



## ENSAIOS TRIAXIAIS EM MATERIAIS MUITO MOLES A BAIXAS TENSÕES DE ADENSAMENTO

George Lício Vieira Teles

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Fernando Artur Brasil Danziger  
Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Rio de Janeiro  
Abril de 2019

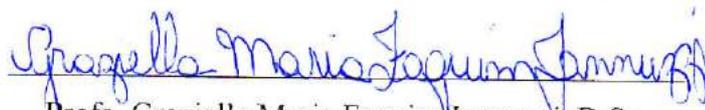
ENSAIOS TRIAXIAIS EM MATERIAIS MUITO MOLES A BAIXAS TENSÕES DE  
ADENSAMENTO

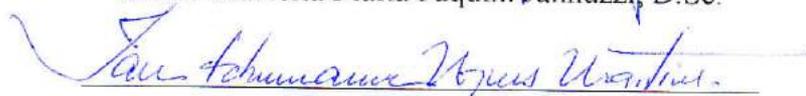
George Lício Vieira Teles

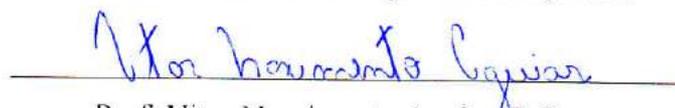
DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO  
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)  
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM  
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

  
Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

  
Profa. Graziella Maria Faquim Jannuzzi, D.Sc.

  
Prof. Ian Schumann Marques Martins, D.Sc.

  
Prof. Vitor Nascimento Aguiar, D.Sc.

  
Prof. Leonardo De Bona Becker, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

ABRIL DE 2019

Teles, George Lício Vieira

Ensaaios triaxiais em materiais muito moles a baixas tensões de adensamento / George Lício Vieira Teles. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

XVII, 144 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Fernando Artur Brasil Danziger

Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Dissertação (mestrado) – UFRJ / COPPE / Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências bibliográficas: p. 140-142.

1. Ensaio triaxial. 2. Argila mole. 3. Baixas tensões. I. Danziger, Fernando Artur Brasil *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título

## **DEDICATÓRIA**

Dedico este trabalho a Deus (o autor da vida), a Virgem Maria (minha mãe espiritual), a minha esposa Ana Rachel (tudo que é meu, é seu – com esta conquista não poderia ser diferente), ao meu filho Luis Gustavo (tão pequeno, mas o maior presente que eu já ganhei) e aos meus pais Francisco e Maria Lucineide (tudo que sou é fruto da educação que me deram).

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço a Deus pela oportunidade concedida para desenvolver este trabalho. Também agradeço à Virgem Maria, por sua inseparável interseção que sempre me acompanha e me dá a perseverança, calma e sabedoria necessárias para levar esta dissertação até o fim.

Agradeço aos professores Fernando Danziger e Graziella Jannuzzi por toda dedicação, disponibilidade e paciência em me instruir ao longo desta jornada no mestrado.

Um especial agradecimento ainda aos professores Ian Martins e Vitor Aguiar que gentilmente se mostraram disponíveis para os importantes debates, a partir dos quais muitos questionamentos foram esclarecidos. Tais discussões foram fundamentais para o andamento da presente pesquisa. Também agradeço ao professor Leonardo Becker, meu orientador na graduação, através do qual comecei a aprender sobre Geotecnia e me identifiquei com esta fascinante área da Engenharia Civil em meio às atividades no Laboratório de Mecânica dos Solos Fernando Emmanuel Barata (Escola Politécnica da UFRJ), onde tive a oportunidade de começar a me familiarizar com ensaios de laboratório, especialmente os ensaios triaxiais.

Agradeço ainda à minha esposa Ana Rachel Teles, que sempre me apoiou, amparou e me faz sentir o homem mais sortudo do mundo. Sem a minha amada a conclusão desta dissertação seria infinitamente mais difícil. Um carinhoso agradecimento ao meu pequeno Luis Gustavo, que em tão pouco tempo já tanto me inspira e motiva a ser o melhor que eu puder ser em todas as áreas de minha vida.

Também agradeço aos meus colegas de dissertação/tese Arthur Veiga, Gustavo Domingos, José Wellington, Mario Nacinovic, Rhamira Pascual, Roberto Mazzarone e Tami Schulze por todos debates e risadas sem os quais esta empreitada seria muito mais difícil. Agradeço ainda à toda equipe do Laboratório de Ensaios de Campo Professor Márcio Miranda Soares, especialmente aos amigos Edgard Bispo, Luiz Roberto Marinho, Rita de Cássia, Roney Gomes, João Henrique Guimarães, Bernardo Branco e Matheus Schaefer por toda a ajuda fundamental para o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço aos meus pais Francisco e Maria Lucineide Teles, por todo esforço, carinho e zelo que me permitiu crescer como pessoa. Também à minha irmã Larisa Rodrigues, que mesmo distante fisicamente não deixa de me apoiar.

Por fim, agradeço à turma 2015/1 de mestrado em Geotecnia da COPPE (“Los Pitufos”) pela parceria e companheirismo que tornaram mais leve a rotina de aulas e

provas. Igualmente agradeço a todos os professores pelo conhecimento partilhado em sala de aula. Agradeço ainda aos meus amigos fora da COPPE, os quais tive a honra de acumular durante a vida e de alguma forma contribuíram para que eu pudesse chegar até aqui.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

## ENSAIOS TRIAXIAIS EM MATERIAIS MUITO MOLES A BAIXAS TENSÕES DE ADENSAMENTO

George Lício Vieira Teles

Abril/2019

Orientadores: Fernando Artur Brasil Danziger

Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Programa: Engenharia Civil

Na presente pesquisa foram realizados ensaios triaxiais anisotrópicos de compressão e extensão na argila muito mole de Sarapuí II seguindo-se o procedimento adotado no Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI), de adensar as amostras para as tensões de campo. Os ensaios foram realizados seguindo-se dois procedimentos: com uma estimativa prévia de  $K_0$ , através de ensaio DMT (ensaios CAU), e empregando-se o sistema automatizado do equipamento Geocomp utilizado (ensaios CK<sub>0</sub>U). Comparando-se os dois tipos de ensaio, foi evidenciada boa concordância de resultados. Como as profundidades ensaiadas não são muito significativas, as tensões de adensamento e, conseqüentemente, a resistência não drenada obtida são pequenas, razão pela qual os efeitos indesejados (pesos do elemento poroso, topcap e pistão, o atrito na interface do pistão com a tampa da câmara triaxial e a resistência da membrana) ganham especial relevância. Concluiu-se que, apesar de serem influentes nas medições do ensaio, os efeitos indesejados puderam ser adequadamente considerados, permitindo a obtenção de resultados confiáveis nos ensaios triaxiais realizados. A resistência não drenada obtida nos ensaios triaxiais foi comparada com ensaios DSS, tendo sido observado  $S_{u,ext} < S_{u,DSS} < S_{u,comp}$ . A comparação da razão  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  versus  $I_p$  para argilas de diferentes valores de  $I_p$ , considerando-se também os dados da presente pesquisa, permitiu verificar-se que o aumento de  $I_p$  tende a provocar um aumento de  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  apenas até um certo limite, a partir do qual esta razão parece se estabilizar. Também foram determinados os parâmetros  $A$  na ruptura ( $A_f$ ) e comparados com previsão da literatura, tendo sido observada boa concordância.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

## TRIAXIAL TESTS ON VERY SOFT SOILS UNDER LOW STRESSES

George Lício Vieira Teles

April/2019

Advisors: Fernando Artur Brasil Danziger

Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Department: Civil Engineering

Anisotropic compression and extension triaxial tests have been carried out on the very soft Sarapuú II clay following NGI procedure, where the specimen is loaded to insitu stresses. Two procedures were adopted: estimating  $K_0$  from DMT tests (CAU tests) and using the automated system from the Geocomp apparatus used ( $CK_0U$  tests). Comparing both types of test, a good agreement was obtained. As the samples depths are small, the values of consolidation stresses and the undrained shear resistances obtained are low and then the unwanted effects (filter, topcap and piston weights, friction on soil-chamber top interface and membrane resistance) become relevant. It was concluded that, even though unwanted effects affect test measurements, they can be properly considered, allowing reliable test results. Undrained shear resistance obtained from triaxial tests was compared to DSS tests, resulting in  $S_{u,ext} < S_{u,DSS} < S_{u,comp}$ . A comparação da razão  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  versus  $I_p$  para argilas de diferentes valores de  $I_p$  considerando-se também os dados da presente pesquisa, permitiu verificar-se que o aumento de  $I_p$  tende a provocar um aumento de  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  apenas até um certo limite, a partir do qual esta razão parece se estabilizar. The analysis of the ratio  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  versus  $I_p$  for different clays, now including the data from the present research, suggests that there is a threshold of the trend of increasing  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  with the increase of  $I_p$ . The Skempton parameter  $A$  on failure ( $A_f$ ) was determined and compared to literature prediction, and a good agreement was obtained.

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Motivações.....	2
1.3. Objetivos.....	2
1.4. Organização da dissertação.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. O campo experimental de Sarapuí II e sua argila muito mole.....	4
2.2. Comportamento das argilas .....	12
2.2.1. Adensamento .....	13
2.2.2. Resistência ao cisalhamento .....	14
2.3. Ensaio triaxiais em argila .....	17
2.4. Comparação entre diferentes ensaios.....	18
3. ENSAIOS REALIZADOS.....	22
3.1. Calibração dos equipamentos .....	24
3.1.1. Célula de carga .....	24
3.1.2. Transdutor de deslocamento.....	26
3.1.3. Medição de volume .....	27
3.1.4. Transdutor de pressão.....	29
3.2. Efeitos indesejados .....	31
3.2.1. Peso próprio, do elemento poroso, topcap e pistão .....	32
3.2.2. Atrito pistão-célula .....	36
3.2.2.1. Atrito estático.....	36
3.2.2.2. Atrito cinemático na compressão.....	39
3.2.2.3. Atrito cinemático na extensão.....	44
3.2.3. Resistência da membrana .....	47
3.3. Procedimentos preliminares.....	51
3.4. Preparação do corpo de prova.....	54
3.5. Ensaio triaxial automatizado.....	62
3.5.1. Inicialização.....	62
3.5.2. Saturação .....	63
3.5.3. Adensamento .....	65
3.5.4. Cisalhamento .....	71

3.6. Tensões confinantes utilizadas.....	74
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS .....	76
4.1. Efeitos indesejados .....	76
4.1.1. Peso próprio, do elemento poroso, topcap e pistão .....	76
4.1.2. Atrito pistão-célula .....	77
4.1.3. Resistência da membrana .....	81
4.1.4. Análise conjunta .....	83
4.2. Saturação.....	90
4.3. Adensamento .....	101
4.4. Cisalhamento .....	113
4.5. Resistência ao cisalhamento .....	128
5. RESUMO, CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS..	136
5.1. Resumo e Conclusões .....	136
5.2. Sugestões para pesquisas futuras .....	139
REFERÊNCIAS .....	140
ANEXOS .....	143

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Área dos campos experimentais de Sarapuí I e II – IBGE (adaptado de Jannuzzi, 2013).....	4
Figura 2.2: Campo experimental de Sarapuí II com relação a Sarapuí I (base – Google) (Jannuzzi, 2013). .....	5
Figura 2.3: Perfil geotécnico traçado a partir de sondagens a percussão (Jannuzzi, 2009). .....	6
Figura 2.4: Ensaio de dissipação na profundidade 9,62 m, nível d'água coincidente com o nível do terreno por ocasião do ensaio (Jannuzzi, 2013).....	7
Figura 2.5: (a) Porcentagem acumulada de argila, silte, areia; (b) limites de plasticidade ( $w_p$ ), liquidez ( $w_L$ ) e umidade natural ( $w_n$ ); (c) peso específico natural ( $\gamma_n$ ); (d) densidade relativa dos grãos ( $G$ ); (e) índice de vazios inicial ( $e_0$ ) no depósito de solo mole de Sarapuí II (adaptado de Jannuzzi, 2013).....	8
Figura 2.6: Variação do IP com a profundidade (Jannuzzi, 2013).....	9
Figura 2.7: OCR vs profundidade da argila de Sarapuí I e II (Jannuzzi, 2013, adaptado). .....	11
Figura 2.8: Arranjo cúbico composto por esferas.....	12
Figura 2.9: Gráfico $\sigma'_c$ vs $e$ hipotético (adaptado de Martins, 2016a). .....	15
Figura 2.10: Gráficos (a) $\sigma_d$ vs $\epsilon_a$ e (b) $\sigma_d$ , normalizado em relação a $\sigma'_c$ , vs $\epsilon_a$ (adaptado de Martins, 2016a).....	15
Figura 2.11: Trechos sobreadensado e normalmente adensado da envoltória hipotética (adaptado de Martins, 2016a). .....	16
Figura 2.12: Determinação de $S_u$ no espaço $q$ vs $p'$ , em ensaios de compressão e extensão com adensamento isotrópico. ....	17
Figura 2.13: Relevância dos ensaios de laboratório para avaliação da resistência ao cisalhamento (Bjerrum, 1973) .....	18
Figura 2.14: Razões de $S_u$ em função do índice de plasticidade (Karlsrud et al., 2005).20	
Figura 2.15: Anisotropia em $S_u$ obtida em ensaios $CK_0U$ em argilas e siltes normalmente adensados - dados de Lefebvre et al., 1983, Vaid e Campanella (1974) e vários MIT e NGI Reports (Ladd, 1991).....	21
Figura 3.1: Câmara triaxial Geocomp para ensaios triaxiais (adaptado de GEOCOMP, 2013a). .....	22
Figura 3.2: Equipamento Geocomp para ensaios triaxiais (GEOCOMP, 2013a). .....	23
Figura 3.3: Calibração da célula de carga à compressão.....	25
Figura 3.4: Calibração à compressão para faixa de cargas de 0 a 10 kgf.....	25
Figura 3.5: Calibração da célula de carga à tração. ....	26
Figura 3.6: Calibração à tração para faixa de cargas de 0 a 10 kgf. ....	26
Figura 3.7: Medição de volume no FlowTrac-II (Geocomp, 2013b). .....	27
Figura 3.8: Calibração da medição de volume com proveta. ....	28
Figura 3.9: Calibração da medição de volume do FlowTrac-II Sample.....	28
Figura 3.10: Calibração da medição de volume do FlowTrac-II Cell. ....	29
Figura 3.11: Verificação dos transdutores de pressão com manômetro digital.....	30
Figura 3.12: Verificação do transdutor de pressão do FlowTrac-II Sample. ....	30

Figura 3.13: Verificação do transdutor de pressão do FlowTrac-II Cell.....	31
Figura 3.14: Determinação do volume do topcap e do elemento poroso. ....	32
Figura 3.15: (a) Pistão com marcações de altura; (b) proveta com 900 ml de água; (c) pistão submerso até a marcação j; (d) pistão totalmente submerso na proveta. ....	33
Figura 3.16: Volume submerso em função da altura seca. ....	34
Figura 3.17: Indicação dos trechos $h_{tam}$ e $h_1$ da altura seca do pistão. ....	35
Figura 3.18: Medição do atrito (a) e sistema de forças para o cenário sem movimento relativo pistão-tampa (b).....	37
Figura 3.19: Gráfico $\sigma_c$ vs R para determinação do atrito estático.....	38
Figura 3.20: Gráfico $A_{est}$ vs $\sigma_c$ para validação de $A_{est} = 0,05N$ .....	39
Figura 3.21: Sistema de forças para a prensa LoadTrac-II movendo-se para cima.....	40
Figura 3.22: Atrito medido para tensões confinantes de 50, 75 e 400 kPa. ....	41
Figura 3.23: Curvas tensão-deformação normalizadas de ensaios CK <sub>0</sub> U com a Argila Azul de Boston (adaptado de Sheahan et al., 1990). ....	42
Figura 3.24: Medição do atrito com bomba de ar comprimido (a) e com coluna d'água (b). ....	43
Figura 3.25: Medição do atrito com bombas de ar comprimido e coluna d'água. ....	43
Figura 3.26: Sistema de forças para a prensa LoadTrac-II movendo-se para baixo. ....	44
Figura 3.27: Estudo do atrito na extensão. ....	45
Figura 3.28: Tensão confinante vs deslocamento da prensa para os testes 29 e 37. ....	46
Figura 3.29: Seção transversal da membrana: formato lamelar (a) e formato cilíndrico (b). ....	48
Figura 3.30: Marcações na membrana para medir os comprimentos de referência $x_i$ e $y_i$ . ....	48
Figura 3.31: Determinação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson da membrana. ....	49
Figura 3.32: Reservatório superior de água deaerada.....	52
Figura 3.33: Bomba de vácuo modelo E-Lab 2 (Edwards) utilizada na presente dissertação. ....	52
Figura 3.34: Modelo de papéis filtro para ensaio triaxial.....	53
Figura 3.35: (a) Balança Marte utilizada, (b) cápsulas e (c) berço vazios e secos para determinação das taras.....	54
Figura 3.36: Suporte usado para corte do tubo de amostragem.....	55
Figura 3.37: Trecho cortado para moldagem protegido para preservar a umidade.....	56
Figura 3.38: Extração da amostra com tarugo.....	56
Figura 3.39: Moldagem do corpo de prova com torno: (a) antes e (b) depois do desbastamento.....	57
Figura 3.40: Regiões de desbastamento da amostra no torno.....	57
Figura 3.41: Berço utilizado na moldagem dos corpos de provas.....	58
Figura 3.42: Posicionamento dos anéis de vedação e elásticos no encamisador.....	59
Figura 3.43: Procedimento “flush” para “sangrar” as linhas e saturar os elementos porosos (Geocomp, 2013a).....	61
Figura 3.44: Determinação do offset da tensão confinante (Geocomp, 2013a adaptado). ....	62

Figura 3.45: Diagrama de tensões da fase de Inicialização.....	63
Figura 3.46: Diagrama de tensões da fase de Saturação.....	64
Figura 3.47: Diagramas de forças verticais.....	65
Figura 3.48: Aplicação das tensões na fase de Adensamento.....	67
Figura 3.49: Número de incrementos para $\sigma'_r/\sigma'_a < 1$ .....	68
Figura 3.50: Número de incrementos para $\sigma'_r/\sigma'_a \geq 1$ .....	69
Figura 3.51: Adensamento $K_0$ do ensaio triaxial.....	70
Figura 3.52: Fase de Cisalhamento dos ensaios de compressão (a) e extensão (b).....	71
Figura 3.53: Diagrama de forças na Fase de Cisalhamento por extensão ( $CK_0UEU$ )... ..	72
Figura 3.54: Elemento de solo distorcido (a) e (c) em um plano a $45^\circ$ (b) (adaptado de Martins, 2017). .....	73
Figura 3.55: Variação da resistência com a velocidade de deformação axial para ensaios não drenados na Argila Azul de Boston. ....	74
Figura 4.1: Senoide ajustada para atrito medido na extensão com pressão confinante de 25 kPa. ....	77
Figura 4.2: Correções do atrito: ajuste senoidal e atrito médio adotado (Teste18_ $CK_0UEU$ ).....	78
Figura 4.3: Obtenção de curvas diferentes para mesma pressão confinante. ....	79
Figura 4.4: Equações da força de atrito em função da tensão confinante na compressão e na extensão. ....	80
Figura 4.5: Atrito medido na extensão para tensões confinantes de 25, 50 e 75 kPa....	81
Figura 4.6: Diâmetro do CP e da membrana. ....	82
Figura 4.7: Comparação dos efeitos indesejados – Teste08_ CAUCL (prof. 3 m).....	84
Figura 4.8: Comparação dos efeitos indesejados – Teste09_ CAUCL (prof. 3 m).....	84
Figura 4.9: Comparação dos efeitos indesejados – Teste10_ $CK_0UCL$ (prof. 3 m).....	85
Figura 4.10: Comparação dos efeitos indesejados – Teste11_ $CK_0UCL$ (prof. 3 m).....	85
Figura 4.11: Comparação dos efeitos indesejados – Teste15_ $CK_0UCL$ (prof. 3 m).....	86
Figura 4.12: Comparação dos efeitos indesejados – Teste14_ $CK_0UCL$ (prof. 6 m).....	86
Figura 4.13: Comparação dos efeitos indesejados – Teste21_ $CK_0UCL$ (prof. 8 m).....	87
Figura 4.14: Comparação dos efeitos indesejados – Teste18_ $CK_0UEU$ (prof. 3 m). ....	87
Figura 4.15: Comparação dos efeitos indesejados – Teste19_ $CK_0UEU$ (prof. 6 m). ....	88
Figura 4.16: Comparação dos efeitos indesejados – Teste20_ $CK_0UEU$ (prof. 8 m). ....	88
Figura 4.17: Interferência do atrito na determinação da rigidez.....	89
Figura 4.18: Fase de saturação – incrementos $\Delta\sigma_c$ e $\Delta u$ – Teste08_ CAUCL (prof. 3 m). .....	90
Figura 4.19: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste08_ CAUCL (prof. 3 m).....	91
Figura 4.20: Fase de saturação – incrementos $\Delta\sigma_c$ e $\Delta u$ – Teste09_ CAUCL (prof. 3 m). .....	91
Figura 4.21: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste09_ CAUCL (prof. 3 m).....	92
Figura 4.22: Fase de saturação – incrementos $\Delta\sigma_c$ e $\Delta u$ – Teste10_ $CK_0UCL$ (prof. 3 m). .....	92

Figura 4.23: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste10_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m).....	93
Figura 4.24: Fase de saturação – incrementos $\Delta\sigma_c$ e $\Delta u$ – Teste11_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m). .....	93
Figura 4.25: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste11_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m).....	94
Figura 4.26: Fase de saturação – incrementos $\Delta\sigma_c$ e $\Delta u$ – Teste15_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m). .....	94
Figura 4.27: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste15_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m).....	95
Figura 4.28: Fase de saturação – incrementos $\Delta\sigma_c$ e $\Delta u$ – Teste14_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 6 m). .....	95
Figura 4.29: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste14_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 6 m).....	96
Figura 4.30: Fase de saturação – incrementos $\Delta\sigma_c$ e $\Delta u$ – Teste21_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 8 m). .....	96
Figura 4.31: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste21_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 8 m).....	97
Figura 4.32: Fase de saturação – incrementos $\Delta\sigma_c$ e $\Delta u$ – Teste18_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 3 m). .....	97
Figura 4.33: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste18_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 3 m).....	98
Figura 4.34: Fase de saturação – incrementos $\Delta\sigma_c$ e $\Delta u$ – Teste19_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 6 m). .....	98
Figura 4.35: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste19_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 6 m).....	99
Figura 4.36: Fase de saturação – incrementos $\Delta\sigma_c$ e $\Delta u$ – Teste20_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 8 m). .....	99
Figura 4.37: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste20_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 8 m).....	100
Figura 4.38: Fase de adensamento – $\varepsilon_v$ em função do tempo (escala log) – Teste08_CAUCL (prof. 3 m).....	101
Figura 4.39: Fase de adensamento – $\varepsilon_v$ em função do tempo (escala log) – Teste15_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m). ....	102
Figura 4.40: Fase de adensamento – $K_0$ em função do tempo – Teste15_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m).....	102
Figura 4.41: Fase de adensamento – $\varepsilon_v$ em função do tempo (escala log) – Teste14_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 6 m). ....	103
Figura 4.42: Fase de adensamento – $K_0$ em função do tempo – Teste14_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 6 m).....	103
Figura 4.43: Fase de adensamento – $\varepsilon_v$ em função do tempo (escala log) – Teste21_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 8 m). ....	104
Figura 4.44: Fase de adensamento – $K_0$ em função do tempo – Teste21_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 8 m).....	104

Figura 4.45: Fase de adensamento – $\varepsilon_v$ em função do tempo (escala log) – Teste18_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 3 m).....	105
Figura 4.46: Fase de adensamento – $K_0$ em função do tempo – Teste18_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 3 m).....	105
Figura 4.47: Fase de adensamento – $\varepsilon_v$ em função do tempo (escala log) – Teste19_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 6 m).....	106
Figura 4.48: Fase de adensamento – $K_0$ em função do tempo – Teste19_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 6 m).....	106
Figura 4.49: Fase de adensamento – $\varepsilon_v$ em função do tempo (escala log) – Teste20_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 8 m).....	107
Figura 4.50: Fase de adensamento – $K_0$ em função do tempo – Teste20_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 8 m).....	107
Figura 4.51: Teor de matéria orgânica pelo método da queima a $440\pm 5^\circ\text{C}$ . (Jannuzzi, 2013).....	109
Figura 4.52: CTE dos ensaios com adensamento $K_0$ para diferentes profundidades. ..	111
Figura 4.53: $K_0$ e OCR em função da profundidade.....	112
Figura 4.54: Fase de cisalhamento – $(\sigma_v - \sigma_h)$ vs $\varepsilon_a$ – Teste08_CAUCL (prof. 3 m)..	113
Figura 4.55: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs $\varepsilon_a$ – Teste08_CAUCL (prof. 3 m).....	114
Figura 4.56: Fase de cisalhamento – $(\sigma_v - \sigma_h)$ vs $\varepsilon_a$ – Teste09_CAUCL (prof. 3 m)..	114
Figura 4.57: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs $\varepsilon_a$ – Teste09_CAUCL (prof. 3 m).....	115
Figura 4.58: Fase de cisalhamento – $(\sigma_v - \sigma_h)$ vs $\varepsilon_a$ – Teste10_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m)..	115
Figura 4.59: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs $\varepsilon_a$ – Teste10_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m).....	116
Figura 4.60: Fase de cisalhamento – $(\sigma_v - \sigma_h)$ vs $\varepsilon_a$ – Teste11_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m)..	116
Figura 4.61: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs $\varepsilon_a$ – Teste11_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m).....	117
Figura 4.62: Fase de cisalhamento – $(\sigma_v - \sigma_h)$ vs $\varepsilon_a$ – Teste15_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m)..	117
Figura 4.63: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs $\varepsilon_a$ – Teste15_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 3 m).....	118
Figura 4.64: Fase de cisalhamento – $(\sigma_v - \sigma_h)$ vs $\varepsilon_a$ – Teste14_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 6 m)..	118
Figura 4.65: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs $\varepsilon_a$ – Teste14_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 6 m).....	119
Figura 4.66: Fase de cisalhamento – $(\sigma_v - \sigma_h)$ vs $\varepsilon_a$ – Teste21_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 8 m)..	119
Figura 4.67: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs $\varepsilon_a$ – Teste21_CK <sub>0</sub> UCL (prof. 8 m).....	120
Figura 4.68: Fase de cisalhamento – $(\sigma_v - \sigma_h)$ vs $\varepsilon_a$ – Teste18_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 3 m)..	120
Figura 4.69: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs $\varepsilon_a$ – Teste18_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 3 m).....	121
Figura 4.70: Fase de cisalhamento – $(\sigma_v - \sigma_h)$ vs $\varepsilon_a$ – Teste19_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 6 m)..	121
Figura 4.71: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs $\varepsilon_a$ – Teste19_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 6 m).....	122
Figura 4.72: Fase de cisalhamento – $(\sigma_v - \sigma_h)$ vs $\varepsilon_a$ – Teste20_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 8 m)..	122

Figura 4.73: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs $\epsilon_a$ – Teste20_CK <sub>0</sub> UEU (prof. 8 m). .....	123
Figura 4.74: Curvas tensão-deformação típicas de ensaios triaxiais de compressão e extensão, e DSS (D’Ignazio e Länsivaara, 2015). .....	124
Figura 4.75: ( $\sigma_v - \sigma_h$ ) vs $\epsilon_a$ de todos os ensaios do presente trabalho. ....	125
Figura 4.76: $\Delta u_e$ vs $\epsilon_a$ de todos os ensaios do presente trabalho. ....	126
Figura 4.77: Todas as determinações do teor de umidade de Jannuzzi (2013) e do presente trabalho (adaptado de Jannuzzi, 2013). .....	127
Figura 4.78: Comparação CTE dos ensaios CAUCL e CK <sub>0</sub> UCL. ....	128
Figura 4.79: Comparação da variação da resistência não drenada em função da profundidade para diferentes ensaios. ....	130
Figura 4.80: Comparação de $A_f$ obtido no presente trabalho com previsão da literatura (adaptado de Lambe e Whitman, 1969). .....	131
Figura 4.81: $S_{u,ext}/S_{u,comp}$ em função do Índice de Plasticidade (adaptado de diversos trabalhos). .....	132
Figura 4.82: Determinação dos parâmetros efetivos com as envoltórias de resistência à compressão e à extensão. ....	133
Figura 4.83: Parâmetros efetivos determinados no trecho curvo da envoltória (solo sobreadensado). ....	134
Figura 4.84: Comparação entre a envoltória normalmente adensada (Aguiar, 2014) e os pontos de ruptura dos ensaios sobreadensados (presente trabalho). .....	135

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Comparação entre os resultados dos ensaios de compressão, extensão e cisalhamento simples (Bjerrum, 1972 adaptado). .....	19
Tabela 3.1: Tensões de adensamento dos ensaios triaxiais realizados .....	75
Tabela 4. 1: Influência dos pesos do pistão, topcap, elemento poroso e metade superior do CP na tensão vertical efetiva. ....	77
Tabela 4.2: Relações médias $\sigma_{Mr}/\sigma'_c$ e $\sigma_{Ma}/\sigma_d$ .....	83
Tabela 4.3: $K_0$ obtido nos ensaios triaxiais.....	110
Tabela 4.4: Umidade inicial, tensões desviadoras máximas, deformações e excessos de poro-pressões na ruptura dos ensaios triaxiais. ....	124
Tabela 4.5: Resultados de $S_u$ , OCR e $A_f$ dos ensaios triaxiais do presente trabalho e DSS de Jannuzzi (2013).....	129
Tabela 4.6: Comparação entre a anisotropia ( $S_{u,ext}/S_{u,comp}$ ) e o índice de plasticidade ( $I_p$ ) de diferentes argilas. ....	132

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Generalidades

A geotecnia é um dos ramos da engenharia mais presentes nos projetos de infraestrutura. Tendo em vista que as construções sempre precisarão ser assentadas sobre o solo através das fundações, constata-se que é de suma importância o conhecimento desse solo no que tange à compreensão de seu comportamento mecânico. Ao entender o comportamento tensão-deformação-resistência esperado para o solo em resposta às solicitações, é possível desenvolver-se um projeto que atenda aos requisitos de segurança e desempenho adequados para a construção.

O solo é composto por materiais muito heterogêneos podendo ter, por exemplo, desde as dimensões microscópicas da argila ( $10^{-3}$  mm), passando pelos grãos de areias (1 mm), até os imponentes matacões que podem chegar a 1 m. A isso acrescenta-se o fato de que quase sempre esses materiais estão misturados em diferentes proporções, permitindo que o solo tenha infinitas possibilidades de composição. Diante dessa heterogeneidade, constata-se a necessidade da realização de ensaios de laboratório e/ou de campo para que se entenda o comportamento esperado. Neste trabalho será estudada, especificamente, o comportamento de solos argilosos.

No que se refere aos ensaios de laboratório, especificamente dos ensaios que avaliam o comportamento tensão-deformação-resistência, destacam-se três tipos de ensaio: cisalhamento direto, cisalhamento simples e triaxial. Dentre esses três tipos, o presente trabalho foca em uma discussão sobre os ensaios triaxiais, que possuem as seguintes vantagens (Lambe, 1951):

- Efeitos progressivos nos corpos de prova são menores no ensaio triaxial.
- A medição da variação de volume do corpo de prova (CP) é mais acurada no ensaio triaxial.
- O estado de tensões é conhecido em todos os estágios durante o ensaio triaxial.
- O equipamento para ensaio triaxial é adaptável ao corpo de prova.

Além disso, sabe-se que o referido ensaio possui ainda as seguintes vantagens:

- Assim como os estados de tensão, os estados de deformação também são conhecidos.
- A drenagem é controlada.

- É possível medir a poro-pressão durante o ensaio.

## **1.2. Motivações**

Os ensaios triaxiais do presente trabalho foram realizados segundo a metodologia empregada no NGI, o Instituto Norueguês de Geotecnia, onde os corpos de prova são adensados para as tensões de campo. Isto implica na realização de ensaios com baixas tensões, no caso de amostras coletadas a pequenas profundidades, especialmente em solos muito moles. Por outro lado, alguns procedimentos interferem nas medições do ensaio, prejudicando os resultados obtidos. A estes inconvenientes chamar-se-ão nesta dissertação de efeitos indesejados.

Como a resistência medida é tão menor quanto menor for o estado de tensões efetivas, tem-se que, no caso dos ensaios a baixas tensões, os efeitos indesejados são mais significativos, podendo ter a ordem de grandeza da resistência do solo. O estudo de tais efeitos é, portanto, a grande motivação deste trabalho, pois a consideração e quantificação dos efeitos indesejados são fundamentais para que a determinação da resistência do solo seja feita com resultados confiáveis.

Uma segunda motivação é a possibilidade de executar ensaios adensados na condição  $K_0$ , o que permite a determinação do coeficiente de empuxo no repouso da argila muito mole de Sarapuí II.

Como terceira motivação cita-se a determinação da resistência não apenas através de ensaios triaxiais de compressão, mas também por ensaios de extensão, este último não realizado até então na argila mole de Sarapuí II. Os resultados podem ainda ser comparados à resistência obtida por ensaios de cisalhamento simples (DSS). Com isso, pretende-se fazer uma análise do efeito da anisotropia na resistência desta argila.

Outra motivação é o enriquecimento do banco de dados da argila do campo experimental de Sarapuí II, amplamente estudada na COPPE/UFRJ.

## **1.3. Objetivos**

Este trabalho possui quatro objetivos principais:

- Verificação dos efeitos indesejados e sua influência nos ensaios triaxiais em argila muito mole sob baixas tensões.

- Determinação do coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) da argila muito mole de Sarapuí II.
- Verificação do comportamento tensão-deformação-resistência da referida argila em carregamentos de compressão e extensão triaxiais, e comparação com a resistência obtida por ensaios DSS.
- Ampliação do banco de dados da argila do campo experimental de Sarapuí II.

#### **1.4. Organização da dissertação**

Esta dissertação é composta por cinco capítulos, incluindo a presente introdução. No capítulo 2 é exposta uma revisão bibliográfica onde é descrito o campo experimental de Sarapuí II e apresentadas algumas propriedades do material. Este capítulo também apresenta uma breve revisão sobre o comportamento das argilas, ensaios triaxiais em argila e pontos considerados relevantes para o desenvolvimento do presente trabalho.

O capítulo 3 aborda a rotina de ensaio com descrição dos procedimentos antes, durante e após os ensaios triaxiais realizados no Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares, localizado no Laboratório de Geotecnia Professor Jacques de Medina, na Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Já o capítulo 4 apresenta os resultados obtidos nos ensaios triaxiais de compressão e extensão descritos no capítulo anterior. Neste capítulo, são apresentadas ainda análise e discussão destes resultados e comparação com ensaios de cisalhamento simples.

Por fim, o capítulo 5 lista as principais conclusões obtidas ao longo deste trabalho, bem como propõe sugestões para futuras pesquisas. Em seguida são listadas as referências bibliográficas e incluídos os desenhos anexos.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é realizada uma breve revisão bibliográfica abordando os pontos principais que são desenvolvidos no trabalho. Características do campo experimental de Sarapuí II, de onde foram extraídas todas as amostras utilizadas nos ensaios desta dissertação são apresentadas. Também em virtude do campo experimental, alguns aspectos sobre o comportamento das argilas são ilustrados.

### 2.1. O campo experimental de Sarapuí II e sua argila muito mole

O campo experimental de Sarapuí localiza-se próximo à Baía de Guanabara, na margem esquerda do rio Sarapuí, a aproximadamente 7 km da cidade do Rio de Janeiro, sendo dividido nos campos Sarapuí I e II (Figura 2.1). Suas coordenadas médias são  $22^{\circ}44'39''$  (S) e  $43^{\circ}17'23''$  (W) (Tortureli, 2016).

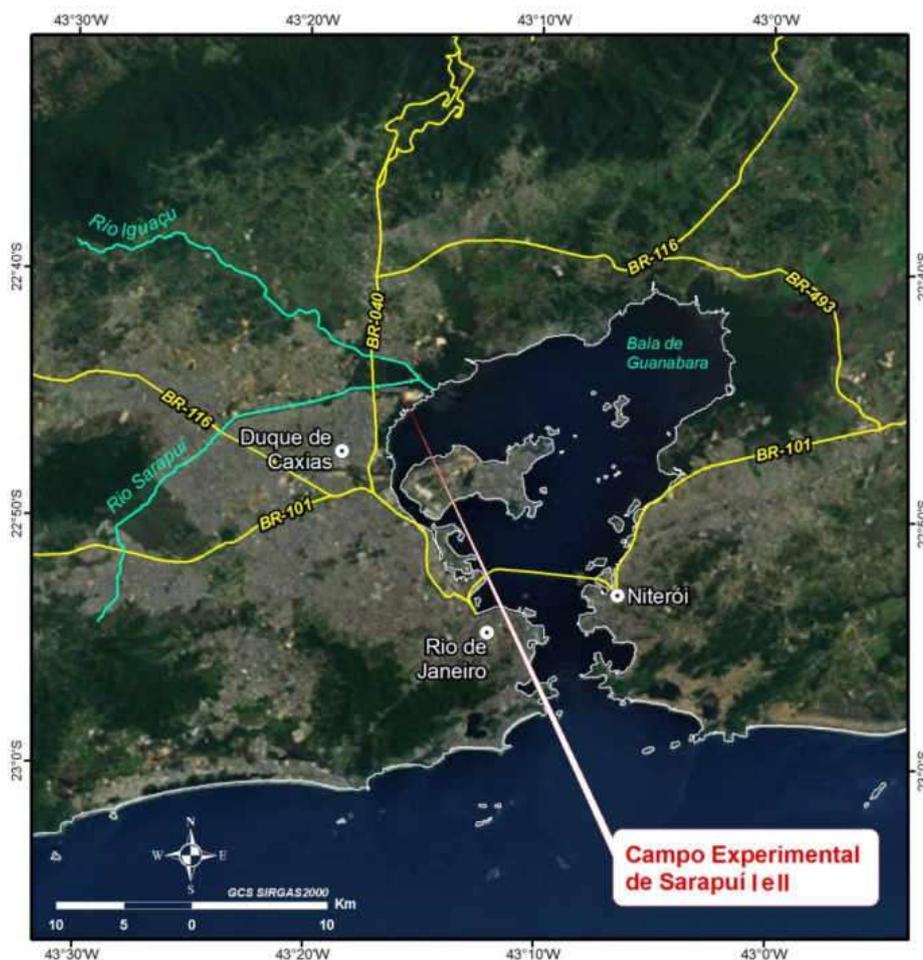


Figura 2.1: Área dos campos experimentais de Sarapuí I e II – IBGE (adaptado de Jannuzzi, 2013).

Com o objetivo de estudar aterros sobre solos moles, o Instituto de Pesquisas Rodoviárias do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (IPR-DNER) estabeleceu o primeiro campo experimental (Sarapuí I). Em 1974, um grande projeto de pesquisas foi iniciado numa cooperação entre IPR-DNER, COPPE/UFRJ e PUC-Rio, sob a coordenação do professor Willy Lacerda (COPPE/UFRJ). Assim, a partir da década de 70, diversas pesquisas foram desenvolvidas envolvendo ensaios de campo e laboratório, instrumentação de aterros e escavação (e.g., Lacerda *et al.*, 1977; Werneck *et al.*, 1977; Ortigão *et al.*, 1983; Sayão, 1980; Danziger *et al.*, 1997).

Nas duas últimas décadas, devido a problemas relacionados principalmente à segurança no local, a utilização de Sarapuí I para pesquisa tornou-se problemática. Então, com o apoio da Marinha do Brasil, estabeleceu-se um novo campo experimental, o Sarapuí II, na área da estação Rádio da Marinha no Rio de Janeiro. Este novo campo está situado também na margem esquerda do Rio Sarapuí, a cerca de 1,5 km de Sarapuí I, como mostra a Figura 2.2 (Jannuzzi, 2013).



Figura 2.2: Campo experimental de Sarapuí II com relação a Sarapuí I (base – Google) (Jannuzzi, 2013).

Em 2008, o campo experimental de Sarapuí II foi escolhido para o desenvolvimento de novos equipamentos de ensaio para atividades offshore em uma parceria entre a Petrobras-CENPES e a COPPE/UFRJ.

Jannuzzi (2009) realizou uma série de investigações de campo em Sarapuí II, composta por 6 sondagens a percussão, 5 verticais de ensaios de palheta, 4 ensaios de T-

bar e 6 ensaios de piezocone. O perfil geotécnico revelado pelas sondagens mostra um depósito de argila muito mole com espessura variando de 6,5 a 10 m sobrejacente a uma camada de silte argiloso. Apesar do silte argiloso estar fora do tema central deste trabalho (ensaios em argila mole), foram realizados ensaios com este material para complementar o estudo da resistência não drenada em carregamentos não hidrostáticos e do comportamento do solo em ensaios de extensão. A Figura 2.3 a seguir mostra o referido perfil.

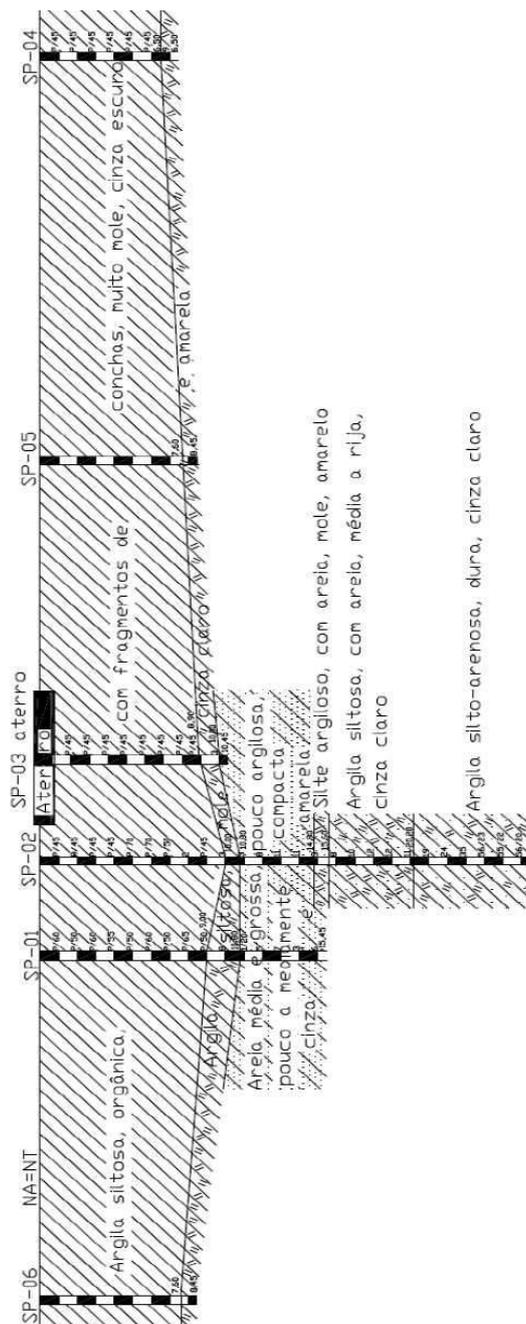


Figura 2.3: Perfil geotécnico traçado a partir de sondagens a percussão (Jannuzzi, 2009).

Ensaio de dissipação de piezocone na camada abaixo da camada muito mole indicaram que não há artesianismo no campo experimental. Esta última constatação é ilustrada pela Figura 2.4, onde se observa que tanto a poro-pressão inicial positiva ( $u_1$ , indicada em vermelho) quanto a negativa ( $u_2$ , indicada em azul) dissipam para o mesmo valor de poro-pressão hidrostática ( $u_0$ ).

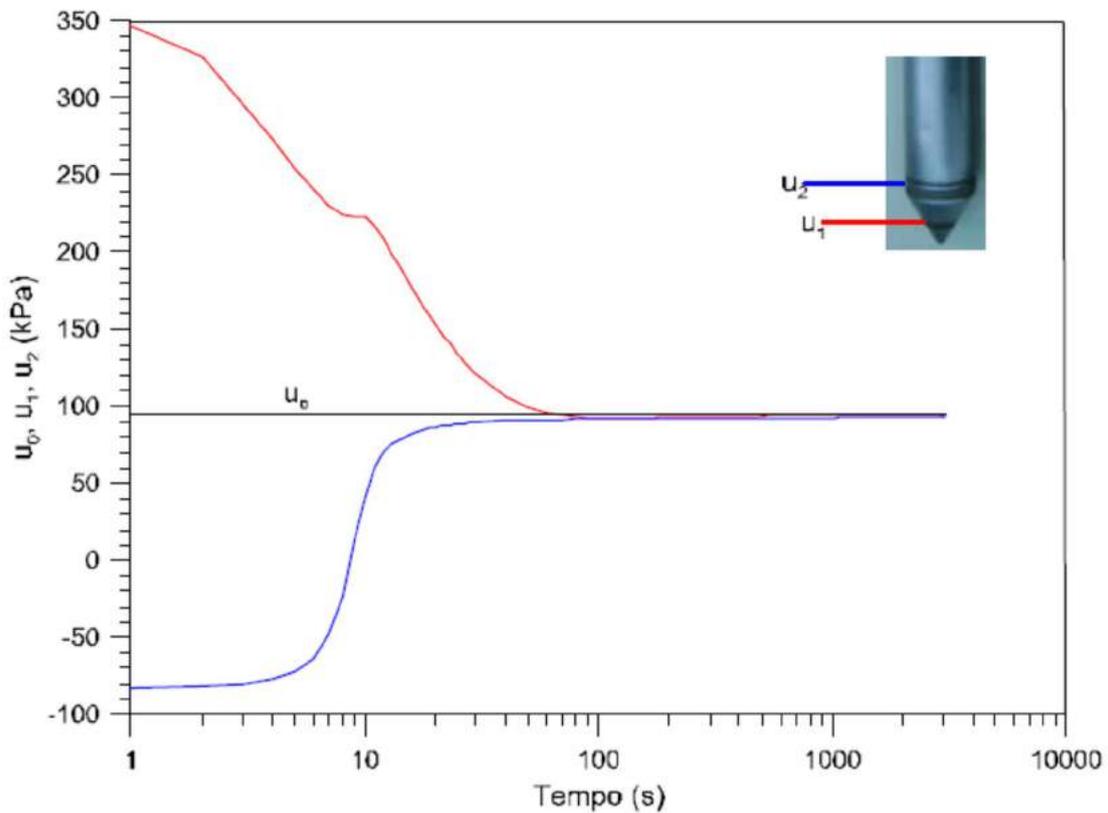


Figura 2.4: Ensaio de dissipação na profundidade 9,62 m, nível d'água coincidente com o nível do terreno por ocasião do ensaio (Jannuzzi, 2013).

O trabalho de Jannuzzi (2013) contempla ainda ensaios de caracterização. Em relação a granulometria, observa-se que a fração argilosa é nitidamente predominante, mantendo-se próxima a 60% em profundidade, como mostra a Figura 2.5a. Quanto ao limite de liquidez, este cresce com a profundidade, variando de cerca de 105%, próximo à superfície do terreno, passando a valores muito superiores logo abaixo do NT e chegando a ultrapassar 200%. Já o limite de plasticidade varia muito menos ao longo da profundidade, mantendo-se em valores entre 35 e 45% (Figura 2.5b). Observa-se ainda que o teor de umidade natural geralmente é próximo ao limite de liquidez, o que certamente contribui para a consistência muito mole da argila. Assim, o índice de

plasticidade cresce de 60-70%, junto à superfície do terreno, para valores que chegam a ultrapassar 160%, em pequenas profundidades, e tendem a 100% no resto do perfil, como está indicado na Figura 2.6.

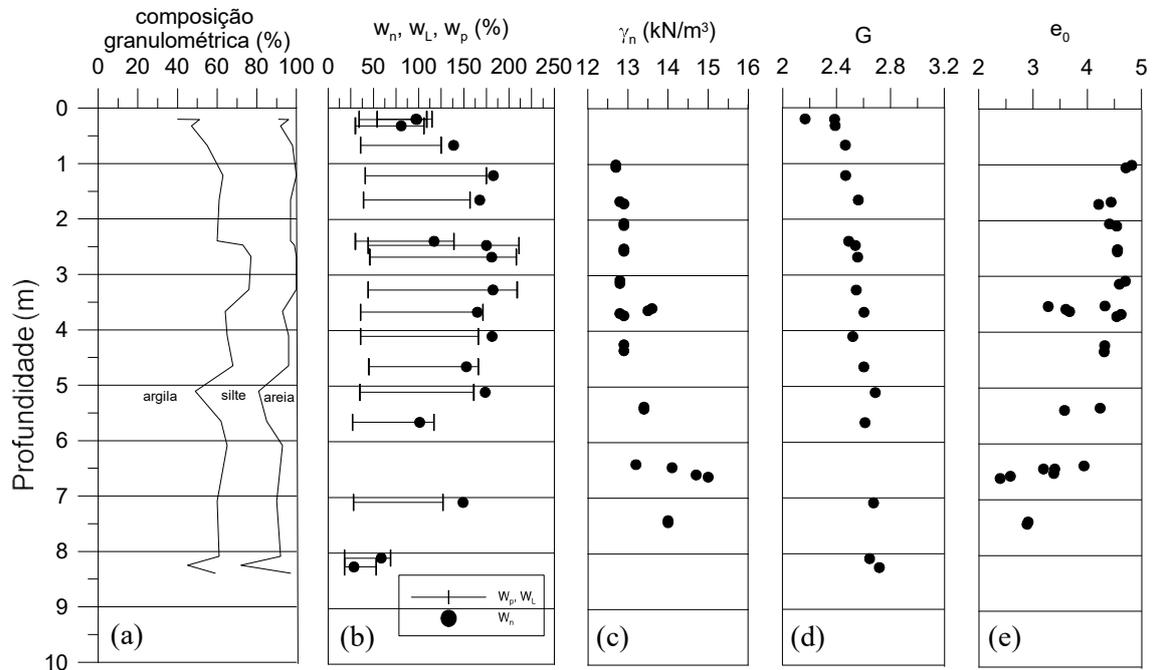


Figura 2.5: (a) Porcentagem acumulada de argila, silte, areia; (b) limites de plasticidade ( $w_p$ ), liquidez ( $w_L$ ) e umidade natural ( $w_n$ ); (c) peso específico natural ( $\gamma_n$ ); (d) densidade relativa dos grãos (G); (e) índice de vazios inicial ( $e_0$ ) no depósito de solo mole de Sarapuí II (adaptado de Jannuzzi, 2013).

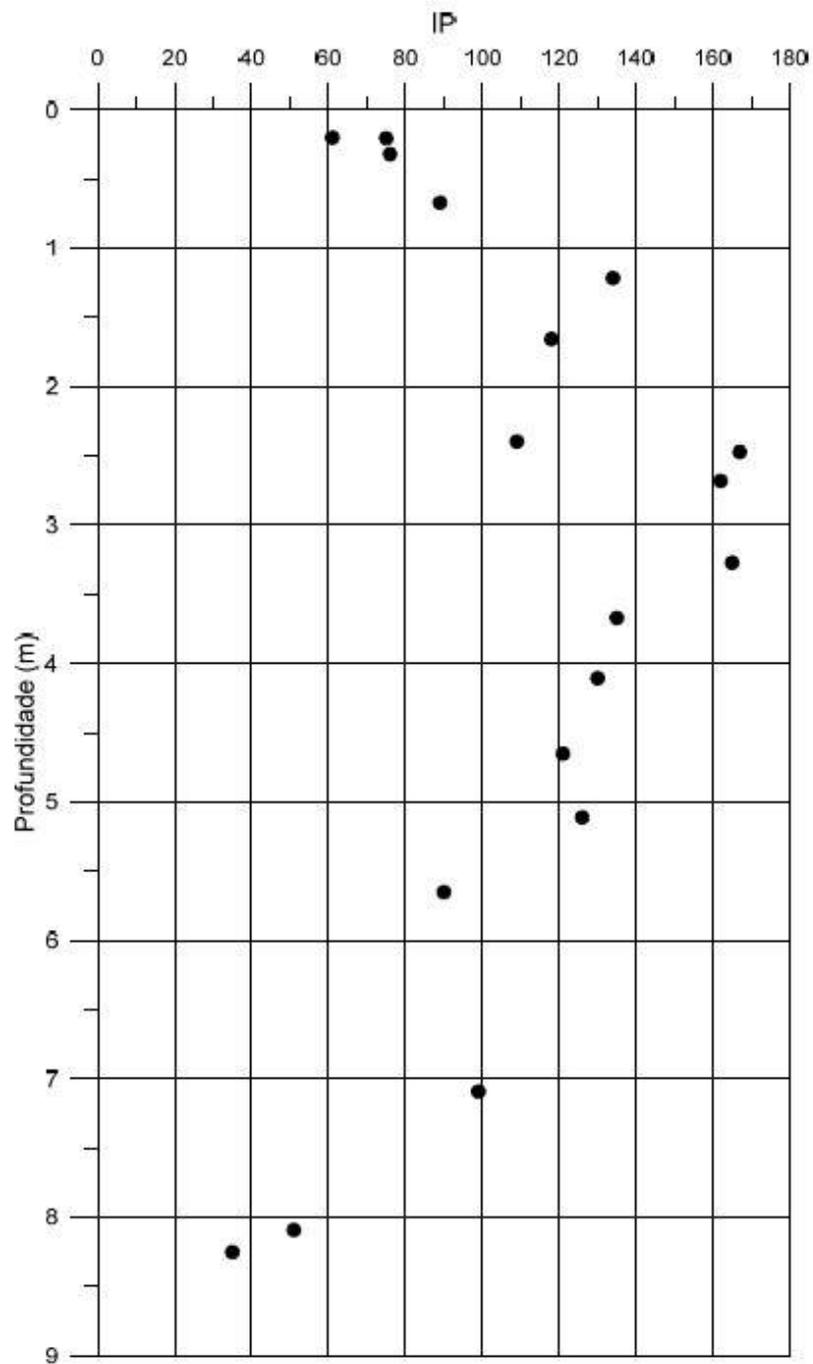


Figura 2.6: Variação do IP com a profundidade (Jannuzzi, 2013).

Em relação à distribuição de argilo-minerais, Jannuzzi (2013) constatou, pela técnica de difração de raios X, que a caulinita é a ocorrência mais significativa ao longo do perfil, sendo a sua percentagem crescente com a profundidade.

Quanto ao peso específico natural ( $\gamma_{\text{nat}}$ ), há uma pequena variação ao longo da profundidade (Figura 2.5c), sendo razoável a consideração que o valor de  $\gamma_{\text{nat}} = 13,0 \text{ kN/m}^3$  representa a referida argila mole até a profundidade de cerca de 6m e,

para 8 m, onde se encontra uma camada de silte argiloso, tem-se  $\gamma_{\text{nat}} = 14,0 \text{ kN/m}^3$ , aproximadamente.

A densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) vale 2,3 próximo ao nível do terreno. Ao afastar-se da superfície do terreno natural, este valor cresce linearmente com a profundidade, variando entre 2,4 e 2,7 (Figura 2.5d). Acredita-se que o valor inicial menor seja devido às raízes existentes a pequenas profundidades.

Foi constatado ainda que o índice de vazios pode ser considerado aproximadamente constante,  $e = 4,5$ , da superfície até a profundidade de 4,5m. A partir daí, o índice de vazios diminui:  $e = 4,0$  para profundidade entre 4,5 e 5,5m;  $e = 3,5$  entre 5,5 e 6,5m;  $e = 3,0$ , entre 6,5 e 8,0m e  $e = 2,4$  próximo a 8m de profundidade (Figura 2.5e).

Jannuzzi (2013) verificou ainda que o solo está fortemente sobreadensado no trecho superficial. Da profundidade de 3,5 a 6,5 m, a argila está levemente sobreadensada, com uma razão de sobreadensamento (ou *Overconsolidation Ratio* – OCR) da ordem de 2. A partir daí a tendência é a diminuição do OCR com o aumento da profundidade. A Figura 2.7 ilustra esta constatação.

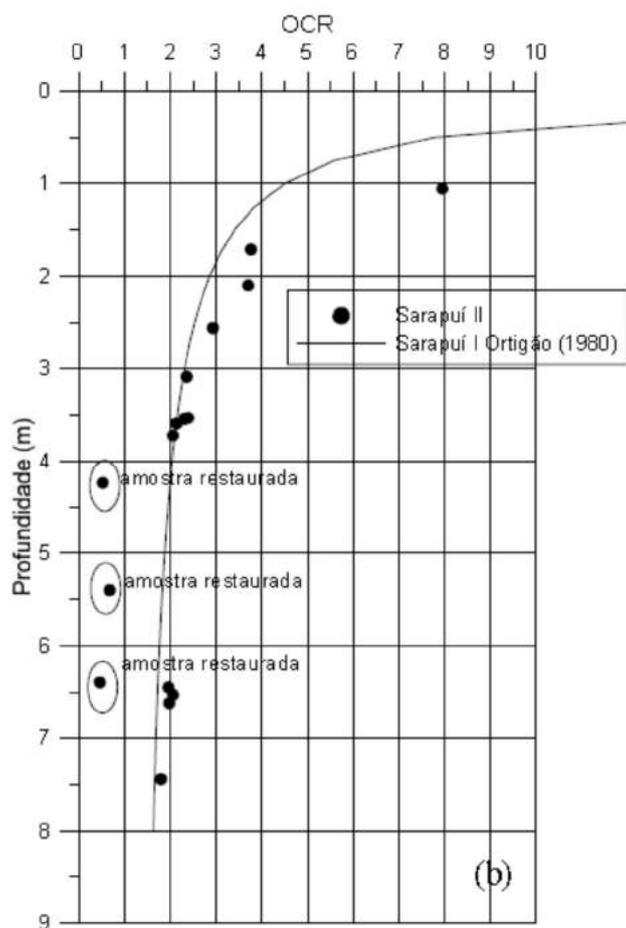


Figura 2.7: OCR vs profundidade da argila de Sarapuí I e II (Jannuzzi, 2013, adaptado).

Jannuzzi (2013) determinou que a resistência não drenada,  $S_u$ , variou de 8,5 kPa (superfície) a 17,9 kPa (profundidade de 7m) em ensaios de palheta. Também foram realizados ensaios DSS em amostras indeformadas, os quais conduziram a valores de  $S_u$  entre 4,5 kPa (em torno da profundidade 1,5m) e 10 kPa (próximo a 6m). Aguiar (2014) também determinou a resistência não drenada por ensaios triaxiais em amostras indeformadas submetidas a altas tensões. O referido autor obteve  $S_u$  entre 29,3 e 68,9 kPa, para  $\sigma'_c$  entre 80 e 200 kPa, e velocidade de deformação específica axial ( $\dot{\epsilon}_a$ ) utilizada de 0,02%/min; e  $S_u$  entre 26,2 e 58,1 kPa, para  $\sigma'_c$  entre 80 e 14 kPa, e  $\dot{\epsilon}_a$  de 0,002%/min.

Em termos de parâmetros de resistência efetivos, Aguiar (2014) determinou, através de ensaios triaxiais não drenados de compressão em corpos de prova normalmente adensados, que  $\phi' = 30^\circ$  e  $c' = 3,6$  kPa, para  $\dot{\epsilon}_a = 0,02\%/min$ ; e,  $\phi' = 29^\circ$  e  $c' = 6,5$  kPa para  $\dot{\epsilon}_a = 0,002\%/min$ , sendo  $\phi'$  o ângulo de atrito efetivo e  $c'$  o intercepto de coesão efetivo.

## 2.2. Comportamento das argilas

O solo é uma porção de fragmentos minerais não cimentados e mal ajustados de variados tamanhos, forma e composição com uma porcentagem apreciável de vazios que se interconectam (Martins, 2016a).

O formato dessas partículas também é variável. Enquanto um grão de areia possui formato equidimensional (as três dimensões são semelhante), uma partícula de argila tem pelo menos uma dimensão muito maior que as demais (semelhante a um bastão ou uma folha de papel).

Estes aspectos, associados a outros fatores como a composição mineralógica, fazem com que o comportamento do solo argiloso e arenoso sejam distintos. Devido ao solo do campo experimental de Sarapuí II ser constituído majoritariamente por partículas de argila, este trabalho terá como foco o comportamento das argilas.

Apesar de serem identificados esses dois comportamentos, em raríssimas ocasiões o solo é constituído exclusivamente por areia ou exclusivamente por argila. Sendo mais comum a presença de areia, silte e argila; cabe então a pergunta: quando um solo se comporta como argiloso ou arenoso?

Para responder esta pergunta, Martins (2016a) sugere considerar o arranjo cúbico composto por esferas da Figura 2.8. Cada esfera tem raio  $r$  e as arestas do cubo são definidas por fileiras de  $n$  esferas. Desse modo, o cubo tem arestas de comprimento  $2nr$  e volume  $V=8n^3r^3$ .

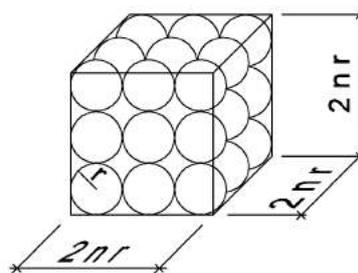


Figura 2.8: Arranjo cúbico composto por esferas.

O volume de sólidos ( $V_s$ ), ou seja, o volume ocupado apenas pelas esferas vale  $V_s = n^3 \frac{4}{3} \pi r^3$ . O volume de vazios ( $V_v$ ) será então  $V_v = V - V_s = 8n^3 r^3 - n^3 \frac{4}{3} \pi r^3$ . Como o índice de vazios ( $e$ ) é definido por  $e = V_v/V_s$ , para o arranjo considerado tem-se que  $e_{\text{máx}} = 0,91$ .

Admitindo agora um solo com  $e = 0,5$ ; composto por 25% de argila e 75% de areia tem-se que:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V_{s,arg} + V_{s,are}} = \frac{0,5}{0,25 + 0,75} = \frac{0,5}{1} \quad (2.1)$$

Retirando a fração argilosa deste solo, o novo índice de vazios passa a ser definido por:

$$e = \frac{0,5 + 0,25}{0,75} = 1 > e_{m\acute{a}x} \quad (2.2)$$

Assim, conclui-se que quando o solo apresenta cerca de 25 a 30% de argila, seu comportamento já é governado pela fração argila de composição granulométrica.

Como as argilas têm baixos coeficientes de adensamento (função da permeabilidade, índice de vazios e coeficiente de compressibilidade), ao se aplicar um carregamento, a água não tem tempo suficiente para ser expulsa dos vazios, de modo que há geração de excesso de poro-pressão, o que é conhecido na geotecnia como comportamento não-drenado. Via de regra, argilas com  $OCR \leq 4$  apresentam a tendência de diminuir de volume quando cisalhadas. Como nas argilas geralmente tem-se comportamento não-drenado, a tendência de diminuição de volume traduz-se em geração de poro-pressão positivo. De maneira análoga, argilas com  $OCR > 4$  tendem a aumentar de volume quando cisalhadas. Neste caso, a tendência de diminuição de volume traduz-se em geração de um excesso de poro-pressão negativo.

### 2.2.1. Adensamento

Adensamento é o processo de compressão ao longo do tempo de um solo saturado ocasionada pela expulsão de uma quantidade de água igual à redução do volume de vazios como resultado da transferência gradual do excesso de poro-pressão, gerado pelo carregamento, para a tensão efetiva (Martins, 2016b). No caso das argilas, este processo acontece de maneira muito lenta (ao contrário das areias, onde, geralmente, o adensamento ocorre de forma quase instantânea).

Há um caso particular de adensamento onde não há deformação horizontal, de modo que as deformações ocorrem apenas na direção vertical. Este é o caso, por exemplo, da formação de depósitos sedimentares em que a sua extensão é muito maior que sua espessura. Esta situação é conhecida como condição de repouso. Atuam no solo uma tensão vertical efetiva  $\sigma'_v$ , a qual provoca deformação vertical, e a tensão horizontal  $\sigma'_h$ , que não gera deformação horizontal, pela condição de contorno. Esta condição pode ser descrita pelo coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) através da seguinte relação:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad , \quad \text{quando } \varepsilon_h = 0 \quad (2.3)$$

Se a tensão vertical efetiva atuante em um solo ( $\sigma'_{v0}$ ) for a maior tensão sob a qual este solo já foi submetido em sua história, diz-se que este solo está normalmente adensado. Por outro lado, caso este solo já tenha sido submetido a uma tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{vm}$ ) maior do que a atual ( $\sigma'_{v0}$ ), o solo é dito sobreadensado. Define-se a razão de sobreadensamento (ou OCR, do inglês *overconsolidation ratio*) pela equação (2.4) abaixo:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.4)$$

Onde:  $\sigma'_{vm}$  é a maior tensão vertical efetiva que o solo foi submetido ao longo de sua história geológica;

$\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva atuante no presente.

Um solo sobreadensado sofre deformações menores do que um normalmente adensado, pois o efeito do carregamento no trecho de recompressão é menor. Assim, quanto maior for o OCR do corpo de prova, a tendência é que menor seja a deformação no adensamento submetido a um dado carregamento  $\Delta\sigma_v$ , para um mesmo solo.

### 2.2.2. Resistência ao cisalhamento

Este item apresenta um brevíssimo resumo sobre a resistência ao cisalhamento das argilas, baseado em Martins (2016a). Considerando os ensaios hipotéticos com argila ideal (sem cimentação e estrutura) da Figura 2.9, se a fase de cisalhamento do ponto B' (OCR = 1,5) fosse feita de forma drenada, seria verificada uma redução de volume menor do que no ensaio B (OCR = 1). Por este motivo, um ensaio não-drenado para o mesmo

ponto B' geraria um excesso de poro-pressão positivo, porém, menor do que ocorreria no ponto B. Apesar de B e B' estarem submetidos à mesma tensão efetiva  $\sigma'_c = 2 \text{ ut}$  (ut = unidades de tensão), B' tem índice de vazios menor. A consequência disso é que a resistência do ponto B' (sobreadensado) é maior que a do ponto B (normalmente adensado).

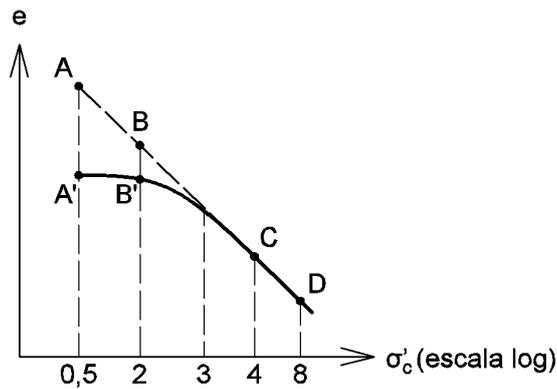


Figura 2.9: Gráfico  $\sigma'_c$  vs  $e$  hipotético (adaptado de Martins, 2016a).

As tensões desviadoras máximas atingidas pelos ensaios aumenta conforme o crescimento da tensão de adensamento  $\sigma'_c$ . Com o aumento do OCR há ainda a tendência de formação de pico de resistência no gráfico  $\sigma_d$  vs  $\epsilon_a$ , como mostra a Figura 2.10a. Normalizando o gráfico em relação a  $\sigma'_c$ , percebe-se que quanto maior o OCR mais pronunciado será o pico (Figura 2.10b).

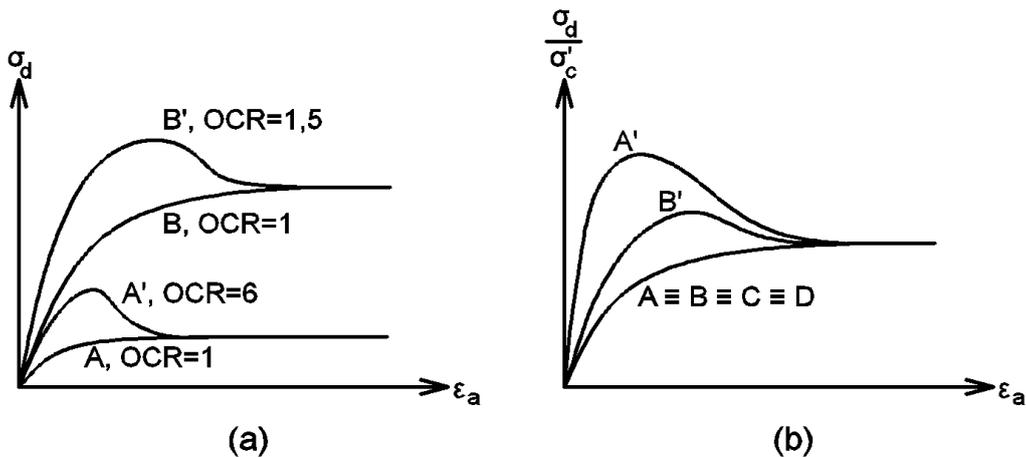


Figura 2.10: Gráficos (a)  $\sigma_d$  vs  $\epsilon_a$  e (b)  $\sigma_d$ , normalizado em relação a  $\sigma'_c$ , vs  $\epsilon_a$  (adaptado de Martins, 2016a).

A resistência não-drenada ( $S_u$ ) é definida por:

$$S_u = \left(\frac{\sigma_d}{2}\right)_{m\acute{a}x} \quad (2.5)$$

De maneira similar à tensão desviadora, ao normalizar a resistência não-drenada em relação à tensão de adensamento ou à tensão vertical efetiva ( $S_u/(\sigma'_c$  ou  $\sigma'_v)$ ), tem-se que esta razão cresce com o OCR e este aumento deve-se, principalmente, à geração de menores excessos de poro-pressão no cisalhamento.

Assim, a envoltória de resistência, que muitas vezes é representada simplesmente por uma reta, na verdade é composta por um trecho curvo, onde o solo está sobreadensado, e um trecho aproximadamente reto, onde o solo está normalmente adensado. A Figura 2.11 a seguir mostra os caminhos de tensões dos quatro ensaios hipotéticos. O ensaio A', por ter  $OCR > 4$ , tende a aumentar de volume no cisalhamento e, conseqüentemente, há geração de excesso de poro-pressão negativo em um ensaio não drenado, o que desloca o caminho de tensões efetivas para a direita. Já o ensaio B' tem  $OCR = 1,5$ ; ou seja, o CP tende a diminuir de volume e, por esta razão, gerar excesso de poro-pressão positivo, caminhando para a esquerda no gráfico  $q$  vs  $p'$ . Por estarem sobreadensados, ambos os ensaios A' e B' apresentam resistências superiores à que apresentariam caso fossem normalmente adensados, formando então a parte curva da envoltória.

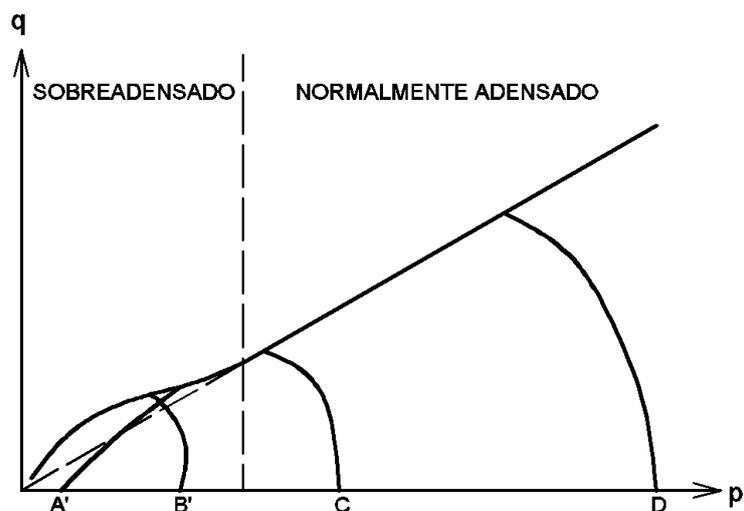


Figura 2.11: Trechos sobreadensado e normalmente adensado da envoltória hipotética (adaptado de Martins, 2016a).

### 2.3. Ensaio triaxiais em argila

O ensaio triaxial permite a determinação do estado de tensões, ou seja, os círculos de Mohr podem ser determinados ao longo do ensaio. Para melhor visualização do comportamento do solo, o círculo é representado por um ponto cuja tensão cisalhante ( $\tau$ ) tem módulo máximo. A sequência dos estados de tensões, representados por estes pontos, durante o ensaio triaxial, é denominada caminho de tensões, que pode ser determinado em termos efetivos (CTE – caminho de tensões efetivas) ou totais (CTT – caminho de tensões totais). Os caminhos de tensões são plotados em um espaço  $q$  vs  $p'$  (CTE) ou  $p$  vs  $q$  (CTT), onde as coordenadas  $p$ ,  $p'$ ,  $q$ ,  $q'$  são definidas por:

$$p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \quad (2.6)$$

$$p' = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} = p - u \quad (2.7)$$

$$q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (2.8)$$

$$q' = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} = \frac{(\sigma_v - u) - (\sigma_h - u)}{2} = q \quad (2.9)$$

A tensão desviadora  $\sigma_d$  é a diferença entre  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , sendo as tensões principais maior e menor representadas por  $\sigma_v$  ou  $\sigma_h$ , de acordo com o tipo de ensaio (compressão ou extensão). Assim sendo, pela definição de resistência não-drenada, o valor de  $S_u$  de uma argila para um determinado ensaio triaxial será o valor máximo, em módulo, da coordenada  $q$  durante o cisalhamento, como ilustra a Figura 2.12.

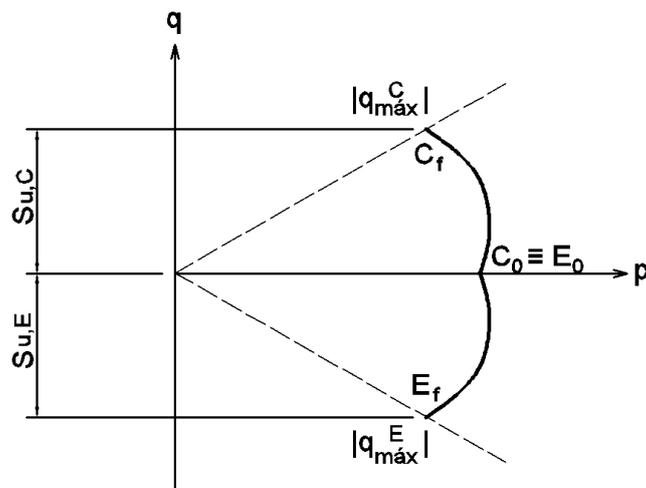


Figura 2.12: Determinação de  $S_u$  no espaço  $q$  vs  $p'$ , em ensaios de compressão e extensão com adensamento isotrópico.

## 2.4. Comparação entre diferentes ensaios

É sabido que a “anisotropia” é um importante fator a ser considerado ao analisar a resistência não drenada ( $S_u$ ) das argilas. Cabe aqui comentar que o termo “anisotropia” refere-se a propriedades de um material, e não a de um carregamento. Assim, denominações como “carregamento anisotrópico” são inadequadas, sendo mais coerente empregar-se, por exemplo, a denominação “carregamento não hidrostático”. Porém, reconhece-se que a primeira expressão já está difundida no meio técnico e para melhor clareza no entendimento do texto, também será empregada neste trabalho, registrando-se, entretanto, a discordância em relação a validade desta denominação.

Em um projeto de engenharia geotécnica como, por exemplo, um caso de capacidade de carga ou estabilidade, o valor de  $S_u$  a ser considerado deve levar em conta as diferentes formas de carregamento que um mesmo problema pode apresentar.

Na Figura 2.13 (Bjerrum, 1973) é possível identificar três modos de ruptura na superfície potencial de ruptura. Logo abaixo do aterro, o movimento descendente da massa instável comprime o solo na direção vertical. Já no centro da superfície, o movimento horizontal provoca distorções no solo desta região sem a tendência de comprimir o solo nem na direção vertical nem na horizontal. Por fim, próximo à borda da superfície fora da área carregada, o movimento ascendente da massa instável impõe ao solo uma ruptura por extensão, tendendo a comprimir o solo na direção horizontal.

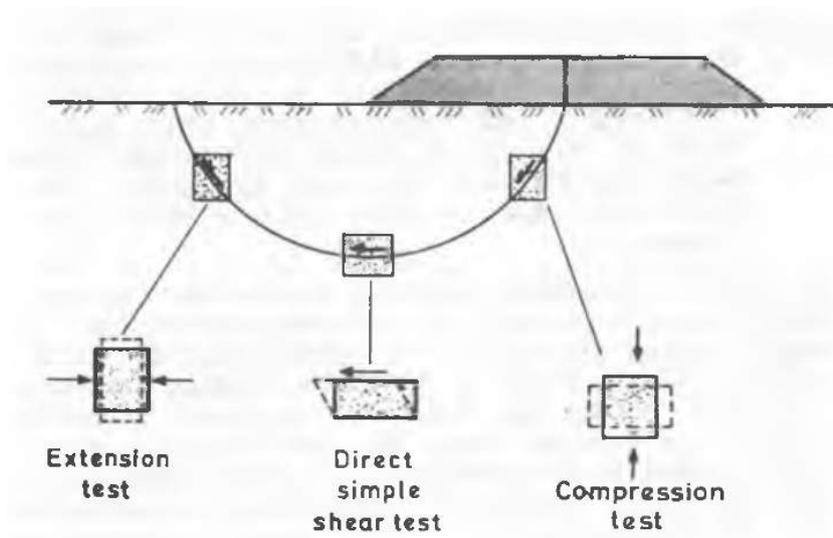


Figura 2.13: Relevância dos ensaios de laboratório para avaliação da resistência ao cisalhamento (Bjerrum, 1973)

Os carregamentos ilustrados por Bjerrum (1973) na Figura 2.13 o levaram a propor como procedimento para avaliação da anisotropia a realização de um ensaio de compressão e um de extensão com equipamento triaxial ou deformação plana, e um ensaio de cisalhamento simples (DSS), a fim de representar a resistência do solo nas três direções indicadas na figura. O referido autor realizou diversos tipos de ensaio em argilas com diferentes índices de plasticidade,  $I_p$  (Bjerrum, 1972). A Tabela 2.1 a seguir mostra os resultados obtidos, onde a resistência está normalizada em relação à tensão vertical efetiva de campo (“ $p_0$ ” na tabela).

Tabela 2.1: Comparação entre os resultados dos ensaios de compressão, extensão e cisalhamento simples (Bjerrum, 1972 adaptado).

Type of soil	Index properties %				Triaxial tests $\tau/p_0$		Simple shear test
	w	w <sub>L</sub>	w <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>	Compres.	Extension	$\tau_s/p_0$
Bangkok clay	140	150	65	85	0.70	0.40	0.41
Matagami clay, Canada	90	85	38	47	0.61	0.45	0.39
Drammen plastic clay	52	61	32	29	0.40	0.15	0.30
Vaterland clay, Oslo	35	42	26	16	0.32	0.09	0.26
Stuenter - lunden, Oslo	31	43	25	18	0.31	0.10	0.19
Drammen lean clay	30	33	22	11	0.34	0.09	0.22

Avaliando a anisotropia pelos dados da Tabela 2.1 através da razão entre as resistências à compressão ( $S_{u,comp}$ ) e extensão ( $S_{u,ext}$ ), nota-se que, para as argilas de Bangkok e Matagami, as com maiores  $I_p$ , o efeito da anisotropia é menor ( $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  entre 0,57 e 0,74). Já para as demais argilas, com  $I_p$  menores, o efeito é mais pronunciado ( $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  cabe para 0,27 a 0,37). Percebe-se, então, que quanto maior o  $I_p$  da argila, a tendência é que menor será o efeito da anisotropia na resistência não drenada.

É possível ainda constatar que, via de regra, tem-se  $S_{u,ext} < S_{u,DSS} < S_{u,comp}$ . Esta conclusão também foi verificada por Karlsrud *et al.* (2005) em seus ensaios com amostras de argila de boa qualidade com OCR entre 1 e 6. Para tanto, basta observar na Figura 2.14

que os referidos autores obtiveram  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  entre 0,5 e 0,7; e  $S_{u,DSS}/S_{u,comp}$  entre 0,7 e 0,8. Cabe salientar que estes resultados foram obtidos para baixos índices de plasticidade. Já os ensaios de Ladd (1991) contemplam uma faixa maior de  $I_p$  e também observou-se resistência maior na compressão e menor na extensão, como mostra a Figura 2.15. Note-se ainda que ambas as figuras convergem para a observação de Bjerrum (1973), de que o efeito da anisotropia diminui com o aumento de  $I_p$  (relação  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  tende à unidade).

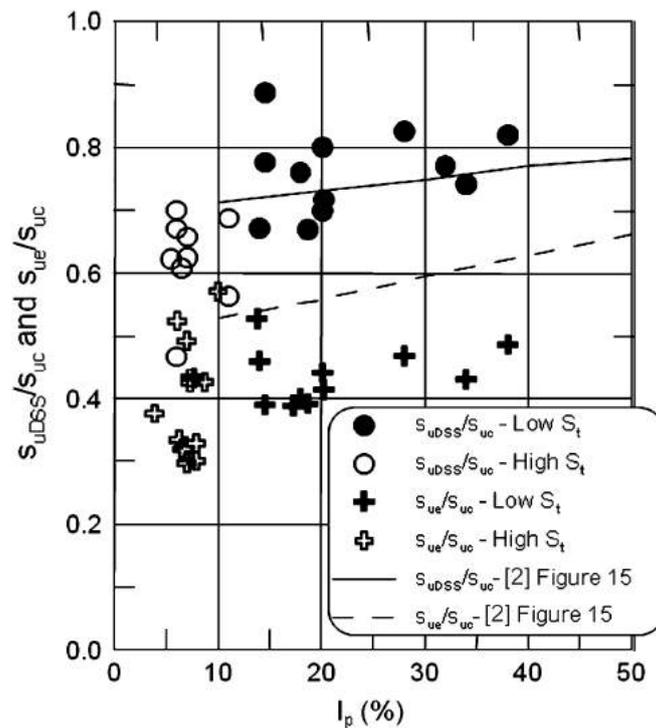


Figura 2.14: Razões de  $S_u$  em função do índice de plasticidade (Karlsrud *et al.*, 2005).

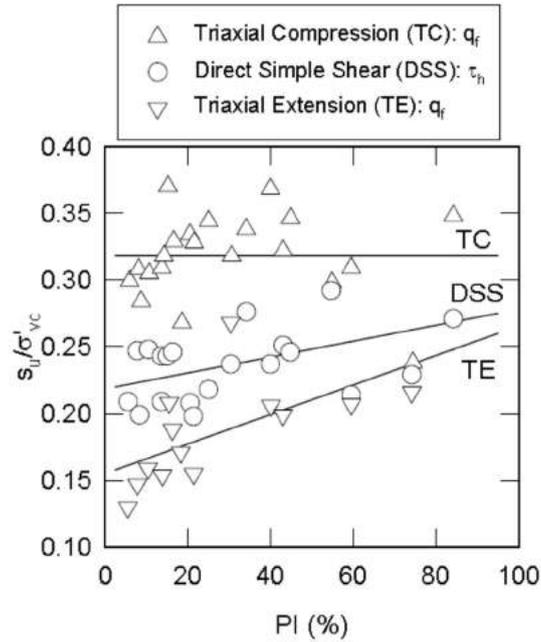


Figura 2.15: Anisotropia em  $S_u$  obtida em ensaios  $CK_0U$  em argilas e siltes normalmente adensados - dados de Lefebvre *et al.*, 1983, Vaid e Campanella (1974) e vários MIT e NGI Reports (Ladd, 1991).

Ensaio triaxiais de compressão são largamente empregados na engenharia. Já os ensaios de extensão não são tão difundidos. A avaliação dos resultados de CP's rompidos por extensão ainda é controversa e gera grandes discussões. Quanto ao cisalhamento simples, tem-se uma possibilidade de avaliar as distorções, módulo de cisalhamento e determinação da resistência do solo, um ensaio mais completo que o cisalhamento direto, porém ainda pouco difundido no Brasil.

### 3. ENSAIOS REALIZADOS

Para adquirir experiência na operação do equipamento triaxial automatizado foram realizados alguns ensaios preliminares. Estes testes serviram para permitir o domínio do equipamento, desenvolver os procedimentos de ensaio e identificar anomalias. Esta fase da dissertação tomou mais tempo que o esperado, inclusive atrasando o prazo de conclusão inicialmente previsto, porém foi crucial para a obtenção dos resultados finais deste trabalho.

Para a realização dos ensaios desta dissertação foram utilizados equipamentos Geocomp para ensaios triaxiais automatizados. Constituem este conjunto de equipamentos uma câmara triaxial (Triaxial Cell), uma prensa (LoadTrac-II), duas bombas de fluxo (FlowTrac-II), um computador, e diversos acessórios que serão apresentados ao longo deste capítulo. As Figuras 3.1 e 3.2 mostram o aparato Geocomp utilizado.

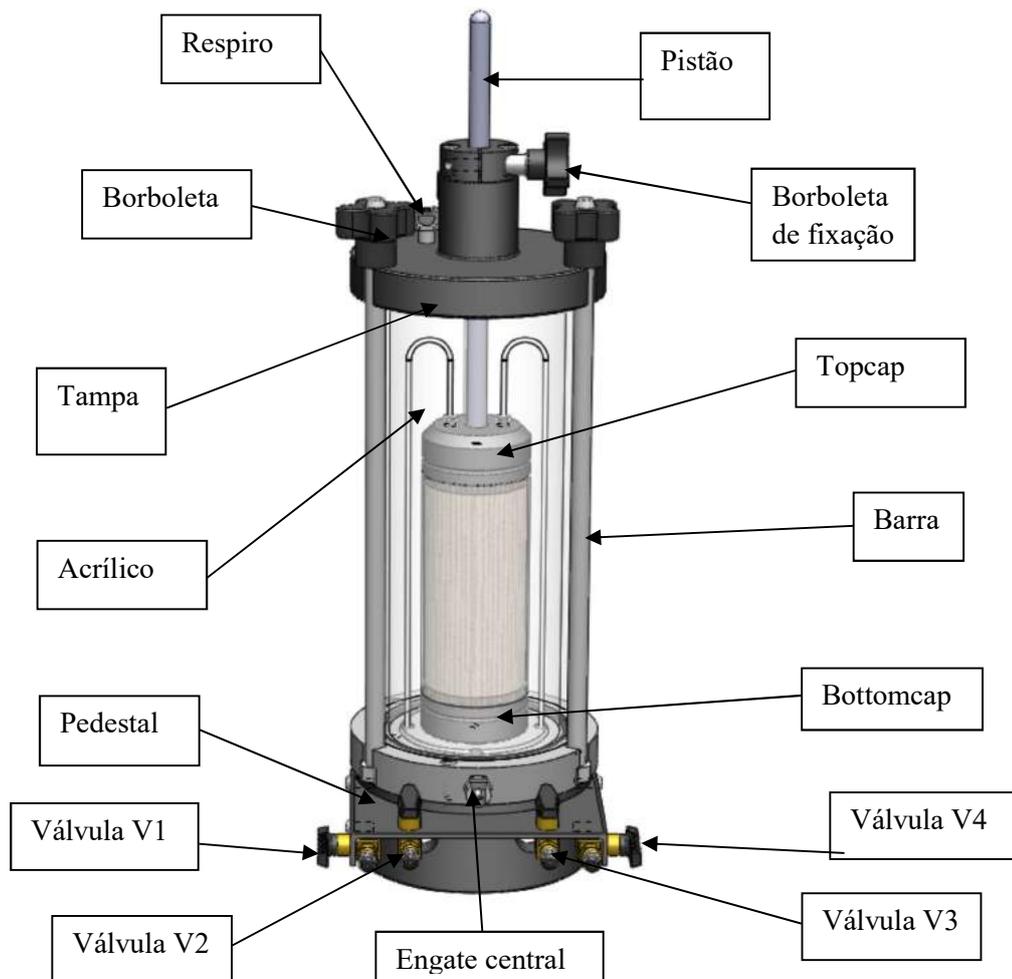


Figura 3.1: Câmara triaxial Geocomp para ensaios triaxiais (adaptado de GEOCOMP, 2013a).

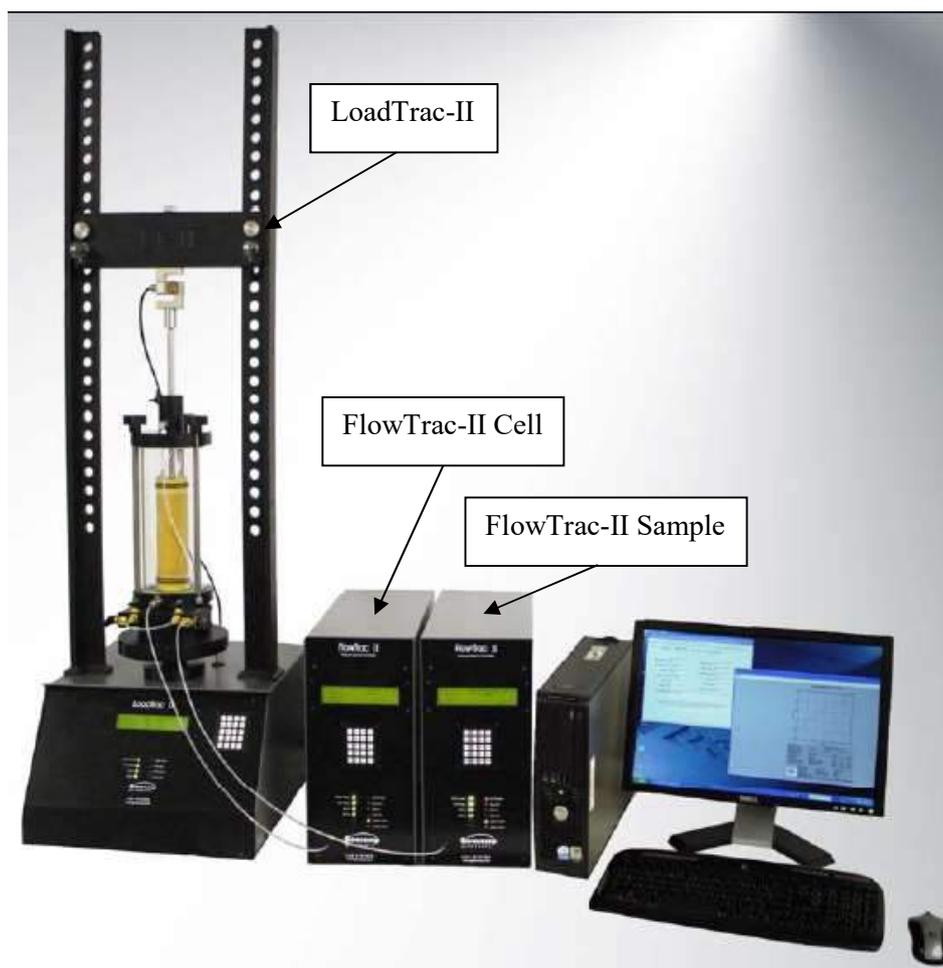


Figura 3.2: Equipamento Geocomp para ensaios triaxiais (GEOCOMP, 2013a).

Foram moldados corpos de prova cilíndricos com diâmetro 35,5 mm (1,4”) e altura de 71 mm. Todos os ensaios foram realizados seguindo a metodologia NGI, ou seja, os corpos de prova foram adensados para as tensões de campo e, em seguida, cisalhados até a ruptura. Esta metodologia baseia-se no trabalho clássico de Bjerrum (1973), onde descobriu-se que “a resistência não drenada e sua anisotropia só podem ser medidas de maneira confiável em laboratório se os corpos de prova forem adensados anisotropicamente para as mesmas tensões que foram submetidas no campo”.

Também foi mantida durante todos os ensaios a mesma temperatura de 20°C.

O material ensaiado foi a argila mole do campo experimental de Sarapuí II. Utilizou-se amostras indeformadas remanescentes do trabalho de Jannuzzi (2013), as quais ficaram armazenadas na câmara úmida do Laboratório de Geotecnia Professor Jacques de Medina, da COPPE/UFRJ, desde sua coleta no campo até a realização dos

ensaios do presente trabalho. Foram realizados ensaios com amostras das profundidades 3, 6 e 8 m.

### **3.1. Calibração dos equipamentos**

Antes da realização dos ensaios é preciso fazer a calibração dos transdutores. Quanto à prensa triaxial (LoadTrac-II), os transdutores de força e deslocamento devem ser verificados; já em relação às bombas de fluxo (FlowTrac-II), as verificações são em relação à medição de volume e ao transdutor de pressão. A seguir será descrito como estas calibrações foram feitas e seus resultados.

#### **3.1.1. Célula de carga**

Para os ensaios desta dissertação foi utilizado como transdutor de força uma célula de carga em forma de S da marca CAS, modelo SBA-500LB-I, com capacidade de 500 lbf (2,22 kN). A célula foi calibrada para compressão e tração, empregando-se um sistema com pendural e pesos, aplicando-se o peso próprio dos pendurais como primeiro carregamento seguido de incrementos de 1 kgf até se atingir 10 kgf. Para a determinação da constante de calibração foram realizados três ciclos. Cada ciclo composto por uma etapa de carregamento e outra de descarregamento. A Figura 3.3 abaixo mostra a calibração da célula de carga à compressão em que o pendural é posicionado sobre a célula com uma bilha e os pesos depositados aplicam forças de compressão. A Figura 3.4 mostra o gráfico obtido. Após a série de carregamentos foi obtida a constante de calibração  $7,13 \times 10^{-5}$  kN/count, sendo “count” (ou pela forma abreviada “cnt”) um valor inteiro entre 0 e 65536 ( $2^0$  a  $2^{16}$ ) convertido a partir de um sinal enviado a um conversor A/D de 16 bits, pois a bomba FlowTrac-II possui uma programação interna que filtra e amplifica o sinal analógico de saída e o transforma em uma tensão que oscila entre um intervalo de -2,5 a +2,5 V. O efeito desta conversão é que 1 cnt equivale a 0,005 mV.

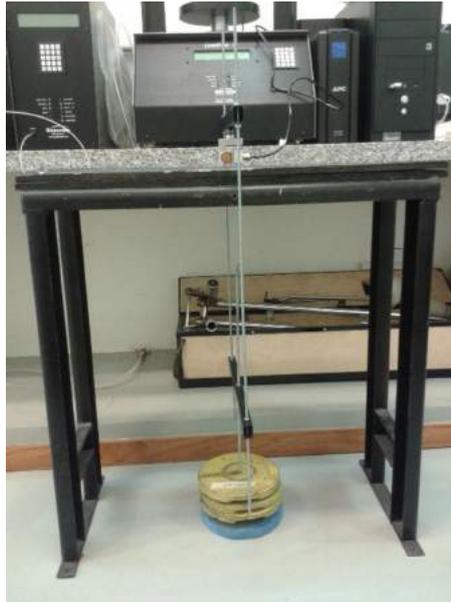


Figura 3.3: Calibração da célula de carga à compressão.

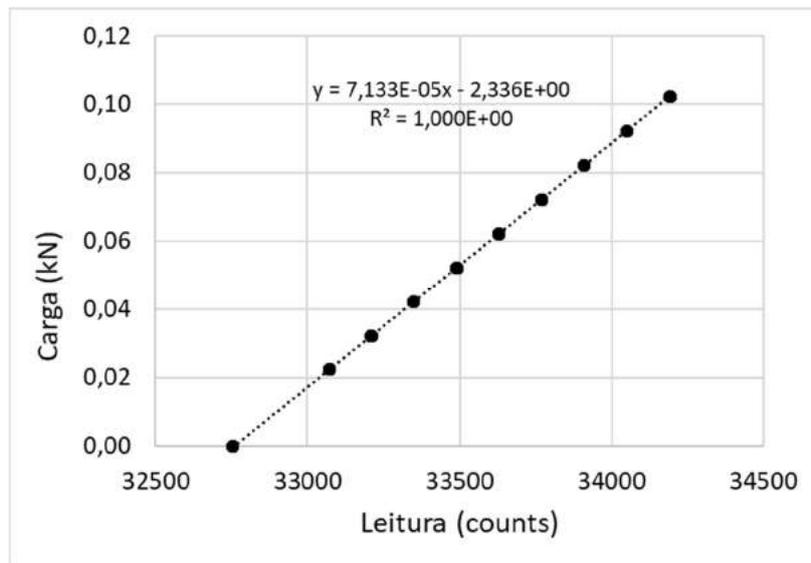


Figura 3.4: Calibração à compressão para faixa de cargas de 0 a 10 kgf.

Já para a calibração à tração foi montado o esquema indicado na Figura 3.5, em que a parte superior da célula foi fixada por um parafuso e, na parte inferior, o pendural (diferente do usado na compressão) foi aparafusado na célula e os pesos depositados no prato, aplicando assim as forças de tração. A Figura 3.6 mostra o gráfico resultante dos três ciclos. Nota-se que a constante obtida para a célula funcionando sob tração ( $7,14 \times 10^{-5}$  kN/count) é praticamente a mesma da obtida na compressão, indicando que não há mudança no comportamento da célula de carga quando o transdutor está sendo tracionado ou comprimido.



Figura 3.5: Calibração da célula de carga à tração.

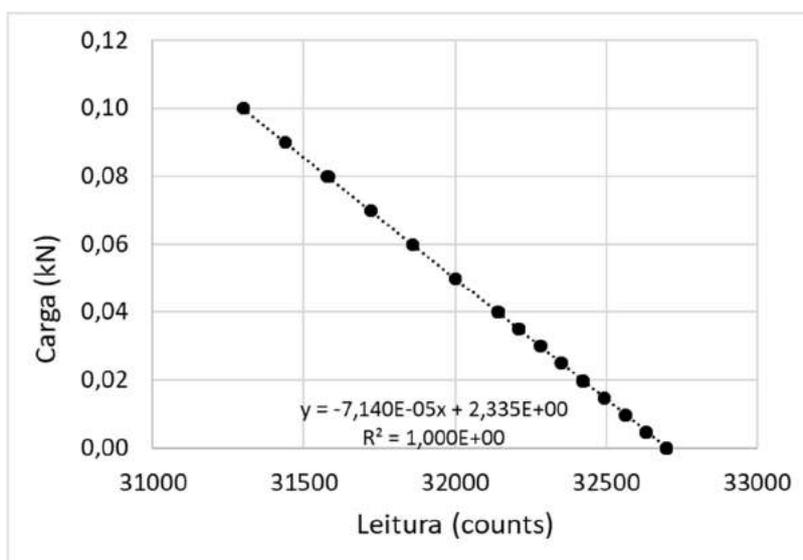


Figura 3.6: Calibração à tração para faixa de cargas de 0 a 10 kgf.

### 3.1.2. Transdutor de deslocamento

O transdutor de deslocamento utilizado é um LVDT da marca Novotechnik, modelo TR-75, cuja constante verificada no certificado de calibração fornecido pela Geocomp é de 1,3107135 mm/cnt. Como até o desenvolvimento da presente dissertação o equipamento nunca havia sido utilizado, ao invés de se calibrar o LVDT verificou-se a

validade da constante de calibração do certificado movendo-se a prensa, medindo-se o deslocamento com um paquímetro e comparando-o com o valor fornecido pelo LVDT. A diferença observada entre as duas medições é da ordem da resolução do paquímetro. Após este teste, considerou-se válida a constante fornecida pelo certificado.

### 3.1.3. Medição de volume

A medição de volume é feita por um motor que move um pistão inserido em um cilindro preenchido com água e capaz de ser movido de maneira acurada pelo motor. Com a área transversal do cilindro e o curso do pistão, é possível determinar a variação de volume. A Figura 3.7 ilustra como essa medição é feita:

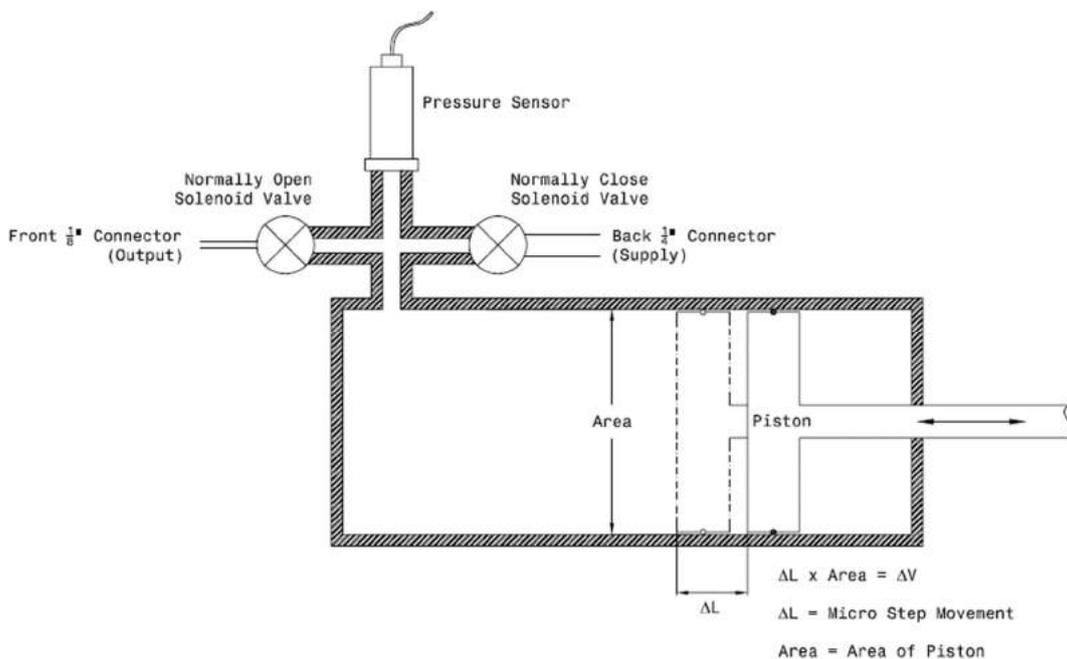


Figura 3.7: Medição de volume no FlowTrac-II (Geocomp, 2013b).

Com o FlowTrac-II, a água foi gradualmente retirada do cilindro por um comando no equipamento e seu volume coletado e medido com o auxílio de uma proveta, como ilustra a Figura 3.8. Repetindo este procedimento três vezes, foi possível determinar as constantes de calibração das duas unidades FlowTrac-II. Desse modo, foram obtidos os seguintes resultados, também ilustrados nas Figuras 3.9 e 3.10:

Constante de calibração FlowTrac-II Sample Pressure:  $5,4195 \times 10^{-4} \text{ cm}^3/\text{step}$ .

Constante de calibração FlowTrac-II Cell Pressure:  $5,4190 \times 10^{-4} \text{ cm}^3/\text{step}$



Figura 3.8: Calibração da medição de volume com proveta.

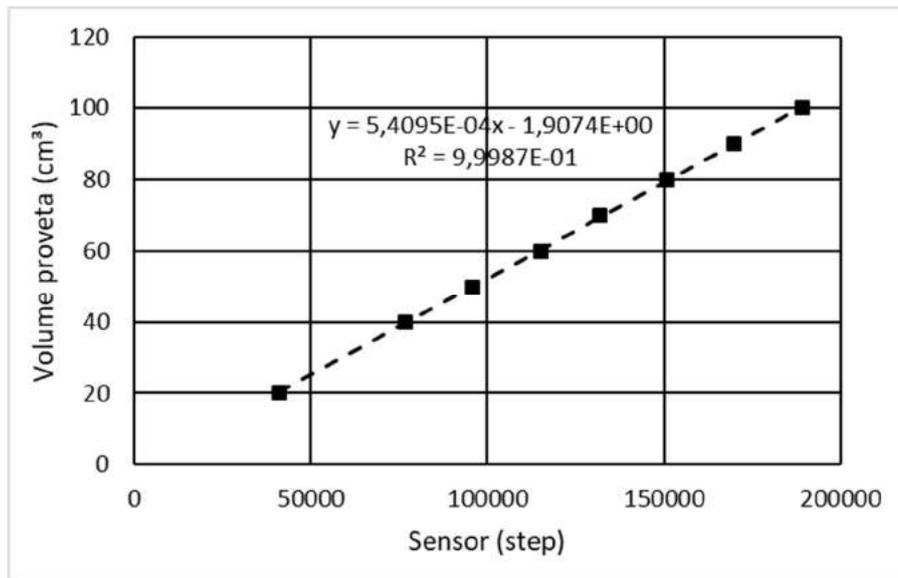


Figura 3.9: Calibração da medição de volume do FlowTrac-II Sample.

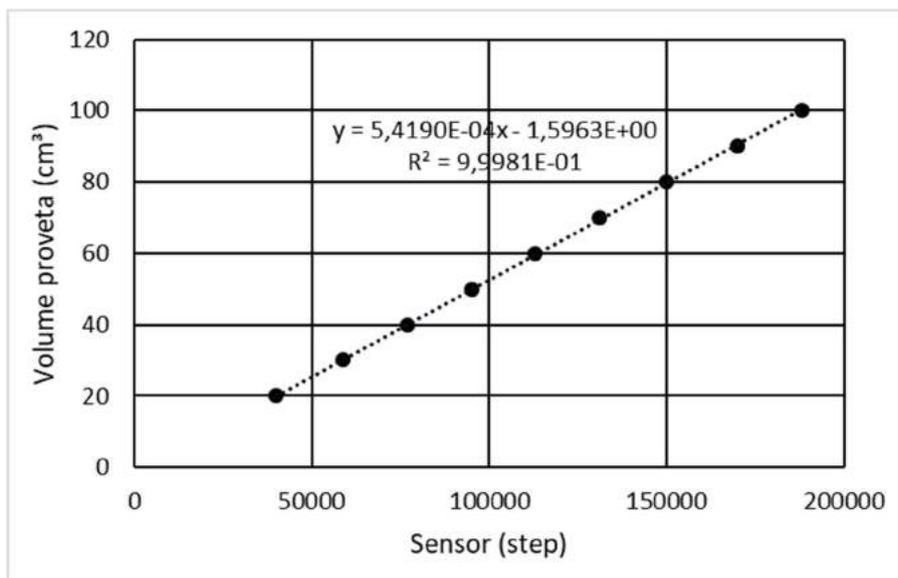


Figura 3.10: Calibração da medição de volume do FlowTrac-II Cell.

#### 3.1.4. Transdutor de pressão

Os transdutores de pressão das duas unidades FlowTrac-II são da marca Honeywell, modelo STI, cuja capacidade máxima é de 1379 kPa. Para a calibração dos transdutores utilizou-se um manômetro digital da marca Zurich, o qual foi conectado ao FlowTrac-II. Em seguida, foram aplicadas diferentes pressões com o equipamento e verificou-se a respectiva pressão registrada pelo manômetro digital. Como os ensaios foram realizados com tensões confinantes baixas e não seriam necessários muitos incrementos de pressão para saturar os corpos de prova (pois a argila no campo já apresenta grau de saturação próximo a 100%), foi possível limitar a calibração dos transdutores a 200 kPa. Este procedimento foi adotado para que a constante de calibração fosse obtida bem próxima à faixa de tensões que seriam aplicadas durante os ensaios. As Figuras 3.11 a 3.13 mostram esta calibração sendo feita e os gráficos obtidos.



Figura 3.11: Verificação dos transdutores de pressão com manômetro digital.

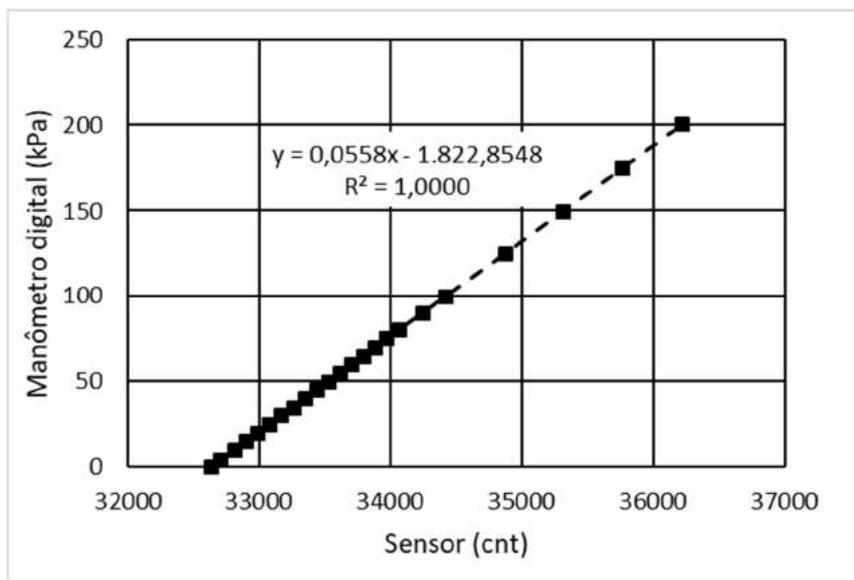


Figura 3.12: Verificação do transdutor de pressão do FlowTrac-II Sample.

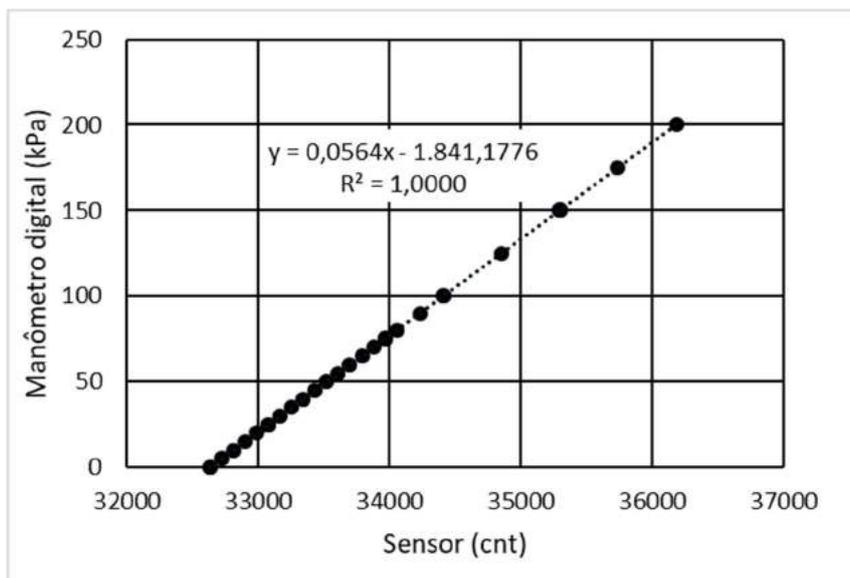


Figura 3.13: Verificação do transdutor de pressão do FlowTrac-II Cell.

Ambas as bombas apresentaram comportamentos muito parecidos. Para o FlowTrac-II correspondente à aplicação da tensão confinante (Cell) foi obtida a constante de 0,0564 kPa/cnt com leitura zero de 32633. Já para o correspondente à poro-pressão (Sample), foi obtida a constante 0,0558 kPa/cnt com leitura zero de 32639.

### 3.2. Efeitos indesejados

Para a determinação da resistência das argilas muito moles submetidas a baixas tensões confinantes, como é o caso deste trabalho, a realização do ensaio pode causar alguns efeitos da mesma ordem de grandeza da resistência medida. Assim sendo, estes efeitos precisam ser devidamente estudados para não comprometer a confiabilidade dos resultados obtidos.

Os efeitos indesejados referem-se às consequências impostas pelos procedimentos de ensaio que, apesar de indesejados, são necessários para a realização do mesmo. Trata-se, portanto, de efeitos que não estão diretamente relacionados à resistência do solo e, justamente por isso, devem ser determinados para não serem contabilizados como resistência (Teles *et al.* 2018).

São três os efeitos indesejados: os pesos do elemento poroso, topcap e pistão sobre o corpo de prova; o atrito entre o pistão e a tampa da câmara triaxial, e a resistência da membrana de látex.

### 3.2.1. Peso próprio, do elemento poroso, topcap e pistão

Tomando o centro do corpo de prova como referência para todas as medições, é necessário considerar o peso próprio da metade superior do solo ( $W_{cp}$ ) atuando sobre seu centro e do elemento poroso superior ( $W_{ep}$ ). Nos ensaios de compressão, além desses pesos, o topcap ( $W_{tc}$ ) e o pistão ( $W_{pis}$ ) também são carregamentos aplicados ao CP. Por outro lado, o empuxo de água atuante no elemento poroso, topcap e pistão aliviam as cargas de peso aplicadas ao CP. Já para os ensaios de extensão, como o topcap e pistão estão presos ao adaptador, estas cargas não são aplicadas ao CP.

Como o topcap e o elemento poroso estão totalmente submersos, basta determinar seus pesos submersos para então calcular os pesos  $W_{tc,sub}$  e  $W_{ep,sub}$  efetivamente aplicados ao CP. Para tanto, esses pesos foram verificados com uma balança, obtendo-se  $W_{tc} = 116,17$  gf e  $W_{ep} = 17,80$  gf. Já os volumes do topcap ( $V_{tc}$ ) e do elemento poroso ( $V_{ep}$ ) foram determinados com o auxílio de uma proveta com água através do seguinte experimento: encheu-se uma proveta com água até a graduação de 200 ml (Figura 3.14a) e, em seguida, submergiu-se o topcap nesta proveta, verificando se não havia nenhuma bolha de ar colada no topcap (Figura 3.14b). Observando o novo volume indicado pela proveta (240 ml), conclui-se que o volume do topcap vale  $V_{tc} = 40$  ml. O mesmo procedimento foi feito com o elemento poroso saturado (Figura 3.14c), obtendo-se  $V_{ep} = 7,5$  ml. Calcularam-se então os empuxos atuantes no elemento poroso ( $E_{ep}$ ) e topcap ( $E_{tc}$ ) multiplicando o peso específico da água pelos volumes submersos  $V_{ep}$  e  $V_{tc}$ . Assim, foram determinados  $E_{tc} = 0,39$  N e  $E_{ep} = 0,07$  N.

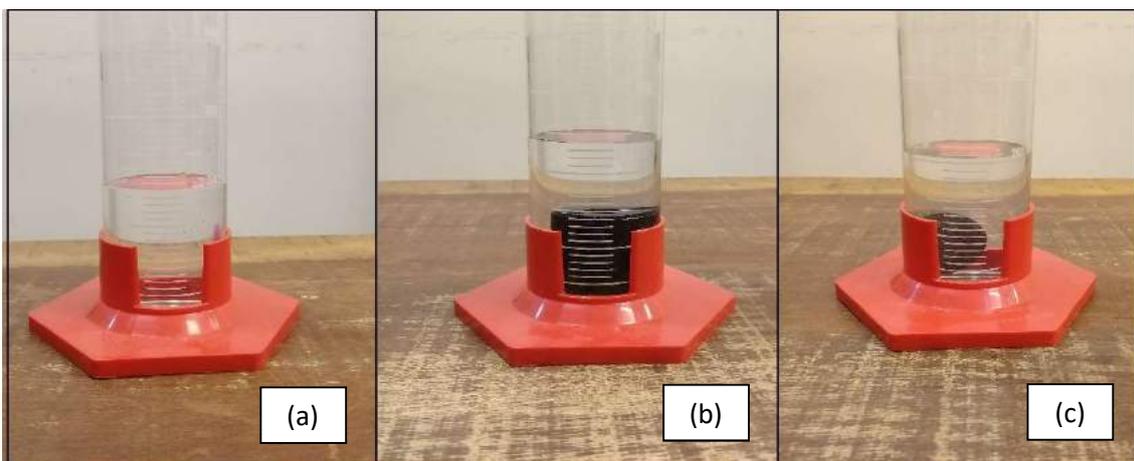


Figura 3.14: Determinação do volume do topcap e do elemento poroso.

Os pesos submersos do topcap ( $W_{tc,sub}$ ) e do elemento poroso ( $W_{ep,sub}$ ) foram então calculados por:

$$W_{tc,sub} = W_{tc} - E_{tc} = 1,14\text{N} - 0,39\text{N} = 0,75\text{N} \quad (3.1)$$

$$W_{ep,sub} = W_{ep} - E_{ep} = 0,17\text{N} - 0,07\text{N} = 0,10\text{N} \quad (3.2)$$

No caso do pistão, o peso foi determinado diretamente com uma balança, obtendo-se  $W_{pis} = 2,68\text{ N}$ . Foi verificado ainda o empuxo ( $E_{desl}$ ) exercido sobre o pistão pelo volume de água deslocada. Essa determinação foi feita por imersões do pistão em uma proveta graduada. Marcações foram feitas ao longo da altura do pistão (“0”, “2”, “4”, “6”, “8” e “9,7”), correspondendo à distância em centímetros até a marcação “0” (Figura 3.15a). Uma proveta de 1 litro foi preenchida com água até a graduação inicial  $V_i = 900\text{ml}$  (Figura 3.15b). O pistão foi então imergido na proveta até cada marcação coincidir com o nível d’água e anotou-se o respectivo volume  $V_j$  indicado na proveta (Figura 3.15c). O volume submerso ( $V_{sub,j}$ ) para cada marcação e para o pistão totalmente submerso (Figura 3.15d) foram então calculados pela equação (3.3).

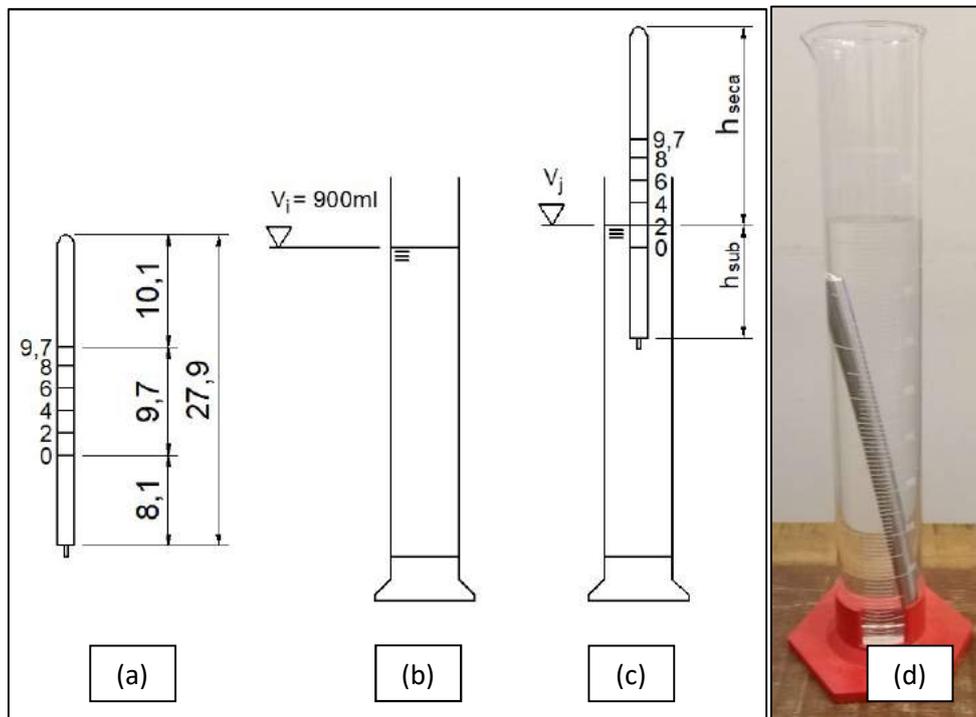


Figura 3.15: (a) Pistão com marcações de altura; (b) proveta com 900 ml de água; (c) pistão submerso até a marcação j; (d) pistão totalmente submerso na proveta.

$$V_{sub,j} = V_j - V_i \quad (3.3)$$

Definiu-se a altura seca ( $h_{seca}$ ) como o trecho do pistão que não está imergido na água e altura submersa ( $h_{sub}$ ) como o trecho submerso (ver Figura 3.15c). Sabendo que o comprimento total do pistão é 27,9 cm e que  $h_{sub}$  vale 8,1 cm mais a marcação feita no pistão, calculou-se  $h_{seca}$  pela equação (3.4):

$$h_{seca} = 27,9 \text{ cm} - h_{sub} \quad (3.4)$$

Com as determinações de  $V_{sub,j}$  e  $h_{seca}$ , definiu-se  $V_{sub}$ , agora uma função para qualquer  $h_{seca}$  (Figura 3.16), donde se obteve a equação (3.5).

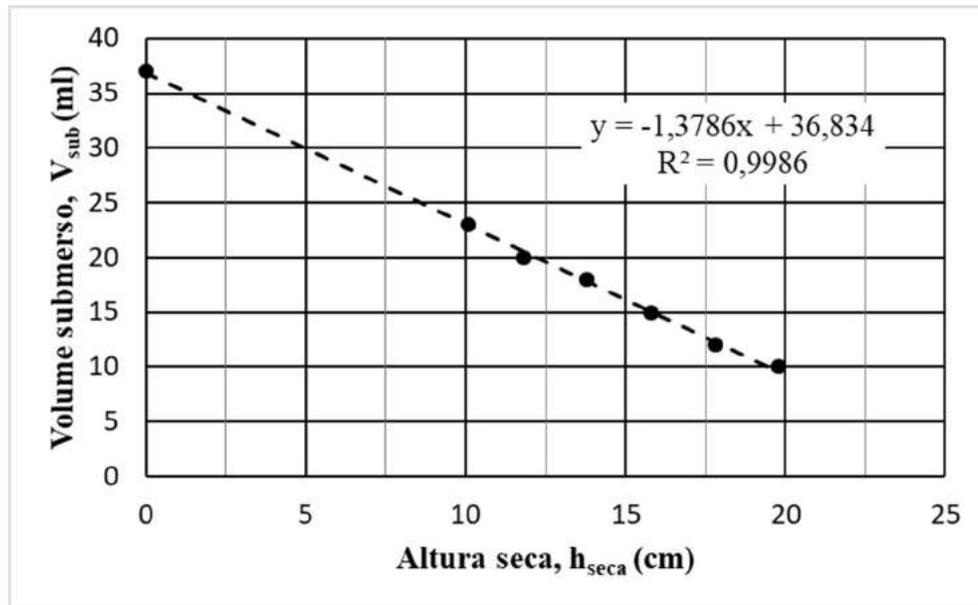


Figura 3.16: Volume submerso em função da altura seca.

$$V_{sub} = -1,3786h_{seca} + 36,834 \text{ ml} \quad (3.5)$$

Ao realizar o ensaio, a altura seca ( $h_{seca}$ ) pode ser dividida em duas parcelas: a altura envolvida pela tampa da câmara triaxial ( $h_{tam}$ ) e a altura entre a tampa e a célula de carga ( $h_1$ ), conforme mostra a Figura 3.17. Verificou-se que  $h_{tam}$  vale 9,7 cm. Já a altura  $h_1$  pode ser medida com um paquímetro antes do início de cada ensaio. A altura  $h_{seca}$  para cada ensaio pode ser determinada pela equação (3.6):

$$h_{seca} = h_{tam} + h_1 \quad (3.6)$$

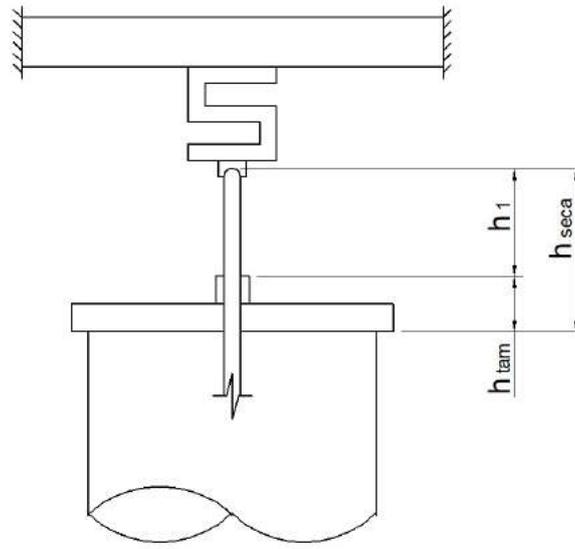


Figura 3.17: Indicação dos trechos  $h_{tam}$  e  $h_1$  da altura seca do pistão.

Com o valor de  $h_{seca}$  foi determinado o volume de água deslocado pelo pistão, que é o volume submerso calculado pela equação (3.5). Com esse volume e o peso específico da água, calcula-se o empuxo da água deslocada ( $E_{desl}$ ) pela equação (3.7):

$$E_{desl} = \gamma_w \cdot V_{sub} \quad (3.7)$$

O valor de  $W_{cp}$  foi calculado através do peso específico da argila mole,  $\gamma$ , e dimensões do corpo de prova, conforme a equação (3.8):

$$W_{cp} = (\gamma - \gamma_w) \cdot A_0 \cdot \frac{h_{cp0}}{2} \quad (3.8)$$

Na equação acima,  $A_0$  e  $h_{cp0}$  são a área transversal e a altura iniciais do corpo de prova, admitido cilíndrico.

O efeito do conjunto peso ( $P$ ) do topcap, elemento poroso, pistão e metade superior do corpo de prova foi calculado pela equação (3.9).

$$P = W_{tc,sub} + W_{pis} - E_{desl} + W_{ep,sub} + W_{cp} \quad (3.9)$$

Sendo assim, para uma tensão vertical desejada para o ensaio ( $\sigma_{v,des}$ ), é preciso descontar o efeito de P no corpo de prova ao configurar a tensão vertical de ensaio ( $\sigma_{v,set}$ ). Dessa forma, tem-se pela equação (3.10):

$$\sigma_{v,set} = \sigma_{v,des} - \frac{P}{A_0} \quad (3.10)$$

No caso dos ensaios de extensão, como o topcap é aparafusado ao pistão e este é preso à célula de carga através do adaptador, os pesos  $W_{tc,sub}$  e  $W_{pis}$  não atuam sobre o CP. Neste caso, a equação (3.9) deve ser reescrita como:

$$P = W_{ep,sub} + W_{cp} \quad (3.11)$$

### 3.2.2. Atrito pistão-célula

#### 3.2.2.1. Atrito estático

O atrito estático ( $A_{est}$ ) ocorre quando as forças estão atuando sem provocar movimento relativo entre o pistão e a tampa da câmara triaxial. Para avaliação de  $A_{est}$  a câmara foi enchida com água e uma tensão confinante suficiente para empurrar o pistão para cima foi aplicada (Figura 3.18a). Quando o pistão toca a célula de carga, o deslocamento é restringido e o movimento relativo pistão-tampa cessa. A partir daí, tem-se o sistema de forças indicado na Figura 3.18b.

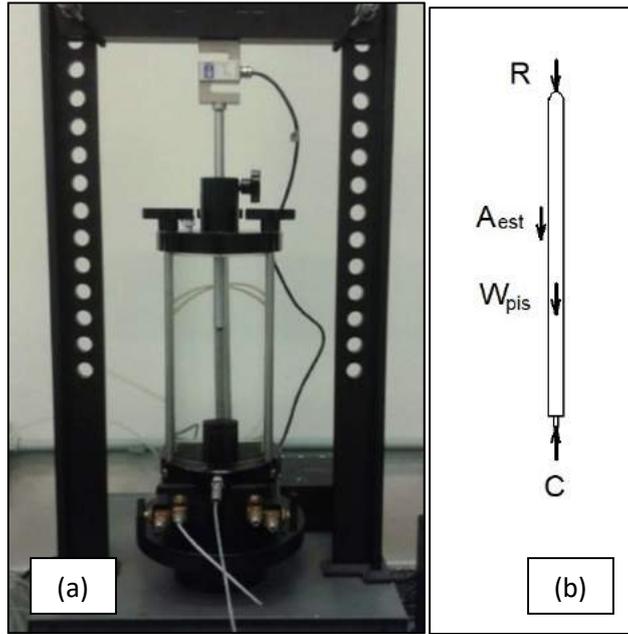


Figura 3.18: Medição do atrito (a) e sistema de forças para o cenário sem movimento relativo pistão-tampa (b).

Na Figura 3.18 acima,  $R$  é a reação medida pela célula de carga,  $A_{est}$  é o atrito pistão-tampa para o caso estático,  $W_{pis}$  é o peso do pistão e  $C$  é a resultante da pressão (que vem a substituir o empuxo hidrostático  $E_{dest}$  atuante na preparação do ensaio), definida pela equação (3.12) ( $\sigma_c$  é a tensão confinante e  $a_{pis}$  é a área transversal do pistão). Fazendo o equilíbrio das forças atuantes no diagrama da Figura 3.18b, tem-se  $-R - A_{est} - W_{pis} + C = 0$ . Isolando a reação  $R$  deste somatório de forças e substituindo a equação (3.12) em  $C$ , obtém-se a equação (3.13).

$$C = \sigma_c \cdot a_{pis} \quad (3.12)$$

$$R = \sigma_c \cdot a_{pis} - (A_{est} + W_{pis}) \quad (3.13)$$

Foram aplicados estágios de tensão confinante a partir de 25 kPa com incrementos de 5 kPa até atingir 100 kPa. Para cada estágio, observou-se a reação  $R$  indicada pela célula de carga. Assim, plotou-se o gráfico  $\sigma_c$  vs  $R$  mostrado na Figura 3.19. O gráfico indica um comportamento linear, o que permitiu fazer uma regressão linear e se obter a equação da reta  $R = a \cdot \sigma_c + b$ , que, para os resultados obtidos, forneceu a equação (3.14) ( $R$  em kN e  $\sigma_c$  em kPa).

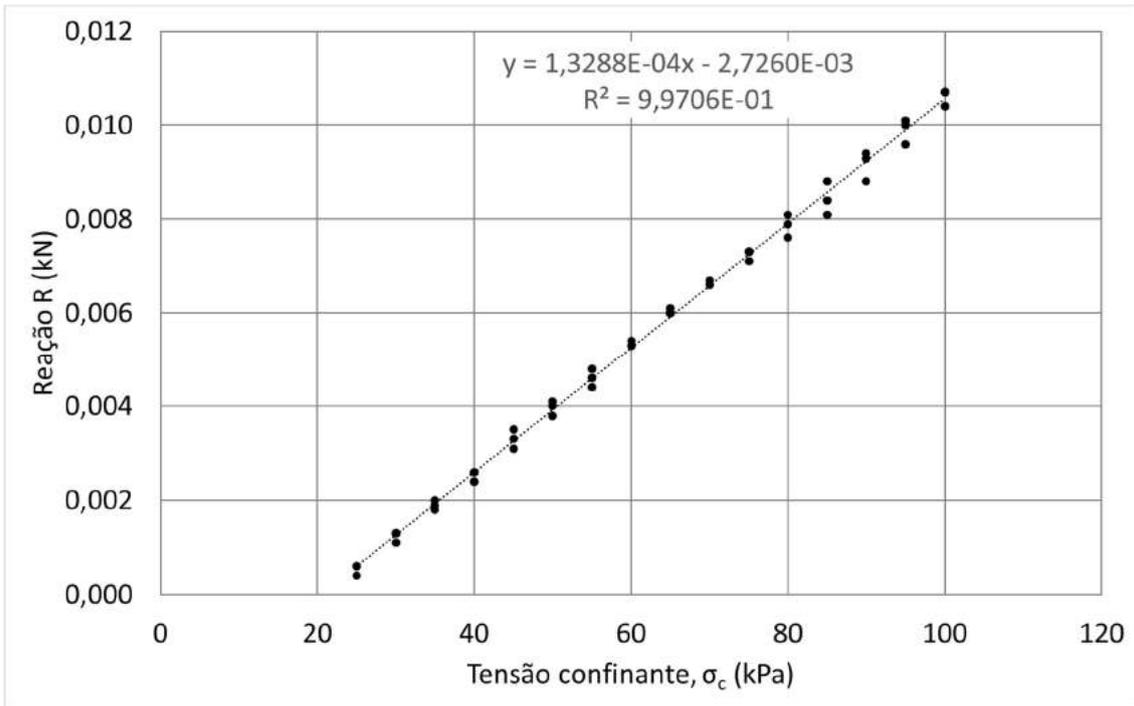


Figura 3.19: Gráfico  $\sigma_c$  vs R para determinação do atrito estático.

$$R = (1,3288 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2)\sigma_c - (0,00273 \text{ kN}) \quad (3.14)$$

Comparando a equação (3.14) com a (3.13), conclui-se que  $a_{\text{pis}} = 1,3288 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$  ( $1,3288 \text{ cm}^2$ ) e  $A_{\text{est}} + W_{\text{pis}} = 0,00273 \text{ kN}$ . Sabendo que  $W_{\text{pis}} = 2,68 \text{ N}$ , tem-se que  $A_{\text{est}} = 0,05 \text{ N}$  ( $5,1 \text{ gf}$ ). Medindo com um paquímetro, tem-se ainda que o diâmetro do pistão vale  $12,7 \text{ mm}$ . Consequentemente, a área obtida geometricamente é de  $1,2668 \text{ cm}^2$ . Portanto, há um erro de 5% na obtenção de  $a_{\text{pis}}$ , que pode ter sido causado pela desconsideração da diferença de altura entre a base do pistão na câmara e o transdutor de pressão no FlowTrac-II, provocando uma diferença na tensão  $\sigma_c$  e, consequentemente, um erro no cálculo da força C.

A validade deste raciocínio foi verificada plotando também o atrito estático correspondente a cada tensão confinante aplicada, como mostra o gráfico  $A_{\text{est}}$  vs  $\sigma_c$  da Figura 3.20. A grande dispersão observada no gráfico indica a dificuldade de quantificar um atrito tão pequeno, haja vista a obtenção de alguns valores negativos de  $A_{\text{est}}$ , o que não faz sentido. Fazendo uma regressão linear, obtém-se  $A_{\text{est}}$  em função de  $\sigma_c$  (equação (3.15),  $A_{\text{est}}$  em newton,  $\sigma_c$  em kPa). O baixíssimo coeficiente angular obtido fornece uma função praticamente horizontal, indicando que  $A_{\text{est}}$  é constante em relação à  $\sigma_c$ . Além

disso, a equação fornece valores bem próximos a  $A_{est} = 0,05 \text{ N}$ , determinado com as equações (3.13) e (3.14).

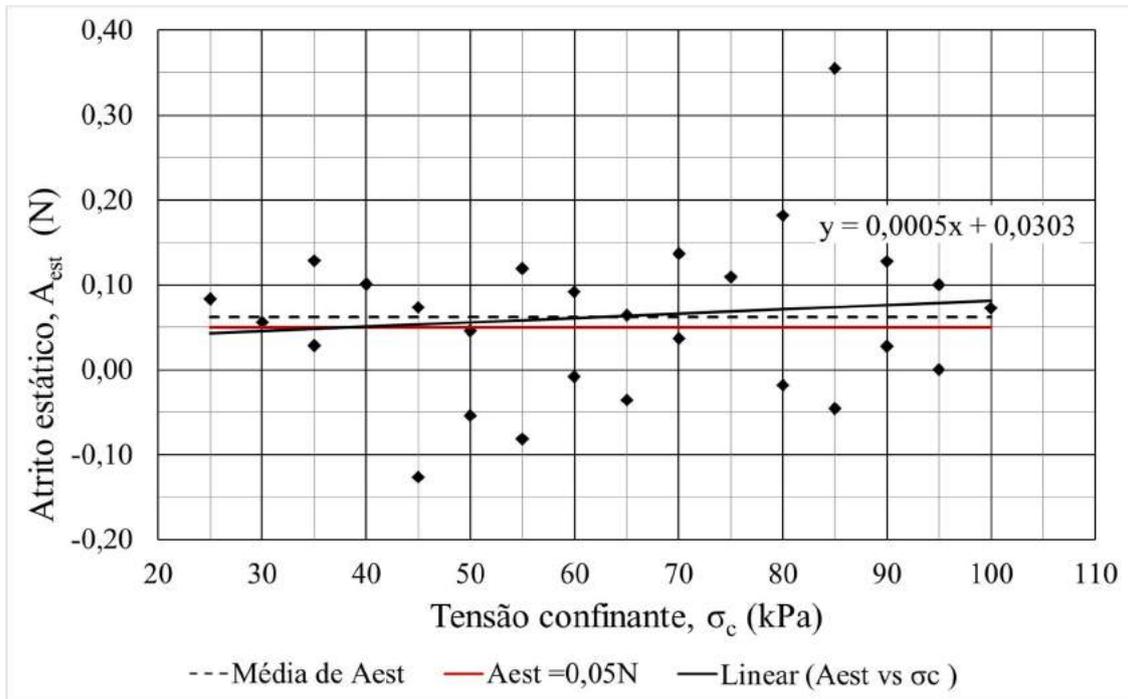


Figura 3.20: Gráfico  $A_{est}$  vs  $\sigma_c$  para validação de  $A_{est} = 0,05 \text{ N}$ .

$$A_{est} = (0,0005 \text{ m}^2) \sigma_c - (0,0303 \text{ N}) \quad (3.15)$$

### 3.2.2.2. Atrito cinemático na compressão

Durante a fase de cisalhamento no ensaio triaxial de compressão, o prato da prensa sobe enquanto o pórtico que contém a célula de carga é fixo. A câmara triaxial, apoiada na prensa LoadTrac-II, sobe junto com o prato; já o pistão, restringido pela célula de carga, permanece imóvel. Como consequência, ocorre um movimento relativo entre a superfície lateral do pistão e a tampa da câmara triaxial, mobilizando assim o atrito cinemático na compressão ( $A_{cin,c}$ ) nesta interface. A Figura 3.21 a seguir ilustra este raciocínio.

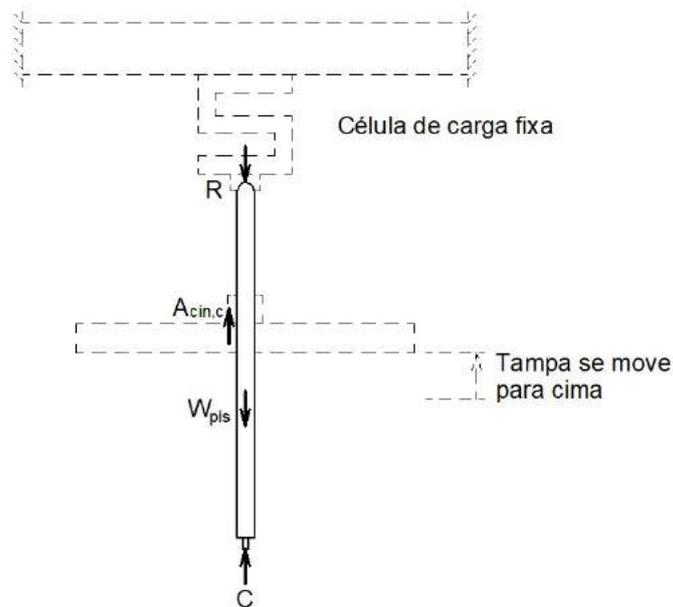


Figura 3.21: Sistema de forças para a prensa LoadTrac-II movendo-se para cima.

As forças atuantes na Figura 3.21 são as mesmas descritas no caso do atrito estático, com exceção do atrito pistão-tampa ( $A_{cin,c}$ ), que neste caso é o cinemático para os ensaios de compressão.

A medição do atrito,  $A_{cin,c}$ , foi feita enchendo-se a câmara com água deaerada, aplicando-se tensão confinante e movendo-se a prensa para cima, ou seja, de modo semelhante ao ilustrado na Figura 3.18a, mas com o prato deslocando-se para cima enquanto  $\sigma_c$  é constante.

O valor de  $A_{cin,c}$  foi calculado através da equação (3.16), que é o somatório das forças atuantes no pistão, como indicado na Figura 3.21. Este cálculo foi feito ao longo do deslocamento da prensa, o qual deve ser feito com uma velocidade compatível com a que foi utilizada nos ensaios.

$$A_{cin,c} = R + W_{pis} - C \quad (3.16)$$

Para cada teste de medição do atrito foi utilizada uma tensão confinante, a qual foi mantida constante durante todo deslocamento da prensa. Estes testes mostraram que a mobilização do atrito não é linear nem constante, mas tem comportamento oscilatório, de maneira que há picos e vales de atrito ao longo do deslocamento. Com os diversos testes, foi verificado o atrito para diferentes tensões confinantes e, dessa forma, constatou-se que, quanto maior a tensão confinante, maior o atrito observado. Além disso, quanto

maior a tensão confinante, maior a amplitude da variação do atrito (maior variação do valor de  $A_{cin,c}$  ao longo do deslocamento). A Figura 3.22 exemplifica estas conclusões comparando os atritos obtidos para as tensões confinantes de 50, 75 e 400 kPa.

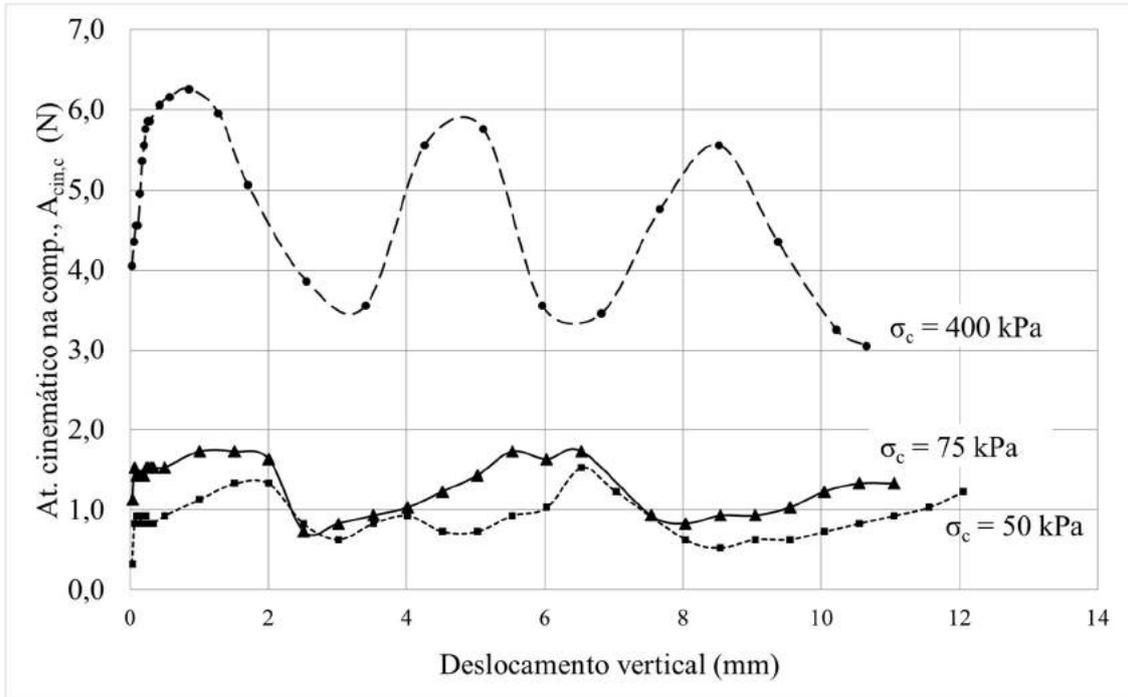


Figura 3.22: Atrito medido para tensões confinantes de 50, 75 e 400 kPa.

Essas oscilações já haviam sido apontadas por Sheahan *et al.* (1990) em seu estudo sobre ensaios triaxiais em argilas moles com equipamento automatizado, como ilustra a Figura 3.23. Os referidos autores creditam o efeito à limitada acurácia das leituras do transdutor de pressão e aos erros decorrentes da medição indireta da tensão através das medições de força e área.

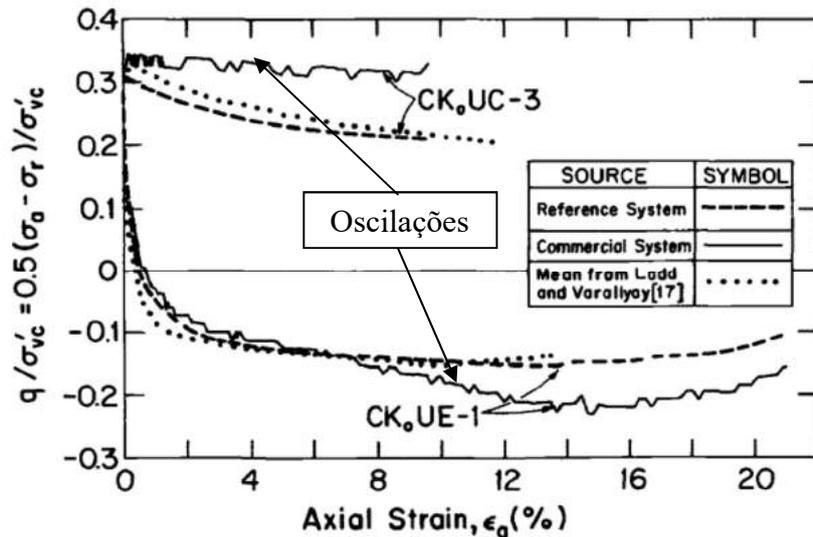


Figura 3.23: Curvas tensão-deformação normalizadas de ensaios CK<sub>0</sub>U com a Argila Azul de Boston (adaptado de Sheahan *et al.*, 1990).

Para verificar se o comportamento oscilatório do atrito se devia a uma possível variação da tensão confinante aplicada pela bomba FlowTrac-II, também foram realizados testes com duas bombas de ar comprimido, uma sem e uma com válvula de retenção (Figura 3.24a). Estas duas bombas também apresentaram resultados semelhantes em relação à oscilação da magnitude do atrito (Figura 3.25). O único caso onde não foi observada oscilação do atrito foi no teste onde a tensão confinante foi aplicada com uma coluna d'água conectada à câmara triaxial (Figura 3.24b), como mostra a Figura 3.25. Porém, esta técnica limita a tensão confinante aplicável a 26 kPa devido à altura do pé direito disponível no laboratório, que limita a altura de coluna d'água.



Figura 3.24: Medição do atrito com bomba de ar comprimido (a) e com coluna d'água (b).

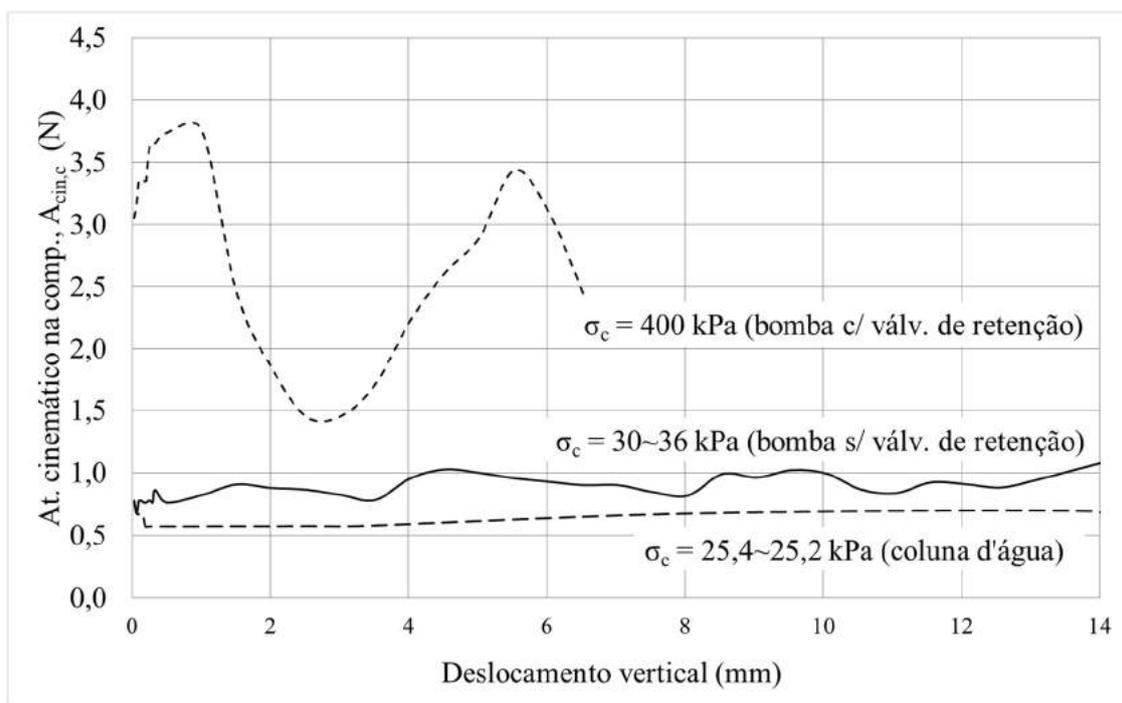


Figura 3.25: Medição do atrito com bombas de ar comprimido e coluna d'água.

A mobilização do atrito pistão-tampa mostrou-se um grande inconveniente para a realização dos ensaios, sobretudo nos da presente dissertação, onde foram aplicadas tensões baixas. Caso fosse utilizada célula de carga interna, o problema do atrito seria

eliminado. Porém, ainda neste caso, Berre (2019) relata o não retorno ao zero observado em sua célula de carga submersível GDS de 100 kgf, gerando um erro da ordem de 1 N, que é, aproximadamente, a amplitude observada nas oscilações deste trabalho.

### 3.2.2.3. Atrito cinemático na extensão

Durante a fase de cisalhamento no ensaio triaxial de extensão, o prato da prensa, bem como a câmara triaxial, descem enquanto o pórtico que contém a célula de carga é fixo. Tem-se agora que o movimento relativo é invertido em relação ao caso da compressão, mobilizando assim o atrito cinemático na extensão ( $A_{cin,e}$ ). A Figura 3.26 a seguir ilustra o novo cenário.

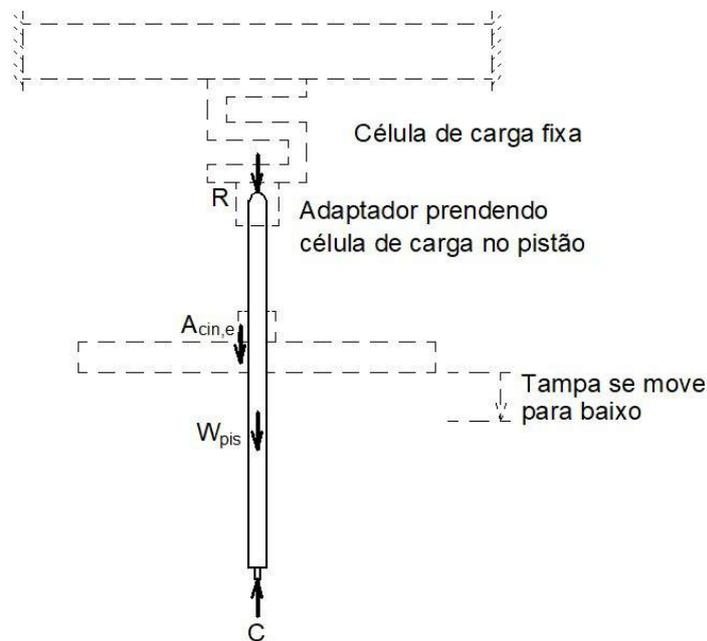


Figura 3.26: Sistema de forças para a prensa LoadTrac-II movendo-se para baixo.

A diferença desta situação para o atrito na compressão é que agora o atrito mobilizado tem sentido para baixo, de modo que, ao fazer o diagrama de forças do pistão, conclui-se que  $A_{cin,e}$  é definido pela equação (3.17):

$$A_{cin,e} = -R - W_{pis} + C \quad (3.17)$$

Seguindo recomendação do fabricante, para os ensaios de extensão, a câmara triaxial foi fixada ao prato da prensa LoadTrac-II através de dois parafusos. O

experimento para medição de atrito também foi realizado para diferentes tensões confinantes (25, 50 e 75 kPa), a fim de definir  $A_{cin,e}$  em função de  $\sigma_c$ . Mais uma vez foram observadas oscilações no valor do atrito ao longo do deslocamento.

Novamente investigou-se se a oscilação era devida a algum ajuste de pressão do FlowTrac-II em decorrência da variação de volume de água na câmara. Fez-se um teste sem (teste 35) e com (teste 36) os dois parafusos que prendem a câmara no prato da prensa para verificar se uma excentricidade entre a câmara e a célula de carga induzia maiores esforços por atrito. Ao comparar os testes 35 e 36 na Figura 3.27, a princípio observa-se uma aparente influência dos parafusos, pois o atrito com (teste 36) é maior que o atrito sem os parafusos (teste 35). As amplitudes nos dois casos foram semelhantes e menores do que a observada no teste 29, apesar de todos os testes terem sido feitos com a mesma pressão confinante de 75 kPa.

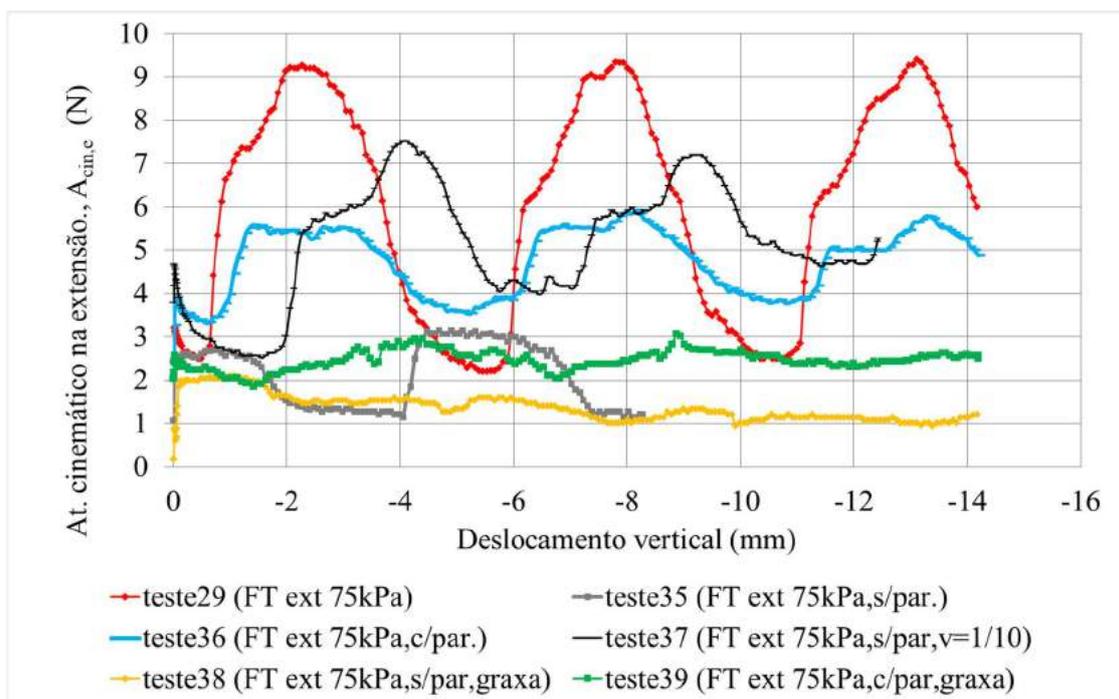


Figura 3.27: Estudo do atrito na extensão.

Para avaliar o tempo de resposta do FlowTrac-II à variação de volume, fez-se um teste com a velocidade da prensa dez vezes menor (teste 37) que a velocidade usual dos ensaios (teste 29). Como mostra a Figura 3.27, mesmo com uma variação de volume mais lenta, o que facilita o ajuste de pressão do servomecanismo do FlowTrac-II, ainda assim foi observada a oscilação do atrito. Além disso, analisando-se a Figura 3.28, nota-se que

a flutuação da pressão aplicada pelo FlowTrac-II não chega a  $\pm 0,15$  kPa, ou seja, de fato pode ser considerada constante. Observe-se também que a pequena flutuação observada em  $\sigma_c$  não coincide com a oscilação observada em  $A_{cin,e}$ . Dessa forma, constata-se que a oscilação do atrito não é causada pela bomba FlowTrac-II. Um último comentário sobre o teste 37 é que, apesar deste ter sido feito sem os dois parafusos que prendem a câmara na prensa, a magnitude e amplitude do atrito neste teste foram maiores que as observadas no teste 36, realizado com os parafusos. Esta constatação contrapõe-se ao observado nos testes 35 e 36 (atrito com parafusos é maior), e deixa em aberto se os parafusos realmente têm uma influência relevante na mobilização do atrito.

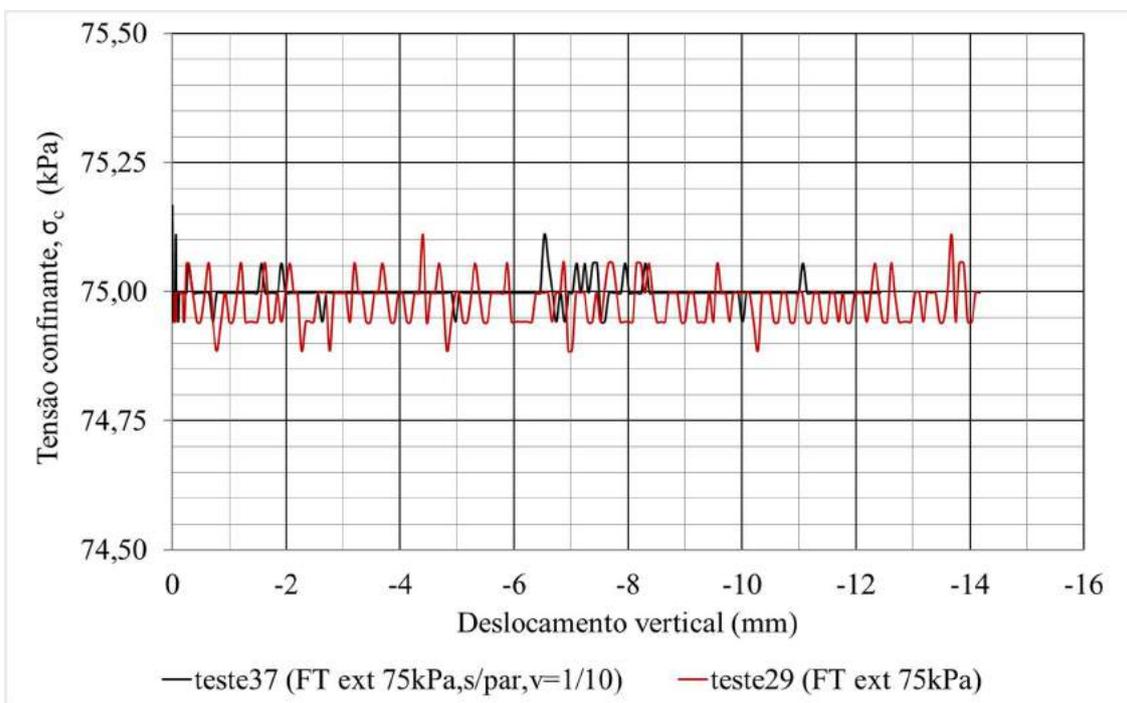


Figura 3.28: Tensão confinante vs deslocamento da prensa para os testes 29 e 37.

Por fim, foram feitos testes passando graxa teflonada no pistão e na tampa da câmara triaxial (testes 38 – sem os dois parafusos que prendem a câmara na prensa – e 39 – com os referidos parafusos). Nestes testes foram observadas menores magnitudes, indicando que o uso da graxa reduziu a mobilização de atrito (ver Figura 3.27). Ainda pode ser observado o comportamento oscilatório, porém, a amplitude é consideravelmente menor do que nos demais testes. Assim, aparentemente, a lubrificação do pistão e da tampa da câmara triaxial com graxa teflonada é um procedimento fundamental para reduzir o efeito indesejado do atrito. Entretanto, como no teste com

coluna d'água não foi observada oscilação, é possível que a realização do ensaio com a pressão confinante aplicada por este sistema seja uma solução mais interessante que o uso de graxa. Infelizmente não foi possível fazer esta verificação devido à falta de tempo hábil disponível em virtude do prazo de conclusão do trabalho.

### 3.2.3. Resistência da membrana

No ensaio triaxial, a membrana enclausura o corpo de prova, evitando que a água da célula entre em contato com o CP. Porém, como a membrana está aderida ao corpo de prova, à medida que as deformações vão ocorrendo no ensaio, parte da resistência é absorvida por ela. Mais uma vez, um efeito externo à resistência do solo deve ser considerado, principalmente quando se pretende executar o ensaio sob baixa tensão confinante.

Para calcular a influência da membrana, optou-se pelas correções propostas por Kuerbis e Vaid (1990), as quais consideram aspectos como tensões e deformações induzidas pela membrana durante a moldagem do CP e variação da sua espessura.

Inicialmente, com um paquímetro foram feitas medições e cálculos para determinar a espessura ( $t_0$ ) e a largura ( $L_0$ ) iniciais da membrana não esticada. Como neste caso a membrana apresenta formato lamelar, sua seção transversal foi considerada como indicado na Figura 3.29a. O perímetro inicial ( $S_0$ ) foi calculado então com a equação (3.18). A hipótese da seção da Figura 3.29a foi verificada ao cortar uma pequena tira transversal de membrana, medir seu comprimento e comparar com o valor de  $S_0$  calculado. Os valores obtidos pela medição e pelo cálculo foram muito próximos, validando a hipótese.

Já durante o ensaio, a membrana toma forma cilíndrica (Figura 3.29b) e o diâmetro inicial ( $D_0$ ) foi calculado pela equação (3.19).

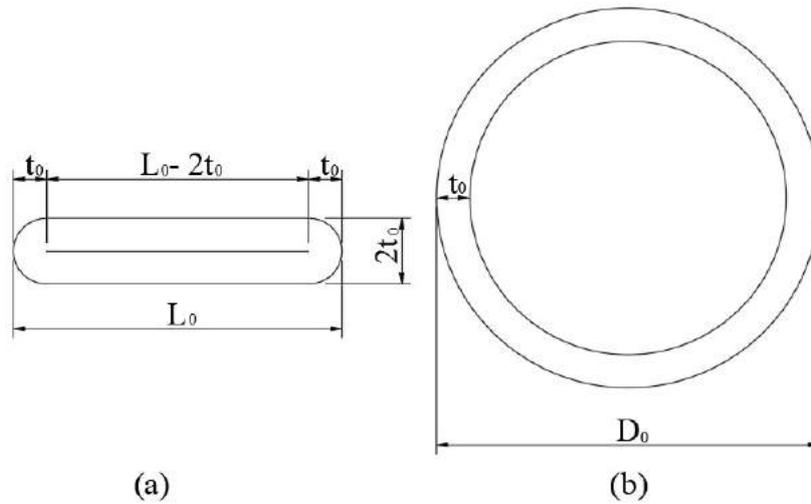


Figura 3.29: Seção transversal da membrana: formato lamelar (a) e formato cilíndrico (b).

$$S_0 = 2(L_0 - 2t_0) + 2\pi t_0 \quad (3.18)$$

$$D_0 = \frac{S_0}{\pi} \quad (3.19)$$

Em seguida, foram feitas marcações horizontais e verticais na membrana com as quais se determinou os comprimentos de referência  $x_i$  e  $y_i$  (Figura 3.30).

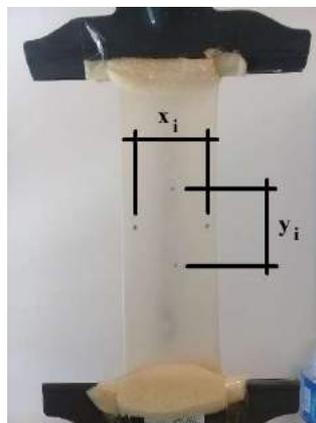


Figura 3.30: Marcações na membrana para medir os comprimentos de referência  $x_i$  e  $y_i$ .

Mediu-se então os comprimentos de referência com a membrana não esticada ( $x_0$  e  $y_0$ ) e prendeu-se a membrana em um aparato para aplicação de pequenas cargas como indicado na Figura 3.31. A carga total aplicada foi tal que provocasse uma deformação axial de 20%, a mesma do final dos ensaios realizados. Esta carga foi dividida em cinco incrementos e, para cada carga aplicada ( $P_i$ ), mediu-se os comprimentos  $x_i$  e  $y_i$ .



Figura 3.31: Determinação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson da membrana.

Com os comprimentos de referência foi possível calcular as deformações axial ( $\varepsilon_{M,a}$ ) e lateral ( $\varepsilon_{M,lat}$ ) da membrana através das equações (3.20) e (3.21):

$$\varepsilon_{M,a,i} = \frac{y_0 - y_i}{y_0} \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_{M,lat,i} = \frac{x_0 - x_i}{x_0} \quad (3.21)$$

Pela Teoria da Elasticidade, o coeficiente de Poisson da membrana ( $\nu_{Mi}$ ) e sua deformação volumétrica ( $\varepsilon_{M,V,i}$ ), para cada carregamento, foram calculados pelas equações (3.22) e (3.23):

$$\nu_{Mi} = -\frac{\varepsilon_{M,lat,i}}{\varepsilon_{M,a,i}} \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_{M,V,i} = \varepsilon_{M,a,i} + 2\varepsilon_{M,lat,i} \quad (3.23)$$

Substituindo (3.22) em (3.23) obteve-se  $\varepsilon_{M,V,i}$  em função de  $\varepsilon_{M,a,i}$  e  $\nu_{Mi}$  (equação (3.24)):

$$\varepsilon_{M,V,i} = \varepsilon_{M,a,i}(1 - 2\nu_{Mi}) \quad (3.24)$$

A espessura ( $t_i$ ) e a largura ( $L_i$ ) da membrana após a aplicação de cada carga foram calculadas pelas equações (3.25) e (3.26). Já a área transversal ( $A_i$ ), considerando a seção da Figura 3.29a, foi calculada com a equação (3.27). Sabendo a carga e a área, a tensão normal aplicada ( $\sigma_i$ ) pôde ser calculada pela equação (3.28).

$$t_i = t_0(1 - \varepsilon_{M,lat,i}) \quad (3.25)$$

$$L_i = L_0(1 - \varepsilon_{M,lat,i}) \quad (3.26)$$

$$A_i = 2t_i(L_i - 2t_i) + \pi t_i^2 \quad (3.27)$$

$$\sigma_i = \frac{P_i}{A_i} \quad (3.28)$$

O módulo de elasticidade da membrana ( $E_{mem}$ ) foi determinado através da relação linear  $\sigma_i$  vs  $\varepsilon_{M,a,i}$ , onde os coeficientes angulares das retas obtidas correspondem aos valores de  $E_{mem}$  calculados para cada ensaio realizado. Já o coeficiente de Poisson da membrana ( $\nu_{mem}$ ) foi tomado como a médias dos valores  $\nu_{Mi}$  obtidos nos carregamentos repetidos a cada ensaio.

Durante os ensaios, com a membrana agora em forma de casca cilíndrica, a espessura da membrana ( $t_i$ ) durante o ensaio pôde ser calculada com base na Teoria das Cascas através da equação (3.29) (Kuerbis e Vaid, 1990):

$$t_i = \frac{t_0}{2} \left[ 2 + \frac{\nu_{Mi}(1 + \nu_{Mi})}{(1 - \nu_{Mi}^2)} (\varepsilon_{M,v,i} + \varepsilon_{M,a,i}) \right] \quad (3.29)$$

Com as deformações ocorridas durante o ensaio, tensões axiais ( $\sigma_{Ma,i}$ ) e radiais ( $\sigma_{Mr,i}$ ) são induzidas na membrana. Ainda segundo a teoria das cascas, essas tensões podem ser determinadas pelas equações (3.30) e (3.31) (Kuerbis e Vaid, 1990).

$$\sigma_{Ma,i} = \frac{2E_{mem}}{(1 - \nu_{mem}^2)} \frac{t_0}{D_0} \frac{[\varepsilon_{Ma,i}(2 - \nu_{mem}) + \varepsilon_{Mv,i}\nu_{mem}]}{\left[ 2 + \frac{\nu_{mem}(1 + \nu_{mem})}{(1 - \nu_{mem}^2)} (\varepsilon_{Mv,i} + \varepsilon_{Ma,i}) \right]} \cdot \frac{1}{(2 + \varepsilon_{Ma,i} - \varepsilon_{Mv,i})} \quad (3.30)$$

$$\sigma_{Mr,i} = \frac{E_{mem}}{(1 - v_{mem}^2)} \frac{t_0}{D_0} [\varepsilon_{Ma,i}(2v_{mem} - 1) + \varepsilon_{Mv,i}] \cdot \frac{\left[2 + \frac{v_{mem}(1 + v_{mem})}{(1 - v_{mem}^2)} (\varepsilon_{Mv,i} + \varepsilon_{Ma,i})\right]}{(2 + \varepsilon_{Ma,i} - \varepsilon_{Mv,i})} \quad (3.31)$$

Como as tensões  $\sigma_{Ma}$  e  $\sigma_{Mr}$  são referentes à membrana (e não à resistência do solo), estas devem ser descontadas, respectivamente, da tensão desviadora ( $\sigma_d$ ) e da tensão confinante ( $\sigma_c$ ) aplicadas ao CP, conforme as correções propostas pelas equações (3.32) e (3.33):

$$\sigma_{d,corr} = \sigma_d - \sigma_{Ma} \quad (3.32)$$

$$\sigma_{c,corr} = \sigma_c - \sigma_{Mr} \quad (3.33)$$

### 3.3. Procedimentos preliminares

Para a realização dos ensaios são necessários alguns procedimentos preliminares. Esses procedimentos consistem na obtenção de água destilada e deaerada, submersão da membrana de látex na água para saturação da mesma, obtenção e saturação dos papéis filtro com água destilada com salinidade equivalente a do CP a ser ensaiado, saturação dos elementos porosos com água no mesmo teor de sal da amostra a ser ensaiada (o que daqui em diante será denominado simplesmente como “água salina”), determinação das taras para o peso e umidade do CP e limpeza da câmara triaxial.

É importante que se utilize água destilada e deaerada para preencher a câmara triaxial e abastecer as bombas de fluxo (unidades FlowTrac-II), pois a presença de ar na água provoca erros nas leituras de pressão e volume devido à compressibilidade do ar ser muito maior que a compressibilidade da água. A água deaerada pode ser obtida através da aplicação de vácuo em água destilada por um considerável período de tempo. Para os ensaios da presente dissertação, a água do destilador é recalçada pela bomba de sucção até um reservatório superior (Figura 3.32). Então, com uma bomba de vácuo (Figura 3.33), se aplica sucção a este reservatório por 12 horas, tempo suficiente para remover o ar presente na água.



Figura 3.32: Reservatório superior de água decaerada.



Figura 3.33: Bomba de vácuo modelo E-Lab 2 (Edwards) utilizada na presente dissertação.

A membrana de látex natural foi submergida em água por pelo menos 16 horas. Este procedimento se deve porque, apesar dessas membranas terem boas propriedades mecânicas e raramente apresentarem problemas de vazamento, absorvem água. A membrana só deve ser retirada da água imediatamente antes de ser colocada no CP (Berre, 2017).

Para ensaios em solos argilosos é fundamental a utilização de papel filtro lateral a fim de facilitar a drenagem do corpo de prova durante a fase de adensamento e a equalização dos excessos de poro-pressão durante a fase de cisalhamento. Já o papel filtro circular (topo e base) tem função de filtro. Neste trabalho, os circulares tiveram o

diâmetro do corpo de prova, enquanto o radial foi composto por tiras inclinadas de aproximadamente 5 mm de largura. A inclinação utilizada foi 1:1,4 (V:H), seguindo uma recomendação de Berre (2017), pois, segundo o mesmo, esta inclinação não afeta as deformações radiais do corpo de prova. O modelo de papéis filtro utilizados nos ensaios da presente dissertação é apresentado na Figura 3.34 abaixo:

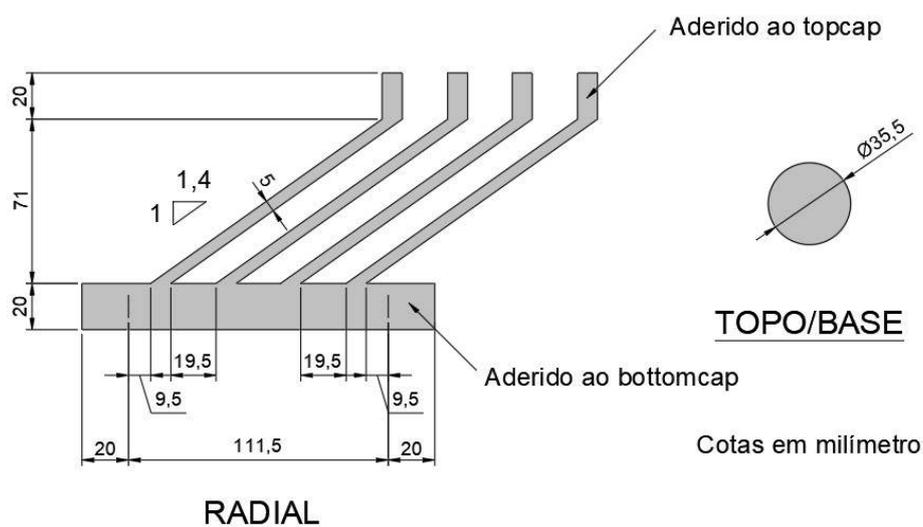


Figura 3.34: Modelo de papéis filtro para ensaio triaxial.

Os papéis filtro devem ser previamente saturados em água com teor de sal igual ao da amostra para sua utilização no ensaio. Este procedimento foi feito simplesmente preparando-se uma solução de água destilada com sal (NaCl) em concentração igual à da amostra, deixando-se os papéis filtro imersos na solução. Jannuzzi (2013), em uma detalhada caracterização do depósito de Sarapuí II, determinou o teor de sal na argila ao longo da profundidade. Deste trabalho, tem-se que os teores de sal para as profundidades de 3, 6 e 8 m são, respectivamente; 15, 30 e 18 gf/l.

Inicialmente, seguindo metodologia realizada no NGI, pretendia-se fazer a moldagem com os elementos porosos secos. Porém, apesar desta prática ser usual no NGI, percebeu-se que este procedimento prejudicava a obtenção do parâmetro B mínimo. Acredita-se que esta constatação se deva ao fato de que o elemento poroso do equipamento Geocomp é provavelmente menos permeável que o do NGI.

Para facilitar o processo de saturação do corpo de prova, os elementos porosos foram então previamente saturados para evitar migração de ar do elemento para o solo.

Isso pode ser feito aplicando-se, inicialmente, vácuo no elemento seco (cerca de 1 hora), seguido de outra aplicação de vácuo com o elemento submerso (cerca de 2 horas).

Alternativamente, a saturação do elemento pode ser efetuada submergindo-o em um Becker e colocando-o sobre uma placa aquecedora com temperatura maior que a de ebulição. Assim, a ebulição fará as bolhas de ar subirem, saindo do elemento poroso de modo que os vazios vão sendo preenchidos com água.

Neste trabalho, as duas técnicas de saturação foram utilizadas e ambas forneceram resultados satisfatórios. Salienta-se ainda que, nos dois métodos de saturação do elemento poroso, foi utilizada água salina na concentração da amostra.

As taras para determinação da umidade e peso do CP foram determinadas com balança digital da marca Marte, modelo AD2000, cuja capacidade é 2,010 kgf e resolução 0,01 gf. Este procedimento (Figura 3.35) consistiu na pesagem de três cápsulas, usadas na determinação da umidade, e no berço utilizado para determinação do peso do CP.



Figura 3.35: (a) Balança Marte utilizada, (b) cápsulas e (c) berço vazios e secos para determinação das taras.

A câmara triaxial, sobretudo a base do pedestal, deve ser previamente limpa para evitar que qualquer partícula de sujeira ou solo fique na câmara e não prejudique o encaixe do suporte de acrílico e a vedação da câmara. Isso foi feito lavando-se o equipamento com água, passando pano úmido e inspecionando-se visualmente para certificar-se que a região das reentrâncias e os anéis de vedação estavam limpos.

### 3.4. Preparação do corpo de prova

Para preparação do corpo de prova, a amostra foi retirada da câmara úmida e o tubo de amostragem posicionado sobre uma bancada horizontal com apoios para permitir que o tubo fosse rotacionado (Figura 3.36). Uma marcação foi então feita no tubo para indicar

a altura de corte desejada, os rolamentos dos apoios ajudam a marcar todo o perímetro de corte. O tubo foi cortado com 2 a 3 cm a mais que a altura pretendida para o corpo de prova ( $h_{cp0}$ ).



Figura 3.36: Suporte usado para corte do tubo de amostragem.

Com uma serra, o trecho marcado foi separado do restante do tubo de amostragem, cortando-se na marcação feita previamente. Este corte foi feito com muito cuidado, inicialmente apenas serrando e rotacionando o tubo para formar uma guia para o corte. Em seguida, toda a periferia do tubo foi serrada cuidadosamente para evitar grandes perturbações na amostra. Próximo a vencer toda a espessura do tubo, o corte foi feito ainda com mais cautela, pois o que se desejava era serrar apenas o tubo, e não o solo em seu interior. Este procedimento foi realizado até se cortar toda a espessura do tubo ao longo de todo o seu perímetro.

Com um fio metálico (preso a um arco), o solo foi então cortado em sua seção transversal, de modo que o trecho com o solo para a moldagem e o tubo de amostra remanescente fossem separados. Em seguida, as faces expostas de solo para a moldagem e do tubo remanescente foram protegidas com papel filme, papel alumínio e elásticos (Figura 3.37) para preservar a umidade do solo.



Figura 3.37: Trecho cortado para moldagem protegido para preservar a umidade.

Para extrudar a amostra do tubo, primeiramente fez-se a separação do solo da interface parede interna-solo para evitar distorções durante a extrusão. Para isso, utilizou-se um fio metálico (corda de violão presa a uma agulha), o qual foi introduzido no solo junto à parede interna do tubo aplicando-se quatro revoluções ao longo da parede. Em seguida, o tubo foi colocado sobre um tarugo extrator e puxado cuidadosamente para baixo, a fim de separar o tubo da amostra (Figura 3.38).



Figura 3.38: Extração da amostra com tarugo.

O procedimento descrito acima vem sendo feito há muitos anos pelo Laboratório de Reologia da COPPE/UFRJ, sob orientação do professor Ian S. M. Martins, sendo também recomendado por Ladd e DeGroot (2003).

A amostra pôde então ser posicionada no torno para moldagem (Figura 3.39a). Com um fio metálico preso a um arco, a amostra foi desbastada girando o topo e a base do torno. O solo mais próximo à periferia da amostra foi descartado por poder apresentar possíveis distorções e alteração da umidade natural. O solo desbastado próximo ao corpo de prova foi usado para determinação da umidade. Este material foi depositado nas três cápsulas previamente taradas, pesado com resolução de 0,01gf e levado para estufa a  $105 \pm 5$  °C. O solo continuou sendo desbastado até que não fossem mais observadas arestas, conferindo à amostra um formato cilíndrico (Figura 3.39b). O material remanescente tem o diâmetro desejado para o corpo de prova graças ao gabarito do torno, como ilustra a Figura 3.40.



Figura 3.39: Moldagem do corpo de prova com torno: (a) antes e (b) depois do desbastamento.

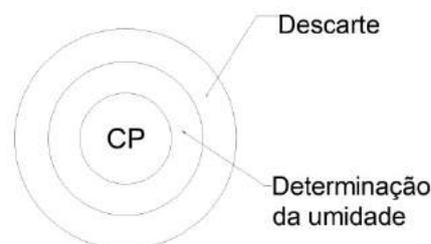


Figura 3.40: Regiões de desbastamento da amostra no torno.

Um papel celofane foi usado para cuidadosamente retirar a amostra do torno e posicioná-la no berço. Com o fio metálico foram cortadas as partes de solo que estavam para fora do berço, o qual possui comprimento aproximadamente igual ao dobro do diâmetro do corpo de prova obtido no torno (Figura 3.41).



Figura 3.41: Berço utilizado na moldagem dos corpos de provas.

Antes de se posicionar o CP no pedestal, as linhas da câmara triaxial foram saturadas utilizando-se o FlowTrac-II até que a água aflorasse no bottomcap e nas saídas dos tubos superiores sem bolhas de ar. Feito isso, um elemento poroso foi colocado sobre o bottomcap e, sobre o elemento, posicionou-se o papel filtro circular inferior. O CP foi então posicionado sobre este papel filtro inferior. Sobre o CP colocou-se, em sequência, o papel filtro circular superior, o elemento poroso e o topcap. Por fim, colocou-se o papel filtro lateral, o qual aderiu ao CP porque ambos estavam molhados.

Para colocar a membrana no CP, utilizou-se um encamisador como o da Figura 3.42, com o qual também se prenderam anéis de vedação e elásticos no bottomcap e topcap para vedar o CP. Em seguida, estimou-se o diâmetro inicial do CP através da média de três medições: uma próxima a base, uma no centro e uma próxima ao topo. Estas medições foram feitas com tiras de papel, com os quais mediu-se a circunferência do CP.



Figura 3.42: Posicionamento dos anéis de vedação e elásticos no encamisador.

As linhas superiores (previamente saturadas) foram então cuidadosamente conectadas ao topcap até que encostassem no elemento poroso superior, sendo então os conectores do topcap atarraxados. Em seguida posicionou-se o suporte de acrílico, a tampa da câmara triaxial e enroscou-se o pistão no furo do topcap. As barras laterais da célula foram então posicionadas e suas borboletas atarraxadas, de modo a vedar a câmara. A borboleta de fixação do pistão também deve ser apertada para evitar que o peso do pistão atue sobre o CP (para elementos da câmara triaxial ver Figura 3.1).

Antes de encher a câmara com água, a linha de saída do FlowTrac-II Sample (bomba correspondente à poro-pressão  $u$ ) foi saturada e posicionada próxima à conexão do bottomcap (válvula V1 na Figura 3.1), com a linha para a atmosfera. No programa triaxial.exe, o transdutor de pressão foi zerado e, em seguida, a linha foi conectada ao bottomcap, a fim de se medir a poro-pressão no CP. Abriu-se então a válvula V1 para medir a pressão interna do corpo de prova ( $u_0$ ). Esperava-se ler valores negativos de  $u_0$ , pois é esta sucção que permite aos solos argilosos não “desmoronarem” durante a moldagem. Nos primeiros ensaios teste, realizados para se ganhar experiência no uso da máquina, avaliar uso de elemento poroso seco, etc., foi observada sucção entre 1 e 3 kPa. Entretanto, nos ensaios seguintes foi constatada pressão positiva, o que não era esperado, pois sem a sucção  $u_0$  não seria possível moldar o CP.

Com o CP posicionado dentro da câmara, esta pôde ser enchida com água deaerada. A célula possui um engate central, o qual é conectado à fonte de água deaerada, e um engate respiro na tampa, ligando a câmara à atmosfera e permitindo a saída de ar. Assim,

a câmara triaxial foi enchida com água por percolação ascendente, facilitando a saída das bolhas de ar.

Quando o nível d'água estava próximo ao topo da célula, esta foi inclinada de um pequeno ângulo, de modo a conduzir as bolhas de ar ao respiro para manter somente água deaerada na câmara. O fluxo pelo tubo respiro foi observado até que não fossem mais observadas bolhas de ar saindo da câmara.

Após enchimento da célula, foi feita uma percolação pelo corpo de prova com água salina no teor da amostra. Este procedimento tem por objetivo aumentar o grau de saturação do CP, de modo a facilitar o processo de saturação com contra-pressão. Uma fonte de água deaerada (um becker) foi conectado ao bottomcap da célula através da válvula V1. A válvula V2 também se conecta ao bottomcap, enquanto as válvulas V3 e V4 ligam-se às linhas superiores, as quais foram conectadas no topcap (para visualização das válvulas, ver Figura 3.1). Um pequeno tubo liga as válvulas V2 e V3, fazendo um bypass. Abrindo as válvulas V1 (ligada ao bottomcap) e V4 (ligada ao topcap), a água deaerada entra no CP pela base, percola de forma ascendente e sai pelo topo, conduzindo as bolhas de ar para fora. O becker foi posicionado de modo a não provocar um gradiente hidráulico muito alto e o fluxo de saída na válvula V4 foi observado para que não fosse muito rápido.

A célula foi então posicionada no prato da prensa LoadTrac-II. Com um paquímetro mediu-se a altura  $h_1$ , do topo do pistão à tampa da câmara triaxial (ver Figura 3.17). Com a água salina, fez-se uma nova percolação conforme a Figura 3.43 para garantir que todas as linhas e os elementos porosos estavam saturados (“flush”).

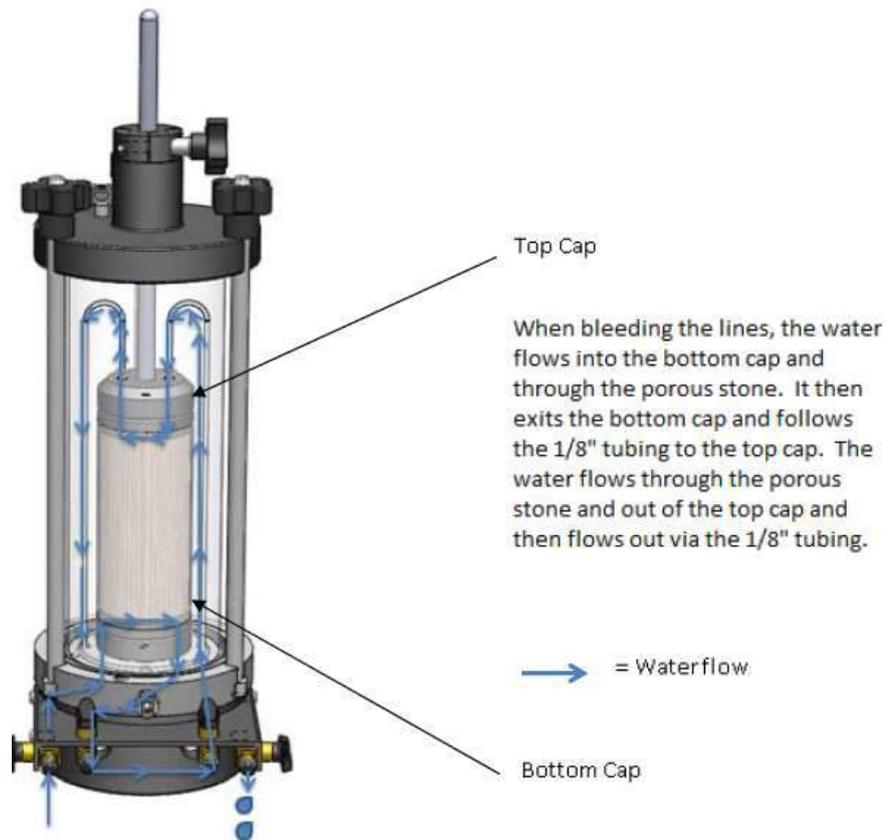


Figura 3.43: Procedimento “flush” para “sangrar” as linhas e saturar os elementos porosos (Geocomp, 2013a).

Em seguida foi determinado a leitura inicial da tensão confinante. A linha de saída do FlowTrac-II Cell (correspondente a  $\sigma_c$ ) foi saturada e conectada no engate central da célula. O respiro na tampa foi aberto para a atmosfera. Nesta situação, a pressão confinante atuando no centro do corpo de prova vale  $\sigma_c = \gamma_w \cdot h$ , sendo  $h$  a altura de água sobre o centro do CP, como ilustra a Figura 3.44. Através de medições na câmara triaxial, constatou-se que  $h = 17,55$  cm e, considerando  $\gamma_w = 9,81$  kN/m<sup>3</sup>, tem-se que  $\sigma_c = 1,72$  kPa. Com esta condição de contorno configurou-se a pressão inicial do FlowTrac-II Cell.

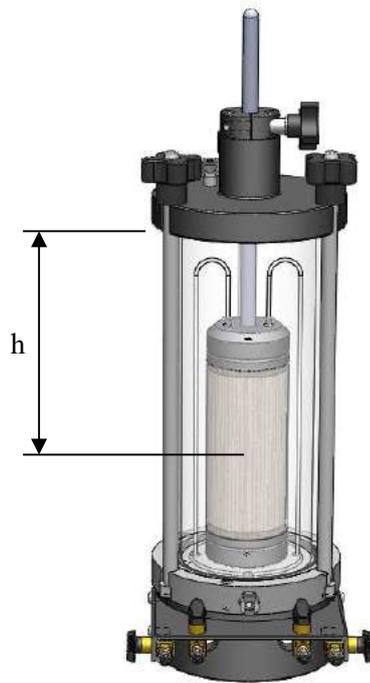


Figura 3.44: Determinação do offset da tensão confinante (Geocomp, 2013a adaptado).

A célula de carga foi zerada observando-se se não havia nada tocando na peça de encaixe da célula (ver Figura 3.45). A câmara triaxial foi centralizada no prato da prensa para posicioná-la com o pistão levemente encostado na peça de encaixe da célula de carga. No caso dos ensaios de extensão, um adaptador foi usado para fixar o pistão na célula de carga e parafusos para fixar a câmara triaxial no prato da prensa.

### 3.5. Ensaio triaxial automatizado

Com o equipamento devidamente instalado e a câmara triaxial posicionada na prensa LoadTrac-II, o ensaio pôde ser configurado no programa triaxial.exe para sua execução automatizada pelo equipamento Geocomp. O ensaio é dividido em quatro fases: Inicialização, Saturação, Adensamento e Cisalhamento. A seguir serão apresentadas as considerações de cada fase.

#### 3.5.1. Inicialização

Esta fase serve simplesmente para estabelecer o estado de tensões inicial do ensaio. A pressão de inicialização ( $p_{in}$ ) aplicada tem o mesmo módulo da sucção ( $u_0$ ) observada

na moldagem ( $p_{in} = -u_0$ ), enquanto a poro-pressão do CP foi conduzida a zero. Desta forma, o estado de tensões efetivas não é alterado, como mostra a Figura 3.45.

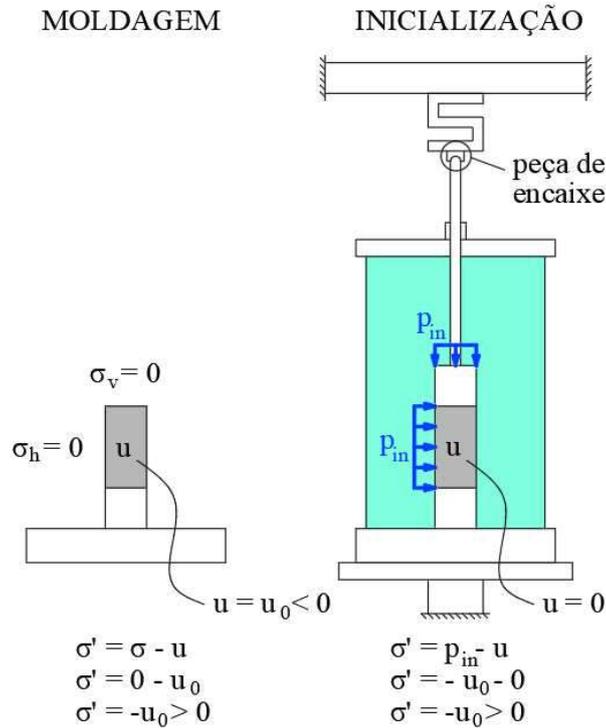


Figura 3.45: Diagrama de tensões da fase de Inicialização.

### 3.5.2. Saturação

Nesta fase, é aplicado um incremento de tensão confinante ( $\Delta\sigma_c$ ), o qual provoca uma variação de poro-pressão ( $\Delta u$ ). O parâmetro B pode então ser calculado através da equação (3.34). Quanto mais próximo da unidade estiver o valor de B, mais próximo da condição saturada ( $S = 100\%$ ) está o CP. Para a presente dissertação, considerou-se como saturados os corpos de prova que atingissem  $B \geq 0,98$ . A Figura 3.46 mostra esquematicamente esta fase.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (3.34)$$

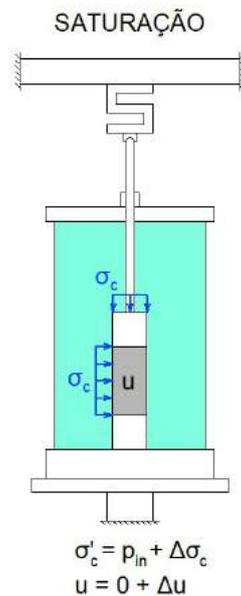


Figura 3.46: Diagrama de tensões da fase de Saturação.

As bombas FlowTrac-II e os transdutores correspondentes são responsáveis pela aplicação e medição das pressões, bem como da medição da variação de volume (ver Figura 3.7). Ou seja, são aplicados e medidos os valores de  $\Delta\sigma_c$  e  $\Delta u$ .

Os incrementos aplicados foram de 25 kPa, observando-se a variação da poropressão,  $\Delta u$ . Conseqüentemente, o valor do parâmetro B começa a aumentar e verificou-se a necessidade de 45 minutos para que a estabilização ocorresse. Caso após este tempo não fosse atingido valor de B acima de 0,98, um novo incremento de 25 kPa era aplicado para uma nova medição de B. Estabeleceu-se um limite superior dos incrementos acumulados de 75 kPa (3 de 25 kPa), pois, como constatado, quanto maior a tensão confinante, maior o atrito mobilizado no pistão. Caso após este limite o CP ainda não esteja saturado, o software pode descarregar e recarregar a tensão confinante (ciclagem) para aplicar mais incrementos, o que a princípio, segundo o manual Geocomp (2013a), permite o aumento do grau de saturação do corpo de prova. O autor do presente trabalho não entendeu como este procedimento poderia de alguma forma facilitar a saturação do CP.

Os testes realizados neste trabalho mostraram que a percolação ascendente e, principalmente, o uso de elementos porosos saturados são essenciais para satisfazer a condição  $B \geq 0,98$ . Com estes procedimentos, conseguiu-se saturar os corpos de prova no primeiro incremento de 25 kPa.

### 3.5.3. Adensamento

Foram realizados ensaios CAUCL (Consolidated Anisotropically Undrained Compression Loading),  $CK_0UCL$  (Consolidated  $K_0$  Undrained Compression Loading) e  $CK_0UEU$  (Consolidated  $K_0$  Undrained Extension Unloading), nos quais a tensão vertical efetiva considerada foi aquela de campo considerando o peso das camadas subjacentes para o nível d'água coincidente com o nível do terreno.

No adensamento anisotrópico é necessário aplicar uma tensão desviadora para que a tensão vertical seja diferente da horizontal. Para isso, a prensa LoadTrac-II sobe o prato para comprimir o CP com a força desviadora  $D$ . Este movimento mobiliza atrito cinemático de compressão, porém, como o deslocamento e a velocidade nesta fase são muito pequenos, optou-se por considerar a magnitude do atrito estático, por representar melhor a fase.

Fazendo um diagrama de corpo livre do pistão, as forças atuantes lembram a condição do atrito cinemático na compressão, com as diferenças de que a magnitude do atrito é a do estático e que, como o pistão está agora restringido também na extremidade inferior, há ainda força a  $R_{tc}$ , a ação do topcap sobre o pistão (Figura 3.47). Adotando a hipótese que de alguma forma a água consegue entrar entre o pistão e o topcap, mobilizando assim a força  $C$ , pelo equilíbrio de forças atuantes no pistão e isolando  $R_{tc}$  neste somatório, tem-se a equação (3.35).

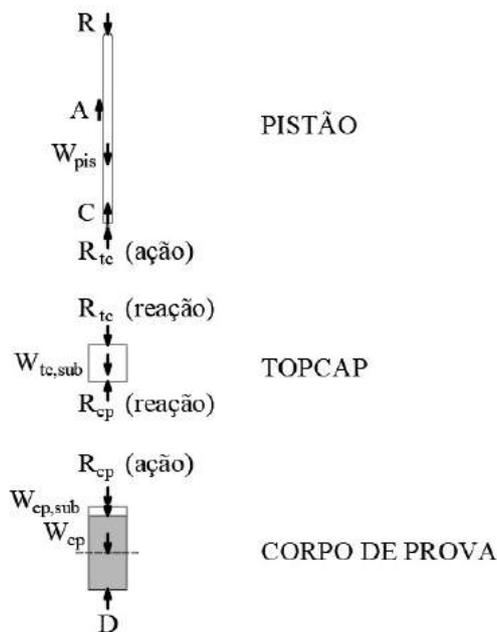


Figura 3.47: Diagramas de forças verticais.

$$R_{tc} = R + W_{pis} - A - C \quad (3.35)$$

No topcap atuam a reação do pistão (módulo igual a  $R_{tc}$  com sentido contrário) e seu peso submerso  $W_{tc,sub}$ , os quais são transferidos para o CP pela reação  $R_{cp}$  (Figura 3.47). O peso próprio submerso do CP ( $W_{cp}$ ), além do peso do elemento poroso ( $W_{ep,sub}$ ) e da força desviadora  $D$  provocada pelo movimento da prensa, também atuam sobre o solo. Assim, fazendo-se o equilíbrio de forças atuantes no topcap e no CP, têm-se, respectivamente, as equações (3.36) e (3.37). Substituindo a equação (3.35) em (3.36), e (3.36) em (3.37), chega-se à equação (3.38), com a qual se calcula a força desviadora  $D$  para o ensaio de compressão.

$$R_{cp} = R_{tc} + W_{tc,sub} \quad (3.36)$$

$$D = R_{cp} + W_{ep,sub} + W_{cp} \quad (3.37)$$

$$D = R + W_{pis} - A - C + W_{tc,sub} + W_{ep,sub} + W_{cp} \quad (3.38)$$

No caso do ensaio de extensão, como o topcap está enroscado no pistão, e este é preso à célula de carga pelo adaptador, as forças  $W_{pis}$  e  $W_{tc,sub}$  não atuam sobre o corpo de prova e, assim, a força desviadora é calculada por:

$$D = R - A - C + W_{ep,sub} + W_{cp} \quad (3.39)$$

Como o solo e as linhas estão saturados, a variação de volume do CP ( $\Delta V_{ade,i}$ ) durante a fase de adensamento é igual ao volume de água que vai do CP para o FlowTrac-II Sample. Já a variação de altura ( $\Delta h_{ade,i}$ ) é medida pelo LVDT. Considerando  $V_{s/a}$  e  $h_{s/a}$ , respectivamente, o volume e altura do CP no fim da saturação e início do adensamento, a área transversal média do CP durante o adensamento ( $A_{med}$ ) pode ser calculada pela equação (3.40) (Lambe, 1951):

$$A_{med} = \frac{V_{s/a} - \Delta V_{ade,i}}{h_{s/a} - \Delta h_{ade,i}} \quad (3.40)$$

A tensão desviadora  $\sigma_d$  pode então ser calculada por  $\sigma_d = D / A_{med}$ . Porém, como mencionado anteriormente, devido à resistência da membrana as tensões desviadora e

confinante devem ser corrigidas. Estas correções são feitas através das equações (3.32) e (3.33) apresentadas no item 3.2.3 e reproduzidas a seguir.

$$\sigma_{d,corr} = \sigma_d - \sigma_{Ma} \quad (3.32)$$

$$\sigma_{c,corr} = \sigma_c - \sigma_{Mr} \quad (3.33)$$

A tensão horizontal é aplicada pelo FlowTrac-II Cell e é a própria tensão confinante corrigida (equação (3.41)). Já a tensão vertical é a soma das tensões confinante e desviadora corrigidas (equação (3.42)). O FlowTrac-II Sample, por sua vez, mede a poropressão  $u$ , o que torna possível determinar as tensões efetivas (equações (3.43) e (3.44)). A Figura 3.48 mostra esquematicamente a fase de adensamento.

$$\sigma_h = \sigma_{c,corr} \quad (3.41)$$

$$\sigma_v = \sigma_{c,corr} + \sigma_{d,corr} \quad (3.42)$$

$$\sigma'_h = \sigma_h - u \quad (3.43)$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (3.44)$$

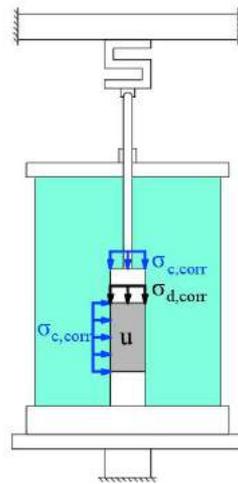


Figura 3.48: Aplicação das tensões na fase de Adensamento.

A metodologia NGI consiste na realização de ensaios, e especificamente na determinação da resistência não drenada, a partir de corpos de prova adensados para as tensões de campo. Como o solo *in situ* está sob condição geostática de repouso, os ensaios do presente trabalho foram adensados anisotropicamente.

Nos ensaios CAUCL, a relação entre as tensões efetivas horizontal e vertical foi definida pelo coeficiente de empuxo no repouso estimado a partir de ensaio de dilatômetro ( $K_{0,DMT}$ ) por Jannuzzi *et al.* (2014). Os referidos autores obtiveram que, para a argila mole de Sarapuí II,  $K_{0,DMT} = 0,6$ . Assim, os ensaios CAUCL foram adensados para  $\sigma'_h = 0,6 \sigma'_v$ . A aplicação da tensão desviadora é feita em estágios. Inicialmente aplica-se a tensão horizontal de adensamento tanto radial quanto axialmente (estágio inicial isotrópico). Em seguida, a tensão desviadora é aplicada em incrementos até se atingir o  $\sigma'_v$  desejado. O número de estágios é definido em função do coeficiente de empuxo do solo ( $\sigma'_r/\sigma'_a$  nas Figuras 3.49 e 3.50), conforme metodologia NGI. Seguindo este procedimento e assumindo  $K_0 = 0,6$ , tem-se que para os ensaios CAUCL da presente dissertação foram necessários 7 estágios.

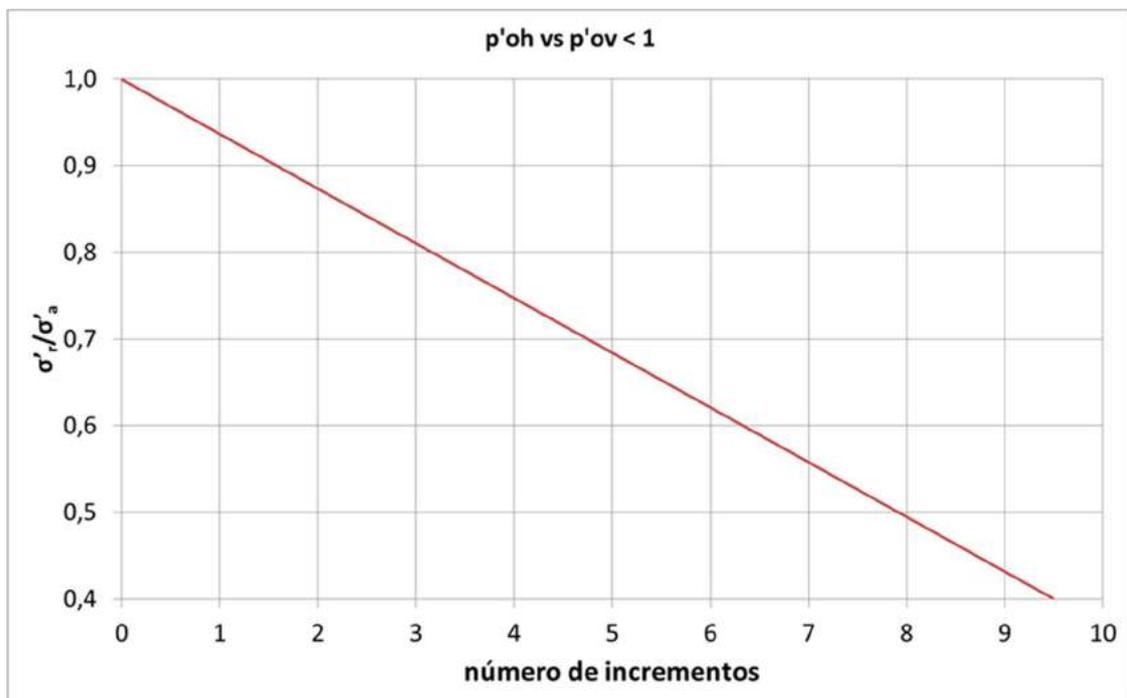


Figura 3.49: Número de incrementos para  $\sigma'_r/\sigma'_a < 1$ .



Figura 3.50: Número de incrementos para  $\sigma'_r/\sigma'_a \geq 1$ .

Já os ensaios CK<sub>0</sub>UCL e CK<sub>0</sub>UEU foram adensados para a condição de repouso ( $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$ ) com o valor de  $K_0$  determinado durante o ensaio. Como dito anteriormente, a condição  $K_0$  caracteriza-se pela deformação lateral nula ( $\epsilon_x = 0$ ). Da Teoria da Elasticidade, sabe-se que  $\epsilon_{vol} = \epsilon_y + 2\epsilon_x$ . No ensaio  $K_0$  tem-se, portanto,  $\epsilon_{vol} = \epsilon_y$ . Assim, o adensamento é feito de modo a atender a restrição de deformação lateral nula. Como o CP foi saturado,  $\epsilon_{vol}$  foi obtido com a variação de volume do FlowTrac-II Sample (conectado ao CP). Já  $\epsilon_y$  pode ser determinado com a altura inicial do CP e as leituras do LVDT da prensa. O equipamento ajusta a pressão confinante em função da variação de  $\epsilon_{vol}$  ao longo do tempo respeitando uma variação instantânea máxima de pressão permitida, de modo a satisfazer a condição  $\epsilon_{vol} = \epsilon_y$ . A Figura 3.51 ilustra o ensaio na condição  $K_0$ .

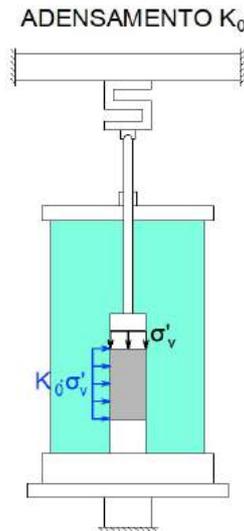


Figura 3.51: Adensamento  $K_0$  do ensaio triaxial.

Com as equações (2.3), (2.7), (2.9), é possível mostrar que:

$$\frac{q}{p'} = \frac{1 - K_0}{1 + K_0} \quad (3.45)$$

Isolando  $K_0$  na equação (3.45), tem-se que:

$$K_0 = \frac{1 - q/p'}{1 + q/p'} \quad (3.46)$$

Com a equação acima, é possível determinar  $K_0$  compilando todos os ensaios realizados, tomando para  $q/p'$  a inclinação obtida com os valores de  $p'$  e  $q$  correspondentes ao término dos adensamentos. Teoricamente este procedimento deveria fornecer uma reta com inclinação  $\frac{1-K_0}{1+K_0}$  partindo da origem (reta  $K_0$  no espaço  $q$  vs  $p'$ , conforme equação (3.45)), donde se obtém  $K_{0,ori}$ . Porém, não necessariamente os dados experimentais de  $p'$  e  $q$  resultarão em uma reta passando pela origem. Neste caso, adotou-se como  $q/p'$  o coeficiente angular na reta obtida com as coordenadas  $p'$  e  $q$  ao final do adensamento para o cálculo de  $K_{0,exp}$  com a equação (3.46). Salienta-se que esta análise somente é possível caso o OCR seja constante nas profundidades estudadas, pois sabe-se que  $K_0$  varia com o OCR e, se fosse o caso, o lugar geométrico de  $K_0$  no espaço  $q$  vs  $p'$  deixaria de ser uma reta. Como nas profundidades estudadas tem-se OCR praticamente constante e igual a 2, a análise pela reta  $K_0$  pôde ser feita.

### 3.5.4. Cisalhamento

Foram realizados ensaios CK<sub>0</sub>UCL e CK<sub>0</sub>UEU, ou seja, em ambos a tensão confinante foi mantida constante no cisalhamento enquanto a tensão desviadora aumentou gradualmente nos ensaios de compressão por carregamento (Figura 3.52a) e diminuiu nos de extensão por descarregamento (Figura 3.52b).

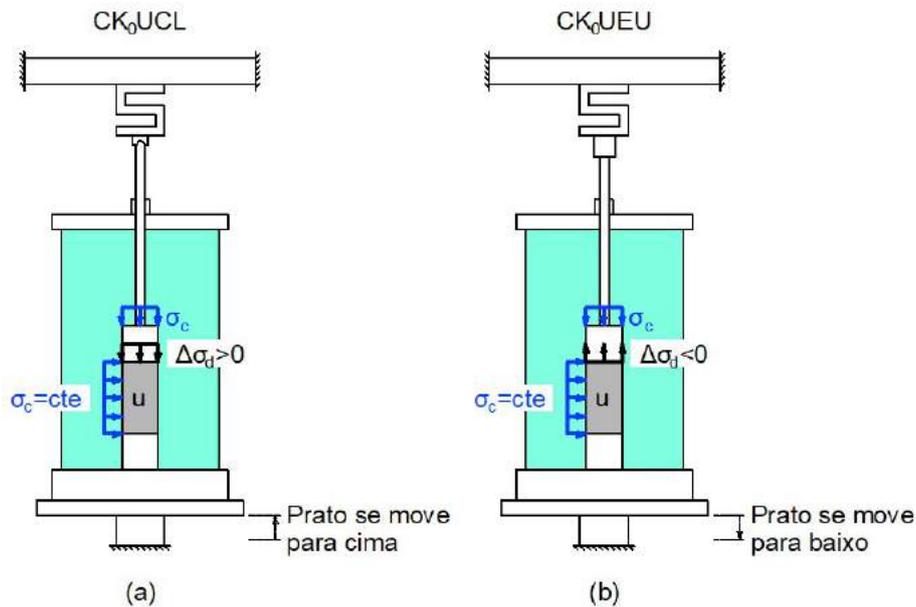


Figura 3.52: Fase de Cisalhamento dos ensaios de compressão (a) e extensão (b).

Nesta fase é imposto um movimento vertical à prensa, o qual cisalha o CP através da tensão desviadora gerada por este movimento de compressão ou extensão. Nos ensaios de compressão, tem-se a situação da Figura 3.47, de modo que a força desviadora  $D$  pode ser calculada pela equação (3.38), sendo, neste caso, considerado o atrito cinemático de compressão,  $A_{cin,c}$ , ao invés do atrito estático, o que resulta na equação (3.47).

$$D = R + W_{pis} - A_{cin,c} - C + W_{tc,sub} + W_{ep,sub} + W_{cp} \quad (3.47)$$

Já nos ensaios de extensão, o movimento descendente da prensa faz com que o atrito cinemático na extensão ( $A_{cin,e}$ ) tenha sentido vertical para baixo, como mostra a Figura 3.53. Como o pistão e o topcap estão presos ao adaptador, estes pesos não atuam no solo, de modo que a força desviadora  $D$  pode ser calculada pela equação (3.39), sendo, neste caso, considerado o atrito cinemático na extensão,  $A_{cin,e}$ , ao invés do atrito estático, resultando na equação (3.48).

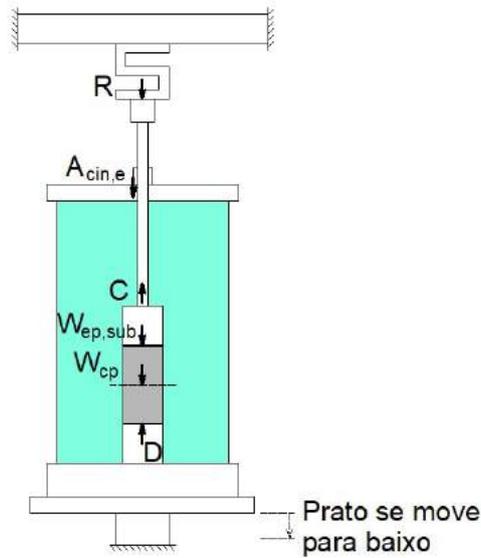


Figura 3.53: Diagrama de forças na Fase de Cisalhamento por extensão (CK<sub>0</sub>UEU).

$$D = R + A_{cin,e} - C + W_{ep,sub} + W_{cp} \quad (3.48)$$

A área transversal do CP deve ser corrigida ao longo do cisalhamento, pois há um progressivo aumento (compressão) ou diminuição (extensão) desta seção. A área corrigida ( $A_{corr}$ ) e a tensão desviadora no cisalhamento foram calculadas, respectivamente, com as equações (3.49) (Lambe, 1951) e (3.50). Já os valores de  $\sigma_{d,corr}$ ,  $\sigma_{c,corr}$ ,  $\sigma_h$ ,  $\sigma_v$ ,  $\sigma'_h$  e  $\sigma'_v$  foram calculados através das equações (3.33) e (3.41) a (3.44).

$$A_{corr} = \frac{A_{a/c}}{1 - \varepsilon_a} \quad (3.49)$$

Sendo:

$A_{a/c}$  = a área transversal do CP no fim do adensamento/início cisalhamento.

$$\sigma_d = \frac{D}{A_{corr}} \quad (3.50)$$

O excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) gerado durante o cisalhamento foi calculado pela equação (3.51), onde  $u_j$  é a poro-pressão atual e  $u_{a/c}$  é a poro-pressão no início do cisalhamento.

$$\Delta u_e = u_j - u_{a/c} \quad (3.51)$$

A velocidade de deformação específica axial utilizada ( $\dot{\epsilon}_a$ ) foi definida de modo a ser compatível com a velocidade de distorção angular ( $\dot{\gamma}$ ) utilizada por Jannuzzi (2013), a fim de permitir comparação de resultados dos ensaios triaxiais com ensaios de cisalhamento simples (DSS). Considerando o elemento de solo da Figura 3.54a, com uma determinada forma inicial (linha tracejada) e que foi deformado até uma condição final (linha contínua), têm-se nas arestas as deformações absolutas  $\delta_v/2$  e  $\delta_h/2$ . Tomando estas deformações em um plano a  $45^\circ$  (Figura 3.54b), tem-se que a deformação cisalhante ( $\epsilon_s$ ) vale:

$$\epsilon_s = \frac{\frac{\delta_v}{2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} - \frac{\delta_h}{2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}}{\frac{l\sqrt{2}}{2}} = \frac{\delta_v}{2l} - \frac{\delta_h}{2l} = \frac{\epsilon_y}{2} - \frac{\epsilon_x}{2} \quad (3.52)$$

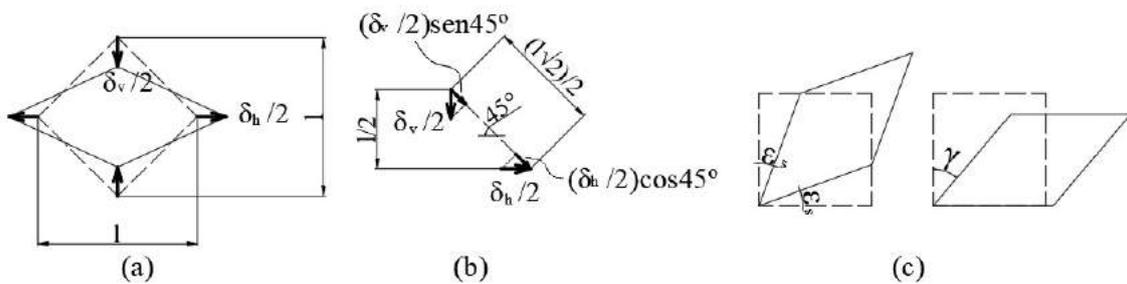


Figura 3.54: Elemento de solo distorcido (a) e (c) em um plano a  $45^\circ$  (b) (adaptado de Martins, 2017).

No caso do ensaio triaxial não drenado ( $\epsilon_v = \epsilon_y + 2\epsilon_x = 0$ ), tem-se que:

$$\epsilon_x = -\frac{\epsilon_y}{2} \quad (3.53)$$

Substituindo a equação (3.53) em (3.52) se obtém:

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_y}{2} - \left(-\frac{\epsilon_y}{2} \cdot \frac{1}{2}\right) = \frac{3\epsilon_y}{4} \quad (3.54)$$

A deformação cisalhante da notação tensorial,  $\epsilon_s$ , é a metade da distorção,  $\gamma$ , da notação da engenharia (Figura 3.54c). Assim, a equação (3.54) pode ser reescrita como:

$$\frac{\gamma}{2} = \frac{3\varepsilon_y}{4} \therefore \varepsilon_y = \frac{2}{3}\gamma \quad (3.55)$$

Considerando a taxa de distorção de  $\dot{\gamma} = 0,083\%/min$  utilizada por Jannuzzi (2013), pela equação (3.55), conclui-se que a taxa de deformação axial dos ensaios da presente dissertação deve ser dois terços deste valor, ou seja,  $\dot{\varepsilon}_a = 0,055\%/min$ . Cabe salientar que a velocidade de cisalhamento afeta diretamente a determinação de  $S_u$ . Bishop e Henkel (1957) já diziam que quanto maior a velocidade, maior será a resistência, como mostra a Figura 3.55. Ladd e DeGroot (2003) assumem como representativo de ensaios  $CK_0UC$  a velocidade  $1\%/h$  ( $0,017\%/min$ ), ou seja, três vezes menor. Portanto, caso se deseje comparar os resultados da presente dissertação com outros trabalhos, há de se levar em conta a influência de  $\dot{\varepsilon}_a$ .

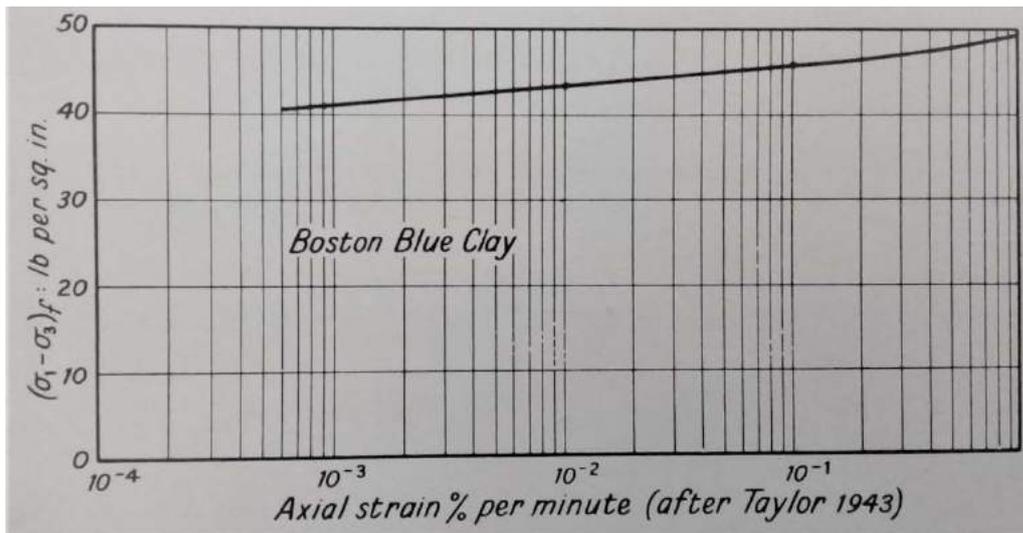


Figura 3.55: Variação da resistência com a velocidade de deformação axial para ensaios não drenados na Argila Azul de Boston.

### 3.6. Tensões confinantes utilizadas

Foram utilizadas amostras das profundidades 3, 6 e 8m. Como dito anteriormente, os corpos de prova foram adensados para as tensões de campo. Os valores de  $\sigma'_v$  foram determinados pelo peso próprio de solo com  $NA \equiv NT$  e os pesos específicos definidos por Jannuzzi (2013) (como já indicado na Figura 2.5c). Já  $\sigma'_h$  foi definido pela condição de repouso através da estimativa de  $K_0$  por ensaios de dilatômetro (ensaios CAUCL) e

diretamente pelo ensaio por meio da restrição à deformação lateral (ensaios CK<sub>0</sub>UCL e CK<sub>0</sub>UEU). Desde os testes preliminares até a obtenção dos resultados, foram realizados diversos ensaios. Destes, foram incluídos nesta dissertação dez ensaios. A Tabela 3.1 a seguir resume as tensões utilizadas na fase de adensamento em cada um. O ensaio Teste14\_CK<sub>0</sub>UCL foi erradamente adensado para  $\sigma'_v = 21$  kPa, ao invés de 18 kPa. Este erro foi causado por esquecimento da consideração da parcela P/A<sub>0</sub>. O equívoco serviu para evidenciar a relevância deste efeito indesejado, pois o ensaio foi realizado com uma tensão vertical efetiva 17% maior que a desejada.

Tabela 3.1: Tensões de adensamento dos ensaios triaxiais realizados

<b>Ensaio</b>	<b>Profundidade da amostra</b>	<b>Tensão vertical efetiva</b>	<b>Tensão horizontal efetiva</b>
Teste08_CAUCL	3m	9 kPa	0,6 x 9 = 5,4 kPa
Teste09_CAUCL	3m	9 kPa	0,6 x 9 = 5,4 kPa
Teste10_CK <sub>0</sub> UCL	3m	9 kPa	K <sub>0</sub> x 9 kPa
Teste11_CK <sub>0</sub> UCL	3m	9 kPa	K <sub>0</sub> x 9 kPa
Teste15_CK <sub>0</sub> UCL	3m	9 kPa	K <sub>0</sub> x 9 kPa
Teste14_CK <sub>0</sub> UCL	6m	21 kPa*	K <sub>0</sub> x 21 kPa
Teste21_CK <sub>0</sub> UCL	8m	26 kPa	K <sub>0</sub> x 26 kPa
Teste18_CK <sub>0</sub> UEU	3m	9 kPa	K <sub>0</sub> x 9 kPa
Teste19_CK <sub>0</sub> UEU	6m	18 kPa	K <sub>0</sub> x 18 kPa
Teste20_CK <sub>0</sub> UEU	8m	26 kPa	K <sub>0</sub> x 26 kPa

\* Ensaio equivocadamente configurado para  $\sigma'_v = 21$  kPa ao invés de 18 kPa.

## 4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Neste capítulo serão apresentados os principais resultados obtidos no estudo dos efeitos indesejados quando se utiliza baixas tensões e nos dez ensaios triaxiais listados na Tabela 3.1.

### 4.1. Efeitos indesejados

#### 4.1.1. Peso próprio, do elemento poroso, topcap e pistão

Para ensaios sob altas tensões confinantes, a tendência é que a parcela  $P/A_0$  - o efeito dos pesos do elemento poroso, topcap e pistão - seja muito menor que as demais, de modo que a tensão vertical desejada ( $\sigma_{v,des}$ ) não difere muito da tensão vertical a ser configurada ( $\sigma_{v,set}$ ) para o ensaio ( $\sigma_{v,set} \approx \sigma_{v,des}$ ), ou seja, o efeito do peso é reduzido.

Já nos ensaios sob baixas tensões confinantes  $\sigma_{v,des}$  pode ter a mesma ordem de grandeza de  $P/A_0$ . Neste caso, o peso do pistão, topcap, elemento poroso e metade do corpo de prova pode ser significativo para o cálculo de  $\sigma_{v,set}$ . Obviamente, quanto menor a tensão de ensaio, maior será a influência destes pesos. Para ilustrar esta observação, foi verificado que, para a profundidade de 3 m, a parcela  $P/A_0$  vale 37% da tensão vertical efetiva nos ensaios de compressão. Nas profundidades de 6 e 8 m, onde as tensões são maiores que em 3 m, esta relação cai, respectivamente, para 18 e 13%.

Nos ensaios de extensão, onde o pistão e o topcap estão presos à célula de carga, a influência de  $P/A_0$  é consideravelmente reduzida, ficando entre 1 e 2% de  $\sigma'_v$ . Isto mostra que, dentre os pesos considerados, o do topcap e, principalmente, do pistão, são os mais relevantes e de maneira nenhuma devem ser desconsiderados como cargas verticais aplicadas sobre o CP. A Tabela 4. 1 a seguir resume as conclusões acima descritas.

Tabela 4. 1: Influência dos pesos do pistão, topcap, elemento poroso e metade superior do CP na tensão vertical efetiva.

Ensaio	Profundidade (m)	Tensão devida aos pesos, $P/A_0$ (kPa)	Tensão vertical efetiva do ensaio, $\sigma'_v$ (kPa)	$\frac{P/A_0}{\sigma'_v}$
Teste08_CAUCL	3	3,3	9	37%
Teste09_CAUCL	3	3,3	9	37%
Teste10_CK <sub>0</sub> UCL	3	3,3	9	37%
Teste11_CK <sub>0</sub> UCL	3	3,3	9	37%
Teste15_CK <sub>0</sub> UCL	3	3,3	9	37%
Teste14_CK <sub>0</sub> UCL	6	3,3	21	18%
Teste21_CK <sub>0</sub> UCL	8	3,3	26	13%
Teste18_CK <sub>0</sub> UEU	3	0,2	9	2%
Teste19_CK <sub>0</sub> UEU	6	0,2	18	1%
Teste20_CK <sub>0</sub> UEU	8	0,2	26	1%

#### 4.1.2. Atrito pistão-célula

Para a consideração do atrito, a princípio foram ajustadas equações senoidais que descrevessem a oscilação observada ao longo do deslocamento. A Figura 4.1 mostra o atrito medido na extensão para pressão confinante de 25 kPa e as curvas senoidais ajustadas.

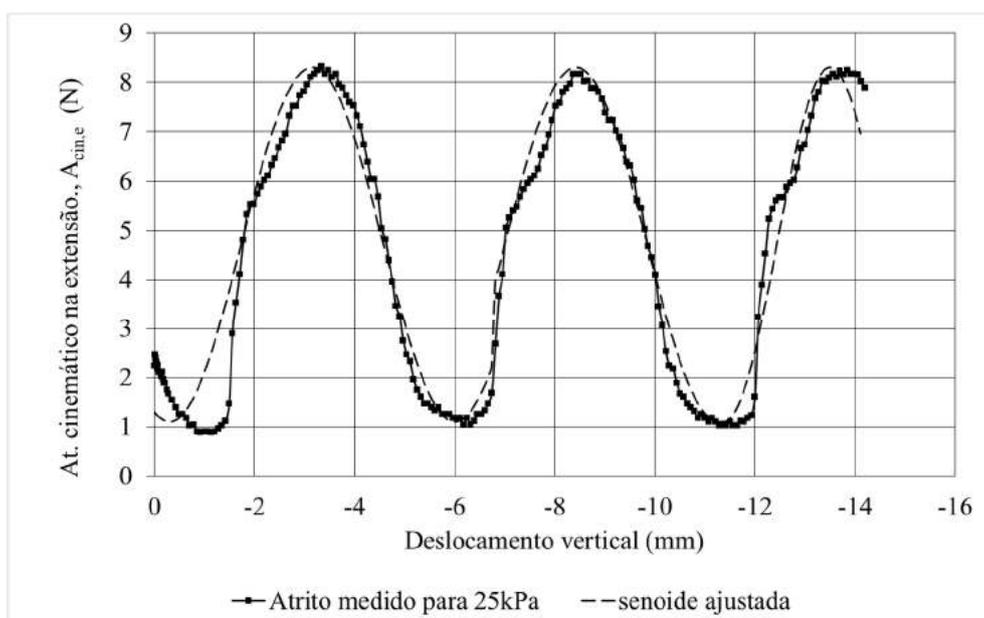


Figura 4.1: Senoide ajustada para atrito medido na extensão com pressão confinante de 25 kPa.

A ideia inicial era associar o atrito ajustado pelas curvas senoidais aos resultados dos ensaios triaxiais através de correspondência pelo deslocamento vertical da prensa. Porém, esta associação provocou distorções no gráfico  $(\sigma_v - \sigma_h)$  vs  $\epsilon_a$ , como mostra a Figura 4.2, onde tentou-se fazer a associação senoidal para o ensaio Teste18\_CK<sub>0</sub>UEU. Verificou-se que a correção do atrito desta maneira é problemática, pois as medições de atrito mostraram que a magnitude, amplitude e posições dos picos e vales ao longo do deslocamento são variáveis, ainda que se as medições sejam feitas com a mesma pressão confinante, como mostra a Figura 4.3 para o caso de pressão confinante de 25 kPa. Diante disso, desistiu-se de considerar o atrito por equações senoidais tanto nos ensaios de compressão quanto nos de extensão.

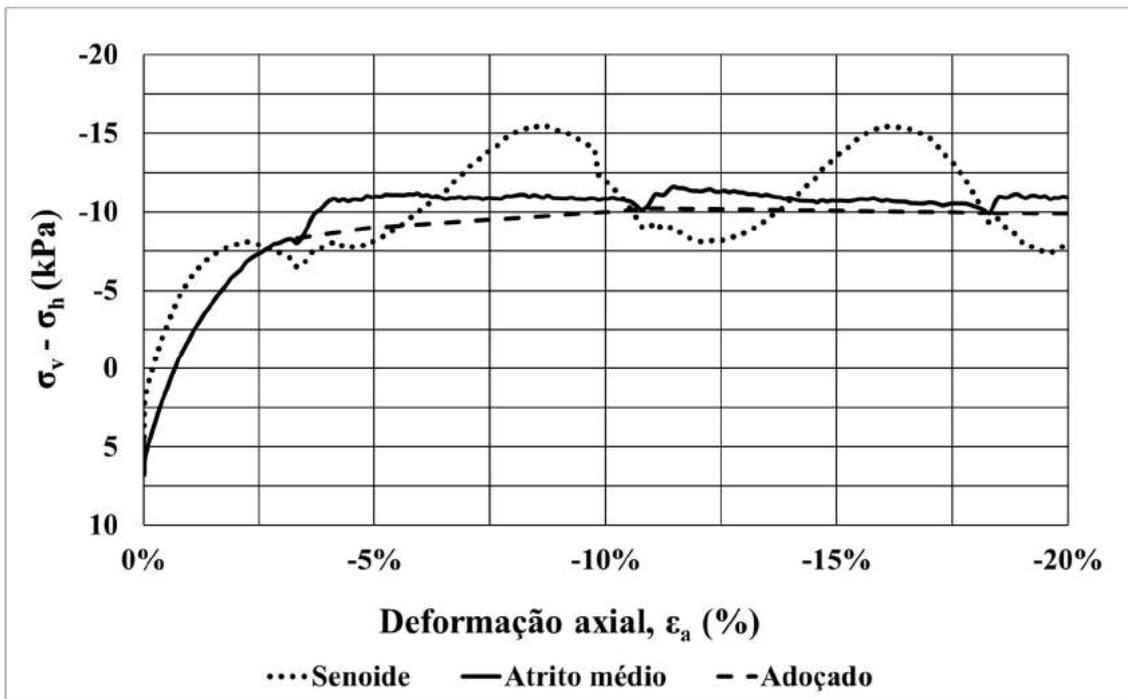


Figura 4.2: Correções do atrito: ajuste senoidal e atrito médio adoçado (Teste18\_CK<sub>0</sub>UEU).

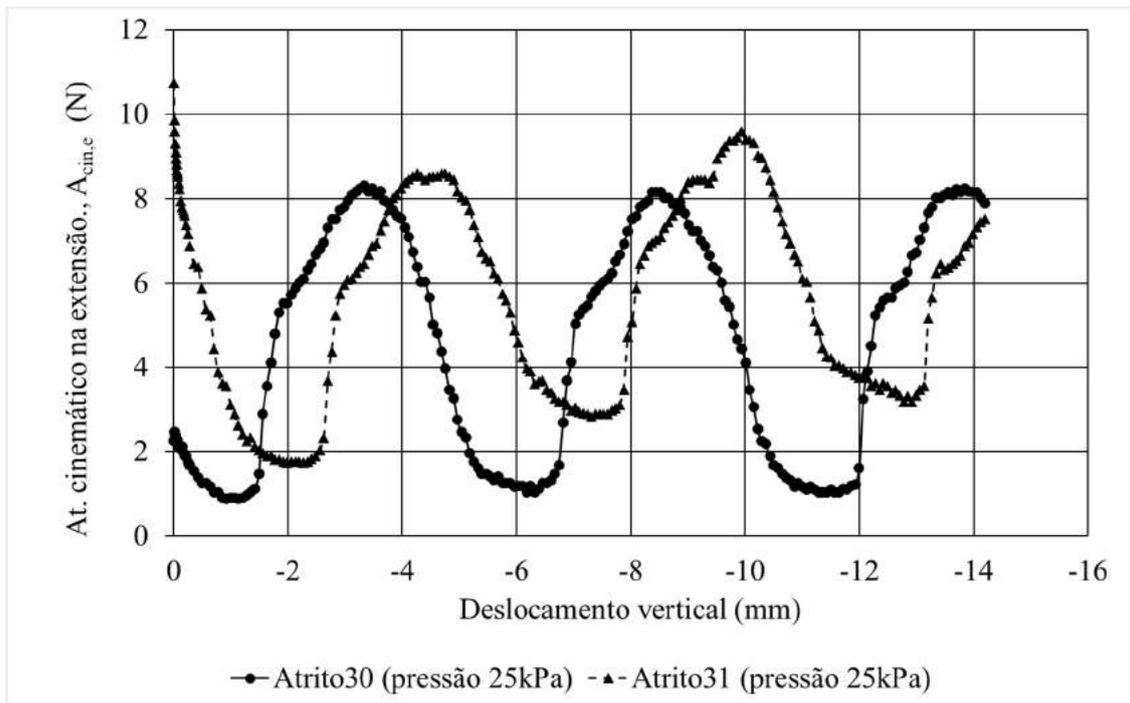


Figura 4.3: Obtenção de curvas diferentes para mesma pressão confinante.

Observa-se, portanto, um comportamento predominante, que é a oscilação ao longo do deslocamento da prensa. Entretanto, não há um comportamento que possa ser simulado para ser utilizado como correção dos ensaios. Diante disto, optou-se por considerar nos ensaios a média do atrito medido e adoçar o gráfico, a fim de desprezar os trechos claramente afetados pela oscilação do atrito e considerar a tendência de comportamento do gráfico. É o que está exemplificado na Figura 4.2. Ao considerar o atrito médio, observam-se três protuberâncias no gráfico (entre as deformações 3,3 e 10,7%; 11 e 18,2%; e 18,4 e 20%). Estes três trechos foram adoçados (linhas tracejadas) a sentimento, seguindo a tendência do gráfico. Note-se que o resultado obtido com este procedimento (atrito médio + adoçamento) faz mais sentido do que o gráfico que considera o atrito pelo ajuste com as curvas senoidais (pontilhado).

Com as medições do atrito na compressão ( $A_{cin,c}$ ) e na extensão ( $A_{cin,e}$ ) para diferentes pressões confinantes, foi possível determinar o atrito médio (linhas contínuas na Figura 4.4) e o desvio padrão (linhas tracejadas na Figura 4.4) em função de  $\sigma_c$ .

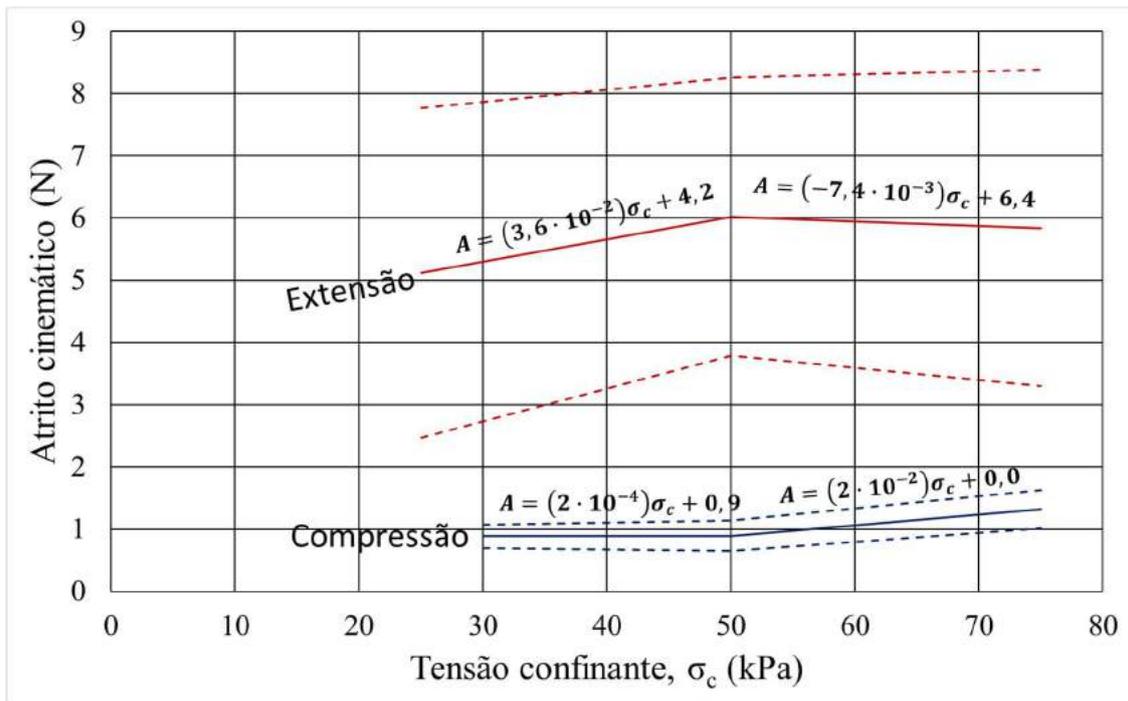


Figura 4.4: Equações da força de atrito em função da tensão confinante na compressão e na extensão.

Note-se que a magnitude obtida na extensão é consideravelmente maior do que no caso da compressão. Além disso, na extensão não foi constatada uma relação clara de proporcionalidade entre o atrito e a tensão confinante, como mostra a Figura 4.5. O autor do presente trabalho reconhece que não foi possível explicar o motivo de tamanha diferença entre os atritos na compressão e extensão. Uma hipótese seria que os apertos dos parafusos no adaptador que prende o pistão na célula de carga afeta de alguma forma as leituras de força.

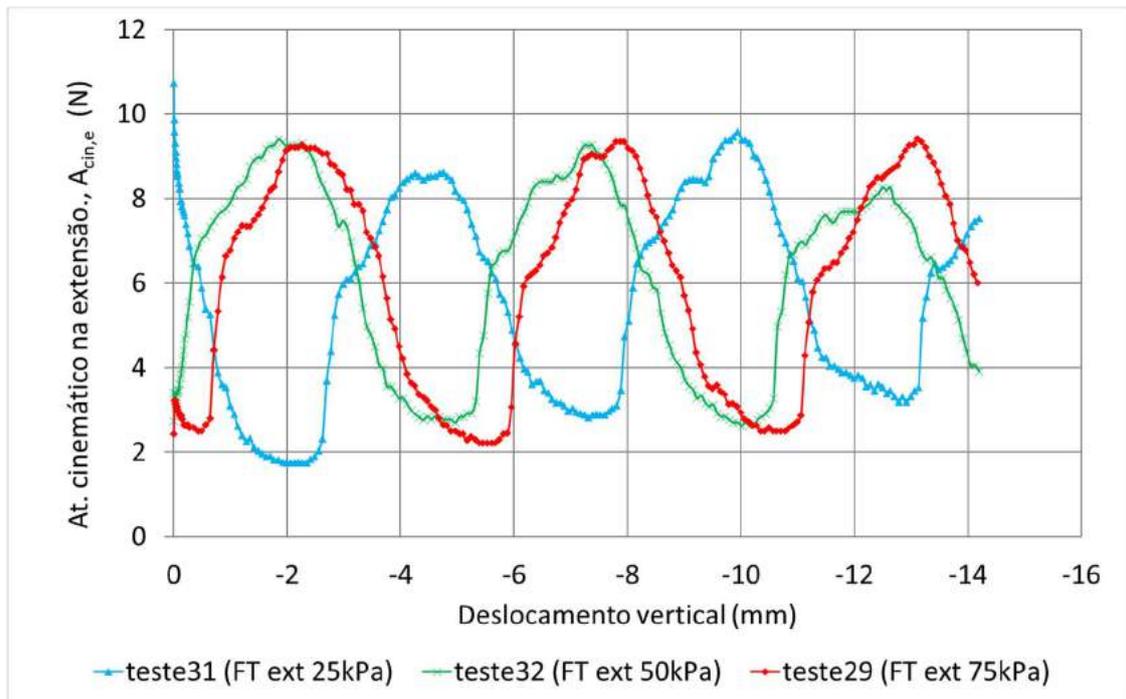


Figura 4.5: Atrito medido na extensão para tensões confinantes de 25, 50 e 75 kPa.

Após os testes com graxa teflonada e a verificação de menores amplitude e magnitudes do atrito, realizou-se o ensaio Teste21\_CK<sub>0</sub>UCL passando a graxa no pistão e na tampa da câmara triaxial com a expectativa de minimizar a influência do atrito. Porém, como será visto mais adiante na Figura 4.66, este objetivo não foi atingido, sendo observada as oscilações e a necessidade de adoçar o gráfico. Pretendia-se realizar um novo ensaio com a aplicação de  $\sigma_c$  com coluna d'água para verificar se há oscilação do atrito com este sistema, porém, devido à falta de tempo hábil para realizar o ensaio e para não comprometer o prazo de conclusão, não foi possível a execução do ensaio, ficando esta como uma sugestão para futuras pesquisas.

#### 4.1.3. Resistência da membrana

Foram obtidos valores negativos da resistência radial da membrana ( $\sigma_{Mr}$ ), calculada com a equação (3.31), indicando que a membrana é tracionada. Isso ocorre porque o diâmetro da membrana não esticada é menor que o do CP, como ilustra a Figura 4.6. Assim, ao ser colocada, a membrana aplica uma pequena compressão no CP, a qual varia ao longo do ensaio devido a variação do diâmetro do CP com a aplicação das tensões. Portanto, há um acréscimo de tensão radial aplicada ( $\sigma_{Mr} < 0 \rightarrow \sigma_{c,corr} = \sigma_c - \sigma_{Mr} \rightarrow \sigma_{c,corr} > \sigma_c$ ).

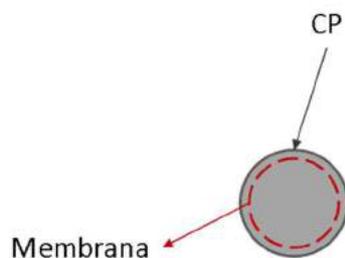


Figura 4.6: Diâmetro do CP e da membrana.

A influência da resistência axial da membrana ( $\sigma_{Ma}$ ) aumenta no cisalhamento por compressão ou extensão, conforme deformações axiais na membrana ( $\epsilon_{Ma}$ ) cada vez maiores vão sendo impostas pela prensa, pois estas deformações também mobilizam a resistência da membrana.

Observou-se nos ensaios que  $\sigma_{Mr}$  pode valer desde 7 até 33% de  $\sigma'_c$ . Já  $\sigma_{Ma}$  ficou entre 7e 21% de  $\sigma_d$ . Esta variação ocorre devido a influência de fatores como a colocação da membrana, dimensão do CP inicial e sua variação devido às deformações impostas pelas tensões de ensaio, e variação nos parâmetros de elasticidade da membrana (diferentes  $E_{mem}$  e  $\nu_{mem}$  pelo uso de membranas distintas ou mudança nos parâmetros devido à reutilização).

Percebe-se a necessidade de uma especial habilidade ao executor do ensaio em fazer o desbastamento no torno durante a moldagem com esmero, de modo que o CP não tenha um diâmetro muito diferente do da membrana não esticada. Porém, ao trabalhar com argila mole, a própria montagem do ensaio e posicionamento do elemento poroso e topcap já podem causar deformações que induzam alguma pequena tensão pela resistência da membrana.

Berre (1982) recomenda que a membrana seja substituída por uma interface água-parafina nos ensaios em argilas moles homogêneas com tensões horizontais efetivas de até 100 kPa, pois, segundo o referido autor, não ocorre vazamento neste caso. Posteriormente, Berre (2017) comentou que este procedimento não deve ser usado quando a tensão axial efetiva for menor que a tensão radial efetiva como, por exemplo, nos ensaios de extensão. Ainda que seja restrita ao ensaio de compressão, acredita-se que a solução é muito interessante no intuito de acabar com o efeito indesejado da membrana.

A Tabela 4.2 a seguir resume as relações médias  $\sigma_{Mr}/\sigma'_c$  e  $\sigma_{Ma}/\sigma_d$  para cada ensaio:

Tabela 4.2: Relações médias  $\sigma_{Mr}/\sigma'_c$  e  $\sigma_{Ma}/\sigma_d$

Ensaio	Profundidade (m)	Média ao longo do cisalhamento	
		$\sigma_{Mr}/\sigma'_c$	$\sigma_{Ma}/\sigma_d$
Teste08_CAUCL	3	(*)	(*)
Teste09_CAUCL	3	21%	10%
Teste10_CK <sub>0</sub> UCL	3	33%	9%
Teste11_CK <sub>0</sub> UCL	3	27%	15%
Teste15_CK <sub>0</sub> UCL	3	17%	11%
Teste14_CK <sub>0</sub> UCL	6	12%	7%
Teste21_CK <sub>0</sub> UCL	8	18%	8%
Teste18_CK <sub>0</sub> UEU	3	7%	17%
Teste19_CK <sub>0</sub> UEU	6	7%	21%
Teste20_CK <sub>0</sub> UEU	8	9%	13%

(\*) Os parâmetros de elasticidade da membrana não foram determinados neste ensaio.

#### 4.1.4. Análise conjunta

As Figuras 4.7 a 4.16 a seguir comparam a influência dos efeitos indesejados abordados neste trabalho. Foram plotados os gráficos adoçados, a fim de não provocar poluição visual pelo excesso de informação.

Durante o ensaio Teste08\_CAUCL o computador reiniciou sozinho devido a um problema na fonte enquanto a prensa continuou rompendo o solo por compressão. O ensaio foi reiniciado, porém, as leituras na região do pico infelizmente não puderam ser determinadas (ver Figura 4.7).

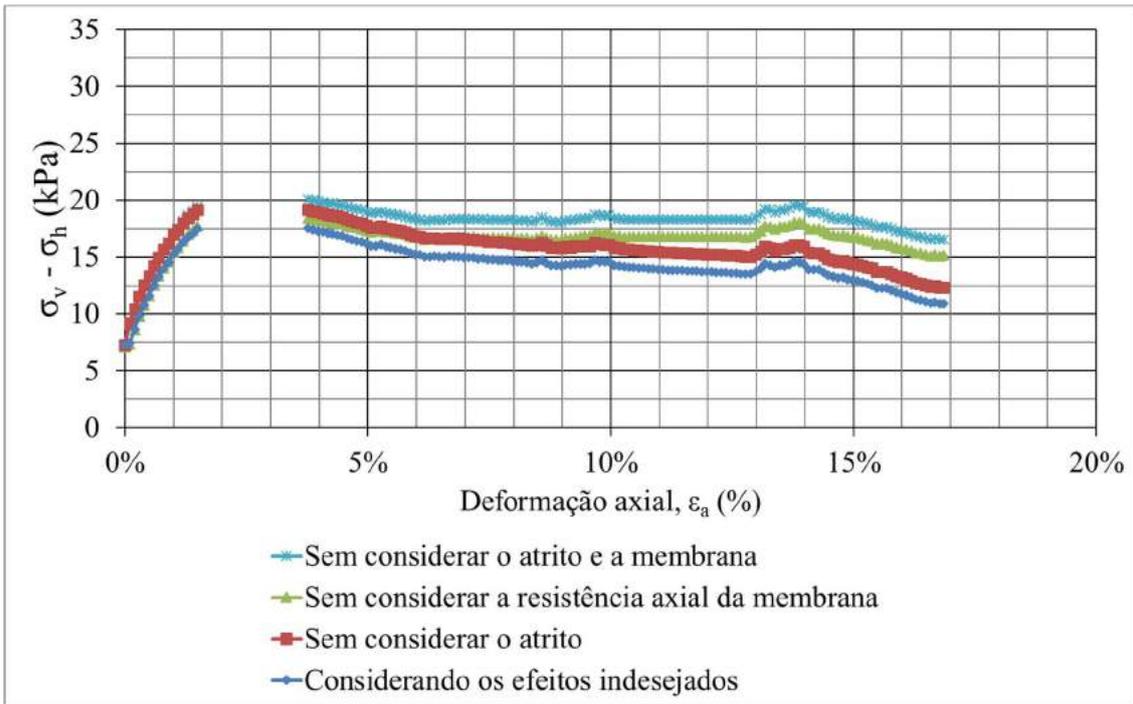


Figura 4.7: Comparação dos efeitos indesejados – Teste08\_CAUCL (prof. 3 m).

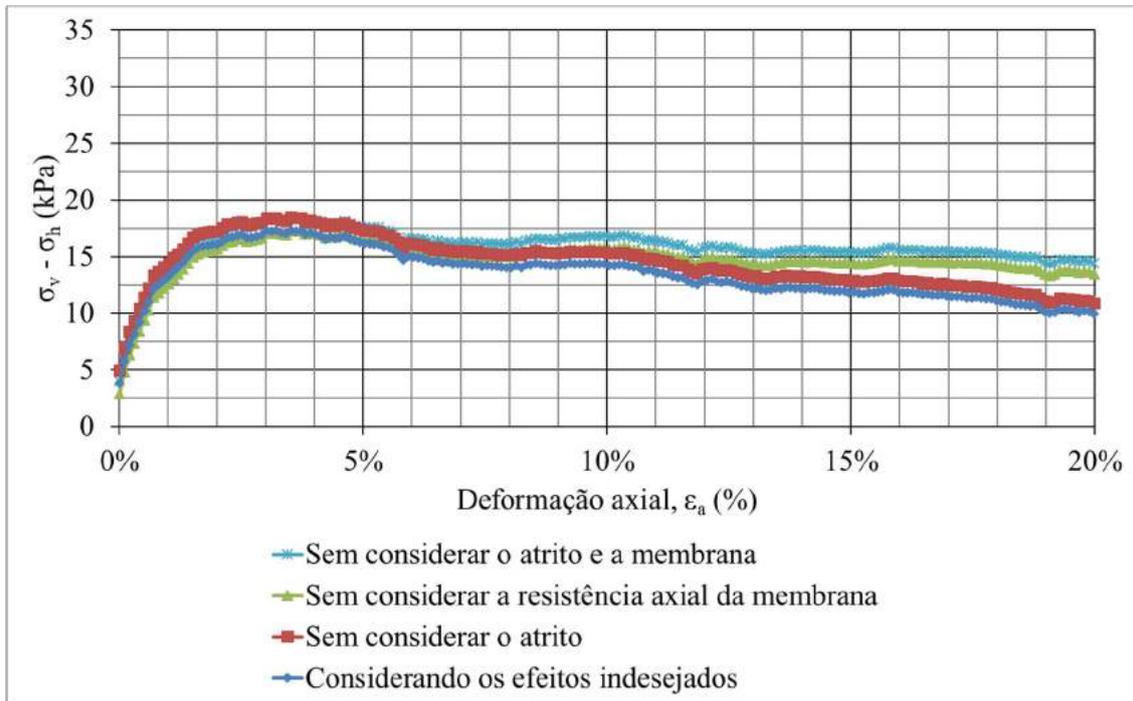


Figura 4.8: Comparação dos efeitos indesejados – Teste09\_CAUCL (prof. 3 m).

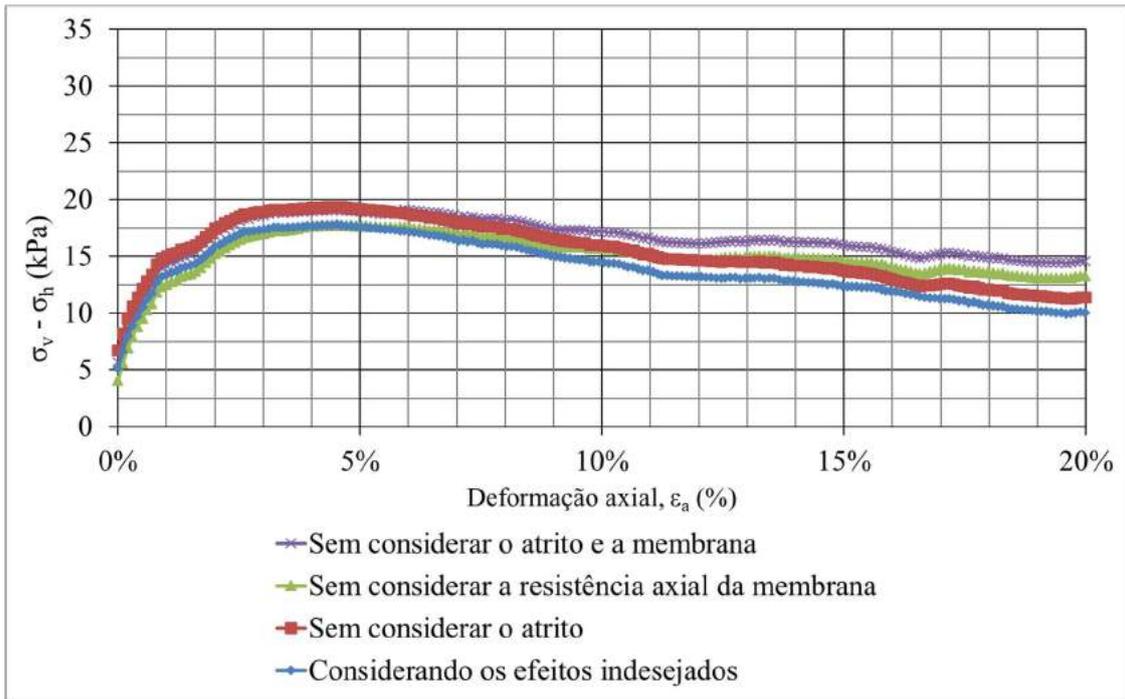


Figura 4.9: Comparação dos efeitos indesejados – Teste10\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

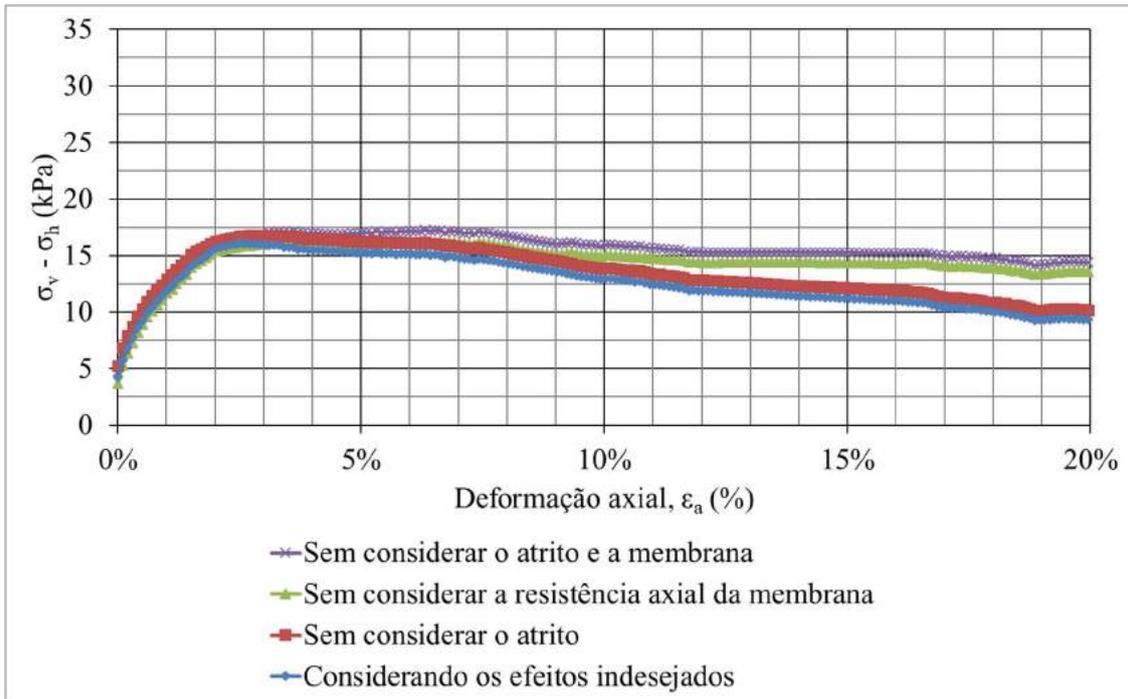


Figura 4.10: Comparação dos efeitos indesejados – Teste11\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

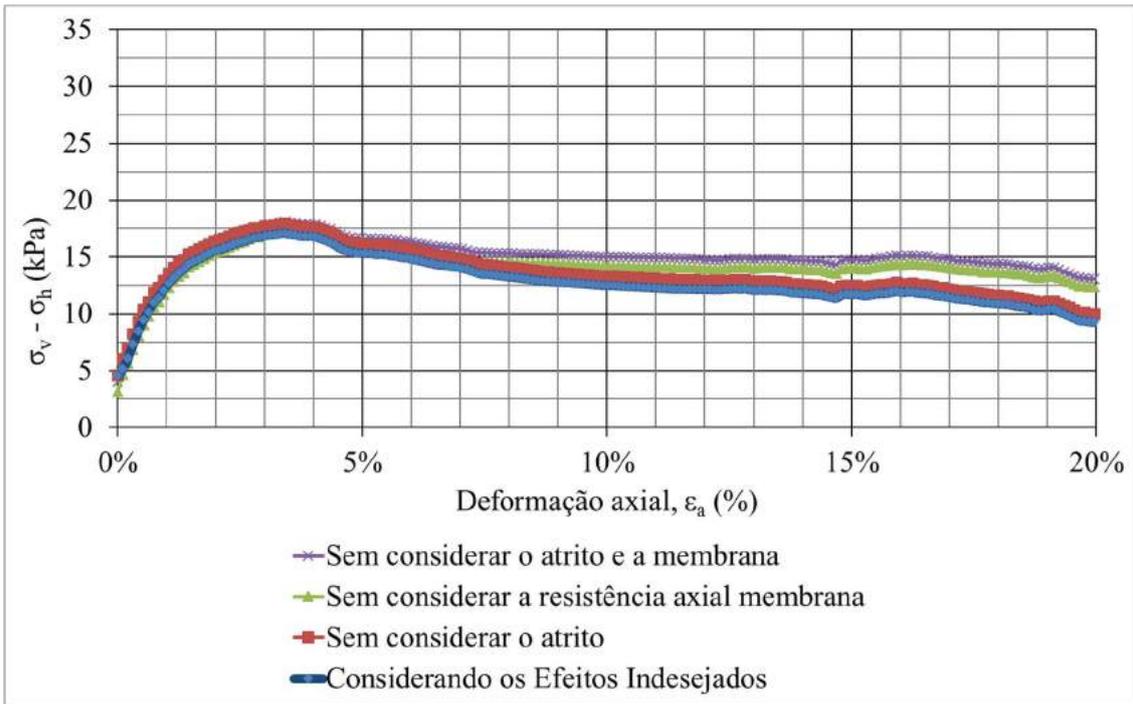


Figura 4.11: Comparação dos efeitos indesejados – Teste15\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

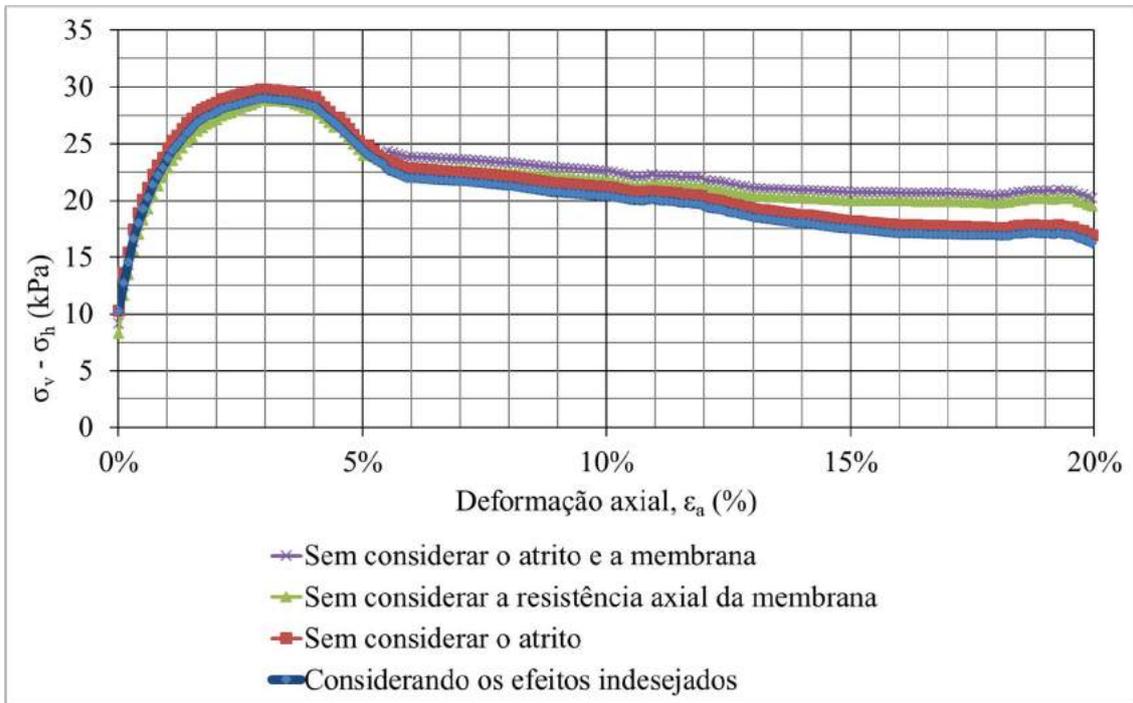


Figura 4.12: Comparação dos efeitos indesejados – Teste14\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 6 m).

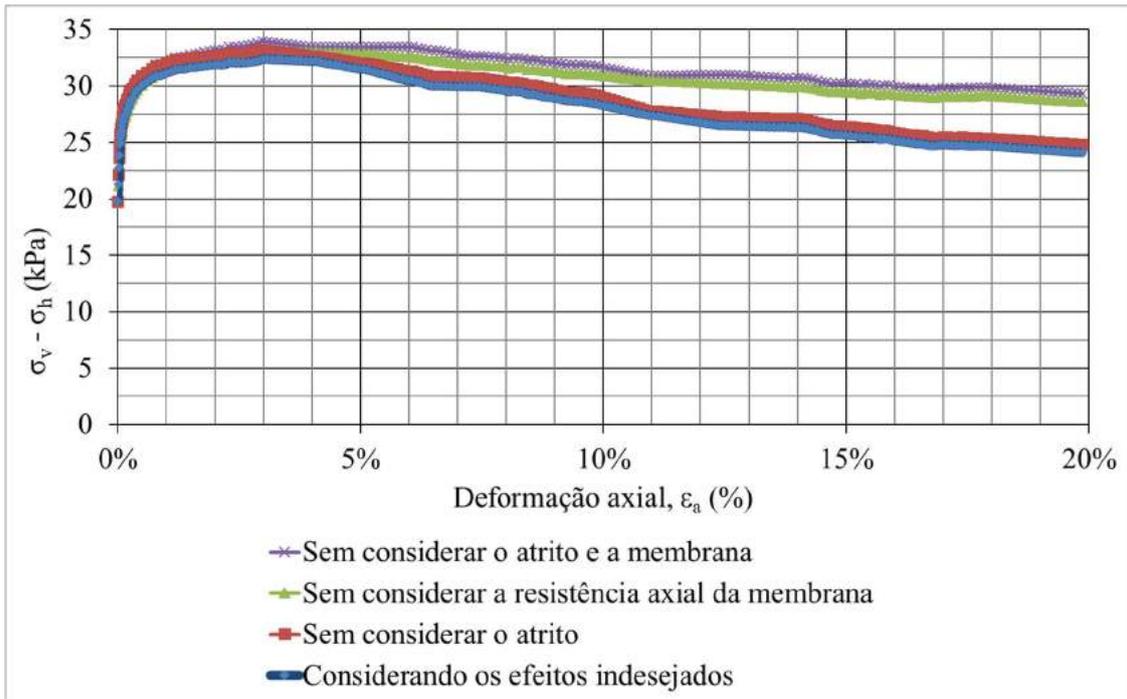


Figura 4.13: Comparação dos efeitos indesejados – Teste21\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 8 m).

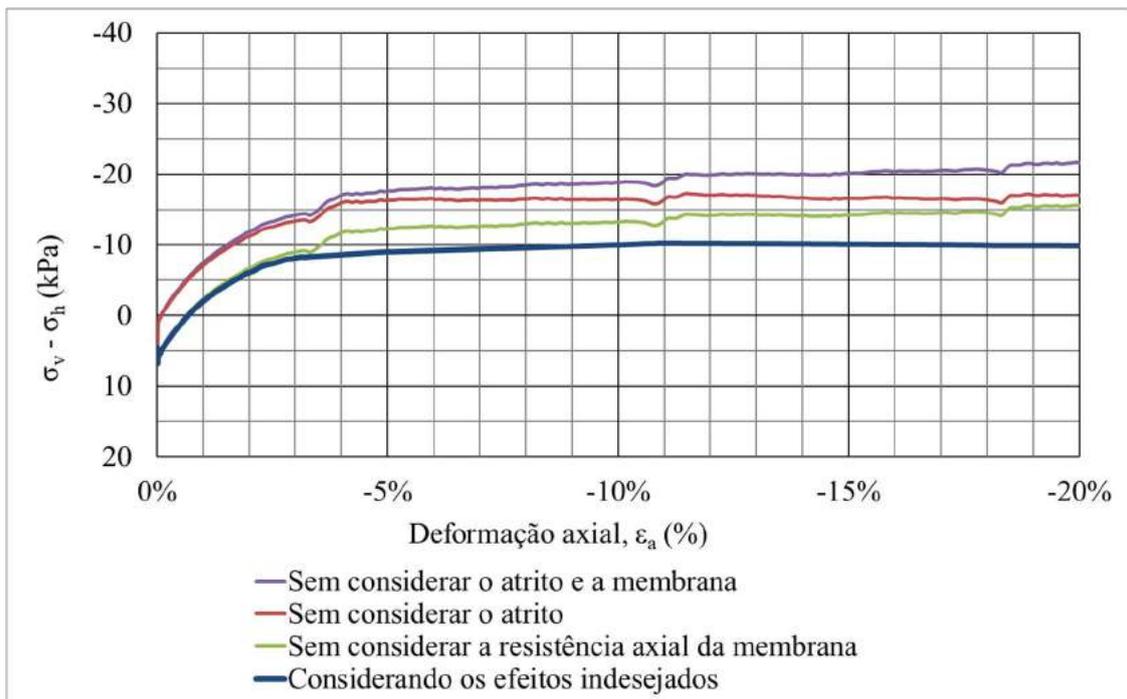


Figura 4.14: Comparação dos efeitos indesejados – Teste18\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 3 m).

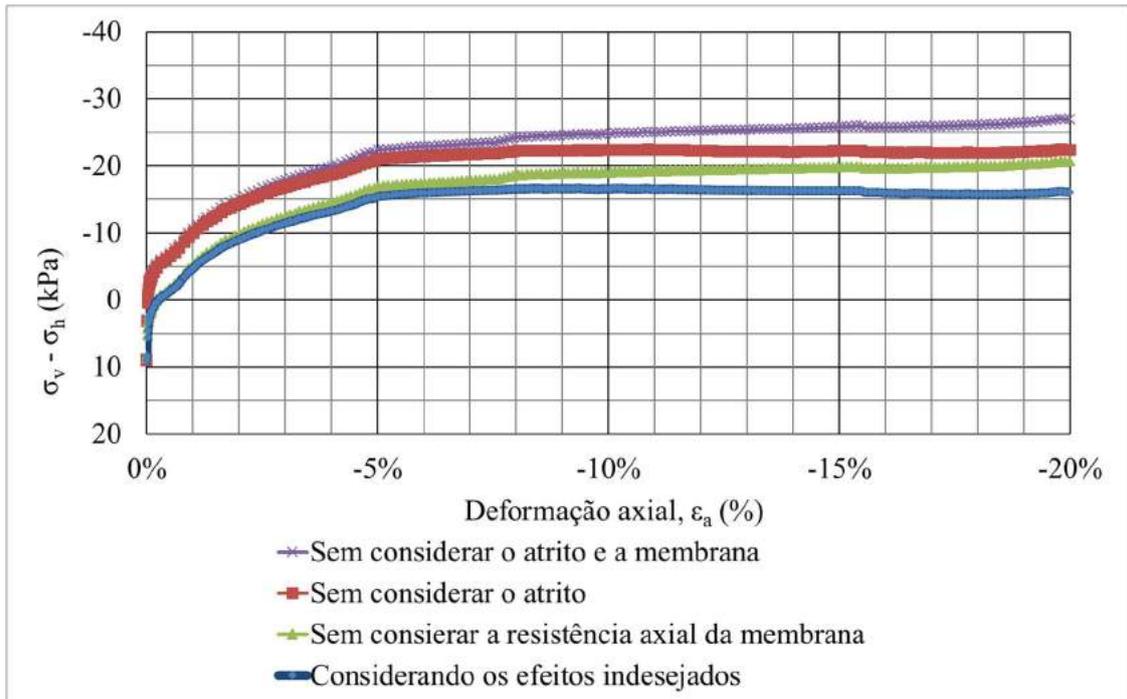


Figura 4.15: Comparação dos efeitos indesejados – Teste19\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 6 m).

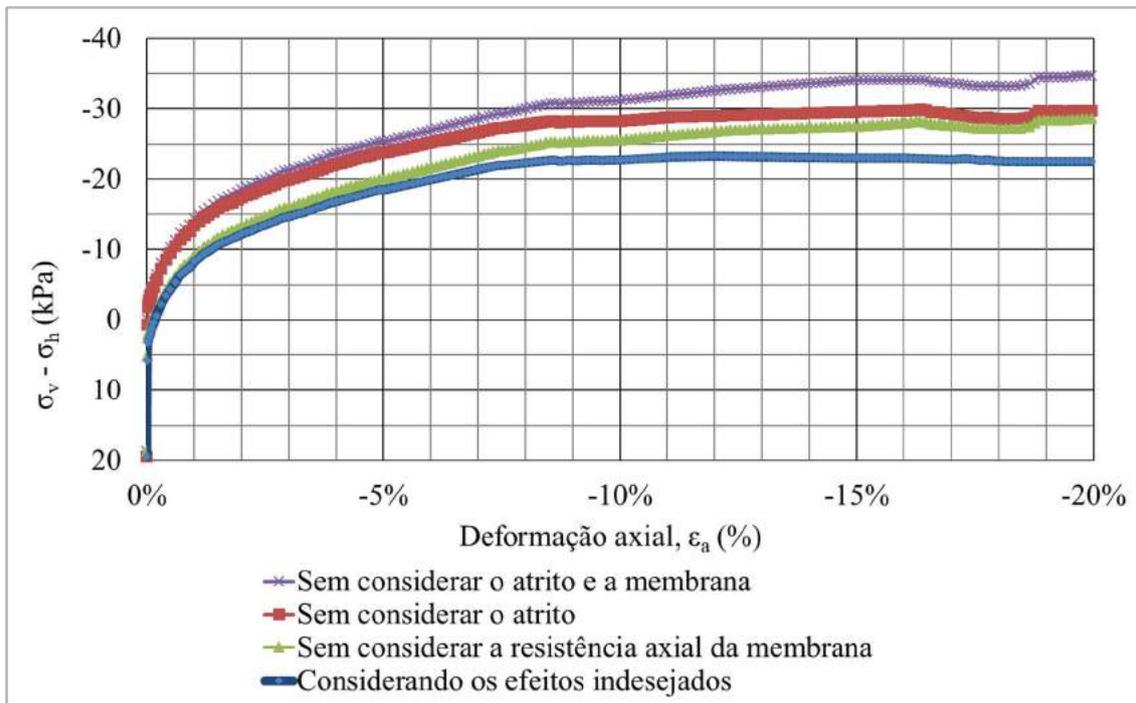


Figura 4.16: Comparação dos efeitos indesejados – Teste20\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 8 m).

Analisando as Figuras 4.7 a 4.13, correspondentes aos ensaios de compressão, nota-se que no início do cisalhamento e na região do pico, a consideração do atrito é a mais

relevante. Para grandes deformações, conforme o CP e a membrana se deformam,  $\sigma_{Ma}$  passa a ser o efeito de maior importância. Berre (1982) já havia constatado esta influência e aponta que o uso de membrana deve ser evitado sempre que possível. Já nos ensaios de extensão, correspondentes às Figuras 4.14 a 4.16, o atrito passa a ser o efeito mais importante em todo o ensaio. Como o atrito cinemático é mobilizado no início do cisalhamento a partir do movimento da prensa, há ainda um efeito de rigidez inicial na primeira leitura que, caso o atrito não seja considerado, obtém-se um comportamento mais rígido, como ilustra a Figura 4.17.

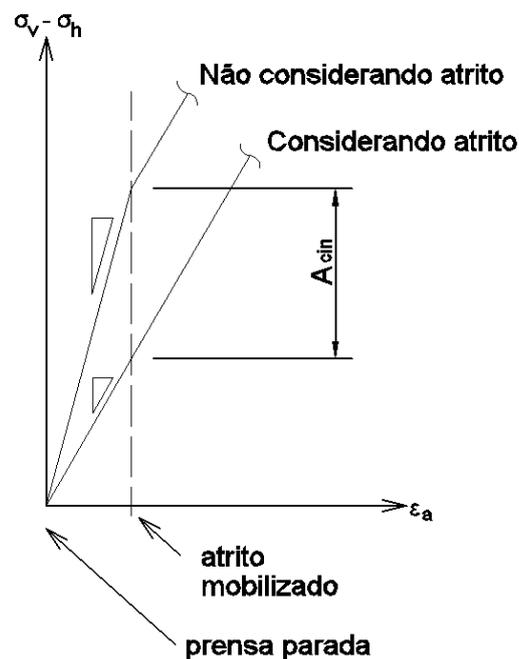


Figura 4.17: Interferência do atrito na determinação da rigidez.

Há ainda o efeito de  $\sigma_{Mr}$ . Ao negligenciar a resistência radial da membrana, o operador pode considerar erradamente uma tensão confinante menor do que realmente está sendo aplicada. De maneira análoga, caso não se leve em conta a carga  $P/A_0$  (cargas devidas aos pesos do elemento poroso, topcap e pistão), se estará cometendo o erro de assumir uma tensão desviadora menor do que a que realmente atua sobre o CP. Ambos os erros, assim como os relatados anteriormente, refletem no comportamento tensão-deformação.

Considerando todos os efeitos indesejados, verifica-se então que o erro associado é menor para pequenas deformações, antes do pico, enquanto que para maiores deformações o erro é consideravelmente maior.

## 4.2. Saturação

As Figuras 4.18 a 4.37 a seguir mostram os incrementos de tensão confinante ( $\Delta\sigma_c$ ) aplicados na fase de saturação de cada ensaio, bem como o aumento de poro-pressão ( $\Delta u$ ) ocorridos a partir destes incrementos. Também é mostrada a evolução do parâmetro B ao longo do tempo e dos incrementos.

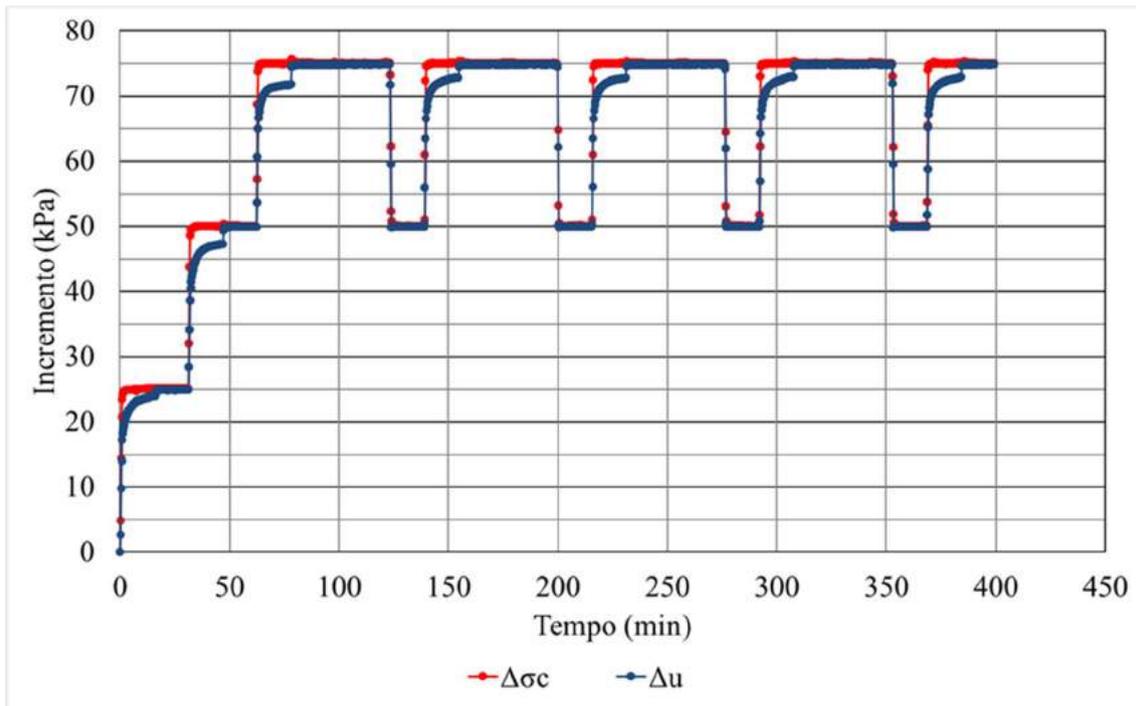


Figura 4.18: Fase de saturação – incrementos  $\Delta\sigma_c$  e  $\Delta u$  – Teste08\_CAUCL (prof. 3 m).

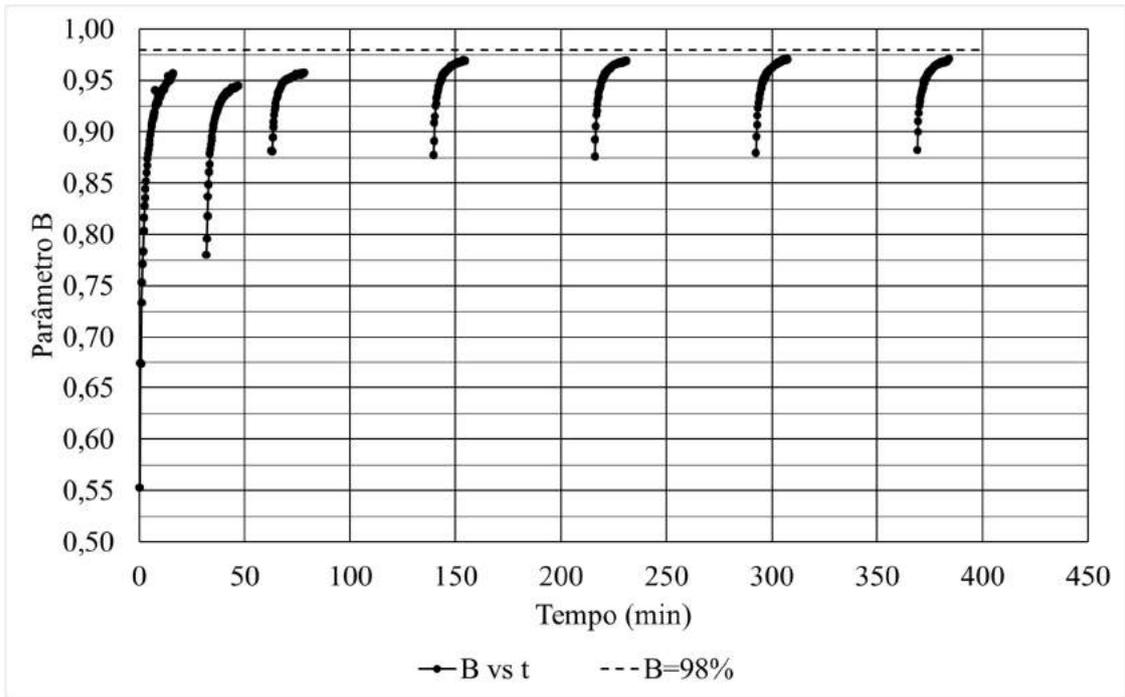


Figura 4.19: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste08\_CAUCL (prof. 3 m).

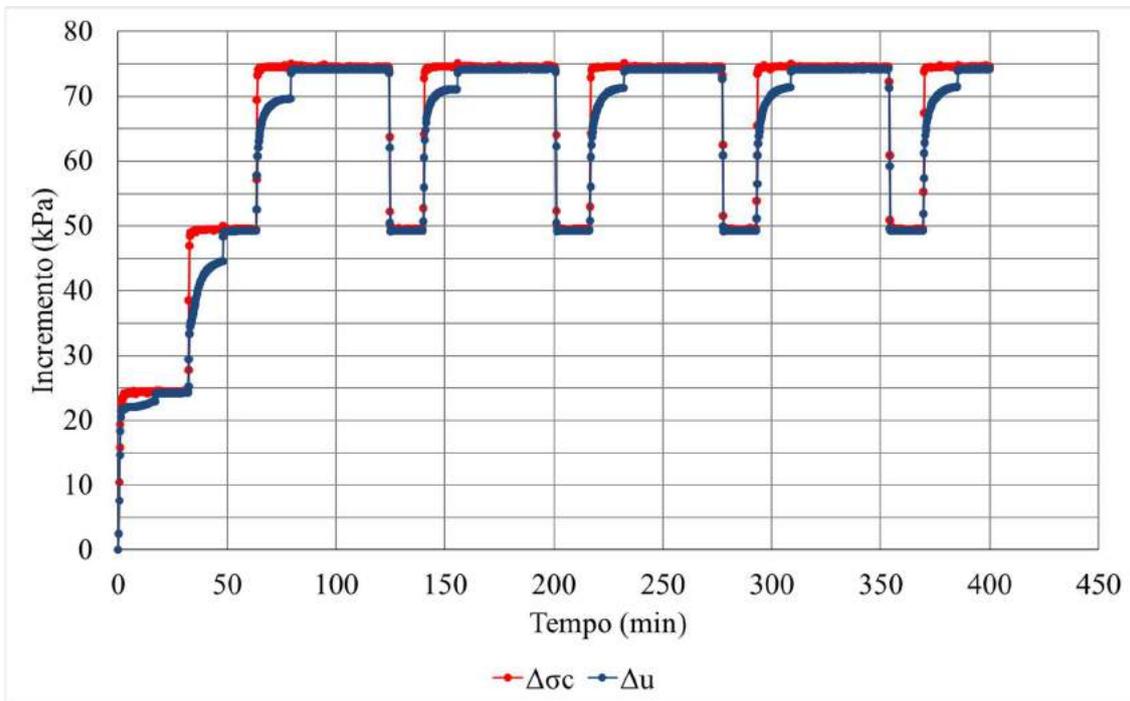


Figura 4.20: Fase de saturação – incrementos  $\Delta\sigma_c$  e  $\Delta u$  – Teste09\_CAUCL (prof. 3 m).

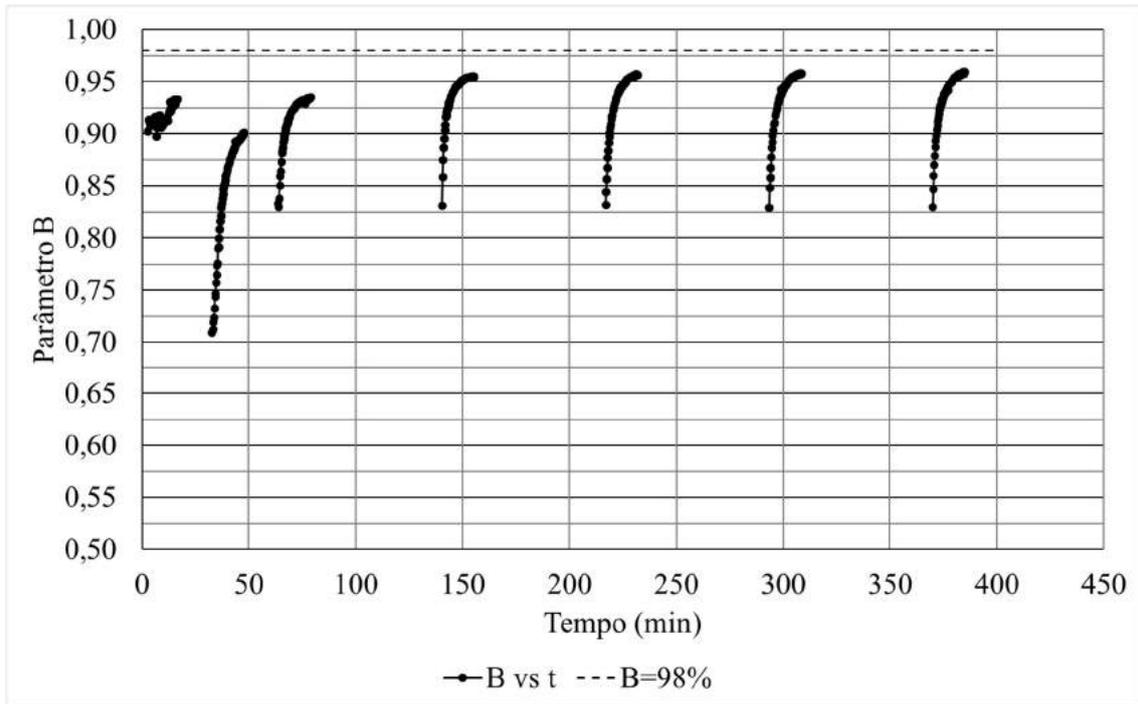


Figura 4.21: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste09\_CAUCL (prof. 3 m).

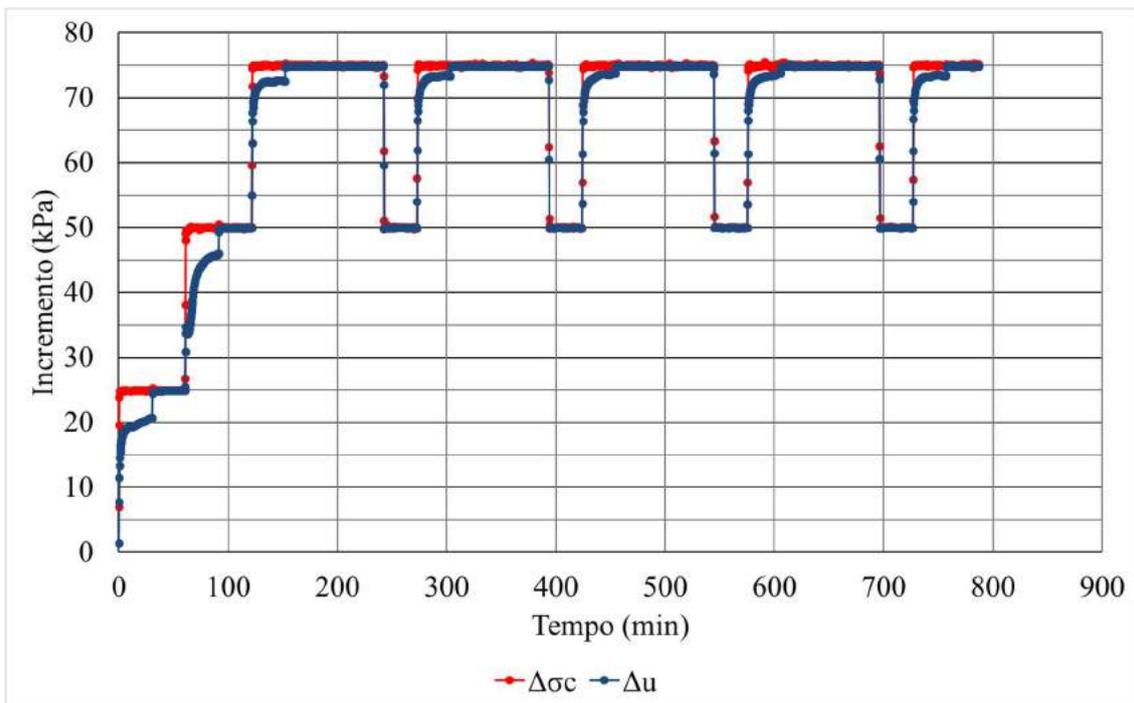


Figura 4.22: Fase de saturação – incrementos  $\Delta\sigma_c$  e  $\Delta u$  – Teste10\_CK0UCL (prof. 3 m).

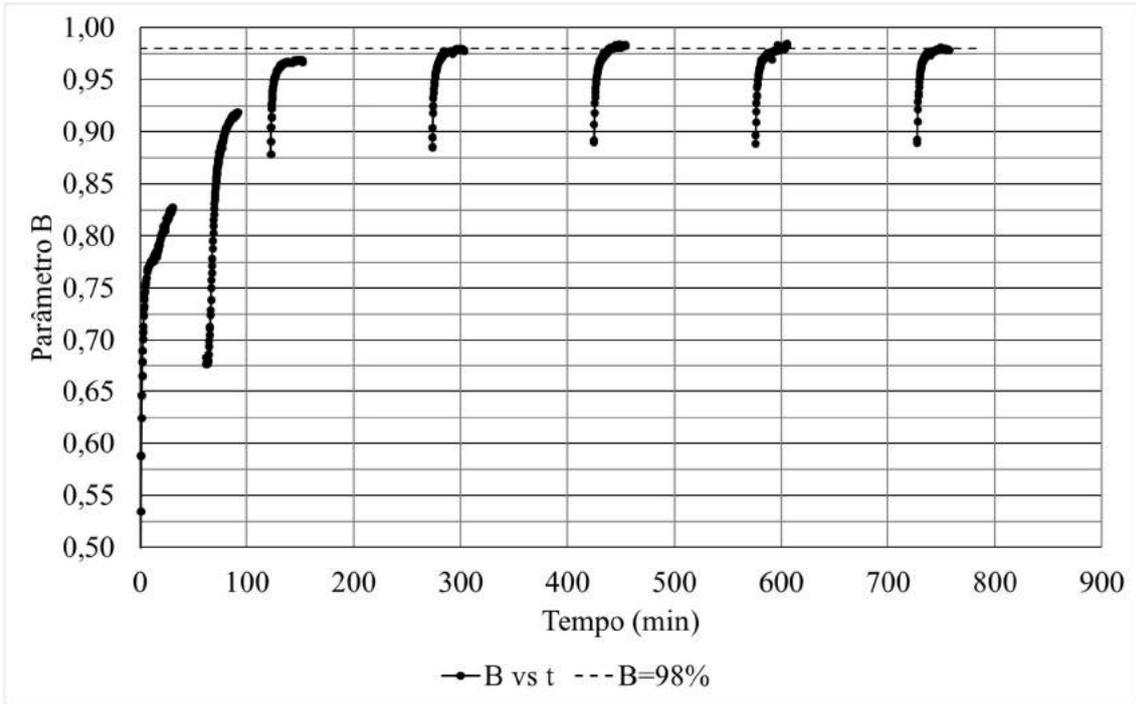


Figura 4.23: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste10\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

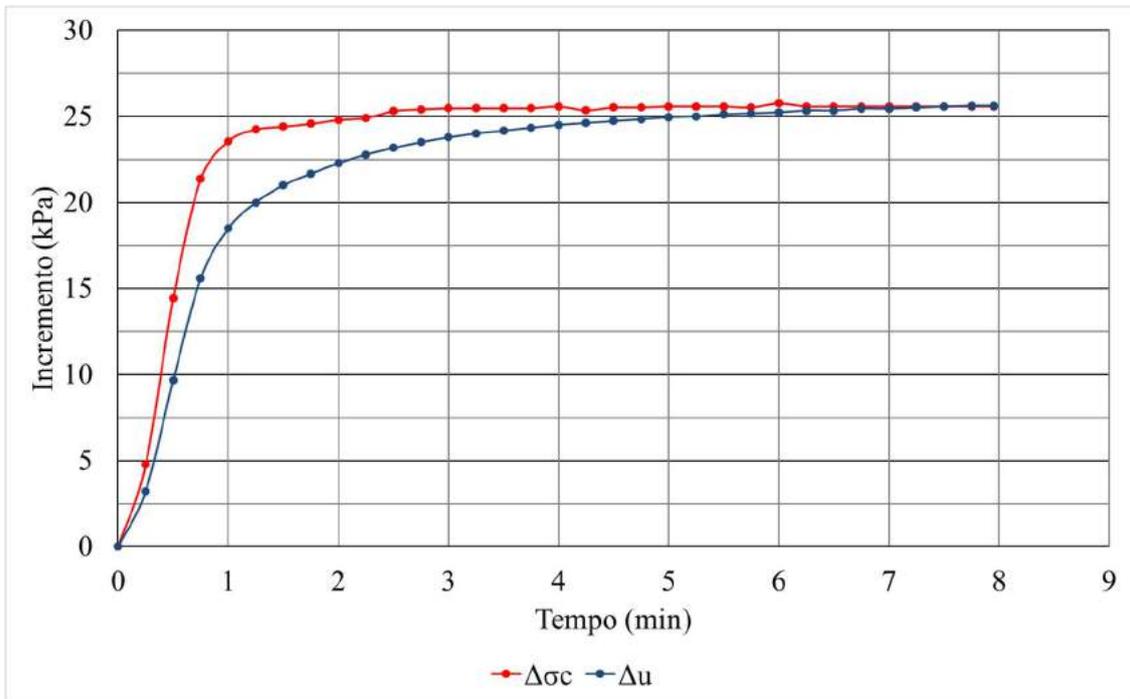


Figura 4.24: Fase de saturação – incrementos  $\Delta\sigma_c$  e  $\Delta u$  – Teste11\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

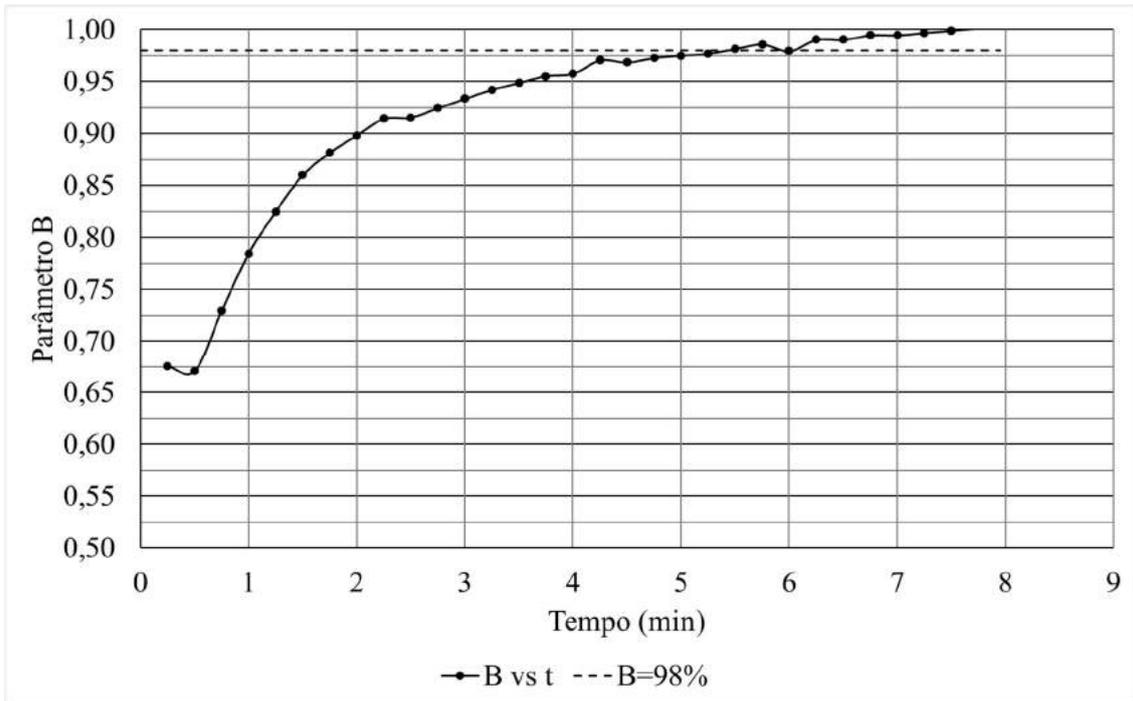


Figura 4.25: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste11\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

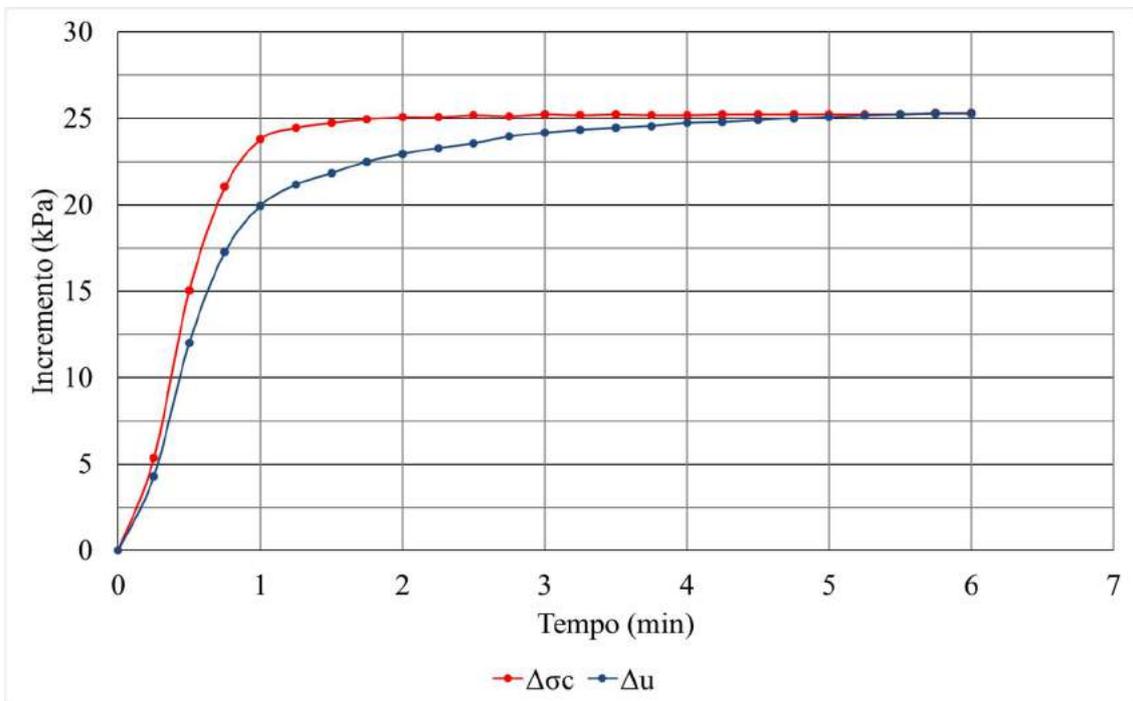


Figura 4.26: Fase de saturação – incrementos  $\Delta\sigma_c$  e  $\Delta u$  – Teste15\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

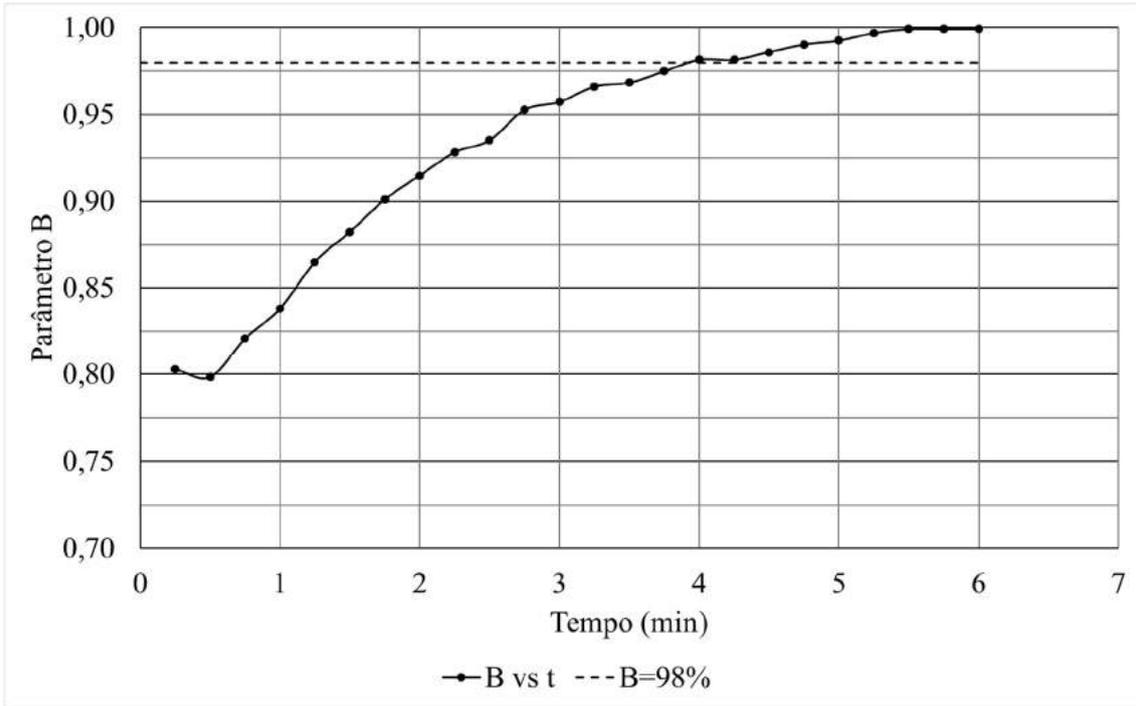


Figura 4.27: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste15\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

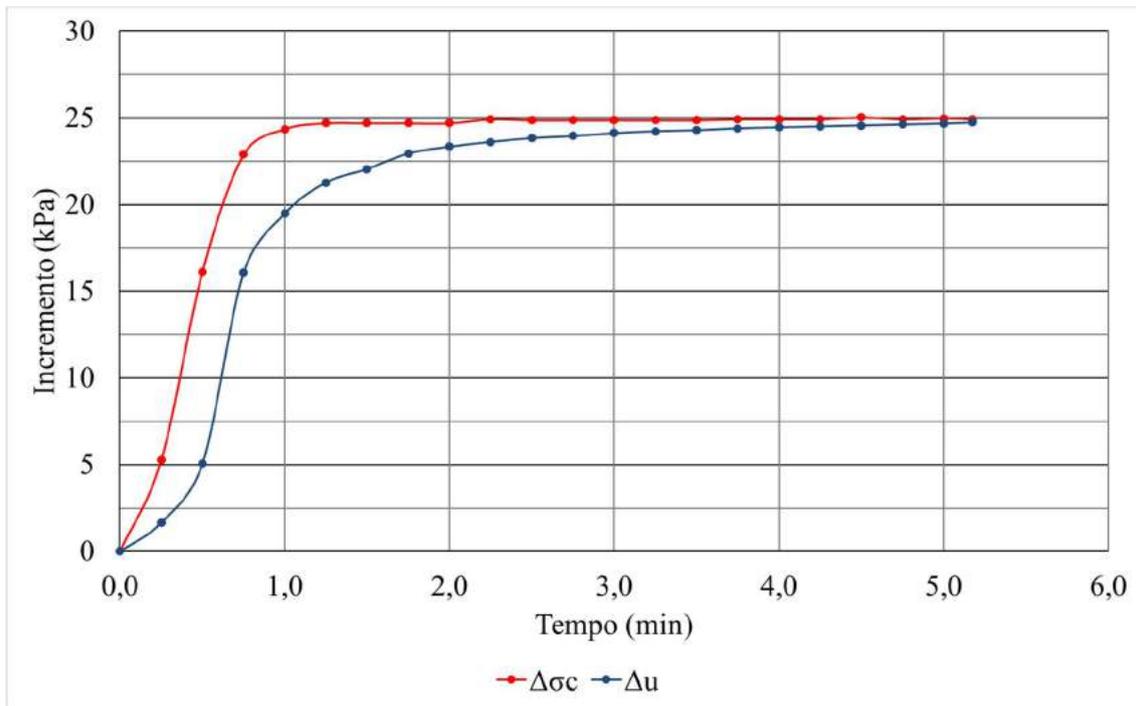


Figura 4.28: Fase de saturação – incrementos  $\Delta\sigma_c$  e  $\Delta u$  – Teste14\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 6 m).

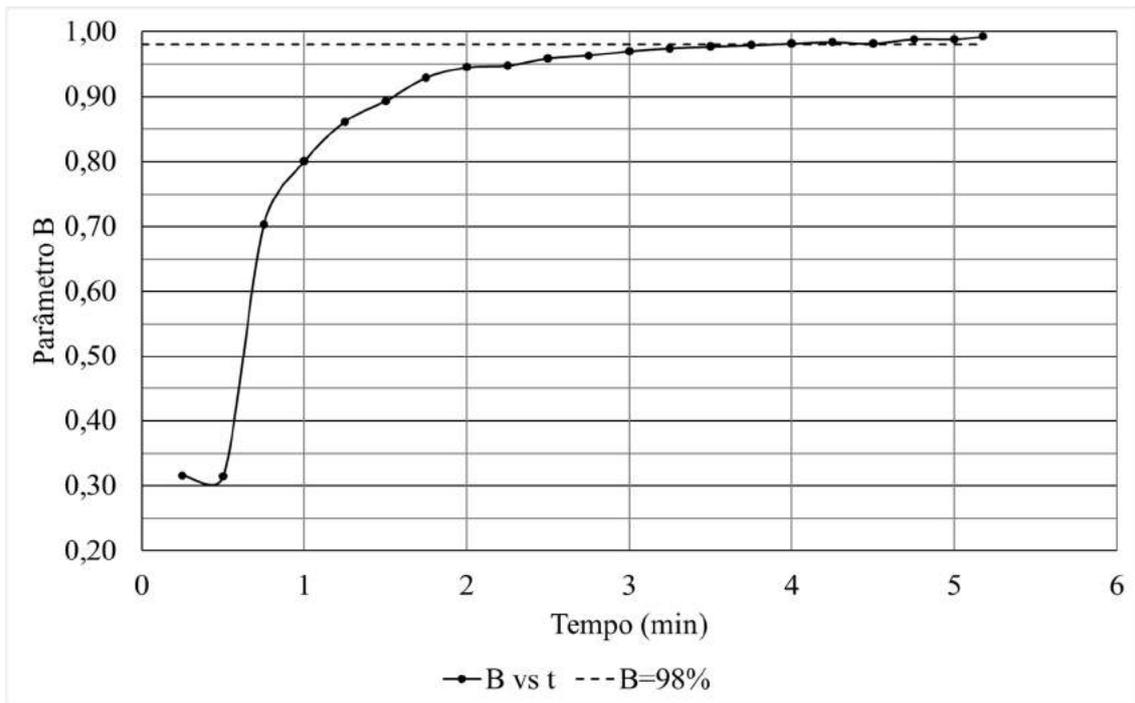


Figura 4.29: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste14\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 6 m).

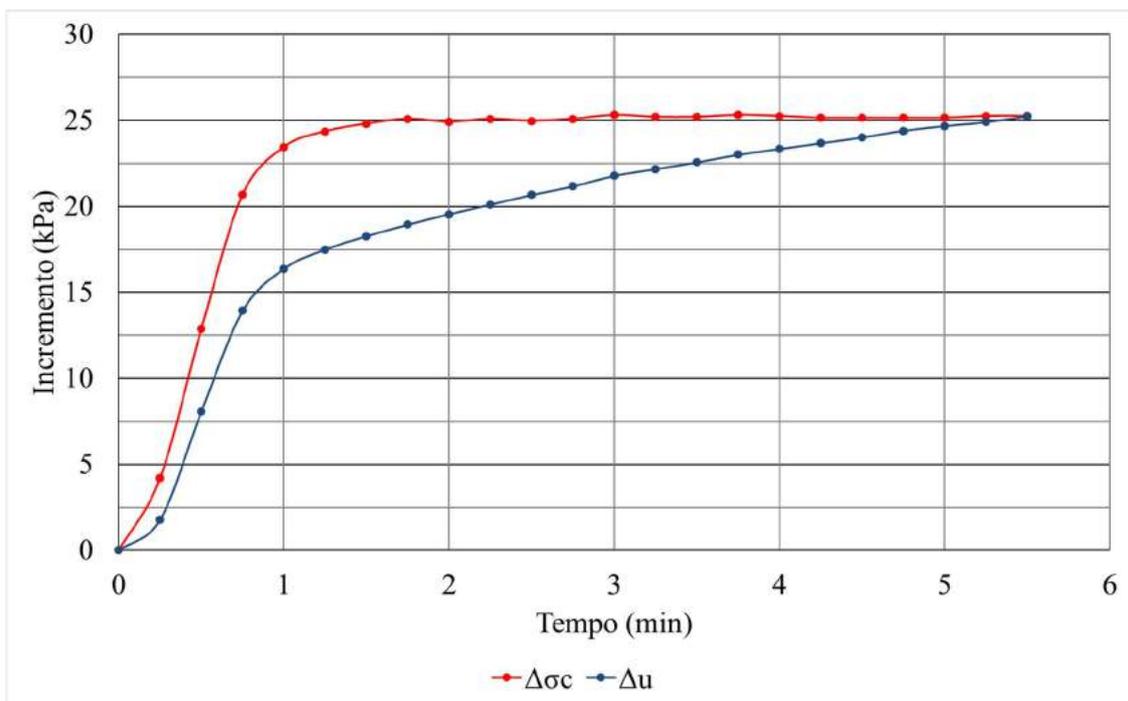


Figura 4.30: Fase de saturação – incrementos  $\Delta\sigma_c$  e  $\Delta u$  – Teste21\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 8 m).

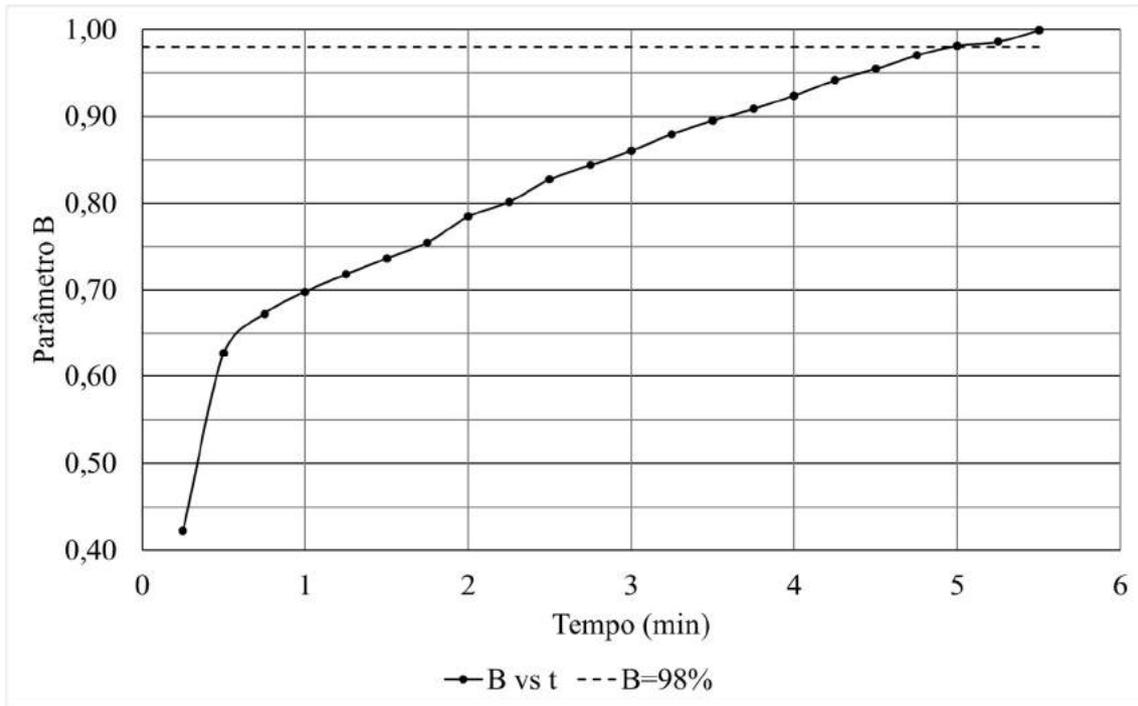


Figura 4.31: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste21\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 8 m).

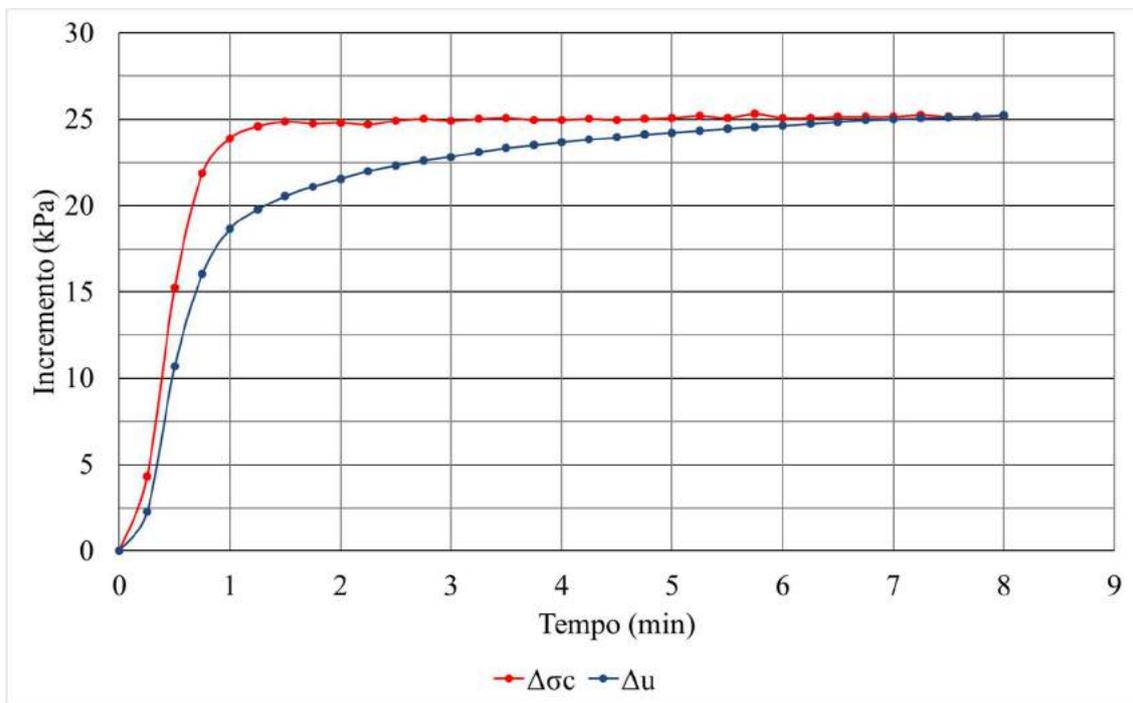


Figura 4.32: Fase de saturação – incrementos  $\Delta\sigma_c$  e  $\Delta u$  – Teste18\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 3 m).

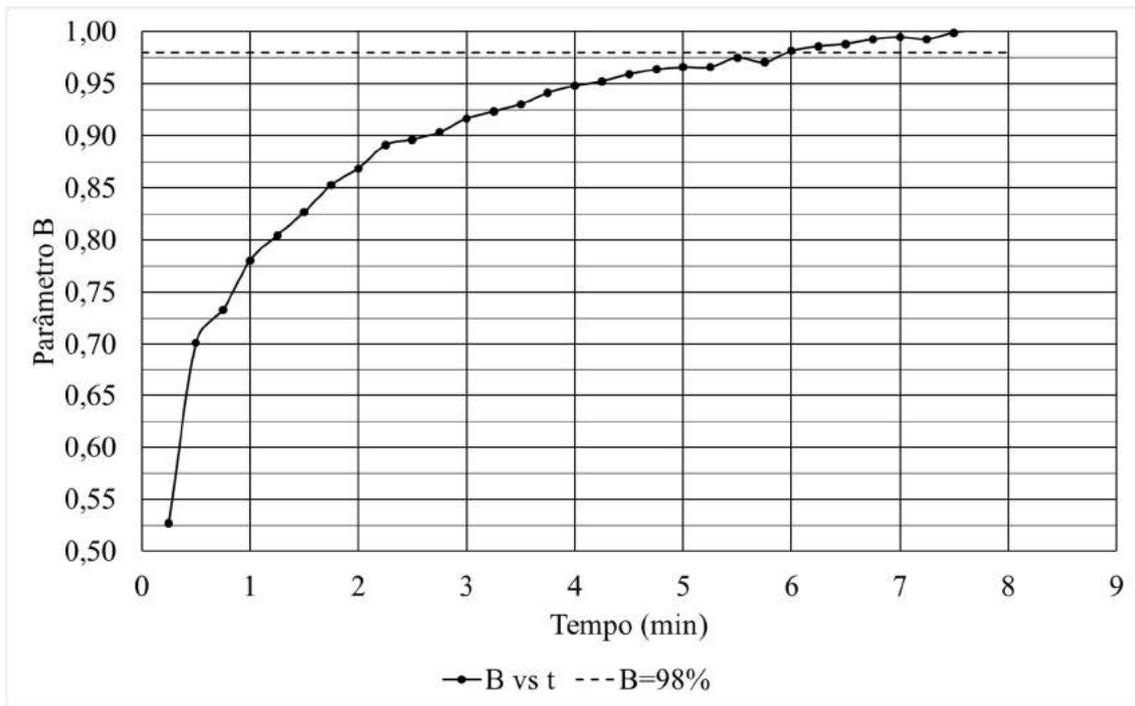


Figura 4.33: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste18\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 3 m).

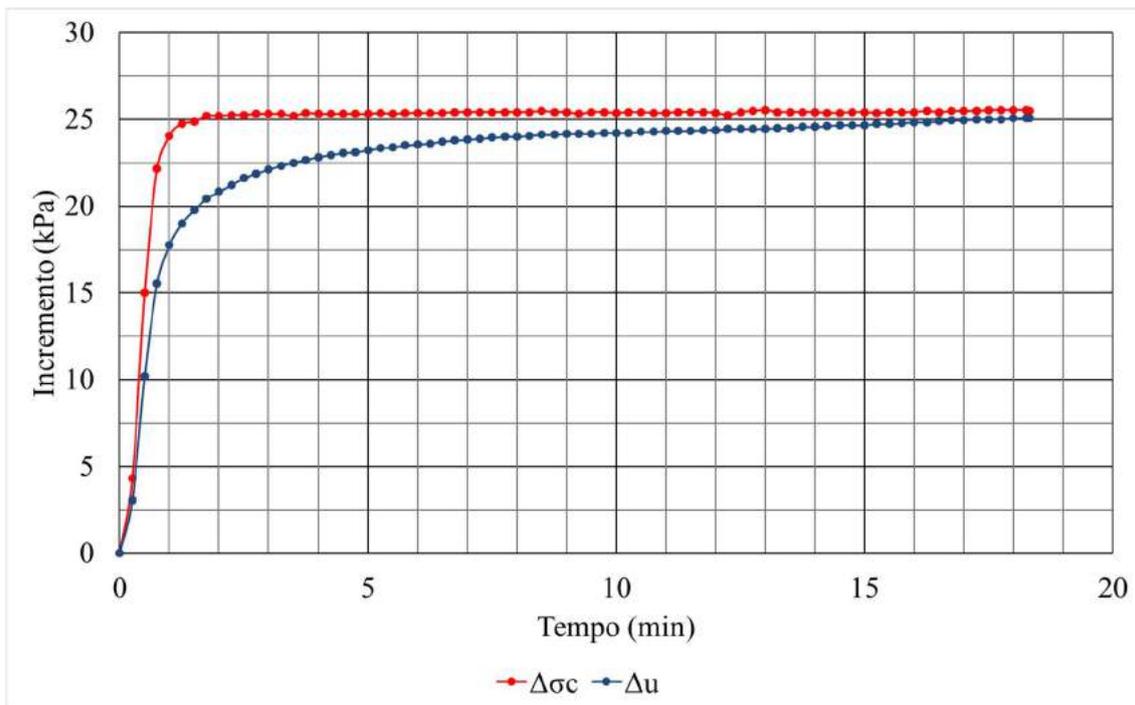


Figura 4.34: Fase de saturação – incrementos  $\Delta\sigma_c$  e  $\Delta u$  – Teste19\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 6 m).

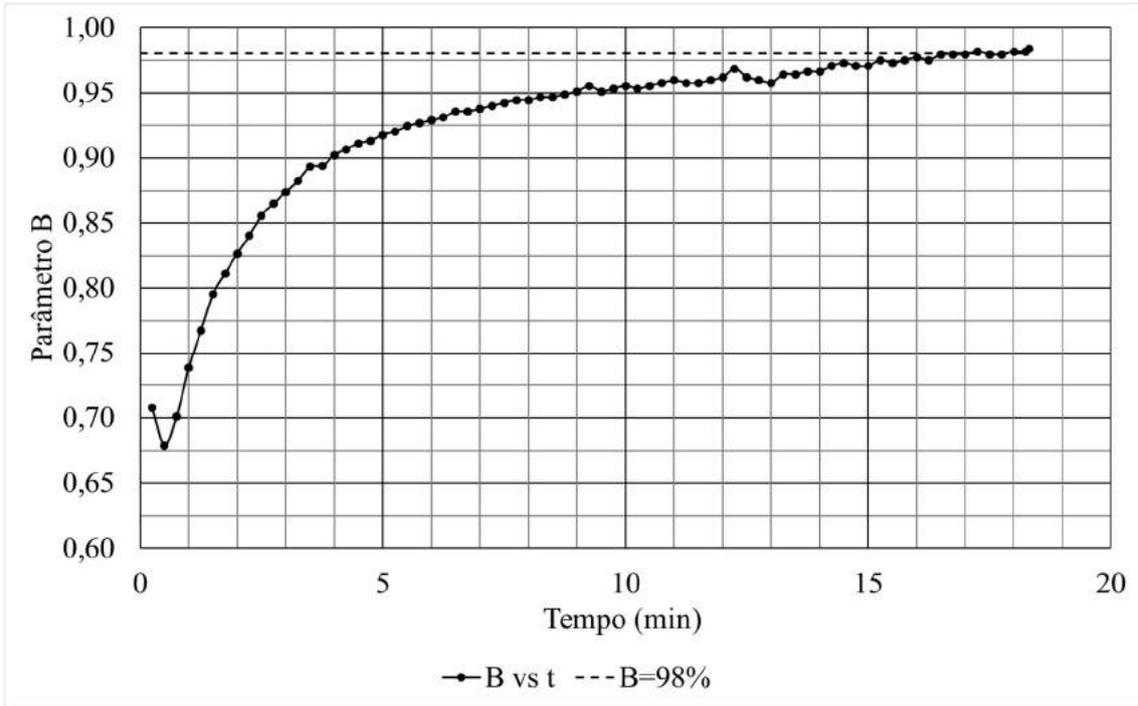


Figura 4.35: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste19\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 6 m).

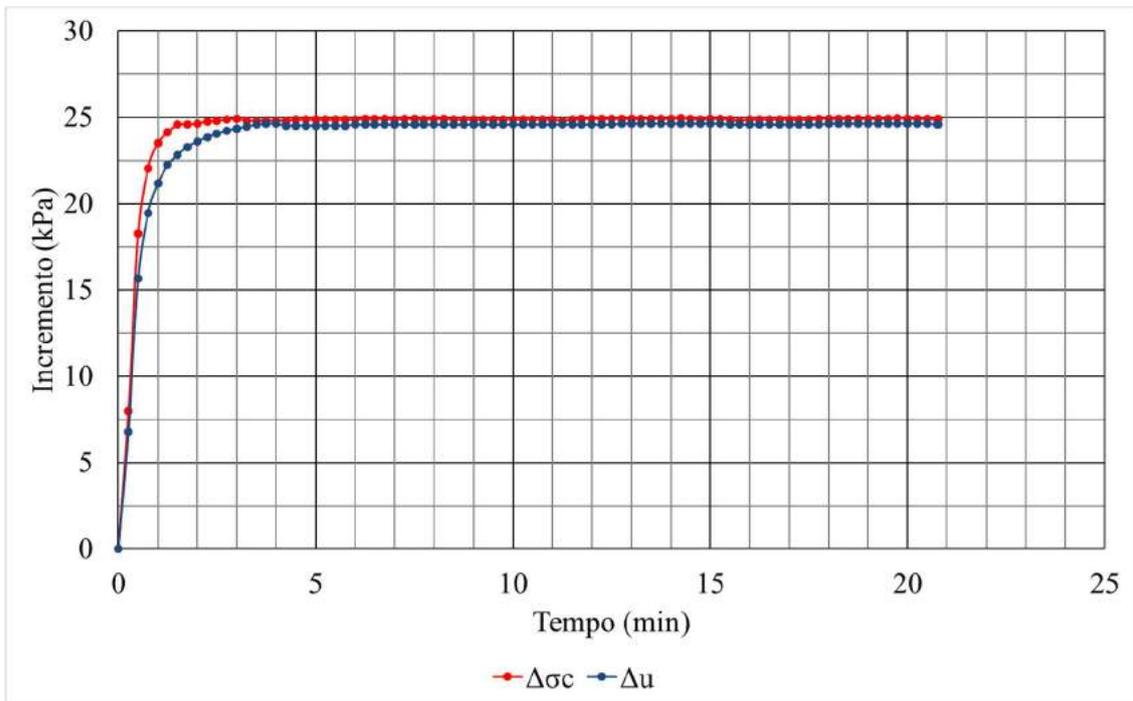


Figura 4.36: Fase de saturação – incrementos  $\Delta\sigma_c$  e  $\Delta u$  – Teste20\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 8 m).

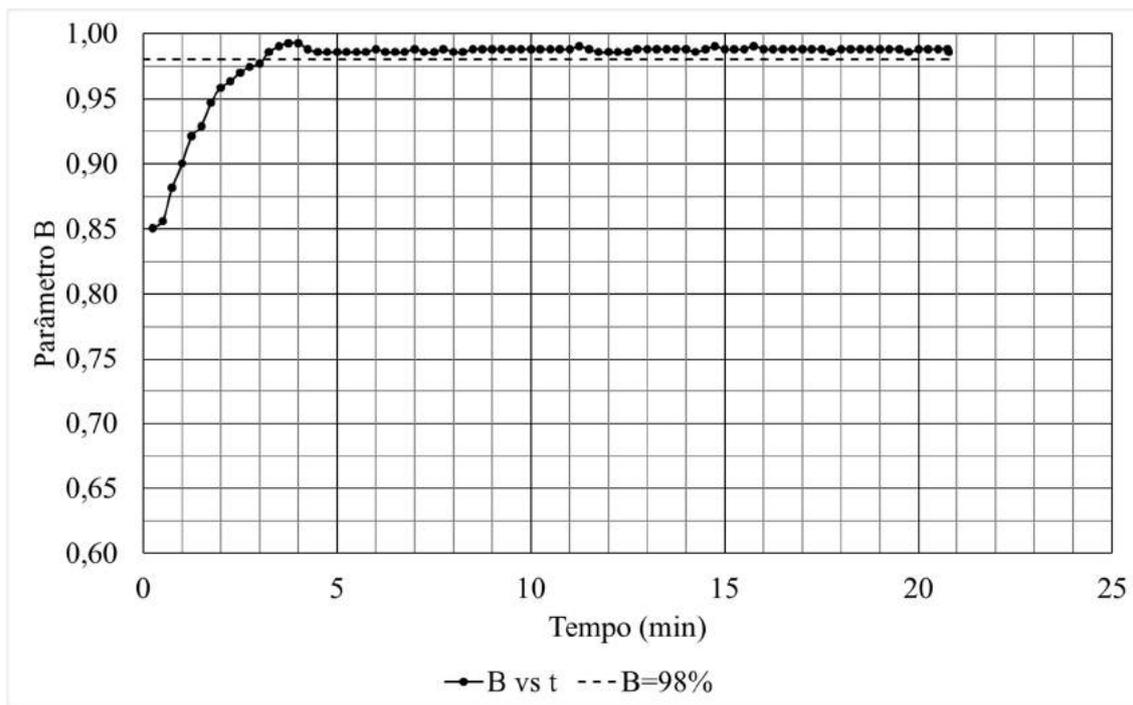


Figura 4.37: Fase de saturação – evolução do parâmetro B – Teste20\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 8 m).

Os ensaios Teste08\_CAUCL e Teste09\_CAUCL foram realizados com o elemento poroso seco, conforme a metodologia NGI. Nestes ensaios, mesmo aplicando diversos incrementos e contrapressões, não foi obtido o parâmetro B mínimo de 0,98, o indicador admitido para que o corpo de prova esteja saturado (ver Figuras 4.18 a 4.21). Esta constatação causa estranheza, pois é sabido que a argila mole de Sarapuí II é de fato saturada. Acredita-se que, na verdade, os corpos de prova estavam praticamente saturados e o que impediu a obtenção de  $B \geq 0,98$  foi a dificuldade em saturar os elementos porosos (procedimento “*flush*”, ver Figura 3.43). A utilização de elemento poroso mais permeável pode resolver este problema e permitir a execução do procedimento NGI, com a moldagem do CP com os elementos porosos secos.

No Teste10\_CK<sub>0</sub>UCL os elementos porosos foram previamente saturados. Dessa forma, foi obtido  $B \geq 0,98$  após alguns incrementos (ver Figuras 4.22 e 4.23).

Nestes três primeiros ensaios, por não se ter atingido  $B \geq 0,98$  após três incrementos (limite estabelecido para evitar tensões confinantes altas), o equipamento fez a ciclagem para possibilitar a aplicação de mais incrementos. Analisando os valores de B obtidos nesta ciclagem, não foi verificado aumento significativo em B.

Nos demais ensaios, além da percolação interna “*flush*”, foi feita a saturação prévia do elemento poroso. Como pode ser visto nas Figuras 4.24 a 4.37, este procedimento resultou em  $B \geq 0,98$  em poucos minutos no primeiro incremento, como era esperado para o material ensaiado.

### 4.3. Adensamento

As Figuras 4.38 a 4.50 mostram os gráficos  $\varepsilon_v$  e  $K_0$  em função do tempo de adensamento. Os gráficos correspondentes aos ensaios Teste09\_CAUCL, Teste10\_CK<sub>0</sub>UCL e Teste11\_CK<sub>0</sub>UCL não puderam ser plotados porque houve erros nas medições de volume. Verificou-se que tais erros foram devidos ao acúmulo de sujeira que entupiu as válvulas do FlowTrac-II. Seguiu-se a recomendação de encher e esvaziar a bomba diversas vezes para desobstruir as válvulas e de fato este procedimento resolveu o problema.

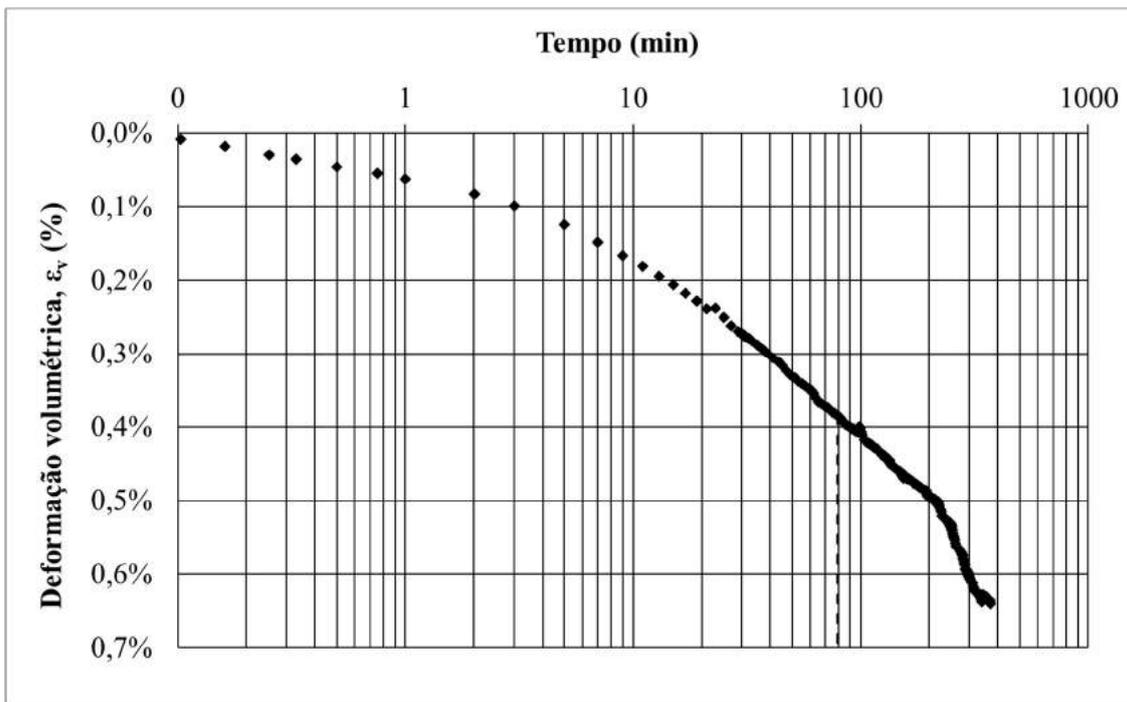


Figura 4.38: Fase de adensamento –  $\varepsilon_v$  em função do tempo (escala log) – Teste08\_CAUCL (prof. 3 m).

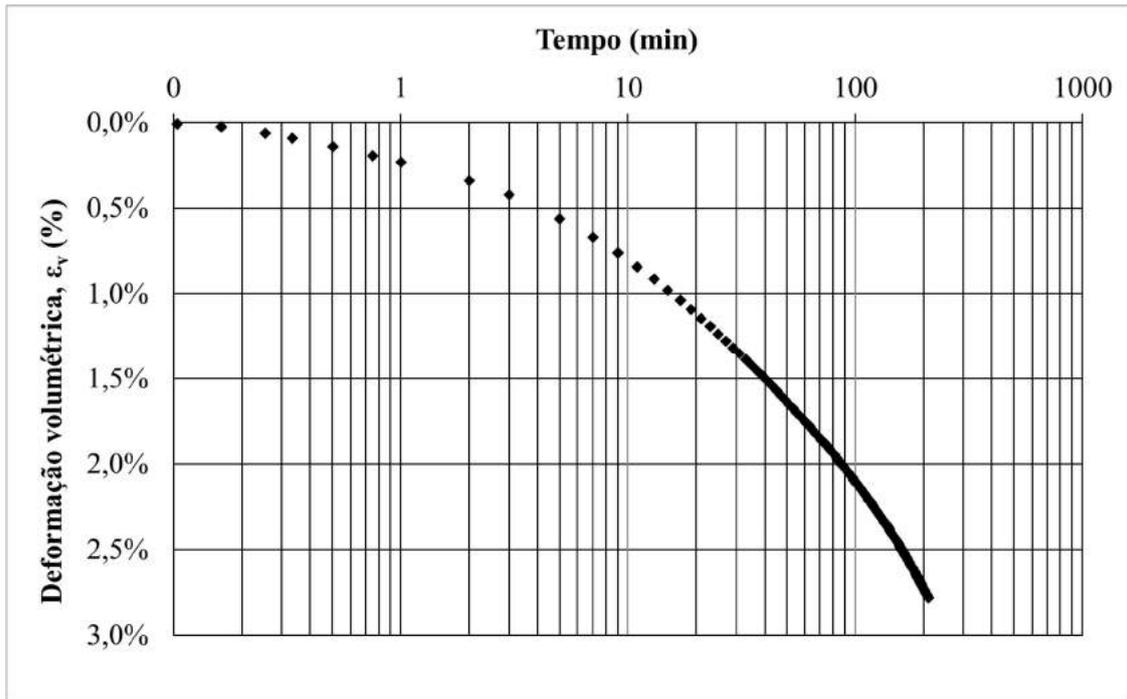


Figura 4.39: Fase de adensamento –  $\epsilon_v$  em função do tempo (escala log) – Teste15\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

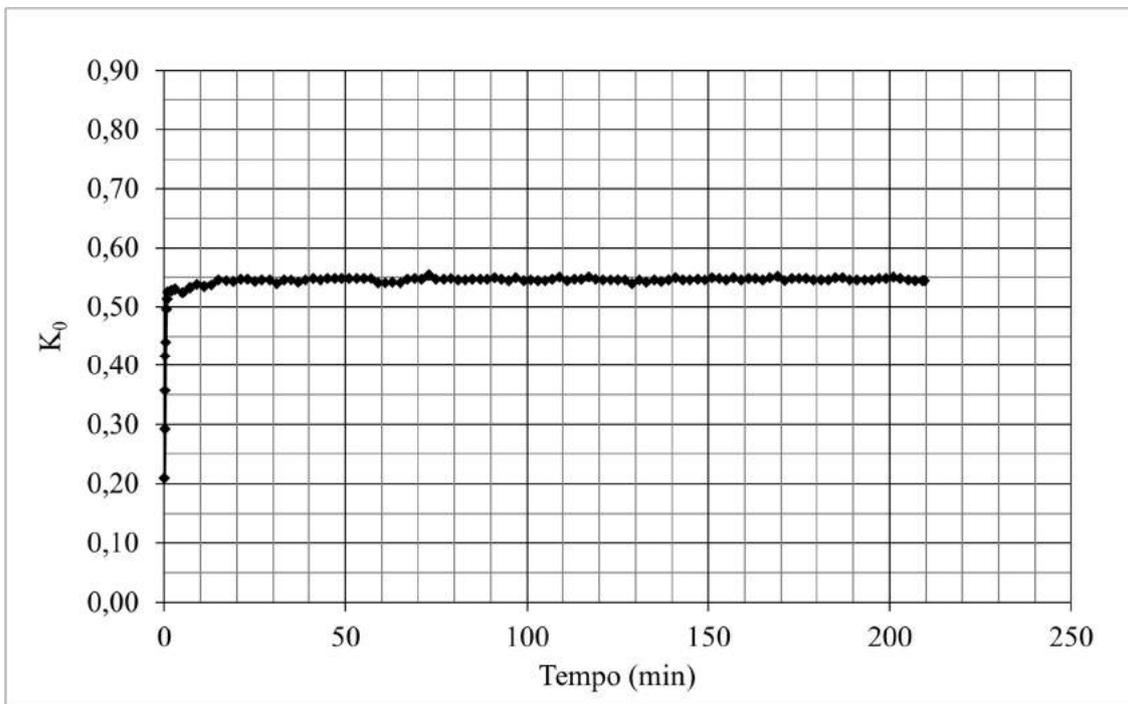


Figura 4.40: Fase de adensamento –  $K_0$  em função do tempo – Teste15\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

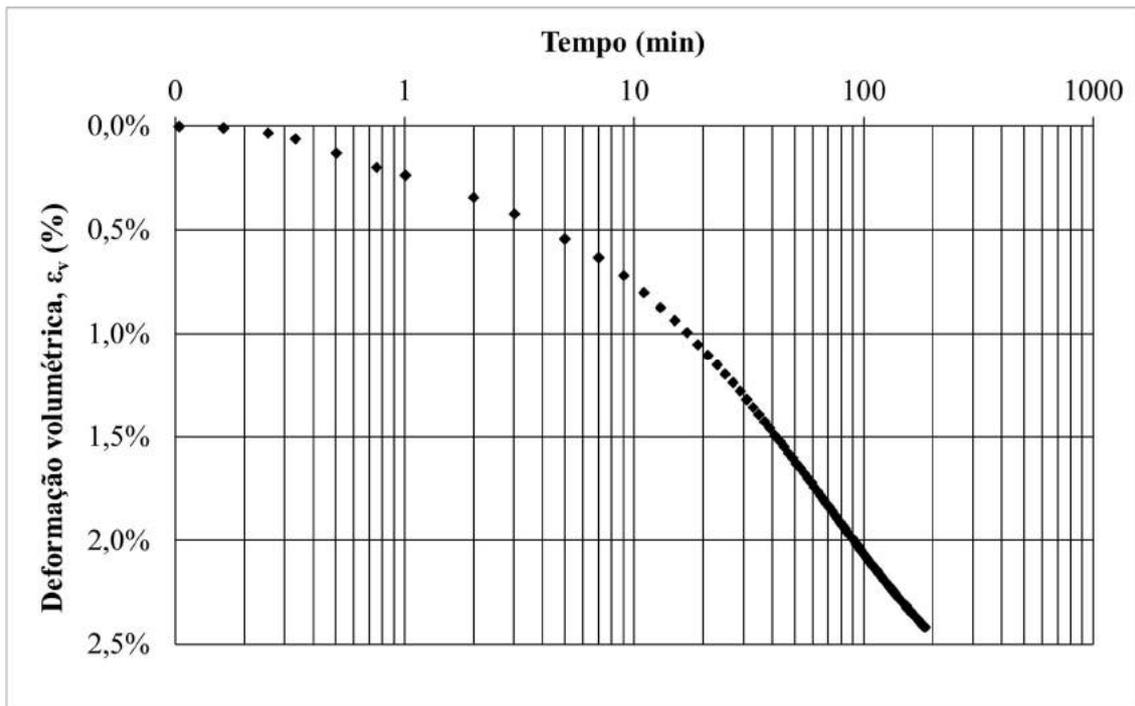


Figura 4.41: Fase de adensamento –  $\epsilon_v$  em função do tempo (escala log) – Teste14\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 6 m).

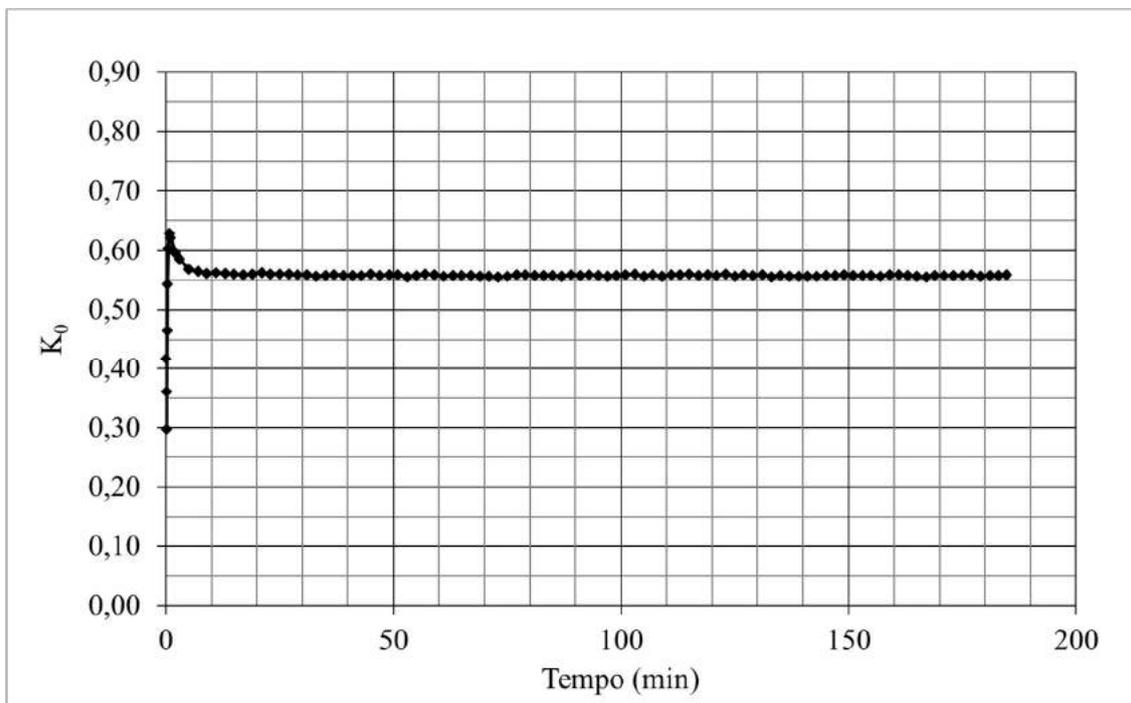


Figura 4.42: Fase de adensamento –  $K_0$  em função do tempo – Teste14\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 6 m).

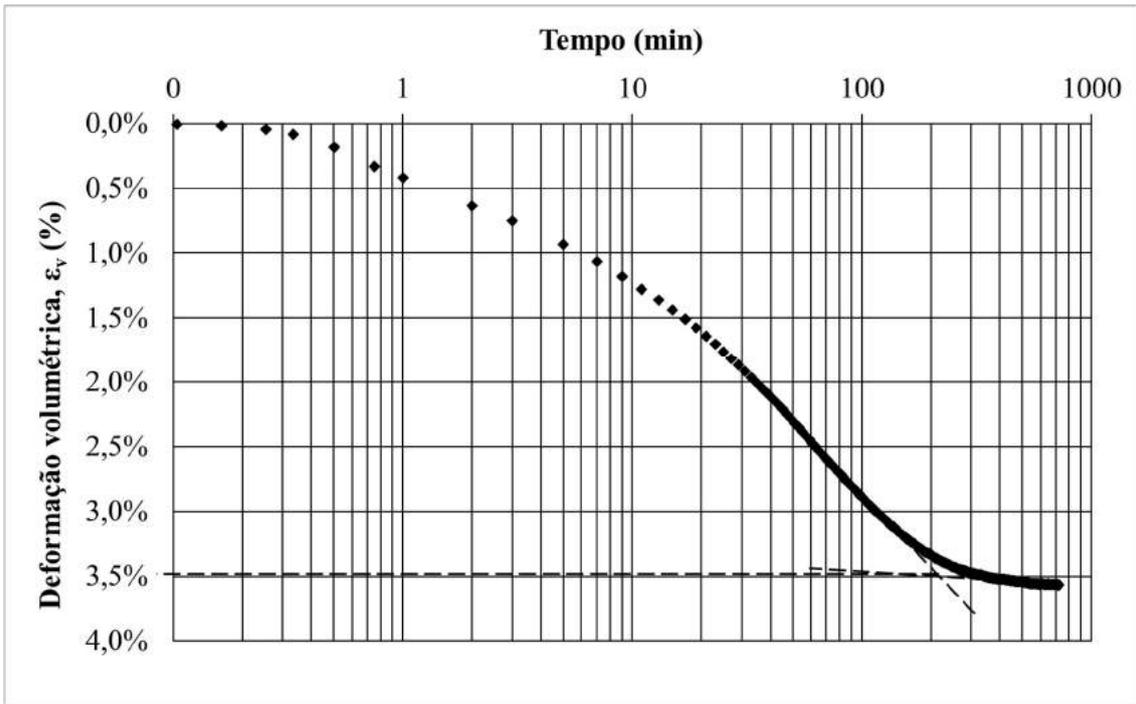


Figura 4.43: Fase de adensamento –  $\epsilon_v$  em função do tempo (escala log) – Teste21\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 8 m).

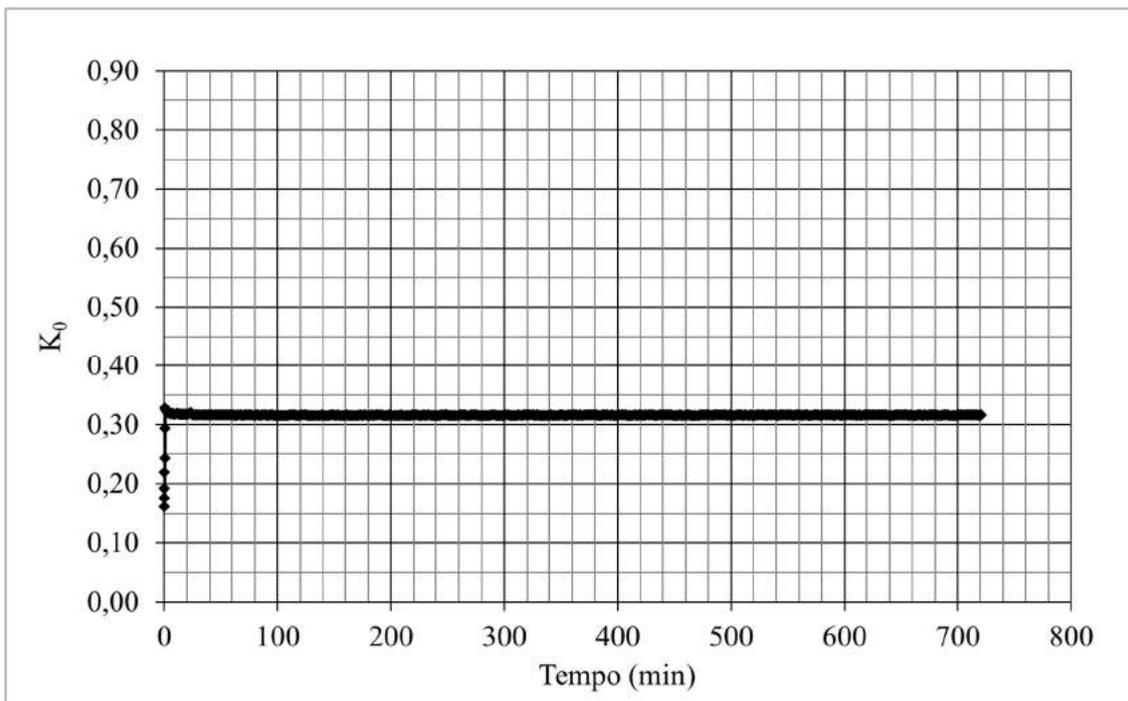


Figura 4.44: Fase de adensamento –  $K_0$  em função do tempo – Teste21\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 8 m).

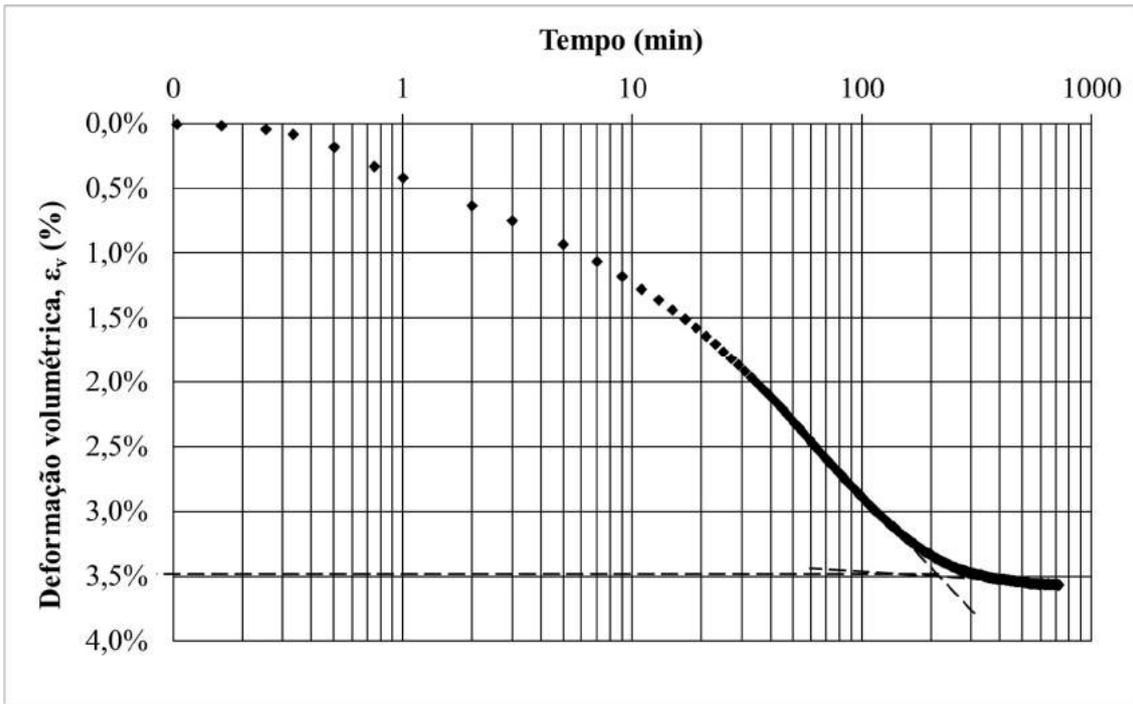


Figura 4.45: Fase de adensamento –  $\varepsilon_v$  em função do tempo (escala log) – Teste18\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 3 m).

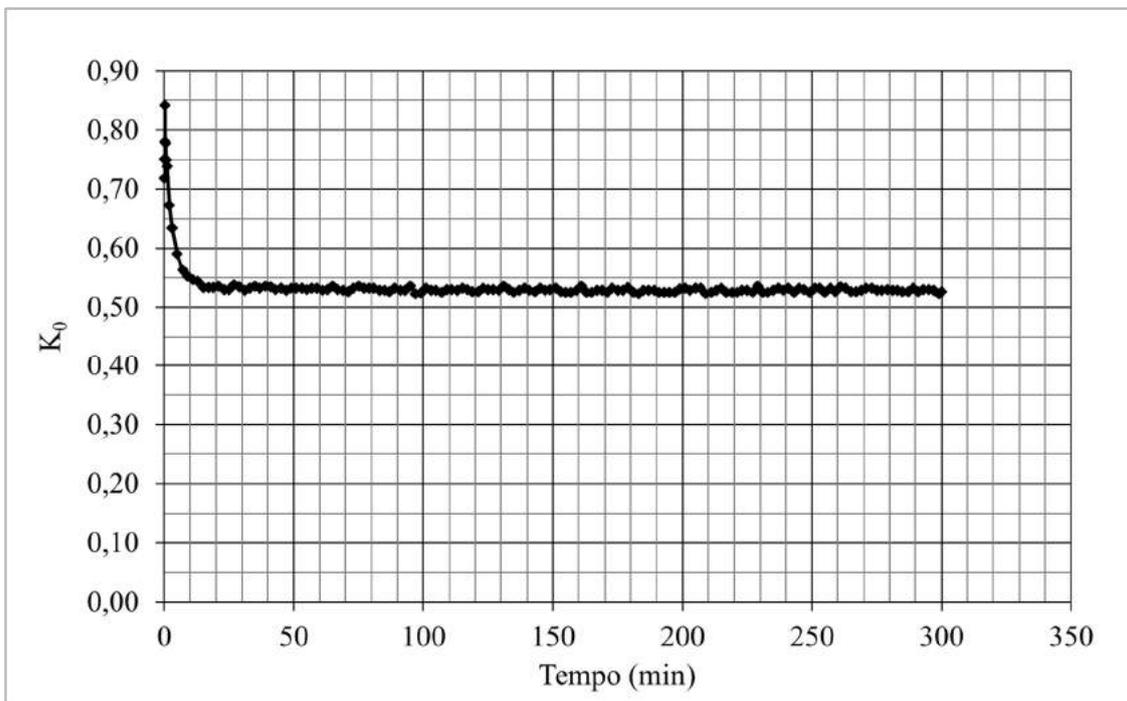


Figura 4.46: Fase de adensamento –  $K_0$  em função do tempo – Teste18\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 3 m).

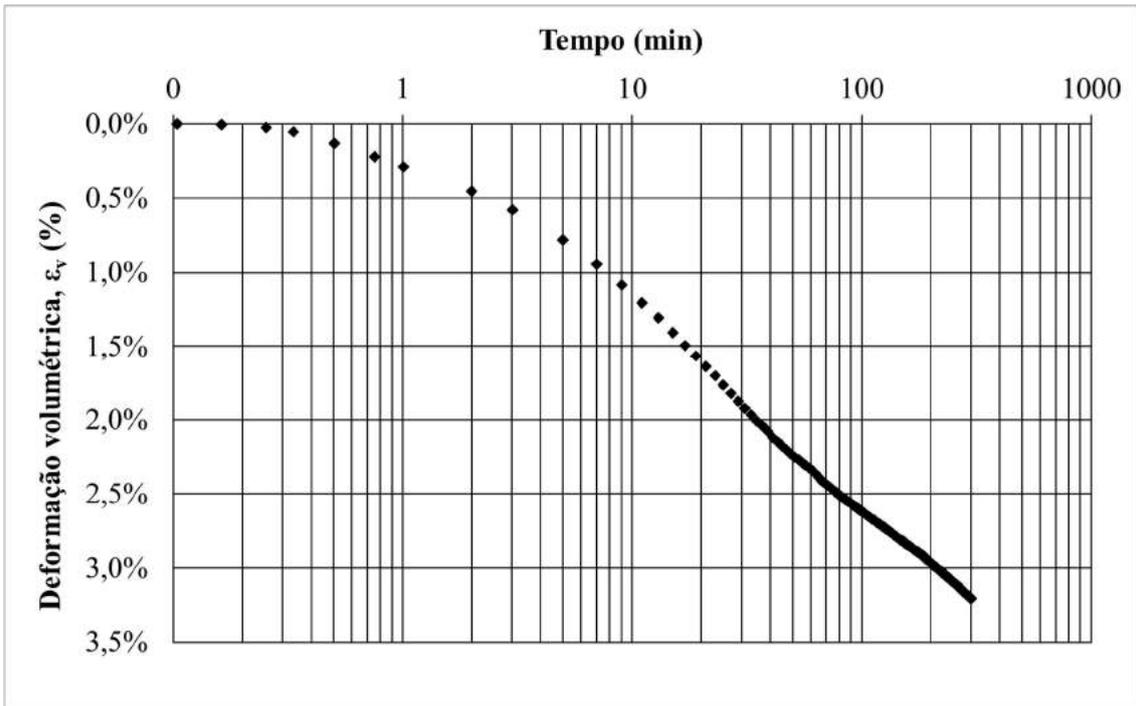


Figura 4.47: Fase de adensamento –  $\epsilon_v$  em função do tempo (escala log) – Teste19\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 6 m).

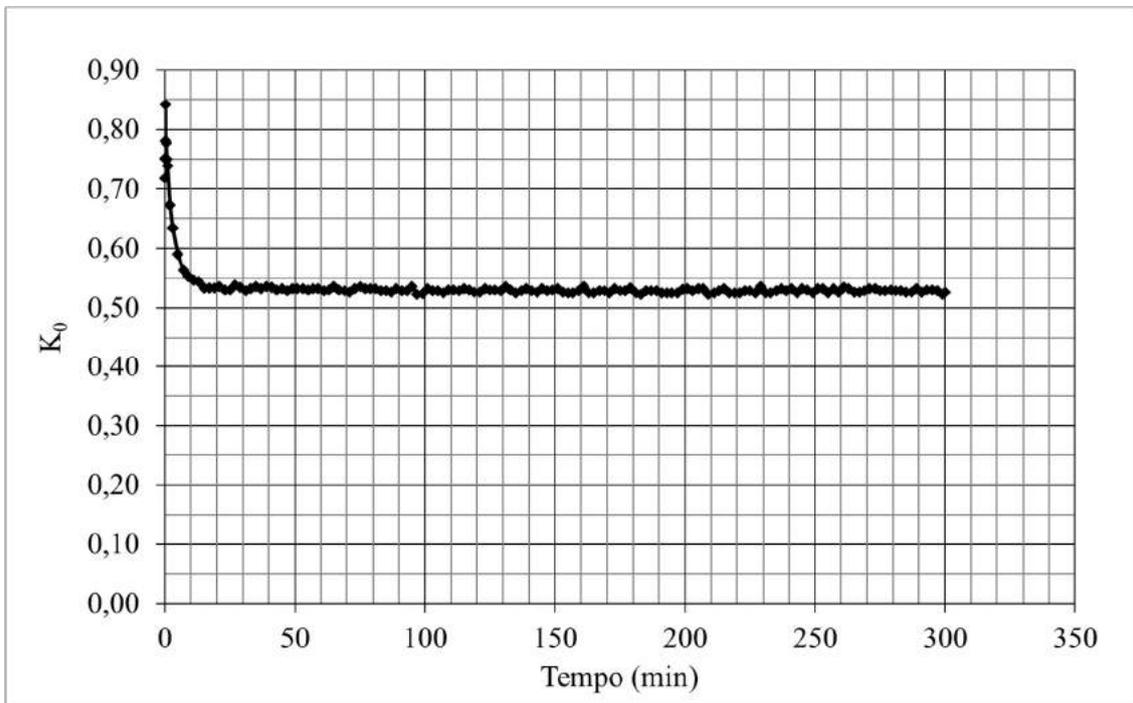


Figura 4.48: Fase de adensamento –  $K_0$  em função do tempo – Teste19\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 6 m).

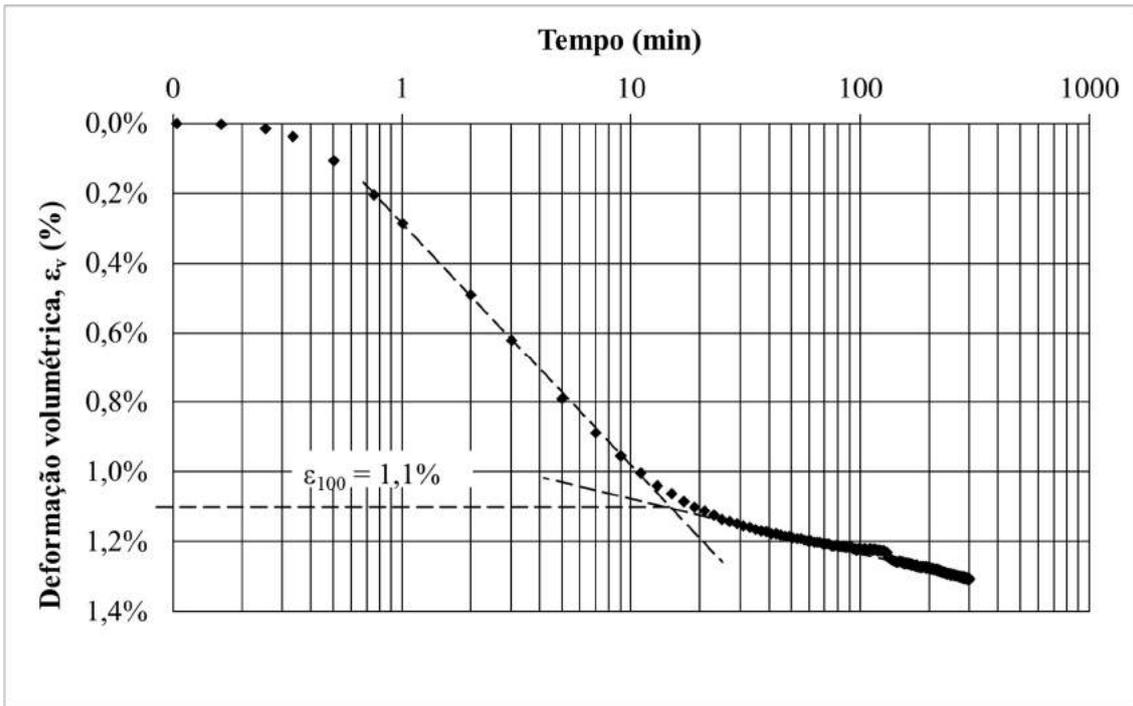


Figura 4.49: Fase de adensamento –  $\varepsilon_v$  em função do tempo (escala log) – Teste20\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 8 m).

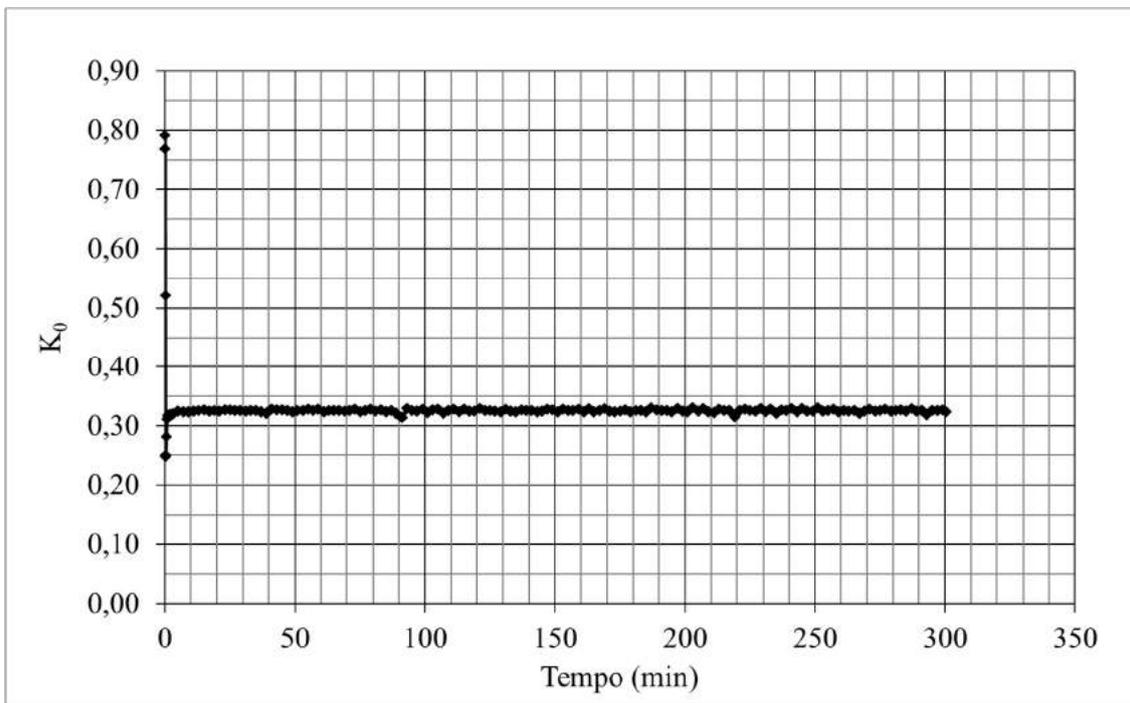


Figura 4.50: Fase de adensamento –  $K_0$  em função do tempo – Teste20\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 8 m).

Nos ensaios das profundidades 3 e 6 m, excetuando-se o Teste18\_CK<sub>0</sub>UEU, não foi possível determinar o final do adensamento primário pelo Método de Casagrande (logaritmo do tempo), pois não se verificou o comportamento assintótico no final da curva. Uma possível explicação para isto é que o adensamento secundário tenha se sobreposto ao final do primário, o que pode ocorrer quando se está adensando para tensões abaixo de  $\sigma'_{vm}$ .

Curiosamente, além do Teste18\_CK<sub>0</sub>UEU, nos dois ensaios da profundidade de 8 m (Teste20\_CK<sub>0</sub>UEU e Teste21\_CK<sub>0</sub>UCL) foi constatada a tendência assintótica no final da curva, possibilitando a determinação do final do primário. É sabido que o adensamento secundário ocorre de maneira mais pronunciada nos solos que contêm matéria orgânica. Observando-se o teor de matéria orgânica ao longo da profundidade, determinado por Jannuzzi (2013) e reproduzido na Figura 4.51 abaixo, nota-se que até 7 m de profundidade há considerável teor de matéria orgânica. Já abaixo de 8 m este teor é reduzido a cerca de 1 a 2%. Isto reforça a hipótese de que, nos ensaios das profundidades de 3 e 6 m (onde há muita matéria orgânica) o adensamento secundário se sobrepôs ao final do primário, enquanto que para 8 m (onde há pouca matéria orgânica), este efeito não foi observado.

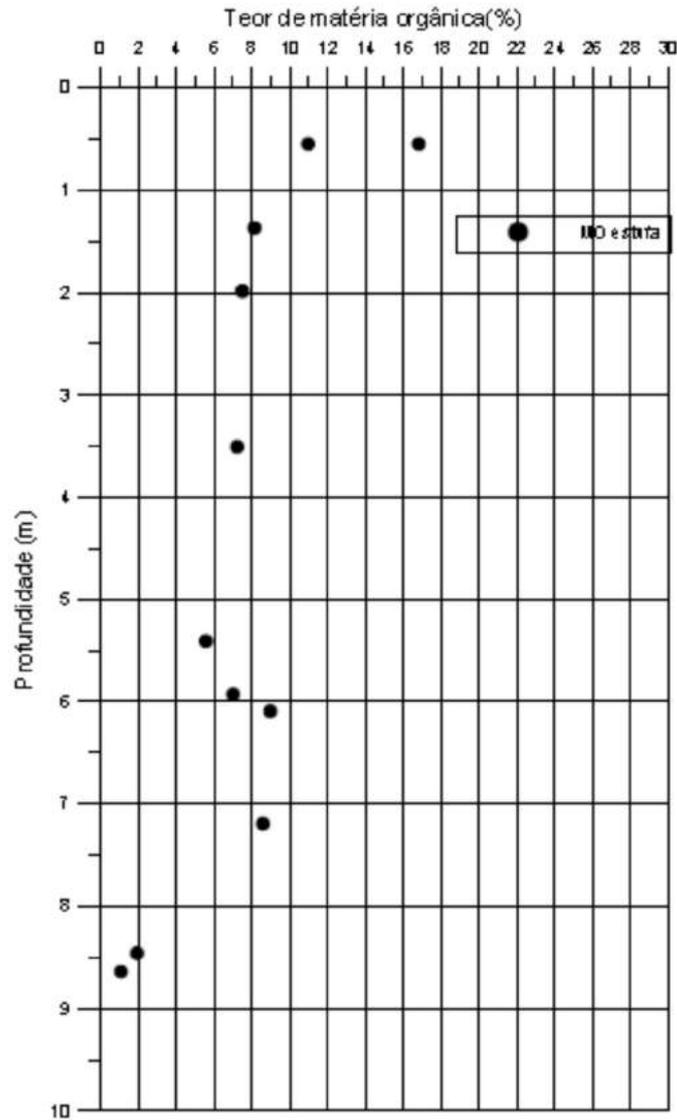


Figura 4.51: Teor de matéria orgânica pelo método da queima a  $440\pm 5^{\circ}\text{C}$ . (Jannuzzi, 2013)

Caso se realizasse um ensaio ideal, o adensamento se iniciaria com condição hidrostática do corpo de prova ( $\sigma_h = \sigma_v$  no final da saturação/início adensamento). Devido aos efeitos indesejados, correspondentes aos pesos do elemento poroso, topcap e pistão ( $P/A_0$ ), o adensamento se inicia com um coeficiente de empuxo menor ( $\sigma_h < \sigma_v$ ). A partir daí a tensão desviadora começa a aumentar até se atingir a tensão vertical de adensamento, ao passo que a tensão horizontal (pressão confinante) é ajustada para atender a condição  $K_0$ . Assim, no início do adensamento as tensões estão sendo ajustadas e por esta razão nas leituras iniciais nota-se uma variação de  $K_0$  nas figuras correspondentes a  $K_0$  vs tempo.

A Tabela 4.3 a seguir mostra os valores de  $K_0$  ao final do adensamento. Vale lembrar que nos ensaios Teste10\_CK<sub>0</sub>UCL e Teste11\_CK<sub>0</sub>UCL as leituras da variação de volume foram prejudicadas pelo entupimento na válvula do FlowTrac-II. Como esta variação interfere diretamente na medição de  $K_0$ , as medições destes ensaios não foram consideradas por se julgar não haver confiabilidade nestes resultados.

Tabela 4.3:  $K_0$  obtido nos ensaios triaxiais.

Ensaio	Profundidade (m)	Umidade inicial (%)	$K_0$
Teste08 CAUCL	3	183%	0,6*
Teste09 CAUCL	3	181%	0,6*
Teste10_CK <sub>0</sub> UCL	3	179%	**
Teste11_CK <sub>0</sub> UCL	3	192%	**
Teste15_CK <sub>0</sub> UCL	3	187%	0,54
Teste14_CK <sub>0</sub> UCL	6	138%	0,55
Teste21_CK <sub>0</sub> UCL	8	31%	0,31
Teste18_CK <sub>0</sub> UEU	3	183%	0,54
Teste19_CK <sub>0</sub> UEU	6	130%	0,52
Teste20_CK <sub>0</sub> UEU	8	80%	0,33

\* Não foi medido durante o ensaio. Adotou-se 0,6 a partir de correlação com ensaio DMT.

\*\* Resultados descartados devido a não confiabilidade nas medições de volume.

A Figura 4.52 mostra os caminhos de tensões efetivas (CTE) de todos os ensaios triaxiais com adensamento  $K_0$ . Tomando os ensaios correspondentes às profundidades de 3 e 6 m, onde se encontra o depósito de argila mole e o OCR é praticamente constante, foram determinados os coeficientes no repouso passando pela origem ( $K_{0,ori}$ ) e experimental ( $K_{0,exp}$ ), como descrito no item 3.5.3.

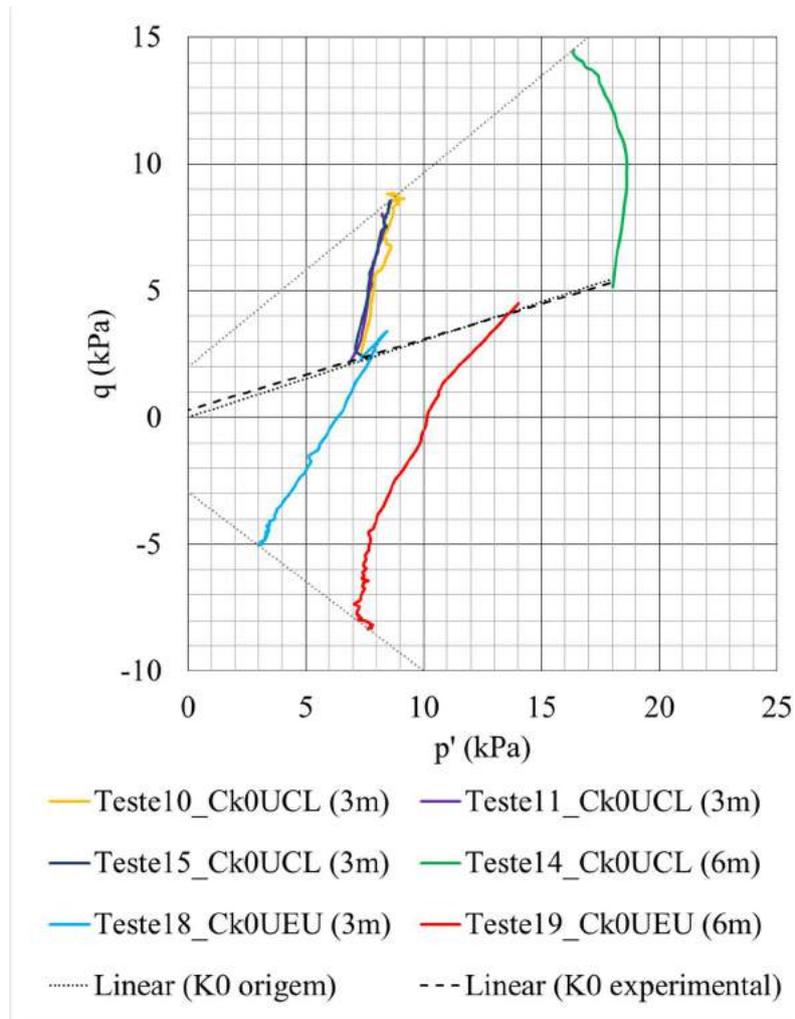


Figura 4.52: CTE dos ensaios com adensamento  $K_0$  para diferentes profundidades.

$K_{0,ori}$  foi determinado com a reta passando pela origem, o que foi feito impondo este ponto de interseção na regressão linear. Dessa forma, foi obtido  $q/p' = 0,304$  ( $R^2 = 0,968$ ), donde se tem  $K_{0,ori} = 0,53$  pela equação (3. 46).

Já  $K_{0,exp}$  foi calculado com o melhor ajuste de  $q/p'$  obtido com os pontos  $p'$  e  $q$ . Pela regressão linear obteve-se a equação  $q = 0,279p' + 0,300$  ( $R^2 = 0,977$ ), donde se considera  $q/p' = 0,279$  e, conseqüentemente,  $K_{0,exp} = 0,56$ .

Analisando os ensaios da profundidade de 3 m, percebe-se que os valores de  $K_0$  obtidos nos ensaios Teste15\_CK<sub>0</sub>UCL e Teste18\_CK<sub>0</sub>UEU estão coerentes em relação à estimativa  $K_{0,DMT} = 0,6$  feita com ensaio de dilatômetro (Jannuzzi *et al.*, 2014).

A Figura 4.53 mostra os valores de  $K_0$  obtidos nos ensaios CK<sub>0</sub>U e estimados com DMT, em função da profundidade. Também foram plotados os valores de OCR obtidos por Jannuzzi (2013) para as profundidades estudadas. Como o OCR é praticamente

constante com a profundidade estudada, também não devem ser esperadas grandes variações em  $K_0$  para um mesmo solo. Isto foi observado nos ensaios do presente trabalho. Para a camada de argila mole, correspondente às camadas de 3 e 6 m, foi obtido  $K_0$  praticamente constante. Já no silte argiloso (profundidade 8 m) foram obtidos valores menores, mas há de se levar em conta que, neste caso, trata-se de outro material. As estimativas de  $K_0$  por ensaio DMT forneceram valores praticamente constantes nas três profundidades, provavelmente porque a vertical do ensaio DMT contemplou uma camada de argila mole mais espessa que as amostras do presente trabalho.

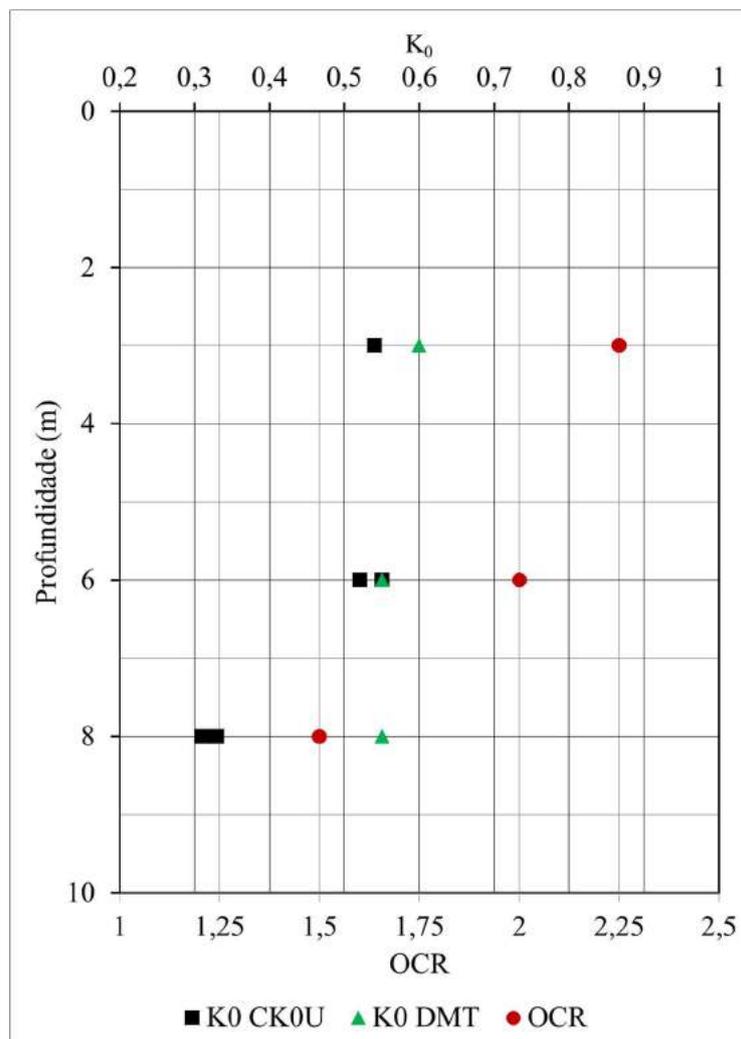


Figura 4.53:  $K_0$  e OCR em função da profundidade.

#### 4.4. Cisalhamento

As Figuras 4.54 a 4.73 mostram os gráficos  $(\sigma_v - \sigma_h)$  e  $\Delta u_e$  vs  $\epsilon_a$  obtidos na fase de cisalhamento de cada ensaio. Ressalta-se que os gráficos foram adoçados (linhas tracejadas) a fim de descartar as leituras discrepantes.

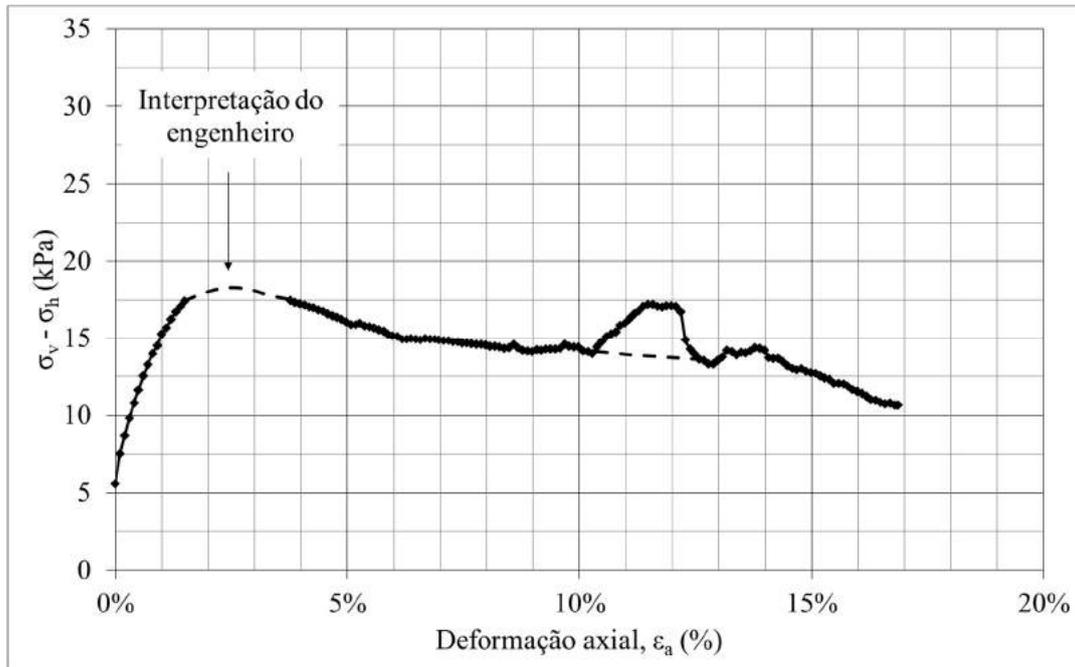


Figura 4.54: Fase de cisalhamento –  $(\sigma_v - \sigma_h)$  vs  $\epsilon_a$  – Teste08\_CAUCL (prof. 3 m).

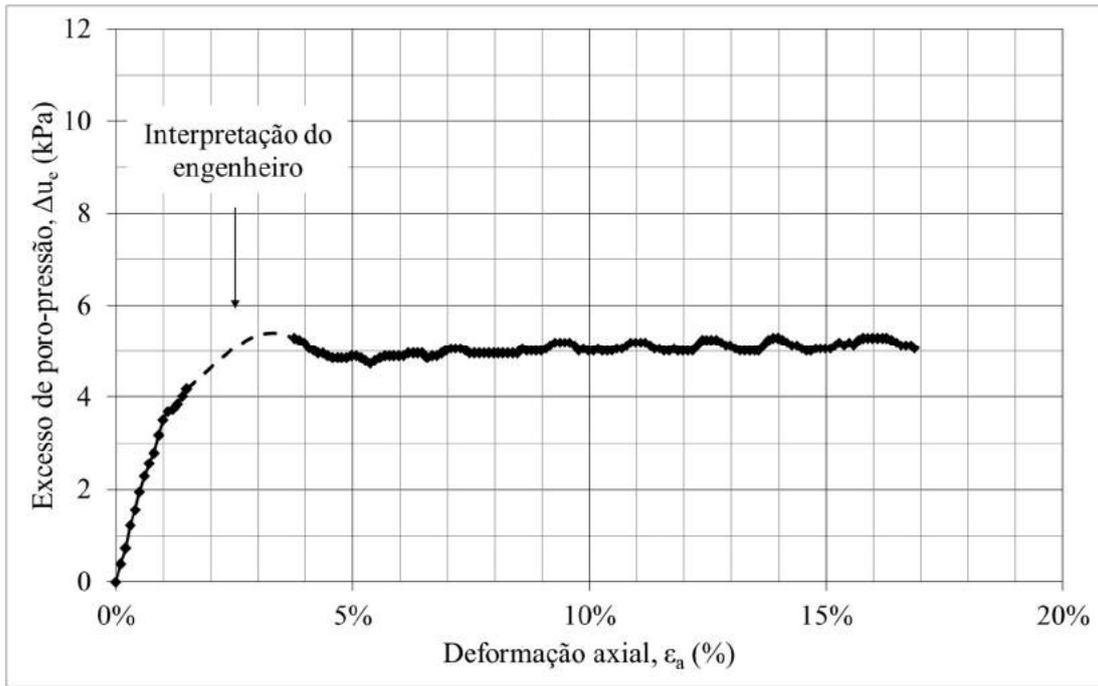


Figura 4.55: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste08\_CAUCL (prof. 3 m).

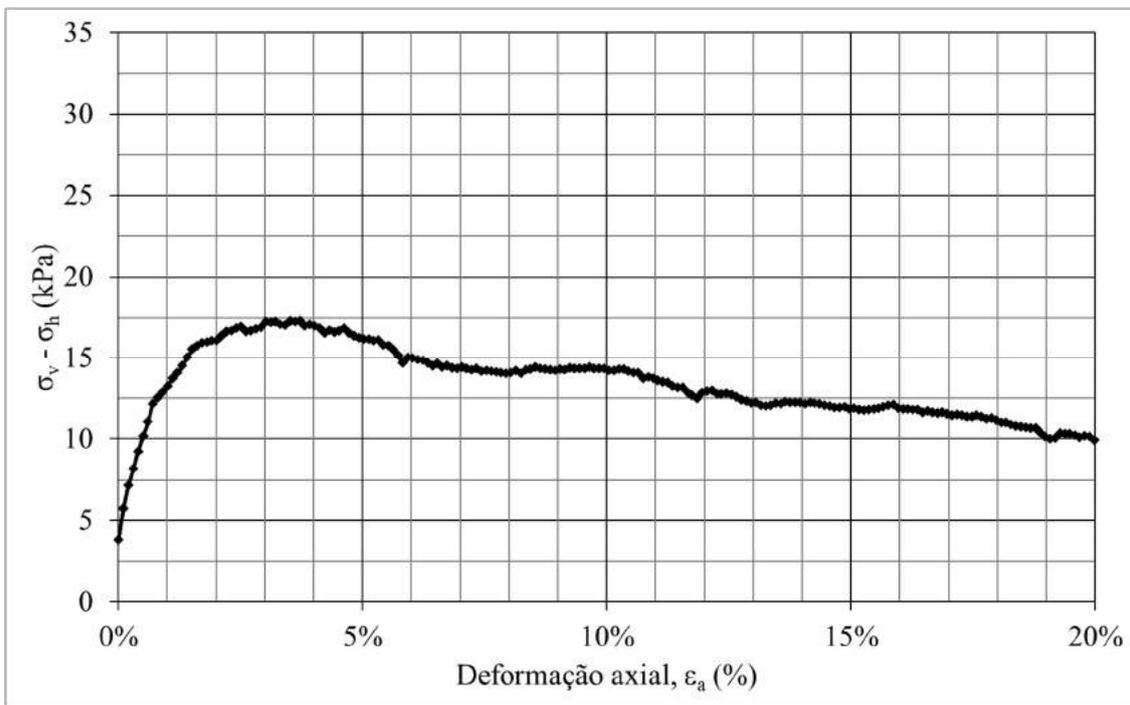


Figura 4.56: Fase de cisalhamento –  $(\sigma_v - \sigma_h)$  vs  $\epsilon_a$  – Teste09\_CAUCL (prof. 3 m).

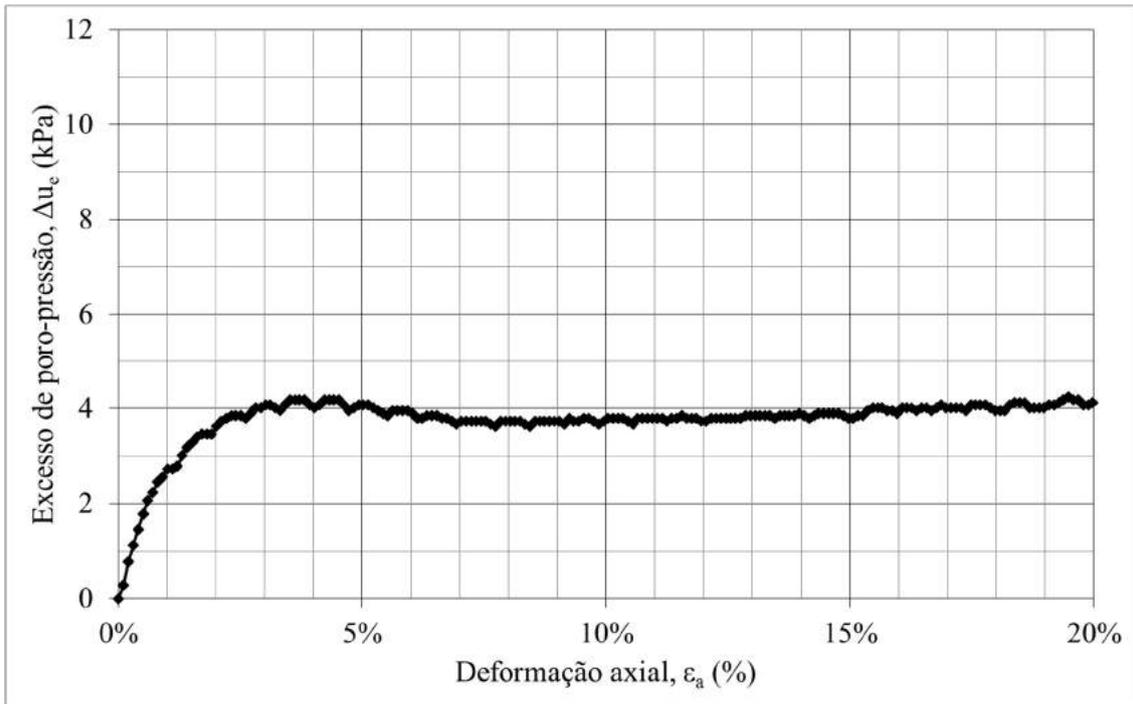


Figura 4.57: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste09\_CAUCL (prof. 3 m).

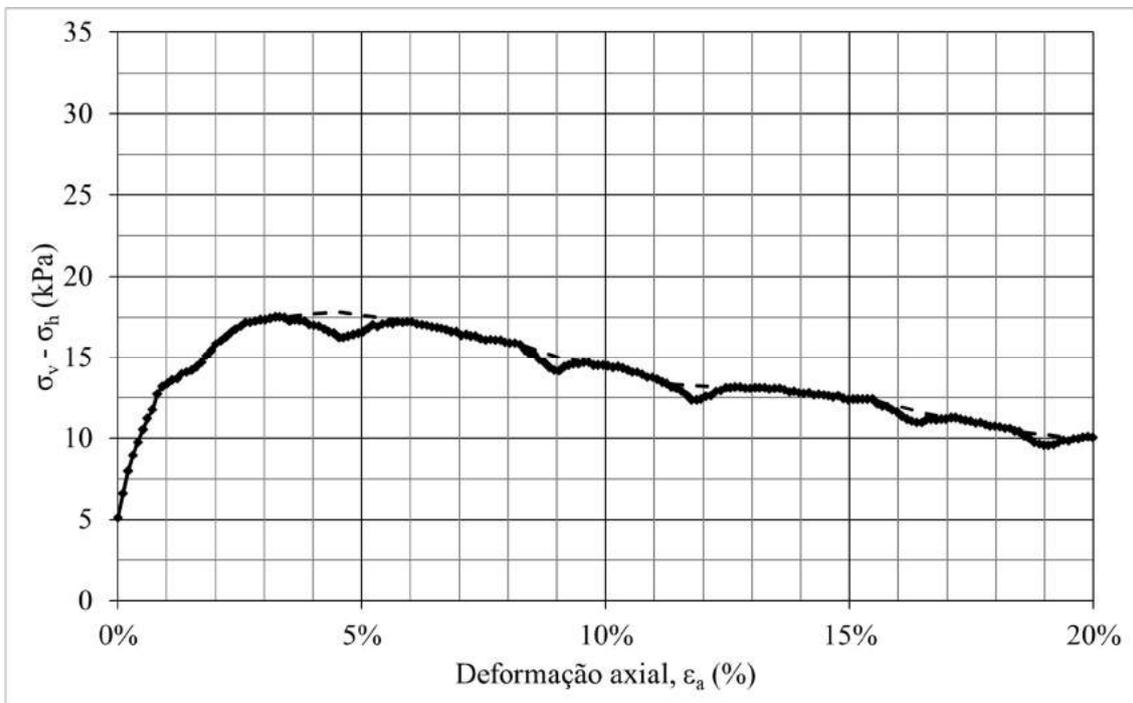


Figura 4.58: Fase de cisalhamento – ( $\sigma_v - \sigma_h$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste10\_CK0UCL (prof. 3 m).

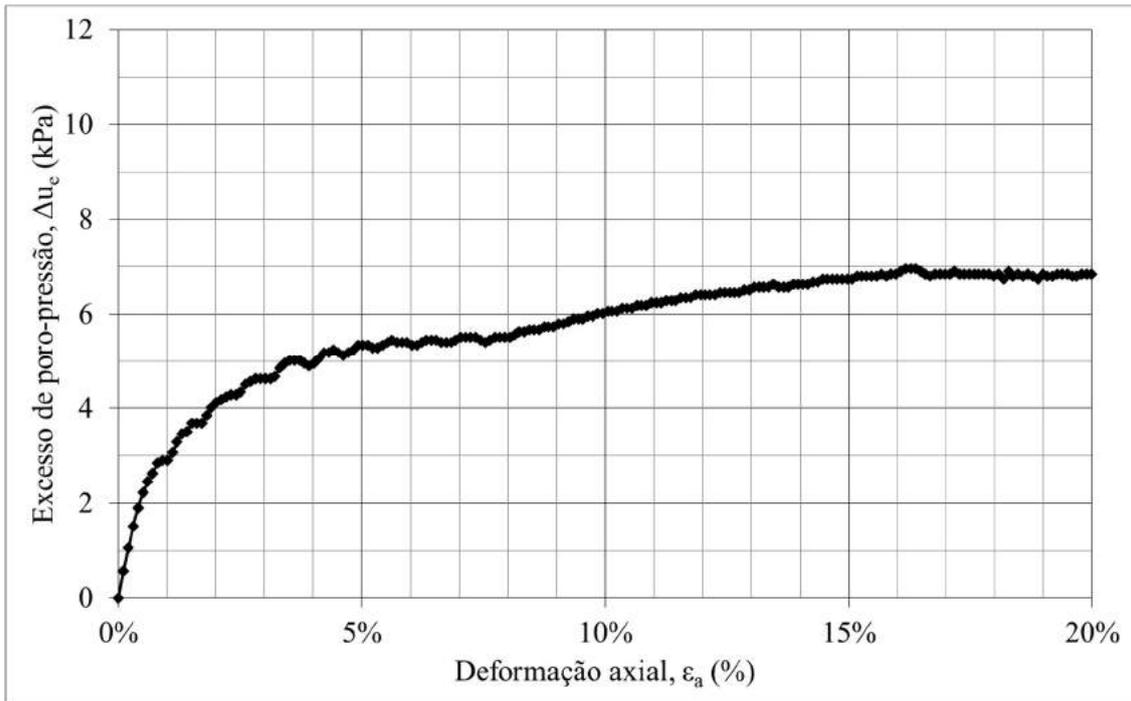


Figura 4.59: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste10\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

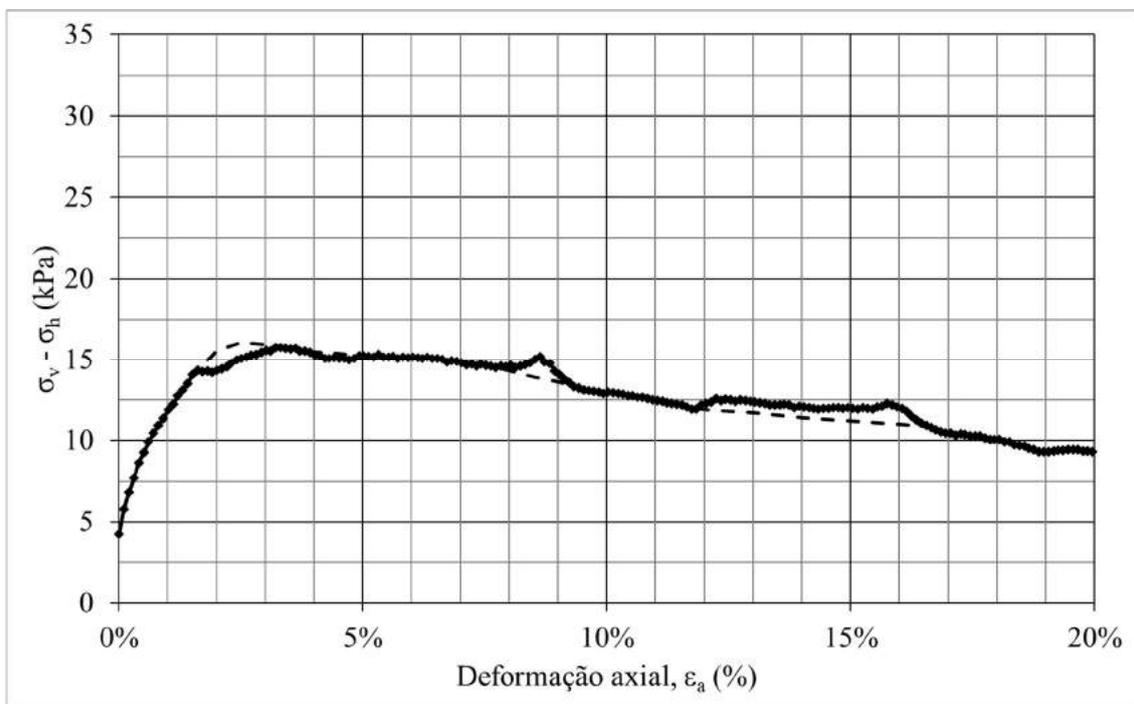


Figura 4.60: Fase de cisalhamento –  $(\sigma_v - \sigma_h)$  vs  $\epsilon_a$  – Teste11\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

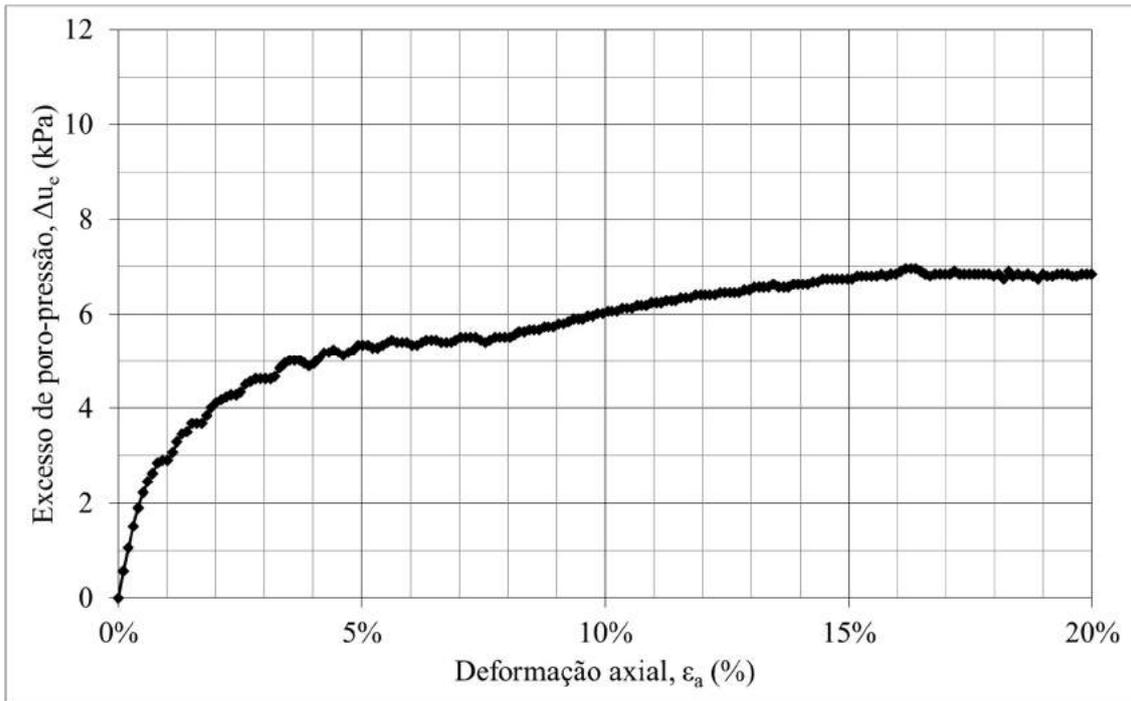


Figura 4.61: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste11\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

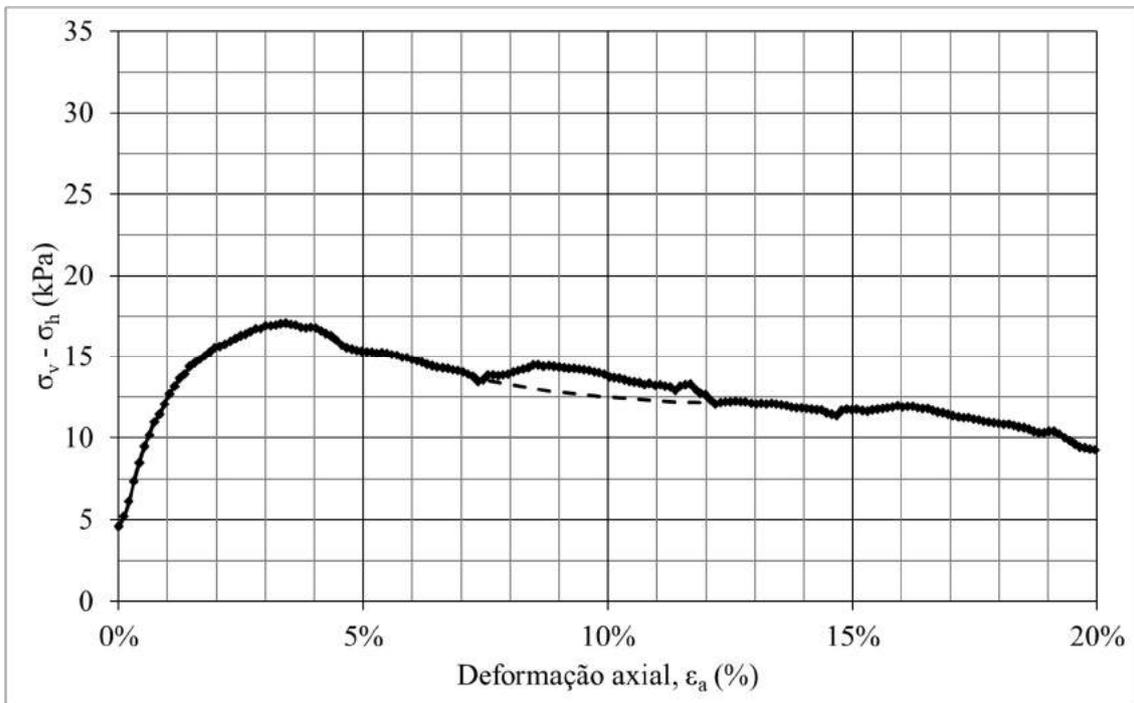


Figura 4.62: Fase de cisalhamento – ( $\sigma_v - \sigma_h$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste15\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

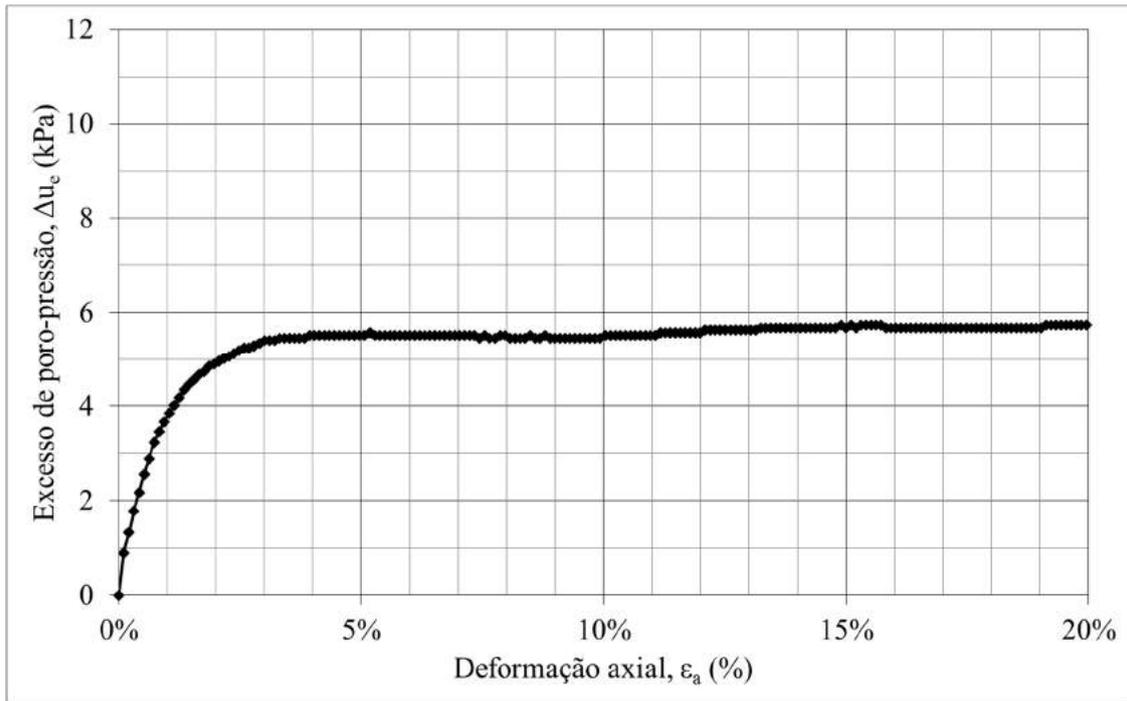


Figura 4.63: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste15\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 3 m).

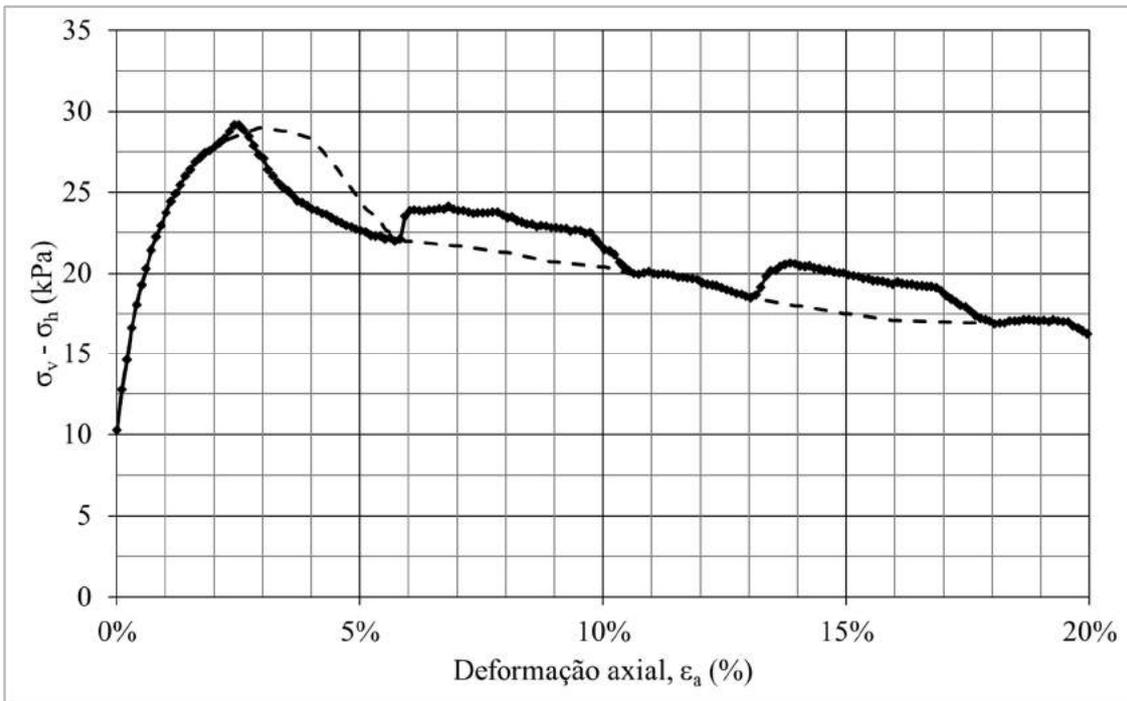


Figura 4.64: Fase de cisalhamento – ( $\sigma_v - \sigma_h$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste14\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 6 m).

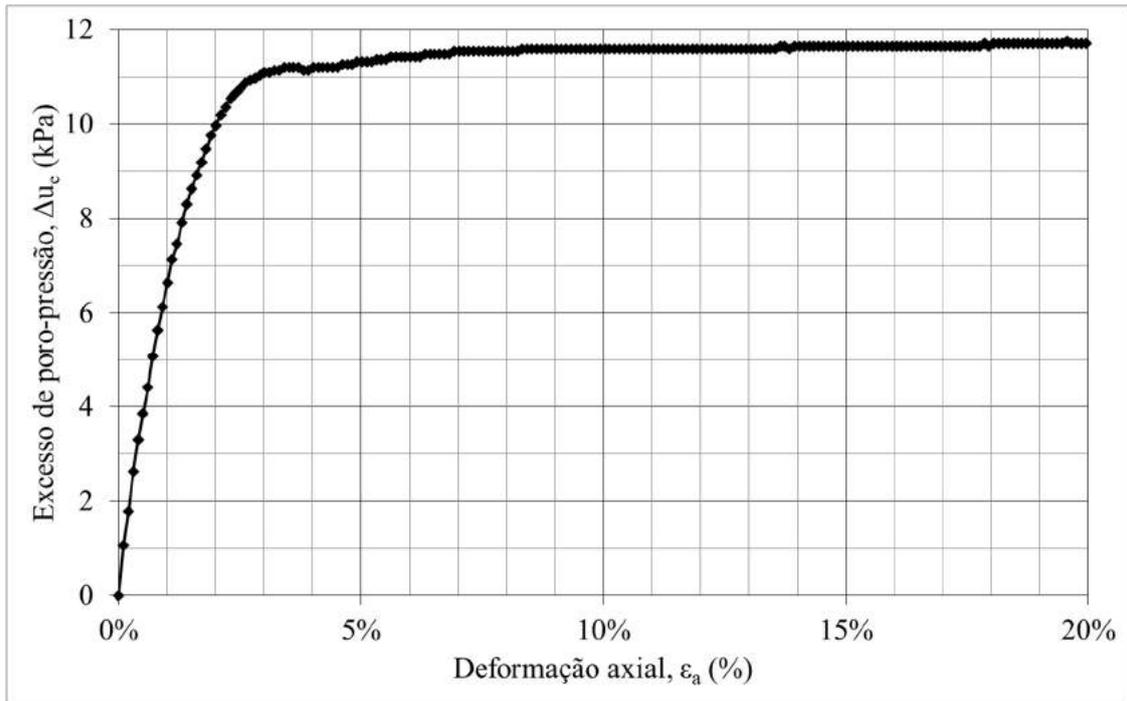


Figura 4.65: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste14\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 6 m).

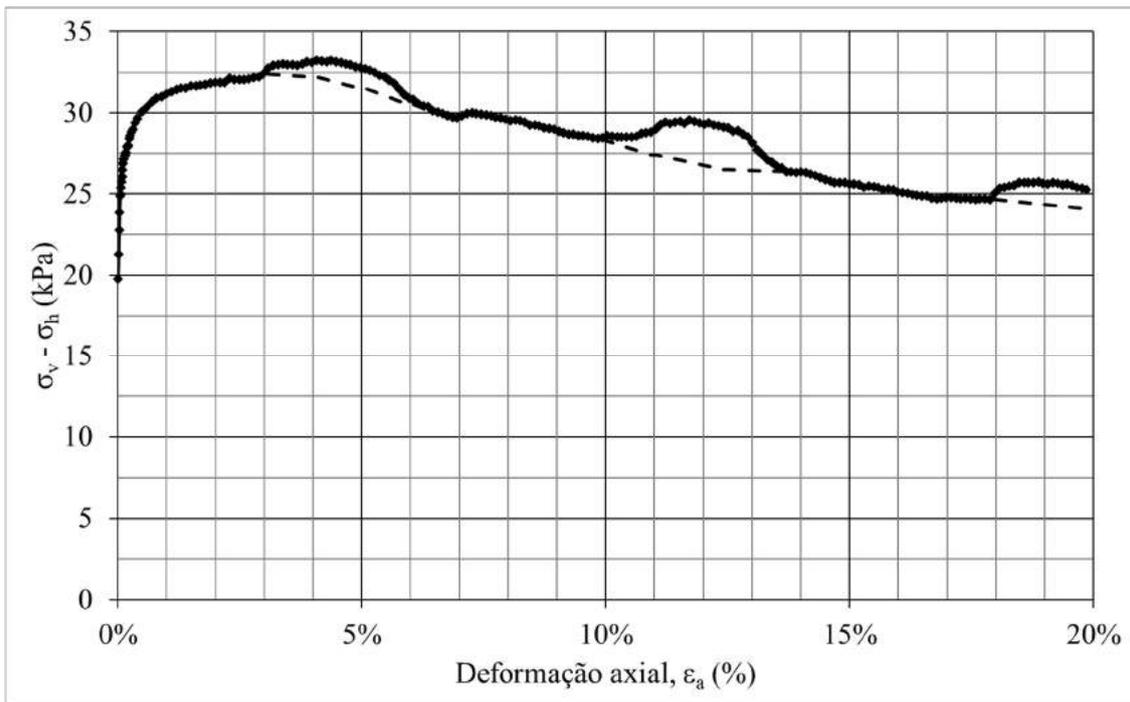


Figura 4.66: Fase de cisalhamento – ( $\sigma_v - \sigma_h$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste21\_CK<sub>0</sub>UCL (prof. 8 m).

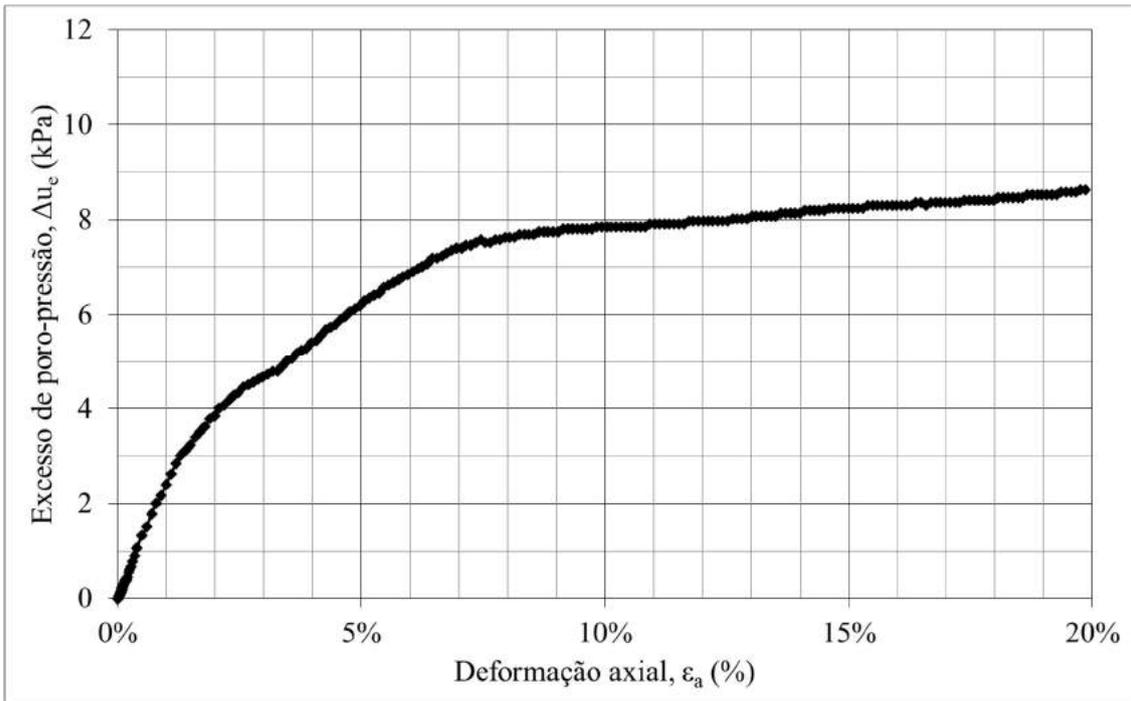


Figura 4.67: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste21\_CK0UCL (prof. 8 m).

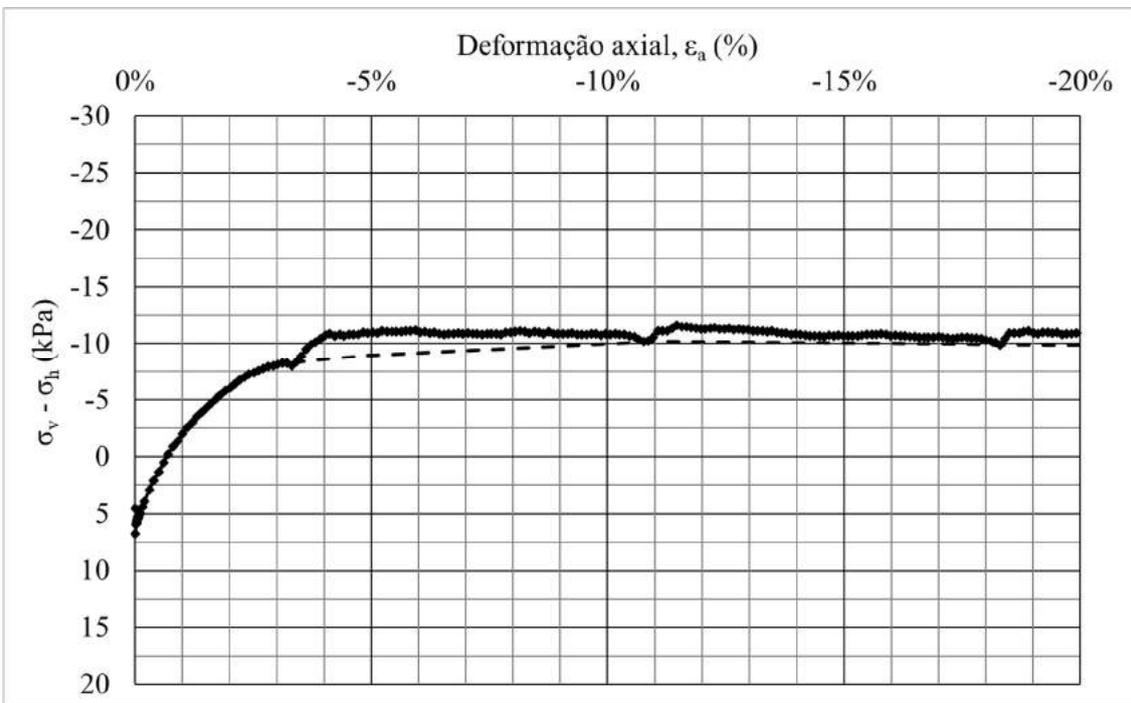


Figura 4.68: Fase de cisalhamento – ( $\sigma_v - \sigma_h$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste18\_CK0UEU (prof. 3 m).

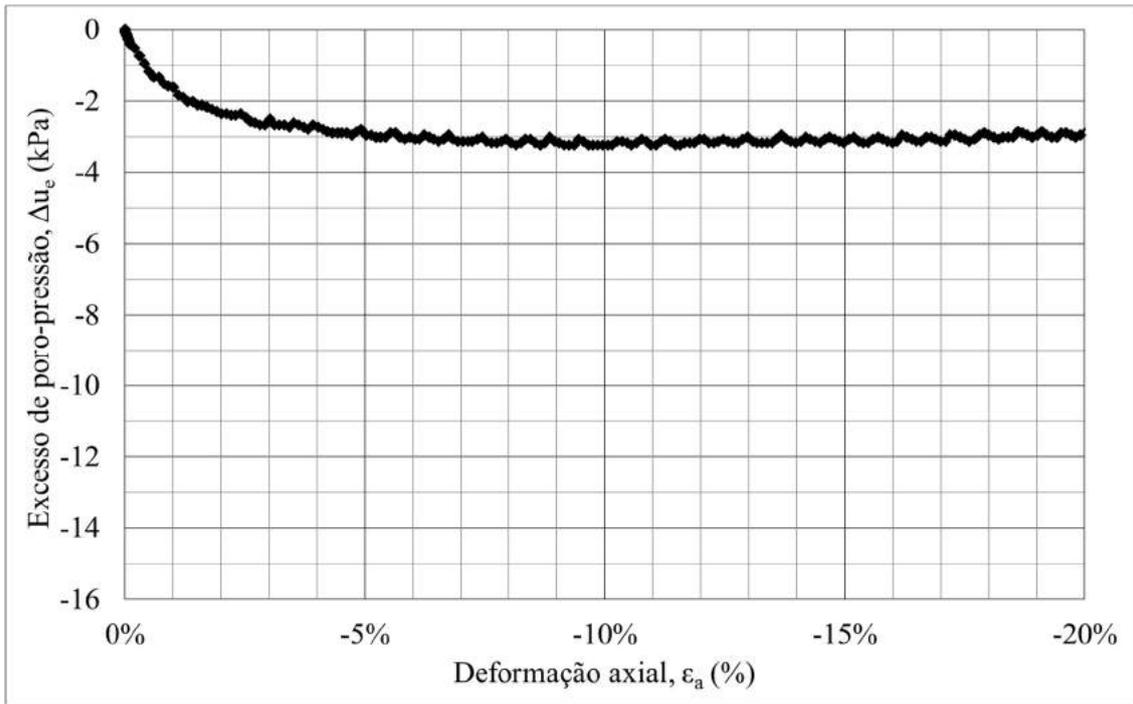


Figura 4.69: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste18\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 3 m).

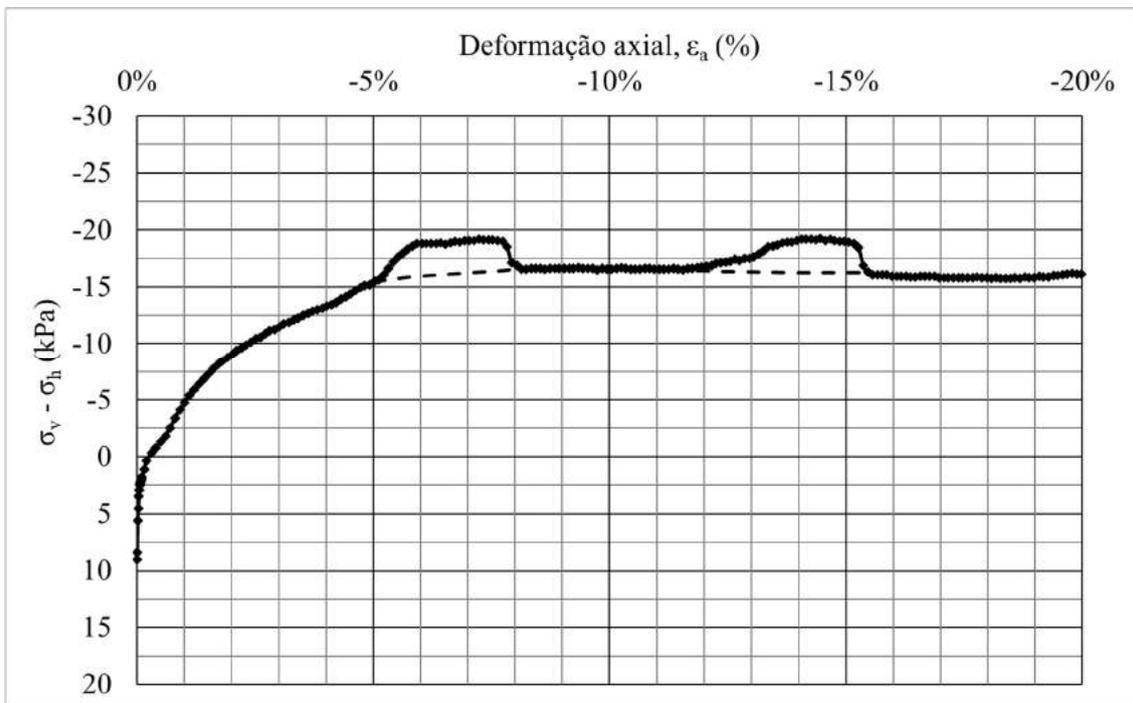


Figura 4.70: Fase de cisalhamento – ( $\sigma_v - \sigma_h$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste19\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 6 m).

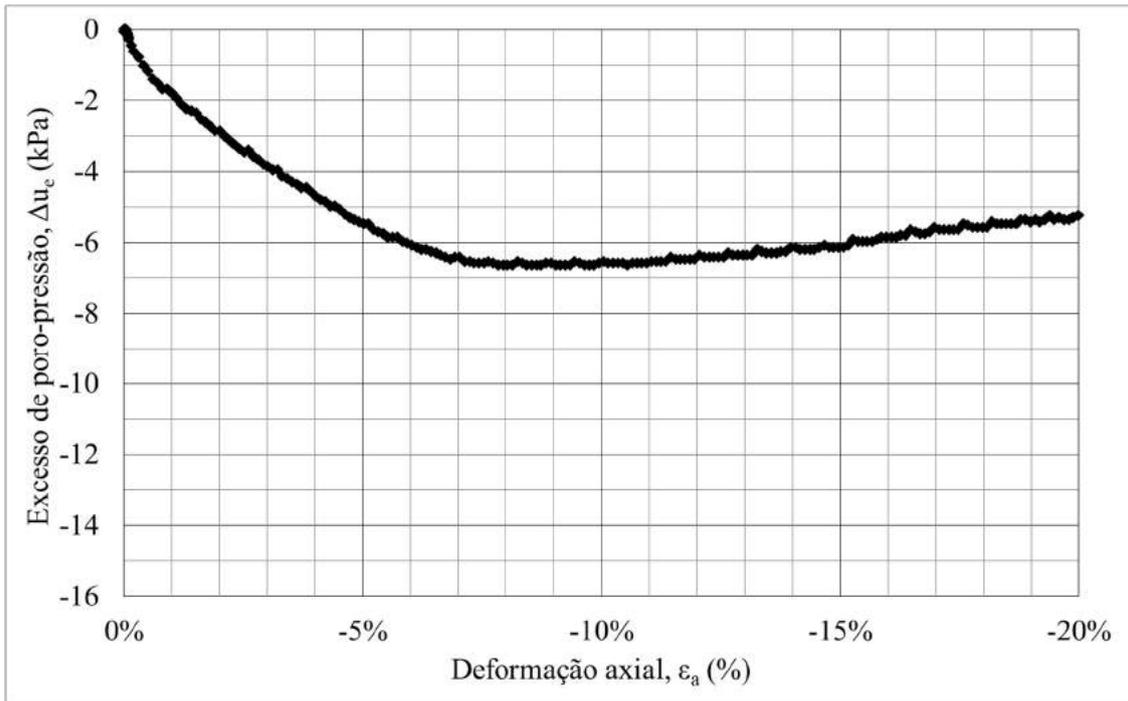


Figura 4.71: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste19\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 6 m).

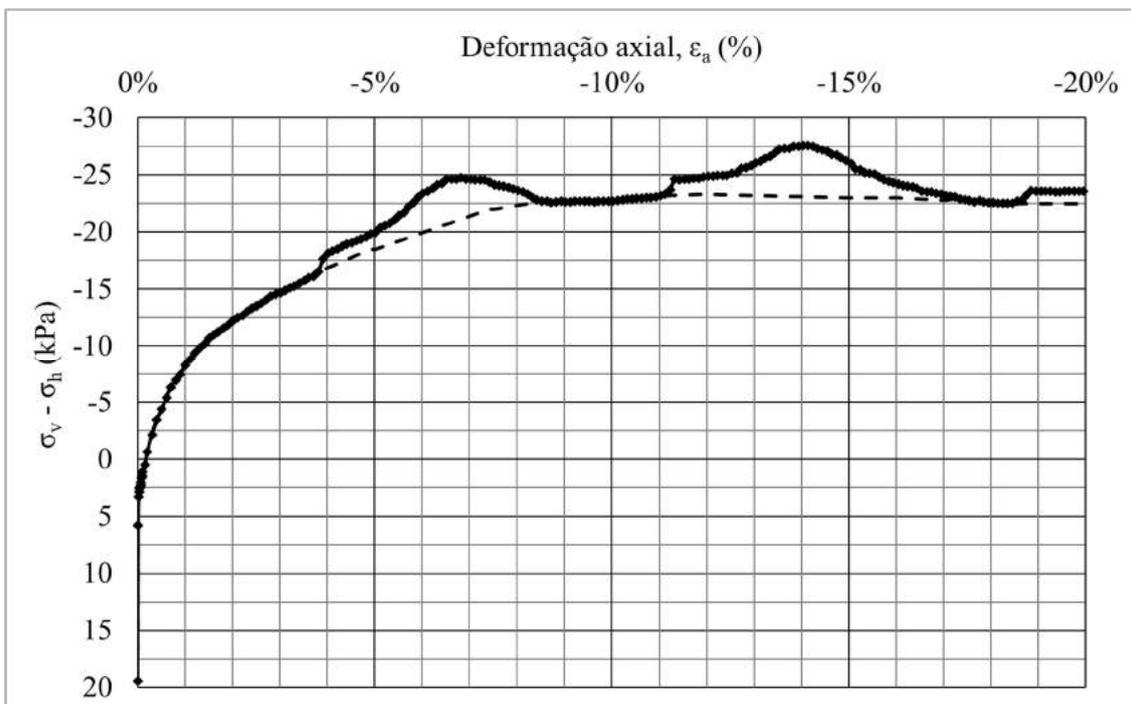


Figura 4.72: Fase de cisalhamento –  $(\sigma_v - \sigma_h)$  vs  $\epsilon_a$  – Teste20\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 8 m).

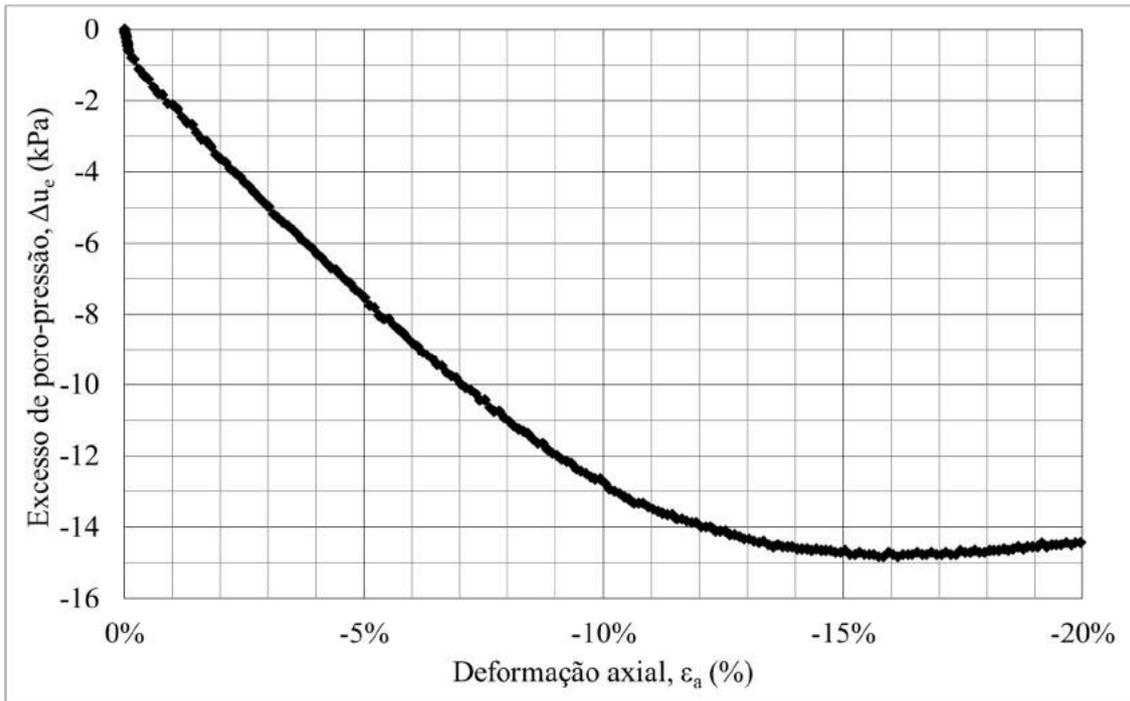


Figura 4.73: Fase de cisalhamento – Excesso de poro-pressão ( $\Delta u_e$ ) vs  $\epsilon_a$  – Teste20\_CK<sub>0</sub>UEU (prof. 8 m).

Nos ensaios de compressão, percebe-se a ocorrência de picos de resistência. Já nos ensaios de extensão, este comportamento não foi observado. Isto indica que o corpo de prova tem ruptura frágil na compressão, enquanto que na extensão a ruptura é dúctil. Isto já havia sido constatado por Berre e Bjerrum (1973) sem que os referidos autores definam um motivo para tal comportamento.

A Figura 4.74 mostra as curvas tensão-deformação típicas de ensaios triaxiais de compressão e extensão, bem como de ensaio DSS, consideradas na modelagem NGI-ADPSOft2 de Jostad e Grimstad (2011), um modelo elasto-plástico baseado na anisotropia da resistência não drenada proposta por Bjerrum (1973). Nota-se pela figura que, para o ensaio de compressão, espera-se que a resistência máxima (“ $S_{up}^C$ ” na figura) seja atingida a pequenas deformações (“ $\gamma_p^C$ ”). Já no ensaio de extensão é esperado que o pico (“ $S_{up}^E$ ”) seja menos pronunciado e ocorra para deformações maiores ( $\gamma_p^E > \gamma_p^C$ ). Este comportamento foi observado nos ensaios do presente trabalho em todas as profundidades estudadas.

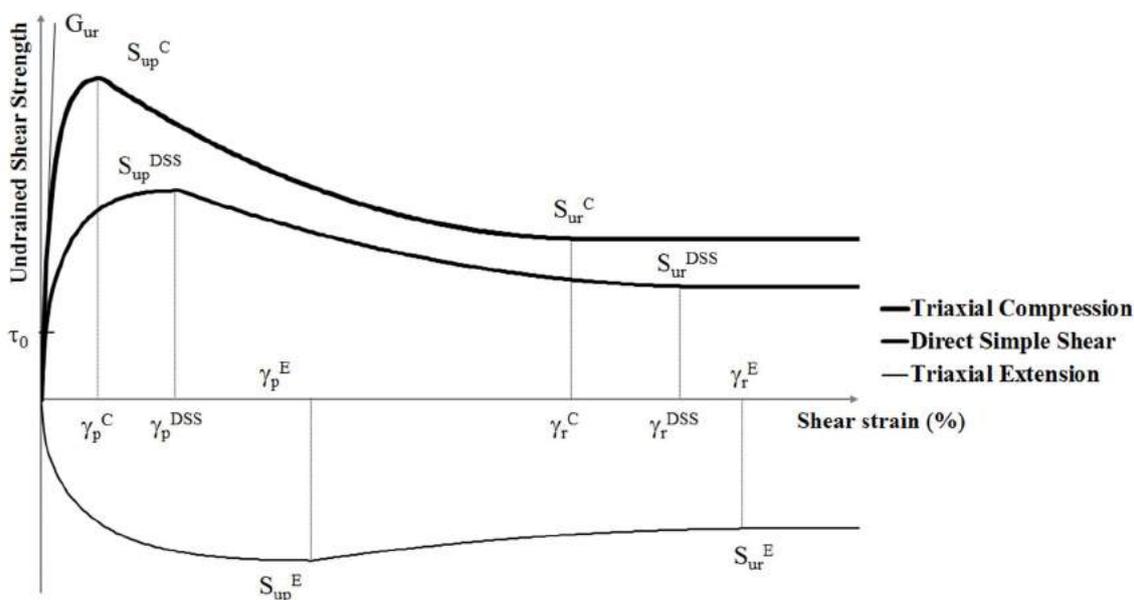


Figura 4.74: Curvas tensão-deformação típicas de ensaios triaxiais de compressão e extensão, e DSS (D’Ignazio e Länsivaara, 2015).

A Tabela 4.4 a seguir resume as tensões desviadoras máximas ( $\sigma_{d,m\acute{a}x} = |\sigma_v - \sigma_h|_{m\acute{a}x}$ ), bem como as deformações ( $\epsilon_{a,f}$ ) e excesso de poropressão ( $\Delta u_{e,f}$ ) na ruptura, obtidos para cada ensaio. São apresentadas ainda as umidades dos corpos de prova no início dos ensaios ( $w_0$ ).

Tabela 4.4: Umidade inicial, tensões desviadoras máximas, deformações e excessos de poro-pressões na ruptura dos ensaios triaxiais.

Ensaio	Profundidade (m)	Umidade inicial (%)	$\sigma_{d,m\acute{a}x}$ (kPa)	$\epsilon_{a,f}$ (%)	$\Delta u_{e,f}$ (kPa)
Teste08 CAUCL	3	183%	18,3*	3,5%*	5,0*
Teste09 CAUCL	3	181%	17,3	3,5%	4,2
Teste10 CK <sub>0</sub> UCL	3	179%	17,8	4,2%	5,2
Teste11 CK <sub>0</sub> UCL	3	192%	16,1	2,5%	4,6
Teste15 CK <sub>0</sub> UCL	3	187%	17,1	3,4%	5,5
Teste14 CK <sub>0</sub> UCL	6	138%	29,0	2,9%	11,0
Teste21 CK <sub>0</sub> UCL	8	31%	32,4	3,1%	4,7
Teste18 CK <sub>0</sub> UEU	3	183%	10,0	-10,5%	-3,2
Teste19 CK <sub>0</sub> UEU	6	130%	16,7	-9,3%	-6,6
Teste20 CK <sub>0</sub> UEU	8	80%	23,3	-11,9	-13,9

\* Interpretação do engenheiro.

A Figura 4.75 apresenta as curvas  $(\sigma_v - \sigma_h)$  vs  $\epsilon_a$  para todos os ensaios realizados. Observa-se uma excelente concordância entre os resultados obtidos. Ressalta-se ainda a ótima concordância entre os ensaios CAUCL e CK<sub>0</sub>UCL, indicando que uma vez que se obtenha uma boa estimativa da tensão horizontal *in situ* o ensaio CAU pode bem substituir o ensaio CK<sub>0</sub>U.

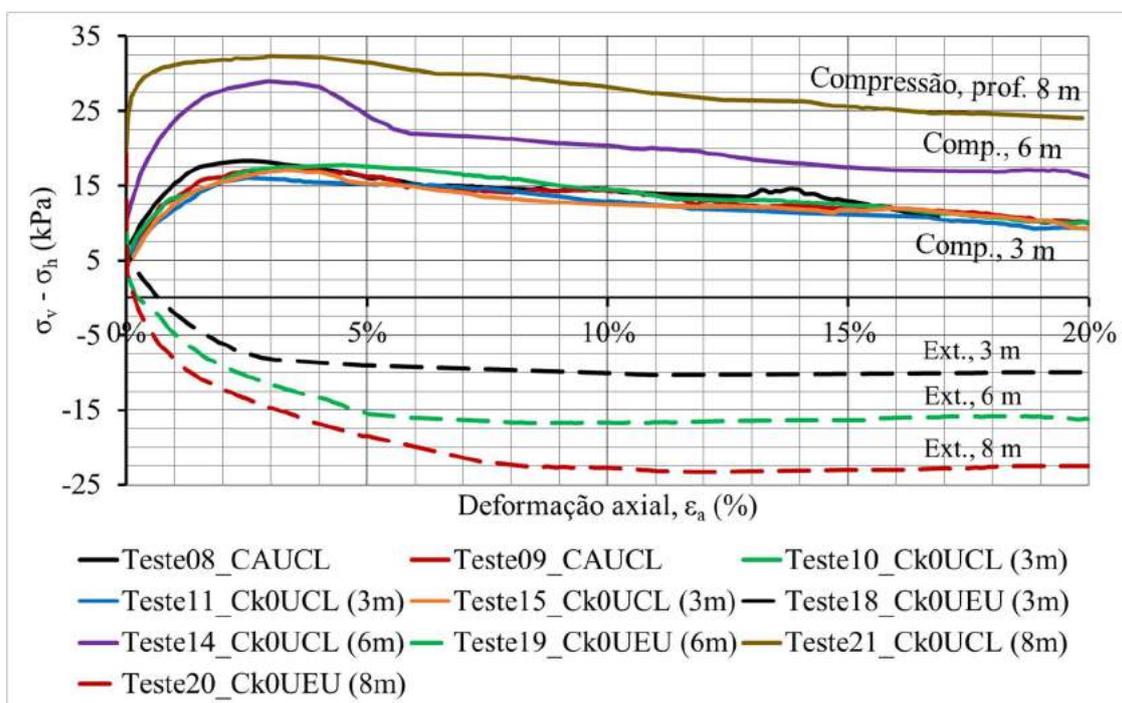


Figura 4.75:  $(\sigma_v - \sigma_h)$  vs  $\epsilon_a$  de todos os ensaios do presente trabalho.

A Figura 4.76 apresenta  $\Delta u_e$  vs  $\epsilon_a$  para todos os ensaios realizados. Novamente observa-se boa concordância entre os ensaios de compressão a 3 m de profundidade, inclusive quando se compara os ensaios CAUCL com os CK<sub>0</sub>UCL. Nos ensaios de compressão foi observada geração de excesso de poro-pressão positivo, pois o carregamento tende a reduzir o volume do CP, o que é evitado no ensaio não drenado com  $\Delta u_e > 0$ . Já nos ensaios de extensão observou-se excesso de poro-pressão negativo, pois, de maneira análoga, o descarregamento tende a dilatar o CP, o que é evitado com  $\Delta u_e < 0$ . Nos ensaios de extensão, constata-se que, quanto maior o estado de tensões, maior o excesso de poro-pressão gerado, como era esperado. Porém, nos ensaios de compressão, o ensaio a 6 m de profundidade tem  $\Delta u_e$  maior que o de 3 m, mas menor que o da profundidade de 8 m. Esperava-se que  $\Delta u_e$  correspondente ao ensaio Teste21\_CK<sub>0</sub>UCL (profundidade 8 m) fosse o maior dentre todos os ensaios. O autor

deste trabalho acredita que o teor de umidade inicialmente consideravelmente menor deste CP, devido ao problema de armazenamento da amostra na câmara úmida, tenha causado uma migração interna de poro-pressão no CP e influenciado o resultado.

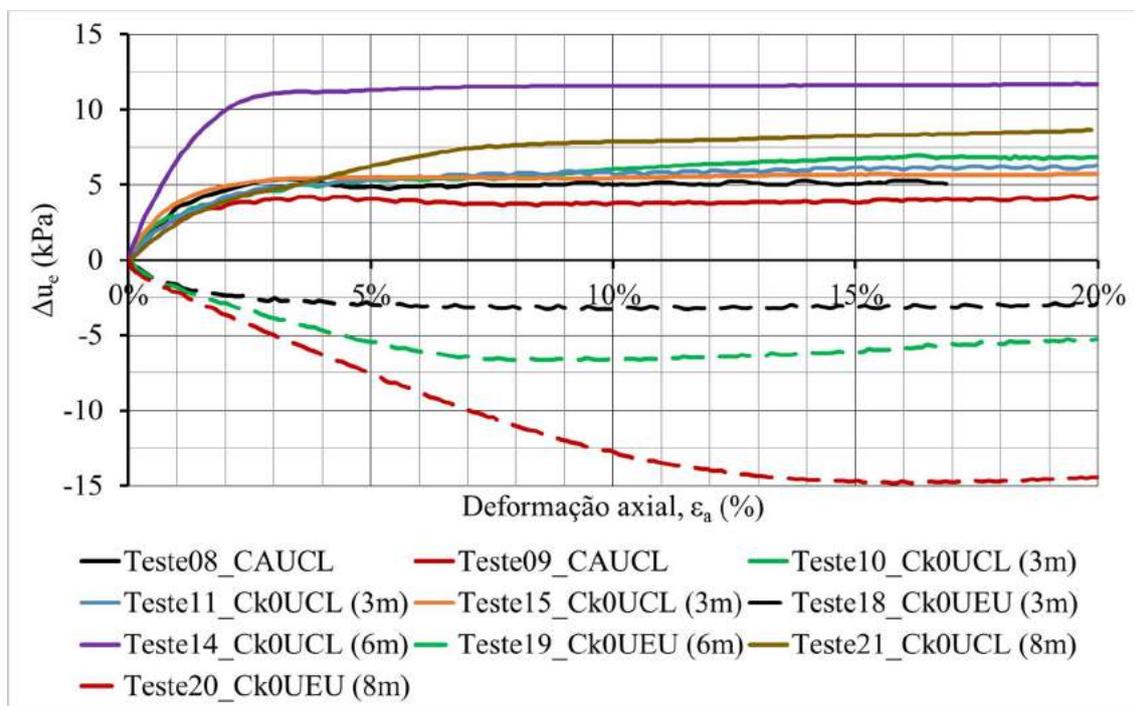


Figura 4.76:  $\Delta u_e$  vs  $\epsilon_a$  de todos os ensaios do presente trabalho.

Para profundidade de 3 m,  $\sigma_{d,m\acute{a}x}$  varia entre 16,1 e 17,8 kPa nos ensaios de compress\~ao. J\~a no ensaio de extens\~ao, obteve-se  $\sigma_{d,m\acute{a}x} = 10$  kPa. Na profundidade de 6 m, tem-se  $\sigma_{d,m\acute{a}x} = 29,0$  kPa na compress\~ao e  $\sigma_{d,m\acute{a}x} = 16,7$  kPa na extens\~ao. Por fim, para 8 m de profundidade, os resultados mostram  $\sigma_{d,m\acute{a}x} = 32,4$  e 23,3 kPa para compress\~ao e extens\~ao, respectivamente.

Quanto ao teor de umidade, para a profundidade de 3 m os valores est\~ao entre 179 e 192%. Na profundidade de 6 m, a umidade varia entre 130 e 138%. J\~a a 8 m de profundidade, a umidade est\~a entre 31 e 80%. Comparando estes valores com os obtidos por Jannuzzi (2013), indicados na Figura 4.77, v\~e-se boa concord\~ancia entre os dois trabalhos. Comenta-se, entretanto, a consider\~avel diferen\~ca entre os teores de umidade dos ensaios de compress\~ao e extens\~ao para a profundidade de 8 m. O ensaio de extens\~ao (Teste20\_CK0UEU) foi realizado em dezembro de 2018, enquanto o de compress\~ao (Teste21\_CK0UCL) foi realizado em janeiro de 2019, ap\~os o recesso de fim de ano. Acredita-se que o ressecamento observado de um ensaio para o outro (umidade cair de

80 para 31%) se deva a problema de armazenamento aliado ao intenso calor registrado no verão do Rio de Janeiro neste período, que pode ter afetado a temperatura da câmara úmida do laboratório.

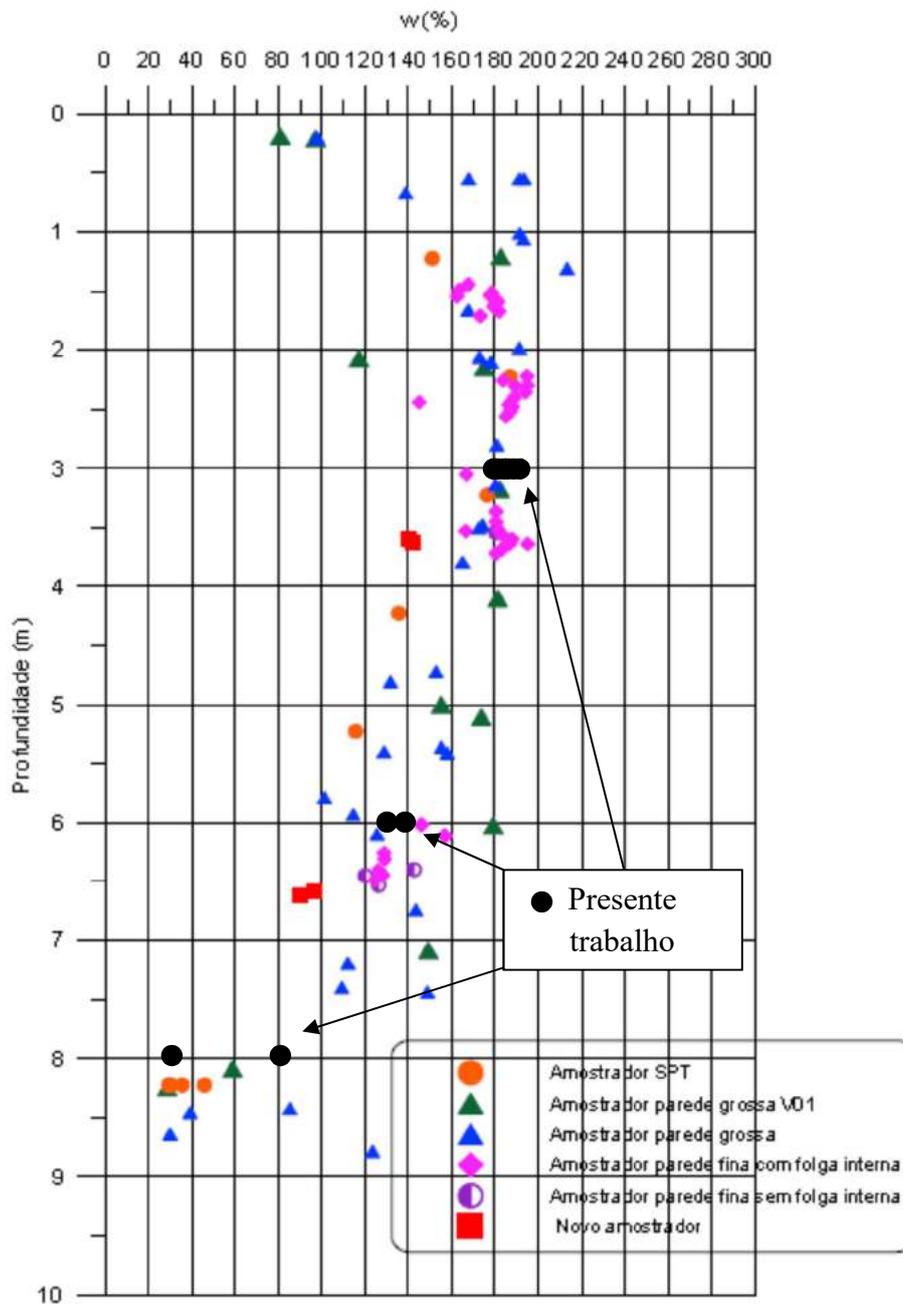


Figura 4.77: Todas as determinações do teor de umidade de Jannuzzi (2013) e do presente trabalho (adaptado de Jannuzzi, 2013).

#### 4.5. Resistência ao cisalhamento

A Figura 4.78 compara os caminhos de tensões efetivas (CTE) dos ensaios CAUCL com os CK<sub>0</sub>UCL, todos para a profundidade de 3 m. Como mencionado anteriormente, houve problema na fonte do computador no ensaio Teste08\_CAUCL (a resistência foi estimada pela tendência do gráfico, ver Figura 4.54) e os adensamentos dos ensaios Teste09\_CAUCL, Teste10\_CK<sub>0</sub>UCL e Teste11\_CK<sub>0</sub>UCL foram prejudicados por problemas no equipamento. Assim, os ensaios Teste08\_CAUCL e Teste15\_CK<sub>0</sub>UCL têm CTE iniciando no adensamento, enquanto os dos ensaios Teste09\_CAUCL, Teste10\_CK<sub>0</sub>UCL e Teste11\_CK<sub>0</sub>UCL se iniciam no cisalhamento. Os ensaios CAUCL têm CTE ligeiramente deslocado para a direita em relação aos ensaios CK<sub>0</sub>UCL, o que está associado às diferenças nos procedimentos de adensamento. Apesar disso, a resistência do Teste09\_CAUCL é praticamente a mesma dos ensaios Teste10\_CK<sub>0</sub>UCL e Teste15\_CK<sub>0</sub>UCL.

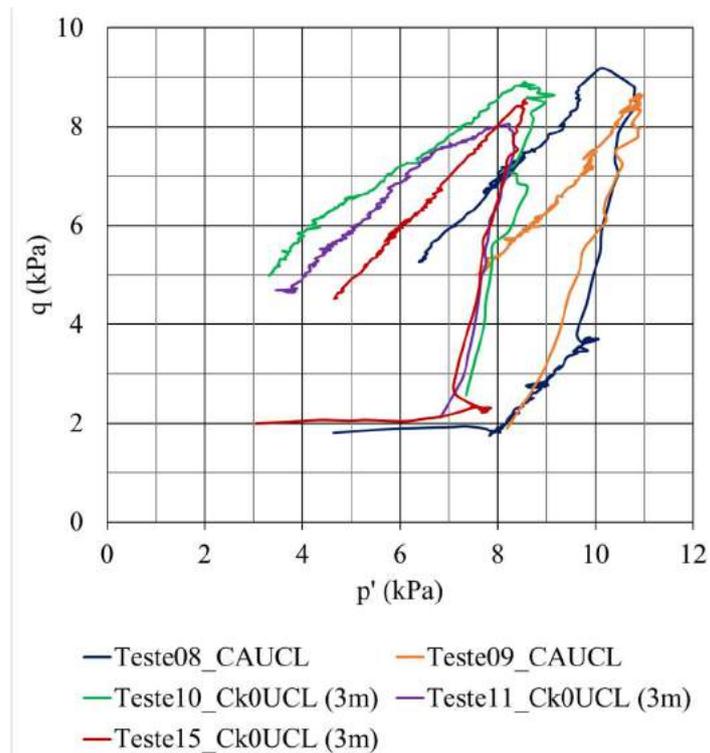


Figura 4.78: Comparação CTE dos ensaios CAUCL e CK<sub>0</sub>UCL.

A Tabela 4.5 a seguir lista os parâmetros  $A$  de Skempton na ruptura ( $A_f$ ) e o OCR de cada corpo de prova ensaiado, e os valores de  $S_u$  dos ensaios do presente trabalho e dos ensaios DSS realizados por Jannuzzi (2013).

Tabela 4.5: Resultados de  $S_u$ , OCR e  $A_f$  dos ensaios triaxiais do presente trabalho e DSS de Jannuzzi (2013).

Ensaio	Profundidade (m)	OCR	$S_u$ (kPa)	$A_f$
Teste08_CAUCL	3	2,25	9,2*	0,45*
Teste09_CAUCL	3	2,25	8,7	0,31
Teste10_CK <sub>0</sub> UCL	3	2,25	8,9	0,41
Teste11_CK <sub>0</sub> UCL	3	2,25	8,1	0,38
Teste15_CK <sub>0</sub> UCL	3	2,25	8,6	0,44
Teste14_CK <sub>0</sub> UCL	6	2	14,5	0,59
Teste21_CK <sub>0</sub> UCL	8	1,5	16,2	0,38
Teste18_CK <sub>0</sub> UEU	3	2,25	5,0	2,04
Teste19_CK <sub>0</sub> UEU	6	2	8,4	2,65
Teste20_CK <sub>0</sub> UEU	8	1,5	11,7	2,48
Jannuzzi (2013), DSS NGI	2,61	2,25	7,4	-
	6,61	2	11,5	-

\* Interpretação do engenheiro

Nos ensaios triaxiais de compressão a 3 m, tomando a média dos valores obtidos como representativa da profundidade, tem-se  $S_{u,comp} = 8,6$  kPa. Já o ensaio de extensão mostrou que  $S_{u,ext} = 5,0$  kPa para a mesma profundidade. Para a profundidade de 6 m foi obtido  $S_{u,comp} = 14,5$  kPa e  $S_{u,ext} = 8,4$  kPa; e, para 8 m,  $S_{u,comp} = 16,2$  kPa e  $S_{u,ext} = 11,7$  kPa.

A Figura 4.79 mostra os valores de  $S_u$  obtidos nos diferentes ensaios. Os ensaios triaxiais de compressão têm a maior resistência não drenada. Em seguida, têm-se os ensaios DSS de Jannuzzi (2013) e, por fim, os ensaios triaxiais de extensão registraram a menor resistência não drenada. Conclui-se, portanto, que foi obtido para a argila mole de Sarapuí II  $S_{u,ext} < S_{u,DSS} < S_{u,comp}$ , conforme o esperado pela literatura.

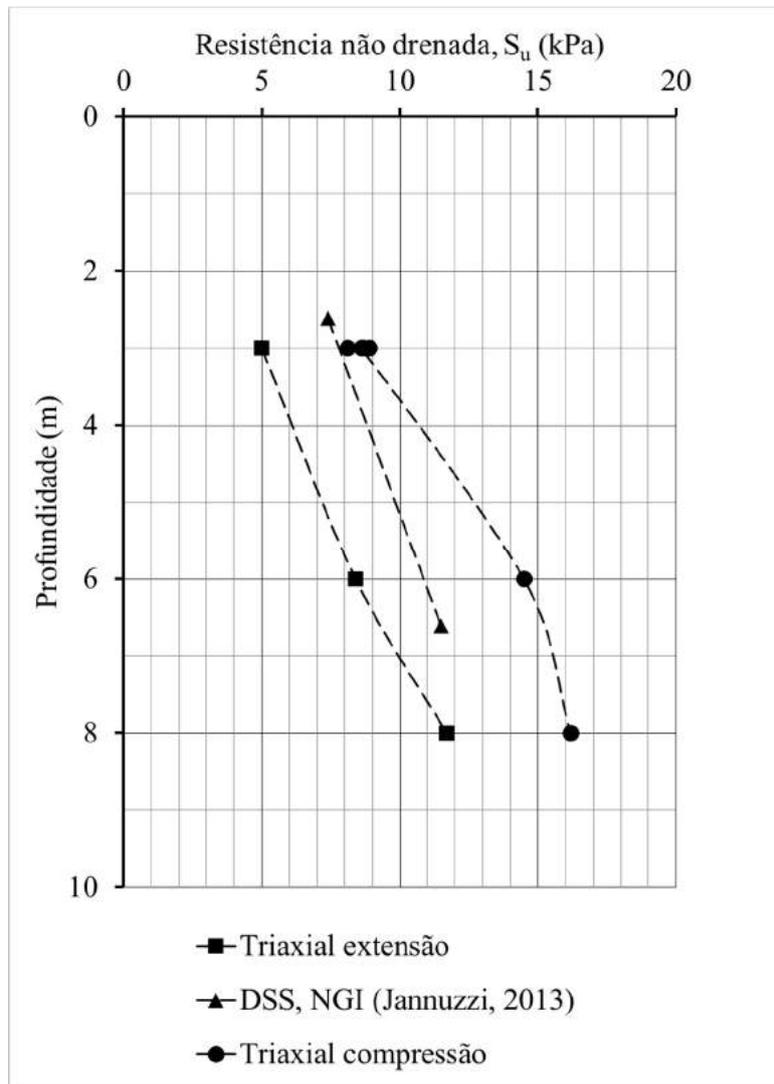


Figura 4.79: Comparação da variação da resistência não drenada em função da profundidade para diferentes ensaios.

A fim de analisar os valores de  $A_f$  obtidos, tomou-se como referência a previsão de  $A_f$  em função do OCR feita por Lambe e Whitman (1969) em seus ensaios com a argila de Weald, reproduzida na Figura 4.80 e que, segundo os autores, é uma representação típica para muitas argilas. Como o gráfico foi obtido a partir de ensaios triaxiais de compressão por carregamento, limitou-se a comparação aos ensaios CAUCL e  $CK_0$ UCL, tendo sido observado que os valores de  $A_f$  obtidos encontram-se próximos da previsão de Lambe e Whitman (1969).

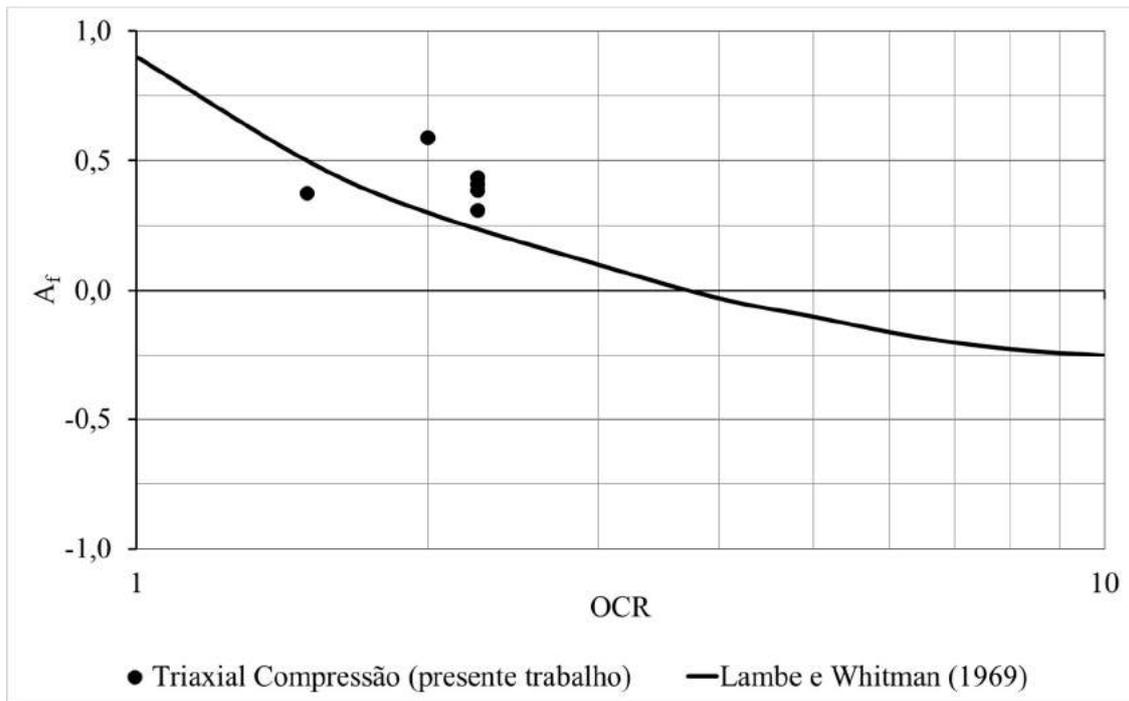


Figura 4.80: Comparação de  $A_f$  obtido no presente trabalho com previsão da literatura (adaptado de Lambe e Whitman, 1969).

Tomando ainda os valores de  $S_u$  na compressão e na extensão, calculou-se a razão  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  para Sarapuí II em cada profundidade estudada. Comparando estes valores com os obtidos por Bjerrum (1972) (ver Tabela 2.1), percebe-se que as razões  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  são maiores que as das argilas pouco plásticas do referido autor e têm a mesma ordem de grandeza das argilas mais plásticas. Este resultado é coerente, levando em conta que o material ensaiado no presente trabalho é muito plástico. Em suma, foi verificado que maiores índices de plasticidade tendem a ter menor efeito de anisotropia, como observado por Bjerrum (1973) e mostrado na Tabela 4.6. Entretanto, em virtude da argila mole estudada ser muito mais plástica que as de Bjerrum (1972), constata-se que o aumento de  $I_p$  não reduz a anisotropia indefinidamente. Parece haver um limite a partir do qual, por mais que se aumente  $I_p$ , não há mais aumento de  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$ . Isso se evidencia ao analisar a argila de Bangkok e Sarapuí II nas profundidades 3 e 6 m. Sarapuí II (6 m) e Bangkok tem praticamente o mesmo  $I_p$ , enquanto Sarapuí II (3 m) tem  $I_p$  quase o dobro das outras duas. Porém, as três argilas têm  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  praticamente iguais. Esta explicação pode ser melhor visualizada na Figura 4.81, que reúne os dados da razão  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  de diversos trabalhos em função do índice de plasticidade ( $I_p$ ), inclusive os de Ladd (1991), para o caso de solos normalmente adensados.

Tabela 4.6: Comparação entre a anisotropia ( $S_{u,ext}/S_{u,comp}$ ) e o índice de plasticidade ( $I_p$ ) de diferentes argilas.

Argila	Índice de plasticidade ( $I_p$ )	$S_{u,ext}/S_{u,comp}$	Referência
Sarapuí II (3 m)	160%	0,58	Presente trabalho
Sarapuí II (6 m)	90%	0,58	Presente trabalho
Bangkok	85%	0,57	Bjerrum (1972)
Matahami, Canadá	47%	0,74	Bjerrum (1972)
Sarapuí II (8 m)	40%	0,72	Presente trabalho
Drammen plástica	29%	0,37	Bjerrum (1972)
Studenter-Iunden, Oslo	18%	0,32	Bjerrum (1972)
Vaterland	16%	0,28	Bjerrum (1972)
Drammen não plástica	11%	0,26	Bjerrum (1972)

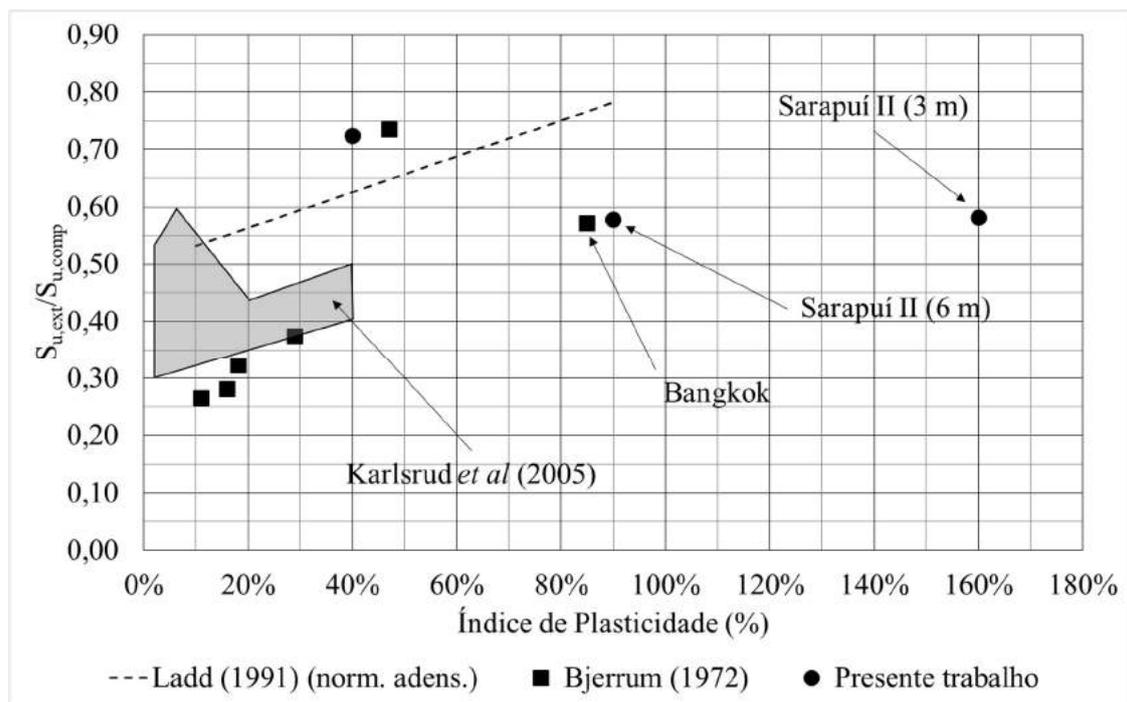


Figura 4.81:  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  em função do Índice de Plasticidade (adaptado de diversos trabalhos).

Como o depósito de argila mole contém as amostras de 3 e 6 m, foi possível determinar ainda a envoltória de resistência pelo critério de Mohr-Coulomb, admitindo-se que seja o mesmo material. As equações das envoltórias, obtidas no espaço  $q$  vs  $p'$ ,

para compressão e extensão estão indicadas na Figura 4.82. Convertendo para o espaço  $\tau$  vs  $\sigma'$ , as envoltórias passam a ter as equações abaixo.

$$\tau = 1,192\sigma' + 3,077 \quad (\text{compressão})$$

$$\tau = -0,993\sigma' - 4,148 \quad (\text{extensão})$$

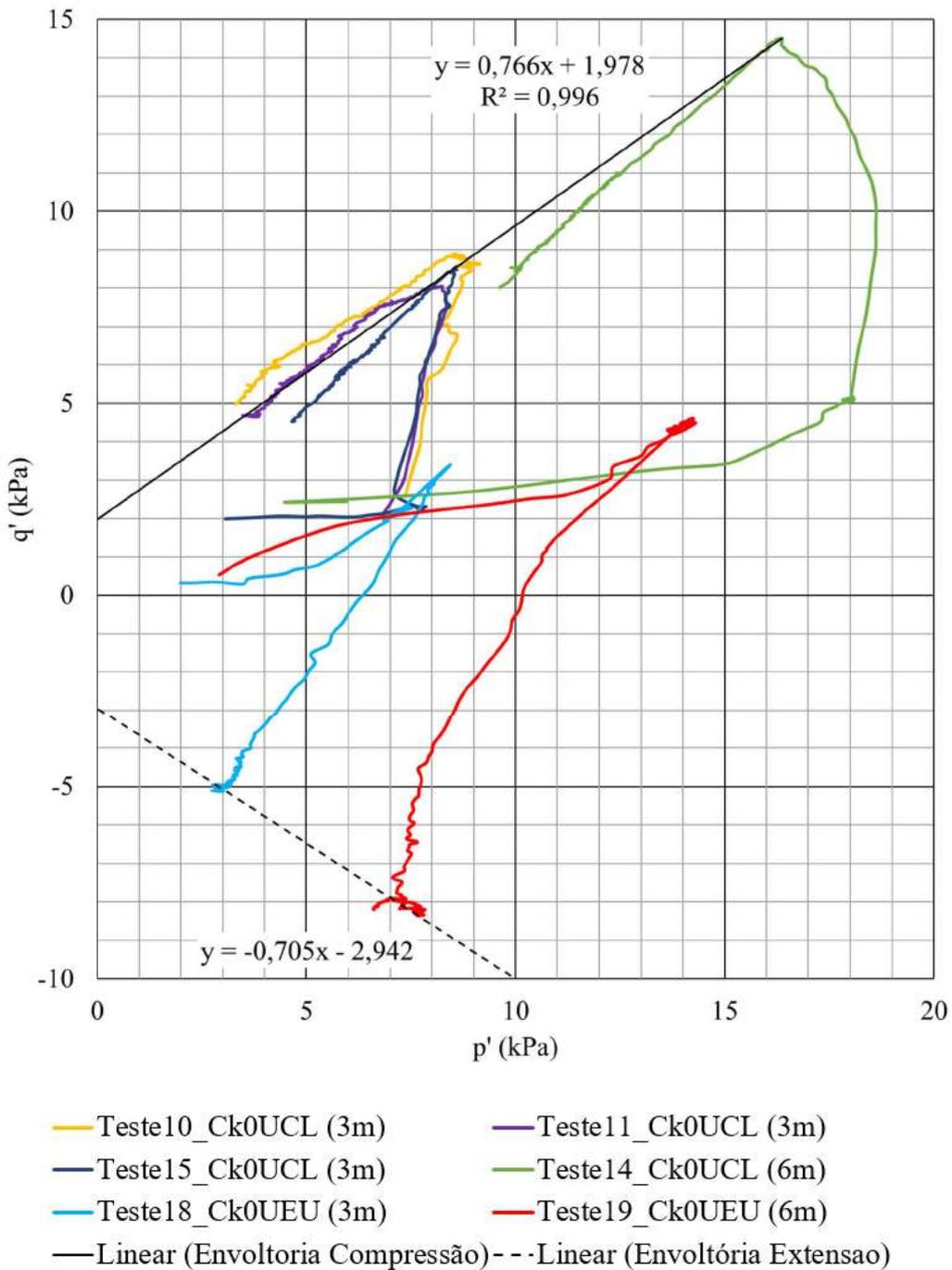


Figura 4.82: Determinação dos parâmetros efetivos com as envoltórias de resistência à compressão e à extensão

Os parâmetros de resistência puderam então ser determinados: Na compressão tem-se  $\varphi' = 50,0^\circ$  e  $c' = 3,1$  kPa; já na extensão, foi obtido  $\varphi' = 44,8^\circ$  e  $c' = 4,1$  kPa. Esses parâmetros elevados se devem ao fato de sua determinação ser feita no trecho sobreadensado, onde se representa com uma reta a envoltória que, na verdade, é curva, como ilustra a Figura 4.83.

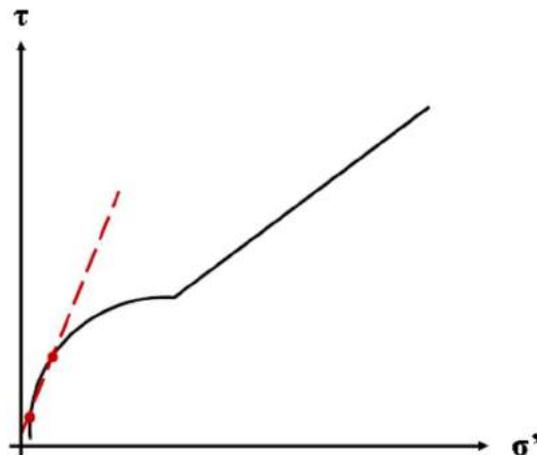


Figura 4.83: Parâmetros efetivos determinados no trecho curvo da envoltória (solo sobreadensado).

Reproduzindo a envoltória obtida por Aguiar (2014) para  $\dot{\epsilon}_a = 0,02\%/min$ , o mais próximo dos ensaios do presente trabalho, e plotando os pontos de ruptura dos ensaios CAUCL e  $CK_0UCL$  para as profundidades de 3 e 6 m, se obtém a Figura 4.84, onde o ponto correspondente ao ensaio CAUCL está praticamente sobre a envoltória e os pontos dos ensaios  $CK_0UCL$  formaram uma curva sobre a envoltória normalmente adensada, semelhante à ilustração da Figura 4.83.

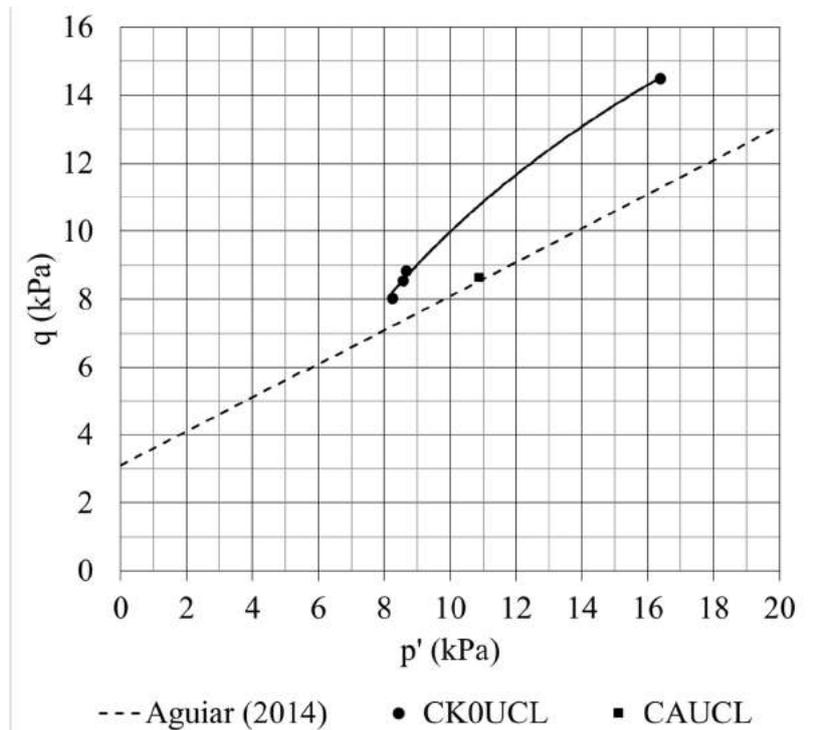


Figura 4.84: Comparação entre a envoltória normalmente adensada (Aguiar, 2014) e os pontos de ruptura dos ensaios sobreadensados (presente trabalho).

Com o ângulo de atrito efetivo ( $\phi' = 50,0^\circ$  e  $44,8^\circ$  para compressão e extensão, respectivamente) e  $OCR = 2$  (representativo das profundidades 3 e 6 m), correspondentes à argila muito mole, é possível estimar  $K_0$  pela correlação empírica proposta por Mayne e Kulhawy (1982), a equação (4. 1), e comparar com os valores  $K_{0,ori} = 0,53$  e  $K_{0,exp} = 0,56$  determinados experimentalmente. Esta estimativa fornece  $K_0$  de 0,40 ( $\phi' = 44,8^\circ$ ) e 0,48 ( $\phi' = 50,0^\circ$ ), donde conclui-se que a correlação de Mayne e Kulhawy (1982) não forneceu estimativas próximas aos resultados obtidos.

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \cdot OCR^{\text{sen}\phi'} \quad (4. 1)$$

Quanto ao silte argiloso da profundidade de 8 m, por haver sido determinado apenas um ponto na compressão e um na extensão, não foi possível determinar a envoltória.

## 5. RESUMO, CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

### 5.1. Resumo e Conclusões

A presente pesquisa aborda a realização de ensaios triaxiais de compressão e extensão na argila mole (na condição indeformada) de Sarapuí II. Seguiu-se o procedimento adotado pelo Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI), de adensar as amostras para as tensões de campo, representando assim um adensamento anisotrópico. Naquele instituto as tensões horizontais são estimadas, e as amostras adensadas por estágios até os valores de campo, antes do cisalhamento não drenado. Na presente pesquisa foi empregado um equipamento Geocomp automatizado que permite que o adensamento se faça segundo a condição  $K_0$ , ou seja, sem permitir deformação horizontal do corpo de prova. Uma comparação entre os dois procedimentos foi realizada, tendo sido evidenciada a boa concordância de resultados, inclusive na curva tensão desviadora versus deformação vertical.

Uma vez que a argila de Sarapuí II é muito mole, e as profundidades ensaiadas (3 e 6 m) não são muito significativas, as tensões de adensamento são baixas. Naturalmente a resistência não drenada também é de pequeno valor. Em função dessas características, os fatores que influenciam os resultados do ensaio (especialmente os pesos do elemento poroso, topcap e pistão, o atrito do pistão e a resistência da membrana) foram exaustivamente analisados e suas influências corrigidas. Tais fatores foram designados como efeitos indesejados.

Uma contribuição adicional da presente pesquisa foi a contribuição para o banco de dados da argila do Campo Experimental de Sarapuí II, especialmente no que diz respeito à resistência não drenada, através de ensaios de compressão e extensão. Ensaio de campo (palheta, T-bar, piezocone e dilatômetro) e de laboratório (DSS) já haviam sido realizados com essa finalidade, mas os ensaios reportados na presente pesquisa ainda não haviam sido efetuados.

No que diz respeito aos efeitos indesejados, verificou-se que a carga aplicada ao corpo de prova devida aos pesos do pistão, topcap, elemento poroso e metade superior do solo ( $P/A_0$ ) pode chegar a 37% da tensão vertical efetiva desejada para o ensaio. Isso mostra que estes pesos, principalmente o do pistão, já representam uma boa parte da carga vertical e de forma alguma podem ser desconsiderados.

A avaliação do atrito mostrou que este efeito é mais pronunciado nos ensaios de extensão, sendo o mais influente durante todo o cisalhamento. Já na compressão o atrito é o efeito mais relevante no início do cisalhamento e na região do pico, sendo superado pela resistência da membrana no comportamento pós-pico. A mobilização do atrito apresenta uma oscilação em sua magnitude, amplitude e período, o que impediu o uso de uma função a ser empregada como correção. A solução empregada para considerar o atrito nos ensaios foi tomar o atrito médio para determinada tensão confinante, desprezar os trechos claramente distorcidos pela oscilação do atrito e adoçar a sentimento os gráficos.

Após buscar a causa da mobilização oscilatória do atrito, conclui-se que esta não é devida à compensação da pressão aplicada pela bomba FlowTrac-II em virtude da variação de volume de água na câmara triaxial. Depois de medir o atrito com bombas com e sem válvulas de retenção, coluna d'água e o próprio FlowTrac-II, acredita-se que imperfeições e rugosidade no contato pistão-tampa causem este efeito, pois após realizar estas medições passando graxa teflonada no pistão e no furo da tampa, verificou-se que o atrito continuou oscilando mas com considerável diminuição na magnitude e amplitude. Aqui ainda há uma dúvida, em função da medição do atrito feita com coluna d'água. Entretanto, mesmo essa medida (de aplicação de graxa teflonada no ensaio) não se mostrou eficiente, tendo em vista que no ensaio Teste21\_CK<sub>0</sub>UCL foi utilizada graxa teflonada e ainda assim foi verificada a oscilação.

Em relação à resistência da membrana, conclui-se que apenas a sua colocação no corpo de prova já pode causar um acréscimo de tensão radial considerável, no caso dos ensaios a baixas tensões. Verificou-se ainda que a tensão axial da membrana é um efeito que ganha especial relevância para grandes deformações no cisalhamento, pois sua resistência também vai sendo mobilizada conforme as deformações axiais vão progredindo.

A moldagem do corpo de prova segundo a metodologia NGI, onde se posiciona o corpo de prova com os elementos porosos secos sendo estes posteriormente saturados (fazendo a água circular através deles), não foi bem sucedida no equipamento Geocomp. Tal procedimento impediu a obtenção do parâmetro B de Skempton (1954) maior que 0,98, prejudicando a fase de saturação. Este fato foi atribuído a que os elementos porosos fornecidos no equipamento Geocomp não possuem permeabilidade suficiente para pôr em prática o procedimento NGI. A utilização de elementos porosos previamente

saturados juntamente com a percolação pelos elementos porosos resolveu este problema, sendo possível obter o parâmetro  $B \geq 0,98$ .

Também foi possível medir o coeficiente  $K_0$  durante o adensamento e determiná-lo por análise conjunta dos diversos ensaios realizados, tendo sido obtidos  $K_{0,ori} = 0,53$  e  $K_{0,exp} = 0,56$ . Conclui-se que estes resultados têm boa concordância com a estimativa  $K_{0,DMT} = 0,6$  feita com ensaio de dilatômetro.

Na fase de cisalhamento foram observados picos de resistência nos ensaios de compressão, enquanto que nos de extensão observou-se apenas ganho de resistência e a ruptura para maiores deformações, como já havia sido observado por Berre e Bjerrum (1973). Tem-se, portanto, diferentes comportamentos, apesar dos ensaios terem sido feitos sob o mesmo estado de tensões inicial para a mesma profundidade.

Analisando a resistência não drenada ( $S_u$ ) obtida nos ensaios de compressão e extensão, e comparando-os com o  $S_u$  obtido nos ensaios DSS de Jannuzzi (2013), constata-se que  $S_{u,ext} < S_{u,DSS} < S_{u,comp}$ . Um gráfico  $S_{u,ext}/S_{u,comp}$  versus índice de plasticidade ( $I_p$ ) foi plotado considerando-se dados de argilas com diferentes valores de  $I_p$ . A análise destes dados compilados em conjunto com os resultados da presente pesquisa leva a crer que o efeito da anisotropia tende a diminuir com o aumento de  $I_p$ , porém parece haver um limite a partir do qual não se observa mais redução de anisotropia por mais que se aumente o índice de plasticidade.

Foi determinado ainda o parâmetro A de Skempton na ruptura ( $A_f$ ) para cada ensaio e comparado com a literatura, tomando-se como referência a previsão proposta por Lambe e Whitman (1969). Verificou-se boa concordância entre  $A_f$  determinado nos ensaios do presente trabalho e o previsto pelos referidos autores.

Para as envoltórias da argila mole obtidas pelos ensaios de compressão e extensão para as profundidades de 3 e 6 m, foram definidos ainda os parâmetros efetivos  $\phi'$  e  $c'$ . Constatou-se que se pode obter altos valores para estes parâmetros no caso de solos sob baixas tensões e sobreadensados, devido à representação com uma reta de um trecho que na verdade é curvo.

Os efeitos indesejados são especialmente relevantes quando se estuda a resistência das argilas moles submetidas a baixas tensões. Entretanto, verificou-se que a correta consideração de tais efeitos permitiu a obtenção de resultados confiáveis nos ensaios triaxiais realizados.

## 5.2. Sugestões para pesquisas futuras

A seguir listam-se algumas sugestões para futuras pesquisas relacionadas aos temas abordados neste trabalho:

Adaptação do equipamento Geocomp para realização de ensaios triaxiais célula de carga interna à câmara triaxial (registre-se aqui uma crítica à Geocomp por não desenvolver um equipamento que permita esta configuração). Isto resolveria o inconveniente do atrito no pistão, pois a medição da força pela célula de carga interna ocorreria antes da fricção entre o pistão e a tampa da célula. Para isso, podem ser usadas célula de carga submersíveis ou células de carga tipo S convencionais (não submersíveis). No primeiro caso a câmara pode ser enchida normalmente com água, já no segundo, a câmara deve ser enchida com óleo de silicone. Uma vantagem sobre o uso de óleo de silicone é que, no caso de ensaios em argila, o ensaio poderia ser feito sem a membrana, eliminando mais um efeito indesejado. A adaptação do equipamento Geocomp para uso de célula interna está em desenvolvimento e acredita-se que esta sugestão poderá ser posta em prática em um futuro próximo. Apresenta-se ao final deste trabalho, como anexo, os desenhos referentes a esta adaptação.

Aprofundar no estudo do atrito pistão-tampa medindo o atrito em testes realizados com outros sistemas de aplicação de pressão confinante, como altura manométrica em potes de mercúrio ou água, a fim de verificar se nestes outros casos também seria observada a oscilação na mobilização do atrito ao longo do deslocamento da prensa.

Fazer a percolação interna (“*flush*”) com CO<sub>2</sub>. Esta técnica é empregada no NGI e facilita a saída das bolhas de ar do corpo de prova, agilizando sua saturação.

Realização de ensaios triaxiais com verificação da desestruturação do solo ao longo do ensaio através de emissão de onda cisalhante por bender elements.

Realização de ensaios triaxiais com elementos porosos mais permeáveis para verificar a possibilidade de executar a moldagem conforme o NGI (elementos porosos secos e posteriormente saturados).

Realização de ensaio CAUCL com  $K_0$  obtido no ensaio CK<sub>0</sub>UCL e comparar com os ensaios Teste08\_CAUCL e Teste09\_CAUCL ( $K_{0,DMT} = 0,6$ ) para verificar se há tendência de aproximação da condição  $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_a$ .

Realização de ensaios triaxiais com aplicação de pressão confinante através de coluna d'água para verificar se há ocorrência de oscilação da tensão desviadora no cisalhamento.

## REFERÊNCIAS

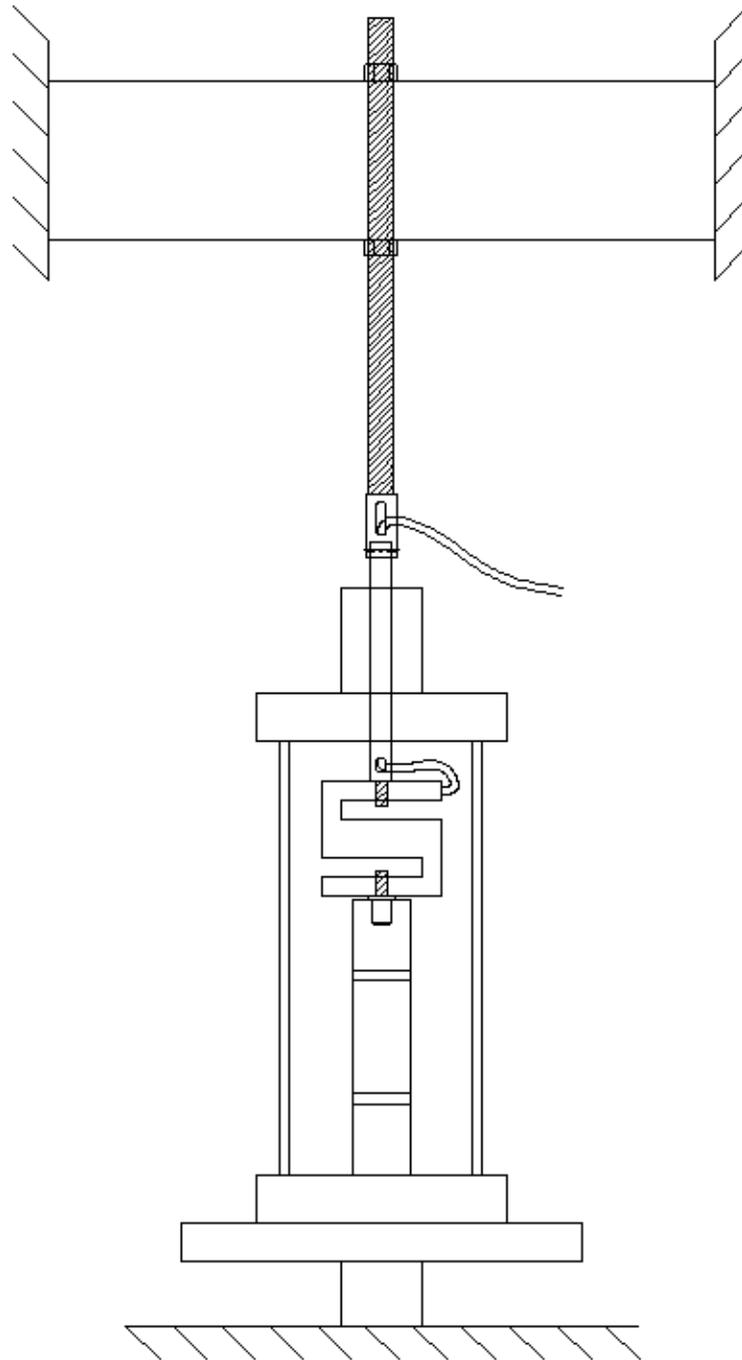
- AGUIAR, V. T., 2014, *Contribuição ao estudo das relações tensão-deformação-resistência-tempo das argilas moles*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, Brasil.
- BERRE, T., 1982, “Triaxial Testing at the Norwegian Geotechnical Institute”, *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, v. 5, n. 1/2, pp. 3-7.
- BERRE, T., 2017, “Triaxial Testing at the Norwegian Geotechnical Institute” de 1982 e revisado em 2017, não publicado.
- BERRE, T., 2019. Comunicação pessoal.
- BERRE, T., BJERRUM, L., 1973, “Shear strength of normally consolidated clays”. In.: *Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 1.1, pp. 39-49, Moscow, Russia
- BISHOP, A. W., HENKEL, D. J., 1957, *The measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*. 1 ed. New York, Edward Arnold (Publishers) Ltd.
- BJERRUM, L., 1972, “Embankments on soft ground. American Society of Civil Engineers”. In: *Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, v. 2, pp. 1-54, Purdue Univ., Lafayette.
- BJERRUM, L., 1973, “Problems of soil mechanics and construction on soft clays”. State-of-the-Art Report to Session IV. In: *Proceedings of the VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 3, pp. 111-159, Moscow, Rússia.
- D’IGNAZIO, M., LÄNSIVAARA, T., 2015, “Shear bands in soft clays: strain-softening behavior in finite element method”, *Journal of Structural Mechanics*, v. 48, n. 1, pp. 83-98.
- DANZIGER, F. A. B., ALMEIDA, M. S. S., BEZERRA, R. L., 1997, “Piezocone research at COPPE/UFRJ”. In: *Proceedings of the Int. Symp. on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, v. 1, pp. 229-236, Rio de Janeiro.
- GEOCOMP, 2013a, *Triaxial Software - User’s Manual*, Acton-MA, EUA.
- GEOCOMP, 2013b, *Flowtrac-II - User’s Manual*, Acton-MA, EUA.
- JANNUZZI, G. M. F., 2009, *Caracterização do depósito de solo mole de Sarapuí II através de ensaios de campo*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, Brasil.
- JANNUZZI, G. M. F., 2013, *Inovadoras, modernas e tradicionais metodologias para a caracterização geológico-geotécnica da argila mole de Sarapuí II*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, Brasil.

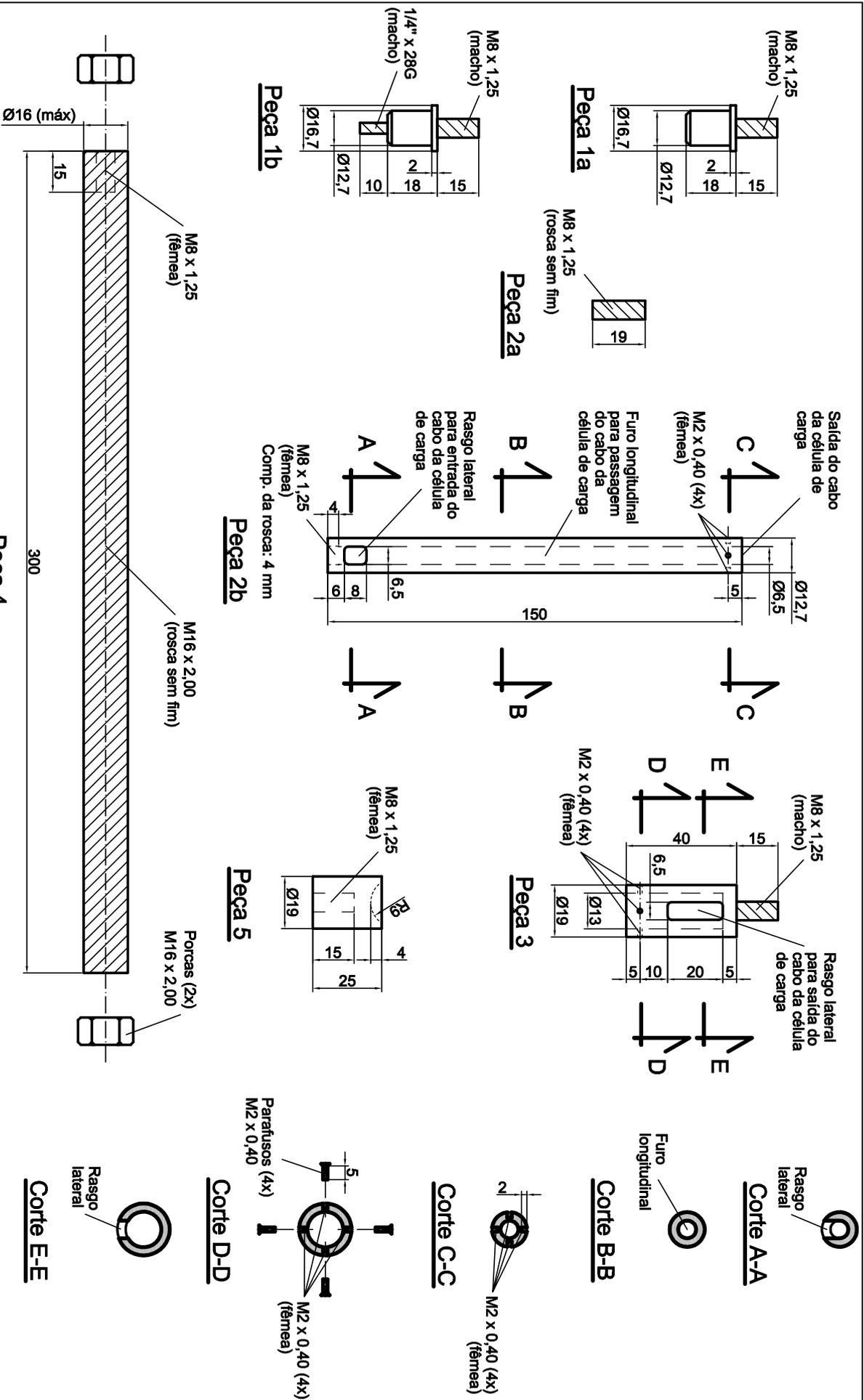
- JANNUZZI, G. M. F., DANZIGER, F. A. B., MARTINS, I. S. M., 2014, "Seismic DMT in a very soft organic clay". In: *5th International Workshop CPTU and DMT in soft clay and organic soils*, pp. 119-136, Poznan, Polônia.
- JOSTAD, H. P., GRIMSTAD, G., 2011, "Comparison of distribution functions for the nonlocal strain approach". In: *Proceedings, 2nd International Symposium on Computational Geomechanics*, Cavtat-Dubrovnik, Croácia.
- KARLSRUD, K., LUNNE, T., KORT, D. A., STRANDVIK, S., 2005, "CPTU correlations for clays". In: *16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, Japão.
- KUERBIS, R. H.; VAID, Y. P., 1990, "Correction for Membrane Strength in the Triaxial Test", *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, v. 13, n. 4, pp. 361-369.
- MARTINS, I. S. M., "Notas de aula da disciplina Resistência ao Cisalhamento dos Solos", COPPE, Rio de Janeiro, 2016a.
- MARTINS, I. S. M., "Notas de aula da disciplina Percolação e Adensamento", COPPE, Rio de Janeiro, 2016b.
- MARTINS, I. S. S., 2017. Comunicação pessoal em 3 de julho de 2017.
- MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H., 1982, "K<sub>0</sub> - OCR Relationships in Soil", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v. 108, n. 6, pp. 851-872.
- LACERDA, W.A., COSTA FILHO, L. M., COUTINHO, R. Q., DUARTE, E. R., 1977, "Consolidation characteristics of Rio de Janeiro soft clay". In: *Proceeding of the Conference on Geotechnical Aspects of Soft Clays*, pp. 231-243, Bangkok, Tailândia.
- LADD, C. C., 1991, "Stability evaluation during staged construction (22nd Terzaghi Lecture)". In: *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 117, n. 4, pp. 540-615.
- LADD, C. C., DEGROOT, D. J., 2003, "Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization". In: *12<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge-MA, Estados Unidos.
- LAMBE, T. W., 1951, *Soil Testing for Engineers*. 1 ed. New York, John Wiley & Sons, Inc.
- LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V., 1969, *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, Estados Unidos.
- ORTIGÃO, J. A. R., WERNECK, M. L. G., LACERDA, W. A., 1983, "Embankment failure on clay near Rio de Janeiro", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 109, n. 11, pp. 1460-1479.

- SAYÃO, A. S. J. F., 1980, Ensaios de laboratório na argila mole da escavação experimental de Sarapuí. Dissertação de mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro-RJ, Brasil.
- SHEAHAN, T. C., GERMAINE, J. T., LADD, C. C., (1990) “Automated Triaxial Testing on Soft Clays: An Upgraded Commercial System”, *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, v. 13, n. 3, pp. 153-163.
- SKEMPTON, A. W., 1954, “The pore-pressure coefficients A and B”, *Géotechnique*, v. 4, pp. 143-147.
- TELES, G. L. V.; JANNUZZI, G. M. F.; DANZIGER, F. A. B.; MARTINS, I. S. S., 2018, “O Emprego do Equipamento Triaxial Geocomp em Ensaios Triaxiais sob Baixas Tensões Confinantes”. *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Salvador-BA, Brasil.
- TORTURELI, M. R., 2016, Ensaio de Cisalhamento Simples (DSS) Cíclico na Argila Mole de Sarapuí II. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, Brasil.
- WERNECK, M. L. G., COSTA FILHO, L. M., FRANÇA, H., 1977, “In-situ permeability and hydraulic fracture tests in Guanabara bay clay”. In: *Proceedings of the Conference on Geotechnical Aspects of Soft Clays*, pp. 399-416, Bangkok, Tailândia.

## ANEXOS

- Desenho esquemático da adaptação para uso de célula de carga interna no equipamento Geocomp.
- Desenho técnico das peças para a adaptação.





**NOTAS:**

- 1- Cotas em milímetro.
- 2- Nesta folha estão desenhados:
  - 6 peças em aço inox (peças 1a à 5).
  - 4 parafusos M2 x 0,40 (rosca com comp. 5mm).
  - 2 porcas M18 x 2,50.
- 3- Unir peças 2a e 2b com rebite escarificado.

TÍTULO:		ADAPTAÇÃO TRIAXIAL GEOCOMP CÉL. INT.	
PROJETO:		DISSERTAÇÃO GEORGE TELES	
DES.: 01	FL.: 01	REV.: A	DATA: 29/03/19
RESP.: GT		ESC.: 1/2	

