



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

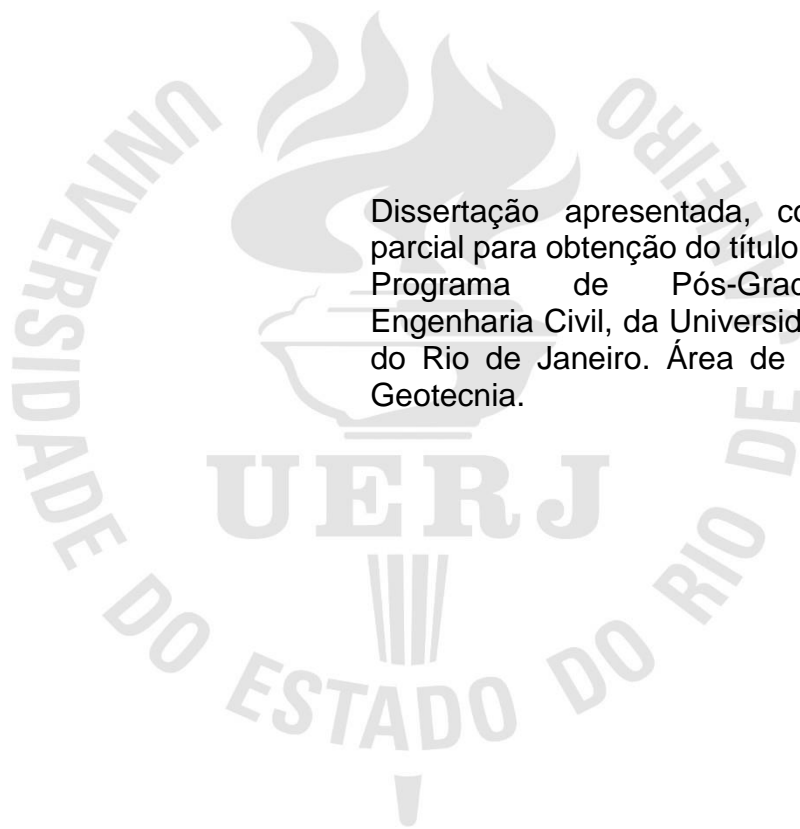
Daniel Pimenta Monteiro

Caracterização Geotécnica da Areia do Porto do Açú

Rio de Janeiro
2023

Daniel Pimenta Monteiro

Caracterização Geotécnica da Areia do Porto do Açú



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Prof^a. Bernadete Ragoni Danziger, D. Sc.

Prof^o. Bruno Teixeira Lima, D. Sc.

Rio de Janeiro

2023

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

M775 Monteiro, Daniel Pimenta.
Caracterização geotécnica da areia do Porto do Açú / Daniel
Pimenta Monteiro. – 2023.
224 f.

Orientadores: Bernadete Ragoni Danziger, Bruno Teixeira Lima.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Engenharia geotécnica - Teses. 3.
Areia - Teses. 4. Solos - Permeabilidade - Teses. 5. Cisalhamento dos
solos - Resistência - Teses. I. Danziger, Bernadete Ragoni. II. Lima,
Bruno Teixeira. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro,
Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.131.21

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta
tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Daniel Pimenta Monteiro

Caracterização Geotécnica da Areia do Porto do Açú

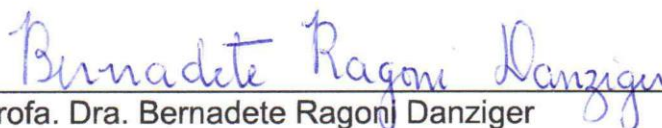
Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 20 de outubro de 2023.

Banca Examinadora:



Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ



Profa. Dra. Bernadete Ragoni Danziger
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco
Faculdade de Engenharia – UERJ

Robson Palhas
Saramago:8582019
9715

Assinado de forma digital por
Robson Palhas
Saramago:85820199715
Dados: 2023.10.20 12:20:41
-03'00'

Prof. Dr. Robson Palhas Saramago
Universidade Federal Fluminense - UFF

Rio de Janeiro

2023

DEDICATÓRIA

Dedico esta dissertação à Deus e à minha família, em especial à minha amada, esposa Aline, e minha querida filha, Clara.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus, que nos dá a vida e, assim, todas às oportunidades decorrentes dela.

Aos meus pais, Marcos e Sandra, minha gratidão por todo esforço e dedicação durante minha jornada de crescimento e aprendizado.

À minha querida e amada esposa, Aline, agradeço pelo apoio e compreensão nos momentos difíceis desta, e de muitas outras, caminhas. Sem você eu não estaria aqui.

À minha amada filha, Clara, que com seu sorriso inspirador me mantém em foco e atento para superar os desafios da vida.

Aos colegas de estudo que fiz durante o mestrado, agradeço pelo companheirismo e ajuda. Mesmo com a distância que nos foi imposta pela situação de pandemia que vivemos durante o curso, conseguimos criar um ambiente de colaboração que certamente contribuiu para a conclusão desta empreitada.

Agradeço à instituição e a todos os professores que participaram diretamente desta minha trajetória, em especial a professora Bernadete Danziger, pela transmissão de amplo conhecimento, ao professor Bruno Lima pelas ótimas aulas e pelo apoio e orientação nos trabalhos de laboratório e ao professor Rogério Feijó pelos valiosos ensinamentos e dicas passadas em sala de aula e no laboratório.

Aos colegas Laboratoristas do LMS, Jorge, Raí e Galdino, obrigado pelo apoio, paciência e companheirismo durante os nossos, quase intermináveis, ensaios.

Aos estagiários e bolsistas do LMS, agradeço pela ajuda, companheirismo e pelos momentos de descontração.

Quanto mais aumenta nosso conhecimento,
mais evidente fica nossa ignorância.

John F. Kennedy

RESUMO

MONTEIRO, Daniel Pimenta. *Resistência ao cisalhamento da areia do Porto do Açú*. 2023. 224 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

Foi realizada uma campanha de ensaios de cisalhamento direto nas areias do Porto do Açú visando conhecer o comportamento deste material em relação à resistência ao cisalhamento, permeabilidade e compressibilidade. Realizaram-se ensaios de cisalhamento direto em amostras secas moldadas em quatro diferentes domínios de compactação relativa: muito fofa, fofa, medianamente compacta e compacta. Em cada um destes domínios foram realizados ensaios em quatro diferentes valores de tensão normal nominal (σ_n), 50 kPa, 150 kPa, 300 kPa e 500 kPa. Os ensaios permitiram uma vasta análise das características das curvas $\tau/\sigma \times \delta_h$ e $\delta_h \times \delta_v$, verificando-se as variações nessas curvas motivadas pelas mudanças de CR e de σ , conhecendo-se a influência desses fatores sobre a resistência de pico (ϕ') e sobre a magnitude e sentido da movimentação vertical do top cap na ruptura (δ_{vr}), na ocorrência de contração ou dilatação do corpo de prova. Foi determinado o ângulo de atrito a volume constante (ϕ_{cv}), de acordo com o modelo teórico proposto por Taylor (1948), e aprimorado por Atkinson e Bransby (1978), obtendo-se para as areias do Porto do Açú valor variando entre 24° e 26°. Do estudo das variações do deslocamento vertical do top cap, foi determinada uma curva que relaciona índice de vazios crítico e tensão normal nominal crítica, considerada análoga à linha de estado crítico proposta por Lee e Seed (1967). Esta curva indica uma divisão no comportamento dilatante ou contrátil das areias do Porto do Açú na ruptura, estabelecendo-se se uma determinada amostra, num dado índice de vazios, quando cisalhada sob uma certa tensão normal, sofrerá dilatação ou contração na ruptura. O módulo edométrico (E_{edo}) situou-se entre 6 MPa e 226 MPa (para tensões normais entre 12,5 kPa e 1600 kPa) e o coeficiente de permeabilidade (k) variou entre $1,9 \times 10^{-3}$ cm/s e $1,2 \times 10^{-3}$ cm/s (amostra fofa e compacta).

Palavras-chave: Resistência ao Cisalhamento; Permeabilidade; Módulo Edométrico; Areias; Ensaios de Laboratório.

ABSTRACT

MONTEIRO, Daniel Pimenta. *Geotechnical characterization of Porto do Açú sand*. 2023. 224 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

A campaign of direct shear tests was carried out in the sands of Porto do Açú in order to know the behavior of this material in relation to shear strength, permeability and compressibility. Direct shear tests were performed on dry samples molded into four relative density: very loose, loose, medium and dense. For each of these domains, tests were carried out at four different nominal normal stress values (σ), 50 kPa, 150 kPa, 300 kPa and 500 kPa. The tests allowed a vast analysis of the characteristics of the $\tau/\sigma \times \delta_h$ and $\delta_h \times \delta_v$ curves, verifying the variations in these curves motivated by changes in D_r and σ , knowing the influence of these factors on the peak resistance (ϕ') and on the magnitude and direction of vertical displacement of the top cap at failure (δ_{vf}), in the occurrence of contraction or expansion of the specimen during failure. The angle of friction at constant volume (ϕ_{cv}) was determined, according to the theoretical model proposed by Taylor (1948), and improved by Atkinson and Bransby (1978), obtaining for the sands of Porto do Açú, a value varying between 24° and 26° . From the study of variations in the vertical displacement of the top cap, a curve that relates the critical void ratio and the critical nominal normal stress was determined, being analogous to the critical state line proposed by Lee and Seed (1967). This curve indicates a division in the dilating or contracting behavior of the Porto do Açú Sands at failure, establishing whether a given sample, at a given void ratio, when sheared under a certain normal stress, will undergo dilation or contraction at failure. The oedometric modulus (E_{oed}) was between 6 MPa and 226 MPa (normal stresses between 12.5 kPa and 1600 kPa) and the permeability coefficient (k) varied between 1.9×10^{-3} cm/s and 1.2×10^{-3} cm/s (soft and dense specimens).

Keywords: Shear strength; Permeability; Oedometric Modulus; Sands; Laboratory Tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Interpretação geométrica de ϕ_u (LAMBE e WHITMAN, 1969).....	29
Figura 2 - Interpretação microscópica da resistência por atrito (LAMBE e WHITMAN, 1969).	31
Figura 3 - Ilustração do fenômeno de resistência por atrito e critério de deslizamento (adaptado de TAYLOR, 1948).	31
Figura 4 - Diagrama para ilustrar a definição de tensão; (a) Perfil do Terreno, (b) e (c) forças sobre o elemento A (adaptado de LAMBE e WHITMAN, 1969).	35
Figura 5 - Componentes de tensão tridimensional (adaptado de GERSCOVICH, 2016) .	36
Figura 6 - Círculo de Mohr (adaptado de GERSCOVICH, 2016).....	37
Figura 7 - Conceito de Polo (adaptado de GERSCOVICH, 2016).....	37
Figura 8 - Círculo de Mohr para tensões totais e efetivas (adaptado de ATKINSON, 2007)	38
Figura 9 - Representação do Critério de Ruptura de Coulomb (a) e de Mohr (b) (PINTO, 2006)	40
Figura 10 - Curvas típicas obtidas em ensaios triaxiais do tipo CD, obtidas em corpos de prova com comportamento do tipo contráctil (PINTO, 2006).....	43
Figura 11 - Curvas típicas obtidas em ensaios triaxiais do tipo CD, obtidas em corpos de prova com comportamento do tipo dilatante (PINTO, 2006).	44
Figura 12 - Arranjo de partículas em um esquema fofo (a) ou denso (b) (adaptado de GERSCOVICH, 2016).	45
Figura 13 - Deslizamento de um bloco serrilhado sobre um plano serrilhado (adaptado de ATKINSON e BRANSBY, 1978)	46
Figura 14 - Ângulo de atrito medido versus índice de vazios inicial de uma areia média a fina em uma dada tensão de confinamento (adaptado de ROWE, 1962; LAMBE e WHITMAN, 1969)	48
Figura 15 – Fenômeno da dilatância associada ao trabalho realizado para expandir o corpo de prova de areia em um ensaio de cisalhamento direto (adaptado de SIMÕES, 2015) ..	50
Figura 16 - Resultados de ensaios triaxiais em corpos de prova das areias do Rio Sacramento, com CR = 38%: (a) Razão entre tensões principais versus deformação axial;	

(b) deformação volumétrica específica versus deformação axial específica (adaptado de HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022)	53
Figura 17 - Resultados de ensaios triaxiais em corpos de prova das areias do Rio Sacramento, com CR = 100%: (a) Razão entre tensões principais versus deformação axial; (b) deformação volumétrica específica versus deformação axial específica (adaptado de HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022)	54
Figura 18 - Comportamento na ruptura para corpos de prova da areia do Rio Sacramento, com CR = 100% (adaptado de LEE e SEED, 1967; COUTINHO, 2021).....	55
Figura 19 - Índice de vazios crítico versus Tensão confinante crítica para areias do Rio Sacramento, a partir de ensaios triaxiais drenados (adaptado de LEE e SEED, 1967; apud COUTINHO, 2021).	56
Figura 20 - Deformação volumétrica na ruptura versus índice de vazios ao final da consolidação para areias do Rio Sacramento, a partir de ensaios triaxiais drenados (adaptado de HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022).	57
Figura 21 - Deformação Volumétrica na ruptura versus Tensão Efetiva de Consolidação para amostras das areias do Rio Sacramento em diversos índices de vazios (adaptado de HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022).	58
Figura 22 - Curva crítica definida a partir dos Índices de Vazios Críticos e Tensões Confinantes Críticas obtidas para as areias do Rio Sacramento (adaptado de HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022).	58
Figura 23 – Esquema para obtenção de pares críticos (σ_{cr}, e_{cr}) a partir de ensaios Triaxiais CIDc para uma dada tensão confinante (PINTO, 2006).	60
Figura 24 - Seção Transversal de um aparato de Cisalhamento Direto (adaptado de LAMBE e WHITMAN, 1969)	61
Figura 25 – (a) seção transversal esquemática de um aparato de cisalhamento direto; (b) resultados típicos para areias compactas, moldadas em um mesmo índice de vazios e cisalhadas sob três diferentes tensões normais; (c) Envoltória de Mohr para corpos de prova na mesma compacidade relativa (adaptado de HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022)...	63
Figura 26 - Formação de uma pilha de areia (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).	64
Figura 27 - Determinação do ângulo de atrito no repouso em uma pilha de areia (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).....	65

Figura 28 - Variação do ângulo de atrito no repouso em função da quantidade de material lançado na pilha (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).....	66
Figura 29 - Variação do ângulo de atrito no repouso em função do tempo de levantamento do funil (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).	66
Figura 30 - Variação do ângulo de atrito no repouso em função da rugosidade da base da pilha (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).	66
Figura 31 - Exemplo de utilização do dispositivo: a) conformação da pilha sobre os dois anéis apoiados no espaçador; b) pilha inicial formada sobre os dois anéis; c) remoção do espaçador fazendo descer o anel externo; e d) conformação final da pilha (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).....	67
Figura 32 - O ângulo de atrito no repouso se mantém estável mesmo com diferentes rugosidades da base (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).....	68
Figura 33 - Desenho esquemático de um filtro de areia/permeâmetro (PINTO, 2006).....	72
Figura 34 - Relação entre o coeficiente de viscosidade dinâmica e a temperatura (adaptado de CEDERGREN, 1967).....	76
Figura 35 - Razão entre o coeficiente de viscosidade dinâmica da água a uma temperatura T (°C) e o coeficiente de viscosidade dinâmica da água a 20 °C (adaptado de HEAD, 1982).	77
Figura 36 - Microestrutura de solos argilosos: a) Floculada; b) Dispersa (LAMBE e WHITMAN, 1969).	78
Figura 37 - Esquema de uma célula edométrica (PINTO, 2006).	80
Figura 38 - Esquema de determinação do módulo edométrico.	81
Figura 39 - Curva “índice de vazios crítico x tensão normal nominal crítica” da Areia da Praia de Ipanema obtida de ensaios de cisalhamento direto (COUTINHO, 2021).	84
Figura 40 - Localização do Porto do Açú (Google Earth).	87
Figura 41 - Infraestrutura do Porto do Açú (PRUMO, 2022).....	87
Figura 42 - Processo de quarteamento das amostras de areia (SIMÕES, 2015).....	88
Figura 43 - Curva granulométrica das areias do Porto do Açú.	89
Figura 44 - Imagens da Areia do Porto do Açú, obtidas por microscópio eletrônico.	91
Figura 45 - Verificação expedita das propriedades ferromagnéticas da amostra.	92
Figura 46 - Imersão de uma pequena amostra em HCl, não se verificou reação.....	92

Figura 47 - Método A - NBR 16840: a) Carregamento do funil; b) Preenchimento inicial do molde; c) Preenchimento final do molde; d) Retirada do colarinho; e) Arrasamento; f) Limpeza.	97
Figura 48 - Método B - NBR 16840: a) Materiais empregados; b) Preenchimento do tubo de parede delgada; c) Retirada do tubo; d) Retirada do colarinho; e) Arrasamento; f) Limpeza.	99
Figura 49 - Equipamentos empregados para a realização do ensaio segundo o Método B da NBR 16843.	101
Figura 50 - Ensaio segundo o Método B da NBR 16843: a) Preenchimento do cilindro proctor com tubo-guia acoplado; b) Aplicação de golpes laterais para acomodação da amostra; c) Colocação do disco base; d) Aplicação da sobrecarga e montagem no agitador; e) Remoção do tubo-guia (colarinho); f) Arrasamento e limpeza para pesagem do conjunto preenchido.	102
Figura 51 - Pluviação com funil elaborado usando conexões de PVC: a) vista geral; b) detalhe de uma ponteira de funil com furo de 10mm durante a pluviação.	105
Figura 52 - Pluviação usando cone de slump test como funil: a) vista geral; b) detalhe do cap de PVC acoplado ao funil.	106
Figura 53 - Detalhe das conexões de PVC utilizadas para montar os funis.	106
Figura 54 - Ensaio de pluviação preliminar, realizado com altura de queda de 70cm.	108
Figura 55 - Variação dos índices de vazios intermediários de acordo com a abertura do funil no ensaio de pluviação sobre peneiras.	110
Figura 56 - Equipamento de cisalhamento direto: a) Vista frontal do equipamento; b) sistema de aquisição de dados; c) detalhe do conjunto de aplicação de cargas e d) detalhe da caixa bipartida dentro da caixa externa.	112
Figura 57 - Detalhe da pluviação diretamente sobre a caixa de cisalhamento.	113
Figura 58 - Preparação do corpo de prova: a) Arrasamento; b) Limpeza; c) Nivelamento.	114
Figura 59 - Verificação da massa em três momentos de preparação dos corpos de prova: a) caixa de cisalhamento vazia, b) caixa de cisalhamento cheia e rasada e c) caixa de cisalhamento escavada e nivelada.	114
Figura 60 - Preparação do corpo de prova usando funil simples: a) Preenchimento do molde; b) Arrasamento; c) Limpeza; d) Nivelamento; e) Limpeza; f) Verificação do nível.	115
Figura 61 - Adernamento do top cap logo após o final de um dos ensaios.	117

Figura 62 - Posição da placa perfurada após a retirada do top cap.	117
Figura 63 - Superfície do corpo de prova.	118
Figura 64 - a) Anéis concêntricos com $d_1 = 53,9$ mm; b) Anéis concêntricos com $d_2 = 71,2$ mm; e c) Anéis concêntricos com $d_3 = 97,6$	119
Figura 65 - Lançamento de areia e conformação final da pilha nos anéis de diâmetro $d_1 = 53,9$ mm.....	119
Figura 66 - Partes do permeâmetro.....	120
Figura 67 - Conjunto montado para a execução do ensaio.	121
Figura 68 - Prensa de adensamento: a) vista frontal; b) vista posterior.	123
Figura 69 - a) Processo de pluviação para moldagem dos corpos de prova; b) Detalhe do anel sob pluviação.....	124
Figura 70 - a) Detalhe do anel, top cap e pedra porosa; b) conjunto após um dos ensaios.	124
Figura 71 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta_h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compacidade relativa muito fofa.	131
Figura 72 - Curvas $\delta_v \times \delta_h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compacidade relativa muito fofa.	131
Figura 73 - Tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal na ruptura - ($CR_{0,méd} = 14,2$ %).	132
Figura 74 - Ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal na ruptura - ($CR_{0,méd} = 14,2$ %). .	132
Figura 75 - Deslocamento vertical do top cap (δ_v) na ruptura versus tensão normal na ruptura - ($CR_{0,méd} = 14,2$ %).	132
Figura 76 - Envoltória de Ruptura para o domínio de compacidade relativa muito fofa. .	134
Figura 77 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta_h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compacidade relativa fofa.....	135
Figura 78 - Curvas $\delta_v \times \delta_h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compacidade relativa fofa.....	136
Figura 79 – Tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal na ruptura – ($CR_{0,méd} = 27,2$ %).	136
Figura 80 – Ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal na ruptura – ($CR_{0,méd} = 27,2$ %). .	137
Figura 81 – Deslocamento vertical do top cap (δ_v) na ruptura versus tensão normal na ruptura – ($CR_{0,méd} = 27,2$ %).	137

Figura 82 – Envoltória de Ruptura para o domínio de compacidade relativa fofa.	138
Figura 83 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta_h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compacidade relativa medianamente compacta.	140
Figura 84 - Curvas $\delta_v \times \delta_h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compacidade relativa medianamente compacta.	140
Figura 85 - Tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal na ruptura ($CR_{0,méd} = 58,7 \%$).	141
Figura 86 - Ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal na ruptura ($CR_{0,méd} = 58,7 \%$).	141
Figura 87 – Deslocamento vertical do top cap (δ_v) na ruptura versus tensão normal na ruptura ($CR_{0,méd} = 58,7\%$).	141
Figura 88 – Envoltória de Ruptura para o domínio compacidade relativa Medianamente Compacta.	143
Figura 89 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta_h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compacidade relativa compacta.	144
Figura 90 - Curvas $\delta_v \times \delta_h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compacidade relativa compacta.	144
Figura 91 - Tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal na ruptura - ($CR_{0,méd} = 73,4 \%$).	145
Figura 92 - Ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal na ruptura - ($CR_{0,méd} = 73,4 \%$). .	145
Figura 93 - Deslocamento vertical do top cap (δ_v) na ruptura versus tensão normal na ruptura - ($CR_{0,méd} = 73,4 \%$).	145
Figura 94 - Envoltória de Ruptura para o domínio de compacidade relativa compacta...	147
Figura 95 – Pontos $(\tau/\sigma)_r \times e_a$ obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 50 kPa.	148
Figura 96 - Pontos $\phi' \times e_a$ obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 50 kPa.	149
Figura 97 - Pontos $\delta_{vr} \times e_a$ obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 50 kPa.	149
Figura 98 - Pontos $(\tau/\sigma)_r \times e_a$ obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 150 kPa.	150
Figura 99 - Pontos $\phi' \times e_a$ obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 150 kPa.	150

Figura 100 - Pontos δv_r x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 150 kPa.	151
Figura 101 - Pontos $(\tau/\sigma)_r$ x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 300 kPa.	152
Figura 102 - Pontos ϕ' x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 300 kPa.	152
Figura 103 - Pontos δv_r x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 300 kPa.	152
Figura 104 - Pontos $(\tau/\sigma)_r$ x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 500 kPa.	153
Figura 105 - Pontos ϕ' x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 500 kPa.	154
Figura 106 – Pontos δv_r x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 500 kPa.	154
Figura 107 – Agrupamento dos resultados $(\tau/\sigma)_r$ obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em todas as compacidades relativas estudadas.	156
Figura 108 - Agrupamento dos resultados ϕ' obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em todas as compacidades relativas estudadas.	157
Figura 109 - Agrupamento dos resultados δv_r obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em todas as compacidades relativas estudadas.	157
Figura 110 - Sobreposição da Curva Granulométrica Virgem e Cisalhada.	163
Figura 111 – Reta interpolada para $\sigma_n = 50$ kPa.	164
Figura 112 - Reta interpolada para $\sigma_n = 150$ kPa.	165
Figura 113 - Reta interpolada para $\sigma_n = 300$ kPa.	165
Figura 114 - Reta interpolada para $\sigma_n = 500$ kPa.	165
Figura 115 - Curva “índice de vazios crítico x tensão normal nominal crítica” das areias do Porto do Açú, obtidas a partir de ensaios de cisalhamento direto.	166
Figura 116 - Curva “índice de vazios crítico x tensão normal nominal crítica” das areias do Porto do Açú representada em escala logarítmica no eixo horizontal.	167
Figura 117 - Curvas τ/σ x δh e δv x δh para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio compacidade relativa compacta, sob tensão normal nominal de 50kPa.	169

Figura 118 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa medianamente compacta, sob tensão normal nominal de 50kPa.....	170
Figura 119 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa compacta, sob tensão normal nominal de 150kPa.	171
Figura 120 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa medianamente compacta, sob tensão normal nominal de 150kPa.....	172
Figura 121 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa compacta, sob tensão normal nominal de 300kPa.	173
Figura 122 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa medianamente compacta, sob tensão normal nominal de 300kPa.....	174
Figura 123 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa compacta, sob tensão normal nominal de 500kPa.	175
Figura 124 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa medianamente compacta, sob tensão normal nominal de 500kPa.....	176
Figura 125 - Relação entre a variação de índice de vazios e a permeabilidade.....	179
Figura 126 - Relação entre k e $e^3/(1+e)$, com interpolação linear no melhor ajuste matemático.....	183
Figura 127 - Relação entre k e $e^3/(1+e)$, com interpolação linear forçada para passar pela origem.....	183
Figura 128 – Para a areia de Ipanema: a) melhor ajuste da reta de interpolação linear que representa a variação de k em função de $e^3/(1+e)$; b) ajuste da reta que passa pela origem, ainda apresentando um valor de R^2 bastante satisfatório, também próximo da unidade (COSTA, 2020).....	185

Figura 129 - Gráfico $k \times e^3/(1+e)$ da areia de Itaipuaçu. A linha de tendência obtida por interpolação linear despreza o ensaio realizado no corpo de prova fofo (NUNES, 2014).	185
Figura 130 – Para a areia de Itaipuaçu: a) linhas de tendência obtidas por interpolação linear, sem forçar a passagem pela origem e b) forçando sua passagem pela origem (NUNES, 2014).....	186
Figura 131 – Curva Tensão-Deformação dos três ensaios de compressibilidade unidimensional realizados.	188
Figura 132 – Variação do Módulo Edométrico com a Tensão Vertical Efetiva em amostra compacta.....	189
Figura 133 - Variação do Módulo Edométrico com a Tensão Vertical Efetiva em amostra medianamente compacta.	189
Figura 134 - Variação do Módulo Edométrico com a Tensão Vertical Efetiva em amostra fofo.	190
Figura 135 - Estudo da variação do coeficiente angular em função de CR.	190
Figura 136 - Perfil da Sondagem BH-03, realizada nas proximidades do local de coleta do material em estudo.	223
Figura 137 - Planta de Locação da Sondagem BH-03.	224

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Principais resultados obtidos em pesquisas semelhantes.....	85
Tabela 2 - Densidade Relativa dos Grãos.....	93
Tabela 3 - Denominação das Areias segundo a Compacidade Relativa.....	95
Tabela 4 - Índice de vazios máximo obtido pelo Método A.....	98
Tabela 5 - Índice de vazios máximo obtido pelo Método B da NBR 16480.....	99
Tabela 6 - Calibração de tempo para aplicação do Método B.1 da NBR 16843.....	102
Tabela 7 - Índice de vazios mínimo obtido pelo Método B.1 da NBR 16483.....	103
Tabela 8 - Razões entre diâmetros das peneiras utilizadas na pluviação sobre D_{50} e quantidades de peneiras adotadas por diferentes autores (COSTA, 2020).	104
Tabela 9 - Densidade aparente seca obtidas por pluviação com diferentes aberturas de funil, em diferentes alturas (MIURA e TOKI, 1982).	108
Tabela 10 - Índice de vazios intermediários obtidos por pluviação sobre peneiras.	109
Tabela 11 - Valores médios obtidos para os índices de vazios e compacidades relativas dos corpos de prova cisalhados.	115
Tabela 12 - Inclinação de adernamento do top cap ao final dos ensaios.	118
Tabela 13 - Determinação do ângulo de atrito no repouso.....	120
Tabela 14 - Ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova com compacidade relativa Muito Fofa, com água em temperatura de 25° C.	122
Tabela 15 - Ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova com compacidade relativa Média, com água em temperatura de 22° C.	122
Tabela 16 - Ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova com compacidade relativa Média, com água em temperatura de 25° C.	122
Tabela 17 - Ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova com compacidade relativa Compacta, com água em temperatura de 26° C.....	122
Tabela 18 - Ensaio de Compressão Uniaxial - Amostra Fofa (CR =25,20%).	126
Tabela 19 - Ensaio de Compressão Uniaxial - Amostra Fofa (CR =55,27%).	127
Tabela 20 - Ensaio de Compressão Uniaxial - Amostra Compacta (CR =72,39%).	127
Tabela 21 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compacidade relativa muito fofa.	130

Tabela 22 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa fofa.....	135
Tabela 23 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa medianamente compacta.	139
Tabela 24 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa compacta.	143
Tabela 25 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto sob tensão normal nominal de 50 kPa.	148
Tabela 26 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto sob tensão normal nominal de 150 kPa.	149
Tabela 27 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto sob tensão normal nominal de 300 kPa.	151
Tabela 28 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto sob tensão normal nominal de 500 kPa.	153
Tabela 29 – Resultados organizados por ordem decrescente de D_{60}	159
Tabela 30 - Resultados organizados por ordem decrescente de D_{30}	159
Tabela 31 - Resultados organizados por ordem decrescente de D_{10}	160
Tabela 32 - Resultados organizados por ordem decrescente de CNU.....	160
Tabela 33 - Resultados organizados por ordem decrescente de CC.	161
Tabela 34 - Resultados organizados das partículas mais arredondadas para as partículas mais angulares.	161
Tabela 35 - Pares de coordenadas referentes à construção da curva crítica.....	165
Tabela 36 – Valores de ϕ'_{cv} e τ_e/σ_n obtidos para os corpos de prova no domínio de compactidade relativa inicial (CR_0) compacta.	177
Tabela 37 - Valores de ϕ'_{cv} e τ_e/σ_n obtidos para os corpos de prova no domínio de compactidade relativa inicial (CR_0) medianamente compacta.....	178
Tabela 38 - Coeficiente de Permeabilidade da Areia do Porto do Açú.....	179
Tabela 39 - Características de Permeabilidade e Drenagem dos Solos (adaptado de TERZAGHI, PECK e MESRI, 1967)	180
Tabela 40 - Coeficiente de Permeabilidade da Areia de Ipanema (COSTA, 2020).....	181
Tabela 41 - Coeficiente de Permeabilidade da Areia de Itaipuaçu (NUNES, 2014).....	181
Tabela 42 - Módulo Edométrico (MPa).....	189

<i>Tabela 43 - Comparação de resultados de ensaios com resultados obtidos pela equação proposta.....</i>	<i>191</i>
Tabela 44 – Compilação Final de Resultados.	202

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CD; CID	Adensado, Drenado (em referência a ensaios triaxiais)
FEN/UERJ	Faculdade de Engenharia/Universidade do Estado do Rio de Janeiro
LMS	Laboratório de Mecânica dos Solos
NBR	Norma Brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS

f	Coeficiente de proporcionalidade entre a força normal e a força tangencial
N	Força normal
N_v	Força normal a um plano vertical
N_h	Força normal a um plano horizontal
T	Força tangencial
$T_{máx}$	Força tangencial máxima
T_v	Força Tangencial atuante em um plano vertical
T_h	Força Tangencial atuante em um plano horizontal
σ_v	Tensão normal atuante em um plano vertical
σ_h	Tensão normal atuante em um plano horizontal
σ_1	Tensão principal maior
σ_2	Tensão principal intermediária
σ_3	Tensão principal menor
σ_α	Tensão normal atuante em um plano qualquer de inclinação α
σ'	Tensão efetiva em uma massa de solo
σ_{rup}	Tensão normal atuante no momento da ruptura
σ_{cr}	Tensão normal, associada a um certo índice de vazios, para a qual não ocorre variação de volume na ruptura
τ_v	Tensão tangencial atuante em um plano vertical
τ_h	Tensão tangencial atuante em um plano horizontal
τ_α	Tensão tangencial atuante em um plano qualquer de inclinação α
τ_{rup}	Tensão tangencial que produz a ruptura
τ_{cv}	Tensão tangencial que produz a ruptura à volume constante
τ_e	Tensão tangencial adicional necessária para expandir o corpo de prova
u	Poropressão em uma massa de solo
c	Coesão ou intercepto coesivo
c'	Coesão efetiva ou intercepto coesivo efetivo

$\phi_u; \theta$	Ângulo de atrito entre dois corpos; Ângulo na interface mineral-mineral
$\tan \phi_u$	Coefficiente de atrito entre dois corpos
δ_v	Deslocamento vertical
δ_h	Deslocamento horizontal
Δ_v	Deslocamento vertical relativo (percentual)
Δ_h	Deslocamento horizontal (percentual)
$d\delta_v$	Varição do deslocamento vertical
$d\delta_h$	Varição do deslocamento horizontal
ε_v	Deformação vertical
ε_1	Deformação específica
A	Área; Área de contato aparente
A_c	Área de contato efetiva entre dois corpos
q_u	Tensão normal necessária para produzir a ruptura (ou plastificação)
s	Resistência ao cisalhamento nas ligações de aderência
P_n	Carga vertical incluindo força peso
P_r	Reação à carga vertical
P_f	Força de atrito disponível
P_s	Força cisalhante
α	Ângulo de atrito mobilizado; Ângulo de um plano qualquer
ϕ	Ângulo de atrito interno
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
ϕ_{cv}	Ângulo de atrito à volume constante
i	Ângulo de inclinação de um plano inclinado; ângulo de inclinação de um serrilhado
i_{cr}	Ângulo de inclinação para o qual ocorre deslizamento de um corpo que repousa em um plano inclinado
ψ	Ângulo de dilatância
e	Índice de vazios
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
e_{min}	Índice de vazios mínimo

e_{cr}	Índice de vazios crítico
e_0	Índice de vazios inicial
e_a	Índice de vazios após aplicação de carregamento
$e_{intermed}$	Índice de vazios intermediário (entre o máximo e o mínimo)
E_{edo}	Módulo Edométrico
V_v	Volume de vazios
V_s	Volume de sólidos
CR	Compacidade Relativa
CR_0	Compacidade Relativa inicial
CR_a	Compacidade Relativa após aplicação de carregamento
G_s	Densidade relativa dos sólidos
$k_{20^\circ C}$	Permeabilidade de um solo à percolação de água sob temperatura de 20°C
CNU	Coefficiente de não uniformidade
CC	Coefficiente de curvatura
D_{10}	Diâmetro pelo qual passam 10% do material no ensaio de granulometria
D_{30}	Diâmetro pelo qual passam 30% do material no ensaio de granulometria
D_{50}	Diâmetro pelo qual passam 50% do material no ensaio de granulometria
D_{60}	Diâmetro pelo qual passam 60% do material no ensaio de granulometria
ρ_d	Massa específica aparente seca de uma amostra
$\rho_{ap,min}$	Massa específica aparente seca mínima do solo
ρ_s	Massa específica dos grãos de solo
M_s	Massa de solo seco
V_{cil}	Volume de um molde empregado nos ensaios
h	Altura

SUMÁRIO

Introdução	26
Motivação da Pesquisa	26
Objetivos	26
Estrutura da Dissertação	27
1. Revisão Bibliográfica	28
1.1. Resistência ao Cisalhamento dos Solos	28
1.1.1. Introdução	28
1.1.2. Estado de Tensões nos Solos.....	34
1.1.3. Critério de Ruptura para solos	39
1.1.4. Comportamento Tensão-Deformação de Areias sob Cisalhamento Drenado. .	42
1.2. Ângulo de atrito no repouso	63
1.3. Permeabilidade dos solos arenosos	68
1.3.1. Introdução	68
1.3.2. Leis que regem o escoamento de água nos solos	69
1.3.3. Fatores que influenciam a permeabilidade	73
1.4. Compressão Unidimensional	78
1.4.1. Introdução	78
1.4.2. Ensaio Edométrico	79
1.4.3. Módulo edométrico.....	80
1.5. Resultados obtidos em pesquisas semelhantes	82
2. Programa Experimental	86
2.1. Introdução	86
2.2. Coleta e Preparação das Amostras.....	87
2.3. Granulometria e Formato dos Grãos.....	89
2.4. Densidade relativa dos grãos do solo (G_s)	93
2.5. Índice de Vazios	94
2.5.1. Índice de Vazios Máximo	96
2.5.2. Índice de Vazios Mínimo	100
2.5.3. Índices de Vazios Intermediários	103
2.6. Ensaio de Cisalhamento Direto	110
2.6.1. Preparação dos corpos de prova	113

2.6.2. Condução dos Ensaios	116
2.6.3. Adernamento do <i>top cap</i>	116
2.7. Determinação do ângulo de atrito no repouso	119
2.8. Ensaio de Permeabilidade	120
2.9. Ensaio de Compressão Unidimensional.....	123
3. Resultados e Discussões	128
3.1. Descrição geral dos ensaios de cisalhamento direto realizados	128
3.2. Discussão dos resultados agrupados por domínio de compactidade.....	128
3.2.1. Introdução	128
3.2.2. Domínio de compactidade relativa muito fofa	130
3.2.3. Domínio de compactidade relativa fofa	134
3.2.4. Domínio de compactidade relativa medianamente compacta.....	139
3.2.5. Domínio de compactidade relativa compacta	143
3.3. Discussão dos resultados agrupados por tensão normal nominal	147
3.3.1. Introdução	147
3.3.2. Tensão normal nominal de 50 kPa.....	148
3.3.3. Tensão normal nominal de 150 kPa.....	149
3.3.4. Tensão normal nominal de 300 kPa.....	151
3.3.5. Tensão normal nominal de 500 kPa.....	153
3.3.6. Análise dos resultados de ruptura obtidos nos ensaios de cisalhamento direto agrupados por tensão normal nominal.....	154
3.4. Apresentação geral dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto	156
3.5. Determinação da curva crítica.....	163
3.6. Análise da Dilatância segundo a ótica de Taylor (1948)	167
3.7. Análise da Permeabilidade.....	179
3.8. Análise da Compressibilidade	187
4. Considerações Finais	193
4.1. Conclusões Gerais	193
4.2. Sugestões para trabalhos futuros.....	203
Referências	205
Apêndice 1	207
Apêndice 2	223

Introdução

Motivação da Pesquisa

Historicamente, o eixo de ocupação do território brasileiro sempre esteve associado à faixa litorânea. Seja para a construção de obras de infraestrutura, empreendimentos imobiliários habitacionais ou de vocação turística, o conhecimento do comportamento dos solos da faixa costeira é de suma importância. Apesar dessa constatação, no tocante aos solos arenosos dessa faixa do território nacional, é percebida carência de dados bibliográficos sobre seu comportamento e resistência.

Num esforço coordenado para que se suplante esta realidade, pesquisas tem sido realizadas, visando a caracterização de diversas areias litorâneas do estado do Rio de Janeiro. Nunes (2014), estudou a areia da praia de Itaipuaçu, no município de Maricá; Simões (2015) estudou a areia de Ipanema, famosa praia da capital fluminense; Goldbach (2016) realizou ensaios de campo na areia da praia de Copacabana, Rio de Janeiro; Silva (2017) estudou as areias das dunas do Perú, no município de Cabo Frio; Costa (2020) e Coutinho (2021) também estudaram a areia de Ipanema. Os resultados destas pesquisas serão abordados, em resumo, mais à frente.

O presente trabalho tem por intuito dar continuidade a este programa de pesquisa, apresentando a caracterização geotécnica da areia do Porto do Açu e seu comportamento em ruptura por cisalhamento, sua permeabilidade e compressibilidade.

Por se tratar de um local com intensa atividade econômica, sempre sujeito a novos investimentos para ampliação, ou manutenção, e melhorias na infraestrutura instalada fica patente a importância do estudo dos solos locais, de forma que se possa dar subsídios preliminares às arrojadas obras de engenharia que normalmente são conduzidas em grandes complexos portuários como o Porto do Açu.

Objetivos

Seguindo as linhas gerais das pesquisas acima relatadas, os principais objetivos almejados pelo presente trabalho são:

- I. Apresentar a caracterização geotécnica da areia em estudo, obtendo inclusive propriedades como índice de vazios máximos e mínimos.
- II. Verificar a variação da resistência e do comportamento da areia em diferentes domínios de compacidade relativa e de tensão vertical.
- III. Realizar ensaios de cisalhamento direto em amostras da areia do Porto do Açu, fazendo variar os pares índice de vazios iniciais e tensão normal para que se obtenham curvas tensão normal crítica *versus* índice de vazios crítico, que distinguem as condições de comportamento dilatante e contrátil na ruptura.
- IV. Avaliar as características de permeabilidade e compressibilidade em diferentes condições de índices de vazios iniciais.

Estrutura da Dissertação

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos.

O capítulo 1 apresenta uma breve introdução dos diversos assuntos abordados no trabalho, trazendo as motivações e principais objetivos da pesquisa.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica suscinta dos vários tópicos teóricos tidos como relevantes para a compreensão do trabalho, além de resultados obtidos com outras pesquisas realizadas em areias fluminenses.

O capítulo 3 expõe o programa experimental empreendido no âmbito da pesquisa, relatando procedimentos, detalhando equipamentos e descrevendo os processos empregados nos ensaios realizados.

O capítulo 4 traz os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto e discussões a respeito destes. É plotada a curva tensão normal nominal crítica *versus* Índice de vazios crítico, sendo avaliada a influência da compacidade relativa inicial e da tensão vertical no ângulo de atrito efetivo. Também são discutidos os resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade e compressão uniaxial.

Por último, no capítulo 5 são apresentadas as considerações finais sobre o trabalho desenvolvido, assim como sugestões para o prosseguimento da pesquisa.

1. Revisão Bibliográfica

Neste capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica suscinta dos vários tópicos teóricos tidos como relevantes para a compreensão do trabalho, além de resultados obtidos com outras pesquisas realizadas em areias fluminenses.

1.1. Resistência ao Cisalhamento dos Solos

1.1.1. Introdução

O deslizamento das partículas de solo entre si constitui o mecanismo mais importante de deformação em uma massa de solo (LAMBE e WHITMAN, 1969). Desta forma, a resistência de solo à deformação está fortemente influenciada pela resistência tangencial entre os contatos das partículas. Lambe e Whitman (1969) ainda ressaltam que essa resistência entre as partículas minerais constitui apenas uma parte da resistência de um solo ao cisalhamento ou à compressão. Também haverá grande influência do arranjo entre as partículas, que é função direta do estado de compacidade do sistema.

A resistência ao esforço cortante entre duas partículas é de caráter químico, sendo advinda das forças de atração entre os átomos superficiais das partículas e, portanto, tem a mesma natureza da resistência ao cisalhamento em um material sólido intacto (LAMBE e WHITMAN, 1969).

Essa resistência pode ser entendida como a força necessária para se produzir um deslocamento relativo entre duas partículas em contato. A resistência e o número de ligações que se formam em cada face de contato dependem da natureza físico-química das superfícies das partículas e pode-se dizer que é de natureza friccional, ou seja, é proporcional à força normal exercida entre cada partícula.

Nos casos em que, com uma força normal nula, pode-se ainda medir uma resistência tangencial diz-se que ocorre uma coesão verdadeira ou real entre as partículas. Lambe e Whitman (1969) destacam que esta coesão pode desenvolver-se entre partículas que estão em contato por muito tempo ou por ocorrência de cimentação,

como no caso da transformação de areia em arenito. Estes autores ainda apontam que a magnitude dessa resistência tende a ser pequena.

São empregadas duas formas diferentes para se expressar a resistência ao atrito. A primeira delas é a atribuição de um coeficiente de proporcionalidade (f) entre a força normal aplicada (N) e a força tangencial máxima ($T_{\text{máx}}$), capaz de promover o deslocamento relativo dos corpos sólidos em contato. Esta relação pode ser traduzida matematicamente pela Equação 1.

$$T = N \cdot f \quad (1)$$

A segunda maneira consiste em empregar um ângulo de atrito ϕ_u definido por:

$$\tan \phi_u = f \quad (2)$$

A interpretação geométrica de ϕ_u é representada na Figura 1.

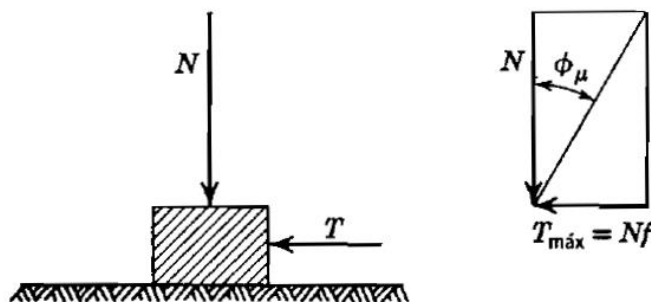


Figura 1 - Interpretação geométrica de ϕ_u (LAMBE e WHITMAN, 1969).

Lambe e Whitman (1969) relatam que a explicação básica para o processo de fricção está implícita nas seguintes constatações:

- a) em uma escala microscópica a maioria das superfícies, mesmo as mais bem polidas, são em realidade rugosas, e dois corpos só entrarão efetivamente em contato nas regiões mais proeminentes de suas rugosidades, seria o mesmo que dizer que a superfície efetiva de contato é muito inferior à superfície aparente (Figura 2);
- b) sendo estes pontos de contato muito reduzidos, as pressões normais atuantes nestes contatos são muito elevadas e, mesmo sob ação de cargas muito reduzidas, se alcançará a tensão limite de plastificação do material nessas zonas.

A partir dessas considerações pode-se dizer que a área de contato efetiva A_c será:

$$A_c = \frac{N}{q_u} \quad (3)$$

Onde:

N : carga normal;

q_u : tensão normal necessária para produzir a ruptura (ou plastificação).

Como q_u possui valor constante (é dependente do material) o aumento da carga normal atuante entre dois corpos pressupõe um aumento proporcional da área de contato efetivo entre os dois corpos, sendo este aumento resultado da deformação plástica das rugosidades mais proeminentes (asperezas).

- c) Essas elevadas tensões permitem que as superfícies desenvolvam aderência nesses pontos de contato efetivo, ou seja, ambos os corpos se unem por ligações químicas, de forma que a resistências aos esforços tangenciais se devem a essa adesão nos pontos de contato. Desta forma a máxima tensão tangencial possível ($T_{m\acute{a}x}$) será dada por:

$$T_{m\acute{a}x} = s \cdot A_c \quad (4)$$

onde

s : resistência ao cisalhamento nas ligações de aderência;

A_c : área de contato efetivo.

Substituindo a Equação 3 em 4 tem-se:

$$T_{m\acute{a}x} = N \frac{s}{q_u} \quad (5)$$

Sendo s e q_u propriedades do material e $T_{m\acute{a}x}$ proporcional a N o coeficiente de atrito f será igual a relação s/q_u .

$$f = \frac{s}{q_u} \quad (6)$$

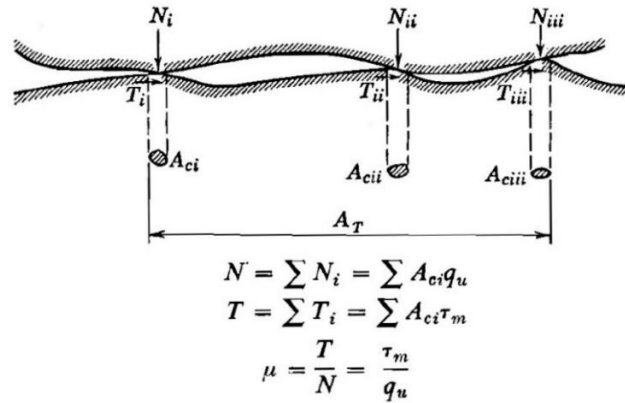


Figura 2 - Interpretação microscópica da resistência por atrito (LAMBE e WHITMAN, 1969).

Taylor (1948) apresenta uma abordagem de caráter macroscópico do fenômeno da resistência friccional entre dois corpos estudando 6 casos distintos e apresentando o conceito de resistência ao atrito mobilizada conforme Figura 3.

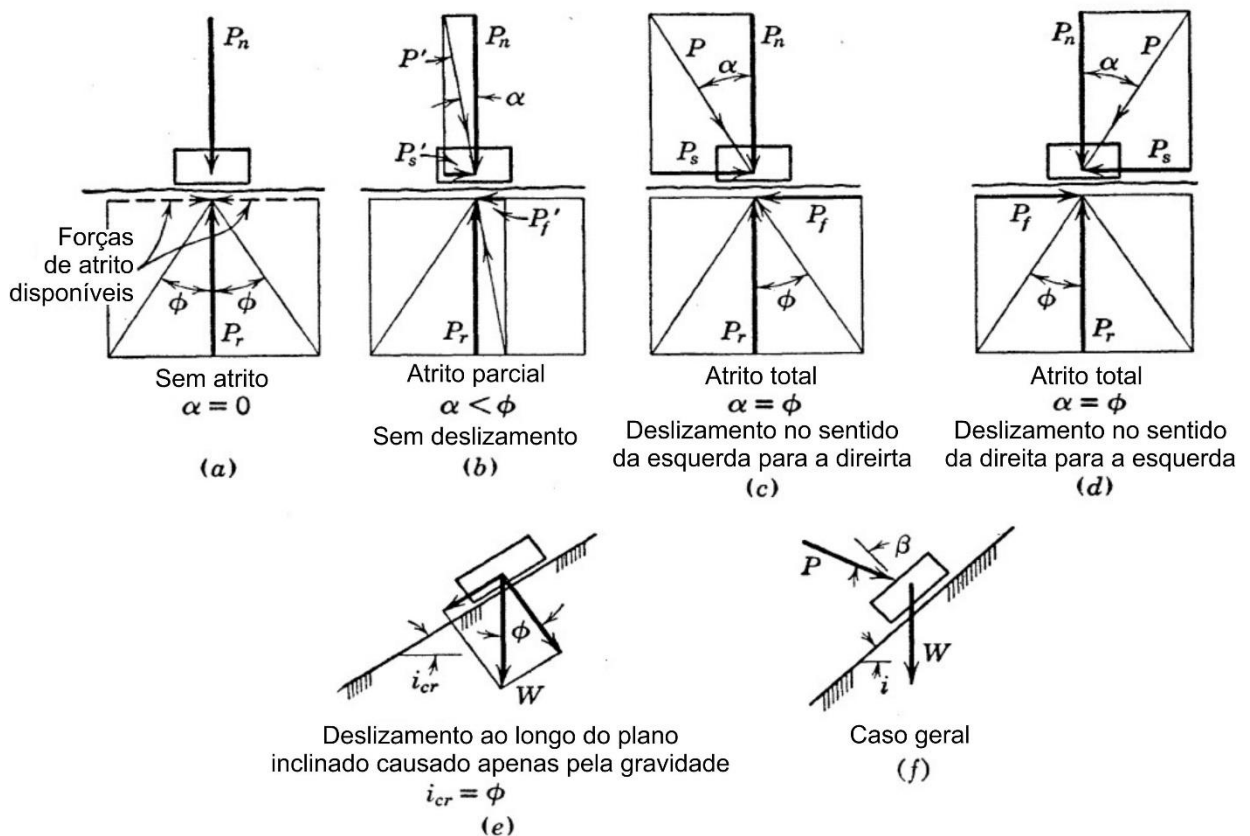


Figura 3 - Ilustração do fenômeno de resistência por atrito e critério de deslizamento (adaptado de TAYLOR, 1948).

Na Figura 3 (a) um bloco em repouso sobre uma superfície plana horizontal sofre ação de uma carga vertical, normal a superfície, P_n (que inclui o peso próprio do bloco). A reação a esta força é denominada P_r . A atuação dessas forças está associada a uma força de atrito disponível, aqui denominada P_f , que pode ser expressa por:

$$P_f = P_n \cdot \tan \phi = P_n \cdot f \quad (7)$$

O ângulo ϕ corresponde ao ângulo formado pela resultante entre a reação P_r e a força de atrito disponível P_f . Este ângulo é característico dos materiais que estão em contato, tem valor constante e é independente da magnitude das forças atuantes (TAYLOR, 1948). Do conceito de força de atrito disponível subentende-se que esta somente irá atuar quando for solicitada por uma ação externa (solicitação tangencial), ou seja, a aplicação de uma força horizontal sobre o corpo em repouso, de modo que na Figura 3 (a) esta força não está atuando.

Sob a ação de uma pequena força horizontal denominada P'_s e também da força vertical P_n , Figura 3 (b), surgirá a resultante P' , formando um ângulo α em relação à direção normal à superfície de repouso do bloco (ângulo de inclinação de P'). Este ângulo α depende das forças atuantes e não é uma propriedade do material, podendo ser chamado de ângulo de atrito mobilizado. Para resistir a força P'_s a força P'_f é mobilizada, sendo esta última uma fração da força de atrito disponível. Desta forma, desde que P'_f seja inferior a P_f e α menor que ϕ , não haverá deslizamento relativo entre o corpo e a superfície de apoio.

Na Figura 3 (c) e (d) a força horizontal atuante P_s é da mesma magnitude de P_f , de modo que toda a força de atrito P_f é mobilizada, e o ângulo α passa a apresentar o mesmo valor de ϕ , e o deslizamento relativo entre o corpo e a superfície de repouso está na iminência de ocorrer. A diferença entre os casos (c) e (d) reside na orientação da força P_s , de forma a se demonstrar que a força de atrito mobilizada estará sempre na direção oposta à solicitação tangencial.

Taylor (1948) resume as observações acima nos seguintes fundamentos:

- A magnitude da resistência por atrito disponível depende diretamente da tensão normal aplicada e do ângulo de atrito;

- Se a inclinação da força aplicada sobre a superfície for inferior ao ângulo de atrito, apenas uma parte da resistência por atrito será mobilizada e não haverá risco de deslizamento;
- O ângulo de atrito corresponde ao limite de inclinação da força atuante, quando esta inclinação for igual a ϕ toda a resistência por atrito estará mobilizada e o deslizamento será iminente;
- O critério para iminência do deslizamento corresponde a igualdade entre o ângulo de inclinação da força atuante e o valor do ângulo ϕ .

A Figura 3 (e) expressa uma condição onde o corpo em estudo repousa sobre um plano inclinado que tem seu ângulo de inclinação i gradualmente elevado até um valor i_{cr} onde o deslizamento finalmente ocorre, sendo i_{cr} igual a ϕ . Essa circunstância é válida para os casos onde apenas a força peso atua sobre o corpo em estudo.

Na Figura 3 (f) temos um corpo de peso W em repouso sobre um plano inclinado e que vem a sofrer a ação de uma força P de inclinação β em relação ao plano de apoio que está em uma inclinação i em relação a direção horizontal. Neste caso teremos:

$$\tan \alpha = \frac{W \cdot \sin i - P \cdot \sin \beta}{W \cdot \cos i + P \cdot \cos \beta} \quad (8)$$

O deslizamento estará na iminência de ocorrer quando α for numericamente igual a ϕ , e o deslizamento ocorreria para baixo no plano inclinado se o resultado da expressão acima for positivo e para cima se o resultado for negativo. Diante disso, pode-se expressar como condição iminente para o deslizamento entre dois corpos em contato a seguinte expressão:

$$\frac{P_s}{P_n} = \frac{P_f}{P_r} = \tan \phi = f \quad (9)$$

Para corpos sólidos que estejam em contato, mas sem efeitos de aderência ou ligação entre eles, o termo atrito pode ser usado como sinônimo de resistência ao cisalhamento (TAYLOR, 1948). Na maioria dos solos, o atrito representa uma importante parcela da resistência ao cisalhamento, mas outros fenômenos também contribuem para essa resistência, particularmente em certos solos finos.

Nas areias e em outros materiais granulares não plásticos a resistência ao deslizamento em um plano qualquer no interior desse material é similar ao que foi exposto acima, sendo dependente da tensão atuante sobre o plano e do ângulo de atrito, que nesses esses casos é chamado de ângulo de atrito interno (TAYLOR, 1948). No entanto, o atrito nas areias é de natureza mais complexa que nos corpos sólidos, já que é parcialmente obtido pelo deslizamento das partículas e parte pelo rolamento das mesmas.

Nas areias a resistência ao cisalhamento também está relacionada ao fenômeno conhecido como *interlocking*, que diz respeito ao grau de entrosamento entre as partículas, sendo mais proeminente em areias densas que em areias fofas (TAYLOR, 1948). Este assunto será retomado adiante.

1.1.2.Estado de Tensões nos Solos

A transmissão de forças numa massa de solo ocorre, substancialmente, nos pontos de contato entre as inúmeras partículas. Segundo Pinto (2006) seria impossível desenvolver um modelo matemático baseado nessas inúmeras forças, de modo que suas ações são substituídas pelo conceito de tensões, da mesma forma como se dá na mecânica do contínuo, onde a tensão é definida como força por unidade de área.

Lambe e Whitman (1969) definem estas tensões como “tensões macroscópicas” em oposição àquelas que ocorrem nos contatos entre os grãos, denominadas “tensões de contato”. Deve-se entender que, no estudo das tensões em uma massa de solo, quando se trata de um ponto este não deve ser entendido como um cubo de aresta infinitesimal, como na mecânica do contínuo, mas sim como o menor elemento cúbico que ainda preserva as propriedades da massa de solo como um todo.

Considere-se um elemento de solo hipotético *A* localizado a uma profundidade *z* no interior de uma massa, Figura 4 (a). Os diagramas (b) e (c) desta mesma figura representam as forças verticais e horizontais atuantes no elemento *A*.

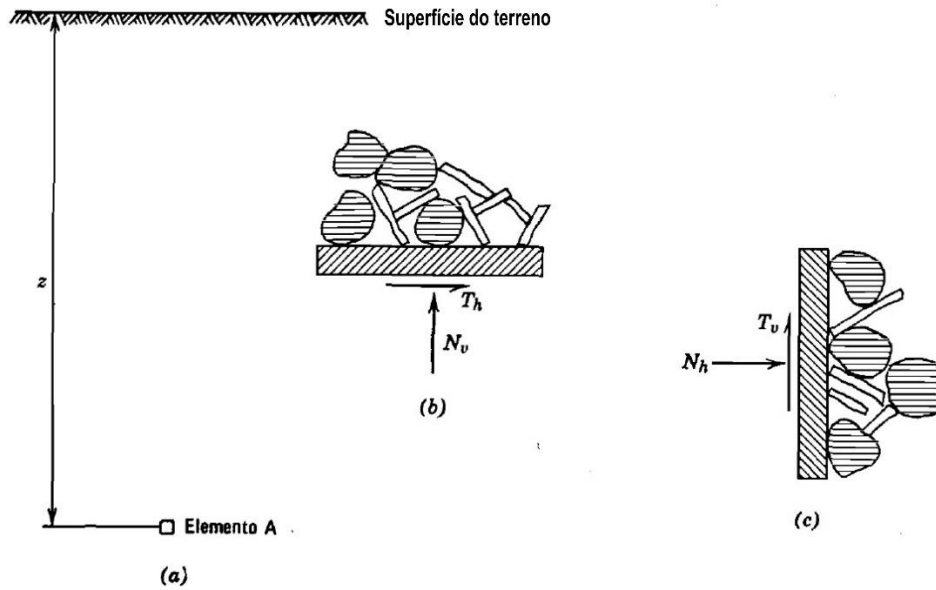


Figura 4 - Diagrama para ilustrar a definição de tensão; (a) Perfil do Terreno, (b) e (c) forças sobre o elemento A (adaptado de LAMBE e WHITMAN, 1969).

As forças que atuam em cada uma das faces desse elemento podem ser decompostas em componentes normais e tangenciais a essas faces. As forças N_v e N_h representam as forças normais nos planos horizontal e vertical, respectivamente. As forças T_v e T_h , representam as forças tangenciais atuantes no plano horizontal e vertical, respectivamente. Tendo o elemento A como um cubo de aresta a , e de posse do conceito de tensão apresentado no parágrafo anterior, tem-se que:

$$\sigma_v = \frac{N_v}{a^2} \quad (10)$$

$$\sigma_h = \frac{N_h}{a^2} \quad (11)$$

$$\tau_v = \frac{T_v}{a^2} \quad (12)$$

$$\tau_h = \frac{T_h}{a^2} \quad (13)$$

Ao se aplicar esse conceito a um caso tridimensional, quando um sistema de três eixos ortogonais passa pelo ponto em estudo, as componentes de tensão são definidas por nove parcelas, representadas graficamente pela Figura 5.

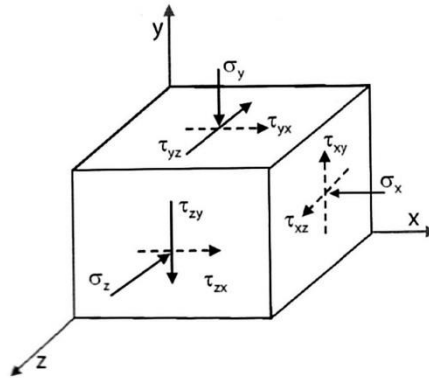
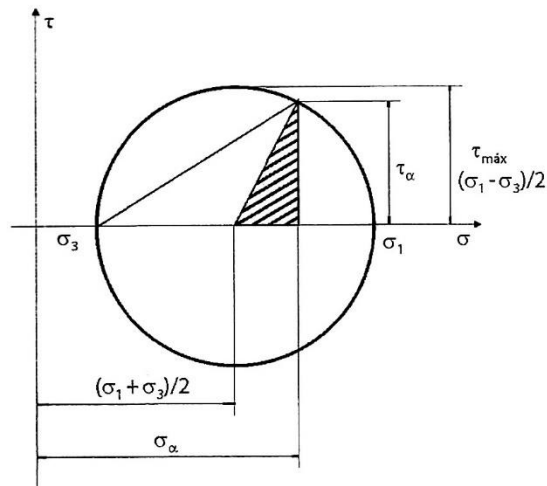


Figura 5 - Componentes de tensão tridimensional (adaptado de GERSCOVICH, 2016)

Conhecidas as componentes das tensões em três planos ortogonais em torno de um ponto, as componentes das tensões podem ser definidas em qualquer outro plano a partir de equações de equilíbrio de forças. Na Mecânica dos Solos tem destaque o conjunto de três planos ortogonais onde as tensões cisalhantes são nulas, sendo estes denominados Plano Principais. As tensões normais atuantes neles são chamadas tensões principais e designadas por σ_1 , σ_2 e σ_3 . A tensão σ_1 é denominada tensão principal maior, σ_2 é chamada tensão principal intermediária e, por fim, σ_3 é tida por tensão principal menor. A tensão principal maior (σ_1) atua na direção principal 1, normal ao plano principal 1, acontecendo de forma análoga para as tensões nos demais planos principais.

Conhecidas as tensões principais pode-se determinar as tensões em qualquer plano a partir de um sistema de coordenadas em que as abscissas são as tensões normais e as ordenadas são as tensões cisalhantes, essa solução gráfica resulta em um círculo denominado Círculo de Mohr, Figura 6.



Equação do círculo:

$$\tau^2 + \left\{ \sigma - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \right\}^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2$$

Coordenadas do centro do círculo:

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$raio = \tau_{m\acute{a}x} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Figura 6 - Círculo de Mohr (adaptado de GERSCOVICH, 2016).

Segundo Gerscovich (2016) destaca-se, no círculo de Mohr, o ponto de origem dos planos, denominado Polo. Para cada estado de tensão definido no círculo de Mohr há um correspondente conjunto de tensões $(\sigma_\alpha, \tau_\alpha)$ associado a um plano (α) . O traçado da paralela a esse plano, passando por $(\sigma_\alpha, \tau_\alpha)$, corta o círculo de Mohr no polo, ou seja, toda reta que passa pelo polo irá cortar o círculo de Mohr em um ponto que indica as tensões no plano de mesma inclinação da reta, Figura 7.

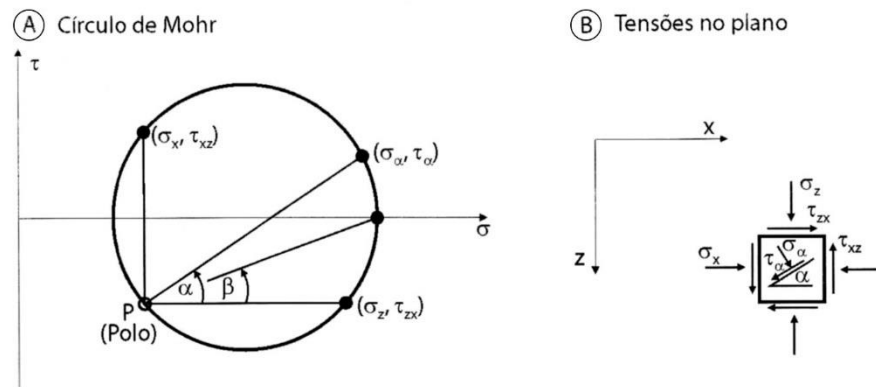


Figura 7 - Conceito de Polo (adaptado de GERSCOVICH, 2016)

Por sua natureza trifásica, composto por sólidos (partículas minerais), água e ar, os esforços no interior de uma massa de solo são transmitidos tanto pela estrutura granular (arcabouço sólido) quanto pela água, que preenche os vazios em conjunto com o ar. No entanto, as tensões cisalhantes são transmitidas apenas no contato entre as partículas sólidas, já que a água, como um fluido, não transmite tensões cisalhantes. O papel da água que preenche os vazios do solo no comportamento mecânico de uma massa de solo

saturada só foi devidamente esclarecido em 1936, quando Terzaghi enunciou o princípio das tensões efetivas:

1. A tensão efetiva em uma massa de solo saturado pode ser expressa por:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (14)$$

sendo σ a tensão total e u a pressão (atualmente referida como poropressão);

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

Desta forma, uma vez conhecido o estado de tensões totais (σ) e a poropressão (u), o círculo de Mohr das tensões efetivas pode ser determinado. Neste caso, o círculo terá a mesma amplitude daquele referente às tensões totais, porém estará deslocado horizontalmente em um valor equivalente à poropressão u .

Na Figura 8 o círculo de Mohr das tensões efetivas está deslocado à esquerda, o que indica situação onde ocorre poropressão positiva. Nos casos onde ocorre sucção na massa de solo, ou seja, poropressão negativa, o círculo de Mohr de Tensões Efetivas estaria deslocado à direita do Círculo de Mohr de Tensões Totais.

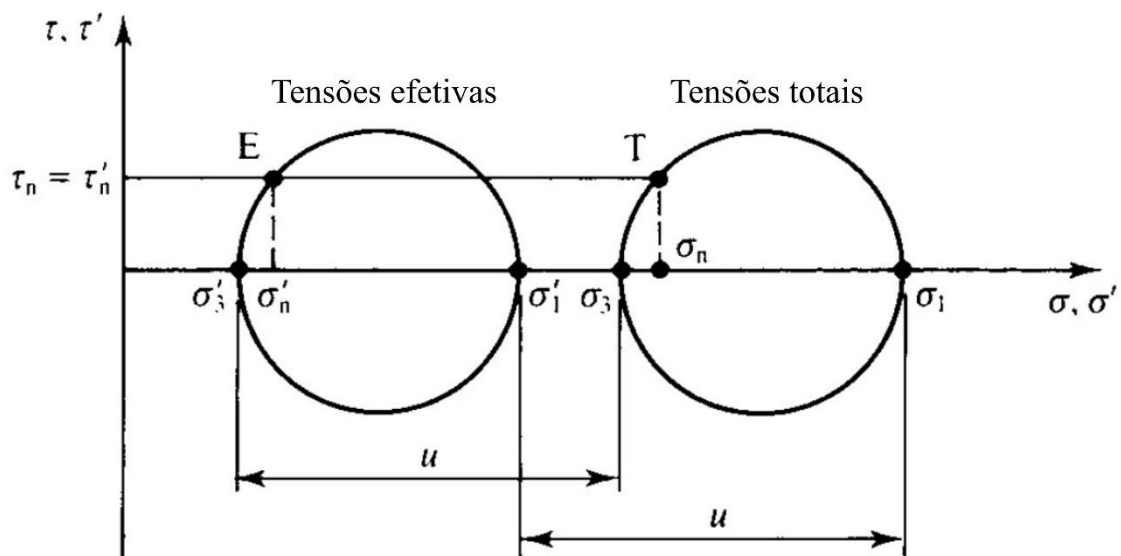


Figura 8 - Círculo de Mohr para tensões totais e efetivas (adaptado de ATKINSON, 2007)

1.1.3. Critério de Ruptura para solos

Em linhas gerais, pode-se dizer que um material atinge a ruptura quando, frente a solicitações que lhe são impostas, seu comportamento mecânico atinge uma certa condição limite. Para o caso de obras de engenharia é fundamental conhecer a capacidade de suporte do solo e seu comportamento tensão-deformação, antes e após a ruptura.

Pinto (2006) define um critério de ruptura como o conjunto de formulações que procuram refletir em que condições ocorre a ruptura dos materiais, existindo critérios que definem máximas tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento, máximas deformações ou máxima energia de deformação. Ainda segundo esse autor, um critério será tão satisfatório quanto melhor possa refletir o comportamento do material que se pretende representar.

A ruptura dos solos é um fenômeno essencialmente dependente da resistência ao cisalhamento, sendo este o limite que se verifica no caso de um escorregamento de talude ou de uma fundação carregada até a ruptura (PINTO, 2006).

O autor ressalta que a análise do estado de tensões que provoca a ruptura em uma massa de solo corresponde ao estudo da resistência ao cisalhamento dos solos, sendo os melhores critérios de ruptura para representar o comportamento de um solo os critérios de Coulomb e de Mohr.

O critério de ruptura de Coulomb pode ser transcrito pela afirmação de que não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão $c + f\sigma$, sendo c e f constantes do material e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento, onde c corresponde ao intercepto coesivo e f ao coeficiente de atrito interno, dado pela tangente do ângulo de atrito interno.

Já o critério de ruptura de Mohr pode ser transcrito pela afirmação de que não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material.

Na Figura 9 (a) observa-se a representação do critério de ruptura de Coulomb que se traduz em uma reta traçada no plano τ - σ que toca o eixo vertical no ponto c (intercepto

coesivo) e tem uma inclinação ϕ , de modo que $\tan\phi = f$, tendo como base teórica o fenômeno de atrito abordado no item 2.1.1. Na Figura 9 (b) é representada uma envoltória de Mohr constituída por uma curva traçada no plano τ - σ e que tangencia diversos círculos de Mohr representativos da ruptura do material em estudo, como no círculo A. O círculo B, situado abaixo dessa curva, não se encontra num estado de tensões representativo da ruptura, pois não tangencia a curva. Um círculo de Mohr que interseccionasse a curva definida como critério de ruptura estaria em um estado de tensões impossível de ocorrer em condições reais, pois em um dado plano a tensão cisalhante haveria excedido o limite tolerado pelo material, ocorrendo a falha.

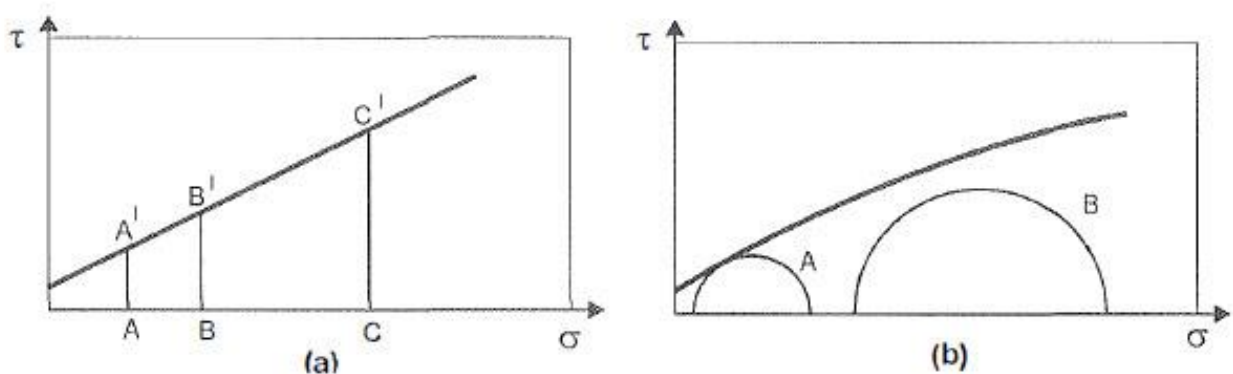


Figura 9 - Representação do Critério de Ruptura de Coulomb (a) e de Mohr (b) (PINTO, 2006)

Pinto (2006) comenta que, em condições práticas, não é interessante se trabalhar com envoltórias curvas como aquelas obtidas no critério de ruptura de Mohr, de modo que estas são substituídas por retas que melhor se ajustam à envoltória. Diversas retas podem ser escolhidas para a realização do ajuste, de forma que se deve escolher aquela que melhor se enquadre no nível de tensões do problema em estudo.

Ao se fazer esse ajuste, o significado físico da coesão (que se refere a parcela da resistência ao cisalhamento que não depende da tensão normal) é perdido, passando a ser apenas o coeficiente linear da reta adotada como ajuste e sendo chamado de intercepto coesivo.

Quando se representa o critério de Mohr a partir de uma reta, o mesmo se torna análogo ao critério de Coulomb, justificando a expressão critério de Mohr-Coulomb, amplamente adotada na Mecânica dos Solos (PINTO, 2006). Em sendo uma reta, a envoltória de Mohr-Coulomb será representada pela Equação 15.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (15)$$

onde:

τ : tensão cisalhante atuante, referente ao plano de ruptura, no momento da ruptura;

σ : tensão normal atuante no plano de ruptura, no momento da ruptura;

ϕ : ângulo de atrito interno;

c : intercepto coesivo.

Como dito anteriormente, no caso dos solos, a resistência ao cisalhamento é comandada pelas tensões efetivas e não pelas tensões totais, de modo que o círculo de Mohr que irá tangenciar a envoltória de ruptura será aquele referente às tensões efetivas, de forma que a Equação 15 é comumente escrita como:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (16)$$

onde:

τ : tensão cisalhante atuante, referente ao plano de ruptura, no momento da ruptura;

σ' : tensão normal efetiva atuante no plano de ruptura, no momento da ruptura;

ϕ' : ângulo de atrito interno efetivo;

c' : intercepto coesivo efetivo.

Para as areias, tanto secas como saturadas, o intercepto coesivo tende a ser nulo para os casos gerais (estado de tensões e compactidade/índice de vazios) referentes às obras de engenharia civil. Outrossim, por se tratar de um material extremamente permeável, qualquer excesso de poropressões gerado por um carregamento é instantaneamente dissipado. Dessa forma, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb pode ser escrito tanto em termos de tensões totais quanto de tensões efetivas, como na Equação 17.

$$\tau = \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (17)$$

1.1.4. Comportamento Tensão-Deformação de Areias sob Cisalhamento Drenado.

Os fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento em solos não coesivos são divididos em dois grandes grupos (LAMBE e WHITMAN, 1969): o primeiro grupo compreende fatores que influenciam a resistência de uma determinada areia, tais como o índice de vazios, a tensão confinante, a velocidade de carregamento, etc.; o segundo abrange fatores que fazem com que uma determinada areia, mesmo sob as mesmas condições de índice de vazios e tensão confinante de uma outra areia, apresente uma resistência diferente, tais como tamanho e formato dos grãos, granulometria e mineralogia.

Lambe e Whitman (1969) afirmam que é preciso compreender a influência desses fatores para que se possa adotar um valor de resistência apropriada para cada problema de engenharia que se queira estudar. No primeiro grupo, os fatores que tendem a uma maior relevância são o índice de vazios e a tensão confinante (tensão normal no caso de ensaios de cisalhamento direto). No segundo grupo, o conhecimento da influência de cada fator será importante para selecionar solos para diferentes finalidades, tais como aterros, barragens, bases de pavimentação, etc.

Casagrande (1936) relata que os primeiros estudos sobre a deformação de areias em diferentes compacidades foram conduzidos por Reynolds, em 1885, demonstrando a dilatação das areias densas sob cisalhamento. Aquele autor, dando prosseguimento às pesquisas de Reynolds, demonstrou que enquanto amostras de areias compactas dilatavam e apresentavam ângulo de atrito elevado, amostras fofas se contraíam quando rompidas por cisalhamento e apresentavam ângulo de atrito bastante inferior. Seus estudos conduziram a um dado “índice de vazios crítico” (e_{cr}) que corresponde a uma condição de compacidade onde a amostra de areia em estudo não sofre variação de volume durante a ruptura, demonstrando também que o e_{cr} será tão menor quanto maior for a tensão confinante aplicada.

No cômputo geral, pode-se afirmar que areias fofas tendem a apresentar redução de volume na ruptura, enquanto areias compactas tendem a apresentar aumento de volume quando sob cisalhamento drenado. No entanto, Lee (1965), Lee e Seed (1967, apud HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022) demonstraram que sob condições de confinamento muito elevados, mesmo areias compactas podem apresentar redução de volume no cisalhamento, da mesma forma que areias fofas podem apresentar aumento

de volume quando cisalhadas sobre tensões muito baixas. Dessa forma, assim como feito por Coutinho (2021), o autor dessa dissertação preferirá adotar a seguinte classificação para o comportamento das areias submetidas ao cisalhamento drenado: comportamento do tipo contrátil e comportamento do tipo dilatante.

1.1.4.1. Comportamento contrátil das areias

O comportamento do tipo contrátil de areias é ilustrado por Pinto (2006) a partir de curvas tipicamente obtidas em ensaios triaxiais do tipo adensado drenado (CD). Na Figura 10 (a) observa-se a curva Tensão Desviadora x Deformação Axial de duas amostras cisalhadas sobre tensões confinantes distantes, sendo uma o dobro da outra.

Segundo Pinto (2006), a tensão desviadora aumenta gradativamente com a deformação, atingindo o valor máximo para deformações consideradas altas (da ordem de 6 a 8%). A geometria das duas curvas é semelhante, podendo-se admitir que exista uma proporcionalidade entre as tensões máximas obtidas e a tensão confinante, o que resulta numa envoltória de ruptura que passa pela origem. Em relação à variação de volume durante o cisalhamento, percebe-se uma redução deste com o avanço da deformação axial, de forma que este processo ocorre durante todo o cisalhamento, caracterizando o comportamento do tipo contrátil. Nota-se, na Figura 10 (b), que a curva com tensão confinante maior demonstra uma maior redução de volume.

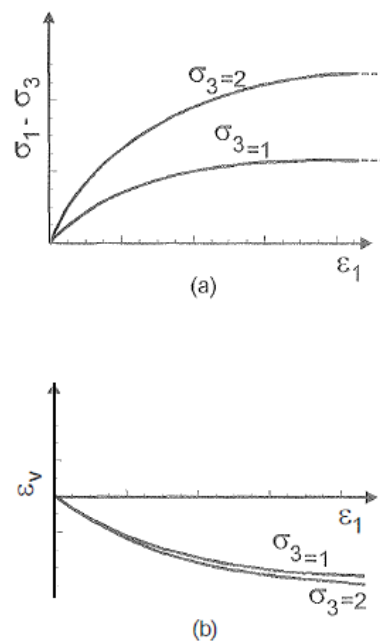


Figura 10 - Curvas típicas obtidas em ensaios triaxiais do tipo CD, obtidas em corpos de prova com comportamento do tipo contrátil (PINTO, 2006).

1.1.4.2. Comportamento dilatante das areias

De maneira análoga ao apresentado no item anterior, Pinto (2006) ilustra na Figura 11 o comportamento dilatante de areias a partir de curvas típicas Tensão Desviadora x Deformação Axial de ensaios triaxiais do tipo adensado drenado (CD). Neste caso, a tensão desviadora se eleva muito mais rapidamente, quando em comparação com o caso anterior, atingindo um valor de pico bem definido. Uma vez que se atinja esta tensão de pico e se continue a deformação imposta ao corpo de prova, a tensão desviadora irá decair até que se alcance um valor aproximadamente constante, definido como resistência residual.

Mais uma vez, as tensões de pico tendem a apresentar uma certa proporcionalidade em relação à tensão confinante, de tal modo que a envoltória de ruptura seja, novamente, uma reta que passa pela origem. O ângulo de atrito correspondente ao chamando ângulo de atrito residual, é muito semelhante ao ângulo de atrito verificado em corpos de prova de comportamento contrátil.

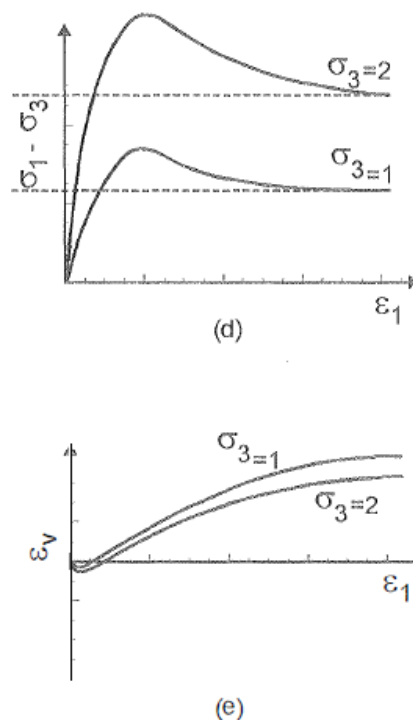


Figura 11 - Curvas típicas obtidas em ensaios triaxiais do tipo CD, obtidas em corpos de prova com comportamento do tipo dilatante (PINTO, 2006).

Em relação à variação de volume, o corpo de prova apresenta redução de volume inicial, mas, mesmo antes de ser atingida a resistência máxima, o volume começa a aumentar de modo que, na ruptura, o volume seria maior que no início do carregamento (Figura 11e).

Pinto (2006) relata que o estudo do comportamento das areias na ruptura, da mesma forma que foi feito utilizando ensaios triaxiais CD, poderia ser conduzido a partir de ensaios de cisalhamento direto, bastando que as tensões desviadoras sejam substituídas por tensões de cisalhamento, as deformações axiais por deslocamentos horizontais da parte superior do corpo de prova e as variações de volume por variações de altura do corpo de prova.

1.1.4.3. Interpretação do fenômeno da dilatância nas areias

Considerando um conjunto de partículas perfeitamente esféricas, inicialmente arranjadas num estado fofo e submetidas ao cisalhamento num plano AA (Figura 12a), pode-se perceber que nessa configuração não ocorreria aumento de volume. Quando este mesmo conjunto de partículas se encontra num arranjo dito mais denso (Figura 12b) para ocorrer cisalhamento será necessário que haja um aumento de volume, como sugerem as setas apresentadas na primeira camada de partículas, ocorrendo a dilatância.

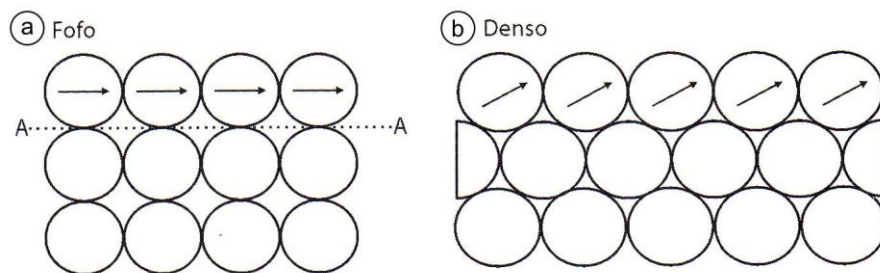


Figura 12 - Arranjo de partículas em um esquema fofo (a) ou denso (b) (adaptado de GERSCOVICH, 2016).

O primeiro caso exposto na figura acima pode ser interpretado pela analogia de um bloco plano disposto sobre uma superfície também plana como visto anteriormente (Figura 1), onde existe uma constante de proporcionalidade (f) entre a força cisalhante (T), capaz de mover o bloco, e a força normal N , aplicada sobre este (Equação 1). Esta constante de proporcionalidade é dada pela tangente do ângulo formado entre o vetor força cisalhante

(T) e o vetor força normal (N) – chamado ângulo de atrito (Equação 2), na iminência do deslocamento relativo.

Para o segundo caso apresentado na Figura 12 (caso b) pode-se adotar a analogia de um bloco com superfície inferior serrilhada que desliza sobre uma superfície também serrilhada (Figura 13) onde os planos dos dentes formam um ângulo i com a horizontal de tal modo que a relação expressa na Equação 1 pode ser expressa como:

$$T' = N' \cdot \tan \theta \quad (18)$$

onde

N' : somatório das forças normais atuantes em todos os dentes;

T' : somatório das forças cisalhantes atuantes em todos os dentes;

θ : ângulo de atrito.

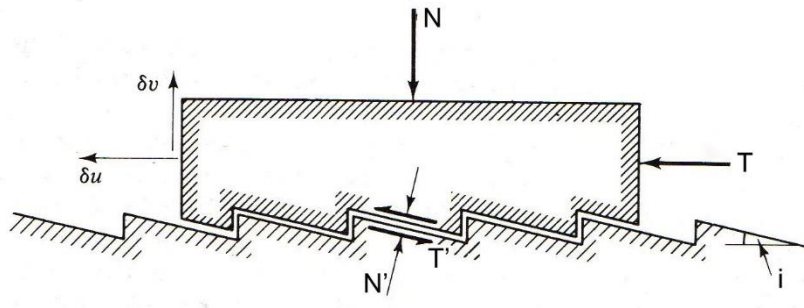


Figura 13 - Deslizamento de um bloco serrilhado sobre um plano serrilhado (adaptado de ATKINSON e BRANSBY, 1978)

Pode-se observar as seguintes relações entre as forças:

$$N' = N \cdot \cos i + T \cdot \sin i \quad (19)$$

$$T' = T \cdot \cos i - N \cdot \sin i \quad (20)$$

Substituindo as Equações 19 e 20 na Equação 18, tem-se que:

$$T \cdot \cos i - N \cdot \sin i = (N \cdot \cos i + T \cdot \sin i) \cdot \tan \theta \quad (21)$$

Ao dividir ambos os membros por $\cos i$, obtém-se:

$$T - N \cdot \tan i = (N + T \cdot \tan i) \cdot \tan \theta \quad (22)$$

Isolando-se a força T, teremos:

$$T = N \frac{(\tan \theta + \tan i)}{(1 - \tan \theta \cdot \tan i)} \quad (23)$$

$$T = N \cdot \tan(\theta + i) \quad (24)$$

Pode-se, assim, concluir, a partir desta analogia, que o ângulo de atrito entre dois blocos (θ) é análogo ao ângulo de atrito de uma areia em que suas partículas se apresentem num arranjo onde não ocorre dilatação (chamado ângulo de atrito à volume constante - ϕ_{cv}), enquanto o ângulo de inclinação dos dentes do plano serrilhado (i) está relacionado ao ângulo de dilatação (ψ) de uma areia que apresenta um arranjo tal em que se verifique aumento de volume no cisalhamento.

Numa areia com comportamento dilatante no cisalhamento, o ângulo de atrito de pico (ϕ) pode ser entendido como a soma do ângulo de atrito a volume constante (ϕ_{cv}) com o ângulo de dilatação (ψ), conforme definido por Houlsby (1991). Em resumo, para uma determinada tensão normal atuante no plano de ruptura, e quanto mais compacta for a amostra submetida ao cisalhamento, maior será o trabalho necessário para produzir a ruptura, condição representada por um maior ângulo de dilatação (ψ), portanto, maior será o ângulo de atrito de pico (ϕ), conseqüentemente, maior será a resistência ao cisalhamento.

Coutinho (2021) alerta sobre a distinção entre o *interlocking* e o fenômeno de dilatação. O *interlocking* pode ser entendido como o entrosamento entre as partículas de areia, responsável por fazer com que o ângulo de atrito deste (ϕ) seja superior ao ângulo de atrito verificado nas interfaces mineral-mineral (ϕ_u). Desta forma, o fenômeno de *interlocking* está sempre presente em uma areia, no entanto, a dilatação poderá ou não ocorrer. Amostras com menores índices de vazios apresentam maior *interlocking* e tendem a apresentar-se mais suscetíveis à dilatação. O *interlocking*, por si só, não explica o fenômeno da dilatação, pois mesmo em uma areia sob cisalhamento drenado e que sofre contração na ruptura (apresentando $\phi = \phi_{cv}$) estará presente algum grau de entrosamento entre as partículas, ou seja, *interlocking*. Na Figura 14, está ilustrada a influência do índice de vazios inicial (e_0) sobre o ângulo de atrito (ϕ) em uma areia com

granulometria média a fina, em uma dada tensão confinante fixada. O ângulo de atrito mineral-mineral do quartzo (ϕ_u) também está indicado na figura, sendo igual a 26° , e o ângulo de atrito a volume constante (ϕ_{cv}) é de 32° , essa diferença é devida ao *interlocking*. O ângulo de atrito só começa a apresentar um aumento a partir de índices de vazios inferiores a aproximadamente 0,70, o que se atribui ao fenômeno da dilatância.

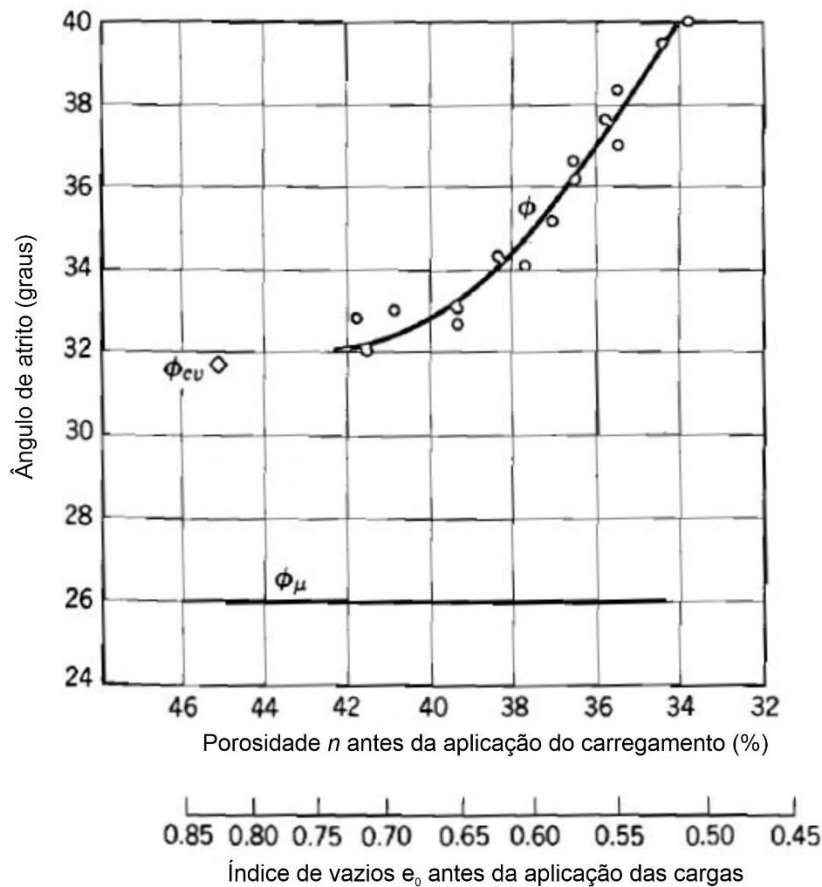


Figura 14 - Ângulo de atrito medido versus índice de vazios inicial de uma areia média a fina em uma dada tensão de confinamento (adaptado de ROWE, 1962; LAMBE e WHITMAN, 1969)

Taylor (1948) associou o fenômeno da dilatância no cisalhamento ao aumento do trabalho realizado pela tensão cisalhante, no plano de ruptura, contra a tensão normal, de modo a fazer com que as partículas de areia se movam em sentido ascendente. A Figura 15, onde se apresentam curvas típicas de uma areia cisalhada sob condições drenadas e que manifesta comportamento dilatante, permite a análise do proposto por Taylor (1948). Segundo este autor, para um ensaio de cisalhamento direto, parte da tensão cisalhante necessária para romper o corpo de prova de areia com comportamento dilatante realiza o

trabalho de expandir a amostra contra a tensão normal aplicada. Desta forma, a tensão cisalhante de ruptura (τ_{rup}), em corpo de prova com comportamento dilatante, pode ser dividida em duas parcelas, uma necessária para romper o corpo de prova a volume constante (τ_{cv}), e outra (parcela de dilatância), que irá realizar o trabalho adicional necessário para expandir o corpo de prova (τ_e), sendo assim:

$$\tau_{rup} = \tau_{cv} + \tau_e \quad (25)$$

Dividindo ambos os membros da Equação 25 pela tensão normal efetiva na ruptura teremos:

$$\frac{\tau_{rup}}{\sigma_{rup}} = \frac{\tau_{cv}}{\sigma_{rup}} + \frac{\tau_e}{\sigma_{rup}} \quad (26)$$

Igualando-se o trabalho adicional realizado no momento da ruptura pela tensão cisalhante para expandir o corpo de prova ao trabalho de expansão do corpo de prova no sentido contrário à tensão normal imposta, tem-se:

$$\tau_e \cdot A \cdot d\delta_h = \tau_{rup} \cdot A \cdot d\delta_v \quad (27)$$

Ou seja:

$$\frac{\tau_e}{\sigma_{rup}} = \frac{d\delta_v}{d\delta_h} \quad (28)$$

Onde:

$d\delta_h$: variação do deslocamento horizontal relativo na ruptura;

$d\delta_v$: variação do deslocamento horizontal relativo na ruptura;

A : área de contato do corpo de prova na ruptura.

Substituindo a Equação 28 na Equação 26, tem-se que:

$$\frac{\tau_{rup}}{\sigma_{rup}} = \frac{\tau_{cv}}{\sigma_{rup}} + \frac{d\delta_v}{d\delta_h} \quad (29)$$

Ou ainda:

$$\tan \phi = \tan \phi_{cv} + \frac{d\delta_v}{d\delta_h} \quad (30)$$

Onde:

ϕ : é o ângulo de atrito de pico, medido no ensaio;

ϕ_{cv} : é o ângulo de atrito de pico, medido no ensaio;

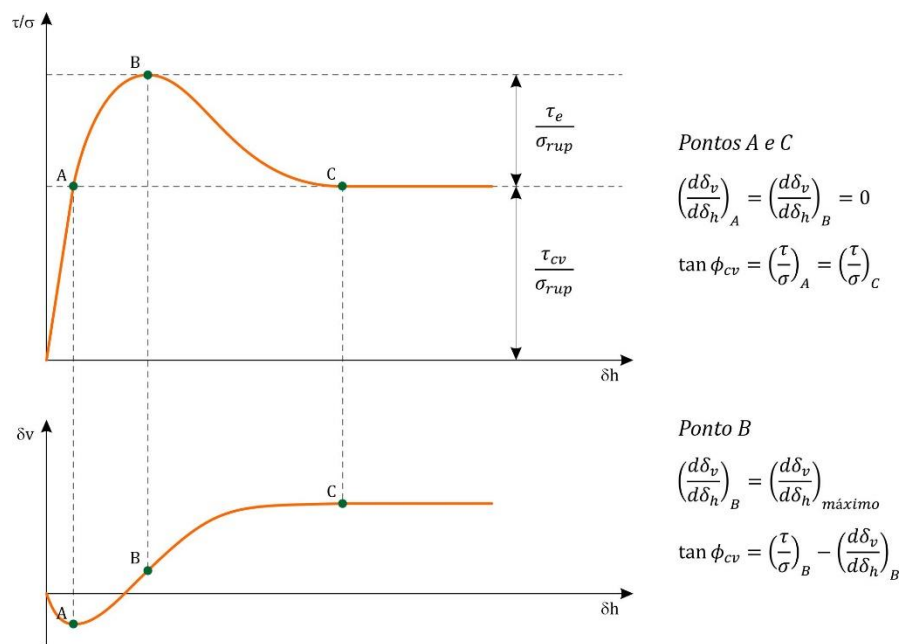


Figura 15 – Fenômeno da dilatância associada ao trabalho realizado para expandir o corpo de prova de areia em um ensaio de cisalhamento direto (adaptado de SIMÕES, 2015)

Com base nas deduções apresentadas acima (SIMÕES, 2015; COUTINHO, 2021) e na teoria proposta por Taylor (1948) destacam-se as seguintes interpretações:

1. A Equação 30 demonstra que a tangente do ângulo de atrito interno de uma areia pode ser interpretado como a soma de duas parcelas referentes ao ângulo de atrito a volume constante e o efeito do trabalho para expandir a amostra contra a força normal, traduzido como o ângulo de dilatância, e dado pela taxa de variação do aumento da altura do corpo de prova ($d\delta_v$) em relação à variação do deslocamento horizontal entre as partes cisalhadas ($d\delta_h$) que corresponde à tangente do ângulo que a curva $d\delta_v \times d\delta_h$ (no ponto B da Figura 15) faz com o eixo das abcissas;

2. Mesmo quando não ocorre dilatação durante o cisalhamento do corpo de prova, o valor de $d\delta_v/d\delta_h$ tende a zero para elevados deslocamentos horizontais (correspondente ao ponto C da Figura 15 – resistência residual). Observa-se que, em geral, a ruptura ocorre quando $d\delta_v/d\delta_h = 0$, que corresponde a $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1 = 0$ no ensaio triaxial CD (Figura 11). Desta forma, para qualquer que seja a condição inicial anterior ao cisalhamento, para grandes deslocamentos horizontais relativos, será definido o ângulo de atrito a volume constante, que é uma propriedade intrínseca da areia. Deve-se notar que o ponto onde se alcança o ângulo de atrito a volume constante no gráfico $\tau/\sigma \times \delta_h$ corresponde ao ponto de estagnação do aumento da altura do corpo de prova (ponto C na Figura 15);
3. Na Figura 15, no ponto C, assim como no ponto A (que marca o início do deslocamento ascendente do *top cap*), tem-se $d\delta_v/d\delta_h = 0$. Observa-se que o valor da razão τ/σ no ponto A é o mesmo que em C, que corresponde à tangente do ângulo de atrito a volume constante. Desta foram:

$$\left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_A = \left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_C = \tan \phi_{cv} \quad (31)$$

4. Ainda em relação a Figura 15, no ponto B (que corresponde à ruptura), ocorre a máxima inclinação da curva $d\delta_v \times d\delta_h$, correspondendo à máxima tensão cisalhante mobilizada (resistência ao cisalhamento), sendo resultado da soma da parcela de resistência à volume constante (τ_{cv}) e a parcela responsável por realizar o trabalho de elevação do corpo de prova (τ_e), fenômeno de dilatação. Assim, na ruptura, temos que:

$$\left(\frac{d\delta_v}{d\delta_h}\right)_B = \left(\frac{d\delta_v}{d\delta_h}\right)_{máximo} \quad (32)$$

Então:

$$\left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_B = \left(\frac{d\delta_v}{d\delta_h}\right)_B + \frac{\tau_{cv}}{\sigma} \quad (33)$$

$$\tan \phi = \left(\frac{d\delta_v}{d\delta_h}\right)_B + \tan \phi_{cv} \quad (34)$$

1.1.4.4. Índice de Vazios Crítico e determinação da Curva Crítica

Neste trabalho evitou-se adotar as denominações areia fofa e areia compacta, como feito por Coutinho (2021), já que o comportamento das areias no cisalhamento drenado depende não somente do índice de vazios inicial (e conseqüentemente da compacidade relativa) mas também da tensão confinante.

Lee (1965) e Lee e Seed (1967, apud HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022) demonstraram esse comportamento a partir de ensaios triaxiais adensados hidrosticamente, drenados, de compressão (CIDc) em corpos de prova da Areia do Rio Sacramento, moldados com compacidades relativas variando entre 38% e 100% e tensões confinantes (σ_3) variando entre 1 kgf/cm² até 140 kgf/cm² (aproximadamente de 100 kPa até 13.730 kPa).

Na Figura 16 e na Figura 17 pode-se perceber os seguintes comportamentos associados ao aumento da tensão confinante, para uma mesma compacidade relativa (LEE, 1965; apud HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022):

1. Atenuação do pico de resistência (que pode se tornar pouco perceptível) e aumento da deformação axial específica;
2. Redução do comportamento dilatante até um ponto tal em que se registre contração da amostra a partir de uma certa tensão confinante.

No que tange ao primeiro efeito, em ambas as compacidades relativas, o aumento da tensão confinante (σ_3) leva a uma menor razão entre tensões principais (σ_1/σ_3) na ruptura e maior é a deformação axial específica de ruptura registrada. Na Figura 17(a) (CR = 100%) a atenuação do pico de tensão na ruptura é bastante perceptível à medida que aumenta a tensão confinante. Na Figura 16(a) um pico de resistência é ligeiramente perceptível para as tensões confinantes mais baixas (0,1 MPa e 0,2 MPa) e se torna visualmente inexistente à medida que a tensão confinante aumenta.

Observando-se a Figura 16 (b) nota-se que com o aumento da tensão confinante (σ_3) a tendência geral é de diminuição do volume dos corpos de prova sendo este um comportamento consistente com o que se espera de uma areia tida como fofa (CR = 38%), no entanto, para pequenas tensões confinantes (0,1 MPa e 0,2 MPa) a variação volumétrica específica é positiva, ocorrendo dilatação do corpo de prova. Assim, mesmo

para uma areia inicialmente tida como fofa, em tensões confinantes suficientemente baixas haverá comportamento dilatante.

Na Figura 17 (b) também fica claro que o aumento da tensão confinante muda o comportamento relativo à variação volumétrica específica, mesmo para CR = 100%, onde para tensões confinantes maiores que 2,0 MPa (2.000 kPa ou 20 kgf/cm²) nota-se um comportamento contráctil, mesmo em CR = 100%. Por outro lado, nos corpos de prova com CR = 38% (Figura 16) apresenta dilatância para tensões confinantes inferiores a 0,2 MPa (200 kPa ou 2 kgf/cm²).

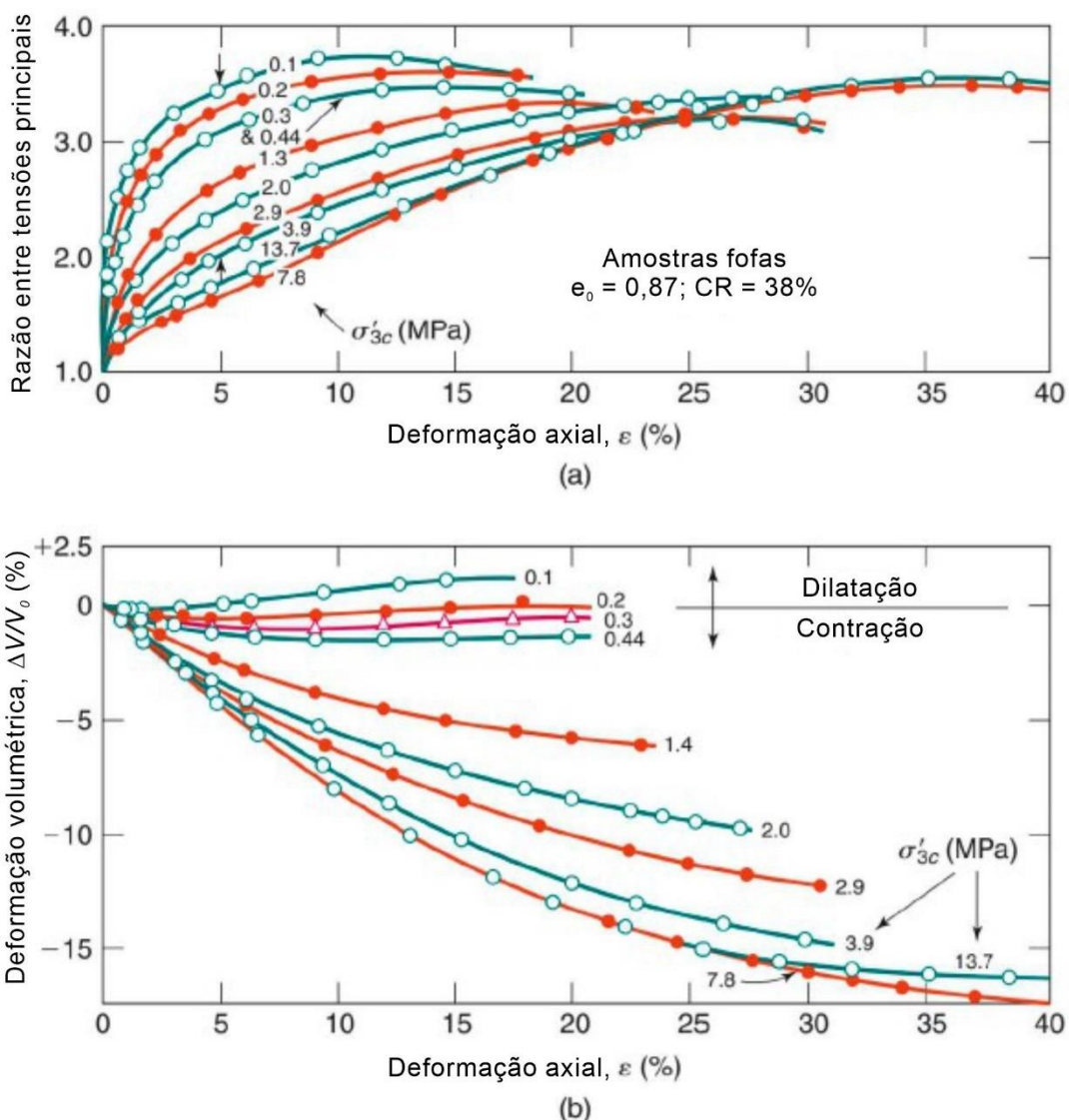


Figura 16 - Resultados de ensaios triaxiais em corpos de prova das areias do Rio Sacramento, com CR = 38%: (a) Razão entre tensões principais *versus* deformação axial; (b) deformação volumétrica específica *versus* deformação axial específica (adaptado de HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022)

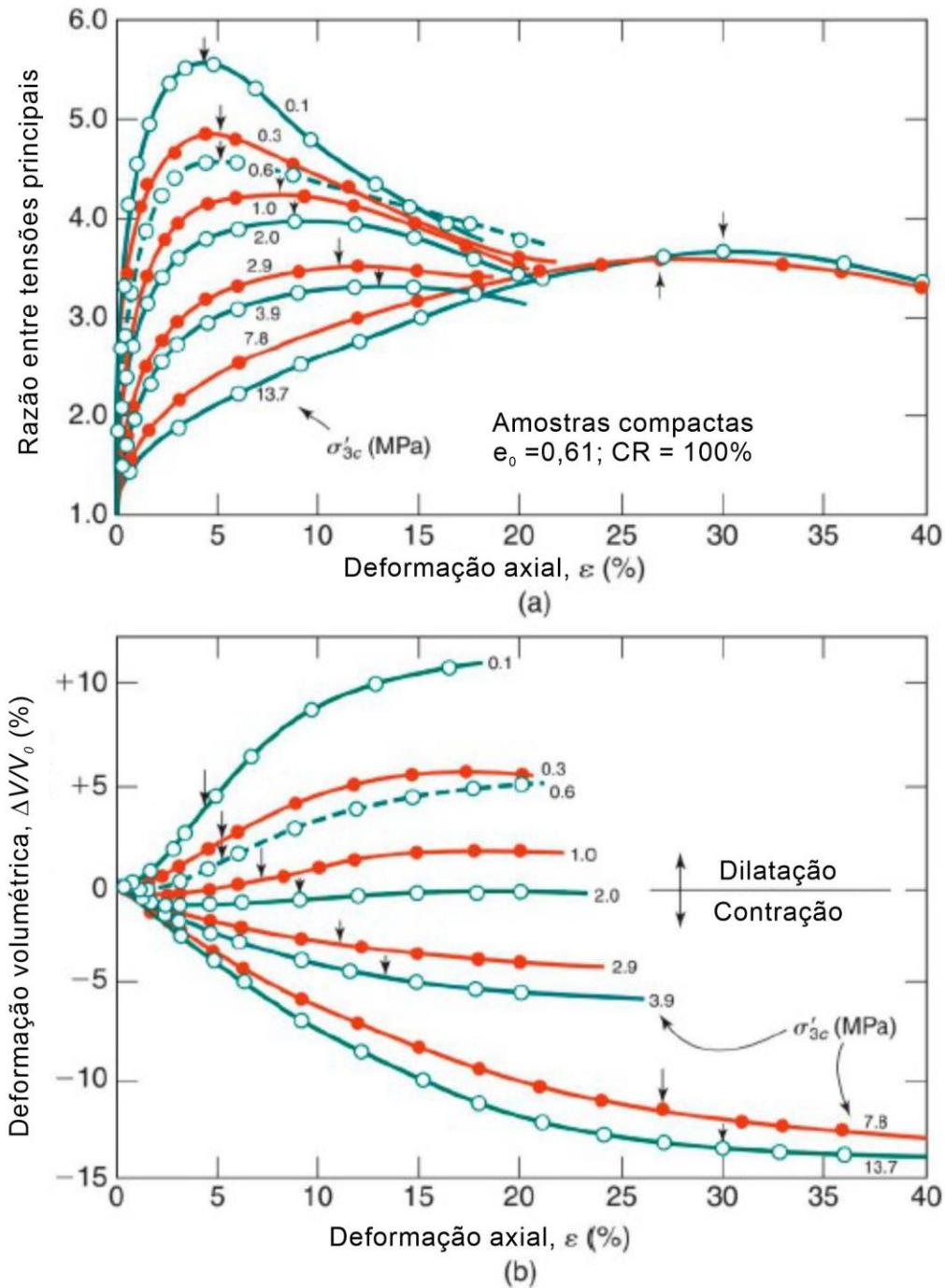


Figura 17 - Resultados de ensaios triaxiais em corpos de prova das areias do Rio Sacramento, com $CR = 100\%$: (a) Razão entre tensões principais *versus* deformação axial; (b) deformação volumétrica específica *versus* deformação axial específica (adaptado de HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022)

A Figura 18 apresenta resultados de uma série de ensaios triaxiais realizados nas areias do Rio Sacramento, em corpos de prova com $CR = 100\%$ ($e_0 = 0,61$), submetidos a diferentes tensões confinantes (σ_3). Na Figura 18 (a) são apresentadas as tensões

desviadoras na ruptura, em (b) os índices de vazios ao final de cada etapa de aplicação de cargas (correspondendo ao início do cisalhamento) e em (c) são plotadas as deformações volumétricas específicas na ruptura, sempre *versus* as tensões confinantes aplicadas nos ensaios.

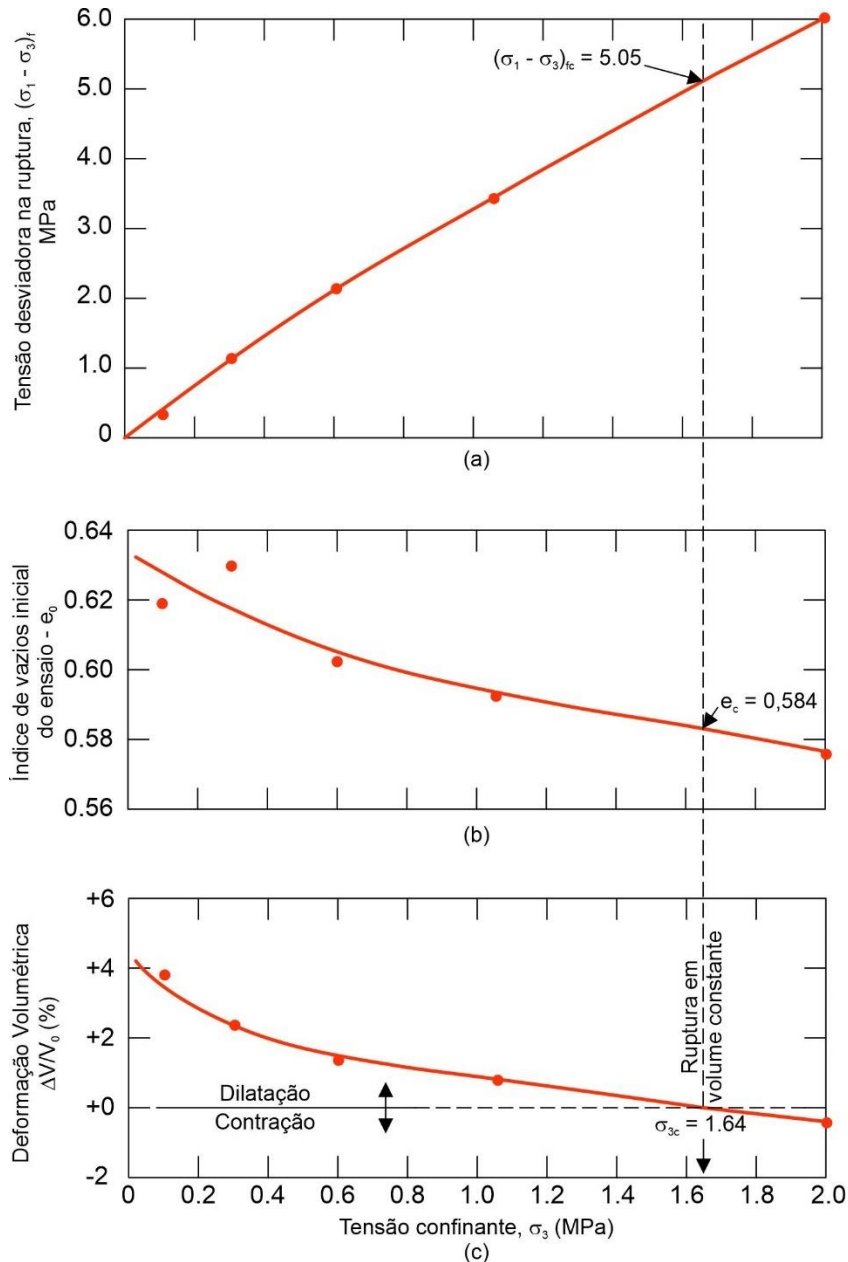


Figura 18 - Comportamento na ruptura para corpos de prova da areia do Rio Sacramento, com CR = 100% (adaptado de LEE e SEED, 1967; COUTINHO, 2021).

Segundo Lee e Seed (1967), pelo que se percebe na Figura 18 (c), para um ensaio triaxial CIDc realizado em um corpo de prova com e_0 de aproximadamente 0,61 e sob tensão confinante de 1,64 MPa (1640 kPa ou 16,4 kgf/cm²) seria verificada uma

deformação volumétrica específica nula na ruptura, sendo 0,584 o índice de vazios crítico associado a esta tensão confinante, Figura 18 (c).

A mesma análise realizada na Figura 18 foi empregada em Lee e Seed (1967), efetuada para outros 3 grupos de corpos de prova com índices de vazios de 0,87, 0,78 e 0,71, de forma que foram determinados pares de tensão confinante crítica e índice de vazios críticos para cada grupo. Em seguida esses pares foram plotados em um gráfico estabelecendo-se uma curva, como apresentado na Figura 19.

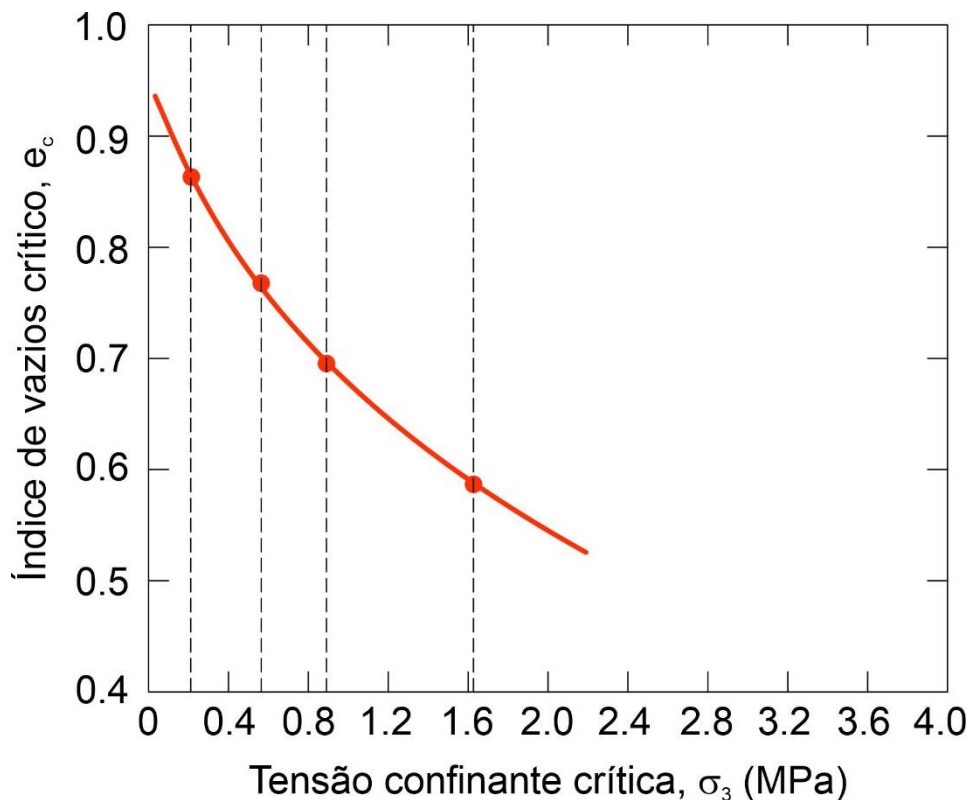


Figura 19 - Índice de vazios crítico *versus* Tensão confinante crítica para areias do Rio Sacramento, a partir de ensaios triaxiais drenados (adaptado de LEE e SEED, 1967; apud COUTINHO, 2021).

Lee e Seed (1967) agruparam todos os resultados obtidos no cisalhamento das areias do Rio Sacramento de forma que se pudesse avaliar a relação entre o índice de vazios crítico e a tensão confinante crítica. As retas que não cruzam a linha de variação volumétrica nula foram interpoladas e estendidas demonstrando mais um par de tensão confinante crítica e índice de vazios críticos para cada uma delas, como pode ser visto na Figura 20. Pode-se observar que para maiores tensões confinantes menor será o índice de vazios crítico que estará associado a uma determinada tensão confinante, ficando

definido como índice de vazios crítico aquele para o qual a deformação volumétrica específica na ruptura é nula.

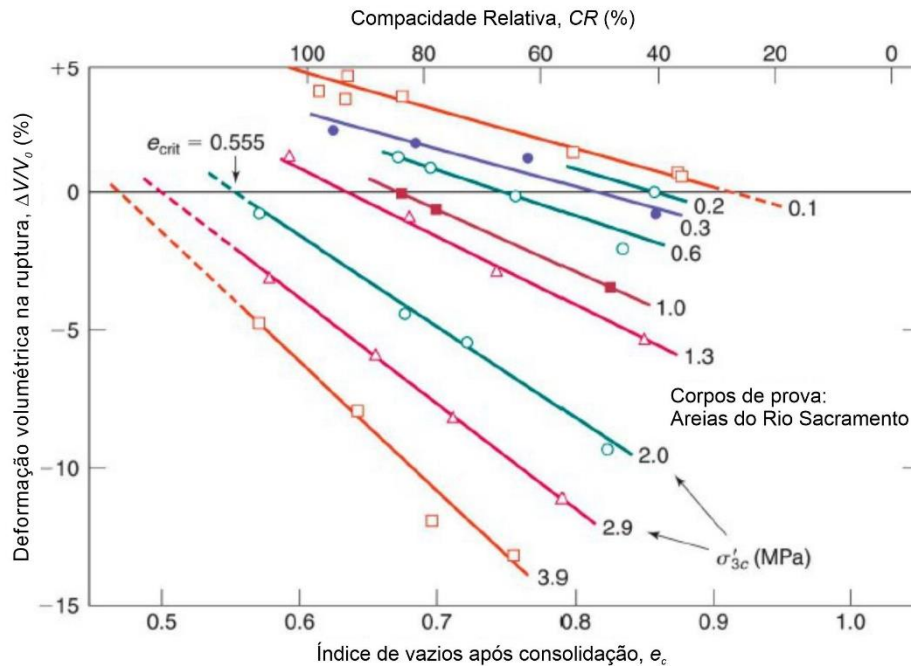


Figura 20 - Deformação volumétrica na ruptura versus índice de vazios ao final da consolidação para areias do Rio Sacramento, a partir de ensaios triaxiais drenados (adaptado de HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022).

Uma outra forma de abordagem dos dados apresentados na Figura 16 (b) e Figura 17 (b) é a plotagem da relação entre a deformação volumétrica específica na ruptura e a tensão confinante para vários índices de vazios pós consolidação das amostras, como pode ser visto na Figura 21. Nesta figura, os índices de vazios indicados, diferentemente do que temos nas figuras anteriores, são os índices de vazios iniciais e não aqueles obtidos após consolidação. Percebemos na Figura 21 que quanto maior for a tensão confinante crítica menor será o índice de vazios crítico.

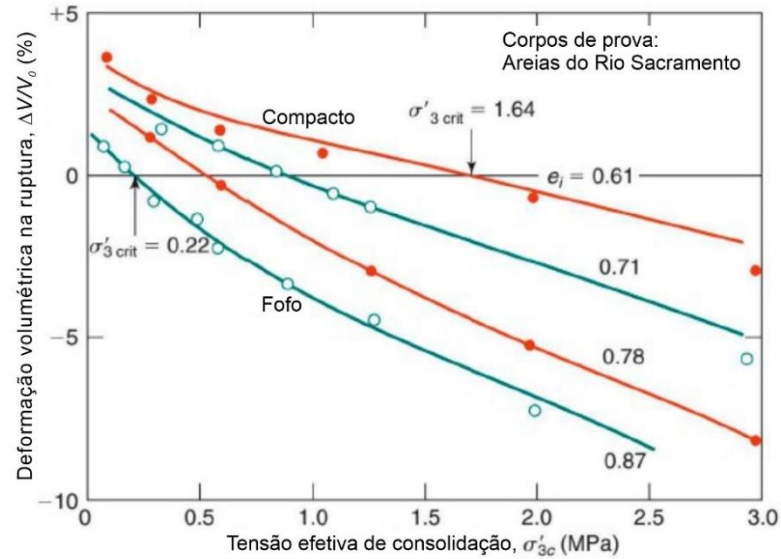


Figura 21 - Deformação Volumétrica na ruptura versus Tensão Efetiva de Consolidação para amostras das areias do Rio Sacramento em diversos índices de vazios (adaptado de HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022).

A partir dos pares tensão confinante versus índice de vazios para os quais foram obtidas deformações volumétricas nulas na ruptura (obtidos na Figura 20 e na Figura 21), Lee e Seed (1967) definiram uma curva crítica, interligando os pontos críticos, como ilustrado na Figura 22. Na curva apresentada Figura 22 também são considerados os pares tensão confinante crítica e índice de vazios críticos obtidos pela interpolação das retas que não cruzam a linha de variação volumétrica nula (Figura 20).

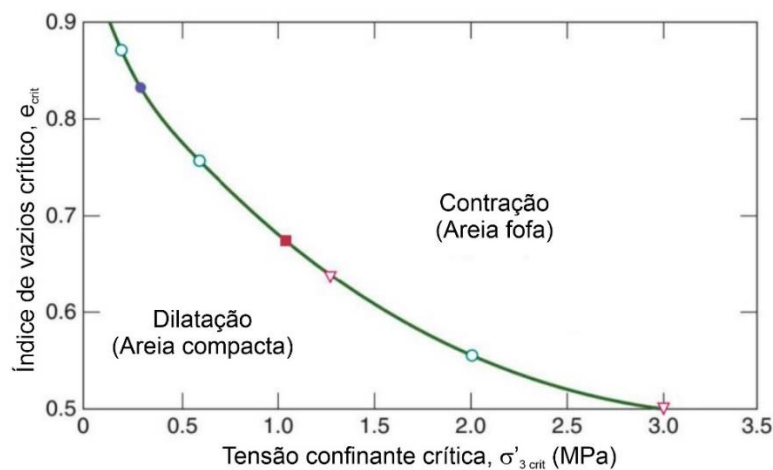


Figura 22 - Curva crítica definida a partir dos Índices de Vazios Críticos e Tensões Confinantes Críticas obtidas para as areias do Rio Sacramento (adaptado de HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022).

A conclusão obtida por Lee e Seed (1967) é de que o índice de vazios crítico de uma areia é dependente da tensão confinante aplicada não sendo, portanto, uma propriedade do material. A partir dos ensaios procedidos por Lee e Seed (1967), foi demonstrado que o comportamento dilatante ou contráctil, ou até mesmo a variação nula de volume na ruptura, é dependente do par de valores índice de vazios *versus* tensão confinante sob o qual está submetido um dado corpo de prova antes do cisalhamento. Desta forma, os pares de valores em que a variação volumétrica é nula recebe a denominação crítico, a interligação de diversos pares críticos nos leva ao traçado de uma curva crítica.

O comportamento, contráctil ou dilatante, de uma amostra que se pretende ensaiar será definido pela posição do par de valores índice de vazios *versus* tensão confinante. Quando este estiver à direita da curva crítica haverá comportamento contráctil e quando estiver à esquerda da curva crítica haverá comportamento dilatante na ruptura por cisalhamento drenado, como indicado na Figura 22.

Outra conclusão que se obtém a partir da Figura 22 é que para cada índice de vazios existirá uma tensão confinante para a qual não ocorrerá variação volumétrica do corpo de prova na ruptura, de tal modo que, um corpo de prova num dado índice de vazios, ao ser ensaiado em uma tensão confinante inferior à tensão confinante crítica para aquele índice de vazios apresentará comportamento dilatante e, quando a tensão confinante aplicada for superior à tensão confinante crítica haverá comportamento contráctil.

A mesma analogia pode ser feita fixando-se a tensão confinante imposta e fazendo variar o índice de vazios. Quando o índice de vazios for inferior ao índice de vazios crítico associado à tensão confinante atuante ocorrerá comportamento dilatante e, de modo oposto, quando o índice de vazios for superior ao índice de vazios crítico daquela tensão confinante haverá comportamento contráctil.

Para uma areia saturada e submetida a um carregamento não drenado o comportamento será extremamente distinto no que diz respeito à resistência, caso a amostra esteja acima ou abaixo do índice de vazios crítico associado à tensão confinante aplicada (PINTO, 2006).

Pinto (2006) afirma que, no caso de uma areia com índice de vazios inferior ao índice de vazios crítico relativo a uma dada tensão confinante (que tenderia a sofrer dilatação no cisalhamento drenado), quando não houver possibilidade de drenagem

ocorrerá geração de excesso de poropressões negativas (sucção) com aumento da tensão efetiva e conseqüente aumento da resistência ao cisalhamento.

Quando o índice de vazios de uma areia for superior ao índice de vazios crítico relativo a uma dada tensão confinante (que tenderia a sofrer contração no cisalhamento drenado) e não houver condições de drenagem na ruptura, ocorrerá geração de excesso de poropressões positivas, com diminuição da tensão efetiva e conseqüente diminuição da resistência ao cisalhamento (PINTO, 2006).

Uma forma de determinar um ponto qualquer da curva crítica (tensão confinante crítica versus índice de vazios crítico) foi apresentada por Pinto (2006) e consiste na interpolação de resultados de ensaios triaxiais CIDc realizados em corpos de prova moldados em diferentes índices de vazios iniciais e submetidos a uma mesma tensão confinante (Figura 23).

Traçando-se o gráfico da deformação volumétrica na ruptura *versus* o índice de vazios do corpo de prova ao fim do adensamento, para uma dada tensão confinante, o índice de vazios crítico é aquele associado a uma deformação volumétrica nula, determinando-se um par representativo da curva crítica (σ_{cr}, e_{cr}). Caso o processo seja repetido outras vezes, fazendo-se variar o índice de vazios das amostras para diversas tensões confinantes é possível obter diversos pares críticos (σ_{cr}, e_{cr}) e então plotar a curva tensão confinante crítica *versus* índice de vazios crítico de uma determinada areia.

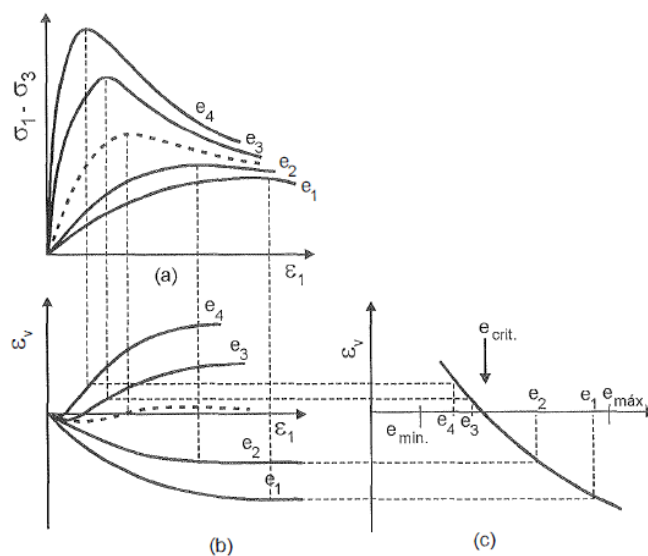


Figura 23 – Esquema para obtenção de pares críticos (σ_{cr}, e_{cr}) a partir de ensaios Triaxiais CIDc para uma dada tensão confinante (PINTO, 2006).

Substituindo-se a tensão confinante pela tensão normal aplicada no corpo de prova e a deformação volumétrica específica pelo deslocamento vertical do corpo de prova a curva crítica prevista por Lee e Seed (1967) pode ser obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto (PINTO, 2006).

1.1.4.5. Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto, em conjunto com os ensaios triaxiais, consistem nas formas mais largamente empregadas nos laboratórios de mecânica dos solos para obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Segundo Lambe e Whitman (1969), o ensaio de cisalhamento direto é o método mais antigo disponível, tendo sido empregado já em 1776, por Coulomb. Os componentes essenciais desse ensaio podem ser vistos no diagrama esquemático apresentado na Figura 24 e Figura 25 (a). O corpo de prova de solo deve ser colocado no interior de um caixa bipartida em seu plano médio, recebendo uma tensão confinante aplicada sobre um dispositivo superior denominado *top cap*. Este conjunto é posicionado em uma caixa apoiada sobre trilhos com rodízios lubrificados que sofrerá deslocamento horizontal sob ação de um motor que impõe uma movimentação em velocidade constante.

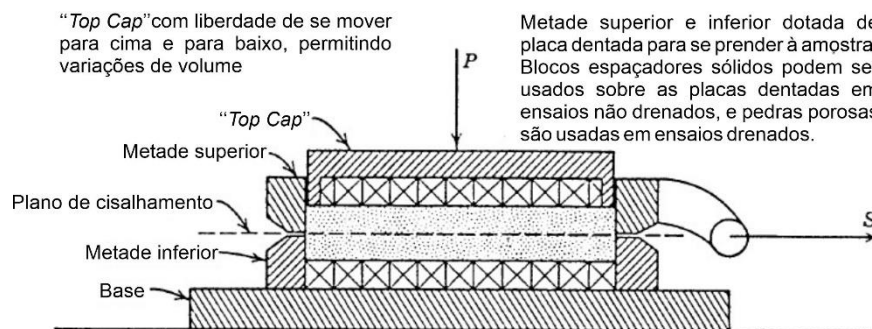


Figura 24 - Seção Transversal de um aparato de Cisalhamento Direto (adaptado de LAMBE e WHITMAN, 1969)

A metade superior da caixa de cisalhamento tem seu deslocamento impedido por um batente ligado a um anel dinamométrico ou célula de carga, enquanto a metade inferior tende a se deslocar acompanhando a movimentação da caixa externa. Os deslocamentos verticais do *top cap*, durante o procedimento de ensaio, podem ser medidos através de um extensômetro analógico ou digital ou até mesmo por um transdutor de deslocamentos. Da mesma forma, os deslocamentos horizontais da metade inferior da caixa bipartida também deverão ser medidos pelos mesmos tipos de equipamentos.

O ensaio pode ser realizado com o corpo de prova seco ou inundado (submerso) e é realizado em duas etapas. Na primeira delas ocorre a aplicação da carga vertical (tensão confinante) sobre a amostra que, por consequência de seu confinamento lateral, sofrerá adensamento edométrico (sendo válida a Teoria de Adensamento de Terzaghi e Frohlich, 1936), para o caso de solos argilosos. Para areias secas, como é o caso da presente pesquisa, as deformações verticais impostas pela carga aplicada deverão ocorrer de forma virtualmente instantânea.

Na segunda etapa, mantido o carregamento vertical, é imposto um deslocamento horizontal de velocidade constante à metade inferior da caixa a partir da caixa externa. Desta forma o corpo de prova será solicitado por uma força cisalhante (T) que será medida pelo anel dinamométrico ou célula de carga, esta força estará atuando no plano médio da caixa bipartida no contato entre as metades superior e inferior do corpo de prova. Durante a ruptura são medidos os deslocamentos verticais e horizontais, como dito anteriormente.

Para cada tensão vertical nominal aplicada são plotadas curvas “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) *versus* deslocamento horizontal (δ_h)” e “deslocamento vertical do *top cap* (δ_v) *versus* deslocamento horizontal (δ_h)”, os formatos típicos dessas curvas podem ser vistos na Figura 25 (b), que ilustra a ruptura de amostras inicialmente moldadas em um mesmo índice de vazios. Na análise dessas curvas, identifica-se a tensão cisalhante máxima ($\tau_{m\acute{a}x}$), que corresponde à ruptura do corpo de prova. Ao se realizar diversos ensaios de cisalhamento, sob diferentes tensões verticais nominais, pode ser plotada uma envoltória de resistência para o material ensaiado, sendo um gráfico τ x σ , Figura 25 (c).

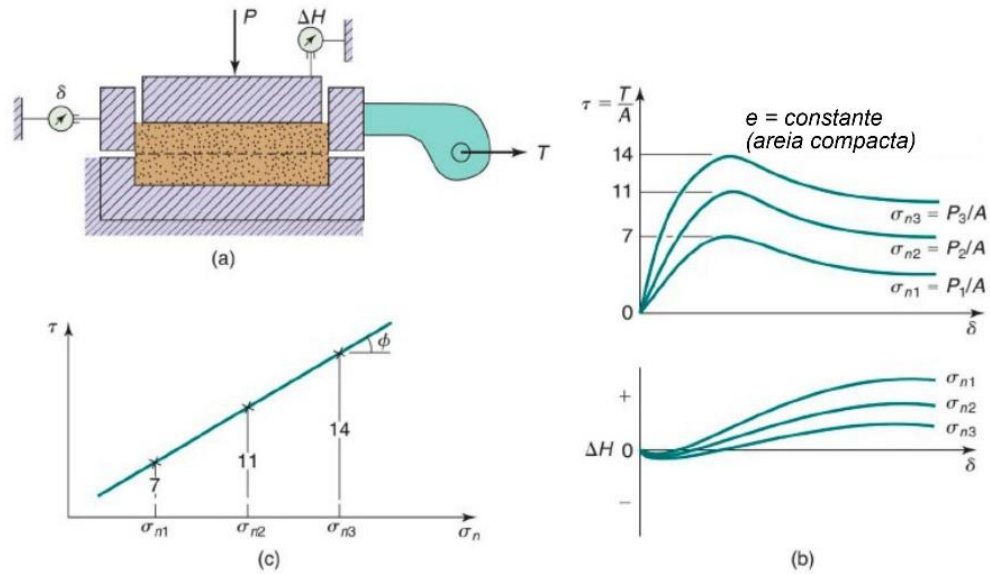


Figura 25 – (a) seção transversal esquemática de um aparato de cisalhamento direto; (b) resultados típicos para areias compactas, moldadas em um mesmo índice de vazios e cisalhadas sob três diferentes tensões normais; (c) Envoltória de Mohr para corpos de prova na mesma compactidade relativa (adaptado de HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2022).

Pinto (2006) destaca que o ensaio de Cisalhamento Direto é considerado muito prático e de simples execução, sendo muito usado quando se deseja medir apenas a resistência ao cisalhamento drenado do material. Como desvantagens do ensaio destaca-se o desconhecimento do estado de tensões na ruptura, a dificuldade no controle das condições de drenagem e a impossibilidade de se obterem parâmetros de deformabilidade.

1.2. Ângulo de atrito no repouso

Considere-se um material granular, seco, lançado em queda livre e formando uma pilha, sem que haja qualquer confinamento. A inclinação mais acentuada que se pode verificar para um talude estável conformado nessas condições é denominado ângulo de atrito no repouso.

Segundo Taylor (1948) o procedimento mais antigo e simples para se obter o ângulo de atrito de um solo seco é a observação do ângulo de atrito no repouso. Pode-se encarar o ângulo de atrito no repouso como o ângulo de atrito interno sob condições de tensões quase nulas. Podemos assumir que, em uma pilha de material granular, não

poderá haver equilíbrio da massa que constitui a pilha até que o grão mais instável esteja também em equilíbrio, de outra forma, o ângulo de atrito interno estaria relacionado às condições de equilíbrio médias no interior da massa de grãos, sob condições de algum confinamento.

Na superfície de uma pilha de material granular, onde efetivamente se verifica o ângulo de atrito no repouso, o material tenderá a uma configuração mais fofa do que em seu interior, além disso, o efeito do *interlocking* sobre a resistência do material será nulo ou muito próximo a isso. Dessa forma, o ângulo de atrito interno tenderá sempre a ser superior ao ângulo de atrito no repouso.

Miura, Maeda e Toki (1997) relatam que ao se formar uma pilha de material seco e granular sobre uma superfície plana a partir do lançamento desse material pode ser observado um processo intermitente de escorregamentos e colapsos na superfície da pilha formada. Como resultado, este intermitente, porém não contínuo, processo de deslizamento forma uma pilha cônica a partir da sobreposição de finas camadas, como pode ser visto na figura

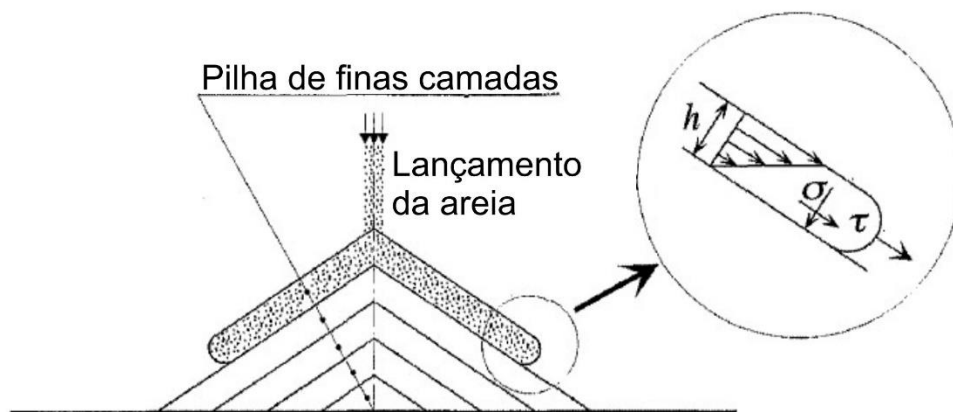


Figura 26 - Formação de uma pilha de areia (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).

Miura, Maeda e Toki (1997) propuseram um experimento para a determinação do ângulo de atrito no repouso que consiste em três etapas:

- a. Preenchimento de um funil simples com o material para ensaio. O funil fica apoiado sobre uma placa e sustentado verticalmente com uso das mãos;

- b. O funil é erguido lentamente com movimento das mãos, mantendo-se a ponta do funil em contato com a areia que se deposita na placa (altura de queda é nula);
- c. O ângulo de atrito no repouso pode ser determinado a partir do formato da pilha, tendo por base a Equação 35:

$$\phi_{rep} = \arctan(2H/D) \quad (35)$$

onde H e D são, respectivamente, a altura e o diâmetro da pilha.

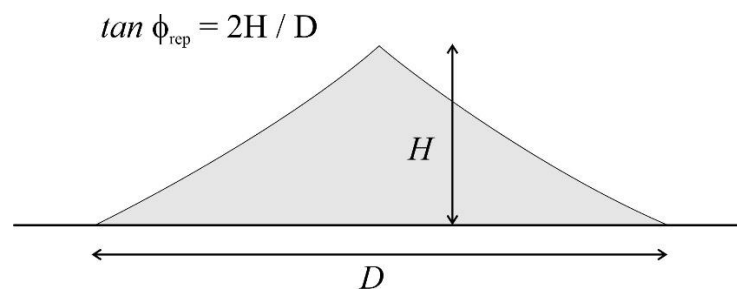


Figura 27 - Determinação do ângulo de atrito no repouso em uma pilha de areia (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).

Miura, Maeda e Toki (1997) realizaram ensaios para determinação do ângulo de atrito no repouso nas areias de Toyoura (identificada como TO-SAND), nas areias de Soma (identificada como SO-SAND), e em dois tipos de esferas de vidro com diferentes tamanhos (identificadas como GB-A e GB-B). Durante os ensaios, aqueles pesquisadores fizeram variar a quantidade de material, a velocidade de levantamento do funil e a rugosidade da placa de base, com a utilização de uma lâmina de vidro e de lixas com diferentes tamanhos de grãos. Os resultados podem ser observados na Figura 28, Figura 29 e Figura 30.

Pode-se perceber que os três condicionantes que sofreram variação durante os ensaios são significativos para a determinação do ângulo de atrito no repouso. O valor de ϕ_{rep} tende a diminuir com o aumento da quantidade de material que forma a pilha. De modo contrário, ϕ_{rep} tende a aumentar com o aumento do tempo de levantamento do funil. Por fim, a rugosidade da base em que se lança o material a partir do funil também tem influência no resultado, aumentando o valor de ϕ_{rep} com o aumento da rugosidade.

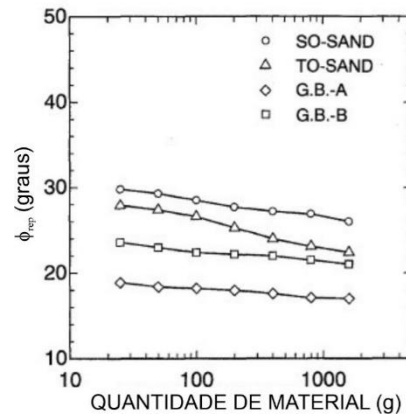


Figura 28 - Variação do ângulo de atrito no repouso em função da quantidade de material lançado na pilha (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).

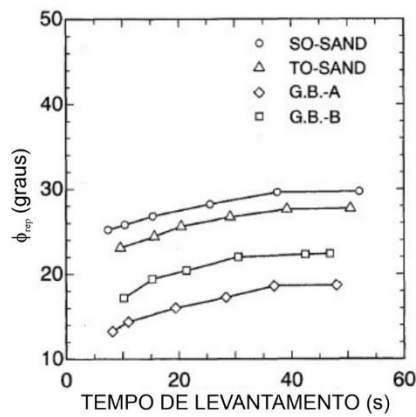


Figura 29 - Variação do ângulo de atrito no repouso em função do tempo de levantamento do funil (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).

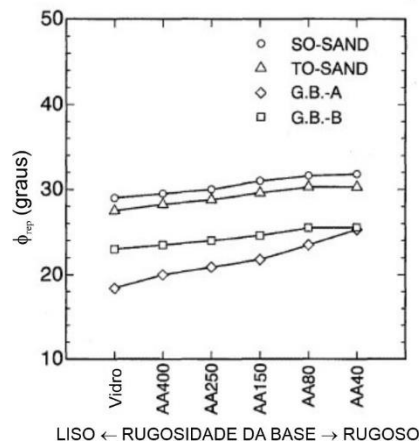


Figura 30 - Variação do ângulo de atrito no repouso em função da rugosidade da base da pilha (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).

A fim de que se obtenham valores mais confiáveis e objetivos para o ângulo de atrito no repouso Miura, Maeda e Toki (1997) propuseram a utilização de um dispositivo capaz de reduzir a influência dos fatores apontados acima. O dispositivo consiste em um espaçador removível e três pares de anéis concêntricos com diferentes diâmetros, sendo o anel interno com fundo fechado e o anel externo podendo correr livre, para baixo, ao redor do anel interno.

A utilização do dispositivo consiste na colocação de um dos pares de anéis concêntricos sobre o espaçador, em seguida o material de ensaio deverá ser lançado, com auxílio de um funil, sobre os anéis formando uma pilha cônica. Com a remoção do espaçador, em um movimento rápido e contínuo, o anel externo desliza para baixo, conformando uma nova inclinação na superfície da pilha.

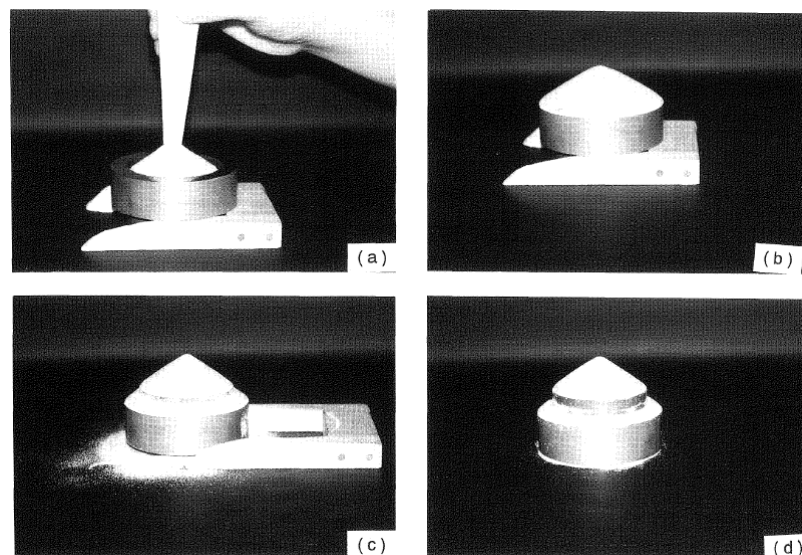


Figura 31 - Exemplo de utilização do dispositivo: a) conformação da pilha sobre os dois anéis apoiados no espaçador; b) pilha inicial formada sobre os dois anéis; c) remoção do espaçador fazendo descer o anel externo; e d) conformação final da pilha (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).

Com a utilização deste dispositivo, elimina-se a influência da rugosidade da base, pois a conformação final da pilha se dá sem que haja apoio na formação da camada mais externa de grãos. Da mesma forma, a velocidade de elevação do funil não será mais relevante, pois a remoção do espaçador, num movimento único, é que dá a conformação final da pilha. Eliminando-se os dois principais condicionantes mencionados acima, Miura, Maeda e Toki (1997) estabeleceram uma relação linear entre a variação do diâmetro dos

anéis (que determina a quantidade de material que conforma a pilha) e o ângulo de atrito no repouso.

Para verificar a eficiência do dispositivo Miura, Maeda e Toki (1997) aplicaram no fundo do anel interno, em diversos ensaios, uma lâmina de vidro e diversas lixas, como feito anteriormente. Os resultados se mantiveram praticamente estáveis, demonstrando que o processo de conformação final da pilha se dá de forma independente da rugosidade do material da base, como pode ser visto na Figura 32.

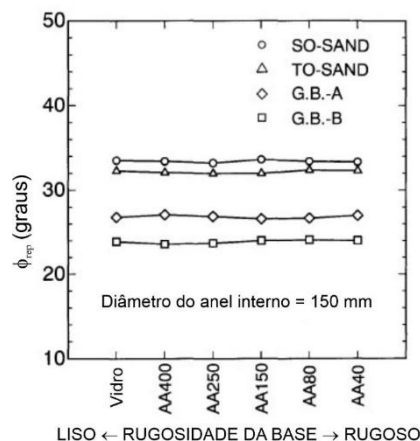


Figura 32 - O ângulo de atrito no repouso se mantém estável mesmo com diferentes rugosidades da base (adaptado de MIURA, MAEDA e TOKI, 1997).

1.3. Permeabilidade dos solos arenosos

1.3.1.Introdução

O grande número de vazios interconectados verificados em uma massa de solo permite que um líquido, em geral a água, possa fluir quando submetida a diferentes potenciais (cargas hidráulicas), deslocando-se dos pontos de maior carga para os pontos de menor carga.

Pinto (2006) destaca que o estudo da percolação da água nos solos é de grande importância pois este fenômeno intervém num grande número de problemas práticos, que podem ser agrupados em três tipos:

- 1) No cálculo das vazões, como, por exemplo, na estimativa da quantidade de água que se infiltra numa escavação;

- 2) Na análise de recalques, porque, frequentemente, recalque está relacionado com diminuição de índice de vazios, que ocorre pela expulsão de água destes vazios;
- 3) Nos estudos de estabilidade, porque a tensão efetiva (que comanda a resistência do solo) depende da pressão neutra, que, por sua vez, depende das tensões provocadas pela percolação da água.

Para os solos ditos plásticos, em função de sua mineralogia e da elevada superfície específica, atuam, no entorno dos grãos, forças de atração de grande intensidade capazes de tornar a água adsorvida nesses solos altamente viscosa nas proximidades das partículas sólidas, estando mais livre para fluir apenas em distâncias maiores em relação a superfície dos grãos (Pinto, 2006) . Já em solos com granulometria mais grossa, essas forças superficiais de atração tendem a ser pouco relevantes, de forma que toda a água que se encontra nos vazios do solo tende a estar livre para fluir.

Na Mecânica dos Solos, o fluxo de água verificado no interior de uma massa de solo é denominado percolação e a maior ou menor facilidade com que a água percola na massa de solo diz respeito a um parâmetro denominado coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica (k).

1.3.2. Leis que regem o escoamento de água nos solos

As se estudar o escoamento de fluidos no interior de uma massa de solo, através de seus vazios, recorre-se ao teorema de Bernoulli e a lei de Darcy.

1.3.2.1. Teorema de Bernoulli

O teorema de Bernoulli é uma aplicação do princípio da conservação de energia para o caso de fluidos. Este teorema decorre da aplicação da equação de Euler aos fluidos sujeitos a ação gravitacional (líquidos) e que estejam em movimento permanente. O teorema estabelece que, ao longo de qualquer linha de corrente de um fluido ideal (sem viscosidade e incompressível) submetido a um escoamento laminar contínuo e permanente em um conduto fechado, a energia permanece constante (COSTA, 2020). A energia em um ponto do fluido em movimento é a soma das parcelas de energia cinética, energia potencial gravitacional (altimétrica) e energia devida à pressão no fluido (piezométrica). Definindo a carga hidráulica como a razão entre energia e unidade de peso

do fluido, o teorema de Bernoulli passa a ser escrito em termos de carga hidráulica (h), expressa em dimensão de comprimento.

$$h = h_e + h_p + h_c \quad (36)$$

onde

h : carga hidráulica total;

h_e : carga hidráulica altimétrica;

h_p : carga hidráulica piezométrica;

h_c : carga hidráulica cinética.

Essas variáveis podem ser expressas como:

$$h_e = z \quad (37)$$

$$h_p = p/\gamma \quad (38)$$

$$h_c = v^2/2g \quad (39)$$

onde

z : distância vertical do ponto considerado em relação a um plano horizontal de referência;

p : pressão relativa do fluido no ponto considerado;

γ : peso específico do fluido;

v : velocidade do fluido no ponto considerado;

g : aceleração da gravidade.

Desta forma, a equação de Bernoulli poderá ser escrita como:

$$h = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (40)$$

Por considerar um fluido ideal não viscosos o teorema despreza a perda de carga ($h = cite$) que ocorre, de fato, em função de uma parcela de “atrito” entre o fluido e as

paredes do conduto e também entre “lâminas de fluxo”. Mesmo que muito pequena, existe uma parcela de energia que se dissipa em forma de calor.

No caso de um fluido real percolando no interior de uma massa de solo, onde ocorre significativa perda de carga devida à resistência viscosa ao movimento do fluido entre as partículas, essa parcela não pode ser desprezada, de tal modo que o teorema de Bernoulli passa a ser definido como Netto, Fernandez e Ito (1998): *“Para um escoamento contínuo e permanente, a carga total em qualquer ponto de uma linha de corrente é igual à carga total em qualquer ponto a jusante da mesma linha de corrente mais a perda de carga entre os dois pontos”*.

Pode-se deduzir, a partir da proposição acima, que, se há diferença de carga hidráulica entre dois pontos de uma massa de solo haverá fluxo no interior dessa massa. Ou ainda, para impor um fluxo no interior de uma massa de solo, é necessário impor uma diferença de carga hidráulica entre a entrada e a saída do fluxo.

Outra consideração importante, no caso do escoamento em solos, diz respeito à velocidade da percolação. Por ser caracterizada por baixas velocidades, a parcela cinética da equação de Bernoulli para percolação em solos tende a ser desprezível, notadamente quando comparada às parcelas altimétrica e piezométrica. Sabe-se, também, que a pressão de água que ocupa os vazios do solo é denominada poropressão (u), neste caso, para o fluxo de água (peso específico dito γ_w) no interior de uma massa de solo, a equação de Bernoulli é escrita como:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} \quad (41)$$

1.3.2.2. Lei de Darcy

O engenheiro francês Henry Darcy (1856) investigou, experimentalmente, as variáveis que exercem influência na vazão de percolação de água em solos saturados, utilizando-se de filtros de areia (permeâmetro) como este esquematizado na Figura 33.

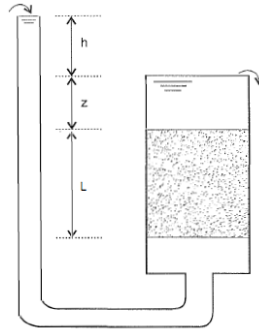


Figura 33 - Desenho esquemático de um filtro de areia/permeâmetro (PINTO, 2006).

Cabe destacar que a Lei de Darcy foi inicialmente comprovada para a hipótese de um escoamento permanente, com fluxo de água laminar, estabelecido em um meio poroso, saturado e homogêneo, sendo fundamental para o entendimento da percolação de água em solos saturados.

Segundo a Lei de Darcy, a vazão do fluxo que percola por uma amostra de solo é diretamente proporcional à área (A) da seção transversal da amostra de solo atravessada pelo fluxo e à diferença de carga hidráulica (Δh) entre os pontos de entrada e saída da amostra, sendo inversamente proporcional a ao comprimento (L) da amostra, na direção do fluxo. Esta vazão também é diretamente proporcional a uma constante (k), que representa as características de permeabilidade do solo constituinte da amostra, sendo denominada coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica, como dito anteriormente. A Lei de Darcy é definida pela Equação 42.

$$Q = k \cdot \frac{\Delta h}{L} \cdot A \quad (42)$$

A razão entre Δh e L é chamada gradiente hidráulico, expresso por i . A Lei de Darcy poderá ser reescrita como na Equação 43.

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (43)$$

Sabendo-se que a vazão dividida pela área indica a velocidade de percolação, temos que:

$$v = k \cdot i \quad (44)$$

Segundo Pinto (2006), da Equação 44, se depreende que o coeficiente de permeabilidade indica a velocidade de percolação da água quando o gradiente é igual a

um. Ele costumeiramente é referido em m/s e, como para os solos seu valor é muito baixo, é expresso pelo produto de um número inferior a 10 por uma potência de 10, como por exemplo $k = 0,00000024 \text{ m/s} = 2,4 \times 10^{-7} \text{ m/s}$. Neste exemplo, o expoente 10^{-7} que expõem um valor representativo para o coeficiente de permeabilidade k .

1.3.3. Fatores que influenciam a permeabilidade

Massad (2016) enumera alguns fatores que afetam mais sensivelmente a permeabilidade dos solos. Eles serão estudados adiantes.

- a. o tamanho dos Grãos;
- b. o índice de vazios;
- c. o tipo de fluido;
- d. a composição mineralógica; e
- e. a estrutura do solo.

1.3.3.1. Influência do tamanho dos grãos na permeabilidade de um solo

O tamanho dos grãos e sua distribuição na massa de solos afeta a permeabilidade do mesmo, notadamente nos solos granulares. A presença de partículas de menor tamanho, capazes de ocupar os vazios existentes entre partículas maiores, terá fundamental influência na permeabilidade. Como consequência, para as areias, haverá grande importância dada ao diâmetro efetivo (D_{10}) e ao coeficiente de uniformidade (D_{60}/D_{10}).

Segundo Massad (2016), Hazen estudou a correlação entre a permeabilidade e D_{10} (que vaiou entre 0,1 mm e 3,0 mm), em areias com coeficiente de uniformidade inferiores a 5, obtendo a Equação 45.

$$k = 100 \cdot D_{10}^2 \quad (45)$$

Na Equação 45, o valor de k é dado em cm/s. Alguns autores apresentam esta mesma equação arranjada para resultados de k em m/s, como na Equação 46.

$$k = \frac{D_{10}^2}{100} \quad (46)$$

Ainda segundo Massad (2016), o valor de k se mostra pouco sensível à variação do coeficiente de uniformidade, em outras palavras, pode-se dizer que a permeabilidade será mais influenciada pelo tamanho dos grãos do que pelo formato da curva granulométrica de um solo granular.

1.3.3.2. Influência do índice de vazios na permeabilidade de um solo

Na prática, para solos granulares, tem-se constatado que correlações do tipo $k = f\left(\frac{e^3}{1+e}\right)$, $k = f\left(\frac{e^2}{1+e}\right)$ e $k = f(e^2)$ podem ser empregadas para representar a permeabilidade (MASSAD, 2016).

Segundo Taylor (1948) ensaios de permeabilidade realizados por diversos autores em areias típicas de praia, com diferentes índices de vazios, indicaram que, dentre as curvas utilizadas para representar a relação entre o índice de vazios (e) e o coeficiente de permeabilidade (k), a que forneceu a melhor concordância foi aquela na qual k é diretamente proporcional à $\frac{e^3}{1+e}$. Aquele autor sugere a Equação 47 para a determinação do coeficiente de permeabilidade.

$$k = D_s^2 \cdot \frac{\gamma}{\mu} \cdot \frac{e^3}{(1+e)} \cdot C \quad (47)$$

onde

k : coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica;

D_s : diâmetro de um grão esférico que possui a mesma razão entre o volume e a área superficial dos grãos do solo, em média;

γ : peso específico do fluido percolador;

μ : coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido percolador;

e : índice de vazios do solo;

C : fator de forma, que depende da forma e do arranjo dos poros do solo.

1.3.3.3. Influência do tipo de fluido na permeabilidade de um solo

O coeficiente de permeabilidade depende não somente das características do solo percolado, mas também do fluido percolador. Como principais características do fluido

percolador que influenciam no coeficiente de permeabilidade (k) pode-se citar o peso específico (γ) e o coeficiente de viscosidade dinâmica (μ), de tal modo que o coeficiente de permeabilidade é diretamente proporcional ao peso específico do fluido e inversamente proporcional ao coeficiente de viscosidade dinâmica.

A partir desta constatação, definiu-se o parâmetro denominado coeficiente de permeabilidade absoluto ou específico (LAMBE e WHITMAN, 1969), expresso pela letra K , maiúscula e expresso pela Equação 48.

$$K = k \left(\frac{\mu}{\gamma} \right) \quad (48)$$

onde

K : coeficiente de permeabilidade absoluto, ou específico;

k : coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica;

μ : coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido percolador;

γ : peso específico do fluido percolador.

De um modo geral, pode-se afirmar que o fluido percolador estudado no âmbito da Mecânica dos Solos será, majoritariamente, a água. Ocorre que, para a água em temperatura ambiente, entre 0° C e 40° C, o peso específico da água varia muito pouco, podendo ser admitido como constante. No entanto, o mesmo não pode ser dito da viscosidade dinâmica, que sofre considerável variação nesta faixa de temperatura.

A Figura 34 apresenta a relação entre valores de coeficiente de permeabilidade dinâmica e a temperatura da água. Pode-se observar que, entre 14°C e 40°C, o coeficiente de viscosidade dinâmica se reduz em quase 50%.

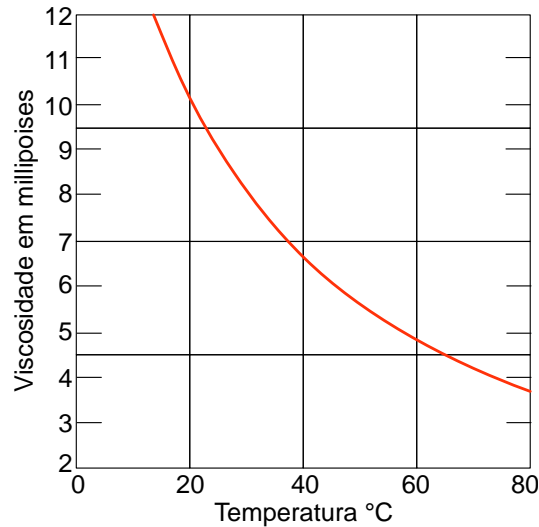


Figura 34 - Relação entre o coeficiente de viscosidade dinâmica e a temperatura
(adaptado de CEDERGREN, 1967)

Por convenção, estipulou-se que a temperatura para a qual o coeficiente de permeabilidade deve ser expresso é a temperatura de 20°, chamada temperatura padrão. Desta forma, uma vez determinado o coeficiente de permeabilidade (k_T) para uma temperatura (T) qualquer, dada em graus centígrados, o valor do coeficiente de permeabilidade deverá ser corrigido para a temperatura padrão empregando-se a Equação 49.

$$k_{20} = k_T \left(\frac{\mu_T}{\mu_{20}} \right) \quad (49)$$

onde

k_{20} : coeficiente de permeabilidade na temperatura de 20 °C;

k_T : coeficiente de permeabilidade na temperatura T (°C) do ensaio;

μ_{20} : coeficiente de viscosidade dinâmica na água na temperatura de 20 °C;

μ_T : coeficiente de viscosidade dinâmica na água na temperatura T (°C) do ensaio.

Para obtermos a razão entre o coeficiente de viscosidade dinâmica da água em uma temperatura T (°C) e o coeficiente de viscosidade dinâmica da água na temperatura padrão pode-se recorrer a tabelas ou ábacos. A Figura 35 pode ser empregada para determinar esta razão.

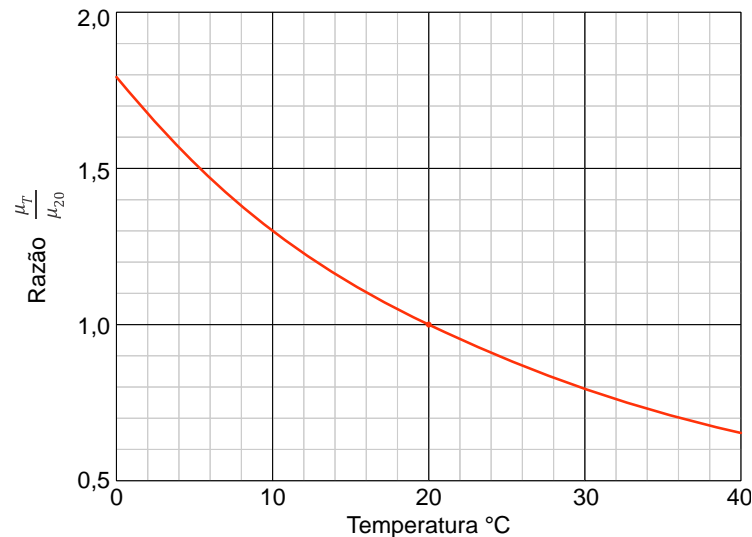


Figura 35 - Razão entre o coeficiente de viscosidade dinâmica da água a uma temperatura T (°C) e o coeficiente de viscosidade dinâmica da água a 20 °C (*adaptado de HEAD, 1982*).

1.3.3.4. Influência da composição mineralógica na permeabilidade de um solo

Ao contrário do que ocorre para as argilas, para as areias, siltes e pedregulhos a composição mineralógica tem pouca relevância (MASSAD, 2016). Para as areias o tamanho dos grãos é mais relevante, ao contrário do que ocorre com os solos ditos finos ou plásticos, onde o tipo de argilomineral existente, e sua capacidade de troca catiônica, tem grande influência na permeabilidade.

1.3.3.5. Influência da estrutura de um solo em sua permeabilidade

Muitas vezes, solos com um mesmo índice de vazios irão apresentar coeficientes de permeabilidade distintos, a depender dos diferentes métodos de deposição ou de compactação com que esses solos foram formados, sendo este um fator particularmente mais influente em solos finos.

No comportamento dos solos in situ, quando estes apresentam estratificação (em geral na direção horizontal), haverá um coeficiente de permeabilidade maior na direção paralela aos estratos do que na direção normal a estes (TAYLOR, 1948).

Ao compararmos a permeabilidade de solos argilosos com um mesmo índice de vazios, uma das características mais importantes verificadas será a estrutura que eles apresentam. Amostras de solo com estrutura floclada apresentam maior coeficiente de permeabilidade e, de modo contrário, solos com estrutura mais dispersa apresentam

menor coeficiente de permeabilidade, já que numa estrutura floclada haverá maior número de “canais” mais largos disponíveis para o fluxo do que numa estrutura dispersa (LAMBE e WHITMAN, 1969).

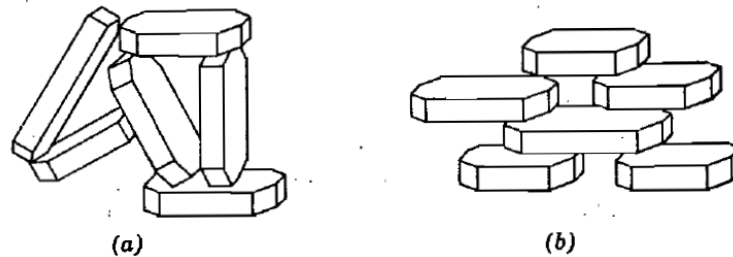


Figura 36 - Microestrutura de solos argilosos: a) Floclada; b) Dispersa (LAMBE e WHITMAN, 1969).

1.4. Compressão Unidimensional

1.4.1. Introdução

Quando um corpo sólido é submetido a algum esforço este corpo irá se deformar, de acordo com a natureza do esforço a ele aplicado. A magnitude dessa deformação é função do material do qual o dado corpo é constituído e da intensidade do carregamento imposto, traduzindo-se em uma variação do seu estado de tensões. Segundo Pinto (2006) um dos aspectos de maior interesse para a engenharia geotécnica é a determinação das deformações devidas a carregamentos verticais na superfície do terreno ou em cotas próximas à superfície, ou seja, os recalques das edificações com fundações superficiais (sapatas ou radiers) ou de aterros construídos sobre os terrenos.

Estas deformações podem ser de dois tipos, classificadas quanto ao momento em que ocorrem em relação ao início da aplicação dos carregamentos. Para os solos arenosos, objetos dessa pesquisa, essas deformações são ditas instantâneas, já que sua alta permeabilidade (comportamento drenado) permite a saída de água imediata de água dos interstícios do solo na região carregada, com completa dispersão das poropressões geradas.

Os ensaios de compressão unidimensional, também conhecidos como ensaios de compressão edométrica, são de especial interesse para o estudo de solos argilosos de consistência mole que, devido a seu alto índice de vazios e baixa permeabilidade, estão

sujeitos ao fenômeno conhecido como adensamento, que consiste na lenta variação de volume destes solos a partir da aplicação de um carregamento e consequente saída de água. No entanto, estes ensaios podem ser empregados para o estudo de deformações instantâneas em solos arenosos.

Em virtude de seu comportamento drenado a variação de volume instantânea dos solos arenosos ocorre a partir do rearranjo dos grãos e consequente redução do índice de vazios da massa de solo. Para a magnitude de cargas e natureza dos materiais envolvidos pode-se considerar os grãos arenosos como incompressíveis, de tal modo que a partir de uma certa redução do índice de vazios na estrutura da massa a redução de volume poderá ocorrer a partir da quebra dos grãos, caso as tensões aplicadas sejam suficientemente elevadas.

1.4.2. Ensaio Edométrico

O ensaio de compressão edométrica consiste na compressão do solo contido em um molde que impede qualquer deformação lateral. Para o ensaio, uma amostra de solo é colocada em um anel rígido, acima e abaixo da amostra são dispostas pedras porosas, permitindo a saída de água no caso de corpos de prova saturados. A célula de compressão edométrica, Figura 37 (conjunto de anéis, pedras porosas e base), são colocados em uma prensa, para aplicação das cargas axiais em etapas. Em intervalos de tempo específicos após a aplicação de cada etapa de carga são registradas as deformações verticais do corpo de provas a partir de um relógio comparador. Pode ser um intervalo de minutos para areias, dezenas de minutos para siltes, e dezenas de horas para argilas (PINTO, 2006).

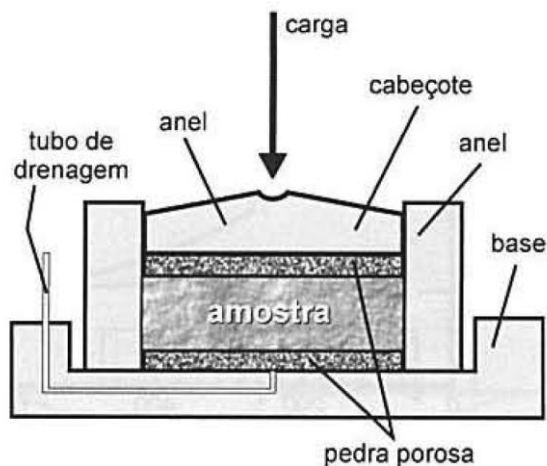


Figura 37 - Esquema de uma célula edométrica (PINTO, 2006).

O ensaio edométrico simula o comportamento do solo quando ele é comprimido pela ação do peso de novas camadas que sobre ele se depositam, quando se constrói um aterro em grandes áreas (PINTO, 2006). Ainda segundo este autor, pela facilidade de sua aplicação, esse ensaio é considerado representativo das situações em que se pode admitir que o carregamento feito na superfície, ainda que em área restrita (sapatas), provoque no solo uma deformação só de compressão, sem haver deformações laterais.

1.4.3. Módulo edométrico

Para esta pesquisa, será de especial interesse a definição do módulo edométrico. Estando os resultados de um ensaio edométrico plotados em uma curva Tensão Vertical Efetiva X Deformação Vertical Específica teremos, para cada ponto da curva, uma razão σ_{ef}/ε diferente.

Se, para duas tensões vizinhas, a curva tensão deformação for substituída por uma linha secante será razoável assumir um comportamento linear neste pequeno intervalo, representando-se a compressibilidade do solo neste intervalo de tensões como $\Delta\sigma_{ef}/\Delta\varepsilon$ (Figura 38), denominado Módulo edométrico de deformação, designado por E_{oed} e obtido pela Equação 50.

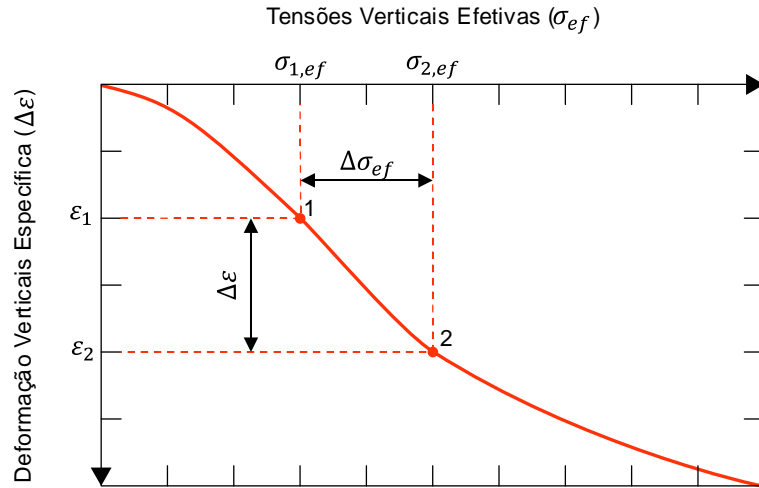


Figura 38 - Esquema de determinação do módulo edométrico.

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma_{ef}}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_{2,ef} - \sigma_{1,ef}}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \quad (50)$$

onde

$\sigma_{i,ef}$: tensão vertical efetiva em um ponto i da curva;

ε_i : deformação vertical específica em um ponto i da curva;

$\Delta\sigma_{ef}$: variação da tensão vertical efetiva entre dois pontos da curva;

$\Delta\varepsilon$: variação da deformação vertical específica entre dois pontos da curva.

Devido ao formato da curva tensão-deformação o módulo edométrico poderá variar, de acordo com a faixa de tensões que se esteja estudando, de tal modo que um determinado módulo edométrico de um material, em geral, estará referenciado a uma faixa de tensões.

Este módulo difere do módulo de deformabilidade em função das condições de confinamento da amostra, pois no ensaio edométrico as deformações transversais são impedidas. A partir do módulo edométrico pode-se obter o módulo de deformabilidade a partir da Equação 51.

$$E = \frac{(1 + \nu) \times (1 - 2\nu)}{1 - \nu} \times E_{oed} \quad (51)$$

onde

E : módulo de deformabilidade do solo;

ν : coeficiente de Poisson;

E_{oed} : módulo de edométrico.

1.5. Resultados obtidos em pesquisas semelhantes

Como relatado no item 1.1, um programa de investigações geotécnicas tem sido implementado, visando a caracterização de diversas areias litorâneas do estado do Rio de Janeiro. Nunes (2014), estudou a areia da praia de Itaipuaçu, no município de Maricá, Simões (2015), Costa (2020) e Coutinho (2021) estudaram a areia de Ipanema, famosa praia da capital fluminense, Goldbach (2016) empregou ensaios de campo e laboratório na caracterização das areias de Copacabana, também na capital fluminense, e Silva (2017) estudou as areias das dunas do Perú, no município de Cabo Frio,

Entre resultados obtidos nos trabalhos citados acima destaca-se a caracterização geotécnica de cada uma dessas areias, com apresentação de sua curva granulométrica e caracterização do formato dos grãos, também foram obtidos os ângulos de atrito interno efetivos em diferentes tensões confinantes.

Nunes (2014) estudou a resistência ao cisalhamento da areia de Itaipuaçu em ensaios de cisalhamento direto, caracterizada como uma areia grossa quartzosa, de grãos bem arredondados a arredondados, com densidade relativa dos grãos 2,643. O índice de vazios mínimo e máximo (obtidos por pluviação) foi de, respectivamente, 0,416 e 0,671. O coeficiente de permeabilidade medido (obtido a partir de ensaios de permeabilidade à carga constante com corpos de prova moldados por pluviação) varia entre $k_{20^{\circ}\text{C}} = 3,6 \times 10^{-1}$ cm/s e $k_{20^{\circ}\text{C}} = 7,6 \times 10^{-1}$ cm/s, tendo pequena faixa de variação. O ângulo de atrito sob volume constante foi obtido igual a 32° , assim como o ângulo de atrito no repouso. A compressibilidade no ensaio edométrico é da ordem de 10^{-7} kPa $^{-1}$ e a tensão normal efetiva a partir da qual os grãos começam a quebrar, neste ensaio, foi entre 10 MPa e 20 MPa.

Simões (2015), estudou a resistência ao cisalhamento da areia de Ipanema empregando ensaios de cisalhamento direto, tida como uma areia média, mal graduada e uniforme, com formato dos grãos variando entre subangulares a arredondados, formados basicamente por quartzo e com densidade relativa de 2,659. Os índices de vazios

máximos e mínimos verificados foram, respectivamente 0,732 e 0,461. O ângulo de atrito em amostras fofas encontrado é $27,1^\circ$ e, para amostras compactas, igual a $43,5^\circ$. O ângulo de atrito no repouso foi determinado como 33° , obtido por ensaios expeditos realizados em uma caixa de acrílico transparente que, ao ser lentamente girada sobre uma de suas arestas, permite a acomodação da amostra, que se conforma num plano inclinado, revelando o ângulo de atrito no repouso. Ensaio edométrico realizado em corpos de prova com três compacidades forneceram módulos edométricos máximos de 8×10^5 kPa para corpos de prova fofos, $1,6 \times 10^6$ kPa para corpos de prova de compactidade intermediária e $3,2 \times 10^6$ kPa para os corpos de prova compactos.

Goldbach (2016), empregou ensaios de campo do tipo SPT (*Standard Penetration Test*) e CPTu (*Cone Penetration Test* com medida de poropressões) nas areias da praia de Copacabana, determinando o ângulo de atrito interno que varia entre 36° e 45° a partir da aplicação de correlações. As areias de Copacabana são classificadas como médias, com densidade relativa (G_s) igual a 2,54 e formadas majoritariamente por grãos de quartzo. Também com o uso de correlação, foi estimado que a permeabilidade seja da ordem 10^{-1} cm/s.

Silva (2017) estudou a influência da concentração de sais na resistência ao cisalhamento das areias de dunas costeiras. Foi estudada a influência de uma parcela de sucção osmótica, provida pela concentração de sais na areia, originada pela névoa salina costeira, produzindo efeito de coesão aparente e elevando a resistência ao cisalhamento das amostras estudadas. As areias das dunas do Perú são classificadas como Finas a Médias, com densidade relativa (G_s) igual a 2,65 e formadas majoritariamente por grãos de quartzo. As amostras foram cisalhadas, através do ensaio de cisalhamento direto, sob humidade higroscópica e com aplicação de solução salina (35 ‰), com ângulos de atrito efetivo entre 33° e 34° e intercepto coesivo aparente de aproximadamente 6 kPa para o primeiro caso; com a aplicação de solução salina o ângulo de atrito efetivo oscila entre 35° e 51° e intercepto coesivo aparente podendo chegar a 13,2 kPa. O ângulo de atrito no repouso foi obtido igual a 33° .

Costa (2020) realizou ensaios de caracterização e permeabilidade na areia de Ipanema, utilizando permeâmetro de parede flexível, estudando a variação desse parâmetro em diferentes condições de tensão. A caracterização incluiu granulometria por peneiramento, densidade relativa dos grãos (G_s), análise microscópica e avaliação dos índices de vazios mínimo e máximo por diferentes metodologias (para o índice de vazios

máximo: Métodos A, B e C da norma ASTM-D4254-16, além do método de queda livre idealizado por Simões (2015); para o índice de vazios mínimo: método NGI e método *Geolabs in-house*). A areia de Ipanema foi classificada como de fina a média, mal graduada e uniforme, sendo constituída basicamente por grãos de quartzo, com densidade relativa (G_s) igual a 2,656, quanto à forma, os grãos são subangulares a arredondados. Os valores obtidos de índice de vazios mínimo e máximo são, respectivamente, 0,435 e 0,760. O coeficiente de permeabilidade não apresentou grande variação quanto a compacidade, em corpos de prova no domínio fofo alcança $k_{20^\circ\text{C}} = 2,0 \times 10^{-2}$ cm/s, para corpos de prova no domínio compacto foi obtido $k_{20^\circ\text{C}} = 1,2 \times 10^{-2}$ cm/s, em média.

Coutinho (2021), também estudou a resistência ao cisalhamento da areia de Ipanema empregando cisalhamento direto, dando continuidade à pesquisa efetuada por Simões (2015). Os ensaios foram realizados em corpos de prova na condição seca, moldados em seis diferentes domínios de compacidade relativa (CR), desde muito fofo até muito compacto. Para cada domínio de CR, foram realizados ensaios sob dez diferentes valores de tensão normal nominal (σ), variando de 25 a 1250 kPa. Em todos os ensaios, foi utilizado um dispositivo desenvolvido para impedir a rotação do *top cap*. O ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}) da Areia da Praia de Ipanema parece estar situado entre 30° e 32° . Uma curva que relaciona índice de vazios crítico e tensão normal nominal crítica, que divide as condições de comportamento dilatante ou contráctil na ruptura, foi obtida Figura 39.

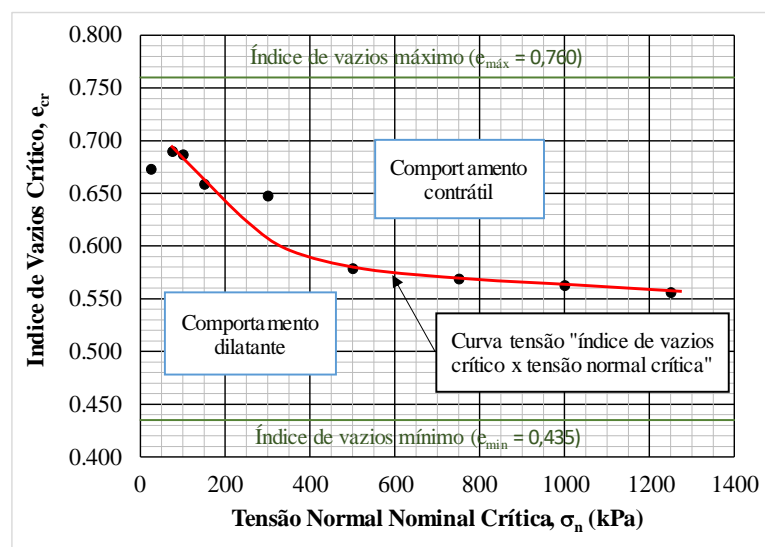


Figura 39 - Curva "índice de vazios crítico x tensão normal nominal crítica" da Areia da Praia de Ipanema obtida de ensaios de cisalhamento direto (COUTINHO, 2021).

Os principais resultados obtidos por cada um dos autores citados estão compilados na Tabela 1.

Tabela 1 - Principais resultados obtidos em pesquisas semelhantes.

Localidade	Itaipuaçu	Ipanema	Peró	Copacabana
Município	Maricá	Rio de Janeiro	Cabo Frio	Rio de Janeiro
Pesquisador	Nunes, 2014	Simões, 2015 Costa, 2020 Coutinho, 2021	Silva, 2017	Goldbach, 2016
GS	2,643	2,656 (2,659) ^[1]	2,663	2,54
e_{\max}	0,671	0,760 (0,732) ^[1]	-	-
e_{\min}	0,416	0,435 (0,461) ^[1]	-	-
ϕ' (Amostras Fofas)	37,2° a 29,9° ^[2]	30° a 44° ^[2]	32° a 51° ^[4]	36° a 45° ^[6]
ϕ' (Amostras Compactas)	53,8° a 43,4° ^[2]	35° a 54° ^[2]		
ϕ_{repouso}	32,3° ^[3]	33° ^[3]	33° ^[3]	-
ϕ_{cv}	32°	30° a 32°	-	-
Granulometria	Grossa, mal graduada e uniforme	Fina a Média, mal graduada e uniforme	Fina a Média	Média, mal graduada, uniforme
Forma dos Grãos	bem arredondados a arredondados	subangulares a arredondados	-	subarredondados a arredondados
$k_{20^\circ\text{C}}$ (Amostras Fofas)	$7,6 \times 10^{-1}$ cm/s	$2,0 \times 10^{-2}$ cm/s	-	10^{-1} cm/s ^[6]
$k_{20^\circ\text{C}}$ (Amostras Compactas)	$3,6 \times 10^{-1}$ cm/s	$1,2 \times 10^{-2}$ cm/s	-	
a_v (Amostra Compacta)	10^{-7} kPa ⁻¹	-	-	-
E_{edom} (Amostra Fofa)	-	max. 800 MPa ^[5]	-	-
E_{edom} (Amostra Compacta)	-	max. 3200 MPa ^[5]	-	-

1. Resultado entre parênteses foram obtidos por Simões (2015);

2. O ângulo de atrito não foi apresentado em uma envoltória, e sim resultados tabulados por tensão vertical efetiva;

3. O ângulo de atrito no repouso foi obtido com material confinado em uma caixa de vidro;

4. Silva (2017) não estudou os índices de vazios máximos e mínimos, portanto não se conhece a compacidade relativa dos corpos de prova cisalhados. A partir da porosidade, infere-se que o índice de vazios das amostras variou amplamente (entre 0,5 e 0,8). Os maiores ângulos de atrito foram obtidos em amostras com solução salina;

5. Simões (2015) aplicou 2 ciclos completos de carga e descarga, apresentando o módulo edométrico a partir dos resultados do segundo ciclo de carregamento. Nos corpos de prova fofos, considerando apenas o primeiro ciclo de carregamento, o módulo edométrico variou entre 12,4 MPa e 531 MPa (tensões entre 6,25 kPa e 1600 kPa). Não foram apresentados módulos edométricos para os corpos de prova medianamente compactos e compactos;

6. Resultados obtidos a partir de correlações empíricas aplicadas aos resultados de ensaios de campo.

2. Programa Experimental

O capítulo 3 expõe o programa experimental empreendido no âmbito da pesquisa, relatando procedimentos, detalhando equipamentos e descrevendo os processos empregados nos ensaios realizados.

2.1. Introdução

Inicialmente, o presente trabalho se propõe a caracterizar, geotecnicaamente, as areias da região do Porto do Açú (Figura 40 e Figura 41), demonstrando seu comportamento e resistência no cisalhamento, assim como sua permeabilidade e compressibilidade. Como apontado por Simões (2015) e Coutinho (2021), a literatura técnica brasileira é carente de dados referentes aos solos arenosos de depósitos nacionais, sendo mais comum que se encontrem dados de areias internacionais. Assim como o trabalho daqueles pesquisadores, este trabalho busca se enquadrar num programa de pesquisa que tem por intuito apresentar a caracterização geotécnica de solos arenosos litorâneos fluminenses.

As amostras de areias empregadas neste trabalho são provenientes da região do Porto do Açú, situado no município de São João da Barra e próximo à cidade de Campos do Goytacazes, importante centro econômico regional do norte fluminense. O Porto do Açú, atualmente, é um dos maiores complexos de infraestrutura do país, possuindo o terceiro maior terminal de minério de ferro do país e sendo responsável por 30% das exportações nacionais de petróleo, abrigando a maior base de apoio offshore do mundo (PRUMO, 2022).

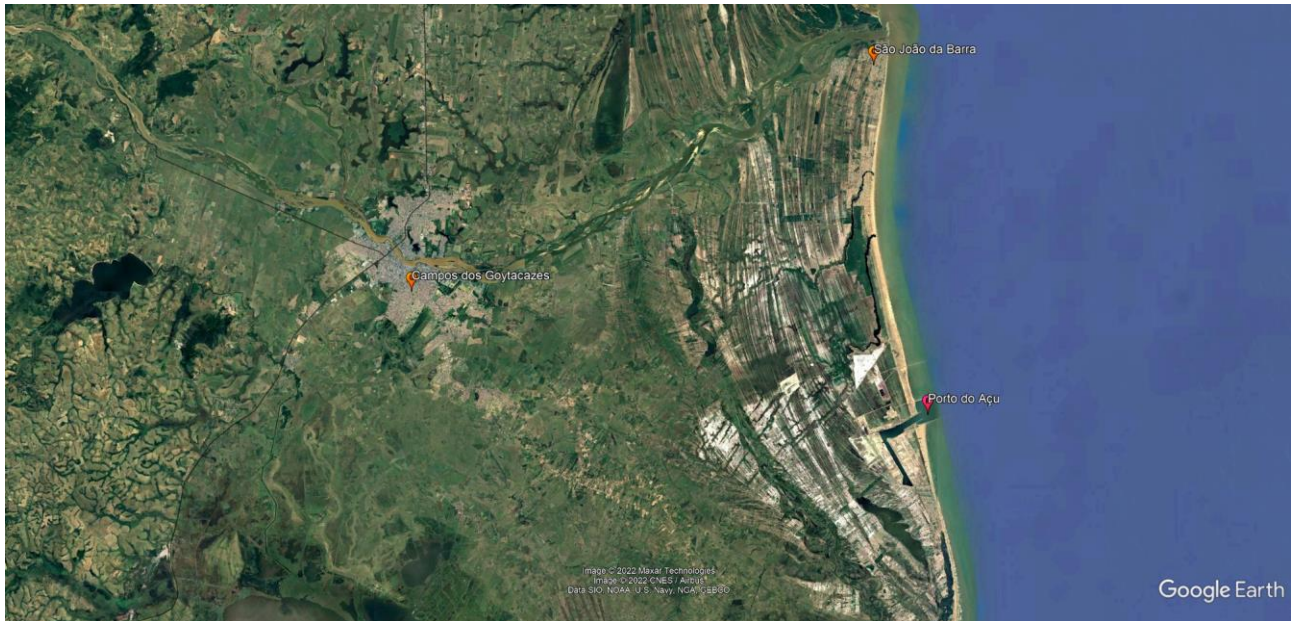


Figura 40 - Localização do Porto do Açu (Google Earth).



Figura 41 - Infraestrutura do Porto do Açu (PRUMO, 2022).

2.2. Coleta e Preparação das Amostras

A amostra de solo utilizada na pesquisa foi coletada em pequena profundidade, cerca de 50 cm abaixo do nível do terreno, numa obra em andamento nas dependências do complexo portuário. O perfil do subsolo nas proximidades do ponto de coleta e sua

planta de locação podem ser vistos na Figura 136 e Figura 137 (Apêndice 2, páginas 223 e 224). A amostra colhida provém do aterro hidráulico da implantação do terminal portuário que foi retirado de local próximo ao de estudo.

As camadas superficiais foram removidas, eliminando-se o material contaminado por matéria orgânica recente ou outros detritos. O material recolhido foi acondicionado em dois sacos de rafia de aproximadamente 50 litros de capacidade e então transportados para às dependências do LMS – FEN/UERJ (Laboratório de Mecânica do Solos – Faculdade de Engenharia/Universidade do Estado do Rio de Janeiro).

Nas dependências do LMS, o material foi espalhado para secagem inicial ao ar livre, tendo sido peneirado e limpo nas peneiras #4 e #10 (verificou-se que nessas peneiras não ocorreu retenção de solo). Neste processo, foram retirados da amostra os detritos e contaminantes mais significativos, tais como pequenos galhos e restos de folhas.

Parte do material limpo e seco ao ar foi homogeneizado e separado numa pilha de formato cônico. Esta pilha foi então quarteada (Figura 42), retirando-se dois quartos diametralmente opostos para a realização dos ensaios de caracterização. Este processo foi repetido para separação de uma porção para realização dos ensaios de pluviação e posteriormente para a realização dos ensaios de cisalhamento, permeabilidade e compressibilidade.

O material restante, após limpeza e secagem inicial, foi novamente acondicionado em sacos de rafia, agora com o uso de forração em sacos plásticos para evitar a perda de material no laboratório ou a contaminação da amostra.

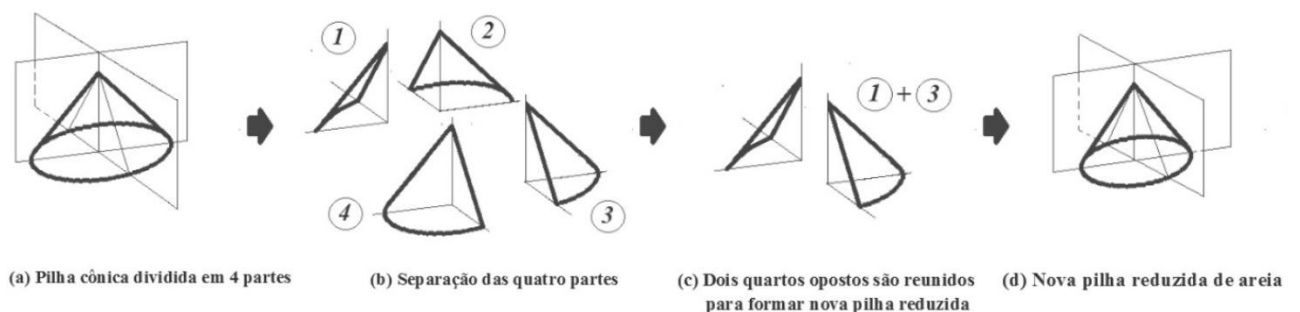


Figura 42 - Processo de quarteamento das amostras de areia (SIMÕES, 2015).

2.3. Granulometria e Formato dos Grãos

A curva granulométrica foi obtida a partir de ensaios de peneiramento, realizados segundo a NBR 7181:2016 – Solo – Análise Granulométrica (ABNT, 2016). O ensaio consiste no peneiramento de aproximadamente 100 gramas de amostra de solo, a partir de uma sequência de peneiras com abertura decrescente, vibradas em conjunto. As quantidades retidas em cada peneira são pesadas, sendo possível determinar a quantidade de material passante em cada peneira. A curva granulométrica obtida está expressa na Figura 43.

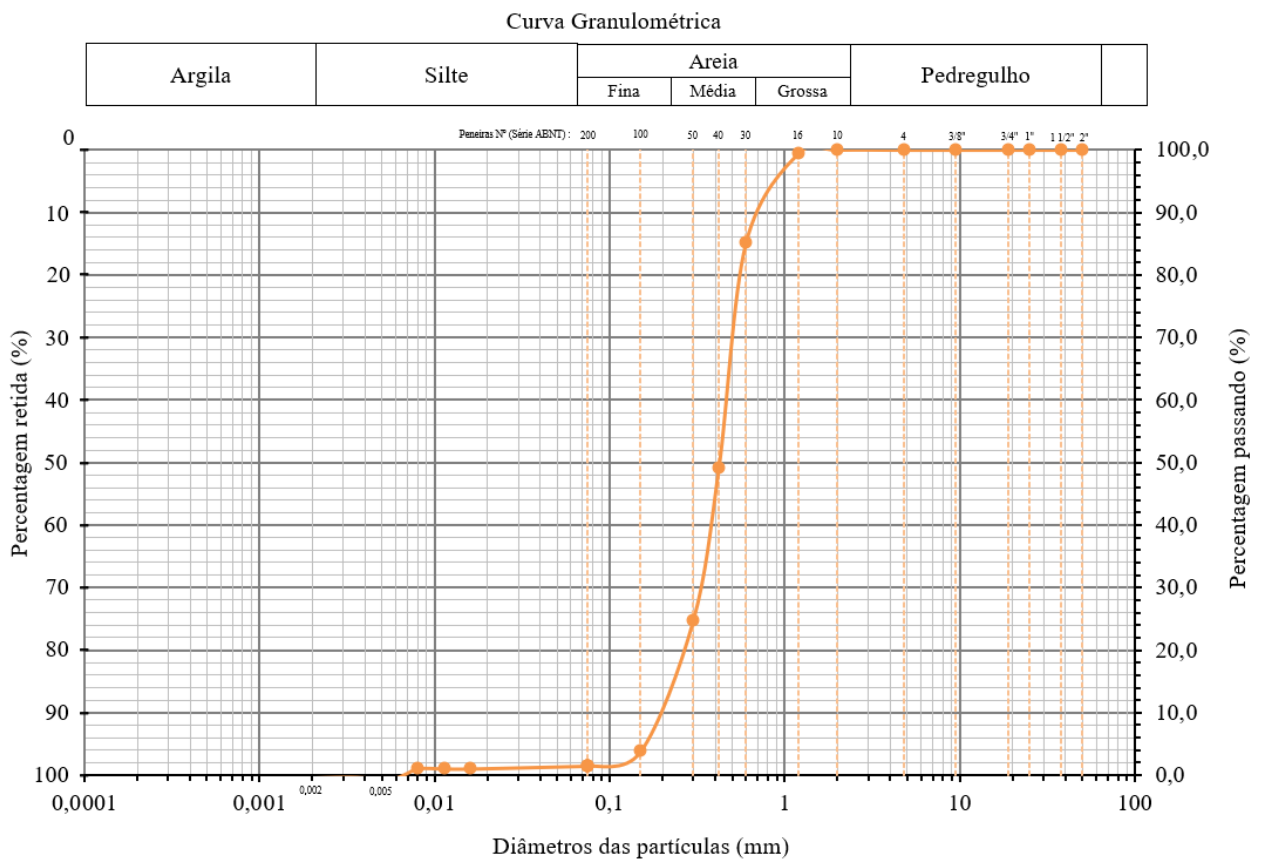


Figura 43 - Curva granulométrica das areias do Porto do Açú.

Para a análise dos dados obtidos a partir da curva granulométrica, foram determinados os coeficientes de não uniformidade, CNU, e o coeficiente de curvatura, CC. O coeficiente de não uniformidade CNU se presta ao indicativo de quão desuniformes são os grãos do solo em estudo, de modo que quanto maior o valor deste coeficiente maior será a variedade na dimensão dos grãos. O coeficiente de curvatura CC se presta à indicação de descontinuidades na granulometria do solo, por ausência de uma certa faixa

de tamanho de grãos na amostra ou concentração elevada de grãos mais grossos (PINTO, 2006). As Equações 52 e 53 definem estes coeficientes:

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (52)$$

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (53)$$

onde:

D_{10} é o diâmetro pelo qual passam 10% do material no ensaio de granulometria;

D_{30} é o diâmetro pelo qual passam 30% do material no ensaio de granulometria;

D_{60} é o diâmetro pelo qual passam 60% do material no ensaio de granulometria.

Para a curva granulométrica das areias do Porto do Açú temos os seguintes valores:

$$D_{10} = 0,20 \text{ mm};$$

$$D_{30} = 0,35 \text{ mm};$$

$$D_{60} = 0,47 \text{ mm}.$$

Os coeficientes obtidos foram:

$$CNU = \frac{0,47}{0,20} = 2,35$$

$$CC = \frac{0,35^2}{0,47 \times 0,20} = 1,30$$

Segundo Pinto (2006) areias com CNU inferior a 2,0 são chamadas areias uniformes, sendo as areias do Porto do Açú, quando classificadas por esse critério, não uniformes. Pela classificação prevista na norma NBR 6502 (ABNT, 2022), quando $CNU < 5,0$ a areia será tida como uniforme, para $5,0 \leq CNU \leq 15,0$ a areia será medianamente uniforme e quando $CNU > 15,0$ a areia será dita desuniforme. Para este critério, a areia em estudo é tida como uniforme.

Segundo Pinto (2006), são raras as areias que apresentam CC fora do intervalo entre 1 e 3, razão pela qual muitas vezes esse coeficiente é ignorado na classificação desses solos.

A areia do Porto do Açú pode ser classificada como Areia Média (85% passante na peneira #30 – 0,6mm), com pequeno percentual na faixa de areia fina (10% de partículas com diâmetros inferiores a 0,2mm).

Por meio de inspeção visual com o uso de microscópio foi possível constatar que a areia do Porto do Açú é composta, majoritariamente, por grãos de quartzo. Também foi possível observar o que parecem ser partículas de feldspato e de minerais máficos (biotita ou anfibólio), não foi possível reconhecer com clareza a presença de fragmentos de conchas (Figura 44).

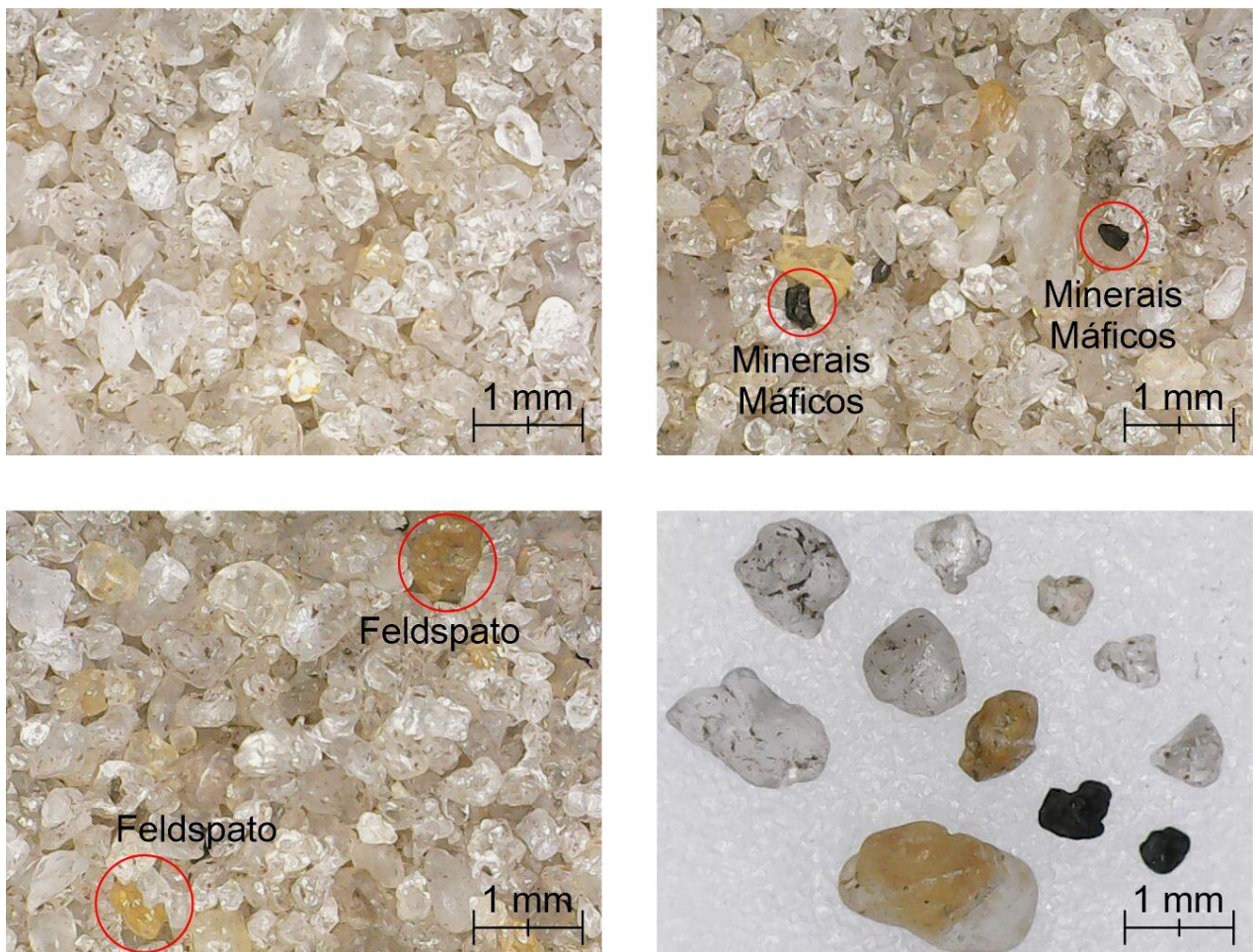


Figura 44 - Imagens da Areia do Porto do Açú, obtidas por microscópio eletrônico.

Com a utilização de um ímã comum, foi verificado se alguma das partículas de cor escura encontradas na amostra apresentava propriedades ferromagnéticas (Figura 45). Uma pequena quantidade de areia foi espalhada sobre uma folha de papel branco e o ímã, coberto por fita adesiva de cor clara, foi aproximado da amostra em uma distância de aproximadamente 3 mm, percorrendo-se toda a superfície do material despejado. Dessa forma verificou-se que nenhuma partícula apresenta propriedades ferromagnéticas pois não houve atração em direção ao ímã.



Figura 45 - Verificação expedita das propriedades ferromagnéticas da amostra.

Para confirmação da impressão visual de que não se tem quantidades significativas de fragmentos de conchas foi empregada uma solução de 10ml de ácido clorídrico (HCl) sobre uma pequena porção de aproximadamente 5g de areia do Porto do Açú (Figura 46). As conchas são ricas em carbonato de cálcio (CaCO_3), que apresenta características básicas e deveria reagir com o HCl, fortemente ácido, levando a formação de cloreto de cálcio (CaCl_2) e água, com liberação de dióxido de carbono (CO_2) que seria percebido pela formação de bolhas, com efeito de efervescência. Este processo não foi percebido na amostra após o lançamento do HCl, indicando que uma eventual existência de conchas é inexpressiva.



Figura 46 - Imersão de uma pequena amostra em HCl, não se verificou reação.

A partir das imagens apresentadas na Figura 44, foi identificado que a areia em pesquisa apresenta grãos, majoritariamente, subangulares e subarredondados, com base na classificação proposta por Pettijohn (1949, apud LAMBE e WHITMAN, 1969).

Para avaliação dos índices de esfericidade (S) e arredondamento (R) foi empregado o ábaco proposto por Krumbein e Sloss (1963, apud CHO, DODDS e SANTAMARINA, 2006), obtendo-se $S = 0,7$ e $R = 0,7$.

Adotando-se a classificação apontada na norma NBR 6502 (ABNT, 2022), o material em estudo será tratado com a classificação areia média a fina, uniforme, bem graduada, e o formato dos grãos está classificado como subangular a subarredondado.

2.4. Densidade relativa dos grãos do solo (G_s)

A densidade relativa dos grãos de solo (G_s) é definida como a relação entre o peso específico dos grãos (γ_s) e o peso específico da água (γ_w) em uma temperatura de 4° C. O valor de G_s foi determinado pelo método do picnômetro, seguindo as especificações da norma NBR 6508 - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação de massa específica. Os resultados obtidos estão expressos na Tabela 2.

Tabela 2 - Densidade Relativa dos Grãos.

Ensaio N°		1	2	3
Temperatura da água e solo °C	T	22	22	22
Picnômetro No		7	8	6
Picnômetro + solo seco (g)		57,81	66,03	63,88
Picnômetro (g)		31,75	39,65	38,05
Picnômetro + água (g)	P_w	83,25	87,39	86,60
Picnômetro + solo + água (g)	P_{ws}	99,58	103,91	102,79
Solo seco (g)	P_s	26,06	26,38	25,83
Água deslocada $P_s + P_w - P_{ws}$ (g)		9,73	9,86	9,64
Fator de correção	K	1,00	1,00	1,00
Densidade real dos grãos	G_s	2,688	2,685	2,689
$P_s K / (P_s + P_w - P_{ws})$	Média		2,687	

O valor obtido para a densidade relativa dos grãos foi $G_s = 2,687$, valor próximo da densidade relativa do quartzo, igual a 2,65 (LAMBE e WHITMAN, 1969).

2.5. Índice de Vazios

Por se tratar de um material trifásico, composto por sólidos (grãos de solo), ar e água, um maciço de solo pode se encontrar em diferentes densidades, a depender do arranjo físico entre suas partículas, que irá determinar a proporção entre cada uma das fases do solo. Variações nessa proporção farão com que o solo apresente diferenças no seu comportamento mecânico.

O índice de vazios (e) é determinado pela razão entre o volume de vazios (V_v), onde temos ar e água, e o volume de sólidos (V_s), onde temos as partículas do solo, como visto na Equação 54. Por se tratar de uma razão entre volumes, o índice de vazios é uma grandeza adimensional.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (54)$$

Para as areias os índices de vazios máximos e mínimos são tidos como propriedades intrínsecas de cada solo. O índice de vazios em que se encontra um determinado solo estará sempre em algum ponto entre os valores máximos e mínimos, de forma que se pode definir uma grandeza percentual denominada Compacidade Relativa (CR), que expressa o quão próximo uma amostra de solo estará em relação aos valores de índice de vazios máximo e mínimo, definida pela Equação 55.

$$CR = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100\% \quad (55)$$

onde:

$e_{máx}$ é o índice de vazios de um solo referente a seu estado menos denso;

$e_{mín}$ é o índice de vazios de um solo referente a seu estado mais denso;

e é o índice de vazios em que se encontra uma determinada amostra de solo.

Na Equação 55, quanto maior o valor obtido, mais próxima a amostra estudada estará de sua densidade máxima ($e_{mín}$). Quanto menor for a gama de tamanhos de partículas presentes na distribuição granulométrica de um solo, ou seja, quanto mais uniforme é o solo e quanto menores e mais angulosas são as partículas, menor será a densidade mínima que se pode alcançar ($e_{máx}$) – maiores são as chances de se formar um arranjo “solto” de partículas. De modo contrário, quanto maior for a gama de tamanhos

de partículas da distribuição granulométrica maior será a densidade máxima que se pode atingir, ou seja, os espaços entre as partículas mais grossas poderão ser preenchidos com as partículas mais finas (LAMBE e WHITMAN, 1969).

Lambe e Whitman (1969) propõem um sistema de classificação para solos granulares não coesivos que tem por base a Compacidade Relativa (CR), variando desde Muito Fofa a Muito Compacta, conforme expresso na Tabela 3. Esta classificação não deve ser entendida como um indicativo de comportamento contrátil ou dilatante, como apontado no item 2.1.4 desta dissertação.

Diversos métodos foram propostos para a determinação dos índices de vazios máximos e mínimos (KOLBUSZEWSKI, 1948). Ensaio para determinação da densidade máxima (e_{min}), em geral, envolvem o uso de vibração das amostras, enquanto que para a determinação da densidade mínima ($e_{máx}$) costuma-se verter lentamente a areia seca em estufa no interior de um recipiente (LAMBE e WHITMAN, 1969). No Brasil, estes procedimentos estão definidos pelas normas NBR 16840 - Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos (ABNT, 2020) e NBR 16843 - Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos (ABNT, 2020).

Tabela 3 - Denominação das Areias segundo a Compacidade Relativa
(LAMBE e WHITMAN, 1969)

CR (%)	Denominação
0-15	Muito Fofa
15-35	Fofa
35-65	Média
65-85	Compacta
85-100	Muito Compacta

Para a obtenção de corpos de prova com diversos índices de vazios intermediários foi utilizado o método MSP (*Multiple Sieving Pluviation* – pluviação sobre múltiplas peneiras, em tradução livre) apresentado por Miura e Toki (1982). Esse método também se mostrou interessante para a determinação do índice de vazios mínimo, como será visto adiante.

2.5.1. Índice de Vazios Máximo

O índice de vazios máximo foi obtido a partir das prescrições constantes na norma NBR 16840 (ABNT, 2020), que prevê dois métodos distintos, método A e método B.

2.5.1.1. Método A

Este método consiste em fazer verter, por um funil com diâmetro de saída de 13 mm, um fluxo aproximadamente constante de solo (previamente seco em estufa e homogeneizado) no interior de um molde cilíndrico dotado de colarinho removível. O processo deve ser realizado com altura de queda de 1 cm, inicialmente em relação ao fundo do molde e, posteriormente, em relação ao todo do material já depositado. O preenchimento total do molde deve se garantido por movimentos espiralados ascendentes, contínuos e lentos, até que se supere o topo do molde em uma altura de 1 cm a 2 cm, preenchendo parcialmente o colarinho.

Após a retirada do colarinho o molde deverá ser arrasado de forma cuidadosa com o uso de régua biselada, tomando-se o máximo cuidado para que não ocorram vibrações que possam densificar a amostra por rearranjo dos grãos no interior do molde.

A norma NBR 16840 recomenda a utilização preferencial, no método A, de moldes com 2830 cm³ ou 14200 cm³, facultando a utilização de moldes de 1000 cm³ para situações onde a disponibilidade dos moldes preferenciais seja reduzida. No caso da presente pesquisa foram utilizados moldes de 1000 cm³ de volume nominal, com volume real obtido a partir de medições diretas.

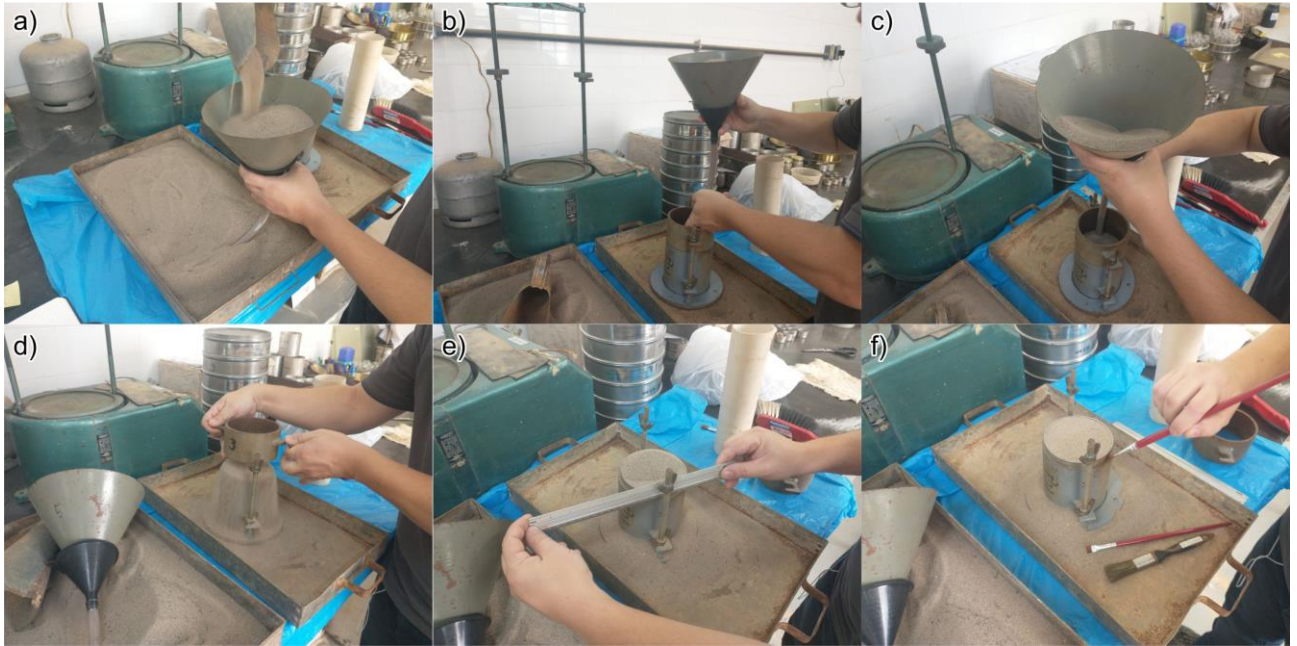


Figura 47 - Método A - NBR 16840: a) Carregamento do funil; b) Preenchimento inicial do molde; c) Preenchimento final do molde; d) Retirada do colarinho; e) Arrasamento; f) Limpeza.

A massa aparente específica seca da amostra, em cada determinação, deverá ser calculada pela Equação 56.

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_{cil}} \quad (56)$$

onde:

ρ_d é a massa específica aparente seca da amostra (g/cm^3);

M_s é a massa do solo seco que preencheu o molde (g);

V_{cil} é o volume do molde (cm^3).

São considerados satisfatórios os valores da massa específica aparente seca obtidos que não diferirem da correspondente média em mais que 1,5 %, para o caso de areias finas a médias, conforme orientação da norma NBR 16840 (ABNT, 2020).

Segundo a NBR 16840 (ABNT, 2020), uma vez obtidos no mínimo três valores que atendam ao preconizado no parágrafo anterior, é determinada, por média aritmética, a massa específica aparente seca mínima, $\rho_{ap,mín}$, e pode-se calcular o índice de vazios máximo da amostra, de acordo com a Equação 57.

$$e_{m\acute{a}x} = \frac{\rho_s}{\rho_{ap,min}} - 1 \quad (57)$$

onde:

$e_{m\acute{a}x}$ é o índice de vazios de um solo referente a seu estado menos denso;

ρ_s é a massa específica dos grãos do solo (g/cm³);

$\rho_{ap,min}$ é a massa específica aparente seca mínima do solo (g/cm³).

Foram realizadas quatro repetições do ensaio. Verificou-se que as massas específicas aparentes secas obtidas não excediam a variação limite de $\pm 1,5\%$ em relação à média. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Índice de vazios máximo obtido pelo Método A.

Índice de Vazios Máximo	
Método A (NBR 16840:2020)	
Amostras	e_{max}
01	0,756
02	0,754
03	0,763
04	0,752
Média	0,756

2.5.1.2. Método B

Neste método, além da utilização de um molde metálico, dotado de colarinho removível e com volume nominal de 1000 cm³, deve ser empregado um tubo rígido de parede delgada, com volume de aproximadamente 1300 cm³ e diâmetro interno de 7cm.

Deve-se colocar o tubo no interior do molde, preenchendo-o com solo (previamente seco em estufa e homogeneizado) com o auxílio de concha ou funil, tomando o cuidado de minimizar a segregação do material durante o enchimento. O preenchimento deverá ocorrer até uma altura de, ao menos, 1 cm acima do topo do molde.

Em seguida, o tubo deverá ser sacado rapidamente, fazendo o solo preencher o interior do molde. Com o colarinho retirado, o molde deverá ser arrasado de forma cuidadosa com o uso de régua biselada, tomando-se o máximo cuidado para que não

ocorram vibrações que possam densificar a amostra por rearranjo dos grãos no interior do molde.

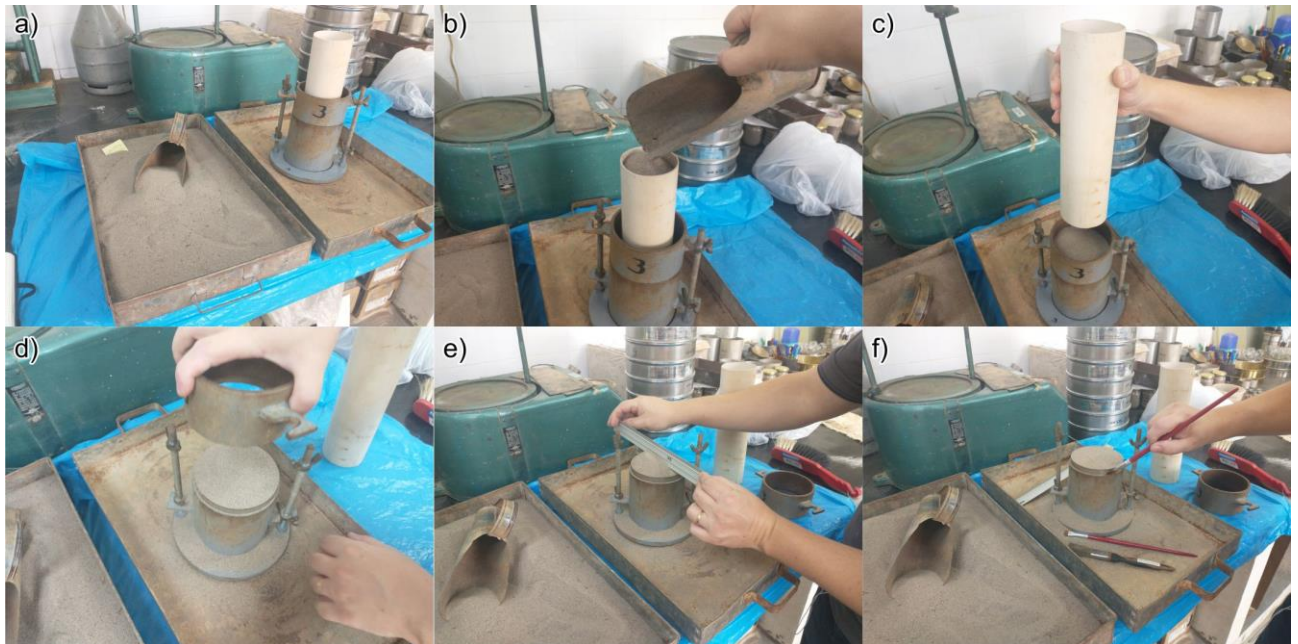


Figura 48 - Método B - NBR 16840: a) Materiais empregados; b) Preenchimento do tubo de parede delgada; c) Retirada do tubo; d) Retirada do colarinho; e) Arrasamento; f) Limpeza.

O processamento dos cálculos ocorre da mesma forma que para o Método A, respeitando o critério mínimo de três determinações e variação máxima de 1,5 % para a massa específica aparente seca de cada determinação em relação à média das determinações.

Foram realizadas três repetições do ensaio. Verificou-se que as massas específicas aparentes secas obtidas não excediam a variação limite de $\pm 1,5\%$ em relação à média. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Índice de vazios máximo obtido pelo Método B da NBR 16480.

Índice de Vazios Máximo Método B (NBR 16840:2020)	
Amostras	e_{max}
01	0,761
02	0,765
03	0,768
Média	0,765

O valor obtido a partir do Método B é aproximadamente 1,2% superior àquele determinado pelo Método A, de forma que este será adotado como valor de referência para o índice de vazios máximo das areias do Porto do Açú.

2.5.2. Índice de Vazios Mínimo

O índice de vazios mínimo foi inicialmente obtido a partir das prescrições constantes na norma NBR 16843 (ABNT, 2020). Entre os dois métodos previstos pela referida norma foi empregado o Método B, já que o método A requer a utilização de mesa vibratória eletromagnética e este equipamento não está disponível no LMS – FEN/UERJ.

O Método B pode ser realizado com duas variações: B.1, que utiliza material seco em estufa e B.2 que utiliza material úmido. O método empregado nesta pesquisa foi o B.1.

2.5.2.1. Método B.1

O método consiste em se fazer vibrar, com auxílio de uma mesa vibratória empregada em peneiramento de solos, uma determinada amostra (previamente seca em estufa e homogeneizado) disposta em um cilindro de volume e peso conhecidos e ainda com a aplicação de uma sobrecarga, fazendo-se assim que a amostra de solo não plástico se rearranje no interior do molde atingindo uma massa aparente seca próxima do que seria a massa aparente seca absoluta daquele solo.

O equipamento para ensaio é constituído de um tubo guia que se acopla sobre a o cilindro proctor de volume nominal de 1000 cm³, devendo ser firmemente fixado. O conjunto deve ser parcialmente preenchido com solo de tal modo que, mesmo após a vibração do conjunto, haja excesso de 1 cm a 2 cm de material para além da cota superior do cilindro. O solo deve ser depositado no interior do conjunto com auxílio de uma concha ou funil, podendo-se golpear a parede do molde para facilitar a acomodação do material, que irá recalcar, facilitando a aplicação da sobrecarga.



Figura 49 - Equipamentos empregados para a realização do ensaio segundo o Método B da NBR 16843.

O disco base deverá ser colocado sobre o topo da mostra, devendo ser girado para produzir o nivelamento e propiciar uma superfície de contato em toda área do disco. A sobrecarga de $13,8 \pm 0,1$ kPa será aplicada à amostra por intermédio do disco-base e todo o conjunto será posicionado e firmemente fixado na mesa vibratória.

O tempo de vibração a ser utilizado no ensaio é aquele a partir do qual as variações passam a ser pouco significativas. Para materiais semelhantes, esta calibração pode ser realizada uma única vez.

Passado o tempo de vibração, o conjunto deverá ser retirado da mesa vibratória e removido o tubo guia, o molde deverá ser arrasado de forma cuidadosa com o uso de régua biselada. A partir desse ponto, procedem-se os mesmos cálculos apontados no item 3.5.1.1, tomando nota do tempo decorrido no processo de vibração.

Para a calibração do tempo de ensaio foram feitas tentativas iniciais, partindo de um tempo de 10 minutos de vibração e aumentando o período em 5 minutos para cada nova determinação. Para um total de quatro tentativas o tempo de 15 minutos de vibração forneceu a maior massa específica aparente seca (consequentemente o menor índice de vazios).

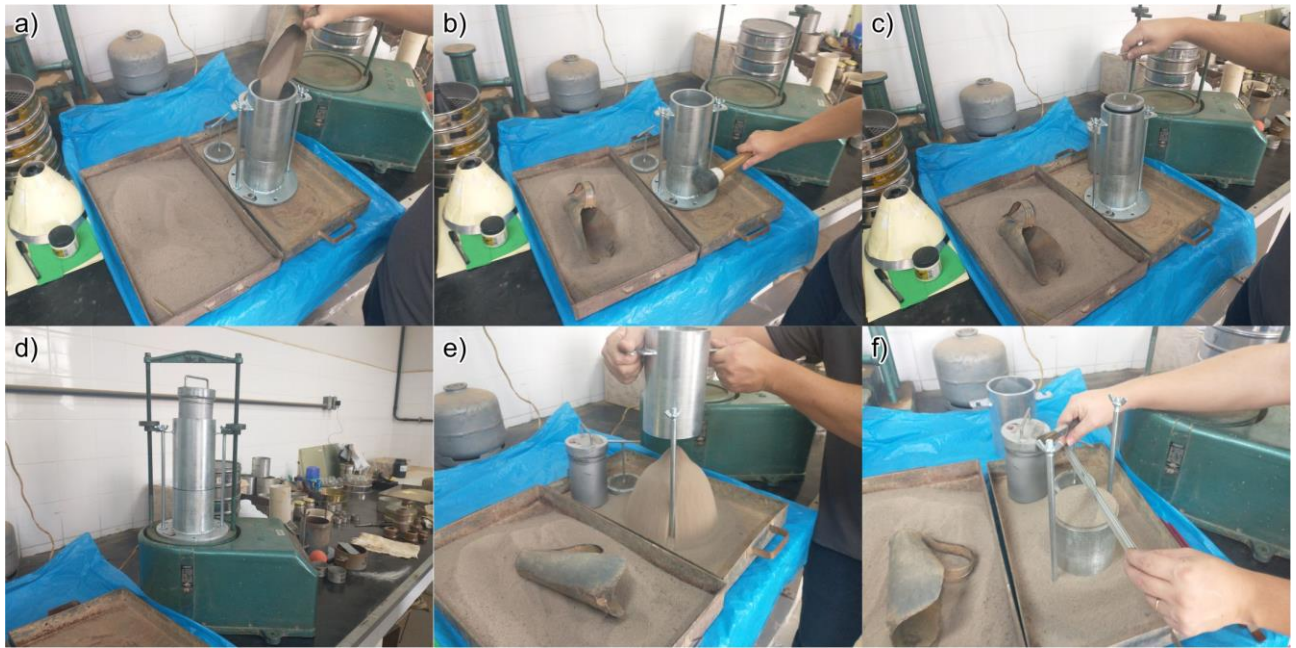


Figura 50 - Ensaio segundo o Método B da NBR 16843: a) Preenchimento do cilindro proctor com tubo-guia acoplado; b) Aplicação de golpes laterais para acomodação da amostra; c) Colocação do disco base; d) Aplicação da sobrecarga e montagem no agitador; e) Remoção do tubo-guia (colarinho); f) Arrasamento e limpeza para pesagem do conjunto preenchido.

O índice de vazios obtido para os tempos de 20 min e 25 min foram ligeiramente superiores, denotando que o preparo cuidadoso da amostra, com deposição de camadas não muito espessas e aplicação de golpes na parede lateral do molde pode ser mais significativa que um maior tempo de vibração. Os resultados obtidos estão reunidos na Tabela 6.

Tabela 6 - Calibração de tempo para aplicação do Método B.1 da NBR 16843.

Índice de Vazios Mínimo		
Calibração do Método B1 (NBR 16843:2020)		
Amostras	e_{\min}	Tempo
T1	0,596	10 min
T2	0,581	15 min
T3	0,586	20 min
T4	0,585	25 min

Após a definição do tempo de 15 min como período de referência para as determinações, foram realizados mais dois ensaios, totalizando 3 determinações com

período de vibração de 15 minutos. Vale destacar que em nenhuma das determinações houve variação na massa específica aparente seca que superou o limite de $\pm 1,5\%$. Os resultados estão reunidos na Tabela 7.

Tabela 7 - Índice de vazios mínimo obtido pelo Método B.1 da NBR 16483.

Índice de Vazios Mínimo		
Método B.1 (NBR 16843:2020)		
Amostras	e_{\min}	Tempo
T1	0,581	15 min
T2	0,578	15 min
T3	0,583	15 min
Média	0,581	-

No próximo item será demonstrado que, a partir do Pluviação sobre Múltiplas Peneiras, foi possível encontrar um valor de e_{\min} ainda menor que o determinado pelo processo normatizado.

2.5.3. Índices de Vazios Intermediários

Para a obtenção de corpos de prova com índices de vazios intermediários (e_{intermed}), correspondente a um valor qualquer situado entre o índice de vazios máximo e o mínimo, esta pesquisa vez uso do método de pluviação sobre múltiplas peneiras (*Multiple Sieving Pluviation – MSP*), conforme idealizado por Miura e Toki (1982), que estudaram a areia de Toyoura, Japão.

Este método possibilita a moldagem de corpos de prova em diferentes índices de vazios e, portanto, diferentes compacidades relativas, conforme descrito no item 3.5. Utiliza-se um funil por onde se faz passar um fluxo de solo granular (não plástico), previamente seco e homogeneizado, que então atinge uma sequência de peneiras e sofre ampla dispersão (fazendo o fluxo de grãos assumir forma que se assemelha a uma chuva).

Na configuração de ensaio empregada por Miura e Toki (1982) foi utilizada uma peneira superior (primeira peneira) com abertura de 1,41 mm seguida de outras 6 peneiras com aberturas de 3,66 mm, essas aberturas foram utilizadas em função do diâmetro médio (D_{50}) de 0,18 mm verificado na areia de Toyoura. Outros pesquisadores procuraram adotar configurações similares, no que diz respeito ao número de peneiras e aberturas das

peneiras inferior (última) e superior (primeira). A Tabela 8, originalmente compilada por Costa (2020), ilustra as configurações do aparato de pluviação adotadas em outras pesquisas.

Para a areia do Porto do Açú, com diâmetro D_{50} da ordem de 0,42 mm, foram utilizadas as mesmas peneiras superior e inferior empregadas por Simões (2015) e Costa (2020), que estudaram a Areia de Ipanema (com D_{50} de 0,38mm) obtendo-se relações entre essas aberturas e o diâmetro médio semelhantes com as obtidas por aqueles autores (Tabela 8). Nessa pesquisa foi empregado um total de 5 peneiras, na seguinte ordem: #4 (4,75mm), 3/8# (9,5 mm), 3/4" (19,0 mm), 3/4" (19,0 mm) e 3/8# (9,5 mm).

Tabela 8 - Razões entre diâmetros das peneiras utilizadas na pluviação sobre D_{50} e quantidades de peneiras adotadas por diferentes autores (COSTA, 2020).

Autores	Miura & Toki (1982)	Oliveira Filho (1987)	Nunes (2014)	Simões (2015)	Medeiros (2018)	Costa (2020)	Esta pesquisa
Areia	Toyura, Japão	Praia de São Francisco, Niterói, RJ	Praia de Itaipuaçu, Niterói, RJ	Praia de Ipanema, Rio de Janeiro, RJ	Hokksund Sand, Noruega	Praia de Ipanema, Rio de Janeiro, RJ	Porto do Açú, Rio de Janeiro
D_{50} (mm)	0,18	0,22	1,2	0,38	0,45	0,38	0,42
a.p.s* (mm)	1,41	2	9,5	4,75	4,75	4,75	4,75
$D_{50}/a.p.s^*$	7,83	9,09	7,92	12,5	10,56	12,5	11,31
a.p.i** (mm)	3,66	4,76	25,4	12,5	12,5	9,5	9,5
$D_{50}/a.p.i^{**}$	20,33	21,64	21,17	32,89	27,78	25	22,62
Nº de Peneiras	7	7	5	6	7	6	5

(*): a.p.s - abertura da peneira superior;

(**): a.p.i. - abertura da peneira inferior.

Foram realizados testes preliminares com uma outra configuração de 6 peneiras, obedecendo a seguinte sequência: #4 (4,75mm), 5/16# (7,94 mm), 5/16# (7,94 mm), 3/8# (9,5 mm), 3/8# (9,5 mm) e 3/8# (9,5 mm), onde foi mantida a abertura da primeira e última peneira. Nestes testes não foi percebida diferença significativa nos resultados (apenas a variação normalmente esperada entre uma e outra repetição dos ensaios), fazendo crer

que a primeira e última peneira sejam realmente mais significativas. Por questões de disponibilidade de peneiras no laboratório a sequência relatada no parágrafo anterior foi adotada para a realização dos experimentos. As peneiras de 3/4", que apresentam grande abertura, parecem ter pouca influência mecânica direta no espalhamento dos grãos, exceto pelo acréscimo de altura no trajeto entre a primeira e a última peneiras que tende a permitir maior dispersão.

No aparato elaborado para pluviação foram desenvolvidos funis com utilização de conexões de PVC e papel cartão (utilizado para conformar recipientes troncocônicos que comportavam a areia durante ensaios). Nas conexões de PVC do tipo “redução”, que possuem formato parcialmente cônico, foram acopladas conexões do tipo “cap” onde foram realizados furos (com utilização de broca e furadeira elétrica) nos diâmetros pretendidos para o ensaio. Trocando-se os “caps” com diferentes diâmetros de furos podia-se facilmente alterar a intensidade do fluxo da areia que vertia sobre as peneiras. Para ensaios com diâmetros de saída de 50 mm e 70 mm, foi utilizado o cone empregado no *Slump Test* com um “cap” de 100mm perfurado e acoplado em sua ponta.



Figura 51 - Pluviação com funil elaborado usando conexões de PVC: a) vista geral; b) detalhe de uma ponteira de funil com furo de 10mm durante a pluviação.



Figura 52 - Pluviação usando cone de *slump test* como funil: a) vista geral; b) detalhe do cap de PVC acoplado ao funil.



Figura 53 - Detalhe das conexões de PVC utilizadas para montar os funis.

Nesta pesquisa, a pluviação foi inicialmente realizada no interior de moldes cilíndricos dotados de colarinho removível, com volume nominal de 1000 cm^3 . A pluviação era realizada até que a altura do molde fosse superada (colarinho parcialmente preenchido), então o colarinho era retirado e o molde era arrasado e limpo de forma cuidadosa, com o uso de régua e pincéis, e então era obtida a massa do molde preenchido. Conhecido o peso do molde vazio, seu volume e o peso específico dos grãos

da Areia do Porto do Açú, era obtido o índice de vazios pelo mesmo procedimento de cálculo descrito em 3.5.1.1.

Eram realizadas, ao menos, três repetições úteis do ensaio de pluviação para cada abertura de funil, excluindo aquelas onde se obtivesse um peso específico aparente seco com variação superior a $\pm 1,5\%$ em relação à média. O índice de vazios era calculado para cada um dos ensaios tidos como válidos. A média entre eles era tida como o índice de vazios obtido para aquela abertura de funil, que então seria utilizada para se plotar um gráfico.

Miura e Toki (1982) relatam que fatores como a abertura inferior do funil, bem como a altura de queda (distância entre a última peneira e o fundo do molde) são importantes na variabilidade do índice de vazios obtido nas amostras, destacando que, a abertura do funil é mais importante que a altura de queda. Ademais, para o processo ter êxito, o material deve ser mal graduado, pois, caso contrário, ocorrerá a segregação do mesmo (Costa, 2020). Pelo que se apurou, não se dispõe de uma técnica mais apropriada para o caso de areias bem graduadas.

Para a verificação da influência da altura de queda foram realizados testes preliminares aumentando a altura de queda de aproximadamente 30 cm para 70cm (Figura 54) e não foram verificadas variações importantes no índice de vazios obtido nas amostras, corroborando o que se depreende da Tabela 9 (MIURA e TOKI, 1982), que apresenta resultados de pluviações realizadas em diferentes areias, variando o diâmetro de saída do funil e a altura de queda.



Figura 54 - Ensaio de pluviação preliminar, realizado com altura de queda de 70cm.

Tabela 9 - Densidade aparente seca obtidas por pluviação com diferentes aberturas de funil, em diferentes alturas (MIURA e TOKI, 1982).

Origem da amostra	Diâmetro de abertura (mm)	γ_d (kN/m ³)		
		h = 300 mm	h = 500 mm	h = 700 mm
Areia de Toyoura	7	16,11	16,14	16,13
	8	16,13	16,12	16,12
	9	16,13	16,12	16,12
	10	16,11	16,13	16,14
Areia de Sengenyama	7	16,68	16,63	16,64
	8	16,63	16,68	16,69
	9	16,63	16,69	16,68
	10	16,03	16,04	16,03
Areia de Urayasu	7	13,93	13,88	13,79
	8	13,9	13,68	13,9
	9	13,68	13,74	13,65
	10	13,63	13,75	13,7
Areia de Ikebukuro	7	15,54	15,5	15,6
	8	15,5	15,39	15,6
	9	14,98	15,1	15,07
	10	14,95	14,88	14,93
Partículas de Vidro	7	15,82	15,82	15,84
	8	15,81	15,84	15,83
	9	15,83	15,83	15,81
	10	15,83	15,8	15,83

Nos ensaios de pluviação foram utilizadas sete diferentes aberturas de funil, a saber: 5 mm, 10 mm, 20 mm, 30 mm, 40 mm, 50 mm e 70 mm. Inicialmente foi prevista a realização de ensaios com funil de abertura de 100 mm, mas, em função da grande intensidade do fluxo de areia formado e que levava a um grande acúmulo de material sobre a primeira peneira, esse ensaio foi descartado. Foram realizadas de 3 a 5 repetições para cada abertura de funil, verificando-se uma boa repetibilidade entre os resultados, que estão apresentados na Tabela 10.

Os resultados foram plotados num gráfico *Índice de Vazios Intermediários X Diâmetro de abertura do funil* (Figura 55), obtendo-se uma curva em forma de “S” onde se distinguem três trechos, dois horizontalizados, nas proximidades dos máximos e mínimos, e um trecho central inclinado. O Índice de vazios mínimo encontrado por pluviação em funil com saída de 5 mm (0,512) é inferior àquele obtido pelo método B.1 da norma NBR 16843 (ABNT, 2020), obtido igual a 0,581. Durante os ensaios de cisalhamento direto, descritos mais adiante, após a aplicação das cargas, foram obtidos índices de vazios ainda menores, atingindo-se o mínimo de 0,430. Para que não se apresentem compacidades relativas superiores 100%, este será o valor adotado como referência no índice de vazios mínimo no cálculo da compacidade relativa (CR). O valor de $e_{máx}$ empregado no cálculo de CR foi aquele obtido pelo método B da norma NBR 16840 (ABNT, 2020), com valor igual a 0,765. O cálculo da compacidade relativa (CR) é realizado conforme definido na Equação 55.

Os ensaios conduzidos com a utilização de moldes cilíndricos serviram de referência para a moldagem dos corpos de prova, em diferentes índices de vazios, diretamente nos equipamentos de ensaio, como será visto no próximo item.

Tabela 10 - Índice de vazios intermediários obtidos por pluviação sobre peneiras.

Índice de Vazios Intermediários		
Pluviação sobre peneiras		
Diâmetro (mm)	$e_{intermed}$	CR (%)
5	0,512	75,5 %
10	0,520	73,1 %
20	0,539	67,4 %
30	0,588	52,8 %

40	0,657	32,2 %
50	0,697	20,3 %
70	0,723	12,5 %

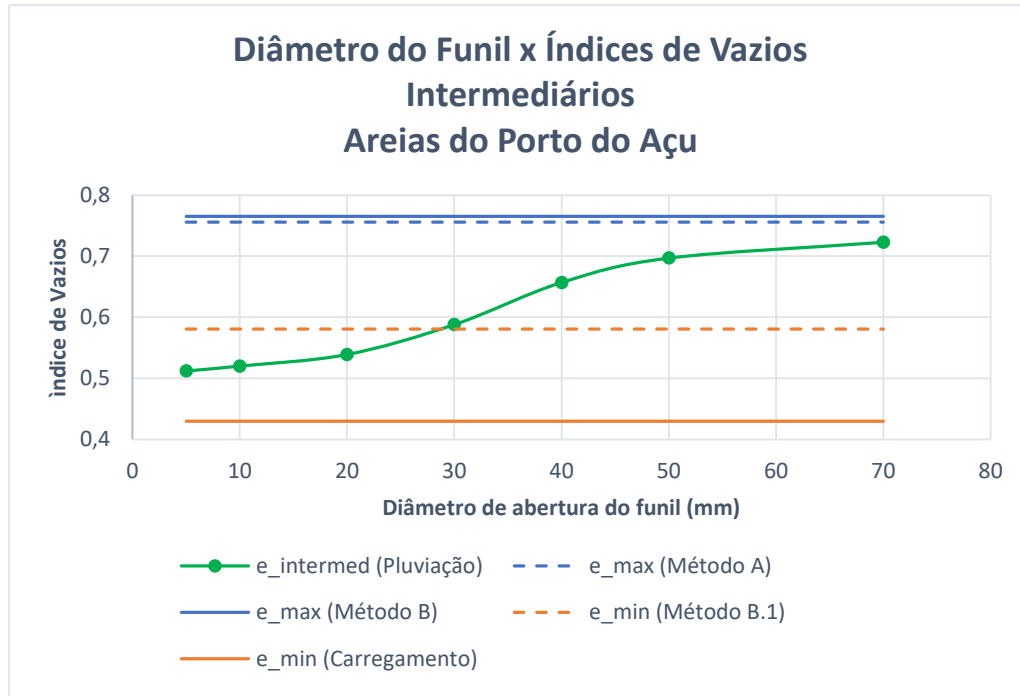


Figura 55 - Variação dos índices de vazios intermediários de acordo com a abertura do funil no ensaio de pluviação sobre peneiras.

O índice de vazios mínimo obtido por pluviação foi 11,9% inferior ao índice de vazios mínimo determinado pelo procedimento B da norma NBR 16843 (ABNT, 2020). Para índice de vazios máximo, o valor obtido por pluviação foi 4,4% inferior ao determinado pelo Método A da norma NBR 16840 (ABNT, 2020) e 5,5% inferior que o determinado pelo Método B.

2.6. Ensaios de Cisalhamento Direto

Após os ensaios de determinação dos índices de vazios máximo e mínimo, foi iniciada a campanha de ensaios de cisalhamento direto. Uma vez conhecido o índice de vazios resultante de cada abertura de funil o procedimento de pluviação foi empregado para a moldagem dos corpos de prova diretamente na caixa de cisalhamento.

Na inexistência de uma norma brasileira que normatiza o ensaio de cisalhamento direto, os testes conduzidos nesta pesquisa foram realizados seguindo os procedimentos normalmente empregados no LMS – FEN/UERJ que, por sua vez, seguem as diretrizes da Norma ASTM – D3080/D3080M-11 - *Direct Shear Test of Soil Under Consolidated*

Drained Conditions. Todos os ensaios foram realizados no mesmo equipamento, com a mesma caixa de cisalhamento e dispositivos de aquisição de dados. A Figura 56 apresenta os equipamentos e dispositivos utilizados, constituídos dos seguintes itens:

Motor e caixa de redução, responsável por movimentar a caixa externa em uma velocidade constante pré-determinada pela troca de engrenagens e posicionamento de uma alavanca de marcha;

Caixa externa, elemento que recebe a caixa interna e que se desloca sobre trilhos através de rodízios lubrificados;

Caixa interna, também chamada caixa bipartida ou caixa de cisalhamento, com dimensões de arestas internas de 101,77 mm e com altura de 50 mm. É dividida em duas metades, no seu plano médio horizontal, que podem ser fixadas com parafusos durante a moldagem do corpo de prova e manuseio do conjunto, sendo posteriormente desafixadas com a retirada destes, para a realização dos ensaios;

Pedras porosas, estes elementos tem a função de permitir a drenagem durante ensaios inundados. Apesar dos ensaios desta pesquisa terem sido realizados com material seco as pedras porosas foram mantidas de forma a permitir que os corpos de prova tenham a mesma espessura ($\pm 2,0$ cm) de corpos de prova inundados, que possam vir a ser ensaiados em outras pesquisas, permitindo melhores comparações de resultados;

Placas ranhuradas e perfuradas, uma posicionada ao fundo da metade inferior, ficando em contato com o corpo de prova que era moldado sobre ela, e outra posicionada sobre o corpo de prova, após o desbaste deste e limpeza da caixa;

Top cap, posicionada na metade superior da caixa, sobre o conjunto pedra porosa e placa ranhurada e perfurada, é dotado de uma bilha metálica na face superior, que tem por função o contato com o pendural. Se presta a transferência direta de carga do conjunto pendural, alavanca e cargas para o corpo de provas;

Pendural, braço de alavanca e cargas, conjunto responsável pela multiplicação e aplicação das cargas sobre o corpo de provas, de forma que se atinja a tensão vertical programada para o ensaio;

Transdutor de Deslocamento (sensor linear de posição), em número de dois, um posicionado verticalmente para medição dos deslocamentos verticais do *top cap* durante

o ensaio e um segundo posicionado horizontalmente, para medição dos deslocamentos da caixa de cisalhamento;

Célula de carga, consiste num transdutor de força/tensão, constituído por um corpo metálico e dispositivos do tipo *strain gages*. O conjunto fica em contato com a caixa de cisalhamento a partir de uma haste rígida que corre por um rolamento linear, medindo a força tangencial aplicada no corpo de prova;

Sistema de aquisição de dados, dotado de microcomputador, software específico e módulo receptor (DAQ - aquisitor de dados) que conecta os instrumentos ao sistema.

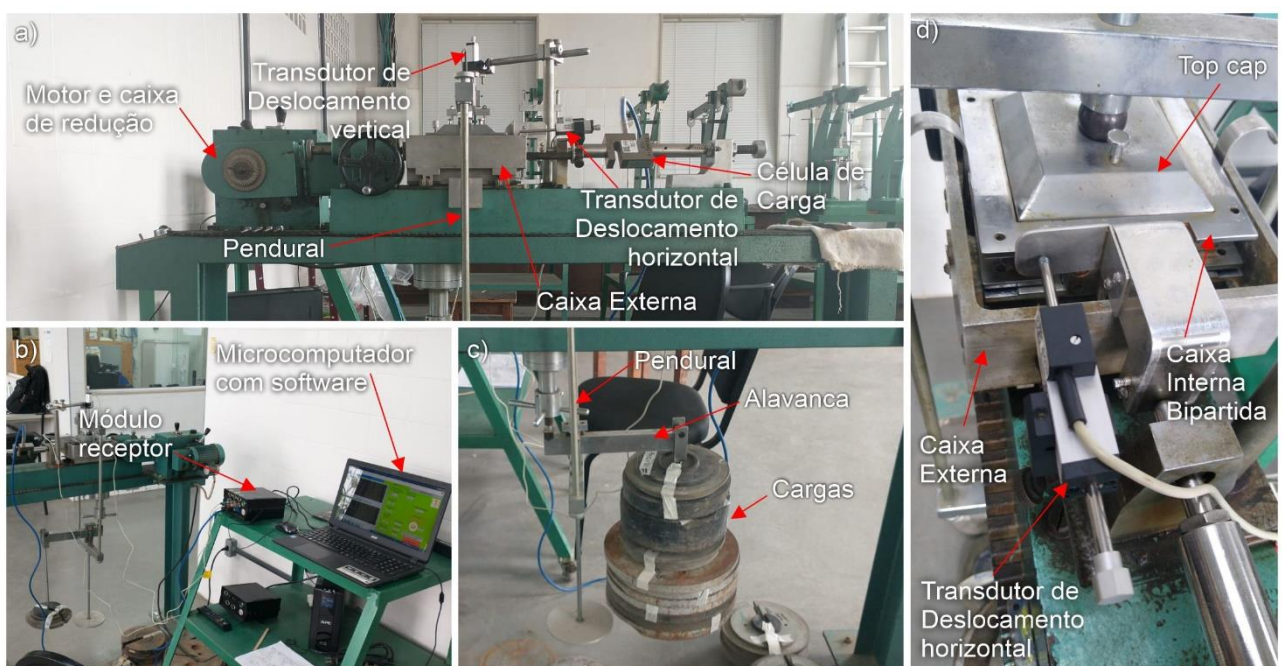


Figura 56 - Equipamento de cisalhamento direto: a) Vista frontal do equipamento; b) sistema de aquisição de dados; c) detalhe do conjunto de aplicação de cargas e d) detalhe da caixa bipartida dentro da caixa externa.

O funcionamento do ensaio de cisalhamento direto é descrito no item 2.1.4.5, os dados obtidos nas leituras dos instrumentos são utilizados para traçar curvas “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) *versus* deslocamento horizontal (δh)” e “deslocamento vertical do top cap (δv) *versus* deslocamento horizontal (δh)”.

Os ensaios de cisalhamento direto desta pesquisa foram realizados em quatro domínios de compacidade relativa (CR). Para cada domínio, foram realizados ensaios com quatro valores de tensões normais verticais: 50 kPa, 150 kPa, 300 kPa e 500 kPa. Essas tensões normais verticais também foram aplicadas por Nunes (2014), Simões (2015) e Coutinho (2021), embora esses autores tenham aplicado tensões ainda maiores.

Em todos os ensaios a velocidade de deslocamento da caixa de cisalhamento foi de 0,13 mm/min, também compatível com a velocidade utilizadas por Simões (2015) e Coutinho (2021).

2.6.1.Preparação dos corpos de prova

Antes da preparação dos corpos de prova foram realizados testes preliminares de pluviação no interior da caixa de cisalhamento afim de que se pudessem definir quais as aberturas de funil seriam utilizadas na produção das amostras. Nestes testes a massa da caixa era sempre verificada antes da pluviação, já que essa massa podia variar pela retenção de alguma umidade nas pedras porosas.

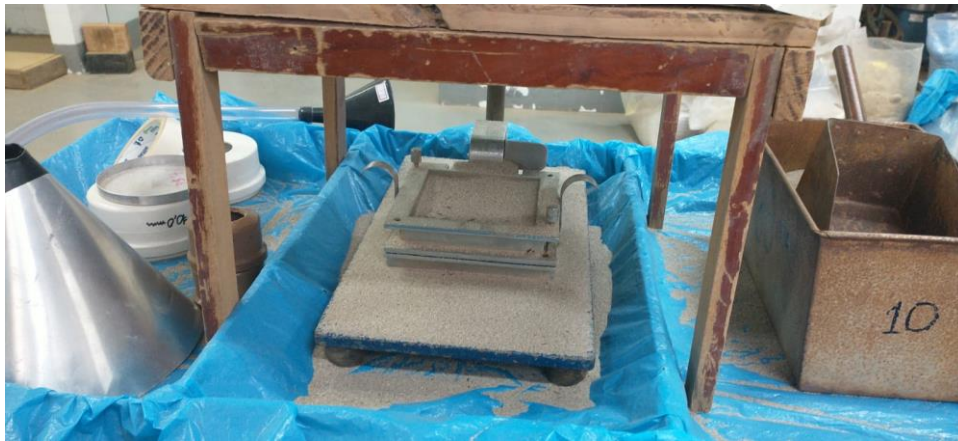


Figura 57 - Detalhe da pluviação diretamente sobre a caixa de cisalhamento.

Depois da pluviação, estando o corpo de prova arrasado e a caixa limpa, a massa era novamente verificada e calculado o índice de vazios pós pluviação (e_p). Com uso de uma espátula metálica biselada, confeccionada no LMS – FEN/UERJ, o corpo de prova era superficialmente escavado e nivelado a ponto de poder acomodar a placa dentada e perfurada e a pedra porosa abaixo da cota superior da caixa. Novamente, o conjunto era levado à balança para verificação da massa e, então, era calculado o índice de vazios após o nivelamento (e_0), que corresponde ao índice de vazios inicial do ensaio.

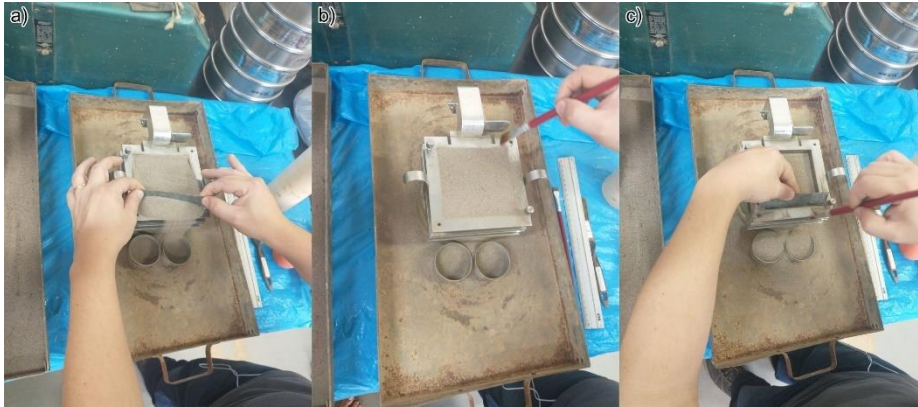


Figura 58 - Preparação do corpo de prova: a) Arrasamento; b) Limpeza; c) Nivelamento.

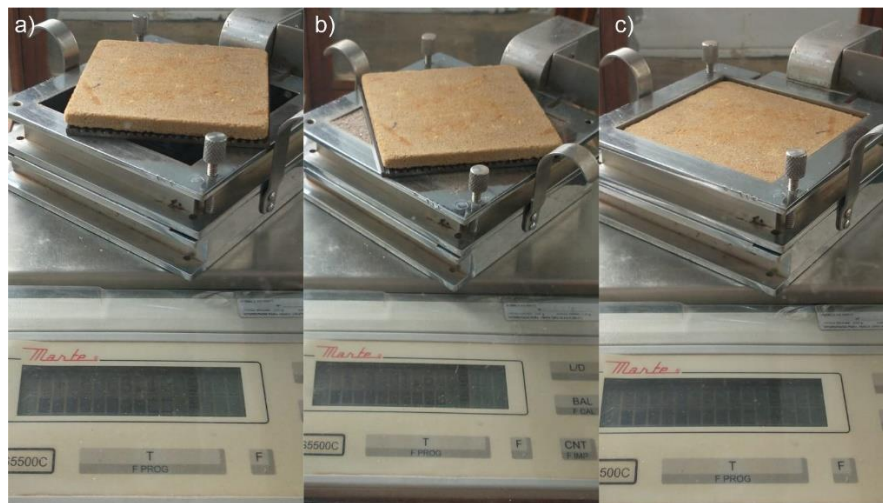


Figura 59 - Verificação da massa em três momentos de preparação dos corpos de prova: a) caixa de cisalhamento vazia, b) caixa de cisalhamento cheia e rasada e c) caixa de cisalhamento escavada e nivelada.

Durante os testes preliminares foi percebido que a escavação para nivelamento da amostra levava a uma elevação da densidade aparente seca, diminuindo o índice de vazios do corpo de prova, principalmente quando se pretendia obter amostras mais fofas. Em função disso, decidiu-se confeccionar amostras a partir do uso de um funil com saída de 13 mm de diâmetro acoplado a uma mangueira de mesma abertura. A partir de um procedimento manual cuidadoso a areia era lentamente vertida no interior da caixa de cisalhamento, mantendo-se a mangueira levemente inclinada e próxima do molde. Para este método, os índices de vazios obtidos antes da escavação e nivelamento do corpo de prova foram ligeiramente superiores àqueles obtidos pelos métodos previstos na norma NBR 16840 (ABNT, 2020), resultando em valores de CR negativos, já que esta pesquisa está considerando como índice de vazios máximo aquele obtido pelo método B da norma supracitada, conforme item 3.5.1.2.

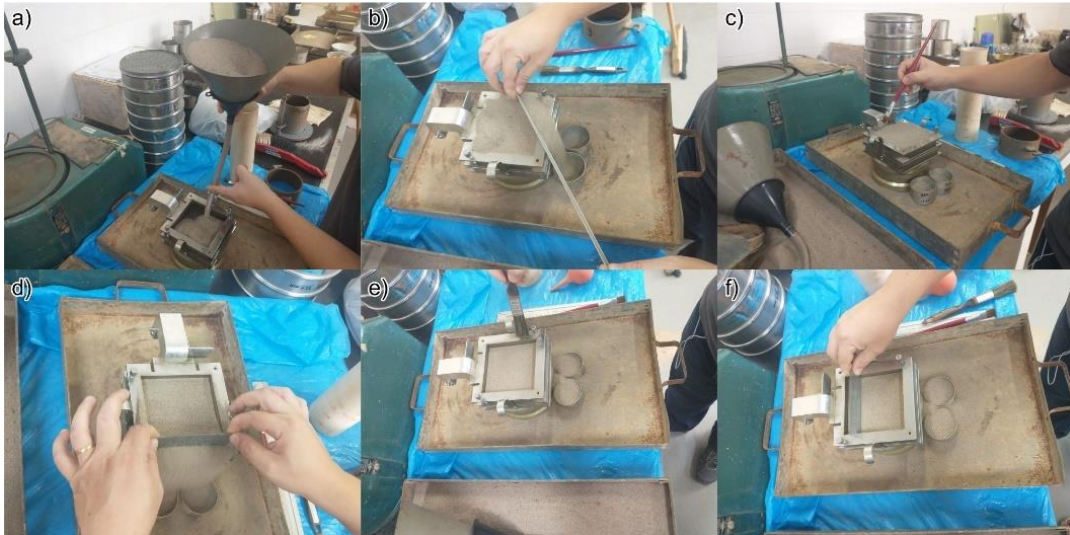


Figura 60 - Preparação do corpo de prova usando funil simples: a) Preenchimento do molde; b) Arrasamento; c) Limpeza; d) Nivelamento; e) Limpeza; f) Verificação do nível.

A partir destes testes preliminares foi definida a confecção de corpos de prova por pluviação com utilização de funis com abertura de 5 mm, 30 mm e 70 mm, e ainda com utilização de funil simples com mangueira acoplada. Como definido no parágrafo acima, os domínios de compacidade relativa obtidos após o nivelamento das amostras (CR_0) foram, respectivamente, Compacta, Medianamente Compacta, Fofa e Muito Fofa, conforme a classificação proposta por Lambe e Whitman (1969) e apresentada na Tabela 3.

Foram preparados quatro corpos de prova em cada domínio de compacidade relativa (definidos a partir das médias dos índices de vazios obtidos em cada amostra), cada corpo de prova corresponde a cada uma das tensões normais verticais empregadas na campanha de ensaios. Os valores médios obtidos são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 - Valores médios obtidos para os índices de vazios e compacidades relativas dos corpos de prova cisalhados.

Índice de Vazios Médio e Média da Compacidade Relativa				
Domínio de CR	$e_{0,médio}$	$CR_{0,médio}$	$e_{a,médio}$	$CR_{a,médio}$
Muito Fofa	0,717	14,2 %	0,630	40,4 %
Fofa	0,674	27,2 %	0,579	55,4 %
Medianamente Compacta	0,568	58,7 %	0,496	80,4 %
Muito Compacta	0,519	73,4 %	0,447	95,1 %

2.6.2. Condução dos Ensaios

Após a preparação dos corpos de prova as caixas bipartidas, preenchidas com as amostras, eram levadas até o equipamento de cisalhamento direto e, então, posicionadas dentro da caixa externa.

Os transdutores de deslocamento eram posicionados e testados pelo módulo de ajuste do software de aquisição de dados. As hastes dos transdutores eram ajustadas para que o curso disponível fosse suficiente para a medição dos deslocamentos. A célula de carga era levemente pressionada manualmente para verificação da resposta do sistema de aquisição e, então, o conjunto de caixas era deslocado até encostar na haste ligada à célula de carga. O sistema de motor e caixa de redução eram engrenados com a colocação de um pino/trava, mas o sistema de rotação ainda permanecia desligado.

Com o módulo de aplicação de cargas do software ligado, era informada a tensão vertical que se pretendia aplicar na realização do ensaio e então o software iniciava a contagem de tempo. As cargas eram cuidadosamente aplicadas sobre o prato de apoio (ligado ao braço de alavanca por uma haste metálica) as cargas eram transferidas ao corpo de prova a partir do pendural e o software registrava os deslocamentos verticais do *top cap*. Foi adotado um período de 15 minutos para aguardar a estabilização do *top cap*, mas verificou-se que o prazo real de estabilização era quase instantâneo.

Terminada a aplicação de cargas, os parafusos que mantinham ligadas as duas metades da caixa bipartida eram retirados e o módulo de ruptura do software era iniciado. Após informar a tensão aplicada e a medida da aresta da caixa de cisalhamento, o software iniciava o contador de tempo e o registro das informações a partir dos transdutores e da célula de carga. O motor era, então, ligado, dando início ao cisalhamento.

Todos os ensaios foram conduzidos até um deslocamento de aproximadamente 20 mm, mesmo a ruptura ocorrendo para magnitudes bastante inferiores.

2.6.3. Adernamento do *top cap*

Foi verificado em todos os ensaios realizados, o fenômeno de adernamento do *top cap*, que consiste em sua inclinação e que se acentua à medida que a metade inferior da caixa bipartida se desloca. O fenômeno foi relatado por Nunes (2014) e Simões (2015),

enquanto Coutinho (2021) utilizou um dispositivo especial para coibir o fenômeno durante seus ensaios.

O adernamento passava a ser significativamente perceptível para deslocamento horizontais entre 3 mm e 4 mm, e as inclinações percebidas parecem ser mais acentuadas nos ensaios realizados com cargas mais elevadas (300 kPa e 500 kPa).

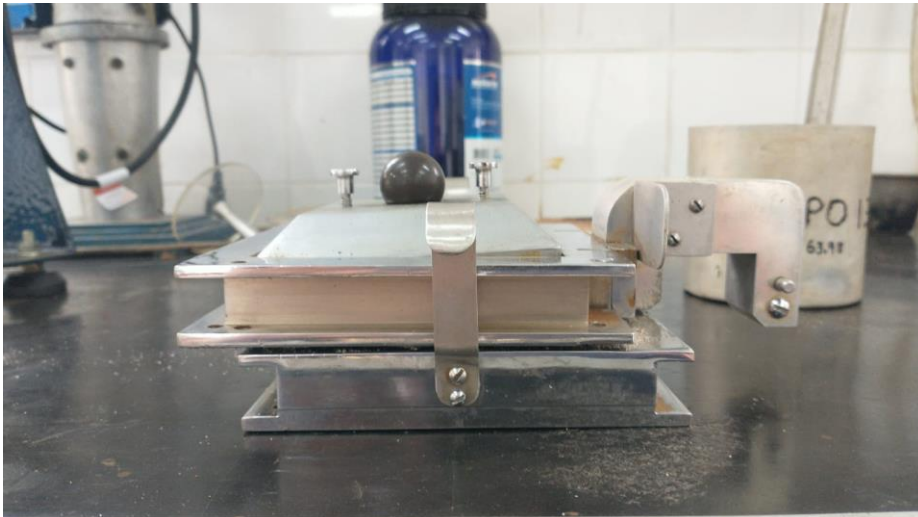


Figura 61 - Adernamento do *top cap* logo após o final de um dos ensaios.

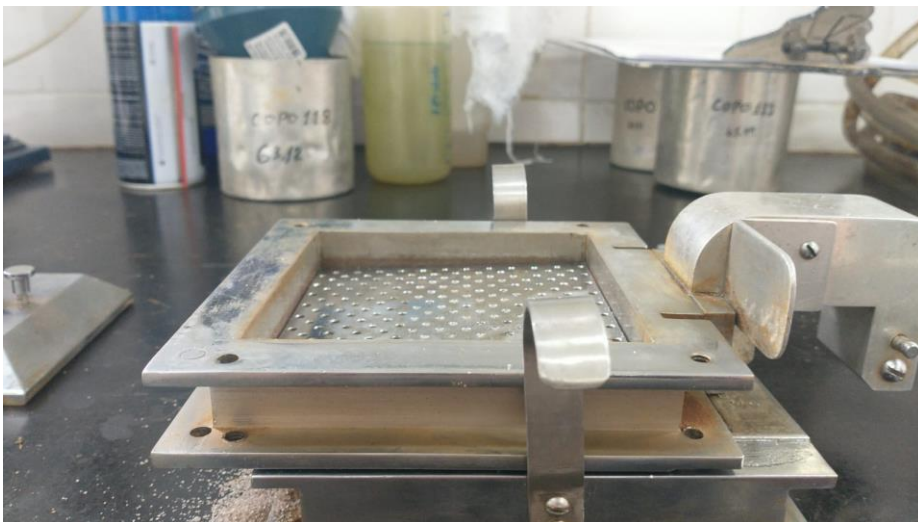


Figura 62 - Posição da placa perfurada após a retirada do *top cap*.



Figura 63 - Superfície do corpo de prova.

A medição das inclinações do *top cap* não foi realizada de forma sistemática ao longo do programa experimental, de modo que em apenas alguns dos ensaios foi feita a verificação. Os ângulos de inclinação medidos estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Inclinação de adernamento do *top cap* ao final dos ensaios.

σ_v (kPa)	Inclinação do <i>Top Cap</i> (°)			
	Fofo	Médio	Compacto	M. Compacto
50	-	1	1	-
150	2	-	-	-
300	3	-	4	-
500	2	-	1	-

A magnitude da interferência do adernamento do *top cap* no resultado dos ensaios não é plenamente conhecida e apesar das pequenas inclinações registradas o efeito não deve ser totalmente ignorado, ficando a ressalva de que, o plano de aplicação da carga difere numa faixa entre 1° e 4° do plano de cisalhamento, conferindo uma certa inacurácia ao modelo de cálculo empregado para a determinação das tensões na ruptura.

Destaca-se que o adernamento do *top cap* não é constante ao longo do ensaio, sendo mais proeminente para os deslocamentos já após a ruptura da amostra, afetando, talvez mais significativamente, a determinação das resistências residuais do que a resistência de pico.

2.7. Determinação do ângulo de atrito no repouso

Para a determinação do ângulo de atrito no repouso foi empregado um procedimento adaptado que se assemelha àquele proposto por Miura, Maeda e Toki (1997) e descrito no item 2.2.

Selecionando anéis concêntricos empregados em equipamentos e ensaios diversos, foi possível obter três pares com diferentes diâmetros, à saber: $d_1 = 53,9$ mm; $d_2 = 71,2$ mm; e $d_3 = 97,6$ mm. Foram improvisados apoios capazes de atuar como o espaçador proposto por Miura, Maeda e Toki (1997), que pode ser removido para fazer descer o anel externo, e conformar a pilha de areia para medição de sua altura. Os conjuntos de anéis podem ser vistos na Figura 64.

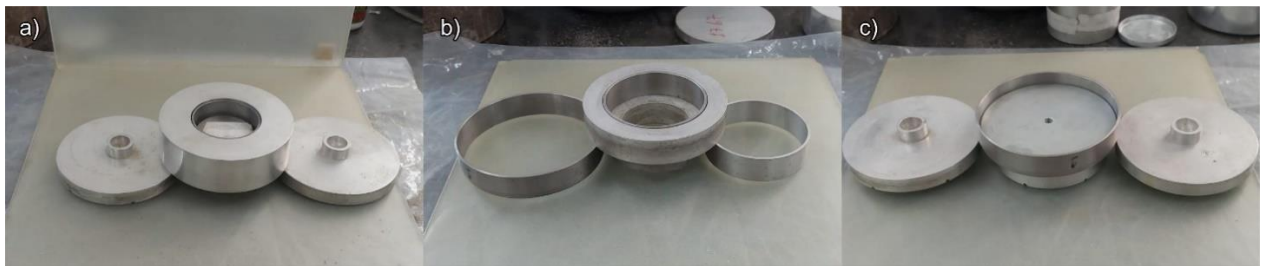


Figura 64 - a) Anéis concêntricos com $d_1 = 53,9$ mm; b) Anéis concêntricos com $d_2 = 71,2$ mm; e c) Anéis concêntricos com $d_3 = 97,6$.

A execução dos ensaios seguiu procedimento semelhante àquele relatado no item 2.2. Foram realizadas 3 verificações para cada diâmetro, sempre utilizando um funil simples para o lançamento da areia sobre os anéis concêntricos. Ao final do lançamento da areia, os dois apoios eram retirados fazendo descer o anel externo e conformando a pilha final, como pode ser visto na Figura 65. Os resultados obtidos podem ser vistos na Tabela 13.



Figura 65 - Lançamento de areia e conformação final da pilha nos anéis de diâmetro $d_1 = 53,9$ mm.

Tabela 13 - Determinação do ângulo de atrito no repouso.

D (mm)	H ₁ (mm)	H ₂ (mm)	H ₃ (mm)	H _{méd} (mm)	ϕ_{rep} (Graus)
53,9	18,1	16,7	17,9	17,6	33,1
71,2	21,7	21,9	22,7	22,1	31,8
97,6	33,8	33,8	34,1	33,9	34,8

2.8. Ensaio de Permeabilidade

Foram conduzidos quatro ensaios de permeabilidade fazendo uso do permeâmetro de carga constante disponível no LMS – FEN/UERJ. O conjunto que constitui o permeâmetro consiste em um cilindro desmontável dotado de pedras porosas em sua base e topo (entrada e saída de fluido, respectivamente), duas placas perfuradas que devem ser posicionadas ao fundo e no topo da amostra, interpostas por papel filtro. A tampa do cilindro é dotada de uma válvula que permite a saída de ar durante a saturação de amostra. Um reservatório superior garante um nível de carga constante para o ensaio e um reservatório de saída, posicionado ao lado do cilindro do permeâmetro recebe a água percolada pela amostra e, por um orifício superior, despeja essa água no sistema de esgotamento do laboratório.



Figura 66 - Partes do permeâmetro.



Figura 67 - Conjunto montado para a execução do ensaio.

Os quatro ensaios foram realizados com amostras em diferentes índices de vazios. A primeira amostra foi obtida por meios de deposição direta da areia com a utilização de um funil simples acoplado a uma mangueira. Foi realizada uma deposição cuidadosa, com movimentos em espiral, deixando uma altura de queda de aproximadamente 1 cm entre a ponta da mangueira e o material já depositado. O índice de vazios obtido por esse primeiro método foi 0,763 (CR = 0,7 % - Muito Fofo).

A segunda amostra foi obtida por meio de pluviação utilizando um funil de abertura de 5 mm e a mesma sequência de peneiras empregada anteriormente. O índice de vazios obtido por meio deste processo foi 0,518 (CR = 73,6 % - Compacto).

A terceira amostra foi confeccionada também por pluviação, agora utilizando-se um funil com abertura de 30 mm, mantida a sequência de peneiras empregadas para os outros ensaios. O índice de vazios obtido foi 0,658 (CR = 32,0 % - Fofa).

Por fim, uma quarta amostra foi confeccionada, utilizando-se para isso um funil com abertura de 50 mm, ainda sobre a mesma sequência de peneiras. O índice de vazios obtido foi 0,590 (CR = 52,1 % - Médio).

Em cada um dos corpos de prova foram realizadas 3 medições de vazão para os tempos de 30s, 15s e 10s, utilizando uma proveta graduada, totalizando 9 determinações. A determinação de k foi realizada utilizando-se a Equação 42. Os dados obtidos estão apresentados na Tabela 14 a Tabela 17.

Tabela 14 - Ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova com compactidade relativa Muito Fofa, com água em temperatura de 25° C.

Ensaio 01 - Corpo de Prova Muito Fofa						Coeficiente de Permeabilidade			
Tempo (s)	Volume (ml)				Vazão (cm ³ /s)				
	v ₁	v ₂	v ₃	v _{méd}	Q	k ₂₅ (cm/s)	k ₂₅ (m/s)	k ₂₀ (cm/s)	k ₂₀ (m/s)
30	112,5	117,5	115,0	115,0	3,8	2,08E-03	2,08E-05	1,85E-03	1,85E-05
15	60,0	60,0	60,0	60,0	4,0	2,17E-03	2,17E-05	1,93E-03	1,93E-05
10	40,0	40,0	40,0	40,0	4,0	2,17E-03	2,17E-05	1,93E-03	1,93E-05
k _{méd}						2,14E-03	2,14E-05	1,90E-03	1,90E-05

Tabela 15 - Ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova com compactidade relativa Fofa, com água em temperatura de 22° C.

Ensaio 02 - Corpo de Prova Fofa						Coeficiente de Permeabilidade			
Tempo (s)	Volume (ml)				Vazão (cm ³ /s)				
	v ₁	v ₂	v ₃	v _{méd}	Q	k (cm/s)	k (m/s)	k ₂₀ (cm/s)	k ₂₀ (m/s)
30	82,5	82,5	85,0	83,3	2,8	1,51E-03	1,51E-05	1,44E-03	1,44E-05
15	42,5	40,0	45,0	42,5	2,8	1,54E-03	1,54E-05	1,46E-03	1,46E-05
10	30,0	32,5	30,0	30,8	3,1	1,67E-03	1,67E-05	1,59E-03	1,59E-05
k _{méd}						1,57E-03	1,57E-05	1,50E-03	1,50E-05

Tabela 16 - Ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova com compactidade relativa Média, com água em temperatura de 25° C.

Ensaio 03 - Corpo de Prova Médio						Coeficiente de Permeabilidade			
Tempo (s)	Volume (ml)				Vazão (cm ³ /s)				
	v ₁	v ₂	v ₃	v _{méd}	Q	k (cm/s)	k (m/s)	k ₂₀ (cm/s)	k ₂₀ (m/s)
30	82,5	82,5	82,5	82,5	2,7	1,49E-03	1,49E-05	1,32E-03	1,32E-05
15	42,5	40,0	42,5	41,7	2,8	1,51E-03	1,51E-05	1,34E-03	1,34E-05
10	30,0	27,5	30,0	29,2	2,9	1,58E-03	1,58E-05	1,40E-03	1,40E-05
k _{méd}						1,53E-03	1,53E-05	1,36E-03	1,36E-05

Tabela 17 - Ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova com compactidade relativa Compacta, com água em temperatura de 26° C.

Ensaio 04 - Corpo de Prova Compacto						Coeficiente de Permeabilidade			
Tempo (s)	Volume (ml)				Vazão (cm ³ /s)				
	v ₁	v ₂	v ₃	v _{méd}	Q	k ₂₆ (cm/s)	k ₂₆ (m/s)	k ₂₀ (cm/s)	k ₂₀ (m/s)
30	77,5	77,5	75,0	76,7	2,6	1,39E-03	1,39E-05	1,20E-03	1,20E-05
15	37,5	37,5	37,5	37,5	2,5	1,36E-03	1,36E-05	1,18E-03	1,18E-05
10	25,0	25,0	25,0	25,0	2,5	1,36E-03	1,36E-05	1,18E-03	1,18E-05
k _{méd}						1,37E-03	1,37E-05	1,19E-03	1,19E-05

2.9. Ensaio de Compressão Unidimensional

Foram realizados três ensaios de compressão unidimensional, fazendo uso de uma das prensas de ensaio de adensamento disponíveis no LMS – FEN/UERJ (Figura 68). O equipamento é constituído de uma alavanca regulável ligada, em uma das extremidades, a uma haste para aplicação de cargas, e na outra extremidade está acoplado um cavalete ajustável que eleva a célula edométrica contra um ponto fixo de forma que se transmita a carga para a amostra. O cavalete está ligado a um relógio comparador, capaz de medir a movimentação do conjunto quando o corpo de prova sofre redução de altura por consequência da aplicação das cargas.

As amostras foram moldadas por lançamento da areia (pluviação e funil simples) em um anel metálico típico de ensaios de adensamento, com 7 cm de diâmetro e altura de 20mm (Figura 69 e Figura 70). Este anel foi colado em uma base metálica rígida e plana, facilitando as operações de moldagem, arrasamento e limpeza, pesagem e, finalmente, transporte até a prensa.



Figura 68 - Prensa de adensamento: a) vista frontal; b) vista posterior.



Figura 69 - a) Processo de pluviação para moldagem dos corpos de prova; b) Detalhe do anel sob pluviação.

Mesmo utilizando-se amostras na condição seca em estufa por 24h foi empregada uma pedra porosa sobre a amostra posicionada abaixo do top cap que, por ser dotado de ranhuras para a saída de água em ensaios saturados não iria distribuir corretamente as cargas sobre a amostra.



Figura 70 - a) Detalhe do anel, top cap e pedra porosa; b) conjunto após um dos ensaios.

A opção pela utilização de uma base rígida e plana em detrimento de um molde obtida a partir da montagem de diversas partes (notadamente o posicionamento do anel na pedra porosa inferior e posterior posicionamento da pedra porosa inferior na base do equipamento) inibiu um grave problema apontado por Simões (2015). Este pesquisador percebeu que a acomodação das partes levava a uma grande inacurácia nas medições, com resultados muitas vezes incompatíveis com as características da amostra.

Uma das soluções sugeridas por Simões (2015) foi a realização de dois ciclos de cargas que, por um lado, minimizava as acomodações da célula de adensamento, mas por outro alterava as condições iniciais de produção da amostra. Aquele autor desprezou os resultados do primeiro ciclo de cargas e recalculou o índice de vazios da amostra, considerando então o segundo ciclo. Estima-se que o arranjo de partículas produzido após o primeiro ciclo de carregamentos não seja necessariamente o mesmo produzido, por exemplo, na pluviação de uma amostra com o mesmo índice de vazios que se obtém após o primeiro ciclo de carregamento, ocorrendo diferenças na sua compressibilidade. Desta forma este procedimento foi descartado na presente pesquisa.

O segundo procedimento sugerido por Simões (2015) foi empregado nesta pesquisa e consiste na aplicação de um ciclo completo de carregamento e descarregamento sobre o conjunto anel + base rígida + pedra porosa superior + top cap. Este processo permite descontar do conjunto externo da prensa, constituído pela alavanca e cavalete ajustável. Como a ordem de grandeza das deformações esperadas é muito próxima da própria escala do relógio comparador estas variações podem ser desprezadas quando se está ensaiando materiais de maior compressibilidade, mas no caso de areias estas inacurácias tendem a ser significativas, e puderam ser descontadas das medições realizadas em cada estágio de carregamento.

A sequência de carregamento empregado nos ensaios obedeceu ao critério típico de dobrar as cargas totais em cada etapa subsequente, contemplando etapas de 3,12 kPa, 6,25 kPa, 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa e 1600 kPa. Estas são as mesmas tensões empregadas por Simões (2015).

Foram moldados 3 corpos de provas para realização dos ensaios de compressão uniaxial. No primeiro deles, foi empregada pluviação com funil de abertura 70 mm, obtendo-se um índice de vazios inicial de 0,682 (CR = 25,2% - Fofa). Em seguida, com a utilização de um funil de 50 mm foi moldado um corpo de provas com índice de vazios

inicial de 0,580 (CR = 55,3 % - Médio) e, por fim, foi confeccionado um terceiro corpo de provas com índice de vazios inicial de 0,523 (CR = 72,4 % - Compacto).

O tempo de espera entre cada estágio de carregamento e descarregamento foi de 1,0 min, fazendo-se as medições logo em seguida com a utilização de um relógio comparador de resolução 0,01mm. A alavanca do equipamento é dotada de um nível de bolha, de modo que, após o nivelamento inicial, a alavanca era nivelada novamente sempre que a bolha ultrapassava uma das linhas de referência do dispositivo. Não foram percebidas diferenças nas leituras após os nivelamentos da alavanca.

Tabela 18 - Ensaio de Compressão Uniaxial - Amostra Fofa (CR =25,2 %).

Tensão Nominal (kPa)	Tensão Aplicada (kPa)	Δt (min)	Leitura Deflectômetro (mm)	Δh (mm)	Leitura Deflectômetro - calibração (mm)	Calibração (mm)	$\Delta h_{\text{calibrado}}$ (mm)	Def. Específica
0	0,00	1	10,080	0,000	5,040	0,000	0,000	0,00%
3,125	3,09	1	10,070	0,010	5,030	0,010	0,000	0,00%
6,25	6,19	1	10,055	0,025	5,020	0,020	0,005	0,02%
12,5	12,35	1	10,020	0,060	5,005	0,035	0,025	0,12%
25	24,70	1	9,965	0,115	4,940	0,100	0,015	0,07%
50	49,45	1	9,880	0,200	4,870	0,170	0,030	0,15%
100	99,05	1	9,775	0,305	4,810	0,230	0,075	0,37%
200	197,60	1	9,650	0,430	4,740	0,300	0,130	0,65%
400	395,07	1	9,515	0,565	4,670	0,370	0,195	0,97%
800	790,27	1	9,370	0,710	4,600	0,440	0,270	1,35%
1600	1580,78	1	9,175	0,905	4,510	0,530	0,375	1,87%
800	790,27	1	9,250	0,830	4,580	0,460	0,370	1,85%
400	395,07	1	9,320	0,760	4,640	0,400	0,360	1,80%
200	197,6	1	9,380	0,700	4,700	0,340	0,360	1,80%
100	99,05	1	9,440	0,640	4,750	0,290	0,350	1,75%
50	49,45	1	9,510	0,570	4,810	0,230	0,340	1,70%
25	24,70	1	9,555	0,525	4,850	0,190	0,335	1,67%
12,5	12,35	1	9,590	0,490	4,880	0,160	0,330	1,65%
6,25	6,19	1	9,605	0,475	4,895	0,145	0,330	1,65%
3,125	3,09	1	9,620	0,460	4,900	0,140	0,320	1,60%
0	0,00	1	9,630	0,450	4,905	0,135	0,315	1,57%

Carregamento

Descarregamento

Tabela 19 - Ensaio de Compressão Uniaxial - Amostra Fofa (CR =55,3 %).

Tensão Nominal (kPa)	Tensão Aplicada (kPa)	Δt (min)	Leitura Deflectômetro (mm)	Δh (mm)	Leitura Deflectômetro - calibração (mm)	Calibração (mm)	$\Delta h_{\text{calibrado}}$ (mm)	Def. Específica
0	0,00	1	6,030	0,000	5,040	0,000	0,000	0,00%
3,125	3,09	1	6,020	0,010	5,030	0,010	0,000	0,00%
6,25	6,19	1	6,005	0,025	5,020	0,020	0,005	0,02%
12,5	12,35	1	5,970	0,060	5,005	0,035	0,025	0,12%
25	24,70	1	5,920	0,110	4,940	0,100	0,010	0,05%
50	49,45	1	5,835	0,195	4,870	0,170	0,025	0,12%
100	99,05	1	5,730	0,300	4,810	0,230	0,070	0,35%
200	197,60	1	5,600	0,430	4,740	0,300	0,130	0,65%
400	395,07	1	5,475	0,555	4,670	0,370	0,185	0,92%
800	790,27	1	5,335	0,695	4,600	0,440	0,255	1,27%
1600	1580,78	1	5,155	0,875	4,510	0,530	0,345	1,72%
800	790,27	1	5,240	0,790	4,580	0,460	0,330	1,65%
400	395,07	1	5,310	0,720	4,640	0,400	0,320	1,60%
200	197,6	1	5,375	0,655	4,700	0,340	0,315	1,57%
100	99,05	1	5,430	0,600	4,750	0,290	0,310	1,55%
50	49,45	1	5,500	0,530	4,810	0,230	0,300	1,50%
25	24,70	1	5,535	0,495	4,850	0,190	0,305	1,52%
12,5	12,35	1	5,575	0,455	4,880	0,160	0,295	1,47%
6,25	6,19	1	5,595	0,435	4,895	0,145	0,290	1,45%
3,125	3,09	1	5,600	0,430	4,900	0,140	0,290	1,45%
0	0,00	1	5,615	0,415	4,905	0,135	0,280	1,40%

Carregamento

Descarregamento

Tabela 20 - Ensaio de Compressão Uniaxial - Amostra Compacta (CR =72,4 %).

Tensão Nominal (kPa)	Tensão Aplicada (kPa)	Δt (min)	Leitura Deflectômetro (mm)	Δh (mm)	Leitura Deflectômetro - calibração (div)	Calibração (mm)	$\Delta h_{\text{calibrado}}$ (mm)	Def. Específica
0	0,00	1	6,375	0,000	5,040	0,000	0,000	0,00%
3,125	3,09	1	6,360	0,015	5,030	0,010	0,005	0,02%
6,25	6,19	1	6,350	0,025	5,020	0,020	0,005	0,02%
12,5	12,35	1	6,320	0,055	5,005	0,035	0,020	0,10%
25	24,70	1	6,265	0,110	4,940	0,100	0,010	0,05%
50	49,45	1	6,190	0,185	4,870	0,170	0,015	0,07%
100	99,05	1	6,085	0,290	4,810	0,230	0,060	0,30%
200	197,60	1	5,950	0,425	4,740	0,300	0,125	0,62%
400	395,07	1	5,830	0,545	4,670	0,370	0,175	0,87%
800	790,27	1	5,700	0,675	4,600	0,440	0,235	1,17%
1600	1580,78	1	5,540	0,835	4,510	0,530	0,305	1,52%
800	790,27	1	5,615	0,760	4,580	0,460	0,300	1,50%
400	395,07	1	5,685	0,690	4,640	0,400	0,290	1,45%
200	197,6	1	5,745	0,630	4,700	0,340	0,290	1,45%
100	99,05	1	5,805	0,570	4,750	0,290	0,280	1,40%
50	49,45	1	5,870	0,505	4,810	0,230	0,275	1,37%
25	24,70	1	5,920	0,455	4,850	0,190	0,265	1,32%
12,5	12,35	1	5,950	0,425	4,880	0,160	0,265	1,32%
6,25	6,19	1	5,980	0,395	4,895	0,145	0,250	1,25%
3,125	3,09	1	5,985	0,390	4,900	0,140	0,250	1,25%
0	0,00	1	6,000	0,375	4,905	0,135	0,240	1,20%

Carregamento

Descarregamento

3. Resultados e Discussões

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, permeabilidade e compressibilidade. É plotada a curva tensão normal crítica *versus* índice de vazios crítico, sendo avaliada a influência da compacidade relativa inicial e da tensão vertical no ângulo de atrito efetivo.

3.1. Descrição geral dos ensaios de cisalhamento direto realizados

Como descrito anteriormente, os ensaios de cisalhamento direto empreendidos nas areias do Porto do Açú foram realizados em quatro domínios de compacidade relativa (CR) e, para cada um desses domínios, foram realizados ensaios em quatro níveis diferentes de tensões normais nominais.

Os domínios de compacidade relativa foram nomeados como compacta, medianamente compacta, fofa e muito fofa, de acordo com os índices de vazios iniciais de cada corpo de prova (antes da aplicação das cargas) e os quatro valores de tensões normais nominais aplicados são, em kPa, 50, 150, 300 e 500, totalizando 16 ensaios de cisalhamento direto.

A velocidade de deslocamento horizontal empregada nos ensaios foi de 0,13 mm/min, com aquisição de dados a cada 1 s. Todos os ensaios foram realizados até um deslocamento de aproximadamente 20 mm.

As curvas “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) *versus* deslocamento horizontal (δ_h)” e “deslocamento vertical do *top cap* (δ_v) *versus* deslocamento horizontal (δ_h)” estão apresentadas no Apêndice 1, de forma individual para cada ensaio. Todos os pontos obtidos pelo sistema de leitura são utilizados na plotagem desses gráficos.

3.2. Discussão dos resultados agrupados por domínio de compacidade

3.2.1. Introdução

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto agrupados de acordo com os domínios de compacidade relativa, conforme proposto por

Coutinho (2021). Para cada um dos domínios de compacidade relativa foram elaboradas tabelas (Tabela 21 a Tabela 24) que compilam os seguintes resultados:

- a. Índice de vazios inicial de moldagem do corpo de prova (e_0) e sua respectiva compacidade relativa inicial (CR_0);
- b. O índice de vazios após a aplicação da carga e conseqüente deformação vertical associada (e_a) e sua respectiva compacidade relativa (CR_a);
- c. A tensão normal nominal de cada ensaio (σ_n) e a respectiva força normal aplicada (N);
- d. Em relação à ruptura, definida como o ponto máximo da curva $\tau/\sigma \times \delta_h$, serão apresentados os seguintes dados:
 - I. Tensão cisalhante na ruptura (τ_r);
 - II. Tensão normal na ruptura (σ_r);
 - III. Deslocamento horizontal absoluto e relativo (δ_{hr} e Δh_r);
 - IV. Deslocamento vertical absoluto e relativo do *top cap* (δ_{vr} e Δv_r);
 - V. A relação $(\tau/\sigma)_r$;
 - VI. O ângulo de atrito efetivo (ϕ'), definido como o arco tangente de $(\tau/\sigma)_r$.

Em cada domínio de compacidade relativa serão agrupados os resultados dos gráficos “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) *versus* deslocamento horizontal (δ_h)” e “deslocamento vertical do *top cap* (δ_v) *versus* deslocamento horizontal (δ_h)” como uma amostragem menor de pontos, para facilitar a leitura e interpretação dos dados. Para estes gráficos os dados serão filtrados a cada 10 s, o equivalente a aproximadamente 0,02 mm de deslocamento horizontal.

Também são apresentados gráficos com os pontos “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura *versus* tensão normal nominal”, “ângulo de atrito (ϕ') *versus* tensão normal nominal” e “deslocamento vertical do *top cap* (δ_v) na ruptura *versus* tensão normal nominal” obtidos em cada um dos domínios de compacidade relativa estudados.

3.2.2. Domínio de compactidade relativa muito fofa

Na Tabela 21 são apresentadas as informações enumeradas no item 4.2.1 relativas aos ensaios de cisalhamento direto realizados nos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa muito fofa. A média dos índices de vazios de moldagem dos corpos de prova (e_0) é igual a 0,717. A compactidade relativa inicial (CR_0) foi definida como a média entre as compactidades relativas dos quatro corpos de prova, igual a 14,19%.

A Figura 71 traz as curvas “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) versus deslocamento horizontal (δ_h)” enquanto a Figura 72 mostra as curvas “deslocamento vertical do *top cap* (δ_v) versus deslocamento horizontal (δ_h)” obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto realizados em corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa muito fofa.

Tabela 21 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa muito fofa.

σ_n (kPa)	e_0	CR_0 (%)	e_a	CR_a (%)	N (kgf)	Ruptura							
						τ_r (kPa)	σ_r (kPa)	δ_{v_r} (mm)	Δv_r (%)	δ_{h_r} (mm)	Δh_r (%)	$(\tau/\sigma)_r$	ϕ' (°)
50	0,709	16,8	0,670	28,2	52,8	28,2	54,0	-0,06	-0,32	7,49	7,36	0,522	27,6
150	0,693	21,5	0,609	46,4	158,4	87,4	164,1	-0,27	-1,34	8,73	8,58	0,533	28,0
300	0,741	7,2	0,662	30,8	316,8	173,1	334,7	-0,34	-1,72	10,54	10,36	0,517	27,4
500	0,727	11,3	0,577	56,0	528,0	254,5	560,3	-0,40	-1,98	10,95	10,76	0,454	24,4

Nota-se, na Tabela 21, que a tensão normal na ruptura (σ_r) supera a tensão normal nominal (σ_n), isso ocorre por conta da diminuição da área de aplicação da carga durante o ensaio, em decorrência do deslocamento da metade inferior da caixa de cisalhamento, de tal modo que é necessário corrigir a tensão normal atuante no momento da ruptura, considerando-se a área reduzida.

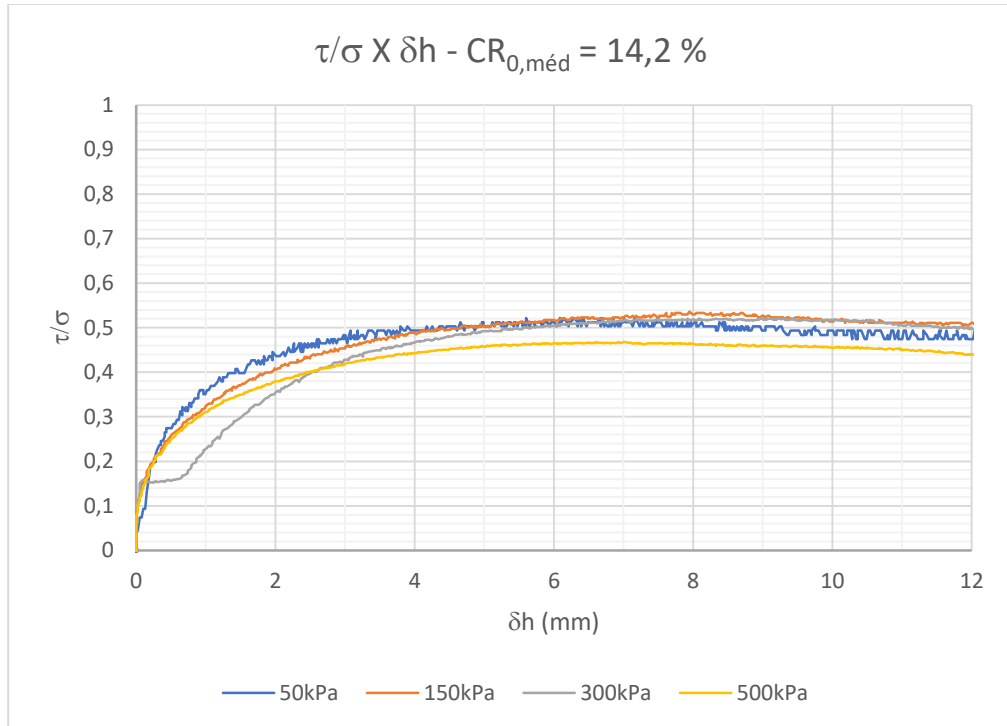


Figura 71 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa muito fofa.

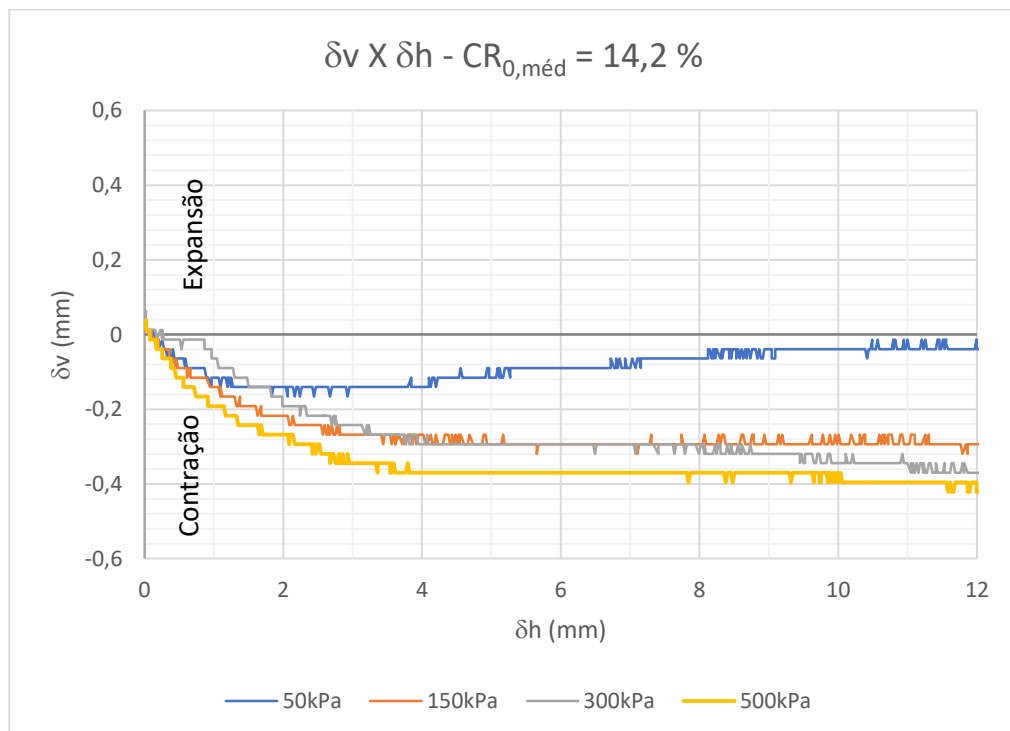


Figura 72 - Curvas $\delta v \times \delta h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa muito fofa.

A Figura 73 mostra os pontos referentes a “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal na ruptura”, enquanto a Figura 74 apresenta os pontos “ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal na ruptura”. Por fim, os pontos referentes ao “deslocamento vertical do top cap (δ_v) na ruptura versus tensão normal na ruptura” estão apresentados na Figura 75.

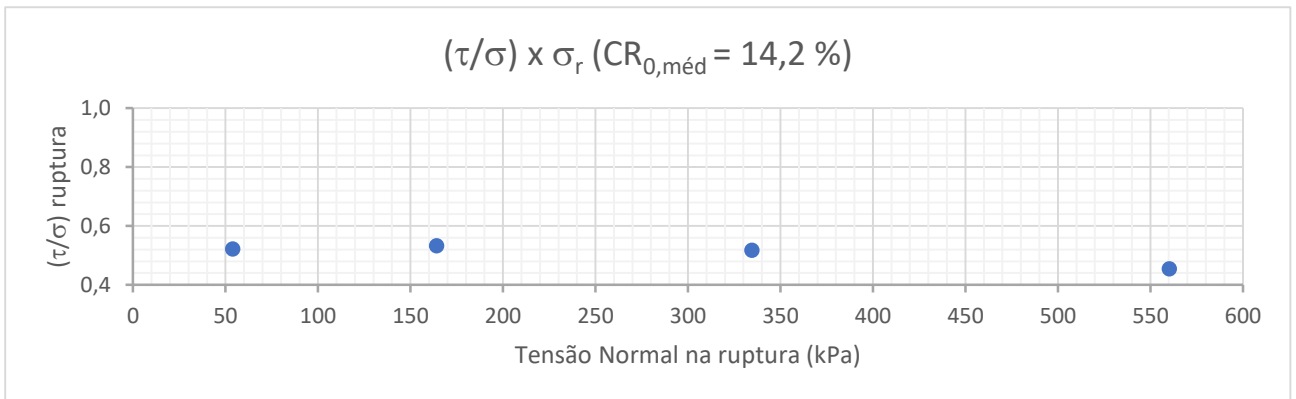


Figura 73 - Tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal na ruptura - ($CR_{0,méd} = 14,2 \%$).

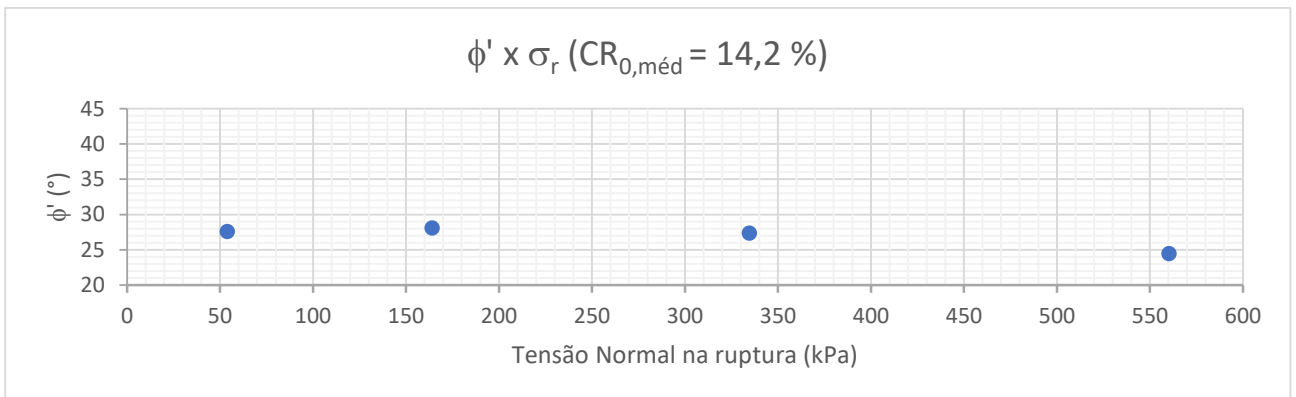


Figura 74 - Ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal na ruptura - ($CR_{0,méd} = 14,2 \%$).

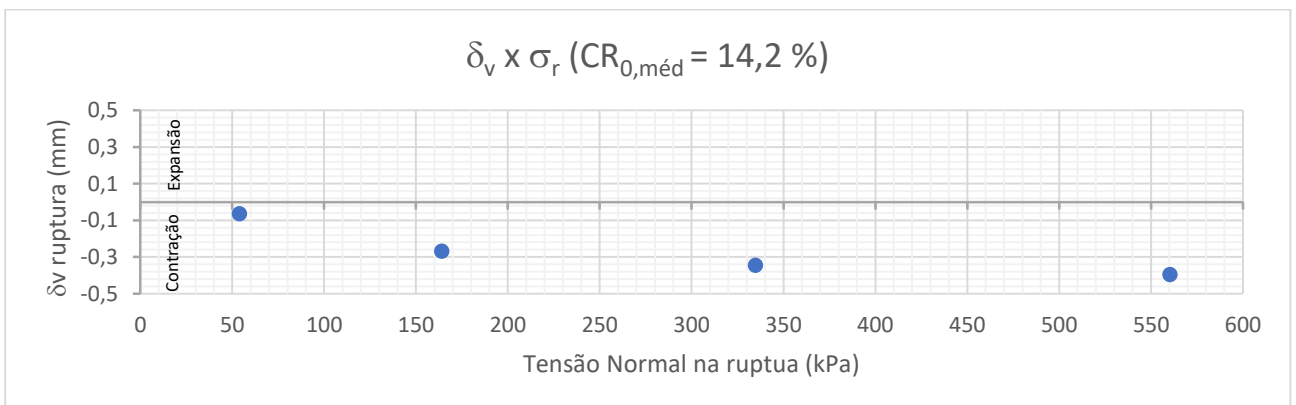


Figura 75 - Deslocamento vertical do top cap (δ_v) na ruptura versus tensão normal na ruptura - ($CR_{0,méd} = 14,2 \%$).

Na Tabela 21, observa-se que a tensão cisalhante máxima (τ_r) é tão maior quanto maior for a tensão normal nominal aplicada (σ_r). No entanto percebe-se uma proporcionalidade entre as duas grandezas. Para o domínio de compacidade relativa muito fofa as curvas “ $(\tau/\sigma) \times \delta_h$ ” (Figura 71) não apresentam pico de resistência, de modo que a tensão cisalhante aumenta de forma gradual e se estabiliza num patamar aproximadamente constante.

A razão τ/σ na ruptura apresentou pouca variação, exceto para o ensaio referente a tensão normal nominal de 500 kPa (Tabela 21, Figura 71 e Figura 73) onde o valor foi ligeiramente inferior. Conseqüentemente, o ângulo de atrito interno se manteve aproximadamente constante para as tensões de 50 kPa, 150 kPa e 300 kPa, entre 27,4° e 28,0°, para a tensão de 500 kPa atingiu-se ângulo de atrito interno efetivo de 24,4° (Tabela 21 e Figura 74).

O deslocamento horizontal na ruptura (Tabela 21) variou entre 7,5 mm e 10,9 mm (entre 7,4 % e 10,8 % em relação ao tamanho do corpo de prova), também aumentando à medida em que se aumenta a tensão normal nominal aplicada.

Em todos os corpos de prova cisalhados no domínio de compacidade relativa muito fofa houve comportamento contrátil, denotado pela movimentação descendente do *top cap*. Essa movimentação é tão maior quanto maior for a tensão normal nominal aplicada (Tabela 21 e Figura 75). Para o ensaio realizado na tensão normal nominal de 50 kPa foi registrado um intenso abatimento do *top cap*, que se estabilizou entre 2 mm e 4 mm de deslocamento horizontal, retrocedendo a partir daí e se estabilizando novamente a partir de 8 mm de deslocamento horizontal (Figura 72). Este registro pode ser lido como uma indicação do comportamento dilatante de areias com altos índices de vazios quando cisalhadas sob tensões normais tidas como baixas, como descrito no item 2.1.4.4.

Os dados obtidos permitem traçar uma envoltória de ruptura (Figura 76) onde, a partir de um ajuste linear, pode-se obter um ângulo de atrito efetivo (ϕ') representativo do domínio de compacidade relativa muito fofa, conforme Equação 58.

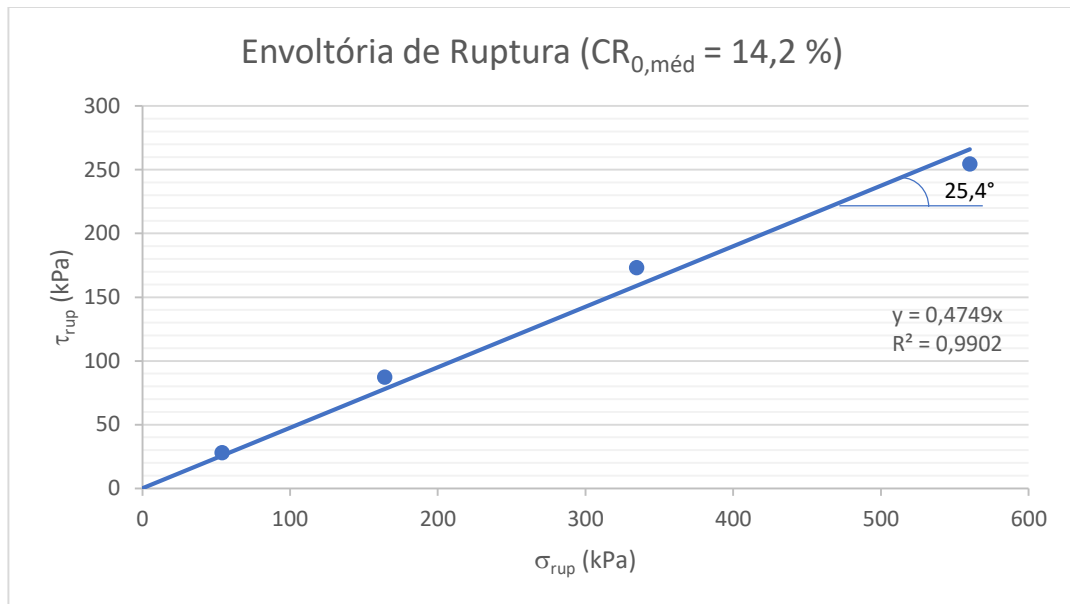


Figura 76 - Envoltória de Ruptura para o domínio de compactidade relativa muito fofa.

(58)

$$\phi'_{CR_0=14,2\%} = \tan^{-1}(0,4749) = 25,4^\circ$$

3.2.3. Domínio de compactidade relativa fofa

Assim como no item anterior, na Tabela 22 são apresentadas as informações enumeradas no item 4.2.1 relativas aos ensaios de cisalhamento direto realizados nos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa fofa. A média dos índices de vazios de moldagem dos corpos de prova (e_0) é igual a 0,674. A compactidade relativa inicial (CR_0) foi definida como a média entre as compactidades relativas dos quatro corpos de prova, igual a 27,2%.

A Figura 77 traz as curvas “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) versus deslocamento horizontal (δ_h)” enquanto a Figura 78 mostra as curvas “deslocamento vertical do top cap (δ_v) versus deslocamento horizontal (δ_h)” obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto realizados em corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa fofa.

Tabela 22 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa fofa.

σ_n (kPa)	e_0	CR_0 (%)	e_a	CR_a (%)	N (kgf)	Ruptura							
						τ_r (kPa)	σ_r (kPa)	δv_r (mm)	Δv_r (%)	δh_r (mm)	Δh_r (%)	$(\tau/\sigma)_r$	$\phi' (^{\circ})$
50	0,674	27,3	0,615	44,9	52,8	32,4	54,2	-0,19	-0,96	7,94	7,81	0,598	30,9
150	0,669	28,5	0,602	48,7	158,4	89,7	167,3	-0,19	-0,96	10,52	10,33	0,536	28,2
300	0,684	24,2	0,570	58,1	316,8	174,0	337,4	-0,24	-1,21	11,28	11,09	0,516	27,3
500	0,668	28,8	0,530	70,1	528,0	273,9	551,9	-0,34	-1,72	9,57	9,41	0,496	26,4

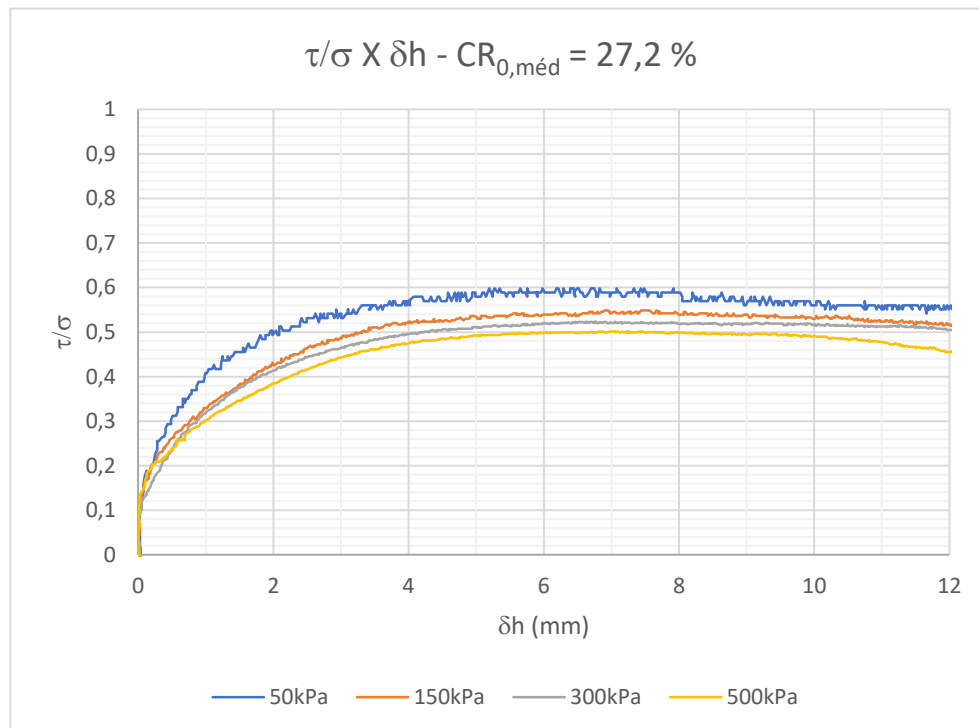


Figura 77 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa fofa.

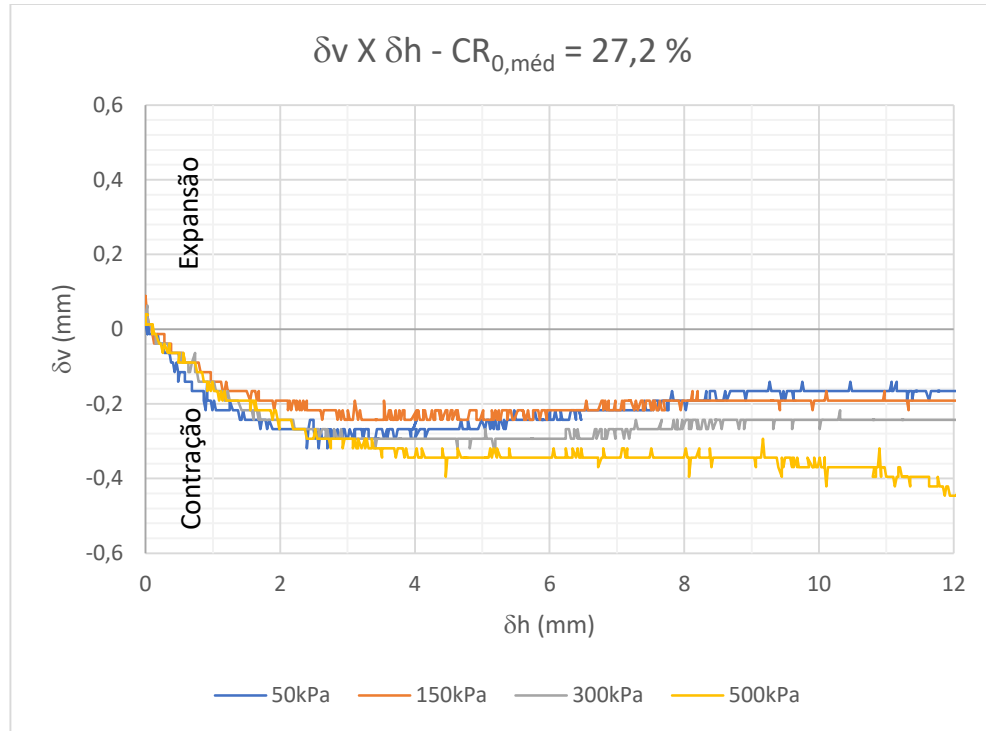


Figura 78 - Curvas $\delta v \times \delta h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactação relativa fofa.

A Figura 79 mostra os pontos referentes a “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal na ruptura”, enquanto a Figura 80 apresenta dos pontos “ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal na ruptura”. Por fim, os pontos referentes ao “deslocamento vertical do top cap (δv) na ruptura versus tensão normal na ruptura” estão apresentados na Figura 81.

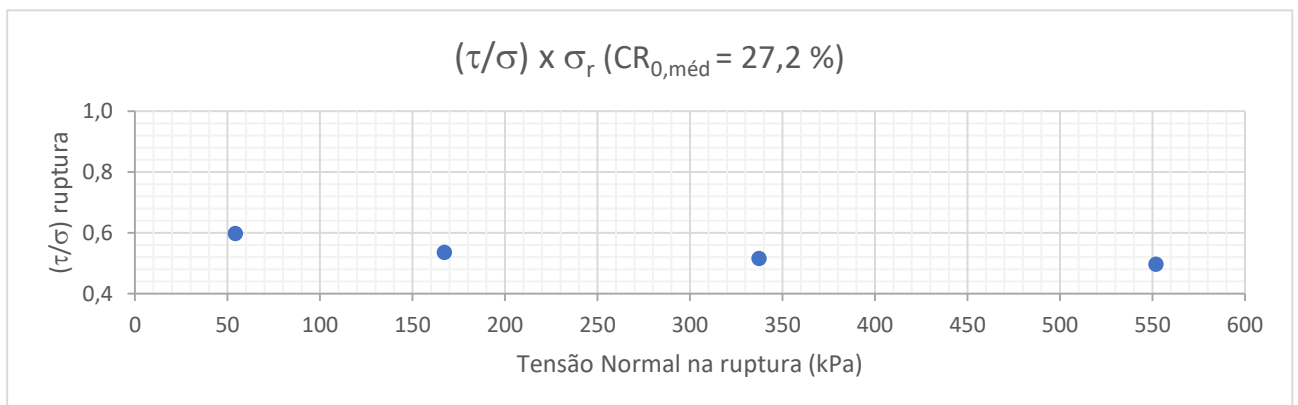


Figura 79 – Tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal na ruptura – ($CR_{0,méd} = 27,2 \%$).

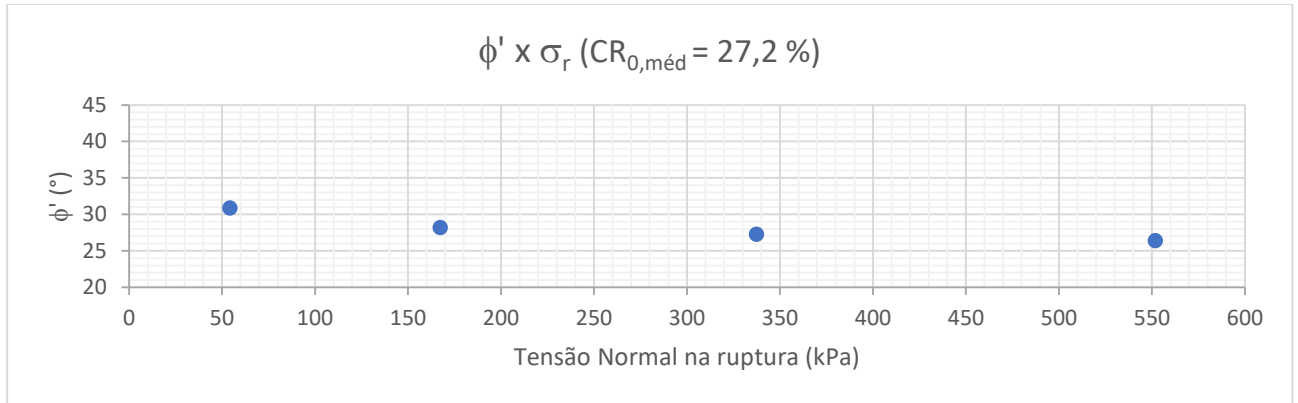


Figura 80 – Ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal na ruptura – ($CR_{0,méd} = 27,2 \%$).

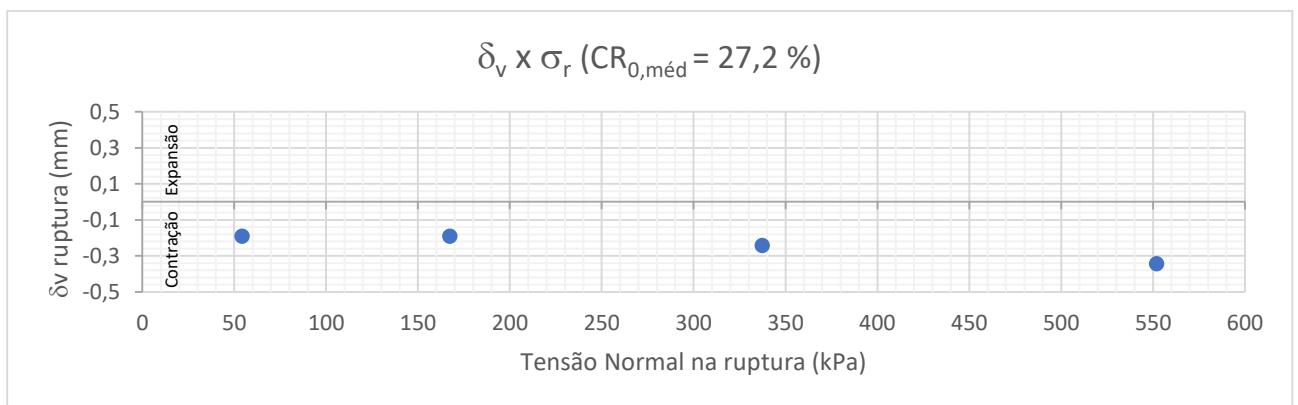


Figura 81 – Deslocamento vertical do top cap (δv) na ruptura versus tensão normal na ruptura – ($CR_{0,méd} = 27,2 \%$).

Na Tabela 22, observa-se que a tensão cisalhante máxima (τ_r) é tão maior quanto maior for a tensão normal nominal aplicada (σ_r). Percebe-se uma menor proporcionalidade entre as duas grandezas quando em comparação com os ensaios realizados no domínio de compacidade relativa muito fofa. Para o domínio de compacidade relativa fofa, as curvas “ $(\tau/\sigma) \times \delta_h$ ” (Figura 77) também não apresentam pico de resistência pronunciado. Percebe-se apenas uma leve redução na razão entre as tensões cisalhante e normal após a ruptura, antes da estabilização em um patamar aproximadamente constante.

A razão τ/σ na ruptura apresentou uma variação mais pronunciada do que àquela registrada no domínio de compacidade relativa muito fofa, notadamente para a tensão normal nominal de 50 kPa (Tabela 22, Figura 77 e Figura 79) onde o valor foi ligeiramente superior. Conseqüentemente o ângulo de atrito interno apresenta uma maior variação, entre $26,4^\circ$ e $30,9^\circ$ (Tabela 22 e Figura 80).

O deslocamento horizontal na ruptura (Tabela 22) variou entre 8,0 mm e 11,3 mm (entre 7,8 % e 11,1 % em relação ao tamanho do corpo de prova), aumentando à medida

em que se cresce a tensão normal nominal aplicada (exceto para a tensão de 500 kPa, que registrou deslocamento de 9,6 mm, equivalente a 9,4 % do comprimento do corpo de prova).

Em todos os corpos de prova cisalhados no domínio de compacidade relativa fofa, houve comportamento contrátil, denotado pela movimentação descendente do *top cap*. Essa movimentação apresenta uma tendência de ser tão maior quanto maior for a tensão normal nominal aplicada (Tabela 22 e Figura 78). Para os ensaios realizados nas tensões normais nominais de 50 kPa, 150 kPa e 300 kPa houve uma retomada de elevação do top cap, que se estabilizou a partir de 8 mm de deslocamento horizontal. Para o ensaio realizado na tensão normal nominal de 500 kPa foi registrado um maior abatimento do top cap, que se estabilizou entre 4 mm e 9 mm de deslocamento horizontal, voltando a apresentar abatimento do top cap a partir daí (Figura 78).

Os dados obtidos permitem traçar uma envoltória de ruptura (Figura 82) onde, a partir de um ajuste linear, pode-se obter um ângulo de atrito efetivo (ϕ') representativo do domínio de compacidade relativa fofa, conforme Equação 59.

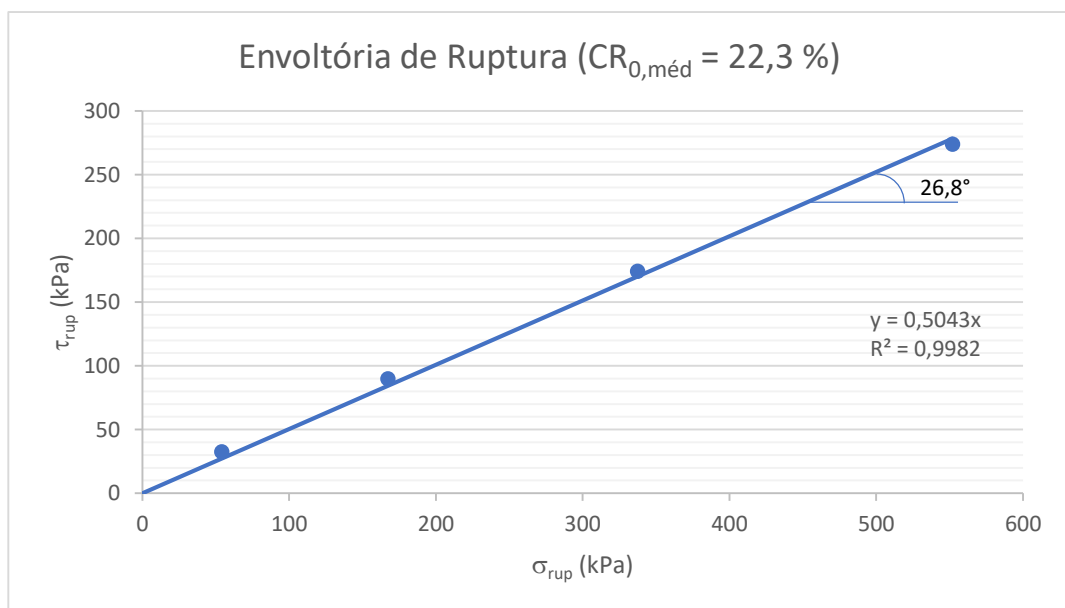


Figura 82 – Envoltória de Ruptura para o domínio de compacidade relativa fofa.

$$\phi'_{CR_0=22,3\%} = \tan^{-1}(0,5043) = 26,8^\circ \quad (59)$$

3.2.4. Domínio de compactidade relativa medianamente compacta.

A Tabela 23 apresenta as informações relativas aos ensaios de cisalhamento direto realizados nos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa medianamente compacta. A média dos índices de vazios de moldagem dos corpos de prova (e_0) é igual a 0,568. A compactidade relativa inicial (CR_0) foi definida como a média entre as compactidades relativas dos quatro corpos de prova, igual a 58,7%.

A Figura 83 traz as curvas “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) versus deslocamento horizontal (δ_h)” enquanto a Figura 84 mostra as curvas “deslocamento vertical do top cap (δ_v) versus deslocamento horizontal (δ_h)” obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto realizados em corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa medianamente compacta.

Tabela 23 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa medianamente compacta.

σ_n (kPa)	e_0	CR_0 (%)	e_a	CR_a (%)	N (kgf)	Ruptura							
						τ_r (kPa)	σ_r (kPa)	δ_{v_r} (mm)	Δv_r (%)	δh_r (mm)	Δh_r (%)	$(\tau/\sigma)_r$	$\phi' (^\circ)$
50	0,553	63,2	0,526	71,3	52,8	37,8	51,7	0,14	0,70	3,39	3,33	0,732	36,2
150	0,578	55,9	0,522	72,5	158,4	92,0	156,8	0,19	0,95	4,43	4,43	0,587	30,4
300	0,570	58,1	0,485	83,7	316,8	176,3	314,7	0,11	0,57	4,76	4,68	0,560	29,3
500	0,572	57,7	0,450	94,1	528,0	278,1	527,0	0,09	0,44	5,22	5,13	0,528	27,8

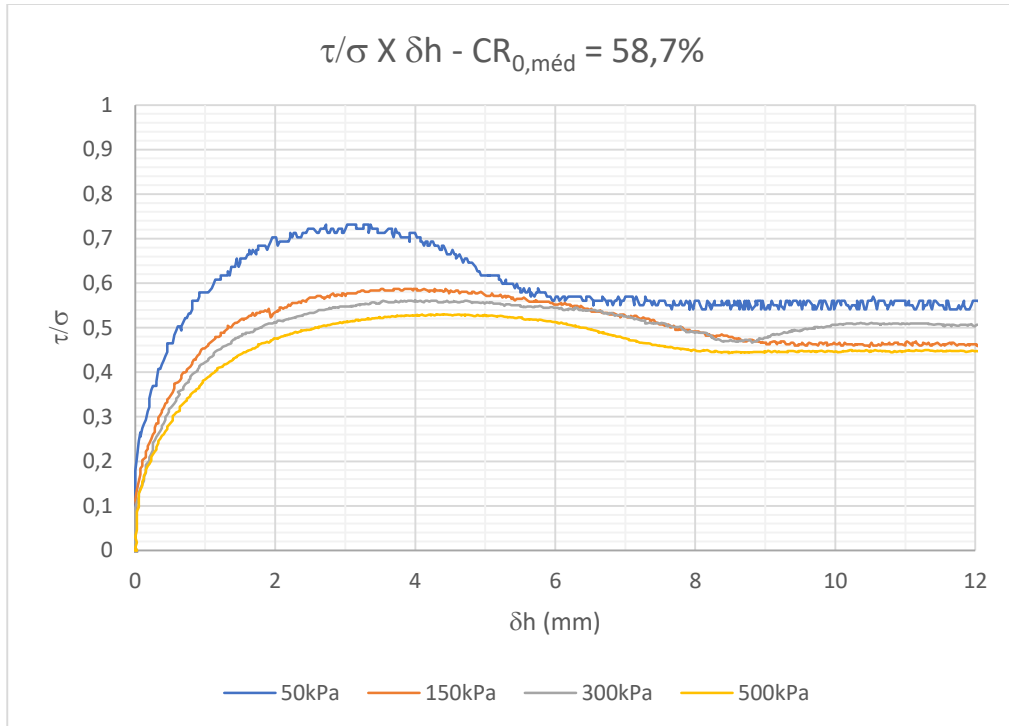


Figura 83 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa medianamente compacta.

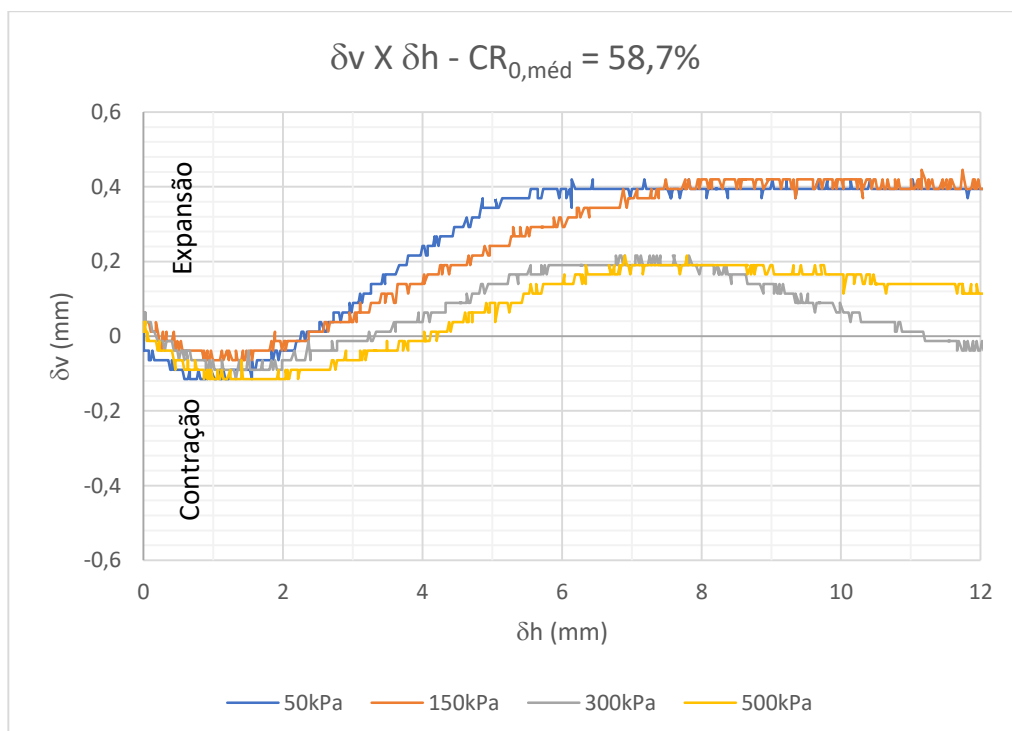


Figura 84 - Curvas $\delta v \times \delta h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa medianamente compacta.

A Figura 85 mostra os pontos referentes a “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal na ruptura”, enquanto Figura 86 apresenta os

pontos “ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal na ruptura”. Por fim, os pontos referentes ao “deslocamento vertical do top cap (δ_v) na ruptura versus tensão normal na ruptura” estão apresentados na Figura 87.

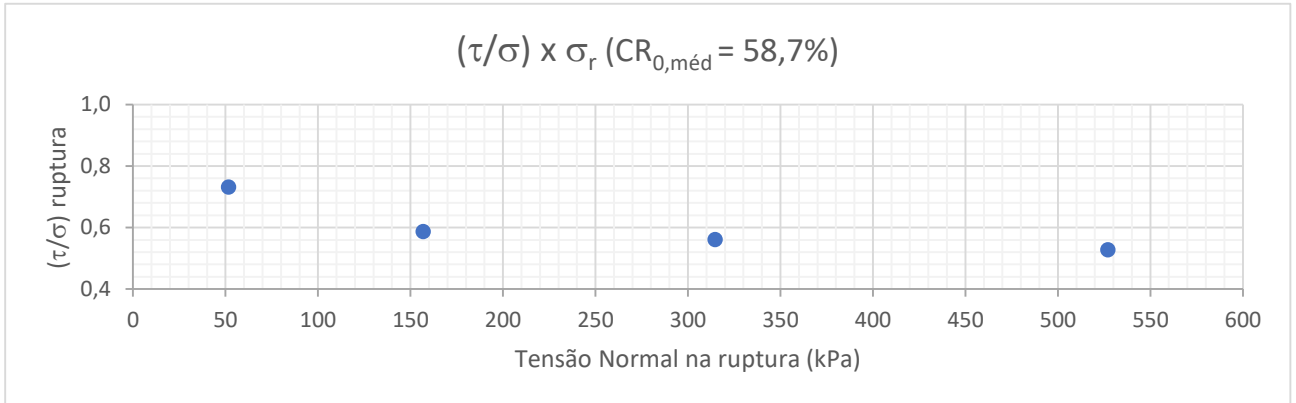


Figura 85 - Tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal na ruptura ($CR_{0,méd} = 58,7 \%$).

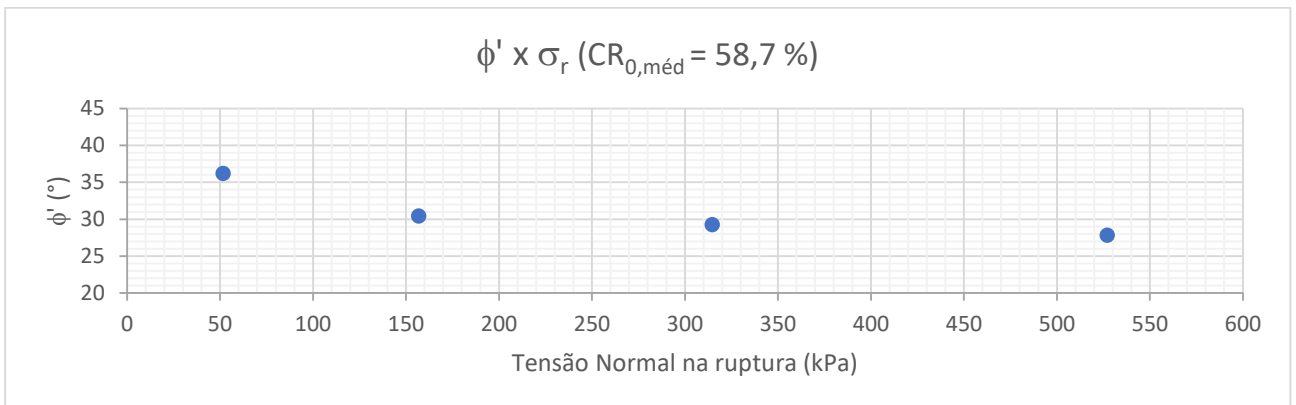


Figura 86 - Ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal na ruptura ($CR_{0,méd} = 58,7 \%$).

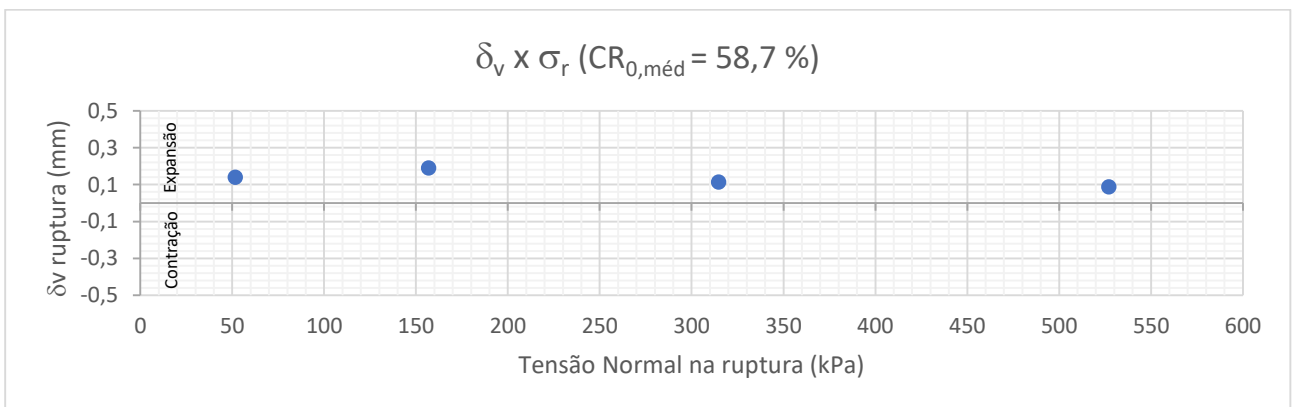


Figura 87 – Deslocamento vertical do top cap (δ_v) na ruptura versus tensão normal na ruptura ($CR_{0,méd} = 58,7\%$).

Na Tabela 23, observa-se que a tensão cisalhante máxima (τ_r), como esperado, é tão maior quanto maior for a tensão normal nominal aplicada (σ_r). Novamente, percebe-se uma menor proporcionalidade entre as duas grandezas quando em comparação com os ensaios realizados no domínio de compactidade relativa muito fofa, e até em relação ao domínio de compactidade relativa fofa, com destaque para o ensaio realizado com tensão normal nominal de 50 kPa, onde a razão τ/σ na ruptura atinge 0,732. Para o domínio de compactidade relativa medianamente compacta, as curvas “ $(\tau/\sigma) \times \delta_h$ ” (Figura 83) apresentam pico de resistência ligeiramente pronunciado, com destaque para o ensaio realizado com tensão normal nominal de 50 kPa. O patamar de resistência residual pós ruptura é bem definido nos quatro ensaios realizados no domínio compactidade relativa medianamente compacta.

A razão τ/σ na ruptura apresentou uma variação mais pronunciada do que aquela registrada nos domínios analisados anteriormente, notadamente para a tensão normal nominal de 50 kPa (Tabela 23, Figura 83 e Figura 85) onde o valor foi consideravelmente superior. Consequentemente o ângulo de atrito interno apresenta uma maior variação, entre 27,8° e 36,2° (Tabela 23 e Figura 86).

O deslocamento horizontal na ruptura (Tabela 23) variou entre 3,4 mm e 5,2 mm (entre 3,3 % e 5,1 % em relação ao tamanho do corpo de prova), aumentando à medida que se cresce a tensão normal nominal aplicada.

Em todos os corpos de prova cisalhados no domínio compactidade relativa medianamente compacta houve comportamento dilatante, denotado pela movimentação ascendente do *top cap*. Essa movimentação apresenta uma tendência de ser tão menor quanto maior for a tensão normal nominal aplicada (Tabela 23 e Figura 87). Para os ensaios realizados nas tensões normais nominais de 50 kPa e 150 kPa houve uma estabilização da elevação do *top cap* a partir de 8 mm de deslocamento. Para os ensaios realizados nas tensões normais nominais de 300kPa e 500 kPa foi registrado um abatimento do *top cap* já na fase de resistência residual, a partir de 8 mm de deslocamento horizontal (Figura 84).

Os dados obtidos permitem traçar uma envoltória de ruptura (Figura 88) onde, a partir de um ajuste linear, pode-se obter um ângulo de atrito efetivo (ϕ') representativo do domínio de compactidade relativa medianamente compacta, conforme Equação 60.

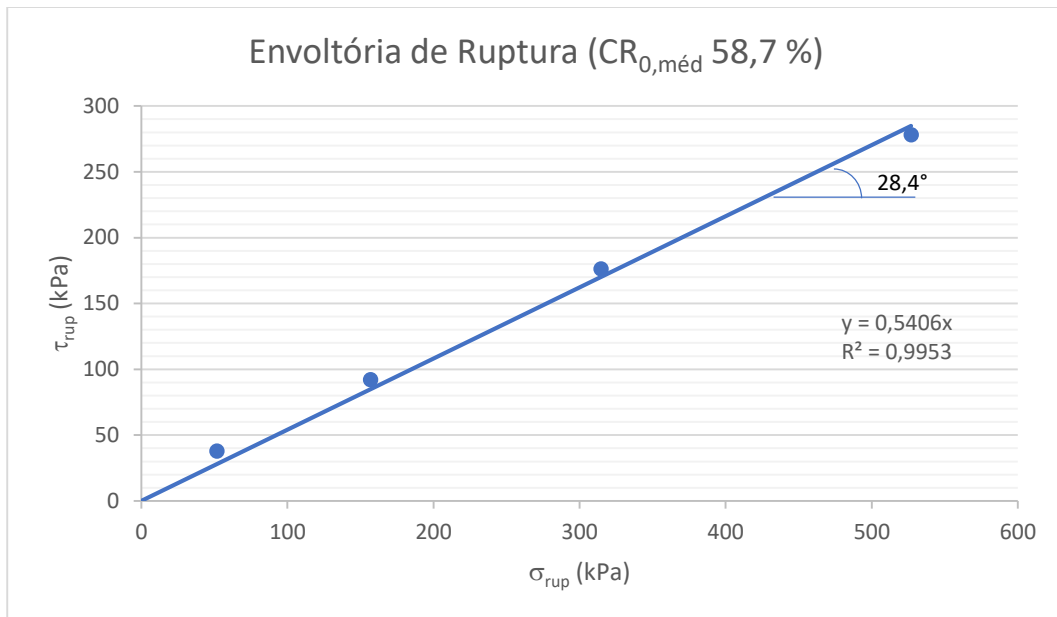


Figura 88 – Envoltória de Ruptura para o domínio compactidade relativa Medianamente Compacta.

$$\phi'_{CR_0=58,7\%} = \tan^{-1}(0,5406) = 28,4^\circ \quad (60)$$

3.2.5. Domínio de compactidade relativa compacta

A Tabela 24 apresenta as informações relativas aos ensaios de cisalhamento direto realizados nos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa compacta. A média dos índices de vazios de moldagem dos corpos de prova (e_0) é igual a 0,519. A compactidade relativa inicial (CR_0) foi definida como a média entre as compactidades relativas dos quatro corpos de prova, igual a 73,4 %.

A Figura 89 traz as curvas “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) versus deslocamento horizontal (δ_h)” enquanto a Figura 90 mostra as curvas “deslocamento vertical do top cap (δ_v) versus deslocamento horizontal (δ_h)” obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto realizados em corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa compacta.

Tabela 24 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa compacta.

σ_n (kPa)	e_0	CR_0 (%)	e_a	CR_a (%)	N (kgf)	Ruptura							
						τ_r (kPa)	σ_r (kPa)	δ_{v_r} (mm)	Δv_r (%)	δ_{h_r} (mm)	Δh_r (%)	$(\tau/\sigma)_r$	ϕ' (°)
50	0,520	73,1	0,472	87,4	52,8	42,3	51,7	0,17	0,83	3,34	3,28	0,817	39,3
150	0,507	77,1	0,444	95,9	158,4	107,5	156,2	0,17	0,83	4,02	3,95	0,689	34,5
300	0,517	74,1	0,440	97,0	316,8	202,5	313,5	0,19	0,95	4,38	4,30	0,646	32,9
500	0,533	69,1	0,430	100,00	528,0	319,6	521,8	0,11	0,57	4,25	4,18	0,612	31,5

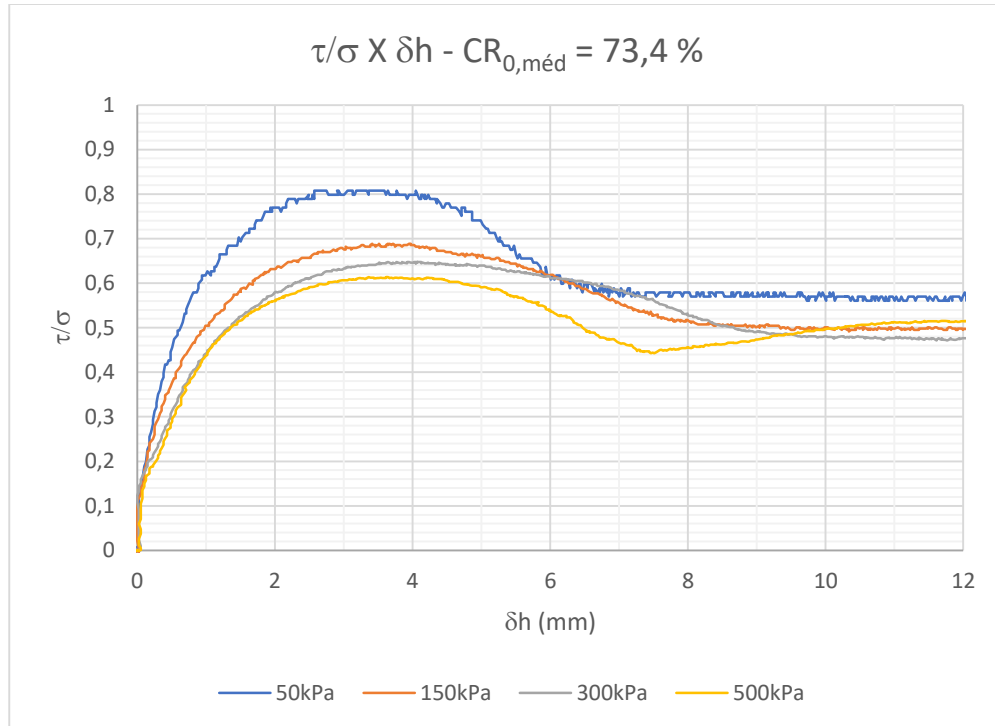


Figura 89 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa compacta.

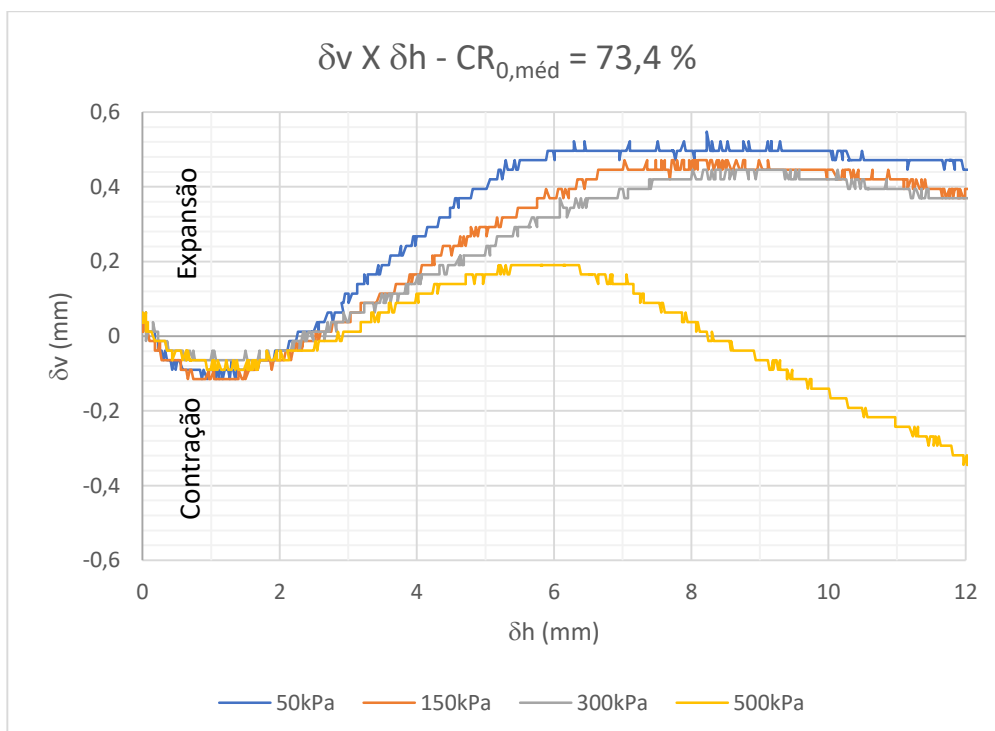


Figura 90 - Curvas $\delta v \times \delta h$ dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova moldados no domínio de compactidade relativa compacta.

A Figura 91 mostra os pontos referentes a “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal na ruptura”, enquanto Figura 92 apresenta os

pontos “ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal na ruptura”. Por fim, os pontos referentes ao “deslocamento vertical do top cap (δ_v) na ruptura versus tensão normal na ruptura” estão apresentados na Figura 93.

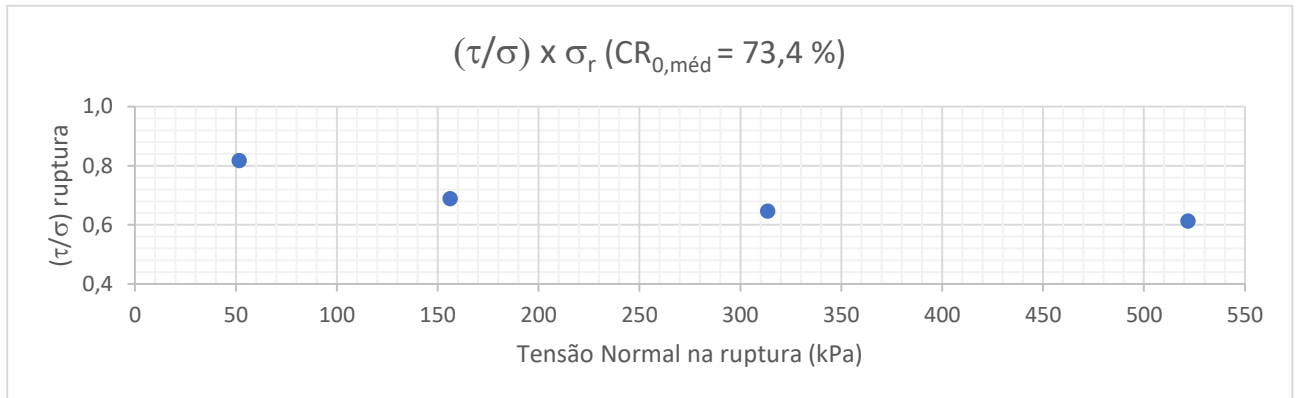


Figura 91 - Tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal na ruptura - ($CR_{0,méd} = 73,4 \%$).

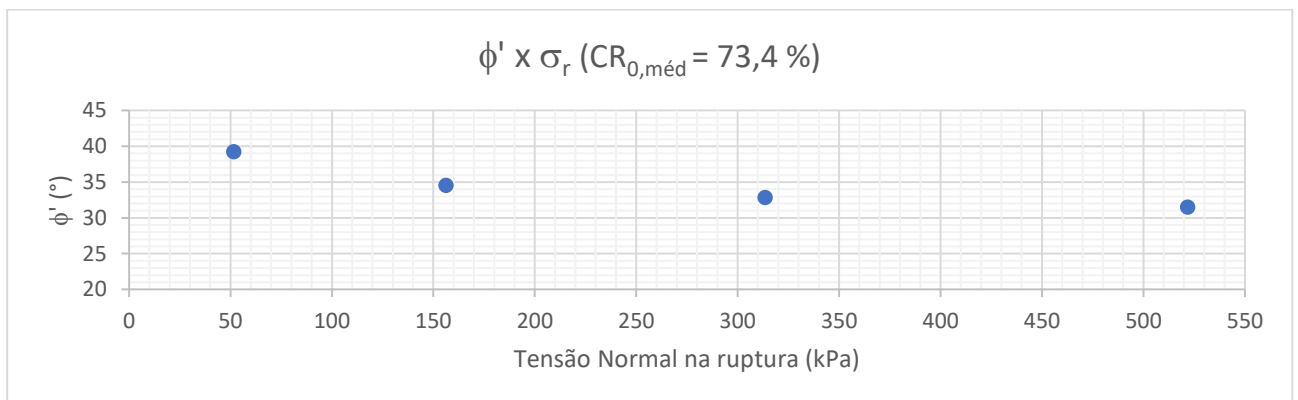


Figura 92 - Ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal na ruptura - ($CR_{0,méd} = 73,4 \%$).

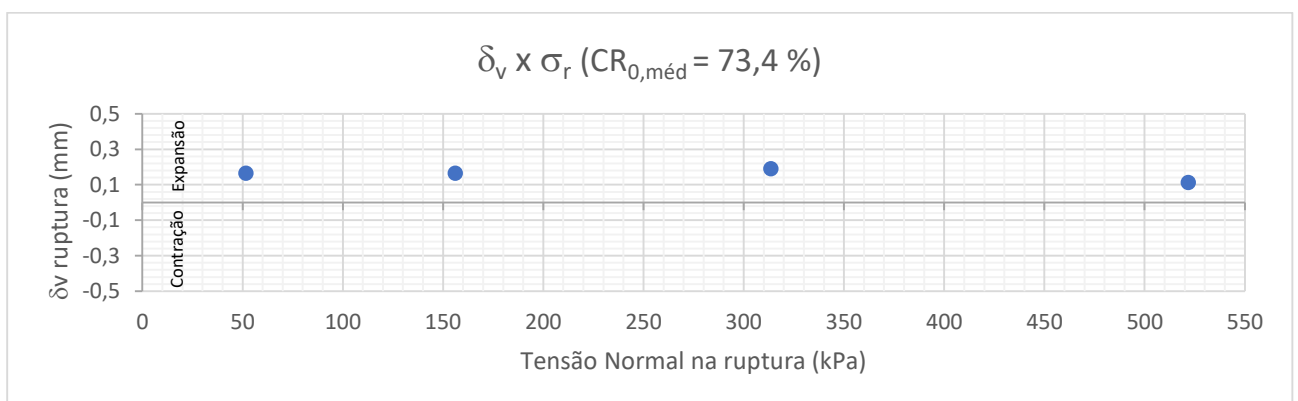


Figura 93 - Deslocamento vertical do top cap (δ_v) na ruptura versus tensão normal na ruptura - ($CR_{0,méd} = 73,4 \%$).

Na Tabela 24, observa-se que a tensão cisalhante máxima (τ_r), novamente como esperado, é tão maior quanto maior for a tensão normal nominal aplicada (σ_r). Mais uma vez, percebe-se uma menor proporcionalidade entre as duas grandezas quando em comparação com os ensaios realizados nos domínios anteriores, com destaque para o ensaio realizado com tensão normal nominal de 50 kPa, onde a razão na τ/σ na ruptura atinge 0,82. Para o domínio de compacidade relativa compacta, as curvas “ $(\tau/\sigma) \times \delta_h$ ” (Figura 89) apresentam pico de resistência bastante pronunciado, com destaque para o ensaio realizado com tensão normal nominal de 50 kPa. O patamar de resistência residual pós ruptura é bem definido nos quatro ensaios realizados no domínio de compacidade relativa compacta.

A razão τ/σ na ruptura apresentou uma variação mais pronunciada do que aquela registrada nos domínios analisados anteriormente, notadamente para a tensão normal nominal de 50 kPa (Tabela 24, Figura 89 e Figura 91) onde o valor foi consideravelmente superior. Conseqüentemente, o ângulo de atrito interno apresenta uma maior variação entre os valores obtidos nos ensaios com tensão normal nominal de 50 kPa e 500 kPa, entre $39,3^\circ$ e $31,5^\circ$, respectivamente (Tabela 24 e Figura 92).

O deslocamento horizontal na ruptura (Tabela 24) variou entre 3,3 mm e 4,4 mm (entre 3,3 % e 4,3 % em relação ao tamanho do corpo de prova), com uma tendência de aumento à medida que cresce a tensão normal nominal aplicada (com uma pequena divergência para o ensaio com tensão normal nominal de 500 kPa, que apresentou deslocamento na ruptura ligeiramente inferior àquele obtido no ensaio à 300 kPa).

Em todos os corpos de prova cisalhados no domínio de compacidade relativa compacta houve comportamento dilatante, denotado pela movimentação ascendente do *top cap*. Essa movimentação não apresentou uma tendência clara de variação em relação a tensão normal nominal aplicada, apresentado valores muito próximos, exceto para o ensaio realizado à 500 kPa de tensão normal nominal, que apresentou elevação do top cap ligeiramente inferior (Tabela 24 e Figura 90). Para os ensaios realizados nas tensões normais nominais de 50 kPa, 150 kPa e 300 kPa houve uma estabilização da elevação do top cap entre 6 mm e 7 mm de deslocamento, assumindo comportamento descendente a partir de 9 mm de deslocamento. Para o ensaio realizado na tensão normal nominal de 500 kPa foi registrado um abatimento do top cap logo após sua elevação máxima, por volta de 6 mm de deslocamento horizontal (Figura 90).

Os dados obtidos permitem traçar uma envoltória de ruptura (Figura 94) onde, a partir de um ajuste linear, pode-se obter um ângulo de atrito efetivo (ϕ') representativo do domínio de compactidade relativa compacta, conforme Equação 61.

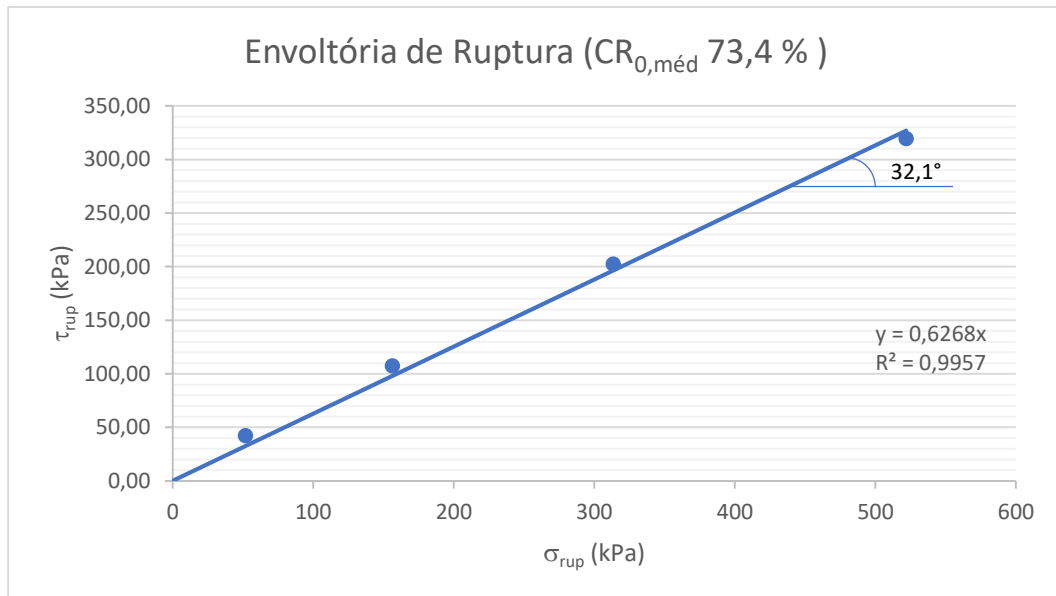


Figura 94 - Envoltória de Ruptura para o domínio de compactidade relativa compacta.

$$\phi'_{CR_0=73,4\%} = \tan^{-1}(0,6268) = 32,1^\circ \quad (61)$$

3.3. Discussão dos resultados agrupados por tensão normal nominal

3.3.1. Introdução

Neste item são apresentados os resultados na ruptura obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto agrupando-os por tensão normal nominal aplicada. Para cada uma das quatro tensões normais nominais aplicadas é apresentada uma tabela semelhante às aquelas apresentadas entre os itens 4.2.2 e 4.2.5, conforme descrito no item 4.2.1.

São apresentados os pontos “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus índice de vazios após carregamento (e_a)”, os pontos “ângulo de atrito (ϕ') versus índice de vazios após carregamento (e_a)” e “deslocamento vertical do top cap (δv) na ruptura versus índice de vazios após carregamento (e_a)”.

3.3.2. Tensão normal nominal de 50 kPa

Na Tabela 25 são apresentadas as informações descritas no item 4.2.1 referentes aos ensaios de cisalhamento direto realizados sob a tensão normal nominal de 50 kPa.

Tabela 25 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto sob tensão normal nominal de 50 kPa.

e_0	CR ₀ (%)	Compacidade Inicial	e_a	CR _a (%)	Ruptura						
					τ_r (kPa)	δv_r (mm)	Δv_r (%)	δh_r (mm)	Δh_r (%)	$(\tau/\sigma)_r$	ϕ (°)
0,709	16,8	Fofo	0,670	28,2	28,2	-0,06	0,32	7,49	7,36	0,522	27,6
0,674	27,3	Fofo	0,615	44,9	32,4	-0,19	0,96	7,94	7,81	0,598	30,9
0,553	63,2	Médio	0,526	71,3	37,8	0,14	0,70	3,39	3,33	0,732	36,2
0,520	73,1	Compacto	0,472	87,4	42,3	0,17	0,83	3,34	3,28	0,817	39,3

A Figura 95 apresenta os pontos “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus índice de vazios (e_a) após aplicação do carregamento”, os pontos “ângulo de atrito (ϕ') versus índice de vazios (e_a) após aplicação do carregamento” são apresentados na Figura 96, enquanto os pontos “deslocamento vertical do top cap (δv) na ruptura versus índice de vazios (e_a) após aplicação do carregamento” são apresentados na Figura 97, obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto realizados sob tensão normal nominal de 50 kPa.

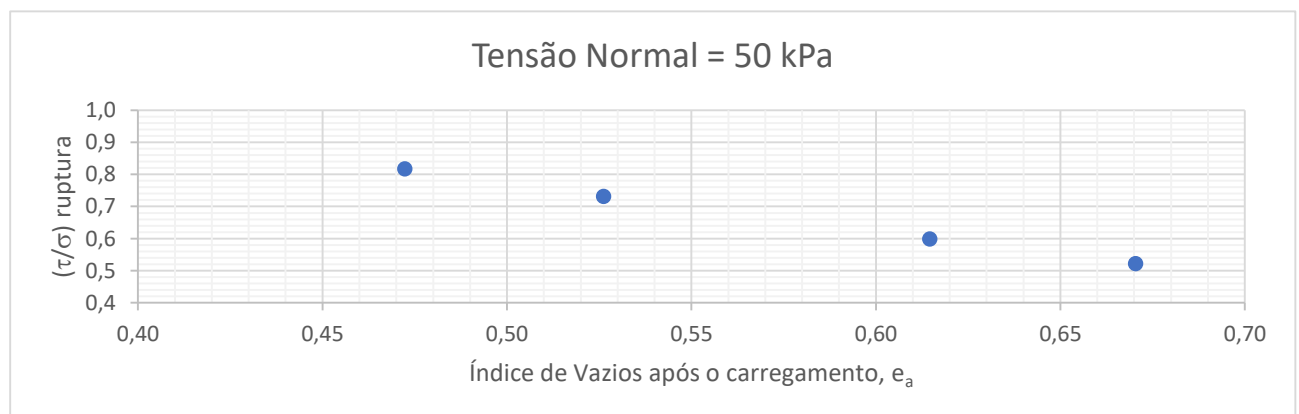


Figura 95 – Pontos $(\tau/\sigma)_r$ x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 50 kPa.

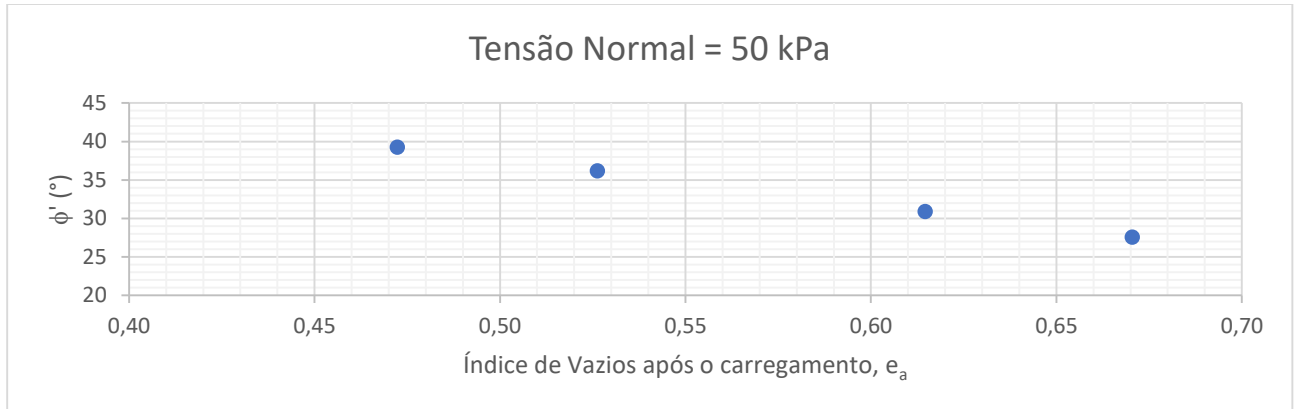


Figura 96 - Pontos ϕ' x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 50 kPa.

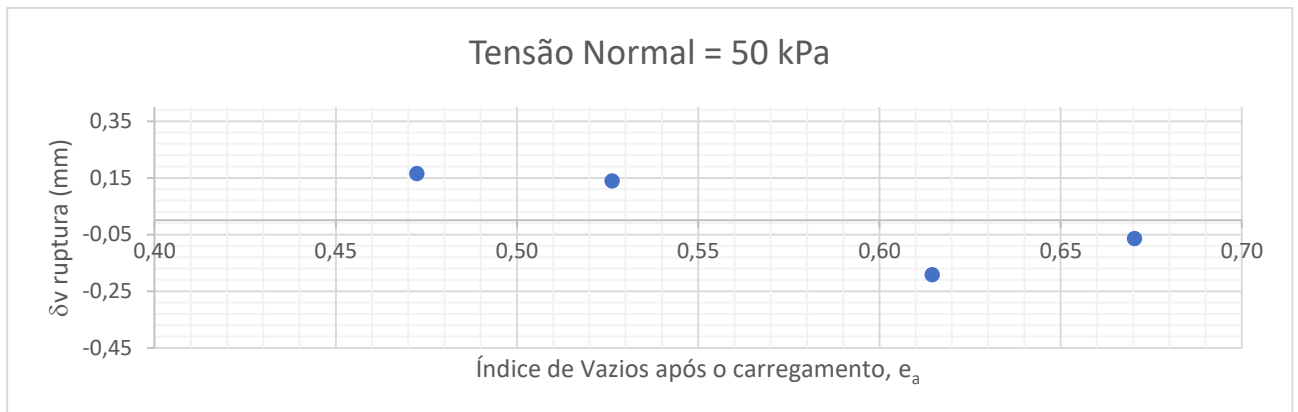


Figura 97 - Pontos δv_r x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 50 kPa.

3.3.3. Tensão normal nominal de 150 kPa

Na Tabela 26 são apresentadas as informações descritas no item 4.2.1 referentes aos ensaios de cisalhamento direto realizados sob a tensão normal nominal de 150 kPa.

Tabela 26 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto sob tensão normal nominal de 150 kPa.

e_0	CR ₀ (%)	Compacidade Inicial	e_a	CR _a (%)	Ruptura						
					τ_r (kPa)	δv_r (mm)	Δv_r (%)	δh_r (mm)	Δh_r (%)	$(\tau/\sigma)_r$	τ_r (kPa)
0,693	21,5	Fofo	0,609	46,4	87,4	-0,27	1,34	8,73	8,58	0,533	28,0
0,669	28,5	Fofo	0,602	48,7	89,7	-0,19	0,96	10,52	10,33	0,536	28,2
0,578	55,9	Médio	0,522	72,5	92,0	0,19	0,95	4,43	4,35	0,587	30,4
0,507	77,1	Compacto	0,444	95,9	107,5	0,17	0,83	4,02	3,95	0,689	34,5

A Figura 98 apresenta os pontos “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus índice de vazios (e_a) após aplicação do carregamento”, os pontos “ângulo

de atrito (ϕ') versus índice de vazios (e_a) após aplicação do carregamento” são apresentados na Figura 99, enquanto os pontos “deslocamento vertical do top cap (δv) na ruptura versus índice de vazios (e_a) após aplicação do carregamento” são apresentados na Figura 100, obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto realizados sob tensão normal nominal de 150 kPa.

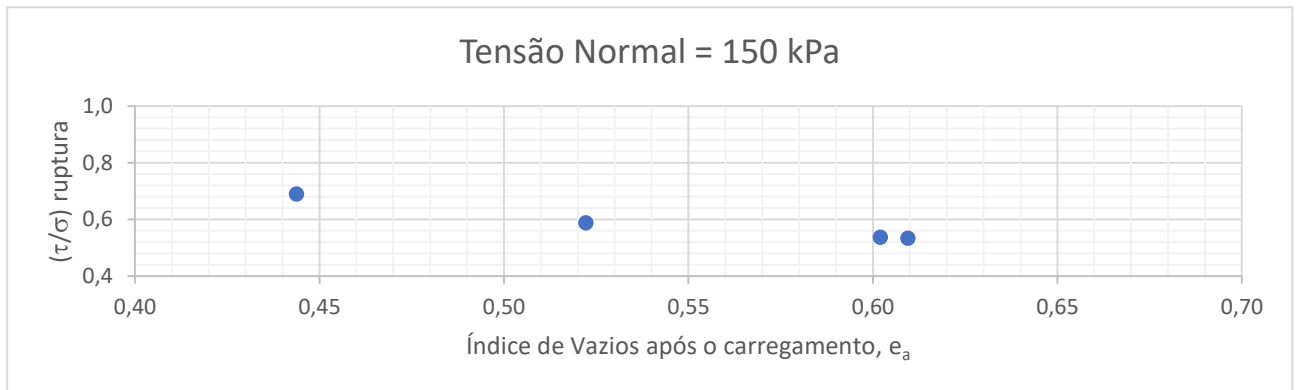


Figura 98 - Pontos $(\tau/\sigma)_r \times e_a$ obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 150 kPa.

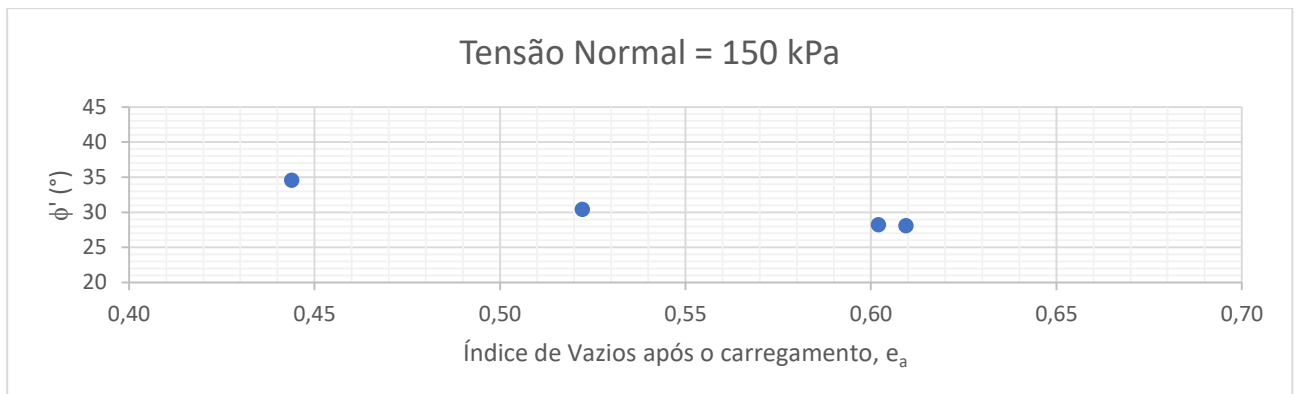


Figura 99 - Pontos $\phi' \times e_a$ obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 150 kPa.

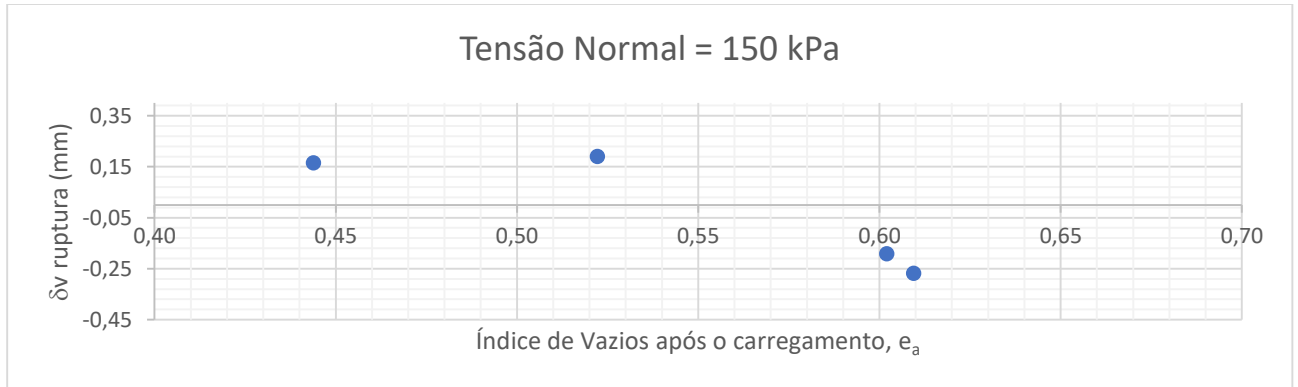


Figura 100 - Pontos δv_r x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 150 kPa.

3.3.4. Tensão normal nominal de 300 kPa

Na Tabela 27 são apresentadas as informações descritas no item 4.2.1 referentes aos ensaios de cisalhamento direto realizados sob a tensão normal nominal de 300 kPa.

Tabela 27 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto sob tensão normal nominal de 300 kPa.

e_0	CR ₀ (%)	Compacidade Inicial	e_a	CR _a (%)	Ruptura						
					τ_r (kPa)	δv_r (mm)	Δv_r (%)	δh_r (mm)	Δh_r (%)	$(\tau/\sigma)_r$	τ_r (kPa)
0,741	7,2	Muito Fofo	0,662	30,8	173,1	-0,34	1,72	10,54	10,36	0,517	27,4
0,684	24,2	Fofo	0,570	58,1	174,0	-0,24	1,21	11,28	11,09	0,516	27,3
0,570	58,1	Médio	0,485	83,7	176,3	0,11	0,57	4,76	4,68	0,560	29,3
0,517	74,1	Compacto	0,440	97,0	202,5	0,19	0,95	4,38	4,30	0,646	32,9

A Figura 101 apresenta os pontos “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus índice de vazios (e_a) após aplicação do carregamento”, os pontos “ângulo de atrito (ϕ') versus índice de vazios (e_a) após aplicação do carregamento” são apresentados na Figura 102, enquanto os pontos “deslocamento vertical do top cap (δv) na ruptura versus índice de vazios (e_a) após aplicação do carregamento” são apresentados na Figura 103, obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto realizados sob tensão normal nominal de 300 kPa.

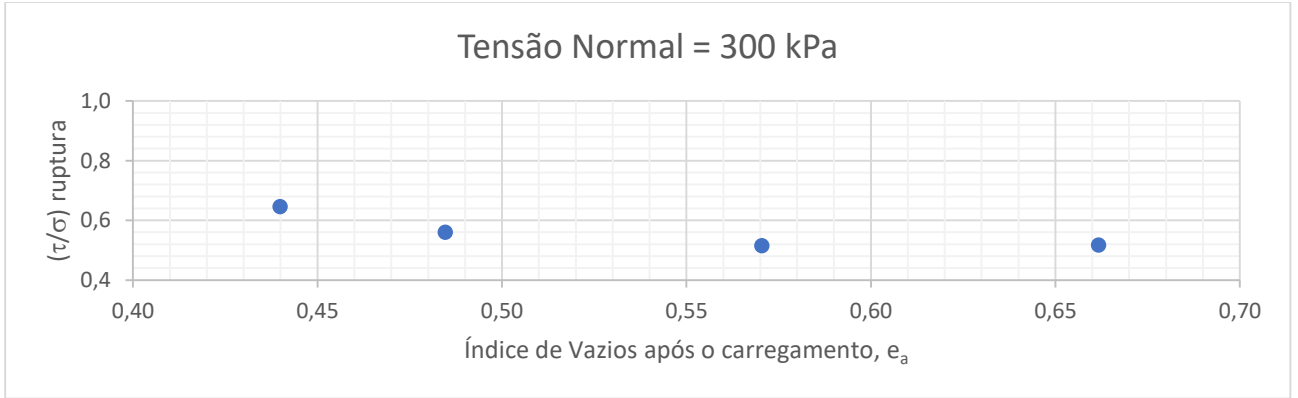


Figura 101 - Pontos $(\tau/\sigma)_r$ x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 300 kPa.

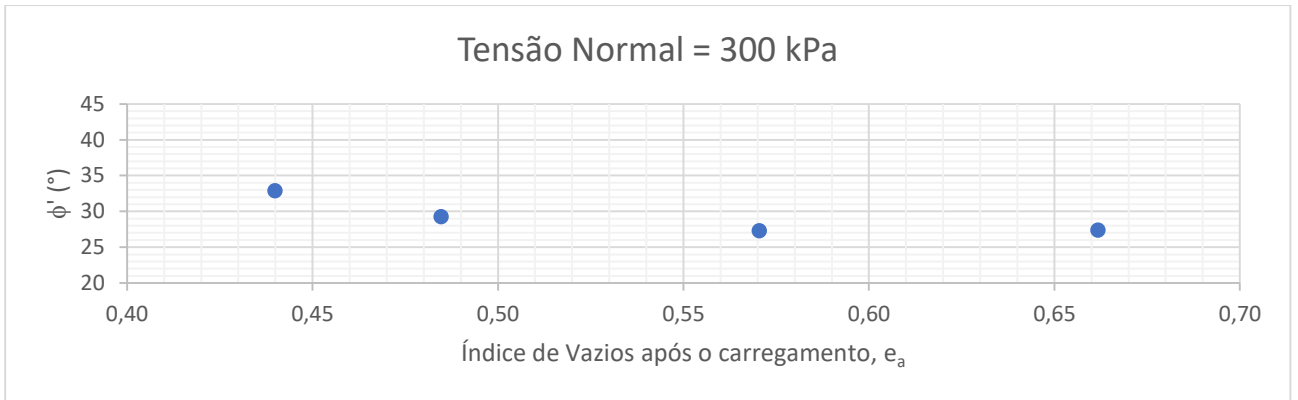


Figura 102 - Pontos ϕ' x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 300 kPa.

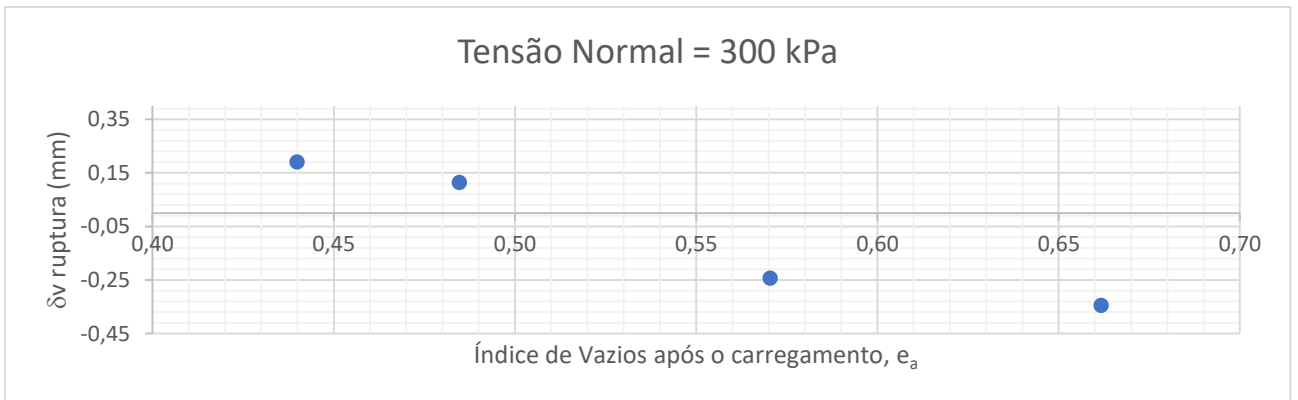


Figura 103 - Pontos δv_r x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 300 kPa.

3.3.5. Tensão normal nominal de 500 kPa

Na Tabela 28 são apresentadas as informações descritas no item 4.2.1 referentes aos ensaios de cisalhamento direto realizados sob a tensão normal nominal de 500 kPa.

Tabela 28 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto sob tensão normal nominal de 500 kPa.

e_0	CR ₀ (%)	Compacidade Inicial	e_a	CR _a (%)	Ruptura						
					τ_r (kPa)	δv_r (mm)	Δv_r (%)	δh_r (mm)	Δh_r (%)	$(\tau/\sigma)_r$	τ_r (kPa)
0,727	11,3	Muito Fofo	0,577	56,0	254,5	-0,40	1,98%	10,95	10,76	0,454	24,4
0,668	28,8	Fofo	0,530	70,1	273,9	-0,34	1,72%	9,57	9,41	0,496	26,4
0,572	57,7	Médio	0,450	94,1	278,1	0,09	0,44%	5,22	5,13	0,528	27,8
0,533	69,1	Compacto	0,430	100,0	319,6	0,11	0,57%	4,25	4,18	0,612	31,5

A Figura 104 apresenta os pontos “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus índice de vazios (e_a) após aplicação do carregamento”, os pontos “ângulo de atrito (ϕ') versus índice de vazios (e_a) após aplicação do carregamento” são apresentados na Figura 105, enquanto os pontos “deslocamento vertical do top cap (δv) na ruptura versus índice de vazios (e_a) após aplicação do carregamento” são apresentados na Figura 106, obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto realizados sob tensão normal nominal de 500 kPa.

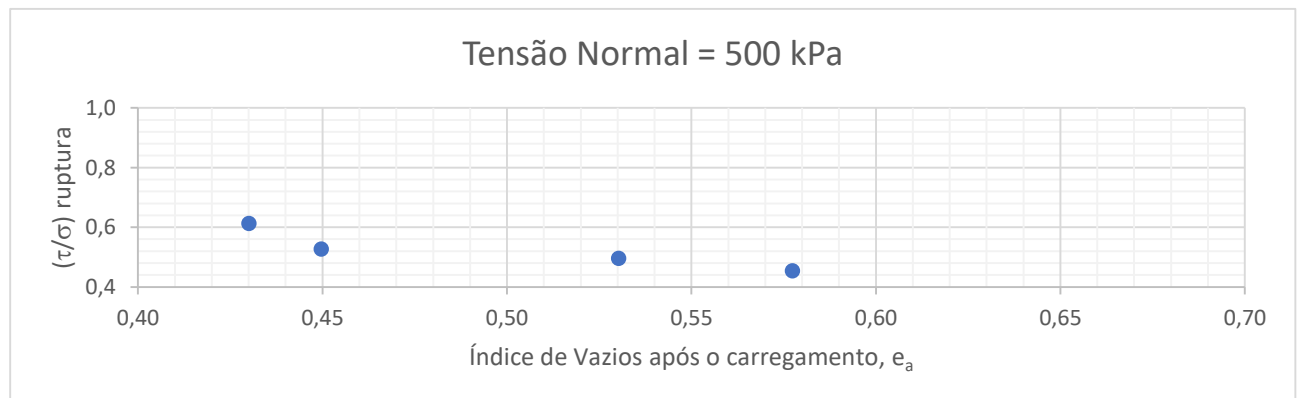


Figura 104 - Pontos $(\tau/\sigma)_r \times e_a$ obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 500 kPa.

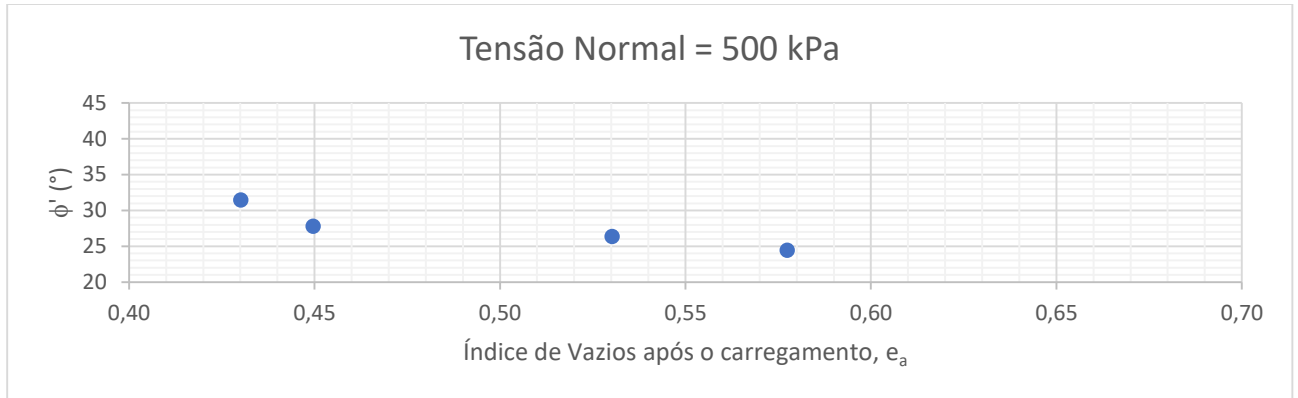


Figura 105 - Pontos ϕ' x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 500 kPa.

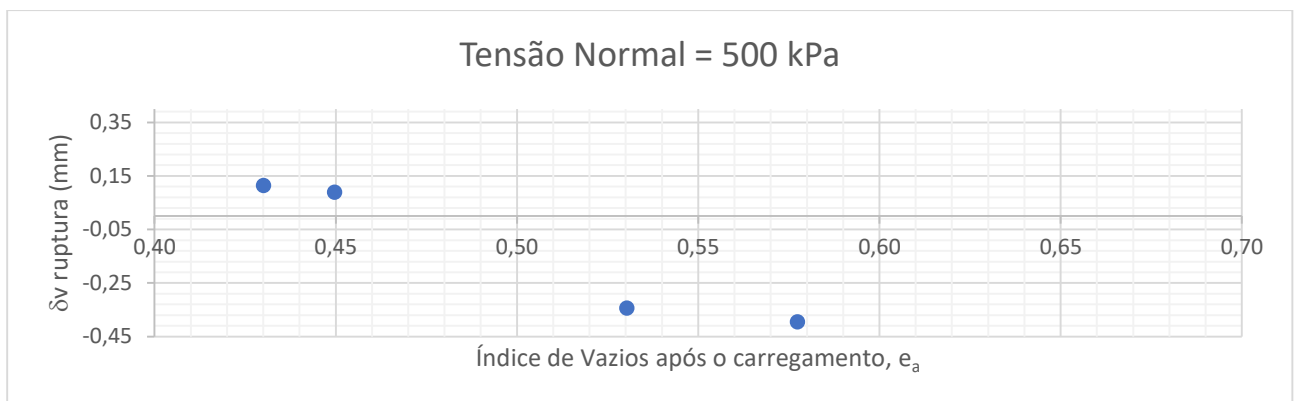


Figura 106 – Pontos δv_r x e_a obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com tensão normal nominal de 500 kPa.

3.3.6. Análise dos resultados de ruptura obtidos nos ensaios de cisalhamento direto agrupados por tensão normal nominal

A partir dos resultados apresentados nos itens 4.3.2 a 4.3.5 foram tecidas as seguintes observações:

- 1) Conforme verificado nas Tabela 25 a Tabela 28 e nas Figura 95 à Figura 106, para uma determinada tensão normal, a resistência ao cisalhamento (τ_r) será tão maior quanto menor for o índice de vazios do corpo de prova após a aplicação do carregamento (e_a). O mesmo ocorre para a razão $(\tau/\sigma)_r$ e para o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'). De um modo geral, verifica-se uma tendência a um aumento mais significativo de $(\tau/\sigma)_r$ e ϕ' nas faixas de e_a onde ocorre comportamento dilatante ($\delta v_r > 0$). Também se verifica uma tendência de relação inversa entre e_a e δv_r , de modo que quanto menor o índice de vazios após a aplicação das cargas maior será a elevação do *top cap* registrada.

- 2) Ainda segundo as Tabela 25 à Tabela 28, observa-se claramente a diminuição do deslocamento horizontal relativo na ruptura (δh_r) conforme diminui o índice de vazios (e_a) após a aplicação das cargas. Para uma mesma tensão confinante, os valores de δh_r tendem a ser aproximadamente 50% inferiores nos corpos de prova de comportamento dilatante ($\delta v_r > 0$) quando comparados com os corpos de prova de comportamento contrátil ($\delta v_r < 0$).
- 3) Os índices de vazios obtidos após a aplicação das cargas, em muitos casos foram inferiores ao valor mínimo registrado nos ensaios normatizados. Duas hipóteses são consideradas como explicação:
 - i. Os métodos para obtenção de corpos de prova próximos do índice de vazios mínimo por deposição controlada (pluviação sobre múltiplas peneiras) e com aplicação de vibração (método B da norma NBR 16843) não são tão eficientes para obtenção de amostras com alta densidade aparente seca em areias uniformes, de modo que um índice de vazios mínimo absoluto (ou real) não pôde ser alcançado por esses métodos já que, durante a deposição controlada ou durante a vibração, existem poucos grãos de menores diâmetros para ocuparem os espaços entre os grãos de tamanho uniforme das Areias do Porto do Açú.

Com o uso de grande energia de compactação (aplicação dos carregamentos antes do cisalhamento) os grãos são forçados a um arranjo mais denso, com possível quebra dos mesmos em quinas e arestas mais proeminentes. Apesar do nível máximo de tensões aplicado nesse estudo (500 kPa) não ser considerado, inicialmente, tão elevado a ponto de provocar a quebra dos grãos deve-se observar que as tensões reais nos pontos de contato das asperezas das partículas podem atingir valores altíssimos, quebrando aqueles com formatos mais angulosos. Essa hipótese de quebra de grãos é corroborada pelo som percebido no momento da aplicação das cargas, que remetem, intuitivamente, a este comportamento.

O material resultante dos ensaios de cisalhamento foi armazenado e submetido a uma nova análise granulométrica, corroborando esta hipótese, como será visto mais adiante.

- ii. No momento do nivelamento do corpo de prova, conforme descrito em 3.6.1, apesar de ser produzido um aumento da densidade aparente seca da amostra, o processo pode resultar em uma camada superficial de material solto que se acomoda no momento da aplicação da carga. Desta forma, o deslocamento descendente registrado no top cap durante a fase de aplicação da carga não seria integralmente representativo para a determinação do índice de vazios no corpo de prova após esta etapa, pois não se distribui de forma uniforme ao longo de toda a altura da amostra.

3.4. Apresentação geral dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto

A seguir, são apresentados gráficos que resumem, de forma comparativa os resultados na ruptura, obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto. Na Figura 107 são apresentados os pontos “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) na ruptura versus tensão normal nominal”, os pontos “ângulo de atrito (ϕ') versus tensão normal nominal” estão apresentados na Figura 108 e, finalmente, os pontos “deslocamento vertical do top cap (δv) na ruptura versus tensão normal nominal” são apresentados na Figura 109.

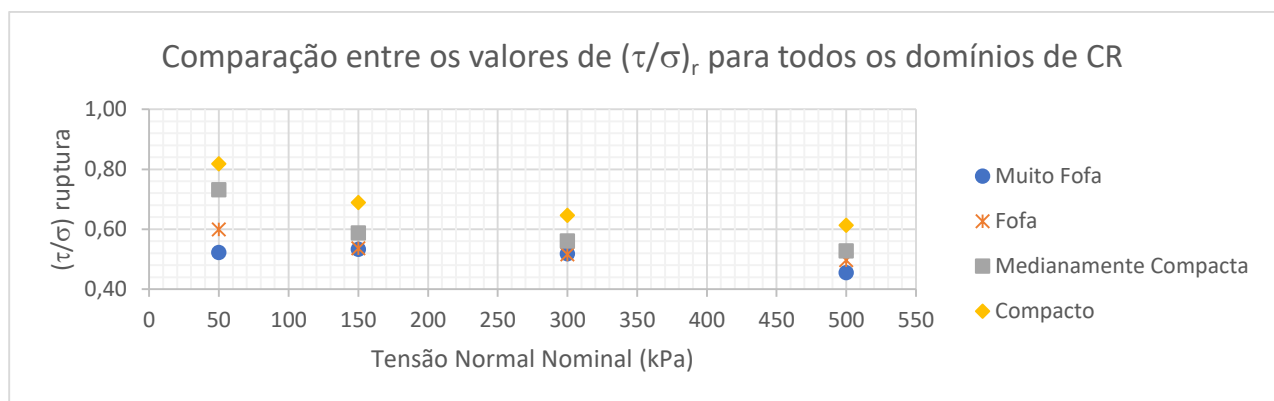


Figura 107 – Agrupamento dos resultados $(\tau/\sigma)_r$ obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em todas as compacidades relativas estudadas.

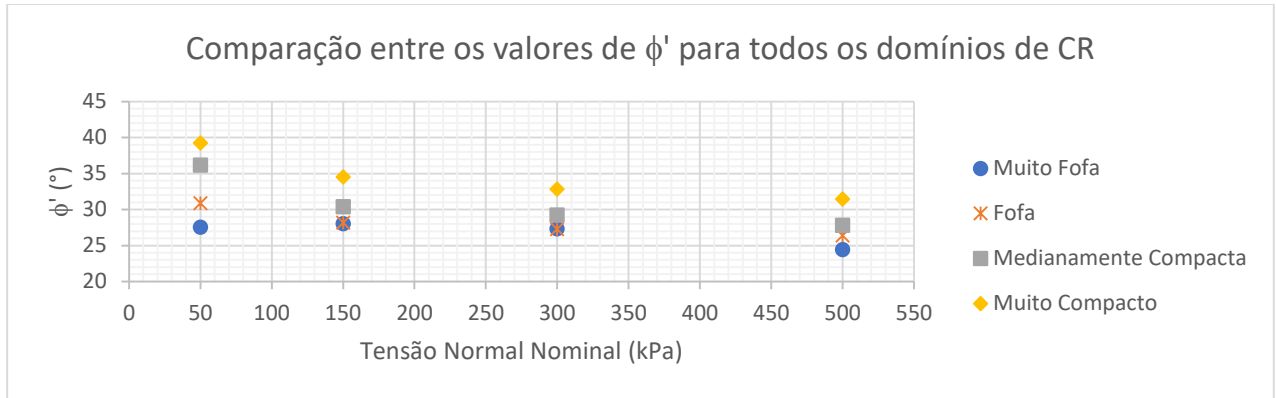


Figura 108 - Agrupamento dos resultados ϕ' obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em todas as compacidades relativas estudadas.

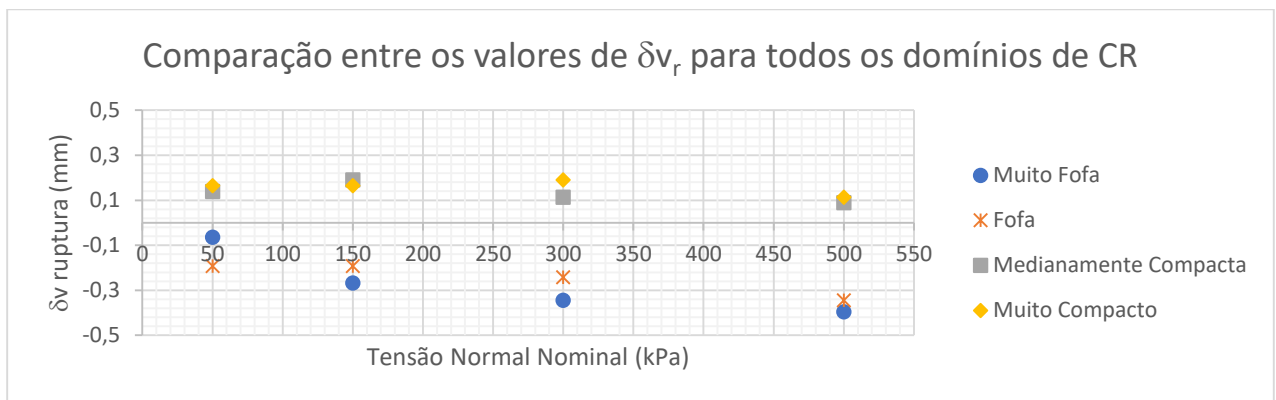


Figura 109 - Agrupamento dos resultados δv_r obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em todas as compacidades relativas estudadas.

Da Figura 107 depreende-se que, para uma mesma compactação relativa, há uma tendência de diminuição da razão $(\tau/\sigma)_r$ e, conseqüentemente, do ângulo de atrito efetivo (Figura 108) com o aumento da tensão normal nominal. Isto está associado a uma diminuição da dilatância (ou aumento da contração) do corpo de prova com o aumento de σ_n , como pode ser visto nas curvas “ $\delta v_r \times \sigma_n$ ” (Figura 109).

Quando se analisam essas mesmas curvas, agora sob uma mesma tensão normal nominal, percebe-se que a razão $(\tau/\sigma)_r$ e ϕ' serão tão maiores quanto menor for o índice de vazios da amostra cisalhada (maior CR). Mais uma vez, isso ocorre graças a tendência de uma maior dilatância (ou menor contração) em amostras com maior compactação relativa, como também pode ser visto nas curvas “ $\delta v_r \times \sigma_n$ ”.

Para as amostras de menor compactação relativa (muito fofas e fofas) os valores de contração na ruptura são significativamente menores para a tensão de 50 kPa, de forma que se pode entender que para tensões normais nominais ainda menores, mesmo

para índices de vazios bastante elevados haveria dilatação do corpo de prova na ruptura. De forma análoga, porém com uma tendência menos explícita, os corpos de prova de maior compactidade relativa (medianamente compactas e compactas), quando cisalhados sob tensão normal nominal elevada (500 kPa) ocorre dilatação de menor magnitude, entendendo-se que para tensões normais nominais ainda maiores deverá ocorrer contração mesmo em amostras com índices de vazios bastante reduzidos.

A dilatação nos corpos de prova compacto e muito compacto ensaiados com σ_n de 50 kPa não foram tão elevadas quanto se poderia antever pela distribuição dos resultados no gráfico. Nos domínios de compactidade relativa muito fofa e fofa houve uma sutil inversão da magnitude da contração registrada nos ensaios conduzidos com tensão normal nominal de 50 kPa (com contração ligeiramente superior para a amostra com CR fofa em relação a amostra de CR muito fofa). Para as tensões de 150 kPa e 300 kPa as amostras muito fofas e fofas apresentaram praticamente o mesmo ângulo de atrito interno. Estes comportamentos apesar de um pouco divergentes em relação aos resultados esperados podem ser considerados como inerentes a variabilidade natural dos ensaios pois não interferem na leitura geral das tendências apontadas.

Buscando estabelecer comparações com resultados de outras areias do litoral fluminense foram selecionados dados de duas outras pesquisas que apresentam similaridade com esta. Para as areias de Ipanema (SIMÕES, 2015 e COUTINHO, 2021) assim como para as areias de Itaipuaçu (NUNES, 2014) foram compilados os resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras secas com compactidades relativas Fofas, Medianamente Compactas e Compactas ensaiadas sob tensões normais de 50 kPa, 150 kPa, 300 kPa e 500 kPa. Esta compilação foi agrupada com os resultados obtidos, nas mesmas condições, para a areia do Porto do Açú, tabulando-se quadros comparativos organizados por características chave para o comportamento das areias, à saber: diâmetros efetivos D_{60} , D_{30} e D_{10} , CNU, CC e formato dos grãos (Tabela 29 a Tabela 34). Os resultados obtidos por Silva (2015) para a areia das dunas do Perú foram ensaiados em outras faixas de tensões e não estão agrupados por compactidade relativa, os resultados obtidos por Goldbach (2016) para a areia de Copacabana advêm da aplicação de correlações sobre os resultados de ensaios de campo, por estes motivos não foram incluídos nos quadros comparativos.

Tabela 29 – Resultados organizados por ordem decrescente de D₆₀.

Amostras Compactas	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	D ₆₀ (mm)	50	150	300	500
Itaipuaçu	1,20	50,8 °	47,3 °	47,2 °	45,5 °
Porto do Açú	0,47	39,3 °	34,6 °	32,9 °	31,5 °
Ipanema	0,42	43,9 °	40,2 °	38,7 °	37,2 °

Amostras de Com. Média	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	D ₆₀ (mm)	50	150	300	500
Itaipuaçu	1,20	41,7 °	39,4 °	38,8 °	38,8 °
Porto do Açú	0,47	36,2 °	30,4 °	29,3 °	27,8 °
Ipanema	0,42	41,8 °	35,5 °	34,3 °	34,2 °

Amostras Fofas	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	D ₆₀ (mm)	50	150	300	500
Itaipuaçu	1,20	36,0 °	31,8 °	31,4 °	31,2 °
Porto do Açú	0,47	30,9 °	28,2 °	27,3 °	26,4 °
Ipanema	0,42	39,5 °	34,8 °	32,6 °	31,4 °

Tabela 30 - Resultados organizados por ordem decrescente de D₃₀.

Amostras Compactas	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	D ₃₀ (mm)	50	150	300	500
Itaipuaçu	0,90	50,8 °	47,3 °	47,2 °	45,5 °
Porto do Açú	0,35	39,3 °	34,6 °	32,9 °	31,5 °
Ipanema	0,32	43,9 °	40,2 °	38,7 °	37,2 °

Amostras de Com. Média	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	D ₃₀ (mm)	50	150	300	500
Itaipuaçu	0,90	41,7 °	39,4 °	38,8 °	38,8 °
Porto do Açú	0,35	36,2 °	30,4 °	29,3 °	27,8 °
Ipanema	0,32	41,8 °	35,5 °	34,3 °	34,2 °

Amostras Fofas	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	D ₃₀ (mm)	50	150	300	500
Itaipuaçu	0,90	36,0 °	31,8 °	31,4 °	31,2 °
Porto do Açú	0,35	30,9 °	28,2 °	27,3 °	26,4 °
Ipanema	0,32	39,5 °	34,8 °	32,6 °	31,4 °

Tabela 31 - Resultados organizados por ordem decrescente de D_{10} .

Amostras Compactas	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	D_{10} (mm)	50	150	300	500
Itaipuaçu	0,70	50,8 °	47,3 °	47,2 °	45,5 °
Ipanema	0,27	43,9 °	40,2 °	38,7 °	37,2 °
Porto do Açú	0,20	39,3 °	34,6 °	32,9 °	31,5 °

Amostras de Com. Média	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	D_{10} (mm)	50	150	300	500
Itaipuaçu	0,70	41,7 °	39,4 °	38,8 °	38,8 °
Ipanema	0,27	41,8 °	35,5 °	34,3 °	34,2 °
Porto do Açú	0,20	36,2 °	30,4 °	29,3 °	27,8 °

Amostras Fofas	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	D_{10} (mm)	50	150	300	500
Itaipuaçu	0,70	36,0 °	31,8 °	31,4 °	31,2 °
Ipanema	0,27	39,5 °	34,8 °	32,6 °	31,4 °
Porto do Açú	0,20	30,9 °	28,2 °	27,3 °	26,4 °

Tabela 32 - Resultados organizados por ordem decrescente de CNU.

Amostras Compactas	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	CNU	50	150	300	500
Porto do Açú	2,35	39,3 °	34,6 °	32,9 °	31,5 °
Itaipuaçu	1,71	50,8 °	47,3 °	47,2 °	45,5 °
Ipanema	1,56	43,9 °	40,2 °	38,7 °	37,2 °

Amostras de Com. Média	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	CNU	50	150	300	500
Porto do Açú	2,35	36,2 °	30,4 °	29,3 °	27,8 °
Itaipuaçu	1,71	41,7 °	39,4 °	38,8 °	38,8 °
Ipanema	1,56	41,8 °	35,5 °	34,3 °	34,2 °

Amostras Fofas	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	CNU	50	150	300	500
Porto do Açú	2,35	30,9 °	28,2 °	27,3 °	26,4 °
Itaipuaçu	1,71	36,0 °	31,8 °	31,4 °	31,2 °
Ipanema	1,56	39,5 °	34,8 °	32,6 °	31,4 °

Tabela 33 - Resultados organizados por ordem decrescente de CC.

Amostras Compactas	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	CC	50	150	300	500
Porto do Açú	1,30	39,3 °	34,6 °	32,9 °	31,5 °
Itaipuaçu	0,96	50,8 °	47,3 °	47,2 °	45,5 °
Ipanema	0,9	43,9 °	40,2 °	38,7 °	37,2 °

Amostras de Com. Média	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	CNU	50	150	300	500
Porto do Açú	1,30	36,2 °	30,4 °	29,3 °	27,8 °
Itaipuaçu	0,96	41,7 °	39,4 °	38,8 °	38,8 °
Ipanema	0,9	41,8 °	35,5 °	34,3 °	34,2 °

Amostras Fofas	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	CNU	50	150	300	500
Porto do Açú	1,30	30,9 °	28,2 °	27,3 °	26,4 °
Itaipuaçu	0,96	36,0 °	31,8 °	31,4 °	31,2 °
Ipanema	0,9	39,5 °	34,8 °	32,6 °	31,4 °

Tabela 34 - Resultados organizados das partículas mais arredondadas para as partículas mais angulares.

Amostras Compactas	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	Formato	50	150	300	500
Itaipuaçu	bem arredondados a arredondados	50,8 °	47,3 °	47,2 °	45,5 °
	arredondados a subangulares	43,9 °	40,2 °	38,7 °	37,2 °
Porto do Açú	subarredond. a subangulares	39,3 °	34,6 °	32,9 °	31,5 °

Amostras de Com. Média	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
	CNU	50	150	300	500
Itaipuaçu	bem arredondados a arredondados	41,7 °	39,4 °	38,8 °	38,8 °
	arredondados a subangulares	41,8 °	35,5 °	34,3 °	34,2 °
Porto do Açú	subarredond. a subangulares	36,2 °	30,4 °	29,3 °	27,8 °

Amostras Fofas	Característica	ϕ' x Tensão Vertical Efetiva (kPa)			
		50	150	300	500
Itaipuaçu	bem arredondados a arredondados	36,0 °	31,8 °	31,4 °	31,2 °
	arredondados a subangulares	39,5 °	34,8 °	32,6 °	31,4 °
Porto do Açú	subarredond. a subangulares	30,9 °	28,2 °	27,3 °	26,4 °

No que tange a variação dos ângulos de atrito efetivo em comparação com os diâmetros efetivos (Tabela 29 a Tabela 31), percebe-se que existe uma correspondência evidente entre o valor de D_{10} e ϕ' para as amostras Compactas e Medianamente Compactas, de tal modo que com menores valores de D_{10} ocorrem menores ângulos de atrito efetivo. Esta tendência não se manteve para as amostras Fofas, caso onde a areia de Ipanema apresentou ângulo de atrito superior ao da areia de Itaipuaçu. A mesma correlação não é percebida para os valores de D_{30} e D_{60} , indicando que tendem a ser menos representativos para a previsão da resistência das areias.

No que se refere ao CNU (Tabela 32), percebe-se que a areia do Porto do Açú é a única que pode ser classificada como não uniforme quando considerada a classificação proposta por Pinto (2006), $CNU > 2,0$, ao contrário das areias de Ipanema e Itaipuaçu, que são uniformes. Apesar desta característica e ao contrário do que se poderia esperar, a areia do Porto do Açú foi aquela que apresentou menores ângulos de atrito.

Para o coeficiente de curvatura, CC (Tabela 33), os valores das três areias estão próximos da unidade, no entanto a areia do Porto do Açú pode ser classificada como bem graduada ($CC > 1,0$). Novamente, os ângulos de atrito menores para a areia mais bem graduada diverge do que se poderia esperar de início, tendo em vista que uma melhor distribuição granulométrica favorece o imbricamento.

Nas comparações relativas ao formato dos grãos deve-se destacar que essas classificações ainda estão sujeitas ao elevado grau de subjetividade, advindo do próprio método de classificação que se dá pela comparação com ábacos ilustrados de referência. Mais uma vez a areia do Porto do Açú apresentou valores inferiores de resistência quando comparada com as areias de Itaipuaçu e Ipanema (Tabela 34), que apresentam grãos mais arredondados. Uma provável explicação pode estar na quebra de asperezas e protuberâncias mais angulosas durante o cisalhamento. A análise granulométrica de uma

A metodologia foi aplicada aos gráficos “deslocamento vertical do top cap na ruptura (δv_r) versus índice de vazios após o carregamento (e_a)”, já apresentados nos itens 4.3.2 e 4.3.5., cada um dos quatro gráficos corresponde a uma das tensões normais nominais (σ_n) consideradas neste estudo

Em cada um dos gráficos foi interpolada uma reta a partir de regressão linear (utilizando-se o software Microsoft Excel) de modo que, no ponto correspondente a intersecção do eixo horizontal pela reta interpolada, seja definido o índice de vazios para o qual ocorre variação nula no volume do corpo de prova, denotada pela não movimentação vertical do top cap ($\delta v = 0$). Desta forma, a ordenada do ponto de intersecção da reta caracteriza o índice de vazios crítico para uma dada tensão normal nominal aplicada.

Para auxiliar a determinação exata da ordenada correspondente a e_{cr} foi utilizada a função atingir meta disponível no software Microsoft Excel, aplicada sobre a Equação da reta interpolada. Esta função consiste em fazer variar automaticamente uma das incógnitas de uma expressão (neste caso o valor de e_{cr}) até que o valor de saída da Equação atinja um valor desejado (neste caso $\delta v = 0$).

Os pares $\sigma_n \times e_{cr}$ obtidos por esse processo são os valores de coordenadas da curva “índice de vazios crítico versus tensão normal nominal crítica”. Os gráficos com a reta interpolada são apresentados a seguir (Figura 111 a Figura 114), assim como a Tabela 35, que compila os resultados obtidos.

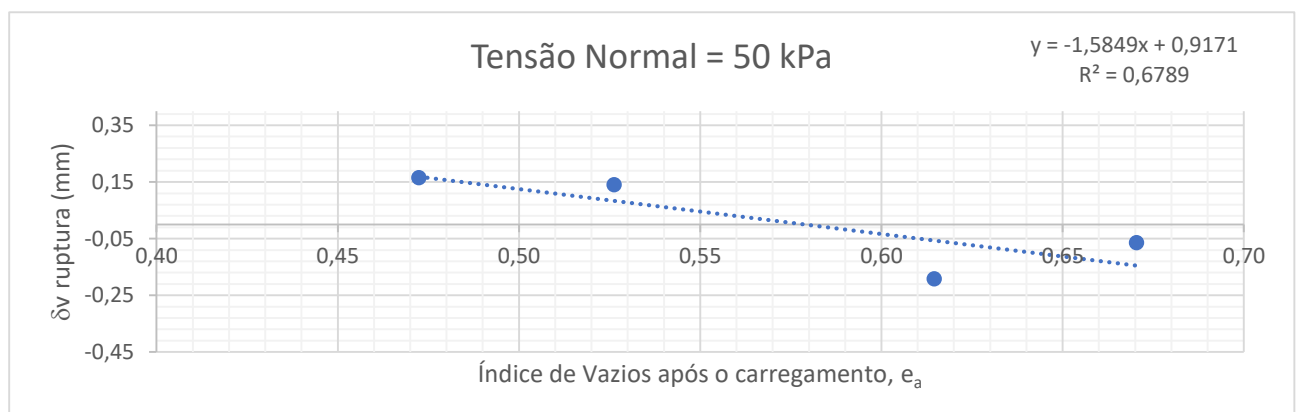


Figura 111 – Reta interpolada para $\sigma_n = 50$ kPa.

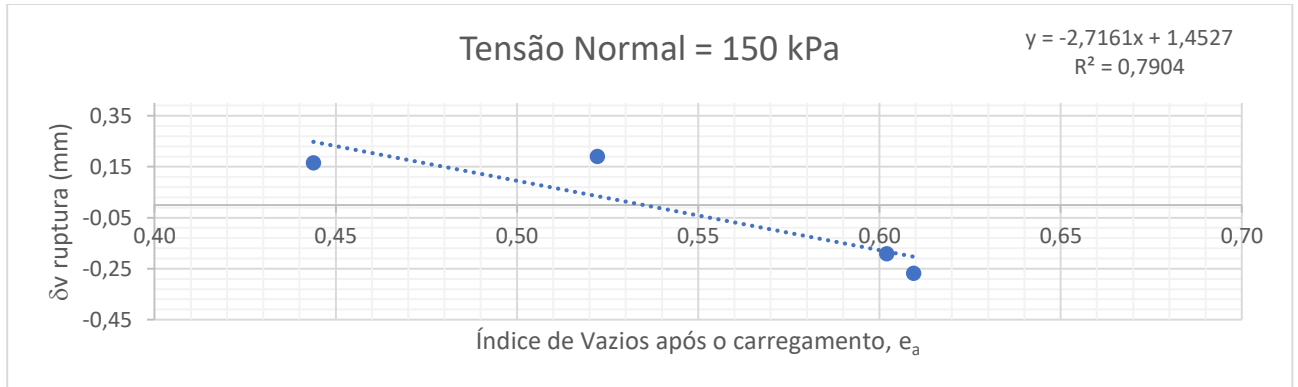


Figura 112 - Retra interpolada para $\sigma_n = 150$ kPa.

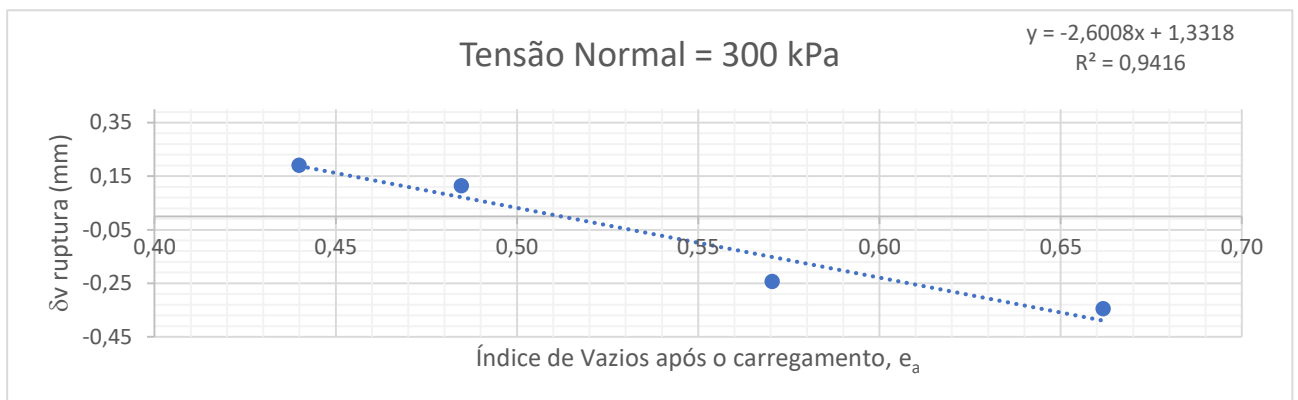


Figura 113 - Retra interpolada para $\sigma_n = 300$ kPa.

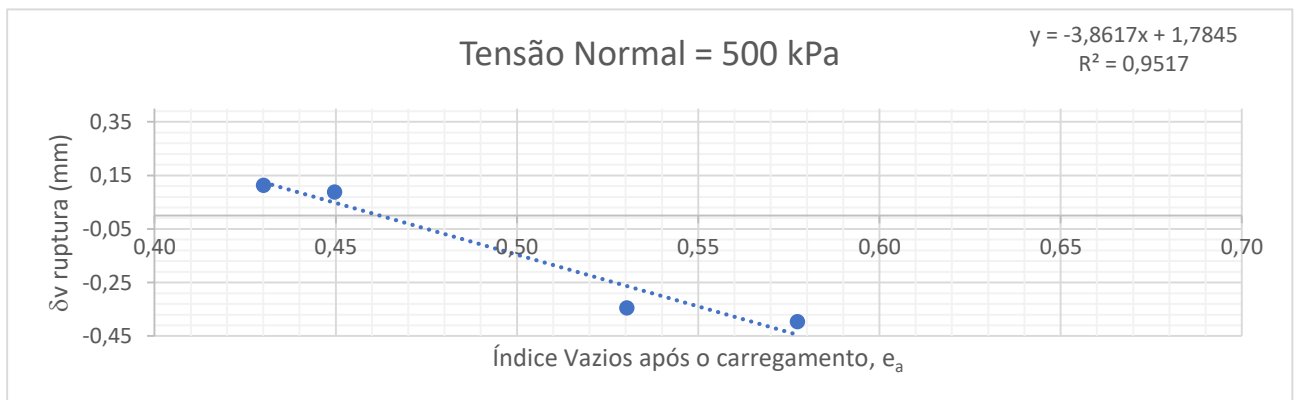


Figura 114 - Retra interpolada para $\sigma_n = 500$ kPa.

Tabela 35 - Pares de coordenadas referentes à construção da curva crítica.

σ_n (kPa)	e_{cr}
50	0,579
150	0,535
300	0,512
500	0,462

Da Tabela 35 percebe-se que, com o aumento da tensão normal nominal ocorre uma diminuição do índice de vazios crítico. Os pares indicados na Tabela 35 foram plotados num gráfico, sendo traçada uma curva através de interpolação logarítmica, constituindo a curva “índice de vazios crítico versus tensão normal nominal crítica” da areia do Porto do Açú, obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto (Figura 115).

A curva traçada divide o espaço de plotagem referente ao “índice de vazios após aplicação das cargas (e_a) - tensão normal nominal (σ_n)” em duas regiões. Quando uma amostra de areia sofre cisalhamento com uma combinação (e_a ; σ_n) situada acima da curva ocorrerá comportamento contrátil ($\delta v_r < 0$); quando o cisalhamento ocorrer com uma combinação (e_a ; σ_n) situada abaixo da curva teremos comportamento dilatante ($\delta v_r > 0$).

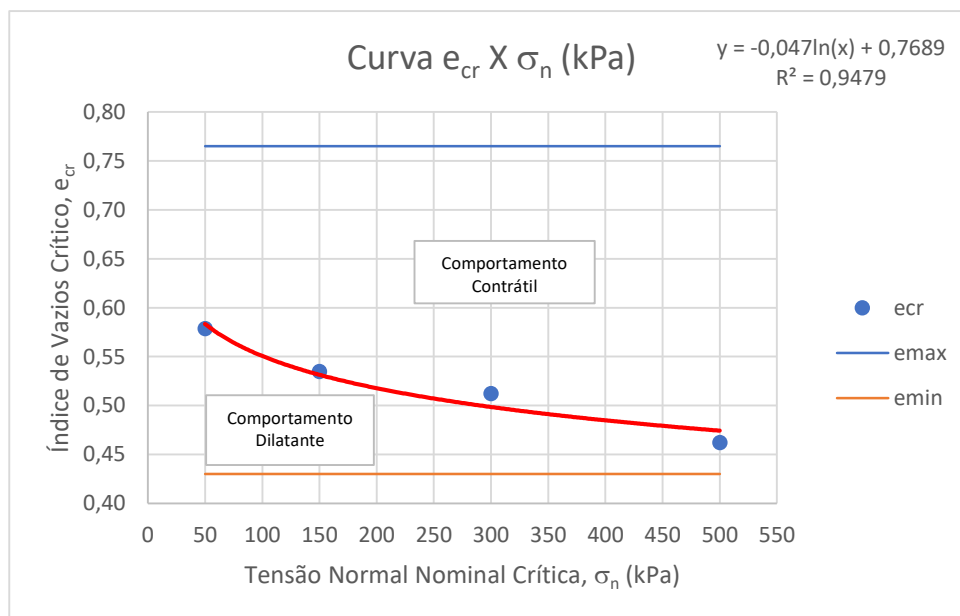


Figura 115 - Curva “índice de vazios crítico x tensão normal nominal crítica” das areias do Porto do Açú, obtidas a partir de ensaios de cisalhamento direto.

Como foi aplicado um ajuste logarítmico para a determinação da curva, com a utilização de uma escala horizontal logarítmica pode-se expressar a curva que divide essas duas regiões como uma reta.

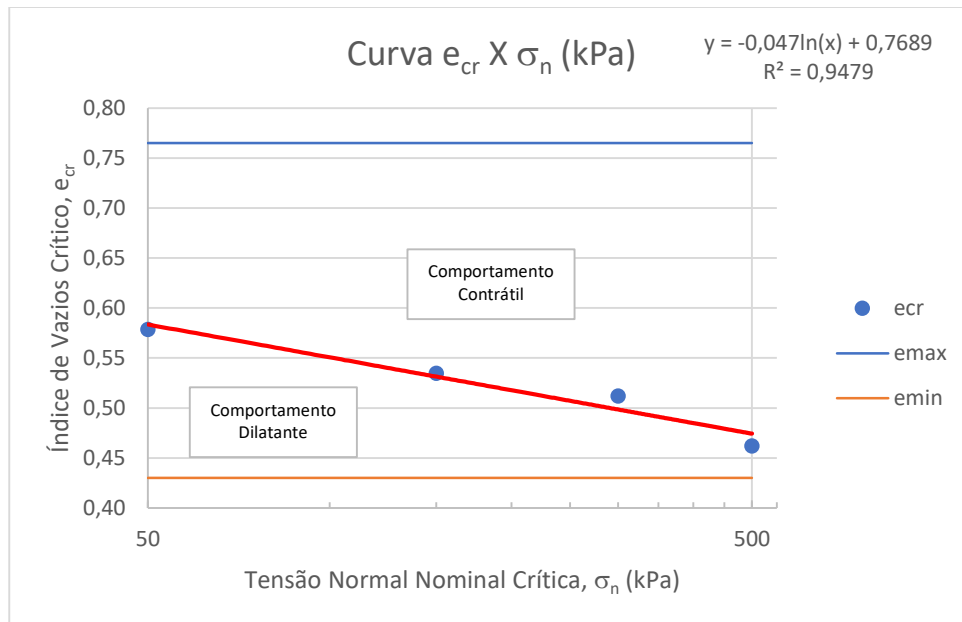


Figura 116 - Curva “índice de vazios crítico x tensão normal nominal crítica” das areias do Porto do Açú representada em escala logarítmica no eixo horizontal.

3.6. Análise da Dilatância segundo a ótica de Taylor (1948)

Taylor (1948) associa o fenômeno de dilatância em um ensaio de cisalhamento direto ao trabalho (energia) adicional demandado à força cisalhante no plano de ruptura para que as partículas se movam de forma ascendente, contra o sentido de ação da força normal. Essa abordagem foi discutida no item 2.1.4.3 e será retomada agora para análise e discussão dos resultados obtidos.

Em resumo, Taylor (1948) aponta que a tensão cisalhante de ruptura (τ_{rup}) em um corpo de prova de comportamento dilatante pode ser dividida em duas parcelas: uma parcela necessária para romper o corpo de prova a volume constante (τ_{cv}) e uma parcela referente a dilatância (τ_e), responsável por realizar o trabalho adicional contra a tensão normal, fazendo expandir o corpo de prova. O modelo de Taylor (1948) está ilustrado na Figura 15, adaptada de Simões (2015).

Foi verificado comportamento semelhante ao apontado por Taylor (1948) nas curvas “tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ) versus deslocamento horizontal relativo (δh)” e “deslocamento vertical do top cap (δv) versus deslocamento horizontal relativo (δh)”, com comportamento dilatante ocorrendo nos domínios de compacidade relativas Medianamente Compacto e Compacto, de modo que as curvas apresentam feições semelhantes ao que se ilustra na Figura 15. Assim como verificado por Coutinho

(2021) em seus ensaios, a correspondência entre as curvas obtidas nesta pesquisa e o modelo apresentado na Figura 15 só não ocorre para os trechos finais das curvas $\delta h \times \delta v$, onde não se forma o patamar estável e horizontal esperado, ocorrendo diminuição de δv com aumento de δh . A exceção se dá para a curva do ensaio realizado a 50 kPa no domínio de compactidade relativa medianamente compacta onde o patamar de estabilização de δv foi bastante nítido.

Da Figura 117 até a Figura 124 são apresentadas as curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ dos corpos de prova que apresentaram comportamento dilatante (domínio Muito Compacto e Compacto, para às tensões de 50 kPa, 150 kPa, 300 kPa e 500 kPa), com as indicações dos pontos A, B e C, conforme apresentado na Figura 15, indicando-se também as parcelas da tensão cisalhante (τ_{cv} e τ_e). O ponto B corresponde ao pico da curva $\tau/\sigma \times \delta h$ (τ/σ máximo, correspondente a ruptura); o ponto C corresponde ao início do trecho de estabilização do deslocamento vertical do top cap (trecho horizontalizado no modelo previsto por Taylor); o ponto A corresponde a interseção da linha horizontal traçada no ponto C e prolongada até a curva $\tau/\sigma \times \delta h$ no trecho inicial do ensaio, e corresponde à estabilização da curva $\delta v \times \delta h$ antes do início da expansão do corpo de prova (movimento ascendente do *top cap*). Uma vez indicados os pontos A, B e C na curva $\tau/\sigma \times \delta h$ estes foram projetados sobre a curva $\delta v \times \delta h$ a partir de linhas verticais traçadas de um gráfico para o outro.

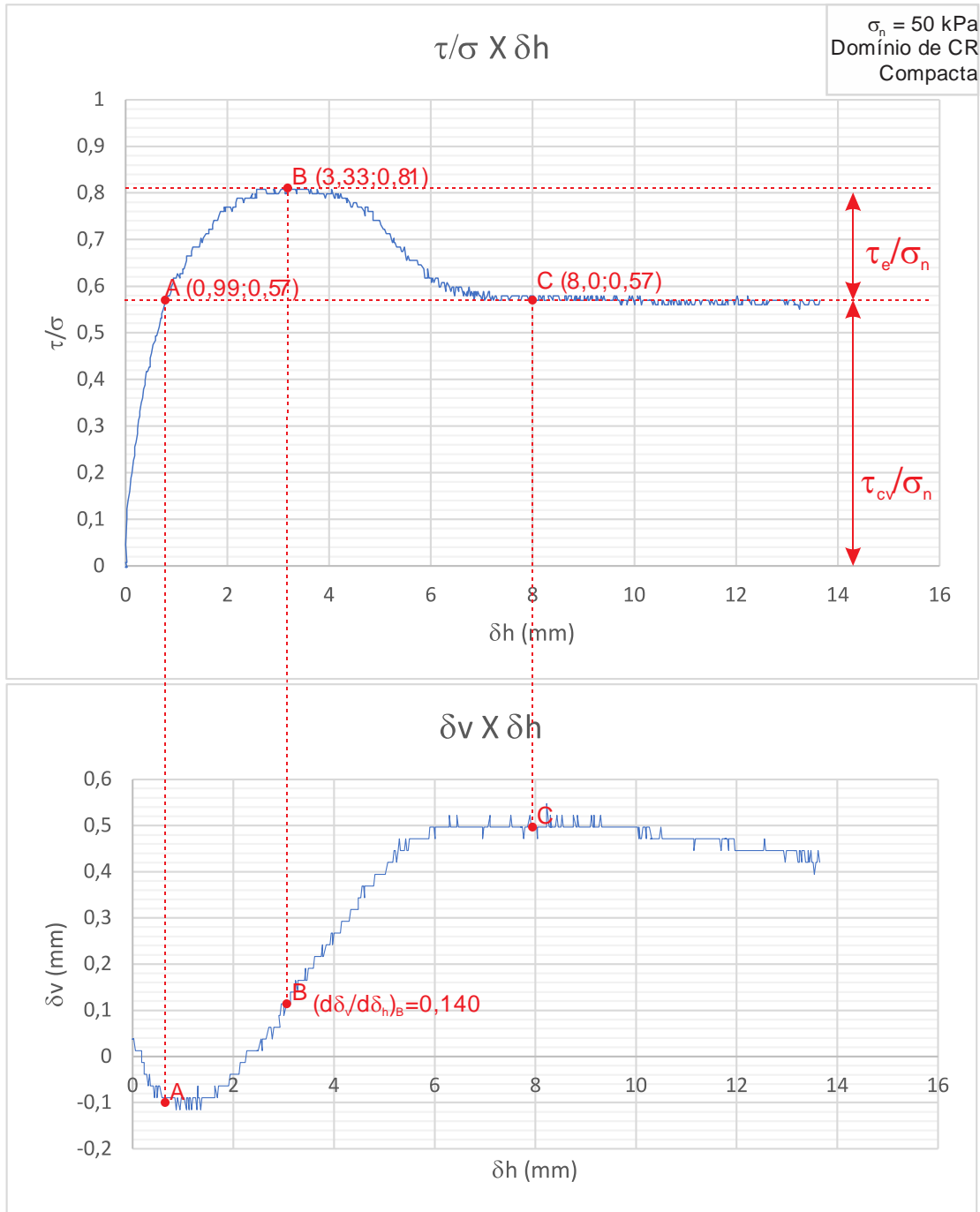


Figura 117 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio compactidade relativa compacta, sob tensão normal nominal de 50kPa.

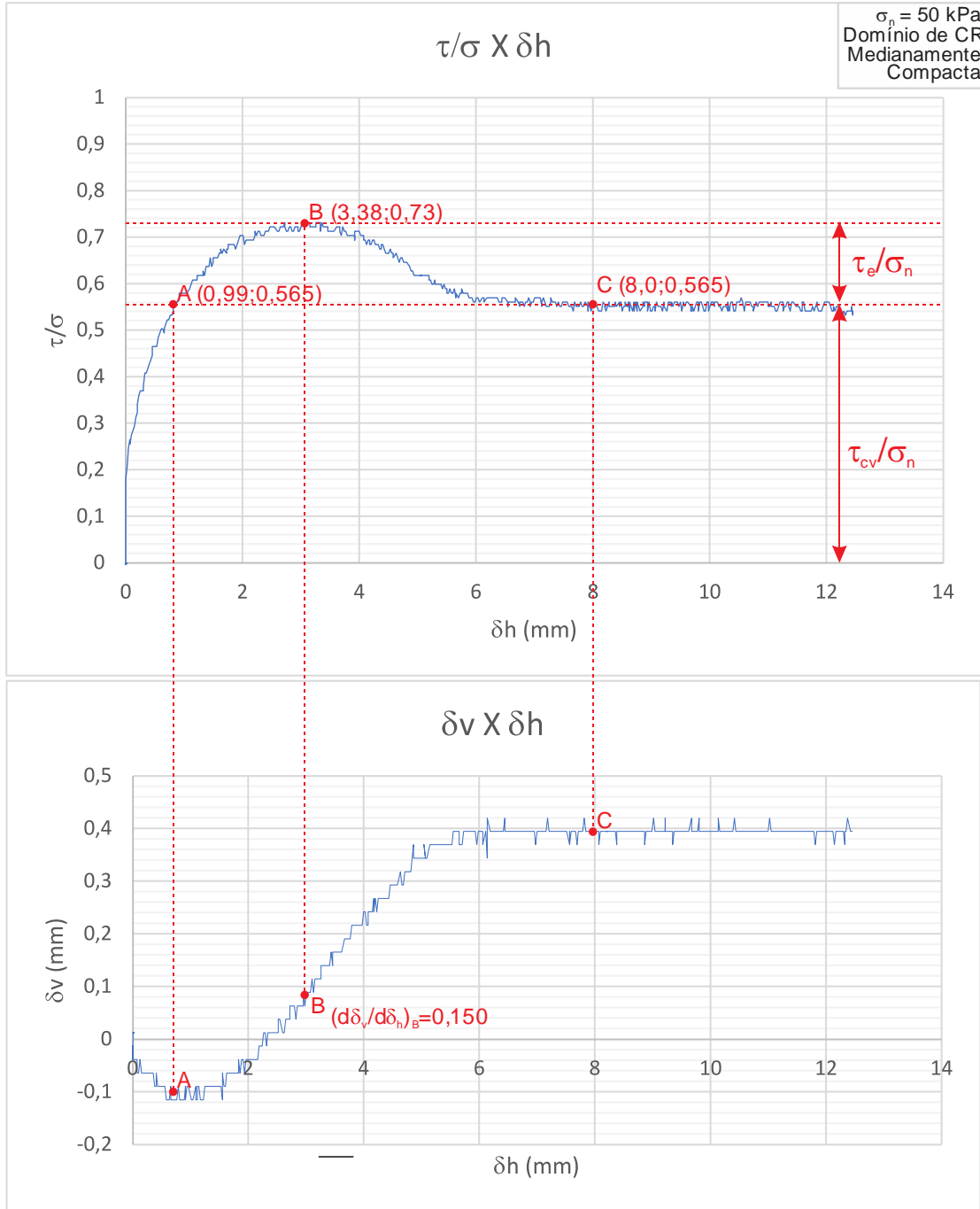


Figura 118 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa medianamente compacta, sob tensão normal nominal de 50kPa.

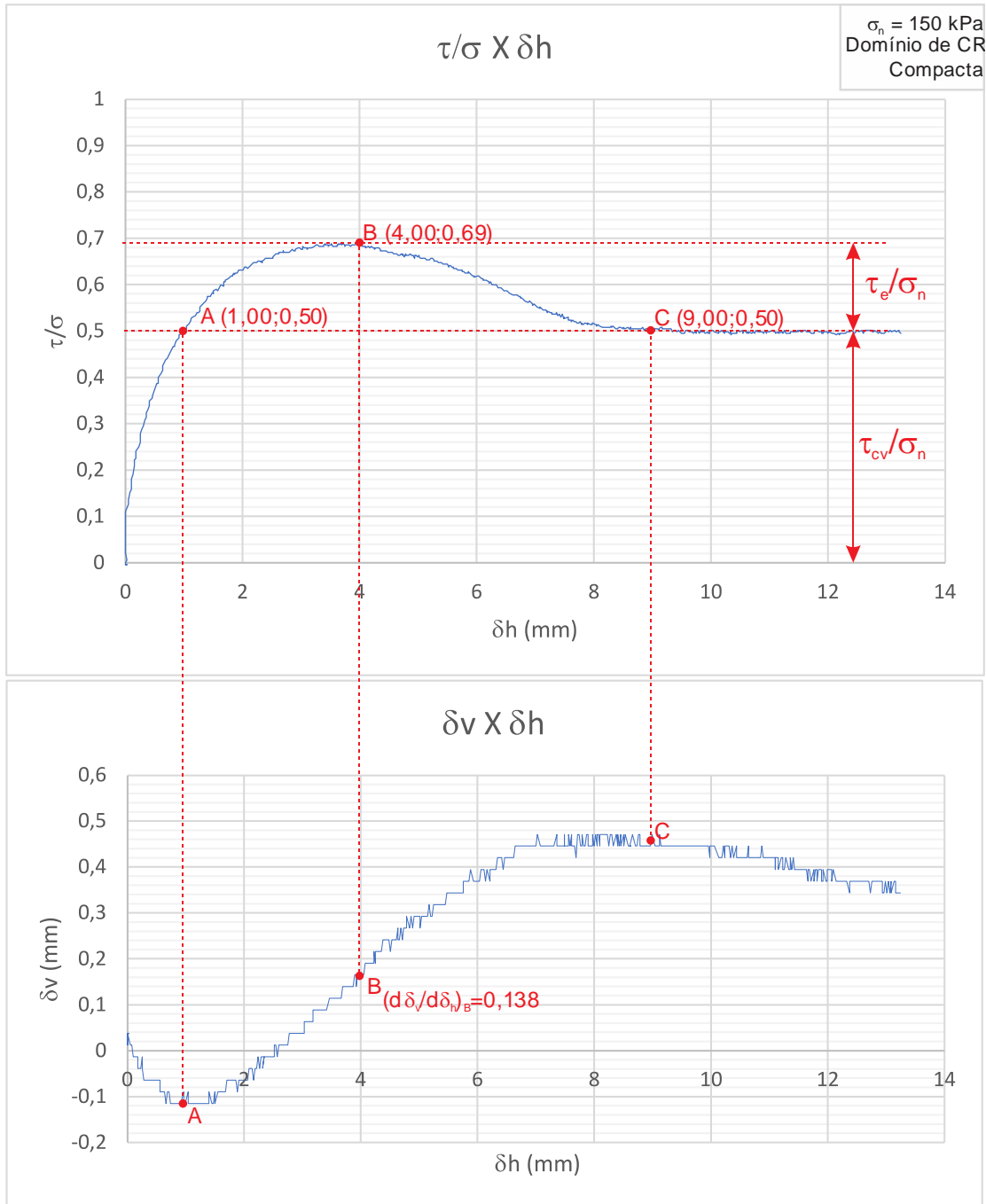


Figura 119 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa compacta, sob tensão normal nominal de 150kPa.

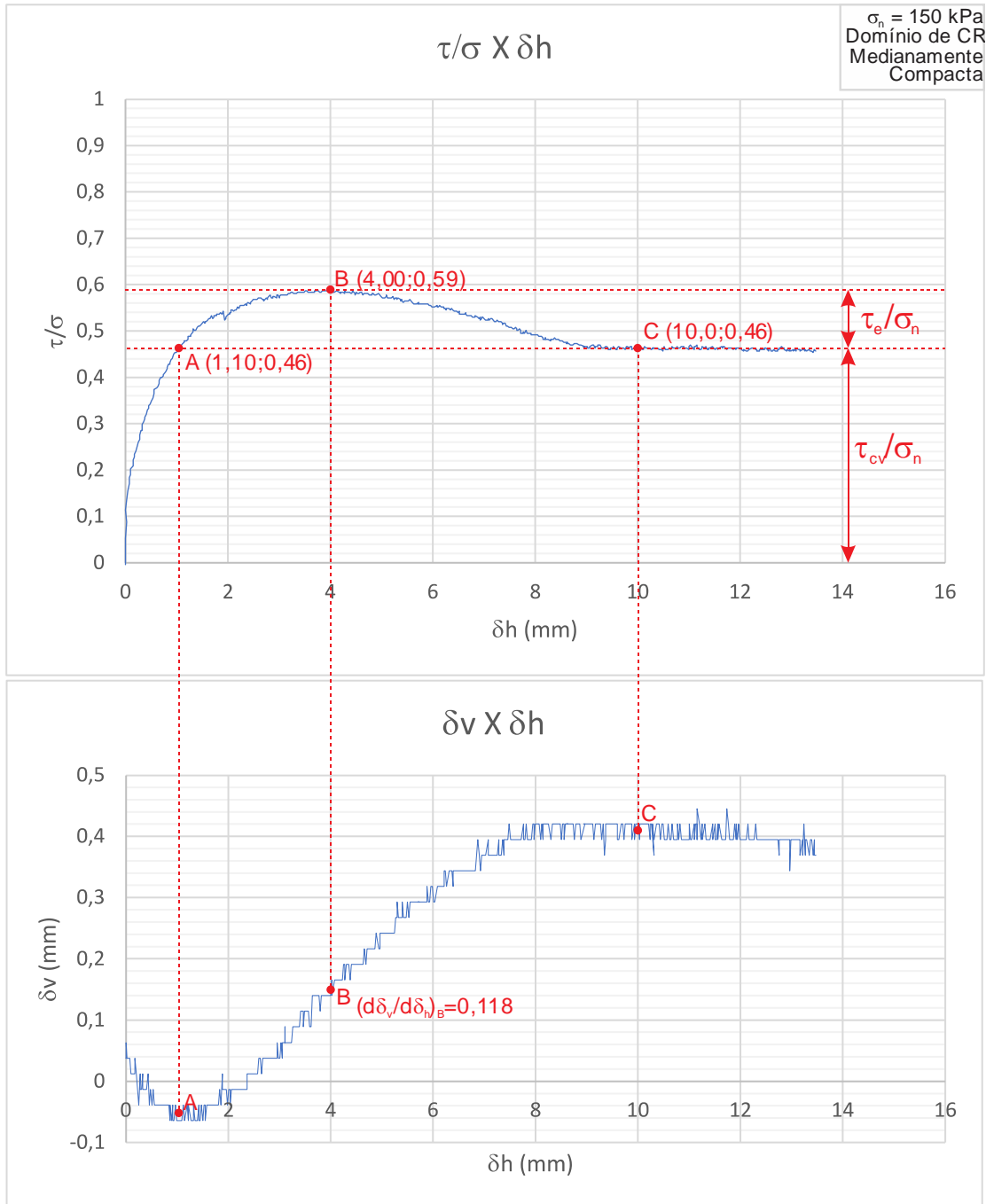


Figura 120 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa medianamente compacta, sob tensão normal nominal de 150kPa.

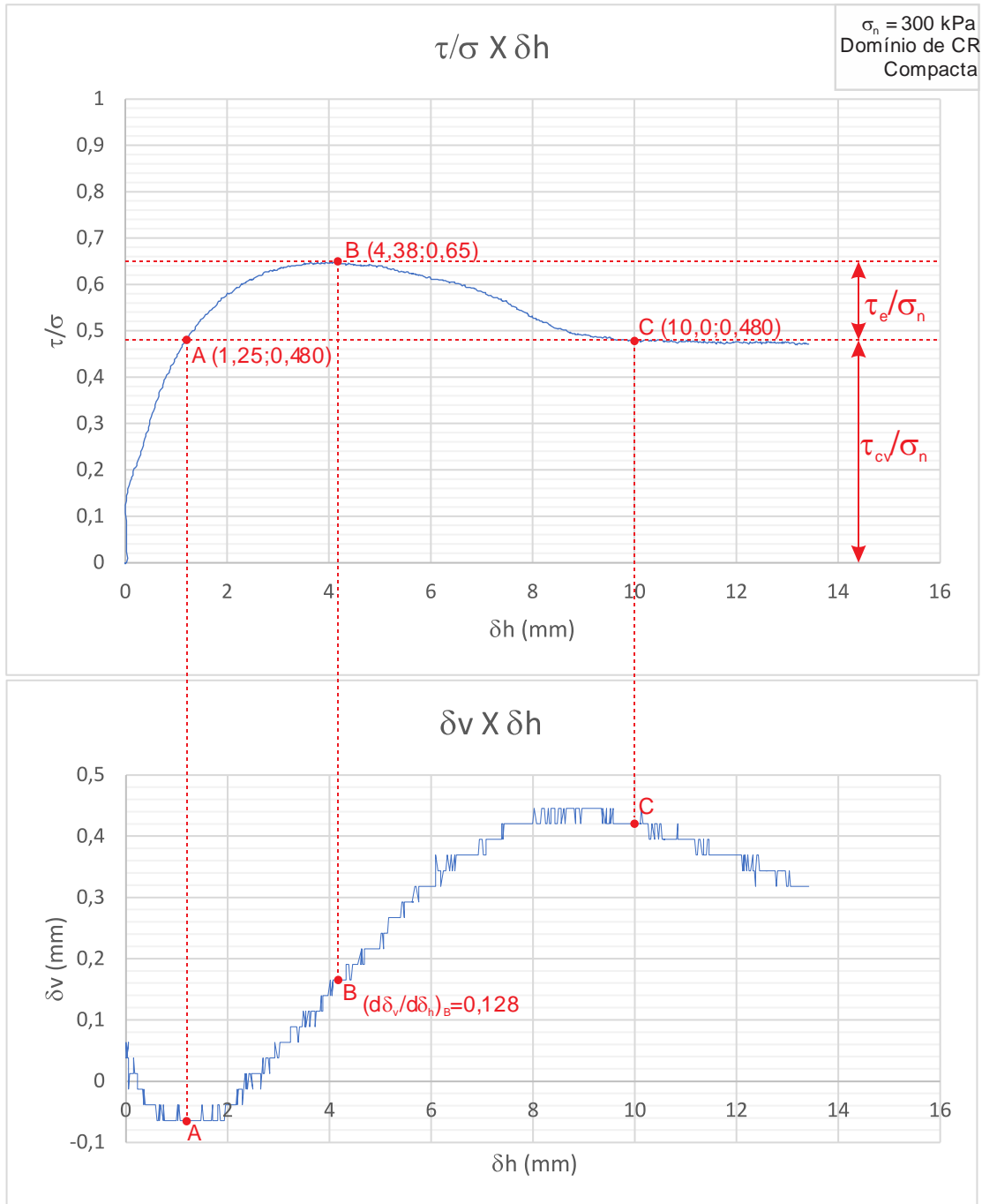


Figura 121 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa compacta, sob tensão normal nominal de 300kPa.

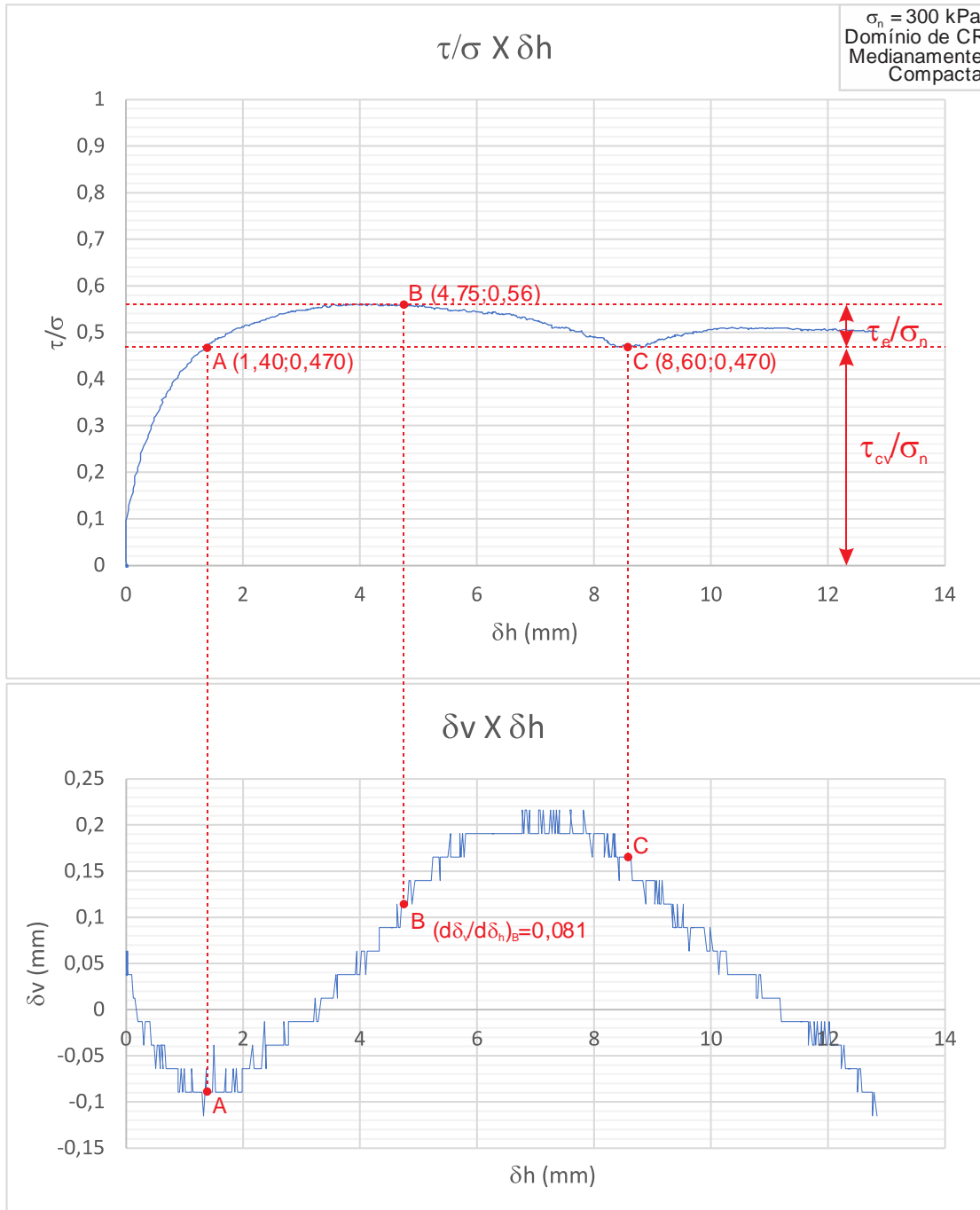


Figura 122 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa medianamente compacta, sob tensão normal nominal de 300kPa.

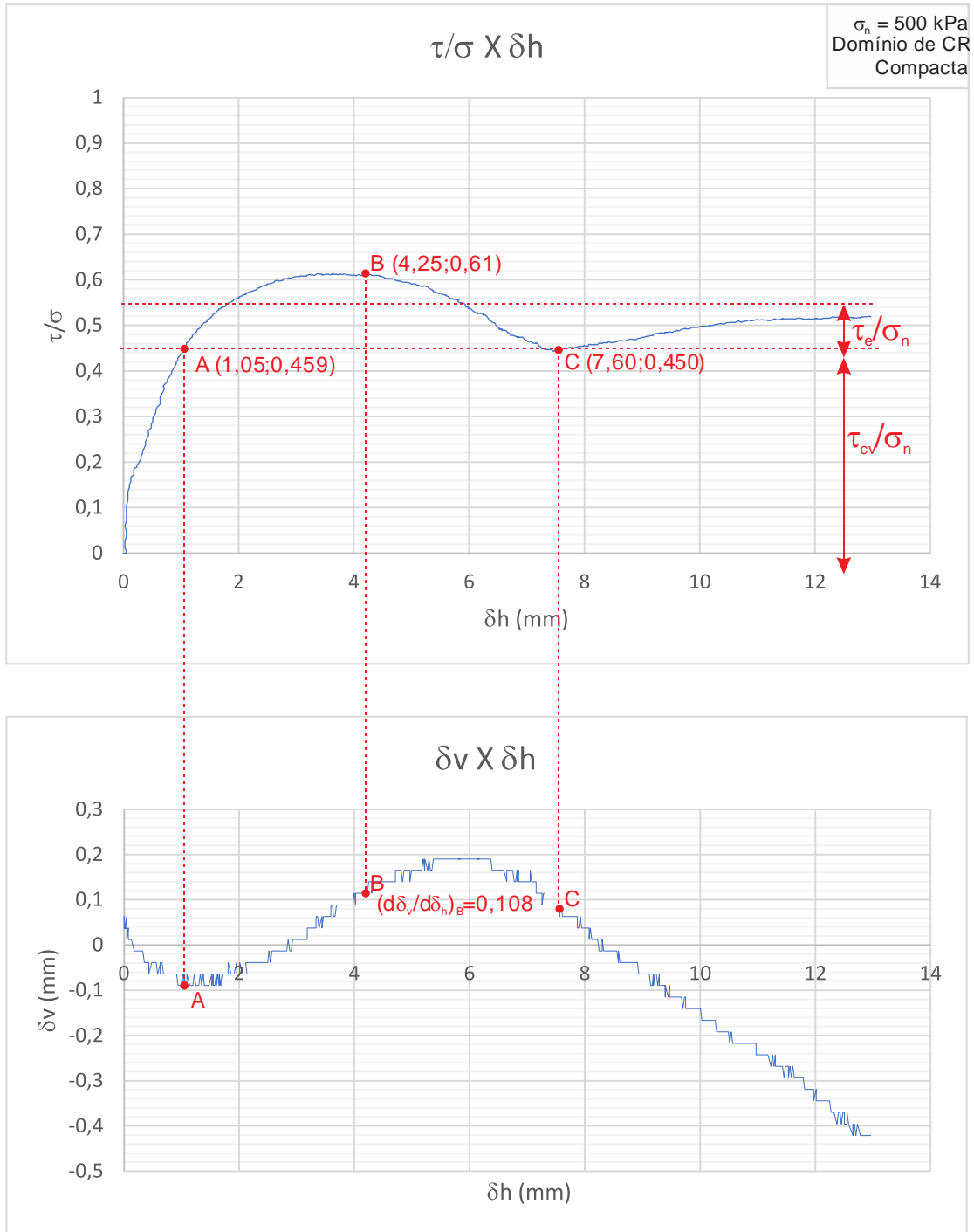


Figura 123 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa compacta, sob tensão normal nominal de 500kPa.

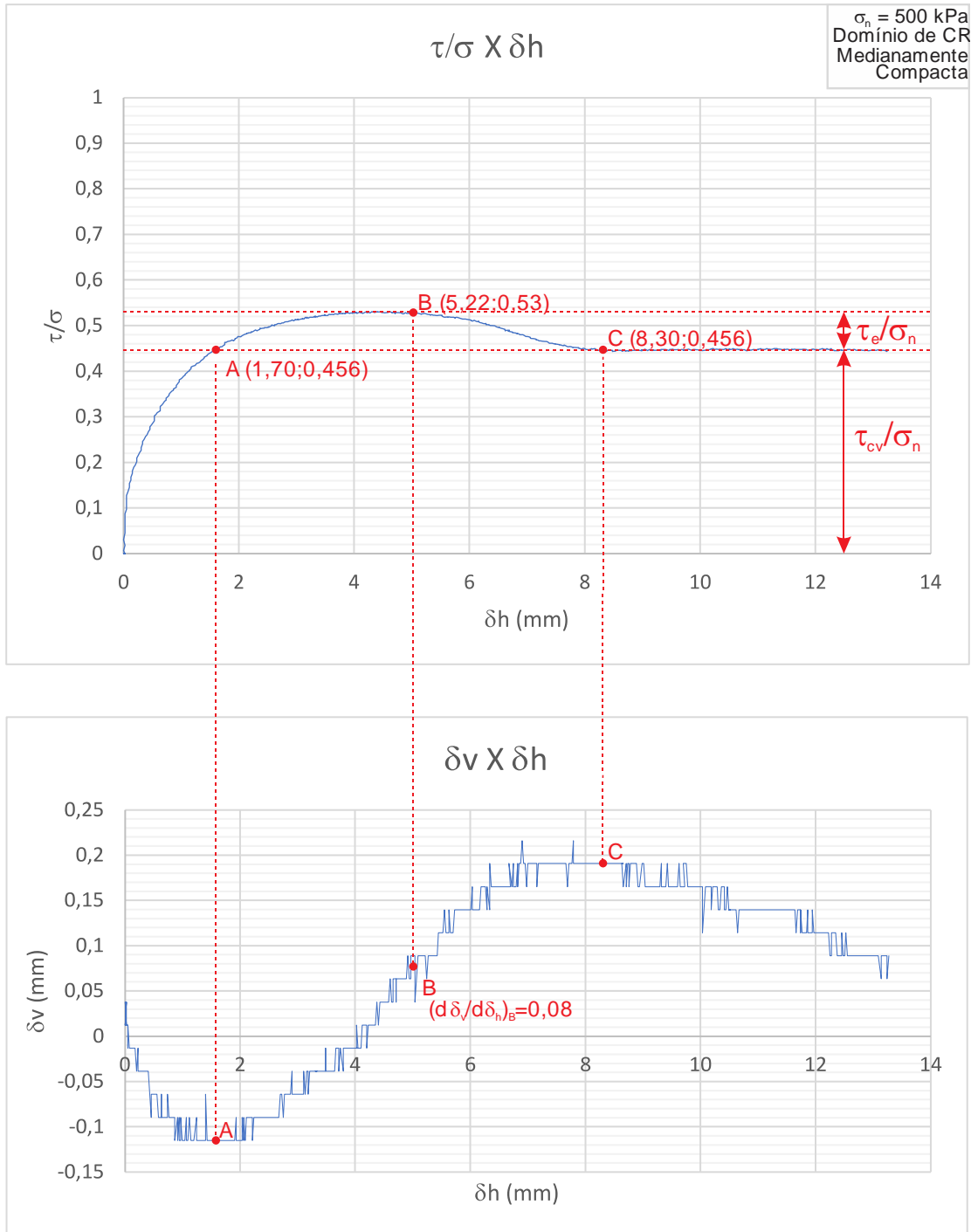


Figura 124 - Curvas $\tau/\sigma \times \delta h$ e $\delta v \times \delta h$ para o ensaio de cisalhamento direto do corpo de prova no domínio de compactidade relativa medianamente compacta, sob tensão normal nominal de 500kPa.

Foi observada boa correspondência entre os pontos assinalados na curva $\tau/\sigma \times \delta h$ e seus respectivos estágios de movimentação do *top cap* quando projetados sobre a curva $\delta v \times \delta h$, ocorrendo uma boa convergência com as previsões do modelo de Taylor (1948). Algumas considerações apontadas por Atkinson e Bransby (1978) foram também verificadas por Simões (2015) e Coutinho (2021) e pela presente pesquisa, a saber:

1. O ponto A se localiza muito próximo, na curva $\delta_v \times \delta_h$, ao início do deslocamento vertical do *top cap* ($d\delta_v/d\delta_h = 0$);
2. O ponto B se localiza muito próximo do ponto de maior inclinação da curva $\delta_v \times \delta_h$ ($d\delta_v/d\delta_h = \text{máximo}$);
3. A localização do ponto C na curva $\delta_v \times \delta_h$ é próximo do trecho de estabilização do deslocamento do *top cap* ($d\delta_v/d\delta_h = 0$). No entanto, como dito anteriormente, a estabilização da movimentação não ocorre, em geral, por um trecho maior que 2,0 mm a 4,0 mm de deslocamento horizontal do corpo de prova (exceto para o ensaio realizado no domínio compacto sob uma tensão de 50 kPa, onde a curva permanece estável), a partir deste ponto são registradas contrações no corpo de prova.

Na Tabela 36 e na Tabela 37, são apresentados os cálculos referentes ao ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}), respectivamente para os domínios de compactidade relativa inicial compacta e medianamente compacta, conforme a demarcação dos pontos A, B e C, com o uso das equações elaborados por Atkinson e Bransby (1978), com base no modelo de Taylor (1948), já apresentadas no item 2.1.4.3.

Os valores de $d\delta_v/d\delta_h$ correspondem às inclinações da curva $\delta_v \times \delta_h$ nas imediações do B. São também apresentados os valores das parcelas devidas à dilatação no montante total de tensão cisalhante na ruptura, normalizadas pelas tensões normais aplicadas, (τ_e/σ_n); o valor desta parcela também é expresso em termos percentuais em relação ao valor total da tensão cisalhante, normalizadas pelas tensões normais aplicadas, na ruptura (τ/σ_n).

Tabela 36 – Valores de ϕ'_{cv} e τ_e/σ_n obtidos para os corpos de prova no domínio de compactidade relativa inicial (CR_0) compacta.

e_a	CR_a (%)	σ_n (kPa)	$(\tau/\sigma)_{A;C}$	$\phi'_{cv;A;C}$ (°)	$(\tau/\sigma)_B$	ϕ' (°)	$(d\delta_v/d\delta_h)_B$	$\tan \phi'_{cv;B}$	$\phi'_{cv;B}$ (°)	τ_e/σ_n	% de τ_e/σ_n
0,472	87,4	50	0,570	29,7	0,810	39,0	0,140	0,670	33,8	0,240	29,6
0,444	95,9	150	0,500	26,6	0,689	34,5	0,138	0,551	28,8	0,189	27,4
0,440	97,0	300	0,480	25,6	0,646	32,9	0,128	0,518	27,4	0,166	25,7
0,430	100,0	500	0,450	24,2	0,612	31,5	0,108	0,504	26,8	0,162	26,5

Tabela 37 - Valores de ϕ'_{cv} e τ_e/σ_n obtidos para os corpos de prova no domínio de compactidade relativa inicial (CR_0) medianamente compacta.

e_a	CR_a (%)	σ_n (kPa)	$(\tau/\sigma)_{A;C}$	$\phi'_{cv;A;C}$ (°)	$(\tau/\sigma)_B$	ϕ' (°)	$(d\delta_v/d\delta_h)_B$	$\tan \phi'_{cv;B}$	$\phi'_{cv;B}$ (°)	τ_e/σ_n	% de τ_e/σ_n
0,526	71,3	50	0,565	29,5	0,732	36,2	0,150	0,582	30,2	0,167	22,8
0,522	72,5	150	0,460	24,7	0,587	30,4	0,118	0,469	25,1	0,127	21,6
0,485	83,7	300	0,470	25,2	0,560	29,3	0,081	0,479	25,6	0,090	16,1
0,450	94,1	500	0,456	24,5	0,528	27,8	0,080	0,448	24,1	0,072	13,6

A partir dos resultados obtidos nas tabelas acima, observa-se o seguinte:

1. Em ambos os domínios de compactidade relativa (Compacta e Medianamente Compacta), os valores dos ângulos de atrito à volume constante (ϕ'_{cv}), (tanto em A e C, como em B) diminuem com o aumento da tensão normal nominal aplicada, sendo praticamente constante para os corpos de prova rompidos nas tensões confinante de 150 KPa, 300 kPa e 500 kPa, onde se situam entre 24° e 26°, apresentando média de 25,1° quando tomado em relação aos pontos A e C e de 26,3° quando tomado em relação ao ponto B;
2. Foi verificada uma boa correspondência entre os valores de ϕ'_{cv} obtidos a partir dos pontos A e C e do ponto B, remetendo ao que se prevê no modelo de Taylor (1948), no entanto, os valores de ϕ'_{cv} se revelaram ligeiramente superiores no domínio de compactidade relativa compacta, para todas as tensões normais nominais;
3. O percentual da componente devido a dilatância (τ_e/σ_n) frente a resistência ao cisalhamento normalizada (τ/σ_n) tende a ser menor para maiores tensões normais nominais e, fixada uma dada tensão normal nominal, o percentual relativo à dilatância tende a ser ligeiramente maior no domínio compactidade relativa compacta frente ao domínio compactidade relativa medianamente compacta.

Conforme exposto nos tópico acima, percebe-se que o modelo de dilatância proposto por Taylor (1948), e aperfeiçoado por Atkinson e Bransby (1978), apresenta boa correspondência com os resultados das rupturas efetuadas em corpos de prova cisalhados sob tensão normal nominal de 150 KPa, 300 kPa e 500 kPa. No entanto, os valores obtidos para os corpos de prova rompidos sob tensão de 50 kPa apresentaram valores de ϕ'_{cv} significativamente superiores aos demais (da ordem de 29° a 33°). Desta forma, o ângulo de atrito à volume constante (ϕ'_{cv}) das Areias do Porto do Açú está situado na faixa entre 24° e 26°.

3.7. Análise da Permeabilidade

Os ensaios realizados em 4 corpos de provas com diferentes compacidades relativas (CR de 0,7%, 32,2%, 52,1% e 73,6%) registraram pouca variação de permeabilidade, com resultados ligeiramente superiores para as amostras de menor compacidade relativa, como esperado. A *Figura 125* apresenta um gráfico onde estão plotados os resultados apresentados no item 3.8. Os valores encontrados estão na faixa de 10^{-3} cm/s (10^{-5} m/s) e estão tabulados na *Tabela 38*.

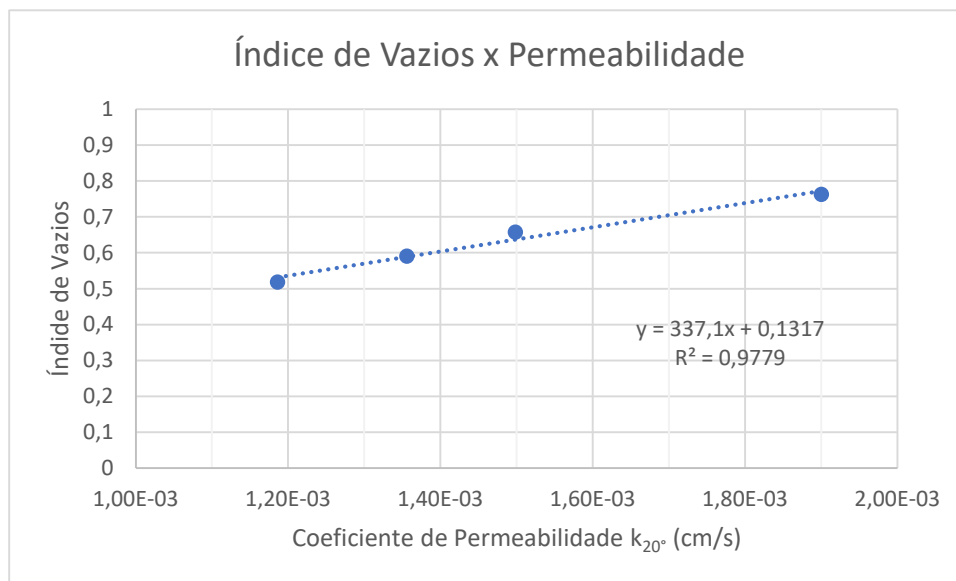


Figura 125 - Relação entre a variação de índice de vazios e a permeabilidade.

Tabela 38 - Coeficiente de Permeabilidade da Areia do Porto do Açú

e	CR (%)	Classificação da Amostra	$e^3/(1+e)$	k (cm/s)
0,518	73,6%	Compacta	0,092	$1,19 \times 10^{-03}$
0,590	52,1%	Medianamente Compacta	0,129	$1,36 \times 10^{-03}$
0,657	32,0%	Medianamente Compacta	0,172	$1,50 \times 10^{-03}$
0,762	0,7%	Muito Fofa	0,252	$1,90 \times 10^{-03}$

Segundo a classificação proposta por Terzaghi, Peck e Mesri (1967) o coeficiente de permeabilidade verificado, na faixa de 10^{-5} m/s, é considerada no limiar entre alta e baixa (*Good* e *Poor*, no original em inglês, em oposição a *Practically Impervious* –

praticamente impermeável), como visto na *Tabela 39*, e está dentro da faixa de transição entre areias em geral e as areias finas, como é o caso da areia do Porto do Açú.

Tabela 39 - Características de Permeabilidade e Drenagem dos Solos (adaptado de TERZAGHI, PECK e MESRI, 1967)

Coeficiente de Permeabilidade k (m/s)												
	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
<i>Drenagem</i>	<i>Alta</i>						<i>Baixa</i>			<i>Praticamente Impermeável</i>		
<i>Tipo de Solo</i>	<i>Cascalho puro</i>	<i>Areias puras, misturas de areia e cascalho</i>				<i>Areias muito finas, siltes orgânicos e inorgânicos, misturas de areia silte e argila, depósitos glaciais, depósitos estratificados de argila, etc.</i>			<i>Solos impermeáveis, e. g. argilas homogêneas abaixo da zona de intemperismos</i>			
				<i>Solos impermeáveis modificados por efeitos da vegetação e intemperismo</i>								

A permeabilidade de materiais granulares depende, majoritariamente, das áreas das seções transversais dos canais formados nos poros da massa de solo. Uma vez que o diâmetro médio dos vazios em uma massa de solo com uma dada porosidade aumenta em proporção ao tamanho médio dos grãos (TERZAGHI, PECK e MESRI, 1967), é esperado que a permeabilidade dos solos granulares aumente em proporção quadrática com algum tamanho característico dos grãos.

Pesquisas realizadas por Hazen (1892, *apud* TERZAGHI, PECK e MESRI, 1967, e MASSAD, 2016) revelaram que o diâmetro efetivo que melhor se enquadra na representação da permeabilidade é D_{10} , é o diâmetro pelo qual passam 10% do material no ensaio de granulometria por peneiramento. A equação proposta por Hazen, já foi apresentada no item 2.3.3.1 deste trabalho, não se enquadrou bem aos resultados obtidos, como visto abaixo.

$$k = \frac{D_{10}^2}{100} = \frac{0,2^2}{100} = 4 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$

Segundo Pinto (2006) no trabalho original de Hazen discutia-se que o coeficiente aplicado ao quadrado de D_{10} estaria entre 50 e 200 (1/50 e 1/200 na fórmula ajustada para resultado em m/s e D_{10} em mm), de qualquer forma a ordem de grandeza da potência de 10 seria a mesma, invalidando a aplicação da expressão de Hazen.

Para a areia de Ipanema, estudada por Costa (2020), com D_{10} definido como 0,22 mm, a equação acima também não se mostrou adequada, pois para aquela areia a permeabilidade verificada está na casa de 10^{-2} m/s (*Tabela 40*).

Tabela 40 - Coeficiente de Permeabilidade da Areia de Ipanema (COSTA, 2020).

e	CR (%)	Classificação da Amostra	$e^3/(1+e)$	k (cm/s)
0,488	84 %	Compacta	0,078	$1,90 \times 10^{-2}$
0,501	80 %	Compacta	0,084	$2,10 \times 10^{-2}$
0,641	37 %	Fofa	0,160	$1,20 \times 10^{-2}$
0,656	32 %	Fofa	0,170	$1,00 \times 10^{-2}$

Um dos fatos que deve ser apontado é que para areia de Ipanema o arredondamento dos grãos foi definido como 0,5 enquanto que para a areia do Porto do Açú, este parâmetro foi definido como 0,7. Em ambos os materiais os respectivos pesquisadores consideraram a esfericidade das partículas igual a 0,7, e ambos usavam o mesmo ábaco. Apesar da falta de acurácia e da subjetividade dessas avaliações, tem-se aqui um indicativo de que o formato dos grãos pode ser um fator de forte influência nos resultados de permeabilidade em areias, já que grãos mais arredondados permitem contatos melhor encaixados entre os grãos, diminuindo a área de percolação nas porosidades do interior da massa de solo.

Nunes (2014) estudou a permeabilidade da areia de Itaipuaçu (Município de Maricá, RJ). Classificada como areia grossa, apresenta $D_{10} = 0,7$ mm e partículas classificadas como bem arredondadas, os valores de permeabilidade verificados estão apresentados na *Tabela 41*.

Tabela 41 - Coeficiente de Permeabilidade da Areia de Itaipuaçu (NUNES, 2014).

e	CR (%)	Classificação da Amostra	$e^3/(1+e)$	k (cm/s)
0,439	91 %	Compacta	0,059	$3,19 \times 10^{-01}$
0,533	54 %	Medianamente Compacta	0,099	$5,23 \times 10^{-01}$
0,671	0 %	Muito Fofa	0,181	$7,58 \times 10^{-01}$

Novamente, para a areia de Itaipuaçu, a expressão de Hazen não apresenta boa correspondência quando aplicada a partir do valor de D_{10} , como visto abaixo.

$$k = \frac{D_{10}^2}{100} = \frac{0,7^2}{100} = 4,9 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

Para a verificação aplicabilidade da expressão proposta por Taylor (1948) na areia do Porto do Açú, correspondente a Equação 47 apresentada no item 2.3.3.1, a mesma deve ser rearrumada, seguindo a interpretação de Costa (2020), obtendo-se a Equação 62:

$$k = \left(D_s^2 \cdot C \cdot \frac{\gamma}{\mu} \right) \frac{e^3}{(1 + e)} \quad (62)$$

A Equação 62 expressa que a relação entre o coeficiente de permeabilidade k e o parâmetro $e^3/(1+e)$ é dado por uma reta do tipo $y = ax + b$, onde:

y : é o coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica;

x : é o parâmetro $e^3/(1 + e)$;

a : é o coeficiente angular dado por $D_s^2 \cdot C \cdot \frac{\gamma}{\mu}$;

b : é o coeficiente linear, igual a zero.

Depreende-se que, segundo a proposição de Taylor (1948), a relação entre k e o parâmetro $e^3/(1+e)$ é uma reta que passa pela origem. Na Figura 126 os resultados de k estão plotados em relação ao parâmetro $e^3/(1+e)$ juntamente com uma linha de tendência obtida pelo Software Microsoft Excel por interpolação linear, buscando o melhor ajuste matemático (R^2 mais próximo da unidade). Na Figura 127, a plotagem é repetida, mas agora forçando a linha de tendência a interceptar a origem. O ajuste da reta pode ser considerado numericamente aceitável, com $R^2 = 0,968$, bastante próximo da unidade, porém deve ser interpretado com cautela pois o aspecto visual da reta em relação aos pontos sugere um ajuste pouco eficiente. Desta forma, fica a ressalva de que a equação de Taylor, que obrigatoriamente considera a passagem pela origem, deve ser utilizada com cuidado na representação da permeabilidade da areia do Porto do Açú. Apesar das imprecisões, o fator de forma C pode ser determinado como demonstrado abaixo.

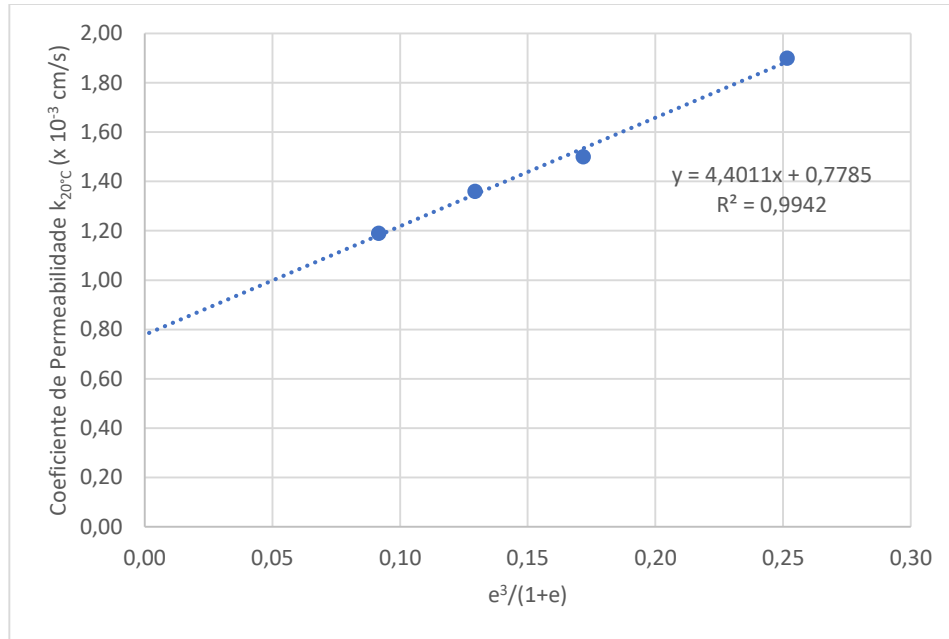


Figura 126 - Relação entre k e $e^3/(1+e)$, com interpolação linear no melhor ajuste matemático.

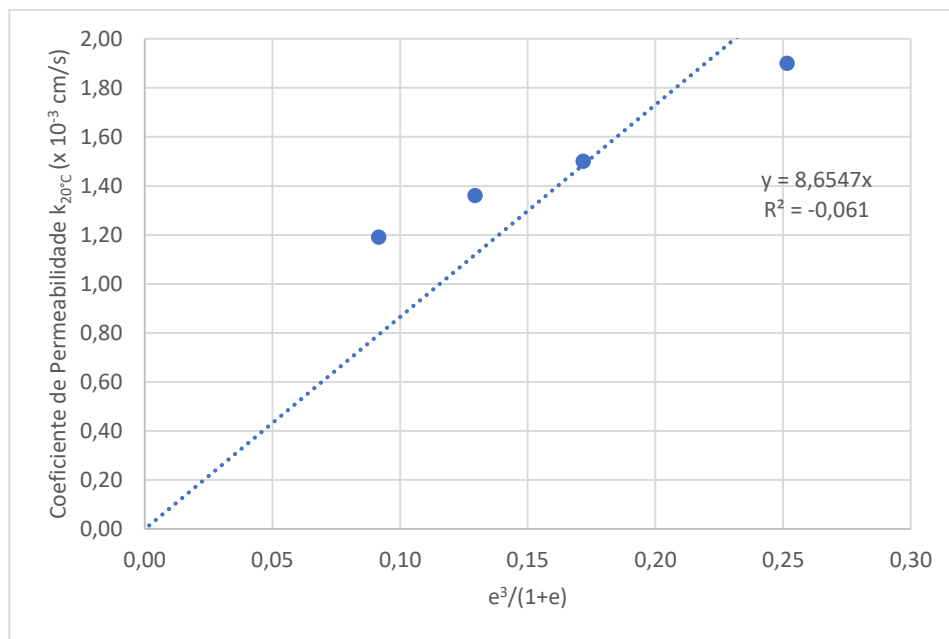


Figura 127 - Relação entre k e $e^3/(1+e)$, com interpolação linear forçada para passar pela origem.

Considerando a equação de reta obtida na interpolação da Figura 127, forçando a passagem pela origem, tem-se que o coeficiente angular é igual a $8,647 \times 10^{-3}$ cm/s = $0,008647$ cm/s, deste modo, obtêm-se a Equação 63.

$$k = 0,008647[cm/s] \times \frac{e^3}{(1 + e)} \quad (63)$$

Portanto, obtêm-se:

$$\left(D_s^2 \cdot C \cdot \frac{\gamma}{\mu} \right) = 8,647 \times 10^{-5} m/s \quad (64)$$

Tomando-se $\gamma = \gamma_{w,20^\circ C} = 9,789 kN/m^3$ (peso específico da água a 20° C) e $\mu = \mu_{w,20^\circ C} = 1,002 \times 10^{-3} N \cdot s/m^2$ (viscosidade da água a 20° C), e considerando que, para uma areia uniforme, D_s seja próximo de D_{50} , igual a 0,42 mm ($0,42 \times 10^{-3} m$), obtêm-se o valor do fator de forma C na expressão de Taylor (1948):

$$\left(D_s^2 \cdot C \cdot \frac{9,789 \times 10^3 N/m^3}{1,002 \times 10^{-3} N \cdot s/m^2} \right) = 8,647 \times 10^{-5} m/s \quad (65)$$

$$(D_s^2 \cdot C) = 8,85 \times 10^{-12} m^2 \quad (66)$$

$$(0,38 \times 10^{-3})^2 \cdot C = 8,85 \times 10^{-12} m^2 \quad (67)$$

$$C = 6,13 \times 10^{-5} \quad (68)$$

Para a areia de Ipanema Costa (2020) também verificou o ajuste da expressão proposta por Taylor. Na Figura 128a é apresentado o melhor ajuste da reta de interpolação linear que representa a variação de k em função de $e^3/(1+e)$ na areia de Ipanema, sem que se force a passagem pela origem (R^2 mais próximo de 1,0), na Figura 128b pode-se observar o ajuste da reta que passa pela origem, ainda apresentando um valor de R^2 bastante satisfatório, também próximo da unidade. Abaixo, tem-se as Equações 63, 64 e 68 aplicadas a areia de Ipanema (COSTA, 2020).

$$k = 0,12356[cm/s] \times \frac{e^3}{(1 + e)}$$

$$\left(D_s^2 \cdot C \cdot \frac{\gamma}{\mu} \right) = 1,2356 \times 10^{-3} m/s$$

$$C = 8,8 \times 10^{-4}$$

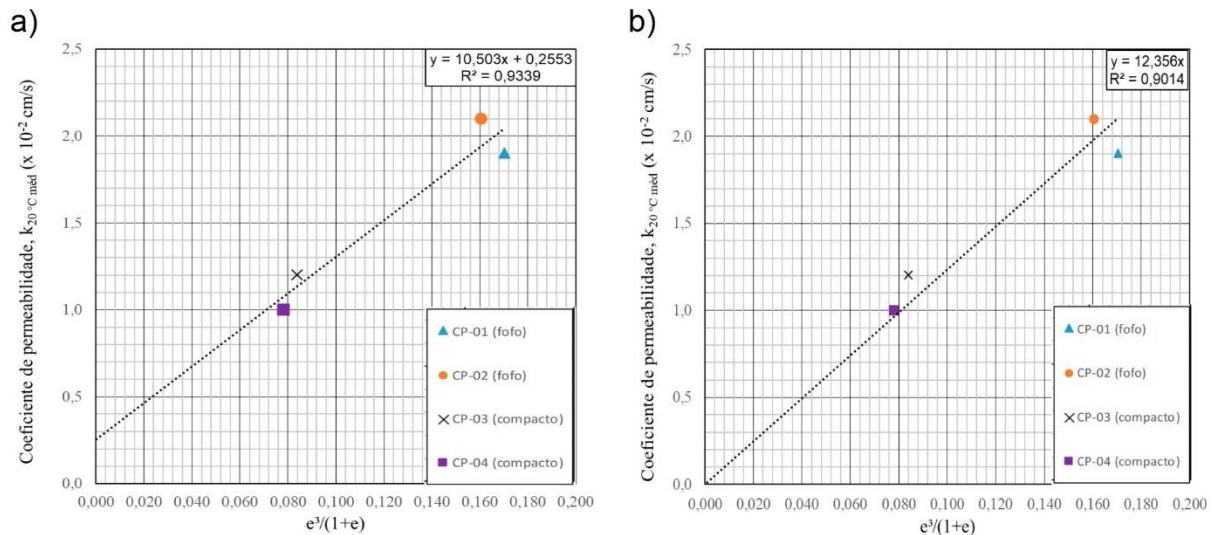


Figura 128 – Para a areia de Ipanema: a) melhor ajuste da reta de interpolação linear que representa a variação de k em função de $e^3/(1+e)$; b) ajuste da reta que passa pela origem, ainda apresentando um valor de R^2 bastante satisfatório, também próximo da unidade (COSTA, 2020).

Nunes (2014) não apresentou os dois gráficos da Figura 128 pois foi percebido que o ajuste da reta que passava pelos pontos referentes aos ensaios de permeabilidade nas amostras compacta e medianamente compacta apresentavam um ajuste exato com a reta que parte da origem do gráfico. Aquele autor atribui a discrepância neste terceiro ponto do ensaio à possibilidade de diminuição dos índices de vazios da amostra durante o transporte do corpo de prova, que precisou ser movido do espaço onde se executou a pluviação para o local onde se realizou o ensaio de permeabilidade.

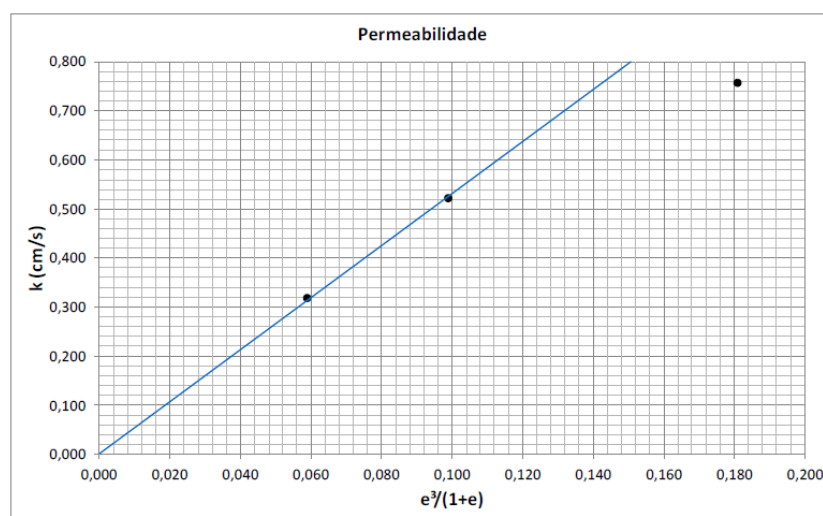


Figura 129 - Gráfico $k \times e^3/(1+e)$ da areia de Itaipuaçu. A linha de tendência obtida por interpolação linear despreza o ensaio realizado no corpo de prova fofo (NUNES, 2014).

Ignorando a possibilidade aventada por Nunes (2014), afim de que se mantenha a mesma metodologia empregada para as areias de Ipanema e do Porto do Açú, foram elaborados dois gráficos que relacionam k e $e^3/(1+e)$ com linhas de tendência obtidas por interpolação linear, sem forçar a passagem pela origem (Figura 130a) e forçando sua passagem pela origem (Figura 130b). Neste caso verifica-se, inclusive, que ocorre melhor ajuste para a reta que passa na origem, com R^2 mais próximo da unidade (que, novamente, deve ser interpretado com cautela), indicando validade da expressão de Taylor também na Areia de Itaipuaçu.

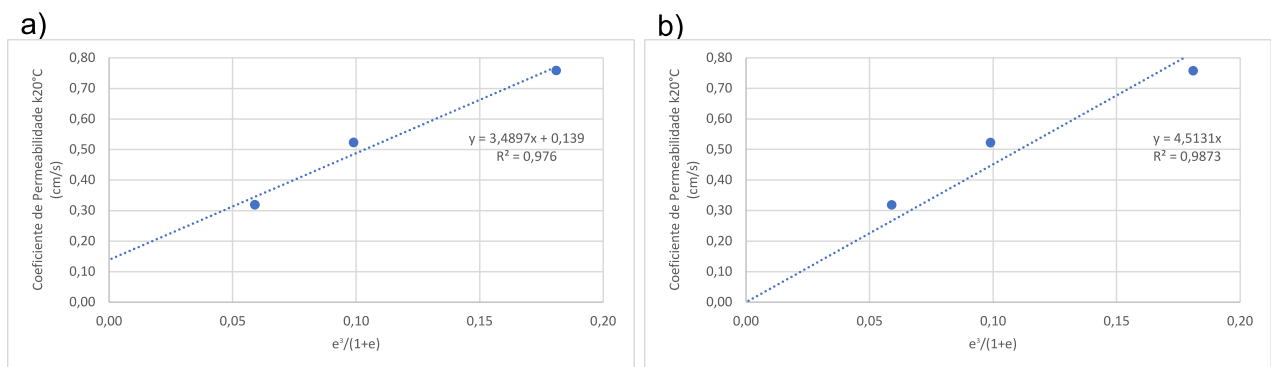


Figura 130 – Para a areia de Itaipuaçu: a) linhas de tendência obtidas por interpolação linear, sem forçar a passagem pela origem e b) forçando sua passagem pela origem (NUNES, 2014).

Aplicando a Equações 63 aos resultados obtidos por Nunes (2014), considerando a linha de tendência obtida na Figura 130b, tem-se que o coeficiente angular é de cerca de 4,5 cm/s, deste modo:

$$k = 4,5131 [cm/s] \times \frac{e^3}{(1+e)}$$

Portanto, obtêm-se:

$$\left(D_s^2 \cdot C \cdot \frac{\gamma}{\mu} \right) = 4,5131 \times 10^{-2} m/s$$

Novamente, tomando-se $\gamma = \gamma_{w,20^\circ C} = 9,789 kN/m^3$ (peso específico da água a 20° C) e $\mu = \mu_{w,20^\circ C} = 1,002 \times 10^{-3} N \cdot s/m^2$ (viscosidade da água a 20° C), e considerando que, para uma areia uniforme, D_s seja próximo de D_{50} , igual a 1,18 mm ($1,18 \times 10^{-3} m$), obtêm-se o valor do fator de forma C da areia de Itaipuaçu na expressão de Taylor (1948):

$$\left(D_s^2 \cdot C \cdot \frac{9,789 \times 10^3 N/m^3}{1,002 \times 10^{-3} N \cdot s/m^2} \right) = 4,5131 \times 10^{-2} m/s$$

$$(D_s^2 \cdot C) = 4,62 \times 10^{-9} m^2$$

$$(1,18 \times 10^{-3})^2 \cdot C = 4,62 \times 10^{-9} m^2$$

$$C = 3,32 \times 10^{-3}$$

Os parâmetros D_s e C irão indicar a inclinação da reta proposta por Taylor para descrever a relação entre o coeficiente de permeabilidade (k) e o parâmetro $e^3/(1+e)$. Mesmo com a pequena amostragem analisada fica claro que para areias mais grossas o parâmetro D_s tende a ser mais representativo que C já que, para as areias de Ipanema e do Porto do Açú, que apresentam D_s da mesma ordem de grandeza (respectivamente 0,38 mm e 0,42 mm) foi registrada grande variação no coeficiente de forma.

Assumindo que a forma dos vazios e a estrutura da massa de areia, representadas por C , está relacionada ao formato dos grãos e ao seu arranjo, novas pesquisas devem ser realizadas na tentativa de se estabelecer relações entre a esfericidade e o arredondamento dos grãos e os coeficientes CC e CNU , permitindo uma previsão do coeficiente de forma C , previsto na equação de Taylor.

3.8. Análise da Compressibilidade

A partir dos três ensaios de compressão confinada realizados na areia do Porto do Açú foi possível a elaboração de gráficos Tensão-Deformação para cada uma das amostras. Os gráficos revelaram um comportamento não elástico, como esperado, já que o corpo de prova não retornou à altura inicial após o descarregamento (Figura 131).

No trecho inicial do carregamento, até 200 kPa, as curvas estão praticamente sobrepostas (principalmente para os ensaios em compactidade relativa fofa e medianamente compacta), cabendo duas considerações:

- a. O relógio comparador utilizado no ensaio não tem resolução suficiente para registrar adequadamente as deformações que ocorrem nesta faixa de carregamento, já que a escala do instrumento é de apenas 0,01 mm.

- b. A camada externa dos três corpos de prova apresenta um arranjo de grãos muito similar, fruto do processo de arrasamento após a pluviação, e são as deformações oriundas da acomodação desses grãos que estão sendo medidas nos estágios iniciais do ensaio.

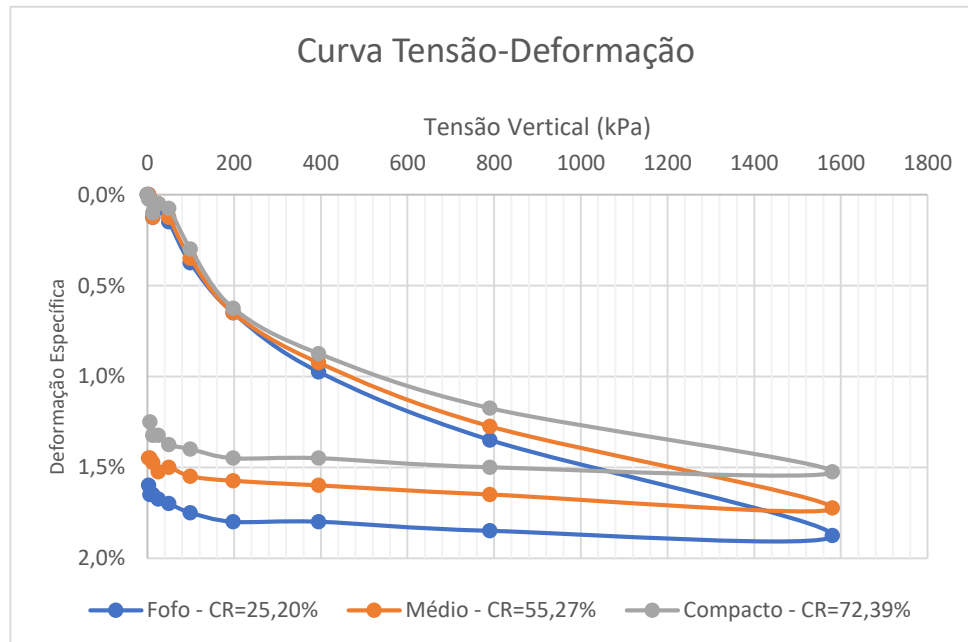


Figura 131 – Curva Tensão-Deformação dos três ensaios de compressibilidade unidimensional realizados.

A partir da etapa de carregamento de 200 kPa a divergência entre as curvas fica bastante evidente, para a amostra mais compacta o avanço das deformações é mais suave, atingindo uma deformação específica máxima de 1,5 %, para a amostra medianamente compacta as deformações se desenvolvem de forma um pouco mais acentuada, atingindo o limite em 1,7 % e, por fim, para a amostra fofo as deformações avançam de modo um pouco mais rápido, atingindo o máximo de 1,9 %.

Utilizando o processo descrito no item 2.4.3 (Figura 38) foi possível determinar o Módulo Edométrico da areia do Porto do Açú, com valores variando entre 6,17 MPa e 226 MPa para tensões entre 12,5 kPa e 1600 kPa (Tabela 42). Para a etapa de carregamento de 25 kPa foi obtido um Módulo Edométrico negativo, já que para esta etapa a deformação unitária obtida foi inferior àquela obtida na etapa anterior, de modo que este resultado está sendo desprezado. Os resultados obtidos estão plotados a seguir (Figura 132, Figura 133, Figura 134).

Tabela 42 - Módulo Edométrico (MPa)

	CR = 25,2 %	CR = 55,3 %	CR=72,4 %
Mínimo	6,17	6,17	8,22
Máximo	150,69	175,81	226,04

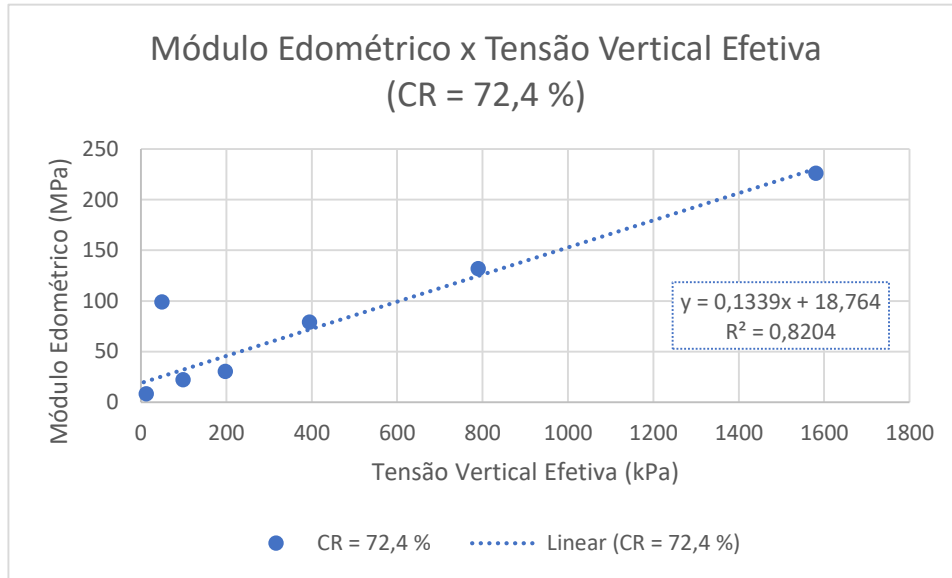


Figura 132 – Variação do Módulo Edométrico com a Tensão Vertical Efetiva em amostra compacta.

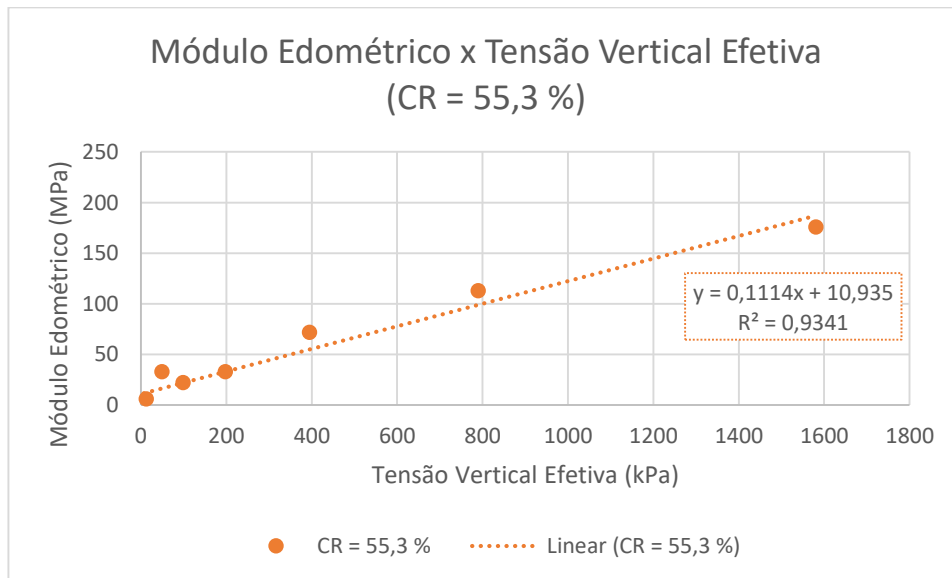


Figura 133 - Variação do Módulo Edométrico com a Tensão Vertical Efetiva em amostra medianamente compacta.

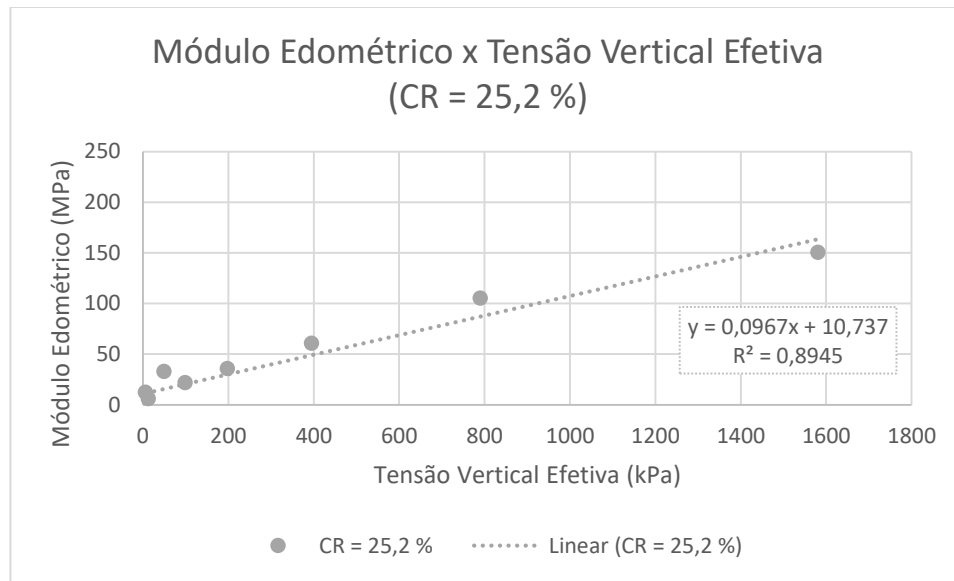


Figura 134 - Variação do Módulo Edométrico com a Tensão Vertical Efetiva em amostra fofa.

Na plotagem dos gráficos foi proposta uma linha de tendência obtida por regressão linear a partir da ferramenta computacional Microsoft Excel. Percebe-se que o coeficiente linear da reta apresenta uma faixa de variação estreita, entre 10,737 MPa e 18,764 MPa, e o coeficiente angular aumenta com o aumento da compactação relativa. O estudo da variação deste coeficiente angular revela que existe um bom ajuste para uma reta obtida por regressão linear (Figura 135).

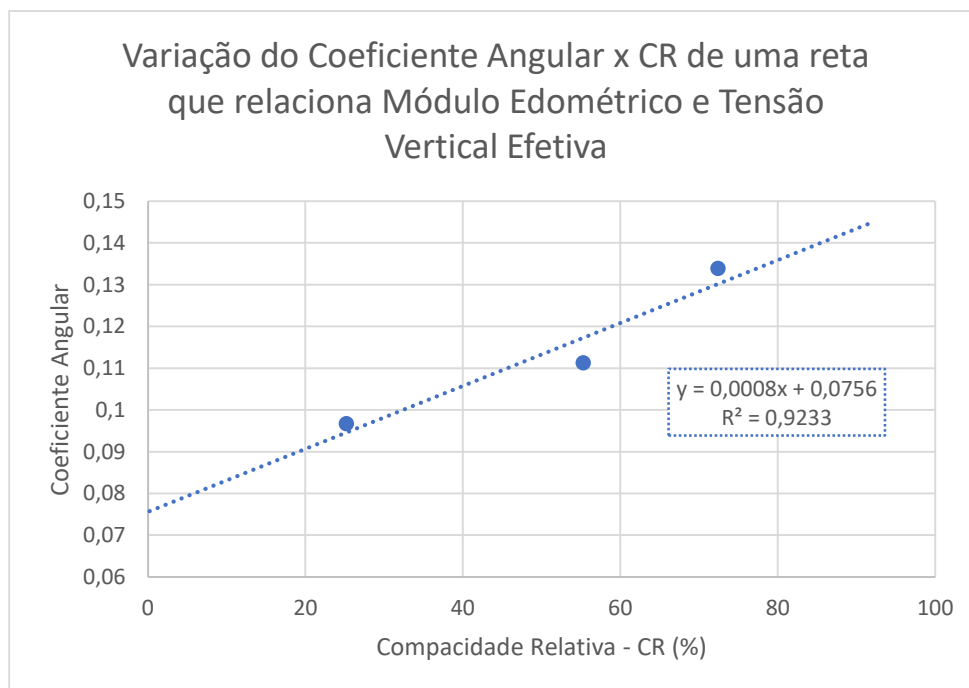


Figura 135 - Estudo da variação do coeficiente angular em função de CR.

Para propor uma curva de tendência de caráter mais geral que correlacione o Módulo Edométrico (em MPa) e a Tensão Vertical efetiva (em kPa), para diversas compacidades, pode-se tomar a média dos coeficientes lineares obtidos nos gráficos da Figura 132 a Figura 134, adotando-se como coeficiente angular a equação da linha de tendência definida na Figura 135, obtendo-se a Equação 69.

$$E_{Edo}[MPa] = (0,0008CR + 0,0756)\sigma'_v[kPa] + 13,52 \quad (69)$$

A Tabela 43 reúne os resultados obtidos nos ensaios e a partir da Equação 69. Nota-se que para valores intermediários, entre 100 kPa e 800 kPa, existe boa correspondência, apontado que, com uma maior amostragem de ensaios e equipamento mais acurado, pode-se obter resultados aplicáveis na prática.

Tabela 43 - Comparação de resultados de ensaios com resultados obtidos pela equação proposta.

Tensão Vertical Efetiva (kPa)		Módulo Edométrico (MPa) x Tensão Vertical Efetiva (kPa)					
		Fofo CR = 25,20 %		M.Compacto CR = 55,27 %		Compacto CR = 72,39 %	
Nominal	Aplicada	Ensaio	Equação	Ensaio	Equação	Ensaio	Equação
12,5	12,3	6,17	14,70	6,17	15,00	8,22	15,17
25	24,7	-	15,89	-	16,48	-	16,82
50	49,4	33,02	18,26	33,02	19,45	99,08	20,12
100	99,0	22,06	23,00	22,06	25,39	22,06	26,74
200	197,6	35,86	32,44	32,88	37,20	30,35	39,90
400	395,0	60,80	51,35	71,87	60,86	79,05	66,27
800	790,3	105,46	89,20	113,00	108,21	131,84	119,03
1600	1580,8	150,69	164,90	175,81	202,92	226,04	224,57

Simões (2015) estudou a compressibilidade da areia de Ipanema empregando um número maior de amostras, enfrentando problemas na repetibilidade dos dados. Aquele pesquisador percebeu que num primeiro ciclo de carregamento ocorriam acomodações no equipamento que interferiam nas medições. Tentou-se remediar esse efeito aplicando-se um segundo ciclo de carregamento e descarregamento.

Em alguns dos ensaios realizados na areia de Ipanema houve grande discrepância nas deformações verificadas, principalmente no primeiro ciclo de carregamento. Essa característica foi verificada para os três domínios de compactação relativa em que foram realizados os ensaios (fofo, medianamente compacta e compacta).

Para fins de comparação com os resultados da Areia do Porto do Açú, desprezando-se os ensaios com resultados mais discrepantes na areia de Ipanema e considerando apenas o primeiro ciclo de carregamento, as deformações máximas nas amostras fofas foram de aproximadamente 1,0%, 0,40% nas amostras medianamente compactas e 0,20% para os ensaios nas amostras compactas, no entanto, para diversos estágios de carregamento não foram registradas deformações, dificultando a definição dos Módulos Edométricos. Considerando os ensaios com dois ciclos de carregamento, a areia de Ipanema apresentou Módulos Edométricos variaram entre 12,4 MPa e 531 MPa para corpos de prova fofos (tensões entre 6,25 kPa e 1600 kPa). Não foram apresentados Módulos Edométricos para os corpos de prova medianamente compactos e compactos.

Usando uma célula especial, com 20 mm de diâmetro e 40 mm de altura, foram realizados ensaios de compressão uniaxial nas areias de Ipanema (SIMÕES, 2015) e nas areias de Itaipuaçu (NUNES, 2014), visando estudar a quebra de grãos em tensões bastante elevadas (até 20.000 kPa) aplicadas em amostras compactas. Nesta pesquisa não foram realizados ensaios semelhantes (em nível de carga ou formato da célula), mas considerando uma faixa de carregamento entre 80 e 1250 kPa foram registrados Módulos Edométricos entre 80 MPa e 2033 MPa para a areia de Ipanema (SIMÕES, 2015), Nunes (2014) não apresentou o módulo edométrico da areia de Itaipuaçu. Em ambos os casos foram registradas expressiva quebra de grãos para tensões a partir de 10.000 kPa.

4. Considerações Finais

4.1. Conclusões Gerais

No âmbito da presente pesquisa, foi implementada uma campanha constituída por 16 ensaios de cisalhamento direto, 4 ensaios de permeabilidade e 3 ensaios de compressão uniaxial, realizados em uma amostra da Areia do Porto do Açú, localizada no município de São João da Barra, importante polo logístico do país. A amostra foi caracterizada como uma areia média a fina, uniforme e bem graduada, com grãos de formato subangulares e subarredondados. A densidade relativa dos grãos (G_s) é igual a 2,687, o índice de vazios mínimo determinado é de 0,430 e o índice de vazios máximo é de 0,765.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com corpos de prova na condição seca, moldados em quatro diferentes domínios de compacidade relativa (CR), designados como Muito Fofa, Fofa, Medianamente Compacta e Muito Compacta, seguindo o critério de classificação proposta por Lambe e Whitman (1969), expressa na Tabela 3. Em cada um desses domínios de compacidade foram realizados ensaios de cisalhamento direto sob tensões normais nominais de 50, 150, 300 e 500 kPa.

As principais conclusões obtidas em relação aos ensaios de cisalhamento são apresentadas a seguir:

1. Preparação das amostras:

- A principal metodologia empregada para a preparação das amostras foi a Pluviação sobre Múltiplas Peneiras, e complementarmente o preenchimento direto da caixa de cisalhamento com utilização de um funil com saída acoplada a uma mangueira. O processo de pluviação apresenta excelente repetibilidade de resultados e uma correspondência relativamente constante entre os resultados previamente obtidos por pluviação em moldes cilíndricos e diretamente na caixa de cisalhamento;
- A maior dificuldade encontrada ocorreu durante a preparação das amostras já pluviadas na caixa de cisalhamento, que tendem a sofrer redução do

índice de vazios durante o nivelamento da amostra (realizado com utilização de uma espátula metálica biselada produzida no próprio laboratório);

- Após a aplicação das cargas normais para o ensaio de cisalhamento direto, alguns corpos de prova apresentaram índices de vazios mínimos inferiores àqueles determinados pelos métodos de ensaio empregados. Como mencionado anteriormente, duas hipóteses foram formuladas: os métodos para obtenção de corpos de prova próximos do índice de vazios mínimo por deposição controlada (pluviação sobre múltiplas peneiras) e com aplicação de vibração (método B da norma NBR 16843) não são tão eficientes para obtenção de amostras com alta densidade aparente seca em areias mal graduadas, de modo que um índice de vazios mínimo absoluto (ou real) não pôde ser alcançado por esses métodos já que, durante a deposição controlada ou durante a vibração, existem poucos grãos de menores diâmetros para ocuparem os espaços entre os grãos de tamanho uniforme das Areias do Porto do Açú. Com o uso de grande energia de compactação (aplicação de altos carregamentos antes do cisalhamento) os grãos são forçados a um arranjo mais denso, com possível quebra dos mesmos em quinhas e arestas mais proeminentes. Essa hipótese de quebra de grãos é corroborada pelo som percebido no momento da aplicação das cargas, que remetem, intuitivamente, a este comportamento. Ou ainda, no momento do nivelamento do corpo de prova, apesar de ser produzido um aumento da densidade aparente seca da amostra, o processo pode resultar em uma camada superficial de material solto que se acomoda no momento da aplicação da carga. Desta forma, o deslocamento descendente registrado no top cap durante a fase de aplicação da carga não seria integralmente representativo para a determinação do índice de vazios no corpo de prova após este estágio, pois não se distribui de forma uniforme ao longo de toda a altura da amostra;
- As Compacidades Relativas médias obtidas em cada um dos domínios ensaiados foram: a) Muito Fofa: $e_0 = 0,717$, $CR_{0,méd} = 14,2 \%$; b) Fofa: $e_0 = 0,674$, $CR_{0,méd} = 27,2 \%$; c) Medianamente Compacta: $e_0 = 0,568$, $CR_{0,méd} = 58,7 \%$; d) Compacta: $e_0 = 0,519$, $CR_{0,méd} = 73,4 \%$.

2. Resultados Obtidos nos ensaios de cisalhamento direto agrupados por domínio de compacidade relativa:

- Os ensaios realizados nos domínios de compacidade relativa Muito Fofa e Fofa não apresentaram pico de resistência na $\tau/\sigma \times \delta h$. Ocorrendo justamente o contrário nos corpos de prova moldados nos domínios de compacidade relativa Medianamente Compacta e Muito Compacta, onde a curva apresentou pico de resistência bastante definido;
- Para um mesmo domínio de compacidade relativa, o aumento de τ/σ , no trecho inicial da curva, será mais gradual quanto maiores forem as tensões normais nominais (σ_n), conforme esperado;
- Para um mesmo domínio de compacidade relativa, quanto menor a tensão normal nominal (σ_n), mais acentuado será o pico da curva $\tau/\sigma \times \delta h$;
- Para um mesmo domínio de compacidade relativa, quanto menor a tensão normal nominal (σ_n) maior será o ângulo de atrito de pico (ϕ') registrado;
- O intervalo de variação do ângulo de atrito interno, em um mesmo domínio de compacidade, para os ensaios realizados com tensão normal nominal de 50kPa e 500 kPa situa-se, respectivamente, nos seguintes intervalos: muito fofa, 27,6° e 24,4°; fofa, 30,9° e 26,4°; medianamente compacta, 36,2° e 27,8°; compacta: 39,3° e 31,5°. Pode-se notar, por estes resultados, que o valor de σ_n exerce uma moderada influência sobre o ângulo de atrito de pico, com uma redução média em torno de 16,4% entre os corpos de prova cisalhados em 50 kPa e 500 kPa;
- Para um mesmo domínio de compacidade relativa, o deslocamento horizontal relativo na ruptura (δh_r) apresenta nítida tendência de aumento para maiores tensões normais nominais (σ_n);
- Todos os corpos de prova cisalhados no domínio de compacidade relativa muito fofa e fofa apresentaram comportamento contrátil, com discretas retomadas no deslocamento vertical para deformações além da ruptura. De modo contrário, os corpos de prova cisalhados no domínio de compacidade relativa medianamente compacta e compacta apresentaram contração

inicial seguida de dilatação até pouco depois de atingida a resistência de pico, quando o deslocamento vertical se manteve constante em um curto patamar e depois assumiu comportamento descendente.

- Para um mesmo domínio de compacidade relativa, nos corpos de prova que sofrem contração, esta será tão maior quanto maior for a tensão normal nominal (σ_n);
- Para um mesmo domínio de compacidade relativa, nos corpos de prova que sofreram contração inicial seguida de dilatação na ruptura, a dilatação tende a ser maior para as tensões normais nominais menores, no entanto, não se registrou um padrão para as contrações iniciais, que em tese tenderiam a ser maiores para as maiores tensões normais nominais.

3. Resultados Obtidos nos ensaios de cisalhamento direto agrupados por tensão normal nominal:

- Para uma mesma tensão normal nominal (σ_n), registrou-se que quanto menor o índice de vazios após a aplicação das cargas (e_a), maior compacidade relativa (CR_a), maior o ângulo de atrito de pico (ϕ'). Este aumento ocorreu em todos os domínios de compacidade relativa, no entanto, o aumento foi mais significativo nos domínios onde ocorreu o efeito de dilatância da amostra. De um modo geral, quanto maior a amplitude da dilatância, maior foi o ângulo de atrito de pico (ϕ') registrado, a única exceção ocorreu para o ensaio realizado a 150 kPa de tensão normal nominal no domínio compacto, que apresentou dilatação ligeiramente maior que o ensaio realizado no domínio muito compacto, porém com ângulo de atrito de pico inferior;
- Para uma mesma tensão normal nominal (σ_n), registrou-se que quanto menor o índice de vazios após a aplicação das cargas (e_a), maior compacidade relativa (CR_a), menor será o deslocamento horizontal relativo na ruptura (δh_r);
- Para uma mesma tensão normal nominal (σ_n), registrou-se que quanto menor o índice de vazios após a aplicação das cargas (e_a), maior compacidade relativa (CR_a), haverá uma tendência de menor contração na

ruptura (para os corpos de prova que sofrem contração) e haverá uma tendência de maior dilatação na ruptura (para os corpos de prova que sofrem dilatação).

4. Determinação da curva índice de vazios versus tensão normal nominal crítica:

- A plotagem dos pares (e_a ; δv) dos ensaios realizados em uma mesma tensão normal nominal permitiu a determinação de um índice de vazios, associada a cada tensão normal nominal efetiva, onde o deslocamento vertical do *top cap* é nulo, chamado índice de vazios crítico (e_{cr}). Quanto maior o valor de σ_n menor será o índice de vazios crítico associado;
- A partir de pares ordenados (σ_n ; e_{cr}) foi traçada uma curva “índice de vazios crítico versus tensão normal nominal crítica” para a Areia do Porto do Açú. A curva traçada divide o espaço de plotagem referente ao “índice de vazios após aplicação das cargas (e_a) x tensão normal nominal (σ_n)” em duas regiões. Quando uma amostra de areia sofre cisalhamento com uma combinação (e_a ; σ_n) situada acima da curva ocorrerá comportamento **contrátil** ($\delta v_r < 0$); quando o cisalhamento ocorrer com uma combinação (e_a ; σ_n) situada abaixo da curva se terá um comportamento **dilatante** ($\delta v_r > 0$);
- Para a determinação da curva crítica foi utilizada interpolação logarítmica em relação aos pares (σ_n ; e_{cr}) plotados. Desta forma, além do gráfico onde se vê a curva crítica desenvolvida sobre a forma de uma curva logarítmica, foi proposto um segundo gráfico que utiliza um eixo horizontal em escala logarítmica, de forma que a curva crítica, para esta escala alternativa, assume o formato de uma reta inclinada.

5. Análise do fenômeno da dilatância de acordo com o modelo proposto por Taylor (1948) e aprimorado por Atkinson e Bransby (1978):

- Para os ensaios realizados nos domínios de compactidade relativa medianamente compacta e compacta, sob as cargas de 50, 150, 300 e 500 kPa, foi possível avaliar a aplicabilidade do modelo proposto por Taylor (1948) e aprimorado por Atkinson e Bransby (1978), verificando-se boa correspondência

geral, principalmente em relação ao significado dos pontos notáveis assinalados nas curvas de cada ensaios;

- Na determinação do ângulo de atrito a volume constante (ϕ_{cv}), houve boa correspondência com os resultados das rupturas efetuadas em corpos de prova cisalhados sob tensão normal nominal de 150 kPa, 300 kPa e 500 kPa. No entanto, os valores obtidos para os corpos de prova rompidos sob tensão de 50 kPa apresentaram valores de ϕ_{cv} significativamente superiores aos demais (da ordem de 29° a 33°) e estes resultados não foram considerados. Desta forma, o ângulo de atrito à volume constante (ϕ'_{cv}) das Areias do Porto do Açú está situado na faixa entre 24° e 26°;
- Observou-se uma certa similaridade de comportamento das areias compactas quando se dispõe de investigações de campo. O grau de compactação afeta as correlações na mesma tendência em que afeta os ensaios de laboratório, indicando também, através dos resultados das correlações, comportamento contrátil e dilatante.

6. Comparação com resultados de pesquisas semelhantes em outras areias do litoral fluminense:

- Foi possível comparar os resultados desta pesquisa com resultados obtidos para as areias de Itaipuaçu (NUNES, 2014) e Ipanema (COUTINHO, 2021), realizadas faixas de carregamentos semelhantes e compacidades relativas compatíveis;
- Os ângulos de atritos obtidos para a areia do Porto do Açú foram inferiores àqueles verificados nas areias de Itaipuaçu e Ipanema;
- Com relação a areia de Itaipuaçu estes resultados já eram esperados, tendo em vista que nas areias mais grossas tende a ocorrer melhor imbricamento das partículas, com distribuição dos grãos menores em meio aos maiores;
- Na comparação com a areia de Ipanema, que se apresenta numa mesma faixa granulométrica, os ângulos de atrito definidos para a areia do Porto do Açú foram sempre inferiores aos verificados na areia de Ipanema, chamam a atenção. Era de se esperar que os dois materiais apresentassem ângulos de

atrito numa mesma faixa de valores tendo-se que, por hipótese, esteja ocorrendo quebras dos grãos em asperezas mais proeminentes e angulosas nos grãos do Porto do Açú, como pode ser verificado na Figura 110.

- A amostragem disponível ainda é muito reduzida, mas com a tabulação de dados organizados em função da variação de parâmetros como os diâmetros efetivos D_{60} , D_{30} e D_{10} , CNU, CC e formato dos grãos, como apresentado na Tabela 29 a Tabela 34, será possível observar tendências e estabelecer correlações.

As principais conclusões obtidas em relação aos ensaios de permeabilidade são apresentadas a seguir:

1. Preparação das amostras:

- A mesma metodologia utilizada nos ensaios de cisalhamento direto pode ser empregada na produção das amostras dos ensaios de permeabilidade, com a pluviação diretamente no cilindro do permeâmetro;
- Os 4 corpos de provas confeccionados, moldados com diferentes compacidades relativas (CR de 0,74%, 31,97%, 52,11% e 73,65%), apresentaram resultados de índices de vazios dentro das faixas previstas para as aberturas de funis e alturas de queda utilizadas, conforme ensaios de pluviação preliminares realizados em cilindros proctor.

2. Resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade:

- Para corpos de prova de diferentes compacidades relativas foi registrada pouca variação de permeabilidade, com resultados ligeiramente superiores para as amostras de menor compacidade relativa, como esperado;
- Os valores encontrados estão na faixa de 10^{-3} cm/s (10^{-5} m/s), considerada no limiar entre alta e baixa, segundo a classificação de Terzaghi, Peck e Mesri (1967), e está dentro da faixa de transição entre areias em geral e as areias finas, como é o caso da areia do Porto do Açú;
- Foi verificada a aplicabilidade da expressão proposta por Taylor (1948) para previsão da permeabilidade de solos granulares, que determina que a

relação entre k e o parâmetro $e^3/(1+e)$ é uma reta que passa pela origem. Apesar de numericamente aceitável, o ajuste como uma reta que passa pela origem é considerado pouco eficiente pela análise visual da plotagem do gráfico.

3. Comparação com resultados de pesquisas semelhantes em outras areias do litoral fluminense:

- A permeabilidade da areia do Porto do Açu é inferior àquela verificada para a Areia de Ipanema, da ordem de 10^{-2} m/s, e para a areia de Itaipuaçu, da ordem de 10^{-1} .
- A diferença em relação a areia de Itaipuaçu já era esperada, tendo em vista se tratar de uma areia grossa. De tal modo que a diferença verificada entre a permeabilidade da areia de Ipanema e da areia do Porto do Açu demandam maiores estudos;
- Ao se operacionalizar a expressão proposta por Taylor (1948), foi possível obter o valor do coeficiente de forma C para as areias do Porto do Açu ($C = 6,13 \times 10^{-5}$) e para as areias de Ipanema ($C = 8,8 \times 10^{-4}$);
- O coeficiente de forma está relacionado ao formato dos canais constituídos no interior de uma massa de solo e sofre influência do formato dos grãos e da distribuição granulométrica, podendo ser uma das explicações para a diferença de permeabilidade entre os dois materiais.

As principais conclusões obtidas em relação aos ensaios de compressão uniaxial são apresentadas a seguir:

1. Preparação das amostras:

- Foram moldados 3 corpos de provas para realização dos ensaios de compressão uniaxial, obtendo-se uma amostra de Compacidade Relativa Fofa, Medianamente Compacta e Compacta. Os corpos de prova foram obtidos com a utilização de deposição controlado por pluviação sobre peneiras e diretamente, através de um funil simples acoplado a uma mangueira;

- Novamente, houve correspondência entre os resultados obtidos na confecção dos corpos de prova diretamente no anel de confinamento em relação aos ensaios preliminares realizados em cilindros proctor.

2. Resultados obtidos nos ensaios de compressão unidimensional:

- A amostra de compactidade relativa compacta atingiu uma deformação específica máxima de 1,52%, a amostra medianamente compacta atingiu o limite de deformação em 1,72% e, por fim, para a amostra fofa as deformações específicas alcançaram 1,87%;
- Foi possível determinar o Módulo Edométrico da areia do Porto do Açu, com valores variando entre 6,17 MPa e 226 MPa para tensões entre 12,5 kPa e 1600 kPa.

3. Comparação com resultados de pesquisas semelhantes em outras areias do litoral fluminense:

- Não foi possível realizar comparações adequadas com outros resultados já que os ensaios de compressão unidimensional realizados na areia de Ipanema e Itaipuaçu compreendiam diferentes anéis de confinamento e diferentes ciclos de carregamento.

Por fim, com o intuito de incluir nos dados obtidos nesta pesquisa na Tabela 1, que compila dados de pesquisas semelhantes realizadas em areias do litoral fluminense, é apresentada a seguir a Tabela 44. Novamente, diferenças metodológicas importantes, que diferenciam e até dificultam a comparação entre resultados estão sendo comentados em notas numeradas ao pé da tabela.

Tabela 44 – Compilação Final de Resultados.

Localidade	Itaipuaçu	Ipanema	Peró	Copacabana	Porto do Açú
Município	Maricá	Rio de Janeiro	Cabo Frio	Rio de Janeiro	S João da Barra
Pesquisador	Nunes, 2014	Simões, 2015 Costa, 2020 Coutinho, 2021	Silva, 2017	Goldbach, 2016	Monteiro, 2023
GS	2,643	2,656 (2,659) ^[1]	2,663	2,54	2,687
e_{max}	0,671	0,760 (0,732) ^[1]	-	-	0,765
e_{min}	0,416	0,435 (0,461) ^[1]	-	-	0,430
ϕ^i (Amostras Fofas)	29,9° a 37,2° ^[2]	30° a 44° ^[2]	32° a 51° ^[4]	36° a 45° ^[6]	26,4° a 30,9° ^[7]
ϕ^i (Amostras Compactas)	43,4° a 53,8° ^[2]	35° a 54° ^[2]			31,49° a 39,26° ^[8]
$\phi_{repouso}$	32,3° ^[3]	33° ^[3]	33° ^[3]	-	31,8° a 34,8° ^[9]
ϕ_{cv}	32°	-	-	-	24° a 26°
Granulometria	Grossa, mal graduada e uniforme	Fina a Média, mal graduada e uniforme	Fina a Média	Média, mal graduada, uniforme	Média a fina, bem graduada e uniforme
Forma dos Grãos	bem arredondados a arredondados	subangulares a arredondados	-	subarredondados a arredondados	subarredondados a subangulares
$k_{20^\circ C}$ (Amostras Fofas)	$7,6 \times 10^{-1}$ cm/s	$2,0 \times 10^{-2}$ cm/s	-	10^{-1} cm/s ^[6]	$1,90 \times 10^{-3}$ cm/s
$k_{20^\circ C}$ (Amostras Compactas)	$3,6 \times 10^{-1}$ cm/s	$1,2 \times 10^{-2}$ cm/s	-		$1,19 \times 10^{-3}$ cm/s
a_v (Amostra Compacta)	10^{-7} kPa ⁻¹	-	-	-	-
E_{edo} (Amostra Fofa)	-	max. 800 MPa ^[5]	-	-	226,04 MPa ^[10]
E_{edo} (Amostra Compacta)	-	max. 3200 MPa ^[5]	-	-	150,69 MPa ^[10]

1. Resultado entre parênteses foram obtidos por Simões (2015);

2. O ângulo de atrito não foi apresentado uma envoltória, e sim resultados tabulados por tensão vertical efetiva;

3. O ângulo de atrito no repouso foi obtido com material confinado em uma caixa de vidro;

4. Silva (2017) não estudou os índices de vazios máximos e mínimos, portanto não se conhece a compacidade relativa dos corpos de prova cisalhados. A partir da porosidade, infere-se que o índice de vazios das amostras variou amplamente (entre 0,5 e 0,8). Os maiores ângulos de atrito foram obtidos em amostras com solução salina;

5. Simões (2015) aplicou 2 ciclos completos de carga e descarga, apresentando o módulo edométrico a partir dos resultados do segundo ciclo de carregamento. Nos corpos de prova fofos, considerando apenas o primeiro ciclo de carregamento, o módulo edométrico variou entre 12,4 MPa e 531 MPa (tensões entre 6,25 kPa e 1600 kPa). Não foram apresentados módulos edométricos para os corpos de prova medianamente compactos e compactos;

6. Resultados obtidos a partir de correlações empíricas aplicadas aos resultados de ensaios de campo.

7. Quando apresentado em uma envoltória, o ângulo de atrito registrado foi 26,76°.

8. Quando apresentado em uma envoltória, o ângulo de atrito registrado foi 32,08°.

9. O ângulo de atrito no repouso foi obtido com material livre, formando uma pilha cônica.

10. O módulo edométrico máximo se refere a carga de 1600 kPa com aplicação de apenas 1 ciclo de carregamento. Para tensões entre 12,5 kPa e 1600 kPa os módulos edométricos variam entre 6,17 MPa e 150,69 MPa nos corpos de prova fofos e entre 8,22 MPa e 226,04 MPa nos corpos de prova compactos.

4.2. Sugestões para trabalhos futuros

Para pesquisas futuras, sugere-se:

- Propor correlações empíricas que permitam estimar o ângulo de atrito interno, a permeabilidade e a compressibilidade desta e de outras areias do litoral fluminense, que estão atualmente em estudo no LMS-UERJ.
- Realizar campanha semelhante de ensaios de caracterização e ensaios de cisalhamento direto em outras areias do litoral fluminense, notadamente, outras que apresentem diferentes distribuições granulométrica e formatos dos grãos;
- Realizar uma campanha de ensaios complementar, nesta mesma areia, considerando a utilização de uma caixa de cisalhamento menor, com 5 cm de aresta e também com diferentes velocidades de cisalhamento, de forma que se possa avaliar os efeitos das alterações dessas variáveis;
- Desenvolver um dispositivo de bloqueio de rotação do *top cap* e realizar uma campanha complementar de ensaios de cisalhamento, em amostra desta mesma areia, verificando-se os efeitos deste dispositivo nos resultados obtidos;
- Implementar outras técnicas de ensaios para determinação de índices de vazios máximos e mínimo, em amostra desta areia e em outras, comparando-se a eficiência destes métodos;
- Organizar um banco de dados contemplando ensaios de laboratório e também ensaios de campo, nestes mesmos depósitos, para análises futuras. Com a experiência adquirida nos ensaios de laboratório em relação à influência do nível de tensões de confinamento, verificar os procedimentos propostos para correção dos valores obtidos em campo em função da profundidade (ou nível de tensões) ou propor novos procedimentos, em conformidade com as observações de laboratório, melhor controladas;
- Revisitar bancos de dados existentes, como o de CANLEX (Robertson et al, 2000), de forma a propor procedimentos de interpretação dos ensaios de campo mais atualizados, contemplando a experiência obtida a partir desta linha de pesquisa com ensaios de laboratório;

- Realizar ensaios de permeabilidade em permeâmetro de carga constante com parede flexível, em conjunto com novos ensaios de permeabilidade em permeâmetro de parede rígida, em um número maior de amostras;
- Realizar novos ensaios de compressão unidimensional utilizando equipamento de medição com maior acurácia e em um número maior de amostras;
- Realizar novos ensaios de compressão unidimensional utilizando um anel de confinamento de menor diâmetro, permitindo a aplicação de tensões ainda maiores, que permitam um estudo mais efetivo da quebra dos grãos.

Referências

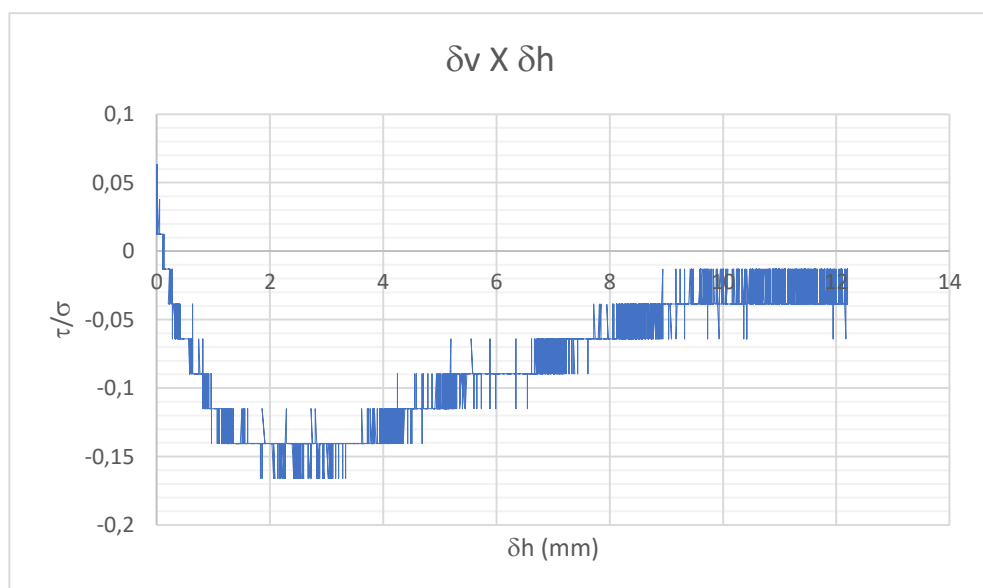
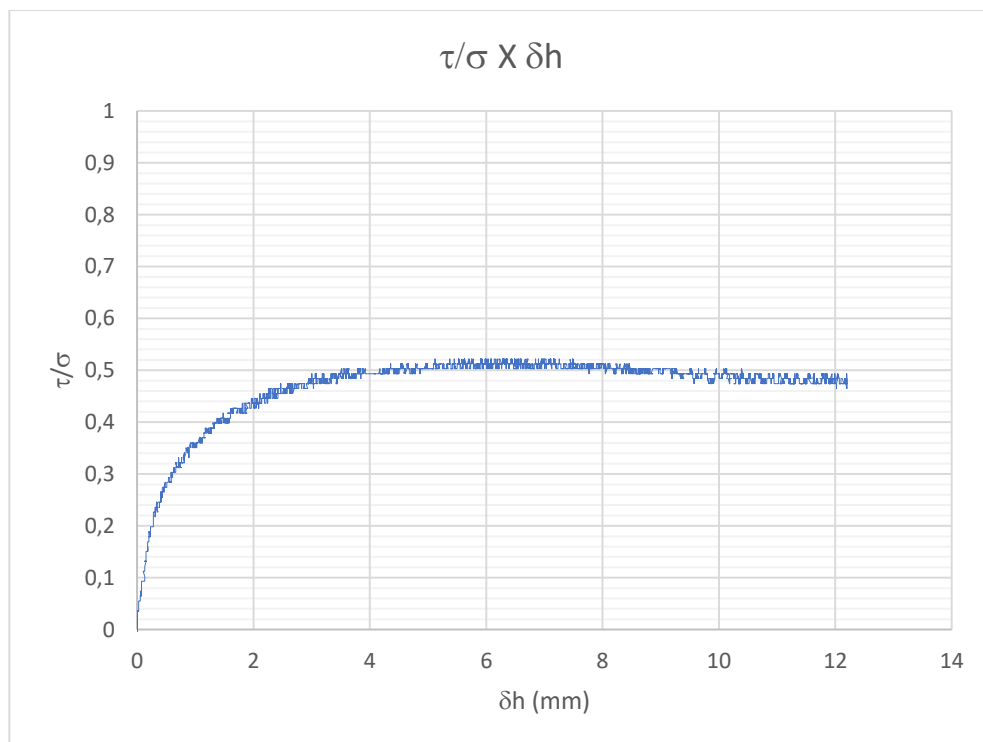
- ABNT. **NBR 7181 - Solo - Análise Granulométrica**. ABNT. [S.I.]. 2016.
- ABNT. **NBR 16840 - Solo — Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos**. ABNT. [S.I.]. 2020.
- ABNT. **NBR 16843 - Solo — Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos**. ABNT. [S.I.]. 2020.
- ABNT. **NBR 6502 - Solos e rochas — Terminologia**. [S.I.]. 2022.
- ATKINSON, J. **The Mechanics of Soils and Foundations**. New York: Taylor & Francis, 2007.
- ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. **The Mechanics of Soils. An Introduction to Critical State Soil Mechanics**. University series in civil engineering. ed. [S.I.]: McGraw-Hill Book Company (UK) Limited, 1978.
- CASAGRANDE, A. **Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills**. Journal of the Boston Society of Civil Engineers. Boston, p. 19. 1936.
- CEDERGREN, H. R. **Seepage, drainage and flow nets**. New York: John Wiley and Sons, 1967.
- CHO, G.; DODDS, J.; SANTAMARINA, J. C. Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: Natural and crushed sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 132, May 2006.
- COSTA, R. C. **Ensaio de Caracterização e de Permeabilidade na Areia da Praia de Ipanema, RJ**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 258. 2020.
- COUTINHO, J. V. M. **Ensaio de cisalhamento direto na areia da Praia de Ipanema**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 230. 2021.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. São Paulo: [s.n.], 2016.
- GOLDBACH, R. **Caracterização geotécnica da areia da Praia de Copacabana**. Dissertação de Mestrado (Mestre em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE, Programa de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, p. 208. 2016.
- HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing**. London: Pentech Press, v. 2, 1982.
- HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D.; SHEAHAN, T. C. **An Introduction to Geotechnical Engineering**. Third Edition. ed. New Jersey: Pearson Education, Inc., 2022. 880 p.
- HOULSBY, G. T. **How the dilatancy of soils affects their behaviour**. University of Oxford. Oxford, UK. 1991.
- KOLBUSZEWSKI, J. J. **An experimental study of maximum and minimum porosities of sands**. In: Proceedings of the second international conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol. 1. [S.I.], p. p. 158 - 165. 1948.
- KRUMBEIN, W. C.; SLOSS, L. L. **Stratigraphy and Sedimentation**. 2ª. ed. San Francisco: Freeman and Company, 1963.

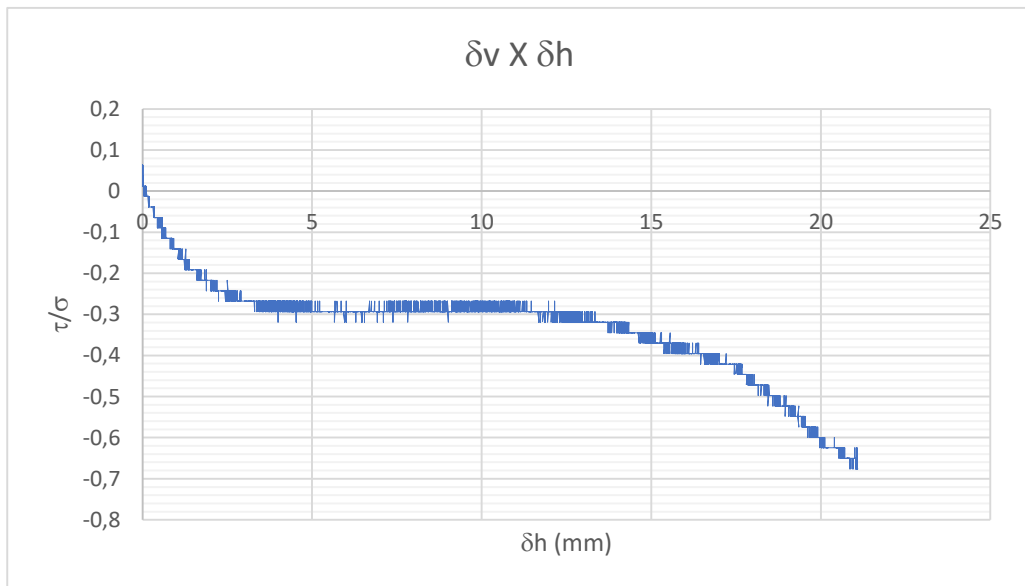
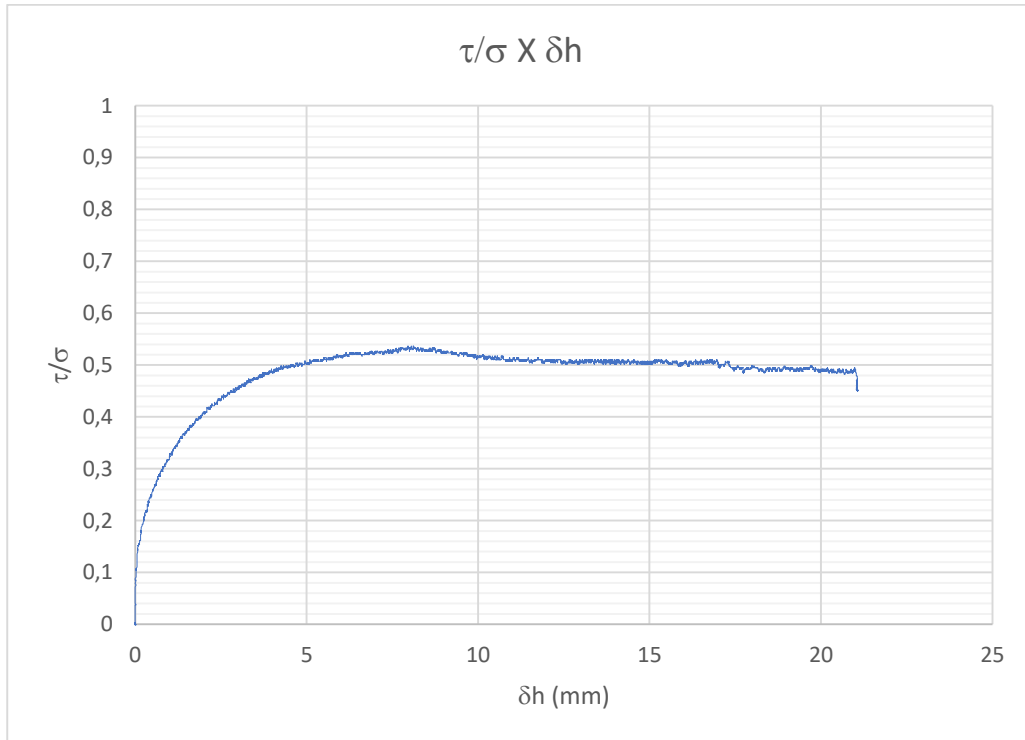
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1969.
- LEE, K. L. **Triaxial compressive strength of saturated sands under seismic loading conditions**. Universidade da Califórnia. Berkeley, p. 521. 1965.
- LEE, K. L.; SEED, H. B. **Drained Strength Characteristics of Sands**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM6. [S.I.], p. 117-141. 1967.
- MASSAD, F. **Mecânica dos Solos experimental**. 1ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.
- MIURA, ; TOKI, S. **A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation – strenght properties of sand**. Soils and Foundations, Vol. 22, No 1. [S.I.], p. 1-17. 1982.
- MIURA, K.; MAEDA, K.; TOKI, S. **METHOD OF MEASUREMENT FOR THE ANGLE OF REPOSE OF SANDS**. Soil and Foundations, Vol 37, No. 2. [S.I.], p. 89-96. 1997.
- NETTO, J. M. D. A.; FERNANDEZ, M. F.; ITO, A. E. **Manual de Hidráulica**. 8ª. ed. São Paulo: Blucher, 1998.
- NUNES, V. P. **Ensaio de Caracterização Geotécnica da Areia da Praia de Itaipuaçu**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro/Escola Politécnica. Rio de Janeiro, p. 148. 2014.
- PETTIJOHN, F. J. **Sedimentaty Rocks**. New York: Harper and Brothers, 1949.
- PINTO, C. D. S. **Curso Básico de Mecânica do Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- PRUMO, L. G. Sobre o porto. **Porto do Açú**, 2022. Disponível em: <<https://portodoacu.com.br/sobre-o-porto/porto-do-acu/>>. Acesso em: 19 Novembro 2022.
- ROWE, P. W. **The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact**. Proceedings, Royal Society 269. [S.I.]. 1962.
- SILVA, A. C. D. J. **Efeito da concentração de sais na resistência ao cisalhamento de amostras de areia das Dunas do Perú, Cabo Frio, RJ**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Geologia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto de Geociências, Departamento de Geologia. Rio de Janeiro, p. 38. 2017.
- SIMÕES, F. B. **Caracterização Geotécnica da Areia da Praia de Ipanema**. Trabalho de conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 138. 2015.
- TAYLOR, D. W. **Fundamental of Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1948.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3ª Edição. ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1967.

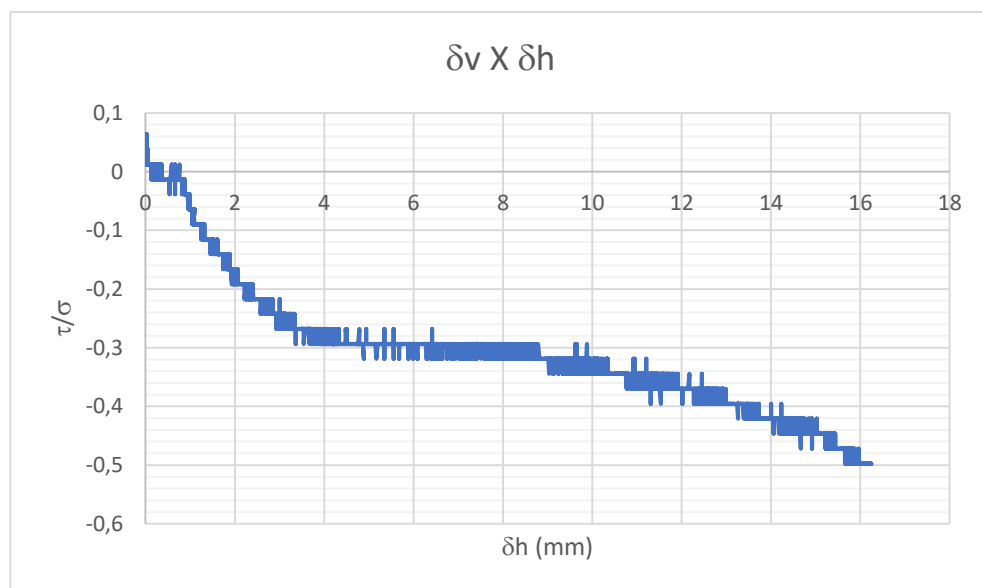
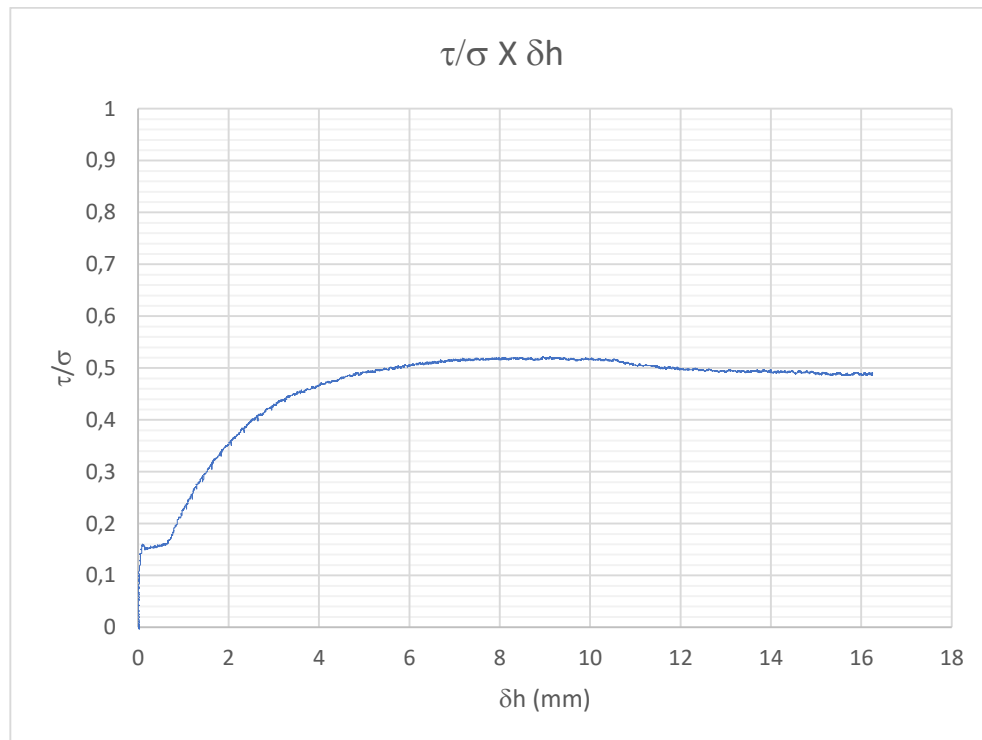
Apêndice 1

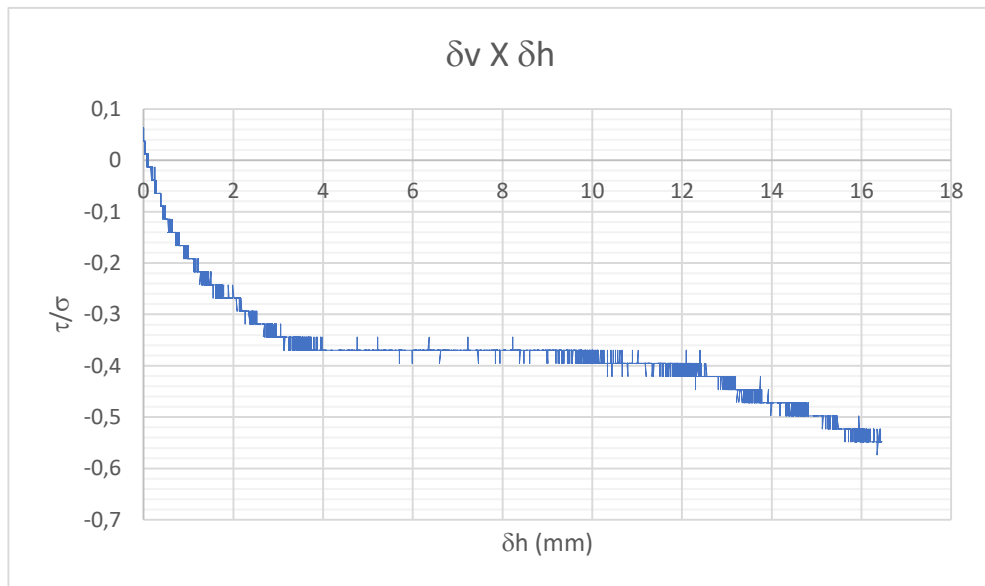
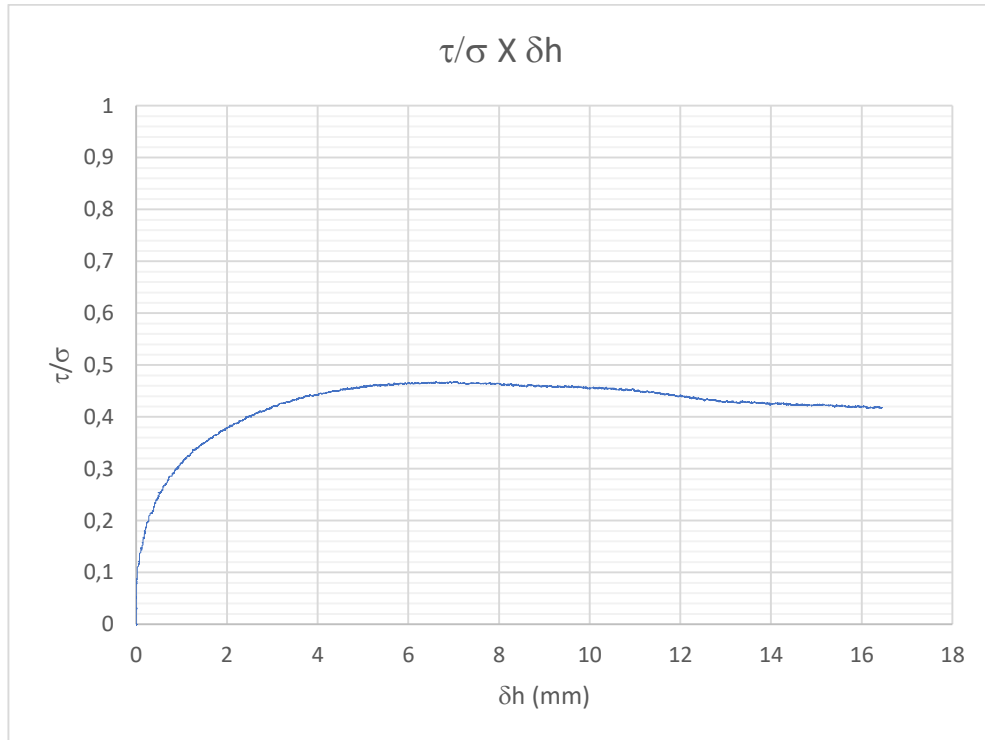
Resultados dos ensaios de cisalhamento direto, apresentados de forma individual e com todos os pontos de leitura obtidos.

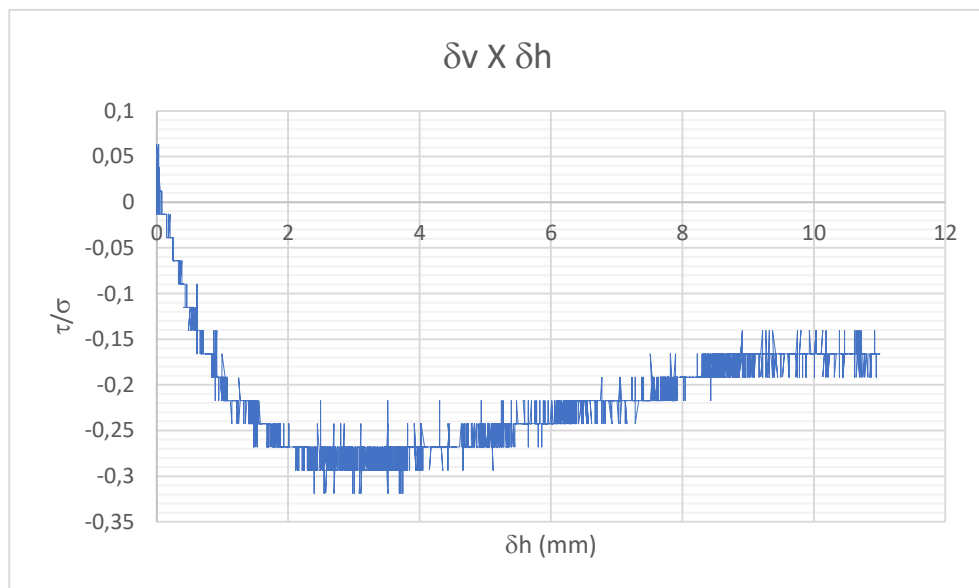
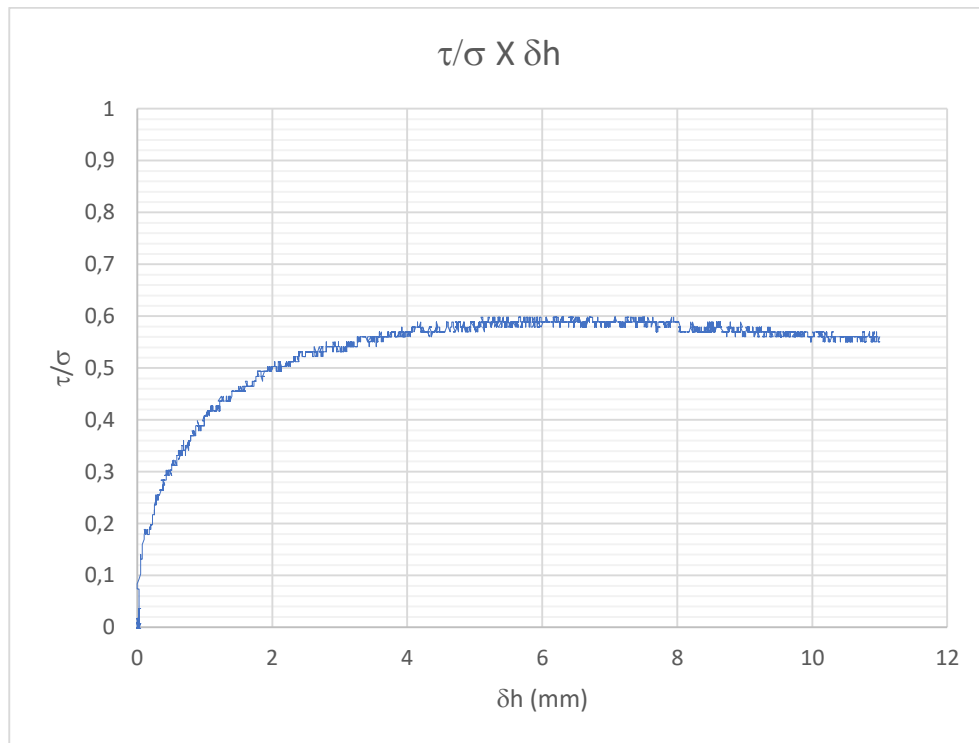
Ensaio 01: Tensão Normal 50 kPa – $CR_0 = 22,2 \%$

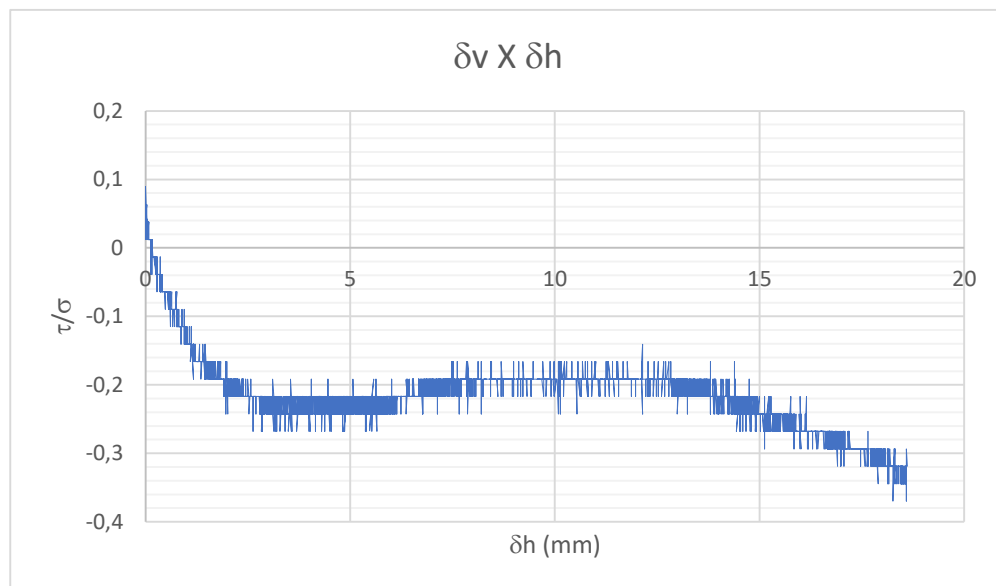
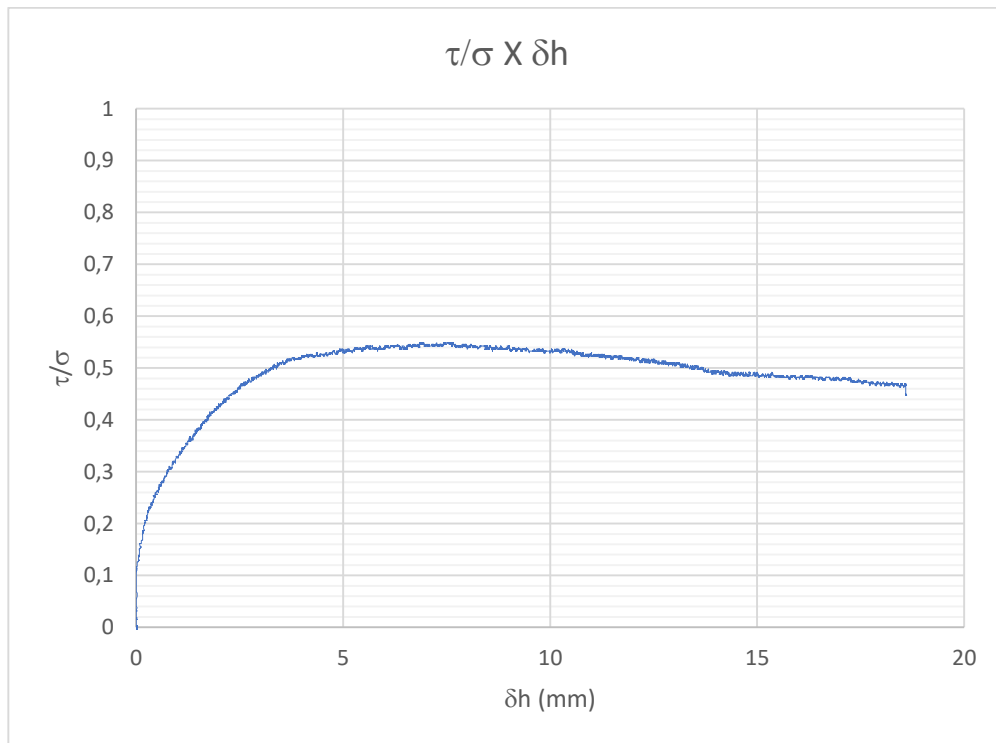


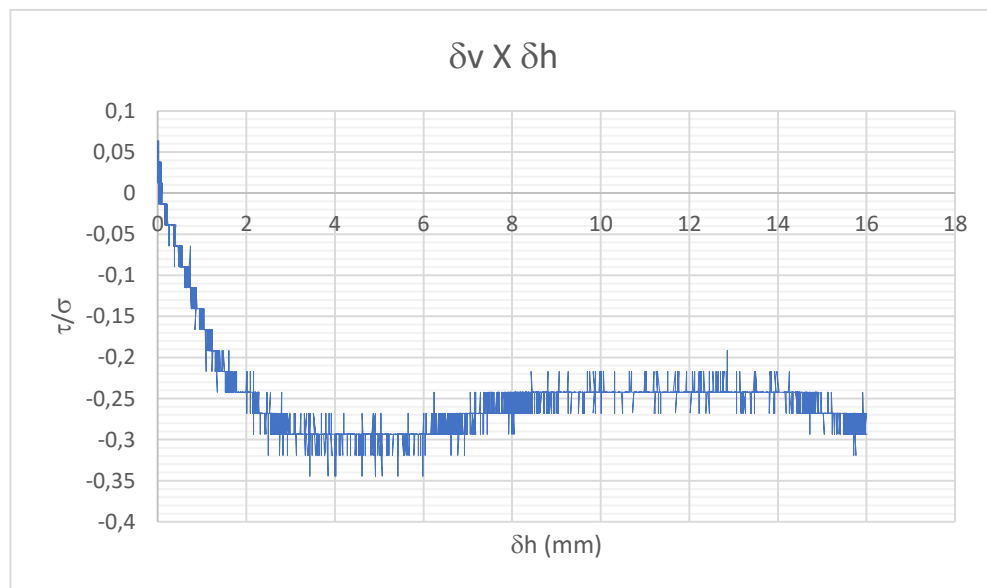
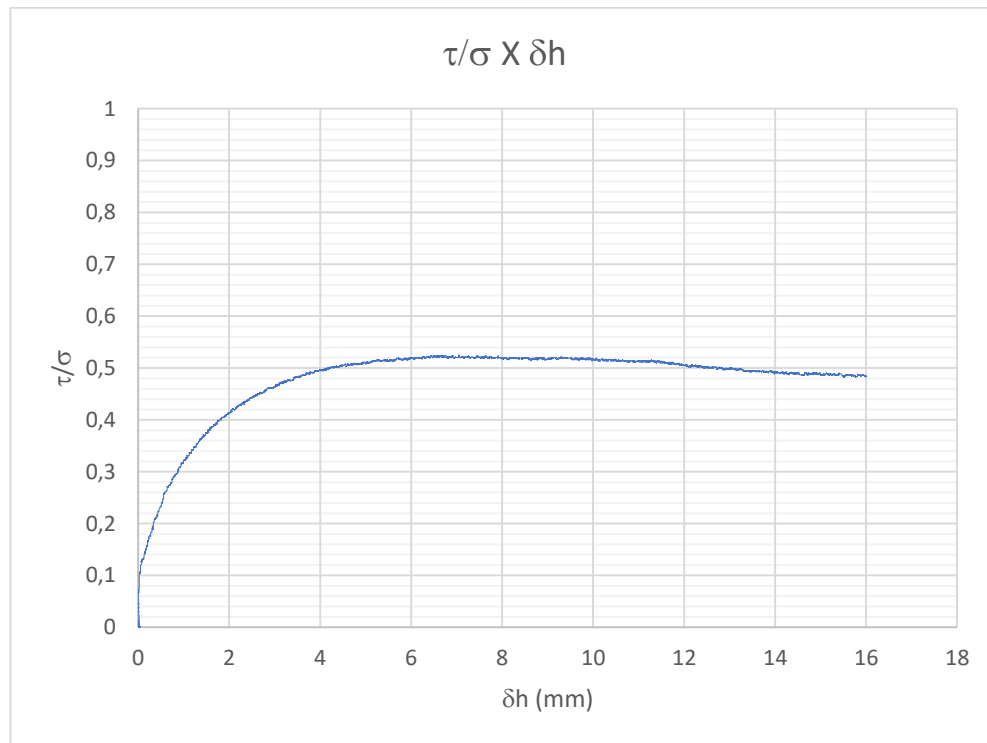
Ensaio 02: Tensão Normal 150 kPa – $CR_0 = 28,4 \%$ 

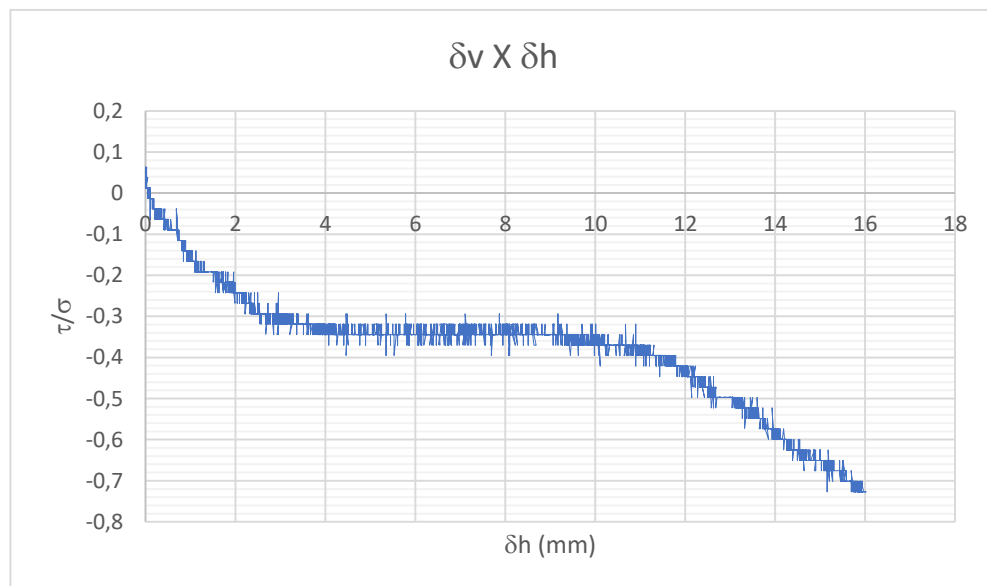
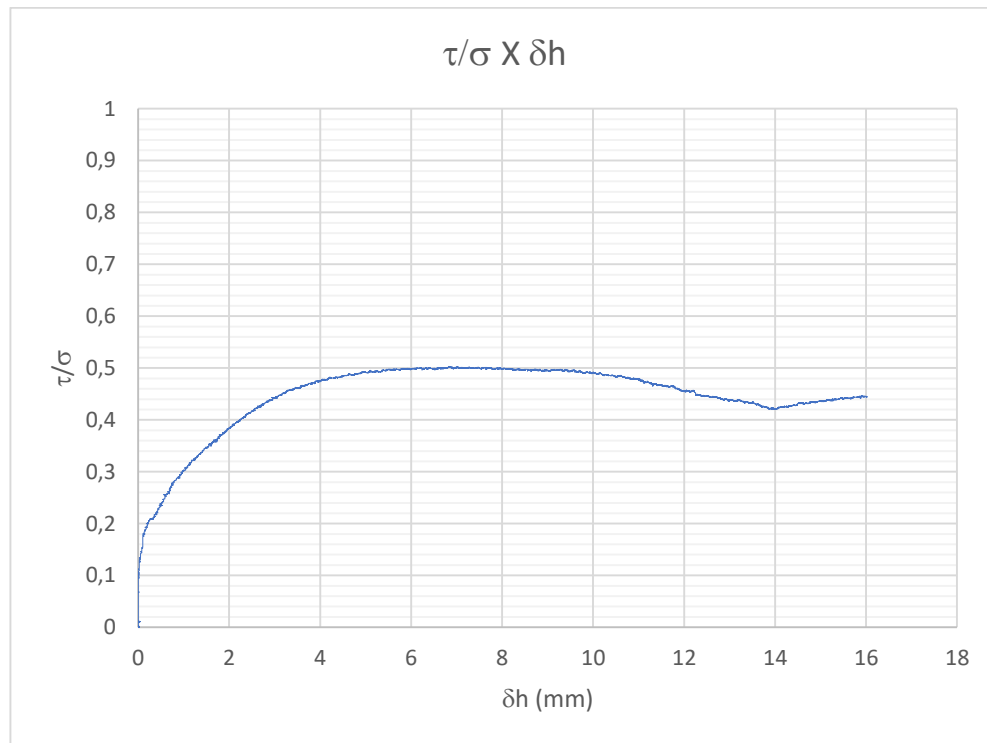
Ensaio 03: Tensão Normal 300 kPa – $CR_0 = 9,5 \%$ 

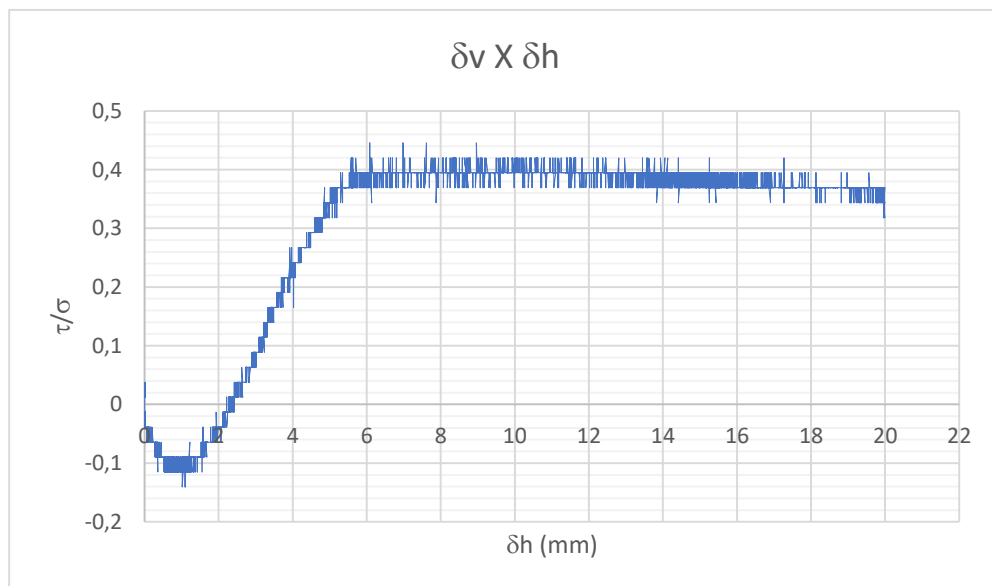
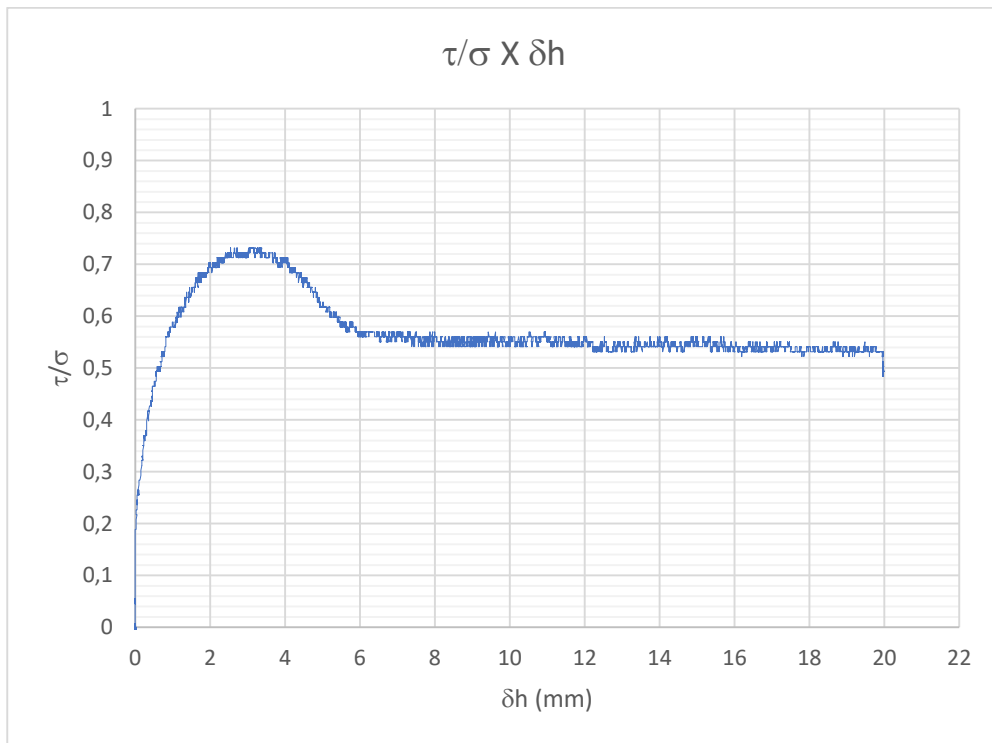
Ensaio 04: Tensão Normal 500 kPa – $CR_0 = 15,0 \%$ 

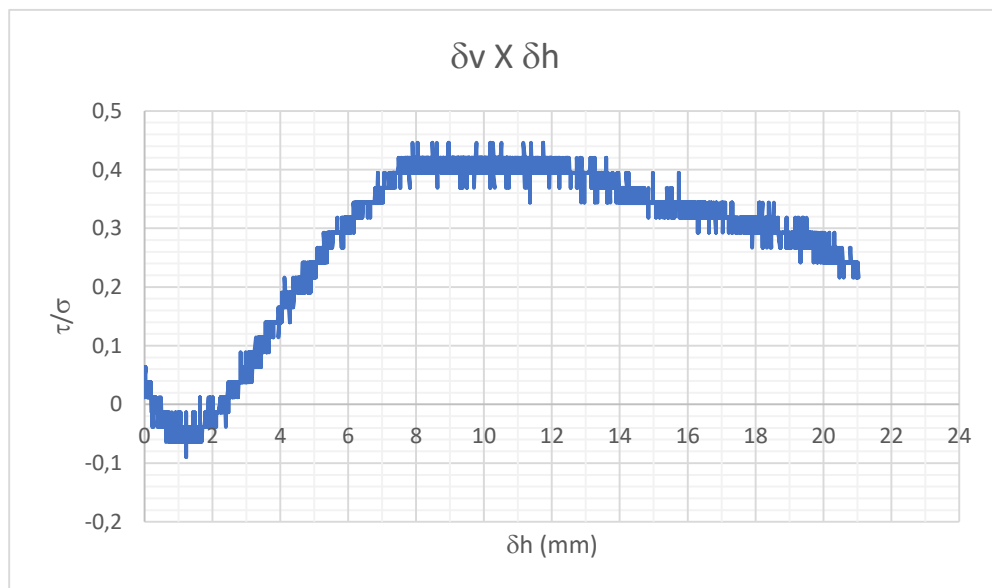
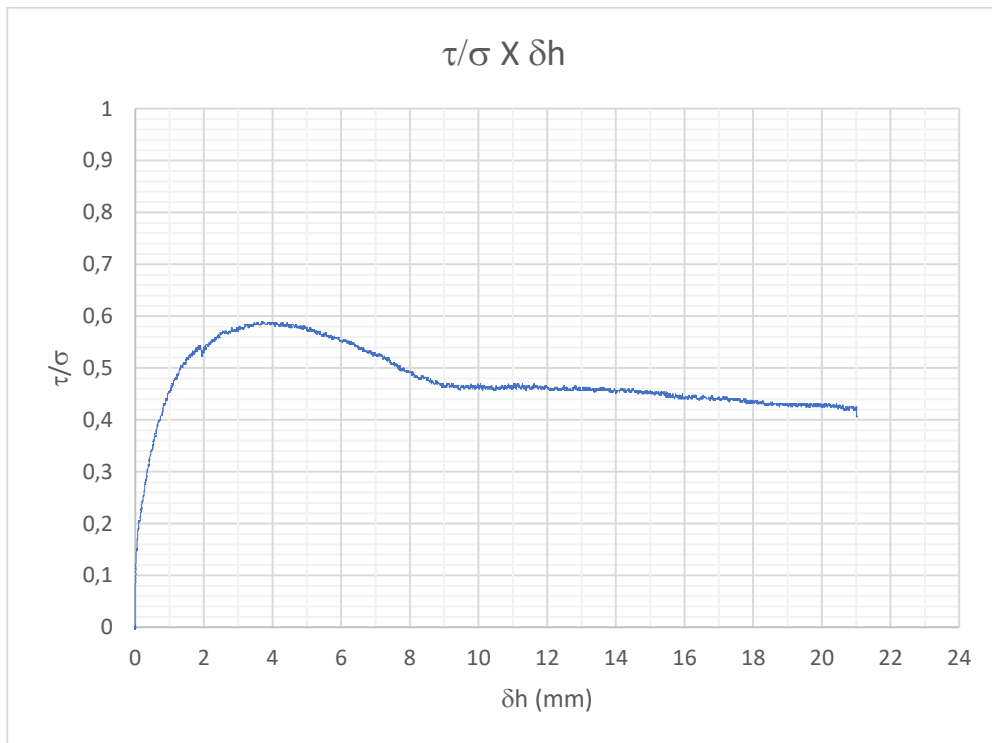
Ensaio 05: Tensão Normal 50 kPa – $CR_0 = 36,1 \%$ 

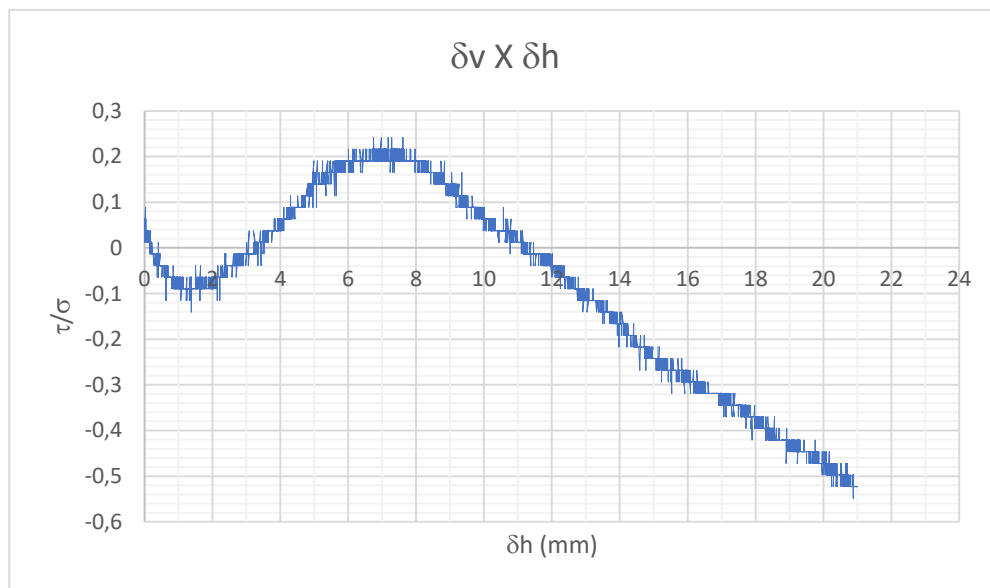
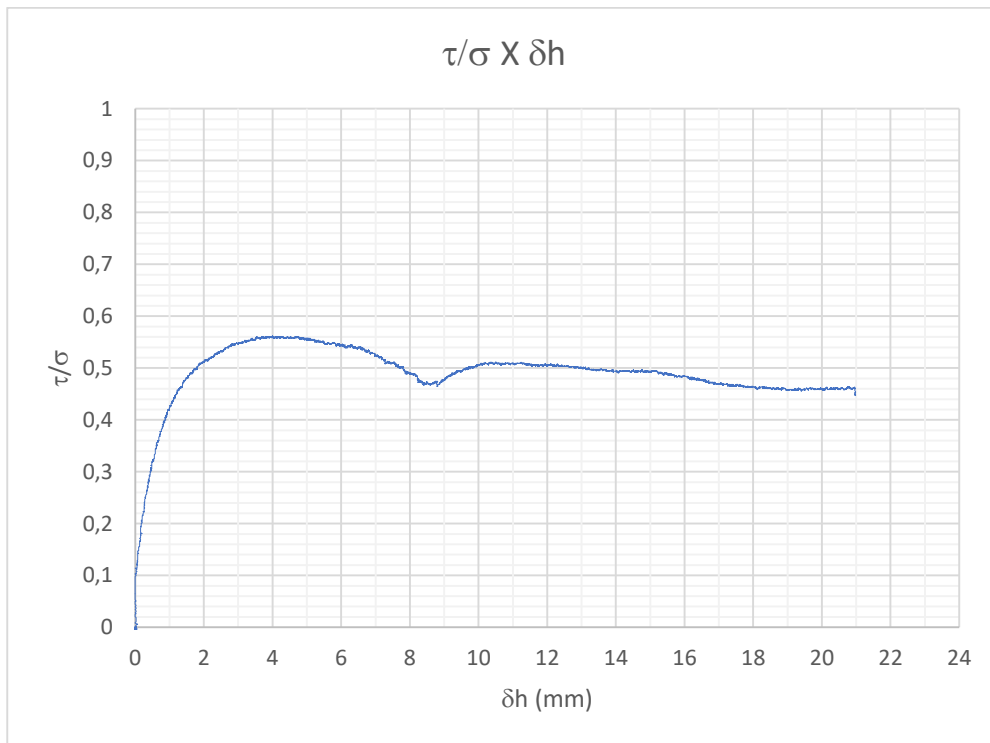
Ensaio 06: Tensão Normal 150 kPa – $CR_0 = 37,8 \%$ 

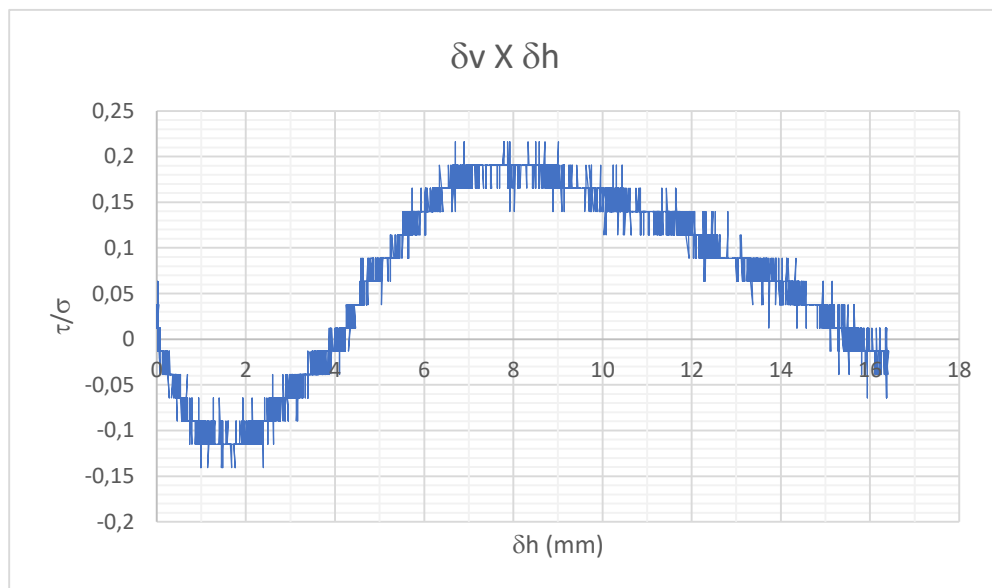
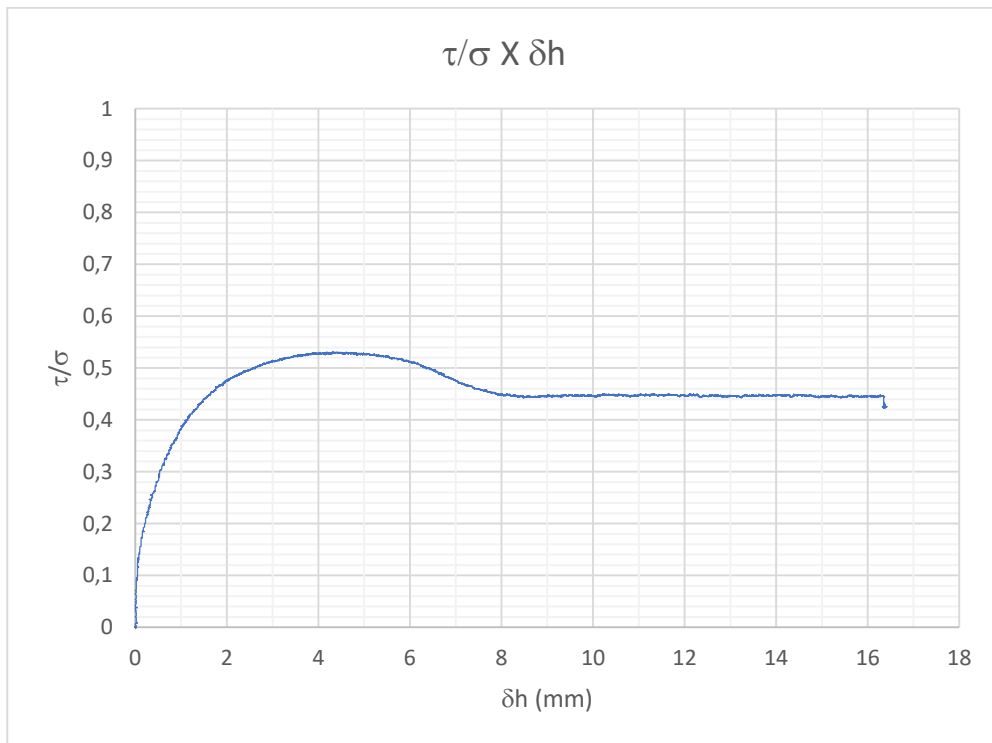
Ensaio 07: Tensão Normal 300 kPa – $CR_0 = 32,1 \%$ 

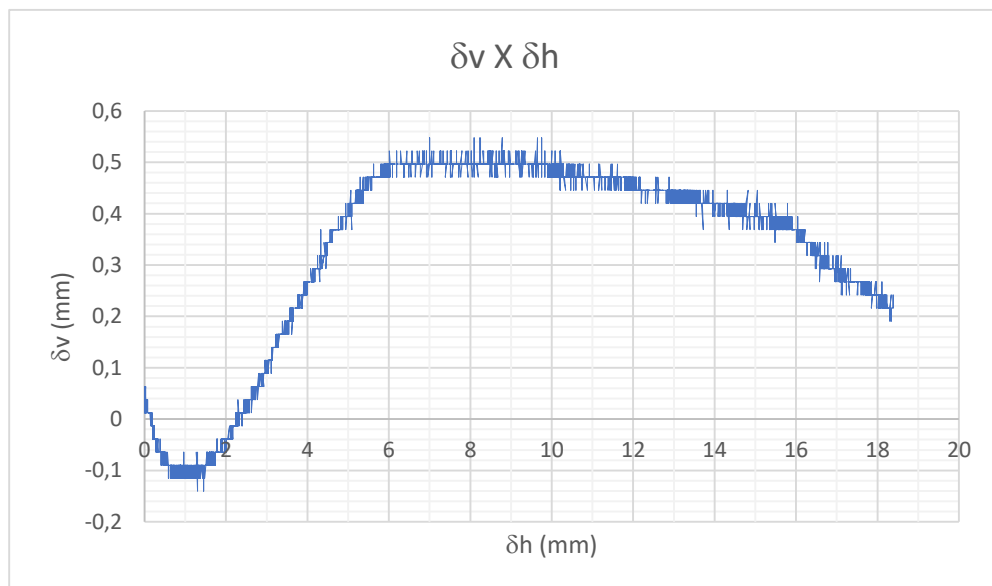
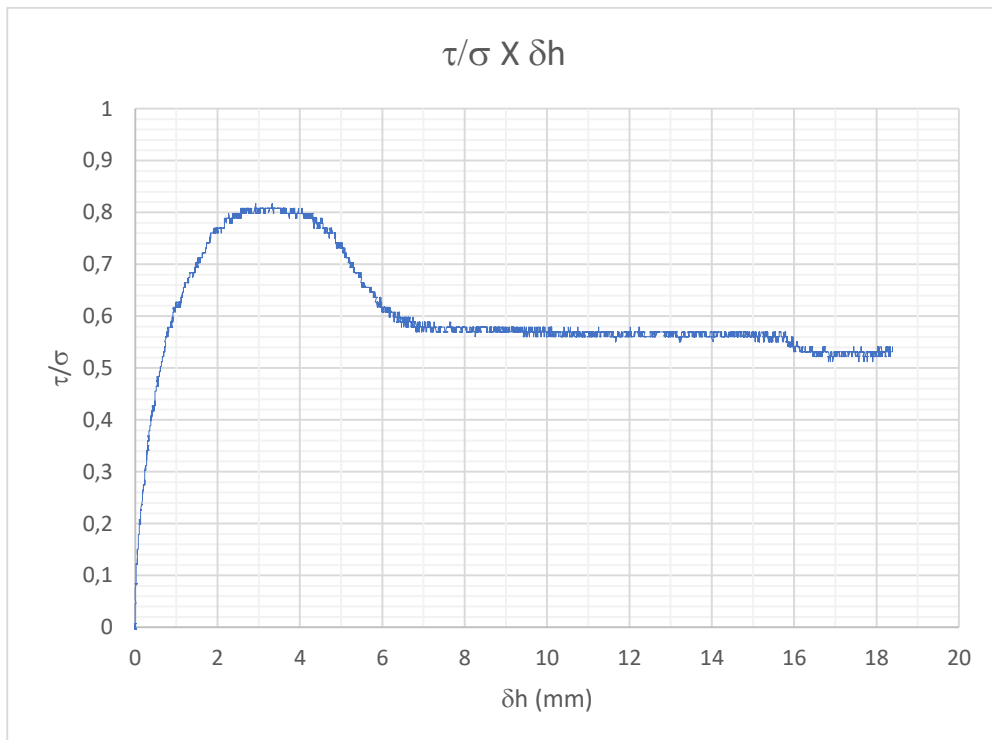
Ensaio 08: Tensão Normal 500 kPa – $CR_0 = 38,2 \%$ 

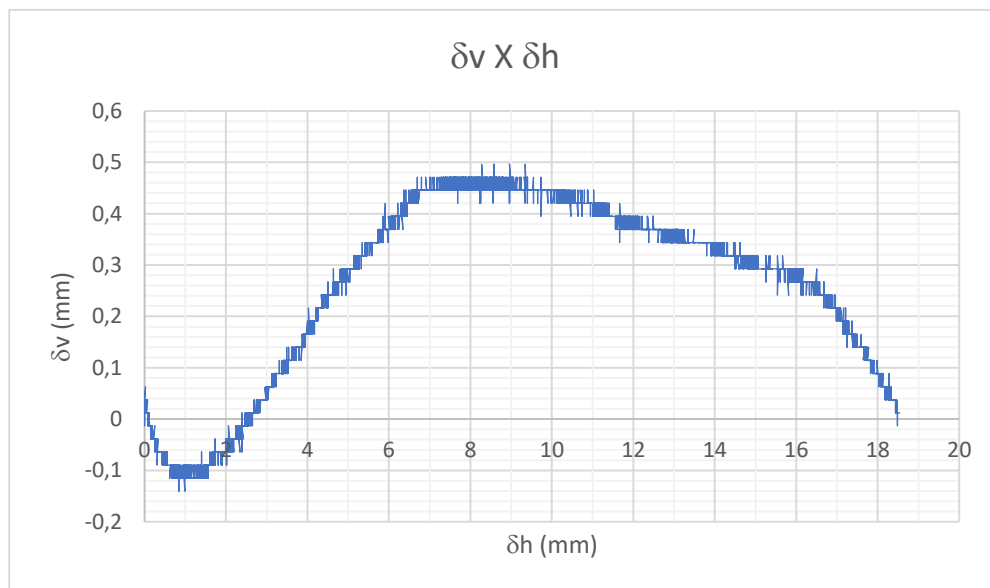
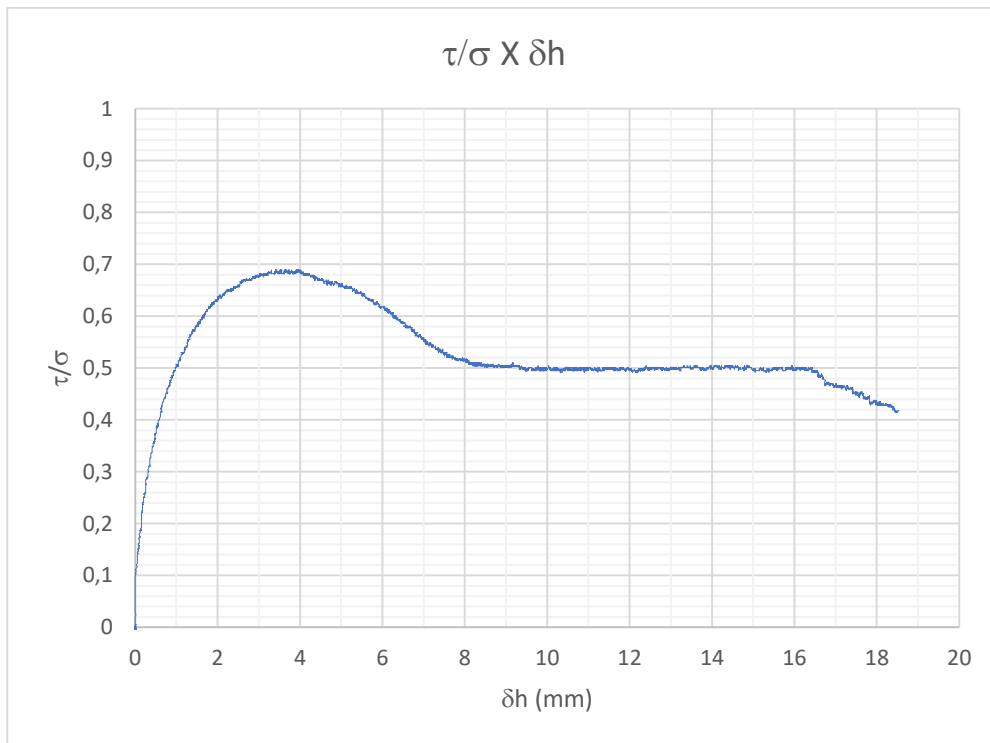
Ensaio 09: Tensão Normal 50 kPa – $CR_0 = 83,7 \%$ 

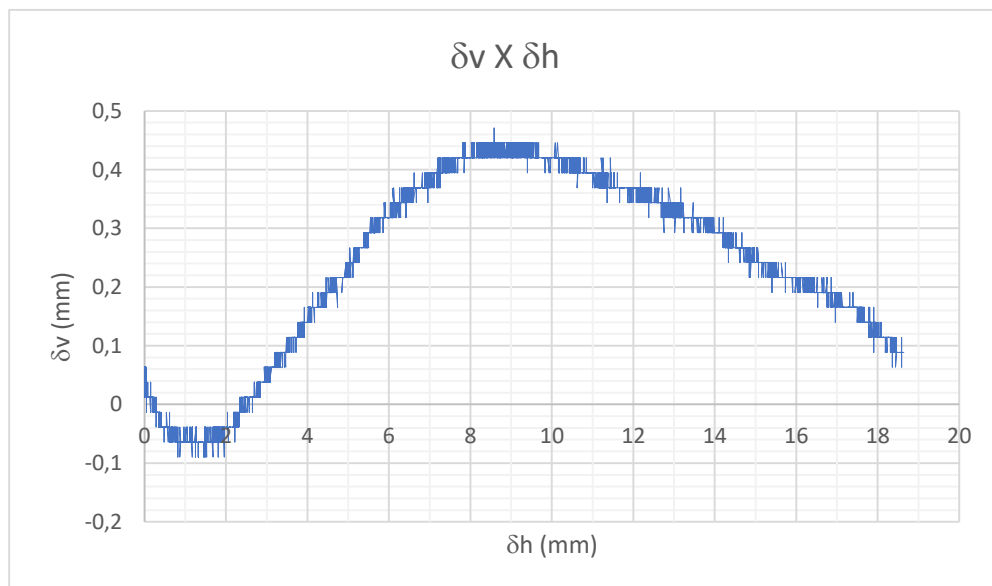
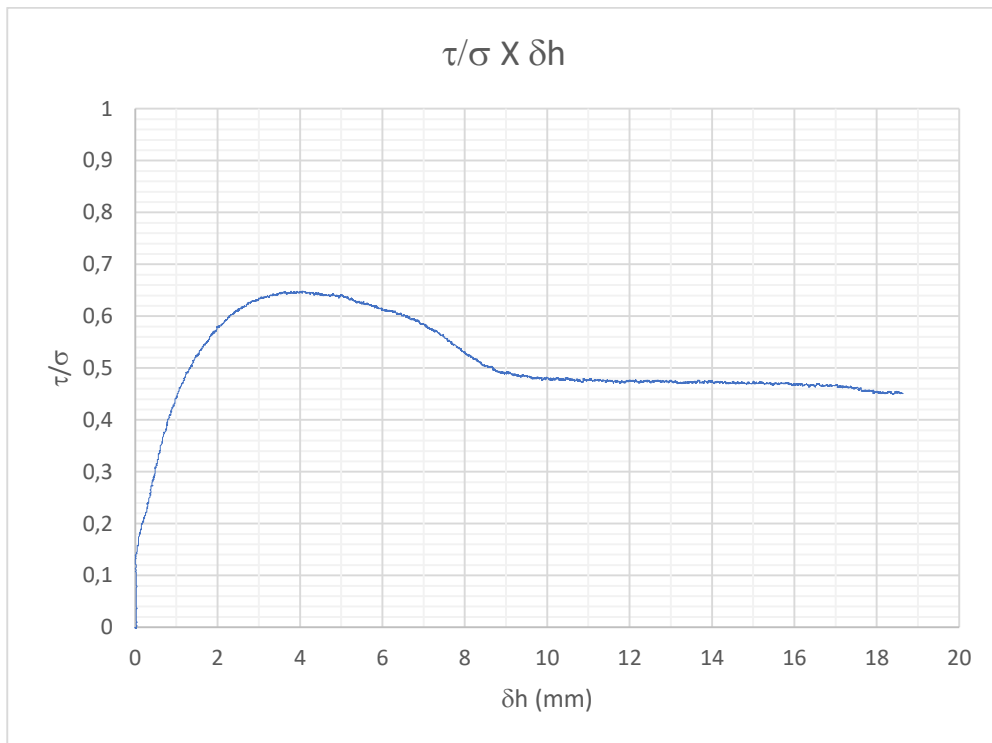
Ensaio 10: Tensão Normal 150 kPa – $CR_0 = 74,0 \%$ 

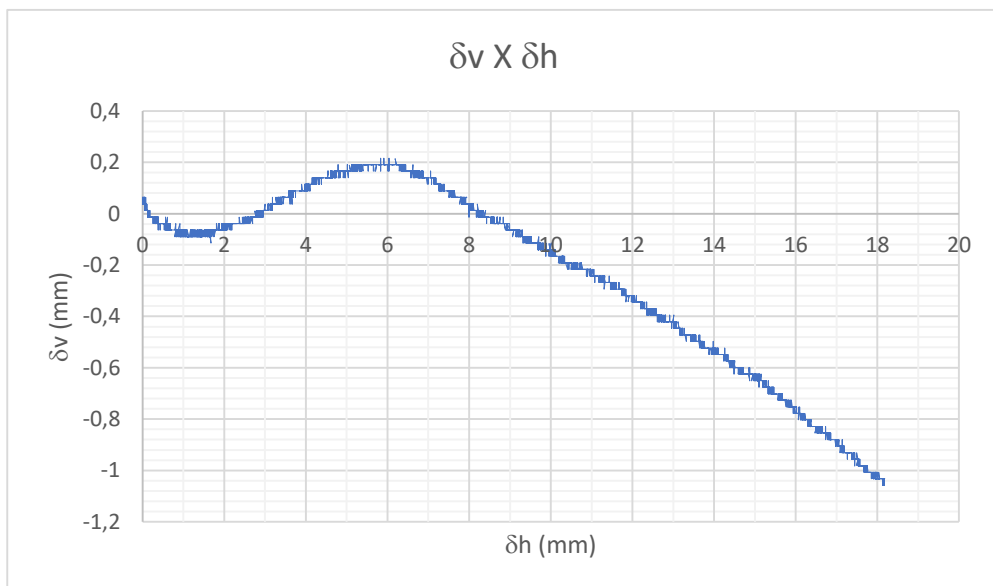
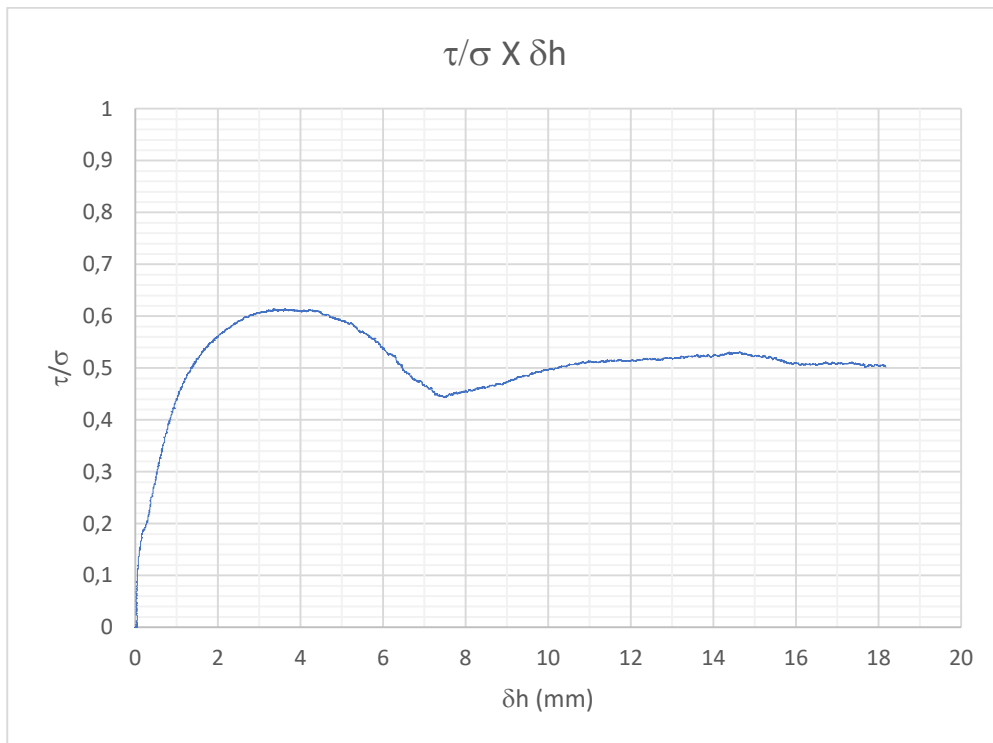
Ensaio 11: Tensão Normal 300 kPa – $CR_0 = 77,0 \%$ 

Ensaio 12: Tensão Normal 500 kPa – $CR_0 = 76,4 \%$ 

Ensaio 13: Tensão Normal 50 kPa – $CR_0 = 96,8 \%$ 

Ensaio 14: Tensão Normal 150 kPa – $CR_0 = 102,1 \%$ 

Ensaio 15: Tensão Normal 300 kPa – $CR_0 = 98,1 \%$ 

Ensaio 16: Tensão Normal 500 kPa – $CR_0 = 91,5 \%$ 

Apêndice 2

Perfil estratigráfico na região de coleta do material estudado e planta de locação.

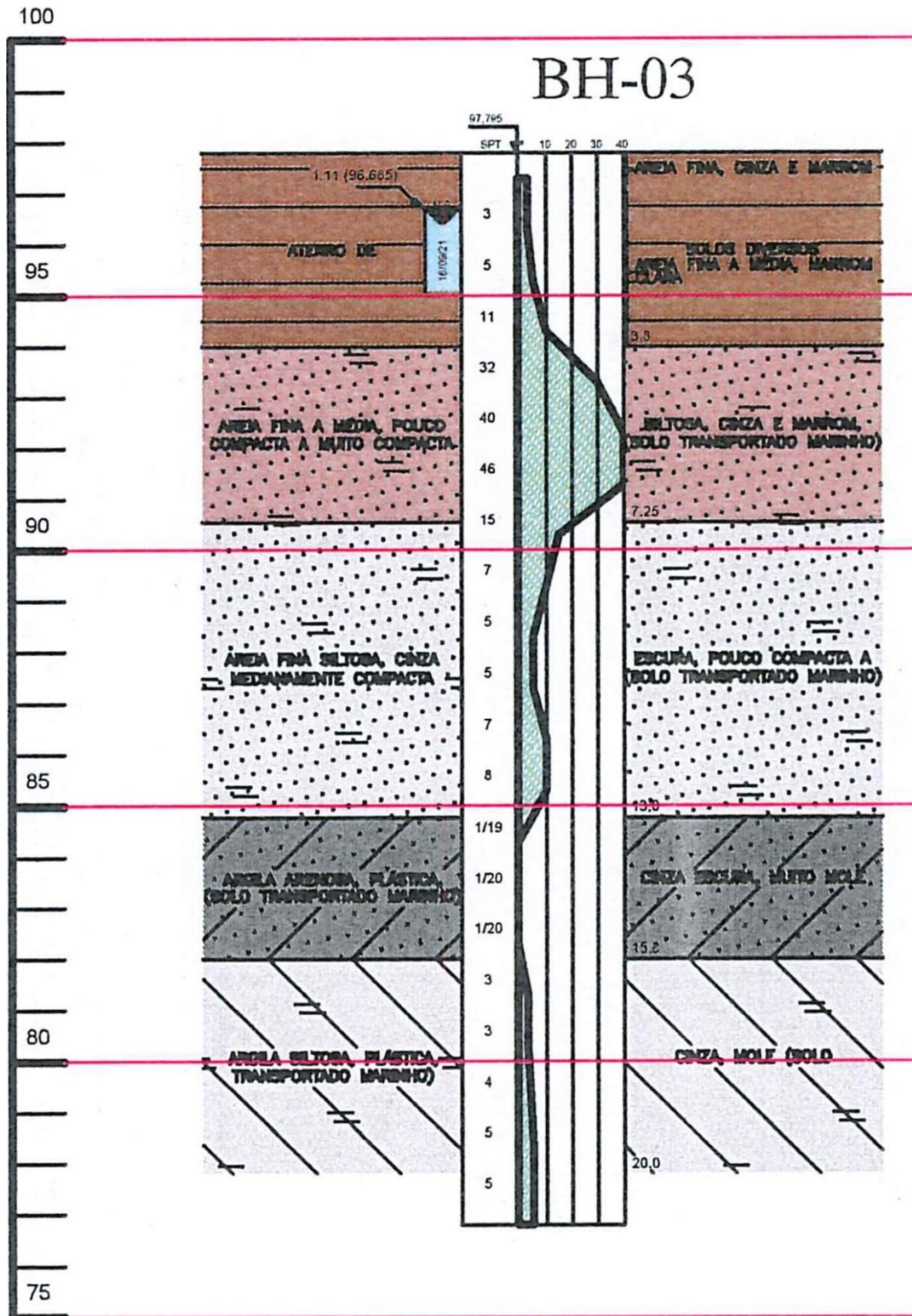


Figura 136 - Perfil da Sondagem BH-03, realizada nas proximidades do local de coleta do material em estudo.

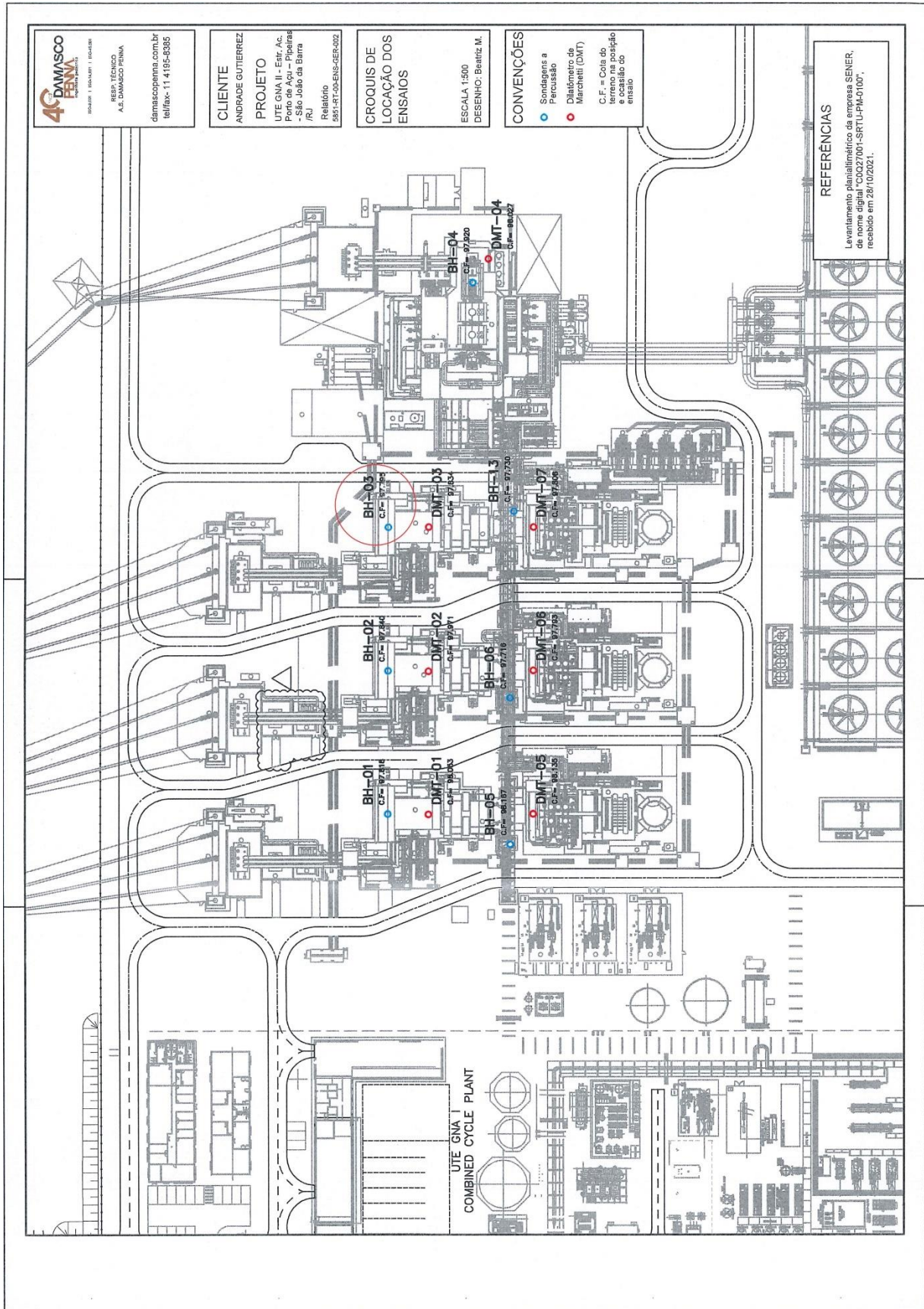


Figura 137 - Planta de Locação da Sondagem BH-03.