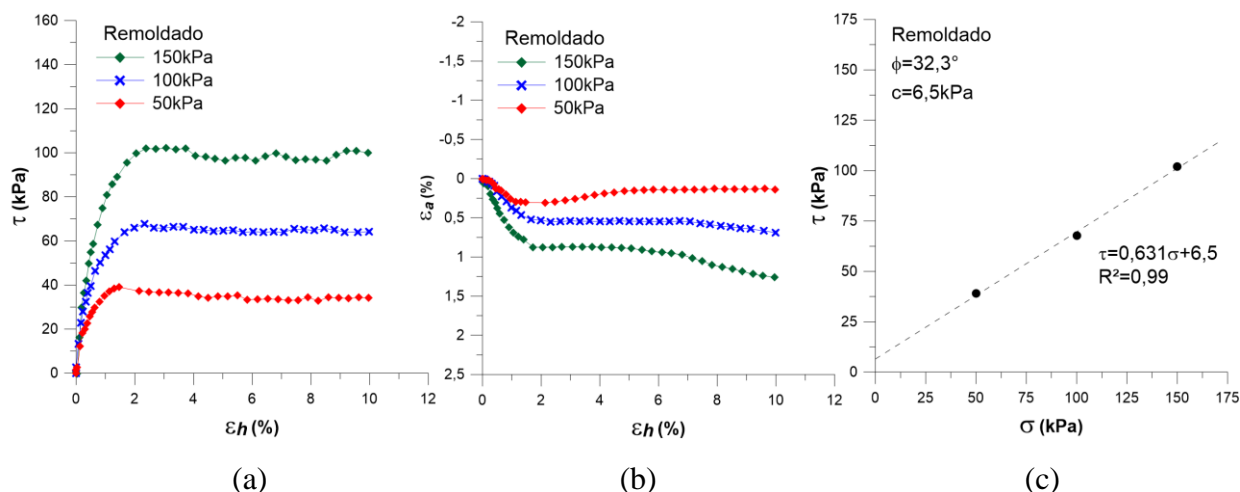


Figura 4.6 – Cisalhamento direto Remoldado a) Tensão-Deformação b) Deformação axial-horizantal c) Envoltória

Nota-se que as curvas tensão deformação são bem definidas, espaçadas e não apresentam pico, além disso, a envoltória possui um bom ajuste resultando em um ângulo de atrito de  $32,3^\circ$  e possuindo um intercepto coesivo de 6,5 kPa. O comportamento do solo, ao atingir o maior valor de tensão permanece relativamente estável nos três corpos de prova, com pequena perda de altura nos ensaios de 100 e 150 kPa e leve ganho no ensaio de 50 kPa.

Na sequência, são apresentados os resultados dos corpos de prova indeformados (Figura 4.7), em três conjuntos de gráficos, onde cada conjunto possui os mesmos eixos e escala dos ensaios remoldados, sendo a principal diferença entre eles o sentido em que a amostra foi esculpida e ensaiada. A nomenclatura segue o padrão adotado na metodologia (horizontal na 4.7a, vertical na 4.7b e paralelo na 4.7c) e a figura das envoltórias de cada conjunto é acompanhada de uma ilustração da posição do corpo de prova em relação ao sentido de aplicação da carga.

Inicialmente percebe-se que, diferentemente dos ensaios remoldados, todos os ensaios indeformados apresentaram pico bem definido e para as três condições de ensaios as magnitudes desses picos foi semelhante, bem como o comportamento ao longo ao longo dos ensaios, com variação de altura nos ensaios com tensões normais de 100 e 150 kPa e sem variação significativa nos ensaios de 50 kPa.

Em relação as envoltórias de rupturas, foi obtido, para o ensaio com as camadas orientadas na horizontal um ângulo de atrito de  $32,0^\circ$  e um intercepto coesivo de 39,7 kPa. Para o ensaio com as camadas na vertical obteve-se um ângulo de atrito de  $32,1^\circ$  e um intercepto coesivo de 35,2 kPa e para o ensaio paralelo um ângulo de atrito de  $32,5^\circ$  e um intercepto coesivo de 42,0 kPa.

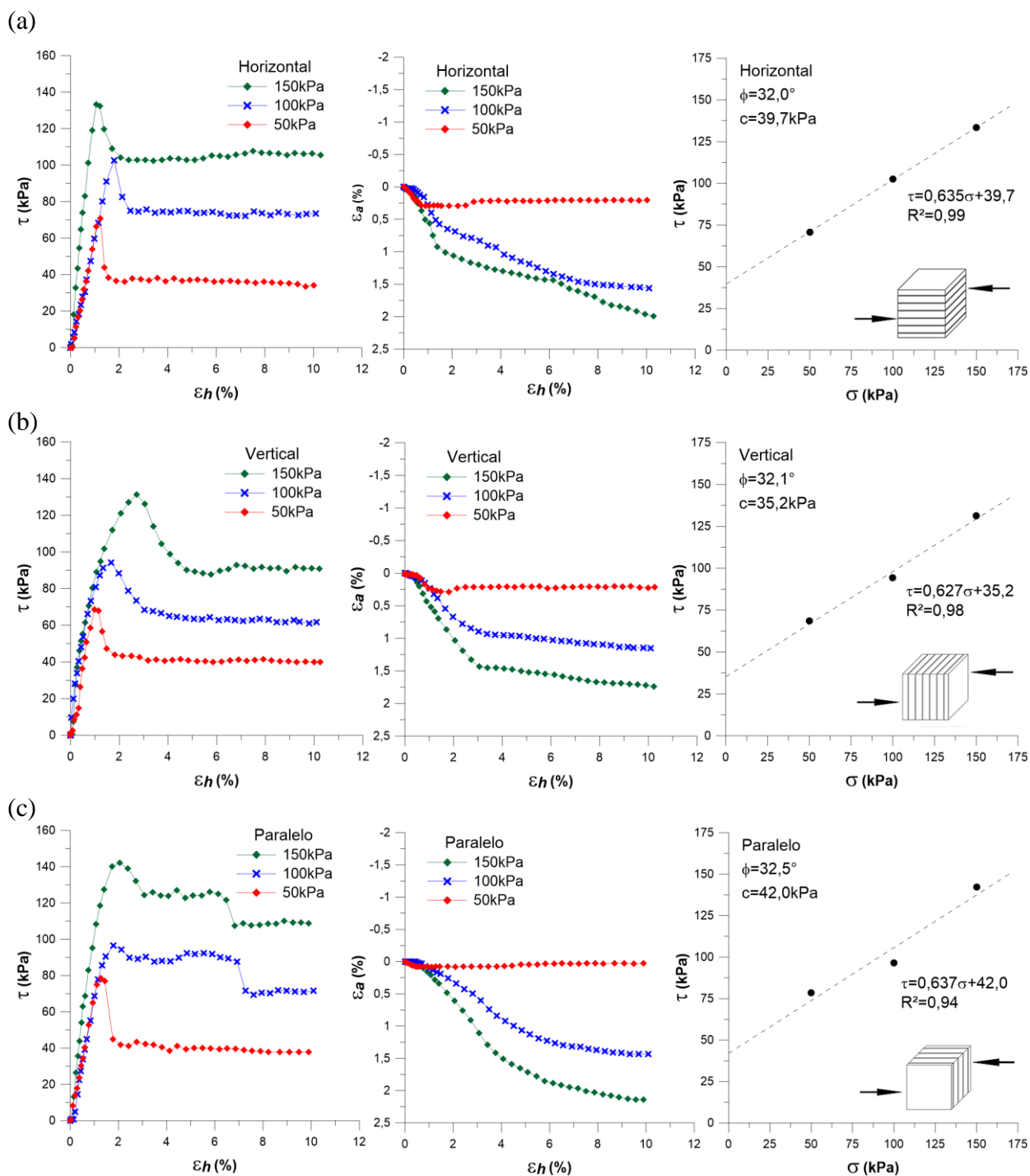


Figura 4.7 – Cisalhamento direto a) Horizontal b) Vertical c) Paralelo

Destaca-se o fato de que os ângulos de atrito e interceptos coesivos foram praticamente iguais, o que demonstra claramente que o estado de tensões aplicado e o plano de corte imposto são suficientes para remover qualquer efeito da estrutura e da anisotropia do material.

Chama atenção também, a magnitude dos interceptos coesivos obtidos, os quais, provavelmente, resultam da existência de um efeito de sucção, uma vez que os procedimentos do ensaio (unicamente por imersão da amostra) não são suficientes para garantir sua saturação.

Os valores destes parâmetros resistentes por sua vez, são semelhantes aos obtidos por Ferreira, 1998, que em seu trabalho realizou ensaios de cisalhamento direto em um solo retirado de um local próximo àquele em que se extraiu para esse trabalho e obteve valores de  $33,9^\circ$  para o ângulo de atrito e um intercepto coesivo de 43,0 kPa.

Para melhor analisar o comportamento relativo das condições, são apresentados na figura 4.8a os resultados de todos os ensaios realizados e na figura 4.8b todas as envoltórias.

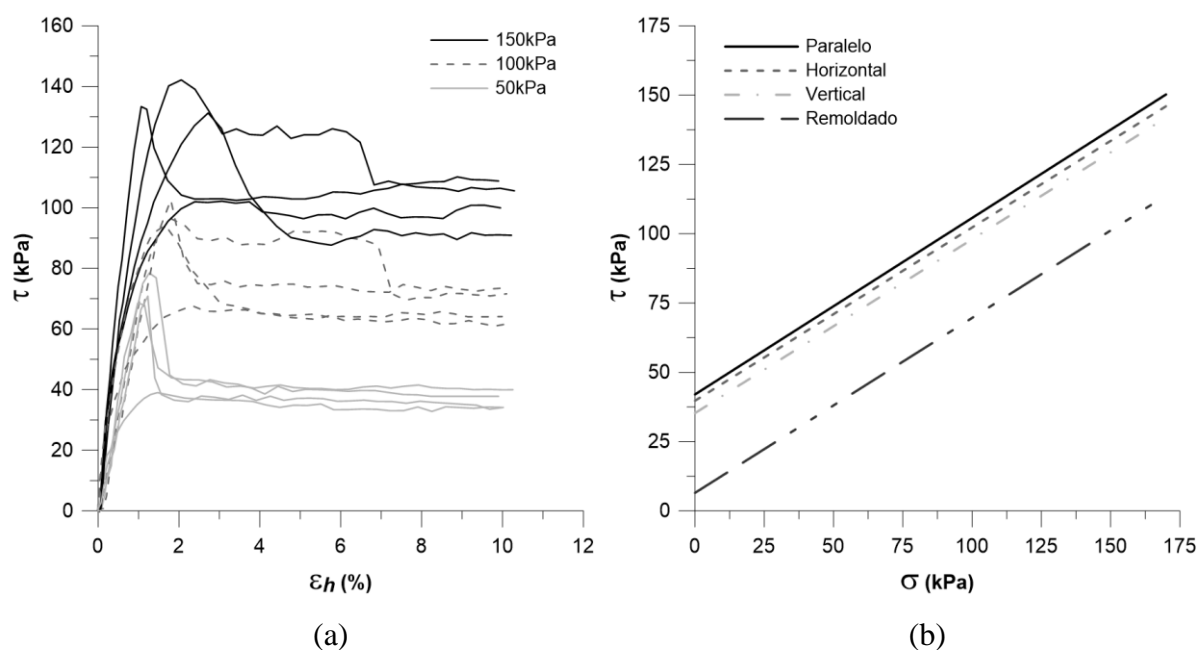


Figura 4.8 – Cisalhamento direto a) Tensão-deformação b) Envoltórias

Percebe-se que o comportamento inicial é semelhante entre todos os corpos de prova e que as envoltórias das amostras indeformadas são semelhantes entre si e têm a mesma inclinação que a dos corpos de prova remoldados.

Nota-se ainda, que, independente da condição inicial da amostra, a magnitude da tensão cisalhante tende ao valor semelhante para os ensaios de mesma de mesma tensão normal, o que demonstra mais uma vez, o efeito do plano imposto.

Por fim, na figura 4.9 é apresentado o estado dos corpos de prova após o ensaio, com a imagem de uma amostra por condição, sendo a remoldada na figura 4.9a, a indeformada vertical na figura 4.9b, a indeformada horizontal na figura 4.9c e a indeformada paralela na figura 4.9d.

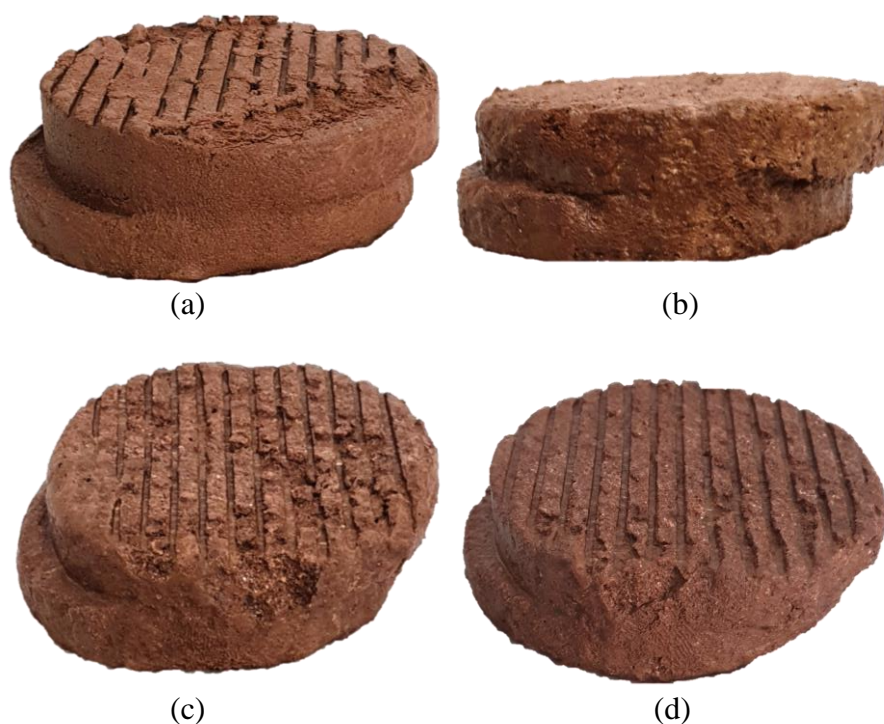


Figura 4.9 – CPs ensaiados cisalhamento direto a) Remoldado b) Vertical c) Horizontal d) Paralelo

Como já esperado pelos resultados de resistência, percebe-se que não há diferença considerável no aspecto dos corpos de prova indeformados e que há poucos resquícios de sua orientação original em camadas. O corpo de prova remoldado, por sua vez, se distingue dos demais pelo seu aspecto e coloração mais homogêneos.

#### 4.4 Compressão Edométrica

Os resultados dos ensaios de compressão edométrica das amostras em imersão são apresentados na figura 4.10a e os resultados das amostras secas forma plotados na figura 4.10b. Nesses gráficos é apresentada, no eixo horizontal, a variação da tensão vertical durante o ensaio e no

eixo vertical, a respectiva variação de índice de vazios, após a estabilização das deformações, para cada nível de carregamento.

Nota-se, conforme esperado, que os valores de variação de índice de vazios são menores nas amostras secas.

Em relação a ambos os ensaios pode-se visualizar que a amostra indeformada com camadas na vertical apresenta uma variação de índice de vazios próxima daquela obtida na amostra indeformada com camadas na horizontal, tal comportamento se repete nos demais ensaios realizados.

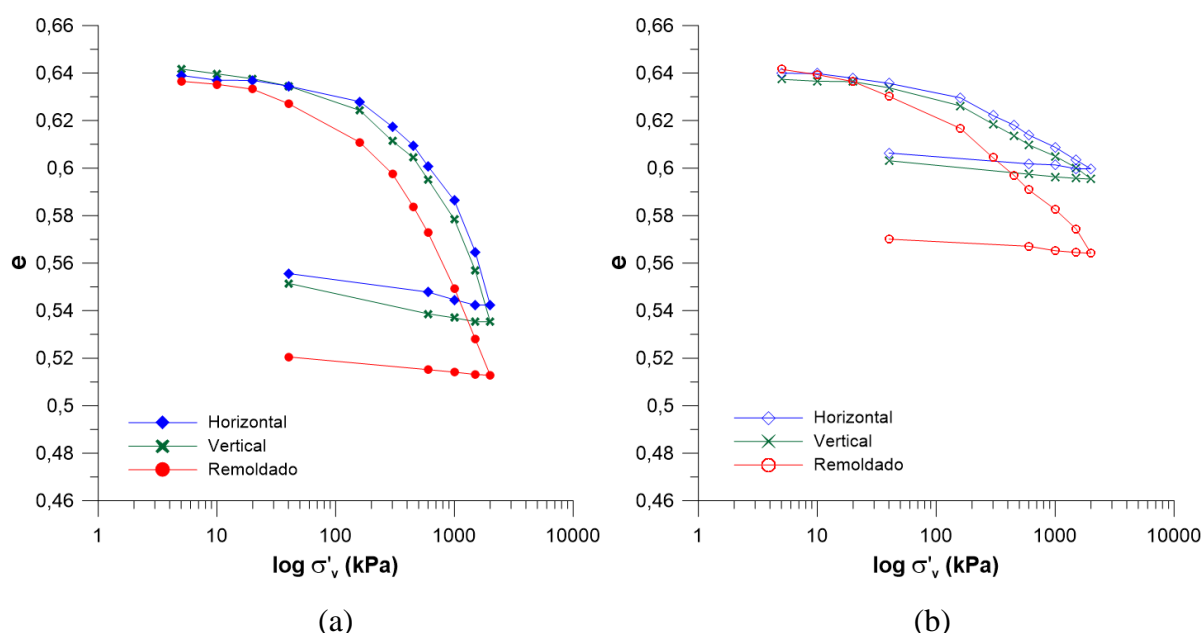


Figura 4.10 – Resultado ensaio edométrico a) Amostra em imersão b) Amostra seca

Ainda, em relação a ambos os ensaios é perceptível que o corpo de prova remoldado, mesmo partindo de um índice de vazios próximos, apresenta deformações maiores que os ensaios indeformados. Essa variação de comportamento comprova a existência e influência de um nível de estrutura do solo natural.

Em relação ao comportamento, durante o ensaio, ambas as amostras indeformadas apresentaram uma curva semelhante, com uma aparente bi-linearidade, enquanto a amostra indeformada apresenta uma curva próxima, porém com uma bi-linearidade menos acentuada. Essa variação, indica, mais uma vez, a presença de uma estrutura nos corpos de prova indeformados.

Destes ensaios, observa-se que não existe uma anisotropia significativa nas amostras indeformadas, entre a posição horizontal e vertical, quando submetidas a essa forma de carregamento e nesses níveis de tensões.

Porém, ao se comparar os resultados indeformados com os remoldados percebe-se que os indeformados possuem uma determinada estrutura que se perde com o processo de remoldagem.

Em seguida, na figura 4.11, é apresentado o aspecto de uma das amostras informadas que foi ensaiada em imersão em água, na imagem é possível visualizar que houve uma pequena variação de altura ao término do ensaio.



Figura 4.11 – Edométrico: Amostra indeformada ensaiada em imersão

#### 4.5 Compressão Isotrópica

Os resultados dos ensaios de compressão isotrópica, realizados em duas amostras indeformadas, são apresentados em uma curva de variação do índice de vazios ( $e$ ) pela variação da tensão média ( $p'$ ) na figura 4.12.

O ensaio realizado no equipamento de altas tensões foi carregado até uma tensão de 3.500 kPa e em seguida descarregado, já o ensaio realizado no equipamento do tipo Bishop-Wesley foi carregado até uma tensão de 400 KPa.

Durante o carregamento, a resposta geral da primeira amostra apresentou uma clara não-linearidade em torno de 100 kPa, sendo que essa mudança de comportamento pode estar associada a uma provável quebra ou a um rearranjo na estrutura do solo.

Os valores de redução do índice de vazios obtidos são compatíveis com resultados de compressão edométrica, apresentados na figura 4.10, ainda que as formas de carregamento sejam distintas. Em relação ao descarregamento, próximo ao terço final do ensaio, houve a ruptura da membrana, encerrando prematuramente sua execução, contudo, ainda assim, pode ser observada uma tendência de comportamento paralelo a primeira linha de carregamento.

Os resultados do corpo de prova ensaiados no equipamento Bishop foram semelhantes, onde seu comportamento seguiu uma inclinação próxima ao ensaiado no equipamento de altas tensões até seu valor de ensaio.

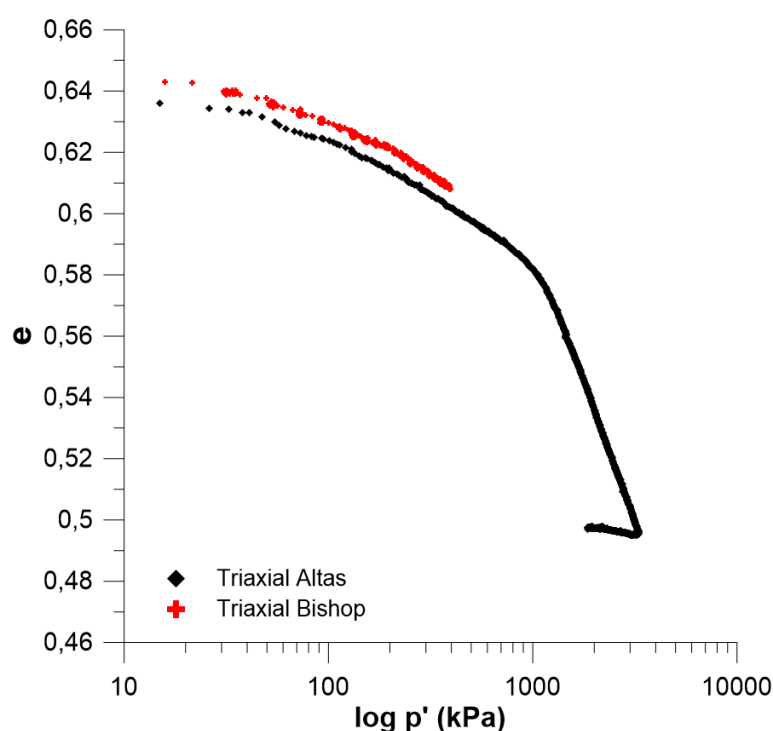


Figura 4.12 – Ensaio compressão isotrópica CP indeformado a) Curva e por log p' b) Amostra ensaiada

Quanto aos pontos iniciais das curvas, nota-se em ambas as curvas a existência de uma aparente mudança na estrutura em dois pontos distintos, das quais, uma é próxima aos 40 kPa e a outra está próxima dos 110 kPa. Considerando o comportamento observado nos demais ensaios e os resultados da difração de raios X, é provável que a primeira mudança aconteça na estrutura das camadas de um dos dois tipos (possivelmente a branca) e a segunda mudança aconteça na sequência na estrutura do outro tipo de camadas (possivelmente as rosas), com uma provável quebra ou mudança brusca posteriormente, que ocorre ao se atingir os 1100 kPa



O estado dos corpos de prova após os ensaios é mostrado na figura 4.13, neles é possível notar que, em diversos pontos, há um suposto descolamento ou uma separação de camadas, que acontece exatamente na posição horizontal.

Esse efeito se repete nos demais ensaios realizados nesse trabalho. Além disso a amostra ensaiada no equipamento de altas tensões apresenta uma fissura vertical no lado direito da foto (indicada pela seta), a qual passa desde a base da amostra até sua parte superior.

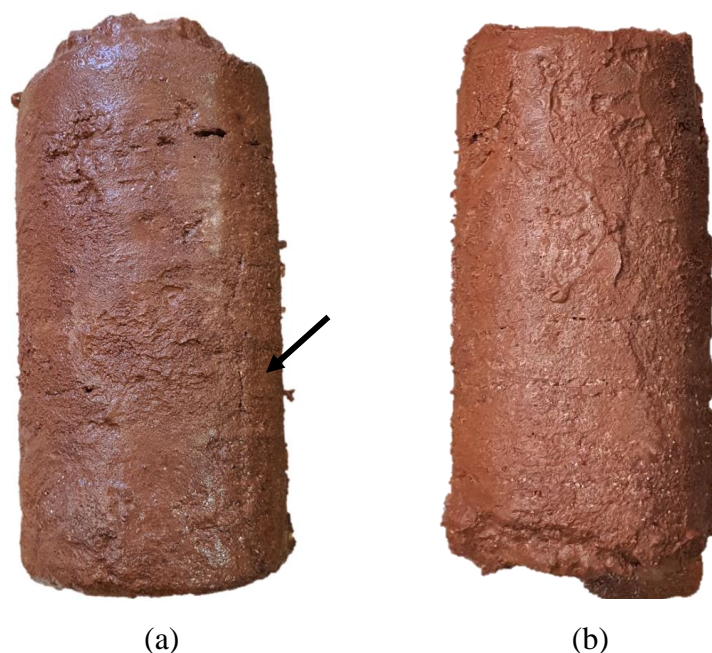


Figura 4.13 – Ensaio compressão isotrópica CPs indeformados ensaiado a) Triaxial altas b) Triaxial Bishop

Com dados dos ensaios, para fins comparativos, são plotados na Figura 4.14 os resultados do ensaio de compressão isotrópica em conjunto com os resultados dos ensaios de compressão edométrica.

Para cálculo de  $p'$  nos ensaios edométricos, foram estimadas as tensões horizontais, com o uso do coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ), o qual por sua vez foi estimado pela equação de Jaky, onde  $K_0=1-\text{sen}\phi$  (JAKY, 1944) e por fim, para o ângulo de atrito, foi utilizado o valor obtido da envoltória cúbica, a qual é apresentada na seção correspondente deste trabalho.

Como já era esperado, percebe-se que os valores de redução do índice de vazios na compressão

edométrica são maiores do que da compressão isotrópica, o que ocorre devido aos esforços cisalhantes presentes no primeiro e inexistentes no segundo.

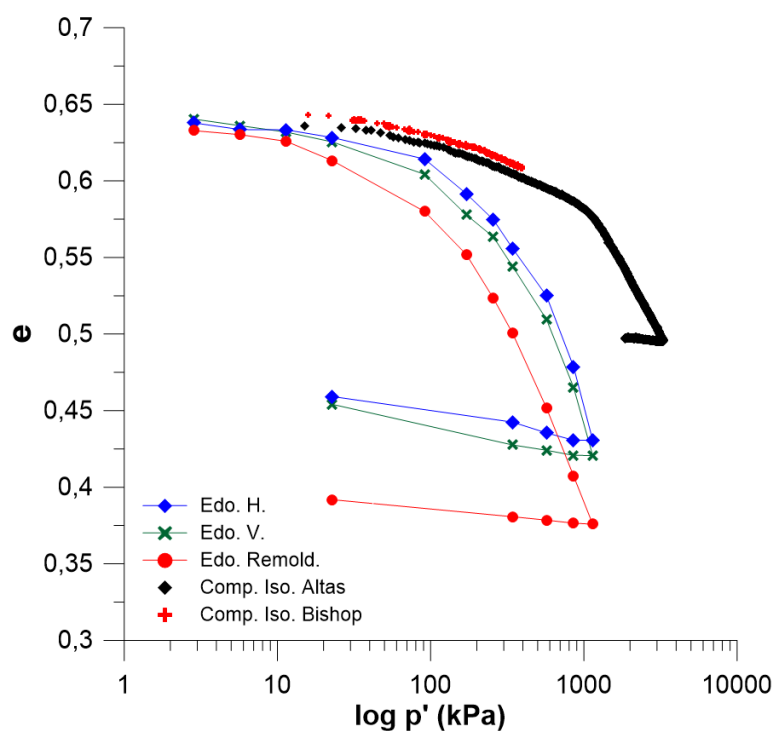


Figura 4.14 – Comparação dos ensaios edométricos e de compressão isotrópica

Em relação as curvas desse gráfico, as inclinações das duas seções do comportamento são semelhantes entre ambos os ensaios bem como é similar a inclinação da reta de retorno (ainda que ela esteja interrompida previamente no ensaio isotrópico).

Para quantificar esse efeito, foram estimadas, de forma gráfica na figura 4.15, as tensões de pré-adensamento virtuais para todas as condições de ensaio: uma para o ensaio edométrico na condição remoldada, outra para o ensaio edométrico na condição indeformada e uma terceira para o ensaio de compressão isotrópica na condição indeformada.

Essa estimativa foi feita pelo cruzamento do prolongamento das retas das duas inclinações principais de cada curva, e os valores obtidos foram de aproximadamente 120 kPa para o edométrico remoldado, de 290 kPa para o edométrico indeformado e de 1100 Kpa para a compressão isotrópica. A diferença entre nos valores dos ensaios edométricos é justificada, pela presença de uma estrutura na condição indeformada e a diferença do ensaio de compressão é verificada pela mudança na forma de carregamento.

Dessa estimativa identifica-se que ambas as inclinações das retas, prolongadas das curvas, tanto no primeiro, quanto no segundo momento do comportamento (antes e depois da tensão de pré-adensamento virtual), são próximas para todos os ensaios, mesmo com a mudança de tipo de ensaio e do estado do solo.

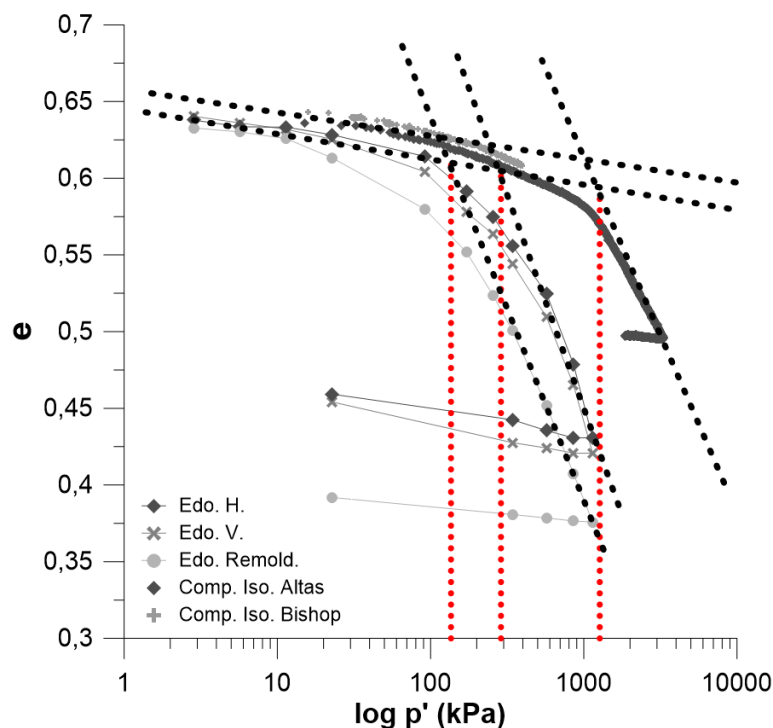


Figura 4.15 – Edométrico: Amostra indeformada ensaiada em imersão

#### 4.6 Ensaio do módulo de cisalhamento

As ondas de resultado do ensaio de módulo de cisalhamento ( $G_0$ ) realizados nas amostras cúbicas remoldadas são apresentadas na figura 4.16a no sentido do eixo “x”, na figura 4.16b no sentido do eixo “y” e na figura 4.16c no sentido do eixo “z”.

Percebe-se que, enquanto as ondas no sentido “x” e no sentido “y” possuem praticamente a mesma velocidade, a onda em “z” é ligeiramente mais rápida.

Utilizando os parâmetros da amostra ensaiada e as velocidades das ondas é possível calcular os valores de  $G_0$  no eixo  $x=241,9$  MPa,  $y=240,0$  MPa e  $z=251,5$  MPa, demonstrando uma maior rigidez no eixo “z”.

Tal variação de propriedade neste sentido (anisotropia), que já era esperada e se repete ao longo dos resultados em amostras deste tipo, aqui apresentados, e é oriunda da metodologia de moldagem dos corpos de prova remoldados por compactação nesse sentido.

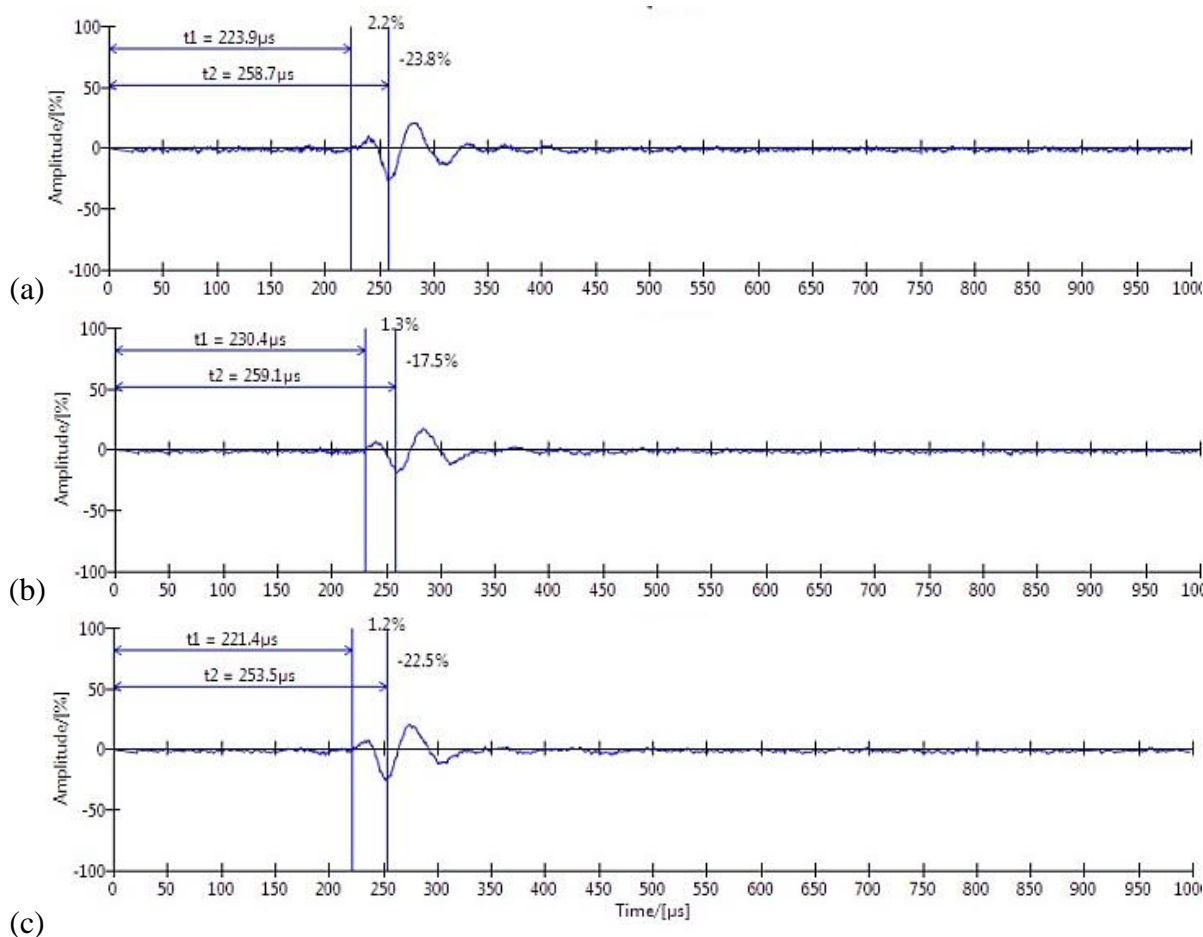


Figura 4.16 – Pundit CP remoldado a) Eixo “x” b) Eixo “y” c) Eixo “z”

Para os ensaios em amostras indeformadas, não foi possível a transmissão e a leitura de uma onda significativa (foram realizadas tentativas em três amostras, nos três sentidos), um dos resultados típicos nesse tipo de corpo de prova é demonstrado na figura 4.17, a qual é apresentada na mesma escala da figura 4.16, possibilitando a comparação de forma direta.

Enquanto nas amostras remoldadas as curvas são suaves e bem definidas, nas amostras indeformadas os picos se repetem constantemente e sem definição, isso provavelmente ocorre devido à grande heterogeneidade na estrutura física do material e da sua divisão em camadas

fazendo com que a onda do equipamento não conseguisse atingir, de forma satisfatória, a face oposta.

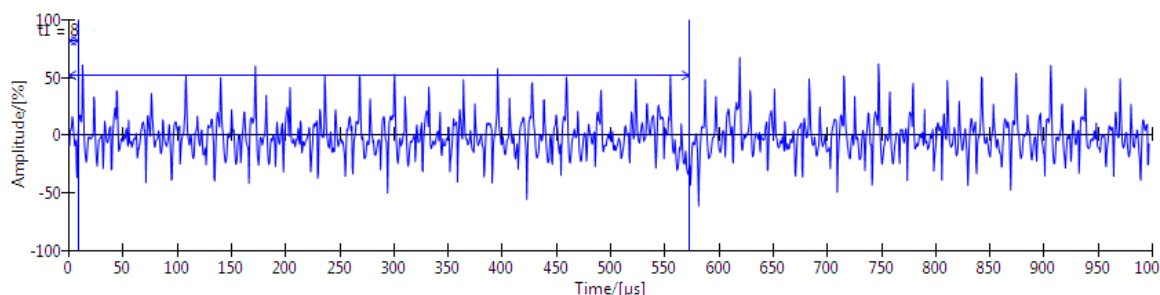


Figura 4.17 – Pundit CP indeformado

#### 4.7 Triaxiais convencionais a $p'$ constante

Inicialmente são apresentados na figura 4.18, os resultados dos ensaios triaxiais convencionais a  $p'$  constante de 100 KPa, nas amostras indeformadas. Os resultados de ambos os corpos de prova são plotados juntos de forma comparativa, onde a amostra com camadas na horizontal é análoga ao ensaio triaxial cúbico de  $\alpha=0^\circ$  e a amostra com camadas na vertical é análoga ao ensaio triaxial cúbico de  $\alpha=120^\circ$ , elas foram carregadas até uma deformação axial de 22%, em relação à curva de tensão desvio pela deformação axial (Figura 4.18a).

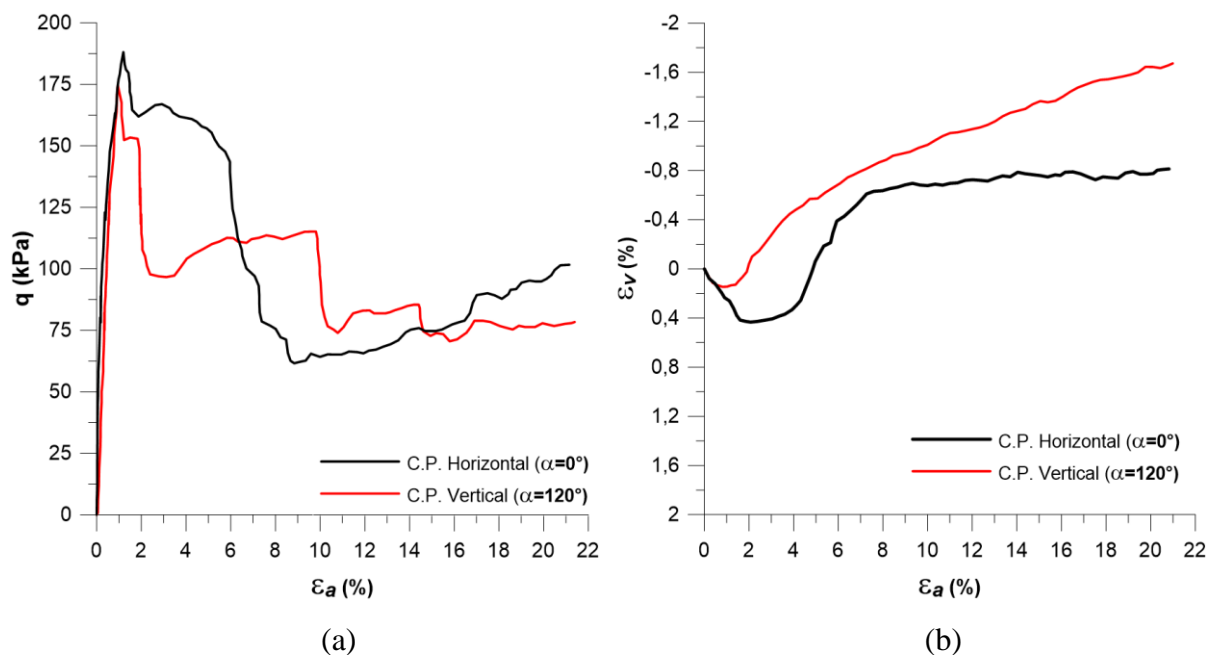


Figura 4.18 – Triaxial  $p'$  constante de 100 KPa CPs indeformado a) Tensão desvio por deformação axial b) Deformação volumétrica por deformação axial

Observa-se que ambos os corpos de prova possuem um comportamento de ruptura frágil, com significativas quedas de tensão pós-pico, que tendem a estabilizar um valor de comportamento crítico hipotético.

Em relação a tensão de desvio máxima encontrada para cada amostra, o valor para o corpo de prova na vertical é menor que o valor para o corpo de prova na horizontal, em relação a rigidez inicial, ambos apresentam rigidez e um comportamento muito semelhantes até a ruptura, com a amostra vertical apresentando valores ligeiramente menores.

Para as deformações (Figura 4.18b), as duas amostras apresentam um comportamento inicial de perda volumétrica seguido por um ganho, porém, a amostra vertical começa a ganhar volume mais cedo e segue continuamente até o fim do ensaio, já a amostra horizontal demora mais a começar a ganhar volume e após um determinado ponto (deformação axial aproximadamente 8%) parece se estabilizar.

A Figura 4.19 mostra o estado dos corpos de prova ensaiados, ambos apresentam linha de ruptura bem definida e um descolamento em camadas pode ser observado no topo CP vertical.

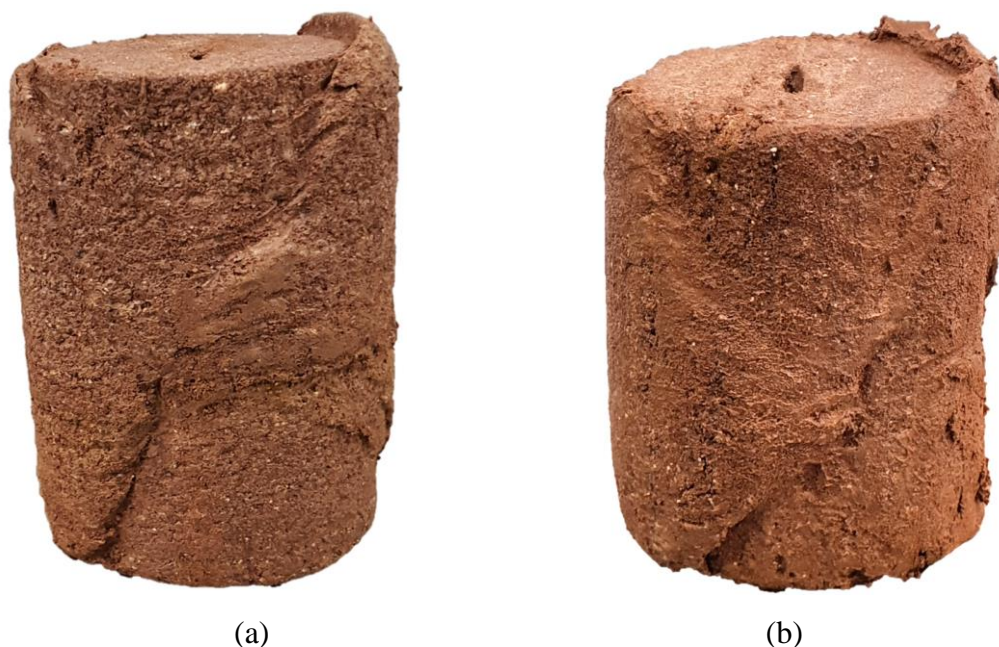


Figura 4.19 – CPs indeformados ensaiados triaxial  $p'$  constante a) Camadas horizontais b) Camadas verticais

Um comparativo contendo os resultados dos respectivos triaxiais cúbicos é plotado na figura 4.20, pontua-se que os resultados dos cubos são apresentados em detalhe posteriormente em

sua seção correspondente e que os gráficos agora são plotados não mais em função da deformação axial e sim em função da deformação cisalhante, a qual, para os ensaios convencionais, foi calculada considerando o valor das tensões horizontais nos eixos “x” e “y” igual a tensão confinante efetiva.

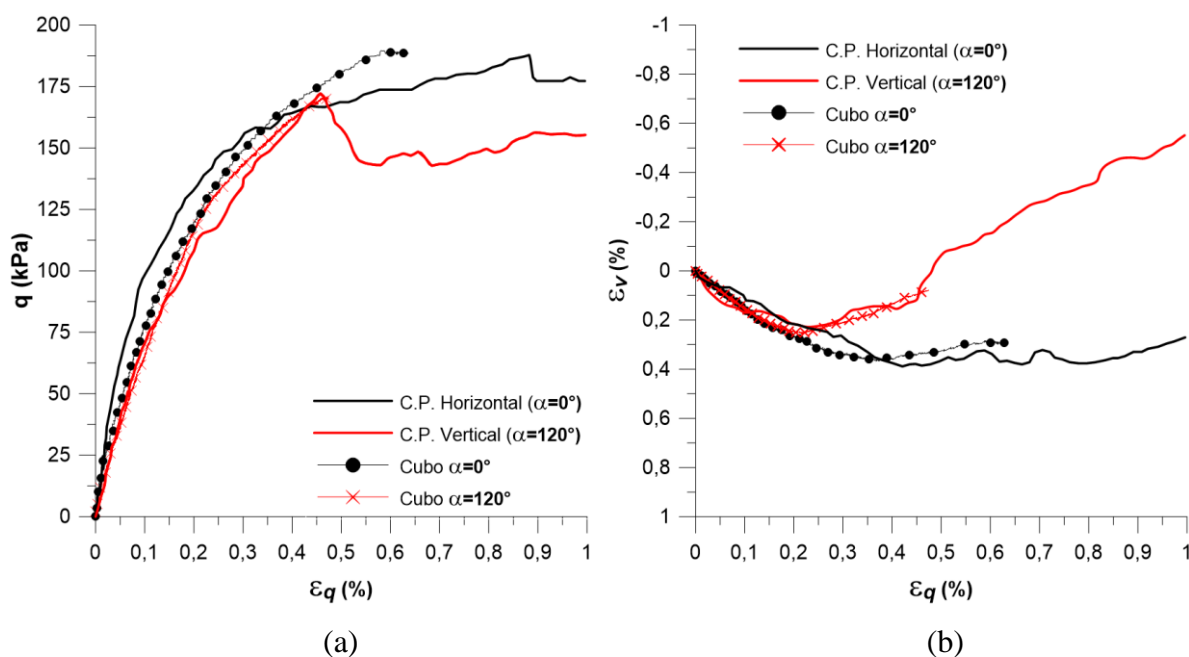


Figura 4.20 – Comparativo triaxiais convencionais x cúbicos CPS indeformados a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Deformação volumétrica por deformação cisalhante

Observa-se que os resultados são compatíveis entre si, pois a figura 4.18a, mostra que os valores máximos de tensão desvios são próximos para ambos os tipos de ensaio, para o CP vertical o nível de deformação em que este valor foi encontrado é praticamente o mesmo, já para o CP horizontal o cubo apresentou valor máximo de “q” em deformação ligeiramente menor. Em relação a rigidez inicial, também o comportamento dos ensaios convencionais e cúbicos foi muito próximo.

Para a variação volumétrica, apresentada na figura 4.18b, mais uma vez as curvas dos dois tipos de ensaio chegam quase a se sobrepor, tais resultados são satisfatórios e validam os ensaios realizados.

É possível notar ainda, que independentemente do tipo de ensaio, o corpo de prova com as camadas posicionadas na vertical apresentou valores menores de tensão desvio máxima em

relação ao corpo de prova com as camadas posicionadas na horizontal e, apesar do mesmo formato de curva, os valores de rigidez também foram menores.

Na sequência, os resultados do ensaio na amostra remoldada são apresentados na figura 4.21, em que, novamente o corpo de prova foi carregado com  $p'$  constante de 100 KPa até uma deformação axial de aproximadamente 22%, ainda, considerando que esse CP foi compactado no mesmo sentido e com o mesmo número de camadas que as amostras remoldadas cúbicas, esse ensaio pode ser considerado análogo ao triaxial cúbico  $\alpha=0^\circ$ .

Em relação a curva de tensão desvio pela deformação axial (Figura 4.21a), visualiza-se que ao contrário das amostras indeformadas, a amostra remoldada não apresenta uma ruptura frágil, nem a presença de um pico bem definido, apresentando quase que uma estabilização ao atingir um determinado valor máximo.

Em relação a tensão desvio máxima encontrada no ensaio, percebe-se que este valor é menor do que o obtido em ambas as amostras indeformadas e observa-se que a rigidez inicial é muitas vezes menor na amostra indeformada (quase 10 vezes menor), onde o CP se deforma até aproximadamente 8% em uma resposta aparentemente elástico linear.

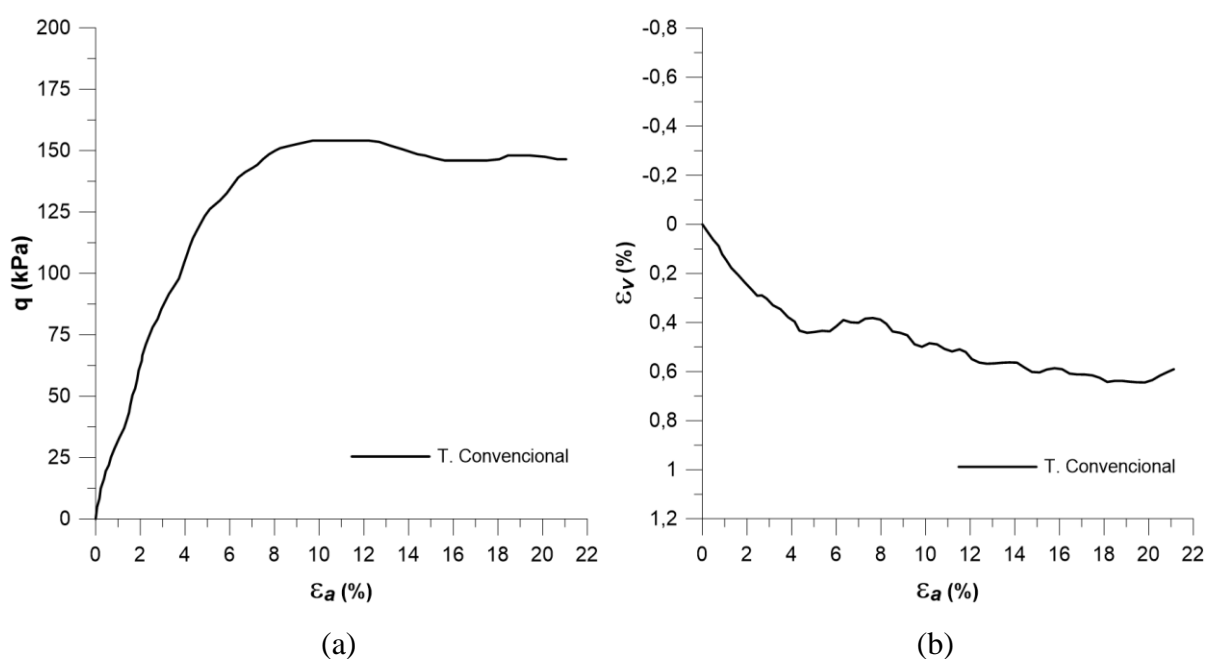


Figura 4.21 – Triaxial  $p'$  constante CP remoldado a) Tensão desvio por deformação axial b) Deformação volumétrica por deformação axial



Já para variação volumétrica (Figura 4.21b), o comportamento da amostra remoldada, ao contrário das amostras indeformadas, não apresentou ganho de volume, houve apenas uma redução volumétrica, a qual, ainda assim, durante toda execução do ensaio, não chegou a 1%. A mudança de comportamento, de dilatante para contrátil, está relacionada a mudança de estrutura do solo na condição remoldada.

A figura 4.22 mostra o corpo de prova após o ensaio, nota-se que ao contrário dos corpos de prova indeformados, este CP não apresenta linha de falha em nenhum sentido e aparece “embarrigado”.



Figura 4.22 – CP remoldado ensaio triaxial  $p'$  constante

Por fim, apresenta-se, novamente um comparativo com o resultado do ensaio triaxial cúbico análogo, o qual é plotado na figura 4.23 e pontua-se, mais uma vez, a mudança dos eixos horizontais para deformação cisalhante.

Verifica-se, nesse sentido, que estes resultados também são compatíveis entre si, a figura 4.23a mostra que os valores máximos de tensão desvios obtidos são próximos para ambos os ensaios, sendo levemente inferiores no ensaio cúbico.

Em relação a rigidez, as duas curvas apresentam comportamento e graus de deformação semelhantes. Ainda em relação variação volumétrica, apresentada na figura 4.23b, as curvas de

ambos os ensaios possuem formato similar, com valores máximos de deformação volumétrica próximos.

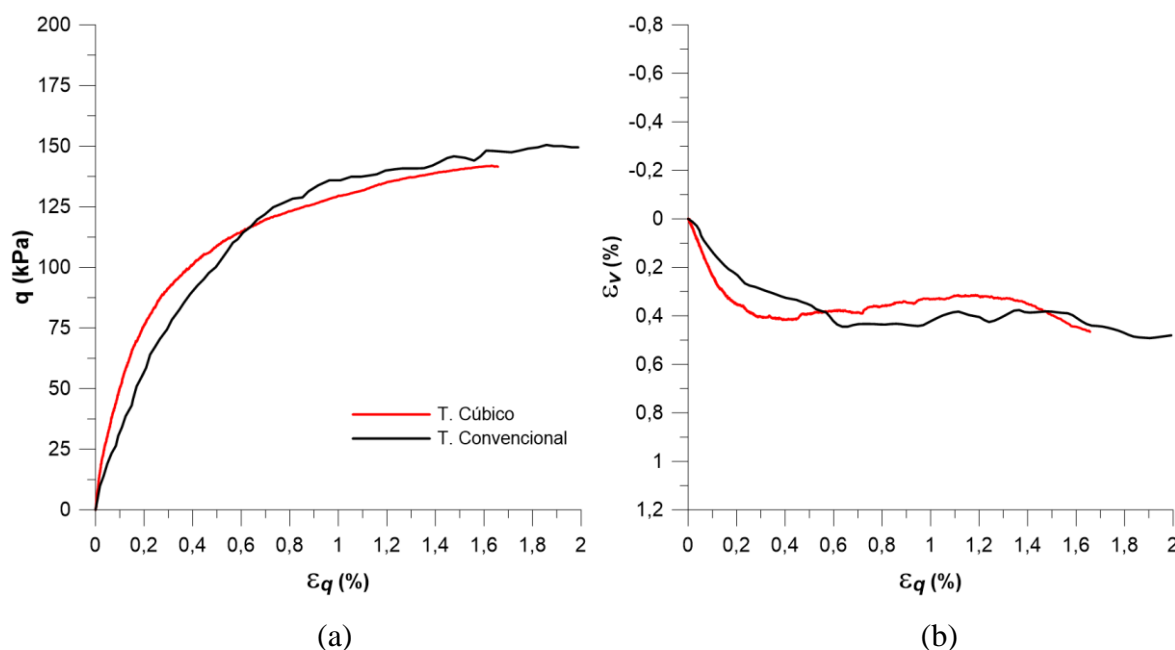


Figura 4.23 – Comparativo triaxial convencional x cúbico CPs remoldados a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Deformação volumétrica por deformação cisalhante

#### 4.8 Triaxiais cúbicos indeformados

Inicia-se a apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais cúbicos em amostras indeformadas, com a apresentação, na figura 4.24, do comportamento típico de um corpo de prova durante a etapa de consolidação dos ensaios a  $p'$  de 100 kPa, pois, como todas as amostras nestes ensaios possuem condições iniciais próximas e são todas levadas pelo mesmo caminho durante a percolação, saturação e consolidação até o início do ensaio, os valores presentes na figura são, também, semelhantes para todas as amostras e por isso são mostrados apenas uma vez.

A figura 4.24a apresenta os valores das tensões em cada uma das faces pelas deformações médias em cada eixo. Observa-se que as grandezas das tensões são levadas até o valor de ensaio e se mantém constantes e os valores das deformações apresentam uma aparente bi-linearidade inicial (até aproximadamente 40 kPa), e depois acompanham linearmente os acréscimos de tensões, porém uma vez cessados os carregamentos, a amostra continua se deformando.

Este mesmo efeito pode ser observado na figura 4.24c, ao analisarmos a variação do índice de vazios do corpo de prova com o acréscimo da tensão, ele apresenta uma bi-linearidade inicial e

então após atingir o estado alvo, continua perdendo vazios temporariamente, pontua-se que nessa curva os valores de variação de índice de vazio são compatíveis com os resultados apresentados dos ensaios de compressão edométrica e isotópica.

De forma a identificar o término dessas deformações, foi plotado ainda na figura 4.24b a variação das deformações médias em cada face pelo tempo de consolidação, onde visualiza-se que após um tempo de aproximadamente quatro horas as deformações se estabilizam e a consolidação é considerada finalizada.

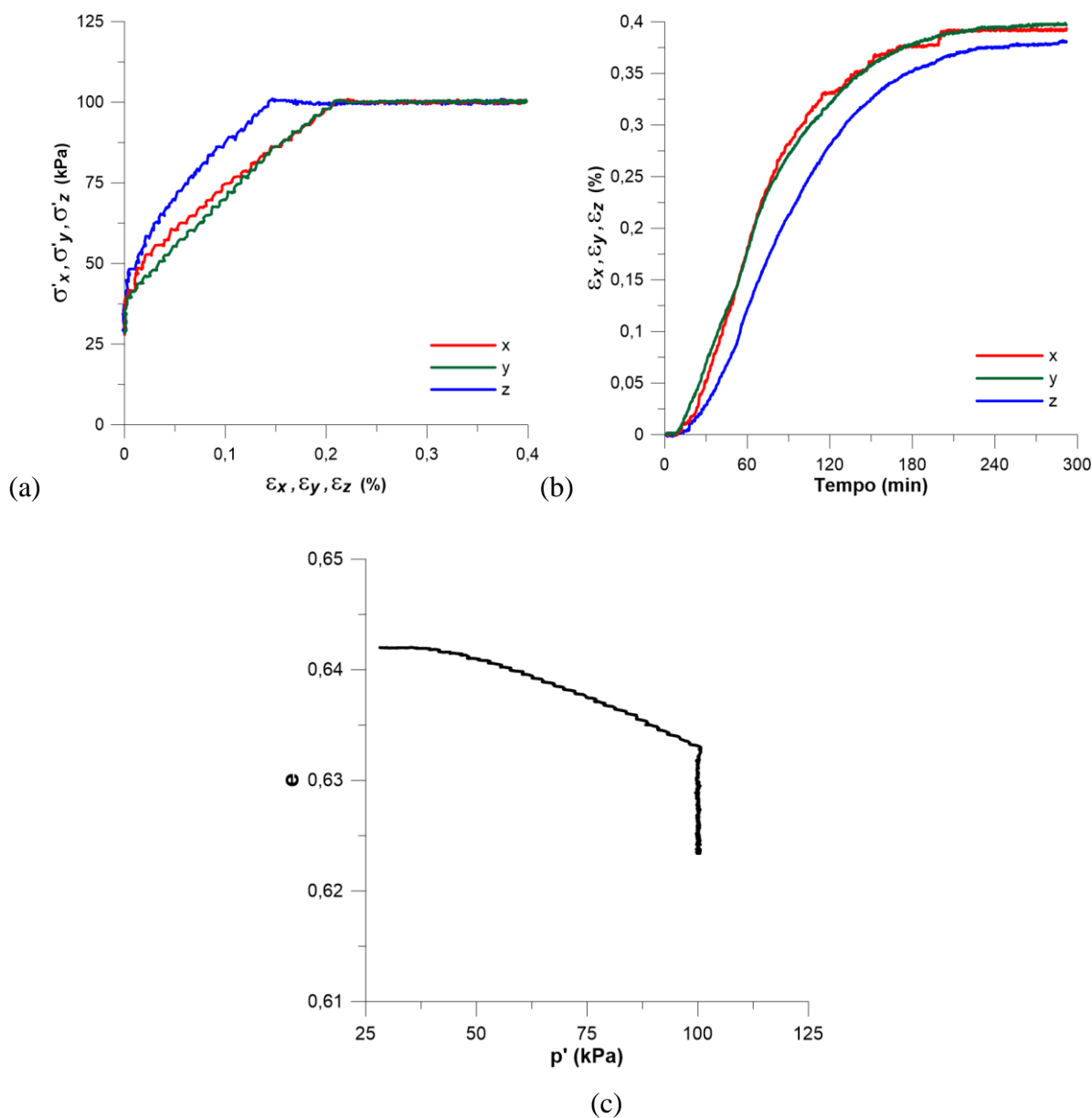


Figura 4.24 – Consolidação típica CP indeformado a) Tensão-deformação b) Deformação axial pelo tempo c) Índice de vazio por  $p'$

Ainda em relação a estes gráficos, os valores nas figuras 4.24a e 4.24b demonstram que as deformações resultantes nos eixos “x” e “y” são praticamente iguais, já a deformação no eixo “z” é menor. Este comportamento distinto em relação à orientação da amostra, já havia sido observado nos ensaios edométricos e será confirmado nos resultados cúbicos seguintes, indicando uma possível anisotropia do material.

Na sequência, são apresentados, individualmente, os resultados dos cubos indeformados, os quais forma divididos pelos caminhos de tensão ( $\alpha$ ), com uso da curva tensão deformação de cada eixo durante a execução do ensaio, reforça-se que em cada face foram realizadas três medidas de deslocamento e as deformações apresentadas correspondem a média de cada face.

Todas as curvas são apresentadas em mesma escala com tensões máximas de 0 a 225 kPa e deformações máxima de -0,8 a 0,8%.

A figura 4.25a apresenta as curvas tensão-deformação do ensaio indeformado com  $\alpha=0^\circ$  e a figura 4.25b mostra o corpo de prova após o ensaio.

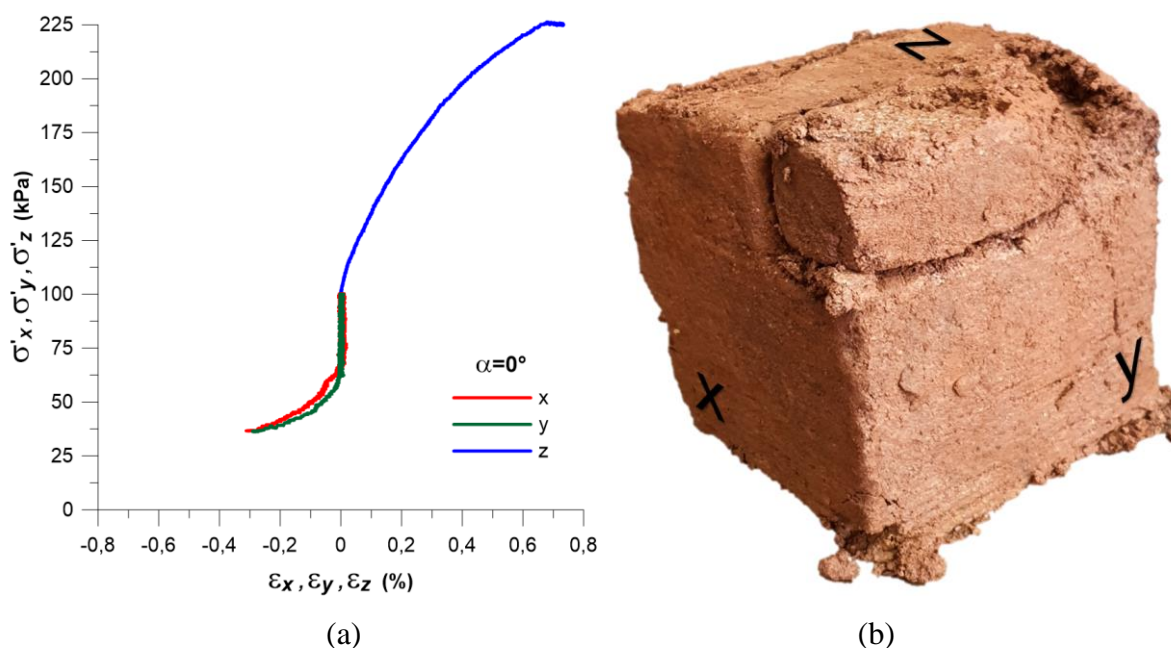


Figura 4.25 – Ensaio cúbico indef.  $\alpha=0^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

Neste ensaio, o eixo z é carregado enquanto os eixos x e y são descarregados em metade deste valor.

As curvas mostram um comportamento bem definido de compressão do eixo z, com uma ruptura abrupta próximo a 0,8%, e um comportamento de extensão nos eixos x e y até 0,4% muito semelhantes entre si.

No corpo de prova é possível visualizar uma ruptura planar em cunha escorregando de z contra x e z (com lado maior em y), pontua-se que uma ruptura tão significativa não é observada na maioria das outras amostras, provavelmente pelo fato de que, além do equipamento não trabalhar no pós-pico, são baixos os níveis de deformações de ruptura dos demais ensaios.

A figura 4.26a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio indeformado com  $\alpha=30^\circ$  e a figura 4.26b mostra o corpo de prova após o ensaio. Neste ensaio, o eixo z é carregado enquanto o eixo x é descarregado em mesmo valor e o eixo y permanece no valor de início do ensaio.

As curvas mostram um comportamento de compressão do eixo z, com uma ruptura abrupta próximo a 0,4%, um comportamento de extensão no eixo x até 0,2%, o qual começa a apresentar resposta significativa apenas para os maiores níveis de tensão desvio e o eixo y não apresenta deformação. No corpo de prova, observa-se a tendência de uma ruptura plana ortogonal ao eixo y, sendo visível o escorregamento da aresta do cubo no sentido de z para x.

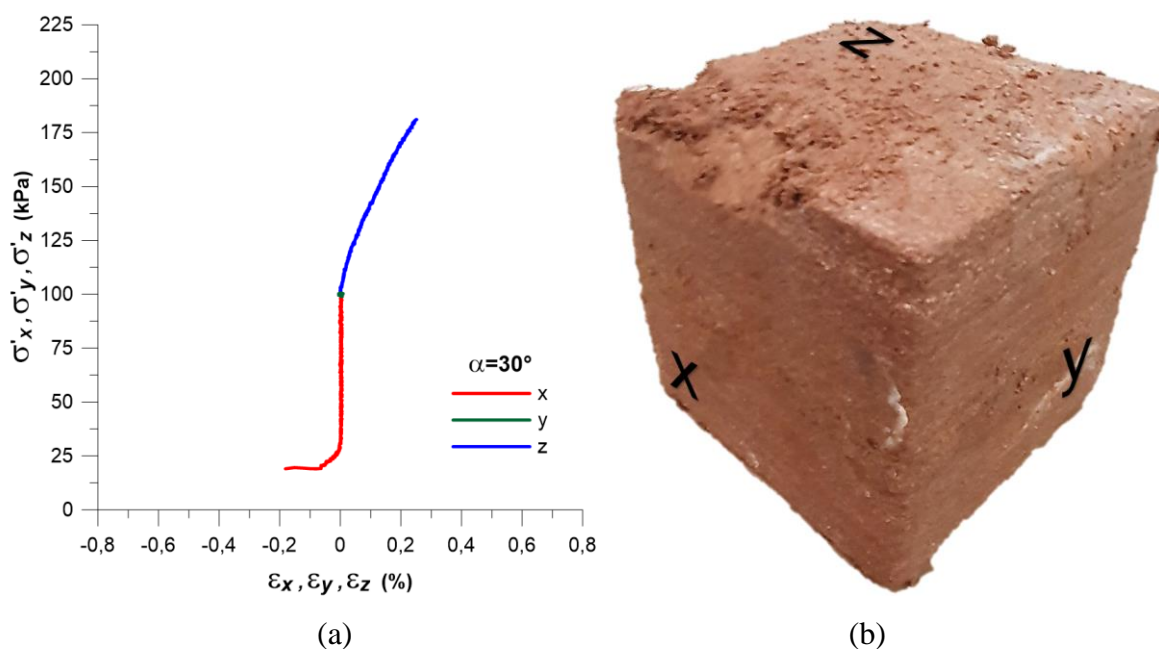


Figura 4.26 – Ensaio cúbico indef.  $\alpha=30^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

A figura 4.27a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio indeformado com  $\alpha=60^\circ$  e a figura 4.27b mostra o corpo de prova após o ensaio. Neste ensaio, os eixos z e y são carregados enquanto o eixo x é descarregado no dobro deste valor.

As curvas mostram um comportamento de compressão dos eixos z e y, com uma ruptura abrupta próximo a 0,4% e um comportamento de extensão no eixo x até 0,25% o qual novamente começa a apresentar resposta significativa apenas para os maiores níveis de tensão desvio, nota-se ainda que apesar de semelhantes, a resposta no eixo z é ligeiramente mais rígida que no eixo y, possuindo deformações levemente menores.

No corpo de prova, observa-se a tendência de uma ruptura plana em cunha, em direção ao eixo x, com o surgimento de algumas fissuras próximas ao centro da face do eixo y, sendo visível o escorregamento da aresta do cubo no sentido de z para x.

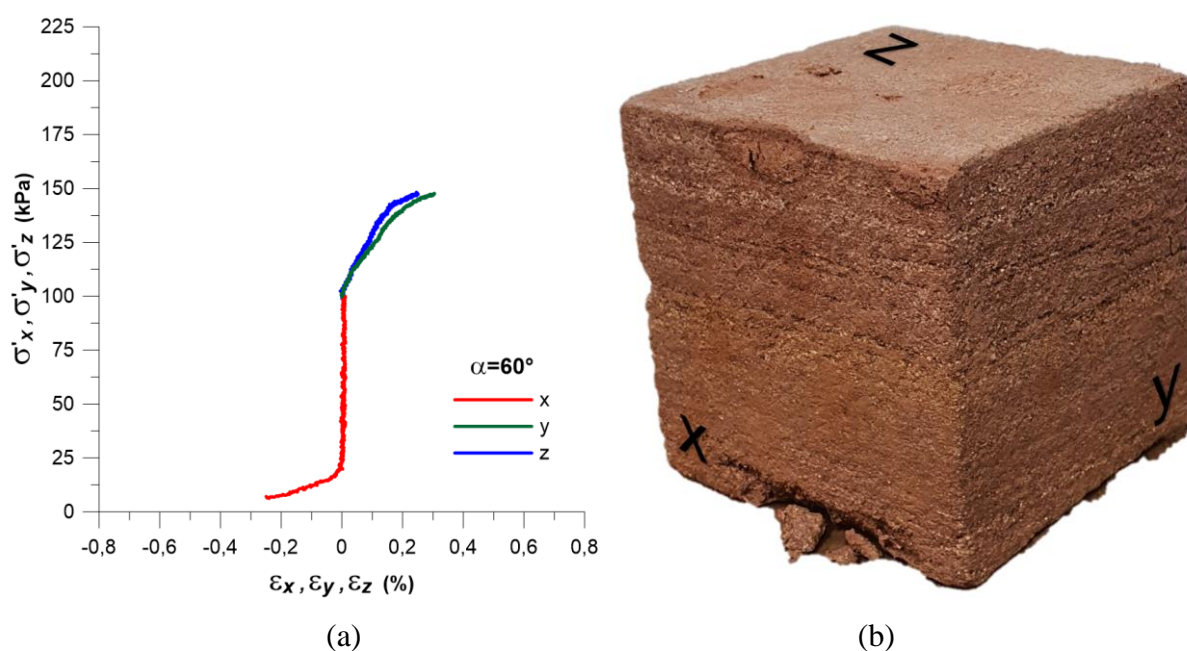


Figura 4.27 – Ensaio cúbico indef.  $\alpha=60^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

A figura 4.28a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio indeformado com  $\alpha=90^\circ$  e a figura 4.28b mostra o corpo de prova após o ensaio.

Neste ensaio, o eixo y é carregado enquanto o eixo x é descarregado, ambos em um mesmo valor e o eixo y permanece no mesmo valor de início do ensaio.

As curvas mostram um comportamento de compressão do eixo y, com uma ruptura abrupta próximo a 0,25%, um comportamento de extensão no eixo x até 0,2%, o qual aqui também começa a apresentar uma resposta significativa, apenas para maiores níveis de tensão desvio e o eixo z não apresenta deformação. No corpo de prova observa-se uma ruptura plana ortogonal ao eixo z, sendo visível fissura ortogonais ao eixo z próximas ao centro das faces dos eixos y e z, com a formação de uma fissura que se aproxima, mas não chega a tocar arestas opostas.

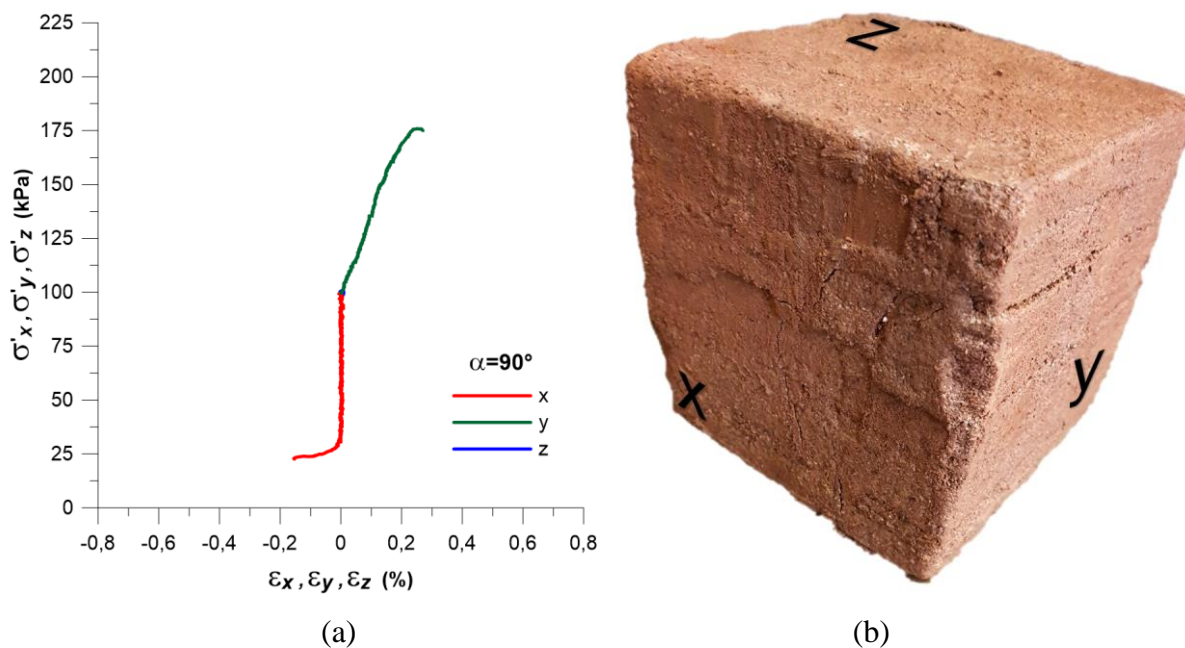


Figura 4.28 – Ensaio cúbico indef.  $\alpha=90^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

A figura 4.29a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio indeformado com  $\alpha=120^\circ$  e a figura 4.29b mostra o corpo de prova após o ensaio. Neste ensaio, o eixo y é carregado enquanto os eixos x e z são descarregados em metade deste valor.

As curvas mostram um comportamento de compressão do eixo y, com uma ruptura abrupta próximo a 0,6%, e um comportamento de extensão nos eixos z até 0,3% e x até 0,2%, estas curvas são distintas entre si o que é explicado pela análise da ruptura da amostra.

No corpo de prova, é possível visualizar uma ruptura planar muito bem definida escorregando de y contra x e z (com lado significativamente maior em z).

Este ensaio é análogo ao ensaio com  $\alpha=0^\circ$ , porém, apresenta uma distinção nos resultados, sendo principalmente: a menor deformação máxima tanto na face carregada, quanto nas faces

descarregadas, um menor valor de tensão desvio máxima e uma forma de ruptura distinta, tais fatores sugerem um grau de anisotropia no solo em condição natural, demais comparações entre as amostras de mesmo caminho são apresentadas após os resultados individuais.

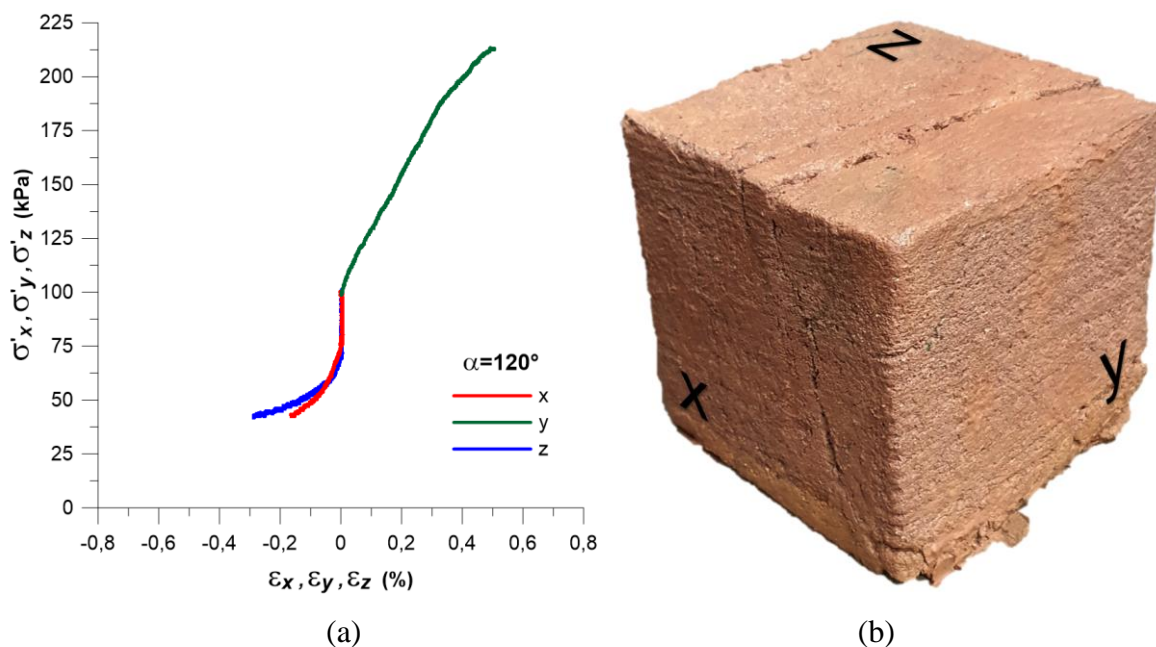


Figura 4.29 – Ensaio cúbico indef.  $\alpha=120^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

A figura 4.30a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio indeformado com  $\alpha=150^\circ$  e a figura 4.30b mostra o corpo de prova após o ensaio. Neste ensaio, o eixo y é carregado enquanto o eixo z é descarregado em mesmo valor e o eixo x permanece no valor de início do ensaio. As curvas mostram um comportamento bem definido de compressão do eixo y, com uma ruptura abrupta próximo a 0,35%, um comportamento de extensão no eixo z até 0,4%, sendo que o eixo x não apresenta deformação. No corpo de prova observa-se a tendência de uma ruptura plana ortogonal ao eixo x, sendo visível uma fissura diagonal no centro da face x.

Este ensaio possui o mesmo caminho (em eixos distintos) que os ensaios a  $\alpha=30$  e  $90^\circ$ , porém apresenta distinção nos resultados, sendo principalmente: diferentes deformações máximas tanto na face carregada quanto nas faces descarregadas, diferentes valores de tensão desvio máxima e forma de ruptura distinta.

Nitidamente, além dos pontos citados, visualiza-se que quando o eixo x é descarregado individualmente nos demais ensaios, esse só começa a apresentar resposta significativa para maiores níveis de tensão desvio, já quando o mesmo acontece com o eixo z, esse apresenta



resposta para valores de tensão desvio menores e ainda a magnitude de deformações máximas maiores (esse efeito é visto tanto na figura 4.30a como posteriormente na figura 4.31a).

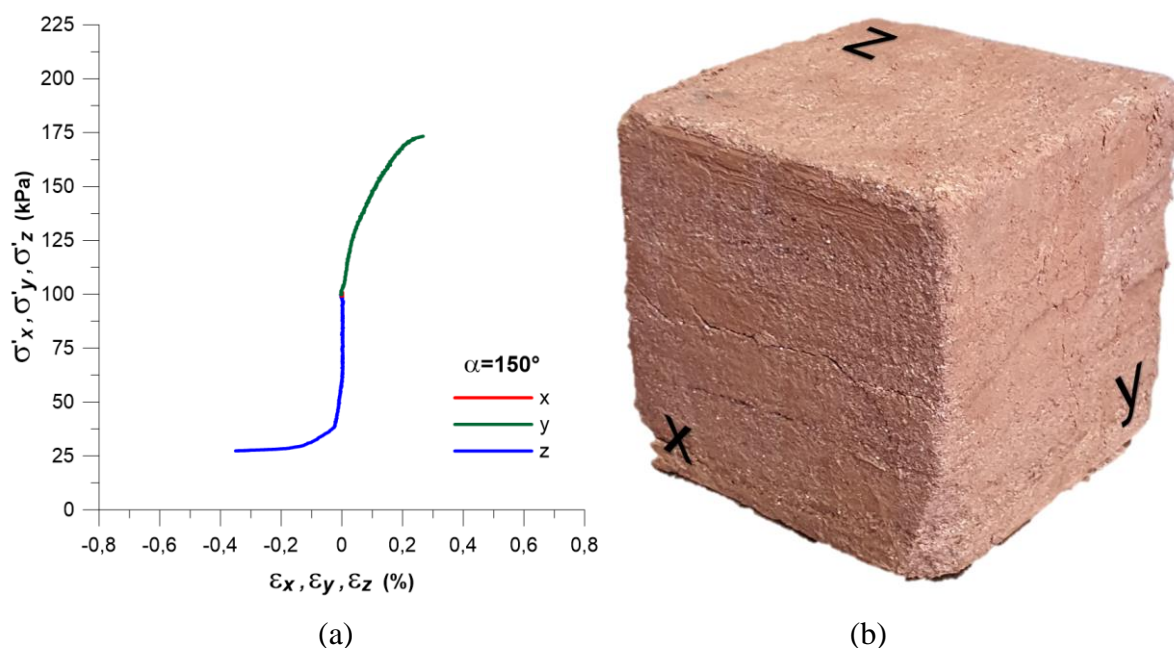


Figura 4.30 – Ensaio cúbico indef.  $\alpha=150^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

A figura 4.31a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio indeformado com  $\alpha=180^\circ$  e a figura 4.31b mostra o corpo de prova após o ensaio. Neste ensaio, os eixos x e y são carregados, enquanto o eixo z é descarregado no dobro deste valor.

As curvas mostram um comportamento de compressão dos eixos x e y, com uma ruptura abrupta próximo a 0,35% e um comportamento de extensão no eixo z até 0,4%. Nota-se que a resposta dos eixos x e y é semelhante, logo, essa é uma tendência que se repetiu em todos os ensaios em que a condição dos eixos x e y foi a mesma.

No corpo de prova observa-se a tendência de uma ruptura plana em direção ao eixo z, com a tendência ao descolamento de algumas camadas no sentido x-y.

Este ensaio é análogo ao ensaio com  $\alpha=60^\circ$ , porém apresenta distinção nos resultados, sendo principalmente: ter maiores deformações máximas, tanto na face carregada, quanto nas faces

descarregadas (de 0,25 % para 0,4%) e menor valor de tensão desvio máxima.

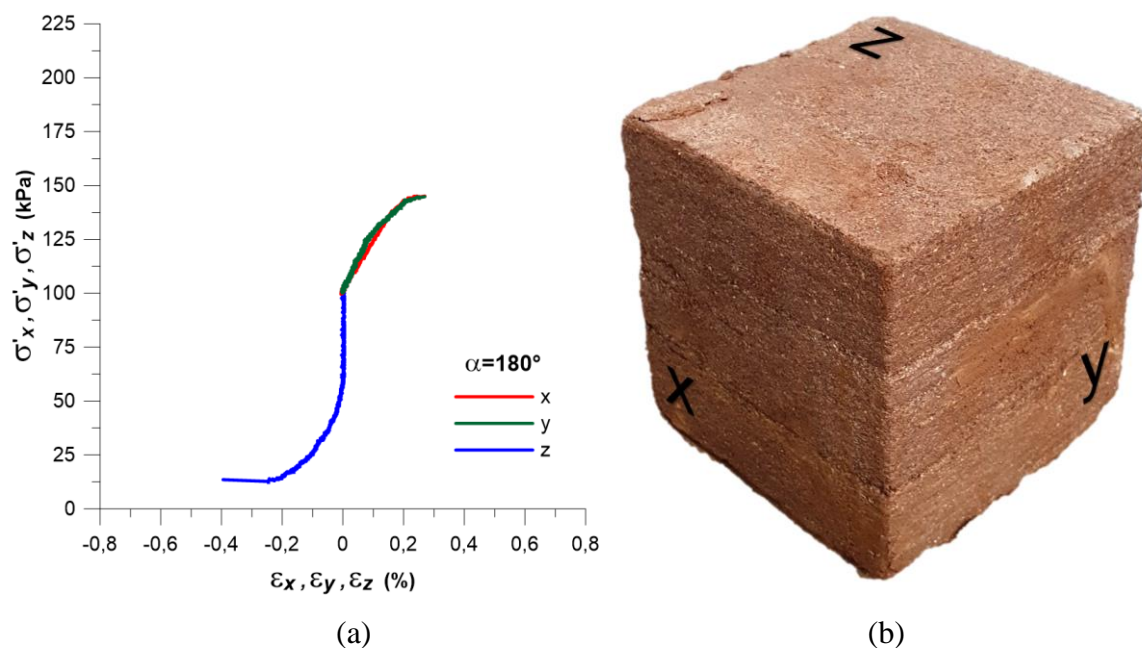


Figura 4.31 – Ensaio cúbico indef.  $\alpha=180^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

Por fim, apresentam-se os resultados de todos os cubos indeformados ensaiados a  $p'$  de 100 kPa, a figura 4.32 exibe as curvas de tensão desvio por deformação cisalhante, onde cada curva representa um cubo em um caminho de tensão, conforme legenda e a figura 4.33 exibe as curvas de deformação volumétrica pela deformação cisalhante.

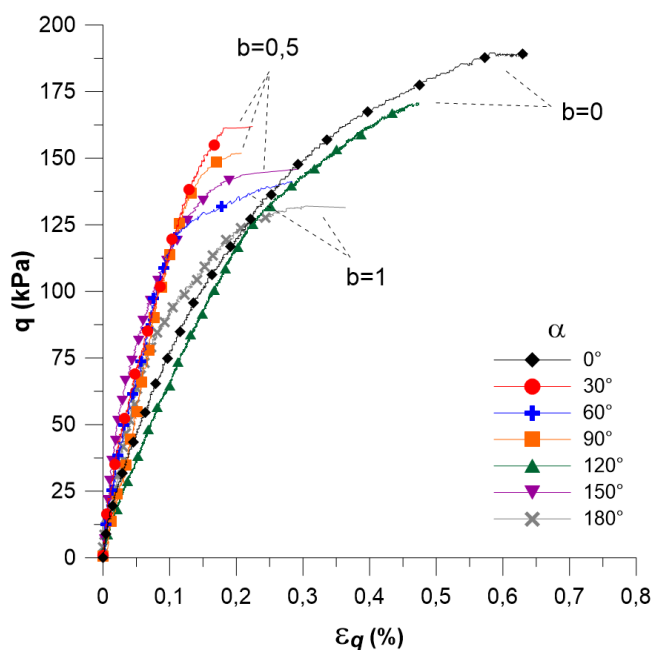


Figura 4.32 – Triaxiais cúbicos indeformados: Tensão desvio por deformação cisalhante

Para análise desses resultados, será utilizado o parâmetro “b”, no qual amostras de mesmo “b” foram ensaiadas pelo mesmo caminho ainda que em faces distintas, sendo  $b=0$  para ensaios com carregamento em uma face e descarregamento em duas ( $\alpha=0$  e  $120^\circ$ ),  $b=0,5$  para ensaios com carregamento em uma face, descarregamento em outra e mantendo a terceira constante ( $\alpha=30, 90$  e  $150^\circ$ ) e  $b=1$  para ensaios com carregamento em duas faces e descarregamento em uma ( $\alpha=60$  e  $180^\circ$ ).

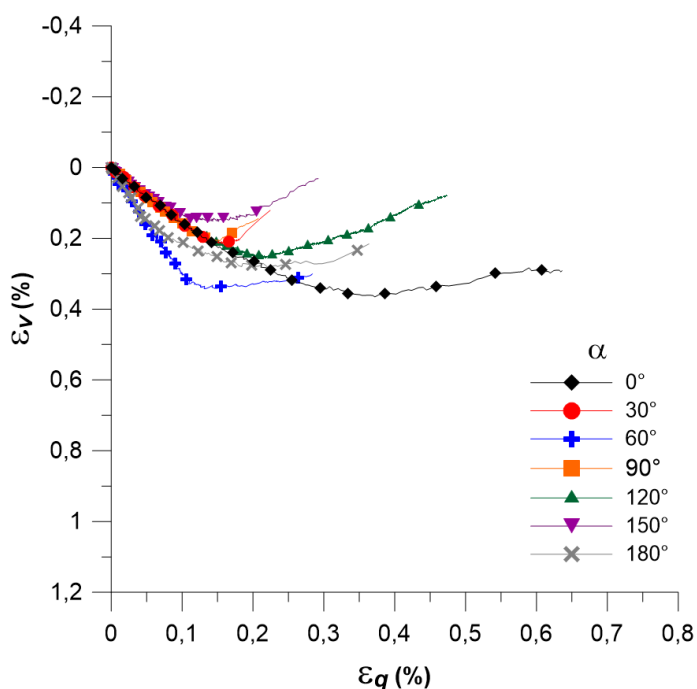


Figura 4.33 –Triaxiais cúbicos indeformados: Def. volumétrica por def. cisalhante

Observa-se que as amostras com  $b=0,5$  se mostram mais rígidas que as amostras com  $b=0$ , e nestes dois casos, as amostras de mesmo  $b$  apresentam rigidezes semelhantes entre si. Já para as amostras de  $b=1$  a rigidez do CP de  $\alpha=60^\circ$  (que se aproxima das curvas de  $b=0,5$ ) se mostra visualmente distinta da rigidez do CP de  $\alpha=180^\circ$ .

Em relação as tensões desvios máxima, mesmo os corpos de prova de mesmo  $b$ , possuem valores distintos entre si, especialmente para  $b=1$ .

Em relação as deformações volumétricas, os ensaios apresentam comportamento semelhante (de perda inicial de volume com uma sequência de estabilização ou de um pequeno ganho).

A seguir, são apresentados os demais resultados dos ensaios cúbicos indeformados, a figura 4.34 mostra a roseta  $q_z$  por  $q_x$  e a figura 4.35 mostra os valores da tensão desvio máxima em função do ângulo da direção do caminho de tensão.

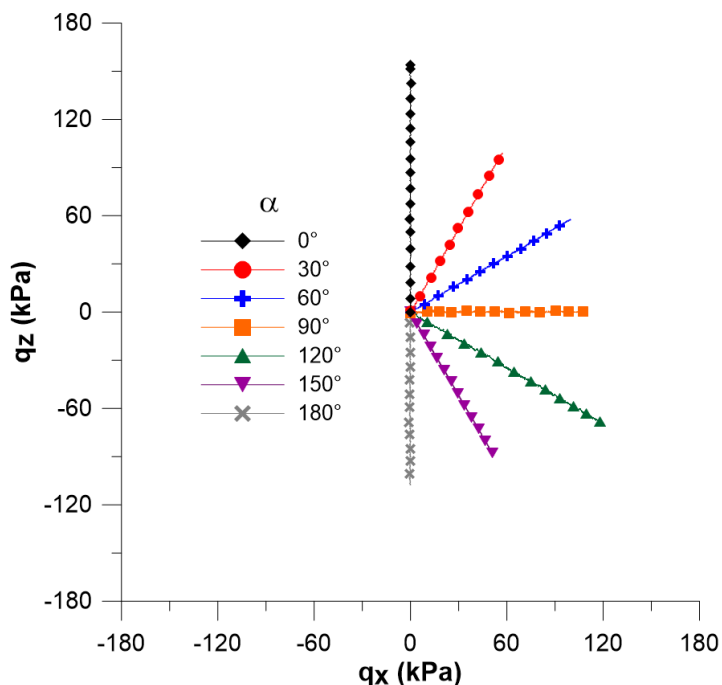


Figura 4.34 – Resultados triaxiais cúbicos indeformados: Roseta  $q_z$ - $q_x$

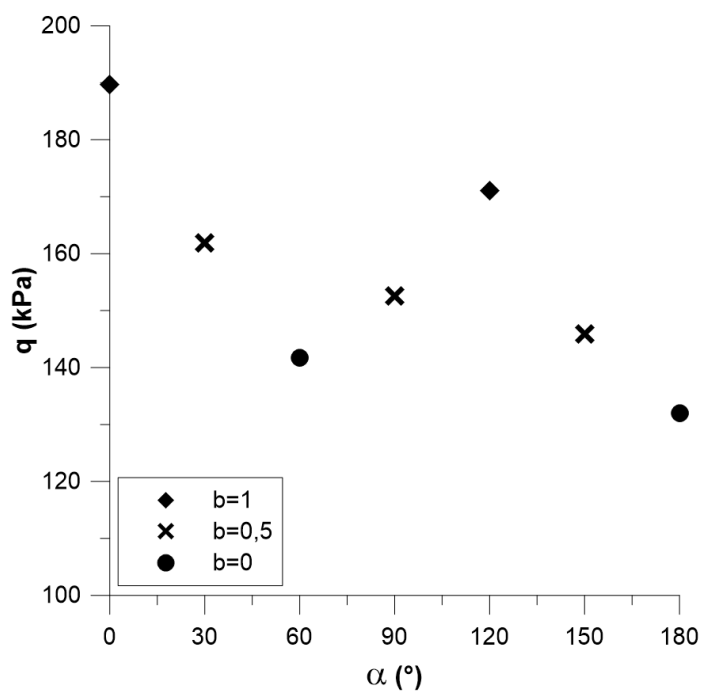


Figura 4.35 – Triaxiais cúbicos indeformados: Variação da tensão desvio máxima em função dos caminhos de tensão

A figura 4.35 demonstra um grau de anisotropia do comportamento no material, uma vez que para um material perfeitamente isotrópico os ensaios de mesmo  $b$  possuem mesmo valor de  $q$  máximo. Já os valores da figura 4.34 serão utilizados na sequência como base para aplicação das envoltórias de ruptura.

Posteriormente, foram realizados mais dois ensaios cúbicos com amostras indeformadas e  $\alpha=0^\circ$ , um a  $p'=150$  kPa e outro a  $p'=50$  kPa, os resultados desses ensaios são plotados em conjunto com o resultado do ensaio a  $p'=100$  kPa e constam na figura 4.36, com eixo vertical em mesma escala e comum aos três gráficos. Observa-se que quanto maior o  $p'$  de ensaio, maior o nível das deformações e das tensões desvio máximas obtidas.

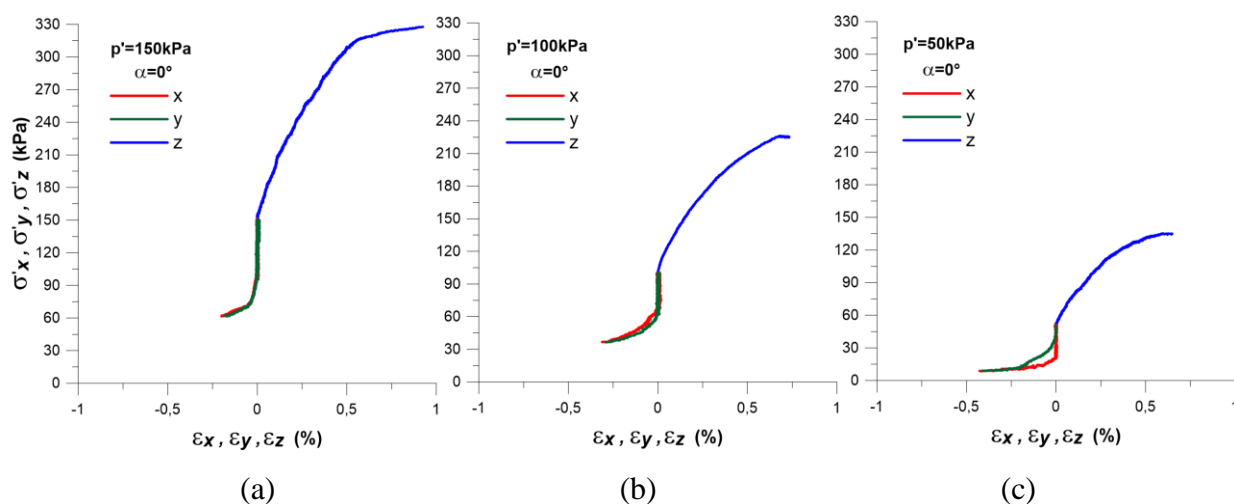


Figura 4.36 – Comparação ensaios cúbicos indeformados  $\alpha=0^\circ$  a)  $p'=150$  kPa a)  $p'=100$  kPa c)  $p'=50$  kPa

Com base nesses valores, a figura 4.37 apresenta o grupo de resultados dos três ensaios plotados em conjunto, na figura 4.37a são mostradas as três curvas de tensão desvio por deformação, comportamentos de forma semelhante e valores crescentes com o aumento do  $p'$  de ensaio são observados, os quais podem ser analisados, em detalhes, na figura 4.37b, a qual repete os mesmos resultados, mas agora normalizando a tensão desvio pela tensão média de cada ensaio, onde se visualiza a inversão da posição das curvas (com a da maior  $p'$  mais embaixo e a de menor  $p'$  mais em cima) e formatos semelhantes.

A figura 4.37c, por sua vez, demonstra as curvas da variação volumétrica pela deformação cisalhante onde uma possível tendência da ocorrência de três comportamentos distintos para os três ensaios pode ser observada, com a amostra de  $p'=50$  kPa tendendo a uma leve expansão, a

amostra de  $p'=100\text{kPa}$  tendendo à estabilização e a amostra  $p'=150\text{kPa}$  tendendo a uma leve contração volumétrica. Por fim, a figura 4.37d apresenta as três trajetórias de tensão dos ensaios plotadas pelas invariantes de tensão  $q$  vs  $p'$ , de onde se pode inferir os parâmetros de ângulo de atrito de  $34,5^\circ$  e intercepto coesivo de  $26,7\text{ kPa}$  para o material no estado indeformado, estes são utilizados no transcorrer dessa pesquisa para construção das envoltórias de ruptura.

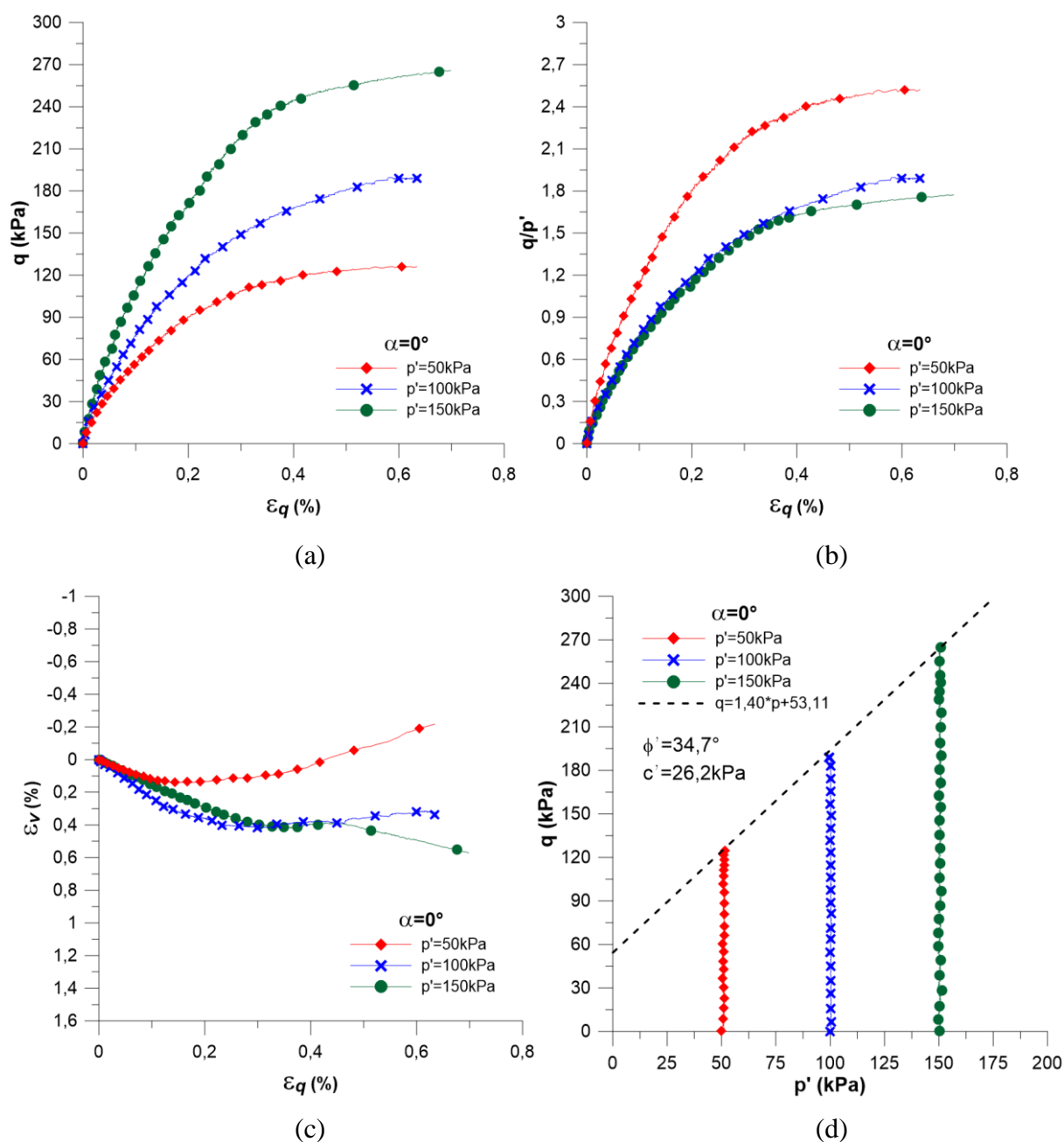


Figura 4.37 – Ensaios cúbicos indeformados  $\alpha=0^\circ$  a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Tensão desvio normalizado por deformação cisalhante c) Deformação volumétrica por deformação cisalhante d) Tensão desvio pela tensão média

Foram realizados, ainda, outros dois ensaios cúbicos adicionais, com amostras indeformadas e  $\alpha=30^\circ$ , um a  $p'=150$  kPa e outro a  $p'=50$  kPa, os resultados desses ensaios são plotados em conjunto com o resultado do ensaio a  $p'=100$  kPa na figura 4.38, com eixo vertical em mesma escala e comum aos três gráficos.

O comportamento para  $\alpha=30^\circ$  nos demais  $p'$  é análogo ao descrito anteriormente para o corpo de prova ensaiado a  $p'$  de 100 kPa, com o carregamento em z e descarregamento em x.

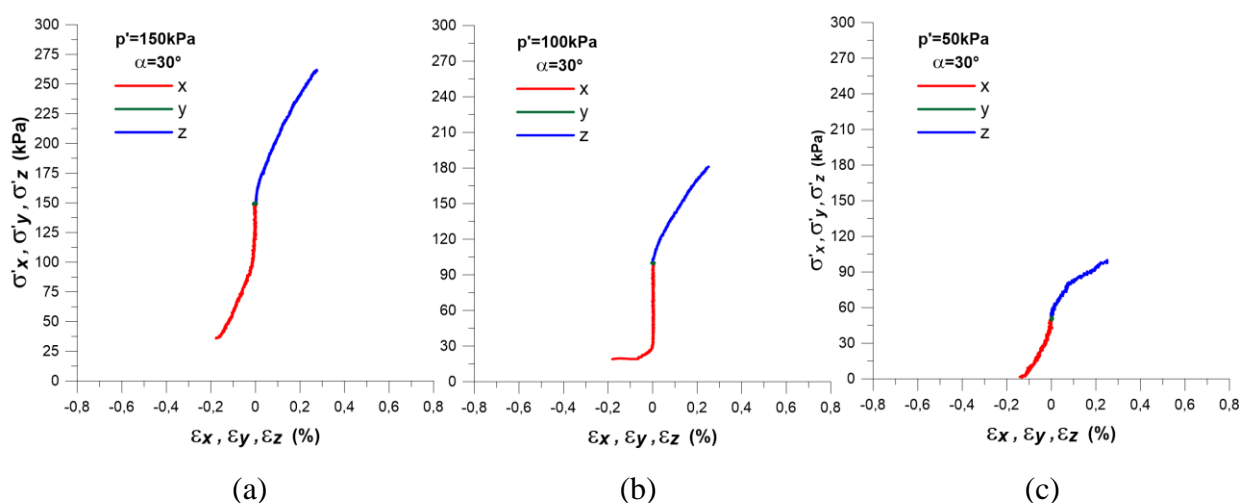


Figura 4.38 – Comparação ensaios cúbicos indeformados  $\alpha=30^\circ$  a)  $p'=150$  kPa a)  $p'=100$  kPa c)  $p'=50$  kPa

Observa-se, novamente que quanto maior o  $p'$  de ensaio, maior o nível das tensões máximas obtidas.

Com base nesses valores a figura 4.39 apresenta os resultados dos três ensaios plotados em conjunto. Na figura 4.39a são mostradas as três curvas de tensão desvio por deformação cisalhante, valores crescentes de tensão desvio máxima são observados com o aumento do  $p'$  de ensaio. Nesta figura nota, ainda, que a rigidez dos ensaios com  $p'$  a 100 e a 150 kPa são semelhantes e maiores que as do ensaio a 50 kPa.

Por sua vez, a figura 4.39b, demonstra as curvas da variação volumétrica pela deformação cisalhante, onde uma tendência a um mesmo comportamento para os três ensaios pode ser vista, com todos os corpos de prova possuindo uma leve contração volumétrica.

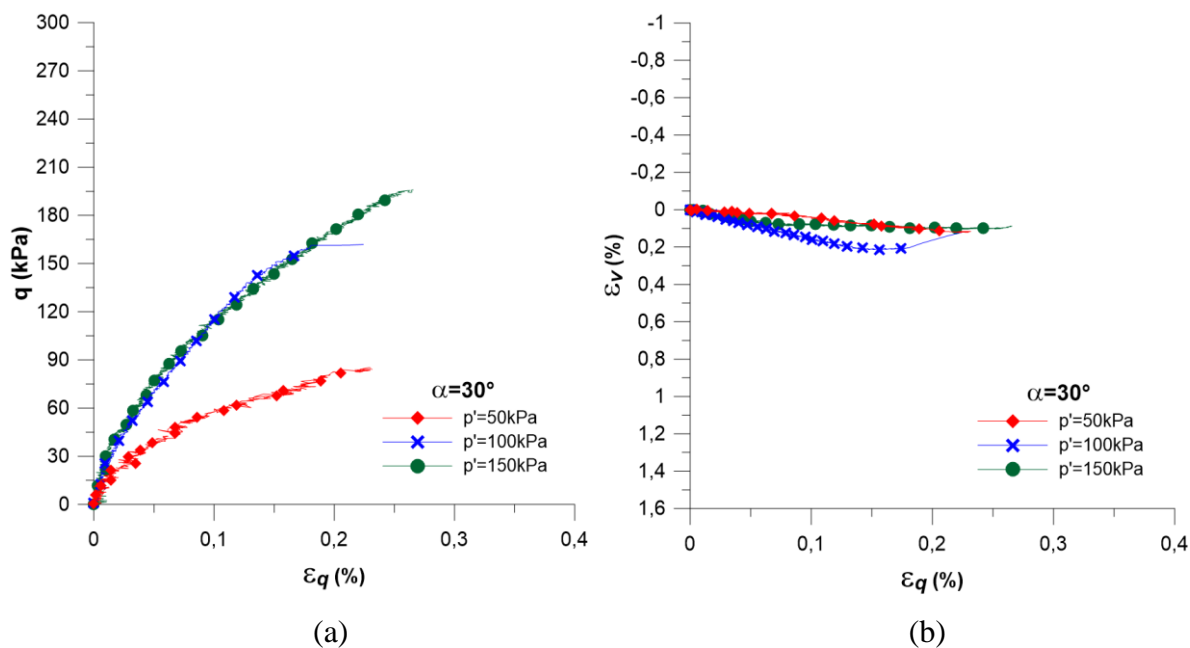


Figura 4.39 – Ensaio cúbicos indeformados  $\alpha=30^\circ$  a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Deformação volumétrica por deformação cisalhante

Por fim, foram realizados outros dois ensaios cúbicos com amostras indeformadas e  $\alpha=60^\circ$ , um a  $p'=150$  kPa e outro a  $p'=50$  kPa, os resultados desses ensaios são plotados em conjunto com o resultado do ensaio a  $p'=100$  kPa na figura 4.40, com eixo vertical em mesma escala e comum aos três gráficos. Nesta condição, se repete o comportamento de que quanto maior o  $p'$  de ensaio, maior o nível das deformações e das tensões máximas obtidas.

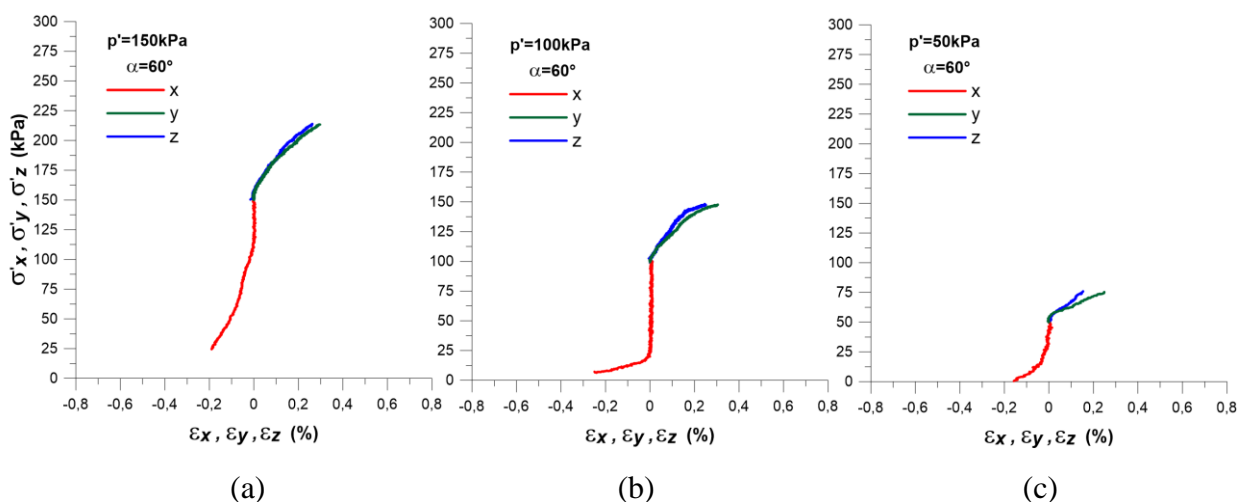


Figura 4.40 – Comparação ensaios cúbicos indeformados  $\alpha=60^\circ$  a)  $p'=150$  kPa b)  $p'=100$  kPa c)  $p'=50$  kPa



Com base nesses valores, a figura 4.41 apresenta os resultados dos três ensaios plotados em conjunto. Na figura 4.41a são mostradas as três curvas de tensão desvio por deformação cisalhante e, como esperado, quanto o maior valor das tensões médias de ensaio, maior foi a tensão desvio máxima observada. Mais uma vez é possível se percebe que a rigidez dos ensaios com  $p'$  a 100 e a 150 kPa são semelhantes e são maiores que as do ensaio a 50 kPa.

A figura 4.41b, por sua vez, demonstra as curvas da variação volumétrica pela deformação cisalhante, onde mais uma vez, uma tendência a um mesmo comportamento para os três ensaios pode ser vista, com todos os corpos de prova possuindo uma leve contração volumétrica.

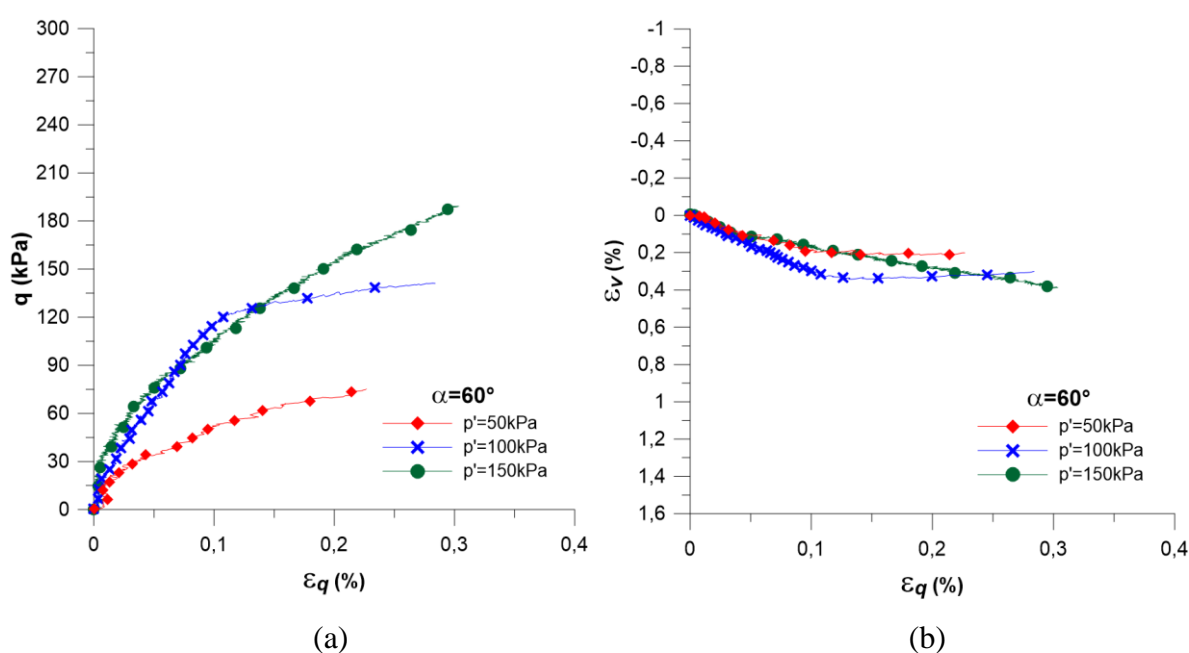


Figura 4.41 – Ensaio cúbicos indeformados  $\alpha=60^\circ$  a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Deformação volumétrica por deformação cisalhante

Em relação ao estado dos corpos de prova ao final do ensaio, nestes conjuntos de ensaios com outros  $p'$ , aqueles que foram ensaios a  $p'=50$  kPa apresentaram pouco distinção de forma em relação ao estado já apresentado nas amostras de  $p'=100$  kPa, já os CP ensaiados a  $p'=150$  kPa são apresentados na Figura 4.42.

Na figura 4.42a, para o corpo de prova ensaiado com  $\alpha=30^\circ$ , é possível visualizar uma ruptura planar no sentido de  $z$  para  $x$ , com fissuras horizontais no centro da face  $x$ .

Na figura 4.42b, para o corpo de prova ensaiado com  $\alpha=60^\circ$  notam-se fissuras diagonais no canto superior esquerdo e direito (próximo as arestas de z-x e z-y) formando uma cunha bem definida de x-y para z.

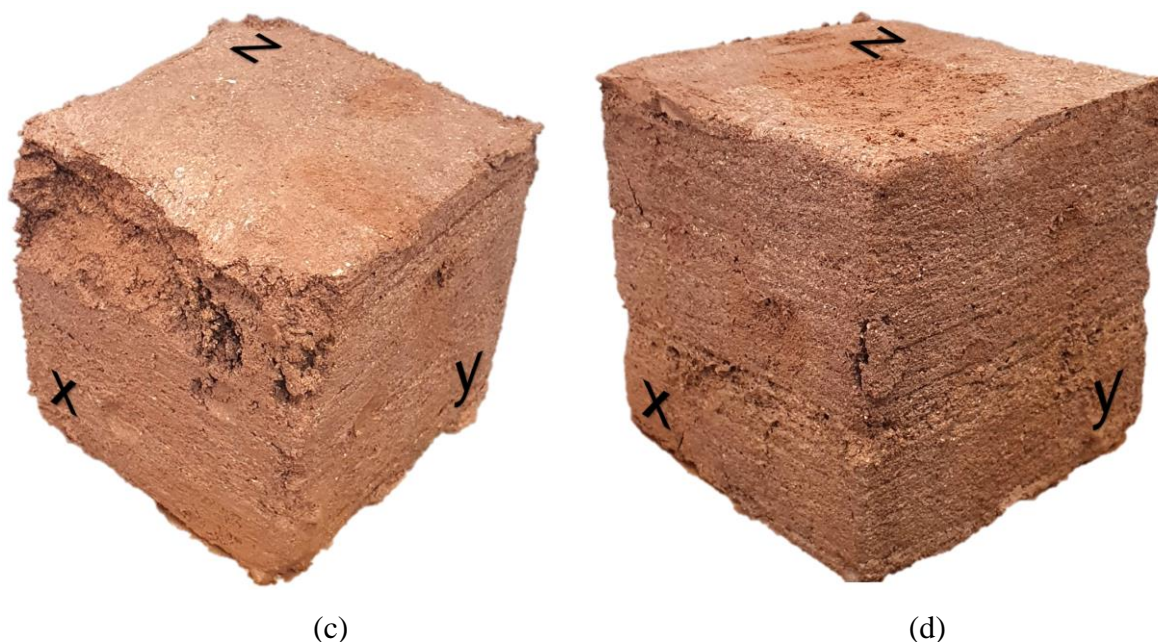


Figura 4.42 – CPs indeformados ensaiados  $p'=150$  kPa a)  $\alpha=30^\circ$  b)  $\alpha=60^\circ$

A figura 4.43 apresenta um comparativo das rosetas  $q_x$ - $q_z$ , obtidas para os três estados de tensão média ensaiados, nela fica evidente o efeito do aumento do nível das tensões com aumento de  $p'$ . Pontua-se que essas rosetas definem o chamado “primeiro setor de Lode”, no qual, como esperado, o comportamento dos três caminhos é homogêneo entre os estados.

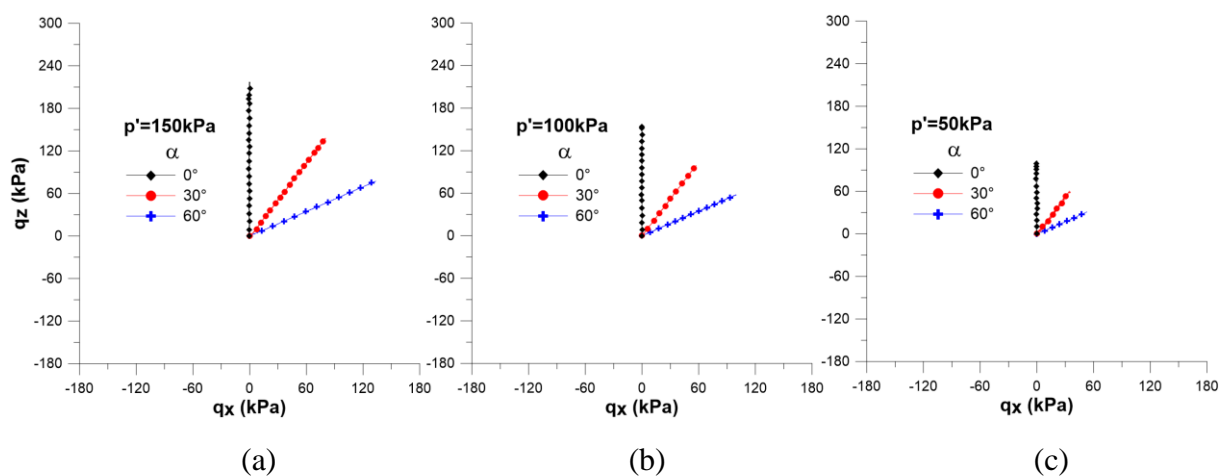


Figura 4.43 – Rosetas indeformadas a)  $p'=150$  kPa b)  $p'=100$  kPa c)  $p'=50$  kPa

## 4.9 Triaxiais cúbicos remoldados

De forma correlata, nos ensaios indeformados, inicia-se o tópico dos resultados dos ensaios triaxiais cúbicos em amostras remoldadas, com a apresentação, na figura 4.44, do comportamento típico de um corpo de prova durante a etapa de consolidação dos ensaios a  $p'$  de 100 kPa. A figura 4.44a apresenta os valores das tensões em cada uma das faces pelas deformações médias causadas, observa-se que as grandezas das tensões são levadas até o valor de ensaio e se matem constantes, já os valores das deformações acompanham linearmente os acréscimos de tensões, porém uma vez cessados os carregamentos, a amostra continua se deformando.

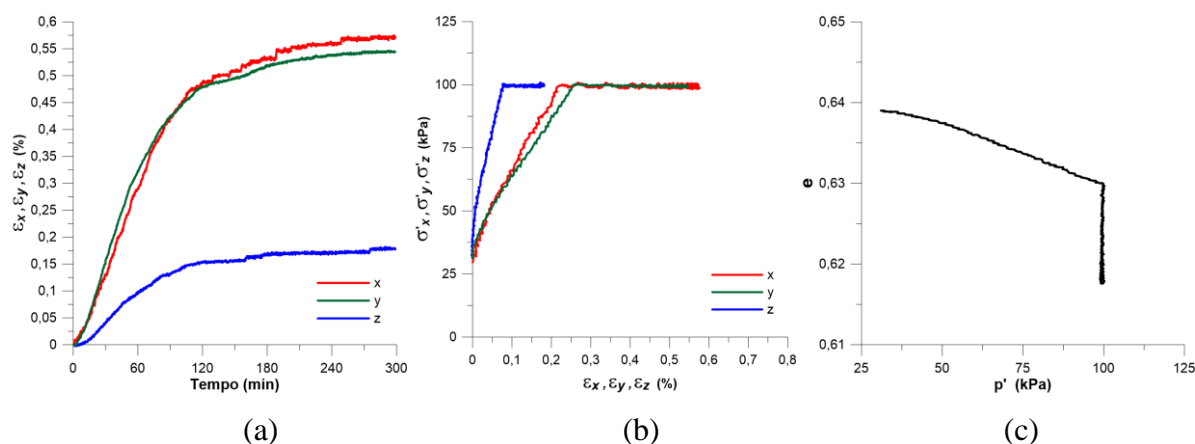


Figura 4.44 – Consolidação típica CP remoldado a) Deformação axial pelo tempo b) Tensão-deformação c) Índice de vazio por  $p'$

Este mesmo efeito pode ser observado na figura 4.44c, ao analisarmos a variação do índice de vazios do corpo de prova com o acréscimo da tensão, onde após atingir o estado alvo a amostra continua perdendo vazios temporariamente, pontua-se, ainda nessa curva, que os valores de variação de índice de vazio são compatíveis com os resultados apresentados dos ensaios de compressão edométrica e isotópica.

De forma a identificar o término dessas deformações foi plotado na figura 4.44b a variação das deformações médias em cada face pelo tempo de consolidação, onde visualiza-se que após um tempo de aproximadamente quatro horas as deformações se estabilizam e a consolidação é considerada finalizada.

Ainda em relação a estes gráficos, os valores apresentados nas figuras 4.44a e 4.4b demonstram que as deformações resultantes nos eixos “x” e “y” são praticamente iguais, já a deformação no eixo “z” é consideravelmente menor. Este comportamento distinto em relação a orientação a amostra (no sentido da compactação), já havia sido observado nos ensaios de módulo cisalhamento e será confirmado nos resultados cúbicos seguintes.

A figura 4.45a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio remoldado com  $\alpha=0^\circ$  e a figura 4.45b mostra o corpo de prova após o ensaio. Neste ensaio o eixo z é carregado enquanto os eixos x e y são descarregados em metade deste valor.

As curvas mostram uma resposta compatível a um comportamento dúctil, de compressão do eixo z, com uma ruptura próxima a 2,1%, e um comportamento de extensão nos eixos x e y até 0,75%, o quais são semelhantes entre si.

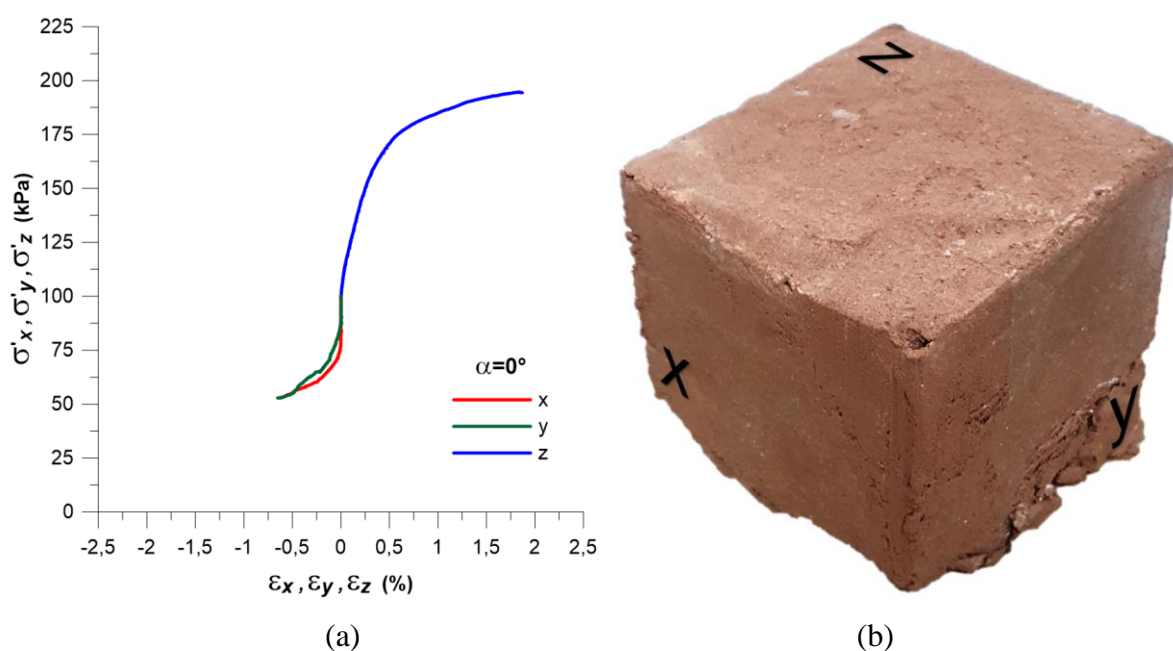


Figura 4.45 – Ensaio cúbico remold.  $\alpha=0^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

No corpo de prova é possível visualizar uma ruptura planar em cunha escorregando de z contra x e z a partir do centro de cada uma das faces. A figura 4.46 apresenta uma vista lateral, que permite melhor visualização dessa cunha.



Figura 4.46 – Ensaio cúbico remoldado  $\alpha=0^\circ$ , CP ensaiado, vista lateral

A figura 4.47a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio remoldado com  $\alpha=30^\circ$  e a figura 4.47b mostra o corpo de prova após o ensaio. Neste ensaio o eixo z é carregado, enquanto o eixo x é descarregado em mesmo valor e o eixo y permanece no valor de início do ensaio.

As curvas mostram uma resposta compatível a um comportamento dúctil, bem definido de compressão do eixo z, com uma ruptura próximo a 1,5%, um comportamento de extensão no eixo x até 1%, e o eixo y apresenta um pequeno grau de deformação de compressão.

No corpo de prova, observa-se a tendência de uma ruptura plana ortogonal ao eixo y, sendo visível o escorregamento da aresta do cubo no sentido de z para x.

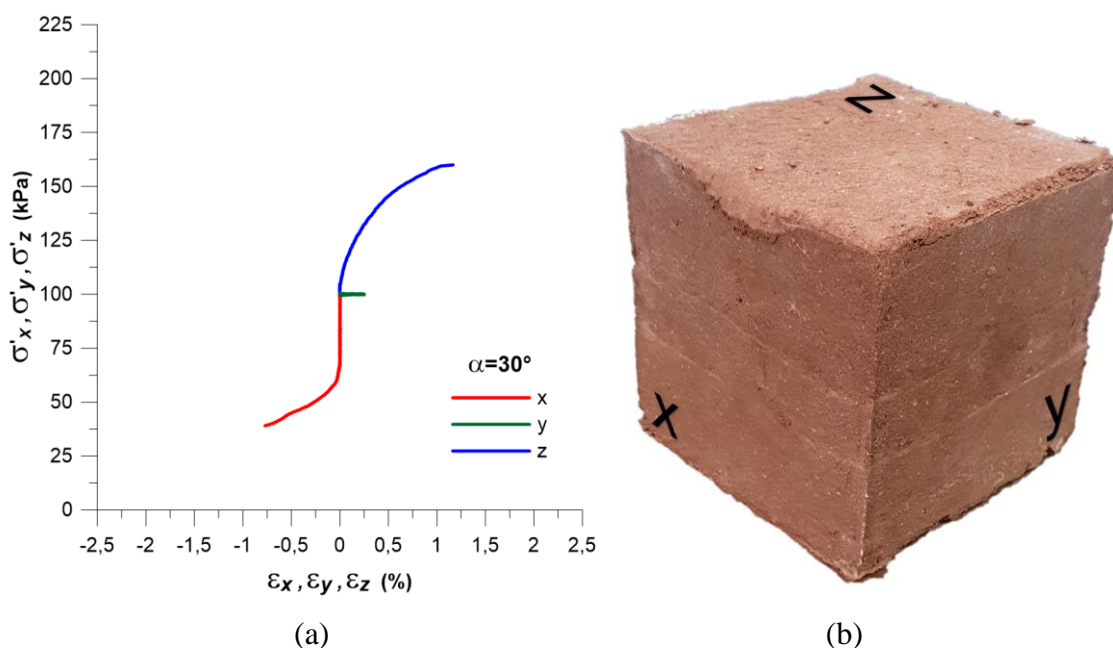


Figura 4.47 – Ensaio cúbico remold.  $\alpha=30^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

A figura 4.48a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio remoldado realizado com  $\alpha=60^\circ$  e a figura 4.48b mostra o corpo de prova após o ensaio. Neste ensaio, os eixos z e y são carregados enquanto o eixo x é descarregado no dobro deste valor.

As curvas mostram um comportamento compatível a dúctil, bem definido de compressão dos eixos z e y, com uma ruptura próxima a 0,75% em z e 1,25% em y e um comportamento de extensão no eixo x até 1,25%.

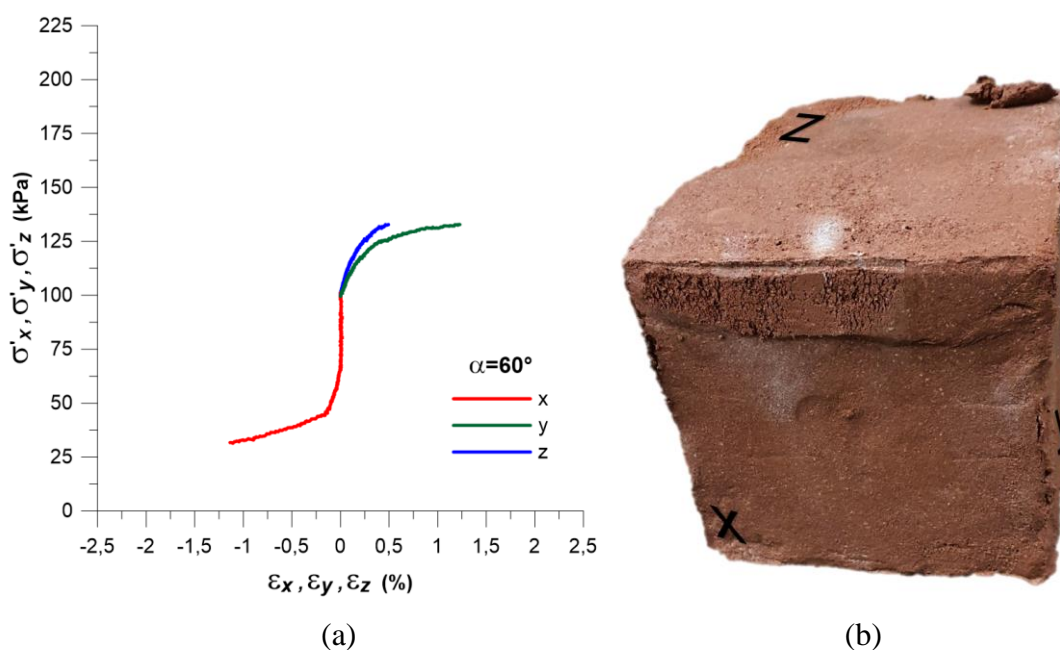


Figura 4.48 – Ensaio cúbico remold.  $\alpha=60^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

Nota-se, assim que a resposta no eixo z (eixo de compactação da amostra) é mais rígida que no eixo y, possuindo deformações menores. No corpo de prova observa-se a tendência de uma ruptura plana em cunha em direção ao eixo x, com abaulamento proeminente do eixo y, sendo visível o escorregamento da aresta do cubo no sentido de z e y para x.

A Figura 4.49a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio remoldado com  $\alpha=90^\circ$  e a Figura 4.49b mostra o corpo de prova após o ensaio. Neste ensaio, o eixo y é carregado, enquanto o eixo x é descarregado em mesmo valor e o eixo z permanece no valor de início do ensaio.

As curvas mostram uma resposta compatível a um comportamento dúctil, bem definido de compressão do eixo y, com uma ruptura próxima a 1,75%, um comportamento de extensão no eixo x até 1,25% e o eixo z não apresenta deformação.

Para este ensaio não foi possível se retirar o copo de prova da célula cúbica sem danificá-lo severamente, assim a figura 4.49b mostra a amostra ensaiada ainda dentro do equipamento após a retirada das *cushions*, onde observa-se uma ruptura plana ortogonal ao eixo z, sendo visível fissura próximas ao centro da face do eixo y.

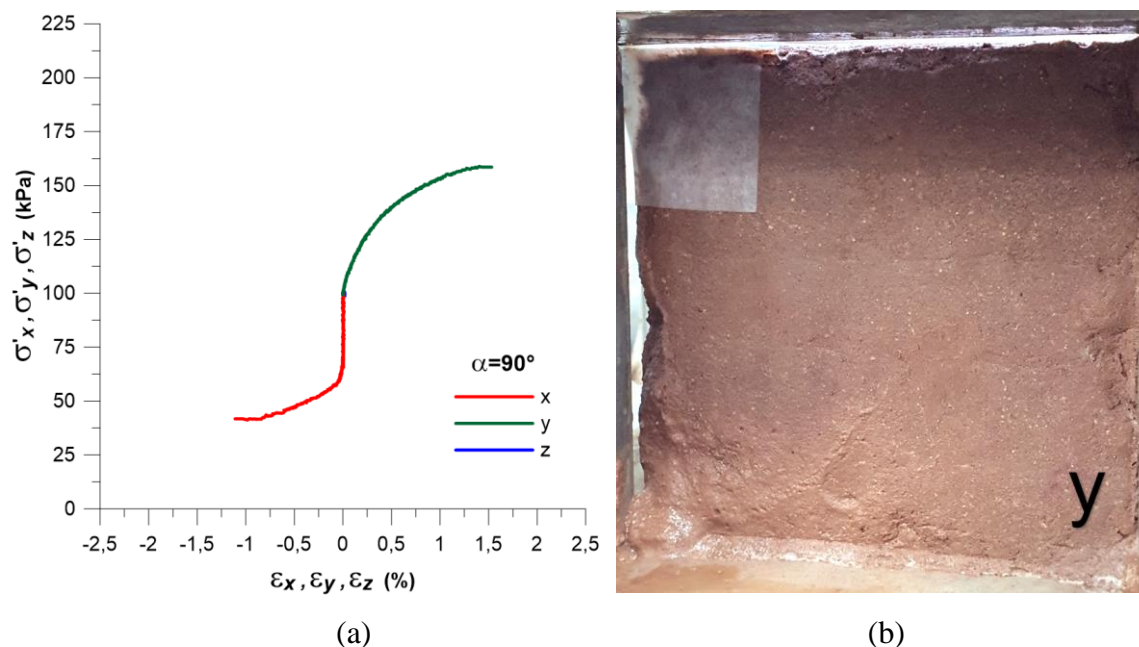


Figura 4.49 – Ensaio cúbico remold.  $\alpha=90^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

A Figura 4.50a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio remoldado com  $\alpha=120^\circ$  e a Figura 4.50b mostra o corpo de prova após o ensaio. Neste ensaio, o eixo y é carregado enquanto os eixos x e z são descarregados em metade deste valor.

As curvas mostram uma resposta compatível a um comportamento dúctil, bem definido de compressão do eixo y, com uma ruptura próxima a 2,1%, e um comportamento de extensão nos eixos z até 0,75% e x até 0,9%, mais uma vez repetindo-se o efeito de maior rigidez no eixo da compactação da amostra (z) e a ocorrência de menores deformações em relação ao seu par de eixo carregado (y).

No corpo de prova é possível visualizar uma ruptura bem definida escorregando de y contra x e z (ligeiramente mais inclinada no sentido de x).

Este ensaio é análogo ao ensaio com  $\alpha=0^\circ$  e apresenta resultados semelhantes: os níveis de deformação máxima, tanto na face carregada, quanto nas faces descarregadas (ainda que

menores no eixo da compactação z) são compatíveis e os valores de tensão desvio máxima são próximos.

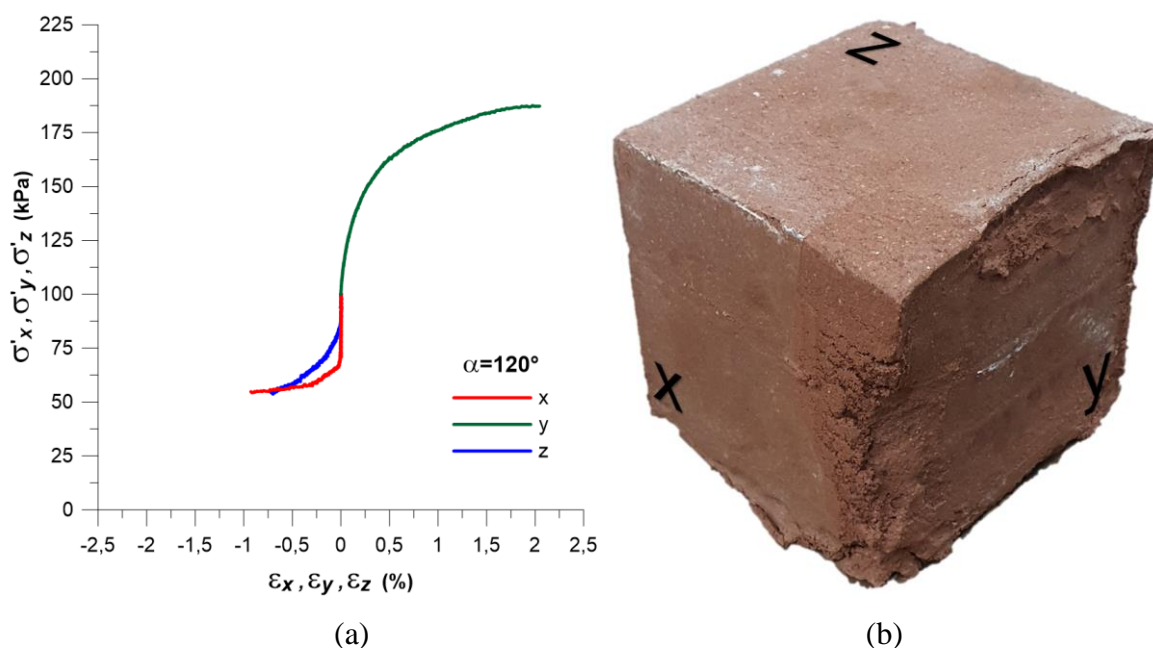


Figura 4.50 – Ensaio cúbico remold.  $\alpha=120^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

A Figura 4.51a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio remoldada com  $\alpha=150^\circ$  e a Figura 4.51b mostra o corpo de prova após o ensaio. Neste ensaio, o eixo y é carregado enquanto o eixo z é descarregado em mesmo valor e o eixo x permanece no valor de início do ensaio.

As curvas mostram uma resposta compatível a um comportamento dúctil, bem definido de compressão do eixo y, com uma ruptura próxima a 1,25%, um comportamento de extensão no eixo z até 1,25% e o eixo x apresenta pequenas deformações de compressão.

No corpo de prova observa-se uma ruptura plana bem definida ortogonal ao eixo x, sendo um escorregamento significativo do eixo y no sentido do eixo z.

Este ensaio possui o mesmo caminho que os ensaios a  $\alpha=30$  e  $90^\circ$ , mas em eixos distintos, apresentando resultados semelhantes com aqueles: com deformações máximas tanto na face carregada, quanto nas faces descarregadas, com valores próximos (ainda que menores no eixo



da compactação z) e valores de tensão desvio máxima compatíveis.

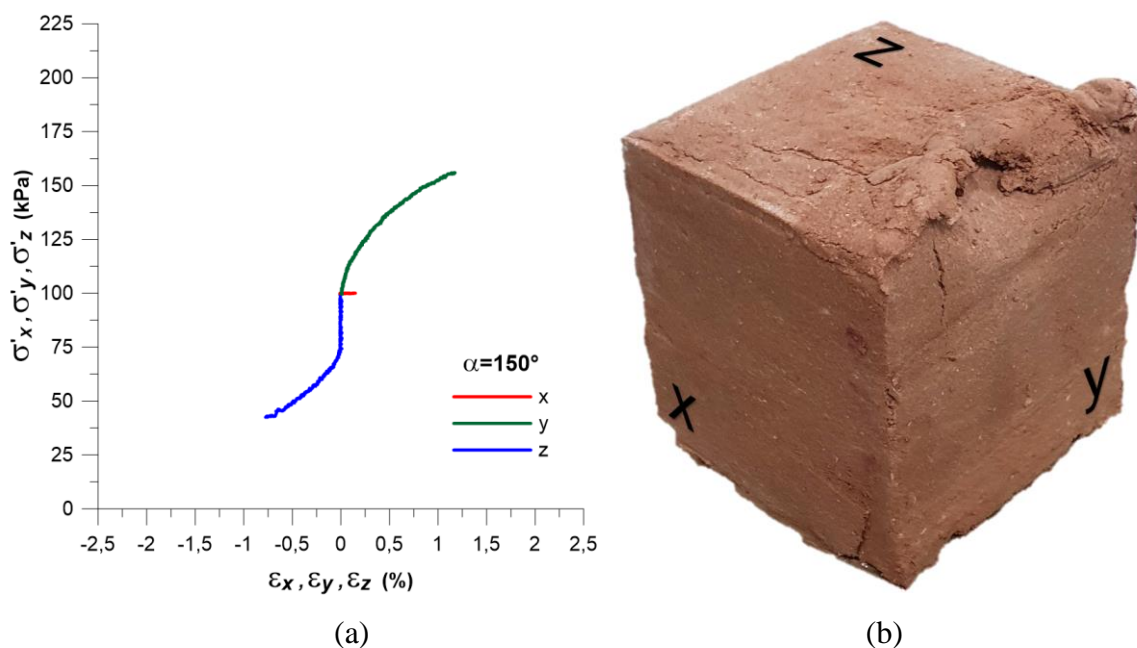


Figura 4.51 – Ensaio cúbico remold.  $\alpha=150^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

Por fim a figura 4.52a apresenta a curva tensão-deformação do ensaio remoldado com  $\alpha=180^\circ$  e a Figura 4.52b mostra o corpo de prova após o ensaio. Neste ensaio os eixos x e y são carregados enquanto o eixo z é descarregado no dobro deste valor.

As curvas mostram uma resposta compatível a um comportamento dúctil, bem definido de compressão dos eixos x e y, com uma ruptura próxima a 0,75% e um comportamento de extensão no eixo z até 1,5%, nota-se que a resposta dos eixos x e y é praticamente idêntica, logo, essa é uma tendência que se repetiu em todos os ensaios, nos quais a condição dos eixos x e y foi a mesma.

Para este ensaio novamente não se foi possível retirar o corpo de prova da célula cúbica sem danificá-lo severamente, assim a figura 4.50b mostra a amostra ensaiada ainda dentro do equipamento após a retirada das *cushions*, onde observa-se uma ruptura plana em cunha, com deformações significativas na aresta das faces comprimidas e no sentido de y para z.

Este ensaio é análogo ao ensaio com  $\alpha=60^\circ$  e apresentou resultados muito semelhantes com

deformações máximas tanto na face carregada, quanto nas faces descarregadas compatíveis.

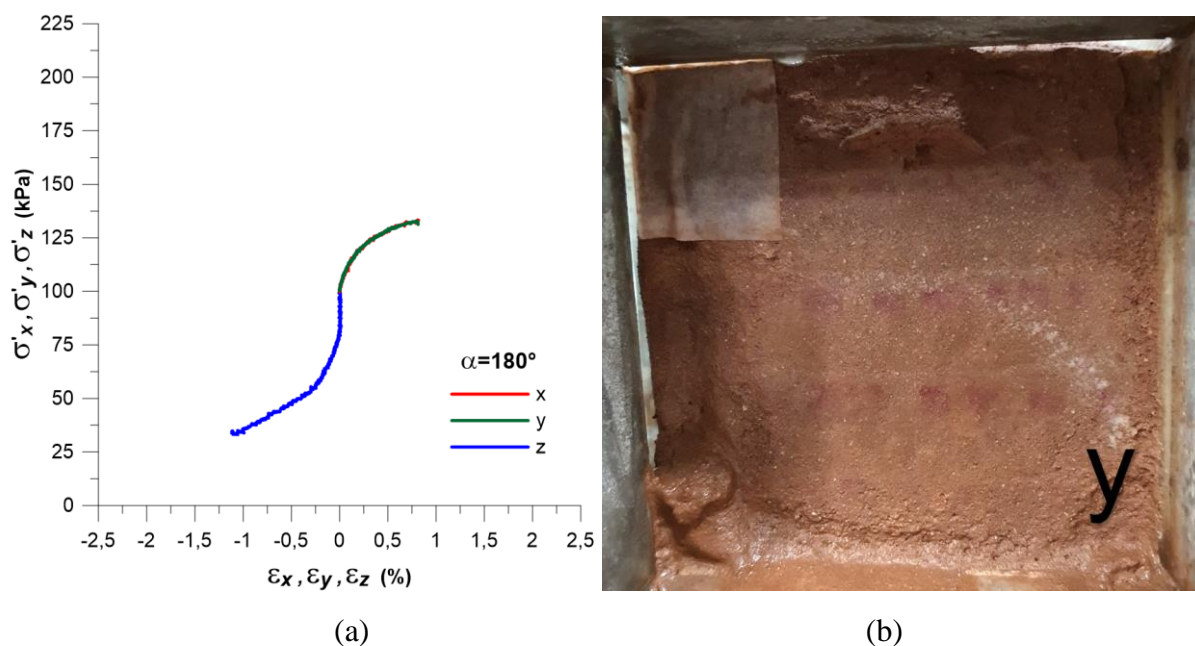


Figura 4.52 – Ensaio cúbico remold.  $\alpha=180^\circ$  a) Curva tensão-deformação b) CP ensaiado

Por fim, são apresentados os resultados de todos os cubos indeformados ensaiados a  $p'$  de 100 kPa, a figura 4.53 exhibe as curvas de tensão desvio por deformação cisalhante, e a figura 4.54 exhibe as curvas de deformação volumétrica pela deformação cisalhante.

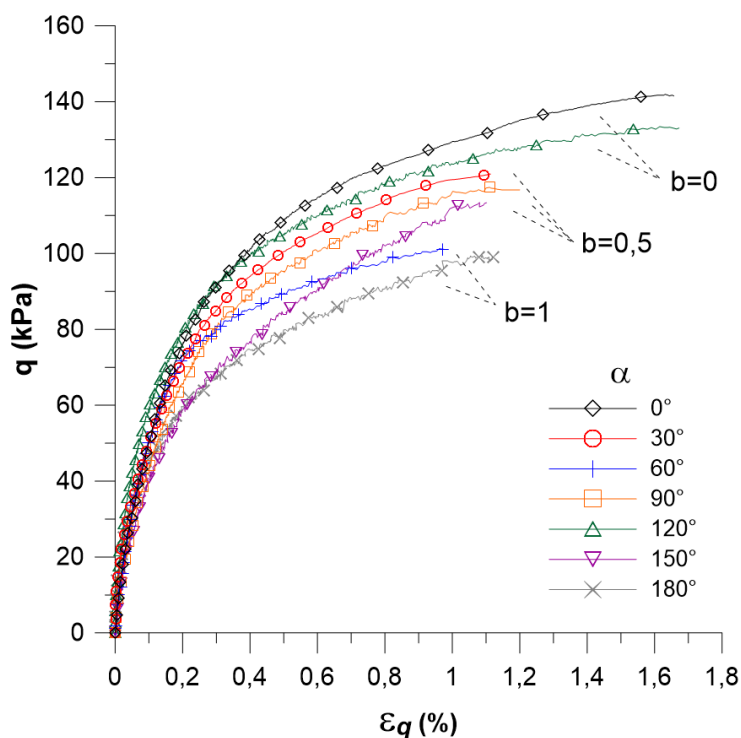


Figura 4.53 – Triaxiais cúbicos remoldados: Tensão desvio por deformação cisalhante

Observa-se que todas as amostras possuem rigidez inicial semelhante e formato de curva compatível, em relação a tensão desvio máxima obtida em cada ensaio as amostras de mesmo  $b$  apresentaram valores próximos entre si, quanto as deformações cisalhantes as amostras com  $b=0,5$  e  $1$  chegam a praticamente ao mesmo nível de deformação máxima, enquanto as amostras com  $b=0$  atingem níveis maiores e, por fim, em relação as deformações volumétricas, todos os ensaios possuem comportamento semelhante, com um redução volumétrica inicial e uma aparente estabilidade na sequência.

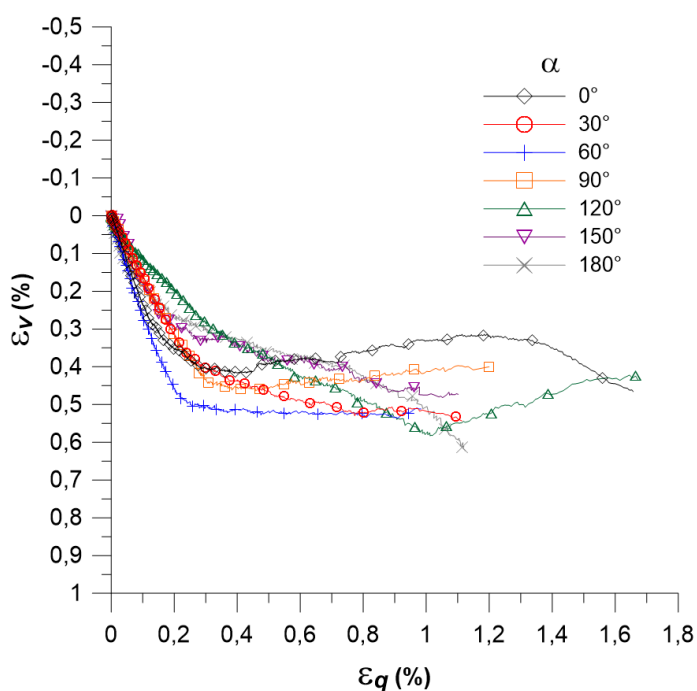


Figura 4.54 –Triaxiais cúbicos remoldados: Def. volumétrica por Def. cisalhante

A seguir, são apresentados os demais resultados dos ensaios cúbicos remoldados, a figura 4.55 mostra a roseta  $qz$  por  $qx$  e a figura 4.56 mostra os valores da tensão desvio máxima em função da direção do caminho de tensões.

Na figura 4.55, se visualiza um comportamento levemente anisotrópico do material, uma vez que para os valores de mesmo  $b$  foram encontrados valores de  $q$  máximo semelhantes, com exceção apenas dos ensaios a  $b=0$ , que apresentam uma ligeira distinção, já discutida anteriormente, devido ao sentido de compactação da amostra.

Por sua vez, os valores da figura 4.56 são utilizados no transcórre dessa pesquisa como base para aplicação dos critérios de ruptura.

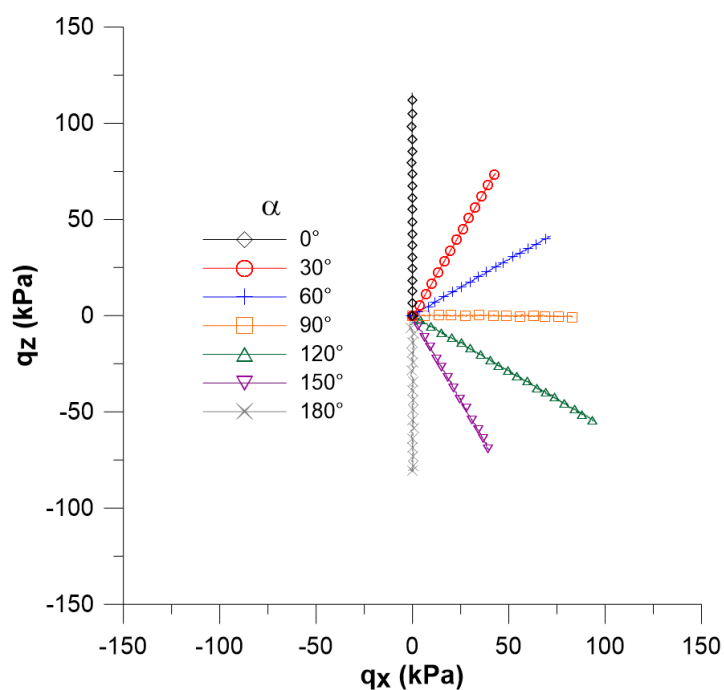


Figura 4.55 – Resultados triaxiais cúbicos remoldados: Roseta qz-qx

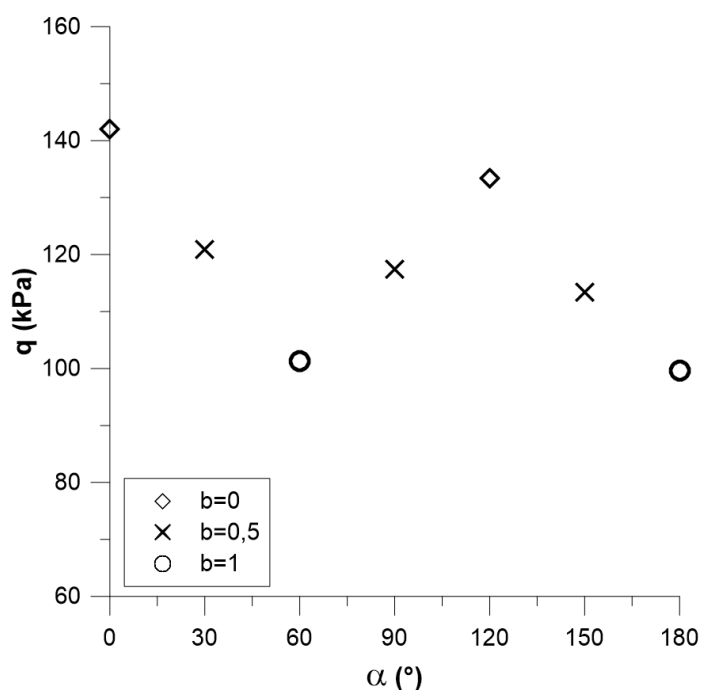


Figura 4.56 – Resultados triaxiais cúbicos remoldados: Variação da tensão desvio máxima em função dos caminhos de tensão

Posteriormente, foram realizados mais dois ensaios cúbicos com amostras indeformadas e  $\alpha=0^\circ$ , um a  $p'=150$  kPa e outro a  $p'=50$  kPa, os resultados desses ensaios são plotados em conjunto com o resultado do ensaio a  $p'=100$  kPa na figura 4.57, com eixo vertical em mesma escala e comum aos três gráficos.

Observa-se que quanto maior o  $p'$  de ensaio, maior o nível das deformações e das tensões desvio máximas obtidas.

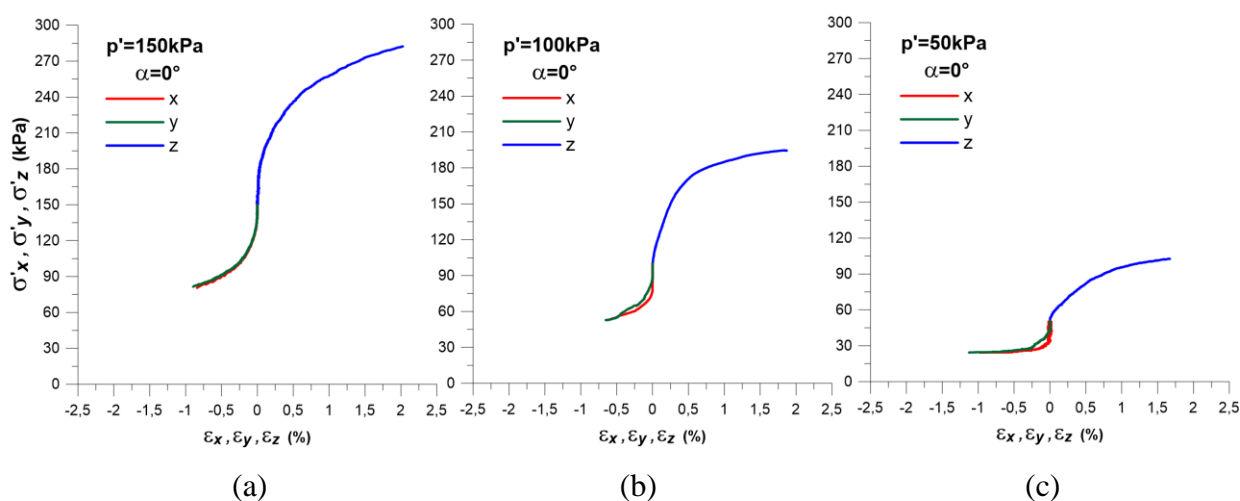


Figura 4.57 – Comparação ensaios cúbicos remoldados  $\alpha=0^\circ$  a)  $p'=150$  kPa b)  $p'=100$  kPa c)  $p'=50$  kPa

Com base nesses valores, a figura 4.58 apresenta o grupo de resultados dos três ensaios plotados em conjunto, na figura 4.58a são mostradas as três curvas de tensão desvio por deformação, onde são observados comportamentos semelhante e valores crescentes de tensão com o aumento do  $p'$  de ensaio, os quais podem ser analisados em detalhe na figura 4.58b, que repete os mesmos resultados, mas agora normalizando a tensão desvio pela tensão média de cada ensaio, onde visualiza-se a inversão da posição das curvas (com a da maior  $p'$  mais embaixo e a de menor  $p'$  mais em cima), porém mantendo formatos semelhantes.

A figura 4.58c, por sua vez, demonstra as curvas da variação volumétrica pela deformação cisalhante, nas quais se nota uma possível tendência de três comportamentos distintos, para os três ensaios, com a amostra de  $p'=50$  kPa tendendo a uma leve expansão, a amostra de  $p'=100$  kPa tendendo a estabilização e a amostra  $p'=150$  kPa tendendo a uma leve contração volumétrica.

Por fim, a figura 4.58d apresenta as três trajetórias de tensão dos ensaios plotadas pelas invariantes de tensão  $qxp'$ , de onde se pode inferir os parâmetros de ângulo de atrito de  $35,1^\circ$  para o material no estado remoldado, este parâmetro foi o utilizado para construção das envoltórias de ruptura.

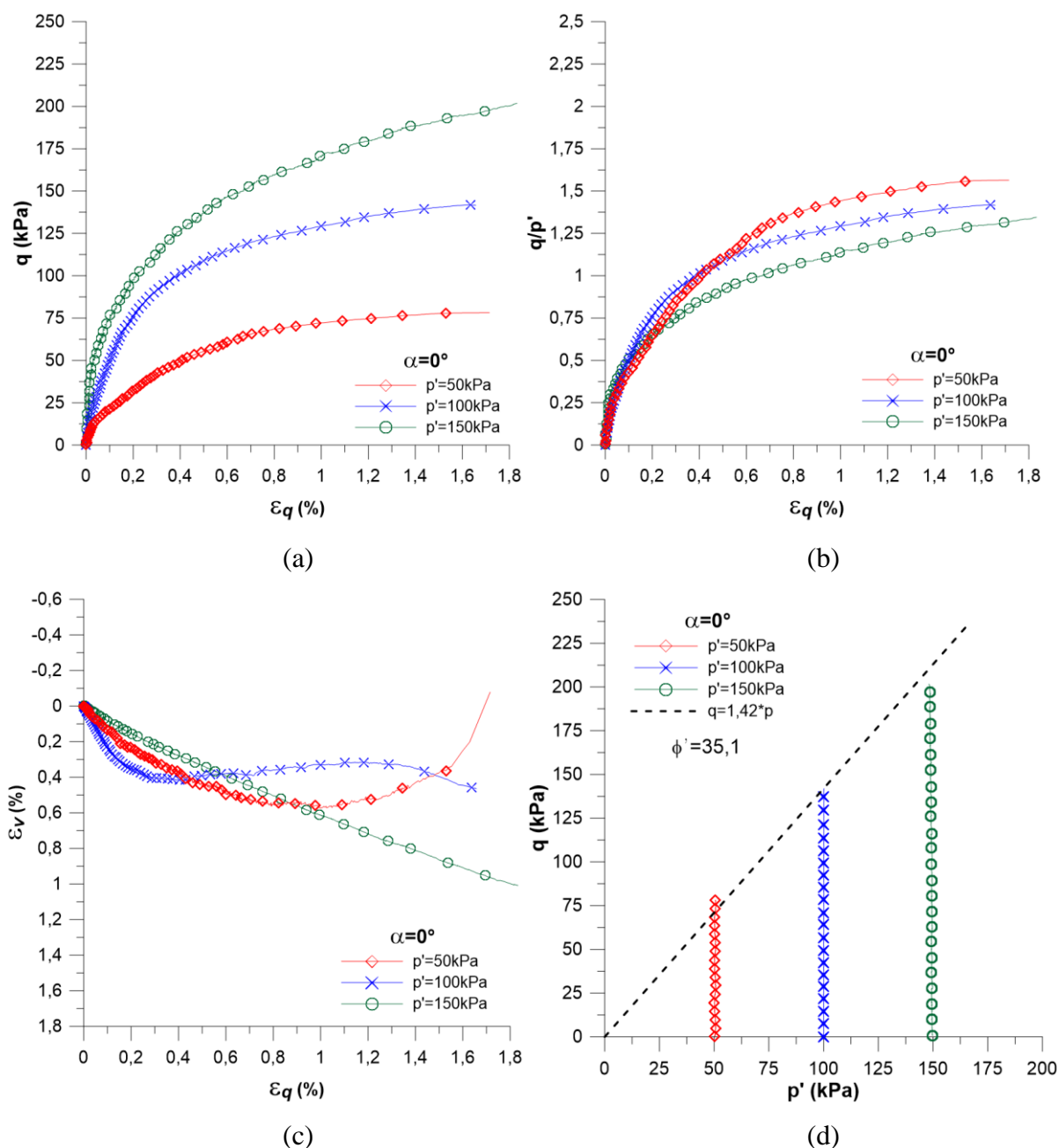


Figura 4.58 – Ensaios cúbicos remoldados  $\alpha=0^\circ$  a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Tensão desvio normalizado por deformação cisalhante c) Deformação volumétrica por deformação cisalhante d) Tensão desvio pela tensão média

Também foram realizados dois ensaios cúbicos adicionais com amostras remoldadas e  $\alpha=30^\circ$ , um a  $p'=150$  kPa e outro a  $p'=50$  kPa, os resultados desses ensaios são plotados em conjunto com o resultado do ensaio a  $p'=100$  kPa na figura 4.59, com eixo vertical em mesma escala e comum aos três gráficos.

O comportamento para  $\alpha=30^\circ$  nos demais  $p'$  é análogo ao descrito anteriormente para o corpo de prova ensaio a  $p'$  de 100 kPa, com carregamento em z e descarregamento em x.

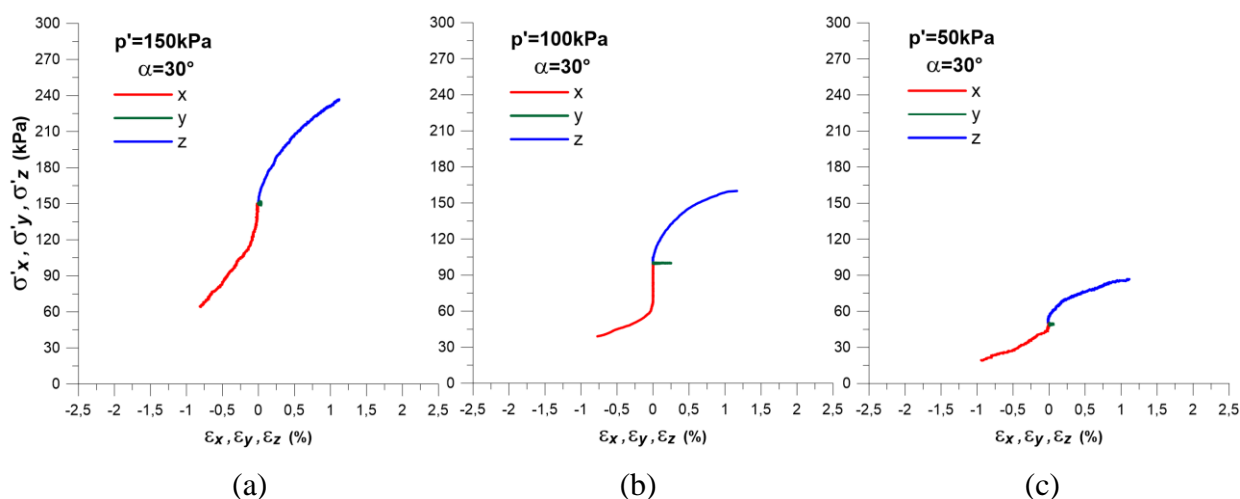


Figura 4.59 – Comparação ensaios cúbicos remoldados  $\alpha=30^\circ$  a)  $p'=150$  kPa b)  $p'=100$  kPa c)  $p'=50$  kPa

Observa-se, novamente que quanto maior o  $p'$  de ensaio, maior o nível das tensões máximas obtidas.

Com base nesses valores, a figura 4.60 apresenta os resultados dos três ensaios plotados juntos. Na figura 4.60a, são mostradas as três curvas de tensão desvio por deformação cisalhante, onde são observados valores crescentes de tensão desvio máxima com o aumento do  $p'$  de ensaio. Nesta figura, ainda se nota que a rigidez dos ensaios com  $p'$  a 100 e a 150 kPa são semelhantes e maiores que as do ensaio a 50 kPa.

A figura 4.60b, por sua vez, demonstra as curvas da variação volumétrica pela deformação cisalhante, onde uma tendência a um mesmo comportamento para os três ensaios pode ser vista,

com todos os corpos de prova possuindo uma leve contração volumétrica.

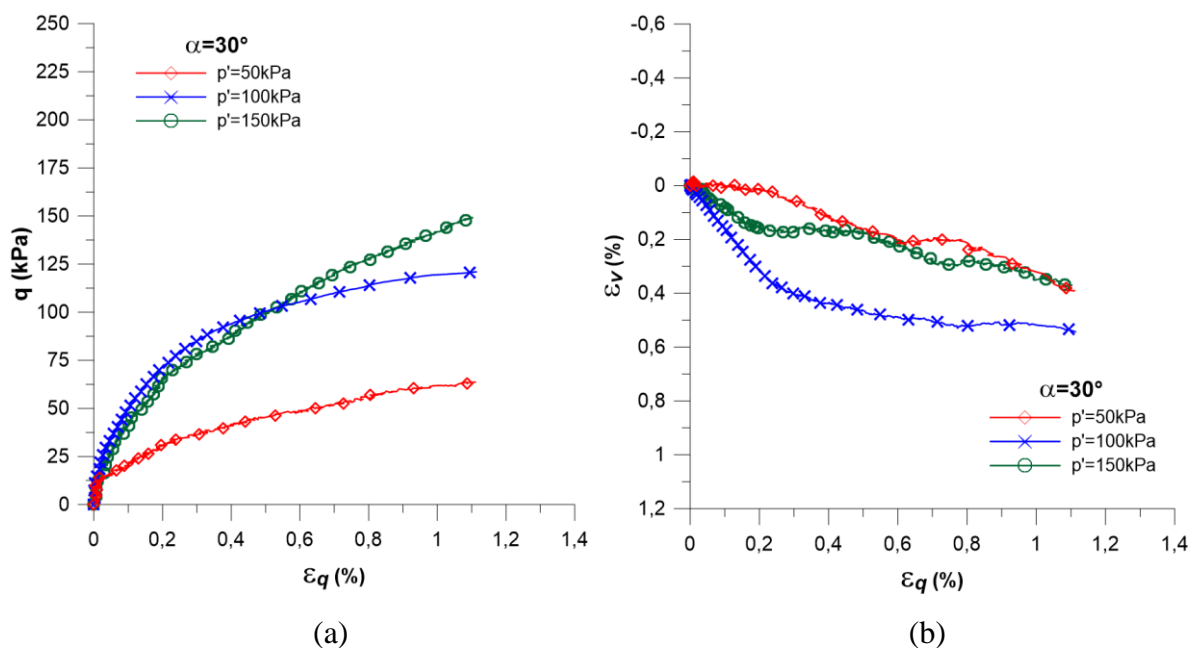


Figura 4.60 – Ensaio cúbicos remoldados  $\alpha=30^\circ$  a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Deformação volumétrica por deformação cisalhante

Por fim, foram realizados outros dois ensaios cúbicos com amostras remoldadas e  $\alpha=60^\circ$ , um a  $p'=150\text{ kPa}$  e outro a  $p'=50\text{ kPa}$ , os resultados desses ensaios são plotados em conjunto com o resultado do ensaio a  $p'=100\text{ kPa}$  na figura 4.61, com eixo vertical em mesma escala e comum aos três gráficos. Nesta condição, se repete o comportamento de que quanto maior o  $p'$  de ensaio, maior o nível das deformações e das tensões máximas obtidas.

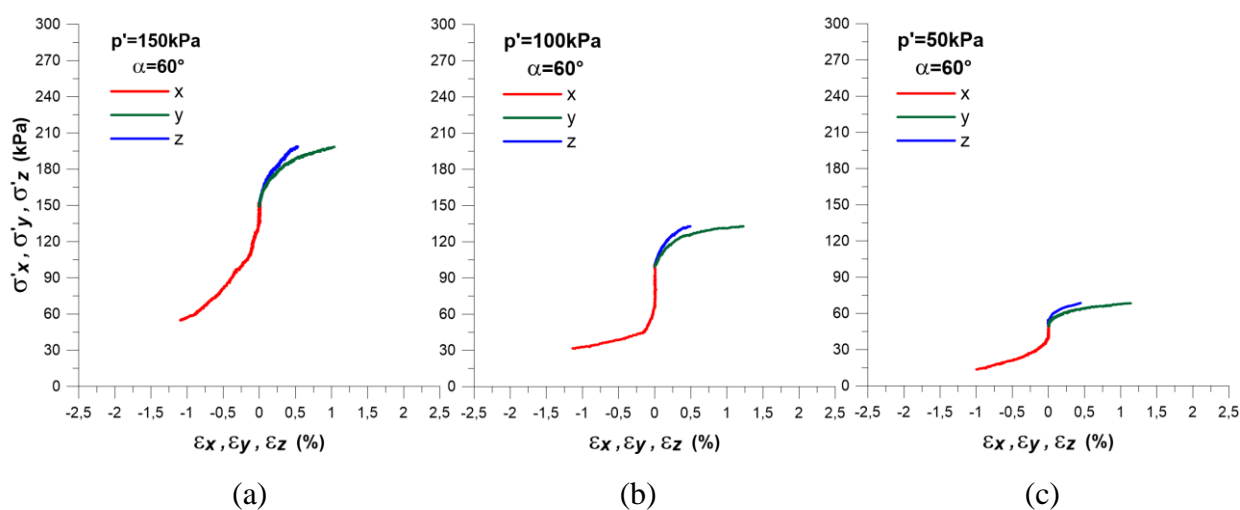


Figura 4.61 – Comparação ensaios cúbicos remoldados  $\alpha=60^\circ$  a)  $p'=150\text{ kPa}$  b)  $p'=100\text{ kPa}$  c)  $p'=50\text{ kPa}$



Com base nesses valores, a figura 4.62 apresenta os resultados dos três ensaios plotados em conjunto. Na figura 4.62a, são mostradas as três curvas de tensão desvio por deformação cisalhante e, como esperado, quanto o maior valor das tensões médias de ensaio, maior foi a tensão desvio máxima observada. Mais uma vez se percebe que a rigidez dos ensaios com  $p'$  a 100 e a 150 kPa são semelhantes e são maiores que as do ensaio a 50 kPa.

Por sua vez, a figura 4.62b, demonstra as curvas da variação volumétrica pela deformação cisalhante, onde, se nota, uma tendência a um mesmo comportamento para os três ensaios, com todos os corpos de prova possuindo uma leve contração volumétrica.

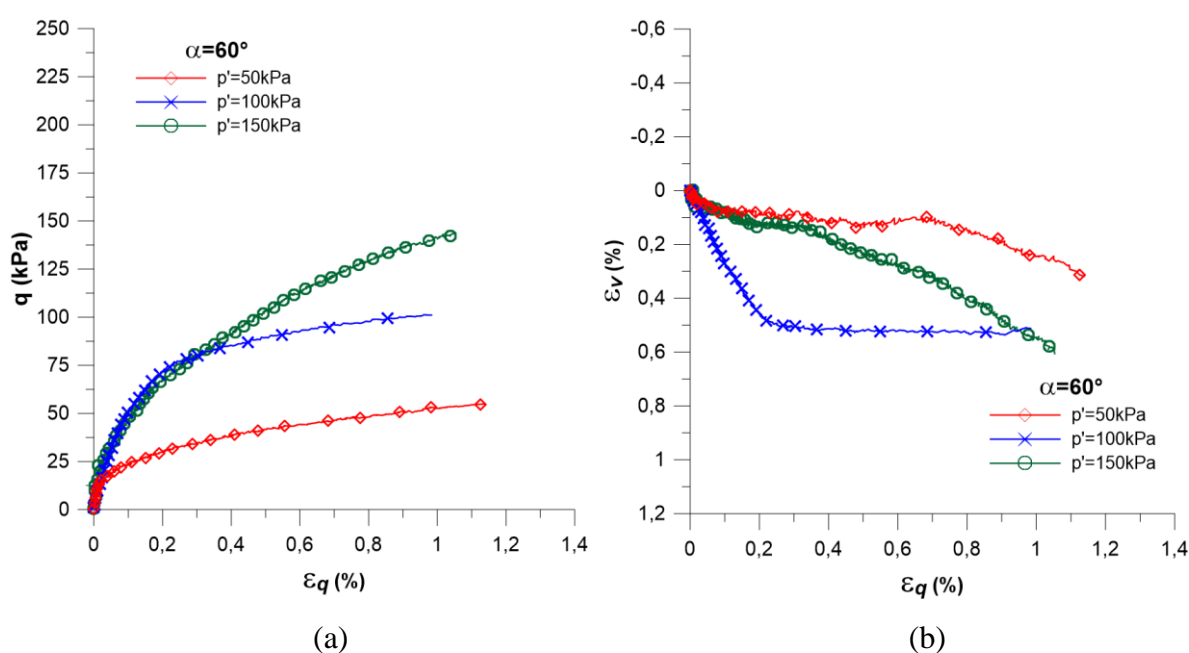


Figura 4.62 – Ensaio cúbicos remoldados  $\alpha=60^\circ$  a) Tensão desvio por deformação cisalhante b) Deformação volumétrica por deformação cisalhante

Em relação ao estado dos corpos de prova ao final do ensaio, nestes conjuntos de ensaios com outros  $p'$ , aqueles que foram ensaios a  $p'=50$  kPa apresentaram pouco distinção de forma em relação ao estado já apresentado nas amostras de  $p'=100$  kPa, já os CP ensaiados a  $p'=150$  kPa são apresentados na Figura 4.63.

Na figura 4.63a, no corpo de prova ensaiado com  $\alpha=30^\circ$ , é possível visualizar uma ruptura planar bem definida, de z para x, com uma linha de corte praticamente horizontal no meio da face x e outra diagonal na face y, partindo do vértice direito de y-z até o meio da aresta de x-y.

Na figura 4.63b, no corpo de prova ensaiado com  $\alpha=60^\circ$ , foi selecionada uma foto dele ainda no equipamento onde é possível observar uma fissura diagonal na face y, que aparece corrugada - característica do esforço no sentido oposto ao CP - e se repete na face x, formando uma cunha de x-y para z.

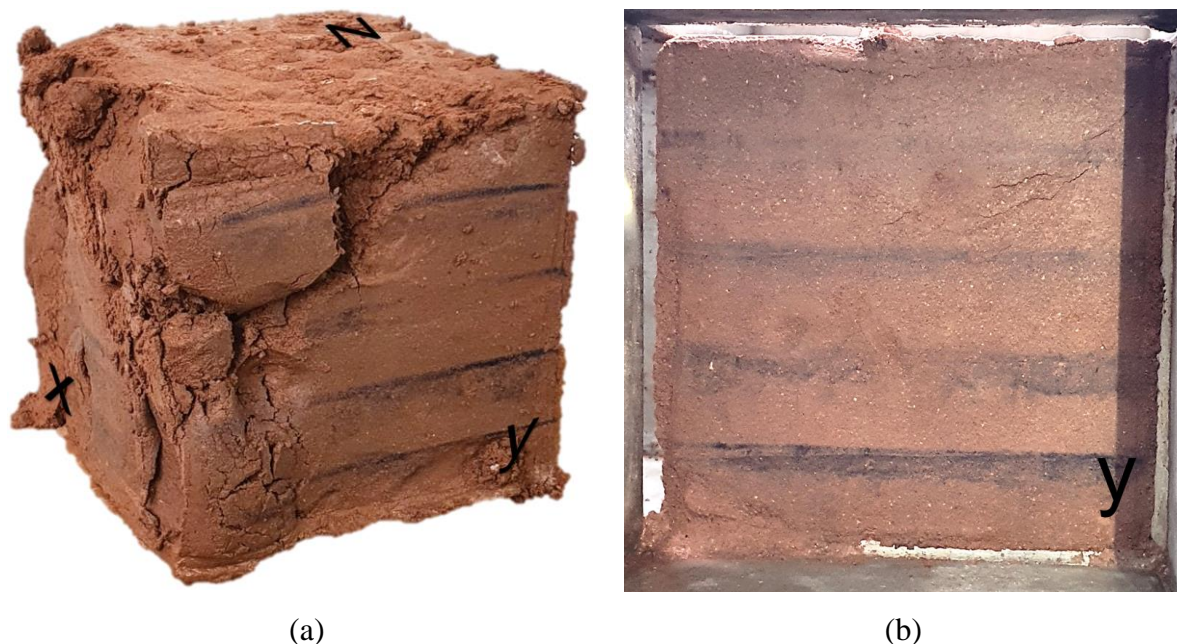


Figura 4.63 – CPs remoldados ensaiados  $p'=150$  kPa a)  $\alpha=30^\circ$  b)  $\alpha=60^\circ$

A figura 4.64 apresenta um comparativo das rosetas qx-qz, obtidas para os três estados de tensão média ensaiados, nela fica evidente o efeito do aumento do nível das tensões com aumento de  $p'$ . Com já mencionado anteriormente, essas rosetas constituem o “primeiro setor de Lode”.

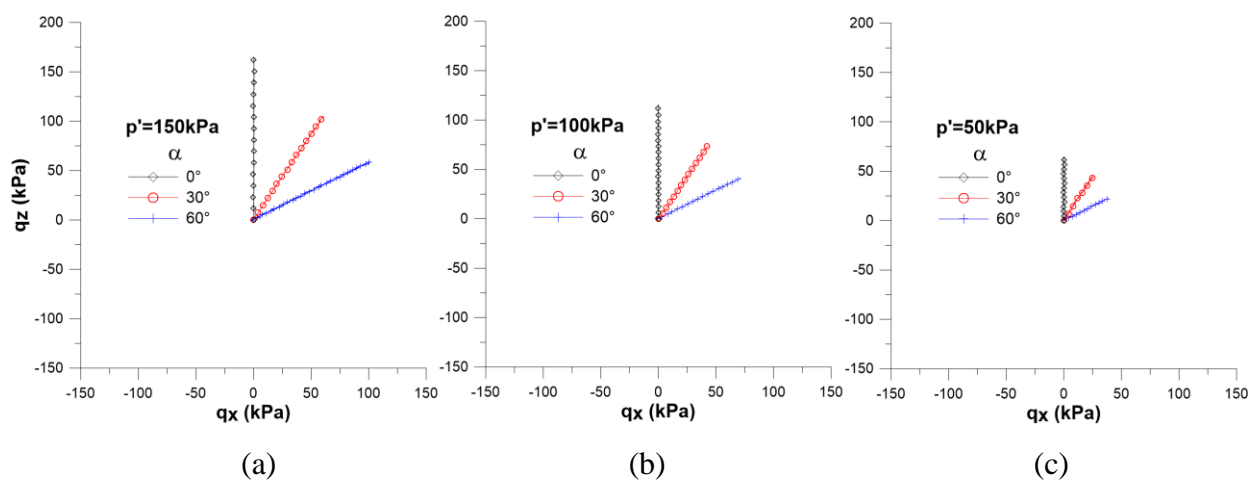


Figura 4.64 – Comparação rosetas remoldadas a)  $p'=150$  kPa b)  $p'=100$  kPa c)  $p'=50$  kPa

#### 4.10 Comparativo triaxiais cúbicos indeformados e remoldados

Para comparação dos ensaios realizados, são exibidos todos os resultados dos triaxiais cúbicos obtidos em amostras remoldadas e indeformadas, com  $p'=100$  kPa.

Na figura 4.65, é plotada a tensão desvio pela deformação cisalhante e na figura 4.66, a deformação volumétrica pela deformação cisalhante, pontua-se que na legenda os formatos de símbolos iguais e de mesma cor são utilizados para ensaios para mesmos caminhos de tensões, sendo os símbolos cheios marcadores dos ensaios em amostras indeformadas e os símbolos vazados marcadores das amostras remoldadas (padronização adotada também no restante do texto).

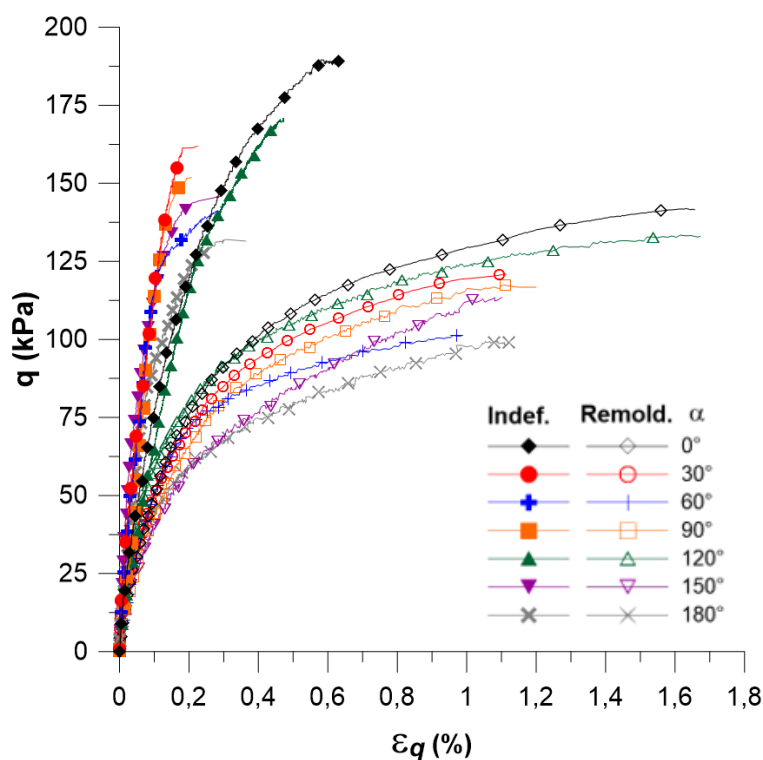


Figura 4.65 – Comparativo dos resultados dos triaxiais cúbicos: Tensão desvio por deformação cisalhante

Observa-se que os níveis de deformação cisalhante são consideravelmente maiores nas amostras remoldadas, de forma que as amostras indeformadas são visivelmente mais rígidas.

Em relação ao formato das curvas, as amostras indeformadas tendem a apresentar menores deformações e um comportamento compatível com frágil, enquanto as amostras remoldadas,

tendem a maiores deformações e apresentam um comportamento de ruptura compatível a um comportamento dúctil sem pico definido.

Quanto aos valores de tensão desvio máxima, os corpos de prova indeformados apresentam valores maiores que os remoldados, tanto numa comparação geral, quanto entre ensaios de mesmo  $b$ . Nota-se que, apesar das curvas de amostras em uma mesma condição tenderem a um comportamento semelhante, as amostras indeformadas de  $b=0,5$  se mostram ligeiramente mais rígidas que as de  $b=0$ , comportamento este, que não se repete para as amostras remoldadas.

Novamente, o solo no estado indeformado se mostrou estruturado e essa estrutura não se manteve no processo de remoldagem. Essa estrutura reflete no fato de que no estado indeformado o solo é mais resistente e menos deformável.

Em relação as deformações volumétricas (Figura 4.66), todos os ensaios possuem um comportamento inicial semelhante de redução volumétrica, mas enquanto os ensaios remoldados tendem a uma estabilização, os indeformados tendem, a partir de um determinado ponto, a começarem a ganhar volume, resultando em volumes finais das amostras distintos.

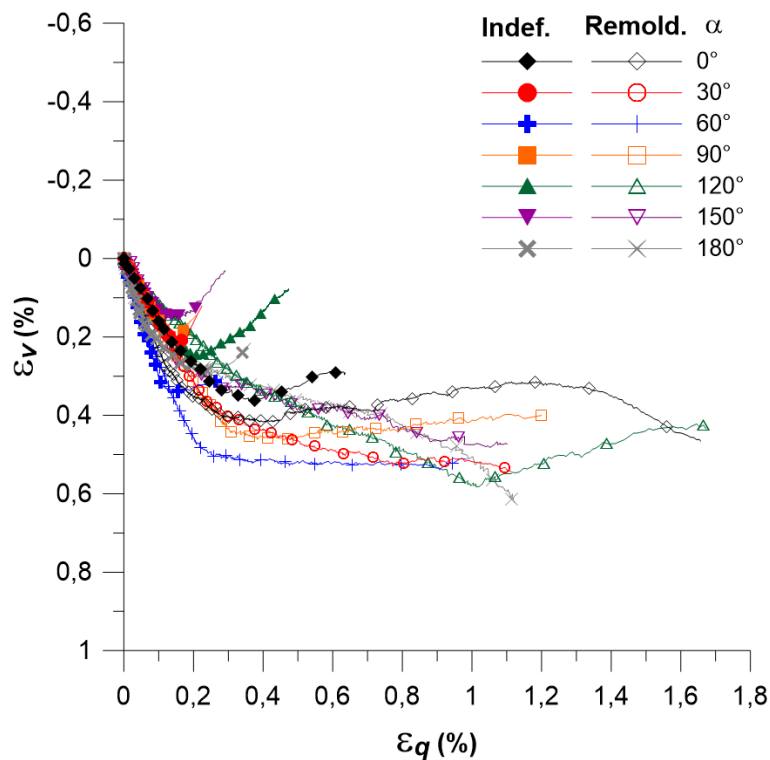


Figura 4.66 – Comparativo dos resultados dos triaxiais cúbicos: Deformação volumétrica por deformação cisalhante

Os valores máximos das tensões desvio e da planificação das tensões em x e y obtidos em cada um dos ensaios cúbicos realizados são apresentados na Tabela 4.2 e estão divididos pela condição do ensaio, pela tensão média e pelo caminho de tensão adotado, com indicação do valor de b.

Tabela 4.2 – Resumo valores máximos Triaxiais cúbicos

Condição	p' (kPa)	$\alpha$ (°)	b	q <sub>x</sub> (kPa)	q <sub>z</sub> (kPa)	q (kPa)	
Indeformado	100	0	0	0,29	154,68	189,65	
		30	0,5	57,43	99,13	161,93	
		60	1	99,88	57,91	141,26	
		90	0,5	107,91	0,02	152,60	
		120	0	120,55	-70,16	171,01	
		150	0,5	52,06	-89,24	145,90	
		180	1	-0,22	-107,67	132,03	
	50	0	0	0,04	103,11	126,29	
		30	0,5	35,56	60,60	85,23	
		60	1	52,97	31,14	75,25	
		150	0	0	0,60	217,10	265,90
			30	0,5	80,43	138,29	195,86
			60	1	133,61	77,55	189,20
	Remoldado	100	0	0	0,18	115,82	141,98
			30	0,5	43,13	73,91	120,95
			60	1	71,48	41,43	101,29
			90	0,5	83,04	-0,78	117,44
			120	0	94,05	-54,73	133,44
150			0,5	39,53	-69,80	113,44	
180			1	0,41	-81,11	99,63	
50		0	0	0,01	63,84	78,20	
		30	0,5	25,82	45,61	63,68	
		60	1	38,75	22,55	54,90	
		150	0	0	0,70	164,34	201,77
			30	0,5	60,93	105,56	149,12
			60	1	101,61	59,06	143,90

Com esses dados e para comparação, apresenta-se nas figuras 4.67 e 4.68 os valores de tensão desvio máxima obtidos em cada condição e em cada ensaio com p' de 100 kPa.

Dos resultados, nota-se que os materiais indeformados tendem a uma mesma variação de comportamento que os materiais remoldados, porém deslocada acima (resposta compatível com os resultados das envoltórias apresentadas anteriormente).

Entretanto, as amostras indeformadas têm uma variação consideravelmente maior nos valores de tensão desvio máximas obtidas para ensaios distintos com mesmo  $b$ , reforçando a hipótese de que possuem um comportamento anisotrópico, presente na condição de campo, que não é mantido nos corpos de prova remoldados, apesar de ainda existir em menor grau.

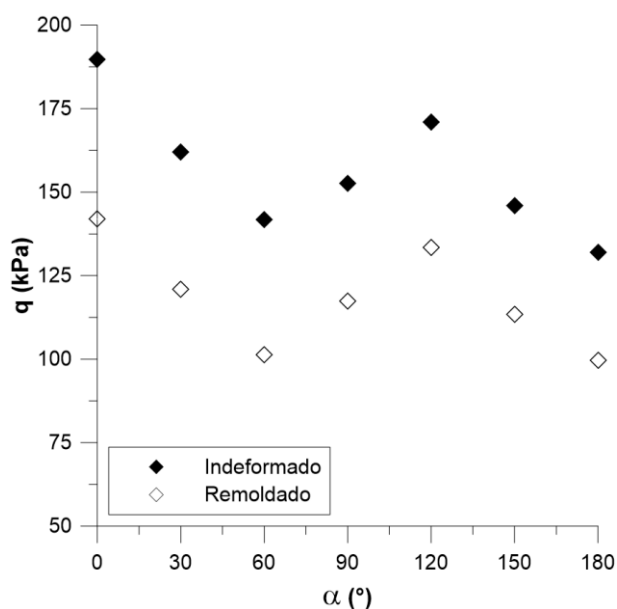


Figura 4.67 – Comparativo dos resultados dos triaxiais cúbicos de  $p'$  100 KPa na variação da tensão desvio máxima em função dos caminhos de tensão

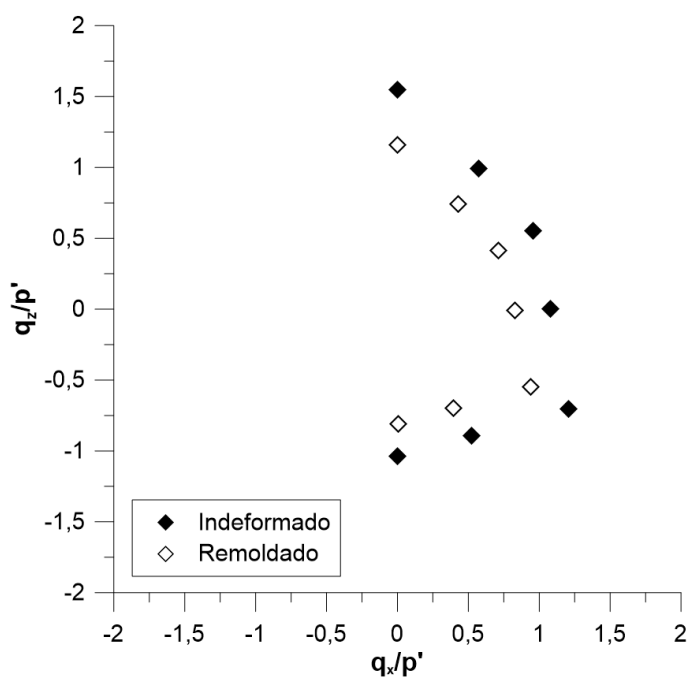


Figura 4.68 – Comparativo resultados dos triaxiais cúbicos de  $p'$  100 KPa na roseta normalizada  $q_z$ - $q_x$

Identifica-se ainda na figura 4.68 que o solo exibe uma tendência de comportamento mais semelhante entre os estados remoldado e indeformado no primeiro e segundo setor, já no terceiro setor o comportamento é mais distinto, onde os valores do ensaio remoldados tendem a seguir os dos dois primeiros quadrantes, já os valores dos ensaios indeformados são relativamente menores nesse setor (em relação aos dois primeiros setores).

Por fim, a figura 4.69 exibe os resultados de todos os cubos ensaiados na roseta qx-qz, com a planificação das tensões em x e y, normalizada pela tensão média efetiva de ensaio. Com a normalização os valores dos ensaios, ficam em ordem decrescente dos valores de tensão média, assim, nesse estado, os valores de 50 kPa são os maiores e de 150 kPa os menores. É perceptível ainda que, essa diferença de magnitudes das tensões planificadas entre variações de  $p'$  é consideravelmente maior para o estado indeformado do que para o estado remoldado (os resultados de 50 kPa estão mais distantes dos de 100 kPa na condição indeformada do que na remoldada). Esse resultado demonstra a presença de uma estrutura no material indeformado, a qual não se faz presente no material remoldado.

Os resultados dos ensaios de  $p'$  de 150kPa, por sua vez estão mais próximos aos valores de 100 kPa para ambas as condições, mostrando que o efeito do maior estado de tensões sobre o estado do material diminui o efeito de sua estrutura. Identifica-se novamente que os comportamentos remoldado e indeformado seguem a mesma tendência.

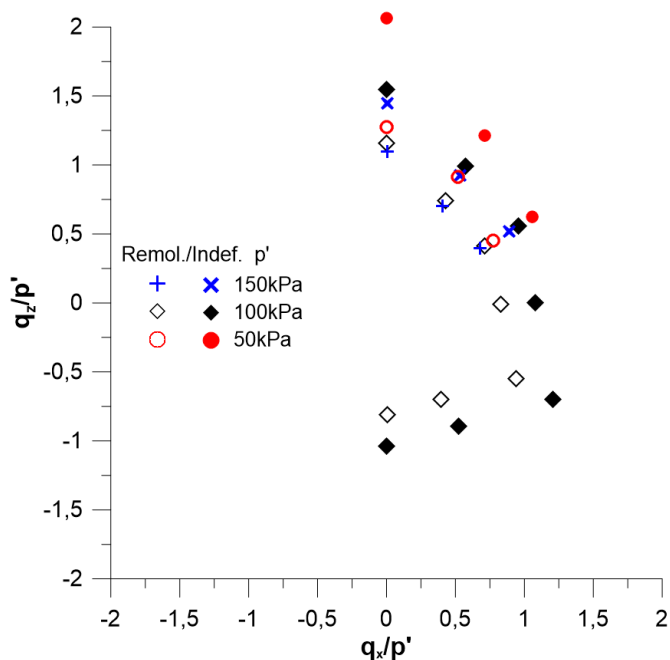


Figura 4.69 – Comparativo triaxiais cúbicos na roseta normalizada qz-qx com outros  $p'$

#### 4.11 Envoltórias de ruptura

Em posse de todos os dados, foram geradas as envoltórias de ruptura. Para tanto, foram utilizados os parâmetros de resistência obtidos pelos conjuntos de ensaios triaxiais cúbicos com  $\alpha=0^\circ$  em  $p'$  distintos, tanto para a condição indeformada quanto para condição remoldada, com estes parâmetros foi obtida a envoltória de Mohr-Coulomb e na sequência utilizando os valores dessa envoltória de Mohr, foram obtidos os invariantes de tensão para as demais envoltórias.

Na figura 4.70, apresentam-se os resultados para o solo no estado indeformado, em um plano octaédrico  $q_x$ - $q_z$ , normalizado pela tensão média de ensaio. Neste plano são plotados os resultados de todos os triaxiais cúbicos indeformados realizados ( $p'$  de 50, 100 e 150 kPa), bem como a envoltória obtida de Mohr-Coulomb e as demais envoltórias calculadas a partir dessa, de Lade-Kim, Willian-Warnke e Drucker-Prager.

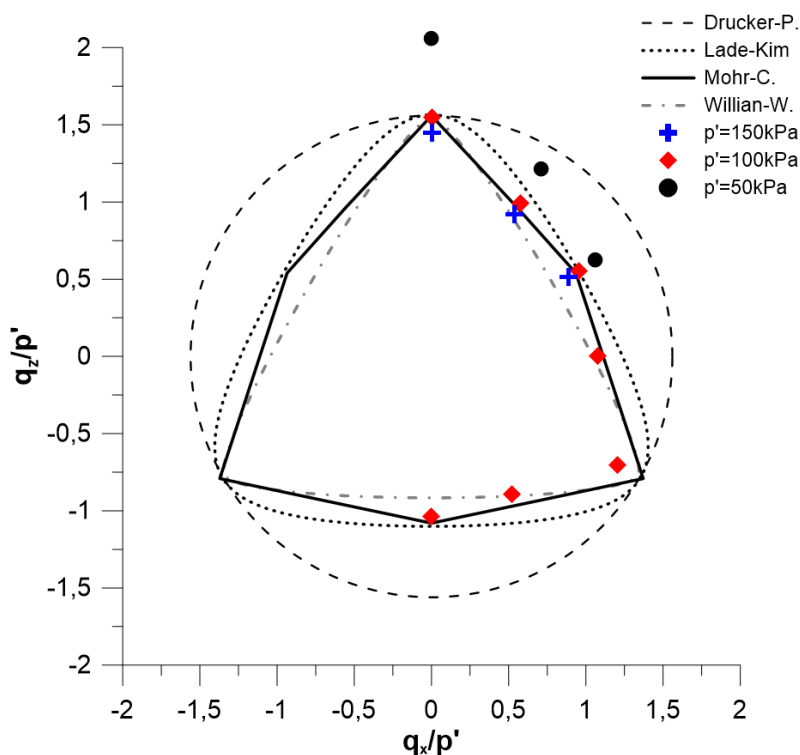


Figura 4.70 – Envoltórias de ruptura indeformado

Como apontando na seção anterior é evidente o efeito da variação de  $p'$  nos valores máximos de tensões obtidos, com os valores correspondentes a  $p'$  de 50 kPa mais distantes e os de 150kPa mais próximos aos de 100 kPa, o que novamente evidencia a presença de uma estrutura no solo.



As envoltórias que melhor representaram o comportamento do solo residual de Botocatu no estado indeformado foram a de Mohr-Coulomb e a de Kim-Lade, que apresentaram correlações mais próximas no primeiro setor e menos no terceiro setor (para  $\alpha$  de  $120^\circ$ ,  $150^\circ$  e  $180^\circ$ ), onde acontece o descarregamento no eixo z ortogonal as camadas, comprovando que a composição e o estado dessas camadas afetam de maneira anisotrópica a resposta do solo estudado.

Por fim, são apresentados os resultados para o estado remoldado (Figura 4.71), também no plano octaédrico  $q_x$ - $q_z$ , normalizados por  $p'$  e as correspondentes envoltórias já citadas. Novamente o efeito da variação da tensão média causa uma variação inversamente proporcional na magnitude das tensões máximas lidas, porém agora em menor grau.

Nota-se que a envoltória de Mohr-Coulomb representa muito bem o comportamento do material remoldado, possibilitando boas estimativas em todos os setores

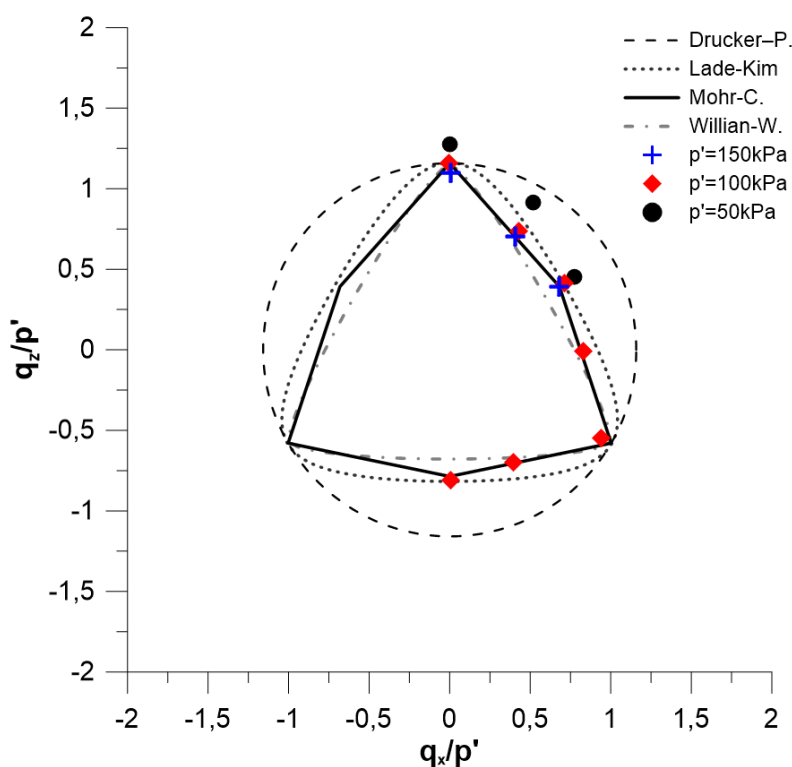


Figura 4.71 – Envoltórias de ruptura remoldado

## 5 CONCLUSÕES

Com base nos ensaios realizados, nos resultados obtidos, nas comparações e análises apresentadas, para o solo residual de arenito de Botucatu estudado é possível concluir que:

O solo possui comportamento coesivo ficcional anisotrópico quando na condição indeformada.

A tensão principal intermediária influenciou diretamente o comportamento do solo, onde, quanto menor o valor de  $b$ , maior sua resistência.

O material possui anisotropia, originária da sua formação em camadas de materiais dispostos horizontalmente, se comportando de forma distinta em função do sentido de sollicitação, principalmente no eixo ortogonal as camadas.

O solo possui estrutura e essa estrutura influencia o seu comportamento de forma mais acentuada em menores níveis de tensão.

Os critérios de ruptura que melhor descreveram o comportamento do solo residual de arenito de Botucatu são os critérios de Mohr-Coulomb e de Lade-Kim, ambos, porém, superestimam sua resistência no terceiro setor.

O solo apresenta comportamento distinto entre o estado natural indeformado e o estado remoldado em um mesmo índice de vazios, mostrando-se mais resistente e menos deformável quando indeformado, evidenciando o efeito da sua estrutura.

O solo residual estudado é formado em camadas compostas de dois materiais distintos principais, um rosa e um branco, contendo quantidades diferentes de óxidos de ferro o que pode resultar em materiais de permeabilidades diferentes, o branco mais permeável e o rosa menos.

O efeito da posição das camadas do solo é suprimido quando um determinado estado de tensões e um plano de corte é imposto ao material.

Os resultados obtidos em equipamentos triaxiais cúbicos possuem boa correlação em relação aos obtidos em equipamento triaxial convencional.

## 5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Diante da execução do presente estudo, propõe-se a realização de investigações adicionais em distintas perspectivas, com o intuito de promover uma contribuição efetiva para a compreensão elucidativa do tema abordado. Dentre essas abordagens, enumeram-se:

- Realização de ensaios triaxiais cúbicos em outros solos residuais, de forma a refinar as envoltórias de ruptura.
- Realização de ensaios com uso de *bender elements* para medidas da variação de rigidez a baixas tensões;
- Propor um critério de ruptura que leve em consideração a anisotropia do solo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABBISS, C. P. **Shear wave measurements of the elasticity of the ground.** Géotechnique. v.31. Issue 1. p.721-726. 1981.

ABELEV, A. V.; LADE, P. V. **Effects of Cross Anisotropy on Three-Dimensional Behavior of Sand. I: Stress-Strain Behavior and Shear Bending.** Journal of engineering mechanics. 129 (2): 160-166. 2003.

AIREY, D. W. & WOOD, D. M. **The Cambridge True Triaxial Apparatus. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock.** Donaghe, Chaney & Silver (eds), ASTM STP 977, 796-805. 1988.

ANANTANASAKUL, P.; YAMAMURO, J. A.; LADE, P. V. **Three-dimensional drained behavior of normally consolidated anisotropic kaolin clay.** Soils and Foundations. 52 (1):146-159, 2012). doi:10.1016/j.sandf.2012.01.014.

ANDREGHETTO, D. FESTUGATO, L., MIGUEL, G. D., SILVA A. **Automated true triaxial apparatus development for soil mechanics investigation.** Soils and Rocks, v. 45, n. 2, p. 1–10, 19 abr. 2022b.

ANDREGHETTO, D. H. **Construção de célula triaxial cúbica para avaliação da resposta multiaxial de uma areia cimentada.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2022a.

ANTONIASSI, J. L. **A difração de raios X com o método de Rietveld aplicada a bauxitas de Porto Trombetas.** ed.rev. São Paulo, 2010. 111 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo. 2010

ARTHUR, J. R. F.; MENZIES, B. K.; **Inherent anisotropy in a sand.** Géotechnique. Vol 22, no 1, 115-128. 1972.

ASTM-D5298/94. **Standard Test Methods for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.** Annual Book of ASTM Standards, 1994.

ATKINSON, J.H. **Non-linear Soil Stiffness in routine design**. Geotechnique, v 5. N. 5. Pp. 487-508. 2000.

BERNARDES, Juliana de Azevedo. **Desenvolvimento de um Equipamento Hollow Cylinder Torsional para Solos**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2008.

BESTUZHEVA, A.; ADBULOEV, A. **Experimental studies of deformation anisotropy on gravel soils**. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 883, 012189. 2020. doi:10.1088/1757-899X/883/1/012189

BISHOP, A. W.; WESLEY, L. D. **A hydraulic apparatus for controlled stress path testing**. Géotechnique, Vol 25 Issue 4, pp 657-670. 1975.

BLIGHT, G. E. **Origin and formation of residual soils**. In: BLIGHT, G. E.; LEONG, E. Mechanics of residual soils. 2. ed.: Crc Press, 2012. Cap. 1. p. 3-40.

BORTOLOTTO, M. S. **Bender Elements, Ultrasonic Pulse Velocity, and Local Gauges for the Analysis of Stiffness Degradation of an Artificially Cemented Soil**. 2017. 273 p. Tese de mestrado (MSc) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

BRENNER, A.; GARGA, E.; BLIGHT, G. (1997). **Shear strength of residual soils**. In: Mechanics of Residual Soils. Chapter 7.

CABERLON, R.C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

CAI, Yanyan. **An Experimental Study of Non-Coaxial Soil Behaviour Using Hollow Cylinder Testing**. Tese de Doutorado. Universidade de Nottingham. 233p. 2010.

CAMBOU, B.; LANIER, J.; **Induced Anisotropy in Cohesionless Soil: Experiments and Modeling**. Computers and Geotechnics. Vol 6, 291-311. 1989.

CARRARO, João Antonio Harb. **Utilização de Residuais Industriais na Estabilização de um Solo Residual de Arenito**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).

Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997.

CARRETTA, M.S. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado:**

**Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais.**

2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

CASAGRANDE, Michéle Dal Toé. **Estudo do Comportamento de um Solo Reforçado com Fibars de Polipropileno Visando o Uso como Base de Fundações Superficiais**. 2001.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001.

CHANDLER, T.J. GUTIERREZ, C.I. **The filter-paper method of suction measurement**.

Technical Note. *Géotechnique*, v36(2), p. 265-268, 1986.

CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. **Interpretation of Plate Load Tests on Residual Soil Site**. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, [s.l.], v.

124, n. 9, p.857-867, set. 1998.

CONSOLI, N.C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K.S. (2007a). **Key parameters for strength control of artificially cemented soils**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, p. 197-205.

*Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, p. 197-205.

CONSOLI, N.C.; HEINECK, K.S.; CASAGRANDE, M.D.T.; COOP, M.R. (2007b). **Shear strength behavior of fiber-reinforced soils considering triaxial tests under distinct stress paths**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, p. 1466- 1469.

*Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, p. 1466- 1469.

CORTE, M.B. **Resposta de uma areia cimentada sob carregamentos multiaxiais**. 2020.

Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

COULON, F. K. **Mapeamento Geotécnico de Morretes e Montenegro**. 1973. Dissertação de Mestrado (UFRGS), Porto Alegre, 1973.

CRUZ, Rodrigo Caberlon. **Condutividade Hidráulica em Solos Contaminados Encapsulados**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2004.

DALLA ROSA, F. **Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada**. 2009. 191 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

DANAS, K.; CASTAÑEDA, P. P.; **Influence of the Lode parameter and the stress triaxiality on the failure of elasto-plastic porous materials**. International Journal of Solids and Structures. Elsevier, 49, pp 1325-1342. 2012.

DE CAMPOS, T.M.P.; CARRILLO, C. W. (1995). **Direct shear testing on na unsaturated soil from Rio de Janeiro**. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, Proceedings, v.1, p 31 – 38, 1995

DIJK, W.V. **Practical fatigue characterization of bituminous mixes**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 44, p. 38-74, 1975.

DRUCKER, D.C.; PRAGUER, W. **Soil mechanics and plastic analysis or limit design**. Applied Mathematic, v10, p157–165,1952.

DYVIK, R., MADSHUS, C. (1985). **Lab measurements of Gmax using bender elements**. Proc., Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions, American Society of Civil Engineers, New York.

FERREIRA, C.M. F. **Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes**. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Dissertação de mestrado. FEUP- Universidade do Porto, Portugal. 2003.

FERREIRA, P. M. V. **Estudo de um solo residual de arenito da rodovia RS 239 – ensaios triaxiais servo-controlados**. 128p. Dissertação (Mestrado em engenharia). Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 1998.

FESTUGATO, L.; CORTE, M. B.; IBRAIM, E.; DIAMBRA, A. **Artificially cemented sand under multiaxial loading**. E3S Web of Conferences, v 92, 11011, 2019.

FESTUGATO, L.; IBRAIM, E. ; CORTE, M. B. ; DIAMBRA, A. . **Multiaxial behaviour of compacted artificially lightly cemented sands**. JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, v. 149, p. 04023118, 2023.

FESTUGATO, L.; MENGER, E.; BENEZRA, F.; KIPPER, E.A.; CONSOLI, N.C. (2017). **Fibre-reinforced cemented soils compressive and tensile strength assessment as a function of filament length**. Geotextiles and Geomembranes, v. 45, p. 77-82.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos Coluvionares Não Saturados da Formação Serra Geral**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FLEISCHMANN, Jonathan A. **Micromechanical Exploration of the Lade–Duncan Yield Surface by the Discrete Element Method**. Geotechnical and Geological Engineering. Vol 38, No (5), p 5409-5431. 2020.

FOPPA, Diego. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

FRANZIUS, J. N.; POTTS, D. M.; BURLAND, J. B.; **The influence of soil anisotropy and  $K_0$  on ground surface movements resulting from tunnel excavation**. Géotechnique. V. 55, n 3. 189-199. 2005.

FREDLUND, D. G.; XING, A. **Equations for the soil-water characteristic curve**. Canadian Geotechnical Journal, v. 31, n. 4, p. 521-532, August 1994.

FREDLUND, D.G., VANAPALLI, S.K. **Shear Strength of unsaturated soils. Methods of soil analysis, part 4 – physical methods**, Soil Science Society of America, book series 5 ed. J.H. Dane e G.C. Koop, p 324 – 360. 2002.



- GAO, Z. and ZHAO, J. **Efficient Approach to Characterize Strength Anisotropy in Soils.** Journal of Engineering Mechanics, v.138, n.12, p.1447-1456. 2012.
- GAO, Z.; ZHAO, J.; YAO, Y. **A generalized anisotropic failure criterion for geomaterials.** International Journal of Solids and Structures, 47(22-23), 3166-3185. 2010.
- GARDNER, W. R. **Some steady state solutions Of unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water-table.** Soil Science, n. 85, p. 228-232. 1958.
- HAMBLY, E. C. **A new true triaxial apparatus.** Géotechnique. Vol 19, No 2, p 107-124. 1969.
- HEINECK, K. S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis.** 2002, 255p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- HEINECK, Karla Salvagni. **Estudo do Comportamento Hidráulico e Mecânico de Materiais Geotécnicos para Barreiras Horizontais Impermeáveis.** 2002. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2002.
- HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; WAGNER, A.M. **Laboratory filter paper suction measurements.** Geotechnical Testing Journal, v.17 (2), p. 185-194, 1994.
- HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G. Introduction. In: HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G.; PRASAD, A. **Hand book of tropical residual soils engineering.** London: Crc Press/Balkema, 2012. Cap. 1. p. 1-20.
- IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Levantamento de Recursos Naturais.** Folha SH.22 Porto Alegre e parte das folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim: geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação, uso potencial da terra. v.33, Rio de Janeiro: IBGE, 1986.796p.
- Jaky J. 1944. **The coefficient of earth pressure at rest.** Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, 355-358 (in Hungarian).

JENKINS, R.; SNYDER, R.L. **Introduction to x-ray powder diffractometry**. New York: John Wiley, 403 p. (Chemical Analysis, v. 138). 1996.

JUNGBLUT, Mauro. **Estudo de Solos Subtropicais Visando o Emprego na Construção de Habitações de Baixo Custo**. 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1993.

KIRKGARD, M. M.; LADE, P. V. **Anisotropic three-dimensional behavior of a normally consolidated clay**. Can. Geotech. J. Vol 30, 848-858. 1993.

KO, H. Y.; SCOTT, R. F. (1967). “**A New Soil Testing Apparatus**.” Geotechnique, v.17, n. 40, p 40-57.

KOLYMBAS, D., ZDRAVKOVIC, D.; POTTS, D.M. **Constitutive Modelling of Granular Materials**. Springer, Berlin Heidelberg. ISBN 978-3-642-63115-3 DOI 10.1007/978-3-642-57018-6. 558p. 2000.

LADE, P. V.; DUNCAN, J. M. (1975). “**Elastoplastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil**.” Journal of the Geotechnical Engineering Division, v.101,n.10, p. 1037-1053

LEE, H. C.; WRAY, W.K. **Techniques to evaluate soil suction – A vital unsaturated soil water variable**. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris (França), Proceedings., v.2, p. 615-622, 1995.

LEMOS, M.B, 2019, **Ensaio Triaxiais Multi-Estágios em Solo Residual**. Dissertação de Mestrado, São Paulo, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 186 p.

LEONG, E.C; HE, L.; RAHARDJO, H. **Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements**. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, v.25(3), p. 322-333, 2002.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R.. **The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks**. Géotechnique, v. 40, n. 3, p.467-488, 1990.

LIU, X.; ZHANG, X.; KONG, L.; CHEN. **Influence of Intermediate Principal Stress on Shear Strength of Natural Granite Residual Soil.** Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, v. 149, no 5. 2023.

LOPES JUNIOR, Luizmar da Silva. **Metodologia de Previsão do Comportamento Mecânico de Solos Tratados com Cal.** 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011.

MAGALHÃES, L. A. **Desenvolvimento de metodologia determinação de sílica cristalina respirável para particulado de minério brasileiro por difração de raios X.** Dissertação (mestrado), 105 f. Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Química. 2014.

MARINHO, F.A.M. **A técnica do papel filtro para a medição de sucção.** In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, Porto Alegre, Anais... p. 112-125, 1995.

MARINHO, F.A.M. **Medição da sucção em solos.** In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, NSAT, Rio de Janeiro, Anais... v.2, p. 373-397, 1997.

MARQUES, S. F. V. **Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada até Altas Tensões de Confinamento.** 379 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

MARTINS, Flávia Burmeister. **Automatização do Equipamento Triaxial Visando o Estudo de Solos Tropicais Cimentados.** 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1994.

MARTINS, Flávia Burmeister. **Investigação do Comportamento Mecânico de um Solo Naturalmente Estruturado.** 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001.

MAULEM, Y. **Hydraulic conductivity Of unsaturated soils: prediction and formulas.** In: Methods Of soil analysis. Part 1. Physical and mineralogical methods. 2nd ed. Agronomy. Edited by A. Klute. American Society Of Agronomy, Inc. and Soil Society Of America, Inc., Madison, Wis., U.S.A., p. 799-823. 1986.

- MEDERO, Gabriela Maluf. **Análise do Comportamento Mecânico de um Material Colapsível**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001.
- MEDERO, Gabriela Maluf. **Comportamento de um Solo Colapsível Artificialmente Cimentado**. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.
- MICHELIS, P. **A True Triaxial for Soil and Rock. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock**. Donaghe, Chaney & Silver (eds), ASTM STP 977, 806-818. 1988.
- MONCADA, M. P. H.; DE CAMPOS, T. M. P.; ANTUNES, F. S. **Estudo em Laboratório de Características de Colapso e Transporte de Solutos Associados à Infiltração de Licor Cáustico em um Solo Laterítico**. Rio de Janeiro, 2004. 219p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2004
- NÚÑEZ, Washington Peres. **Estabilização Físico-Química de um Solo Residual de Arenito Botucatu Visando o seu Emprego na Pavimentação**. 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1991.
- PRIETTO, Pedro Domingos Marques. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1996.
- REDDY, K. **Behavior of cemented sand under three-dimensional loading**. Civil Engineering (Tesis), Illinois Institute of Technology, Chicago. 1990.
- REIS, R. M. **Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaiss**. 2004. 222f. Tese (Doutorado) – Curso de Geotecnia, Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- REYNOLDS JR., R.C. **Principles of powder diffraction**. In: BISH, D.C.; POST, J.E. (Ed.). *Modern powder diffraction*. Washington: Mineralogy Society of America. p. 1-17. (Reviews in Mineralogy, v. 20). 1989.

- ROGDRIGUES, Lucas Tittoni. **Banco de dados em SIG de solos de arenito da formação botucatu no Rio Grande Do Sul. 2021.** Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2021.
- ROLLO, R. (2003). **The anisotropic stress-strain-strength behaviour of brittle sediments.** PhD Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.
- SADEK, T. **The multiaxial Behaviour and Elastic Stiffness of Hostun Sand.** Doctorship tesis, University of Bristol. 213p. 2006.
- SALENÇON, J. **Handbook of Continuum Mechanics – General Concepts Thermoelasticity.** Springer-Verlag Berlin Heidelberg. New York. 2001.
- SANTOS, B. N. A. **Análise da resistência ao cisalhamento e coeficiente de empuxo no repouso durante a inundação em solo colapsível de Petrolina – PE.** 2018. 126 folhas, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.
- SHU R, KONG L, LIU B, WANG J. **Stress–Strain Strength Characteristics of Undisturbed Granite Residual Soil Considering Different Patterns of Variation of Mean Effective Stress.** Applied Sciences. 11(4):1874. 2021.
- SIBLEY, J.W.; WILLIAMS, D.J. **A new filter material for measuring soil suction.** Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, v.13(4), p. 381-384, 1990.
- SILVANI, C. **Solos Artificialmente Cimentados em Célula Cúbica: Isotropia a Pequenas Deformações e na Ruptura.** 2017. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2017.
- SILVANI, C.; IBRAIM, E.; SCHEUERMANN FILHO, H. C.; FESTUGATO, L.; DIAMBRA, A.; CONSOLI, N. C. **Sand-Fly Ash-Lime Blends: Mechanical Behavior under Multiaxial Stress Condition.** Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, v. 34, no 5. 2022.

SIMÕES, F. B. **Caracterização geotécnica da areia da praia de Ipanema**. 2015. 148 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

SOUSA PINTO, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3.ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2006.

SPECHT, Luciano Pivoto, **Comportamento de Misturas Solo-CimentoFibra Submetidas a Carregamentos Estáticos e Dinâmicos Visando a Pavimentação**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2000.

THOMÉ, A. **Comportamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Aterros Estabilizados com Resíduos Industriais**. 1999. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1999.

VAN GENUCHTEN, M. T. **A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils**. Soil Science Society of America Journal, n. 44, p. 892-898. 1980.

VAUGHAN, P. **Engineering and hydraulic properties of in situ residual soils – general report**. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks (pp. 231-263). Athens: A. A. Balkema, 1985.

VAUGHAN, P. R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S. M. **Indexing the engineering properties of residual soil**. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, v. 21, n. 1, p.69-84, 1 fev. 1988.

VAZ, L.F. **Classificação Genética dos Solos e dos Horizontes de Alteração de Rocha em Regiões Tropicais**. Solos e Rochas. v.19, n.2, p.117-136, 1996.

VENSON, G. I. **Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia artificialmente cimentada**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2015

WESLEY, L. D. **Fundamental of soil mechanics for sedimentary and residual soils.** Hoboken: John Wiley & Sons, 2010.

WESLEY, L. D. **Influence of structure and composition on residual soils.** Journal of Geotechnical Engineering. v.116, n. 4, p. 589-603, 1990.

WILLIAMS, H. S. (2001). “**Development of a True Triaxial Apparatus for Soil.**” Thesis - The Department of Civil and Environmental Engineering. Louisiana State University. Louisiana.

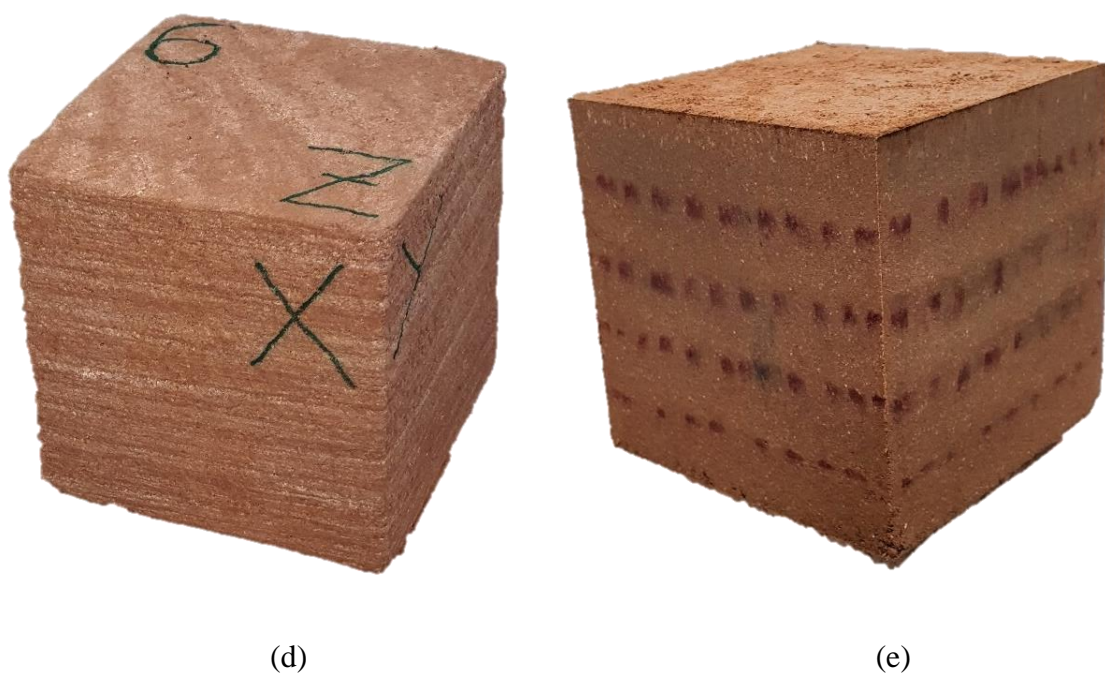
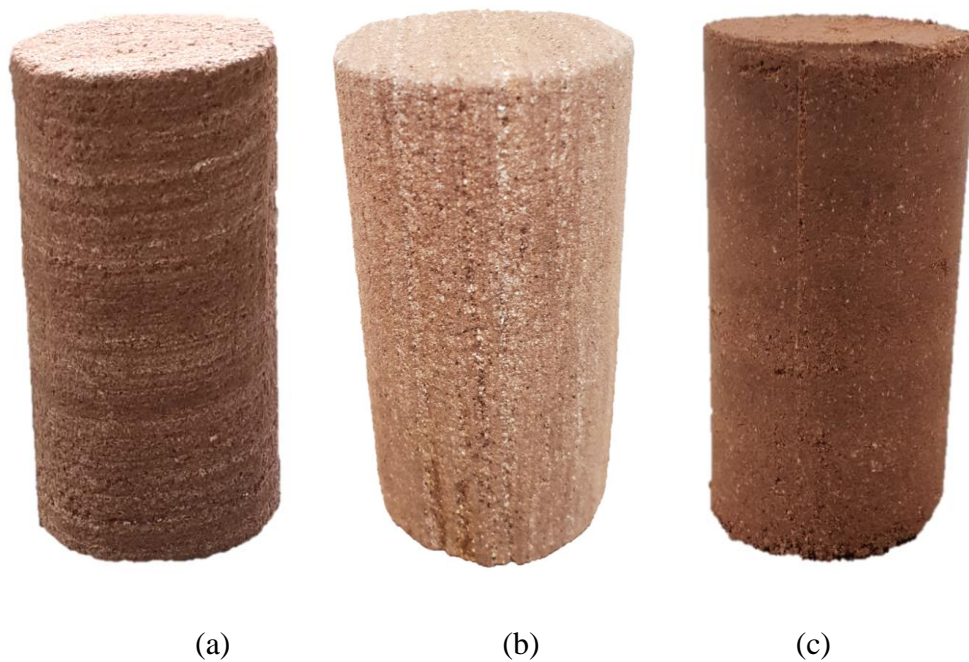
YAMADA, Y.; ISHIHARA, K.; **Undrained deformation characteristics of sand in multi-directional shear.** Soils and Foundations. V 23, n 01, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1983.

YANG, L.T.; LI, X.; YU, H.S.; WANATOWSKI, D. **A laboratory study of anisotropic geomaterials incorporating recent micromechanical understanding.** Acta Geotech .11(5):1111–1129. 2015. <https://doi.org/10.1007/s11440-015-0423-7>

## **APÊNDICE A**

### **DETALHAMENTO DO ASPECTO DOS CORPOS DE PROVA**

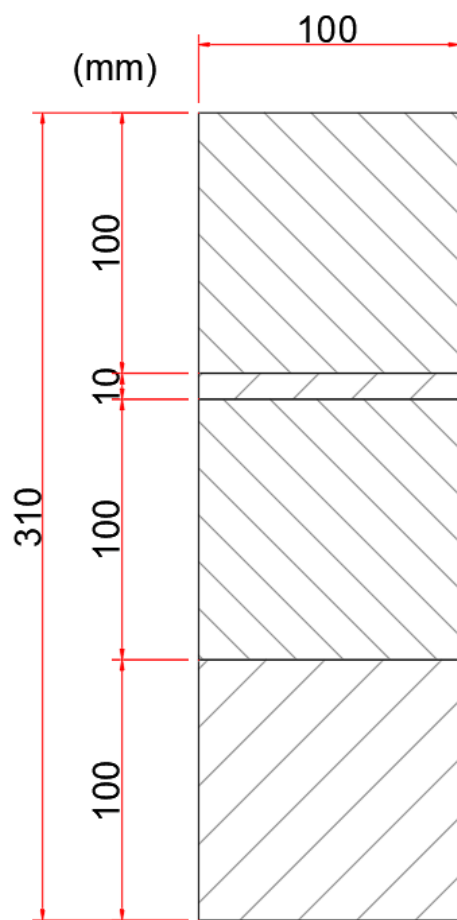




(a) Amostra cilíndrica indeformada com camadas no sentido horizontal (b) Amostra cilíndrica indeformada com camadas no sentido vertical (c) Amostra cilíndrica remoldada (d) Amostra cúbica indeformada (e) Amostra cúbica remoldada

## **APÊNDICE B**

### **PROJETO DE MOLDE PARA CONFECÇÃO DE CORPOS DE PROVA CÚBICOS INDEFORMDADOS**



(a)



(b)



(c)



(d)

(a) Projeto molde (b) Molde confeccionado (c) Detalhe das articulações (d) Molde em uso para preparo de um corpo de prova

## **APÊNDICE C**

### **PLANILHA DE CONTROLE DOS CORPOS DE PROVA**

Resumo das dos corpos de prova, com cálculo do índice de vazios por amostra utilizando peso específico dos grãos de 2,66 g/cm,<sup>3</sup> conforme obtido no trabalho.

Identificação	Ensaio (estado_p'_ $\alpha$ )	X méd (mm)	Y méd (mm)	Z méd (mm)	Peso CP (g)	Umidade (%)	e
1	Indef_100_0	100,6	99,2	98,9	1797,71	14,2	0,67
2	Indef_100_30	101,1	101,6	101,3	1919,42	14,1	0,65
3	Indef_100_60	99,9	101,3	99,9	1852,25	13,9	0,65
4	Indef_100_90	101,1	100,5	100,2	1880,23	14,2	0,65
5	Indef_100_120	101,7	101,2	101,2	1924,00	13,6	0,64
6	Indef_100_150	101,6	101,6	101,0	1921,42	12,8	0,63
7	Indef_100_180	100,5	100,5	100,5	1847,31	12,6	0,64
8	Indef_150_0	100,4	101,2	100,6	1849,60	12,3	0,65
9	Indef_150_30	100,3	100,3	100,3	1731,51	6,3	0,65
10	Indef_150_60	101,8	101,8	101,8	1823,31	6,9	0,64
11	Indef_50_0	101,8	101,8	101,8	1824,38	7,8	0,66
12	Indef_50_30	101,9	101,9	101,9	1812,04	6,4	0,66
13	Indef_50_60	101,2	101,2	101,2	1772,25	6,2	0,65
14	Remold_100_0	100,0	100,0	99,9	1848,02	14,4	0,65
15	Remold_100_30	100,1	100,0	100,3	1854,43	14,6	0,65
16	Remold_100_60	100,0	100,1	99,9	1854,97	14,3	0,64
17	Remold_100_90	100,1	100,0	99,8	1856,30	14,6	0,64
18	Remold_100_120	100,0	100,0	99,9	1851,44	14,3	0,64
19	Remold_100_150	100,0	100,1	99,9	1853,10	14,6	0,65
20	Remold_100_180	100,2	100,0	99,8	1849,86	14,4	0,65
21	Remold_150_0	100,1	100,0	99,9	1853,29	14,3	0,64
22	Remold_150_30	100,1	100,1	100,5	1861,21	14,3	0,65
23	Remold_150_60	100,0	100,2	99,9	1861,29	14,5	0,64
24	Remold_50_0	100,0	100,2	100,4	1860,22	14,2	0,64
25	Remold_50_30	100,2	100,0	99,9	1849,21	14,6	0,65
26	Remold_50_60	100,0	100,0	99,7	1850,62	14,3	0,64
ID (ensaio_estado_posição_n)		h méd (cm)	d méd (cm)	Peso CP (g)	Umidade (%)	e	
cisalhamento_indef_horizontal_1		2,04	5,96	95,90	4,9	0,66	
cisalhamento_indef_horizontal_2		2,02	5,98	96,11	5,3	0,65	
cisalhamento_indef_horizontal_3		2,02	6,01	96,07	4,5	0,66	
cisalhamento_indef_vertical_1		2,04	5,96	96,21	5,7	0,66	
cisalhamento_indef_vertical_2		2,02	5,98	95,88	4,2	0,64	
cisalhamento_indef_vertical_3		2,02	6,01	97,23	4,8	0,64	
cisalhamento_indef_paralelo_1		2,04	5,96	95,55	5,1	0,67	
cisalhamento_indef_paralelo_2		2,04	5,96	95,58	4,9	0,66	
cisalhamento_indef_paralelo_3		2,02	5,98	96,69	5,4	0,65	
cisalhamento_remold_1		2,04	5,96	105,51	14,3	0,64	
cisalhamento_remold_2		2,02	6,01	106,42	14,5	0,64	
cisalhamento_remold_3		2,02	5,98	105,33	14,4	0,64	
compressao_isotropica_altas		10,9	5,11	413,36	13,8	0,64	
compressao_isotropica_bishop		11,3	5,16	408,72	6,9	0,64	
triaxial_p'const_indef_horizontal		10,7	5,08	398,41	14,1	0,65	
triaxial_p'const_indef_vertical		10,8	5,03	384,64	10,9	0,65	
triaxial_p'const_remold		9,97	4,98	359,77	14,5	0,64	