



Tiago Emanuel de Sá Schuck

**Ensaio de cisalhamento simples na
areia da Praia de Ipanema**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para
obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil do Departamento de
Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão
Coorientador: Prof. Vitor Nascimento Aguiar
Coorientadora: Profa. Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Rio de Janeiro
Abril de 2022



Tiago Emanuel de Sá Schuck

**Ensaio de cisalhamento simples na areia
da Praia de Ipanema**

Dissertação apresentada como requisito parcial
para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio.
Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Vitor Nascimento Aguiar

Coorientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

Profa. Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Coorientadora

UFRJ

Profa. Marina Bellaver Corte

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger

UFRJ

Prof. Ian Schumann Marques Martins

UFRJ

Rio de Janeiro, 28 abril de 2022.

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

Tiago Emanuel de Sá Schuck

Graduou-se em Engenharia Civil pela UNISINOS (Universidade do Vale do Rio dos Sinos) em São Leopoldo, Rio Grande do Sul, no ano de 2018. Ingressou no mestrado em Engenharia Civil na área de Geotecnia na PUC-Rio em agosto de 2018, desenvolvendo dissertação na linha de pesquisa de Geotecnia Experimental.

Ficha Catalográfica

Schuck, Tiago Emanuel de Sá

Ensaio de cisalhamento simples na areia da Praia de Ipanema / Tiago Emanuel de Sá Schuck ; orientador: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão ; coorientador: Vitor Nascimento Aguiar, Graziella Maria Faquim Jannuzzi. – 2022.

185 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2022.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Ensaio de cisalhamento simples. 3. Areia. 4. Módulo de cisalhamento. 5. Resistência ao cisalhamento. I. Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. II. Aguiar, Vitor Nascimento. III. Jannuzzi, Graziella Maria Faquim. IV. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. V. Título.

CDD: 624

Aos meus pais, Erni e Lilian pelo apoio e incentivo demonstrados, e a minha esposa Marcela que esteve sempre ao meu lado durante essa pesquisa.

Agradecimentos

Agradeço em primeiro lugar a Deus, pela oportunidade que me deste em cursar o mestrado em engenharia geotécnica. Também, por me conceder saúde ao realizar as atividades propostas do trabalho experimental durante a pandemia.

À minha família, aos meus pais Erni e Lilian, que acompanharam e apoiaram a minha trajetória até aqui. Obrigado à minha esposa Marcela, por estar sempre ao meu lado em todos os momentos, no aspecto motivacional, no companheirismo e pela paciência, amo todos vocês.

Ao professor Alberto Sayão por aceitar o convite, e trazer as suas contribuições para a melhoria da dissertação.

Ao professor Vitor Aguiar, pelos conselhos e conhecimentos passados em geotecnia, por toda a sua dedicação, rigor e empenho fornecidos para fazer desta dissertação sempre a melhor possível. Professor e profissional da área que tenho muita admiração e será sempre lembrado pela contribuição e crescimento na minha formação.

À professora Graziella Jannuzzi, que abriu as portas do Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Marcio Miranda Soares, e permitiu a imersão e realização dos ensaios de cisalhamento simples. Também agradeço por todos os ensinamentos relacionados a parte operacional e teórica do equipamento.

Aos professores da banca examinadora pelas contribuições, professora Marina Corte, professor Fernando Danziger e professor Ian Martins.

A todos os colegas e amigos do mestrado em Geotecnia da PUC-Rio, que me proporcionaram troca de conhecimento na área geotécnica e também sobre a experiência de vida de cada um, o meu sincero agradecimento. Agradeço em especial ao Vitor Guerra, Beatriz Soares, Rômulo Costa, Renata Mattos, João Vitor, Carlos Besso, Ruan Gomes, Miguel Villalobos e Bárbara Viapiana.

A todos os colegas e amigos de Geotecnia da COPPE/UFRJ, que me acolheram como um aluno da instituição, dessa maneira aprendi muito sobre equipamentos

que antes só tinha visto em fotografias na sala de aula. Agradecimento especial ao José Wellington, Rhamira Pascual, Gustavo Domingos, Cid Dieguez, Douglas Andrade, George Telles, Edgard Bispo, Mario Nacinovic e Arthur Veiga.

Aos funcionários do Laboratório de Geotécnica e Meio Ambiente da PUC-Rio, Carlos, Edson, Amaury e Josué por todo o auxílio prestado na montagem e execução dos ensaios realizados. Ao laboratorista Carlos meu agradecimento especial, pela paciência e precisão na fabricação do molde bipartido, e outras peças que foram testadas e usinadas ao longo da dissertação. Aos funcionários do Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio, no qual tive que recorrer em alguns momentos, em especial aos técnicos Marques, Euclides e Rogério. As secretárias da PUC-Rio Rita e Luana, pelos esclarecimentos e atendimentos as dúvidas sobre documentações e prazos.

À Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio) por todas as oportunidades oferecidas e pelo ensino de excelência. Meu agradecimento a todos os professores que fizeram parte da minha pós-graduação em Engenharia Civil.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

Resumo

Schuck, Tiago Emanuel de Sá. Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. Aguiar, Vitor Nascimento. Jannuzzi, Graziella Maria Faquim. **Ensaio de cisalhamento simples na areia da Praia de Ipanema**. Rio de Janeiro, 2022. 185p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Esta pesquisa teve como objetivo investigar o comportamento tensão-deformação-resistência da areia da Praia de Ipanema, RJ, em ensaios de cisalhamento simples (DSS) realizados em corpos de prova secos, cisalhados a volume constante sob carregamento monótono de deformação controlada. Foi desenvolvido um procedimento para moldagem de corpos de prova de areia na condição seca para ensaios de DSS. Os corpos de prova foram moldados nos domínios de compacidade relativa (CR) fofo, médio, compacto e muito compacto. Para cada um desses domínios de CR, foram realizados ensaios de DSS sob os seguintes valores de tensão vertical inicial (σ_0): 25, 50, 100, 150, 300, 500 e 750 kPa. Os resultados permitiram avaliar a influência da tensão vertical inicial (σ_0) e do índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}) na variação da tensão vertical ($\Delta\sigma$) necessária para manter a altura (e o volume) do corpo de prova constante durante o cisalhamento, na taxa de mobilização de ângulo de atrito no plano horizontal ($\phi'_{h\text{ mob}}$) em relação à distorção, no valor do ângulo de atrito máximo mobilizado no plano horizontal ($\phi'_{h\text{ máx}}$), no valor da tensão cisalhante na ruptura (τ_f), no valor da distorção na ruptura (γ_f), bem como nos valores dos módulos de cisalhamento secantes G_{25} e G_{50} .

Palavras-chave

Ensaio de cisalhamento simples, Areia, Módulo de cisalhamento, Resistência ao cisalhamento.

Abstract

Schuck, Tiago Emanuel de Sá. Sayão. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. Aguiar, Vitor Nascimento. Jannuzzi, Graziella Maria Faquim. **Direct simple shear tests on the Ipanema Beach sand.** Rio de Janeiro, 2022. 185p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This research aimed to investigate the stress-strain-strength behavior of the Ipanema Beach (RJ) sand in direct simple shear tests (DSS) carried out on dry specimens, sheared at constant volume under strain-controlled static loading. A procedure for preparing dry sand specimens was developed for DSS tests. The specimens were prepared in loose, medium, dense and very dense domains of relative density (D_r). For each of these D_r domains, DSS tests were carried out under the following initial vertical stress (σ_0) values: 25, 50, 100, 150, 300, 500 and 750 kPa. The results allowed to evaluate the influence of the initial vertical stress (σ_0) and the pre-shear void ratio (e_{pc}) on the vertical stress change ($\Delta\sigma$) necessary to keep the specimen height (and volume) constant during shear, on the rate of mobilization of the friction angle in the horizontal plane ($\phi'_{h\text{ mob}}$) in relation to distortion, on the value of the maximum friction angle mobilized in the horizontal plane ($\phi'_{h\text{ máx}}$), on the value of the shear stress at failure (τ_f), on the value of the distortion at failure (γ_f), as well as on the values of the secant shear modulus G_{25} and G_{50} .

Keywords

Direct simple shear test, Sand, Shear modulus, Shear strenght.

Sumário

1	Introdução	27
1.1	Considerações iniciais	27
1.2	Objetivo	30
1.2	Organização do trabalho	31
2	Revisão bibliográfica	32
2.1	O atrito no interior de uma massa de solo	32
2.2	O Princípio das Tensões Efetivas e o critério de Mohr-Coulomb	36
2.3	Alguns aspectos sobre o comportamento das areias frente ao cisalhamento	42
2.3.1	Efeito do arranjo dos grãos no ângulo de atrito das areias e o fenômeno da dilatância	42
2.3.2	Comportamentos contrátil e dilatante típicos das areias frente ao cisalhamento	47
2.3.3	Efeito do índice de vazios inicial no comportamento das areias sob cisalhamento drenado	49
2.3.4	Efeito da tensão confinante no comportamento das areias sob cisalhamento drenado	52
2.3.5	Índice de vazios crítico e tensão confinante crítica na concepção de Lee & Seed (1967)	55
2.2	Ensaio de cisalhamento simples (DSS)	61
2.2.1	Um breve histórico acerca do desenvolvimento do equipamento de DSS	61
2.2.2	Uma breve descrição do ensaio de cisalhamento Simples	64
2.2.3	Alguns conceitos mecânicos relacionados ao ensaio de cisalhamento simples	67

3	Programa experimental	74
3.1	Coleta e preparação das amostras	74
3.2	Caracterização geotécnica	76
3.2.1	Análise granulométrica e forma dos grãos	76
3.2.2	Densidade relativa dos grãos (G_s)	78
3.2.3	Índice de vazios máximo	79
3.2.4	Índices de vazios mínimo e intermediários	82
3.3	Metodologia dos ensaios de cisalhamento simples (DSS)	88
3.3.1	Descrição do equipamento de DSS	88
3.3.2	Procedimento de moldagem dos corpos de prova	90
3.3.3	Procedimento de montagem do ensaio de DSS	99
3.3.4	Fases do ensaio	103
3.3.4.1	Fase de aplicação da tensão vertical inicial	103
3.3.4.2	Fase de cisalhamento simples	104
3.3.5	Desmontagem do ensaio	107
4	Resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento simples	108
4.1	Visão geral dos ensaios de cisalhamento simples	108
4.2	Resultados agrupados por domínio de compactidade relativa	110
4.2.1	Considerações iniciais	110
4.2.2	Domínio de CR fofo	111
4.2.3	Domínio de CR médio	114
4.2.4	Domínio de CR compacto	117
4.2.5	Domínio de CR muito compacto	120

4.3	Resultados agrupados por valor de tensão vertical inicial	124
4.3.1	Considerações iniciais	124
4.3.2	Tensão vertical inicial de 25 kPa	125
4.3.3	Tensão vertical inicial de 50 kPa	127
4.3.4	Tensão vertical inicial de 100 kPa	129
4.3.5	Tensão vertical inicial de 150 kPa	131
4.3.6	Tensão vertical inicial de 300 kPa	133
4.3.7	Tensão vertical inicial de 500 kPa	135
4.3.8	Tensão vertical inicial de 750 kPa	137
5	Análise dos resultados	139
5.1	Considerações iniciais	139
5.2	Análise dos resultados agrupados por domínio de compactação relativa	140
5.2.1	Curvas “ $\Delta h_s \times \gamma$ ”, “ $\Delta \sigma \times \gamma$ ”, “ $\sigma \times \gamma$ ” e “ $\Delta \sigma / \sigma_0 \times \gamma$ ”	140
5.2.2	Curvas “ $\tau / \sigma \times \gamma$ ” e “ $\tau \times \gamma$ ”	143
5.3	Análise dos resultados agrupados por valor de tensão vertical inicial	147
5.3.1	Curvas “ $\Delta \sigma \times \gamma$ ” e “ $\sigma \times \gamma$ ”	147
5.3.2	Curvas “ $\tau / \sigma \times \gamma$ ” e “ $\tau \times \gamma$ ”	148
5.4	Alguns valores obtidos dos ensaios de cisalhamento simples	150
6	Conclusões e sugestões para pesquisas	158
6.1	Conclusões	158
6.2	Sugestões para pesquisas	162
7	Referências bibliográficas	163

Apêndice 1 – Calibração dos transdutores de medição	172
Apêndice 2 – Compressibilidade do sistema	177
Apêndice 3 – Desenho do molde bipartido	179
Apêndice 4 - <i>Check-list</i> de moldagem e preparação dos corpos de prova	180
Apêndice 5 – Verificação da influência da velocidade de distorção imposta no funcionamento do servo-controle do equipamento para a manutenção da altura do corpo de prova constante	183
Anexo 1- Curvas de calibração do frasco picnômetro	185

Lista de Figuras

Figura 2.1 - Ilustração da primeira lei do atrito.	32
Figura 2.2 - Ilustração da segunda lei do atrito.	33
Figura 2.3 - Ilustração da mobilização do atrito (Taylor, 1948, p.312, modificada por Simões, 2015).	34
Figura 2.4 - (a) Plano de ruptura paralelo à direção de σ_2 . (b) Tensões σ e τ num plano qualquer paralelo à direção de σ_2 cuja normal faz um ângulo θ com a direção de σ_1 (Simões, 2015).	38
Figura 2.5 - Círculos de Mohr das tensões totais e das tensões efetivas.	39
Figura 2.6 - Estado de tensões efetivas no qual não há ruptura do elemento de solo.	41
Figura 2.7 - Estado de tensões efetivas no qual há ruptura do elemento de solo.	41
Figura 2.8 - Arranjo cúbico (a) e arranjo rômboico (b) de esferas rígidas (Reynolds, 1885).	42
Figura 2.9 - Dilatância associada ao trabalho realizado para expandir o corpo de prova de areia em um ensaio de cisalhamento direto (Simões, 2015).	43
Figura 2.10 - Modelo dente de serra para dilatância (modificado de Houlsby, 1991).	46
Figura 2.11 - Comportamentos típicos de areia em ensaio triaxial adensado drenado, de compressão por carregamento axial de deformação controlada; (a), (b) e (c) comportamento contrátil, (d), (e) e (f) comportamento dilatante (Pinto, 2006, p.276).	49
Figura 2.12 - Curvas tensão-deformação de ensaios triaxiais drenados em areia fina e média nos estados fofo e muito compacto (modificado de Taylor, 1948 <i>apud</i> Lambe & Whitman, 1969, p.131).	51
Figura 2.13 - Ângulo de atrito de pico em função do índice de vazios inicial para uma areia fina e média (modificado Rowe, 1962, <i>apud</i> Lambe & Whitman, 1969, p.143).	52

Figura 2.14 – Resultados dos ensaios triaxiais CIDc realizados em corpos de prova muito compactos da areia do Rio Sacramento (modificado de Lee & Seed, 1967).	53
Figura 2.15 – Resultados dos ensaios triaxiais CIDc realizados em corpos de prova fofos da areia do Rio Sacramento (modificado de Lee & Seed, 1967, p.124).	54
Figura 2.16 - Procedimento para determinar a curva “índice de vazios crítico x tensão confinante crítica” da areia do Rio Sacramento (modificado de Lee & Seed, 1967).	57
Figura 2.17 - Curva índice de vazios crítico x tensão confinante crítica da areia do Rio Sacramento (modificado de Lee & Seed, 1967).	58
Figura 2.18 - Deformação volumétrica específica na ruptura em função do índice de vazios pré-cisalhamento para cada tensão confinante (modificado de Lee & Seed, 1967).	59
Figura 2.19 - Deformação volumétrica específica na ruptura em função da tensão confinante (σ'_3) para índices de vazios pré-cisalhamento de 0,5; 0,6; 0,7; 0,8 e 0,9 (modificado de Lee & Seed, 1967).	60
Figura 2.20- Curva mais completa de índice de vazios crítico versus tensão confinante crítica da areia do Rio Sacramento (modificado de Lee & Seed, 1967).	60
Figura 2.21 - Equipamento de DSS desenvolvido no NGI (Bjerrum & Landva, 1966).	62
Figura 2.22 - Diagrama esquemático do corpo de prova e de alguns elementos do equipamento (ASTM D6528-17).	65
Figura 2.23- Membrana reforçada (Jannuzzi, 2013).	65
Figura 2.24– Anéis justapostos (Brandes & Seidman, 2008).	66
Figura 2.25 – Esquema do ensaio de DSS sob condições não drenadas (modificado de Jannuzzi, 2013).	69
Figura 2.26 – Esquema do ensaio de DSS sob condições drenadas a volume constante (modificado de Jannuzzi, 2013).	70

Figura 3.1 - Local do ponto de coleta da areia da Praia de Ipanema (Google Earth).	74
Figura 3.2 - Lavagem da areia com retirada de resíduo plástico.	75
Figura 3.3 – Curvas granulométricas da areia da Praia de Ipanema.	77
Figura 3.4 – Determinação de índice de vazios máximo pelo Método B da norma ASTM-D4254-16.	82
Figura 3.5 - Aparato utilizado por Miura & Toki (1982) para pluviação através de peneiras.	83
Figura 3.6 - Croqui do aparato de pluviação sobre peneiras.	84
Figura 3.7 - Aparato para pluviação da areia através de peneiras.	86
Figura 3.8 - Curvas “índice de vazios x diâmetro da boca do funil” do método de pluviação através de peneiras.	87
Figura 3.9 - Vista frontal do equipamento de DSS (modificado do manual do usuário <i>Geocomp</i> , 2018).	89
Figura 3.10 - Pesagem do conjunto na balança digital.	92
Figura 3.11 - Medição da profundidade do topo do <i>top cap</i> posicionado sobre o cilindro de aço de referência.	92
Figura 3.12 - Posicionamento da membrana de látex (a); Molde bipartido (b); Apoios tampados por parafusos (c).	93
Figura 3.13 – Posicionamento do molde bipartido e conexão das mangueiras no molde e na base do DSS para a aplicação de vácuo.	94
Figura 3.14 – Procedimentos de moldagem de corpo de prova no domínio de CR fofo.	95

Figura 3.15 – Pluviação através de peneiras para moldagem dos corpos de prova nos domínios de CR médio, compacto e muito compacto.	95
Figura 3.16 – (a) Topo do corpo de prova arrasado; (b) Posicionamento do <i>top cap</i> ; (c) Membrana de látex vestindo o <i>top cap</i> ; (d) Elásticos de borracha fixando a membrana de látex no <i>top cap</i> .	96
Figura 3.17 - Retirada do molde bipartido e verificação da geometria do corpo de prova.	97
Figura 3.18 – (a) Medição do perímetro do corpo de prova; (b) Medição da profundidade do topo do <i>top cap</i> posicionado sobre o corpo de prova moldado.	98
Figura 3.19 - Posicionamento dos dezessete anéis justapostos.	98
Figura 3.20 – Pesagem do conjunto na balança digital.	99
Figura 3.21 – Posicionamento do conjunto “base + corpo de prova + <i>top cap</i> + acessórios” na caixa de cisalhamento do equipamento de DSS.	100
Figura 3.22 – Rosqueamento da haste no <i>top cap</i> dentro da caixa de cisalhamento do DSS.	100
Figura 3.23 – Conjunto “base + corpo de prova + <i>top cap</i> + acessórios” posicionado dentro da caixa de cisalhamento do equipamento de DSS.	101
Figura 3.24 - Preenchimento dos dados do ensaio (<i>input</i>) no programa.	102
Figura 3.25 - Tela de preenchimento dos dados iniciais do corpo de prova.	102
Figura 3.26 – Especificação do valor da tensão vertical inicial no programa do equipamento.	104
Figura 3.27 – Configuração do programa para a fase de cisalhamento simples.	105

Figura 3.28 – Corpo de prova após um ensaio de cisalhamento simples.	107
Figura 4.1 – Curvas $\Delta h_s \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.	112
Figura 4.2 - Curvas $\Delta \sigma \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.	112
Figura 4.3 - Curvas $\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.	112
Figura 4.4 - Curvas $\Delta \sigma / \sigma_0 \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.	113
Figura 4.5 - Curvas $\tau / \sigma \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.	113
Figura 4.6 - Curvas $\tau \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.	113
Figura 4.7 – Curvas $\tau \times \sigma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.	114
Figura 4.8 – Curvas $\Delta h_s \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.	115
Figura 4.9 - Curvas $\Delta \sigma \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.	115
Figura 4.10 - Curvas $\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.	115
Figura 4.11 - Curvas $\Delta \sigma / \sigma_0 \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.	116
Figura 4.12 - Curvas $\tau / \sigma \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.	116
Figura 4.13 - Curvas $\tau \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.	116
Figura 4.14 – Curvas $\tau \times \sigma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.	117

Figura 4.15 – Curvas Δh_s x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.	118
Figura 4.16 - Curvas $\Delta \sigma$ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.	118
Figura 4.17 - Curvas σ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.	119
Figura 4.18 - Curvas $\Delta \sigma / \sigma_0$ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto	119
Figura 4.19 - Curvas τ / σ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.	119
Figura 4.20 - Curvas τ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.	120
Figura 4.21 – Curvas τ x σ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.	120
Figura 4.22 – Curvas Δh_s x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.	121
Figura 4.23 - Curvas $\Delta \sigma$ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.	122
Figura 4.24 - Curvas σ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.	122
Figura 4.25 - Curvas $\Delta \sigma / \sigma_0$ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.	122
Figura 4.26 - Curvas τ / σ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.	123
Figura 4.27 - Curvas τ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.	123
Figura 4.28 – Curvas τ x σ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.	123
Figura 4.29 - Curvas $\Delta \sigma$ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 25$ kPa.	125

Figura 4.30 - Curvas σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 25$ kPa.	126
Figura 4.31 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 25$ kPa.	126
Figura 4.32 - Curvas τ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 25$ kPa.	126
Figura 4.33 - Curvas $\Delta\sigma$ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 50$ kPa.	127
Figura 4.34 - Curvas σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 50$ kPa.	128
Figura 4.35 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 50$ kPa.	128
Figura 4.36 - Curvas τ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 50$ kPa.	128
Figura 4.37 - Curvas $\Delta\sigma$ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 100$ kPa.	129
Figura 4.38 - Curvas σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 100$ kPa.	130
Figura 4.39 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 100$ kPa.	130
Figura 4.40 - Curvas τ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 100$ kPa.	130
Figura 4.41 - Curvas $\Delta\sigma$ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 150$ kPa.	131
Figura 4.42 - Curvas σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 150$ kPa.	132
Figura 4.43 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 150$ kPa.	132

Figura 4.44 - Curvas τ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 150$ kPa.	132
Figura 4.45 - Curvas $\Delta\sigma$ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 300$ kPa.	133
Figura 4.46 - Curvas σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 300$ kPa.	134
Figura 4.47 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 300$ kPa.	134
Figura 4.48 - Curvas τ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 300$ kPa.	134
Figura 4.49 - Curvas $\Delta\sigma$ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 500$ kPa.	135
Figura 4.50 - Curvas σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 500$ kPa.	136
Figura 4.51 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 500$ kPa.	136
Figura 4.52 - Curvas τ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 500$ kPa.	136
Figura 4.53 - Curvas $\Delta\sigma$ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 750$ kPa.	137
Figura 4.54 - Curvas σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 750$ kPa.	138
Figura 4.55 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 750$ kPa.	138
Figura 4.56 - Curvas τ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 750$ kPa.	138
Figura 5.1 - Círculo de Mohr das tensões efetivas na ruptura	155
Figura A.1 – Calibração do transdutor de deslocamento horizontal.	173

Figura A.2 - Curva de calibração do transdutor de deslocamento horizontal.	173
Figura A.3 - Calibração do transdutor de deslocamento vertical.	174
Figura A.4 - Curva de calibração transdutor de deslocamento vertical.	174
Figura A.5 - Calibração do transdutor de força vertical.	175
Figura A.6 - Curva de calibração transdutor de força vertical.	175
Figura A.7 - Calibração do transdutor de força horizontal.	176
Figura A.8 - Curva de calibração do transdutor de força horizontal.	176
Figura A.9 - Montagem dos elementos para a compressibilidade. do sistema.	177
Figura A.10 - Curvas de carregamento e descarregamento para onze ciclos.	178
Figura A.11 - Curvas $\Delta h_s \times \gamma$ dos corpos de prova.	183
Figura A.12 - Curvas $\Delta \sigma \times \gamma$ dos corpos de prova.	183
Figura A.13 - Curvas $\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova.	184
Figura A.14 - Curvas $\tau/\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova.	184
Figura A.15 - Curvas $\tau \times \gamma$ dos corpos de prova.	184
Figura A.16 - Curva de calibração do picnômetro 1 (Costa, 2020).	185
Figura A.17 - Curva de calibração do picnômetro 2 (Costa, 2020).	185
Figura A.18 - Curva de calibração do picnômetro 4 (Costa, 2020).	185

Lista de símbolos

A_{cp} - área do corpo de prova

A.P.I - abertura da peneira inferior

A.P.S - abertura da peneira superior

C_C - coeficiente de curvatura

C_{NU} - coeficiente de não uniformidade

CR - compacidade relativa

CR_0 - compacidade relativa inicial

CR_{pc} - compacidade relativa pré-cisalhamento (no início do cisalhamento)

C - deformação vertical do sistema correspondente à força vertical aplicada, obtida na curva de compressão do sistema

CIDc - ensaio triaxial drenado de compressão

CIUc - ensaio triaxial não drenado de compressão

c' - coesão ou intercepto coesivo

d_0 - diâmetro inicial

D_{10} - diâmetro abaixo do qual se situam 10 % em peso dos grãos

D_{30} - diâmetro abaixo do qual se situam 30 % em peso dos grãos

D_{50} - diâmetro abaixo do qual se situam 50 % em peso dos grãos

D_{60} - diâmetro abaixo do qual se situam 60 % em peso dos grãos

DSS - direct simple shear

e - índice de vazios

e_0 - índice vazios inicial

e_{pc} - índice de vazios após a fase de compressão edométrica (pré-cisalhamento)

$e_{máx}$ - índice de vazios máximo

$e_{mín}$ - índice de vazios mínimo

F_{th} - força registrada no transdutor de força horizontal

F_{thpc} - força registrada no transdutor de força horizontal no início do cisalhamento

F_{tv} - força registrada no transdutor de força vertical

F_{tc} - força exercitada pelo top cap

G_s - densidade relativa dos grãos do solo

G_{25} - módulo cisalhante secante obtido para a tensão cisalhante correspondente a 25 % da tensão cisalhante na ruptura

G_{50} - módulo cisalhante secante obtido para a tensão cisalhante correspondente a 50 % da tensão cisalhante na ruptura

H_{ca} - altura do cilindro de aço

H_{cp} - altura do corpo de prova

H_0 - altura inicial

H_{pc} - altura do corpo de prova pré-cisalhamento (no início do cisalhamento)

L_v - leitura do transdutor de deslocamento vertical no final da fase de compressão edométrica

L_{vo} - leitura do transdutor de deslocamento vertical no início da fase de compressão edométrica

R - arredondamento

S - esfericidade

SUCS - sistema unificado de classificação de solos

V_h - velocidade de deslocamento horizontal

V_s - volume de partículas sólidas

V_v - volume de vazios

Y_{ca} - profundidade do topo do *top cap*

Y_{cp} - profundidade do topo do corpo de prova

α - ângulo de obliquidade

γ - distorção do corpo de prova

$\gamma_{\Delta\sigma_{\text{máx}}}$ - distorção do corpo de prova associada à máxima variação da tensão vertical no cisalhamento

γ_f - distorção do corpo de prova na ruptura

Δh_c - deformação vertical do corpo de prova na fase de compressão edométrica

Δh_s - variação da altura do corpo de prova durante o cisalhamento

$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ - máxima variação da tensão vertical

$\Delta\sigma$ - variação da tensão vertical no cisalhamento

δx - deslocamento horizontal da caixa de cisalhamento

$\mu_{h\text{mob}}$ - coeficiente de atrito mobilizado no plano horizontal

ρ - regularidade

σ - tensão vertical (corrente)

σ_0 - tensão vertical inicial

τ - tensão cisalhante

$\tau_{\text{máx}}$ - tensão cisalhante máxima

τ_f - tensão cisalhante na ruptura

$(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ - (tensão cisalhante sobre tensão vertical) máxima

ϕ' - ângulo de atrito interno

ϕ'_{cv} - ângulo de atrito a volume constante

$\phi'_{h\text{mob}}$ - ângulo de atrito mobilizado no plano horizontal

$\phi'_{h\text{máx}}$ - ângulo de atrito máximo mobilizado no plano horizontal

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 - Valores de dados brutos e calculados do ensaio de densidade relativa dos grãos.	79
Tabela 3.2 - Classificação da areia quanto à compacidade relativa (modificado de Lambe & Withman, 1969, p. 31).	80
Tabela 3.3 - Valores de índice de vazios obtidos pelo Método B da norma ASTM-D4254-16.	82
Tabela 3.4 - Razões $D_{50}/A.P.S$ e $D_{50}/A.P.I$ usadas no método de pluviação através de peneiras em diferentes trabalhos.	84
Tabela 3.5 - Valores de índice de vazios da 1ª bateria de ensaios de pluviação através de peneiras.	87
Tabela 3.6 - Valores de índice de vazios da 2ª bateria de ensaios de pluviação através de peneiras.	87
Tabela 3.7 - Média dos valores limites dos intervalos de compacidade relativa	91
Tabela 4.1 - Resumo dos ensaios de cisalhamento simples.	109
Tabela 4.2 - Valores de “e” e de CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.	111
Tabela 4.3 - Valores de “e” e de CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.	114
Tabela 4.4 - Valores de “e” e de CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.	117
Tabela 4.5 - Valores de “e” e de CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.	121
Tabela 4.6 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 25$ kPa.	125
Tabela 4.7 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 50$ kPa.	127

Tabela 4.8 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 100$ kPa.	129
Tabela 4.9 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 150$ kPa.	131
Tabela 4.10 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 300$ kPa.	133
Tabela 4.11 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 500$ kPa.	135
Tabela 4.12 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 750$ kPa.	137
Tabela 5.1 – Alguns valores obtidos dos ensaios de cisalhamento simples	151

1 Introdução

1.1 Considerações iniciais

Na engenharia geotécnica, recomenda-se como boa prática a realização de investigações de campo e de laboratório para a caracterização e a avaliação do comportamento mecânico dos materiais (solos, rochas, rejeitos de mineração e etc...) envolvidos nos diversos tipos de obras, tais como: barragens, aterros, estruturas de contenção, fundações, etc. Ao lidar com o projeto de uma estrutura geotécnica formada por e/ou em contato com um maciço de solo, o engenheiro deve ter em mente que a obra de engenharia irá provocar alterações nos estados de tensões totais dos elementos de solo que constituem o maciço, devido a um carregamento (ou um descarregamento) a ele imposto, acarretando em alterações de seus estados de tensões efetivas. Diante disto, o engenheiro deve conceber o projeto de modo que, em primeiro lugar, tais alterações nos estados de tensões efetivas não levem o maciço à ruptura e, em segundo lugar, as deformações sofridas pelos elementos de solo delas decorrentes não comprometam as condições de utilização da estrutura em contato com o maciço.

De um modo geral, em projetos de obras geotécnicas, primeiramente define-se se o comportamento do solo será do tipo drenado ou do tipo não drenado frente a um carregamento (ou um descarregamento) a ele imposto. Assim, para um dado carregamento (ou um descarregamento), o comportamento é drenado quando as variações do estado de tensões efetivas (efeito) ocorrem inteira e concomitantemente às variações do estado de tensões totais (causa), de modo que nem sequer são detectados excessos de poropressão. Por outro lado, o comportamento é do tipo não drenado quando os excessos de poropressão gerados pelo carregamento (ou descarregamento) não são dissipados durante o período de sua aplicação (período de incremento ou decréscimo de carga), de modo que as variações do estado de tensões efetivas (efeito) que ocorrem ao longo do período de carregamento não são iguais às variações do estado de tensões totais (causa). Neste caso, a dissipação dos excessos de poropressão gerados ocorrerá após o período de aplicação do carregamento, ao longo do tempo. Obviamente pode

ocorrer uma situação intermediária, na qual o solo apresenta um comportamento parcialmente drenado. Neste caso, uma parte dos excessos de poropressão gerados será dissipada ao longo do período de carregamento, ao passo que a parte remanescente será dissipada após o período de carregamento, ao longo do tempo. O tipo de comportamento a ser apresentado pelo solo irá depender de suas condições de saturação, da velocidade de aplicação do carregamento, da distância de drenagem e da capacidade drenante do solo, esta, por sua vez, governada pelo seu coeficiente de adensamento, parâmetro que incorpora o coeficiente de permeabilidade e o coeficiente de compressibilidade.

Para a avaliação quanto à ruptura, quando o solo apresenta o comportamento do tipo drenado, faz-se uma análise em termos de tensões efetivas, utilizando os parâmetros de resistência ângulo de atrito interno (ϕ') e coesão ou intercepto coesivo (c'), definidos pela teoria de Mohr-Coulomb. Por outro lado, quando o comportamento do solo é do tipo não drenado, o mais simples e comum é efetuar uma análise em termos de tensões totais, fazendo uso da resistência não drenada (S_u). Nada impede entretanto que, ainda que o comportamento do solo seja do tipo não drenado, seja efetuada uma análise em termos de tensões efetivas desde que, para tanto, sejam previstos os excessos de poropressão gerados pelas variações dos estados de tensões totais decorrentes do carregamento (ou descarregamento).

Para a análise das deformações, define-se um modelo de comportamento tensão-deformação do solo, chamado de modelo constitutivo, e determinam-se os parâmetros de deformabilidade do solo a ele associados. É importante ter em mente que, nos materiais de comportamento drenado, as deformações ocorrerão inteiramente ao longo do período de carregamento, com exceção para as eventuais deformações decorrentes do fenômeno da fluência. Por outro lado, os materiais de comportamento não drenado apresentarão uma primeira fase de deformações não drenadas, as quais ocorrerão à medida do carregamento, seguida de uma fase drenada, onde as deformações desenvolver-se-ão ao longo do tempo, à medida que os excessos de poropressão forem dissipados.

Para a definição dos parâmetros de resistência e de deformabilidade a serem atribuídos aos diferentes materiais envolvidos no projeto geotécnico, são realizadas investigações geotécnicas de campo e de laboratório. Se por um lado os ensaios de

campo são mais fiéis às condições *in situ* do solo, nos ensaios de laboratório tem-se um controle mais rigoroso das condições de execução, como por exemplo: saturação e drenagem do corpo de prova, tipo de carregamento (monótono ou cíclico / deformação controlada ou tensão controlada), velocidade de aplicação do carregamento, e etc...

Dentre os ensaios de laboratório mais antigos e corriqueiros, o ensaio de cisalhamento direto é o mais simples e robusto para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo. Por outro lado, o ensaio triaxial é bem mais rigoroso no que diz respeito ao controle da saturação e drenagem do corpo de prova, além de mais versátil no que tange às possibilidades de carregamentos a serem aplicados (monótono ou cíclico; deformação controlada ou tensão controlada), aos estados de tensões e de deformações a serem impostos e às grandezas a serem medidas. Além disso, o ensaio triaxial permite não apenas a obtenção de parâmetros de resistência, mas também uma avaliação do comportamento tensão-deformação, com a obtenção dos parâmetros de deformabilidade.

Ainda com relação aos ensaios mecânicos mais tradicionais, vale mencionar os ensaios de adensamento edométrico de carga incremental e de velocidade de deformação constante (CRS), aplicados principalmente em argilas moles. Tais ensaios fornecem a curva de compressão do solo sob carregamento vertical com deformação horizontal nula (condição edométrica), mediante a qual se obtêm a tensão de sobreadensamento e os parâmetros de compressibilidade do solo sob esta condição particular de deformação. Além disso, o ensaio fornece valores do coeficiente de adensamento do solo sob diferentes níveis de tensão vertical efetiva.

O ensaio de cisalhamento simples, nomeado originalmente em inglês como *direct simple shear (DSS) test*, embora já muito utilizado a nível internacional, principalmente nos EUA e na Europa, apenas recentemente vem sendo mais difundido no Brasil, com alguns poucos laboratórios acadêmicos e comerciais contando com o equipamento. O ensaio permite avaliar o comportamento tensão-deformação-resistência de um corpo de prova prismático ou cilíndrico (mais comum) submetido ao cisalhamento simples uniforme, em estado plano de deformação e, em geral, a volume constante, podendo o carregamento ser monótono

ou cíclico. O ensaio é muito mais utilizado em solos plásticos, como as argilas moles, do que em solos não plásticos, como as areias.

A propósito, são poucos os trabalhos de pesquisa acerca de propriedades geotécnicas de areias naturais brasileiras. Visando suprir ao menos em parte essa carência, em 2014, foi iniciado um programa de pesquisa na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) com a finalidade de estudar as propriedades geotécnicas das areias do litoral do Estado do Rio de Janeiro. Desde então, a areia que mais tem sido estudada é a areia da Praia de Ipanema, na cidade do Rio de Janeiro, com a Pontifícia Universidade Católica (PUC-Rio) se unindo à UFRJ nesta linha de pesquisa (Simões, 2015; Costa, 2020; Coutinho, 2021; Soares, 2021 e Domingos, 2022). Cabe mencionar que, ainda antes da criação desta linha de pesquisa, a areia da Praia de Ipanema já tinha sido objeto de pesquisa na PUC-Rio no trabalho desenvolvido por Ratton (1993). Vale ressaltar também que bancos de dados de propriedades geotécnicas de solos naturais são de grande valia nas etapas iniciais dos projetos de engenharia. Sendo assim, a areia da Praia de Ipanema é relevante neste contexto por se encontrar numa região de alta densidade populacional, com muitas obras civis e de infraestrutura urbana, a exemplo da recente expansão do metrô do Rio de Janeiro.

1.2 Objetivo

Dentro do contexto supradescrito, o objetivo desta pesquisa é estudar o comportamento tensão-deformação-resistência da areia da Praia de Ipanema em ensaios de cisalhamento simples (DSS) realizados em corpos de prova secos, cisalhados a volume constante sob carregamento monótono de deformação controlada, moldados com diferentes índices de vazios e carregados sob diferentes tensões normais (verticais).

1.3 Organização do trabalho

Este trabalho está dividido em sete capítulos. No primeiro capítulo, é apresentada a introdução, que, por sua vez, encontra-se subdividida em considerações iniciais, objetivo e organização do trabalho.

No segundo capítulo, em uma breve revisão bibliográfica, discorre-se sobre alguns fenômenos relacionados ao comportamento tensão-deformação-resistência das areias, bem como sobre alguns fatores que exercem influência neste comportamento, a saber: efeito do arranjo dos grãos e o fenômeno da dilatância, comportamento contrátil e dilatante, efeito do índice de vazios inicial, efeito da tensão confinante inicial, índice de vazios crítico e tensão confinante crítica segundo a concepção de Lee & Seed (1967). Ainda no segundo capítulo, apresenta-se um breve histórico do desenvolvimento do equipamento do ensaio de cisalhamento simples (DSS), assim como alguns conceitos relacionados ao ensaio.

No terceiro capítulo, descreve-se todo o programa experimental, incluindo: a coleta e o tratamento da amostra da areia da Praia de Ipanema, os ensaios de caracterização realizados na amostra, o equipamento de ensaio de DSS utilizado na pesquisa, os procedimentos de moldagem dos corpos de prova dos ensaios de DSS, bem como os procedimentos adotados na preparação e na realização destes ensaios.

No quarto capítulo, são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de DSS, ao passo que, no quinto capítulo, são efetuadas as análises acerca destes resultados. Finalmente, no sexto capítulo, são feitas as considerações finais e oferecidas algumas sugestões de pesquisa, enquanto que, no sétimo capítulo, são listadas as referências bibliográficas consultadas durante a realização desta pesquisa.

O Apêndice 1 apresenta as curvas de calibração dos instrumentos de medição utilizados nos ensaios de DSS, ao passo que o Apêndice 2 apresenta a determinação da compressibilidade do sistema do ensaio. No Apêndice 3, são apresentados os detalhes do molde bipartido. O Apêndice 4 apresenta o *check-list* de moldagem do corpo de prova e montagem do ensaio. O Apêndice 5 apresenta os ensaios pilotos realizados para a escolha da velocidade de distorção a ser aplicada.

2 Revisão bibliográfica

2.1 O atrito no interior de uma massa de solo

Na grande maioria dos casos de obras civis, a ruptura do solo ocorre por cisalhamento. A principal fonte (componente) que confere resistência ao cisalhamento aos solos é o atrito entre os grãos, incluindo o seu intertravamento ou entrosamento (*interlocking*). No caso particular de uma areia sedimentar sem cimentação entre os grãos (objeto de estudo desta pesquisa), mais do que a principal, o atrito entre os grãos é a única componente de resistência ao cisalhamento.

Para um apropriado entendimento da abordagem do atrito no interior de uma massa de solo dada pela Mecânica dos Solos, faz-se necessária uma breve revisão dos conceitos relacionados ao atrito entre corpos sólidos.

As duas leis básicas do atrito entre corpos sólidos foram enunciadas de forma pioneira por Leonardo da Vinci ao fim do século XV e, após um longo período de esquecimento, foram redescobertas pelo engenheiro francês Amontons em 1699 (Lambe & Whitman, 1969, p.62). Essas leis foram então novamente comprovadas e enunciadas por Charles Augustin de Coulomb em 1776.

Conforme consta em Lambe & Whitman (1969, p.62), a primeira lei do atrito diz que a força tangencial (T) necessária para promover o deslocamento relativo entre dois corpos sólidos é proporcional à força normal (N) entre eles, conforme ilustra a Figura 2.1.

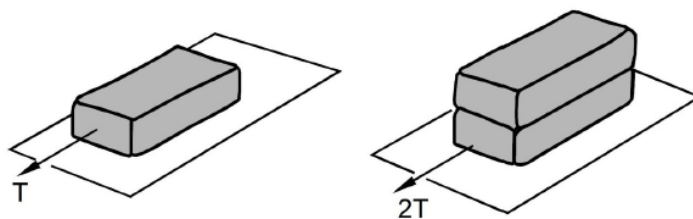


Figura 2.1 - Ilustração da primeira lei do atrito.

A segunda lei do atrito diz que a força tangencial (T) necessária para promover o deslocamento relativo entre dois corpos sólidos independe da área de contato entre eles, conforme ilustra a Figura 2.2.

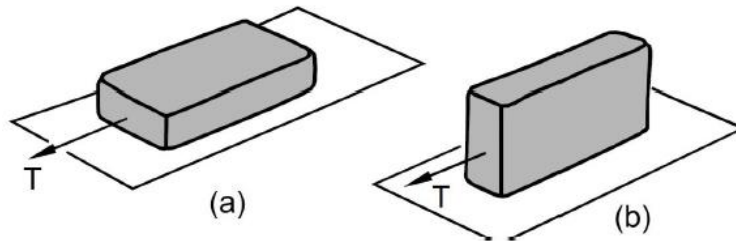


Figura 2.2 - Ilustração da segunda lei do atrito.

As leis do atrito são então resumidas pela seguinte expressão:

$$T = f \cdot N \quad (\text{Eq. 2.1})$$

, sendo f um coeficiente de proporcionalidade, também chamado de coeficiente de atrito.

A abordagem submicroscópica do contato entre dois corpos sólidos apresentada por Bowden & Tabor (1950) *apud* Lambe & Whitman (1969, p.62) explica as duas leis do atrito acima descritas sob o ponto de vista do mecanismo físico. Esta explicação pode ser vista em Lambe & Whitman (1969, p.62).

Taylor (1948, pp.311-313) apresenta uma abordagem macroscópica do fenômeno do atrito entre corpos sólidos bastante didática, principalmente para o entendimento dos conceitos de ângulo de obliquidade e ângulo de atrito. Ao ser posicionado um bloco sobre uma superfície horizontal (Figura 2.3), devido à força vertical (P) agindo sobre o bloco (que inclui o seu peso próprio), a superfície horizontal exerce uma força normal (N) no bloco, que possui a mesma magnitude de (P). A força normal (N) torna disponível uma força de atrito (F_{at}), a qual só entra em ação para resistir a uma força horizontal (T) aplicada (força solicitante). A Figura 2.3 ilustra três possíveis situações sobre a mobilização da força de atrito disponível.

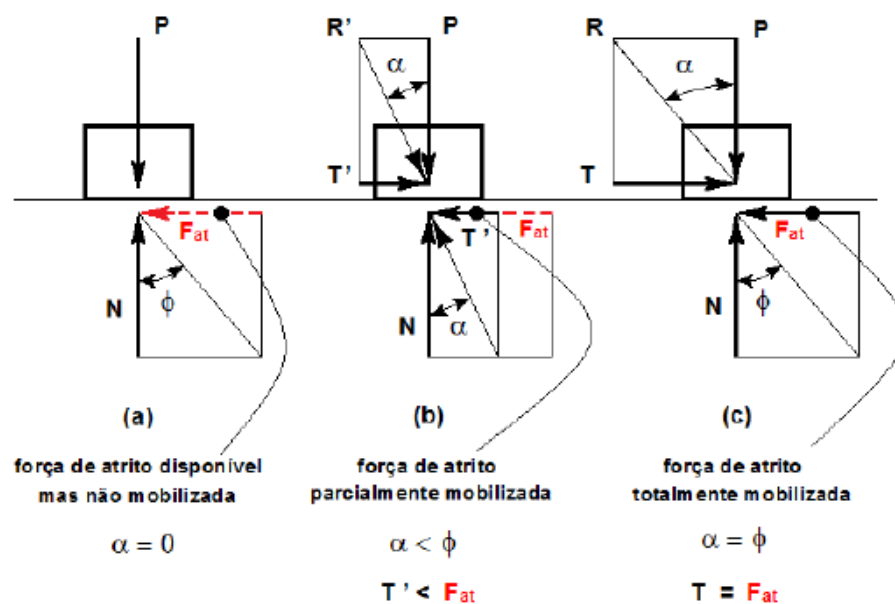


Figura 2.3 - Ilustração da mobilização do atrito (Taylor, 1948, p.312, modificada por Simões, 2015).

Na Figura 2.3(a), como nenhuma força horizontal é aplicada ao bloco, então nenhuma fração da força de atrito disponível (F_{at}) é mobilizada. Ressalta-se que a força de atrito disponível (F_{at}) é função da força normal (N) e do coeficiente de atrito (f), expresso por $f = \tan(\phi)$, sendo o ângulo ϕ definido como ângulo de atrito, isto é: $F_{at} = N \tan(\phi)$. Dessa forma, f e ϕ dependem apenas das características dos materiais em contato, no caso, bloco e superfície.

Na Figura 2.3(b), uma pequena força horizontal (T') é aplicada ao bloco. A resultante das forças P e T' é a força R' , cuja linha de ação faz um ângulo α com a direção normal à interface entre o bloco e a superfície. O ângulo α é chamado de ângulo de obliquidade da resultante de P e T' . Assim, tem-se que:

$$T' = P \cdot \tan(\alpha) \quad (\text{Eq. 2.2})$$

, ou ainda:

$$T' = N \cdot \tan(\alpha) \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Para resistir à força T' , uma fração da força de atrito disponível (F_{at}) é mobilizada. Como $T' < F_{at}$, o que implica em $\alpha < \phi$, então não há deslizamento entre o bloco e a superfície.

Na Figura 2.3(c), uma força horizontal (T) de magnitude igual à da F_{at} é aplicada. Desta forma, toda a força de atrito disponível (F_{at}) é mobilizada, o que implica em $\alpha = \phi$, e o deslizamento entre o bloco e a superfície é iminente. Nesta situação, tem-se que:

$$T = F_{at} = N \cdot \operatorname{tg}(\phi) \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Das situações supradescritas, Taylor (1948, p.313) faz então as seguintes observações:

- A força de atrito disponível (F_{at}) depende da força normal (N) e do ângulo de atrito (ϕ). Se um dos dois for zero, não há resistência por atrito.
- Se o ângulo de obliquidade (α) for menor que o ângulo de atrito (ϕ), apenas uma fração da resistência por atrito disponível é mobilizada, e não há deslizamento.
- Quando o ângulo de obliquidade (α) for igual ao ângulo de atrito (ϕ), toda a resistência por atrito disponível é mobilizada, e o deslizamento é iminente. O ângulo de atrito (ϕ) corresponde, portanto, ao valor limite do ângulo de obliquidade (α).
- O critério de deslizamento é traduzido então pelo ângulo de obliquidade (α) igual ao ângulo de atrito (ϕ).

Por tudo o que foi dito, o autor desta dissertação acrescentaria ainda que o ângulo de obliquidade (α) corresponde ao ângulo de atrito mobilizado (ϕ_{mob}).

A Mecânica dos Solos faz uma adaptação do conceito de tensões tal como definido pela Mecânica do Contínuo. Segundo a Mecânica do Contínuo, as tensões em um ponto de um material homogêneo e contínuo são produzidas por forças que agem sobre as faces de um cubo de aresta infinitesimal que encerra o ponto, definindo-se tensão como força por unidade de área. Entretanto, pelo fato do solo ser um meio particulado com vazios que se interconectam, na Mecânica dos Solos, este ponto não pode ser definido como um cubo infinitesimal sob pena deste cubo ficar contido inteiramente dentro de um grão ou de um vazio. Ao contrário, este “ponto” deve ser entendido como um cubo elementar, ou seja, finito minimamente pequeno, mas que encerre um material que represente a massa de solo, isto é, que tenha o mesmo peso específico da massa de solo. Assim, as tensões que agem nas

faces deste cubo finito são definidas por Lambe & Whitman (1969, p.98) como tensões “macroscópicas”, as quais jamais podem ser confundidas com as tensões de contato grão a grão. A respeito dessa explicação com maiores detalhes vale a leitura de Lambe & Whitman (1969, pp.97-99).

Dito isto pode-se entender o conceito de atrito interno em uma massa de solo. O atrito interno em uma massa de solo é similar ao conceito de atrito entre dois corpos sólidos descrito acima. Contudo, pelo fato do solo ser um meio particulado, a força normal (N) que atua segundo um dado plano em um elemento (“ponto”) da massa de solo tem que ser substituída pela tensão normal (σ), que corresponde à força normal (N) por unidade de área (A). A força tangencial (T') que atua segundo este plano neste elemento é substituída pela tensão cisalhante (τ), que corresponde à força tangencial (T') por unidade de área (A). Assim, da equação 2.3, tem-se que:

$$\frac{T'}{A} = \frac{N}{A} \cdot \text{tg}(\alpha) \rightarrow \tau = \sigma \cdot \text{tg}(\alpha) \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Chamando a resistência ao cisalhamento do solo de “s”, tem-se que $s = F_{at}/A$. Desta forma, da equação 2.4, na iminência do deslizamento, tem-se que:

$$\frac{T}{A} = \frac{F_{at}}{A} = \frac{N}{A} \cdot \text{tg}(\phi) \rightarrow \tau = s = \sigma \cdot \text{tg}(\phi) \quad (\text{Eq. 2.6})$$

2.2

O Princípio das Tensões Efetivas e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb

Além dos solos serem meios particulados com vazios que se interconectam, uma outra peculiaridade dos solos é que seus vazios podem estar parcialmente ou totalmente preenchidos por água. O Princípio das Tensões Efetivas (PTE), enunciado pela primeira vez em língua inglesa por Terzaghi (1936), definiu a influência da pressão da água que preenche os vazios (chamada de poropressão) no

comportamento mecânico dos solos. Toda a estrutura da Mecânica dos Solos moderna está apoiada neste princípio.

Atkinson & Bransby (1978, pp.20-21) propuseram a divisão do PTE em duas partes.

A primeira parte define a tensão efetiva:

“As tensões em qualquer ponto de uma seção em uma massa de solo podem ser computadas a partir das tensões principais totais σ_1 , σ_2 , σ_3 que atuam neste ponto. Se os vazios do solo estiverem preenchidos com água sob uma pressão u , as tensões principais totais consistem de duas parcelas. Uma parcela de valor u que age na água e na parte sólida em todas as direções com igual magnitude. Essa parcela é denominada pressão neutra (ou poropressão). As parcelas remanescentes $\sigma'_1 = \sigma_1 - u$, $\sigma'_2 = \sigma_2 - u$ e $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$ são “sentidas” exclusivamente pelo esqueleto sólido do solo. Estas parcelas das tensões principais totais serão denominadas tensões principais efetivas.”

Assim, a equação fundamental do PTE é:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (\text{Eq. 2.7})$$

, válida para todas as direções, uma vez que a água não resiste ao cisalhamento.

A segunda parte define a importância da tensão efetiva.

“Todos os efeitos mensuráveis oriundos de uma variação do estado de tensões, tais como compressão, distorção e variação da resistência ao cisalhamento, são exclusivamente devidos à variação do estado de tensões efetivas.”

Portanto, quem comanda o comportamento dos solos são as tensões efetivas. Sendo assim, a equação 2.6 deve ser rescrita como:

$$s = \sigma' \cdot \text{tg}(\phi) \quad (\text{Eq. 2.8})$$

O ângulo de atrito interno do solo é então chamado de ângulo de atrito efetivo (ϕ'), e a equação acima é reescrita como:

$$s = \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\phi') \quad (\text{Eq. 2.9})$$

Em Mecânica dos Solos o critério de ruptura mais utilizado é o de Mohr-Coulomb, que combina o critério de ruptura de Mohr com a 1ª lei do atrito de Coulomb. O critério de ruptura de Mohr-Coulomb admite que um elemento de solo homogêneo e isotrópico rompe em planos paralelos à direção da tensão principal intermediária (σ_2), tal como ilustrado na Figura 2.4, o que também é observado experimentalmente. É por esta razão que, em Mecânica dos Solos, o estado de tensões de um elemento de solo é normalmente representado em duas dimensões, sendo os planos de interesse aqueles paralelos à direção de σ_2 .

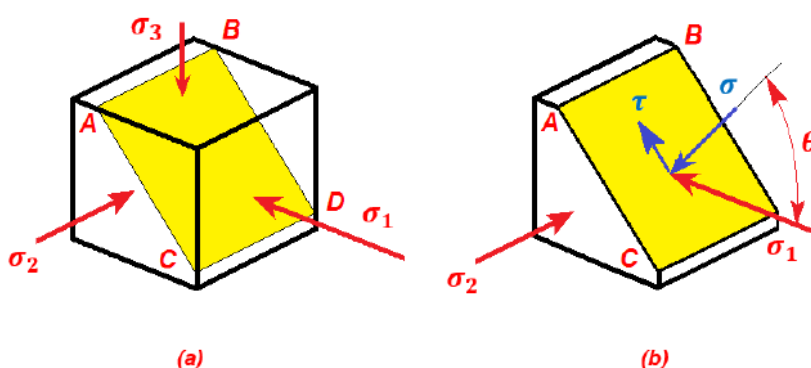


Figura 2.4 - (a) Plano de ruptura paralelo à direção de σ_2 . (b) Tensões σ e τ num plano qualquer paralelo à direção de σ_2 cuja normal faz um ângulo θ com a direção de σ_1 (Simões, 2015).

A Figura 2.5 apresenta, no plano $\sigma, \sigma' \times \tau$, os círculos de Mohr das tensões totais e das tensões efetivas, os quais representam, respectivamente, os estados de tensões totais e efetivas num “ponto” de uma massa de solo. Os círculos de Mohr da Figura 2.5 representam os estados de tensões totais e efetivas em duas dimensões, considerando apenas os planos paralelos à direção da tensão principal intermediária (σ_2), tal como ilustrado na Figura 2.4. Cada ponto do círculo de Mohr das tensões totais possui coordenadas $(\sigma_\theta, \tau_\theta)$, que são, respectivamente, as tensões normal total (σ_θ) e cisalhante (τ_θ) que atuam em um plano paralelo à direção da

tensão principal intermediária (σ_2) e cujo vetor normal faz um ângulo θ com a direção da tensão principal maior (σ_1), conforme ilustrado na Figura 2.4. O mesmo vale para o círculo de Mohr das tensões efetivas, mas com coordenadas $(\sigma'_\theta, \tau_\theta)$, sendo σ'_θ a tensão normal efetiva que atua no mesmo plano, sendo $\sigma'_\theta = \sigma_\theta - u$, onde u é a poropressão que atua no “ponto” considerado. Como a poropressão só interfere nas tensões normais, não exercendo qualquer influência sobre a tensão cisalhante, uma vez que a água não resiste ao cisalhamento, então o círculo de Mohr das tensões efetivas possui o mesmo diâmetro do círculo de Mohr das tensões totais estando deslocado deste no eixo σ, σ' pelo valor da poropressão u , já que $\sigma' = \sigma - u$. No exemplo da Figura 2.5, a poropressão u tem valor positivo e, portanto, o círculo de Mohr das tensões efetivas encontra-se à esquerda do círculo de Mohr das tensões totais. Caso a poropressão fosse negativa (sucção) o círculo de Mohr das tensões efetivas estaria à direita do círculo de Mohr das tensões totais.

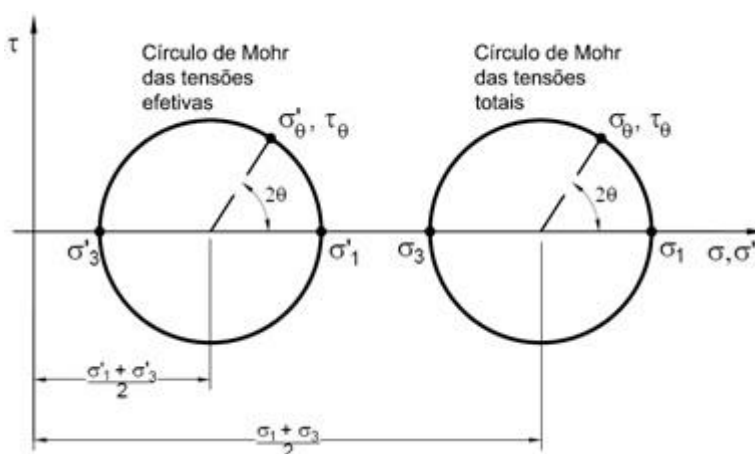


Figura 2.5 - Círculos de Mohr das tensões totais e das tensões efetivas.

No círculo de Mohr das tensões totais (Figura 2.5), as expressões que fornecem os valores das tensões normal total (σ_θ) e cisalhante (τ_θ) que atuam em um plano paralelo à direção da tensão principal intermediária (σ_2) e cujo vetor normal faz um ângulo θ com a direção da tensão principal maior (σ_1) são, respectivamente:

$$\sigma_\theta = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cos(2\theta) \quad (\text{Eq. 2.10})$$

$$\tau_\theta = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin(2\theta) \quad (\text{Eq. 2.11})$$

No círculo de Mohr das tensões efetivas (Figura 2.5), as expressões que fornecem os valores das tensões normal efetiva (σ'_θ) e cisalhante (τ_θ) que atuam em um plano paralelo à direção da tensão principal intermediária (σ_2) e cujo vetor normal faz um ângulo θ com a direção da tensão principal maior (σ_1) são, respectivamente:

$$\sigma'_\theta = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2} + \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2} \cos(2\theta) \quad (\text{Eq. 2.12})$$

$$\tau_\theta = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2} \sin(2\theta) \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Como são as tensões efetivas quem comandam o comportamento do solo, a análise quanto à ruptura deve ser feita com base no círculo de Mohr das tensões efetivas. Conforme ilustrado na Figura 2.6, em cada plano (representado por cada ponto do círculo de Mohr), a tensão cisalhante (τ) que nele atua pode, alternativamente, ser escrita como: $\tau = \sigma' \operatorname{tg}(\alpha)$, onde σ' é a tensão normal efetiva que atua no plano considerado e α o ângulo de obliquidade, que corresponde ao ângulo de atrito mobilizado naquele plano. Observa-se que o ângulo de obliquidade varia de plano para plano, sendo que, para o estado de tensões efetivas representado na Figura 2.6, o ângulo de obliquidade máximo ocorre no plano C (α_c).

Na mesma figura está representada a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para o solo em questão, sendo esta uma reta que passa pela origem descrita pela equação $\tau = \sigma' \operatorname{tg}(\phi')$ (Eq. 2.9), onde ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo. A envoltória representa a função $\tau = f(\sigma')$ capaz de levar o elemento de solo à ruptura, e o ângulo de atrito interno (ϕ') representa o ângulo de obliquidade máximo limite para aquele solo.

No estado de tensões efetivas da Figura 2.6, observa-se que o ângulo de obliquidade máximo (α_c) é menor que o ângulo de atrito interno (ϕ') e, portanto, não há ruptura do elemento de solo.

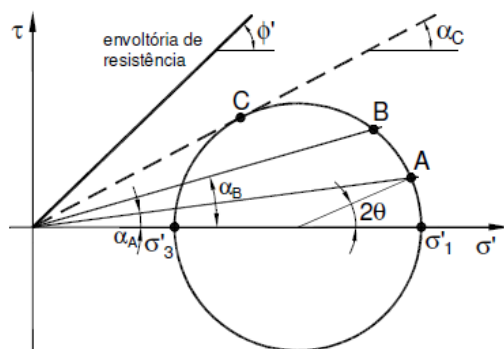


Figura 2.6 - Estado de tensões efetivas no qual não há ruptura do elemento de solo.

A ruptura do solo ocorre quando círculo de Mohr das tensões efetivas tangencia a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, tal como representado na Figura 2.7. Neste caso, o ângulo de obliquidade máximo do estado de tensões efetivas torna-se igual ao ângulo de atrito interno do solo. Aliás, é a partir de estados de tensões efetivas correspondentes a rupturas de corpos de prova do solo submetidos a ensaios mecânico em laboratório que a envoltória de resistência do solo é determinada.

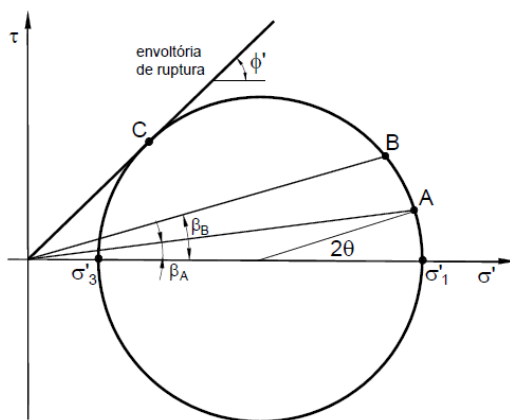


Figura 2.7 - Estado de tensões efetivas no qual há ruptura do elemento de solo.

2.3

Alguns aspectos sobre o comportamento das areias frente ao cisalhamento

2.3.1

Efeito do arranjo dos grãos no ângulo de atrito das areias e o fenômeno da dilatância

Reynolds (1885) foi um dos primeiros pesquisadores a estudar a variação volumétrica de areias e de outros materiais particulados quando cisalhados. O referido autor investigou dois arranjos de esferas rígidas uniformes, sendo o primeiro chamado de arranjo cúbico e o segundo de arranjo rômico, conforme ilustrado nas Figuras 2.8 (a) e (b), respectivamente. Foi constatado que qualquer distorção induzida aos dois conjuntos de esferas era acompanhada de variação de volume, sendo que o arranjo cúbico contraía (diminuía de volume), ao passo que o arranjo rômico, mais compacto, expandia (aumentava de volume). Este fenômeno de aumento de volume frente ao cisalhamento foi então denominado de dilatância.

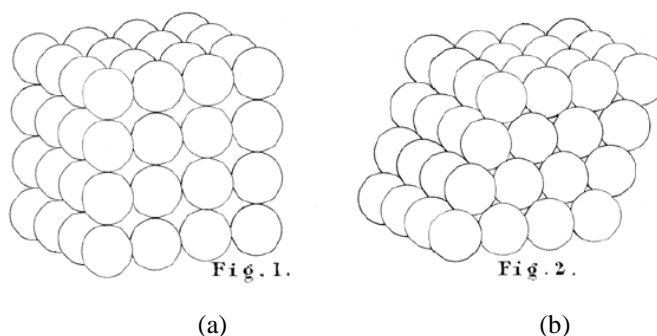


Figura 2.8 - Arranjo cúbico (a) e arranjo rômico (b) de esferas rígidas (Reynolds, 1885).

O fenômeno da dilatância em areias só foi abordado sob um enfoque quantitativo por Taylor (1948). Posteriormente, outros autores também trabalharam no tema, podendo ser citados Bishop (1954), Rowe (1962, 1969a, 1969b), Rowe et al. (1964), Bolton (1986), Wood (1990), Houlsby (1991), entre outros.

Taylor (1948, pp.345-347) discutiu a influência do índice de vazios (ou da compactidade relativa) no comportamento das areias submetidas a ensaios de cisalhamento direto. Segundo o referido autor, no ensaio de cisalhamento direto, parte da energia empregada pela força cisalhante necessária para levar um corpo de prova de areia compacta (de comportamento dilatante) à ruptura é gasta para

A abordagem de Taylor (1948, pp.345-347) é apresentada de forma bastante didática por Simões (2015), cujo desenvolvimento é a seguir reproduzido, com base em um resultado hipotético típico de um ensaio de cisalhamento direto realizado em uma areia de comportamento dilatante, apresentado na Figura 2.9.

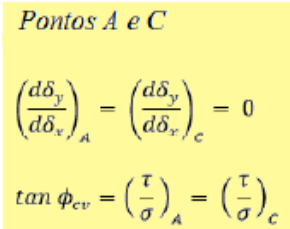


Figura 2.9 - Dilatância associada ao trabalho realizado para expandir o corpo de prova de areia em um ensaio de cisalhamento direto (Simões, 2015).

A tensão cisalhante (τ_{ff}) necessária para levar à ruptura um corpo de prova de areia que apresente um comportamento dilatante pode ser dividida em duas parcelas, a saber: uma parcela necessária para romper a areia a volume constante (τ_{cv}), e a parcela de dilatação (τ_e), a qual realizada o trabalho adicional necessário para expandir o corpo de prova. Sendo assim, na ruptura, tem-se que (ver Simões, 2015):

$$\tau_{ff} = \tau_{cv} + \tau_e \quad (\text{Eq. 2.14})$$

Em um ensaio de cisalhamento direto realizado em um corpo de prova de areia na condição seca, ou mesmo na condição inundada cisalhado de forma drenada, a tensão normal efetiva corresponde à própria tensão normal total. Assim, dividindo ambos os membros pela tensão normal total que atua no plano de ruptura, na ruptura (σ_{ff}), tem-se que:

$$\frac{\tau_{ff}}{\sigma_{ff}} = \frac{\tau_{cv}}{\sigma_{ff}} + \frac{\tau_e}{\sigma_{ff}} \quad (\text{Eq. 2.15})$$

Igualando-se o trabalho adicional realizado, no momento da ruptura, pela tensão cisalhante (ou pela força cisalhante) para expandir o corpo de prova ao trabalho de expansão contra a tensão normal (ou contra a força normal) imposta, tem-se que:

$$\tau_e \cdot A \cdot d\delta_x = \sigma_{ff} \cdot A \cdot d\delta_y \quad (\text{Eq. 2.16})$$

, ou seja:

$$\frac{\tau_e}{\sigma_{ff}} = \frac{d\delta_y}{d\delta_x} \quad (\text{Eq. 2.17})$$

, onde:

A: área de contato entre as partes cisalhadas do corpo de prova, na ruptura;

$d\delta_x$: variação do deslocamento horizontal relativo (δ_x) entre as partes cisalhadas do corpo de prova, na ruptura;

$d\delta_y$: variação da altura do corpo de prova, na ruptura.

Substituindo a Equação 2.17 na Equação 2.15, tem-se que:

$$\frac{\tau_{ff}}{\sigma_{ff}} = \frac{\tau_{cv}}{\sigma_{ff}} + \frac{d\delta_y}{d\delta_x} \quad (\text{Eq. 2.18})$$

, ou ainda:

$$\tan(\phi') = \tan(\Phi'_{cv}) + \frac{d\delta_y}{d\delta_x} \quad (\text{Eq. 2.19})$$

, onde:

ϕ' : ângulo de atrito da areia, medido no ensaio.

Φ'_{cv} : ângulo de atrito da areia a volume constante.

Bishop (1954) desenvolveu uma expressão similar à expressão de Taylor (1948) para a inclusão do fenômeno da dilatação na resistência ao cisalhamento das areias, porém aplicada a ensaios triaxiais.

Uma outra forma de explicar a influência da dilatação no ângulo de atrito de pico das areias é através da analogia com o deslizamento entre dois blocos denteados, conhecido como “modelo dente de serra”, conforme apresentado na Figura 2.10 modificada de Houlsby (1991).

Considera-se que para um bloco deslizando sobre o outro, ambos com superfícies planas horizontais com ângulo de atrito θ , a relação entre a força cisalhante (T) necessária para promover o deslocamento horizontal relativo entre os blocos e a força normal (N) que age no plano de deslizamento é dada pela Equação 2.20.

$$T = N \cdot \tan(\theta) \quad (\text{Eq. 2.20})$$

Ao supor dois blocos em contato por superfícies denteadas (Figura 2.10), cujos planos dos dentes fazem um ângulo i com a horizontal, a condição para promover o deslizamento entre os blocos muda e pode ser escrita da seguinte maneira:

$$T' = N' \cdot \tan(\theta) \quad (\text{Eq. 2.21})$$

, sendo que N' e T' representam o somatório das forças normais e cisalhantes, respectivamente, em todos os dentes.

Porém, observa-se que:

$$N' = N \cdot \cos(i) + T \cdot \sin(i) \quad (\text{Eq. 2.22})$$

$$T' = T \cdot \cos(i) - N \cdot \sin(i) \quad (\text{Eq. 2.23})$$

Substituindo as equações 2.22 e 2.23 na equação 2.21, tem-se que:

$$T \cdot \cos(i) - N \cdot \sin(i) = [N \cdot \cos(i) + T \cdot \sin(i)] \cdot \tan(\theta) \quad (\text{Eq. 2.24})$$

Dividindo ambos os membros por $\cos(i)$ obtém-se:

$$T - N \cdot \tan(i) = [N + T \cdot \tan(i)] \cdot \tan(\theta) \quad (\text{Eq. 2.25})$$

Isolando a força T :

$$T = N \cdot \frac{[\tan(\theta) + \tan(i)]}{[1 - \tan(\theta) \cdot \tan(i)]} \quad (\text{Eq. 2.26})$$

$$T = N \cdot \tan(\theta + i) \quad (\text{Eq. 2.27})$$

Dessa analogia, observa-se que o ângulo de atrito (θ) entre os blocos representaria o ângulo de atrito a volume constante da areia (ϕ'_{cv}), enquanto que o ângulo de inclinação dos dentes (i) representaria o ângulo de dilatância (ψ) da areia. Deste modo, segundo Houlsby (1991), o ângulo de atrito de pico (ϕ') de uma areia com comportamento do tipo dilatante é constituído pela soma do ângulo de atrito a volume constante da areia (ϕ'_{cv}) com o ângulo de dilatância (ψ).

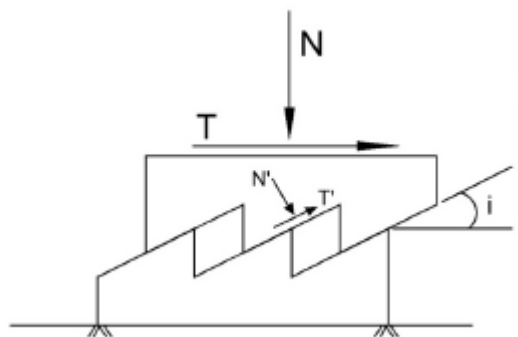


Figura 2.10 - Modelo dente de serra para dilatância (modificado de Houlsby, 1991).

2.3.2

Comportamentos contrátil e dilatante típicos das areias frente ao cisalhamento

Diante da grande maioria dos carregamentos (ou descarregamentos) impostos pelas obras de engenharia, as areias comportam-se de forma drenada em razão de seu elevadíssimo coeficiente de adensamento, este decorrente de seu elevado coeficiente de permeabilidade combinado com seu baixo coeficiente de compressibilidade.

Quando cisalhados de forma drenada, não somente as areias, mas os solos em geral apresentam dois comportamentos típicos no que tange à variação de volume, a saber: comportamento contrátil, no qual o solo diminui de volume ao ser cisalhado, isto é, sofre contração; e comportamento dilatante, no qual o solo aumenta de volume ao ser cisalhado, ou seja, sofre dilatação.

Conforme visto mais adiante, o que determina se o comportamento de uma areia é do tipo contrátil ou dilatante é uma combinação do seu índice de vazios inicial, ou mais apropriadamente de sua compacidade relativa inicial, com a tensão confinante (ou tensão normal) inicial, onde o termo “inicial” significa “no início do cisalhamento”.

Pinto (2006, pp. 275-277) descreve da seguinte maneira os comportamentos contrátil e dilatante de areias submetidas a ensaios triaxiais adensados hidrostaticamente (ou isotropicamente) e cisalhados de forma drenada por compressão provocada por carregamento axial (CIDc) de deformação controlada:

Comportamento contrátil – À medida da aplicação das deformações axiais, a tensão desviadora ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) cresce lentamente, atingindo um valor máximo para deformações relativamente altas (Figura 2.11a). Ensaios realizados com tensões confinantes (σ_3) diferentes sugerem que as tensões desviadoras desenvolvidas com as deformações axiais sejam proporcionais à tensão confinante de ensaio (Figura 2.11a). Se assim for, traçando os círculos de Mohr das tensões efetivas correspondentes às máximas tensões desviadoras (ruptura) dos ensaios (Figura 2.11c), obtêm-se uma envoltória de resistência que passa pela origem. O ângulo que essa envoltória faz com a horizontal corresponde ao ângulo de atrito da areia (ϕ'). A Figura 2.11b mostra que, à medida da aplicação das deformações

axiais, os corpos de prova tendem a diminuir de volume (contração), sendo que, para tensões confinantes maiores, as reduções de volume são levemente maiores (modificado de Pinto, 2006). Observa-se também que quando a tensão desviadora é máxima, isto é, na ruptura (Figura 2.11a), a taxa de variação da deformação volumétrica específica em relação à deformação axial específica ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$) é praticamente nula (Figura 2.11b), ou seja, o corpo de prova não está sofrendo variação de volume. Neste caso, o ângulo de atrito obtido na Figura 2.11c corresponde ao ângulo de atrito a volume constante do solo.

Comportamento dilatante – À medida da aplicação das deformações axiais, a tensão desviadora cresce mais rapidamente até atingir um valor máximo, chamado de resistência de pico (Figura 2.11d). Após o pico, a tensão desviadora decresce lentamente com as deformações até se estabilizar próxima a um valor final (Figura 2.11d). Ensaio realizado com tensões confinantes diferentes sugerem que as tensões desviadoras máximas (ruptura) sejam proporcionais às tensões confinantes dos ensaios (Figura 2.11d). Assim sendo, a envoltória de resistência de pico, que tangencia os círculos de Mohr das tensões efetivas correspondentes às tensões desviadoras máximas, também deve passar pela origem (Figura 2.11f). A partir desta envoltória define-se o ângulo de atrito de pico da areia. Pode-se traçar também os círculos de Mohr das tensões efetivas correspondentes às tensões desviadoras na condição final, as quais também devem ser proporcionais às tensões confinantes dos ensaios (Figura 2.11d). Desta forma, a envoltória que tangencia esses círculos de Mohr também passaria pela origem e o ângulo de atrito dela obtido seria menor do que o ângulo de pico. A Figura 2.11e mostra que o corpo de prova apresenta inicialmente uma redução de volume (contração), porém antes de atingir a resistência máxima (pico), o volume do corpo de prova começa a crescer, ou seja, o corpo de prova dilata, apresentando ao final do ensaio um volume maior do que no início do ensaio (modificado de Pinto, 2006). A Figura 2.11e mostra também que quanto menor a tensão confinante, menor a contração inicial e maior a dilatação subsequente. Ainda da Figura 2.11e, observa-se que, ao final do ensaio, $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$ é nula, ou seja, o corpo de prova não está sofrendo variação de volume. Neste caso, o ângulo de atrito obtido na Figura 2.11f da envoltória traçada a partir dos círculos de Mohr representativos das condições finais dos corpos de prova também corresponde ao ângulo de atrito a volume constante do solo.

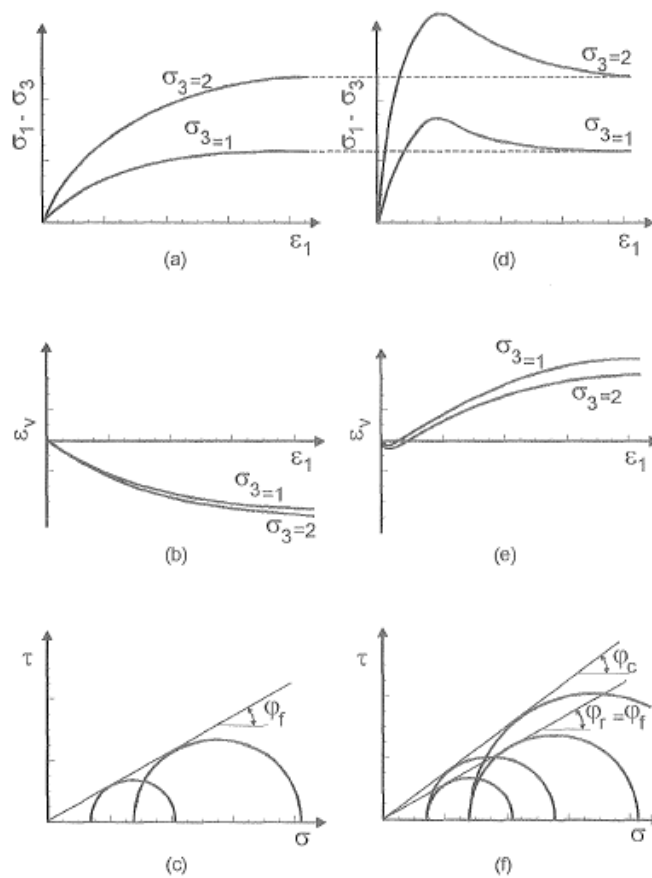


Figura 2.11 - Comportamentos típicos de areia em ensaio triaxial adensado drenado, de compressão por carregamento axial de deformação controlada; (a), (b) e (c) comportamento contrátil, (d), (e) e (f) comportamento dilatante (Pinto, 2006, p.276).

2.3.3

Efeito do índice de vazios inicial no comportamento das areias sob cisalhamento drenado

A Figura 2.12 apresenta os resultados de dois ensaios triaxiais adensados hidrostáticamente, drenados, de compressão, por carregamento axial sob deformação controlada realizados em uma areia fina e média (Taylor, 1948, *apud* Lambe & Whitman, 1969, p.131). Os dois ensaios foram realizados sob a mesma tensão confinante efetiva ($\sigma'_3 = 207$ kPa), mas com índice de vazios diferentes, a saber, $e_0 = 0,605$, correspondente a uma compactidade relativa (CR) de quase 100 %, e $e_0 = 0,834$, correspondente a CR de cerca de 20 %. Foi feita uma extrapolação das curvas “tensão desviadora (σ_d) x deformação axial específica (ϵ_a)”, “deformação volumétrica específica (ϵ_{vol}) x deformação axial específica (ϵ_a)” e

“índice de vazios (e) x deformação axial específica (ϵ_a)” com base nos resultados de outros ensaios com o propósito de entender o comportamento da areia a grandes deformações.

Da Figura 2.12 observa-se que o corpo de prova muito compacto ($e_0 = 0,605$) exibiu um pico acentuado na curva “ $\sigma_d \times \epsilon_a$ ”, seguido por perda de resistência à medida das deformações axiais. Por outro lado, o corpo de prova fofo ($e_0 = 0,834$) apresentou um crescimento monótono da tensão desviadora à medida das deformações axiais até um determinado valor, a partir do qual permaneceu aproximadamente constante. Observa-se ainda que a deformação axial específica na ruptura (ponto de tensão desviadora máxima) foi expressivamente maior para o corpo de prova fofo do que para o corpo de prova muito compacto. Em suma, pode-se dizer que o corpo de prova muito compacto apresentou um comportamento frágil, ao passo que o corpo de prova fofo apresentou um comportamento dúctil.

Esses comportamentos podem ser explicados pelas curvas “ $\epsilon_{vol} \times \epsilon_a$ ”. Observa-se que o corpo de prova muito compacto sofreu decréscimo de volume inicial quase imperceptível, seguido de um acentuado acréscimo de volume (dilatância) ao longo de todo o cisalhamento. Já o corpo de prova fofo sofreu uma pequena diminuição de volume inicial (contração) e, em seguida, manteve-se aproximadamente constante com ϵ_{vol} próximo de 0. Vale destacar também que após grandes deformações axiais, os índices de vazios dos corpos de prova tendem a convergir ao ponto de ficarem muito próximos um do outro (Lambe & Whitman, 1969, pp.130-131).

Lambe & Whitman (1969, p. 131) chamam a atenção para os seguintes padrões de comportamento que poderiam ser previstos com base na concepção de dilatância e “*interlocking*”:

- 1) Quanto mais compacta a areia, maior o *interlocking* e, portanto, maior a tensão desviadora na ruptura e, portanto, maior o ângulo de atrito de pico.
- 2) Quanto mais compacta a areia, maior o aumento de volume (dilatância) que deve ocorrer.

O autor desta dissertação ressalta ainda que as assertivas de Lambe & Whitman (1969) acima devem ser interpretadas para uma dada tensão de

confinamento fixada e que permita a dilatância da areia. Conforme será visto adiante, assim como o índice de vazios inicial, a tensão de confinamento exerce um papel relevante na ocorrência do fenômeno da dilatância em uma dada areia.

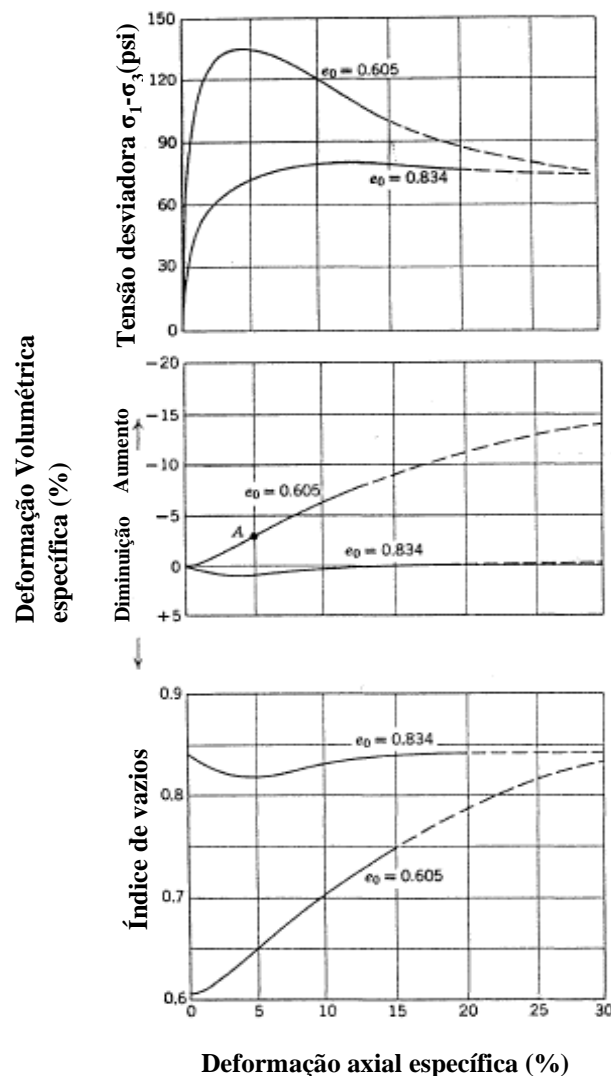


Figura 2.12 - Curvas tensão-deformação de ensaios triaxiais drenados em areia fina e média nos estados fofo e muito compacto (modificado de Taylor, 1948 *apud* Lambe & Whitman, 1969, p.131).

Portanto, o efeito do índice de vazios inicial no comportamento da areia sob cisalhamento drenado é justificado pelo “*interlocking*”. Assim, no ensaio triaxial, a energia aplicada no solo pela tensão desviadora é gasta de duas maneiras: (1) superar a resistência por atrito entre as partículas; e (2) expandir o solo contra a tensão confinante. Sob uma dada tensão de confinamento, quanto mais compacta a areia, maior a tendência dela dilatar e, conseqüentemente, maior ângulo de atrito efetivo (ϕ') medido. A Figura 2.13 ilustra o efeito do índice de vazios inicial (pré-

cisalhamento) no ângulo de atrito (ϕ') medido em uma dada areia fina e média sob uma dada tensão confinante fixada. Nota-se que à medida que a porosidade (n) (ou o índice de vazios, e) da areia diminui, o ângulo de atrito de pico (ϕ') medido aumenta justamente devido ao aumento da dilatância. Na Figura 2.13, tem-se que: ϕ_μ : ângulo de atrito mineral-mineral; ϕ_{cv} : ângulo de atrito a volume constante; ϕ : ângulo de atrito de pico.

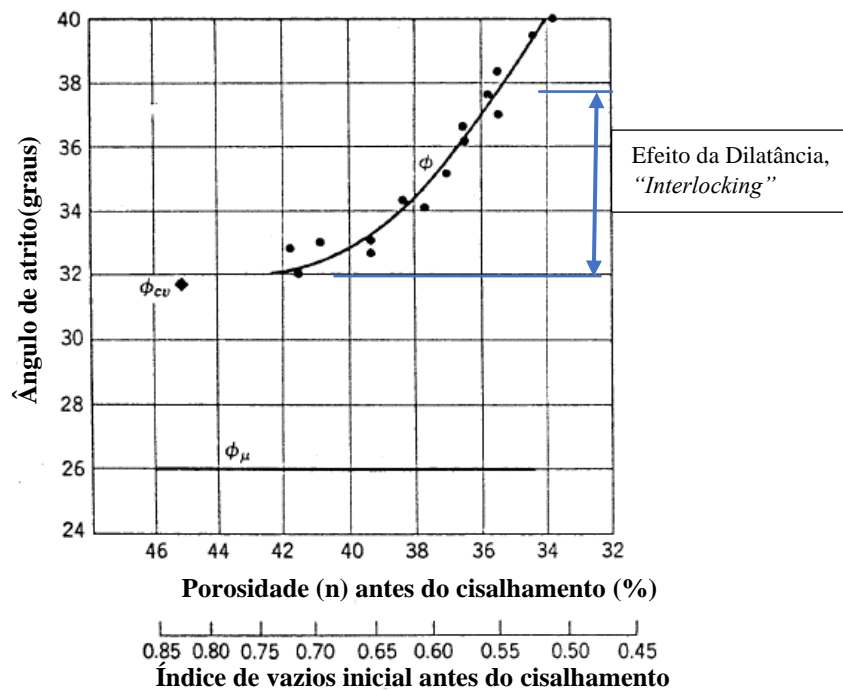


Figura 2.13 - Ângulo de atrito de pico em função do índice de vazios inicial para uma areia fina e média (modificado Rowe, 1962, *apud* Lambe & Whitman, 1969, p.143).

2.3.4

Efeito da tensão confinante no comportamento das areias sob cisalhamento drenado

Lee & Seed (1967) realizaram um amplo programa de ensaios triaxiais adensados hidrosticamente, drenados, de compressão, por carregamento axial sob deformação controlada (CIDc) em corpos de prova da areia do Rio Sacramento e da areia de Ottawa. Os corpos de prova foram preparados com diferentes compacidades relativas (CR), variando de fofa a muito compacta.

Na areia do Rio Sacramento, para cada valor de compacidade relativa, foram realizados ensaios sob um amplo espectro de tensões de confinamento efetivas (σ'_3), variando de 1,0 kgf/cm² (98,07 kPa) até 120 kgf/cm² (11768 kPa).

A Figura 2.14 mostra os resultados obtidos dos corpos de prova muito compactos, com índice de vazios inicial (e) médio de 0,61, que corresponde a uma compacidade relativa (CR) próxima a 100 %.

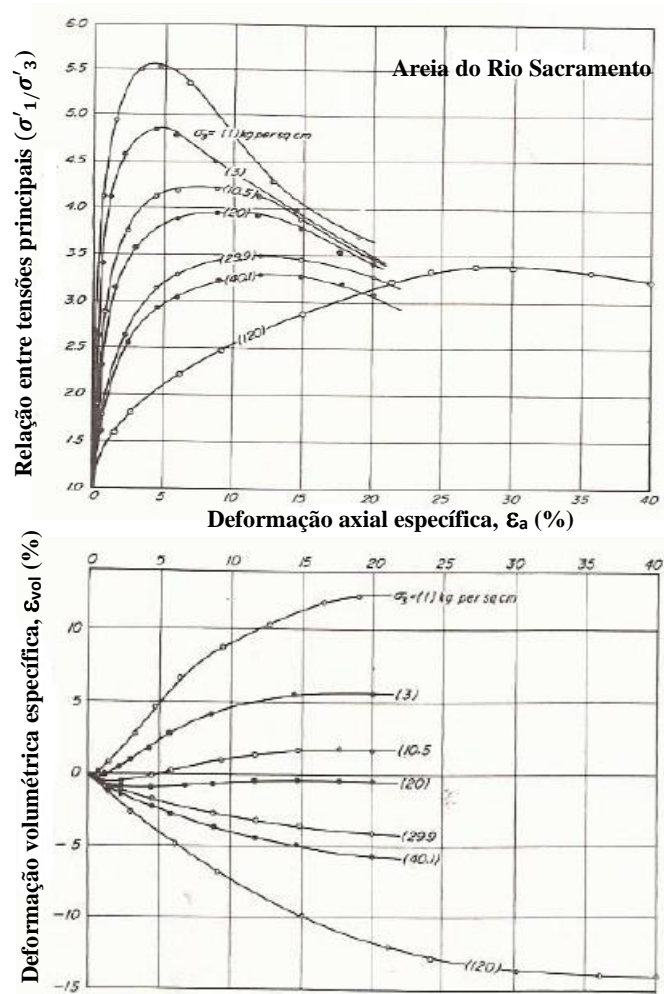


Figura 2.14 – Resultados dos ensaios triaxiais CIDc realizados em corpos de prova muito compactos da areia do Rio Sacramento (modificado de Lee & Seed, 1967).

Das curvas $\sigma'_1/\sigma'_3 \times \epsilon_a$ é possível observar que os corpos de prova muito compactos apresentam pico sob todas as tensões de confinamento (σ'_3). Todavia, as curvas com pico mais proeminentes são a $\sigma'_3 = 1,0 \text{ kgf/cm}^2$ e a $\sigma'_3 = 3,0 \text{ kgf/cm}^2$, que são as duas menores tensões de confinamento. As demais curvas, de $\sigma'_3 = 10,5 \text{ kgf/cm}^2$ a $\sigma'_3 = 120 \text{ kgf/cm}^2$, apresentam pico, porém mais suave. Observa-se que o aumento da tensão de confinamento vai tornando o pico menos proeminente, além de aumentar a deformação axial específica (ϵ_a) de ruptura.

Das curvas $\epsilon_{vol} \times \epsilon_a$, é possível observar que, para as três menores tensões confinantes ($\sigma'_3 = 1,0 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma'_3 = 3,0 \text{ kgf/cm}^2$ e $\sigma'_3 = 10,5 \text{ kgf/cm}^2$), os corpos

de prova sofrem aumento de volume durante o cisalhamento, isto é, dilatância, sendo esta tanto maior quanto menor a tensão confinante. Já para as tensões confinantes mais altas ($\sigma'_3 = 20,0 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma'_3 = 29,9 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma'_3 = 40,1 \text{ kgf/cm}^2$ e $\sigma'_3 = 120 \text{ kgf/cm}^2$), os corpos de prova sofrem diminuição de volume durante o cisalhamento, isto é, contração, sendo esta tanto maior quanto maior a tensão de confinamento. A Figura 2.15 mostra os resultados obtidos dos corpos de prova fofos, com índice de vazios inicial (e) médio de 0,87, que corresponde a uma compacidade relativa de 38 %.

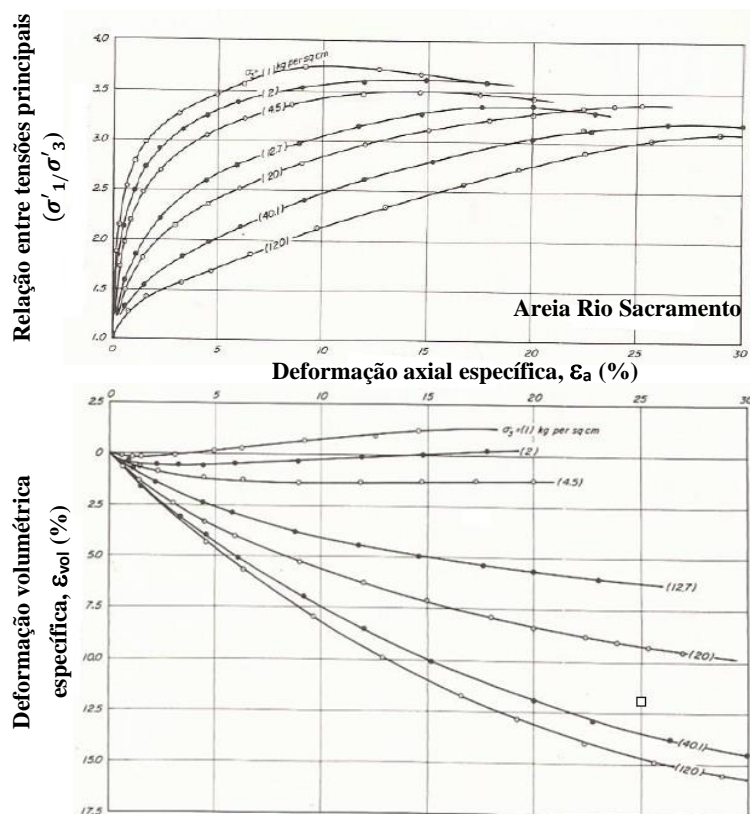


Figura 2.15 – Resultados dos ensaios triaxiais CIDe realizados em corpos de prova fofos da areia do Rio Sacramento (modificado de Lee & Seed, 1967, p.124).

Das curvas $\sigma'_1/\sigma'_3 \times \epsilon_a$ dos corpos de prova fofos observa-se que, com exceção do corpo de prova sob $\sigma'_3 = 1,0 \text{ kgf/cm}^2$, o qual apresenta um pico suave, todos os demais não apresentam um pico bem definido.

Das curvas $\epsilon_{vol} \times \epsilon_a$ dos corpos de prova fofos, é possível observar que, para $\sigma'_3 = 1,0 \text{ kgf/cm}^2$ e $\sigma'_3 = 2,0 \text{ kgf/cm}^2$, o corpo de prova apresenta uma diminuição de volume (contração) inicial, seguida de aumento de volume (dilatância) ao longo do cisalhamento. Observa-se ainda que a menor tensão de confinamento ($\sigma'_3 = 1,0 \text{ kgf/cm}^2$) apresenta menor contração inicial e maior dilatância subsequente. Para

todas as demais tensões de confinamento ($\sigma'_3 = 4,5 \text{ kgf/cm}^2$ a $\sigma'_3 = 120 \text{ kgf/cm}^2$), os corpos de prova diminuem de volume durante todo o cisalhamento, sendo esta contração tanto maior quanto maior a tensão de confinamento.

Com base não apenas nos resultados das Figuras 2.14 e 2.15, mas também nos resultados obtidos para outras compacidades relativas (CR) intermediárias, Lee & Seed (1967) destacaram os seguintes efeitos do acréscimo da tensão confinante, para uma dada CR fixada:

- (1) Inibição das características frágeis da curva tensão-deformação, isto é, inibição ou até mesmo eliminação do pico e aumento da deformação axial específica na ruptura;
- (2) Redução da dilatância, passando a haver contração do corpo de prova a partir de uma determinada tensão de confinamento.

Vale ainda destacar que, para uma dada CR fixada, a razão entre as tensões principais (σ'_1 / σ'_3) na ruptura diminui com o aumento da tensão confinante (ver Figuras 2.14 e 2.15). Desse modo, ocorre diminuição do ângulo de atrito de pico com o aumento da tensão confinante, que é decorrência da inibição da dilatância.

Os resultados de Lee & Seed (1967) mostram, portanto, que não apenas o índice de vazios (ou a compacidade relativa) da areia no início do cisalhamento dita o seu comportamento sob cisalhamento drenado, mas também a tensão confinante efetiva.

2.3.5

Índice de vazios crítico e tensão confinante crítica na concepção de Lee & Seed (1967)

O conceito de índice de vazios crítico promoveu muitos debates no âmbito da Mecânica dos Solos em virtude de diferentes interpretações, sendo objeto de estudo de inúmeros pesquisadores (Casagrande, 1936; 1938; Taylor, 1948; Lee & Seed, 1967; Rowe & Barden, 1969).

Casagrande (1936) parece ter sido o primeiro autor a utilizar o termo “índice de vazios crítico” em seu trabalho sobre ensaios de cisalhamento direto em areias compactas. Dois anos mais tarde, Casagrande (1938) definiu o índice de vazios crítico em ensaios triaxiais desta vez relacionando-o à condição de deformação

volumétrica nula na ruptura (na tensão desviadora máxima). Esta nova explicação chamou-se de “*Lower critical void ratio*”.

Anos depois, surgiu outra terminologia utilizada por Rowe & Barden (1969) chamada de índice “*true*”. Pode-se dizer que o índice “*true*” representa o índice de vazios crítico, sendo este referente à condição em que, sob uma dada tensão confinante, o corpo de prova está se deformando sem variação de volume e de resistência. Essa condição (permanente) é atingida, em geral, após grandes deformações. Esta seria a definição do índice de vazios crítico segundo os ingleses.

Por outro lado, o índice “*lower*” corresponderia ao índice de vazios pré-cisalhamento a partir do qual, sob uma dada tensão confinante, a deformação volumétrica do corpo de prova é nula ($\varepsilon_{vol} = 0$) na ruptura, isto é, o corpo de prova não apresenta dilatação nem contração na ruptura em relação ao seu volume inicial (pré-cisalhamento ou no início do cisalhamento). Esta seria a definição do índice de vazios crítico segundo os americanos.

Assim, sob uma dada tensão confinante, existe um índice de vazios crítico a ela associado e, conforme mostrado por Lee & Seed (1967), para cada índice de vazios pré-cisalhamento existe uma tensão confinante crítica a ele associada.

Para a campanha de ensaios triaxiais CIDc realizados na areia do Rio Sacramento, Lee & Seed (1967) apresentaram um procedimento para a determinação da tensão confinante crítica associada a um dado índice de vazios.

A Figura 2.16 mostra, de baixo para cima, os seguintes gráficos traçados com os resultados obtidos dos ensaios CIDc realizados nos corpos de prova moldados com índice de vazios médio de 0,61 (CR de cerca de 100 %): “*deformação volumétrica específica na ruptura, $\varepsilon_{vol f}$ x tensão confinante, σ'_3* ”, “*índice de vazios pré-cisalhamento, e_c x tensão confinante, σ'_3* ” e “*tensão desviadora na ruptura, $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ x tensão confinante, σ'_3* ”.

A curva da Figura 2.16(c) mostra que no ensaio realizado com $\sigma'_3 = 16,4$ kgf/cm², o corpo de prova não apresentou variação de volume na ruptura ($\varepsilon_{vol f} = 0$). Essa tensão confinante é, portanto, a tensão confinante crítica (σ'_{3c}) associada ao índice de vazios pré-cisalhamento (lê-se “no início do cisalhamento”) $e_c = 0,584$, obtida da curva da Figura 2.16(b). A tensão desviadora na ruptura para este ensaio foi de 50,5 kgf/cm², conforme indicado na curva da Figura 2.16 (a). Por definição,

o índice de vazios $e_c = 0,584$ é também o índice de vazios crítico associado a tensão confinante $\sigma'_3 = 16,4 \text{ kgf/cm}^2$.

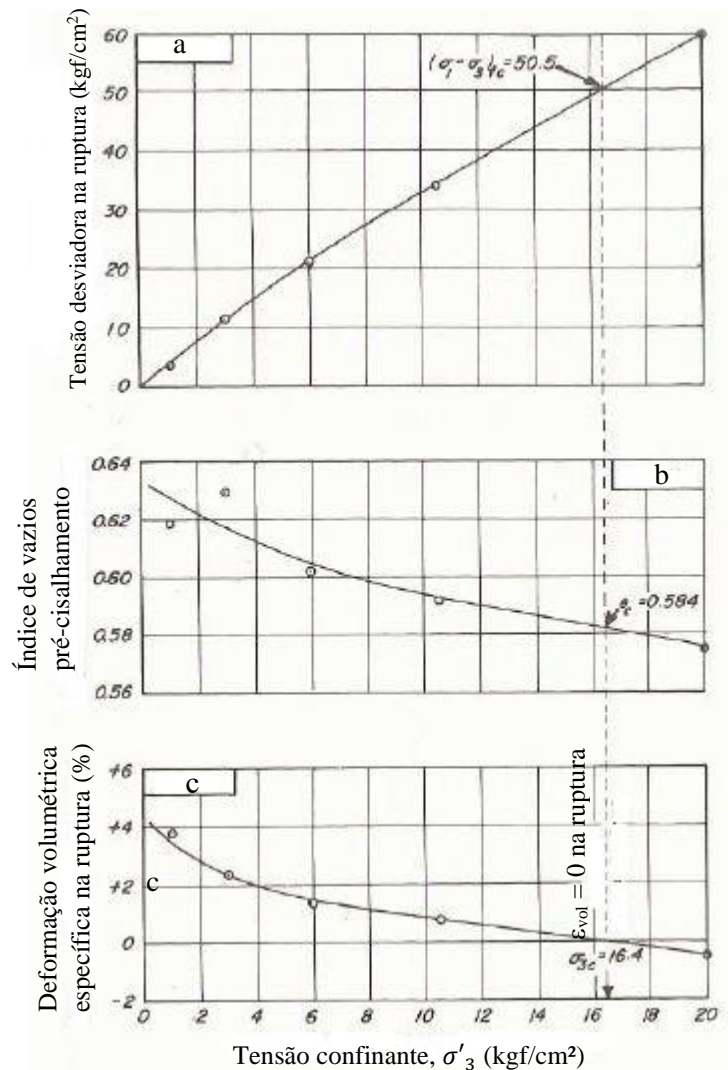


Figura 2.16 - Procedimento para determinar a curva “índice de vazios crítico x tensão confinante crítica” da areia do Rio Sacramento (modificado de Lee & Seed, 1967).

Lee & Seed (1967) fizeram exatamente o mesmo procedimento para os outros três grupos de corpos de prova, com índice de vazios iniciais (e_i) médios de 0,87 (CR = 38 %), 0,78 (CR = 60 %) e 0,71 (CR = 76 %), e determinaram seus respectivos pares (tensão confinante crítica, índice de vazios crítico). Com os quatro pares de valores (tensão confinante crítica, índice de vazios crítico) obtiveram a curva da Figura 2.17(b). Observa-se da curva da Figura 2.17(b) que quanto maior o índice de vazios pré-cisalhamento, isto é, quanto mais fofo o corpo de prova, menor a tensão confinante (σ'_3) sob a qual o corpo de prova irá romper

com $\varepsilon_{vol} = 0$, isto é, menor a tensão confinante crítica associado àquele índice de vazios. Pode-se observar também que mesmo os corpos de prova mais compactos podem ser ensaiados com $\varepsilon_{vol} = 0$ na ruptura, desde que sob a elevada tensão confinante (σ'_3) de 16,0 kgf/cm² (Lee & Seed, 1967, pp. 132-133). A Figura 2.17(a) apresenta as tensões desviadoras na ruptura obtidas dos ensaios conduzidos nas quatro tensões confinantes críticas.

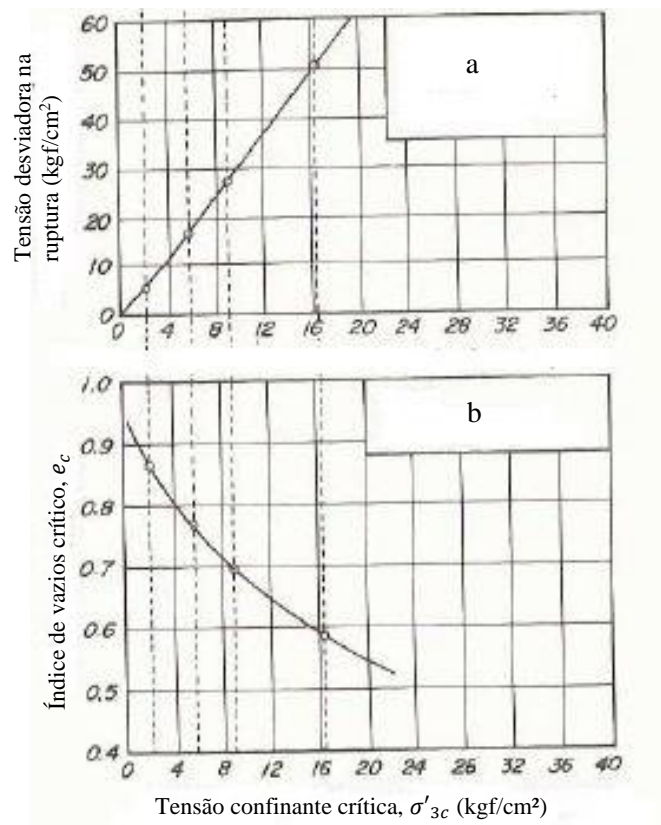


Figura 2.17 - Curva índice de vazios crítico x tensão confinante crítica da areia do Rio Sacramento (modificado de Lee & Seed, 1967).

Um estudo ainda mais detalhado da relação entre índice de vazios crítico e tensão confinante crítica realizado por Lee & Seed (1967) com a campanha de ensaios triaxiais CIDc na areia do Rio Sacramento é mostrado na Figura 2.18. A figura mostra o efeito tanto da tensão confinante (σ'_3) quanto do índice de vazios pré-cisalhamento (e_c) na deformação volumétrica específica na ruptura ($\varepsilon_{vol f}$). Cada reta ajustada representa um valor de tensão confinante. Da Figura 2.18 observa-se que quanto maior a tensão confinante, menor o índice de vazios crítico a ela

associado, sendo o índice de vazios crítico aquele para o qual a deformação volumétrica específica na ruptura é igual a zero.

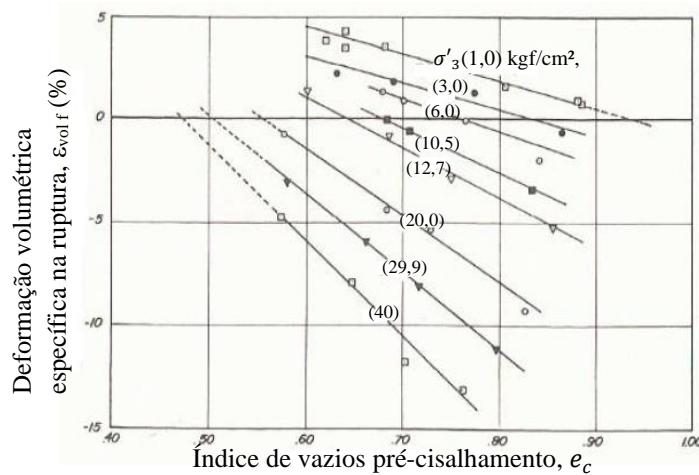


Figura 2.18 – Deformação volumétrica específica na ruptura em função do índice de vazios pré-cisalhamento para cada tensão confinante (modificado de Lee & Seed, 1967).

Conforme apresentado na Figura 2.19, Lee & Seed (1967) plotaram curvas “*deformação volumétrica específica na ruptura ($\epsilon_{vol f}$) x tensão confinante (σ'_3)*”, cada qual para um valor de índice de vazios pré-cisalhamento (e_c) igual a 0,5; 0,6; 0,7; 0,8 e 0,9, sendo algumas por interpolação e outras por extrapolação dos dados da Figura 2.18. Da Figura 2.19, observe que quanto menor o índice de vazios pré-cisalhamento (e_c), maior a tensão confinante crítica (σ'_{3c}) a ele associada, que é aquela sob a qual o corpo de prova apresenta deformação volumétrica específica na ruptura igual a zero.

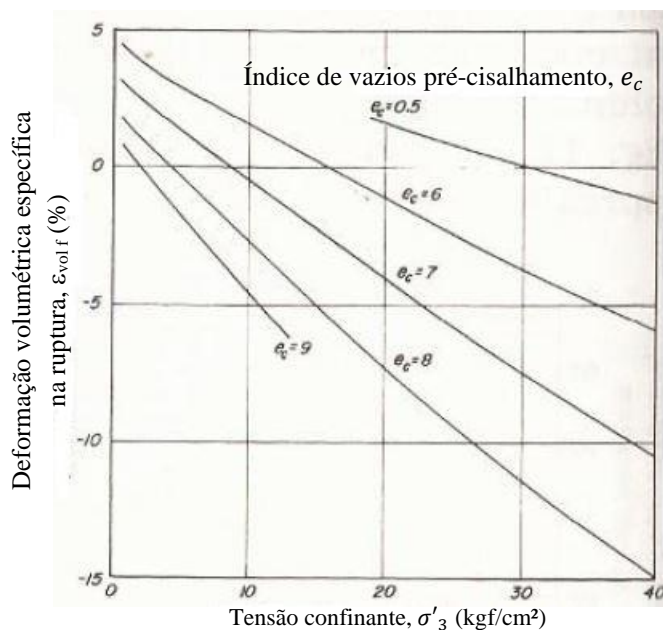


Figura 2.19 - Deformação volumétrica específica na ruptura em função da tensão confinante (σ'_3) para índices de vazios pré-cisalhamento de 0,5; 0,6; 0,7; 0,8 e 0,9 (modificado de Lee & Seed, 1967).

Finalmente, com os pares de valores (tensão confinante, índice de vazios pré-cisalhamento) para os quais se observou deformação volumétrica específica nula na ruptura, Lee & Seed (1967) definiram a curva crítica interligando os pontos críticos, conforme apresentado na Figura 2.20. Abaixo (ou à esquerda) dessa linha o comportamento da areia é dilatante e acima (ou à direita) dessa linha o comportamento da areia é contrátil.

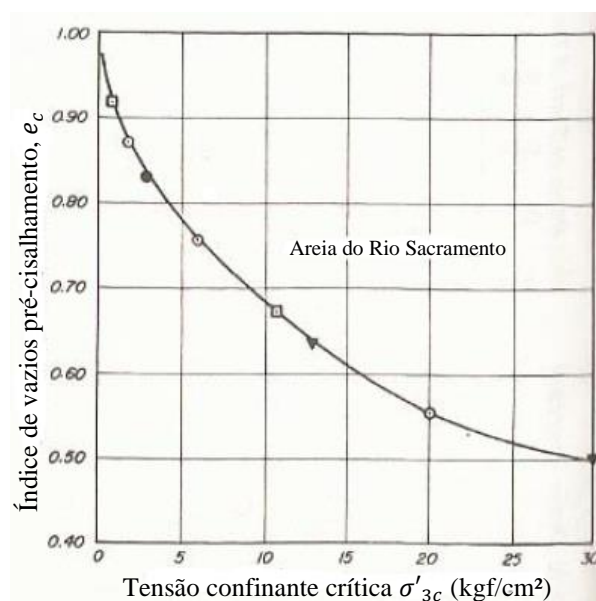


Figura 2.20 - Curva mais completa de índice de vazios crítico versus tensão confinante crítica da areia do Rio Sacramento (modificado de Lee & Seed, 1967).

2.2. Ensaio de cisalhamento simples (DSS)

2.2.1 Um breve histórico acerca do desenvolvimento do equipamento de DSS

O primeiro equipamento para ensaios de cisalhamento simples (DSS) que se tem registro foi desenvolvido por Kjellmann (1951) no *Royal Swedish Geotechnical Institute* (SGI). Em seguida, Roscoe (1953) desenvolveu um equipamento de cisalhamento simples com base no equipamento de cisalhamento direto, que ficou conhecido como “Equipamento de Cambridge”, mas que não viria a ser muito utilizado. A intenção era induzir estados de tensões e de deformações mais uniformes aos corpos de prova em comparação ao equipamento de cisalhamento direto, com a finalidade de demonstrar que havia estados para os quais os solos marchavam quando cisalhados, chamados de estados críticos.

Anos depois, no *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI), Bjerrum & Landva (1966) iniciaram um amplo estudo acerca das propriedades fundamentais de tensão-deformação-resistência de argilas moles normalmente adensadas de alta sensibilidade, com o objetivo de aprimorar a previsão da resistência ao cisalhamento no campo e, por conseguinte, as análises de estabilidade de taludes. O equipamento de cisalhamento simples foi desenvolvido com o propósito de realizar ensaios drenados a volume constante em corpos de prova que deveriam ser cisalhados sob condição de cisalhamento simples, em um estado de deformação plana (“*plane strain*”) e onde o estado de deformações fosse uniforme ao longo de todo o corpo de prova.

A Figura 2.21 mostra um dos primeiros equipamentos de DSS desenvolvidos no mundo, publicado por Bjerrum & Landva (1966). Na Figura 2.21, tem-se: 1- Corpo de prova; 2- Membrana reforçada; 3- Roldana para aplicação de pesos; 4- Medidor de força vertical; 5- Rolamento linear vertical; 6- Medidores de deslocamento vertical; 7- Caixa deslizante; 8- Medidor de deslocamento horizontal; 9- Rolamento linear horizontal; 10- Medidor de força horizontal; 11- Caixa de engrenagens; 12- Servomotor; 13- Braço de alavanca; 14- Pesos; 15 e 16- Mecanismo de fixação e ajuste para ensaios a volume constante (modificado de Jannuzzi, 2013).

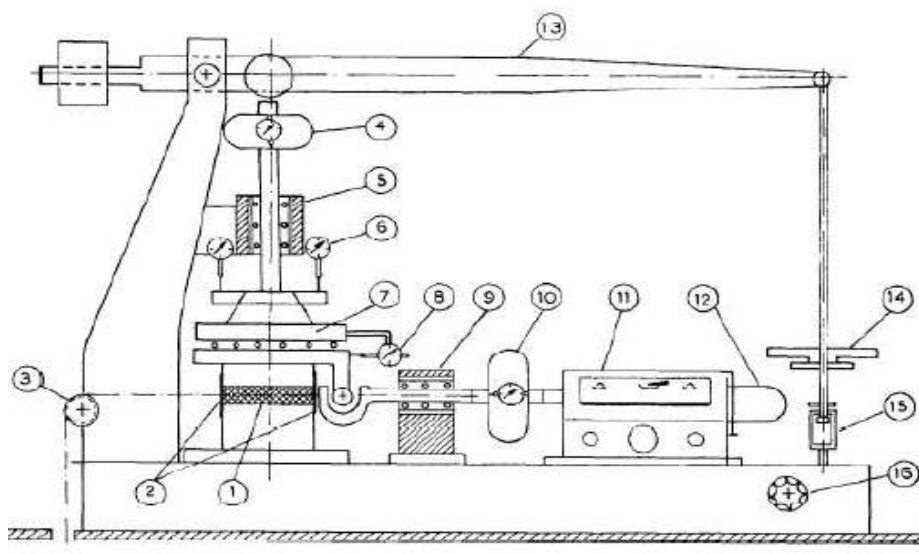


Figura 2.21 - Equipamento de DSS desenvolvido no NGI (Bjerrum & Landva, 1966).

Devido à simplicidade de operação aliada à facilidade na simulação das condições de campo, o equipamento do NGI tornou-se mais popular e mais aceito pelos laboratórios de solos comerciais do que o equipamento de Cambridge.

Dyvik et al. (1987) desenvolveram uma câmara de pressão que podia ser acoplada ao equipamento de DSS tipo NGI (*Geonor A/S*), sem a necessidade de qualquer modificação no sistema de carregamento. Essa câmara podia aplicar uma pressão de confinamento e uma contrapressão no corpo de prova. Dyvik et al. (1987) realizaram ensaios de DSS de fato não drenados e drenados a volume constante na argila de Drammen, Noruega.

Na década de 1990 houve um significativo crescimento do uso do ensaio DSS (Rossato & Simonini, 1990; McCarron et al., 1995). Rossato & Simonini (1990) investigaram o comportamento tensão-deformação-resistência de uma areia uniforme média e fina oriunda da foz do rio Adige, Itália, comparando os resultados obtidos em ensaios triaxiais CK_0Dc com os resultados obtidos em ensaios de cisalhamento simples (DSS).

McCarron et al. (1995) realizaram ensaios de cisalhamento simples (DSS) de carregamento cíclico em uma argila do mar de Beaufort, próximo ao Alasca, no Canadá. As amostras foram coletadas próximo a uma plataforma de petróleo e os

ensaios foram realizados a fim de avaliar o comportamento das fundações da plataforma diante de carregamentos cíclicos.

Nos anos 2000, o ensaio de cisalhamento simples (DSS) foi ainda mais disseminado e, conseqüentemente, um grande número de trabalhos foram publicados, podendo ser citados: Mao & Fahey (2003), Seidman (2007), Brandes & Seidman (2008), Porcino et al. (2008), Baxter et al. (2010) e Sherestha (2010). Vale destacar os trabalhos de Seidman (2007) e Brandes & Seidman (2008), que realizaram ensaios de cisalhamento simples de carregamento monótono sob condição drenada e carregamento cíclico sob condição não drenada, em seis areias da América do Norte (areia de Ottawa, areia de Nevada, areia de Tampa Bay, areia de East Island, areia de Maui Dune e areia de Kawaihae Harbor).

No que diz respeito aos trabalhos mais recentes fora do Brasil, destacam-se: Mandokhail et al. (2018), Dyvik & Suzuki (2018) e Lashkari et al. (2020). Interessante mencionar que Lashari et al. (2020) realizaram ensaios em quatro areias diferentes: areia de Balbosar, areia de Qareh-Aqaj, areia de Bushehr, areia de Firoozkuh. Variaram-se o índice de vazios de moldagem e a tensão normal (vertical) aplicada antes do cisalhamento, conforme realizado na presente pesquisa com a areia da Praia de Ipanema.

No Brasil, um equipamento de cisalhamento simples foi desenvolvido na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) por Perazzolo (2008), que realizou ensaios drenados em dois tipos de areias provenientes da mesma jazida do município de Osório/RS, uma denominada areia clara e outra areia escura. Na Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), uma pesquisa foi realizada com amostras de areia de Hokksund, Noruega, por Oliveira (2010).

Não obstante, o ensaio de DSS ainda não é muito disseminado no Brasil, com poucos laboratórios de pesquisa e comerciais contando com o equipamento. Jannuzzi (2013) realizou ensaios no equipamento do Laboratório de Ensaio de Campo e Instrumentação Prof. Márcio Miranda Soares (LACI-COPPE/UFRJ) e no equipamento do NGI em amostras de argila mole do campo experimental Sarapuí II, Duque de Caxias, RJ, também com a finalidade de comparar os resultados obtidos com os dois equipamentos. Ainda no LACI-COPPE/UFRJ, Sá (2016) realizou ensaios de DSS de carregamentos monótono e cíclico na mesma argila, ao

passo que Fronza (2017) realizou os dois tipos de ensaios, porém em um solo marinho (*offshore*).

Na UFRGS, Corte (2016) desenvolveu um equipamento de cisalhamento simples e realizou ensaios de carregamento monótono e cíclico sob condição não drenada na areia proveniente do município de Osório/RS.

2.2.2

Uma breve descrição do ensaio de cisalhamento simples

Ainda não existe uma norma brasileira (ABNT) para o ensaio de cisalhamento simples. A norma norte-americana que preconiza o ensaio de cisalhamento simples é a ASTM D6528-17 “*Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils*”, que, conforme o próprio nome diz, é direcionada para solos argilosos. Nessa norma são descritas: algumas terminologias relacionadas ao ensaio; descrição do equipamento e da instrumentação; preparação dos corpos de prova; procedimento do ensaio; cálculo e apresentação dos resultados; entre outros.

Os corpos de prova dos ensaios de DSS normalmente são cilíndricos, baseados no modelo do equipamento do NGI, com diâmetro variando de 63,5 mm a 80,0 mm e altura de 16,0 a 20,0 mm, de acordo com cada equipamento. No entanto a relação diâmetro/altura é sempre igual ou superior a três ($D/h \geq 3$) tendo em vista a minimização dos efeitos de não-uniformidade de tensões e de deformações.

O corpo de prova tem a sua base apoiada sobre um pedestal com uma pedra porosa acoplada, ao passo que, sobre o topo do corpo de prova, é apoiado um *top cap*, também com uma pedra porosa acoplada, conforme ilustrado no diagrama esquemático da Figura 2.22. O pedestal e o *top cap* funcionam como duas placas rígidas, as quais não sofrem rotação em nenhum momento ao longo de todo o ensaio. A superfície lateral do corpo de prova é envolvida por uma membrana de látex fixada junto ao pedestal e ao *top cap*, e por uma contenção lateral.

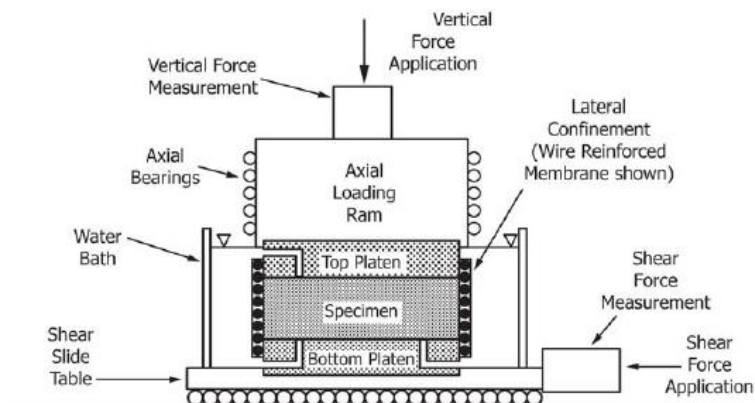


Figura 2.22 - Diagrama esquemático do corpo de prova e de alguns elementos do equipamento (ASTM D6528-17).

Os dois tipos de contenção lateral do corpo de prova mais utilizados nos ensaios de DSS são a membrana reforçada e os anéis justapostos. A contenção lateral é fundamental para garantir a condição de deformação horizontal nula (condição edométrica) do corpo de prova durante a fase de aplicação do carregamento vertical, que vem a ser a fase de adensamento edométrico em solos de granulometria fina saturados. Além disso, a contenção lateral deve permitir a distorção do corpo de prova durante a fase de cisalhamento.

Conforme mostra a Figura 2.23, a membrana reforçada é constituída por uma membrana de látex envolvida por fios de aço na altura onde é posicionado o corpo de prova.

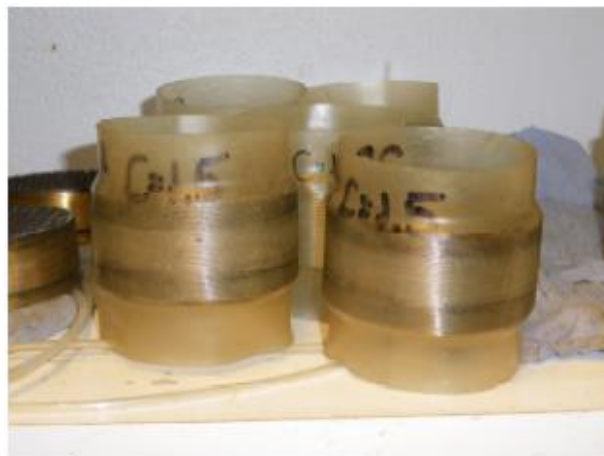


Figura 2.23 - Membrana reforçada (Jannuzzi, 2013).

Conforme mostra a Figura 2.24, os anéis justapostos possuem cerca de 1,0 mm de espessura cada e são compostos de teflon a fim de minimizar o atrito

entre eles durante a fase de cisalhamento, sendo normalmente utilizados de dezesseis a vinte anéis. Nesta pesquisa foi utilizado esse tipo de contenção lateral.

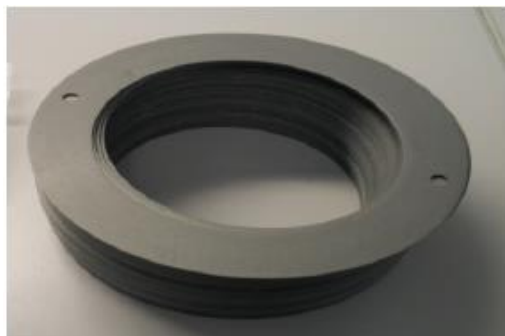


Figura 2.24 – Anéis justapostos (Brandes & Seidman, 2008).

O ensaio de DSS é dividido em duas fases, a saber: a fase de aplicação do carregamento vertical com o solo confinado lateralmente (adensamento edométrico em solos saturados) e a fase de cisalhamento simples.

Na fase de carregamento vertical sob condições edométricas, uma tensão vertical total é aplicada ao corpo de prova, normalmente em incrementos que são dobrados até o alcance do valor final especificado, medindo-se a deformação vertical (ΔH) do corpo de prova ao longo do tempo com um transdutor de deslocamento vertical cujo cursor é apoiado sobre o topo do pistão do *top cap*

No equipamento utilizado nesta pesquisa, na fase de cisalhamento, a base sobre a qual é apoiada o pedestal é deslocada horizontalmente com uma velocidade constante, ao passo que o *top cap* permanece fixo. Desta forma, promove-se o deslocamento horizontal relativo entre a base e o topo do corpo de prova, submetendo-o ao cisalhamento simples com taxa de distorção constante. Em um ensaio drenado a volume constante, durante o cisalhamento, em diferentes instantes de tempo são medidos:

- (a) A variação da força vertical que atua no corpo de prova registrada pelo transdutor de força vertical;
- (b) A pequena variação de altura do corpo de prova registrada pelo transdutor de deslocamento vertical, no caso em que a manutenção da altura “constante” seja feita por servo-controle. Recomenda-se que esta variação seja inferior a 0,05 % da altura pré-cisalhamento do corpo de prova (ASTM D6528-17);

(c) A força de resistência cisalhante que o solo oferece à imposição de sua distorção com taxa constante, registrada pelo transdutor de força horizontal.

(d) O deslocamento horizontal da base registrado pelo transdutor de deslocamento horizontal.

Assim, a variação da tensão vertical total ($\Delta\sigma$) sobre o corpo de prova é calculada dividindo a variação da força vertical pela área da seção transversal (em planta) do corpo de prova, que, por sua vez, permanece constante ao longo do cisalhamento.

A distorção (γ) é calculada como a razão entre o deslocamento horizontal da base e a altura pré-cisalhamento do corpo de prova. Lembrando que a altura do corpo de prova deve permanecer praticamente constante ao longo do cisalhamento. Usualmente essa razão é multiplicada por 100 para se obter o valor da distorção em porcentagem.

A tensão cisalhante (τ) no plano horizontal do corpo de prova é calculada dividindo a força horizontal pela área da seção transversal (em planta) do corpo de prova.

2.2.3

Alguns conceitos mecânicos relacionados ao ensaio de cisalhamento simples

Para um melhor entendimento do ensaio de DSS é preciso recorrer ao Princípio das Tensões Efetivas (Terzaghi, 1936), cujo enunciado dividido em duas partes conforme proposto por Atkinson & Bransby (1978) foi apresentado no item 2.2 desta dissertação.

A seguir, discute-se a diferença entre um ensaio de DSS de fato não drenado e um ensaio de DSS drenado a volume constante, de carregamento monótono, ambos realizados em solo saturado, com base na explicação dada pelo Prof^o Ian Schumann Marques Martins (COPPE/UFRJ) *apud* Jannuzzi (2013).

A) Na fase de adensamento edométrico:

A fase de adensamento edométrico é igual em ambos os tipos de ensaio.

No fim da fase de adensamento (início da fase de cisalhamento), tem-se que:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} \quad (\text{Eq.2.28})$$

, onde:

σ_{v0} : tensão vertical total aplicada ao corpo de prova no início do cisalhamento (fim do adensamento edométrico);

σ'_{v0} : tensão vertical efetiva aplicada ao corpo de prova no início do cisalhamento (fim do adensamento edométrico);

B) Na fase de cisalhamento:

Em ambos os tipos de ensaio tem-se a condição de volume do corpo de prova constante, ou seja, $\Delta V = 0$. Assim, de acordo com a segunda parte do Princípio das Tensões Efetivas (ver item 2.2), para a mesma distorção (γ) nos dois tipos de ensaio, como o estado de deformações é o mesmo, então o estado de tensões efetivas tem que ser o mesmo. Com isso, para a mesma distorção (γ), a tensão vertical efetiva (σ'_v) atuante no corpo de prova deve ser igual nos dois tipos de ensaio.

B.1) Fase de cisalhamento do ensaio de DSS não drenado

- A variação de volume do corpo de prova é impedida pelo fato da drenagem estar fechada e o solo estar saturado;
- A tensão vertical total (σ_v) aplicada é mantida constante durante todo o cisalhamento, que ocorre sob taxa de deformação (distorção) constante;
- À medida das distorções (γ), o solo responde com o desenvolvimento de acréscimos ou decréscimos de poropressão (Δu), isto é, $\Delta u = \Delta u(\gamma)$. Se o solo tiver a tendência de expandir (comportamento dilatante), haverá geração de excesso de poropressão negativo ($\Delta u < 0$). Se o solo tiver a tendência de contrair (comportamento contrátil), haverá geração de excesso de poropressão positivo ($\Delta u > 0$).
- Assim, a tensão vertical efetiva (σ'_v) em função da distorção (γ) fica:

$$\sigma'_v(\gamma) = \sigma'_{v0} - \Delta u(\gamma) \quad (\text{Eq.2.29})$$

Mas como:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} \quad (\text{Eq.2.30})$$

Então:

$$\sigma'_v(\gamma) = \sigma_{v0} - \Delta u(\gamma) \quad (\text{Eq.2.31})$$

Da Equação 2.31, observa-se que: se o corpo de prova tiver a tendência de expandir (comportamento dilatante), apresentando $\Delta u < 0$, então a tensão vertical efetiva (σ'_v) irá aumentar. Caso contrário, se o solo tiver a tendência de contrair (comportamento contrátil), apresentando $\Delta u > 0$, então a tensão vertical efetiva (σ'_v) irá diminuir.

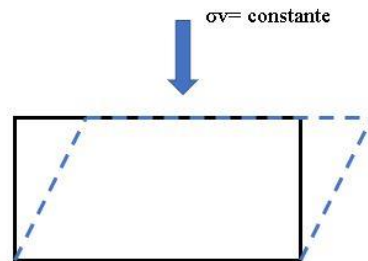


Figura 2.25 – Esquema do ensaio de DSS sob condições não drenadas (modificado de Jannuzzi, 2013).

B.2) Fase de cisalhamento do ensaio de DSS drenado a volume constante

- A variação de volume do corpo de prova é impedida pelo bloqueio de sua deformação vertical ou por ajustes da tensão vertical total nele aplicada via servo-controle, mas a drenagem é aberta. Vale ressaltar, contudo, que para que os excessos de poropressão gerados pelas distorções sejam dissipados à medida do cisalhamento, a velocidade de distorção imposta deve ser compatível com a capacidade drenante do solo, isto é, com o seu coeficiente de adensamento.
- A tensão vertical total (σ_v) varia com as distorções (γ) impostas pelo cisalhamento, que ocorre sob taxa de deformação (distorção) constante. À medida que o corpo de prova tiver a tendência de variar de volume devido

às distorções, ocorrerá acréscimo ou decréscimo de tensão vertical total ($\Delta\sigma_v$), ou seja, $\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_v(\gamma)$. No caso de servo-controle, se o corpo de prova tiver a tendência de expandir (comportamento dilatante), haverá acréscimo da tensão vertical total aplicada ($\Delta\sigma_v > 0$) a fim de impedir a expansão. Por outro lado, se o corpo de prova tiver a tendência de contrair, haverá decréscimo de tensão vertical total aplicada ($\Delta\sigma_v < 0$) a fim de impedir a contração.

- Sendo o ensaio drenado (drenagem aberta e velocidade de distorção suficientemente lenta), não há excesso de poropressão (Δu) devido às distorções (γ) impostas pelo cisalhamento, isto é, $\Delta u = 0$.

Assim, a tensão vertical total (σ_v) em função da distorção (γ) é:

$$\sigma_v(\gamma) = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v(\gamma) \quad (\text{Eq.2.32})$$

Como o ensaio é drenado, isto é, $\Delta u = 0$ ($u = 0$) em todo o cisalhamento, e $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0}$, então:

$$\sigma'_v(\gamma) = \sigma_v(\gamma) \quad (\text{Eq.2.33})$$

Logo:

$$\sigma'_v(\gamma) = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v(\gamma) \quad (\text{Eq.2.34})$$

Da Equação 2.34 observa-se que, se o corpo de prova tiver a tendência de expandir (comportamento dilatante), apresentando $\Delta\sigma_v > 0$, então a tensão vertical efetiva (σ'_v) irá aumentar. Caso contrário, se o solo tiver a tendência de contrair (comportamento contrátil), apresentando $\Delta\sigma_v < 0$, então a tensão vertical efetiva (σ'_v) irá diminuir.

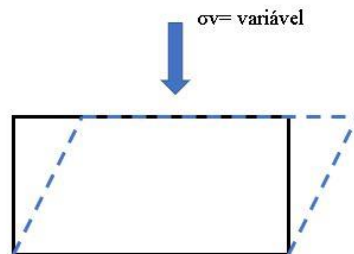


Figura 2.26 – Esquema do ensaio de DSS sob condições drenadas a volume constante (modificado de Jannuzzi, 2013).

Conforme mencionado acima, para a mesma distorção (γ) em ambos os tipos de ensaio tem-se a mesma tensão vertical efetiva (σ'_v). Assim, igualando as Equações 2.31 e 2.34 acima, tem-se que:

$$\sigma_{v0} - \Delta u(\gamma) = \sigma_{v0} + \Delta \sigma_v(\gamma) \quad (\text{Eq.2.35})$$

, o que implica em:

$$\Delta \sigma_v(\gamma) = -\Delta u(\gamma) \quad (\text{Eq.2.36})$$

Da equação 2.36 conclui-se que, para a mesma distorção (γ), a variação de tensão vertical total ($\Delta \sigma_v$) observada no ensaio de DSS drenado a volume constante é igual ao módulo do excesso de poropressão (Δu) que seria observado caso o ensaio de DSS fosse de fato não drenado e sob tensão vertical total constante, porém com o sinal contrário. Essa assertiva foi verificada experimentalmente por Bjerrum & Landva (1966).

Os ensaios de DSS da presente pesquisa foram realizados em corpos de prova da areia da Praia de Ipanema seca na estufa de 60 °C, possuindo, no momento do ensaio, teor de umidade de 0,05%. Entretanto, sabe-se que o comportamento de um corpo de prova de areia cisalhado na condição seca é igual ao comportamento do mesmo corpo de prova saturado cisalhado sob condições drenadas. Assim, toda a interpretação feita acima acerca do ensaio de DSS em um solo saturado cisalhado sob condições drenadas a volume constante (item B.2) vale exatamente da mesma maneira para um corpo de prova de areia na condição seca.

Alguns pesquisadores discutiram o estado de tensões no corpo de prova submetido ao ensaio de cisalhamento simples, comparando o equipamento de DSS de Cambridge (corpo de prova prismático) com o equipamento DSS do NGI (corpo de prova cilíndrico), podendo ser citados: Wood et al. (1979), Budhu (1984), Budhu & Britto (1987), Budhu (1988a), Budhu (1988b) e Atkinson et al. (1991). Alguns trabalhos mais recentes como Doherty & Fahey (2011), Wijewickreme et al. (2013) e Jiang et al. (2019) lançaram mão da modelagem numérica via método dos elementos discretos e método dos elementos finitos para melhor compreensão do estado de tensões do ensaio DSS.

No equipamento de DSS mais comumente utilizado, que é o tipo NGI (Bjerrum & Landva, 1966), na fase de cisalhamento do ensaio, apenas são conhecidas as tensões normal e cisalhante em um único plano, que é o plano horizontal. Com isso, apenas se tem conhecimento das coordenadas de um ponto do círculo de Mohr das tensões e, por esta razão, o estado de tensões não pode ser determinado.

Vale mencionar também que à medida das distorções impostas ao corpo de prova durante a fase de cisalhamento (taxa de deformação controlada), ocorre mobilização da tensão cisalhante no plano horizontal, com mudança das magnitudes das tensões principais, além de rotação das direções principais de tensão. Ademais, o cisalhamento ocorre sob estado plano de deformações.

No ensaio de cisalhamento direto, a ruptura é imposta no plano horizontal e, portanto, é possível obter o ângulo de atrito (ϕ') do solo a partir das tensões normal e cisalhante médias atuantes no plano horizontal na ruptura, desde que o ensaio seja realizado sob condições efetivamente drenadas, isto é, com velocidade de cisalhamento lenta o suficiente para a completa dissipação dos excessos de poropressão durante o próprio cisalhamento. Por outro lado, no ensaio de cisalhamento simples (DSS), a ruptura não é imposta no plano horizontal, não sendo possível garantir que o plano horizontal seja de fato o plano de ruptura. Segundo as próprias palavras de Bjerrum & Landva (1966, p.9):

*“The increase in shear stress on the horizontal plane will cause partly a rotation of the principal stresses and partly a change of their magnitude. Owing to the fact that the stress conditions are unknown, **the interpretation of the test results is limited to a consideration of the shear stress and normal stress on the horizontal plane.** The specimen is supposed to fail when the shear stress on the horizontal plane shows a peak, **independent of whether at an earlier stage of the test the shear stress on another plane might have reached the strength along that plane.** In other words, the test results are interpreted as a **model test** illustrating the conditions in a narrow shear zone separating two rigid bodies which move relative to each other.”*

A este respeito vale destacar também o que diz a norma ASTM D6528-17 (2017) em seu item 5.4, transcrito a seguir:

*“5.4 The state of stress within the simple shear specimen is not sufficiently defined nor uniform enough to allow rigorous interpretation of the results. Expressing the data in terms of the shear stress and vertical effective stress on the horizontal plane is **useful for engineering purposes**, but **should not be confused** with the effective stress parameters derived from other shear tests having better defined states of stress.”*

Vale destacar também que o título da norma ASTM D6528-17 (2017) é: *“Standard Test Method for Consolidated **Undrained** Direct Simple Shear Testing of **Fine Grain Soils**”*, e que não há uma norma ASTM para ensaios de DSS **drenados em areias**.

(OBS: os termos em negrito nas transcrições acima foram destacados pelo autor dessa dissertação.)

Por tudo isto, neste trabalho, com as tensões normal e cisalhante atuantes no plano horizontal dos corpos de prova da areia da Praia de Ipanema submetidos aos ensaios de DSS, calcula-se o ângulo de atrito máximo mobilizado no plano horizontal (chamado aqui de $\phi'_{h \text{ máx}}$), não sendo este obrigatoriamente o ângulo de atrito (ϕ') da areia. Este assunto voltará a ser discutido mais adiante, no item 5. “Análise dos Resultados”.

3 Programa experimental

3.1 Coleta e preparação das amostras

A areia estudada nessa dissertação proveio da praia de Ipanema, na cidade do Rio de Janeiro. A localização do ponto de coleta está ilustrada na Figura 3.1. A amostra de areia foi coletada no dia 29/11/2019, próximo ao Posto 9, em frente ao Edifício nº 272 da Avenida Vieira Souto, a uma distância aproximada de 50 metros do calçadão.

A amostragem da areia foi realizada com o auxílio de pá e baldes. Com a finalidade de alcançar um material menos contaminado, foi retirada a camada superficial de areia, que possuía resíduos, tendo sido coletada uma porção de areia a aproximadamente 20 cm abaixo da superfície. Foram coletados aproximadamente 20 kgf de areia, que foram, em seguida, encaminhados para o Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente (LGMA) da PUC-Rio.



Figura 3.1 - Local do ponto de coleta da areia da Praia de Ipanema.

Mesmo evitando a camada superficial de cerca de 20 cm de espessura, no material coletado foram encontrados folhas, caules e galhos, assim como resíduos artificiais, tais como canudinhos, plásticos, anéis metálicos e tocos de cigarro. Com objetivo de diminuir a concentração de sais da areia e eliminar resíduos e impurezas, a areia foi lavada em água corrente, conforme ilustrado na Figura 3.2



Figura 3.2 - Lavagem da areia com retirada de resíduo plástico.

Após o processo de lavagem, a areia foi levada à estufa com temperatura de 60 °C, onde permaneceu durante 24 horas, sendo posteriormente armazenada em um recipiente plástico com tampa para evitar contaminação. O teor de umidade da areia acondicionada no recipiente plástico foi então determinado usando a estufa capaz de manter a temperatura entre 105 e 110 °C, obtendo-se um valor médio de 0,05 %. Daqui em diante, sempre que forem mencionados valores de peso de solo seco, tratam-se de valores já descontados do peso de água referente ao teor de umidade de 0,05 %. Ressalta-se, inclusive, que este teor de umidade foi levado em consideração no cálculo de todos os valores de índice de vazios que serão apresentados ao longo desta dissertação.

Para os ensaios de caracterização, as amostras foram quarteadas manualmente com o objetivo de obter uma melhor homogeneidade das porções a serem ensaiadas. A metodologia adotada foi a acomodação de uma certa quantidade de areia formando um tronco de cone sobre uma bancada previamente limpa e sua divisão em quatro partes iguais. Assim, dois quartos diametralmente opostos eram

devolvidos ao recipiente plástico de armazenamento, ao passo que os outros dois quartos eram usados para formar um novo tronco de cone, realizando um novo procedimento de quarteamento, o qual se repetia até que se fosse atingida a quantidade planejada para os ensaios.

3.2

Caracterização geotécnica

3.2.1

Análise granulométrica e forma dos grãos

Para análise granulométrica foram realizados três ensaios de peneiramento, segundo a norma ABNT NBR 7181:2016. Como foi previamente verificado que nenhuma fração da areia passava na peneira nº 200, não houve necessidade da realização da etapa de sedimentação. Para cada ensaio de peneiramento, uma quantidade de areia de cerca de 120 gf era despejada sobre uma sequência de peneiras de abertura de malha decrescente de cima para baixo, submetendo todo o conjunto ao agitador de peneiras por 15 minutos e pesando, em seguida, a quantidade de material retida em cada peneira. Cabe destacar que, além das peneiras recomendadas pela norma supracitada, foram adicionadas peneiras intermediárias, totalizando dez peneiras, a saber: nº 10 (2,00 mm), nº 16 (1,18 mm), nº 20 (0,85 mm), nº 30 (0,60 mm), nº 40 (0,43 mm), nº 50 (0,36 mm), nº 60 (0,25 mm), nº 70 (0,21 mm), nº 100 (0,15 mm) e nº 200 (0,075 mm), mais o fundo de peneira.

A Figura 3.3, a seguir, apresenta as três curvas granulométricas da areia da Praia de Ipanema obtidas nesta pesquisa. Para efeito de comparação, na mesma figura, são apresentadas também uma das curvas granulométricas obtidas por Simões (2015) e uma das curvas obtidas por Costa (2020), que também realizaram pesquisa com amostras da areia da Praia de Ipanema coletadas no mesmo local (Figura 3.3) e, assim como nesta pesquisa, obtiveram excelente repetibilidade entre todas as curvas granulométricas determinadas.

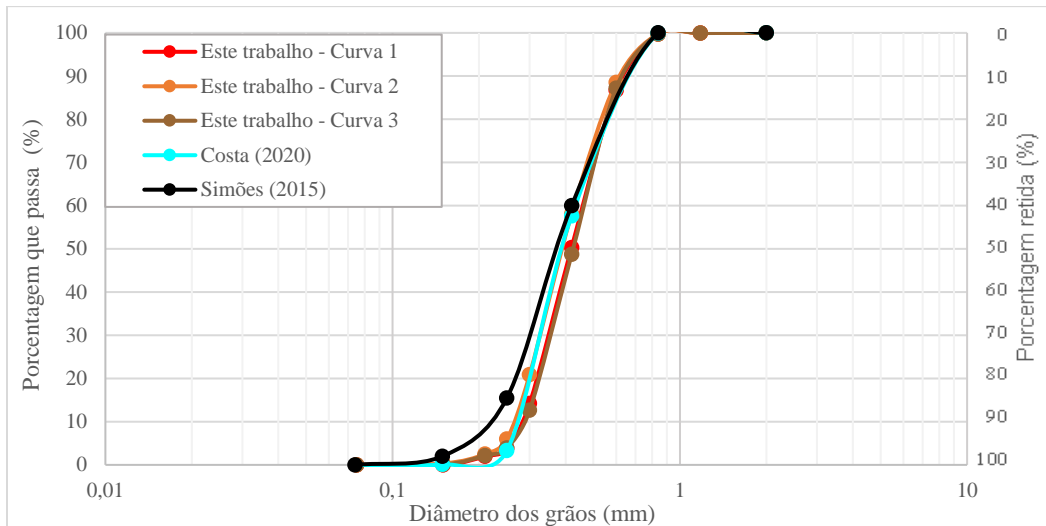


Figura 3.3 – Curvas granulométricas da areia da Praia de Ipanema.

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), norma ASTM D2487-17:2017, a areia da Praia de Ipanema é uma areia fina (60 %) e média (40 %). A partir das três curvas granulométricas obtidas neste trabalho, foram calculados o coeficiente de não uniformidade C_{NU} e o coeficiente de curvatura C_C , definidos como:

$$C_{NU} = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{Eq.3.1})$$

$$C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad (\text{Eq.3.2})$$

, onde:

D_{10} : diâmetro abaixo do qual se situam 10 % em peso dos grãos;

D_{30} : diâmetro abaixo do qual se situam 30 % em peso dos grãos;

D_{50} : diâmetro abaixo do qual se situam 50 % em peso dos grãos;

D_{60} : diâmetro abaixo do qual se situam 60 % em peso dos grãos;

Os valores obtidos foram: $D_{10} = 0,28$ mm; $D_{30} = 0,35$ mm; $D_{50} = 0,41$ mm; $D_{60} = 0,45$ mm, que levaram, portanto, a obtenção de $C_{NU} = 1,61$ e $C_C = 0,97$. De acordo com o SUCS, norma ASTM D2487-17:2017, esses valores C_{NU} e de C_C determinam a classificação da areia como “*poorly graded sand*” (SP), isto é, “areia

mal graduada”. De acordo com a norma ABNT NBR 6502:1995, o valor de C_C leva a areia a ser classificada como “uniforme”.

Assim, a areia da Praia de Ipanema é classificada neste trabalho como uma “areia fina e média, mal graduada e uniforme”, confirmando as classificações obtidas por Costa et al. (2022) e por Soares et al. (2022) em amostras da areia da Praia de Ipanema coletadas exatamente no mesmo local da amostra deste trabalho.

Por microscopia ótica, Costa et al. (2022) constataram que as amostras da areia da Praia de Ipanema eram predominantemente compostas por grãos de quartzo, com alguns fragmentos de concha.

Quanto à forma dos grãos, com base no gabarito de Pettijohn (1949) *apud* Lambe & Whitman (1969, p.45), Costa et al. (2022) identificaram grãos sub-angulares a sub-arredondados na areia da Praia de Ipanema. Ainda segundo Costa et al. (2022), de acordo com o gabarito de Krumbein & Sloss (1963) *apud* Cho et al. (2006), as amostras possuíam esfericidade (S) de 0,7, arredondamento (R) de 0,5, e regularidade (ρ) de 0,6, corroborando a classificação obtida pelo gabarito de Pettijohn (1949).

3.2.2

Densidade relativa dos grãos (G_s)

A densidade relativa dos grãos (G_s) é definida como a razão entre o peso específico dos grãos do solo e o peso específico da água destilada na temperatura de 4 °C. A determinação da densidade relativa dos grãos foi feita pelo ensaio de picnômetro, seguindo o preconizado pela norma ABNT NBR 6458:2016. As curvas de calibração dos três picnômetros utilizados estão apresentadas no Anexo 1. A Tabela 3.1 mostra os valores dos dados brutos e calculados das três determinações de G_s pelo ensaio do picnômetro.

Tabela 3.1 - Valores de dados brutos e calculados do ensaio de densidade relativa dos grãos

Picnômetro n°	1	2	4
Volume nominal do frasco (cm ³ , ml)	500,00	500,00	500,00
Temperatura (°C)	22,20	22,20	22,20
Peso específico da água à 4°C, γ_0 (gf/cm ³)	1,0000	1,0000	1,0000
Peso específico da água na temperatura do ensaio, γ_{wt} (gf/cm ³)	0,9978	0,9978	0,9978
Peso do picnômetro + água, W_1 (gf)	638,72	638,72	662,02
Peso do solo seco, W_s (gf)	60,02	60,01	60,03
Peso do picnômetro + água + solo, W_2 (gf)	676,19	676,14	699,48
Peso de água deslocada, W_{wd} ($W_{wd} = W_s + W_1 - W_2$) (gf)	22,55	22,59	22,57
Volume de água deslocada, V_{wd} (cm ³)	22,60	22,64	22,62
Volume de grãos, V_s (cm ³)	22,60	22,64	22,62
Peso específico dos grãos, γ_s (gf/cm ³)	2,656	2,651	2,654
Densidade relativa dos grãos, G_s	2,656	2,651	2,654
Média da densidade relativa dos grãos, G_s médio	2, 654		

O valor médio de G_s obtido, igual a 2,654, é muito semelhante aos valores obtidos por Simões (2015), igual a 2,659, Domingos (2017), igual a 2,661, e Costa (2020), igual a 2,656, em amostras da areia da Praia de Ipanema coletadas no mesmo local da amostra desta pesquisa. Todos esses valores obtidos se aproximam da densidade relativa do mineral quartzo, igual a 2,65 (Lambe & Whitman, 1969, p. 30), corroborando que se trata de uma areia quartzosa.

3.2.3 Índice de vazios máximo

O índice de vazios (e) do solo é a razão entre o volume de vazios (V_v) e o volume de partículas sólidas (V_s), isto é:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

Uma dada areia, com sua granulometria e forma dos grãos, pode assumir diferentes arranjos de grãos, resultando em diferentes valores de índice de vazios entre os valores limites que esta areia pode apresentar, chamados de índice de vazios máximo e índice de vazios mínimo. O comportamento mecânico (resistência e

deformabilidade) desta areia é fortemente dependente da posição relativa do índice de vazios em que ela se encontra em relação aos valores extremos, quantificada pelo parâmetro chamado de compacidade relativa (CR), cuja expressão é a seguinte:

$$CR = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \cdot 100 \% \quad (\text{Eq.3.4})$$

, onde:

e : índice de vazios em que a areia se encontra;

$e_{\text{máx}}$: índice de vazios máximo da areia;

$e_{\text{mín}}$: índice de vazios mínimo da areia;

A Tabela 3.2 reproduz a proposta de classificação da areia quanto à compacidade relativa (CR) apresentada por Lambe & Whitman (1969, p.31), que é a utilizada neste trabalho.

Tabela 3.2 - Classificação da areia quanto à compacidade relativa (modificado de Lambe & Withman, 1969, p. 31).

Classificação	Compacidade relativa (%)
Muito fofa	0 a 15
Fofa	15 a 35
Média	35 a 65
Compacta	65 a 85
Muito Compacta	85 a 100

Dentre os diferentes métodos disponíveis em normas e na literatura para determinação do índice de vazios máximo, neste trabalho, foi escolhido o método B da norma ASTM-D4254-16, baseado nas experiências de Costa (2020), Coutinho (2021) e Soares (2021) com a areia da Praia de Ipanema.

O método B consiste em posicionar um tubo no centro de um molde cilíndrico, preencher esse tubo com areia e sacá-lo do molde fazendo um movimento rápido vertical para cima, deixando a areia preencher o molde quase que instantaneamente. O método é recomendado para solos com 100 % de peso seco passante na peneira com malha de abertura de 19 mm e no máximo 15 % passante na peneira nº 200 (abertura de malha de 0,075 mm), desde que não seja

plástico. O volume interno do tubo deve ser 1,25 a 1,30 vezes o volume interno do molde cilíndrico, e o diâmetro interno do tubo deve ser 0,70 vezes o diâmetro interno do molde.

Nesta pesquisa, para a execução do método B, foi confeccionado um molde cilíndrico de latão cujas dimensões internas eram as mesmas dos corpos de prova dos ensaios de DSS, diâmetro de 63,5 mm e altura de 16,0 mm (volume de 50,67 cm³). Um tubo de acrílico apropriado ao molde também foi confeccionado, tendo diâmetro interno de 44,5 mm e altura de 42,4 mm (volume de 65,94 cm³), conforme mostra a Figura 3.4.

O método era realizado conforme descrito a seguir. O tubo era posicionado dentro do molde com o seu eixo coincidente com o eixo do molde. Em seguida, preenchia-se cuidadosamente o tubo com areia até próximo ao topo, com uma folga entre 3 a 6 mm, conforme previsto em norma (Figura 3.4). O tubo era então sacado rapidamente, permitindo que a areia preenchesse o molde completamente. Com a finalidade de melhorar a verticalidade da retirada do tubo, foi colocado um fio metálico nas extremidades do tubo, formando um arco (Figura 3.4). No centro desse fio metálico era colocada uma caneta, com a qual se realizava o movimento de retirada do tubo rapidamente.

Após a retirada do tubo, realiza-se o arrasamento do topo da areia rente ao topo do molde com uma régua, e limpava-se a borda do molde com um pincel pequeno de cerdas macias. Finalmente, realizava-se a pesagem do conjunto (molde + areia) para cálculo do índice de vazios utilizando o valor do peso específico dos grãos determinado no item 3.2.2. Foram realizadas dez determinações de índice de vazios conforme o procedimento descrito acima, cujos resultados estão apresentados na Tabela 3.3.

Da Tabela 3.3 observa-se que o maior valor de índice de vazios foi igual a 0,695, obtido em uma única determinação. Este valor é menor que o valor de índice de vazios máximo obtido por Costa (2020) na areia da Praia de Ipanema, igual a 0,760, também pelo método B da ASTM-D4254-16, porém utilizando como molde o cilindro Proctor Normal (volume de 1000 cm³).

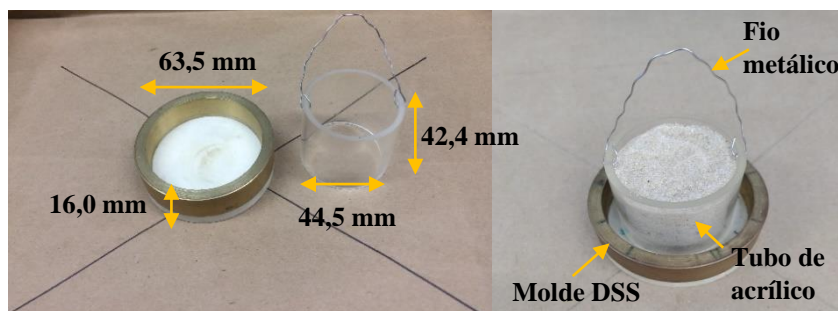


Figura 3.4 - Determinação de índice de vazios máximo pelo Método B da norma ASTM-D4254-16.

Tabela 3.3 - Valores de índice de vazios obtidos pelo Método B da norma ASTM-D4254-16

Ensaio	Índice de vazios, e
1	0,675
2	0,685
3	0,675
4	0,679
5	0,677
6	0,672
7	0,694
8	0,694
9	0,688
10	0,695
$e_{\text{médio}}$	0,683

3.2.4 Índices de vazios mínimo e intermediários

Para a determinação do índice de vazios mínimo ($e_{\text{mín}}$) da amostra da areia da Praia de Ipanema, foi realizado o método de pluviação através de peneiras idealizado por Miura & Toki (1982), reconhecido por apresentar boa repetibilidade. O método consiste em colocar uma certa quantidade de areia em um funil e deixá-la fluir por gravidade, criando um fluxo vertical de areia que atravessa uma sequência de peneiras e cai dentro de um molde posicionado abaixo da sequência de peneiras. Ao cair do funil e atravessar as peneiras, o fluxo de areia se espalha em uma espécie de “chuva” uniforme preenchendo o molde.

Algumas medidas devem ser evitadas, como a utilização de peneiras com aberturas pequenas em relação à granulometria da areia, as quais dificultariam o fluxo por causarem retenção de material.

Miura & Toki (1982) utilizaram a seguinte sequência de peneiras para a areia de Toyoura, Japão, com $D_{50} = 0,18$ mm: uma peneira superior com abertura de 1,41 mm, seguida de outras seis peneiras com abertura de 3,66 mm, conforme ilustrado na Figura 3.5.

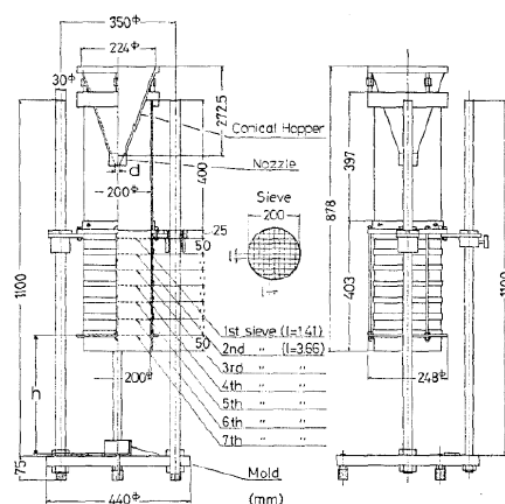


Figura 3.5 - Aparato utilizado por Miura & Toki (1982) para pluviação através de peneiras.

Nesta pesquisa, foi adotada uma sequência de sete peneiras, descritas de cima para baixo, a seguir: quatro peneiras nº 4 (abertura de 4,75 mm) e três peneiras nº 5/16" (abertura de 7,94 mm). Foi constatado visualmente que com essa sequência não houve redução do fluxo de areia por retenção de grãos nas peneiras, além de ter sido obtida uma “chuva” uniforme de areia pluviada no molde e no seu entorno. A Figura 3.6 mostra um croqui do aparato com a sequência de peneiras utilizadas nesta pesquisa.

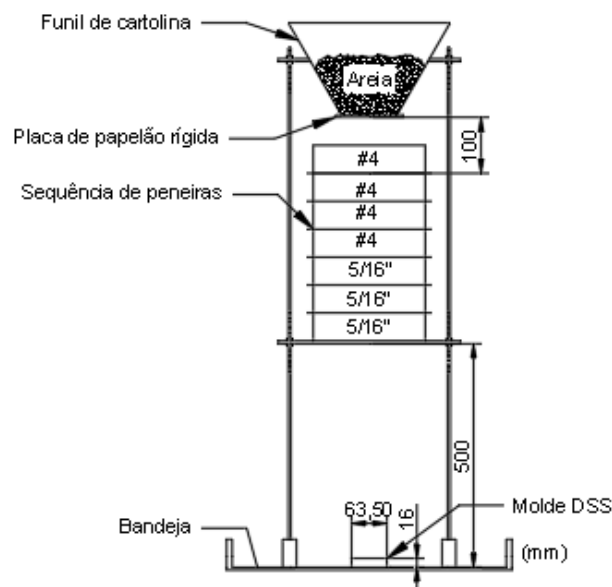


Figura 3.6 - Croqui do aparato de pluviação sobre peneiras.

A Tabela 3.4, a seguir, compara o número de peneiras utilizadas, bem como as relações entre o diâmetro D_{50} da areia e a abertura da peneira superior (A.P.S.) e entre o D_{50} e a abertura da peneira inferior (A.P.I.) dos trabalhos de Miura & Toki (1982), com a areia de Toyoura, Japão, de Simões (2015) e de Coutinho (2021), ambos com a areia da Praia de Ipanema, e desta pesquisa. Neste trabalho, a sequência de peneiras foi escolhida a fim de se aproximar o máximo possível das relações A.P.S/ D_{50} e A.P.I/ D_{50} utilizadas por Miura & Toki (1982).

Tabela 3.4 - Razões $D_{50}/A.P.S$ e $D_{50}/A.P.I$ usadas no método de pluviação através de peneiras em diferentes trabalhos.

	Miura & Toki (1982) Areia de Toyoura	Simões (2015) Areia da Praia de Ipanema	Coutinho (2021) Areia da Praia de Ipanema	Este trabalho Areia da Praia de Ipanema
D_{50} (mm)	0,18	0,38	0,38	0,41
Nº de peneiras	7	6	6	7
A.P.S (mm)	1,41	4,75	4,75	4,75
Relação A.P.S/ D_{50}	7,8	12,5	12,5	11,6
A.P.I (mm)	3,66	12,5	9,53	7,94
Relação A.P.I/ D_{50}	20,3	32,9	25,1	19,4

O procedimento adotado nesta pesquisa para o método de pluviação através de peneiras é detalhado a seguir. A Figura 3.7 mostra uma fotografia do aparato montado sobre uma bancada do laboratório. O funil de cartolina com ângulo do cone igual a 60° era apoiado num suporte acima da sequência de peneiras apoiada no mesmo suporte, com a base (boca) do funil a uma distância vertical de 10 cm da malha da peneira superior, conforme ilustrado também no esquema da Figura 3.6. A malha da peneira inferior ficava a uma distância vertical de 50 cm acima da base da bandeja metálica apoiada sobre a bancada. O molde cilíndrico de latão possuindo as mesmas dimensões internas dos corpos de prova dos ensaios de DSS, diâmetro de 63,5 mm e altura de 16,0 mm (volume de $50,67 \text{ cm}^3$), era posicionado sobre a bandeja com o seu eixo coincidente com o eixo das peneiras. Ao redor do aparato era colocado um plástico simplesmente para evitar o espalhamento de grãos de areia para fora da bandeja.

A boca do funil era então tampada com um papelão rígido e, em seguida, era colocada uma quantidade de areia dentro do funil mais do que o suficiente para o preenchimento do molde. O papelão era então puxado com um movimento horizontal rápido, e a areia caía em queda livre, passando pela sequência de peneiras, formando uma “chuva de areia” que preenchia o molde. Em seguida, a superfície do topo da areia era cuidadosamente arrasada rente ao topo do molde utilizando uma régua, e a borda do molde era limpada com um pincel pequeno de cerdas macias. Finalmente, realizava-se a pesagem do conjunto (molde + areia) para cálculo do índice de vazios utilizando o valor do peso específico dos grãos determinado no item 3.2.2.

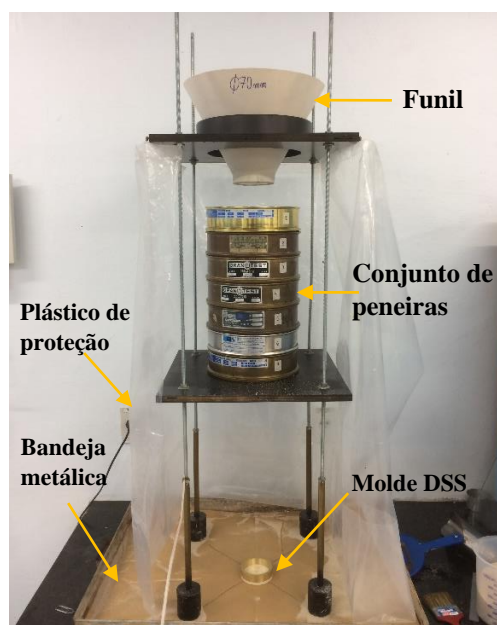


Figura 3.7 - Aparato para pluviação da areia através de peneiras.

O método de Miura & Toki (1982) prevê que quanto menor for o diâmetro da boca do funil, menor o índice de vazios obtido, uma vez que para um menor diâmetro da boca do funil a vazão da chuva de areia é menor, dando mais tempo para os grãos de areia se acomodarem dentro molde, atingindo um arranjo mais compacto. Sendo assim, como o objetivo era não apenas obter o índice de vazios mínimo da areia, mas também índices de vazios intermediários em função do diâmetro da boca do funil, o método foi aplicado para funis com os seguintes diâmetros de boca: 5, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90 e 100 mm.

Foram realizadas duas baterias de ensaios, sendo que, em cada bateria, foram realizados cinco ensaios para cada diâmetro de boca de funil. Os resultados obtidos da primeira bateria estão apresentados na Tabela 3.5, ao passo que os resultados obtidos da segunda bateria estão apresentados na Tabela 3.6. Em cada tabela, é calculado o valor médio de índice de vazios para cada diâmetro de abertura de funil. A Figura 3.8 apresenta as curvas “*índice de vazios x diâmetro da boca do funil*” obtidas de cada bateria de ensaios, sendo que as curvas passam pelos valores de índice de vazios médios obtidos para cada diâmetro de boca do funil.

O estudo dos valores de índices de vazios intermediários em função da abertura da boca do funil foi realizado para a definição dos funis que viriam a ser utilizados nas moldagens dos corpos de prova dos ensaios de DSS.

Tabela 3.5 - Valores de índice de vazios da 1ª bateria de ensaios de pluviação através de peneiras

Valores de índice de vazios para cada diâmetro de boca de funil											
Diâmetro de boca do funil (mm)											
Ensaio	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1	0,464	0,465	0,484	0,499	0,520	0,529	0,546	0,556	0,559	0,562	0,585
2	0,463	0,465	0,485	0,501	0,525	0,532	0,545	0,548	0,559	0,561	0,575
3	0,463	0,466	0,485	0,501	0,517	0,535	0,549	0,549	0,560	0,559	0,585
4	0,464	0,467	0,482	0,504	0,526	0,528	0,538	0,555	0,564	0,564	0,586
5	0,463	0,463	0,484	0,504	0,524	0,533	0,543	0,556	0,560	0,566	0,579
Média e_0	0,463	0,465	0,484	0,502	0,522	0,531	0,544	0,553	0,560	0,562	0,582
CR (%)	91	91	85	79	73	70	66	64	61	61	55

Tabela 3.6 - Valores de índice de vazios da 2ª bateria de ensaios de pluviação através de peneiras.

Valores de índice de vazios para cada diâmetro de boca do funil											
Diâmetro de boca do funil (mm)											
Ensaio	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1	0,459	0,467	0,483	0,503	0,519	0,538	0,548	0,556	0,566	0,567	0,575
2	0,457	0,467	0,481	0,501	0,524	0,533	0,551	0,564	0,571	0,566	0,572
3	0,457	0,467	0,486	0,505	0,524	0,538	0,551	0,558	0,563	0,574	0,573
4	0,457	0,468	0,490	0,506	0,517	0,535	0,547	0,557	0,564	0,573	0,575
5	0,462	0,467	0,491	0,504	0,521	0,543	0,550	0,558	0,562	0,569	0,575
Média e_0	0,458	0,467	0,486	0,504	0,521	0,537	0,549	0,559	0,565	0,570	0,574
CR (%)	93	90	84	79	74	69	65	62	60	58	57

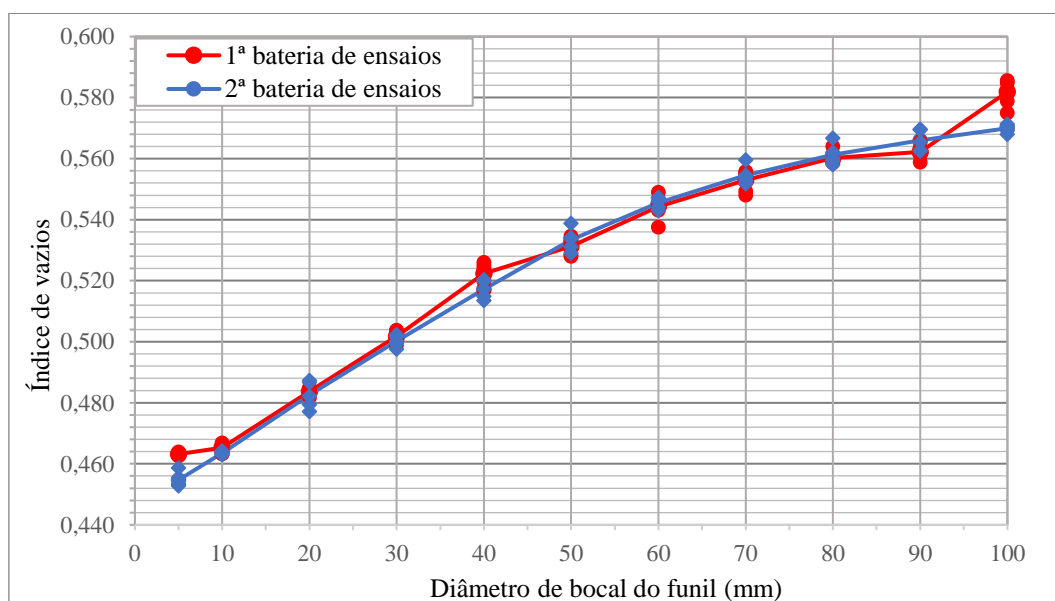


Figura 3.8 - Curvas “índice de vazios x diâmetro da boca do funil” do método de pluviação através de peneiras.

Observa-se da Figura 3.8 que à medida que o diâmetro da boca do funil aumenta, o índice de vazios também aumenta, conforme prevê o método de Miura & Toki (1982). O menor valor de índice de vazios, igual a 0,457, foi obtido em três determinações com o funil de diâmetro de boca igual a 5 mm na segunda bateria de ensaios (ver Tabela 3.6). Este valor é maior do que o valor obtido por Costa (2020), igual a 0,435, também pelo método de pluviação sobre peneiras (Miura & Toki, 1982) com o funil de diâmetro de boca igual a 10 mm, utilizando como molde um cilindro de PVC com volume de 125 cm³.

Assim, para o cálculo da compacidade relativa (CR) referente a cada valor médio de índice de vazios das Tabelas 3.5 e 3.6, foram utilizados os valores de índice de vazios mínimo (e_{\min}), igual a 0,435, e de índice de vazios máximo (e_{\max}), igual a 0,760, obtidos por Costa (2020).

3.3

Metodologia dos ensaios de cisalhamento simples (DSS)

3.3.1

Descrição do equipamento de DSS

Os ensaios de DSS foram executados no Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Prof^o Marcio Miranda Soares, do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, uma vez que o Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio não conta com equipamento de DSS. O nome do equipamento utilizado é *ShearTrac-II-DSS* da empresa *Geocomp*, constituído de duas partes principais, além do computador e outros acessórios, baseado no modelo do NGI. Conforme ilustrado na Figura 3.9, as partes principais são compostas por:

- Um quadro de carregamento, com os seguintes instrumentos de medição: um transdutor de força vertical, um transdutor de deslocamento vertical. Além disso, há um transdutor de força horizontal e um transdutor de deslocamento horizontal. Esses instrumentos de medição foram calibrados mediante realização de ciclos de carregamento e descarregamento, para mais detalhes (ver apêndice 1).

- Uma caixa de cisalhamento, onde é posicionado o corpo de prova, que conta com os seguintes dispositivos: anéis de vedação do topo e da base, anéis justapostos, *top cap* com pedra porosa acoplada e *bottom cap* (ou pedestal) com pedra porosa acoplada. A caixa de cisalhamento é fixada em um dispositivo encaixado na base do equipamento.

A altura do corpo prova é de 16,0 mm e o diâmetro de 63,5 mm. Tanto na fase de adensamento edométrico como na fase de cisalhamento as aplicações dos carregamentos são automatizadas. No final da fase de adensamento, é obtida a deformação vertical (Δh_c) do corpo de prova, e recalculado o valor da altura (h) do corpo de prova, que é a altura pré-cisalhamento. Antes de iniciar a fase de cisalhamento simples, calcula-se a velocidade de deslocamento horizontal a ser aplicada à caixa de cisalhamento, com base na velocidade de distorção do corpo de prova especificada para o ensaio, e estipula-se um valor final para esse deslocamento horizontal com base no valor final da distorção que se queira atingir. Em seguida, configura-se o *software* do equipamento para a realização da fase de cisalhamento simples sob velocidade de distorção controlada (carregamento monótono).

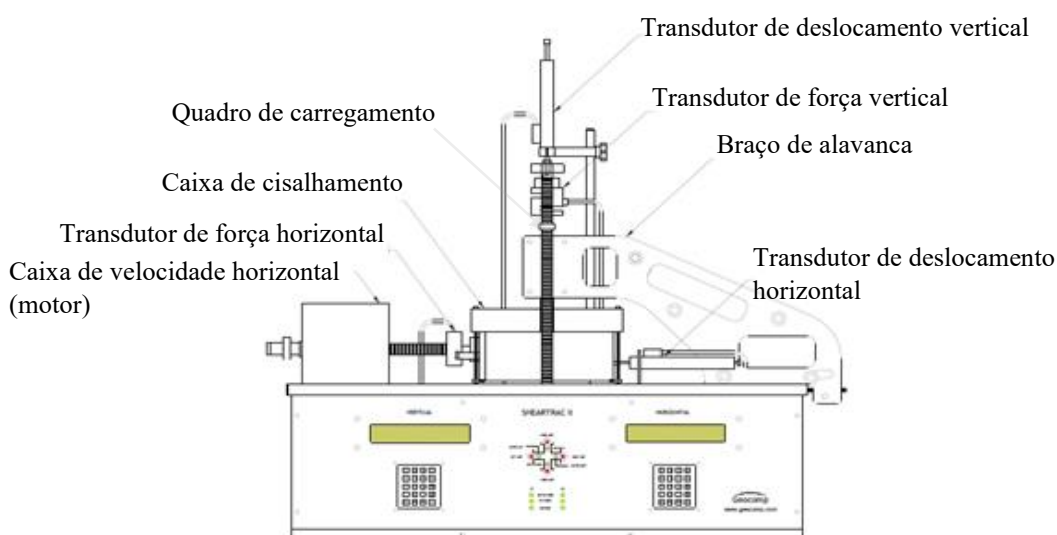


Figura 3.9 - Vista frontal do equipamento de DSS (modificado do manual do usuário *Geocomp*, 2018).

3.3.2

Procedimento de moldagem dos corpos de prova

A intenção inicial da pesquisa era realizar ensaios de DSS em corpos de prova moldados em todos os domínios de compacidade relativa (Tabela 3.2), a saber: muito fofo, fofo, médio, compacto e muito compacto. Para tanto, inicialmente tentou-se moldar corpos de prova no domínio muito fofo utilizando o método B da norma ASTM-D4254-16. Todavia, conforme relatado no item 3.2.3, o maior valor de índice de vazios obtido, igual a 0,695, utilizando como molde um cilindro com as mesmas dimensões internas do corpo de prova do ensaio de DSS, foi consideravelmente inferior ao valor de índice de vazios máximo, igual a 0,760, obtido por Costa (2020) utilizando como molde o cilindro Proctor Normal.

Considerando os valores de índice de vazios mínimo e máximo da areia da Praia de Ipanema, respectivamente iguais a 0,435 e 0,760, o valor de $e = 0,695$ corresponde a uma compacidade relativa (CR) de 20 %, que é maior do que o valor do limite superior do domínio muito fofo, igual a 15 %, da Tabela 3.2 (Lambe & Whitman, 1969, p.31). O valor médio de índice de vazios obtido nesta pesquisa com o método B da norma ASTM-D4254-16, igual a 0,683 (ver Tabela 3.3), corresponde a uma compacidade (CR) de 24 %.

Sendo assim, constatou-se que não seria possível moldar corpos de prova no domínio muito fofo para as dimensões requeridas no equipamento do ensaio de DSS. O método B da norma ASTM-D4254-16 foi então utilizado para moldagem dos corpos de prova no domínio fofo, cujos valores limites do intervalo de compacidade relativa são 15 % e 35 %, com média igual a 25 % (ver Tabela 3.7).

A escolha dos diâmetros de boca de funil para moldagem dos corpos de prova dos domínios de compacidade relativa médio, compacto e muito compacto pelo método de Miura & Toki (1982) foi baseada na Tabela 3.2 (Lambe & Whitman, 1969, p.31), realizando-se uma média entre os valores limites dos intervalos de compacidade relativa, conforme mostra a Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Média dos valores limites dos intervalos de compacidade relativa

Domínio	Compacidade relativa, CR (%)	Média CR (%)
Fofo	15 a 35	25
Médio	35 a 65	50
Compacto	65 a 85	75
Muito Compacto	85 a 100	92,5

Os valores de diâmetro de boca do funil para a moldagem dos corpos de prova nos domínios de compacidade relativa médio, compacto e muito compacto foram então definidos com base nas Tabelas 3.5 e 3.6 e na Figura 3.8, procurando a aproximação aos valores médios calculados na Tabela 3.7.

Para o domínio médio, com compacidade relativa média de 50 % (ver Tabela 3.7), o diâmetro de boca de funil escolhido foi 100 mm, com o qual foram obtidos valores médios de compacidade relativa de 55 % e 57 % (ver Tabela 3.5 e Tabela 3.6, respectivamente). Para o domínio compacto, com compacidade relativa média de 75 % (ver Tabela 3.7), o diâmetro de boca de funil escolhido foi 40 mm, com o qual foram obtidos valores de compacidade relativa de 73 % e 74 % (ver Tabela 3.5 e Tabela 3.6, respectivamente). Para o domínio muito compacto, com compacidade relativa média de 92,5 % (ver Tabela 3.7), o diâmetro de boca de funil escolhido foi 5 mm, com o qual foram obtidos valores de compacidade relativa de 91 % e 93 % (ver Tabela 3.5 e Tabela 3.6, respectivamente).

Todas as etapas de moldagem do corpo de prova e realização do ensaio de DSS foram executadas seguindo rigorosamente um *check-list* de procedimento, apresentado no Apêndice 4, elaborado durante a realização dos ensaios piloto. Todo o procedimento é detalhadamente descrito a seguir.

Os ensaios foram realizados com temperatura controlada, com variação de $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$. Inicialmente todos os utensílios e ferramentas que seriam utilizados na moldagem eram limpos. Posteriormente, o conjunto composto por base do DSS, dezessete anéis justapostos, quatro elásticos grossos de borracha, seis elásticos finos de borracha, membrana de látex e *top cap*, era pesado em uma balança digital, conforme mostra a Figura 3.10.

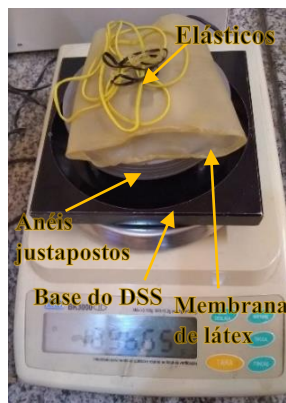


Figura 3.10 - Pesagem do conjunto na balança digital.

A altura do corpo de prova que viria a ser moldado era determinada indiretamente por comparação com a altura pré-determinada de um cilindro de aço de referência. Para tanto, o cilindro de aço de referência foi cortado com uma altura semelhante as dos corpos de prova que viriam a ser moldados na campanha de ensaios. A altura do cilindro de aço (H_{ca}) foi determinada antes do início da campanha, adotando como valor oficial a média aritmética de várias medidas tomadas com um paquímetro.

Assim, na moldagem de cada corpo de prova, o cilindro de aço de referência era posicionado sobre o pedestal e sobre ele era posicionado o *top cap*, exatamente conforme viria a ser feito com o corpo de prova. Tomava-se então a medida da profundidade do topo do *top cap* (Y_{ca}) com um paquímetro de profundidade fixado à viga de um pórtico metálico cuja base era posicionada sobre a base do DSS, conforme mostra a Figura 3.11.

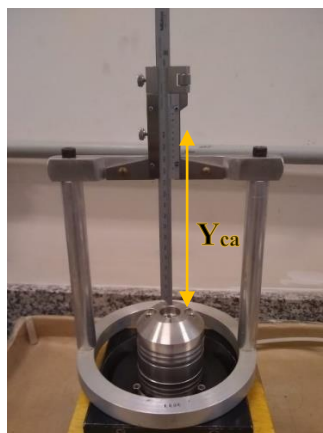


Figura 3.11 - Medição da profundidade do topo do *top cap* posicionado sobre o cilindro de aço de referência.

Na sequência, a membrana de látex era posicionada junto ao pedestal, verificando a ausência de dobra. Posteriormente, dois elásticos de borracha eram posicionados em um tubo PVC, e realizava-se a descida do tubo de PVC para prender os elásticos na base da membrana de látex junto aos sulcos do pedestal, conforme ilustra a Figura 3.12(a).

Um molde bipartido de latão, mostrado na Figura 3.12(b), foi confeccionado na oficina mecânica do Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, cujos detalhes são apresentados no Apêndice 3. Vedavam-se as frestas do molde bipartido com fita isolante e prendiam-se as duas partes do molde com uma abraçadeira plástica, conforme mostra a Figura 3.12(b). Os quatro pinos da base do DSS que serviam de apoio para os anéis justapostos eram tampados com quatro parafusos pequenos para evitar a entrada de areia nos pinos durante a moldagem, conforme mostra a Figura 3.12(c).



Figura 3.12 - Posicionamento da membrana de látex (a); Molde bipartido (b); Apoios tampados por parafusos (c).

Em seguida, o molde bipartido era encaixado no pedestal da base do DSS, conforme mostra a Figura 3.13(a). Posteriormente, a membrana de látex era esticada a fim de deixá-la bem aderida à parede interna do molde bipartido. As duas mangueiras oriundas de um prisma de acrílico, o qual funcionava como um ramal conectado a uma bomba de vácuo, eram conectadas aos dois engates rápidos instalados na lateral do molde bipartido, conforme mostra a Figura 3.13(b). Logo em seguida, as válvulas (vermelhas) dessas duas mangueiras junto ao prisma eram abertas. Em seguida, uma mangueira vinda também do prisma de acrílico era conectada a um engate rápido instalado na parte inferior da base do DSS, que, por sua vez, tinha comunicação com a pedra porosa do pedestal, conforme mostra a Figura 3.13(c), com sua válvula permanecendo fechada. Na sequência, era ligada a

bomba de vácuo com 13,33 kPa, correspondentes a 100 mm hg, monitorados mediante um manômetro instalado no prisma de acrílico, para a perfeita aderência da membrana de látex à parede interna do molde bipartido.

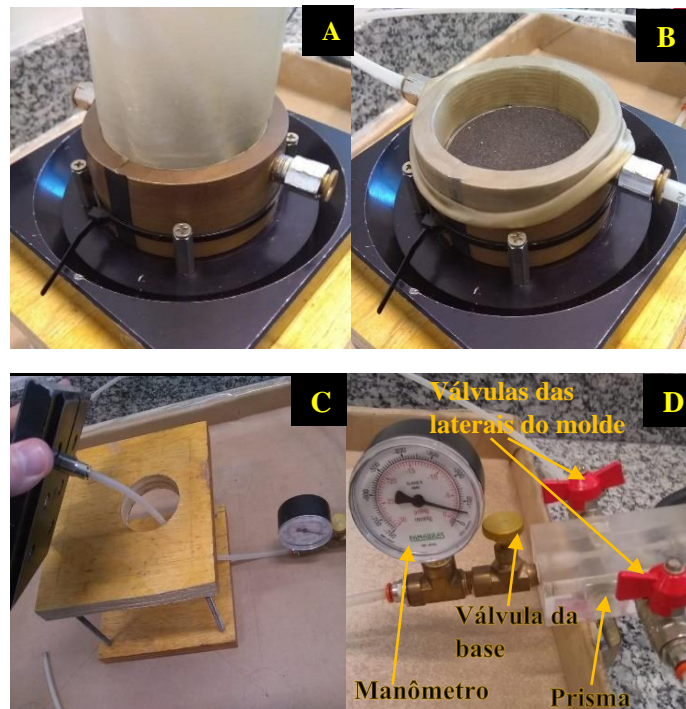


Figura 3.13 – Posicionamento do molde bipartido e conexão das mangueiras no molde e na base do DSS para a aplicação de vácuo.

Conforme já mencionado, a moldagem dos corpos de prova no domínio de compactidade relativa fofo era realizada pelo método B da norma ASTM-D4254-16. Para isso, o tubo de acrílico era centralizado sobre o pedestal, conforme mostra a Figura 3.14(a). Em seguida, a areia era depositada cuidadosamente no tubo de acrílico, conforme mostra a Figura 3.14(b). Por fim, realizava-se um movimento rápido vertical para cima com uma caneta levantando o arco de arame para retirada do tubo de acrílico de dentro do molde bipartido, com a areia preenchendo quase que instantaneamente todo o interior do molde.

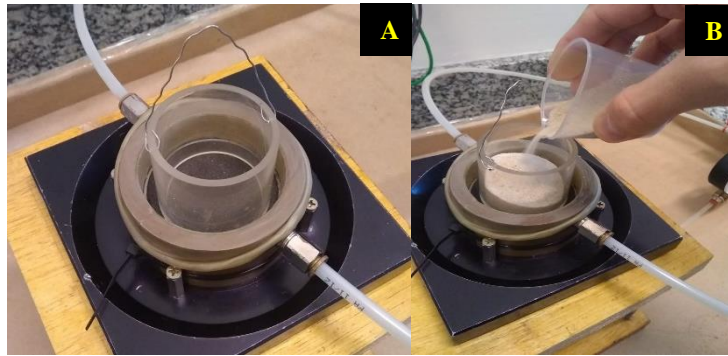


Figura 3.14 – Procedimentos de moldagem de corpo de prova no domínio de CR fofo.

A moldagem dos corpos de prova nos domínios de compacidade relativa médio, compacto, e muito compacto era realizada pela metodologia de pluviação através de peneiras de Miura & Toki (1982). Para tanto, inicialmente era verificada a sequência de peneiras (conforme indicado na Figura 3.6), e posicionado o aparato de pluviação sobre a bandeja metálica, posicionada sobre a bancada do laboratório, conforme ilustra a Figura 3.15(a). Em seguida, a areia era depositada dentro do funil, com a boca do funil tampada com uma placa de madeira, conforme ilustra a Figura 3.15(b). Realizava-se então um movimento horizontal rápido puxando a placa de madeira, dando início ao processo de pluviação da areia através das peneiras.



Figura 3.15 – Pluviação através de peneiras para moldagem dos corpos de prova nos domínios de CR médio, compacto e muito compacto.

Para todos os domínios de CR, o arrasamento do topo do corpo de prova junto ao topo do molde bipartido era realizado com uma régua plástica lisa. A

Figura 3.16(a) mostra o topo do corpo de prova já arrasado. Os grãos de areia em excesso na borda do topo do molde eram retirados com um pincel de cerdas macias. Os grãos de areia na base do DSS eram retirados com um mini aspirador. Em seguida, o *top cap* era cuidadosamente posicionado sobre a areia, conforme ilustra a Figura 3.16(b). Na sequência, a membrana de látex era desdobrada, vestindo a lateral do *top cap*, conforme mostra a Figura 3.16(c). Por fim, a membrana de látex era presa junto ao *top cap* com quatro elásticos finos de borracha, conforme ilustra a Figura 3.16(d), a fim de garantir a estanqueidade do vácuo que viria ser aplicado no corpo de prova pela sua base e a posterior passagem dos anéis justapostos.



Figura 3.16 – (a) Topo do corpo de prova arrasado; (b) Posicionamento do *top cap*; (c) Membrana de látex vestindo o *top cap*; (d) Elásticos de borracha fixando a membrana de látex no *top cap*.

Para dar sustentação ao corpo de prova, antes da retirada do molde bipartido, a válvula da mangueira conectada à base do DSS era aberta para aplicação de uma sucção no corpo de prova de 5 kPa (37,5 mm hg), controlada no manômetro. Em seguida, fechavam-se as outras duas válvulas das mangueiras conectadas à lateral do molde e desconectavam-se as mangueiras do molde. Com a válvula da mangueira conectada à base aberta, o molde bipartido era desmontado e retirado. Em seguida, verificava-se a uniformidade da geometria do corpo de prova,

conforme ilustra a Figura 3.17, e realizava-se o término da retirada dos grãos de areia da base do DSS.



Figura 3.17 - Retirada do molde bipartido e verificação da geometria do corpo de prova.

Posteriormente, tomavam-se três medidas do perímetro do corpo de prova (na base, no meio e no topo) com auxílio da fita milimétrica, conforme ilustra a Figura 3.18(a), para posteriormente calcular o diâmetro do corpo de prova. No cálculo do diâmetro do corpo de prova, era descontado o dobro da espessura da membrana de látex previamente tomado com o paquímetro.

Na sequência, com o paquímetro de profundidade fixado à viga do pórtico metálico cuja base era apoiada sobre a base do DSS, tomava-se a medida da profundidade do topo do *top cap* posicionado sobre o corpo de prova moldado, conforme ilustra a Figura 3.18(b). A altura do corpo de prova (H_{cp}) era então calculada da seguinte maneira:

$$H_{cp} = H_{ca} + (Y_{ca} - Y_{cp}) \quad (\text{Eq.3.5})$$

, onde:

H_{ca} : altura do cilindro de aço de referência;

Y_{ca} : profundidade do topo do *top cap* posicionado sobre o cilindro de aço de referência;

Y_{cp} : profundidade do topo do *top cap* posicionado sobre o corpo de prova moldado.



Figura 3.18 – (a) Medição do perímetro do corpo de prova; (b) Medição da profundidade do topo do *top cap* posicionado sobre o corpo de prova moldado.

Posteriormente, era passada uma camada bem fina de glicerina na superfície externa da membrana de látex, ao longo da lateral do corpo de prova. O peso da quantidade de glicerina utilizada era descontado do peso do conjunto, a ser tomado na balança digital. A glicerina tinha como finalidade diminuir o atrito entre os anéis justapostos e a membrana de látex. Em seguida, eram posicionados cuidadosamente os dezessete anéis justapostos de teflon, um a um, conforme ilustra a Figura 3.19.

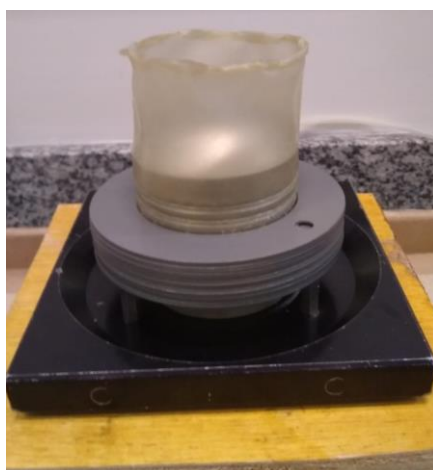


Figura 3.19 - Posicionamento dos dezessete anéis justapostos.

Por fim, era desligada a bomba de vácuo e desconectada a mangueira da base do DSS. Realizava-se então uma nova medida da profundidade do topo do *top cap*, conforme ilustrado na Figura 3.18(b), calculando-se uma nova altura do corpo de prova após o desligamento da bomba de vácuo. Esta nova altura calculada era comparada com a primeira altura calculada para verificar a ocorrência de um

eventual abatimento do corpo de prova devido a uma eventual deformação lateral por ele sofrida devido ao desligamento da sucção. Em seguida, limpava-se a superfície inferior da base do DSS para então realizar a pesagem do conjunto “base do DSS + corpo de prova + *top cap* + acessórios” na mesma balança digital utilizada na pesagem do mesmo conjunto sem o corpo de prova, conforme ilustra a Figura 3.20.

Finalmente, com todos os dados tomados e com o peso específico dos grãos determinado no item 3.2.2, eram calculados o índice de vazios inicial (e_0) e a correspondente compacidade relativa inicial (CR_0) do corpo de prova moldado.



Figura 3.20 – Pesagem do conjunto na balança digital.

3.3.3 Procedimento de montagem do ensaio de DSS

Para a montagem do ensaio de DSS eram realizadas as seguintes etapas: Inicialmente, eram destravados os parafusos da articulação do braço de alavanca do equipamento. Na sequência, o braço de alavanca era levantado e fixado para o posicionamento do conjunto “base do DSS + corpo de prova + *top cap* + acessórios” dentro da caixa de cisalhamento do equipamento, conforme ilustra a Figura 3.21.



Figura 3.21 – Posicionamento do conjunto “base + corpo de prova + *top cap* + acessórios” na caixa de cisalhamento do equipamento de DSS.

Em seguida, o braço de alavanca era abaixado cuidadosamente para evitar qualquer vibração que pudesse perturbar o corpo de prova. A correta posição do conjunto dentro da caixa de cisalhamento era então verificada, e os dois parafusos T da caixa de cisalhamento eram levemente apertados na base do DSS. Na sequência, a haste do *top cap* era atravessada pelo orifício do braço de alavanca e rosqueada no *top cap*, também evitando qualquer tipo de vibração no corpo de prova, conforme ilustra a Figura 3.22.

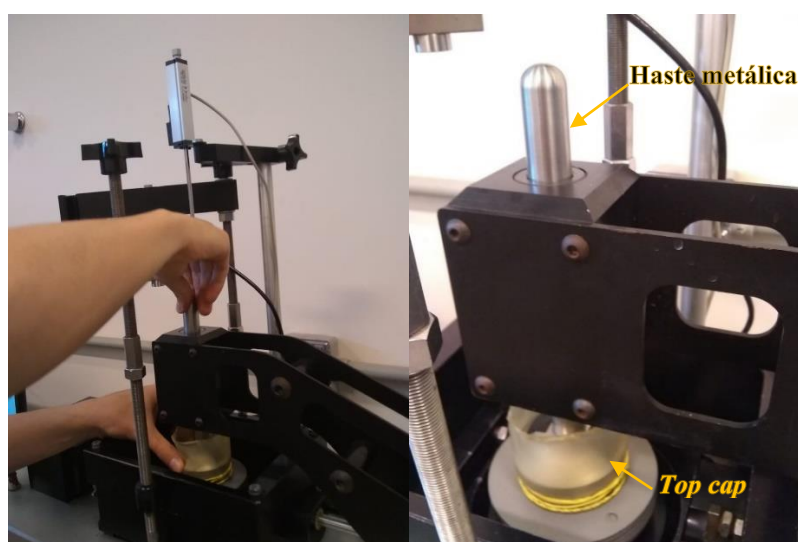


Figura 3.22 – Rosqueamento da haste no *top cap* dentro da caixa de cisalhamento do DSS.

Por fim, os parafusos do braço de alavanca e os dois parafusos T da caixa de cisalhamento eram travados de forma definitiva. O quadro (*frame*) e o transdutor de força vertical de 1000 lb (4,45 kN ou 453,8 kgf) eram posicionados muito próximos ao topo da haste do *top cap*. Para isso, o transdutor de deslocamento vertical era levantado e depois reposicionado sobre o quadro, conforme ilustra a Figura 3.23. Na sequência, o quadro era apertado por duas roscas, verificando o seu nivelamento com um nível bolha.

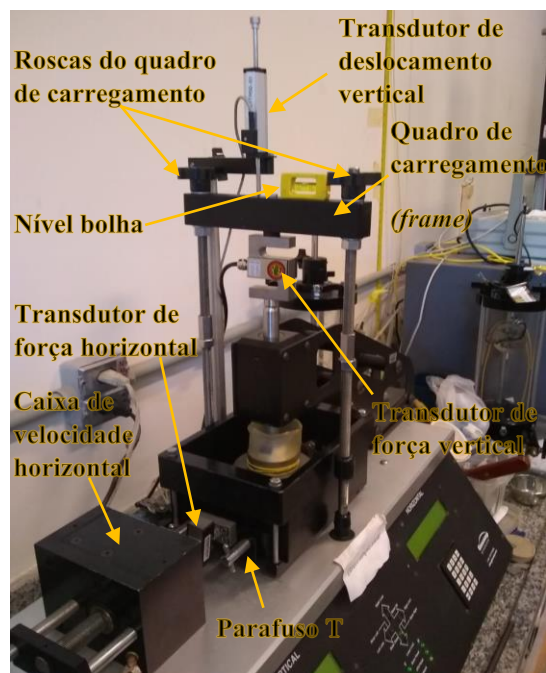


Figura 3.23 – Conjunto “base + corpo de prova + *top cap* + acessórios” posicionado dentro da caixa de cisalhamento do equipamento de DSS.

Em seguida, era realizada a configuração do programa (*software*) do equipamento de DSS e iniciava-se o preenchimento dos dados (*input*) referentes ao ensaio, conforme ilustra a Figura 3.24.

SHEAR:DSS - C:\Documents and Settings\Tiago\Desktop\dados\Muito compacto 2...

File View Run Calibrate Control Report Options Help

Test Parameters		Consolidation Table		Shear Table	
Project	Specimen	Water Content		Read Table	
Project Number:	Ensaio 1	Boring Number:	1		
Project Name:	Dissertação Tiago	Test Number:	1		
Location:		Sample Number:	1		
Date of Test:	06/03/2022	Depth:	0		
Tester:		Elevation:			
Checker:		Sample Type:			
Description:	500 kPa muito compacto				
Remarks:	USER MUST UPDATE CORRECT NODE ID AND CALIBRATION FACTOR BEFORE PROCEEDING TO ANY TEST				

Figura 3.24 - Preenchimento dos dados do ensaio (*input*) no programa.

Após essa etapa, realizava-se o preenchimento dos dados iniciais do corpo de prova, a saber: diâmetro inicial (d_0), altura inicial (H_0) e densidade relativa dos grãos (G_s), conforme ilustra a Figura 3.25.

SHEAR:DSS - C:\Documents and Settings\Tiago\Desktop\dados\Muito compacto 2...

File View Run Calibrate Control Report Options Help

Test Parameters		Consolidation Table		Shear Table	
Project	Specimen	Water Content		Read Table	
Initial Diameter:	63.75	mm			
Initial Height:	15.48	mm			
Initial Sample Weight:	0.	gm			
Specific Gravity:	Measured	2.654			
Plasticity:	<input type="radio"/> Plastic <input checked="" type="radio"/> Non-Plastic <input type="radio"/> Unknown				
Liquid Limit:	0.				
Plastic Limit:	0.				

Figura 3.25 - Tela de preenchimento dos dados iniciais do corpo de prova.

3.3.4

Fases do ensaio

3.3.4.1

Fase de aplicação da tensão vertical inicial

A fase que é comumente chamada de “adensamento edométrico” em ensaios de DSS realizados em corpos de prova saturados é aqui chamada de “compressão edométrica” pelo fato do corpo de prova estar seco, não caracterizando, portanto, um adensamento propriamente dito.

A área da seção transversal (em planta) do corpo de prova era calculada pelo programa com o valor fornecido do diâmetro do corpo de prova. O valor da tensão vertical inicial a ser aplicada no corpo de prova em uma única etapa era então especificado no programa, conforme mostra a Figura 3.26. Com isso, o programa calculava a força vertical a ser aplicada no corpo de prova simplesmente multiplicando a tensão vertical especificada e a área da seção transversal do corpo de prova. O equipamento aplicava então a força vertical no corpo de prova, controlada pelas leituras do transdutor de força vertical. Cabe ressaltar que todos os transdutores de deslocamento e de força eram zerados na fase de inicialização e os valores zeros de cada transdutor, bem como as leituras realizadas ficavam registradas nos dados brutos do programa. Cada estágio de compressão edométrica era estipulado com duração mínima de 10 min. Para avançar para a próxima etapa, fase de cisalhamento, esperava-se a estabilização das deformações verticais, lidas e registradas pelo transdutor de deslocamento vertical, que ocorreu em tempos superiores a 10 min. Após a estabilização das deformações verticais, calculava-se a altura do corpo de prova pré-cisalhamento. Em seguida era calculada a velocidade de cisalhamento em mm/min.

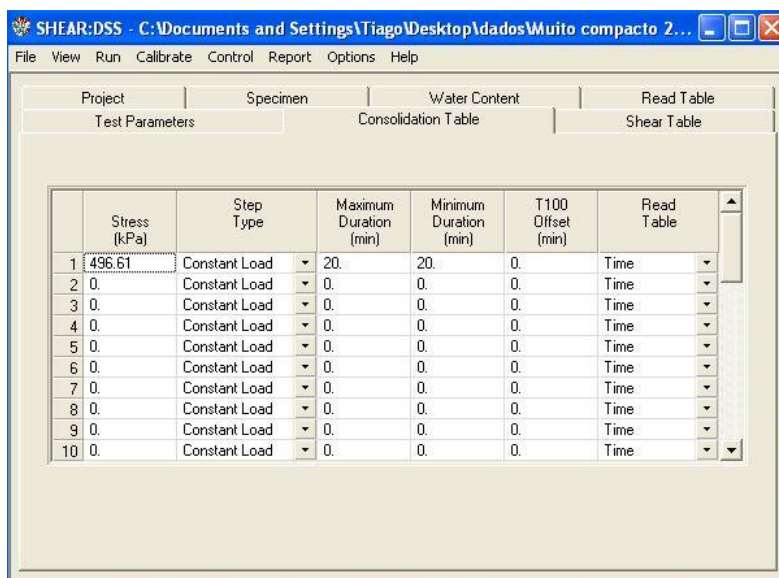


Figura 3.26 – Especificação do valor da tensão vertical inicial no programa do equipamento.

Ao final da fase de compressão edométrica, a altura do corpo de prova pré-cisalhamento (H_{pc}) era calculada pela seguinte expressão:

$$H_{pc} = H_0 - (L_v - L_{v0} - C) \quad (\text{Eq.3.6})$$

, onde:

H_0 : altura inicial do corpo de prova, determinada na moldagem;

L_v : leitura do transdutor de deslocamento vertical no final da fase de compressão edométrica;

L_{v0} : leitura do transdutor de deslocamento vertical no início da fase de compressão edométrica;

C : deformação vertical do sistema correspondente à força vertical aplicada, obtida na curva de compressão do sistema (ver Apêndice 2);

3.3.4.2

Fase de cisalhamento simples

Antes do início da fase de cisalhamento simples, calculava-se a altura do corpo de prova pré-cisalhamento e com este valor calculava-se o deslocamento horizontal máximo na fase de cisalhamento que se deseja alcançar para uma

distorção máxima solicitada, que no caso era 30 %. Calculava-se também a velocidade de cisalhamento em mm/min a ser imposta no ensaio.

Após a execução de alguns ensaios pilotos para avaliar a influência da velocidade de deslocamento horizontal no funcionamento do servo-controle do equipamento (ver Apêndice 5), responsável por manter a altura do corpo de prova “constante” durante o cisalhamento, chegou-se à conclusão que a maior velocidade que garantia um ótimo funcionamento do servo-controle era a de 10 %/h, valor então utilizado em toda campanha de ensaios. A velocidade de deslocamento horizontal da caixa cisalhamento (v_h) era então calculada pela seguinte expressão:

$$v_h = \text{velocidade de distorção} * h_{pc} \quad (\text{Eq.3.7})$$

A Figura 3.27 mostra os valores de deslocamento horizontal final e de velocidade de deslocamento horizontal da caixa de cisalhamento especificados na configuração do programa para a fase de cisalhamento. Em seguida, dava-se início à fase de cisalhamento simples, com o motor movendo horizontalmente a caixa de cisalhamento com velocidade constante. Durante a fase de cisalhamento simples, eram efetuadas as leituras dos transdutores de força vertical e horizontal e dos transdutores de deslocamento vertical e horizontal a cada 10 s.

	Delay (min)	Shear Control	Rate (/min)	Maximum Displacement (mm)	Maximum Force (N)	Read Table
1	0.	Displacement	2.5e-002	4.64	4448.2	Time
2	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
3	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
4	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
5	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
6	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
7	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
8	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
9	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
10	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time

Figura 3.27 – Configuração do programa para a fase de cisalhamento simples.

Realizada a fase de cisalhamento simples, os dados registrados durante o ensaio eram salvos. Os dados brutos fornecidos pelo programa eram: o tempo em ms, o deslocamento vertical em mm, o deslocamento horizontal em mm, a força vertical em N, a força horizontal em N. De posse desses dados, em uma planilha excel, eram calculadas:

- A distorção do corpo de prova (γ) em (%) da seguinte maneira:

$$\gamma = \frac{\delta_x}{h_{pc}} * 100 \quad (\text{Eq.3.8})$$

, onde:

δ_x : deslocamento horizontal da caixa de cisalhamento em mm;

h_{pc} : altura do corpo de prova no início do cisalhamento em mm.

- A tensão vertical (σ) aplicada no corpo de prova em kPa da seguinte maneira:

$$\sigma = \frac{F_{tv} + F_{tc}}{A_{cp}} \quad (\text{Eq.3.9})$$

, onde:

F_{tv} : força registrada no transdutor de força vertical em N;

F_{tc} : força exercitada pelo *top cap* em N;

A_{cp} : área do corpo de prova em m².

- A tensão cisalhante (τ) no plano horizontal do corpo de prova em kPa da seguinte maneira:

$$\tau = \frac{F_{th} - F_{thpc}}{A_{cp}} \quad (\text{Eq.3.10})$$

, onde:

F_{th} : força registrada no transdutor de força horizontal em N;

F_{thpc} : força registrada no transdutor de força horizontal no início do cisalhamento em N;

A_{cp} : área do corpo de prova em m²;

3.3.5 Desmontagem do ensaio

Terminada a fase de cisalhamento, os parafusos que prendiam o quadro (*frame*) eram destravados, o transdutor de deslocamento vertical era suspenso e afastado para o lado, o quadro (*frame*) com o transdutor de força vertical era rotacionado para a lateral e a haste do *top cap* era desrosqueada. Os parafusos do braço de alavanca eram liberados e o braço de alavanca suspenso para a retirada do corpo de prova da caixa de cisalhamento. A Figura 3.28 ilustra um corpo de prova após o ensaio de cisalhamento simples.

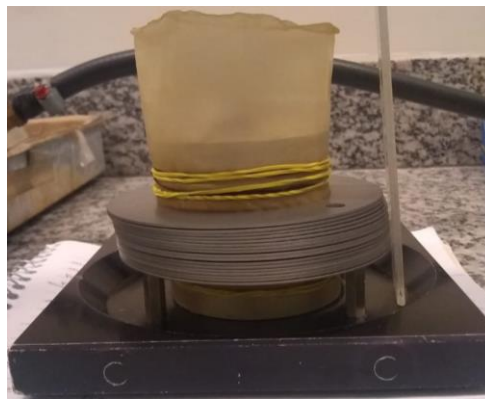


Figura 3.28– Corpo de prova após um ensaio de cisalhamento simples.

4

Resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento simples

4.1

Visão geral dos ensaios de cisalhamento simples

Os ensaios de cisalhamento simples (DSS) foram realizados em corpos de prova da areia da Praia de Ipanema moldados em quatro diferentes domínios de compactidade relativa (CR), a saber: **fofo, médio, compacto e muito compacto**, de acordo com a classificação apresentada na Tabela 3.2. Para cada um desses domínios de CR, foram realizados ensaios sob sete diferentes valores de tensão vertical (ou normal) inicial (σ_0), a saber: **25, 50, 100, 150, 300, 500 e 750 kPa**.

Para o domínio de CR fofo, os ensaios realizados com σ_0 de 50 kPa e 500 kPa foram repetidos com o objetivo de confirmar os primeiros resultados obtidos. Os primeiros ensaios receberam as nomenclaturas de Fofo 50(A) e Fofo 500(A), ao passo que os ensaios adicionais receberam as nomenclaturas de Fofo 50(B) e Fofo 500(B). Com isso, foi realizado um total de trinta ensaios de cisalhamento simples.

Conforme já mencionado, os ensaios de cisalhamento simples foram realizados com uma velocidade de distorção de 10 %/h (0,167 %/min), sendo levados até um valor de distorção de 30 %, o que fez com que a duração da fase de cisalhamento fosse de 3 horas. A aquisição de leituras dos instrumentos de medição era feita a cada 10 segundos durante a fase de cisalhamento. A Tabela 4.1 apresenta as características dos trinta ensaios de cisalhamento simples realizados nesta pesquisa.

No item 4.2 são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento simples agrupados por domínio de compactidade relativa (CR), ao passo que no item 4.3 são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento simples agrupados por tensão vertical (normal) inicial (σ_0). A análise dos resultados é feita no item 5.

Tabela 4.1 - Resumo dos ensaios de cisalhamento simples

Ensaio	Domínio de CR	σ_0 (kPa)
1	Fofo	25
2	Fofo	50(A)
3	Fofo	50(B)
4	Fofo	100
5	Fofo	150
6	Fofo	300
7	Fofo	500(A)
8	Fofo	500(B)
9	Fofo	750
10	Médio	25
11	Médio	50
12	Médio	100
13	Médio	150
14	Médio	300
15	Médio	500
16	Médio	750
17	Compacto	25
18	Compacto	50
19	Compacto	100
20	Compacto	150
21	Compacto	300
22	Compacto	500
23	Compacto	750
24	Muito compacto	25
25	Muito compacto	50
26	Muito compacto	100
27	Muito compacto	150
28	Muito compacto	300
29	Muito compacto	500
30	Muito compacto	750

4.2

Resultados agrupados por domínio de compacidade relativa

4.2.1

Considerações iniciais

Neste item 4.2 são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento simples agrupados por domínio de compacidade relativa (CR). Para cada domínio de CR é apresentada uma tabela contendo as seguintes informações:

- (a) O índice de vazios de moldagem do corpo de prova (e_0) e a respectiva compacidade relativa (CR_0);
- (b) A tensão vertical (normal) inicial (σ_0) aplicada no corpo de prova, na fase de compressão edométrica;
- (c) A deformação vertical do corpo de prova ocorrida na fase de compressão edométrica (Δh_c);
- (d) O índice de vazios do corpo de prova após a fase de compressão edométrica, isto é, pré-cisalhamento (e_{pc}) e a respectiva compacidade relativa (CR_{pc}).

Para cada domínio de CR são apresentadas as seguintes curvas obtidas das fases de cisalhamento dos ensaios:

- (a) Variação de altura do corpo de prova (Δh_s) *versus* distorção (γ), apenas para avaliar o funcionamento do servo-controle do equipamento para a manutenção da altura do corpo de prova “constante”;
- (b) Variação da tensão vertical ($\Delta\sigma$) *versus* distorção (γ);
- (c) Tensão vertical (corrente) (σ) *versus* distorção (γ);
- (d) Variação da tensão vertical dividida pela tensão vertical inicial ($\Delta\sigma/\sigma_0$) *versus* distorção (γ);
- (e) Tensão cisalhante no plano horizontal dividida pela tensão vertical (corrente) (τ/σ) *versus* distorção (γ);
- (f) Tensão cisalhante no plano horizontal (τ) *versus* distorção (γ);
- (g) Tensão cisalhante no plano horizontal (τ) *versus* tensão vertical corrente (σ).

Nas legendas dessas figuras as curvas dos ensaios são identificadas da seguinte forma: “X kPa ($e_{pc} = Y$)”, onde X é o valor da tensão vertical inicial (em kPa) aplicada ao corpo de prova, e Y é o valor do índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}) do corpo de prova. Por exemplo: “300 kPa ($e_{pc} = 0,570$)”.

4.2.2

Domínio de CR fofo

A Tabela 4.2 apresenta as informações descritas no item 4.2.1 dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa (CR) **fofo**. O valor médio do índice de vazios de moldagem (e_0) desses corpos de prova é igual a **0,652**, que corresponde a uma compactidade relativa (CR_0) de **33 %**. Após a deformação vertical ocorrida na fase de compressão edométrica (Δh_c), os valores de índice de vazios (e_{pc}) ficaram situados entre 0,575 e 0,621, que correspondem a valores de CR_{pc} iguais a 57 % e 43 %, respectivamente.

Tabela 4.2 - Valores de “e” e de CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.

e_0	CR_0 (%)	σ_0 (kPa)	Δh_c (mm)	e_{pc}	CR_{pc} (%)
0,651	34	25	0,38	0,615	45
0,674	26	50(A)	0,72	0,604	48
0,661	30	50(B)	0,64	0,600	49
0,657	32	100	0,42	0,621	43
0,645	35	150	0,61	0,593	51
0,647	35	300	0,56	0,601	49
0,640	37	500(A)	0,83	0,577	56
0,639	37	500(B)	0,85	0,575	57
0,651	34	750	0,86	0,590	52

OBS: $e_{mín} = 0,435$ e $e_{máx} = 0,760$.

As Figuras 4.1 a 4.7, a seguir, mostram as curvas (a) a (g) descritas no item 4.2.1 obtidas dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova moldados no domínio de CR **fofo**.

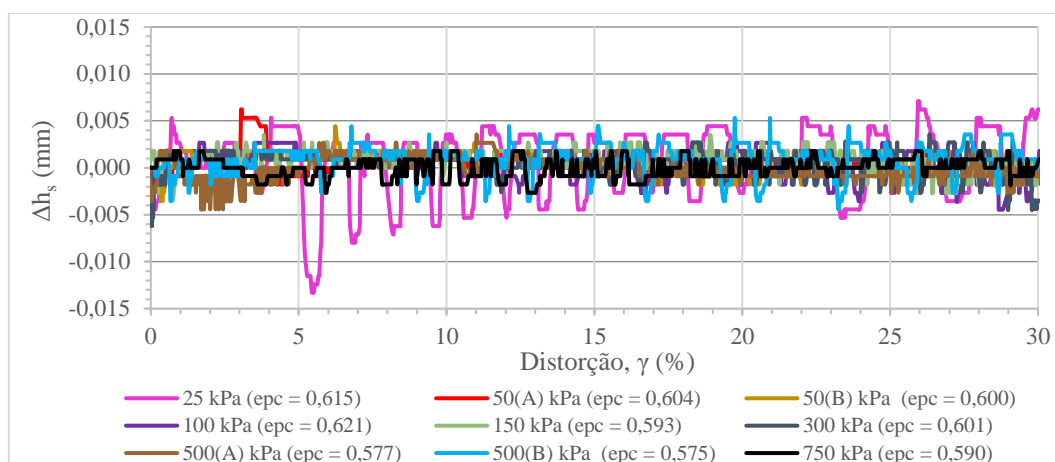


Figura 4.1 - Curvas Δh_s x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.

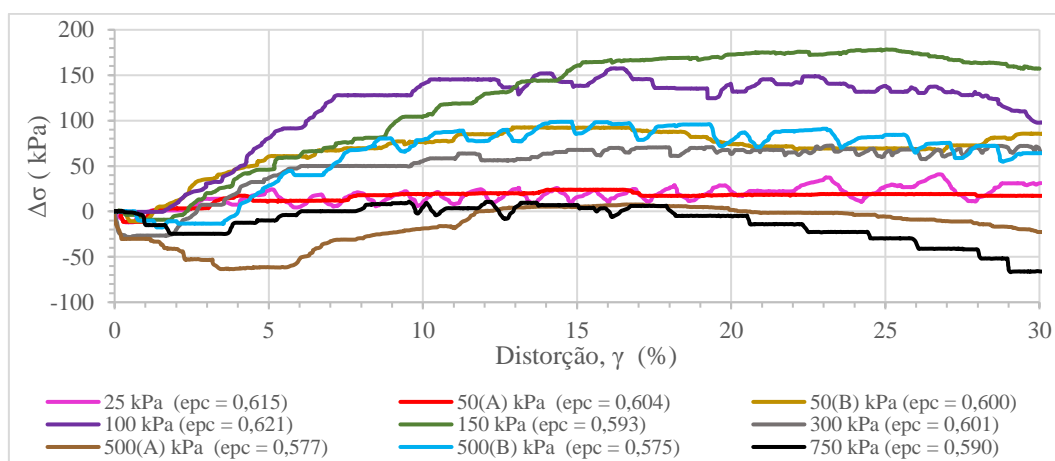


Figura 4.2 - Curvas $\Delta \sigma$ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.

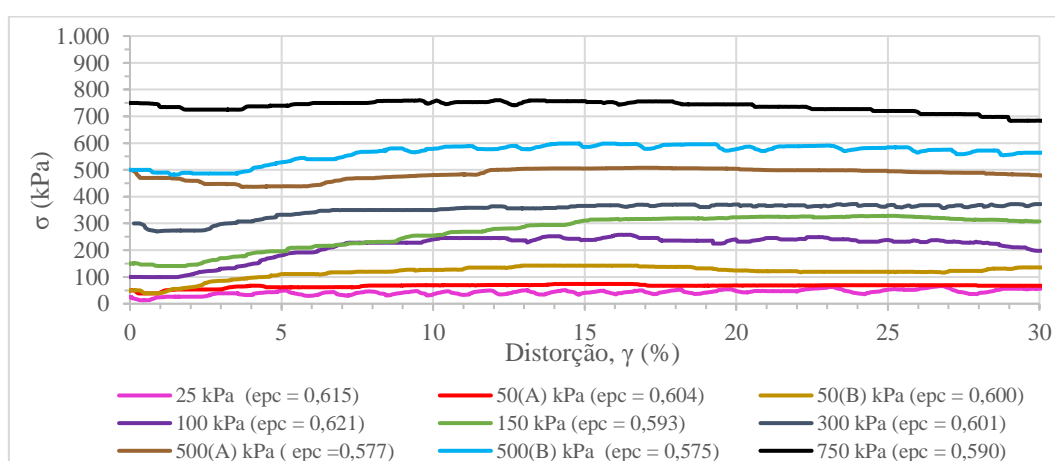


Figura 4.3 - Curvas σ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.

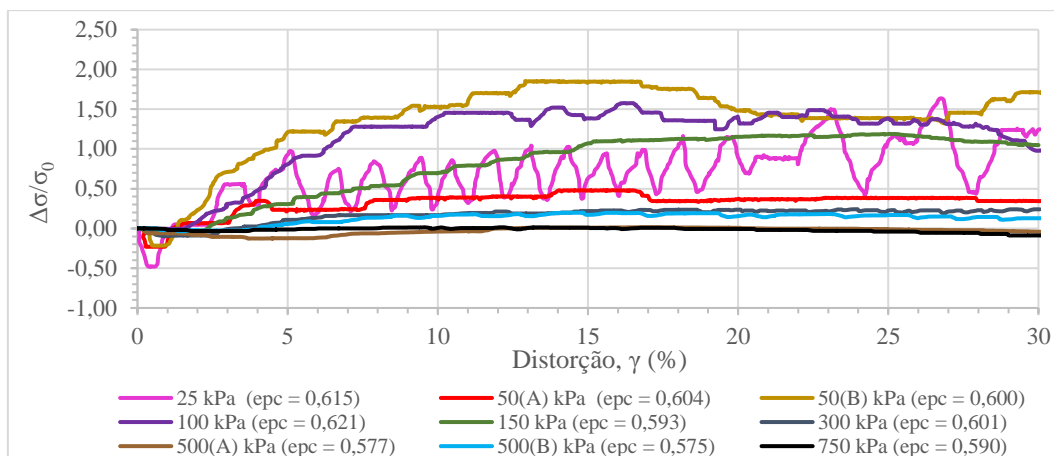


Figura 4.4 - Curvas $\Delta\sigma/\sigma_0 \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.

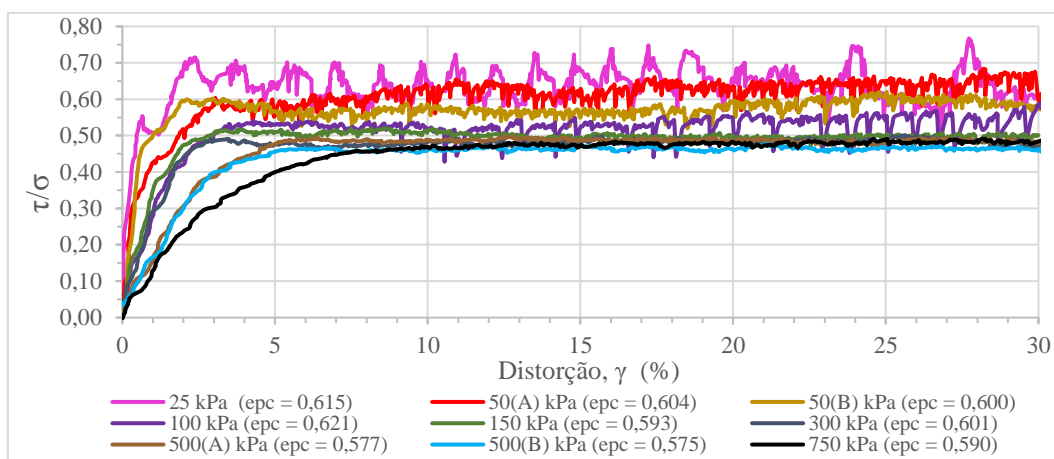


Figura 4.5 - Curvas $\tau/\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.

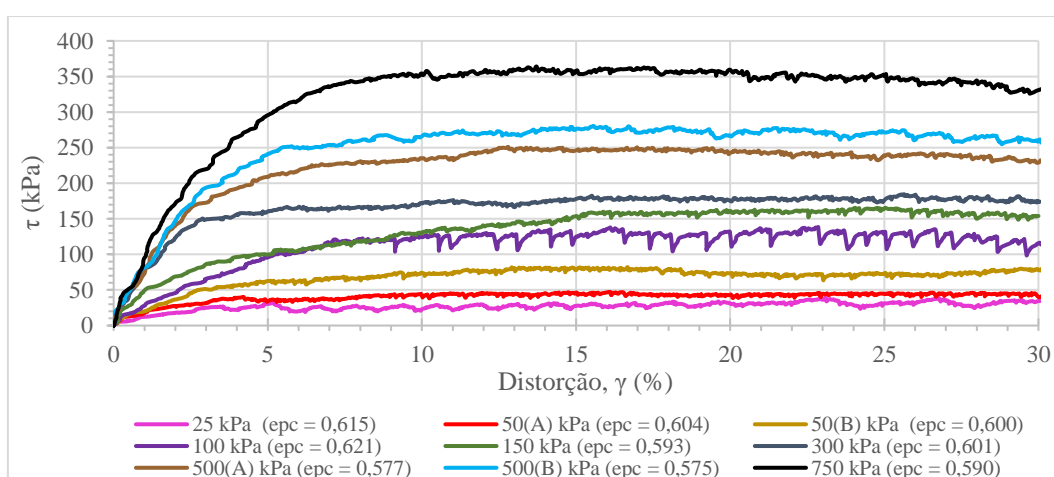


Figura 4.6 - Curvas $\tau \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.

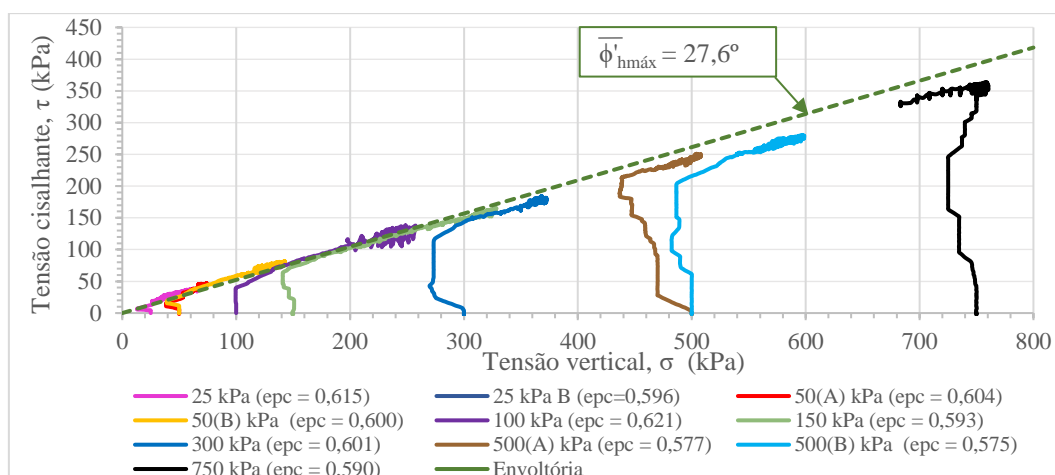


Figura 4.7 - Curvas τ x σ dos corpos de prova moldados no domínio de CR fofo.

4.2.3 Domínio de CR médio

A Tabela 4.3 apresenta as informações descritas no item 4.2.1 dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa (CR) **médio**. O valor médio do índice de vazios de moldagem (e_0) desses corpos de prova é igual a **0,584**, que corresponde a uma compactidade relativa (CR_0) de **54 %**. Após a deformação vertical ocorrida na fase de compressão edométrica (Δh_c), os valores de índice de vazios (e_{pc}) ficaram situados entre 0,531 e 0,570, que correspondem a valores de CR_{pc} iguais a 70 % e 58 %, respectivamente.

Tabela 4.3 - Valores de “e” e de CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.

e_0	CR_0 (%)	σ_0 (kPa)	Δh_c (mm)	e_{pc}	CR_{pc} (%)
0,562	61	25	0,24	0,542	67
0,575	57	50	0,45	0,537	69
0,596	50	100	0,43	0,561	61
0,590	52	150	0,50	0,550	65
0,615	45	300	0,56	0,570	58
0,583	54	500	0,55	0,550	65
0,570	58	750	0,68	0,531	70

OBS: $e_{min} = 0,435$ e $e_{máx} = 0,760$.

As Figuras 4.8 a 4.14, a seguir, mostram as curvas (a) a (g) descritas no item 4.2.1 obtidas dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova moldados no domínio de CR **médio**.

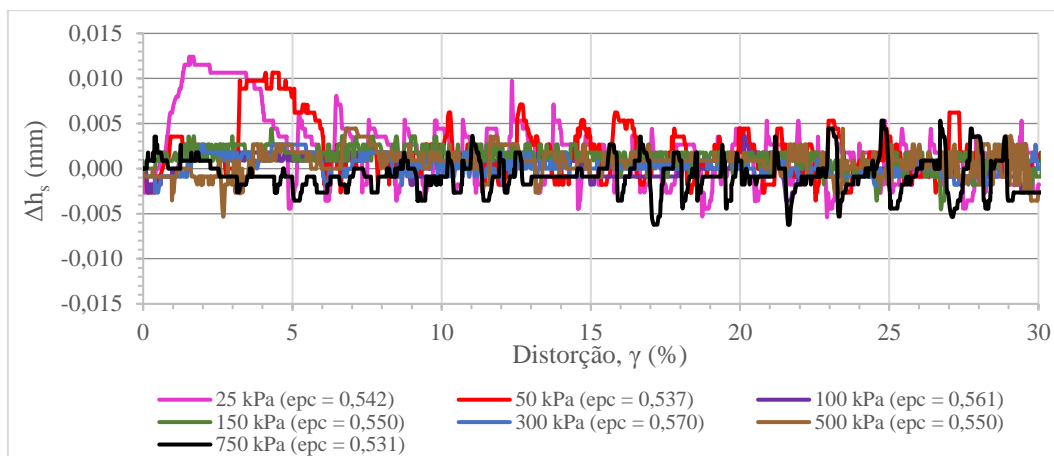


Figura 4.8 - Curvas Δh_s x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.

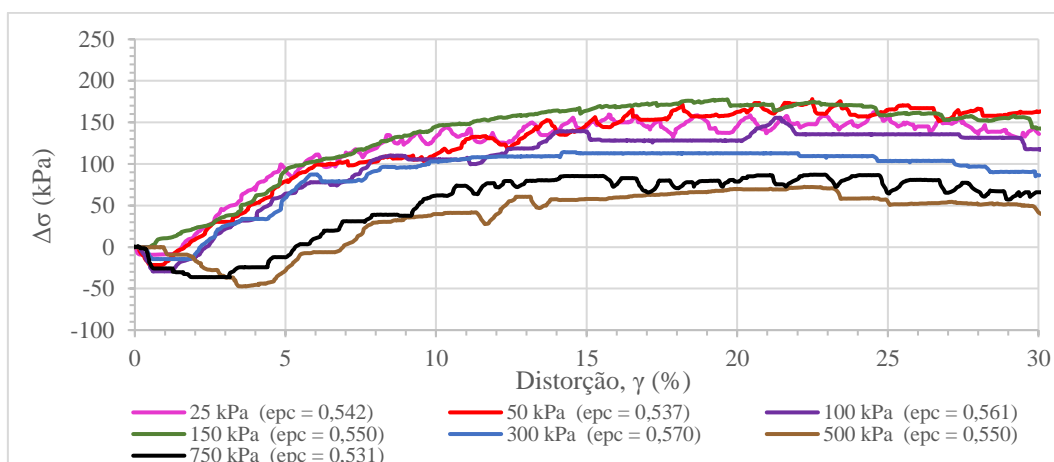


Figura 4.9 - Curvas $\Delta \sigma$ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.

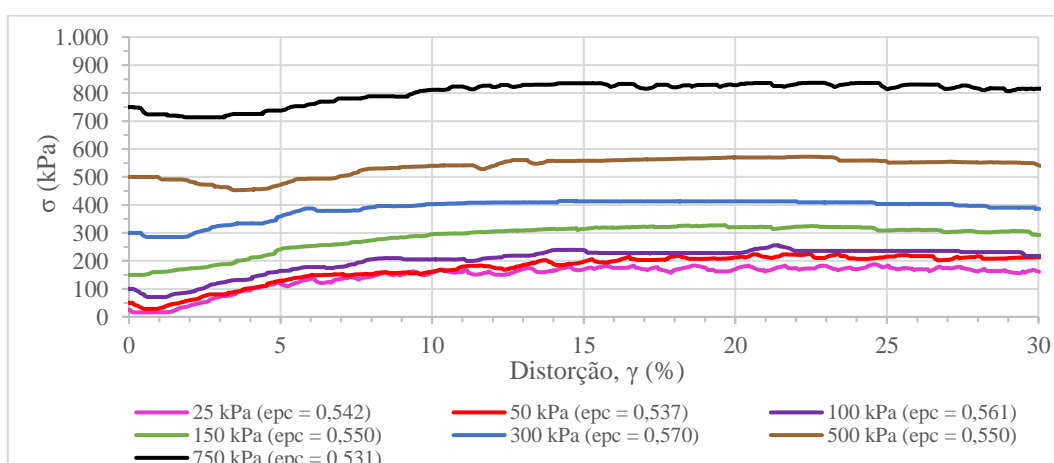


Figura 4.10 - Curvas σ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.

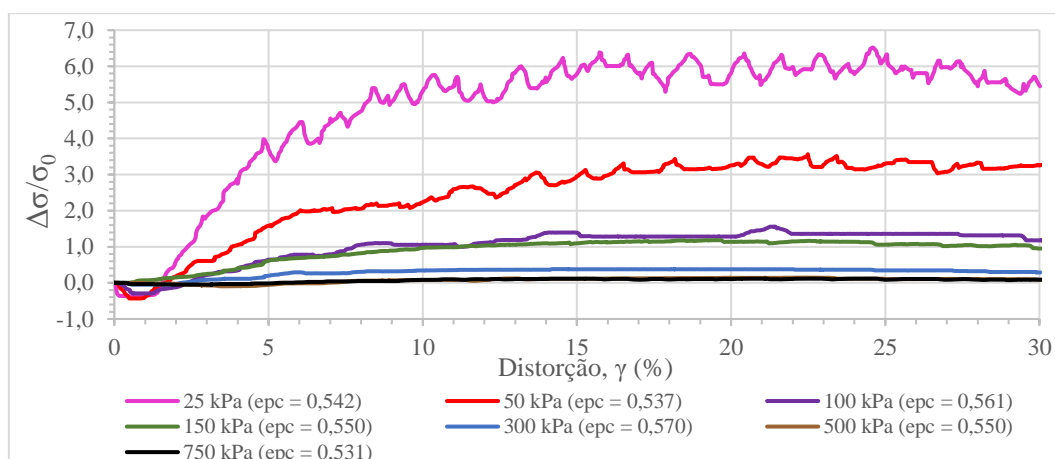


Figura 4.11 - Curvas $\Delta\sigma/\sigma_0 \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.

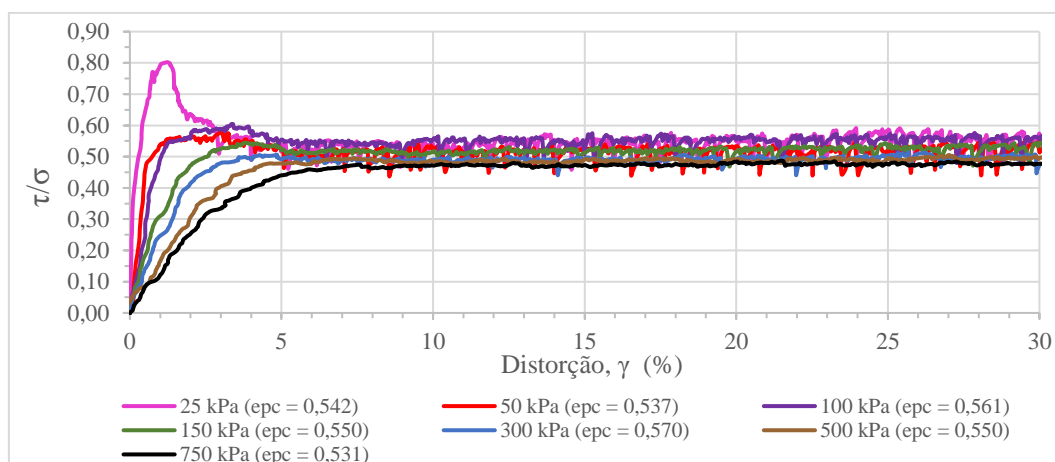


Figura 4.12 - Curvas $\tau/\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.

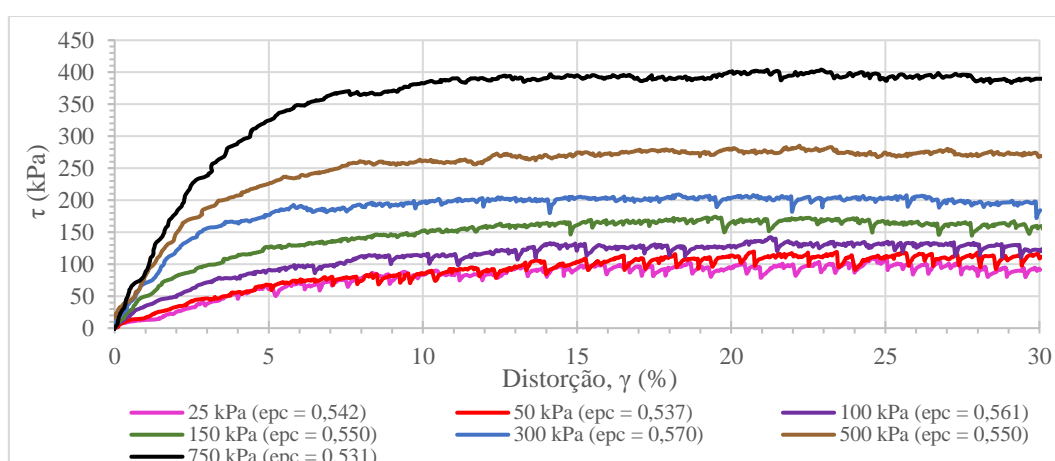


Figura 4.13 - Curvas $\tau \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.

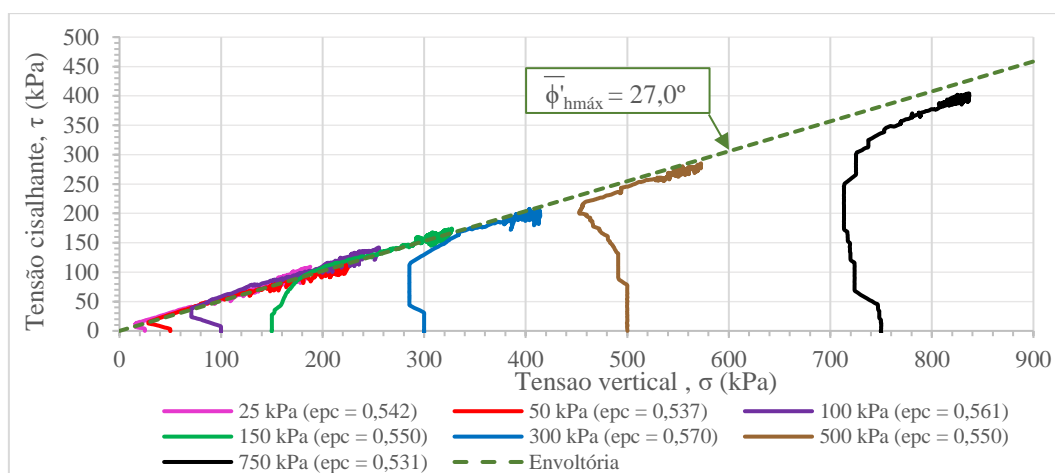


Figura 4.14 - Curvas $\tau \times \sigma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR médio.

4.2.4 Domínio de CR compacto

A Tabela 4.4 apresenta as informações descritas no item 4.2.1 dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa (CR) **compacto**. O valor médio do índice de vazios de moldagem (e_0) desses corpos de prova é igual a **0,503**, que corresponde a uma compactidade relativa (CR_0) de **79 %**. Após a deformação vertical ocorrida na fase de compressão edométrica (Δh_c), os valores de índice de vazios (e_{pc}) ficaram situados entre 0,462 e 0,486, que correspondem a valores de CR_{pc} iguais a 92 % e 84 %, respectivamente.

Tabela 4.4 - Valores de “e” e de CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.

e_0	CR_0 (%)	σ_0 (kPa)	Δh_c (mm)	e_{pc}	CR_{pc} (%)
0,511	77	25	0,30	0,486	84
0,498	81	50	0,29	0,474	88
0,502	79	100	0,42	0,470	89
0,503	79	150	0,48	0,469	90
0,495	82	300	0,51	0,462	92
0,510	77	500	0,60	0,474	88
0,499	80	750	0,62	0,467	90

OBS: $e_{\min} = 0,435$ e $e_{\max} = 0,760$.

As Figuras 4.15 a 4.21, a seguir, mostram as curvas (a) a (g) descritas no item 4.2.1 obtidas dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova moldados no domínio de CR **compacto**.

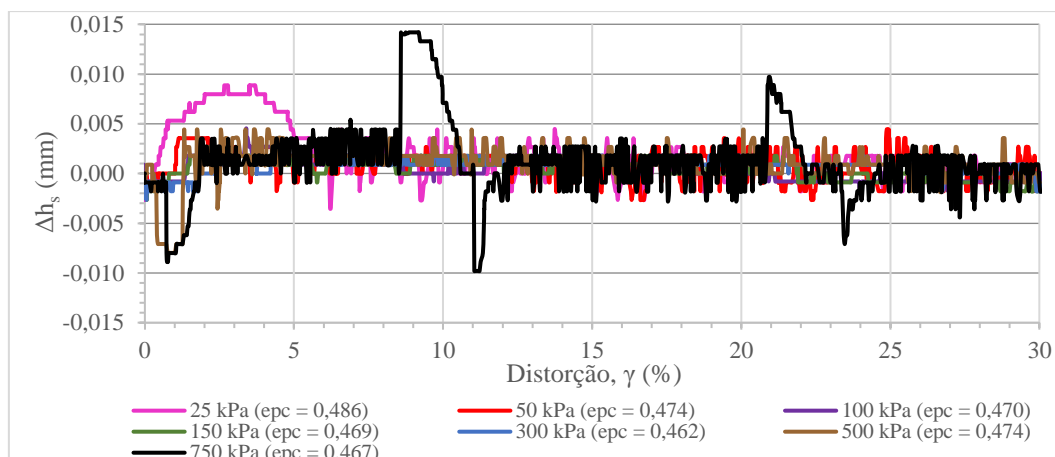


Figura 4.15 - Curvas Δh_s x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.

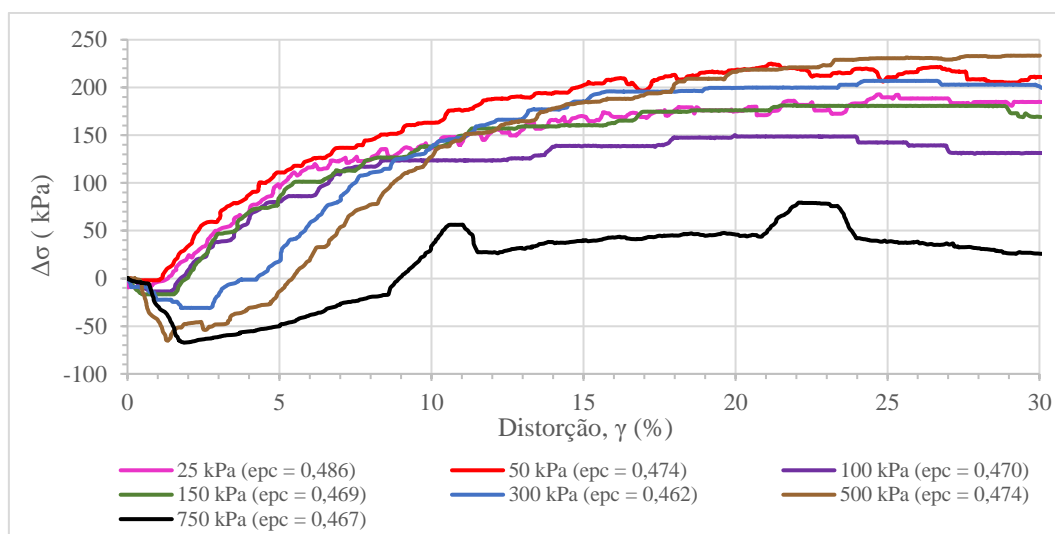


Figura 4.16 - Curvas $\Delta\sigma$ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.

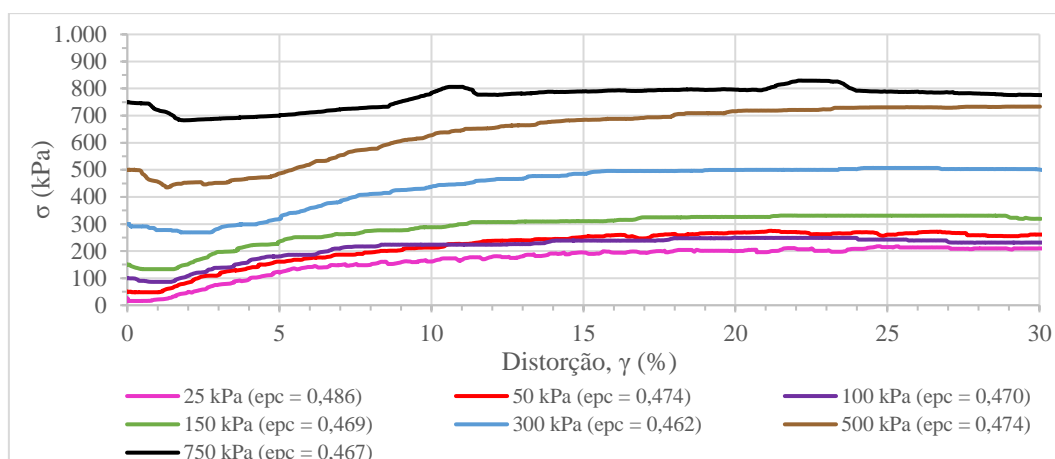


Figura 4.17- Curvas $\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.

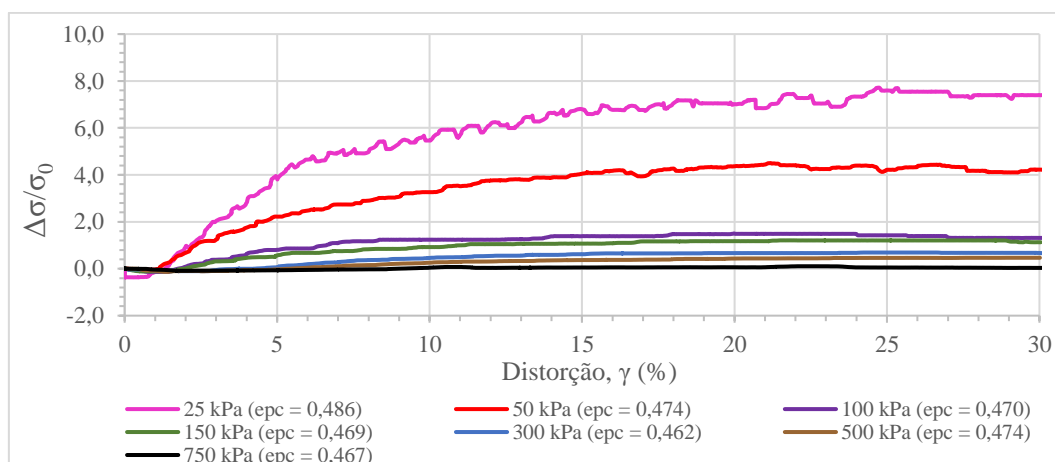


Figura 4.18 - Curvas $\Delta\sigma/\sigma_0 \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.

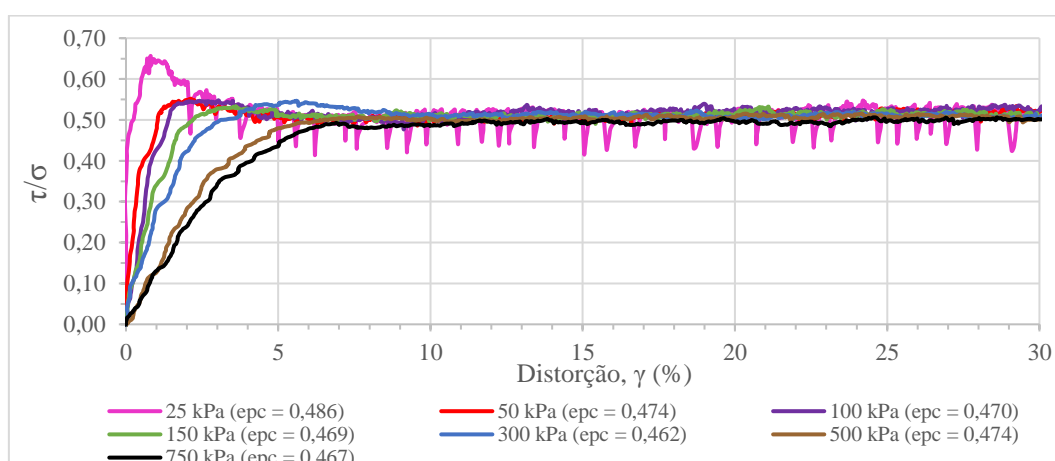


Figura 4.19 - Curvas $\tau/\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.

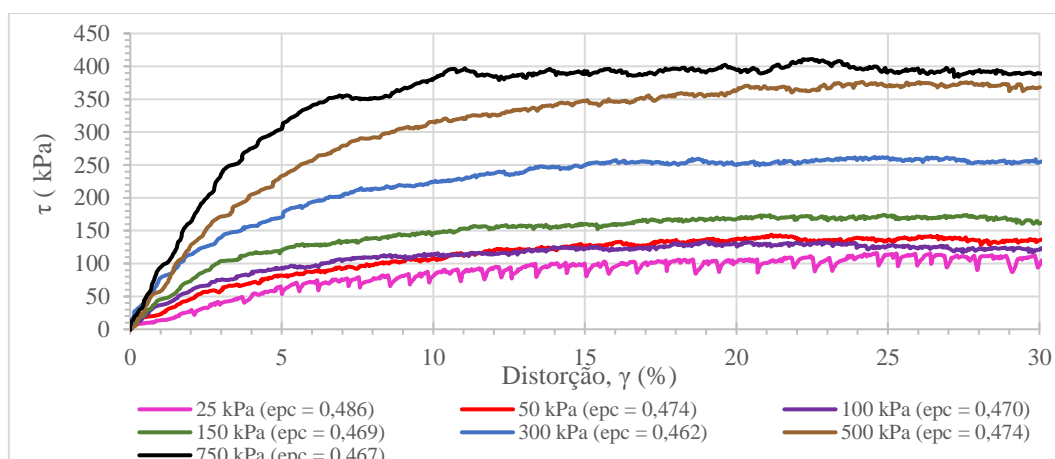


Figura 4.20 - Curvas τ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.

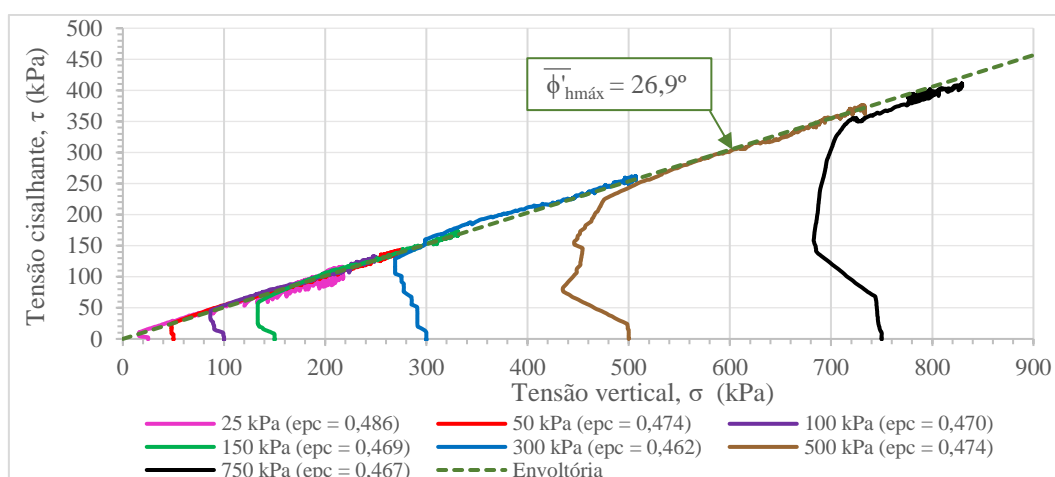


Figura 4.21 - Curvas τ x σ dos corpos de prova moldados no domínio de CR compacto.

4.2.5 Domínio de CR muito compacto

A Tabela 4.5 apresenta as informações descritas no item 4.2.1 dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa (CR) **muito compacto**. O valor médio do índice de vazios de moldagem (e_0) desses corpos de prova é igual a **0,463**, que corresponde a uma compactidade relativa (CR_0) de **91 %**. Após a deformação vertical ocorrida na fase de compressão edométrica (Δh_c), os valores de índice de vazios (e_{pc}) ficaram situados entre 0,422 e 0,449, que correspondem a valores de CR_{pc} iguais a 104 % e 96 %, respectivamente. O valor de 104 % é explicado pelo fato de $e_{pc} = 0,422$ ser menor do que o valor adotado para $e_{mín}$, igual a 0,435.

Tabela 4.5 - Valores de “e” e de CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.

e_0	CR ₀ (%)	σ_0 (kPa)	Δh_c (mm)	e_{pc}	CR _{pc} (%)
0,459	93	25	0,34	0,431	101(*)
0,460	92	50	0,18	0,449	96
0,445	97	100	0,22	0,432	101(*)
0,480	86	150	0,50	0,444	97
0,483	85	300	0,62	0,440	98
0,463	91	500	0,64	0,425	103(*)
0,452	95	750	0,61	0,422	104(*)

OBS: $e_{\min} = 0,435$ e $e_{\max} = 0,760$;

(*) valor superior a 100 % uma vez que o valor de e_{pc} é inferior ao valor adotado para e_{\min} .

As Figuras 4.22 a 4.28, a seguir, mostram as curvas (a) a (g) descritas no item 4.2.1 obtidas dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova moldados no domínio de CR **muito compacto**.

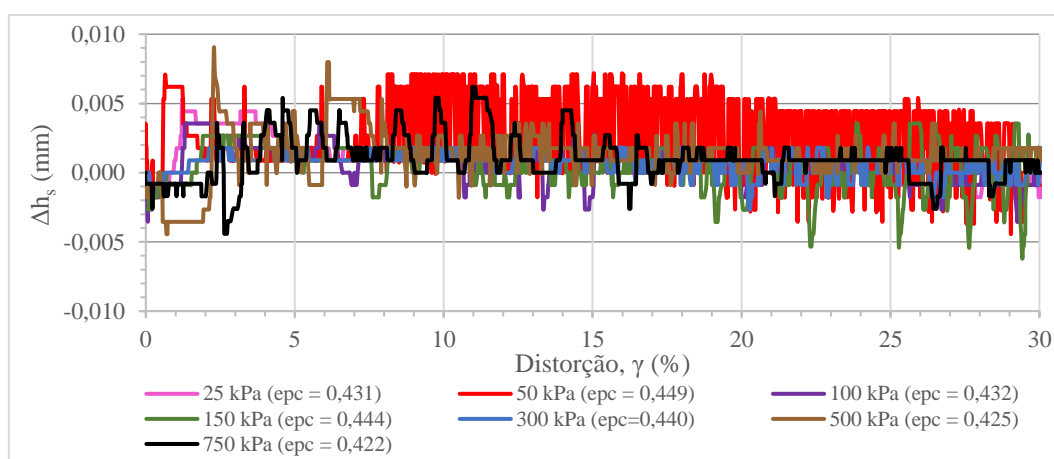


Figura 4.22 - Curvas Δh_s x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.

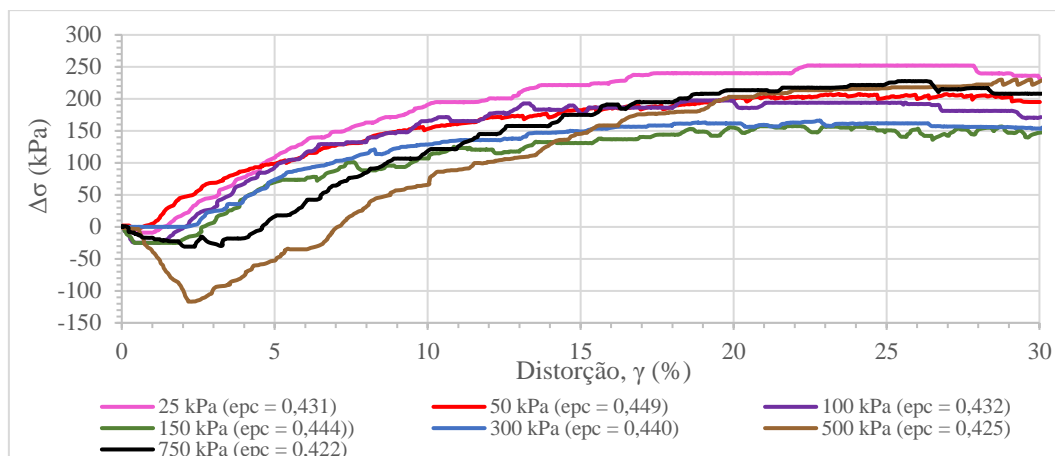


Figura 4.23 - Curvas $\Delta\sigma$ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.

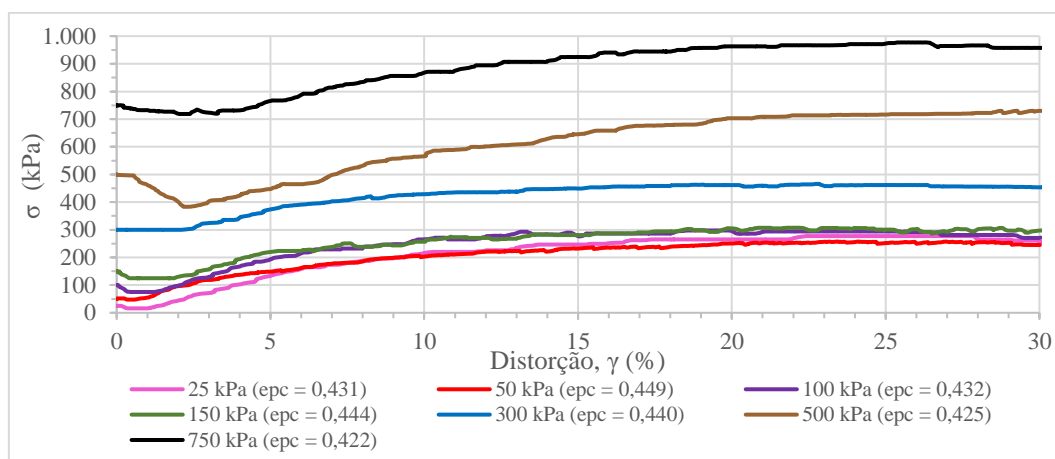


Figura 4.24 - Curvas σ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.

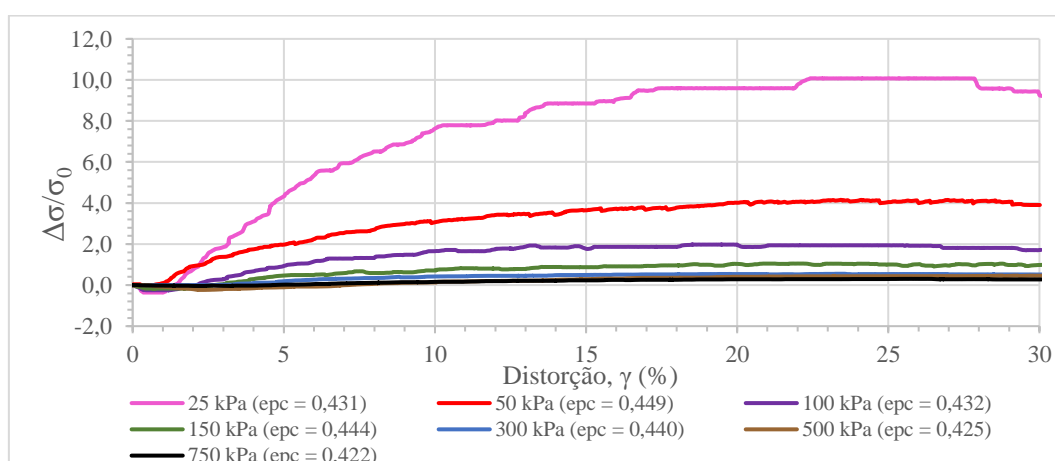


Figura 4.25 - Curvas $\Delta\sigma/\sigma_0$ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.

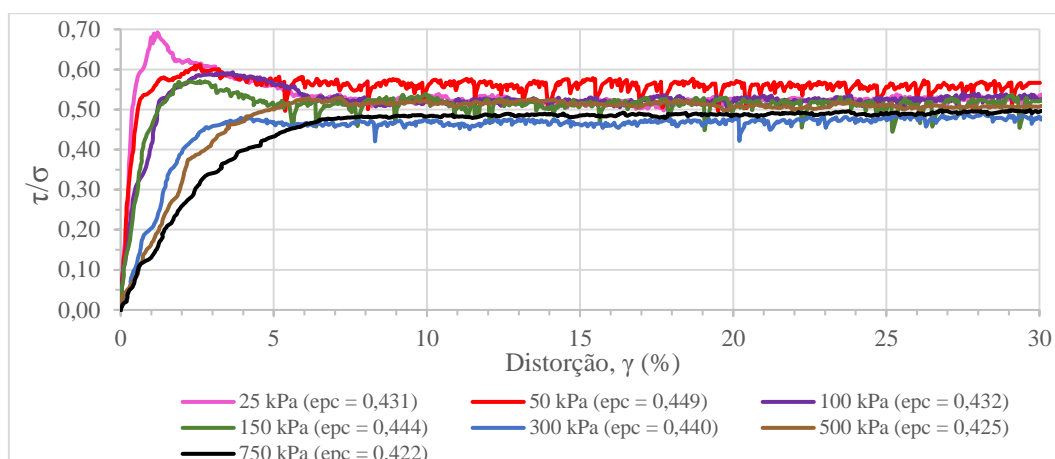


Figura 4.26 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.

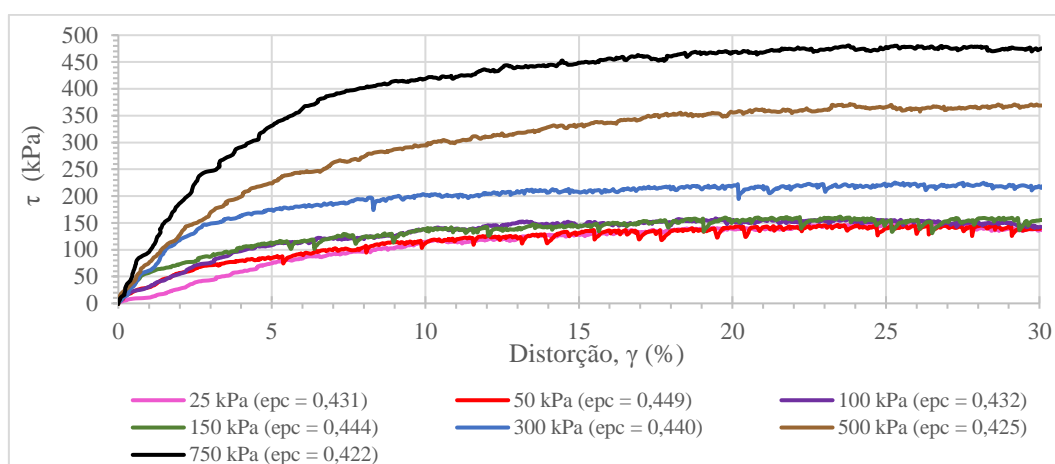


Figura 4.27 - Curvas τ x γ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.

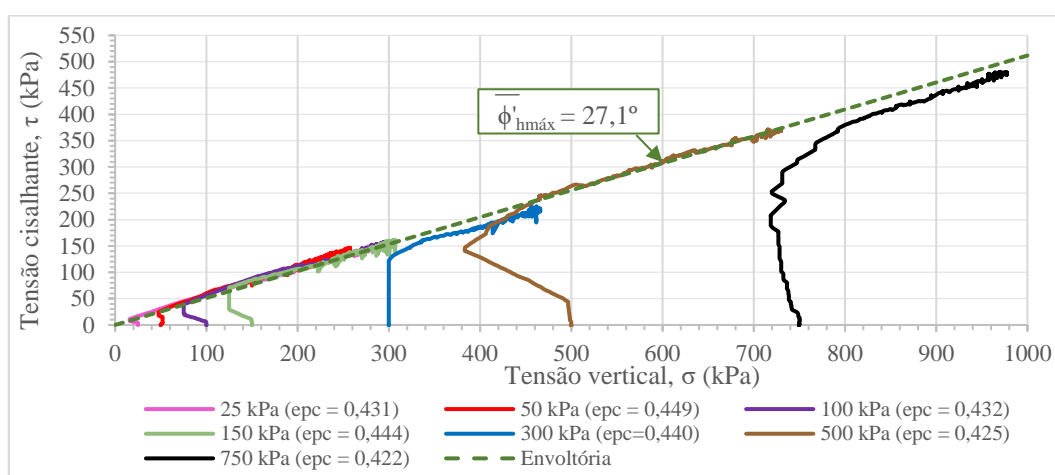


Figura 4.28 - Curvas τ x σ dos corpos de prova moldados no domínio de CR muito compacto.

4.3

Resultados agrupados por valor de tensão vertical inicial

4.3.1

Considerações iniciais

Neste item 4.3 são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento simples agrupados por valor de tensão vertical (normal) inicial (σ_0). Para cada grupo de ensaios submetidos ao mesmo valor de σ_0 é apresentada uma tabela contendo as seguintes informações:

- (a) O índice de vazios de moldagem do corpo de prova (e_0), a respectiva compacidade relativa (CR_0), e o respectivo domínio de compacidade relativa;
- (b) A deformação vertical do corpo de prova ocorrida na fase de compressão edométrica (Δh_c);
- (c) O índice de vazios do corpo de prova após a fase de compressão edométrica, isto é, pré-cisalhamento (e_{pc}) e a respectiva compacidade relativa (CR_{pc}).

Para cada grupo de ensaios submetidos ao mesmo valor de σ_0 são apresentadas as seguintes curvas obtidas das fases de cisalhamento dos ensaios:

- (a) Variação da tensão vertical ($\Delta\sigma$) *versus* distorção (γ);
- (b) Tensão vertical (corrente) (σ) *versus* distorção (γ);
- (c) Tensão cisalhante no plano horizontal dividida pela tensão vertical (corrente) (τ/σ) *versus* distorção (γ);
- (d) Tensão cisalhante no plano horizontal (τ) *versus* distorção (γ);

Nas legendas dessas figuras as curvas dos ensaios são identificadas da seguinte forma: “domínio de compacidade relativa ($e_{pc} = Y$)”, onde Y é o valor do índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}) do corpo de prova. Por exemplo: “Compacto ($e_{pc} = 0,570$)”.

4.3.2

Tensão vertical inicial de 25 kPa

A Tabela 4.6, a seguir, apresenta as informações descritas no item 4.3.1 dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 25 kPa.

Tabela 4.6 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 25$ kPa.

e_0	CR ₀ (%)	Domínio de CR ₀	Δh_c (mm)	e_{pc}	CR _{pc} (%)
0,651	34	Fofo	0,38	0,615	45
0,562	61	Médio	0,24	0,542	67
0,511	77	Compacto	0,30	0,486	84
0,459	93	Muito compacto	0,34	0,431	101(*)

OBS: $e_{\min} = 0,435$ e $e_{\max} = 0,760$;

(*) valor superior a 100 %, uma vez que o valor de e_{pc} é inferior ao valor adotado para e_{\min} .

As Figuras 4.29 a 4.32, a seguir, mostram as curvas (a) a (d) descritas no item 4.3.1 obtidas dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 25 kPa.

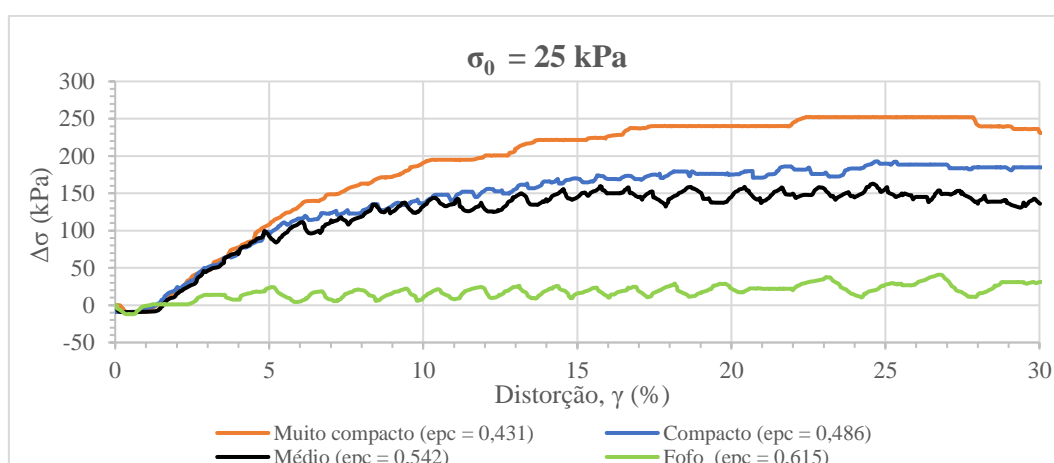


Figura 4.29 - Curvas $\Delta\sigma$ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 25$ kPa.

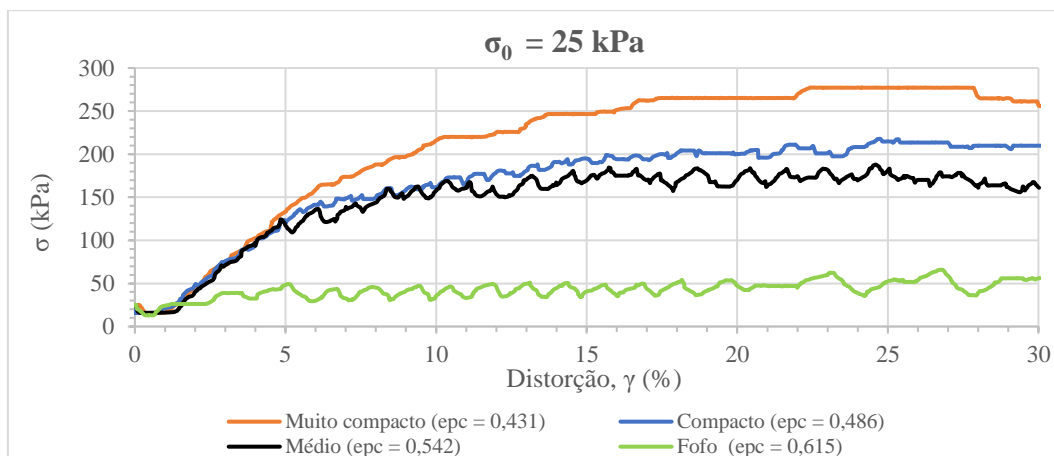


Figura 4.30 - Curvas $\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 25 \text{ kPa}$.

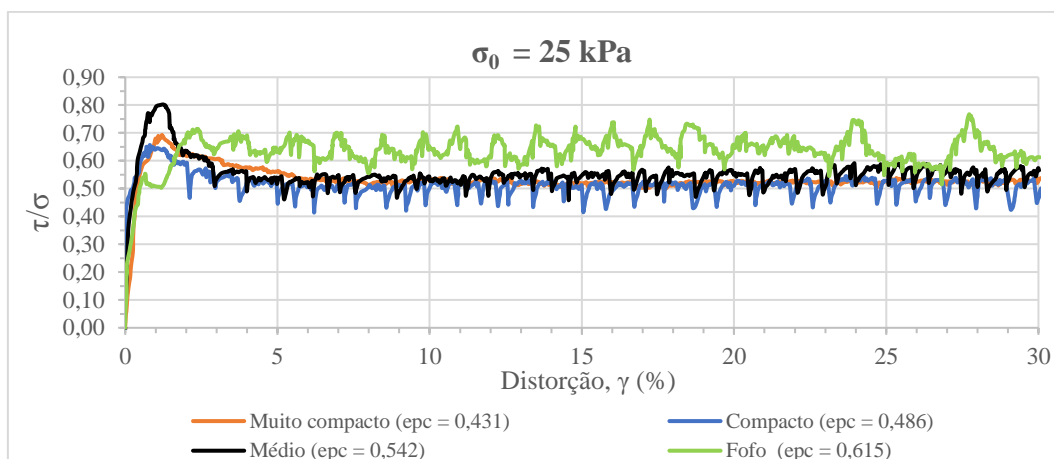


Figura 4.31 - Curvas $\tau/\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 25 \text{ kPa}$.

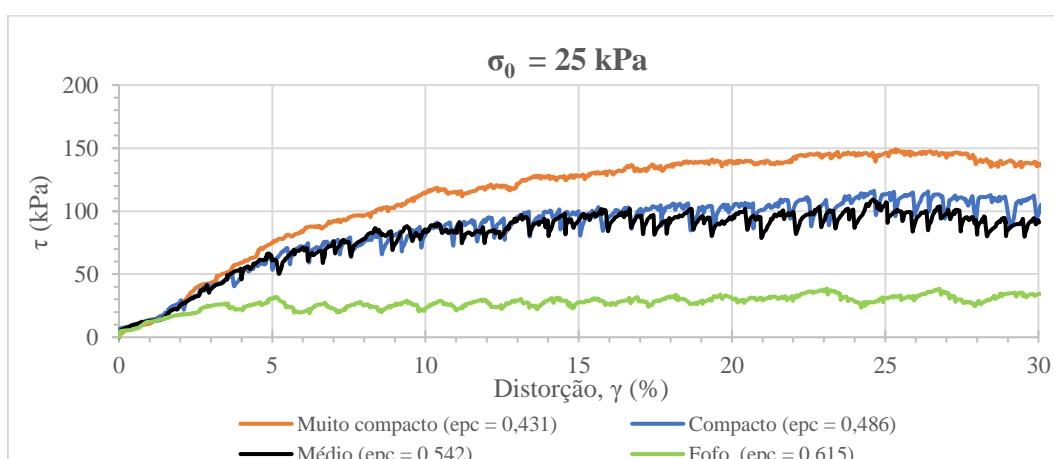


Figura 4.32 - Curvas $\tau \times \gamma$ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 25 \text{ kPa}$.

4.3.3 Tensão vertical inicial de 50 kPa

A Tabela 4.7, a seguir, apresenta as informações descritas no item 4.3.1 dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 50 kPa.

Tabela 4.7 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 50$ kPa.

e_0	CR ₀ (%)	Domínio de CR ₀	Δh_c (mm)	e_{pc}	CR _{pc} (%)
0,674	26	Fofo(A)	0,72	0,604	48
0,661	30	Fofo(B)	0,64	0,600	49
0,575	57	Médio	0,45	0,537	69
0,498	81	Compacto	0,29	0,474	88
0,460	92	Muito compacto	0,18	0,449	96

OBS: $e_{mín} = 0,435$ e $e_{máx} = 0,760$;

As Figuras 4.33 a 4.36, a seguir, mostram as curvas (a) a (d) descritas no item 4.3.1 obtidas dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 50 kPa.

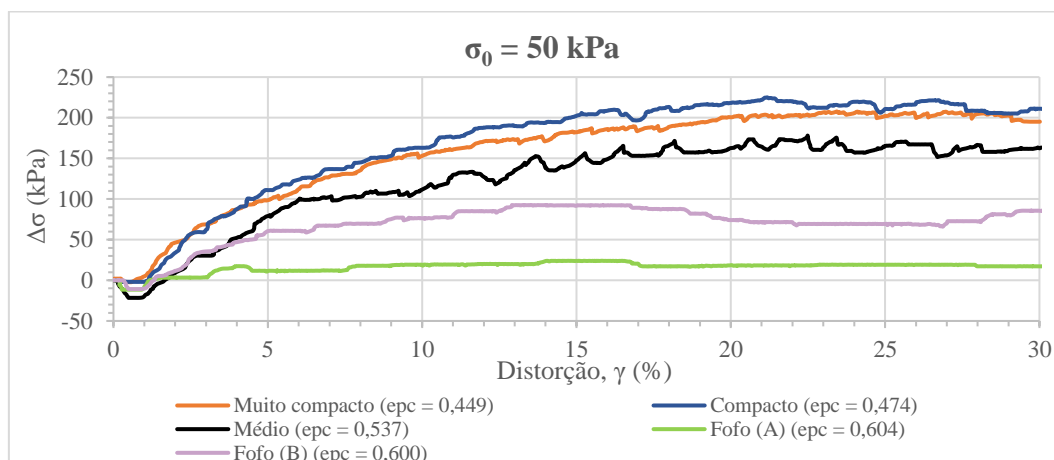


Figura 4.33 - Curvas $\Delta\sigma$ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 50$ kPa.

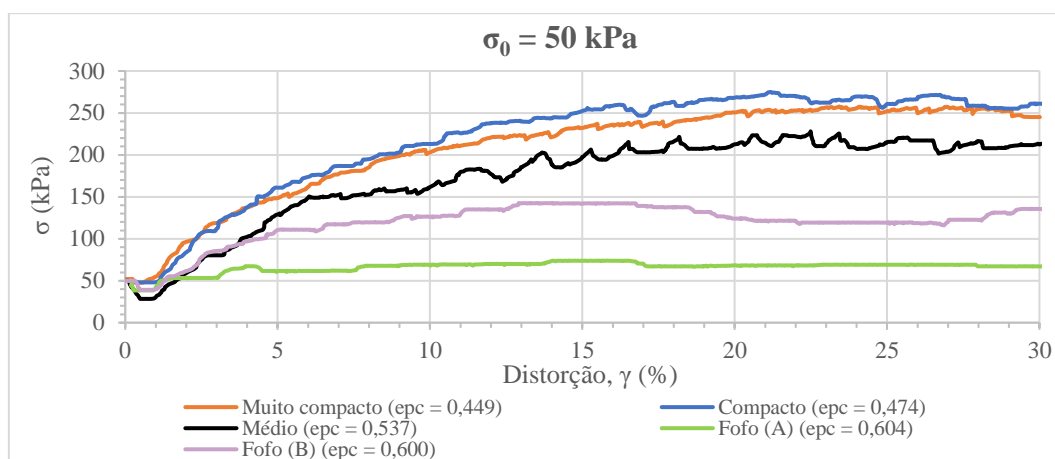


Figura 4.34 - Curvas $\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 50$ kPa.

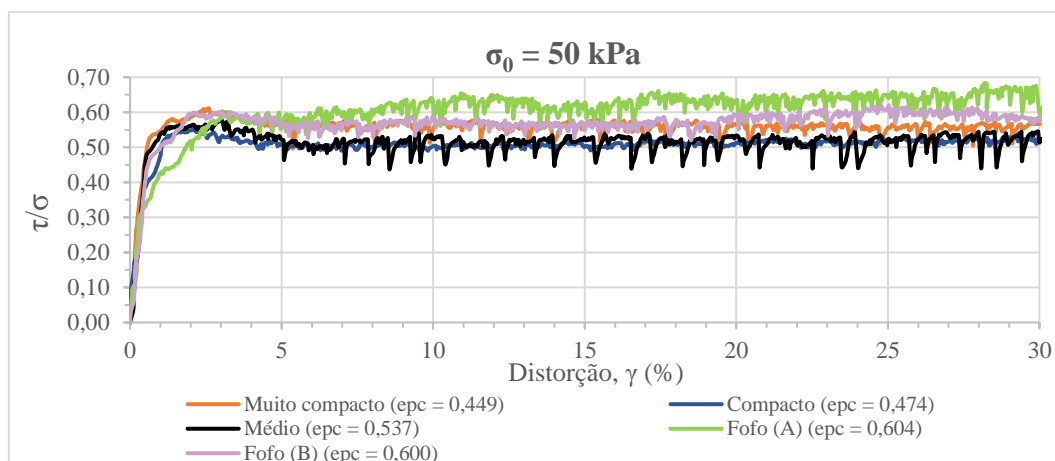


Figura 4.35 - Curvas $\tau/\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 50$ kPa.

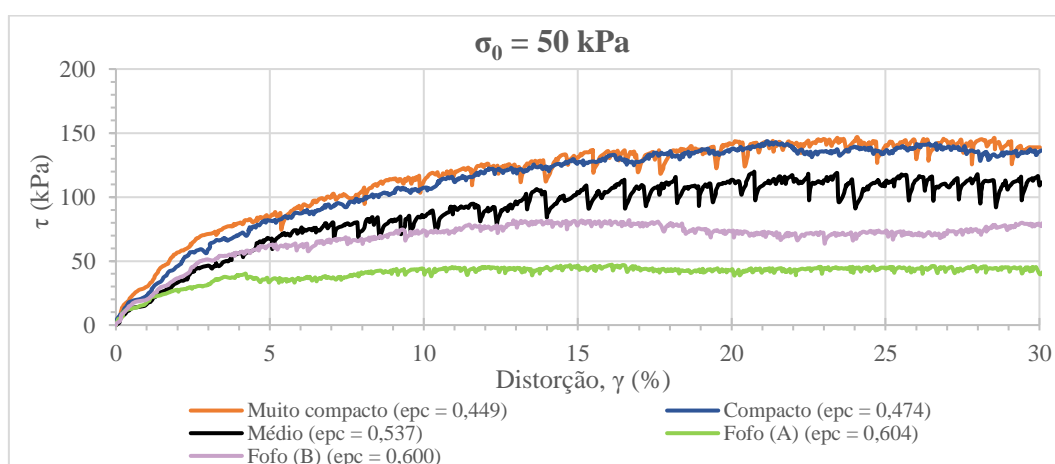


Figura 4.36 - Curvas $\tau \times \gamma$ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 50$ kPa.

4.3.4

Tensão vertical inicial de 100 kPa

A Tabela 4.8, a seguir, apresenta as informações descritas no item 4.3.1 dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 100 kPa.

Tabela 4.8 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 100$ kPa.

e_0	CR ₀ (%)	Domínio de CR ₀	Δh_c (mm)	e_{pc}	CR _{pc} (%)
0,657	32	Fofo	0,42	0,621	43
0,596	50	Médio	0,43	0,561	61
0,502	79	Compacto	0,42	0,470	89
0,445	97	Muito compacto	0,22	0,432	101*

OBS: $e_{\min} = 0,435$ e $e_{\max} = 0,760$;

(*) valor superior a 100 %, uma vez que o valor de e_{pc} é inferior ao valor adotado para e_{\min} .

As Figuras 4.37 a 4.40, a seguir, mostram as curvas (a) a (d) descritas no item 4.3.1 obtidas dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 100 kPa.

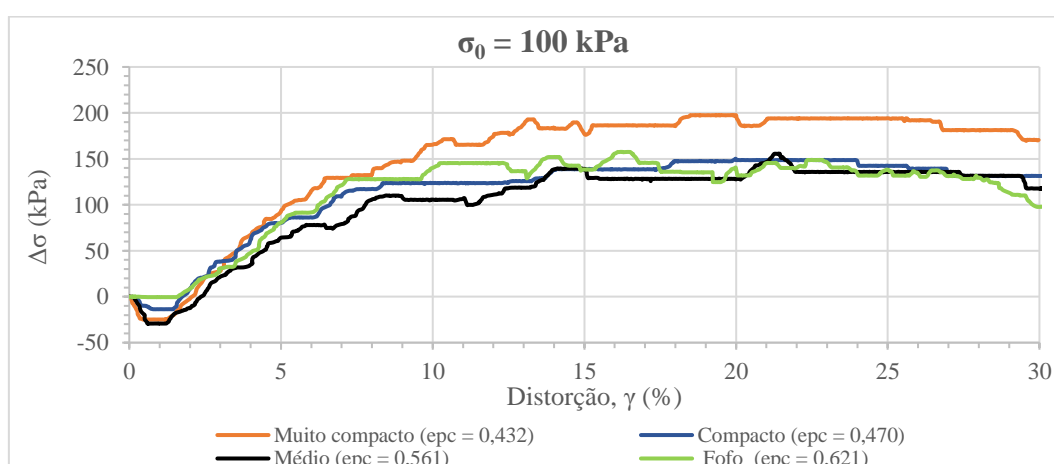


Figura 4.37 - Curvas $\Delta\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 100$ kPa.

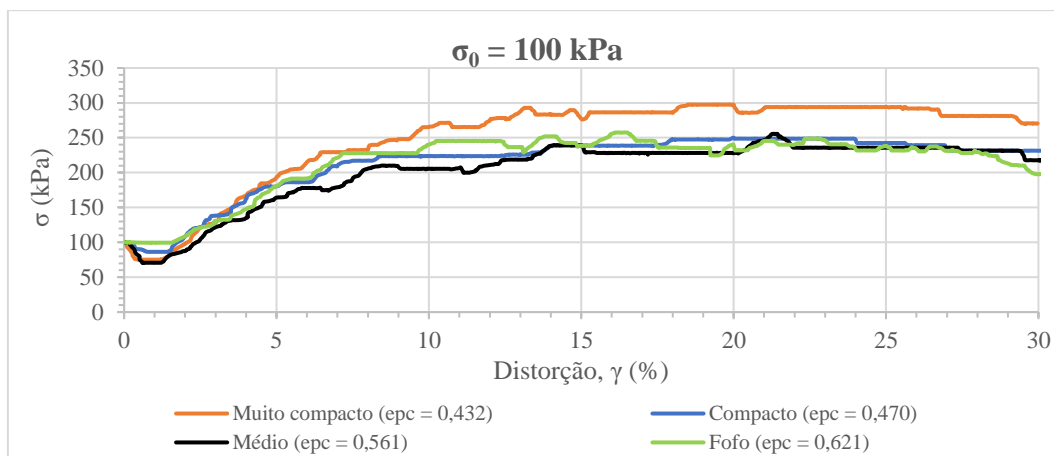


Figura 4.38 - Curvas σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 100$ kPa.

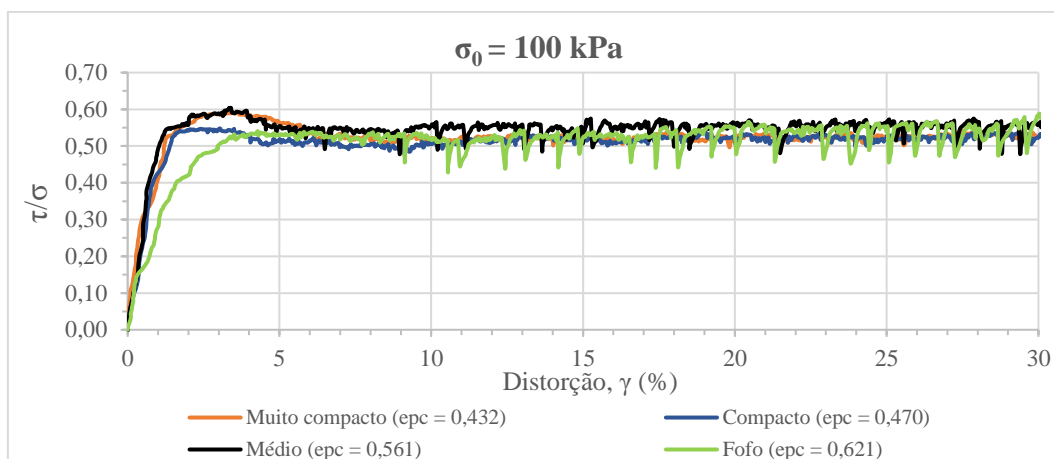


Figura 4.39 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 100$ kPa.

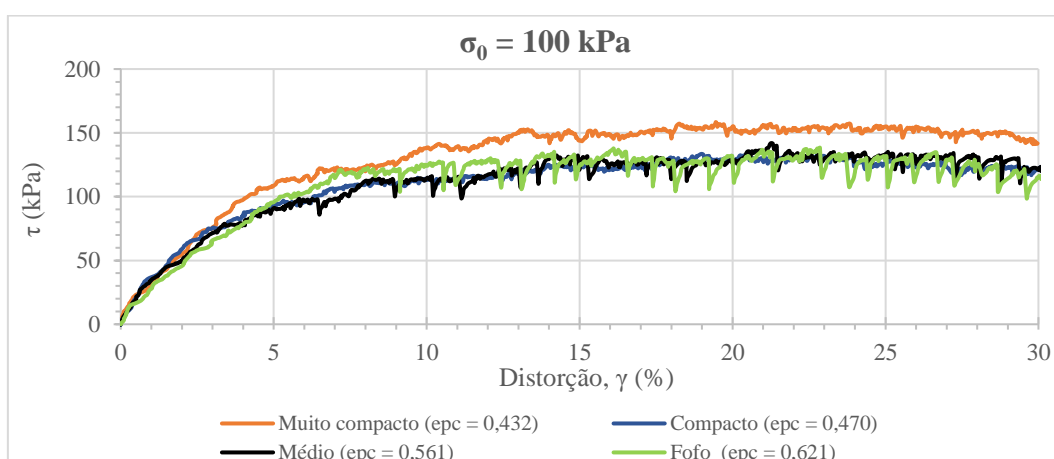


Figura 4.40 - Curvas τ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 100$ kPa.

4.3.5

Tensão vertical inicial de 150 kPa

A Tabela 4.9, a seguir, apresenta as informações descritas no item 4.3.1 dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 150 kPa.

Tabela 4.9 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 150$ kPa.

e_0	CR ₀ (%)	Domínio de CR ₀	Δh_c (mm)	e_{pc}	CR _{pc} (%)
0,645	35	Fofo	0,61	0,593	51
0,590	52	Médio	0,50	0,550	65
0,503	79	Compacto	0,48	0,469	90
0,480	86	Muito compacto	0,50	0,444	97

OBS: $e_{\min} = 0,435$ e $e_{\max} = 0,760$;

As Figuras 4.41 a 4.44, a seguir, mostram as curvas (a) a (d) descritas no item 4.3.1 obtidas dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 150 kPa.

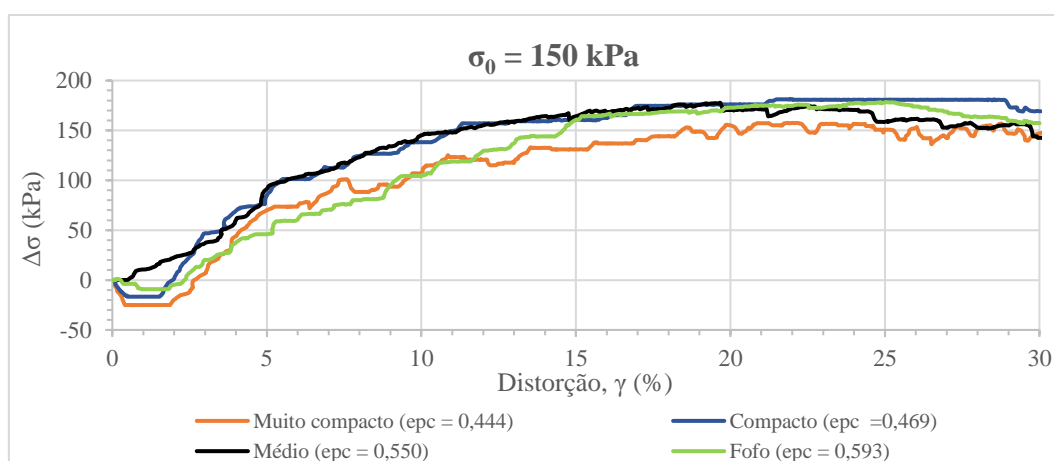


Figura 4.41 - Curvas $\Delta\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 150$ kPa.

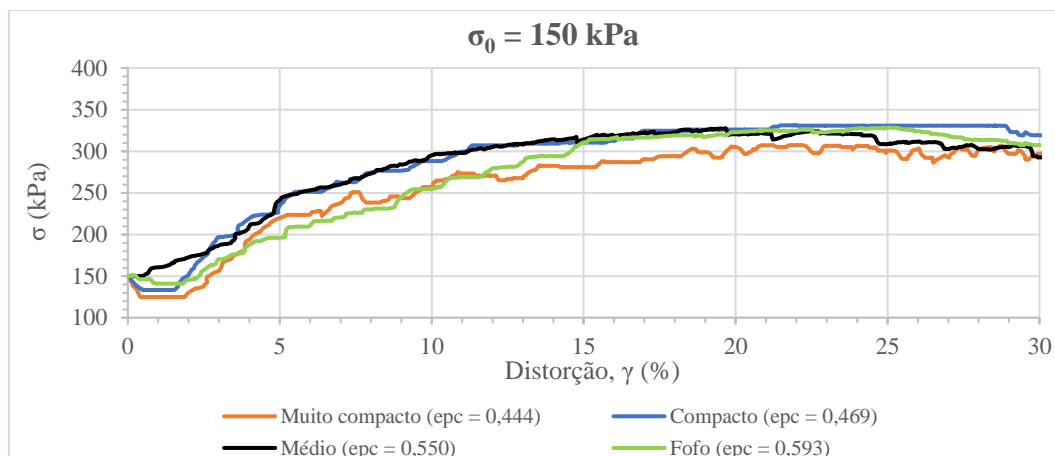


Figura 4.42 - Curvas σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 150$ kPa.

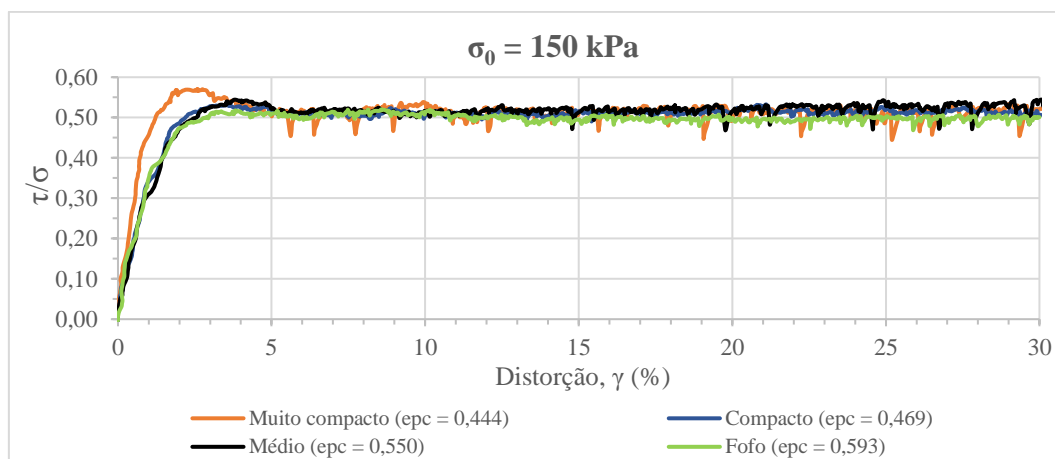


Figura 4.43 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 150$ kPa.

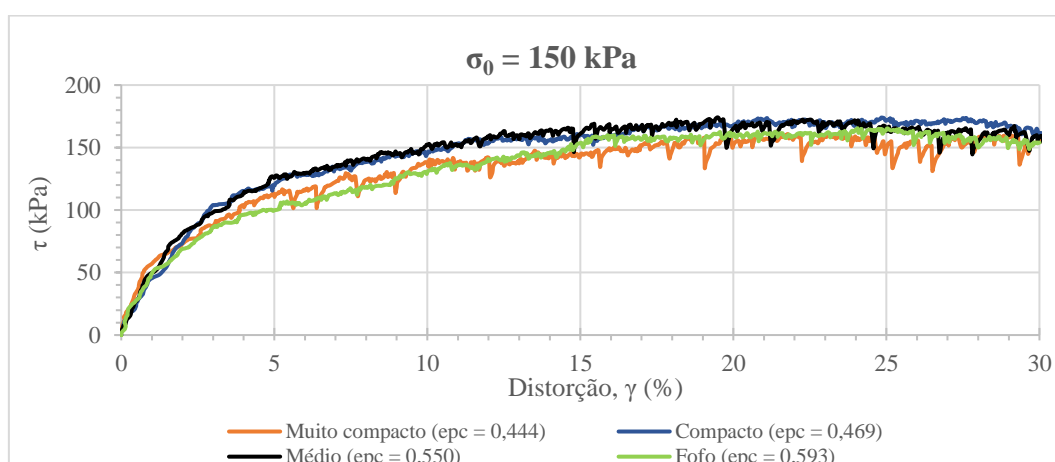


Figura 4.44 - Curvas τ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 150$ kPa.

4.3.6

Tensão vertical inicial de 300 kPa

A Tabela 4.10, a seguir, apresenta as informações descritas no item 4.3.1 dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 300 kPa.

Tabela 4.10 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 300$ kPa.

e_0	CR ₀ (%)	Domínio de CR ₀	Δh_c (mm)	e_{pc}	CR _{pc} (%)
0,647	35	Fofo	0,56	0,601	49
0,615	45	Médio	0,56	0,570	58
0,495	82	Compacto	0,51	0,462	92
0,483	85	Muito compacto	0,62	0,440	98

OBS: $e_{\min} = 0,435$ e $e_{\max} = 0,760$;

As Figuras 4.45 a 4.48, a seguir, mostram as curvas (a) a (d) descritas no item 4.3.1 obtidas dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 300 kPa.

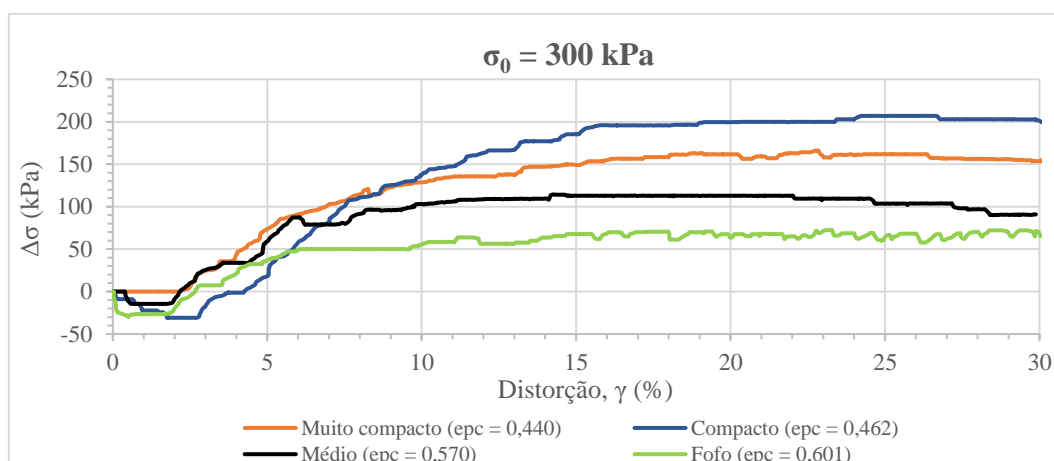


Figura 4.45 - Curvas $\Delta\sigma$ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 300$ kPa.

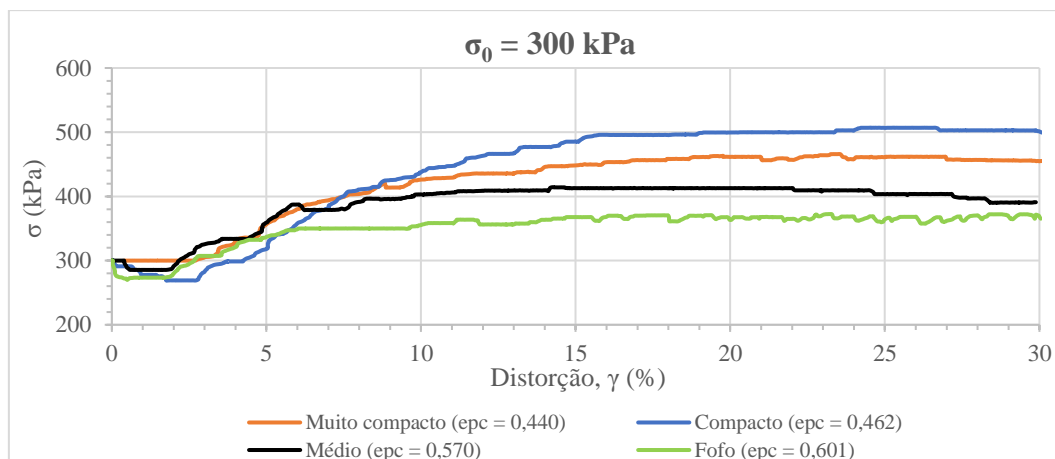


Figura 4.46 - Curvas σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 300$ kPa.

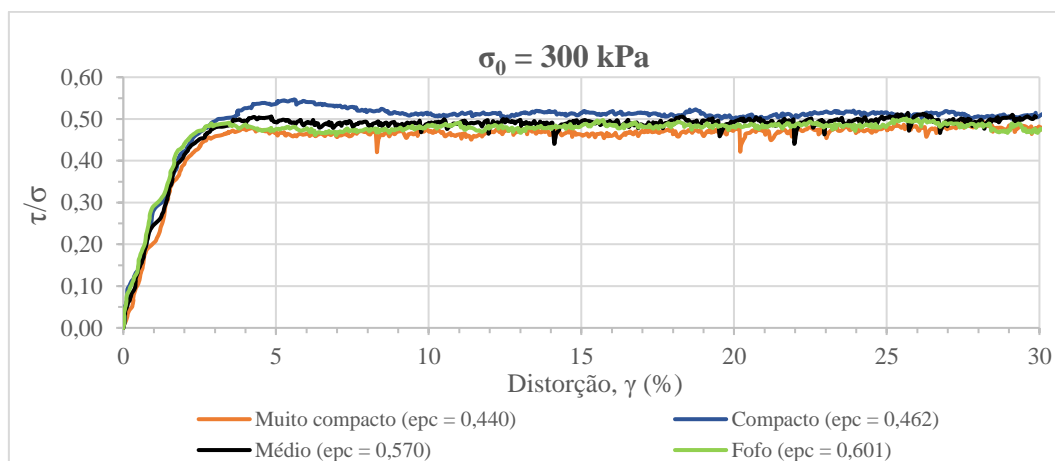


Figura 4.47 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 300$ kPa.

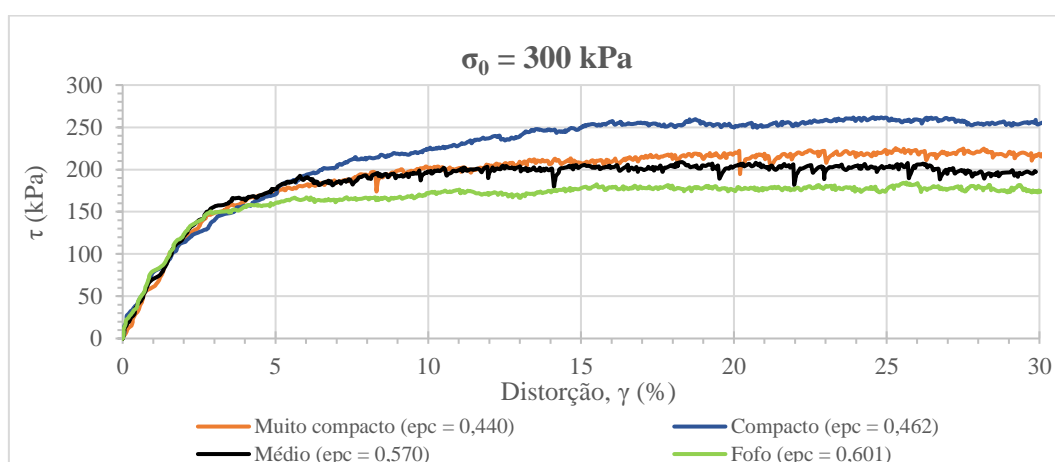


Figura 4.48 - Curvas τ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 300$ kPa.

4.3.7

Tensão vertical inicial de 500 kPa

A Tabela 4.11, a seguir, apresenta as informações descritas no item 4.3.1 dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 500 kPa.

Tabela 4.11 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 500$ kPa.

e_0	CR ₀ (%)	Domínio de CR ₀	Δh_c (mm)	e_{pc}	CR _{pc} (%)
0,640	37	Fofo(A)	0,83	0,577	56
0,639	37	Fofo(B)	0,85	0,575	57
0,583	54	Médio	0,55	0,550	65
0,510	77	Compacto	0,60	0,474	88
0,463	91	Muito compacto	0,64	0,425	103*

OBS: $e_{\min} = 0,435$ e $e_{\max} = 0,760$;

(*) valor superior a 100 %, uma vez que o valor de e_{pc} é inferior ao valor adotado para e_{\min} .

As Figuras 4.49 a 4.52, a seguir, mostram as curvas (a) a (d) descritas no item 4.3.1 obtidas dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 500 kPa.

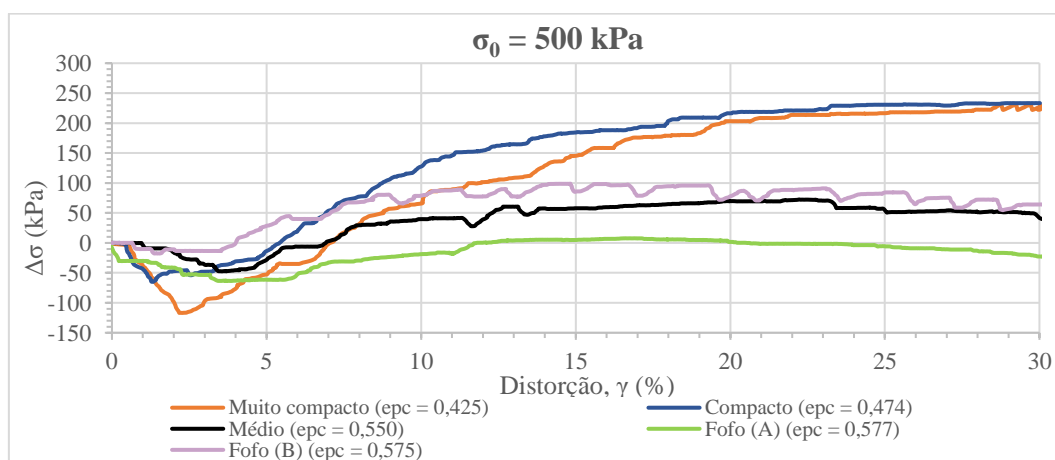


Figura 4.49 - Curvas $\Delta\sigma$ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 500$ kPa.

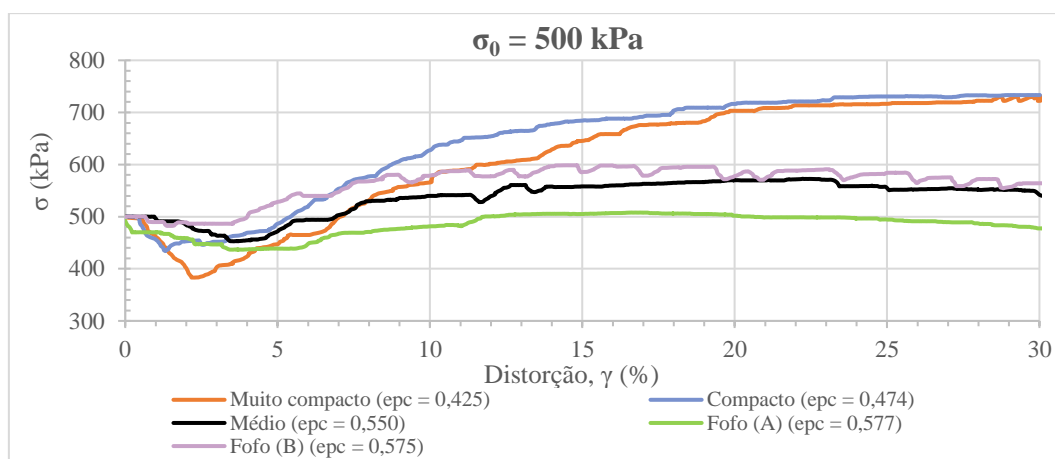


Figura 4.50 - Curvas σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 500$ kPa.

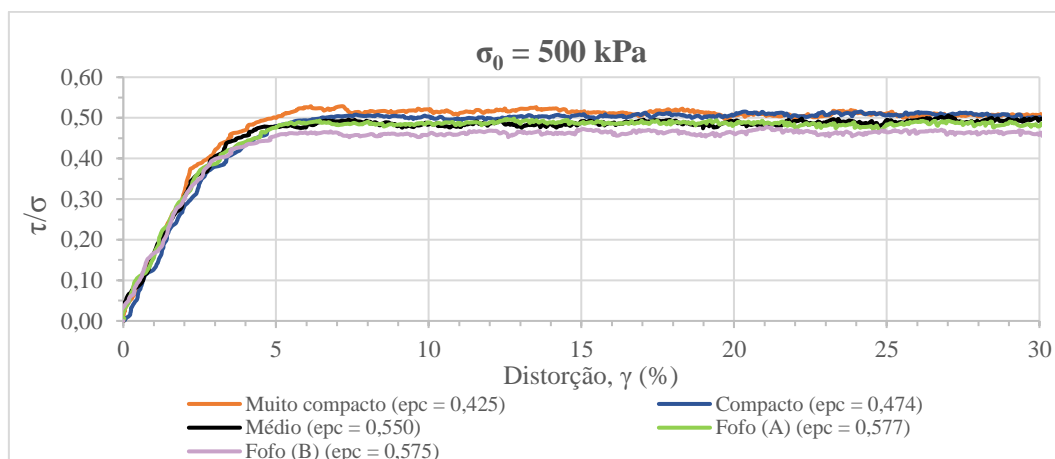


Figura 4.51 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 500$ kPa.

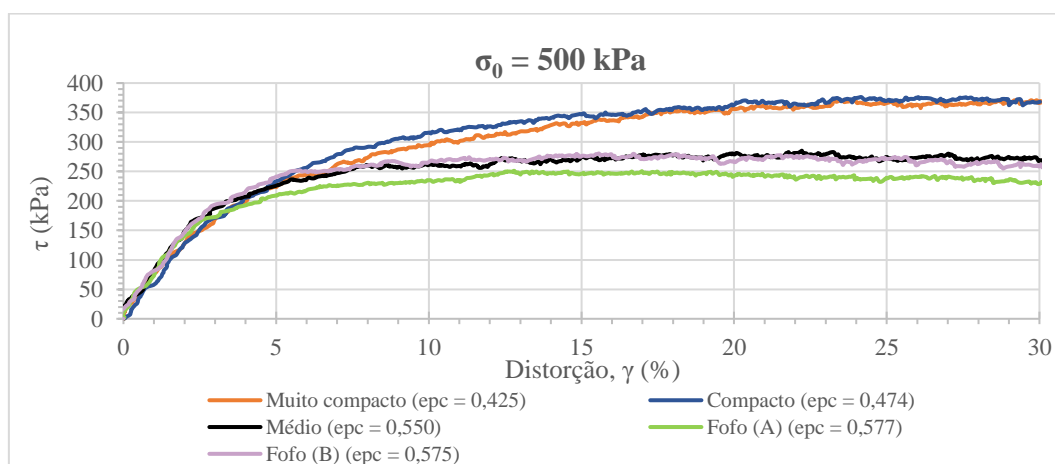


Figura 4.52 - Curvas τ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 500$ kPa.

4.3.8

Tensão vertical inicial de 750 kPa

A Tabela 4.12, a seguir, apresenta as informações descritas no item 4.3.1 dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 750 kPa.

Tabela 4.12 - Valores de “e” e CR, de moldagem e pré-cisalhamento, dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 750$ kPa.

e_0	CR ₀ (%)	Domínio de CR ₀	Δh_c (mm)	e_{pc}	CR _{pc} (%)
0,651	34	Fofo	0,86	0,590	52
0,570	58	Médio	0,68	0,531	70
0,499	80	Compacto	0,62	0,467	90
0,452	95	Muito compacto	0,61	0,422	104*

OBS: $e_{\min} = 0,435$ e $e_{\max} = 0,760$;

(*) valor superior a 100 %, uma vez que o valor de e_{pc} é inferior ao valor adotado para e_{\min} .

As Figuras 4.53 a 4.56, a seguir, mostram as curvas (a) a (d) descritas no item 4.3.1 obtidas dos ensaios de cisalhamento simples realizados nos corpos de prova submetidos à tensão vertical inicial (σ_0) de 750 kPa.

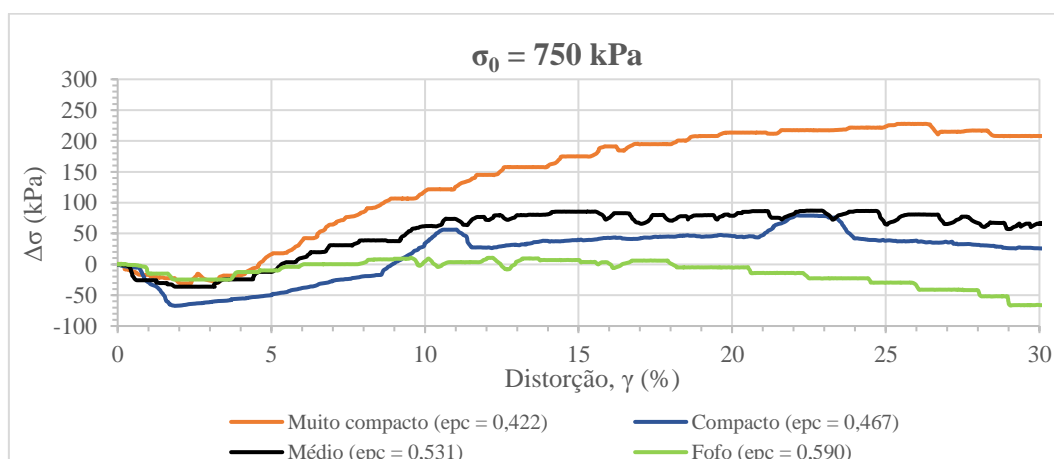


Figura 4.53 - Curvas $\Delta\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 750$ kPa.

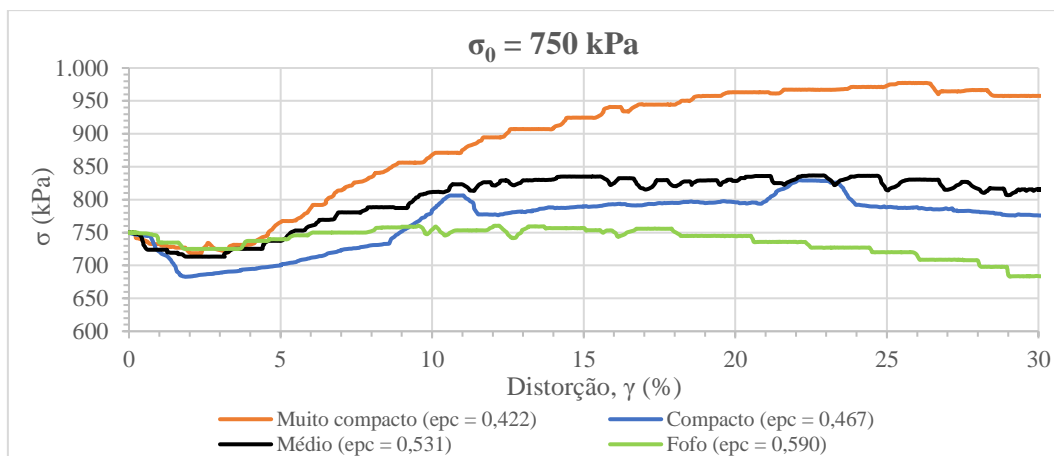


Figura 4.54 - Curvas σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 750$ kPa.

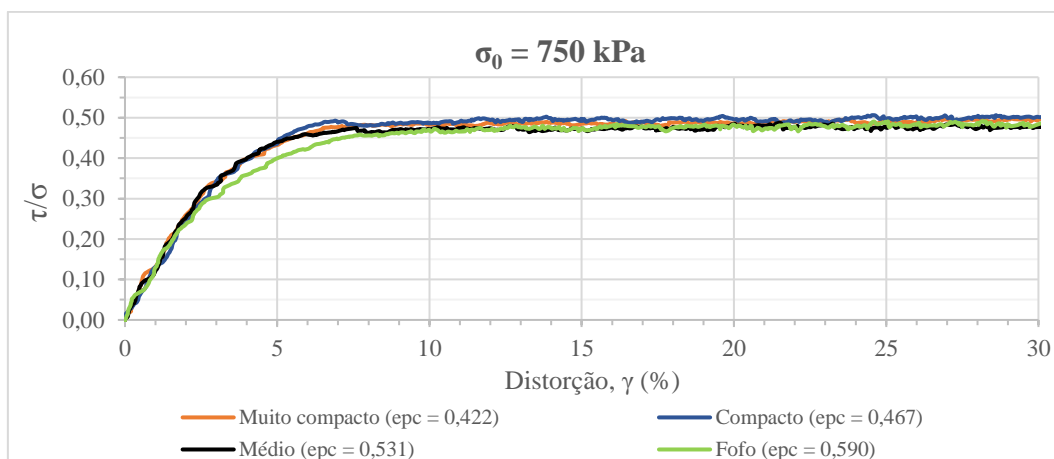


Figura 4.55 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 750$ kPa.

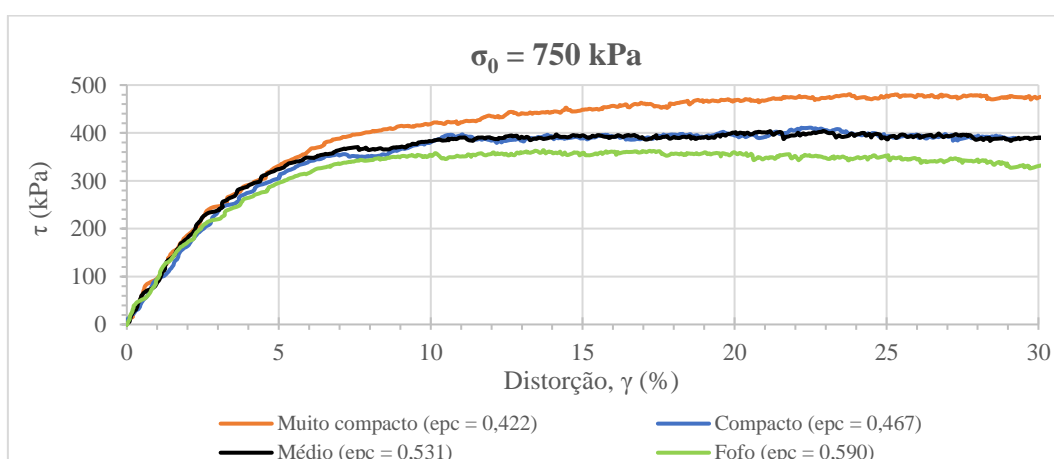


Figura 4.56 - Curvas τ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 750$ kPa.

5

Análise dos resultados

5.1

Considerações iniciais

Neste item, são discutidos os resultados dos ensaios de cisalhamento simples, os quais foram apresentados no item 4 agrupados tanto por domínio de compacidade relativa (item 4.2) como por valor de tensão vertical inicial (item 4.3).

Seguindo a mesma organização do item 4, este item 5 é subdividido em dois itens, a saber: (5.2) análise dos resultados agrupados por domínio de compacidade relativa; e (5.3) análise dos resultados agrupados por valor de tensão vertical inicial.

Na análise dos resultados agrupados por domínio de compacidade relativa (CR), avalia-se a influência da tensão vertical inicial (σ_0) no comportamento dos corpos de prova durante o cisalhamento, dentro de cada domínio de CR.

Na análise dos resultados agrupados por valor de tensão vertical inicial (σ_0), avalia-se a influência do índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}) no comportamento dos corpos de prova durante o cisalhamento, dentro de cada grupo de mesmo σ_0 .

Deve-se chamar a atenção para o fato de que embora os ensaios/corpos de prova sejam referenciados pela classificação quanto ao domínio de compacidade relativa referente ao índice de vazios de moldagem (e_0), o que ditou o comportamento no cisalhamento foi o índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}). Conforme mencionado, infelizmente não se conseguiu moldar corpos de prova no domínio de CR muito fofo. Os corpos de prova com índices de vazios mais elevados foram moldados com valores de CR próximos ao limite superior do domínio fofo (35 %), os quais, após a fase de compressão edométrica, assumiram valores de índice de vazios pré-cisalhamento que os levariam a serem classificados como de domínio de CR médio (ver Tabela 4.2). Com isso, ao analisar os resultados, deve-se ter em mente que o espectro de valores de índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}) ensaiados nesta pesquisa não cobriu o intervalo de valores de índice de vazios entre os valores mínimo e máximo com a amplitude que se pretendia.

5.2

Análise dos resultados agrupados por domínio de compacidade relativa

5.2.1

Curvas “ $\Delta h_s \times \gamma$ ”, “ $\Delta \sigma \times \gamma$ ”, “ $\sigma \times \gamma$ ” e “ $\Delta \sigma / \sigma_0 \times \gamma$ ”

As curvas “ $\Delta h_s \times \gamma$ ” (Figura 4.1, Figura 4.8, Figura 4.15 e Figura 4.22, referentes aos domínios de CR fofo, médio, compacto e muito compacto, respectivamente) foram plotadas com o objetivo de avaliar se o servo-controle do equipamento para a manutenção da altura (e do volume) do corpo de prova “constante” funcionou de modo satisfatório. Dessas curvas observa-se que os valores de Δh_s oscilaram dentro de uma faixa de $\pm 0,007$ mm, com exceção para alguns poucos picos que ultrapassaram um pouco essa faixa em alguns ensaios, a saber: CR fofo sob $\sigma_0 = 50$ kPa (Figura 4.1), CR médio sob $\sigma_0 = 25$ kPa e $\sigma_0 = 50$ kPa (Figura 4.8), CR compacto sob $\sigma_0 = 25$ kPa, $\sigma_0 = 500$ kPa e $\sigma_0 = 750$ kPa (Figura 4.15) e no domínio de CR muito compacto sob $\sigma_0 = 500$ kPa (Figura 4.22), isto é, em sete de trinta ensaios. Assumindo uma altura do corpo de prova pré-cisalhamento (h_{pc}) de 15,5 mm, a faixa de variação de altura de $\pm 0,007$ mm corresponde a $\pm 0,045$ % em relação a h_{pc} , e, portanto, dentro da faixa recomendada pela norma ASTM D6528-17 (item 6.9), que é $\pm 0,05$ %. Ressalta-se ainda que o valor máximo do módulo de Δh_s observado foi 0,014 mm (isto é, 0,09 % em relação a h_{pc}), e que corresponde a 5 % do D_{10} da areia, igual a 0,28 mm. Assim, considera-se que o servo-controle funcionou razoavelmente bem para a maioria dos ensaios, aplicando-se uma velocidade de distorção igual a 10 %/h. Não obstante, vale investigar melhor o efeito da aplicação de uma velocidade de distorção bastante inferior a 10 %/h no funcionamento do servo-controle do equipamento.

Das curvas “ $\Delta \sigma \times \gamma$ ” (Figura 4.2, Figura 4.9, Figura 4.16 e Figura 4.23 referentes aos domínios de CR fofo, médio, compacto e muito compacto, respectivamente) observa-se que, no início do cisalhamento, quase todos os corpos de prova apresentaram a tendência de contrair, revelada pelo sinal negativo de $\Delta \sigma$, atingindo um ponto de mínimo, para a grande maioria. Isto significa que a tensão vertical (σ) foi inicialmente diminuída a fim de evitar a contração do corpo de prova, mantendo a sua altura (e o seu volume) constante, conforme pode ser visto

nas curvas “ $\sigma \times \gamma$ ” (Figura 4.3, Figura 4.10, Figura 4.17 e Figura 4.24, referentes aos domínios de CR fofo, médio, compacto e muito compacto, respectivamente).

Para um dado domínio de CR, o valor do módulo de $\Delta\sigma$ neste ponto de mínimo tende a ser, de um modo geral, tanto maior quanto maior o valor da tensão vertical inicial (σ_0) (ver Figuras 4.2, 4.9, 4.16 e 4.23). Isto deve indicar maior tendência de contração inicial quanto maior o valor de σ_0 . O valor da distorção (γ) neste ponto de mínimo também tende a ser tanto maior quanto maior o valor de σ_0 .

Em seguida, $\Delta\sigma$ aumenta, assumindo valores positivos e atingindo um ponto de máximo, a partir do qual se mantém praticamente constante (ver Figuras 4.2, 4.9, 4.16 e 4.23). Isto significa que a tensão vertical (σ) foi aumentada para além da tensão vertical inicial (σ_0) a fim de evitar a dilatação do corpo de prova, de modo a manter a sua altura (e o seu volume) constante, conforme pode ser visto nas curvas “ $\sigma \times \gamma$ ” (Figuras 4.3, 4.10, 4.17 e 4.24). As duas exceções a este comportamento são os ensaios do domínio de CR fofo sob $\sigma_0 = 750$ kPa e $\sigma_0 = 500$ kPa(A), os quais atingiram valores positivos de $\Delta\sigma$ muito baixos e em um pequeno trecho de γ e, após o ponto de máximo, voltaram decrescer, assumindo novamente valores negativos de $\Delta\sigma$ (ver Figura 4.2). Assim, esses corpos de prova permaneceram submetidos a valores de σ menores do que ou muito próximos a σ_0 durante quase todo o cisalhamento (ver Figura 4.3).

No que tange à influência do valor de σ_0 no valor máximo de $\Delta\sigma$ ($\Delta\sigma_{\text{máx}}$) (ver Figuras 4.2, 4.9, 4.16 e 4.23), embora não seja observada uma tendência muito clara, quatro aspectos merecem ser ressaltados:

- 1) Para o domínio de CR fofo, os corpos de prova sob $\sigma_0 = 500$ kPa(A) e $\sigma_0 = 750$ kPa apresentaram os menores valores de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$, sendo praticamente iguais, e próximos a zero (ver Figura 4.2);
- 2) Para o domínio de CR médio, os corpos de prova sob $\sigma_0 = 750$ kPa e sob $\sigma_0 = 500$ kPa apresentaram os menores valores de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$ e muito próximos entre si, o corpo de prova sob $\sigma_0 = 300$ kPa apresentou o

terceiro menor valor, e o corpo de prova sob $\sigma_0 = 100$ kPa apresentou o quarto menor valor (ver Figura 4.9);

- 3) Para o domínio de CR compacto, o corpo de prova sob $\sigma_0 = 750$ kPa apresentou o menor valor de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$, aliás sendo bastante inferior aos valores de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$ de todas as demais curvas (ver Figura 4.16);
- 4) Para o domínio de CR muito compacto, o corpo de prova sob $\sigma_0 = 25$ kPa apresentou o maior valor de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (ver Figura 4.23).

As constatações acima já pareciam ser um indício de que quanto maior o valor de σ_0 , menor a tendência do corpo de prova dilatar, traduzido em menor valor $\Delta\sigma_{\text{máx}}$. Ou ainda, quanto menor o valor de σ_0 , maior a tendência do corpo de prova dilatar, traduzido em maior valor $\Delta\sigma_{\text{máx}}$. No entanto, a análise da influência do valor de σ_0 na tendência do corpo de prova dilatar via observação de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$ não parece ser muito apropriada quando os valores de σ_0 variam dentro de um domínio muito amplo, de 25 kPa a 750 kPa. Por esta razão, decidiu-se plotar as curvas de $\Delta\sigma$ normalizadas em relação a σ_0 , isto é, $\Delta\sigma/\sigma_0 \times \gamma$ (Figura 4.4, Figura 4.11, Figura 4.18 e Figura 4.25, referentes aos domínios de CR fofo, médio, compacto e muito compacto, respectivamente).

As curvas $\Delta\sigma/\sigma_0 \times \gamma$ dos domínios de CR médio, compacto e muito compacto mostram claramente que, para um dado domínio de CR, quanto menor o valor σ_0 , maior o valor de $(\Delta\sigma/\sigma_0)_{\text{máx}}$, o que deve ser consequência da maior tendência do corpo de prova dilatar. Ou ainda, quanto maior o valor σ_0 , menor o valor de $(\Delta\sigma/\sigma_0)_{\text{máx}}$, o que deve ser consequência da menor tendência do corpo de prova dilatar. As curvas $\Delta\sigma/\sigma_0 \times \gamma$ do domínio de CR fofo também mostram esse mesmo tipo de influência de σ_0 no valor de $(\Delta\sigma/\sigma_0)_{\text{máx}}$, embora com alguns desvios. A Tabela 5.1 adiante mostra os valores de $(\Delta\sigma/\sigma_0)_{\text{máx}}$ de todos os ensaios.

Tanto as curvas $\Delta\sigma \times \gamma$ como principalmente as curvas $\Delta\sigma/\sigma_0 \times \gamma$ dos ensaios sob $\sigma_0 = 25$ kPa dos domínios de CR fofo, médio e compacto, bem como dos ensaios sob $\sigma_0 = 50$ kPa dos domínios de CR médio e compacto mostram oscilações (ou dentes) periódicas, as quais muito provavelmente são decorrentes do fenômeno conhecido como “*stick-slip*”. Adjémian & Evesque (2001), Doanh *et al.* (2013) e Xiao *et al.* (2019) investigaram este fenômeno em corpos de prova secos e saturados

de areias e de esferas de vidro submetidos a ensaios triaxiais drenados de compressão convencionais (CID_c). Mais recentemente, Domingos (2021) também identificou o fenômeno *stick-slip* em ensaios triaxiais drenados e não drenados de compressão convencionais (CID_c e CIU_c) realizados em corpos de prova saturados de uma amostra da areia da Praia de Ipanema coletada no mesmo local da amostra estudada nesta pesquisa. Esse fenômeno manifestou-se com muita nitidez nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados também na areia da Praia de Ipanema por Coutinho (2021). Nota-se que este fenômeno também apareceu nas curvas de outros ensaios de DSS desta pesquisa, porém com menos proeminência. O padrão de comportamento deste efeito aqui observado está em consonância com a constatação de Coutinho (2021) de que para um dado domínio de CR, quanto menor a tensão vertical aplicada ao corpo de prova, maior a manifestação do fenômeno “*stick-slip*”.

5.2.2

Curvas “ τ/σ x γ ”, “ τ x γ ” e “ τ x σ ”

Antes de iniciar a análise das curvas “ τ/σ x γ ”, “ τ x γ ” e “ τ x σ ”, vale chamar a atenção para os seguintes aspectos, alguns já discutidos nesta dissertação:

- (1) O valor de τ/σ corresponde ao coeficiente de atrito mobilizado no plano horizontal ($\mu_{h\text{ mob}}$), isto é, é a tangente do ângulo de atrito mobilizado no plano horizontal ($\text{tg } \phi'_{h\text{ mob}}$). Assim as curvas τ/σ x γ foram traçadas com a finalidade de avaliar a mobilização do atrito no plano horizontal à medida das distorções (γ);
- (2) A ruptura é aqui assumida ocorrer quando a tensão cisalhante (τ) no plano horizontal atinge o seu valor máximo ($\tau_{\text{máx}}$) e, portanto, a ruptura é avaliada nas curvas τ x γ ;
- (3) Como, no rigor da Mecânica, à princípio não se pode garantir que o plano horizontal seja o plano de ruptura, o ângulo de atrito calculado como $\arctg(\tau/\sigma)$ é chamado de ângulo de atrito mobilizado no plano horizontal ($\phi'_{h\text{ mob}}$), que atinge um valor máximo chamado de ($\phi'_{h\text{ máx}}$);
- (4) Como, de uma forma geral, o fenômeno da dilatância foi impedido de ocorrer pelo servo-controle do equipamento, então os cisalhamentos ocorreram a volume “constante”. “Desvios” dessa condição ocorreram

e serão interpretados caso a caso adiante. Assim, $\phi'_{h \text{ mob}}$ deve ser interpretado como ângulo de atrito “a volume constante” mobilizado no plano horizontal.

Dito isto, parte-se para as análises das curvas “ τ/σ x γ ”, “ τ x γ ” e “ τ x σ ”.

Das curvas “ τ/σ x γ ” (Figura 4.5, Figura 4.12, Figura 4.19 e Figura 4.26), referentes aos domínios de CR fofo, médio, compacto e muito compacto, respectivamente) observa-se claramente que a mobilização do ângulo de atrito ($\phi'_{h \text{ mob}}$), dado por $\arctg(\tau/\sigma)$, ocorre com uma taxa em relação à distorção (γ) tanto maior quanto menor o valor de σ_0 . Com exceção de alguns ensaios que apresentaram um pico inicial na curva “ τ/σ x γ ” (por razões discutidas adiante), uma vez atingido o valor máximo de τ/σ , denotado aqui por $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$, este valor se mantém praticamente constante à medida das distorções. Para todos os ensaios, considera-se como o valor de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$, utilizado para o cálculo de $(\phi'_{h \text{ máx}})$, aquele atingido após a estabilização da curva “ τ/σ x γ ”, isto é, sem levar em conta o pico inicial que alguns ensaios apresentaram. Assim, o valor da distorção (γ) no qual o valor de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e, por conseguinte, $\phi'_{h \text{ máx}}$) é atingido, denotado aqui por $\gamma_{\phi' \text{ máx}}$, é tanto maior quanto maior o valor de σ_0 . A Tabela 5.1, adiante, mostra os valores de $\gamma_{\phi' \text{ máx}}$, assim como os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$, e os correspondentes valores de $\phi'_{h \text{ máx}}$, de todos os ensaios.

Para o domínio de CR fofo (Figura 4.5), os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e, por conseguinte, $\phi'_{h \text{ máx}}$) apresentam-se dispersos entre os ensaios sob $\sigma_0 \leq 100$ kPa, sendo o valor de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ tanto maior quanto menor o valor de σ_0 . Ademais, esses valores são maiores do que os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ obtidos nos ensaios sob $\sigma_0 \geq 150$ kPa, os quais são muito próximos entre si (ver também Tabela 5.1, adiante). Observa-se claramente a manifestação do fenômeno *stick-slip* nas curvas “ τ/σ x γ ” dos ensaios do domínio de CR fofo sob $\sigma_0 \leq 100$ kPa, sendo consideravelmente maior para $\sigma_0 = 25$ kPa. Observa-se o fenômeno também nas demais curvas do domínio de CR fofo, porém com amplitude bastante inferior.

Para o domínio de CR médio (Figura 4.12), observa-se que os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e, por conseguinte, $\phi'_{h \text{ máx}}$) medidos nos ensaios sob $\sigma_0 \leq 150$ kPa são um pouco maiores do que os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ medidos nos ensaios sob $\sigma_0 \geq 300$ kPa,

porém menos dispersos e mais próximos entre si quando comparados com os valores dos ensaios do domínio de CR fofo sob $\sigma_0 \leq 100$ kPa (ver também Tabela 5.1). Observa-se a manifestação do fenômeno *stick-slip* nas curvas “ τ/σ x γ ” dos ensaios do domínio de CR médio sob $\sigma_0 \leq 100$ kPa com maior amplitude, bem como nas demais curvas, porém com menor amplitude.

Chama-se a atenção para o pico acentuado de τ/σ no ensaio do domínio de CR médio sob $\sigma_0 = 25$ kPa, e com bastante timidez para os ensaios sob $\sigma_0 = 50$ kPa, $\sigma_0 = 100$ kPa e $\sigma_0 = 150$ kPa (ver Figura 4.12). Isto parece ter ocorrido devido a uma dilatação “local” acusada por um pico no início do gráfico “ Δh_s x γ ” ao menos para os ensaios sob $\sigma_0 = 25$ kPa e $\sigma_0 = 50$ kPa (ver Figura 4.7).

Para o domínio de CR compacto (Figura 4.19), observa-se que os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e, por conseguinte, $\phi'_{h \text{ máx}}$) medidos em todos os ensaios são muito próximos entre si (ver também Tabela 5.1). Novamente observa-se a manifestação marcante do fenômeno *stick-slip* na curva “ τ/σ x γ ” do ensaio sob $\sigma_0 = 25$ kPa e com amplitude bem menor nas curvas “ τ/σ x γ ” dos demais ensaios.

Ressalta-se ainda o pico de τ/σ nos ensaios do domínio de CR compacto sob $\sigma_0 \leq 300$ kPa, sendo destacadamente mais agudo para $\sigma_0 = 25$ kPa (ver Figura 4.19). A curva “ Δh_s x γ ” do ensaio sob $\sigma_0 = 25$ kPa revela uma dilatação “local” que deve justificar o pico observado na curva “ τ/σ x γ ” (ver Figura 4.15).

Para o domínio de CR muito compacto (Figura 4.26), observa-se que o valor de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e, por conseguinte, $\phi'_{h \text{ máx}}$) medido no ensaio sob $\sigma_0 = 50$ kPa é destacadamente superior aos valores medidos nos demais ensaios (ver também Tabela 5.1). Observa-se ainda a manifestação do fenômeno *stick-slip* nas curvas “ τ/σ x γ ” dos ensaios sob $\sigma_0 \leq 300$ kPa. As curvas “ τ/σ x γ ” dos ensaios do domínio de CR muito compacto sob $\sigma_0 \leq 150$ kPa também apresentam pico, sendo um pouco mais proeminente para $\sigma_0 = 25$ kPa (ver Figura 4.26).

Das curvas “ τ x γ ” (Figura 4.6, Figura 4.13, Figura 4.20 e Figura 4.27, referentes aos domínios de CR fofo, médio, compacto e muito compacto, respectivamente) observa-se que todas as curvas apresentam o mesmo padrão de comportamento, com a tensão cisalhante (τ) crescendo monotonicamente à medida

das distorções (γ) até atingir um valor máximo ($\tau_{\text{máx}}$), a partir do qual se mantém aproximadamente constante. Admite-se que a ruptura ocorre quando o valor de $\tau_{\text{máx}}$ é atingido e, portanto, $\tau_{\text{máx}}$ corresponde à tensão cisalhante na ruptura (τ_f) no plano horizontal. A distorção na ruptura é denotada por γ_f . Os valores de τ_f e de γ_f de todos os ensaios estão apresentados na Tabela 5.1.

Para um dado domínio de CR, observa-se nitidamente que, para qualquer valor de distorção (γ), quanto maior o valor da tensão vertical inicial (σ_0), maior o valor da tensão cisalhante (τ). Assim, obviamente, quanto maior o valor σ_0 , maior o valor de τ_f (ver também a Tabela 5.1). Isto pode ser interpretado como decorrência da similaridade, ou muitas vezes igualdade, entre os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e, por conseguinte, de $\phi'_{h \text{ máx}}$) entre os ensaios de mesmo domínio de CR com diferentes valores de σ_0 , somado ao fato do valor da tensão vertical no momento da ruptura (σ_f) ser tanto maior quanto maior o valor da tensão vertical inicial (σ_0). Para isso, deve ser ressaltado ainda que, para todos os ensaios, a mobilização total do atrito ocorreu antes da ruptura, isto é, $\gamma_{\phi'_{\text{máx}}} < \gamma_f$, conforme pode ser visto na Tabela 5.1.

Das curvas “ τ x γ ” (Figuras 4.6, 4.13, 4.20 e 4.27) não se observa uma tendência clara de influência da tensão vertical inicial (σ_0) no valor da distorção na ruptura (γ_f), conforme pode ser visto também nos valores apresentados na Tabela 5.1. Todavia vale apenas ressaltar que, para todos os domínios de CR, o valor de γ_f para o ensaio sob $\sigma_0 = 25$ kPa é maior do que o valor de γ_f para o ensaio sob $\sigma_0 = 750$ kPa.

Das curvas “ τ x σ ” (Figura 4.7, Figura 4.14, Figura 4.21 e Figura 4.28, referentes aos domínios de CR fofo, médio, compacto e muito compacto, respectivamente) observa-se que o trecho final de todas as curvas consiste em uma reta, indicando que a relação τ/σ passa a ser constante, conforme já havia sido constatado nas curvas “ τ/σ x γ ”, sendo que tal relação corresponde a $\text{tg}(\phi'_{h \text{ máx}})$. Para cada domínio de CR, os trechos finais das curvas “ τ x σ ” obtidas para diferentes valores de tensão vertical inicial (σ_0) possuem inclinações semelhantes. À título de ilustração, em cada uma das Figuras 4.7, 4.14, 4.21 e 4.28, foi traçada uma reta partindo-se da origem e com inclinação igual à média dos valores de $\phi'_{h \text{ máx}}$ obtidos para a correspondente compacidade relativa (CR), apresentados na

Tabela 5.1. Assim, para o domínio de CR fofo a reta tem inclinação $\phi'_{h \text{ máx}} = 27,6^\circ$ (Figura 4.7), para o domínio de CR médio a reta tem inclinação $\phi'_{h \text{ máx}} = 27,0^\circ$ (Figura 4.14), para o domínio de CR compacto a reta tem inclinação $\phi'_{h \text{ máx}} = 26,9^\circ$ (Figura 4.21), e para o domínio de CR muito compacto a reta tem inclinação $\phi'_{h \text{ máx}} = 27,1^\circ$ (Figura 4.28).

5.3

Análise dos resultados agrupados por valor de tensão vertical inicial

5.3.1

Curvas “ $\Delta\sigma$ x γ ” e “ σ x γ ”

Das curvas “ $\Delta\sigma$ x γ ” (Figura 4.29, Figura 4.33, Figura 4.37, Figura 4.41, Figura 4.45, Figura 4.49 e Figura 4.53, referentes aos corpos de prova submetidos às tensões verticais iniciais de 25 kPa a 750 kPa, respectivamente) não se observa uma relação entre o módulo do valor de $\Delta\sigma$ no ponto de mínimo, no início da curva, e o valor do índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}). Em função disso, não é possível concluir nada a respeito de uma possível influência do valor de e_{pc} na tendência de contração inicial do corpo de prova.

Por outro lado, observa-se que, de um modo geral, para um dado valor de σ_0 , quanto menor o valor de e_{pc} , maior o valor de $\Delta\sigma$ no ponto de máximo da curva ($\Delta\sigma_{\text{máx}}$), conforme pode ser visto também pelos valores apresentados na Tabela 5.1. Isto indica que, para um dado valor σ_0 , quanto menor o valor de e_{pc} , maior a tendência do corpo de prova dilatar. Também de um modo geral, o valor da distorção (γ) referente ao valor de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$ tende a ser tanto maior quanto menor o valor de e_{pc} (ver Tabela 5.1).

Obviamente os mesmos comportamentos descritos acima são verificados nas curvas “ σ x γ ” (Figura 4.30, Figura 4.34, Figura 4.38, Figura 4.42, Figura 4.46, Figura 4.50 e Figura 4.54, referentes aos corpos de prova submetidos às tensões

verticais iniciais de 25 kPa a 750 kPa, respectivamente), uma vez que elas correspondem às curvas “ $\Delta\sigma \times \gamma$ ” transladadas no eixo vertical do valor de σ_0 .

5.3.2

Curvas “ $\tau/\sigma \times \gamma$ ” e “ $\tau \times \gamma$ ”

Das curvas “ $\tau/\sigma \times \gamma$ ” (Figura 4.31, Figura 4.35, Figura 4.39, Figura 4.43, Figura 4.47, Figura 4.51 e Figura 4.55, referentes aos corpos de prova submetidos às tensões verticais iniciais de 25 kPa a 750 kPa, respectivamente), de um modo geral, observa-se uma sutil tendência da taxa de aumento de τ/σ (e, portanto, de mobilização de $\phi'_{h\text{ mob}}$) em relação à distorção (γ) ser tanto maior quanto menor o valor do índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}).

No que diz respeito aos valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$, observa-se uma maior dispersão nos grupos de ensaios sob $\sigma_0 = 25$ kPa, $\sigma_0 = 50$ kPa e $\sigma_0 = 100$ kPa. A dispersão entres os ensaios com diferentes valores de e_{pc} de mesmo grupo de σ_0 diminui à medida que σ_0 aumenta, sendo que no grupo sob $\sigma_0 = 150$ kPa os valores são muito similares entre si, assim como no grupo sob $\sigma_0 = 750$ kPa.

O agrupamento das curvas “ $\tau/\sigma \times \gamma$ ” por valor de tensão vertical inicial (σ_0) deixa ainda mais evidente que o efeito do fenômeno *stick-slip* é tanto maior quanto menor o valor de σ_0 . Por outro lado, fixando o valor de σ_0 , observa-se que, para $\sigma_0 \leq 100$ kPa, o efeito do fenômeno tende a ser tanto maior quanto maior o índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}). Contudo, para $\sigma_0 \geq 150$ kPa, não se observa uma tendência de influência do valor e_{pc} no fenômeno *stick-slip*.

Das curvas “ $\tau \times \gamma$ ” (Figura 4.32, Figura 4.36, Figura 4.40, Figura 4.44, Figura 4.48, Figura 4.52 e Figura 4.56, referentes aos corpos de prova submetidos às tensões verticais iniciais de 25 kPa a 750 kPa, respectivamente) observa-se que, de um modo geral, para um dado valor de σ_0 , quanto menor o índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}), maior a tensão cisalhante na ruptura (τ_f) (ver Tabela 5.1). A distorção na ruptura (γ_f) tende a ser tanto maior quanto menor o valor de e_{pc} (ver Tabela 5.1). Além disso, mais uma vez, observa-se que o fenômeno *stick-slip* manifesta-se com mais intensidade nos grupos de ensaios sob menores valores de

σ_0 . Todavia, dentro de cada grupo de σ_0 , não se observa uma tendência para a influência do valor de e_{pc} no fenômeno.

5.4

Alguns valores obtidos dos ensaios de cisalhamento simples

A Tabela 5.1 apresenta alguns valores tomados dos ensaios de cisalhamento simples, a saber:

- O índice de vazios de moldagem do corpo de prova (e_0), a respectiva compactidade relativa (CR_0) e a respectiva classificação (domínio de CR_0);
- A tensão vertical (normal) inicial aplicada ao corpo de prova (σ_0);
- O índice de vazios do corpo de prova após a compressão edométrica, isto é, pré-cisalhamento (e_{pc});
- A máxima variação da tensão vertical ($\Delta\sigma_{máx}$), durante o cisalhamento;
- A máxima variação da tensão vertical durante o cisalhamento sobre a tensão vertical inicial ($\Delta\sigma_{máx}/\sigma_0$);
- A distorção associada à máxima variação da tensão vertical ($\gamma_{\Delta\sigma\ máx}$);
- A máxima razão tensão cisalhante sobre tensão vertical, $(\tau/\sigma)_{máx}$;
- O ângulo de atrito máximo mobilizado no plano horizontal ($\phi'_{h\ máx}$), calculado como $\text{artg}(\tau/\sigma)_{máx}$;
- A distorção referente ao $(\tau/\sigma)_{máx}$, denotada por $\gamma_{\phi'\ máx}$;
- A tensão cisalhante na ruptura (τ_f);
- A distorção na ruptura (γ_f);
- O módulo cisalhante secante obtido para a tensão cisalhante correspondente a 25 % da tensão cisalhante na ruptura (G_{25});
- O módulo cisalhante secante obtido para a tensão cisalhante correspondente a 50 % da tensão cisalhante na ruptura (G_{50}).

Tabela 5.1 – Alguns valores obtidos dos ensaios de cisalhamento simples

e ₀	CR ₀ (%)	Domínio de CR ₀	σ ₀ (kPa)	e _{pc}	Δσ _{máx} (kPa)	Δσ _{máx} /σ ₀	γ _{Δσ máx} (%)	Mobilização máxima do atrito no plano horizontal			Ruptura		G ₂₅ (kPa)	G ₅₀ (kPa)
								(τ/σ) _{máx}	φ' _{h máx} (°)	γ _{φ' máx} (%)	τ _f (kPa)	γ _f (%)		
0,651	34	Fofo	25	0,615	41	1,64	26,7	0,618	31,7	4,3	39	23,1	1257	787
0,674	26	Fofo	50(A)	0,604	24	0,48	15,8	0,588	30,5	4,7	47	16,1	1333	859
0,661	30	Fofo	50(B)	0,600	93	1,86	12,9	0,566	29,5	5,2	82	12,9	1954	1732
0,657	32	Fofo	100	0,621	158	1,58	16,2	0,526	27,7	5,7	138	22,9	2832	2070
0,645	35	Fofo	150	0,593	179	1,19	24,8	0,494	26,3	6,3	165	24,1	4922	2844
0,647	35	Fofo	300	0,601	72	0,24	23,0	0,477	25,5	7,1	185	25,6	8513	6495
0,640	37	Fofo	500(A)	0,577	10	0,02	16,6	0,486	25,9	7,4	251	12,8	7453	7225
0,639	37	Fofo	500(B)	0,575	100	0,20	14,8	0,476	25,5	8,1	281	15,6	9507	7372
0,651	34	Fofo	750	0,590	7,5	0,01	9,6	0,477	25,5	9,5	364	13,7	9455	8192
0,562	61	Médio	25	0,542	163	6,52	24,6	0,529	27,9	4,9	109	24,6	1371	1259
0,575	57	Médio	50	0,537	178	3,56	22,5	0,517	27,3	5,5	120	20,7	1654	1323
0,596	50	Médio	100	0,561	157	1,57	21,4	0,553	28,9	5,8	142	21,3	3408	2393
0,590	52	Médio	150	0,550	177	1,18	19,2	0,516	27,3	6,0	174	19,5	5762	3614
0,615	45	Médio	300	0,570	114	0,38	14,3	0,491	26,2	6,8	209	18,3	7622	6441
0,583	54	Médio	500	0,550	70	0,14	22,3	0,484	25,8	7,2	285	22,2	7998	7317
0,570	58	Médio	750	0,531	83	0,11	22,6	0,478	25,5	7,8	404	22,9	9036	8931

OBS: e_{mín} = 0,435 e e_{máx} = 0,760.

Tabela 5.1 - Alguns valores obtidos dos ensaios de cisalhamento simples (continuação)

e_0	CR ₀ (%)	Domínio de CR ₀	σ_0 (kPa)	e_{pc}	$\Delta\sigma_{m\acute{a}x}$ (kPa)	$\Delta\sigma_{m\acute{a}x}/\sigma_0$	$\gamma_{\Delta\sigma\ m\acute{a}x}$ (%)	Mobilização máxima do atrito no plano horizontal			Ruptura		G ₂₅ (kPa)	G ₅₀ (kPa)
								$(\tau/\sigma)_{m\acute{a}x}$	$\phi'^h\ m\acute{a}x$ (°)	$\gamma_{\phi'\ m\acute{a}x}$ (%)	τ_f (kPa)	γ_f (%)		
0,511	77	Compacto	25	0,486	193	7,72	24,7	0,504	26,7	5,2	116	24,6	1444	1262
0,498	81	Compacto	50	0,474	225	4,50	21,2	0,510	27,0	5,8	144	21,2	2363	1755
0,502	79	Compacto	100	0,470	150	1,50	19,9	0,515	27,2	6,0	134	19,0	4321	2596
0,503	79	Compacto	150	0,469	182	1,21	21,8	0,511	27,1	6,4	174	24,8	4881	3618
0,495	82	Compacto	300	0,462	207	0,69	24,5	0,514	27,2	9,1	262	24,6	7792	4662
0,510	77	Compacto	500	0,474	235	0,47	28,9	0,507	26,9	9,2	376	24,2	6537	5380
0,499	80	Compacto	750	0,467	83	0,11	22,0	0,486	25,9	10,1	411	22,5	8282	7877
0,459	93	Muito compacto	25	0,431	252	10,1	25,8	0,523	27,6	6,0	149	25,3	1527	1497
0,460	92	Muito compacto	50	0,449	208	4,16	23,4	0,574	29,9	5,9	147	24,1	2947	2218
0,445	97	Muito compacto	100	0,432	198	1,98	19,5	0,525	27,7	6,4	158	19,5	3132	2534
0,480	86	Muito compacto	150	0,444	158	1,05	21,9	0,513	27,2	6,9	162	23,5	6999	3091
0,483	85	Muito compacto	300	0,440	165	0,55	22,8	0,476	25,5	6,4	225	25,3	7385	6047
0,463	91	Muito compacto	500	0,425	230	0,46	29,9	0,475	25,4	7,7	372	23,8	7143	5260
0,452	95	Muito compacto	750	0,422	225	0,30	25,6	0,489	26,1	7,9	481	23,9	9677	8923

OBS: $e_{m\acute{a}x} = 0,435$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,760$.

Da Tabela 5.1 observa-se que os valores de $\phi'_{h \text{ máx}}$ ficaram situados entre 25,4° e 27,9° (média de 26,6°), exceto os medidos nos corpos de prova do domínio de CR_0 fofo sob $\sigma_0 = 25$ kPa e $\sigma_0 = 50$ kPa, no corpo de prova do domínio de CR_0 médio sob $\sigma_0 = 100$ kPa e no corpo de prova do domínio de CR_0 muito compacto sob $\sigma_0 = 50$ kPa. Vale destacar que os valores medidos de $\phi'_{h \text{ máx}}$ correspondem à condição de volume constante do corpo de prova, isto é, sem o efeito da dilatação.

Estes valores são inferiores aos valores de ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}) obtidos por Coutinho (2021) em ensaios de cisalhamento direto realizados em uma amostra da areia da Praia de Ipanema coletada no mesmo local da amostra desta pesquisa, os quais ficaram situados entre 30° e 32°. Para a obtenção dos valores de ϕ'_{cv} , Coutinho (2021) descontou o efeito da dilatação dos valores de ângulo de atrito de pico medidos diretamente nos ensaios de cisalhamento direto aplicando a abordagem de Taylor (1948, pp.345-347), apresentada no item 2.3.1 desta dissertação. A inferioridade dos valores medidos no plano horizontal do ensaio de DSS talvez esteja relacionada ao fato do referido plano possivelmente não ser o plano de ruptura, isto é, o plano onde a obliquidade (τ/σ) é máxima, conforme comentado por Bjerrum & Landva (1966, p.9), no trecho transcrito no item 2.2.3 desta dissertação. A este respeito vale a menção de outros trabalhos que investigaram a questão do estado de tensões e do plano de ruptura no ensaio de DSS.

Oda (1975) apresentou um modelo teórico para análise do estado de tensões de areias no ensaio de DSS, e comparou as previsões do modelo com resultados de ensaios de DSS em corpos de prova de areia especialmente instrumentados, cisalhados sob condição drenada. De acordo com Oda (1975), no estado crítico (volume constante e tensões constantes), o ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}) da areia pode ser calculado como $\arcsen(\tau/\sigma')$, sendo τ e σ' as tensões cisalhante e normal efetiva, respectivamente, que atuam no plano horizontal do corpo de prova.

Budhu (1988) realizou ensaios de DSS em corpos de prova de areia seca (condição drenada), tanto no equipamento tipo Cambridge quanto no equipamento

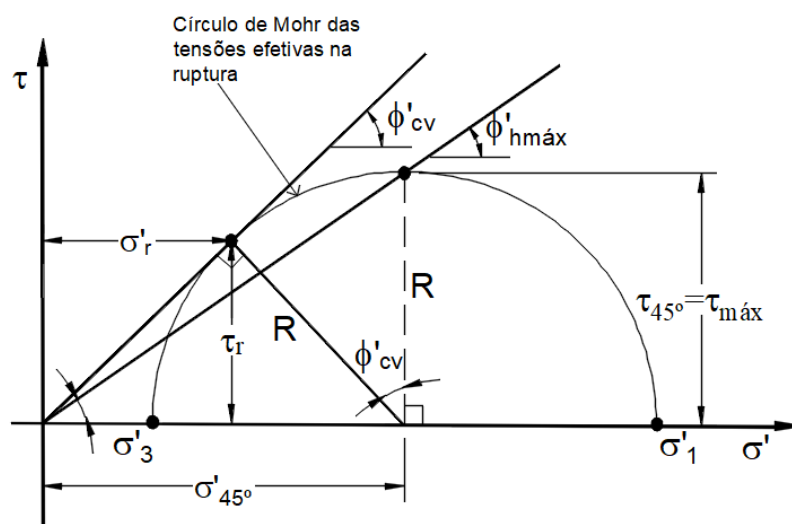
tipo NGI, especialmente instrumentados. Os ensaios eram de tensão vertical constante e volume variável. Os estados de tensões dos corpos de prova no equipamento tipo NGI foram calculados utilizando o método proposto por Wood et al. (1979). Além disso, imagens de radiografia dos corpos de prova também foram tomadas para detectar zonas de ruptura. Budhu (1988) concluiu que:

“The behavior of soils in simple shear is rather complex. Consequently, test results require careful interpretation to evaluate the failure stress state and the modes of failure. An examination of the data from carefully conducted drained tests on a sand in two different devices reveals that failure is initiated on the vertical planes but neither these planes nor the horizontal planes are the planes of maximum stress obliquity. An expression has been proposed in this paper to compute the angle of friction mobilized on the vertical planes and the rotations of the principal axis of stress from the shear stress ratio on the horizontal planes.”

Doherty & Fahey (2011) realizaram modelagens numéricas tridimensionais do ensaio de DSS a volume constante pelo método dos elementos finitos que indicaram que o plano horizontal seria o plano onde a tensão cisalhante é máxima na ruptura. Esse mesmo resultado foi obtido por Wijewickreme et al. (2013) e Azadzadeh & Soroush (2016) mediante modelagens numéricas tridimensionais pelo método dos elementos discretos.

É interessante notar que alguns autores comparam a tensão cisalhante que atua no plano horizontal do ensaio de DSS com a tensão cisalhante que atua no plano cuja normal faz um ângulo de 45° com a direção da tensão principal maior em um elemento sob compressão ou extensão no ensaio triaxial, podendo serem citados Andersen (2015) e Jefferies & Been (2016, p.89). O plano cuja normal faz um ângulo de 45° com a direção da tensão principal maior é o plano onde a tensão cisalhante (τ) é máxima, correspondendo ao topo do círculo de Mohr das tensões, conforme ilustra a Figura 5.1. Por outro lado, a tensão normal efetiva (σ') e cisalhante (τ) que atuam no plano de ruptura são as coordenadas (σ' , τ) do ponto de tangência entre a reta que parte da origem e o círculo de Mohr das tensões efetivas.

Este é o ponto de obliquidade (τ/σ') máxima do círculo de Mohr das tensões efetivas.



σ'_r : tensão normal efetiva que atua no plano de ruptura;

τ_r : tensão cisalhante que atua no plano de ruptura;

σ'_{45° : tensão normal efetiva que atua no plano a 45° ;

τ_{45° : tensão cisalhante que atua no plano a 45° ;

Figura 5.1 – Círculo de Mohr das tensões efetivas na ruptura.

Observe que, por definição, a resistência não drenada (S_u) corresponde ao raio do círculo de Mohr das tensões na ruptura não drenada e, portanto, é a tensão cisalhante máxima. Contudo, o ângulo de atrito efetivo (ϕ') do solo corresponde ao ângulo que a reta que parte da origem do plano $\tau \times \sigma'$ e tangencia o círculo de Mohr das tensões efetivas faz com a horizontal. Com isso, se o plano horizontal do corpo de prova no ensaio de DSS fosse assumido como o plano onde a tensão cisalhante é máxima na ruptura, a determinação de S_u como sendo a tensão cisalhante no plano horizontal na ruptura estaria correta sob o ponto de vista conceitual, mas o ângulo de atrito efetivo (ϕ') do solo não poderia ser calculado como $\arctg(\tau_h/\sigma'_h)$, sendo τ_h e σ'_h a tensão cisalhante e a tensão normal efetiva que atuam no plano horizontal na ruptura, respectivamente. Neste caso, o ângulo de atrito efetivo (ϕ') do solo deveria ser calculado como $\arcsen(\tau_h/\sigma'_h)$, conforme pode ser facilmente

deduzido da Figura 5.1. No caso do ensaio de DSS a volume constante, o ângulo de atrito assim calculado corresponderia ao ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}), o que inclusive estaria em consonância com o modelo de Oda (1975).

Se fosse assumida então a hipótese do plano horizontal do corpo de prova no ensaio de DSS ser o plano onde a tensão cisalhante é máxima na ruptura e, por esta razão, calculando o ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}) como $\arcsen(\tau_h/\sigma'_h)$, isto é, $\arcsen[\tg(\phi'_{h\text{ máx}})]$, chegar-se-ia a valores de ϕ'_{cv} da areia da Praia de Ipanema a partir dos ensaios de DSS desta pesquisa entre $28,3^\circ$ e $32,0^\circ$ (média de $30,1^\circ$). Este intervalo é próximo ao obtido por Coutinho (2021) nos ensaios de cisalhamento direto, entre 30° e 32° .

Essa concordância seria mais um indício de que o plano horizontal do corpo de prova no ensaio de DSS seria o plano onde a tensão cisalhante é máxima na ruptura, ou muito próximo a este. De qualquer forma, deve-se pontuar que a questão a respeito da análise de tensões e do plano de ruptura do corpo de prova no ensaio de DSS ainda está em aberto e ainda vem sendo tema de discussão na comunidade científica.

Além de todos os aspectos que já foram analisados, os valores apresentados na Tabela 5.1 mostram ainda que:

- Para todos os corpos de prova, a mobilização total do atrito ocorreu bem antes da ruptura, isto é, $\gamma_{\phi'_{\text{máx}}} < \gamma_f$;
- O valor da distorção na ruptura (γ_f) é muito próximo ou, em alguns casos, igual ao valor da distorção correspondente a $\Delta\sigma_{\text{máx}}$ ($\gamma_{\Delta\sigma\text{ máx}}$).
- O fato de $\gamma_{\phi'_{\text{máx}}} < \gamma_f$ e $\gamma_f \cong \gamma_{\Delta\sigma\text{ máx}}$ indica que, após a mobilização total do atrito no plano horizontal (quando τ/σ atingiu o seu valor máximo e a partir de então permaneceu constante), a tensão cisalhante no plano horizontal (τ) continuou aumentando devido ao aumento da tensão vertical (σ) necessário

para impedir a dilatação. Quando σ atingiu o seu valor máximo, então τ atingiu o seu valor máximo, chegando à ruptura.

- Os valores de G_{25} variaram de 1257 kPa a 9677 kPa, ao passo que os valores de G_{50} variaram de 787 kPa a 8931 kPa. Observa-se que, para um dado domínio de CR_0 , os valores de G_{25} e de G_{50} tendem a ser tanto maiores quanto maior o valor da tensão vertical inicial (σ_0). No que tange à influência do índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}) nos valores de G_{25} e G_{50} , observa-se que, para $\sigma_0 \leq 150$ kPa, para um dado valor de σ_0 , quanto menor o valor de e_{pc} , maiores tendem a ser os valores de G_{25} e G_{50} . Por outro lado, para $\sigma_0 \geq 300$ kPa, não se observa uma tendência clara de influência do valor de e_{pc} nos valores de G_{25} e G_{50} .

6

Conclusões e sugestões para pesquisas

6.1

Conclusões

Nesta pesquisa, uma campanha de trinta ensaios de cisalhamento simples (DSS) foi realizada em uma amostra da areia da Praia de Ipanema, RJ. A amostra foi caracterizada como uma areia fina (60 %) e média (40 %) de acordo com a norma ASTM-D2487-17, mal graduada e uniforme, formada por grãos subangulares a subarredondados, cuja densidade relativa (G_s) foi determinada como sendo igual a 2,654.

Os ensaios de cisalhamento simples foram realizados no equipamento *ShearTrac-II-DSS*, baseado no modelo NGI, em corpos de prova cilíndricos com diâmetro de cerca de 64 mm e altura de cerca de 16 mm, com a contenção lateral feita por anéis justapostos. O cisalhamento foi realizado sob carregamento monótono de deformação controlada, com a altura (e o volume) do corpo de prova sendo mantida “constante” por servo-controle da tensão vertical (normal) nele aplicada.

Os corpos de prova foram ensaiados na condição seca, tendo sido moldados em quatro diferentes domínios de compacidade relativa (CR), nomeados como fofo, médio, compacto e muito compacto, de acordo com a classificação proposta por Lambe & Whitman (1969, p.31). Para cada um desses domínios de compacidade relativa, foram realizados ensaios de cisalhamento simples sob os seguintes valores de tensão vertical inicial (σ_0): 25, 50, 100, 150, 300, 500 e 750 kPa.

A seguir, são apresentadas as principais conclusões obtidas do programa de ensaios:

A) Quanto à metodologia de moldagem dos corpos de prova:

A.1) Com a metodologia seguida na moldagem dos corpos de prova, descrita em detalhes no item 3.3.2, foram obtidos corpos de prova com geometria bastante regular e com boa repetibilidade de índice de vazios.

B) Quanto à relação entre a velocidade de distorção imposta e o funcionamento do servo-controle do equipamento de DSS:

B.1) As variações de altura dos corpos de prova durante o cisalhamento (Δh_s) oscilaram dentro de uma faixa de $\pm 0,007$ mm, com exceção para alguns poucos picos que ultrapassaram um pouco essa faixa. Assumindo uma altura do corpo de prova pré-cisalhamento (h_{pc}) de 15,5 mm, isto corresponde a uma faixa de variação de $\pm 0,045$ % em relação a h_{pc} e, portanto, dentro da faixa recomendada pela norma ASTM D6528-17 (item 6.9), que é $\pm 0,05$ %. Assim, considera-se que o servo-controle do equipamento para a manutenção da altura (e do volume) do corpo de prova “constante” durante o cisalhamento funcionou razoavelmente bem para a maioria dos ensaios, aplicando a velocidade de distorção imposta nos ensaios, igual a 10 %/h. Ainda assim, vale investigar melhor o efeito da aplicação de uma velocidade de distorção bastante inferior a 10 %/h no funcionamento do servo-controle do equipamento.

C) Quanto aos resultados dos ensaios de cisalhamento simples agrupados por domínio de compacidade relativa (CR):

C.1) Das curvas “ $\Delta\sigma \times \gamma$ ” observou-se que, no início do cisalhamento, quase todos os corpos de prova apresentaram a tendência de contrair, revelada pelo sinal negativo de $\Delta\sigma$, atingindo um ponto de mínimo. Em seguida, $\Delta\sigma$ aumentou, assumindo valores positivos e atingindo um ponto de máximo ($\Delta\sigma_{m\acute{a}x}$), a partir do qual se manteve praticamente constante. Isto significa que a tensão vertical (σ) foi aumentada para além da tensão vertical inicial (σ_0) a fim de impedir a dilatação do corpo de prova.

C.2) As curvas $\Delta\sigma/\sigma_0 \times \gamma$ mostraram que, para um dado domínio de CR, quanto menor o valor da tensão vertical inicial (σ_0), maior o valor de $\Delta\sigma_{m\acute{a}x}/\sigma_0$, o que deve ser decorrência da maior tendência do corpo de prova dilatar.

C.3) Das curvas “ $\tau/\sigma \times \gamma$ ” observou-se que, para um dado domínio de CR, a mobilização do coeficiente de atrito no plano horizontal, dado por τ/σ , ocorreu com uma taxa em relação à distorção (γ) tanto maior quanto menor

a tensão vertical inicial (σ_0). Uma vez atingido $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$, este valor manteve-se praticamente constante até o fim do cisalhamento.

C.4) Para um dado domínio de CR_0 , observou-se que quanto maior o valor da tensão vertical inicial (σ_0), maior o valor da distorção correspondente à mobilização total do atrito ($\gamma_{\phi' \text{máx}}$).

C.5) Todas as curvas “ τ x γ ” apresentaram o mesmo padrão de comportamento, com a tensão cisalhante (τ) crescendo monotonamente à medida das distorções (γ) até atingir um valor máximo ($\tau_{\text{máx}}$), a partir do qual se manteve aproximadamente constante. $\tau_{\text{máx}}$ foi assumida como a tensão cisalhante no plano horizontal na ruptura (τ_f). Para um dado domínio de CR , observou-se que quanto maior o valor da tensão vertical inicial (σ_0), maior o valor da tensão cisalhante no plano horizontal na ruptura (τ_f).

C.6) Para todos os corpos de prova, a mobilização total do atrito ocorreu bem antes da ruptura, isto é, $\gamma_{\phi' \text{máx}} < \gamma_f$, onde γ_f é a distorção na ruptura.

C.7) O valor da distorção na ruptura (γ_f) foi muito próximo ou, em alguns ensaios, igual ao valor da distorção correspondente a $\Delta\sigma_{\text{máx}}$ ($\gamma_{\Delta\sigma \text{máx}}$). O fato de $\gamma_{\phi' \text{máx}} < \gamma_f$ e $\gamma_f \cong \gamma_{\Delta\sigma \text{máx}}$ indica que, após a mobilização total do atrito no plano horizontal (quando τ/σ atingiu o seu valor máximo e a partir de então permaneceu constante), a tensão cisalhante no plano horizontal (τ) continuou aumentando devido ao aumento da tensão vertical (σ) necessário para impedir a dilatação do corpo de prova. Quando σ atingiu o seu valor máximo, então τ atingiu o seu valor máximo, chegando à ruptura. A partir de então, τ e σ permaneceram aproximadamente constantes na maioria dos ensaios.

D) Quanto aos resultados dos ensaios de cisalhamento simples agrupados por tensão vertical inicial (σ_0):

D.1) De um modo geral, para um dado valor de σ_0 , observou-se que quanto menor o índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}), maior o valor de $\Delta\sigma_{m\acute{a}x}$, indicando maior tendência do corpo de prova dilatar. O valor da distorção referente a $\Delta\sigma_{m\acute{a}x}$ ($\gamma_{\Delta\sigma\ m\acute{a}x}$) tende a ser tanto maior quanto menor o valor de e_{pc} .

D.2) De um modo geral, para um dado valor de σ_0 , observou-se uma sutil tendência da taxa de aumento de τ/σ (e, portanto, de mobilização de $\phi'_{h\ mob}$) em relação à distorção (γ) ser tanto maior quanto menor o índice vazios pré-cisalhamento (e_{pc}).

D.3) De um modo geral, para um dado valor de σ_0 , observou-se que quanto menor o índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}), maior a tensão cisalhante na ruptura (τ_r) e maior distorção na ruptura (γ_r), o que acaba sendo uma consequência da conclusão D1.

E) Quanto aos valores obtidos de módulos cisalhantes secantes G_{25} e G_{50} :

E.1) Os valores de G_{25} variaram de 1257 kPa a 9677 kPa, ao passo que os valores de G_{50} variaram de 787 kPa a 8931 kPa.

E.2) Observou-se que, para um dado domínio de compactidade relativa (CR), os valores de G_{25} e de G_{50} tenderam a ser tanto maiores quanto maior o valor da tensão vertical inicial (σ_0).

E.3) Observou-se ainda que, para $\sigma_0 \leq 150$ kPa, para um dado valor de σ_0 , quanto menor o valor do índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}), maiores tenderam a ser os valores de G_{25} e G_{50} . Por outro lado, para $\sigma_0 \geq 300$ kPa, não se observou uma tendência clara de influência do valor de e_{pc} nos valores de G_{25} e G_{50} .

6.2 Sugestões para pesquisas

São sugeridas as seguintes pesquisas:

- Realizar ensaios de cisalhamento simples (DSS) na areia da Praia de Ipanema em corpos de prova moldados no domínio de CR muito fofo de acordo com a classificação de Lambe & Whitman (1969, p.31).
- Realizar ensaios de cisalhamento simples (DSS) na areia da Praia de Ipanema sob valores de tensão vertical inicial (σ_0) superiores a 750 kPa, determinando a granulometria do corpo de prova após o ensaio para avaliar eventual quebra de grãos.
- Realizar uma campanha de ensaios de cisalhamento simples (DSS) com diferentes combinações de compactidade relativa (CR) e tensão vertical inicial (σ_0), tal como nesta pesquisa, porém em uma outra areia, com granulometria diferente e/ou forma de grãos diferentes.
- Realizar uma campanha de ensaios de cisalhamento simples (DSS) na areia da Praia de Ipanema, com diferentes combinações de compactidade relativa (CR) e tensão vertical inicial (σ_0), porém com outras velocidades de distorção inferiores a 10 %/h, podendo ser 1 %/h e 5 %/h, com a finalidade de avaliar o efeito de velocidade no fenômeno *stick-slip*. Os resultados também permitirão uma avaliação mais profunda e conclusiva acerca do efeito da velocidade de distorção no funcionamento do servo-controle do equipamento.

7

Referências bibliográficas

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.** NBR-6458, 2016.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Rocha e solos.** NBR-6502, 1995.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Análise Granulométrica.** NBR-7181, 2016a.

ADJÉMIAN, F.; EVESQUE, P. **Experimental Stick-Slip Behaviour In Triaxial Test on Granular Matter.** In **Powders & Grains 2001**, pp. 115-121, 2001.

AGUIAR, V.S. **Contribuição ao Estudo das Relações Tensão-Deformação-Resistência-Tempo das Argilas Moles.** 2014. 439p. Tese de doutorado. UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 2014.

ANDERSEN, Knut H. et al. Cyclic soil parameters for offshore foundation design. **Frontiers in offshore geotechnics III**, v. 5, 2015.

ASADZADEH, M; SOROUSH, A. Fundamental investigation of constant stress simple shear test using DEM. **Powder Technology**, v. 292, pp. 129-139, 2016.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils**, D6528-17, 2017.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS **Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density**, D4254-16, 2016.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (*Unified Soil Classification System*)**. D – 2487, 2017.

ATKINSON J. H.; BRANSBY P. L. **The Mechanics of Soils. An Introduction to Critical State Soil Mechanics**. McGraw – Hill Book Company (UK) Limited. University séries in civil engineering, 1978.

ATKINSON, J. H.; LAU, W. H. W.; POWELL, J. J. M. Measurement of soil strength in simple shear tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 28, n. 2, p. 255-262, 1991.

BAXTER, C. D. P. et al. DSS test results using wire-reinforced membranes and stacked rings. In: **GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design**. 2010. p. 600-607.

BISHOP, A. W. Correspondence on shear characteristics of a saturated silt, measured in triaxial compression. **Geotechnique**, v. 4, n. 1, p. 43-45, 1954.

BJERRUM, Laurits; LANDVA, Arvid. Direct simple-shear tests on a Norwegian quick clay. **Geotechnique**, v. 16, n. 1, p. 1-20, 1966.

BRANDES, Horst G. et al. Dynamic and static behavior of calcareous sands. In: **The eighteenth international offshore and polar engineering conference**. International Society of Offshore and Polar Engineers, 2008.

BOLTON, M. D. The strength and dilatancy of sands. **Geotechnique**, v. 36, n. 1, p. 65-78, 1986.

BUDHU, M. On comparing simple shear and triaxial test results. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 110, n. 12, p. 1809-1814, 1984.

BUDHU, Muniram; BRITTO, Arul. Numerical analysis of soils in simple shear devices. **Soils and Foundations**, v. 27, n. 2, p. 31-41, 1987.

BUDHU, Muniram. Failure state of a sand in simple shear. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 25, n. 2, p. 395-400, 1988a.

BUDHU, Muniram. The mechanism of failure under cyclic simple shear strain. **Soils and Foundations**, v. 28, n. 4, p. 119-129, 1988b.

CASAGRANDE, Arthur. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. **J. Boston Society of Civil Engineers**, v. 23, n. 1, p. 13-32, 1936.

CASAGRANDE, Arthur. The shearing resistance of soils and its relation to the stability of earth dams. **In: Proc. Soils Found. Conf.**, 1938. US Engineering Department, 1938.

CHO, G.; DODDS, J.; SANTAMARINA, J. C.; Particle shape effects on packing density, stiffness, and strenght: Natural and crushed sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol. 132, N° 5, May, 2006.

CORTE, M.B. **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaio Simple Shear**. 2016. 119 p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2016.

COSTA et al. Ensaio de Caracterização na Areia da Praia de Ipanema/RJ. **COBRAMSEG**, 2022.

COSTA, R. C. **Ensaio de Caracterização e de Permeabilidade na Areia da Praia de Ipanema, RJ.** 2020. 258 f. Dissertação (Mestre em Geotecnia em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

COUTINHO, J.V.M.C. **Ensaio de cisalhamento direto na areia da Praia de Ipanema, RJ.** 2021. 280 f. Dissertação (Mestre em Geotecnia em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

DOANH, T. et al. **Stick-slip behaviour of model granular materials in drained triaxial compression.** Granular Matter. 15. 10.1007/s10035-012-0384-6, 2013

DOHERTY, James; FAHEY, Martin. Three-dimensional finite element analysis of the direct simple shear test. **Computers and Geotechnics**, v. 38, n. 7, p. 917-924, 2011.

DOMINGOS, G.S. **Estudo do Creep Não Drenado da Areia da Praia de Ipanema Sob Condição Hidrostática**, Título provisório, (em andamento), 2022. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2022.

DYVIK, R.; SUZUKI, Y. Effect of Volume Change in Undrained Direct Simple Shear Tests. **Geotechnical Testing Journal**, v. 42, n. 4, p. 1075-1082, 2018.

DYVIK, R. et al. Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests. **Geotechnique**, v. 37, n. 1, p. 3-10, 1987.

FRONZA, F. **Análise do Comportamento de um Solo Argiloso Marinho em Ensaio de Cisalhamento Simples (DSS) Cíclico.** 2017. 201 p. Dissertação de mestrado - UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 2017.

HOULSBY, G. T. **How the dilatancy of soils affects their behaviour.** Oxford, UK.: University of Oxford, 1991.

JANNUZZI, G. M. F. **Inovadoras, Modernas e Tradicionais Metodologias Para a Caracterização Geológico-Geotécnica da Argila Mole de Sarapuí II**. 2013. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2013.

JEFFERIES, Mike; BEEN, Ken. **Soil liquefaction: a critical state approach**. CRC press, 2016.

JIANG, Mingjing; SHEN, Zhenyi; SUN, Ruohan. DEM analysis of undrained cyclic simple shear test on saturated sand. **Japanese Geotechnical Society Special Publication**, v. 8, n. 12, p. 485-488, 2020.

KJELLMAN, W. Testing the shear strength of clay in Sweden. **Geotechnique**, v. 2, n. 3, p. 225-232, 1951.

KRUMBEIN, W. and SLOSS, L. (1963) Stratigraphy and Sedimentation. **W.H. Freeman and Co.**, San Francisco, 660 p.

LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert V. Soil mechanics. **John Wiley & Sons**, 1969.

LASHKARI, A. et al. Instability of loose sand in constant volume direct simple shear tests in relation to particle shape. **Acta Geotechnica**, p. 1-21, 2020.

LEE, Kenneth L.; SEED, H. Bolton. Drained strength characteristics of sands. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, 1967.

MAO, X.; FAHEY, Martin. Behaviour of calcareous soils in undrained cyclic simple shear. **Géotechnique**, v. 53, n. 8, p. 715-727, 2003.

MANDOKHAIL, Saeedullah Jan et al. Effect of the confining method on the cyclic undrained behaviours of sand. **MS&E**, v. 414, n. 1, p. 012036, 2018.

MCCARRON, William O. et al. Cyclic direct simple shear testing of a Beaufort Sea clay. **Canadian geotechnical journal**, v. 32, n. 4, p. 584-600, 1995.

MIURA, Seiichi; TOKI, Shosuke. A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand. **Soils and foundations**, v. 22, n. 1, p. 61-77, 1982.

ODA, Masanobu. ON THE RELATION $\tau/\sigma_N = \kappa \cdot \tan\psi$ IN THE SIMPLE SHEAR TEST. **Soils and Foundations**, v. 15, n. 4, p. 35-41, 1975.

OLIVEIRA, F.da S., BASTOS, A. M. C. Q., DE SOUZA, L. C. B., MOURA, M. V. dos S., TELES, G. L. V., 2010, “Ensaio de Cisalhamento Simples com a Areia de Hokksund”. **XXXII Jornada Giulio Massarani de Iniciação Científica, Artística e Cultural**, n. 79, Rio de Janeiro, 4-8 de outubro.

PERAZZOLO, L. **Desenvolvimento de equipamento para ensaios simple shear**. 2008. 242 p. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2008.

PETTIJOHN, F. J ., 1949: *Sedimentary Rocks*, **Harper and Brvthers**, New York.

PINTO, Carlos de Sousa. Curso básico de Mecânica dos Solos. **Oficina de Textos**, 2006.

PORCINO, D.; CARIDI, G.; GHIONNA, V. N. Undrained monotonic and cyclic simple shear behaviour of carbonate sand. **Géotechnique**, v. 58, n. 8, p. 635-644, 2008.

RATTON, R. B. **Ensaio triaxiais em areia saturada**. 1993. 186 p. Dissertação (Mestre em Ciências em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

REYNOLDS, Osborne. LVII. On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact. With experimental illustrations. **The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science**, v. 20, n. 127, p. 469-481, 1885.

ROSSATO, Gianni; SIMONINI, Paolo. Stress-strain behaviour of sands in triaxial and direct simple shear tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 28, n. 2, p. 276-281, 1991.

ROSCOE, K. H. An apparatus for the application of simple shear to soil samples. **In: Proc. 3rd ICSMFE**. 1953. p. 186-191.

ROWE, Peter W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proceedings of the Royal Society of London. **Series A. Mathematical and Physical Sciences**, v. 269, n. 1339, p. 500-527, 1962.

ROWE, P. W.; BARDEN, L.; LEE, I. K. Energy components during the triaxial cell and direct shear tests. **Geotechnique**, v. 14, n. 3, p. 247-261, 1964.

ROWE, P. W. Osborne Reynolds and dilatancy. **Geotechnique**, v. 19, n. 1, p. 1-5, 1969a.

ROWE, P. W. The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct. **Geotechnique**, v. 19, n. 1, p. 75-86, 1969b.

ROWE, P. W. & BARDEN, L. "Discussion of 'Drained Strength Characteristics of Sands' by Kenneth L. Lee and H. Bolton Seed", **J. of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE**, Vol. 95, No. SM1, pp. 353-359, 1969.

SÁ, M.R.T. **Ensaio de Cisalhamento Simples (DSS) Cíclico na argila mole de Sarapuí II**. 2016. 304 p. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2016.

SEIDMAN, J. **Static and dynamic properties of various sands using a direct simple shear apparatus**. 2007. 115 p. Tese de Doutorado. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Hawaii.

SHRESTHA, Dinesh B. Undrained shear behavior of sand-clay mixed soil (using direct simple shear machine). **California State University**, Fullerton, 2010.

SIMÕES, F. B. **Caracterização geotécnica da areia da praia de Ipanema**. 2015. 148 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

SOARES, et al. - Ensaios de Permeabilidade de Laboratório na Areia da Praia de Ipanema e em uma Amostra de Microesferas de Vidro. COBRAMSEG, 2022.

SOARES, B.R. 2021. 211 p. **Ensaio de permeabilidade em Laboratório na Areia da Praia de Ipanema e em Amostra de Microesferas de Vidro**. Dissertação de mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of soil mechanics**, John Wiley and Sons, Inc. New York. 1948.

WIJEWICKREME, Dharma; DABEET, Antone; BYRNE, Peter. Some observations on the state of stress in the direct simple shear test using 3D discrete element analysis. **Geotechnical Testing Journal**, v. 36, n. 2, p. 292-299, 2013.

WOOD, D. M.; DRESCHER, Andrzej; BUDHU, Muniram. On the determination of stress state in the simple shear apparatus. **Geotechnical Testing Journal**, v. 2, n. 4, p. 211-222, 1979.

WOOD, David Muir. **Soil behaviour and critical state soil mechanics**. Cambridge university press, 1990.

XIAO et al. **Effect of Particle Shape on Stress-Dilatancy Responses of Medium-Dense Sands**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2019.

Apêndice 1

Calibração dos transdutores de medição

a) Calibração dos transdutores de deslocamento

A calibração dos transdutores de deslocamento horizontal e vertical foi realizada no Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Márcio Miranda Soares COPPE/UFRJ, com temperatura controlada igual a 20 ± 1 °C. As calibrações dos transdutores foram realizadas impondo-se os deslocamentos horizontais conforme os deslocamentos inicialmente previstos para acontecer nos ensaios, para cada transdutor através de um micrômetro da marca *Mitutoyo* com sensibilidade de 0,01 mm. O sistema de aquisição de dados empregado foi o próprio programa do equipamento DSS, chamado *Shear:DSS*, e a unidade de leitura eletrônica é representada por counts. No que se refere à calibração foi utilizado um suporte de alumínio desenvolvido por Aguiar (2014), em que o transdutor e o micrômetro são fixados um de frente para o outro, com o eixo do cursor do transdutor encontrando o eixo do cursor do micrômetro (ver Figura A.1). Com o propósito de realizar a calibração, os transdutores de deslocamento horizontal e deslocamento vertical foram removidos do equipamento DSS da *Geocomp* e encaixados cuidadosamente no suporte. A Figura A.2 mostra a curva de calibração do transdutor de deslocamento horizontal do equipamento de DSS.

Transdutor de deslocamento horizontal

A calibração do transdutor de deslocamento horizontal foi realizada para uma faixa de valores de 0 a 10 mm, e dividida em 10 intervalos de 1 mm. Foram realizados três ciclos de compressão e extensão. Esses deslocamentos foram utilizados em função dos deslocamentos previstos durante os ensaios. Um cuidado que foi tomado consistiu na pré-compressão do transdutor de acordo com a faixa de leitura realizada. A cada deslocamento imposto no transdutor era registrado a leitura eletrônica de saída em counts. A marca do transdutor é Novotechnik, o modelo é o TR-75 com capacidade do cursor de 75 mm.

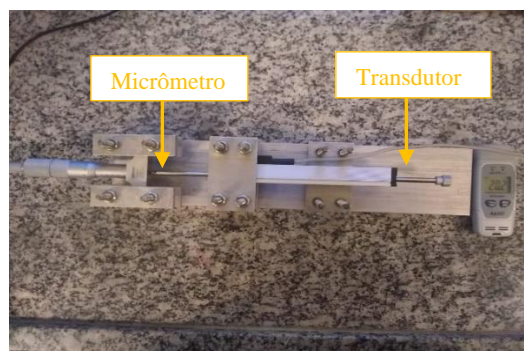


Figura A.1 – Calibração do transdutor de deslocamento horizontal.

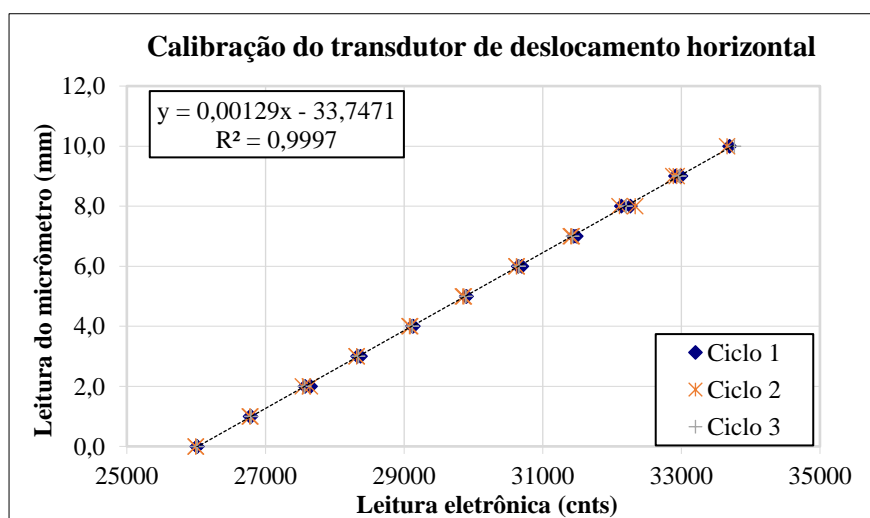


Figura A.2 - Curva de calibração do transdutor de deslocamento horizontal.

Transdutor de deslocamento vertical

A calibração do transdutor de deslocamento vertical (Figura A.3) foi realizada para uma faixa de valores de 0 a 4 mm, e dividida em 10 intervalos de 0,4 mm, realizando três ciclos de compressão e extensão. Esses deslocamentos foram utilizados em função dos deslocamentos previstos durante os ensaios. Um cuidado tomado consistiu na pré-compressão do transdutor de acordo com a faixa de leitura a ser realizada. A cada deslocamento imposto no transdutor era registrado a leitura eletrônica de saída em counts. A marca do transdutor é Novotechnik, e o modelo TR-50, e a capacidade do cursor de 50 mm. A Figura A.4 mostra a curva de calibração para o transdutor de deslocamento vertical.

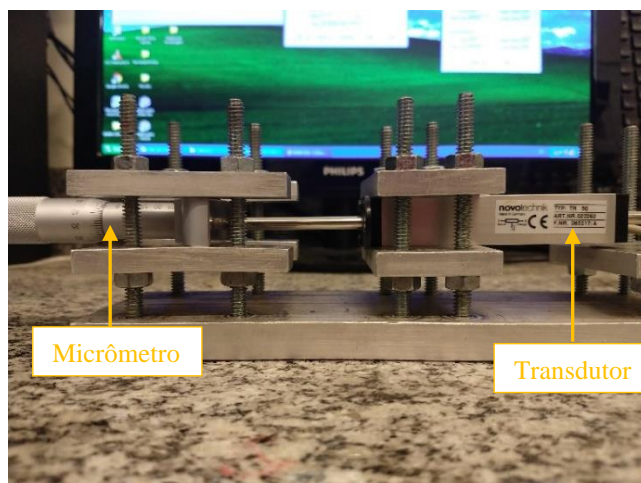


Figura A.3 - Calibração do transdutor de deslocamento vertical.

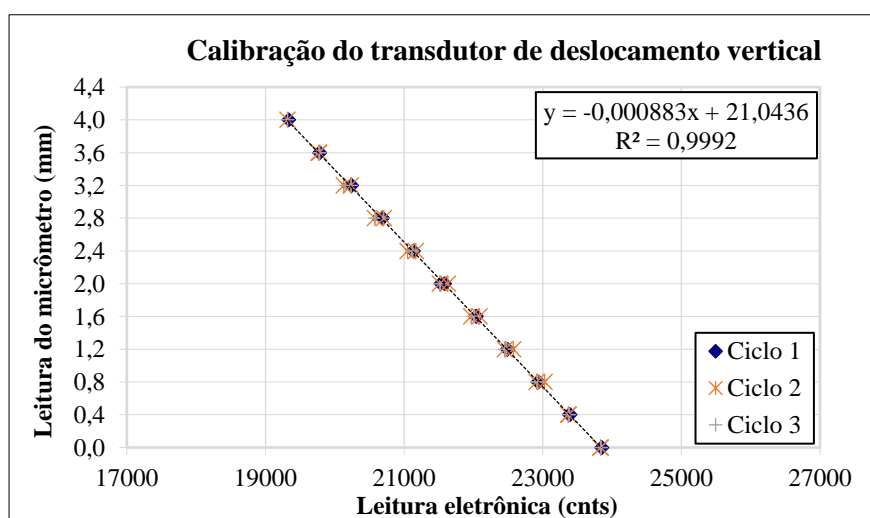


Figura A.4 - Curva de calibração transdutor de deslocamento vertical.

b) Calibração dos transdutores de força

As calibrações dos transdutores de força foram realizadas na prensa triaxial modelo *LoadTrac II*, marca *Geocomp*. Inicialmente partiu-se do pressuposto que o transdutor de força de maior capacidade (10000 libras) estava previamente calibrado, dessa forma o transdutor foi conectado a prensa triaxial, em seguida, juntou-se o transdutor de força do equipamento DSS de menor capacidade (1000 libras) a ser calibrado, ver Figuras A.5 e A.7. A união dos transdutores foi dada através de um parafuso entre eles e conectados ao *frame* do equipamento, na

sequência foi realizada a leitura inicial do transdutor de força do DSS sem o contato com a prensa, a seguir foram aplicados dois ciclos de carregamento e descarregamento na prensa triaxial.

As Figuras A.6 e A.8 mostram as curvas de calibração para os transdutores de força vertical e horizontal, respectivamente para dois ciclos de calibração.

Transdutor de força vertical

A calibração do transdutor de força vertical foi realizada para uma faixa de valores de 0 a 4000 N, que foi dividida em 10 intervalos de 400 N. Esses intervalos foram definidos a partir das tensões que iriam ser utilizadas nos ensaios. A marca do transdutor a ser calibrado é CAS e o modelo SBA-1KLB-I.

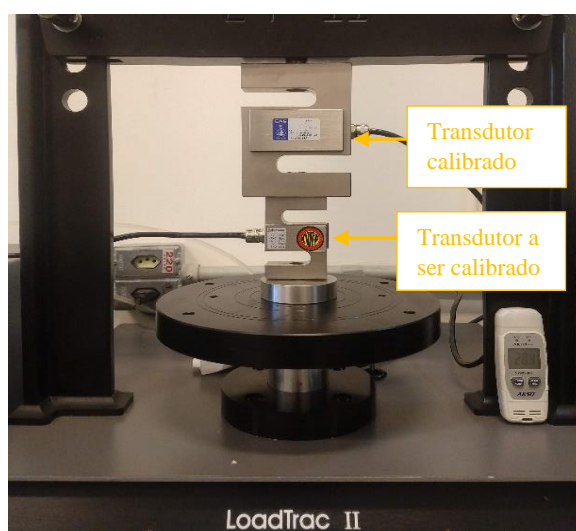


Figura A.5 - Calibração do transdutor de força vertical.

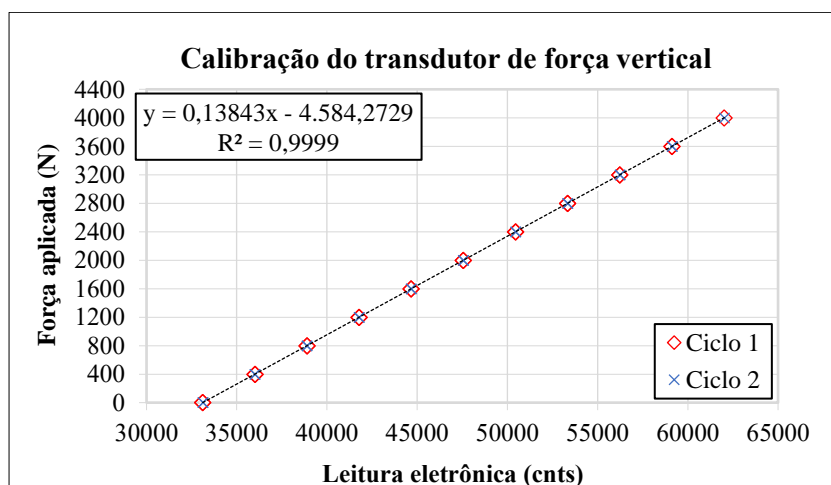


Figura A.6 - Curva de calibração transdutor de força vertical.

Transdutor de força horizontal

A calibração do transdutor de força horizontal foi realizada para uma faixa de valores de 0 a 4000 N, dividida em 10 intervalos de 400 N. Esses intervalos foram definidos a partir das tensões que iriam ser utilizadas nos ensaios. A marca do transdutor é Interface e o modelo SML-1000.

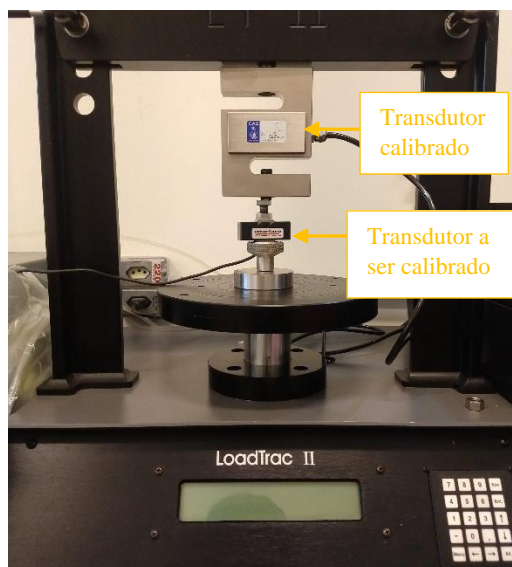


Figura A.7 - Calibração do transdutor de força horizontal.

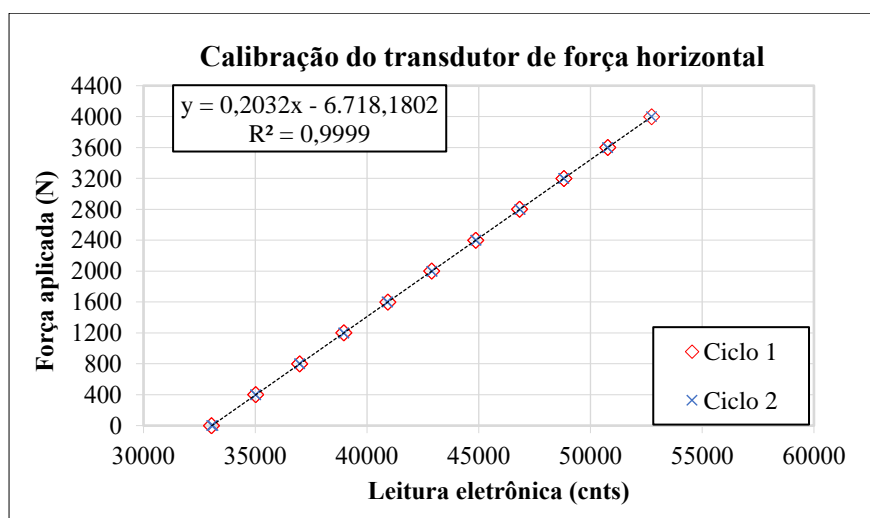


Figura A.8 - Curva de calibração do transdutor de força horizontal.

Apêndice 2

Compressibilidade do sistema

Para verificar a compressibilidade do sistema era realizado no equipamento de cisalhamento simples (DSS) imposições de carregamento e descarregamento, próximos aos que seriam utilizados nos ensaios. Para realização dos ensaios foi utilizado um cilindro de aço rígido com as medidas muito próximas dos corpos de prova, diâmetro de 63,5 mm e altura de 16,0 mm. O procedimento consistiu em primeiramente amarrar a membrana de látex no pedestal da base do DSS com dois elásticos, em seguida foi colocado o cilindro de aço dentro da membrana de látex e depois posicionado o *top cap*. A membrana de látex era esticada e amarrada junto com dois elásticos de borracha no *top cap* e passado glicerina ao redor, ver Figura A.9. Por fim, eram colocados os dezessete anéis justapostos. Após essa etapa, realizou-se as configurações no software do DSS e realizava-se a aplicação do carregamento vertical.



Figura A.9 - Montagem dos elementos para a compressibilidade do sistema.

Foram configurados incrementos de carregamentos em estágios, a cada dois minutos e após o último estágio de carregamento eram realizados os estágios de descarregamento do sistema automaticamente até o primeiro estágio, a saber: 3,32, 83, 163, 243, 323, 403, 483, 563, 643, 723 e 803 kPa. A Figura A.10 mostra onze ciclos realizados. A grande quantidade de ciclos a serem realizados justifica-se em razão do elemento poroso junto ao *top cap* ser novo.

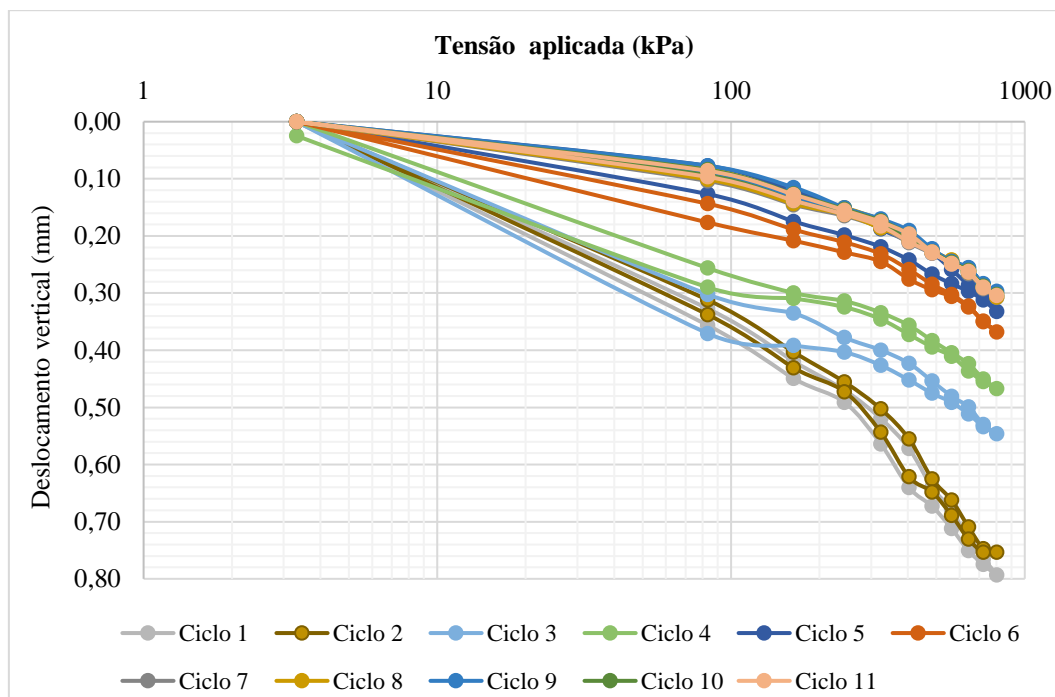
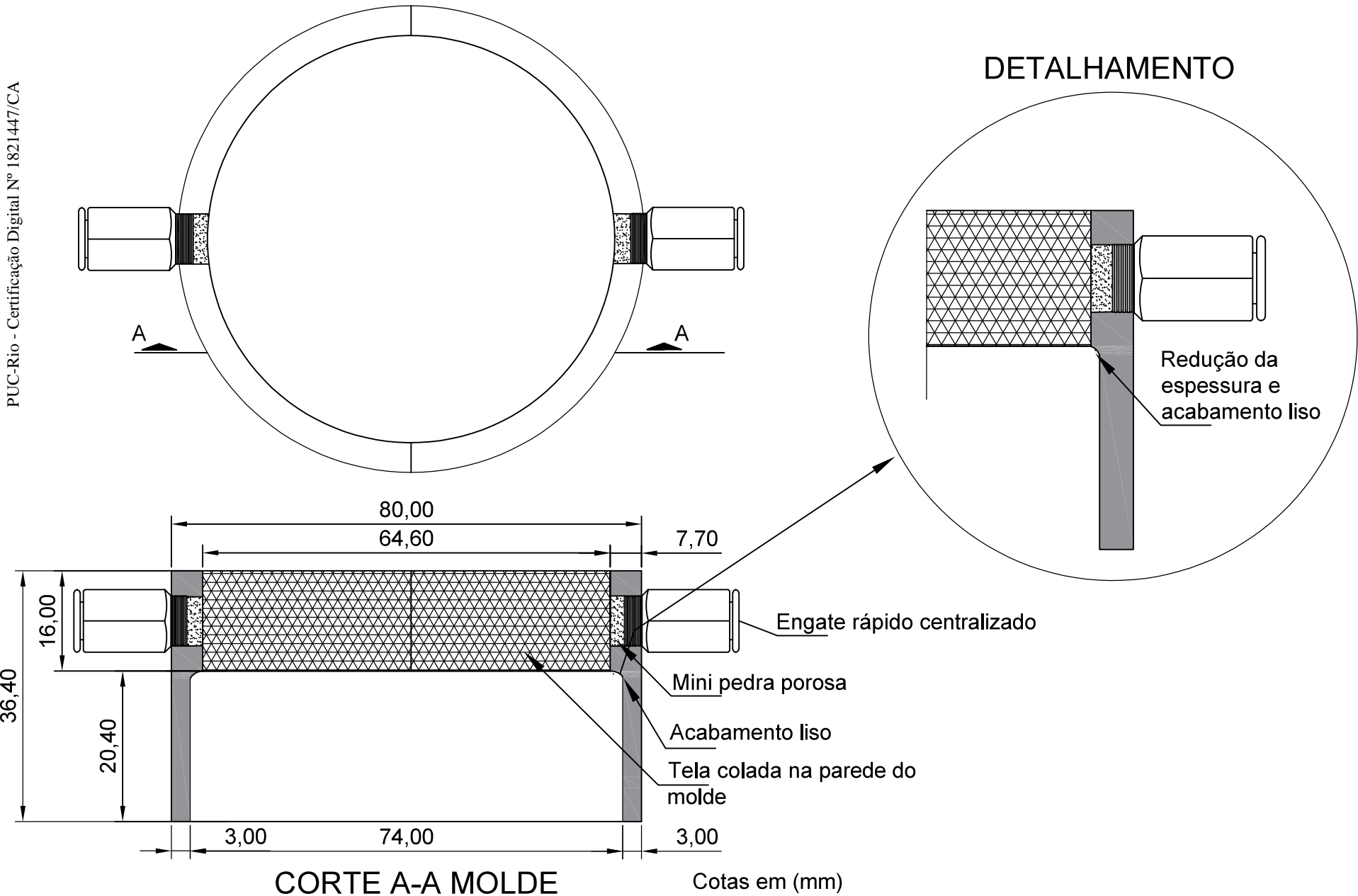


Figura A.10 - Curvas de carregamento e descarregamento para onze ciclos.

Desenho do molde bipartido

VISTA SUPERIOR MOLDE DSS BIPARTIDO PARA MOLDAGEM



Apêndice 4**Check-list de moldagem e preparação dos corpos de prova**

Atividade a ser realizada	Check-list
1. Limpar todos os instrumentos que serão utilizados;	
2. Pesar o conjunto composto por: base do DSS, dezessete anéis justapostos, quatro elásticos, membrana de látex e <i>top cap</i> ;	
3. Fazer a medição da profundidade com o cilindro de aço com o auxílio do paquímetro de profundidade;	
4. Colocar a membrana de látex junto ao pedestal, e verificar se não há nenhuma dobra;	
5. Posicionar os elásticos no tubo PVC, descer o tubo de PVC e prender os elásticos na membrana de látex junto às ranhuras do pedestal;	
6. Colocar a fita isolante nas duas frestas do molde bipartido, os quatro pinos de apoio dos anéis justapostos e colocar parafusos;	
7. Prender o molde com abraçadeira plástica e encaixar o molde bipartido no pedestal;	
8. Esticar a membrana de látex a fim de deixá-la aderida ao molde bipartido, conferir a aderência;	
9. Conectar as três mangueiras e abrir as duas válvulas do prisma. Manter a válvula da mangueira da base fechada;	
10. Conferir a adesão da membrana de látex junto à parede interna do molde. Ligar a bomba de vácuo com 13,33 kPa (100 mm hg) e conferir o valor aplicado no manômetro;	
11. Colocar a areia no molde de acrílico e realizar método B da ASTM-D4254-16, para obter o domínio de compactação relativa fofo; Para o domínio de compactação relativa médio, compacto, e muito compacto, realizar a pluviação ao ar sobre peneiras;	

12. Arrasar o topo do molde com uma régua e limpar as partículas de areia em excesso com auxílio do pincel fino e auxílio do mini aspirador. Limpar o restante da areia na base do DSS;	
13. Posicionar o <i>top cap</i> sobre o corpo de prova, dobrar a membrana de látex junto ao <i>top cap</i> e prendê-la com dois elásticos finos para garantir o vácuo e a passagem dos anéis justapostos;	
14. Ligar a válvula da base para aplicar uma sucção ao corpo de prova de no máximo 5 kPa (37,5 mm hg) controlada no manômetro, fechar as outras duas válvulas e desconectar suas respectivas mangueiras;	
15. Apenas com a válvula da base aberta, desmontar e retirar o molde bipartido;	
16. Verificar a geometria do corpo de prova;	
17. Realizar medidas do perímetro do corpo de prova com auxílio da fita milimétrica e passar glicerina na membrana de látex;	
18. Realizar a medida da profundidade com o paquímetro de profundidade para o cálculo da altura do corpo de prova;	
19. Encaixar cuidadosamente por cima do <i>top cap</i> os dezessete anéis justapostos para fazer o confinamento do corpo de prova;	
20. Desligar a válvula da base e desconectar a sua respectiva mangueira;	
21. Realizar uma outra medida da altura do corpo de prova com auxílio do paquímetro de profundidade (após o desligamento da sucção); e desligar a bomba de vácuo;	

22. Pesar todo o conjunto. Calcular o índice de vazios inicial, a compacidade relativa e classificar o domínio de compacidade relativa;	
23. Levantar o braço do DSS e posicionar o conjunto na caixa de cisalhamento do DSS com extremo cuidado;	
24. Rosquear a haste no <i>top cap</i> com extremo cuidado;	
25. Avançar para as etapas de aplicação da tensão vertical inicial e cisalhamento.	

Apêndice 5

Verificação da influência da velocidade de distorção imposta no funcionamento do servo-controle do equipamento para manutenção da altura constante

As Figuras (A.11 a A.15) mostram o comparativo dos ensaios piloto realizados no domínio de CR muito compacto, submetidos à tensão vertical inicial de 25 kPa com três diferentes velocidades de distorção, a saber: a curva cinza corresponde a 50 %/h, a curva laranja corresponde a 10 %/h e a curva azul corresponde a 5 %/h. Nota-se que para um ensaio a volume constante o mais importante é a altura ser praticamente constante durante o ensaio. É possível notar que para a velocidade de distorção de 50 %/h o servo-controle do equipamento não conseguiu manter o corpo de prova com altura constante, Figura A.11. As velocidades de distorção de 5 %/h e 10 %/h mostraram ser eficazes, evidenciando valores muito baixos de Δh_s .

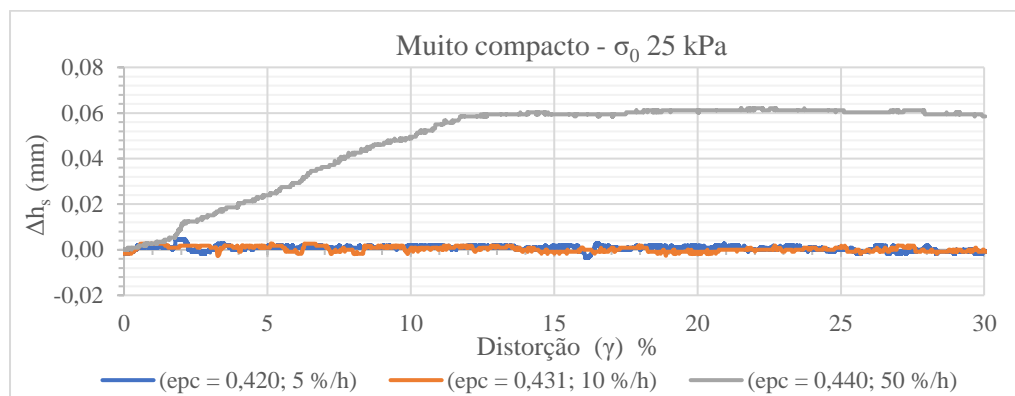


Figura A.11 - Curvas Δh_s x γ dos corpos de prova.

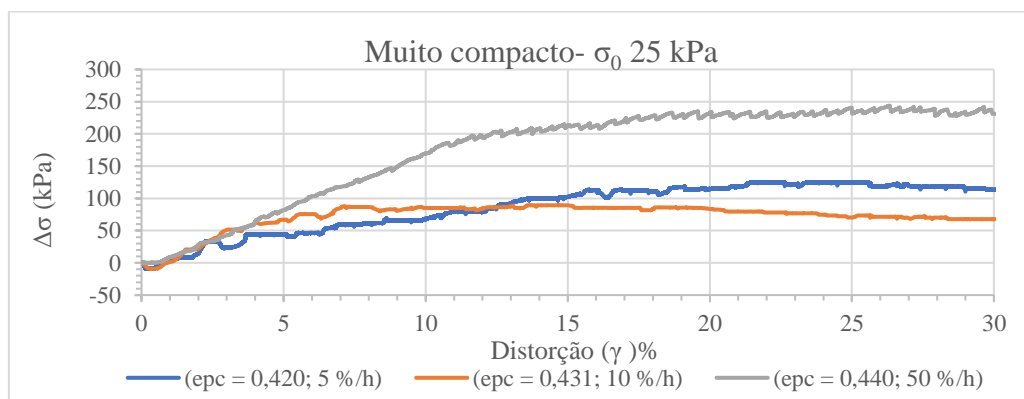


Figura A.12 - Curvas $\Delta \sigma$ x γ dos corpos de prova.

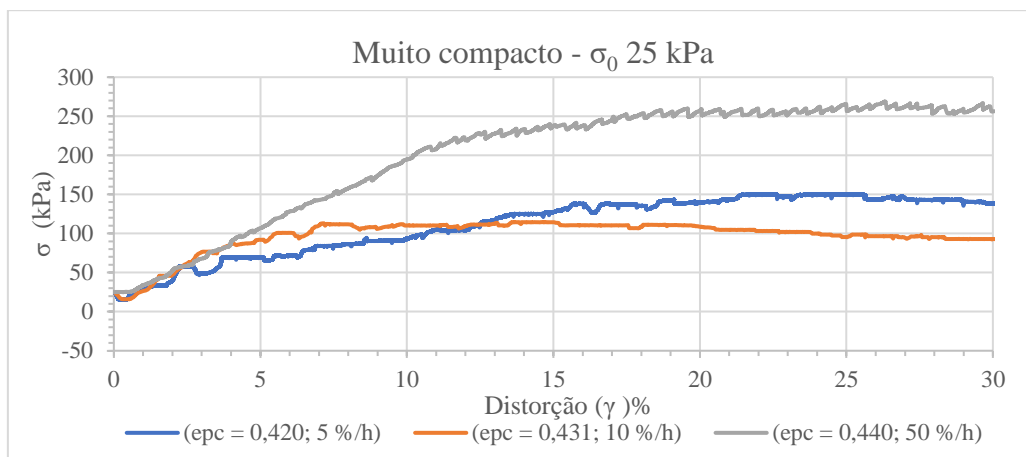


Figura A.13 - Curvas σ x γ dos corpos de prova.

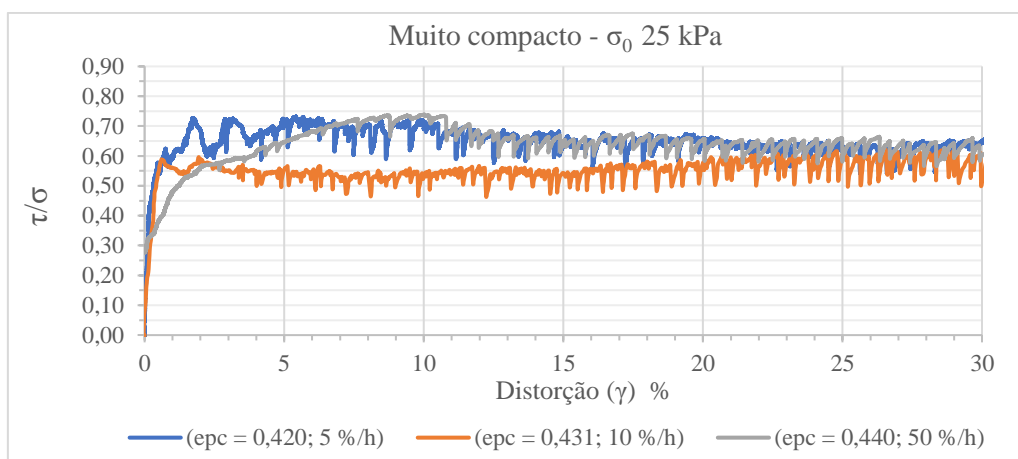


Figura A.14 - Curvas τ/σ x γ dos corpos de prova.

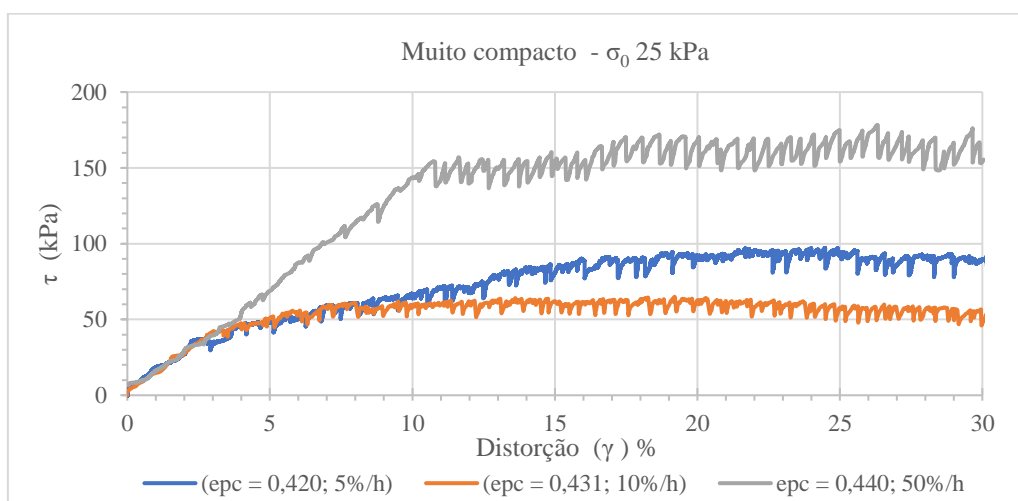


Figura A.15 - Curvas τ x γ dos corpos de prova.

Anexo 1

Curvas de calibração do frasco picnômetro

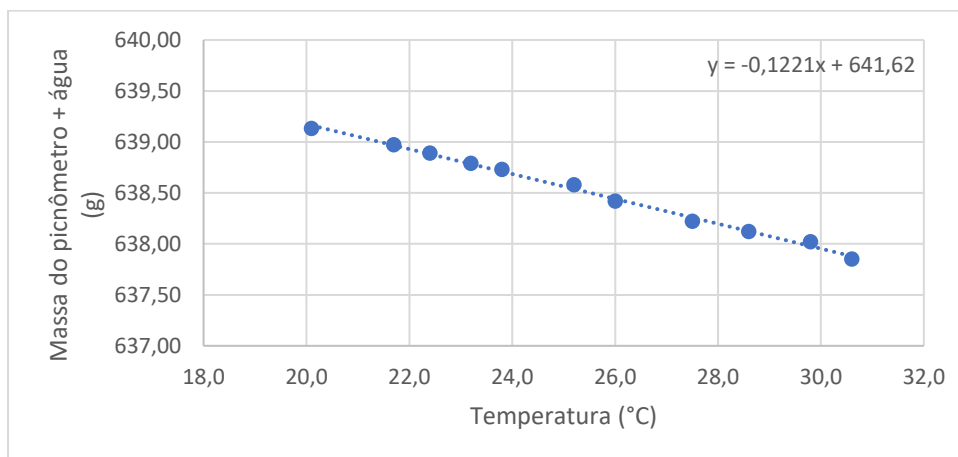


Figura A.16 - Curva de calibração do picnômetro 1 (Costa, 2020).

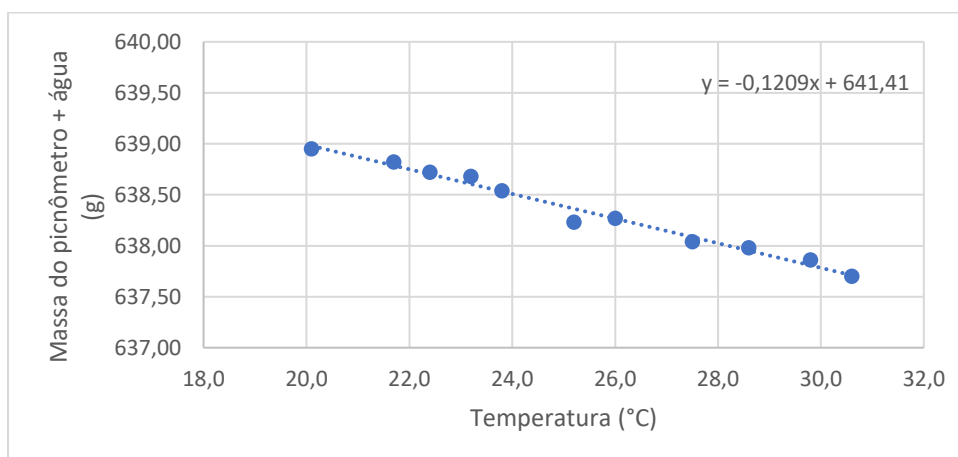


Figura A.17 - Curva de calibração do picnômetro 2 (Costa, 2020).

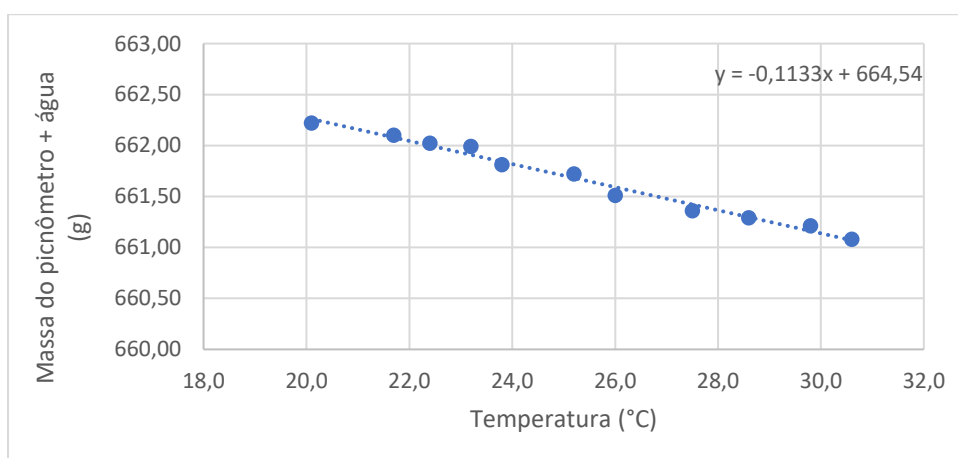


Figura A.18 - Curva de calibração do picnômetro 4 (Costa, 2020).