



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO  
CAMPUS UFRJ-MACAÉ  
Professor Aloísio Teixeira



CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA EM LABORATÓRIO DA AREIA DA PRAIA  
DOS CAVALEIROS – MACAÉ/RJ

GABRIEL PINTO PINHEIRO

Macaé  
Dezembro/2018





Caracterização geotécnica em laboratório da areia da Praia dos Cavaleiros –  
Macaé/RJ

Gabriel Pinto Pinheiro

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Programa de Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do  
Rio de Janeiro – Campus Macaé, como  
requisito parcial para aquisição do título de  
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello  
Guimarães



Pinheiro, Gabriel Pinto.

Caracterização geotécnica em laboratório da areia da Praia dos Cavaleiros – Macaé/R.J./ Gabriel Pinto Pinheiro – Macaé: UFRJ/Campus UFRJ – Macaé 2018.

XII, 90 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Projeto de Graduação – UFRJ/Macaé/Curso de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas p. 81-83.

1. Introdução. 2. Coleta e preparação da amostra. 3. Caracterização. 4. Índice de vazios. 5. Resistência ao cisalhamento. 6. Ensaio de cisalhamento direto. 7. Ângulo de atrito no repouso. 8. Considerações finais.

I. Areia, II. Índice de vazios, III. Resistência ao Cisalhamento.

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA EM LABORATÓRIO DA AREIA DA PRAIA  
DOS CAVALEIROS – MACAÉ/RJ

GABRIEL PINTO PINHEIRO

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO APRESENTADO AO PROGRAMA  
DE GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO  
RIO DE JANEIRO – CAMPUS MACAÉ, COMO REQUISITO PARCIAL PARA  
AQUISIÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Macaé, \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ 2018

Examinado por:

---

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães  
Universidade Federal do Rio de Janeiro

---

Prof. Leandro Tomaz Knopp  
Universidade Federal do Rio de Janeiro

---

Prof. João Alberto Machado Leite  
Universidade Federal do Rio de Janeiro

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha família, minha base maior, pois sem ela eu jamais chegaria até aqui, e a minha namorada que sempre esteve ao meu lado durante o desenvolvimento deste trabalho.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, meu guia durante toda a caminhada, que me deu força e resiliência. Tudo só foi possível graças a sua vontade.

Aos meus pais, por todo amor, pelo suporte financeiro e emocional. Serei eternamente grato a vocês por todas minhas conquistas.

Às minhas irmãs, minhas maiores referências pessoais e profissionais. Obrigado por todo incentivo e por toda ajuda.

À minha namorada, minha melhor amiga, que me acompanhou durante todo o desenvolvimento do trabalho. Obrigado pelo carinho e pelo companheirismo.

A todos meus amigos de infância e aos amigos que fiz durante este curso, que fizeram parte dessa longa jornada.

Ao meu orientador Gustavo Guimarães, por toda ajuda, dedicação e paciência para que esse trabalho fosse concluído.

A toda UFRJ Macaé, seu corpo docente, direção e administração, que me proporcionaram a oportunidade de completar minha graduação.

Obrigado.



Resumo do Projeto de Graduação apresentado à UFRJ - Macaé, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

## CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA EM LABORATÓRIO DA AREIA DA PRAIA DOS CAVALEIROS – MACAÉ/RJ

Gabriel Pinto Pinheiro.

Dezembro de 2018.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Curso: Engenharia Civil

O presente trabalho apresenta um estudo geotécnico da areia da Praia dos Cavaleiros – Macaé / RJ. Foram realizados diversos ensaios de laboratório com objetivo de caracterizar a areia dessa praia, que pode ser classificada como uma areia média, bem graduada e uniforme. É composta majoritariamente por quartzo e apresenta uma elevada presença de grãos finos, de cor preta, identificados por microscopia digital eletrônica. Seus grãos apresentam formatos subarredondados a arredondados, com densidade real determinada em laboratório. Foram testados seis métodos para obtenção dos valores limites para índice de vazios, comparando métodos da literatura técnica e da norma ASTM. Foi realizada uma bateria de ensaios de cisalhamento direto em três compacidades distintas da areia, variando a tensão normal aplicada ao corpo de prova. O método de pluviação sobre peneiras foi adotado para moldar os corpos de prova nas compacidades pré-determinadas. Os ângulos de atritos foram calculados para cada domínio de compacidade, apresentando variações satisfatórias. O ângulo de atrito no repouso também foi obtido através de um método experimental.

Palavras chave: Areia, Índice de vazios, Resistência ao cisalhamento.

Abstract of Undergraduate Project presented to UFRJ – Macaé, as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer.

GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION IN LABORATORY OF THE SAND OF  
THE CAVALEIROS BEACH - MACAÉ / RJ

Gabriel Pinto Pinheiro

December / 2018

Advisor: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Course: Civil Engineering

This work presents a geotechnical characterization of a sand of Cavaleiros Beach – Macaé / RJ. A few laboratory tests were carried out to characterize the sand, which can be classified as medium sand, well graded and uniform. It is mainly composed by quartz and contains a high amount of fine grains, of black color, identified by electronic digital microscopy. Its grains have sub rounded to round shapes, with a specific gravity determined in the laboratory. Six methods were tested to obtain limit values of void ratios, comparing methods from the technical literature and the ASTM. Several direct shear tests were performed for three distinct relative densities, varying the normal stress applied to the specimen. The sieving method was used to shape the specimens in the pre-determined relative densities. Friction angles were calculated for each of the three distinct relative densities, presenting satisfactory variations. The friction angle of repose was also obtained by an experimental method

Keywords: Sand, Void Ratios, Shear strength.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b> - Orla da praia dos Cavaleiros.....	13
<b>Figura 2.1</b> - Foto por satélite do ponto de coleta na Praia dos Cavaleiros. ....	16
<b>Figura 2.2</b> - Distâncias aproximadas do ponto de coleta da amostra, na Praia dos Cavaleiros.....	17
<b>Figura 2.3</b> - Conchas retiradas manualmente na preparação da amostra.....	17
<b>Figura 2.4</b> - Quarteamento da amostra de areia dos Cavaleiros. ....	18
<b>Figura 3.1:</b> Conjunto de peneiras utilizadas na granulometria sobre agitador mecânico. ....	19
<b>Figura 3.2</b> - Curvas granulométricas dos ensaios de peneiramento fino. ....	20
<b>Figura 3.3</b> - Grau de arredondamento das partículas.....	22
<b>Figura 3.4</b> - Microscópio utilizado para caracterização visual e régua. ....	23
<b>Figura 3.5</b> - Microscopia da areia da Praia dos Cavaleiros não ampliada. ....	23
<b>Figura 3.6</b> - Material retido na peneira #10 (abertura de 2 mm). ....	24
<b>Figura 3.7</b> - Material retido na peneira #14 (abertura de 1,18 mm). ....	24
<b>Figura 3.8</b> - Material retido na peneira #28 (abertura de 0,6 mm). ....	24
<b>Figura 3.9</b> - Material retido na peneira #40 (abertura de 0,425 mm). ....	25
<b>Figura 3.10</b> - Material retido na peneira #65 (abertura de 0,212 mm). ....	25
<b>Figura 3.11</b> - Material retido na peneira #100 (abertura de 0,15 mm). ....	25
<b>Figura 3.12</b> - Material retido na peneira #200 (abertura de 0,075 mm). ....	26
<b>Figura 3.13</b> - Reação química do ácido clorídrico com a areia da praia dos Cavaleiros. ....	27
<b>Figura 3.14</b> - Procedimento para determinar a densidade real dos grãos. ....	29
<b>Figura 3.15</b> - Picnômetros sendo aquecidos na chapa elétrica (esquerda) e picnômetros dispostos no recipiente com água (direita). ....	30
<b>Figura 3.16</b> - Picnômetros completamente preenchidos com água destilada (esquerda) e picnômetros colocados em banho no recipiente com água (direita). ....	31
<b>Figura 4.1</b> - Os três componentes do solo.....	32
<b>Figura 4.2</b> - Aparato de pluviação para materiais granulares. ....	35
<b>Figura 4.3</b> - Equipamento utilizado para obtenção dos índices de vazios mínimo (esquerda), com suas cotas em metro (direita). ....	37
<b>Figura 4.4</b> - Índices de vazios obtidos na pluviação versus diâmetro de abertura do funil.....	38
<b>Figura 4.5</b> - Conjunto molde e sobrecarga disposto no agitador de peneiras para execução do método Geolabs adaptado (esquerda) e sobrecarga utilizada (direita). ....	39
<b>Figura 4.6</b> - Equipamentos utilizados no método de pluviação sobre o molde antes (esquerda) e depois do ensaio (direita). ....	40
<b>Figura 4.7</b> - Procedimento de pluviação com funil durante a execução do Método “A” da ASTM adaptado.....	42
<b>Figura 4.8</b> - Equipamentos utilizados no Método “B” da ASTM adaptado. ....	42

<b>Figura 4.9</b> - Proveta graduada com areia, empregada no Método “C” da ASTM adaptado. ....	43
<b>Figura 5.1</b> - Decomposição da tensão em um plano genérico.....	46
<b>Figura 5.2</b> - Representação do plano das tensões principais em um cubo, representativo de um ponto da massa de um solo.....	46
<b>Figura 5.3</b> - Determinação das tensões num plano genérico por meio do Ciclo de Mohr. ....	47
<b>Figura 5.4</b> - Ilustração do atrito e do critério de escorregamento .....	49
<b>Figura 5.5</b> - Envoltória de ruptura de um Círculo de Mohr.....	51
<b>Figura 5.6:</b> Comparação do estado de compactidade relativa de duas areias. 52	
<b>Figura 5.7</b> - Comportamento típico das areias fofa e compacta no ensaio de cisalhamento direto. ....	53
<b>Figura 5.8</b> - Gráfico índices de vazios críticos versus tensão confinante crítica .....	54
<b>Figura 6.1</b> - Corte esquemático da caixa de cisalhamento direto durante ensaio. ....	56
<b>Figura 6.2</b> - Máquina de cisalhamento direto do laboratório de mecânica dos solos da UFRJ/Macaé. ....	57
<b>Figura 6.3:</b> Equipamento de pluviação com a caixa de cisalhamento. ....	59
<b>Figura 6.4:</b> Arrasamento do corpo de prova (esquerda) e corpo de prova devidamente preparado para o ensaio de cisalhamento direto (direita). ....	60
<b>Figura 6.5</b> - Método de Taylor para determinação do $t_{100}$ . ....	62
<b>Figura 6.6:</b> Execução do ensaio com tensão de adensamento de 1600 kPa (esquerda) e braço de alavanca devidamente nivelado (direita). ....	64
<b>Figura 6.7</b> - (a) Detalhe da rotação do “top cap”; (b) Detalhe da rotação da placa perfurada; .....	65
<b>Figura 6.8:</b> Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante normalizada pela tensão normal confinante, para o domínio fofo ( $e_{med}=0,712$ ).....	66
<b>Figura 6.9</b> – Deslocamento horizontal versus deslocamento vertical, para o domínio fofo ( $e_{med}=0,712$ ). ....	66
<b>Figura 6.10</b> - Variação do ângulo de atrito com a tensão normal no domínio fofo. ....	68
<b>Figura 6.11</b> - Envoltória de ruptura no domínio fofo. ....	68
<b>Figura 6.12;</b> Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante normalizada pela tensão normal confinante, para o domínio medianamente compacto ( $e_{med}=0,637$ ). ....	69
<b>Figura 6.13</b> - Deslocamento horizontal versus deslocamento vertical, para o domínio medianamente compacto ( $e_{med}=0,637$ ). ....	70
<b>Figura 6.14</b> - Variação do ângulo de atrito com a tensão normal no domínio medianamente compacto. ....	71
<b>Figura 6.15</b> - Envoltória de ruptura no domínio medianamente compacto. ....	71
<b>Figura 6.16:</b> Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante normalizada pela tensão normal confinante, para o domínio compacto ( $e_{med}=0,490$ ). ....	72

<b>Figura 6.17</b> - Deslocamento horizontal versus deslocamento vertical, para o domínio compacto ( $e_{med}=0,490$ ).....	73
<b>Figura 6.18</b> - Variação do ângulo de atrito com a tensão normal no domínio compacto.....	74
<b>Figura 6.19</b> - Envoltória de ruptura no domínio compacto.....	74
<b>Figura 7.1</b> - Procedimento para determinar o ângulo de atrito no repouso. ....	77

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 3.1</b> - Descrição do formato dos grãos de areia retidos em cada peneira .....	26
<b>Tabela 4.1</b> - Classificação das areias segundo a compactidade (SOUZA PINTO, 2006) .....	33
<b>Tabela 4.2</b> - Razões $D_{50}$ / diâmetros das peneiras usadas na pluviação para diferentes areias.....	36
<b>Tabela 4.3</b> - Resumo dos resultados para os valores médios de índice de vazios. ....	44
<b>Tabela 6.1:</b> Resultado das pluviações para cada compactidade relativa utilizando a caixa de cisalhamento.....	60
<b>Tabela 6.2</b> - Variação do ângulo de atrito para o domínio fofo. ....	67
<b>Tabela 6.3</b> - Variação do ângulo de atrito para o domínio medianamente compacto.....	70
<b>Tabela 6.4</b> - Variação do ângulo de atrito para o domínio compacto.....	73

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	13
1.1. Considerações Iniciais .....	13
1.2. Objetivo .....	14
1.3. Justificativa.....	15
1.4. Metodologia.....	15
2. COLETA E PREPARAÇÃO DA AMOSTRA.....	16
2.1. Coleta.....	16
2.2. Preparação.....	17
3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA .....	19
3.1. Granulometria .....	19
3.2. Formato dos grãos .....	21
3.3. Composição mineralógica .....	27
3.4. Densidade real dos grãos .....	28
4. ÍNDICE DE VAZIOS.....	32
4.1. Índice de vazios mínimo.....	35
4.1.1. Método de pluviação sobre peneiras .....	35
4.1.2. Método Geolabs adaptado .....	38
4.2. Índice de vazios máximo .....	40
4.2.1. Método de pluviação sobre o molde .....	40
4.2.2. Métodos ASTM.....	41
4.3. Resumo dos resultados dos ensaios de índices de vazios .....	44
5. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	45
5.1. Princípio das tensões efetivas.....	45
5.2. Círculo de Mohr.....	45
5.3. Atrito em uma massa de areia .....	48
5.4. Obtenção da envoltória de ruptura.....	51
5.5. Comportamento das areias: estado fofo e compacto .....	51
5.6. Índice de vazios crítico e tensão confinante crítica .....	54
6. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	56
6.1. Preparação dos corpos de prova .....	59
6.2. Determinação da velocidade do ensaio de cisalhamento direto .....	61
6.3. Critérios de paralisação do ensaio .....	63
6.4. Dificuldades de execução do ensaio .....	63

6.5. Resultados .....	64
6.5.1. Domínio fofo ( <i>emed</i> = 0,712).....	65
6.5.2. Domínio medianamente compacto ( <i>emed</i> = 0,637).....	69
6.5.3. Domínio compacto ( <i>emed</i> = 0,490) .....	72
7. ÂNGULO DE ATRITO NO REPOUSO .....	76
7.1. Procedimento de determinação do ângulo de atrito no repouso .....	76
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	78
8.1. Conclusões .....	78
8.2. Sugestões para trabalhos futuros .....	79
REREFÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	81
APÊNDICE A – Curvas granulométricas da areia dos Cavaleiros .....	84
APÊNDICE B – Resultado dos ensaios de densidade real dos grãos .....	85
APÊNDICE C – Resultados dos ensaios de índice de vazios .....	85
APÊNDICE D – Agrupamento dos ensaios de cisalhamento por tensão normal .....	88
APÊNDICE E – Valores obtidos para o ângulo de atrito no repouso .....	95
APÊNDICE F – Dados dos ensaios de cisalhamento direto .....	96
ANEXO A – Valores do fator de correção K20 em função da temperatura ....	120



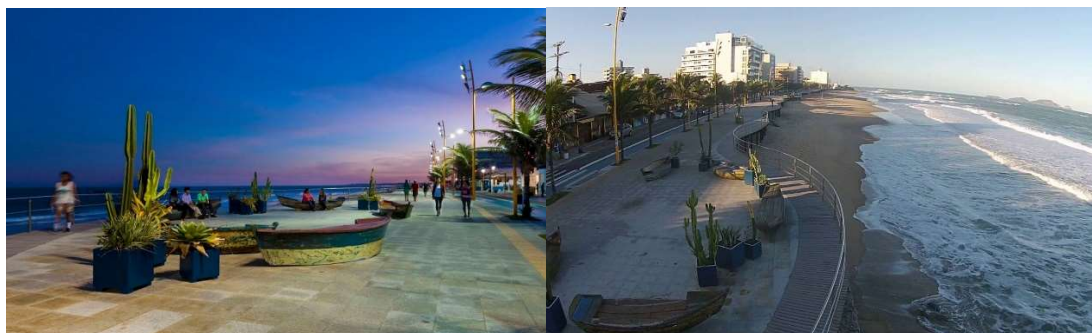
## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Considerações Iniciais

O município de Macaé tem se destacado nos últimos anos pelas mudanças econômicas e territoriais relacionadas à extração de petróleo e gás na Bacia de Campos. A cidade que era predominantemente agroindustrial se desenvolveu pelo surgimento de um complexo industrial petrolífero de capital intensivo e avançado teor tecnológico, sendo hoje em dia conhecida como “a Capital Nacional do Petróleo”. As transformações ocorridas no município de Macaé com a instalação da Petrobras e das demais empresas petrolíferas foram muitas e em todos os aspectos: econômico, estrutural, comportamental e ambiental.

Além da importância econômica, Macaé é um município conhecido pelos seus atrativos turísticos. Sua região serrana oferece aos visitantes variadas opções de lazer como trilhas, cachoeiras de água transparente e montanhas. Macaé possui ainda algumas das mais belas praias do Estado do Rio de Janeiro, recebendo muitos turistas no verão. A Praia do Pecado e a Praia dos Cavaleiros são alguns exemplos das mais famosas.

Com 1.500 metros de extensão, a Praia dos Cavaleiros é um dos principais pontos turísticos de Macaé. Localizada próxima ao centro da cidade, sua orla possui vários atrativos para turistas e locais, tais como restaurantes, bares, academias entre muitas outras opções de lazer. Com grande faixa de areia, a praia é propícia para banhistas e praticantes de esportes, estando sempre bem frequentada. Possui uma faixa de areia clara e fina com manchas pretas e um mar esverdeado, como mostra a Figura 1.1.



**Figura 1.1** - Orla da praia dos Cavaleiros.  
Fonte: Google Search, orla da praia dos Cavaleiros, Macaé.

Tendo em vista a relevância econômica e turística da praia em referência para a cidade de Macaé, este trabalho se propõe a realizar um estudo geotécnico detalhado com a areia dessa praia. Uma série de ensaios de laboratório foi realizada com uma amostra da areia da Praia dos Cavaleiros, a fim de obter parâmetros de resistência e algumas características geotécnicas. Foi escolhido um ponto arbitrário para retirada da amostra, que foi coletada em setembro de 2017.

O trabalho foi desenvolvido seguindo a seguinte ordem:

- Coleta e preparação das amostras;
- Granulometria, para classificar a areia segundo a sua curva granulométrica, e analisá-la, de acordo com alguns parâmetros;
- Formato dos grãos, utilizando um microscópio digital para observar e registrar o formato dos grãos e seus aspectos visuais;
- Densidade real dos grãos, importante índice que permite avaliar certas propriedades da areia;
- Composição mineralógica, utilizando reagente químico para detectar os principais componentes da areia;
- Índice de vazios, através de vários métodos, como o de pluviação sobre peneiras, utilizado para determinar o índice de vazios mínimo e máximo e assim definir os estados mais fofo e compacto da amostra. Foram utilizados seis métodos distintos com intuito de comparar os resultados obtidos;
- Resistência ao cisalhamento, utilizando o ensaio de cisalhamento direto para a areia em diferentes compacidades, variando do estado mais fofo (com maior índice de vazios) até o estado mais compacto (menor índice de vazios);
- Ângulo de atrito no repouso.

## **1.2. Objetivo**

Este trabalho tem o objetivo de caracterizar em laboratório a areia da Praia dos Cavaleiros para obtenção de parâmetros geotécnicos. O objetivo secundário da pesquisa é o de contribuir para um melhor entendimento das características mecânicas dos solos arenosos brasileiros, com ênfase na região de Macaé.

### **1.3. Justificativa**

Uma das mais importantes fases preliminares em qualquer tipo de construção é a investigação sobre as características do terreno onde a obra será realizada. Para dimensionar uma fundação, por exemplo, o engenheiro responsável irá precisar de parâmetros geotécnicos do solo, que poderão ser obtidos através de ensaios de laboratório.

Granulometria, densidade relativa, tamanho e formato dos grãos são alguns desses parâmetros, que influenciam diretamente na resistência do solo. Definir-los é essencial para entender o comportamento do solo, de forma que ele atenda a todas as solicitações impostas com segurança, economia e sempre respeitando o meio ambiente.

Nesse contexto, tendo em vista o crescimento de obras de infraestrutura na região de Macaé, este trabalho visa ampliar o conhecimento das características das areias das praias de Macaé, mais especificamente da Praia dos Cavaleiros. A praia em questão possui alguns terrenos disponíveis para futuras construções, assim a pesquisa pode ser útil em possíveis projetos, para fins acadêmicos e profissionais.

### **1.4. Metodologia**

A metodologia empregada neste trabalho consistiu na realização de diversos ensaios de laboratório, com intuito de atingir o objetivo almejado. Foram realizados ensaios de granulometria, microscopia digital eletrônica, densidade real dos grãos, ensaio de índice de vazios (aplicando diferentes métodos), ensaio de cisalhamento direto e determinação do ângulo de atrito no repouso.

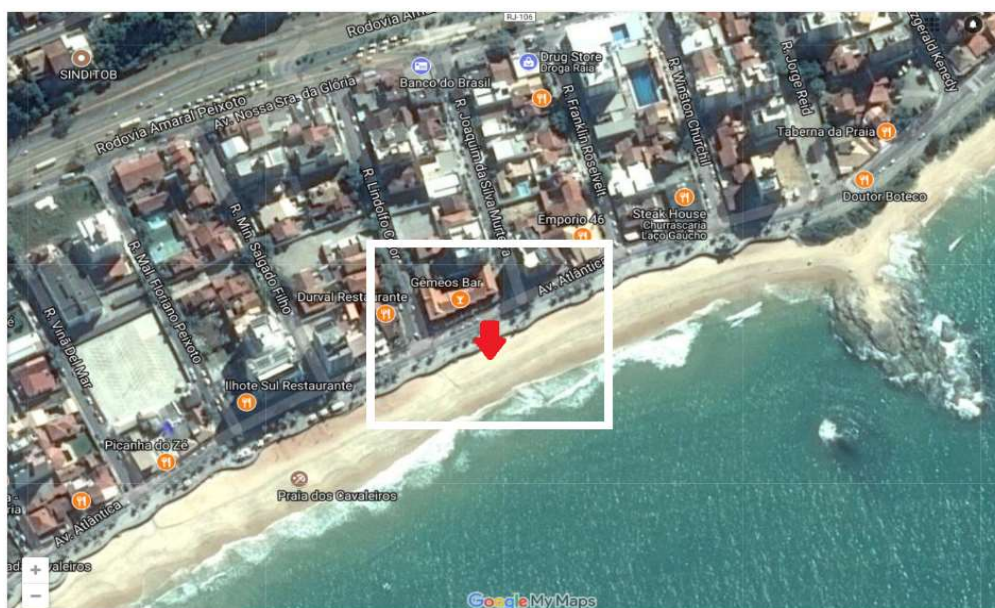
Para que os resultados obtidos representassem a realidade de forma mais precisa possível, foi certificada a calibração de todos os equipamentos necessários antes da realização dos ensaios.

## 2. COLETA E PREPARAÇÃO DA AMOSTRA

A amostra de areia foi coletada na praia de Cavaleiros, na cidade de Macaé no Estado do Rio de Janeiro. A coleta da amostra deformada foi realizada no dia 12/09/2017 por volta do meio dia em frente ao “bar Gêmeos” na Avenida Atlântica. Foram levados para o laboratório cerca de 20 kg do solo.

### 2.1. Coleta

O procedimento de coleta foi composto por uma pequena escavação, descartando a camada superficial com cerca de 30 cm. De tal forma, pode-se eliminar o material com maior grau de contaminação por pequenos objetos e/ou materiais indesejados (gravetos, folhas, etc.). Posteriormente com o auxílio de uma pá metálica e baldes, a areia foi transferida aos poucos para sacos, sendo esses lacrados e identificados. O material foi levado de carro, por cerca de 10 km, para o laboratório de Mecânica dos Solos da UFRJ/Macaé. A Figura 2.1 ilustra uma foto de satélite do bairro de Cavaleiros, com ênfase na praia de Cavaleiros e no ponto de coleta da amostra (assinalado com uma seta).



**Figura 2.1** - Foto por satélite do ponto de coleta na Praia dos Cavaleiros.  
Fonte: GOOGLE MAPS (2018). Praia dos Cavaleiros – Macaé RJ.

No momento da coleta a faixa de areia, na região, tinha cerca de 30 metros de extensão. A areia foi coletada em um ponto distante de 12 metros do calçadão e 18 metros da linha do mar. Cabe ressaltar que este ponto foi escolhido devido a variação das marés existente no local. A Figura 2.2 apresenta em detalhe a localização da coleta da amostra de areia da praia de Cavaleiros.



**Figura 2.2** - Distâncias aproximadas do ponto de coleta da amostra, na Praia dos Cavaleiros.  
Fonte: GOOGLE MAPS (2018). Praia dos Cavaleiros – Macaé RJ.

## 2.2. Preparação

Inicialmente as impurezas restantes foram retiradas manualmente, pois como se trata de uma praia muito frequentada, a areia ainda estava contaminada com gravetos, papel, plástico e fragmentos de concha. Posteriormente, a areia foi armazenada em um saco de forma a evitar sua contaminação com poeira e outras impurezas presentes no ar. Algumas conchas grandes também foram retiradas da amostra, conforme ilustra a Figura 2.3.

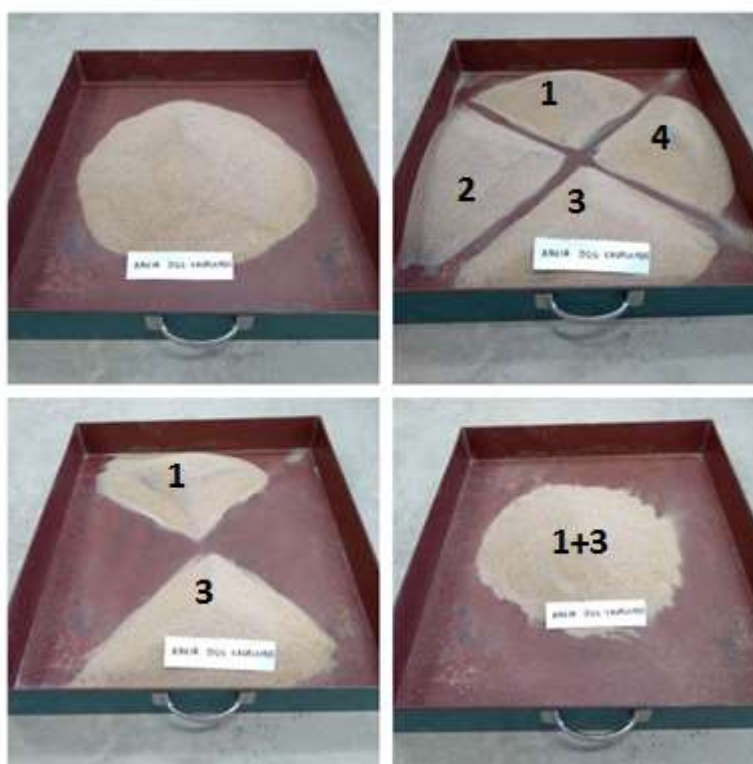


**Figura 2.3** - Conchas retiradas manualmente na preparação da amostra.

Ressalta-se que a amostra não foi lavada em água corrente, como geralmente se faz nos procedimentos usuais. O motivo pelo qual se adotou esse processo se justifica pela possível comparação entre os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados com amostras lavadas e não lavadas, uma vez que a concentração de sais pode provocar variação desses resultados.

Foi realizado um quarteamento manual com objetivo de reduzir a massa da amostra em uma fração representativa menor, garantindo que as porções ensaiadas sejam mais homogêneas em relação à amostra total.

O método consiste em dispor a amostra em forma de cone e dividi-la em quatro partes iguais, numeradas de 1 a 4, com o auxílio de uma régua metálica. Duas partes diametralmente opostas são escolhidas, como, por exemplo, os setores 1 e 3, para serem devolvidos ao reservatório de armazenamento, e os setores 2 e 4, também diametralmente opostos, para serem utilizados nos ensaios. A Figura 2.4 apresenta o procedimento realizado para toda a amostra.



**Figura 2.4** - Quarteamento da amostra de areia dos Cavaleiros.

O mesmo procedimento foi utilizado em pesquisas recentes, como a de NUNES (2014), ao realizar a caracterização geotécnica da areia da praia de Itaipuaçu /RJ, SIMÕES (2015) ao caracterizar a areia da praia de Ipanema/RJ.

### 3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

#### 3.1. Granulometria

A partir da amostra quarteada, foram inicialmente separados 100 gramas do material. Essa areia foi lavada em água corrente na peneira #200 e secada em estufa na temperatura de 110 °C. A amostra foi pesada e verificou-se que menos de 5% do material havia passado pela referida peneira. Desta forma, de acordo com a NBR 7181/2016 – Solo: Análise Granulométrica - as curvas granulométricas puderam ser obtidas através do processo de peneiramento fino.

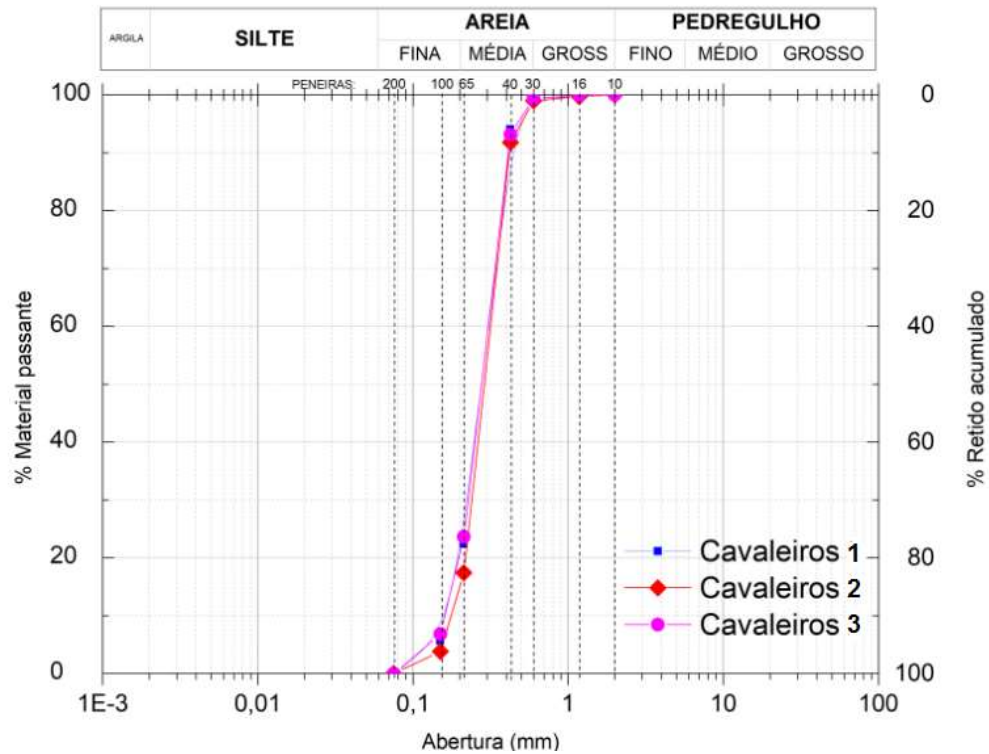
Seguindo as prescrições da NBR 7181/2016, a areia foi despejada em uma sequência de peneiras de aberturas iguais a 2, 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075 milímetros, nessa ordem, apoiadas sobre o fundo metálico. O conjunto foi então tampado e submetido à vibração de 100 Hz em um agitador mecânico, por 10 minutos e, posteriormente, a quantidade de areia retida em cada peneira foi pesada. A Figura 3.1 apresenta o conjunto de peneiras disposto sobre o agitador mecânico.



**Figura 3.1:** Conjunto de peneiras utilizadas na granulometria sobre agitador mecânico.

Foram realizados três ensaios de peneiramento com a areia da Praia dos Cavaleiros para assegurar a confiabilidade dos resultados. A Figura 3.2 apresenta as curvas granulométricas obtidas em cada ensaio, dispostas em conjunto. As curvas granulométricas podem ser visualizadas individualmente, no Apêndice A. deste

trabalho. Tendo em vista a semelhança entre as curvas, pode-se garantir a precisão dos resultados.



**Figura 3.2** - Curvas granulométricas dos ensaios de peneiramento fino.

A análise da curva granulométrica permite classificar a areia dos Cavaleiros como uma areia média. É possível ainda classificá-la segundo alguns parâmetros, como por exemplo, o Coeficiente de Não Uniformidade (*CNU*) e o Coeficiente de Curvatura (*CC*).

O Coeficiente de Não Uniformidade (*CNU*) indica a desuniformidade dos grãos do solo, pois quanto maior o valor de *CNU* maior é a variedade das dimensões dos grãos. Areias com *CNU* menores do que 2 podem ser classificadas como areias uniformes.

Já o Coeficiente de Curvatura (*CC*) analisa o formato da curva, permitindo detectar descontinuidades no conjunto ou concentração elevada de certo diâmetro de grãos. Um material pode ser considerado bem graduado quando o *CC* está entre 1 e 3 (SOUZA PINTO, 2006).



$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{equação 3.1})$$

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} \quad (\text{equação 3.2})$$

Onde

$D_{10}$  - É o diâmetro pelo qual passam 10% em peso do material da amostra.

$D_{30}$  - É o diâmetro pelo qual passam 30% em peso do material da amostra.

$D_{60}$  - É o diâmetro pelo qual passam 60% em peso do material da amostra.

Da curva granulométrica da areia da Praia dos Cavaleiros:

- $D_{10} = 0,16 \text{ mm}$
- $D_{30} = 0,24 \text{ mm}$
- $D_{60} = 0,30 \text{ mm}$

Para a areia da praia em análise foram obtidos  $CNU = 1,87$  e  $CC = 1,2$ , indicando uma areia uniforme e bem graduada, de acordo com as classificações de SOUZA PINTO (2006).

### 3.2. Formato dos grãos

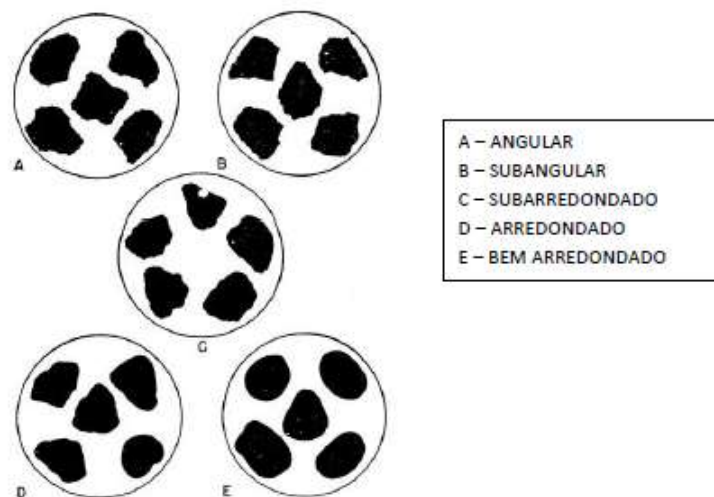
Para entender o comportamento mecânico da areia é importante saber como se dá a interação entre suas partículas sólidas. SOUZA PINTO (2006) menciona a relação direta entre o entrosamento dos grãos da areia e a resistência da mesma.

Segundo o autor, os grãos mais angulares conseguem apresentar um melhor arranjo, resultando em uma maior resistência ao cisalhamento e uma menor compressibilidade da areia. Em contrapartida, grãos mais arredondados apresentam uma menor resistência ao cisalhamento e maior compressibilidade. No entanto, grãos angulares submetidos a elevadas tensões tendem a quebrar as arestas, que são áreas de concentração de tensões, impedindo que haja acréscimo de resistência que tal areia apresentaria sob tensões menos elevadas.

SOUZA PINTO destaca ainda a relação entre o formato dos grãos da areia e o ângulo de atrito da mesma. Com um raciocínio similar, areias com grãos mais angulares possuem ângulos de atrito maiores que areias com grãos arredondados, devido ao maior entrosamento entre os grãos.

Dito isso, importante destacar que para a determinação do formato dos grãos de uma areia não existe uma norma prescrita. Na prática utiliza-se um microscópio com resolução adequada. A decisão do formato dos grãos é um processo qualitativo realizado por observação das imagens. F.J. Pettijohn (1949) propõe um gabarito, apresentado em LAMBE E WHITMAN (1969) para auxiliar na identificação visual e classificação dos grãos, conforme mostra a Figura 3.3.

O mesmo processo foi utilizado, recentemente, por NUNES (2014), SIMÕES (2015) e MEDEIROS (2018), ao comparar diferentes métodos para determinação de índices de vazios de materiais granulares.



**Figura 3.3** - Grau de arredondamento das partículas.

**Fonte:** Sedimentary Rocks (1949) por F.J. Pettijohn. Reproduzido de LAMBE & WHITMAN, 1969.

Com auxílio de um microscópio eletrônico de ampliação digital de 1000x (Digital Microscope Eletronic Magnifier, produzido por X ZHANG) foi possível observar a amostra natural coletada e classificá-la, segundo o gabarito de LAMBE & WHITMAN. Foi utilizada uma régua micrométrica com divisão de 0,5 mm para estimar o diâmetro dos grãos. A Figura 3.4 mostra o microscópio eletrônico utilizado para analisar a amostra natural.



**Figura 3.4** - Microscópio utilizado para caracterização visual e régua.

A Figura 3.5 apresenta uma visão geral da amostra de areia da Praia dos Cavaleiros.



**Figura 3.5** - Microscopia da areia da Praia dos Cavaleiros não ampliada.

De maneira geral, é possível perceber que a areia da Praia dos Cavaleiros possui grande quantidade de grãos finos, identificados pela cor preta, além dos grãos de coloração leitosa. A identificação mineralógica dos grãos será discutida com mais detalhes no próximo item deste trabalho.

NUNES (2014) ao analisar a areia da Praia de Itaipuaçu/RJ propõe ainda classificar a porção da areia retida em determinadas peneiras. De maneira complementar, foi realizada uma análise do material retido em cada peneira com as seguintes aberturas: 2, 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075 mm. A Figura 3.6 apresenta os grãos da areia da praia dos Cavaleiros que ficaram retidos na peneira #10, de maior abertura, com 2 mm.



**Figura 3.6** - Material retido na peneira #10 (abertura de 2 mm).

A Figura 3.7 apresenta os grãos da areia da praia dos Cavaleiros que ficaram retidos na peneira #14, com abertura de 1,18 mm.



**Figura 3.7** - Material retido na peneira #14 (abertura de 1,18 mm).

A Figura 3.8 apresenta os grãos da areia da praia dos Cavaleiros que ficaram retidos na peneira #28, com abertura de 0,6 mm.



**Figura 3.8** - Material retido na peneira #28 (abertura de 0,6 mm).

A Figura 3.9 apresenta os grãos da areia da praia dos Cavaleiros que ficaram retidos na peneira #40, com abertura de 0,425 mm.



**Figura 3.9** - Material retido na peneira #40 (abertura de 0,425 mm).

A Figura 3.10 apresenta os grãos da areia da praia dos Cavaleiros que ficaram retidos na peneira #65, com abertura de 0,212 mm.



**Figura 3.10** - Material retido na peneira #65 (abertura de 0,212 mm).

A Figura 3.11 apresenta os grãos da areia da praia dos Cavaleiros que ficaram retidos na peneira #100, com abertura de 0,15 mm.



**Figura 3.11** - Material retido na peneira #100 (abertura de 0,15 mm).

Por fim, a Figura 3.12 apresenta os grãos da areia da praia de Cavaleiros que ficaram retidos na peneira #200, com abertura de 0,075 mm.



Figura 3.12 - Material retido na peneira #200 (abertura de 0,075 mm).

A classificação das partículas retidas em cada peneira de acordo com o gabarito de LAMBE & WHITMAN (1996) se encontra na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Descrição do formato dos grãos de areia retidos em cada peneira

Diâmetro da peneira (mm)	Descrição
2	Um fragmento de concha <i>BEM ARREDONDADO</i> (E) e uma partícula <i>SUBANGULAR</i> (B)
1,18	Grãos majoritariamente <i>SUBARREDONDADOS</i> (C) e <i>ARREDONDADAS</i> (D)
0,6	Grãos majoritariamente <i>ARREDONDADOS</i> (D)
0,425	Grãos majoritariamente <i>ARREDONDADOS</i> (D)
0,212	Grãos majoritariamente <i>ARREDONDADOS</i> (D)
0,15	Grãos <i>ARREDONDADOS</i> (D) e <i>BEM ARREDONDADOS</i> (E)
0,075	Grãos <i>ARREDONDADOS</i> (D) e <i>BEM ARREDONDADOS</i> (E)

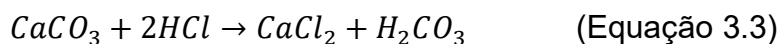
Analisando as figuras separadamente observa-se que, quanto menor a abertura da peneira maior a quantidade de grãos escuros presentes, evidenciando a forte presença de um mineral específico (provavelmente ilmenita) na amostra. Nota-se também a predominância de grãos arredondados, o que influencia diretamente no comportamento mecânico da areia.

### 3.3. Composição mineralógica

No intuito de analisar a composição mineralógica da areia da Praia dos Cavaleiros, foi feita uma inspeção visual das imagens obtidas pela microscopia. Na oportunidade, verificou-se que o quartzo é o principal componente da referida areia, acompanhado ainda de uma elevada quantidade de um tipo de pedra preta, de pequena dimensão, com diâmetro inferior a 0,15 mm – visto que o material ficou retido na peneira 200# da granulometria. Levantou-se a hipótese de ser ilmenita, mas não foi possível confirmar tal suposição, tendo em vista que o laboratório não dispunha dos equipamentos necessários para realizar uma análise mineralógica tão específica.

Após, para verificar a presença de carbonato de cálcio ( $CaCO_3$ ), principal componente das conchas, foi feita uma reação química da amostra com ácido clorídrico ( $HCl$ ), mesmo procedimento adotado por NUNES (2014) e por SIMÕES (2015).

O carbonato de cálcio ao reagir com ácido clorídrico produz cloreto de cálcio ( $CaCl_2$ ) e ácido carbônico ( $H_2CO_3$ ), composto instável que rapidamente se dissocia formando gás carbônico ( $CO_2$ ) e água ( $H_2O$ ). A reação química descrita está evidenciada a seguir:



A Figura 3.13 ilustra a aplicação do ácido sobre a amostra de areia da praia dos Cavaleiros.



**Figura 3.13** - Reação química do ácido clorídrico com a areia da praia dos Cavaleiros.

Reagindo cerca de 0,5 gramas da amostra com o ácido clorídrico (três gotas) observou-se a liberação de bolhas, o que confirma a presença do carbonato de cálcio na areia da Praia dos Cavaleiros. O resultado obtido é condizente com a pesquisa realizada por OLIVEIRA (2012), que ao analisar as praias urbanas entre os municípios de Niterói e Macaé, constatou que a areia da praia de Cavaleiros possui baixo teor de carbonato de cálcio (cerca de 5 % de  $CaCO_3$ ). Em sua dissertação, OLIVEIRA (2012) determinou o teor de Carbonato de Cálcio através da eliminação do mesmo pelo ataque com ácido clorídrico a 20%.

### 3.4. Densidade real dos grãos

Um parâmetro geotécnico essencial para o estudo dos solos e areias em geral é a densidade real dos grãos. Por si só, é insuficiente para caracterizar o tipo de areia, mas é importante para determinar outros índices, como o índice de vazios. A densidade real dos grãos ( $G_s$ ) pode ser calculada pela razão entre o peso específico dos grãos sólidos ( $w_s$ ) e o peso específico da água destilada à temperatura de 4°C ( $V_s$ ), conforme a fórmula:

$$G_s = \frac{w_s}{V_s} \quad \text{(Equação 3.5)}$$

O valor de  $w_s$  pode ser mensurado diretamente por uma balança, enquanto que o valor de  $V_s$  pode ser obtido através de ensaios de laboratório conforme o procedimento descrito na norma NBR 6458/2017: Anexo B – Grãos que passam na peneira de abertura 4,8 mm: Determinação da massa específica. Segundo a referida norma, a determinação da densidade real dos grãos deve ser feita através da realização de pelo menos dois ensaios. A rigor, a nomenclatura *massa específica* no título referido é inadequada, pois a norma em questão se refere à determinação do peso específico (SCHUMANN, 2016).

O procedimento resumido de acordo com a NBR 6508/1984 consiste em, primeiramente, pesar o picnômetro vazio, e posteriormente pesar o sistema picnômetro mais solo seco. Da diferença entre esses valores é possível obter o peso do solo seco ( $P_s$ ). Feito isso, adiciona-se água destilada ao sistema, sem encher o picnômetro por completo. O sistema é então conectado a uma bomba de vácuo, por



no mínimo 15 minutos, para remoção do ar aderente entre as partículas de solo. Recomenda-se agitar manualmente o picnômetro para aumentar a efetividade deste processo, em intervalos regulares de tempo.

Ao fim dessa etapa, o nível do picnômetro deve ser completado com água destilada sem bolhas, e então o conjunto é levado a um recipiente com água na temperatura ambiente, até que o sistema atinja o equilíbrio térmico. Atingido o equilíbrio, mede-se a temperatura da água, e após enxugar a superfície externa do picnômetro, insere-se em sua entrada o tubo capilar para completar o nível com água destilada. Seca-se novamente a parte externa do conjunto e por fim, mede-se o peso do sistema ( $P_{sa}$ ).

O valor do peso do picnômetro preenchido com água destilada ( $P_a$ ) correspondente à temperatura do banho pode ser obtido através da curva de calibração do picnômetro ou experimentalmente, pesando o sistema. A densidade real do solo à temperatura (T) do ensaio é calculada pela seguinte fórmula:

$$G_s = \frac{P_s * K}{(P_s + P_a - P_{sa})} \quad \text{(Equação 3.4)}$$

Onde

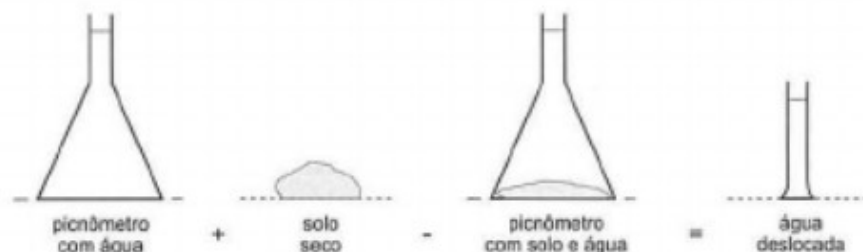
$P_s$  - É o peso do solo seco (g);

$P_a$  - É o peso do picnômetro + água destilada (g);

$P_{sa}$  - É o peso do picnômetro + solo + água destilada (g);

$K$  - É o fator de correção.

O Fator de correção ( $K$ ) corresponde à razão entre a densidade relativa da água à temperatura do ensaio (T) e a densidade relativa da água a 20°C. Seus valores podem ser visualizados em tabela específica, no Anexo A.



**Figura 3.14** - Procedimento para determinar a densidade real dos grãos.

**Fonte:** SOUZA PINTO, 2006.

Neste trabalho, o procedimento para determinar a densidade real dos grãos da areia dos Cavaleiros foi realizado com algumas adaptações à sugestão da norma. Antes de realizar o ensaio uma porção da amostra foi seca em estufa, por 24h a uma temperatura de 105°C. Feito isso, foram selecionados quatro picnômetros com volume de 100 ml. Em cada picnômetro foi adicionada uma quantidade de solo seco superior a 10% do peso do picnômetro vazio.

Na falta de uma bomba de vácuo para realizar o ensaio, foi utilizada uma chapa elétrica para aquecer o sistema picnômetro mais solo mais água destilada. O sistema foi aquecido por 10 minutos, contados a partir do início da ebulição da água destilada no interior do picnômetro. Durante o processo de fervura, a mistura era manualmente revolvida, em intervalos rápidos e regulares, com auxílio de uma luva. Foram tomados os cuidados necessários para não deixar a mistura queimar. Terminada a etapa referida, o sistema foi colocado no recipiente com água até atingir a temperatura ambiente de 20,5 °C, aferida por um termômetro. A Figura 3.15 mostra os picnômetros sendo aquecidos na chapa elétrica (esquerda) e, posteriormente, colocados dentro do recipiente com água (direita) e temperatura controlada por termômetro.



**Figura 3.15** - Picnômetros sendo aquecidos na chapa elétrica (esquerda) e picnômetros dispostos no recipiente com água (direita).

Para obter o peso do picnômetro com água destilada ( $P_a$ ) o picnômetro foi pesado vazio e, posteriormente, pesado preenchido completamente com água destilada. Ressalta-se que os mesmos cuidados com a temperatura, detalhados anteriormente, foram tomados. A Figura 3.16 mostra os picnômetros completamente preenchidos com água destilada (esquerda) e colocados em banho no recipiente com água (direita).



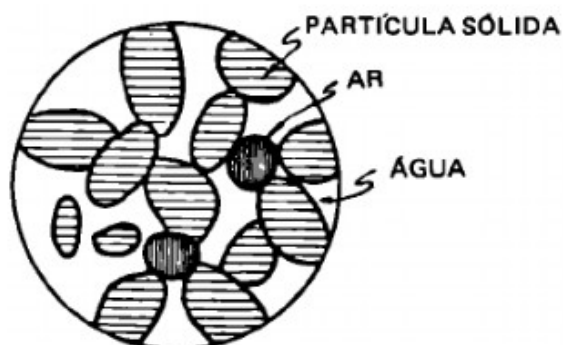
**Figura 3.16** - Pícnômetros completamente preenchidos com água destilada (esquerda) e pícnômetros colocados em banho no recipiente com água (direita).

Obeve-se o valor médio de  $2,763 \text{ g/cm}^3$  para a densidade real dos grãos da areia dos Cavaleiros. Nota-se que o valor obtido é levemente superior ao valor médio de densidade real dos grãos das areias com quartzo, que geralmente apresentam um valor próximo de  $2,65$  (LAMBE & WHITMAN, 1969).

Apêndice B apresenta os dados relativos a este ensaio. O fator de correção  $K$  utilizado foi de  $0,9999$  ( $20,5^\circ\text{C}$ ), obtido por interpolação linear dos dados retirados de tabela específica, contida no Anexo A.

#### 4. ÍNDICE DE VAZIOS

O solo é um material formado por três principais componentes: partículas sólidas, ar e água. Pode ser definido em um conceito geral como um sistema disperso formado por três fases: sólida, líquida e gasosa (FERNANDES, 2016). Assim, o comportamento do solo está diretamente relacionado com a interação entre essas fases.



**Figura 4.1** - Os três componentes do solo.  
Fonte: SOUZA PINTO, 2006.

O parâmetro mais utilizado na mecânica dos solos para relacionar a proporção entre essas fases é o índice de vazios, expresso pela letra  $e$ . Ele pode ser definido como a razão entre o volume de vazios ( $V_v$ ) e o volume de partículas sólidas de um solo ( $V_s$ ). O índice de vazios é uma grandeza adimensional e não pode ser determinada diretamente, e sim a partir de outros índices (SOUZA PINTO, 2006).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{Equação 4.1})$$

Sua determinação pode ser feita em laboratório em função do peso específico das partículas do solo ( $\gamma_g$ ) e do peso específico do solo seco ( $\gamma_s$ ) (SOUZA PINTO, 2006).

$$e = \frac{V_t - V_s}{V_s} = \frac{V_t}{V_s} - 1 = \frac{V_t/p_s}{V_s/p_s} - 1 = \frac{\gamma_g}{\gamma_s} - 1 \quad (\text{Equação 4.2})$$

O estado em que se encontra uma areia pode ser expresso pelo seu índice de vazios. Este dado isolado, no entanto, fornece pouca informação sobre o comportamento da areia, pois com o mesmo índice de vazios uma areia pode estar compacta e outra fofa. Para as areias, é interessante comparar o índice de vazios natural com seus valores máximos e mínimos (SOUZA PINTO, 2006). A relação

utilizada para realizar essas comparações denomina-se compactidade relativa ( $CR$ ), e pode ser definida por:

$$CR = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (\text{Equa\c{c}\~{a}o 4.3})$$

Onde

$e_{nat}$  - É o índice de vazios natural em que a areia se encontra;

$e_{m\acute{a}x}$  - É o índice de vazios máximo para a areia obtido em laboratório;

$e_{m\acute{i}n}$  - É o índice de vazios mínimo para a areia obtido em laboratório.

Quanto mais compacta a areia, maior o valor de  $CR$ . Souza Pinto apresenta a classificação sugerida por Terzaghi na Tabela 4.1.

**Tabela 4.1** - Classificação das areias segundo a compactidade (SOUZA PINTO, 2006)

<b>Classificação</b>	<b>CR</b>
Areia fofa	Abaixo de 0,33
Areia de compactidade média	Entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	Acima de 0,66

A compactidade relativa é um fator determinante na caracterização das areias. De modo geral, areias mais compactas tendem a apresentar maior resistência e menor deformabilidade quando ensaiadas. A compactidade, no entanto, não é o único parâmetro que influencia nessas características, que também dependem do formato dos grãos e da distribuição granulométrica (SOUZA PINTO, 2006).

Ao analisar a relação entre resistência e compactidade de uma areia, antes de realizar qualquer ensaio, é necessário moldar corpos de prova fofos e corpos de prova compactos, isto é, com índices de vazios em seus estados limites. Existem inúmeros métodos na literatura técnica e normas para a determinação de índices de vazios máximos e mínimos.

Para moldar um corpo de prova com areia em seu estado mais fofo SOUZA PINTO (2006) propõe colocar cuidadosamente uma areia em um recipiente de volume conhecido, vertida através de um funil, com pequena altura de queda (menor que 1 cm). Dessa forma será possível determinar seu peso específico e calcular seu índice de vazios máximo. Para moldar um corpo de prova no seu estado mais compacto, o procedimento proposto pelo autor consiste em vibrar a areia dentro de um molde de volume conhecido. De modo similar, obtém-se o peso específico e calcula-se o índice de vazios mínimo.

Para determinar  $e_{m\acute{a}x}$ , KOLBUSZEWSK (1948) sugere colocar 1kgf de areia seca dentro de uma proveta de 2000 cm<sup>3</sup>, tapar a boca da proveta com uma das m\~{a}os, vir\~{a}-la de cabe\~{c}a para baixo e vir\~{a}-la novamente para a posi\~{c}o\~{e} inicial em um movimento r\~{a}pido. Dessa forma, com um tempo de queda reduzido os gr\~{a}os teriam menos tempo para se acomodar, moldando assim um corpo de prova no estado mais fofo.

A ASTM (American Society for Testing Materials) define alguns m\~{e}todos para obten\~{c}o\~{e} de \u00edndices de vazios m\~{a}ximos e m\u00ednimos em solos granulares. Para moldar corpos de prova compactos, a Norma ASTM D4253-16 – Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table – sugere o M\~{e}todo 1, que utiliza uma mesa eletromagn\~{e}tica com vibra\~{c}o\~{e} vertical para compacta\~{c}o\~{e} do solo, e o M\~{e}todo 2, que utiliza um sistema de cames junto a uma mesa vibrat\u00f3ria.

Para moldar corpos de prova fofos, a Norma ASTM D4254-16 – Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density – sugere os M\~{e}todos “A”, “B” e “C”, cada um com sua particularidade. Todos os m\~{e}todos s\~{a}o aplic\~{a}veis a solos com no m\~{a}ximo 15% de massa seca passante na peneira #200 (abertura 0,075mm), desde que o solo ainda apresente comportamento n\~{a}o pl\~{a}stico e drenante.

MIURA & TOKI (1982) ao analisar a areia de Toyura idealizaram o m\~{e}todo de pluvia\~{c}o\~{e} sobre peneiras, utilizando funis de di\~{a}metro conhecidos e peneiras com aberturas previamente determinadas. O m\~{e}todo consiste em colocar a areia em um funil e, por gravidade, deixar a areia descer em um fluxo vertical passando pelas peneiras, de modo a formar uma *chuva* uniforme sobre um molde de volume conhecido, colocado embaixo do equipamento. Esse procedimento permite relacionar a taxa de areia descarregada (relacionada com a abertura do funil utilizado) com a compacidade do corpo de prova produzido.

MEDEIROS (2018) em seu trabalho de gradua\~{c}o\~{e} se prop\u00f5e a comparar os resultados obtidos a partir de v\~{a}rios dos m\~{e}todos descritos anteriormente, utilizando materiais espec\u00edficos para realizar os ensaios: esferas de vidro Drop-on, tipo IIC e a Areia de Hokksund. Para obten\~{c}o\~{e} dos \u00edndices de vazios m\~{a}ximos, Medeiros obteve melhores resultados utilizando o M\~{e}todo “B” da ASTM, enquanto que para obten\~{c}o\~{e} dos menores valores de \u00edndice de vazios, o m\~{e}todo de BLAKER, et al. (2015) se

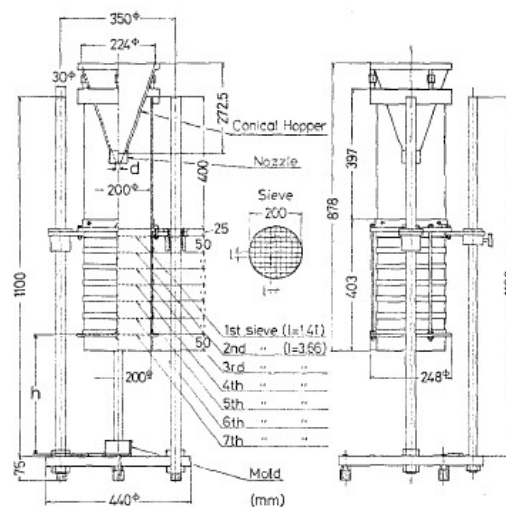
mostrou mais eficaz. O autor ressalta ainda a vantagem do método de pluviação sobre peneiras no que se refere à possibilidade de moldar corpos de prova com índice de vazios pré-determinados de acordo com a abertura do funil utilizado.

Neste trabalho, foram selecionados alguns métodos para serem reproduzidos seguindo algumas orientações de MEDEIROS (2018) e respeitando a limitação dos equipamentos disponíveis no laboratório de mecânica dos solos da UFRJ/Macaé. Dessa forma, algumas adaptações foram necessárias em função da falta do equipamento original de cada ensaio. Os métodos utilizados e as adaptações feitas serão abordados detalhadamente nos itens a seguir.

#### 4.1. Índice de vazios mínimo

##### 4.1.1. Método de pluviação sobre peneiras

O primeiro método escolhido para determinar o índice de vazios mínimo foi o método da pluviação sobre peneiras proposto por MIURA & TOKI (1982). Além de ser simples, o método foi escolhido por apresentar como vantagem uma maior precisão dos resultados, tendo em vista a menor influência do operador. O procedimento consiste em colocar a areia em um funil e fazer com que ela caia em queda livre passando por algumas peneiras até que seja despejada em um molde de volume conhecido, conforme descrito no item 4. A Figura 4.2 ilustra o aparato de pluviação desenvolvido por MIURA & TOKI (1982).



**Figura 4.2** - Aparato de pluviação para materiais granulares.  
Fonte: MIURA & TOKI, 1982.

Os autores utilizaram uma sequência de peneiras com abertura de 1,41 mm no topo e seis peneiras de abertura 3,66 mm embaixo, no sentido do fluxo. Esses valores foram adotados com base na dimensão máxima das partículas do material ensaiado: a areia de Toyura, que é caracterizada por um diâmetro médio ( $D_{50}$ ) de 0,18 mm.

O procedimento foi repetido por OLIVEIRA FILHO (1987) ao caracterizar a porção mais fina da areia de São Francisco em Niterói/RJ. O autor adotou como critério para a escolha da sequência de peneiras uma interpolação linear, relacionando a abertura da peneira com diâmetro médio  $D_{50}$  da areia ensaiada por MIURA & TOKI (1982). NUNES (2014) ao caracterizar a areia da Praia de Itaipuaçu/RJ adere à mesma sugestão, que também é inicialmente repetida por SIMÕES (2015), ao caracterizar a areia da Praia de Ipanema/RJ. Posteriormente, SIMÕES acaba por adotar uma sequência de peneiras diferentes, determinadas por tentativas. Neste trabalho, o mesmo raciocínio foi utilizado para o cálculo do diâmetro de abertura das peneiras. A Tabela 4.2 apresenta as razões entre o  $D_{50}$  e os diâmetros das peneiras usados para diferentes areias.

**Tabela 4.2** - Razões  $D_{50}$ / diâmetros das peneiras usadas na pluviação para diferentes areias.

	Ipanema	Toyura	S. Francisco	Itaipuaçu	Cavaleiros
$D_{50}$	0.38	0.18	0.22	1.2	0.28
Abertura da peneira superior	4.75	1.41	2	9.5	2.36
Razão (a.p.s/ $D_{50}$ )	12.5	7.83	9.09	7.92	8.43
Abertura da peneira inferior	12.5	3.66	4.76	25.4	6.7
Razão (a.p.i/ $D_{50}$ )	32.89	20.33	21.64	21.17	23.93

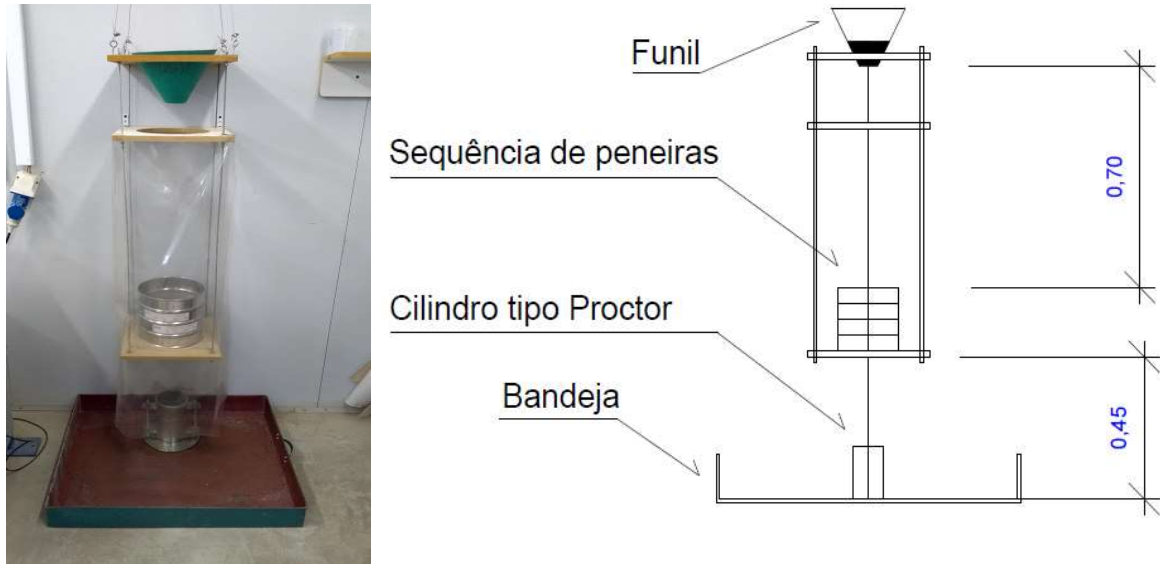
*a.p.s.* equivale a abertura da peneira superior usada na pluviação;

*a.p.i.* equivale a abertura da peneira inferior usada na pluviação.

Utilizando da interpolação linear, para um  $D_{50} = 0,28$  característico da areia da Praia dos Cavaleiros, foi calculado um diâmetro de 2,19 mm para a peneira superior e 5,69 mm para as peneiras imediatamente abaixo. Como não havia peneiras disponíveis com os diâmetros exatos determinados, foram adotadas peneiras com abertura imediatamente superior, respeitando a oferta do laboratório. Assim foram adotadas quatro peneiras, sendo uma superior de 2,36 mm, duas intermediárias de 6,7 mm e uma inferior de 9,52 mm no sentido do fluxo. A Figura 4.3 ilustra o aparato



montado para determinação dos índices de vazios (esquerda) com suas cotas em metro (direita), adaptado de MIURA & TOKI (1982).

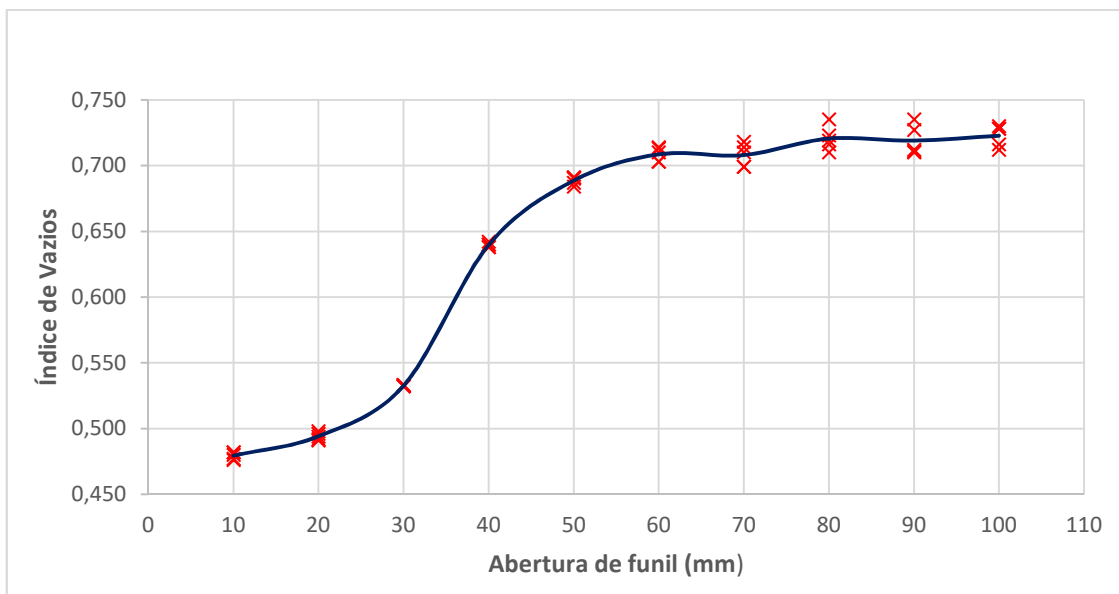


**Figura 4.3** - Equipamento utilizado para obtenção dos índices de vazios mínimo (esquerda), com suas cotas em metro (direita).

A sequência de peneiras e demais equipamentos são suportados por fios presos ao teto e duas cantoneiras ajudam a tornar o sistema mais estável, preso a parede. Foi utilizado um cilindro tipo Proctor como molde, de volume conhecido igual a  $1000 \text{ cm}^3$ . Uma régua metálica foi empregada para rasar a superfície superior do conjunto cilindro Proctor adicionado da areia, de modo que o volume de areia não excedesse o volume do molde. Por último, pesa-se a massa de areia contida no molde e calcula-se o índice de vazios.

Conforme observado no trabalho de MIURA & TOKI (1982), a abertura do funil é fator determinante na compactação do corpo de prova moldado. Seguindo esse raciocínio, foram testados diversos funis com diâmetro de abertura variando de 10 em 10 mm, desde 10 mm até 100 mm, utilizando a areia da Praia dos Cavaleiros.

Foram realizadas cinco repetições para cada funil para assegurar repetibilidade dos resultados. A Figura 4.4 apresenta o gráfico da variação do índice de vazios pela abertura do funil utilizado no processo de pluviação da areia da praia dos Cavaleiros.



**Figura 4.4** - Índices de vazios obtidos na pluviação versus diâmetro de abertura do funil.

Pela análise da Figura 4.4 é possível identificar que o índice de vazios da amostra moldada é diretamente proporcional à abertura do funil utilizado. Dessa forma corpos de prova com menores índices de vazios (compacidade relativas maiores) podem ser obtidos utilizando funis de diâmetros menores. Por outro lado, corpos de prova com índice de vazios maiores (compacidade relativas menores) podem ser obtidos utilizando funis de maiores diâmetros.

Observa-se que a dispersão dos valores de índice de vazios também é diretamente proporcional ao diâmetro de abertura do funil. Isto se deve ao fato de que os corpos de prova no domínio fofo, obtidos com funis de maior abertura, necessitam de um cuidado maior durante todo o procedimento de ensaio. Assim, qualquer movimento brusco do operador ao transportar o corpo de prova pode alterar a compacidade do mesmo.

Para a areia dos Cavaleiros o menor valor de índice de vazios encontrado é 0,479, obtido com o funil de 10 mm. O Apêndice B apresenta em tabela os dados de todos os ensaios de peneiramento realizados para determinar os índices de vazios.

#### **4.1.2. Método Geolabs adaptado**

O método Geolabs (Geolabs in-house method) foi desenvolvido no laboratório Geolabs Limited, localizado em Watford, Reino Unido. Foi realizado um estudo comparando diferentes métodos de laboratório para obter os valores limites de índice

de vazios de cinco areias (BLAKER et al., 2015). Um dos métodos testados consiste em aplicar uma energia na areia para provocar uma reorientação das partículas em um estado mais denso. Uma sobrecarga de 13,8 kPa é utilizada para aplicar essa energia no molde, que é colocado em um agitador de peneiras. São testadas diferentes frequências para vibrar o conjunto, de modo a obter o corpo de prova mais compacto possível.

Foi necessário adaptar a condição de umidade do solo para realizar o método. Originalmente o ensaio é feito em material saturado, enquanto neste trabalho foi utilizado o material seco ao ar. Outra mudança em relação ao método original foi a adoção de uma sobrecarga ligeiramente maior, de 14,4 kPa. O peso de sobrecarga escolhido foi em função dos materiais disponíveis. A Figura 4.5 ilustra o conjunto molde e sobrecarga disposto no agitador de peneiras (esquerda) e a sobrecarga utilizada (direita).



**Figura 4.5** - Conjunto molde e sobrecarga disposto no agitador de peneiras para execução do método Geolabs adaptado (esquerda) e sobrecarga utilizada (direita).

Uma recomendação de MEDEIROS (2018) é peneirar previamente a areia no molde, de modo a obter o corpo de prova mais compacto possível, e posteriormente aplicar a sobrecarga junto à vibração do agitador de peneiras. Com a areia dos Cavaleiros, foi realizada uma pluviação prévia com um funil de 10 mm, até que fosse atingida uma altura aproximada de 1 cm acima da base do colarinho do molde. Feito

isso, o conjunto foi colocado no agitador de peneiras e submetido à vibração de 100 Hz por 10 min. O procedimento completo foi realizado três vezes, obtendo um índice de vazios médio de 0,485.

Cabe ressaltar que o método Geolabs adaptado obteve um índice de vazios ligeiramente maior do que o índice de vazios obtido pelo método de pluviação sobre peneiras, o que não era esperado, uma vez que foi realizada uma pluviação antes de iniciar o ensaio. Levantou-se a hipótese de que a vedação da parte superior do molde preenchido com areia não foi adequada, permitindo que parte da areia escapasse da área de contato com a sobrecarga quando submetida à vibração do agitador de peneiras. O Apêndice C apresenta os valores obtidos com o método Geolabs adaptado (BLAKER et al., 2015).

## 4.2. Índice de vazios máximo

### 4.2.1. Método de pluviação sobre o molde

SIMÕES (2015), ao estudar o índice de vazios da areia da Praia de Ipanema, propõe um método alternativo, que consiste na pluviação direta sobre o molde tipo Proctor, com altura de queda inferior a 6 cm e sem a utilização de peneiras. A ideia do autor consiste na deposição rápida da areia sobre o molde, de modo a não permitir que as partículas tenham tempo hábil para se rearranjar. Essa condição implicaria na moldagem de um corpo de prova arenoso na sua condição mais fofa.

Utilizou-se um funil de 100 mm de abertura e uma altura de queda de 3 cm. A Figura 4.6 ilustra os equipamentos empregados e o cilindro tipo Proctor após a pluviação da areia.



**Figura 4.6** - Equipamentos utilizados no método de pluviação sobre o molde antes (esquerda) e depois do ensaio (direita).

Foram realizadas cinco repetições do procedimento descrito. Foi obtido um índice de vazios médio máximo de 0,740. O Apêndice C apresenta os dados coletados em cada repetição do ensaio.

#### **4.2.2. Métodos ASTM**

Seguindo as recomendações da norma D4254-16 (ASTM, 2016) foram executados os métodos “A”, “B” e “C”, cada um com sua respectiva adaptação. A principal mudança em relação aos métodos originais foi a escolha do cilindro tipo Proctor como molde, pois não estavam disponíveis recipientes com os volumes indicados pela norma D4254-16, de 2830 cm<sup>3</sup> ou 14200 cm<sup>3</sup>. O cilindro tipo Proctor utilizado possui 1000 cm<sup>3</sup>.

O Método “A” consiste em pluviar o molde com auxílio de um funil de pequena abertura adotando altura de queda inferior a 13 mm. Deve-se tomar o cuidado para despejar a areia de forma mais fofa possível sobre o molde, em um movimento contínuo em forma de espiral, da borda para o centro. O método é aplicável a solos com 100% de massa seca ao ar passante na peneira com abertura de 75 mm, que pode conter até 30% de massa seca ao ar de material retido na peneira com abertura de 37,5 mm.

Neste trabalho, foi utilizado um funil de 10 mm de abertura com um bico prolongado, possibilitando que a areia fosse despejada com uma altura de queda próxima de 1 cm. O procedimento foi executado conforme as recomendações da norma, com cinco repetições, e o valor médio de índice de vazios obtido foi de 0,742. A Figura 4.7 ilustra o procedimento de pluviação com funil durante a execução do Método “A” da ASTM adaptado. Os valores de índice de vazios estão apresentados no Apêndice C.



**Figura 4.7** - Procedimento de pluviação com funil durante a execução do Método “A” da ASTM adaptado.

O Método “B” da ASTM consiste em colocar um tubo preenchido de solo centralizado dentro do molde e removê-lo de forma rápida. Recomenda-se utilizar um tubo com diâmetro 30% menor que o diâmetro do molde e com volume 1,25 a 1,3 vezes maior que o molde. O método é aplicável a solos com 100% de massa seca ao ar passante na peneira de abertura de 19 mm.

Um tubo de 70 mm de diâmetro foi empregado no ensaio, atendendo as restrições da norma. Cinco repetições foram feitas, e o valor médio para índice de vazios calculado foi de 0,768. A Figura 4.8 mostra momentos antes da retirada do tubo, ainda centralizado dentro do cilindro tipo Proctor. O Apêndice C mostra os resultados do Método “B” obtidos em cada repetição.



**Figura 4.8** - Equipamentos utilizados no Método “B” da ASTM adaptado.

O Método “C” consiste em colocar 1 kgf do material de ensaio em uma proveta graduada de 2000 ml, tampar o recipiente, vira-lo de cabeça pra baixo e depois volta-lo para a posição inicial. O movimento deve ser rápido o bastante de modo a não fornecer tempo hábil para que as partículas se reorganizem, depositando assim o material em sua condição mais fofa. O procedimento é muito similar à sugestão de KOLBUSZESKI (1948), em sua tentativa de determinar valores máximos de índice de vazio. O método é aplicável apenas a areias finas e médias que possuam 100% de massa seca ao ar passante na peneira de abertura 9,5 mm e que contenha menos de 10% de massa seca ao ar retida na peneira #10 (abertura de 2,0 mm).

Como não havia disponível no laboratório uma proveta com o volume sugerido, foi utilizada uma proveta graduada de 1000 ml para o ensaio. Três repetições foram feitas, e o valor médio encontrado para índice de vazios nesse método foi de 0,810 (muito superior aos outros). Cabe ressaltar a grande dificuldade em se estimar o volume exato de areia na proveta após realizar o procedimento descrito no Método “C” da ASTM. A Figura 4.9 ilustra a proveta graduada com areia utilizada para a realização do Método “C” da ASTM. O Apêndice C apresenta os valores obtidos em cada repetição do Método “C” da ASTM



**Figura 4.9** - Proveta graduada com areia, empregada no Método “C” da ASTM adaptado.

### 4.3. Resumo dos resultados dos ensaios de índices de vazios

A Tabela 4.3 apresenta o resumo dos valores médios encontrados para os índices de vazios mínimos ( $e_{min}$ ) e máximos ( $e_{max}$ ) da areia da Praia dos Cavaleiros, para cada um dos métodos testados neste trabalho.

**Tabela 4.3** - Resumo dos resultados para os valores médios de índice de vazios.

Grandeza	Método	Média	
$e_{min}$	MIURA & TOKI, 1982	0,479	
	Geolabs adaptado, BLAKER, et al., 2015	0,485	
$e_{max}$	SIMÕES, 2015	0,740	
	ASTM D4254-16	Método "A"	0,742
		Método "B"	0,768
		Método "C"	0,810

Os resultados dos índices de vazios mínimos obtidos pelos dois métodos foram bem próximos, com uma diferença de cerca de 0,1%. Para os índices de vazios máximos, SIMÕES, 2015, e o Método "A" da ASTM também apresentaram resultados semelhantes, com diferença de apenas 0,3%. O Método "B" da ASTM apresentou um valor maior, cerca de 4%, e o Método "C" bem maior, de quase 10%.



## 5. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A capacidade dos solos em suportar cargas depende de sua resistência ao cisalhamento, isto é, da tensão máxima de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura. Dessa forma, é interessante estudar como ocorre o mecanismo de deslizamento entre corpos sólidos, e por extensão, entre as partículas do solo. Alguns princípios fundamentais de mecânica dos solos serão revisados.

### 5.1. Princípio das tensões efetivas

As tensões em qualquer ponto de uma massa de solo podem ser determinadas a partir das tensões principais que atuam neste ponto. Para um solo com comportamento drenado, TERZAGHI (1948) anuncia no Princípio das Tensões Efetivas:

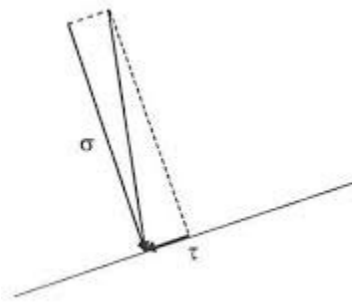
- I) As tensões totais principais ( $\sigma$ ) consistem de duas parcelas: sendo uma parcela, ( $u$ ), atuando na água e nos sólidos em todas as direções com mesma magnitude, denominada poropressão; e a outra transmitida pelos contatos sólido-sólido, denominada tensão principal efetiva ( $\sigma'$ ). Traduzindo em fórmula:

$$\sigma' = (\sigma - u) \quad \text{(Equação 5.1)}$$

- II) Os efeitos mensuráveis provenientes da variação do estado de tensões tais como distorção, variação de volume e mudança da resistência ao cisalhamento de um solo são devidos exclusivamente às variações dos estados de tensões efetivas.

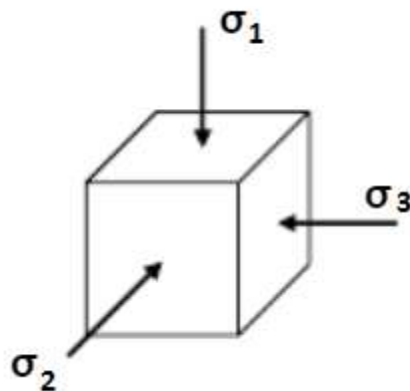
### 5.2. Círculo de Mohr

Em um plano genérico no interior do solo, a tensão atuante não é necessariamente normal ao plano. Essa tensão pode ser decomposta em uma componente normal ( $\sigma$ ) e em outra componente cisalhante ( $\tau$ ), paralela ao plano, conforme mostrado na Figura 5.1.



**Figura 5.1** - Decomposição da tensão em um plano genérico  
 Fonte: SOUZA PINTO, 2006.

Demonstra-se em mecânica dos solos que, para um ponto da massa de solo existem três planos em que a tensão atuante é normal ao próprio plano, não existindo a componente de cisalhamento. Estes planos são chamados de *planos principais de tensões*, e neles atuam apenas tensões normais. As tensões normais atuantes recebem o nome de tensões principais, onde a maior das tensões atuantes é chamada de Tensão Principal Maior ( $\sigma_1$ ), a menor é chamada de Tensão Principal Menor ( $\sigma_3$ ) e a terceira é chamada de Tensão Principal Intermediária ( $\sigma_2$ ). A Figura 5.2 mostra o estado de tensões, representado pelas tensões principais, num ponto da massa de solo.



**Figura 5.2** - Representação do plano das tensões principais em um cubo, representativo de um ponto da massa de um solo.

Para efeito de análise, normalmente despreza-se a Tensão Principal intermediária ( $\sigma_2$ ), pois a ruptura dos solos sempre ocorre em planos paralelos à direção de  $\sigma_2$ . Admitindo-se essa simplificação, consideram-se apenas as tensões atuantes em duas direções: a tensão normal ( $\sigma_1$ ) e a tensão normal ( $\sigma_3$ ) (SOUZA PINTO, 2006).

O autor afirma que o estado de tensões atuantes em todos os planos passando por um ponto pode ser representado graficamente em um sistema de coordenadas em que as abscissas são as tensões normais ( $\sigma$ ) e as ordenadas são as tensões cisalhantes ( $\tau$ ). Este sistema gráfico denomina-se Círculo de Mohr, e pode ser definido a partir das expressões a seguir:

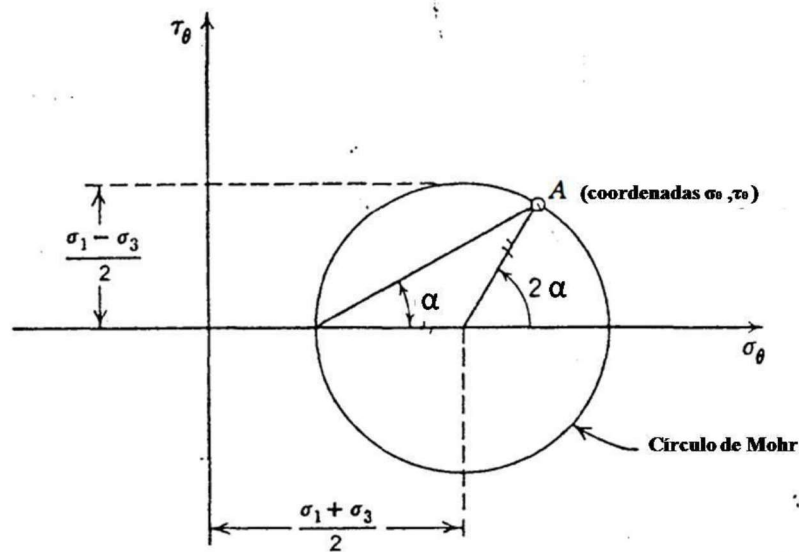
$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \cos(2\alpha) \quad (\text{Equação 5.2})$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \sin(2\alpha) \quad (\text{Equação 5.3})$$

Onde:

$\alpha$  - É o ângulo formado pelo plano cujas tensões desejam-se conhecer e o plano principal maior.

O Círculo de Mohr é facilmente construído quando são conhecidas as duas tensões normais principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  de um plano qualquer. A partir dele, é possível determinar com facilidade as tensões em qualquer plano, e assim definir os limites de equilíbrio plástico de um solo quando sob um determinado estado de tensões. A Figura 5.3 ilustra o Círculo de Mohr, definido em função de  $\sigma$  e  $\tau$ .



**Figura 5.3** - Determinação das tensões num plano genérico por meio do Ciclo de Mohr.  
Fonte: SOUZA PINTO, 2006.

Para a representação dos estados de tensões nos solos são necessários dois Círculos de Mohr: um representando o estado de tensões totais e o outro representando o estado de tensões efetivas. Estes círculos tem o mesmo diâmetro e estão afastados entre si do valor da poropressão, obedecendo ao Princípio das Tensões Efetivas de Terzagui.

Ainda analisando o Círculo de Mohr, observa-se que as tensões de cisalhamento em qualquer plano não dependem da poropressão ( $u$ ), pois a água não transmite esforços de cisalhamento. Dessa forma, as tensões de cisalhamento são devidas somente à diferença entre as tensões principais.

### 5.3. Atrito em uma massa de areia

Para compreender o fenômeno de cisalhamento de uma massa de solo é interessante estudar o atrito entre dois corpos sólidos. A força de atrito pode ser definida como a força de contato que existe em função da interação entre duas superfícies, na região de contato. É sempre paralela à superfície em interação e contrária ao movimento relativo entre elas.

$$F_{at} = N * f = N * \tan\phi \quad (\text{Equação 5.4})$$

Onde:

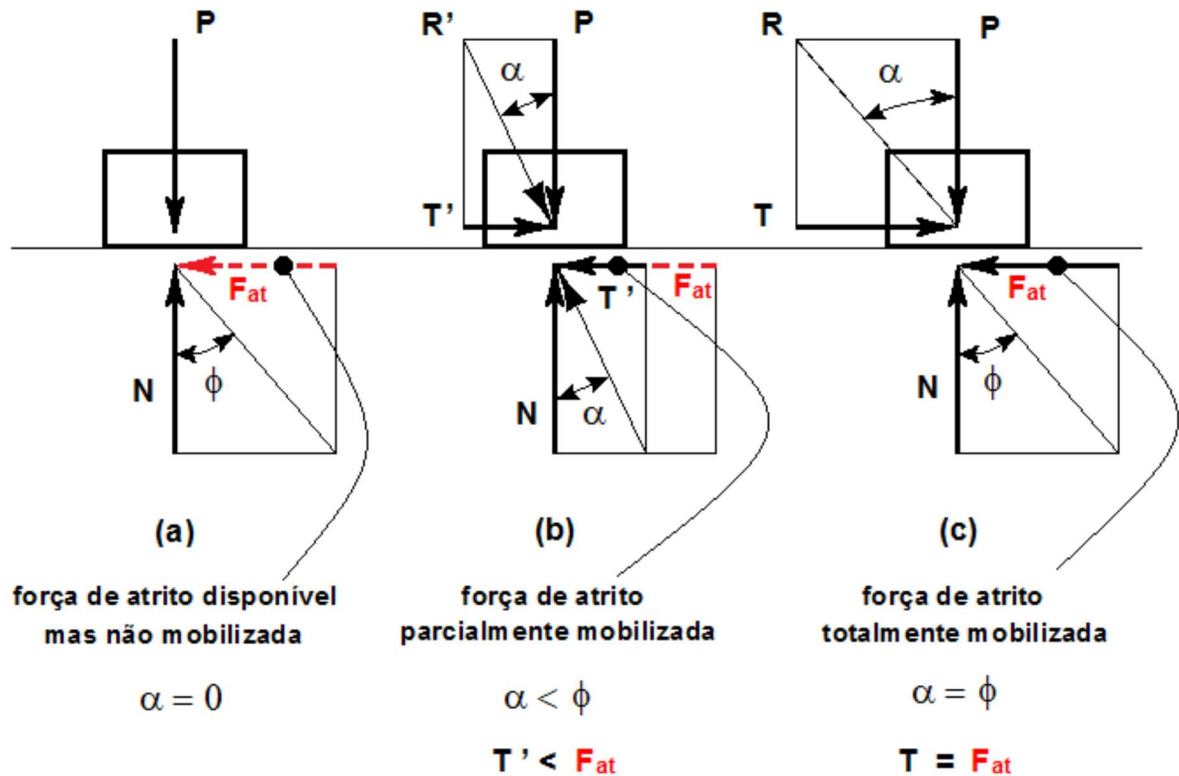
$F_{at}$  - É a força de atrito;

$N$  - É a força normal;

$f$  - É o coeficiente de atrito;

$\phi$  - É o ângulo de atrito.

O ângulo de atrito ( $\phi$ ) e o coeficiente de atrito ( $f$ ) são propriedades dos materiais que estão em contato. A força de atrito ( $F_{at}$ ) não entra em ação a menos que seja mobilizada para resistir a uma força horizontal ( $T$  ou  $T'$ ) aplicada sobre o corpo, na tentativa de empurrá-lo. A Figura 5.4 ilustra a força de atrito atuante em um corpo de prova em três situações distintas.



**Figura 5.4** - Ilustração do atrito e do critério de escorregamento  
**Fonte:** Simões, 2015.

Na Figura 5.4 (a) o corpo sólido encontra-se em repouso, apoiado sobre uma superfície horizontal. A força  $P$  representa o peso, única força vertical agindo sobre o corpo. A força ( $N$ ) representa a reação normal da superfície no corpo. Por decomposição de forças, o valor de  $N$  equivale ao valor de  $P$ , na Figura 5.4(a).

Na Figura 5.4 (b) uma força horizontal  $T'$  de pequeno valor foi aplicada ao corpo. A força  $R$  é a resultante entre as forças  $P$  e  $T'$ , e ângulo  $\alpha$  (ângulo de obliquidade) é o ângulo formado entre a força  $R$  e a força normal ao plano. Como  $T' < F_{at}$  e  $\alpha < \phi$  apenas uma parcela da força ( $F_{at}$ ) disponível foi mobilizada, não sendo suficiente para provocar o escorregamento do corpo sobre a superfície.

Na Figura 5.4 (c) a força horizontal  $T'$  é equivalente à força  $F_{at}$  e o corpo está na eminência de movimento. Neste caso toda a força  $F_{at}$  foi mobilizada por  $T'$ , e o ângulo de obliquidade  $\alpha$  equivale ao ângulo de atrito  $\phi$ . Assim, por decomposição de forças, observa-se que:

$$T' = N * f = N * \tan\phi \quad (\text{Equação 5.5})$$

$$f = \tan\phi \quad (\text{Equação 5.6})$$

Das equações acima, observa-se uma relação direta entre a Normal e o ângulo de atrito  $\phi$ . Enquanto a obliquidade  $\alpha$  resultante em relação à Normal à interface entre o corpo e a superfície horizontal for menor que o ângulo de atrito, não haverá escorregamento. Este se tornará iminente quando a obliquidade for igual ao ângulo de atrito, ou seja,  $\alpha = \phi$ , o que significa que toda força  $F_{at}$  foi mobilizada por  $T'$ .

Em uma massa de areia, a resistência ao cisalhamento ao longo de qualquer plano ocorre de maneira similar ao fenômeno descrito anteriormente. A diferenciação ocorre porque, tratando-se de uma massa de solo, o deslizamento envolve um grande número de grãos, que podem deslizar entre si ou rolar um sobre os outros, acomodando-se nos vazios que encontram no percurso (SOUZA PINTO, 2006). Como neste caso não existe uma área definida, é mais conveniente utilizar a equação em termos das tensões atuantes no solo. Isto pode ser feito dividindo-se ambos os membros da expressão por uma unidade de área:

$$F_{at} = \frac{T}{A} = \frac{N}{A} * \tan\phi \quad (\text{Equação 5.7})$$

Substituindo na equação a tensão cisalhante ( $\tau$ ) e a tensão normal ( $\sigma$ ).

$$\tau = \sigma * \tan\phi \quad (\text{Equação 5.8})$$

Para as areias, o ângulo de atrito é chamado de ângulo de atrito interno, e a tensão normal a ser considerada na resistência ao cisalhamento é a tensão normal efetiva. Dessa forma, substituindo os termos da equação 5.1 de Terzagui na equação 5.8:

$$\tau = (\sigma - u) * \tan\phi = \sigma' * \tan\phi \quad (\text{Equação 5.9})$$

Segundo Mohr-Coulomb, a resistência ao cisalhamento também sofre influência direta da coesão efetiva entre as partículas do solo. Adicionando a parcela de contribuição da coesão na resistência ao cisalhamento, chega-se a famosa equação de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \tan\phi \quad (\text{Equação 5.10})$$

No caso específico das areias, não existe coesão efetiva, e a formulação de Mohr-Coulomb pode ser simplificada para:

$$\tau = \sigma' \tan\phi \quad (\text{Equação 5.11})$$

Salienta-se ainda que, no caso das areias, existe uma resistência adicional somada à resistência ao cisalhamento, devida ao intertravamento dos grãos, usualmente chamado de *entrosamento* (SIMÕES, 2015).

#### 5.4. Obtenção da envoltória de ruptura

A obtenção da envoltória de ruptura dos solos a partir do critério de Mohr-Coulomb é possível através da realização de ensaios de laboratório. Como as areias não possuem coesão efetiva a equação da envoltória de ruptura é simplificada (Equação 5.11). A Figura 5.5 apresenta um gráfico de tensão normal efetiva versus tensão cisalhante para uma areia.

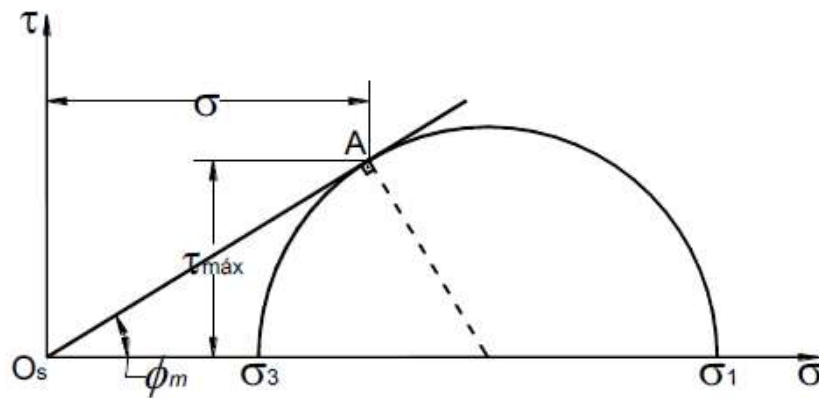


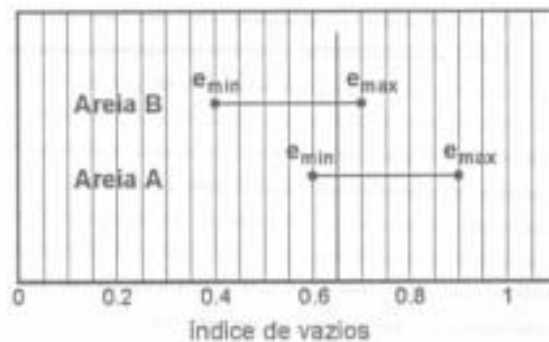
Figura 5.5 - Envoltória de ruptura de um Círculo de Mohr.

Observa-se no gráfico o Círculo de Mohr e a envoltória de ruptura dessa areia. Em laboratório podem ser realizados ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto para a obtenção da envoltória de ruptura de um solo. Neste trabalho a ênfase será dada ao ensaio de cisalhamento direto devido a uma maior simplicidade de execução.

Para a determinação da envoltória de ruptura a partir do ensaio de cisalhamento direto é necessário realizar o ensaio em pelo menos três corpos de prova (da mesma amostra) com o mesmo índice de vazios, sob tensões normais diferentes. Em cada um dos ensaios existirá, na ruptura, um par ordenado de pontos (tensão normal, tensão cisalhante). A partir dos pontos obtidos é possível traçar uma reta com ajuste linear e assim obter os parâmetros de resistência da areia, como o ângulo de atrito interno.

#### 5.5. Comportamento das areias: estado fofo e compacto

Conforme visto anteriormente, a compactidade relativa é um índice muito utilizado em mecânica dos solos para determinar o grau de compactação de um solo granular não coesivo, como as areias. Quando o solo apresenta compactidade relativa  $CR = 100\%$  significa que ele está em sua máxima compactação e conseqüentemente, com índice de vazios mínimo. Por outro lado se  $CR = 0\%$  a compactação é mínima e o índice de vazios é máximo, ou seja, a amostra está no estado mais fofo possível. Ressalta-se ainda que, para um mesmo índice de vazios, é possível ter uma areia no estado fofo e outra areia no estado compacto, conforme ilustrado na Figura 5.6.



**Figura 5.6:** Comparação do estado de compactação relativa de duas areias.

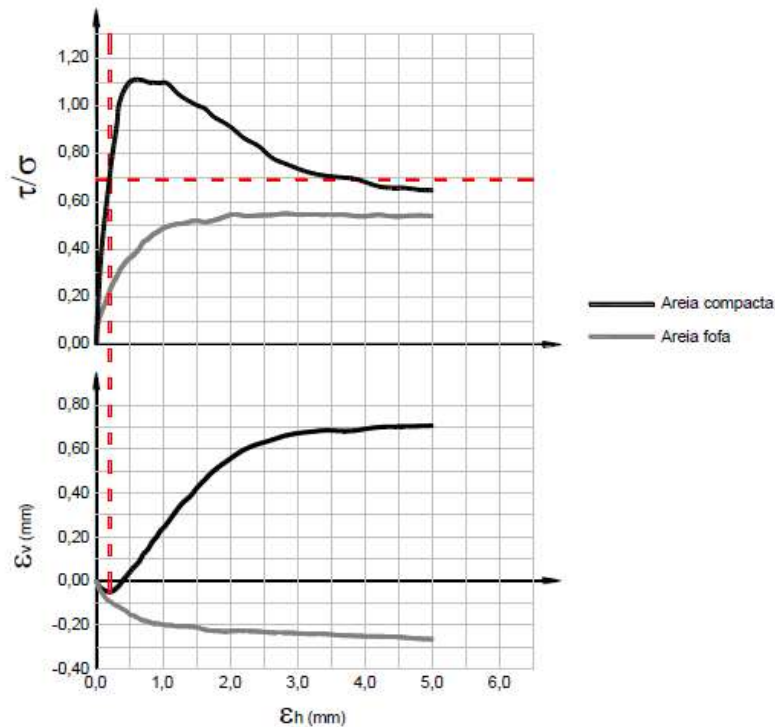
**Fonte:** SOUZA PINTO, 2006.

Areias com diferentes compactidades relativas apresentam comportamentos distintos quando submetidas a tensões cisalhantes. Conforme visto anteriormente, areias mais compactas tendem a apresentar maior resistência e menor variação de volume quando submetida a um esforço cisalhante. Areias mais fofas, por outro lado, apresentam uma diminuição de volume e menor resistência ao cisalhamento.

Através do ensaio de compressão triaxial e do ensaio de cisalhamento direto é possível verificar, em laboratório, o comportamento de uma areia em cada estado de compactação. Neste trabalho, devido a maior facilidade de execução, será adotado o ensaio de cisalhamento direto para estudar a resistência ao cisalhamento da areia dos Cavaleiros.

A Figura 5.7 ilustra o comportamento de duas areias, uma fofo e outra compacta, no ensaio de cisalhamento direto.





**Figura 5.7** - Comportamento típico das areias fofa e compacta no ensaio de cisalhamento direto.  
**Fonte:** Simões, 2015.

No estado fofo, feito o carregamento axial, o corpo de prova apresenta uma tensão desviadora que cresce lentamente com a deformação atingindo um valor máximo para deformações relativamente altas, da ordem de 6 a 8% (SOUZA PINTO, 2006). Não há um pico de tensão definido, ou seja, a tensão mobilizada cresce até atingir um patamar, mesmo com o acréscimo da deformação. Considera-se que a ruptura ocorre nesse patamar. Durante a ruptura do corpo de prova no estado fofo verifica-se uma redução de volume.

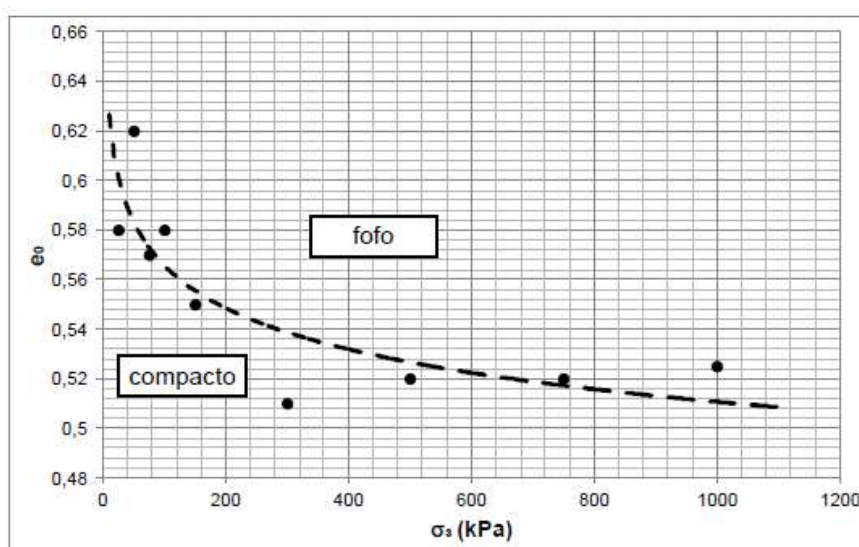
No estado compacto, a tensão desviadora cresce muito mais rapidamente com as deformações, até atingir um valor máximo (resistência de pico), onde ocorre a ruptura. Atingida a tensão máxima, a tensão desviadora decresce até se estabilizar num patamar denominado de tensão residual. Com relação à variação de volume, observa-se que os corpos de prova apresentam inicialmente uma redução de volume, e logo em seguida um crescimento progressivo antes de ser atingida a resistência máxima. Na ruptura o corpo de prova apresenta volume maior que no início do carregamento. Nota-se ainda que, embora apresentem variações volumétricas distintas inicialmente, para grandes deformações, tanto areias fofas quanto compactas tendem a cisalhar a volume constante. Portanto a resistência final dessas areias não depende do estado de compactidade inicial.

A resistência de pico verificada na ruptura no estado compacto pode ser justificada pelo entrosamento entre as partículas de areia, que produzem uma resistência adicional à resistência ao atrito entre os grãos. Vencido o entrosamento, a resistência tende a cair até chegar ao valor residual para grandes deformações.

## 5.6. Índice de vazios crítico e tensão confinante crítica

Conforme visto anteriormente, durante o ensaio de cisalhamento direto, na ruptura, uma areia fofa apresenta redução de volume enquanto uma areia compacta apresenta aumento. É plausível imaginar, portanto, que existe um estado de compacidade intermediário no qual a areia não apresentará nem aumento, nem diminuição de volume na ruptura. Esse estado é conhecido como índice de vazios crítico, definido por SOUZA PINTO (2006) como o índice de vazios no qual o corpo de prova não apresenta variação de volume em decorrência da ruptura.

Para cada índice de vazios crítico existe uma tensão confinante de ensaio correspondente, chamada de tensão confinante crítica. Assim, através de uma bateria de ensaios triaxiais, é possível obter pares (índice de vazio crítico, tensão confinante crítica) que podem ser plotados em gráfico. A Figura 5.8 apresenta um gráfico genérico de índices de vazios críticos versus tensão confinante crítica.



**Figura 5.8** - Gráfico índices de vazios críticos versus tensão confinante crítica  
Fonte: NUNES, 2014.

Com um ajuste linear, pode-se definir uma curva tensão confinante crítica – índice de vazios crítico que auxilia na observação do comportamento de uma determinada areia. Dada uma tensão confinante crítica, areias com índice de vazios inferiores ao índice de vazios crítico se comportam como compactas, e areias com índices de vazios superiores ao crítico se comportam como fofas.

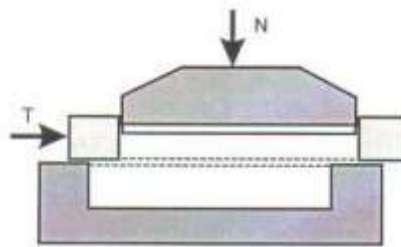
Embora a curva tensão confinante crítica - índice de vazios crítico tenha sido definida originalmente para os ensaios triaxiais, a curva também pode ser definida através de ensaios de cisalhamento direto. Para isso, toma-se em lugar da tensão confinante de adensamento a tensão vertical normal.

Neste trabalho a curva tensão confinante crítica - índice de vazios não será apresentada, tendo em vista que foram ensaiados corpos de prova com três índices de vazios, suficientes para gerar apenas três pares (índice de vazio crítico, tensão confinante crítica), que não são suficientes para definir o comportamento da curva.

## 6. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto foi desenvolvido basicamente para a determinação da resistência ao cisalhamento (corte) de um corpo de prova de solo, de forma prismática e seção quadrada ou circular (e de pequena espessura). Através deste ensaio é possível determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento na ruptura dos solos (coesão e ângulo de atrito). Não existe uma norma brasileira sobre o tema, normalmente se adota como referência a norma americana “ASTM-D3080/2003 – Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions”.

O ensaio em questão pode ser dividido em três estágios: preparação do corpo de prova, adensamento e cisalhamento. No primeiro estágio, de preparação, o corpo de prova é devidamente colocado em uma célula, ou caixa bipartida de dimensões conhecidas. O corte esquemático da caixa do ensaio de cisalhamento direto pode ser observado na Figura 6.1.



**Figura 6.1** - Corte esquemático da caixa de cisalhamento direto durante ensaio.

Fonte: SOUZA PINTO, 2006.

Onde:

*N* - É a tensão normal atuante na caixa de cisalhamento direto;

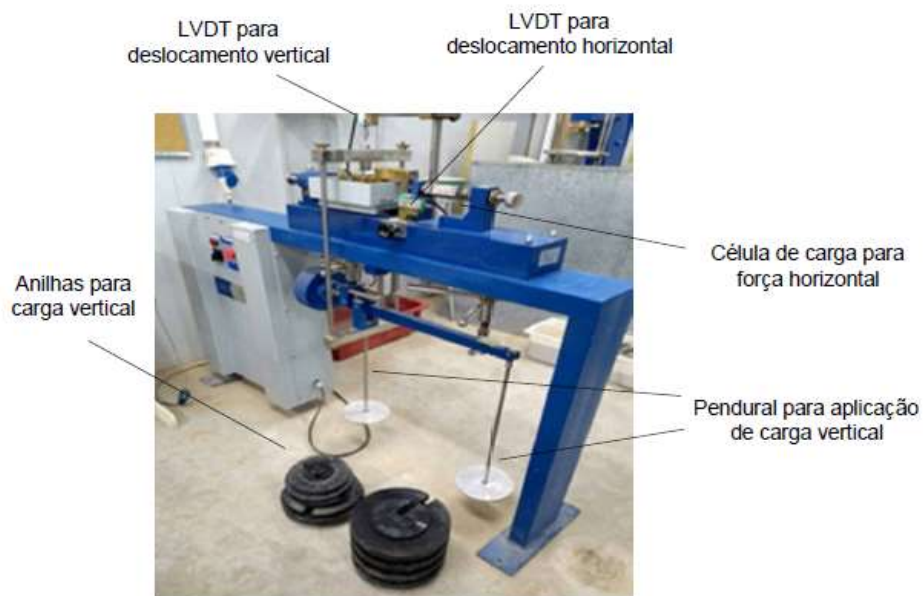
*T* - É a tensão cisalhante atuante na caixa de cisalhamento direto.

O procedimento de preparação do corpo de prova varia de acordo com o tipo de solo a ser ensaiado. Nos solos argilosos, os corpos de prova são retirados in loco através da cravação de um amostrador (geralmente utiliza-se um anel metálico com dimensões internas equivalentes às da caixa de cisalhamento). Após, utiliza-se um soquete para retirar o corpo de prova do amostrador e introduzi-lo na caixa bipartida. A amostra argilosa retirada do terreno natural é considerada indeformada.

Nos solos arenosos, o corpo de prova é moldado dentro da caixa de cisalhamento utilizando algum método pré-determinado. É interessante utilizar um método que se permita conhecer a compacidade do corpo de prova a ser moldado. A amostra arenosa é considerada deformada.

No segundo estágio, de adensamento, o corpo de prova é submetido a uma tensão normal através de pesos que são postos em um pendural, o qual é apoiado diretamente no corpo de prova. No caso das areias, o estágio de adensamento ocorre de forma quase instantânea, pois a areia se comporta de forma drenada para carregamentos usuais. Cabe ressaltar que este comportamento drenado é comandado pela permeabilidade do solo em questão.

Durante o último estágio, de cisalhamento, a força normal aplicada no corpo de prova é mantida constante e a caixa bipartida é submetida a um deslocamento horizontal com velocidade constante. Para minimizar o atrito entre as duas metades da caixa metálica, parafusos espaçadores devem ser acionados de forma a afastá-las antes que se inicie a etapa de cisalhamento. Assim, são usados extensômetros para aferir os deslocamentos horizontais e verticais, e um anel de carga calibrado para medir a força de deslocamento exercida pelo motor na caixa de cisalhamento. Os dados são armazenados no software Pavtest Cisalhamento. A Figura 6.2 mostra em detalhe a máquina de cisalhamento direto utilizada no ensaio.



**Figura 6.2** - Máquina de cisalhamento direto do laboratório de mecânica dos solos da UFRJ/Macaé.

Algumas considerações positivas devem ser feitas sobre o ensaio:

- Devido à sua simplicidade é o ensaio mais utilizado para se determinar a resistência ao cisalhamento do solo;
- O plano de ruptura é conhecido e ocorre forçadamente no plano horizontal, uma vez que os demais planos estariam impedidos de romper pela constituição metálica da caixa extremamente mais resistente que o solo;
- A envoltória de resistência na ruptura pode ser estimada realizando pelo menos três ensaios com tensões normais distintas, e seus respectivos pares de tensões cisalhantes.

Algumas considerações negativas sobre o ensaio:

- Como o plano de ruptura é imposto, há uma limitação no ensaio ao intento de definir um valor para a resistência do solo ao cisalhamento, pois não existe nenhuma garantia que o plano pré-definido para romper seja o plano de maior fraqueza da amostra;
- A poropressão não é conhecida, pois a drenagem não pode ser controlada durante a execução do ensaio;
- O estado de tensões e deformações não é conhecido.

Pelos itens listados acima, verifica-se que o ensaio de cisalhamento direto apresenta uma série de limitações. Entretanto, ele é muito utilizado quando se deseja medir a resistência de forma simples e principalmente quando se deseja conhecer a resistência residual do solo.

Outra consideração importante sobre esse tipo de ensaio é que, durante a etapa de cisalhamento, conforme a amostra é cisalhada, a parte superior da caixa de cisalhamento avança sobre a parte inferior, e assim a área da superfície de cisalhamento diminui. Este fato deve ser considerado tanto no cálculo da tensão cisalhante quanto da tensão normal de ensaio.

Por fim, cabe ressaltar que os níveis de tensões normais a serem empregados no ensaio para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, assim como da envoltória de ruptura, dependem do problema de engenharia envolvido, ou seja, dos níveis de carregamentos existentes.

## 6.1. Preparação dos corpos de prova

O método de pluviação sobre peneiras foi adotado para moldagem dos corpos de prova, utilizando a própria caixa do ensaio de cisalhamento direto como molde. A razão da escolha do método foi devido à consistência dos resultados e a possibilidade de controlar a compactação da amostra a ser ensaiada apenas variando a abertura do funil. A Figura 6.3 ilustra o equipamento de pluviação sobre caixa de cisalhamento, utilizada como molde.

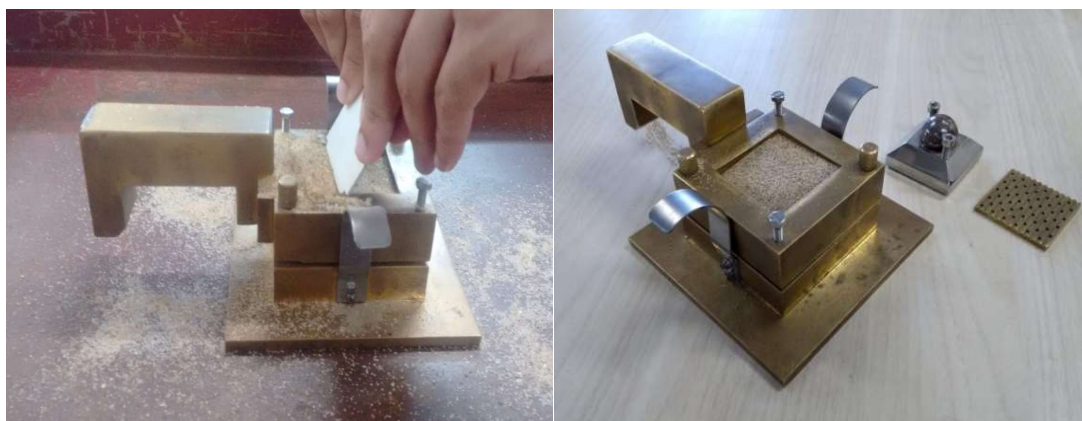


**Figura 6.3:** Equipamento de pluviação com a caixa de cisalhamento.

Os ensaios foram feitos para três domínios de compactação relativa: compacto, medianamente compacto e fofo. Para obtenção dos corpos de prova no domínio compacto, o funil de 10 mm foi empregado. Para obter um corpo de prova no domínio medianamente compacto, adotou-se o funil de 50 mm. Para obtenção de corpos de prova no domínio fofo, foi escolhido o funil de 100 mm de abertura.

Terminada a etapa de pluviação sobre o molde, cada corpo de prova foi arrasado e devidamente limpo, com auxílio de um arrasador plástico e um pincel. Feito isso, o *top cap* (tampa metálica responsável por distribuir e transmitir a tensão normal ao corpo de prova) foi colocado na parte superior da caixa de cisalhamento.

A Figura 6.4 apresenta o arrasamento do corpo de prova (esquerda) e o corpo de prova devidamente preparado para o início da etapa de cisalhamento (direita).



**Figura 6.4:** Arrasamento do corpo de prova (esquerda) e corpo de prova devidamente preparado para o ensaio de cisalhamento direto (direita).

Durante a pluviação, verificou-se que as primeiras amostras pluviadas apresentaram índice de vazios diferentes das amostras pluviadas no cilindro Proctor. Assim decidiu-se realizar cinco repetições de pluviações para cada compactidade estudada, com objetivo de verificar se os índices de vazios obtidos pelo método da pluviação sobre a caixa de cisalhamento seriam compatíveis com os valores obtidos com a pluviação sobre o cilindro tipo Proctor. Os resultados obtidos das pluviações utilizando a caixa de cisalhamento como molde são mostrados na Tabela 6.1.

**Tabela 6.1:** Resultado das pluviações para cada compactidade relativa utilizando a caixa de cisalhamento.

Domínio compacto			Domínio medianamente compacto			Domínio fofo		
Funil de 10 mm			Funil de 50 mm			Funil de 100 mm		
Peso do solo (gf)	e	CR(%)	Peso do solo (gf)	e	CR(%)	Peso do solo (gf)	e	CR(%)
190.1	0.493	87%	174.1	0.630	43%	165.9	0.710	18%
188.9	0.502	84%	171.3	0.657	35%	166	0.709	18%
192.2	0.476	92%	174.2	0.629	44%	165.4	0.716	16%
190.3	0.491	87%	174.6	0.625	45%	166.9	0.700	21%
190.9	0.486	89%	172.5	0.645	39%	164.7	0.723	14%
<b>MÉDIA</b>	0.490	88%	<b>MÉDIA</b>	0.637	41%	<b>MÉDIA</b>	0.712	18%



- No domínio compacto, obteve-se um índice de vazios médio de 0,490 e compactidade relativa média de 88%;
- No domínio medianamente compacto, obteve-se um índice de vazios médio de 0,637 e compactidade relativa média de 41%;
- No domínio fofo obteve-se um índice de vazios médio foi de 0,712 e compactidade relativa média de 18%.

De maneira geral, os resultados obtidos pela pluviação sobre a caixa de cisalhamento apresentaram repetibilidade satisfatória. Nota-se, no entanto, que em todos os domínios, os valores de índices de vazios obtidos variaram, de maneira sutil, dos valores de índices de vazios determinados pelo mesmo método, mas utilizando o cilindro tipo Proctor como molde. Essa constatação evidencia a influência da geometria do molde do corpo de prova nos resultados de índices de vazios. Além disso, fatores externos podem ter influenciado o resultado, como por exemplo, o erro do operador durante o procedimento de ensaio.

## 6.2. Determinação da velocidade do ensaio de cisalhamento direto

A fase de cisalhamento do ensaio de cisalhamento direto deve ser realizada com uma velocidade suficientemente baixa para que não gere o excesso de poro pressão, garantindo uma condição drenada de carregamento. Para a determinação da velocidade de cisalhamento foi utilizada a fórmula de GIBSON & HENKEL (1954), que ao estudar a influência da duração nos ensaios drenados à tensão constante, estimaram empiricamente o tempo necessário para que ocorra a ruptura por cisalhamento, através da equação:

$$t_f = 12,7 * t_{100} \quad (\text{Equação 6.1})$$

Onde:

$t_{100}$  – É o tempo necessário para adensamento da amostra.

$t_f$  – É o tempo necessário para que ocorra a ruptura por cisalhamento.

O método de Taylor foi utilizado para a determinação de  $t_{100}$  a partir de um gráfico de compressão de um corpo de prova moldado no funil de 100 mm, para uma tensão de 12,5 kPa. A escolha desse gráfico em particular se justifica na tentativa de

se obter o maior tempo de compressão possível, que só poderia ser obtido na condição fofa e com o menor carregamento normal de ensaio (12,5 kPa).

A Figura 6.5 apresenta o gráfico de compressão de um corpo de prova moldado no funil de 100 mm, para uma tensão de 12,5 kPa, extraído do software Pavtest Cisalhamento. O  $t_{100}$  foi estimado em 3,24 minutos.

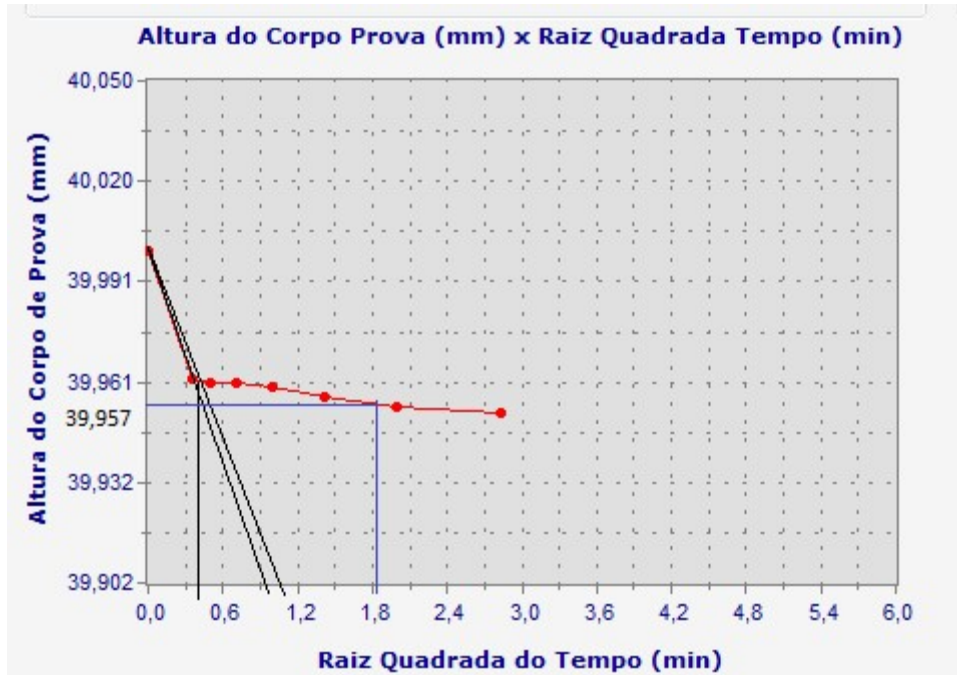


Figura 6.5 - Método de Taylor para determinação do  $t_{100}$ .

A partir de um ensaio piloto observou-se que a ruptura de uma amostra cisalhada ocorre a aproximadamente 1 mm de deslocamento horizontal. Sendo assim, esse valor foi utilizado como base para o descolamento na ruptura. Desta forma a velocidade do ensaio pode ser calculada pela Equação 6.2.

$$v = \frac{d}{t_f} = \frac{1 \text{ mm}}{12,7 * 3,24 \text{ min}} = 0,024 \text{ mm/min} \quad (\text{Equação 6.2})$$

Tendo em vista que, para a velocidade calculada, cada ensaio apresentaria um tempo médio de duração muito longo, a velocidade calculada pela fórmula de GIBSON & HENKEL (1954) não foi adotada nos ensaios. Ressalta-se que a fórmula dos autores foi desenvolvida, de maneira empírica, a partir de uma série de ensaios de cisalhamento direto realizados com três argilas. Dessa forma, constatou-se que a equação não é adequada para o cisalhamento de solos arenosos. A velocidade adotada foi de 0,5 mm/min, suficiente para garantir maior celeridade aos ensaios sem comprometer a condição drenada do carregamento.

### **6.3. Critérios de paralisação do ensaio**

Determinada a velocidade do ensaio, o próximo passo consistiu em definir os critérios de paralisação do ensaio, em cada uma de suas etapas. Para a etapa de compressão, o critério de paralisação do ensaio foi o tempo total da etapa. Tendo em vista que a compressão em areias ocorre de maneira quase instantânea, foi adotado um tempo médio de 10 minutos. O tempo adotado se mostrou satisfatório para observar graficamente o comportamento típico da areia na compressão.

Para a etapa de cisalhamento, o critério de paralisação foi o deslocamento horizontal total da caixa de cisalhamento. Para escolha do deslocamento máximo, alguns fatores foram considerados:

- O deslocamento não pode ser inferior a 1 mm, deslocamento médio referente a ruptura das amostras cisalhadas;
- Deve ser possível observar graficamente a tensão residual no cisalhamento de corpos de prova fofos e compactos;
- Deve se considerar o tempo total de ensaio, tendo em vista a velocidade adotada de 0,5 mm/min.

Dessa forma, foi arbitrado um deslocamento máximo de 7 mm, resultando em um tempo médio total de 14 minutos referente à etapa de cisalhamento.

### **6.4. Dificuldades de execução do ensaio**

Sobre o procedimento, notou-se a dificuldade prática em executar o ensaio para tensões muito elevadas. Na etapa de compressão, para tensões acima de 1600 kPa por exemplo, foi necessário colocar anilhas com carga superior a 40 kgf no prato B da máquina, o que gerou dificuldades na operação devido ao elevado peso das anilhas – a disposição dos pesos no prato da máquina deve ser feita de forma cautelosa para que não ocorram deturpações no corpo de prova.

Além disso, deve-se tomar um cuidado especial quanto ao nivelamento do braço de alavanca que suporta a carga colocada no prato B, de modo que ele permaneça nivelado após a aplicação do carregamento. A Figura 6.6 apresenta detalhes da execução do ensaio (esquerda) e o braço de alavanca devidamente nivelado (direita).



**Figura 6.6:** Execução do ensaio com tensão de adensamento de 1600 kPa (esquerda) e braço de alavanca devidamente nivelado (direita).

## 6.5. Resultados

A fim de caracterizar a areia da Praia dos Cavaleiros, para cada compacidade estudada foi feita uma bateria de ensaios variando a tensão normal nos seguintes valores: 12,5; 25; 50; 100; 200; 400; 800 e 1600 kPa. Todos os ensaios foram padronizados respeitando o tempo de 10 min para a compressão e 14 min para o cisalhamento.

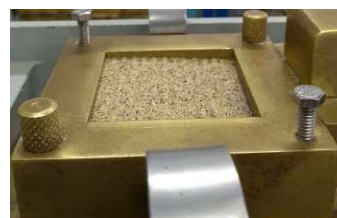
Cabe ressaltar que, durante a execução dos ensaios, na medida em que ocorria o deslocamento horizontal na etapa de cisalhamento, foi observado o adernamento do *top cap*, principalmente para deslocamentos maiores que 1,5 mm. Esse adernamento altera as premissas de cálculo do modelo uma vez que o carregamento normal passa a não ser mais distribuído uniformemente. O ângulo entre o plano horizontal e o carregamento, que deveria ser de  $90^\circ$ , também sofre alterações com a inclinação do *top cap*, e assim, pode haver interferência nas leituras do extensômetro. A Figura 6.7 mostra em detalhes o adernamento do *top cap* (a), a rotação da placa perfurada (b) e a superfície do corpo de prova arenoso, ao final da realização de um dos ensaios (c).



(a)



(b)



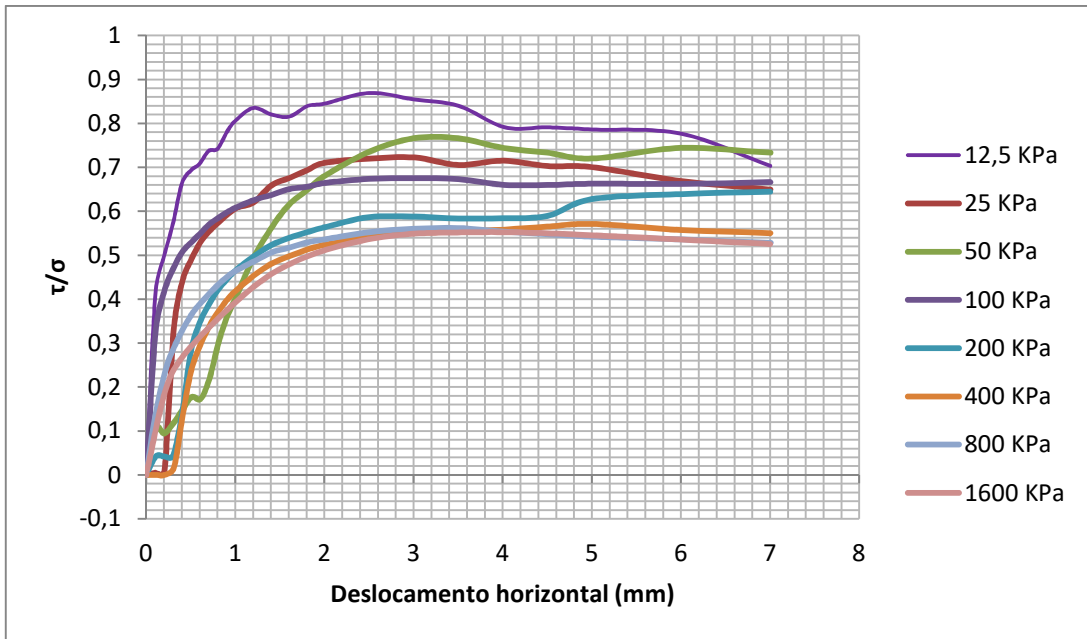
(c)

**Figura 6.7** - (a) Detalhe da rotação do *top cap*; (b) Detalhe da rotação da placa perfurada; (c) Superfície do corpo de prova arenoso após ensaio.

Os resultados dos ensaios foram agrupados de duas formas: por compactidade e por tensão normal. Os resultados agrupados por tensão normal estão apresentados no Apêndice D.

#### **6.5.1. Domínio fofo ( $e_{med} = 0,712$ )**

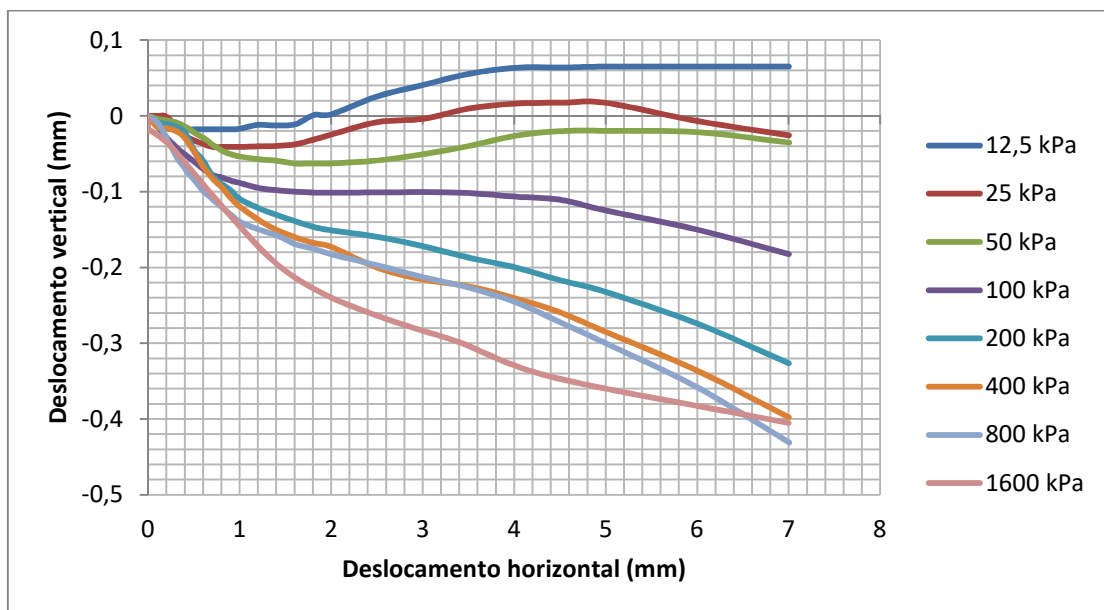
No domínio fofo, utilizando o funil de 100 mm de abertura, foi obtido um índice de vazios médio de 0,712. A Figura 6.8 apresenta os gráficos de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante normalizada pela tensão normal confinante.



**Figura 6.8:** Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante normalizada pela tensão normal confinante, para o domínio fofo ( $e_{med}=0,712$ )

Observou-se para os corpos de prova ensaiados com índices de vazios próximos de 0,712 o comportamento típico de uma areia fofo, ou seja, não foi verificada uma tensão de pico no gráfico  $(\tau/\sigma) \times \delta x$ , e a razão  $(\tau/\sigma)$  cresce à medida que o deslocamento horizontal aumenta, até atingir um patamar.

A Figura 6.9 apresenta os gráficos de deslocamento horizontal versus deslocamento vertical, no domínio fofo.



**Figura 6.9** – Deslocamento horizontal versus deslocamento vertical, para o domínio fofo ( $e_{med}=0,712$ ).

Do gráfico  $\delta y$  x  $\delta x$  observa-se que de uma maneira geral houve redução de altura durante o ensaio (compressão do corpo de prova). Nas curvas referentes às tensões menores (de 12,5, 25 e 50 kPa) ocorre um pequeno aumento da altura a partir do deslocamento horizontal de 1,5 mm, comportamento atípico para uma areia no estado fofo. O fato pode ser justificado pelo adernamento do *top cap*, que, conforme explicado no item 6.5, é um fator limitante do ensaio e pode deturpar os deslocamentos verticais.

A partir dos resultados obtidos calculou-se, para cada tensão normal ensaiada, o ângulo de atrito da areia em seu estado fofo, na ruptura. Como premissa de cálculo considera-se um ensaio drenado, e assim, cada ângulo de atrito pode ser determinado pela equação:

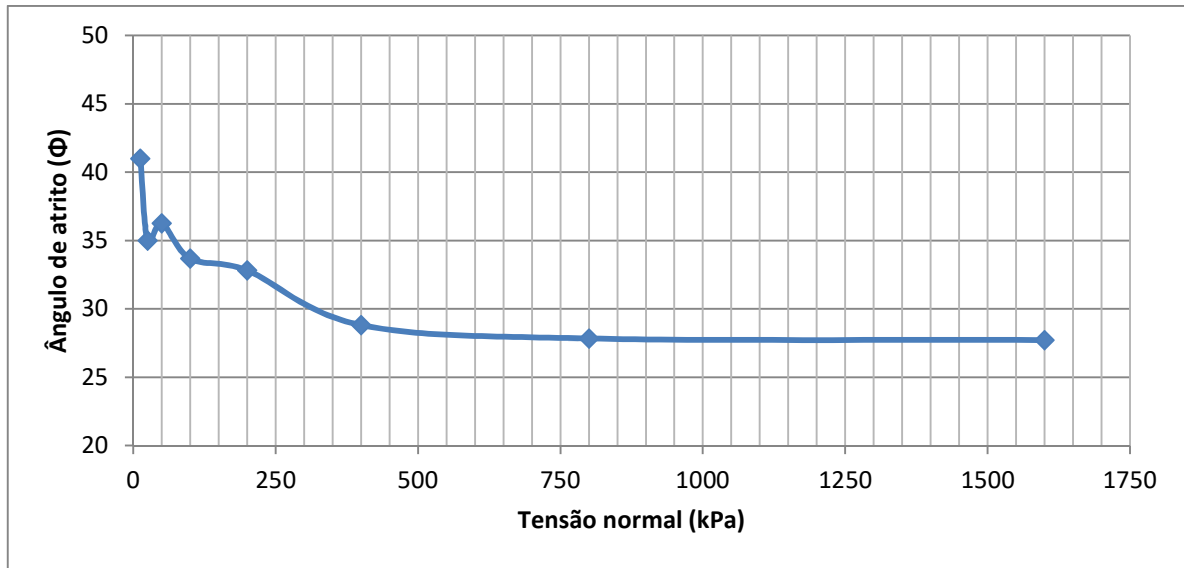
$$\phi = \arctan\left(\frac{\tau}{\sigma}\right) \quad (\text{Equação 6.3})$$

Na Tabela 6.2 estão apresentados, para os corpos de prova moldados no domínio fofo, os valores das tensões normal vertical ( $\sigma$ ) e cisalhante ( $\tau$ ), no momento de ruptura (com área corrigida), e o ângulo de atrito obtido ( $\phi$ ).

**Tabela 6.2** - Variação do ângulo de atrito para o domínio fofo.

$e_{med} = 0.712$		
$\tau$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (KPa)	$\Phi$ (°)
11.0	12.7	41.0
18.8	26.9	35.0
41.2	56.2	36.3
74.9	112.4	33.7
144.9	224.8	32.8
247.4	449.6	28.8
474.8	899.2	27.8
945.0	1798.2	27.7

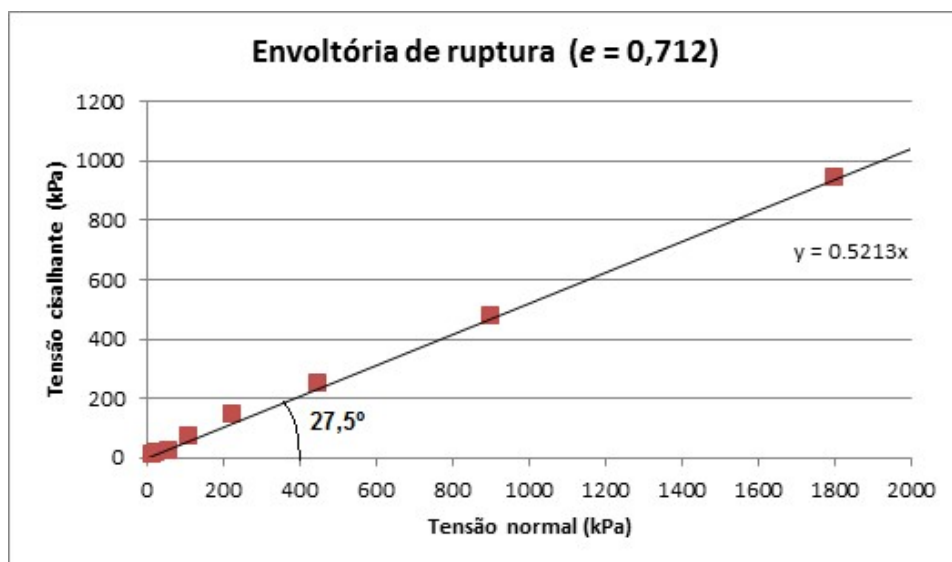
Os ângulos de atrito encontrados variaram entre 41° e 27,7°, sendo esta variação inversamente proporcional à tensão normal. A Figura 6.10 apresenta a variação do ângulo de atrito com a tensão normal no domínio fofo.



**Figura 6.10** - Variação do ângulo de atrito com a tensão normal no domínio fofo.

Verifica-se a tendência de redução do ângulo de atrito com acréscimo da tensão normal até uma tensão normal da ordem de 500 kPa.

Tomando-se os pares de pontos ( $\tau$ ,  $\sigma$ ) da Tabela 6.4 e considerando a coesão nula (trata-se de uma areia) é possível, através de um ajuste linear, traçar a Envoltória de ruptura para a areia dos Cavaleiros, no domínio fofo. A Figura 6.11 ilustra a Envoltória de ruptura determinada para os corpos de prova com índice de vazios médio de 0,712.



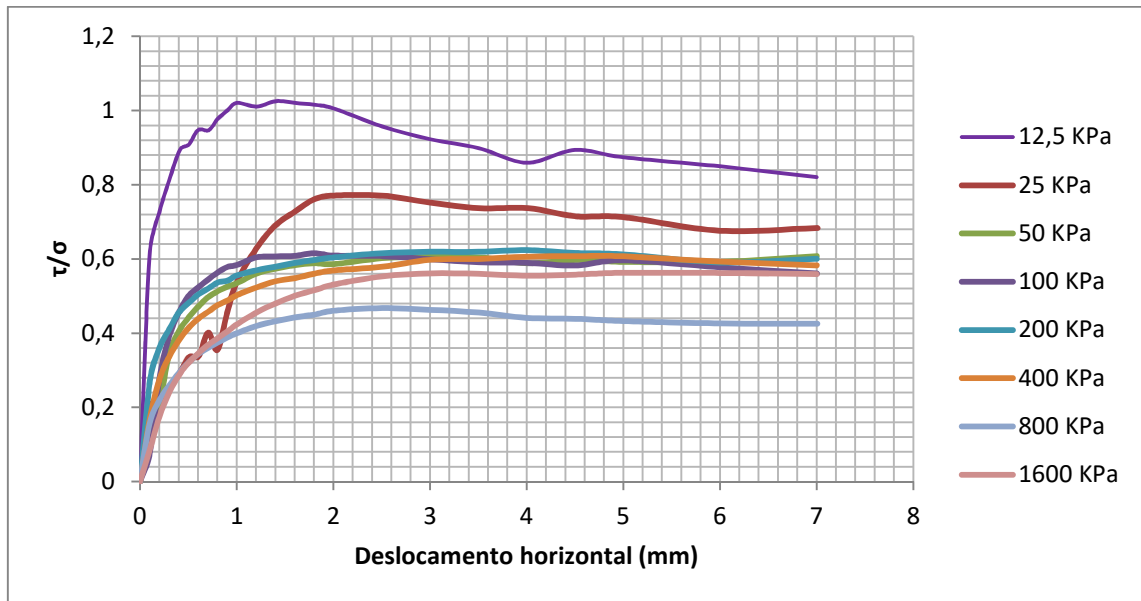
**Figura 6.11** - Envoltória de ruptura no domínio fofo.

No domínio fofo, obteve-se, a partir do coeficiente angular da envoltória da Figura 6.11, o ângulo de atrito de 27,5°.



### 6.5.2. Domínio medianamente compacto ( $e_{med} = 0,637$ )

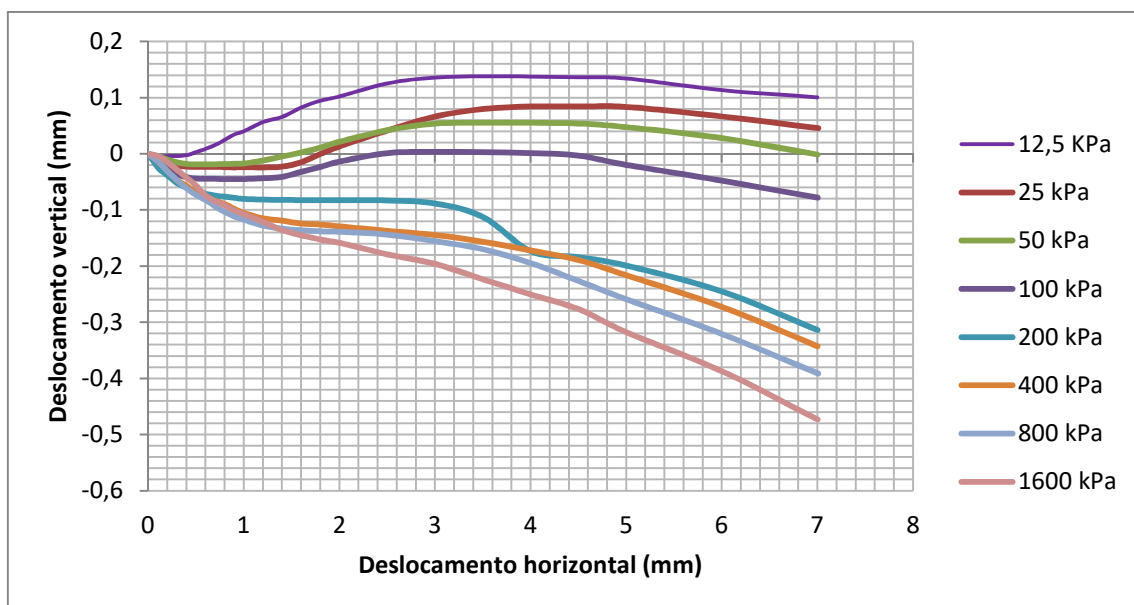
No domínio medianamente compacto, utilizando o funil de 50 mm de abertura, foi obtido um índice de vazios médio de 0,637. A Figura 6.12 apresenta os gráficos de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante normalizada pela tensão normal confinante.



**Figura 6.12;** Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante normalizada pela tensão normal confinante, para o domínio medianamente compacto ( $e_{med}=0,637$ ).

Nota-se que os resultados obtidos para corpos de prova com índice de vazios médio de 0,637, correspondentes ao domínio medianamente compacto, apresentaram comportamento similar aos corpos de prova cisalhados no domínio fofo. Para a maioria das tensões de ensaio, não é verificada uma tensão de pico no gráfico  $(\tau/\sigma) \times \delta x$ . Apenas nos ensaios referentes às tensões de 12,5 e 25 kPa essa tensão de pico pode ser identificada, de forma sutil.

A Figura 6.13 apresenta os gráficos de deslocamento horizontal versus deslocamento vertical, no domínio medianamente compacto.



**Figura 6.13** - Deslocamento horizontal versus deslocamento vertical, para o domínio medianamente compacto ( $e_{med}=0,637$ ).

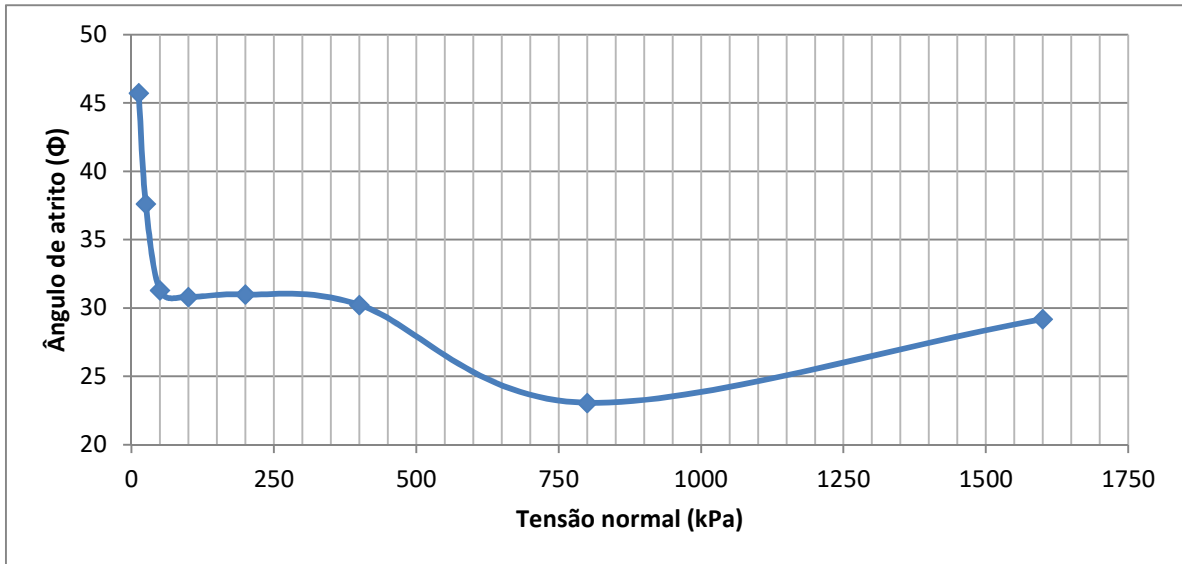
Do gráfico  $\delta y \times \delta x$ , observa-se que houve redução de volume apenas para as tensões mais elevadas, acima de 100 kPa. Nas curvas referentes às tensões menores (de 12,5, 25, 50 e 100 kPa) houve inicialmente uma pequena contração, seguida de expansão, e posterior tendência a redução de volume após o deslocamento horizontal de 4mm.

Na Tabela 6.3 estão apresentados, para os corpos de prova moldados no domínio medianamente compacto, os valores das tensões normal vertical ( $\sigma$ ) e cisalhante ( $\tau$ ), no momento de ruptura (com área corrigida), e o ângulo de atrito obtido ( $\Phi$ ).

**Tabela 6.3** - Variação do ângulo de atrito para o domínio medianamente compacto.

$e_{med} = 0.637$		
$\tau$ (kPa)	$\sigma$ (KPa)	$\Phi$ ( $^{\circ}$ )
12.7	12.4	45.7
19.6	25.5	37.6
34.2	56.2	31.3
64.1	107.5	30.8
135.0	224.8	31.0
262.0	449.6	30.2
383.0	899.3	23.1
1005.1	1798.3	29.2

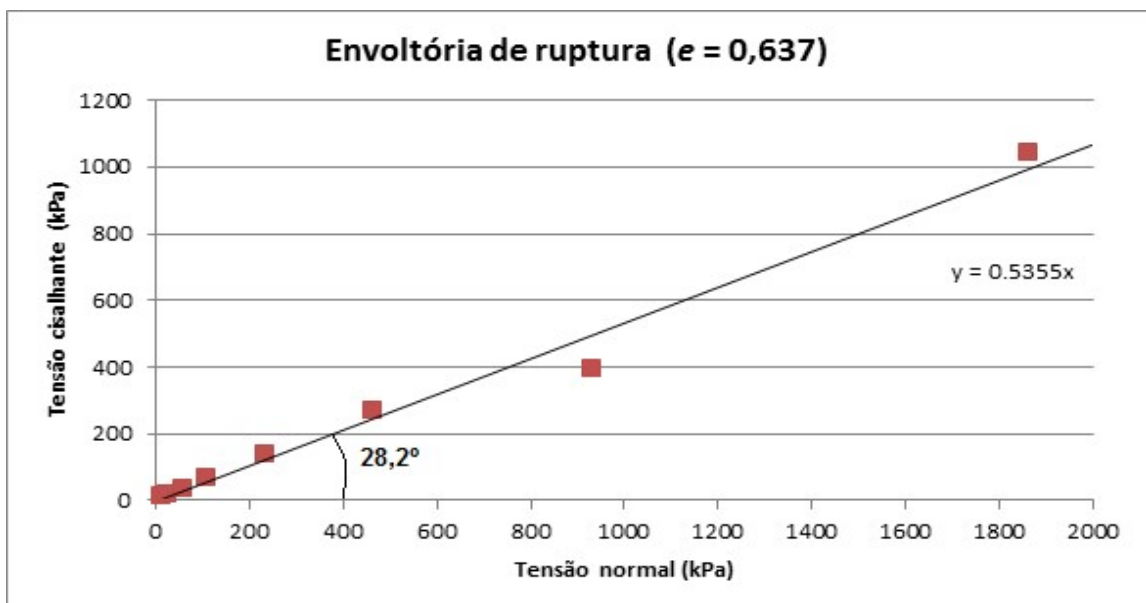
Os ângulos de atrito encontrados nos ensaios no estado medianamente compacto variaram entre 46° e 23°, uma variação inversamente proporcional a tensão normal. A Figura 6.14 mostra a variação do ângulo de atrito com a tensão normal no domínio medianamente compacto.



**Figura 6.14** - Variação do ângulo de atrito com a tensão normal no domínio medianamente compacto.

Verifica-se novamente a tendência de redução do ângulo de atrito com o acréscimo da tensão normal.

A Figura 6.15 ilustra a Envoltória de ruptura determinada para os corpos de prova com índice de vazios médio de 0,637.

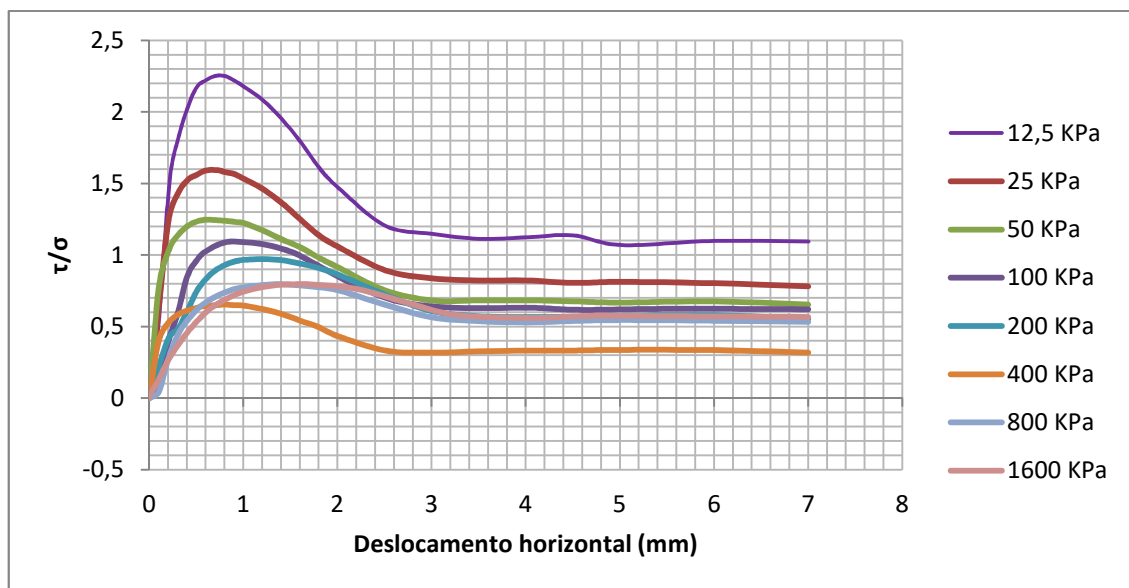


**Figura 6.15** - Envoltória de ruptura no domínio medianamente compacto.

No domínio medianamente compacto, obteve-se, a partir do coeficiente angular da envoltória de ruptura, o ângulo de atrito de  $28,2^\circ$ .

### 6.5.3. Domínio compacto ( $e_{med} = 0,490$ )

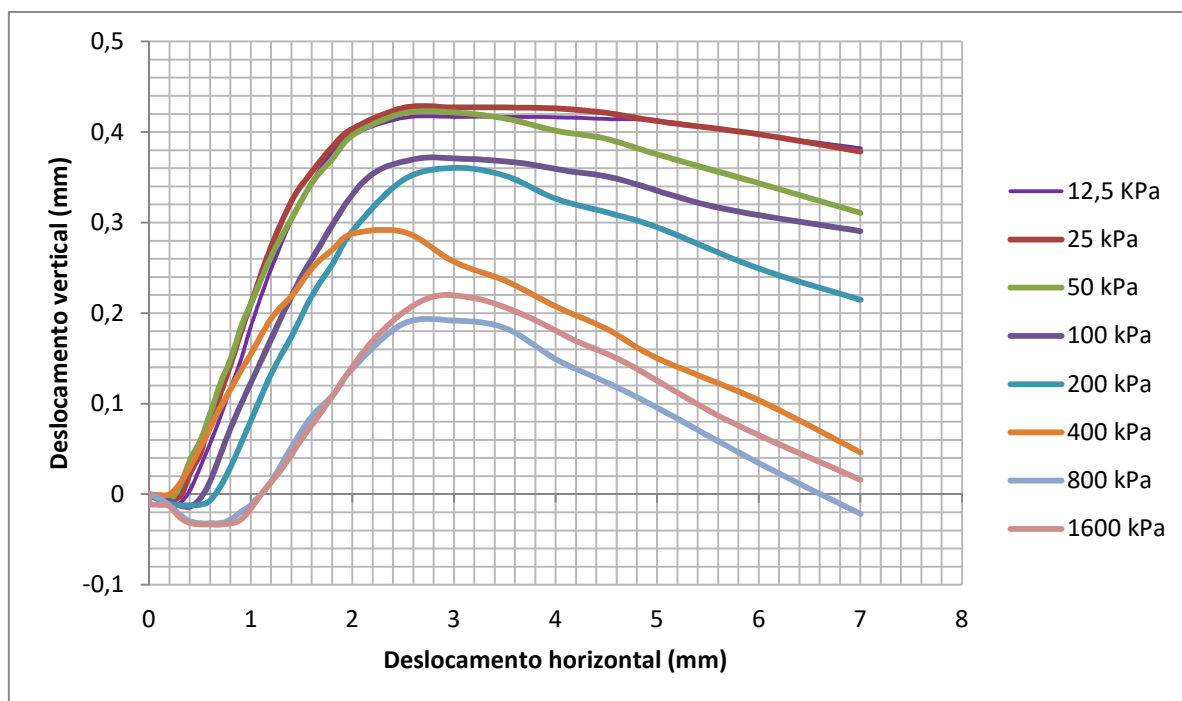
No domínio compacto, utilizando o funil de 10 mm de abertura, foi obtido um índice de vazios médio de 0,490. A Figura 6.16 apresenta os gráficos de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante normalizada pela tensão normal confinante.



**Figura 6.16:** Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante normalizada pela tensão normal confinante, para o domínio compacto ( $e_{med}=0,490$ ).

Observa-se que, para os corpos de prova ensaiados com índice de vazios médio de 0,451, o gráfico  $(\tau/\sigma) \times \delta x$  apresenta características típicas de uma areia compacta. A tensão de pico pode ser identificada de forma nítida em cada corpo de prova ensaiado. O gráfico apresenta picos bem acentuados, principalmente para tensões menores, abaixo de 100 kPa.

A Figura 6.17 apresenta os gráficos de deslocamento horizontal versus deslocamento vertical, no domínio medianamente compacto.



**Figura 6.17 -** Deslocamento horizontal versus deslocamento vertical, para o domínio compacto ( $e_{med}=0,490$ ).

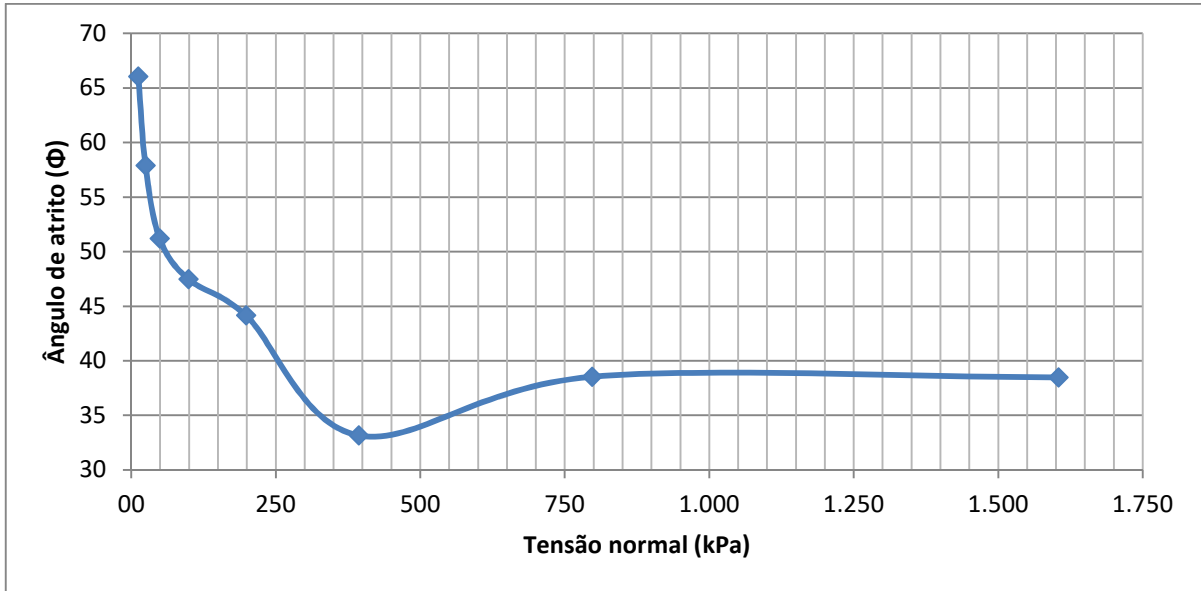
O gráfico  $\delta y \times \delta x$ , também apresenta o comportamento esperado para uma areia no domínio compacto. Verifica-se uma pequena contração inicial com posterior expansão ao longo do cisalhamento. Após, para um deslocamento horizontal maior que 2,5 mm, os corpos de prova voltam a apresentar uma redução de volume, o que se justifica novamente pelo adernamento do *top cap*, modificando as leituras do extensômetro.

Na Tabela 6.4 estão apresentados, para os corpos de prova moldados no domínio fofo, os valores das tensões normal vertical ( $\sigma$ ) e cisalhante ( $\tau$ ), no momento de ruptura (com correção da área), e o ângulo de atrito obtido ( $\Phi$ ).

**Tabela 6.4 -** Variação do ângulo de atrito para o domínio compacto.

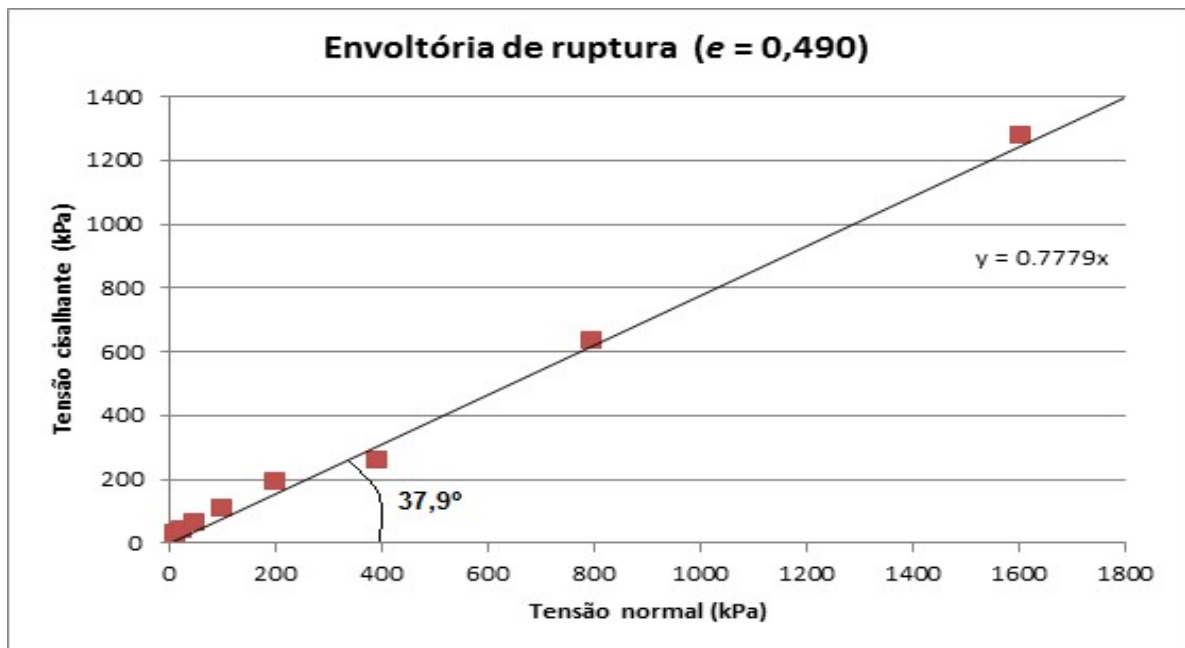
$e_{med} = 0.490$		
$\tau$ (kPa)	$\sigma$ (kPa)	$\Phi$ (°)
27.6	12.3	66.0
39.1	24.6	57.9
61.1	49.1	51.2
107.8	98.8	47.5
192.7	198.5	44.2
257.3	393.8	33.2
634.8	797.2	38.5
1275.4	1604.2	38.5

Os ângulos de atrito encontrados nos ensaios no estado compacto variaram entre 66° e 33°. A Figura 6.18 mostra a variação do ângulo de atrito com a tensão normal no domínio compacto.



**Figura 6.18** - Variação do ângulo de atrito com a tensão normal no domínio compacto.

Verifica-se a redução do ângulo de atrito com o acréscimo da tensão normal aplicada. A envoltória de ruptura para a areia dos Cavaleiros no domínio compacto é ilustrada na Figura 6.19.



**Figura 6.19** - Envoltória de ruptura no domínio compacto.

No domínio compacto, obteve-se, a partir do coeficiente angular da envoltória de ruptura, o ângulo de atrito de  $37,9^\circ$ . O Apêndice F apresenta todos os dados dos ensaios de cisalhamento direto realizados, extraídos do software Pavtest Cisalhamento.

## **7. ÂNGULO DE ATRITO NO REPOUSO**

Para observar o ângulo de atrito no repouso de um material granular, TAYLOR (1948) propõe um experimento simples: deve-se despejar o material em queda livre, de um mesmo ponto de lançamento, sobre uma superfície lisa. Atingido o equilíbrio estático, formar-se-á uma pilha cônica com o material despejado. O ângulo formado pela reta de revolução desse cone e a superfície horizontal é o ângulo de atrito de repouso.

Nota-se que, na pilha formada todos os grãos estão em equilíbrio, desde os grãos sob maior tensão confinante, no interior do talude, até os grãos sob pressão confinante nula, que se encontram na superfície. Dessa forma, o ângulo de atrito no repouso pode ser definido como o ângulo de atrito necessário para manter em equilíbrio o menos estável dos grãos daquela pilha, o qual se encontra na zona superficial do talude formado.

Conforme citado, o interior da pilha tende a ser mais compacto que a zona superficial, onde há pouca ou nenhuma ocorrência de entrosamento entre os grãos superficiais. O ângulo de atrito no repouso é, portanto, o ângulo de atrito sob tensão nula (ou próxima de zero). Em solos sem coesão, o ângulo de repouso geralmente é menor que o ângulo de atrito interno, que depende da condição média de todos os grãos (GUZMAN, 2008).

### **7.1. Procedimento de determinação do ângulo de atrito no repouso**

Para determinar o ângulo de atrito no repouso da areia da praia dos Cavaleiros, foi confeccionada uma caixa metálica com abertura na parte superior e com vidro em uma de suas faces, de modo a possibilitar a visualização do interior da caixa. As dimensões da caixa são: 31,5 cm de largura, 34,5 cm de altura e 29,8 cm de profundidade. Utilizou-se uma placa de isopor para diminuir a profundidade da caixa, que passou a ter 10 cm de profundidade útil, sendo possível, dessa forma, realizar o ensaio com um menor volume de areia. Com o auxílio de um nível de mangueira e de um papel milimetrado, foi feito um gradeamento da face de vidro da caixa, com 9x10 quadrados, cada um com 3 centímetros de lado.

Antes de realizar o procedimento, foi escolhida uma superfície horizontal com nivelção apropriada, verificada através de um nível de bolha. Feito isso, inclina-se a



caixa, apoiada em uma de suas arestas inferiores e despeja-se a areia (previamente seca em estufa) com o auxílio de uma pá metálica, empregando a menor energia de queda possível. Assim, a areia despejada acomoda-se sobre a parte inclinada da caixa, e o sistema atinge o equilíbrio estático. O próximo passo consiste em rotacionar a caixa em um movimento lento, de forma delicada, até que a face inferior da caixa se apoie sobre uma superfície horizontal. Assim, forma-se na superfície da massa de areia um plano inclinado, cujo ângulo com a horizontal é o ângulo de atrito em repouso. A Figura 7.1 ilustra as etapas do procedimento descrito.



**Figura 7.1** - Procedimento para determinar o ângulo de atrito no repouso.

O valor do ângulo de atrito pode então ser aferido com auxílio do gradeamento da caixa, pelo cálculo do arcotangente. O procedimento foi repetido três vezes, e para cada vez foram realizadas três aferições para o cálculo do ângulo de atrito no repouso. Os valores obtidos em cada repetição são encontrados no Apêndice E.

Através da média dos resultados, verificou-se o valor de  $32,5^\circ$  para o ângulo de atrito no repouso da areia dos Cavaleiros. O ângulo encontrado é inferior a  $33^\circ$ , ângulo obtido por Simões (2015), referente à areia da praia de Ipanema/RJ e superior a  $32^\circ$ , resultado obtido por Nunes (2014), referente à areia da praia de Itaipuaçu/RJ. Essa diferença pode ser justificada pelo formato irregular dos grãos e a granulometria específica da areia de cada praia.

## 8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 8.1. Conclusões

- 1) A análise da curva granulométrica da areia da praia dos Cavaleiros permite classificá-la como uma areia média, bem graduada e com uniformidade média;
- 2) Da microscopia, verifica-se que a areia em questão é majoritariamente formada por grãos de quartzo e apresenta uma elevada presença de grãos finos, de cor preta, com diâmetro menor que 0,15 mm, supostamente identificados como ilmenita (faz-se necessário uma análise mais apurada). Foi detectada ainda a presença de fragmentos de conchas na areia, identificada pela reação química do material com ácido clorídrico;
- 3) A areia dos Cavaleiros apresenta uma densidade real dos grãos igual a 2,763. Esse valor está dentro da média esperada para solos com elevada presença de quartzo com a presença de ilmenita (pois possui ferro que tem uma densidade elevada);
- 4) Foram testados seis métodos para moldar índices de vazios nos seus estados limites. O índice de vazios máximo encontrado foi de 0,768, obtido através do Método "B" da ASTM adaptado. O índice de vazios mínimo encontrado, de 0,479, foi obtido através do método de pluviação sobre peneiras (adaptado de MIURA & TOKI, 1982) utilizando o cilindro tipo Proctor como molde;
- 5) Para moldar corpos de prova com compacidades pré-determinadas, o método de pluviação sobre peneiras se mostrou mais eficaz. Foi visto que a dispersão dos valores de índice de vazios é maior na obtenção de corpos de prova fofos. Ressalta-se ainda a influência do molde utilizado na pluviação nos resultados obtidos;
- 6) O ângulo de atrito do solo é influenciado pelos parâmetros: índice de vazios, tensão normal e tensão cisalhante. Quanto menor a tensão normal, maior será o valor do ângulo de atrito interno e mais nítido é o pico do gráfico  $(\tau/\sigma) \times \delta x$ ;
- 7) Nos ensaios de cisalhamento direto, o método da pluviação foi utilizado. Foram moldados corpos de prova no próprio molde do ensaio (caixa de cisalhamento), para três domínios de índices de vazios diferentes: fofo ( $e_{med}=0,712$ ), medianamente compacto ( $e_{med}=0,637$ ) e compacto ( $e_{med}=0,490$ ).
- 8) Os ângulos de atritos variaram de 27,7°, para os corpos de prova no domínio fofo, até 66°, para os corpos de prova compacto. Notou-se que, em todos os

domínios, quanto menor a tensão normal de ensaio, maior o ângulo de atrito obtido;

- 9) Através de um ajuste linear, foi traçada uma envoltória de ruptura para cada compacidade estudada. No domínio fofo, com compacidade relativa (CR) média de 18%, o ângulo de atrito obtido da envoltória foi de 27,5°. No domínio medianamente compacto, com CR média de 41%, o ângulo de atrito foi de 28,2°. No domínio compacto, com CR média de 88%, o ângulo de atrito foi de 37,9°;
- 10) A rotação do *top cap* é uma limitação inerente do ensaio de cisalhamento direto e altera as condições de contorno para as quais o ensaio foi concebido. A distribuição da carga vertical aplicada ao corpo de prova sofre alterações, assim como as leituras do extensômetro. No cisalhamento de corpos de prova fofos (moldados com maiores valores de índice de vazios) o fenômeno se mostra mais evidente;
- 11) O ângulo de atrito no repouso é de 32,5° para areia da praia dos Cavaleiros. O valor é ligeiramente superior ao encontrado para a areia de Itaipuaçu, cujo ângulo de atrito no repouso é de 32,3° (NUNES, 2014), e ligeiramente inferior ao de Ipanema, de 33° (SIMÕES, 2015).

## **8.2. Sugestões para trabalhos futuros**

- 1) Aprimorar os métodos estudados para obtenção de índice de vazios. Dever-se-á elaborar melhorias para os métodos de modo a reduzir ao máximo a influência do operador durante o procedimento de ensaio;
- 2) Repetir o procedimento de pluviação sobre o molde utilizando funis com diâmetros menores que 10 mm e maiores que 100 mm a fim de se obter valores limites ainda maiores de índice de vazios, caso seja possível;
- 3) Realizar um estudo aprofundado da influência da velocidade no ensaio de cisalhamento direto. Seria interessante realizar uma bateria de ensaios, nas mesmas condições (mesma compacidade dos corpos de prova e mesma tensão normal de ensaio), variando apenas a velocidade de cisalhamento para fins comparativos;

- 4) Comparar os resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento direto com os resultados dos ensaios de compressão triaxial, nas mesmas condições de contorno. Almeja-se verificar se os ângulos de atrito determinados em cada ensaio são compatíveis;
- 5) Estudar a influência dos sais presentes na areia nos parâmetros de resistência. Sugere-se estabelecer comparações entre os resultados obtidos de ensaios com a areia lavada e os ensaios obtidos com a areia seca (sem lavagem);
- 6) Caracterizar as areias das demais praias de Macaé, como por exemplo, a areia da Praia do Pecado, para fins comparativos. O estudo pode ainda ser ampliado abrangendo outras praias da região, incluindo as cidades: Rio das Ostras, Búzios, Cabo Frio, Arraial do Cabo, entre outras.

## REREFÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM, 2003. D3080-03: *Standard Test Method for Direct Shear test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.*

ASTM, 2016. D4253-16: *Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils using a Vibratory Table.*

ASTM, 2016. D4254-16: *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density.*

NBR 7181/2016 – *Solo: Análise Granulométrica - as curvas granulométricas puderam ser obtidas através do processo de peneiramento fino.*

NBR 6458/2017: Anexo B – *Grãos que passam na peneira de abertura 4,8 mm: Determinação da massa específica.*

FERNANDES, M., M., 2016. *Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais*, volume 1. São Paulo: Oficina de Textos.

GIBSON, R. E.; HENKEL, D. J.; 1954. *Influence of Duration of Tests at Constant Rate of Strain on Measured Drained Strength, Geotechnique*, Vol. 4 pp 6-15.

GUZMÁN, D., 2008. *Comparación del ángulo de fricción crítico con el ángulo de reposo. Análisis de la influencia de algunos factores en la determinación del ángulo de reposo.* Dissertação de Mestrado – Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes, Bogotá, pp. 125.

KOLBUSZEWSKI, J., 1948. An Experimental study of the Maximum and Minimum Porosities of Sands. Em: *Proceedings of the second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rotterdam, pp. 158-165.

LAMBE, WHITMAN., 1969. *Soil Mechanics*. 1ª ed. New York: John Wiley & Sons.

MEDEIROS, M. C., 2018, *Avaliação de métodos para determinação de índice de vazios máximo e mínimo de materiais granulares*, Trabalho de conclusão de Curso, Rio de Janeiro: Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, pp. 75.

MIURA, S. e TOKI, S., 1982, "A Sample Preparation Method and Its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand", *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 22, Nº1, pp. 61-77.

NUNES, V. P., 2014, *Ensaio de Caracterização Geotécnica da Areia da Praia de Itaipuaçu*, Trabalho de Conclusão de Curso, Rio de Janeiro: Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, pp. 148.

OLIVEIRA FILHO, W. L. de, 1987, *Considerações Sobre Ensaio Triaxiais em Areias*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, pp. 253.

OLIVEIRA, J. F., 2012, *Identificação de potenciais jazidas de areia na plataforma continental interna para recuperação de praias urbanas entre as cidades de Niterói e Macaé– RJ*, Dissertação de Mestrado, Porto Alegre: IGEO/UFRGS, pp. 254.

SOUZA PINTO, C., 2006. *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos.

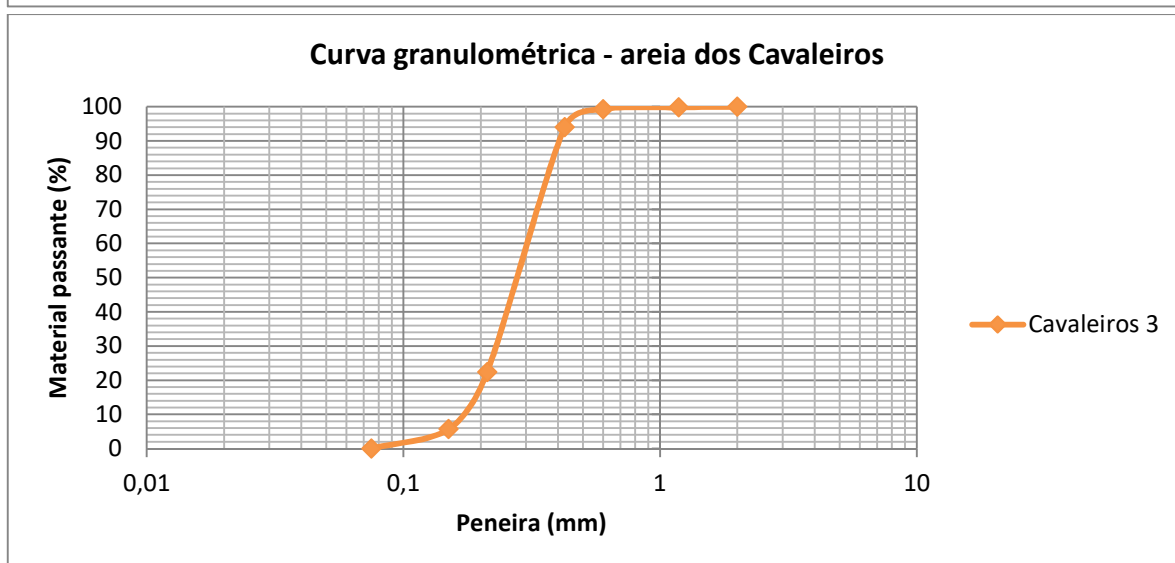
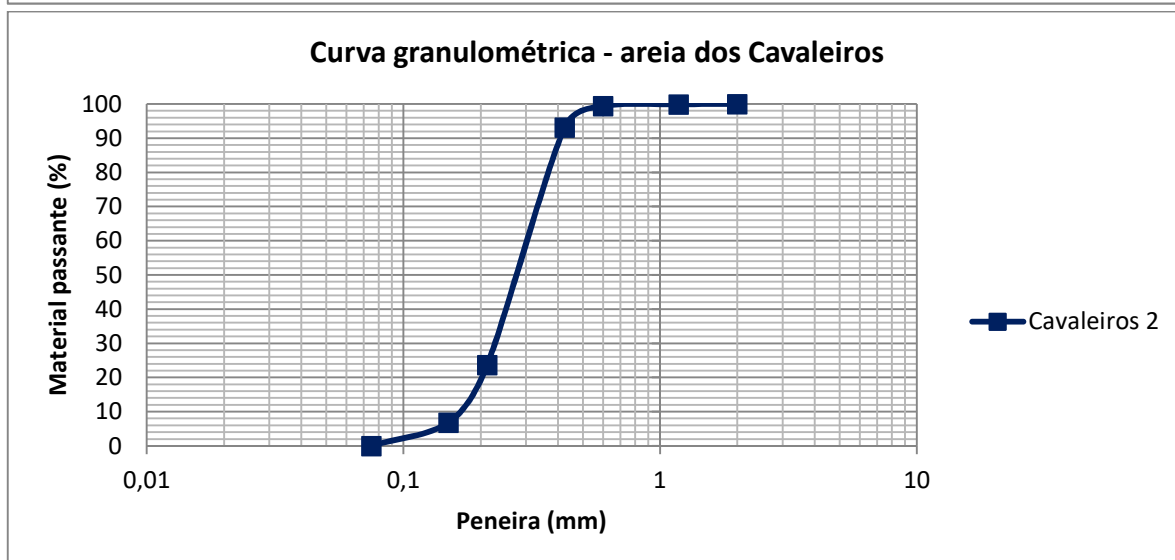
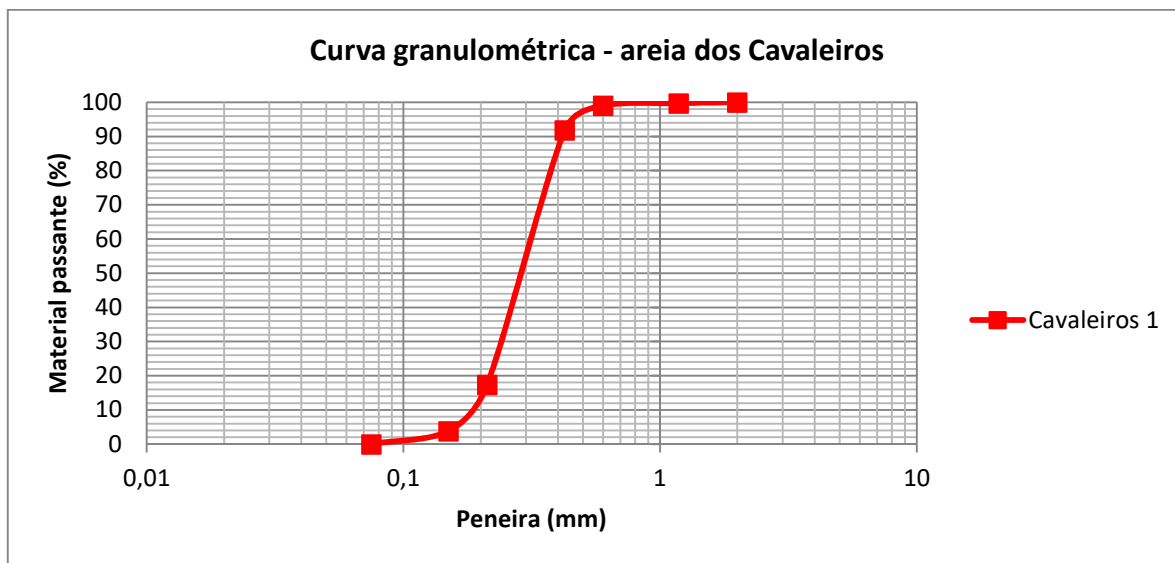
SCHUMANN, I., 2016. *Sobre algumas grandezas, suas unidades e suas definições*. Em: *Willy Lacerda - Doutor no saber e na arte de viver*. Rio de Janeiro: COPPE, pp. 283-296.

SIMÕES, F. B., 2015. *Caracterização da Areia da Praia de Ipanema*, Trabalho de conclusão de Curso, Rio de Janeiro: Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, pp. 124.

TAYLOR, D. W., 1948. *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, Inc.

TERZAGHI, K. E., PECK, R.B., 1948, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons Inc., Nova York.

## APÊNDICE A – Curvas granulométricas da areia dos Cavaleiros





## APÊNDICE B – Resultado dos ensaios de densidade real dos grãos

Tabela - Resultados dos ensaios de densidade real dos grãos.

Picnômetro #	T	4	5	6	7
Picnômetro + solo seco (g)		59,310	57,826	76,712	75,965
Picnômetro (g)		50,348	46,357	51,006	48,367
Picnômetro + água (g)	Pa	152,147	151,614	155,637	153,176
Picnômetro + solo + água (g)	Psa	157,831	158,972	172,006	170,829
Solo seco (g)	Ps	8,962	11,469	25,706	27,598
Água deslocada (Ps+Pa-Psa)		3,278	4,111	9,337	9,945
Fator de correção	K	1,000	1,000	1,000	1,000
Densidade real dos grãos (Ps*K)/(Ps+Pa-Psa)	Gs	2,734	2,790	2,753	2,775
				<b>MÉDIA</b>	2,763

## APÊNDICE C – Resultados dos ensaios de índice de vazios

Tabela: Índices de vazios versus diâmetros de abertura dos funis.

Índice de vazios										
Repetições	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1	0.482	0.498	0.532	0.638	0.687	0.713	0.699	0.716	0.727	0.730
2	0.482	0.492	0.533	0.638	0.690	0.710	0.699	0.735	0.712	0.728
3	0.477	0.496	0.533	0.642	0.691	0.703	0.718	0.723	0.735	0.716
4	0.476	0.491	0.533	0.640	0.684	0.714	0.710	0.719	0.711	0.728
5	0.480	0.494	0.532	0.640	0.691	0.703	0.714	0.710	0.710	0.712
<b>Média</b>	0.479	0.494	0.532	0.640	0.688	0.708	0.708	0.721	0.719	0.723

**Tabela:** Índices de vazios obtidos com o Método Geolabs adaptado (BLAKER, et al., 2015)

Repetições	Peso conjunto (g)	Peso do solo (g)	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios
1	6546.9	1859.4	1.859	0.486
2	6547.1	1859.6	1.859	0.486
3	6549.3	1861.8	1.862	0.484
			<b>Média</b>	0.485

**Tabela:** Índices de vazios obtidos com o método de SIMÕES, 2015

Repetições	Peso conjunto (g)	Peso do solo (g)	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios
1	6280.5	1593	1.593	0.734
2	6273.6	1586.1	1.586	0.742
3	6273	1585.5	1.585	0.743
4	6274.6	1587.1	1.587	0.741
5	6263.2	1575.7	1.576	0.754
			<b>Média</b>	0.740

**Tabela:** Índices de vazios obtidos com o Método A da ASTM.

Repetições	Peso conjunto (g)	Peso do solo (g)	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios
1	6261.6	1574.1	1.574	0.755
2	6271.3	1583.8	1.584	0.745
3	6288.1	1600.6	1.601	0.726
4	6261.4	1573.9	1.574	0.756
5	6264.4	1576.9	1.577	0.752
			<b>Média</b>	0.742

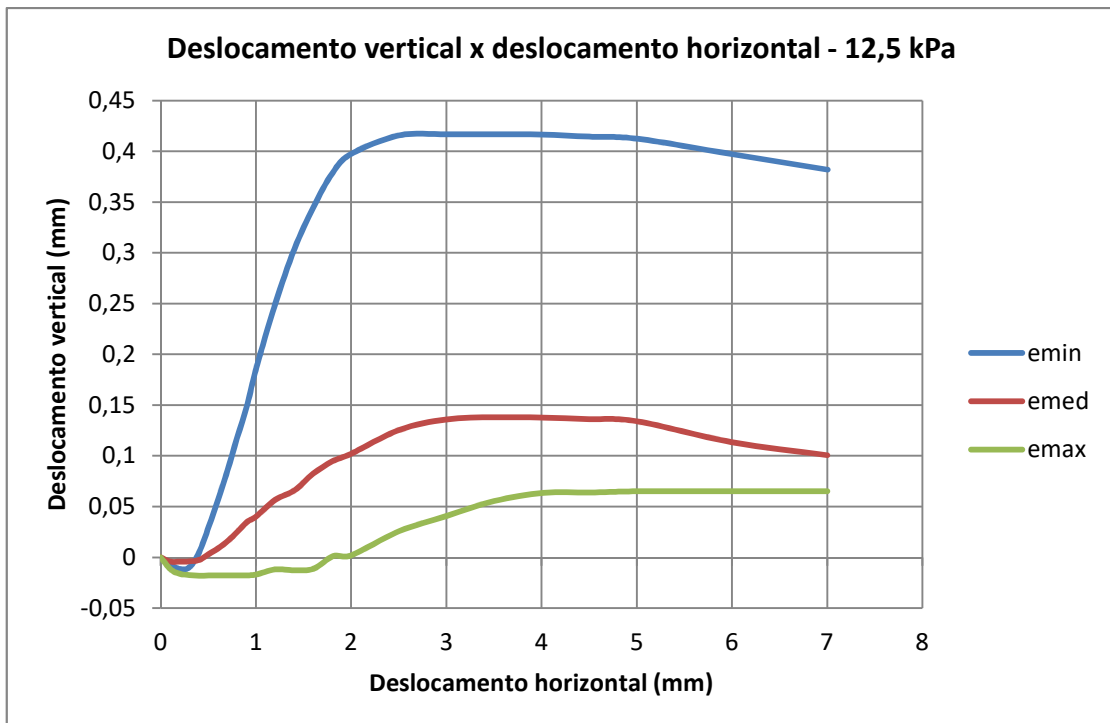
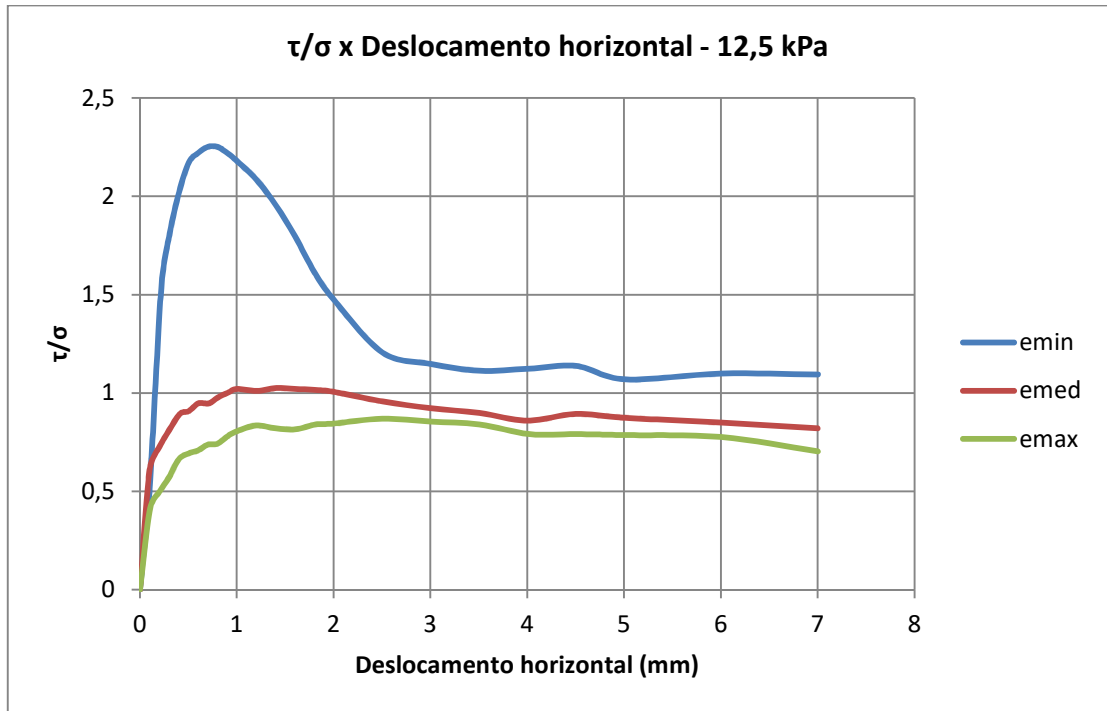
**Tabela:** Índices de vazios obtidos com o Método B da ASTM.

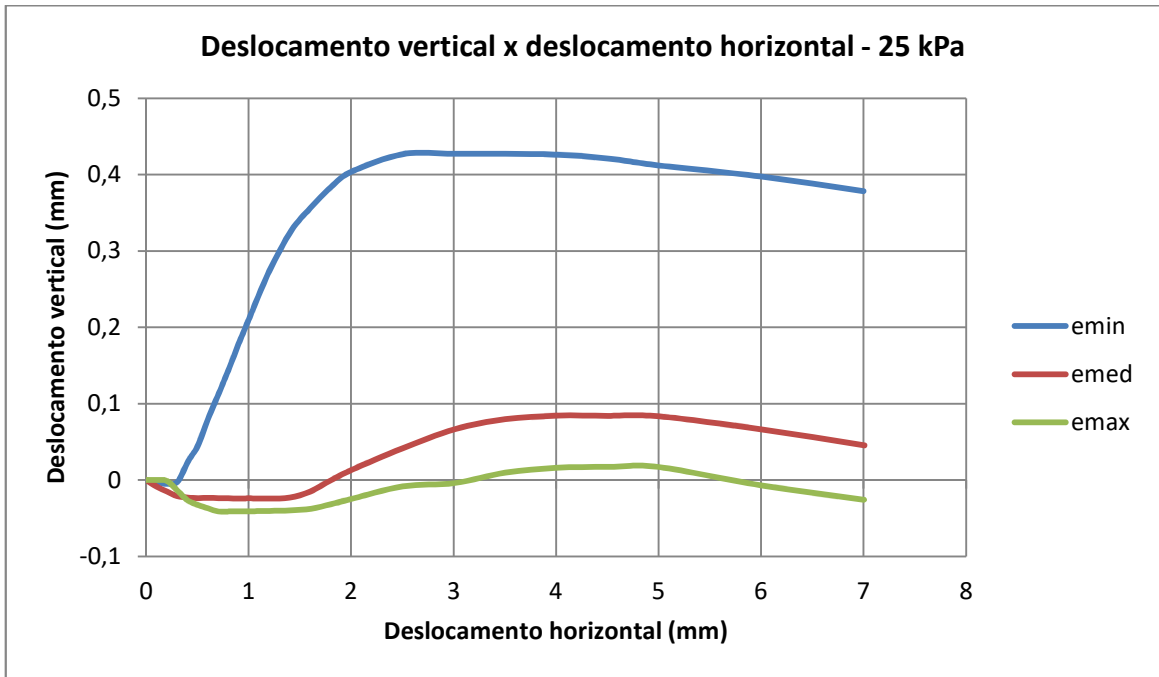
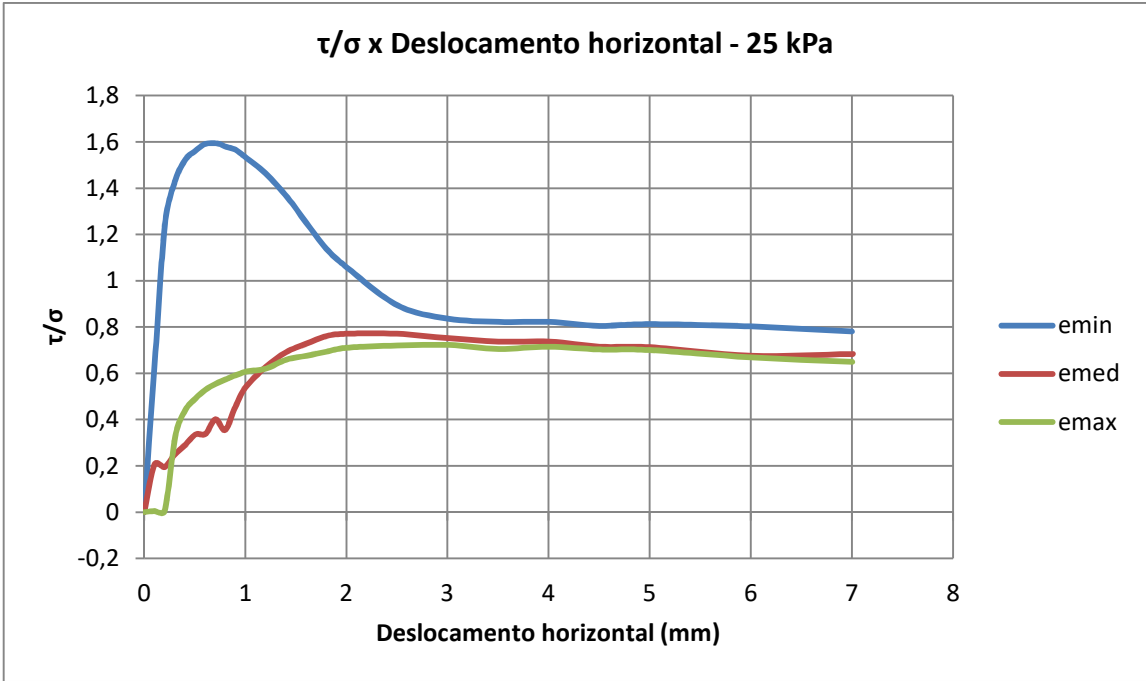
Repetições	Peso conjunto (g)	Peso do solo (g)	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios
1	6246.8	1559.3	1.559	0.772
2	6252.5	1565	1.565	0.765
3	6252.8	1565.3	1.565	0.765
4	6249.5	1562	1.562	0.769
5	6247.5	1560	1.560	0.771
			<b>Média</b>	0.768

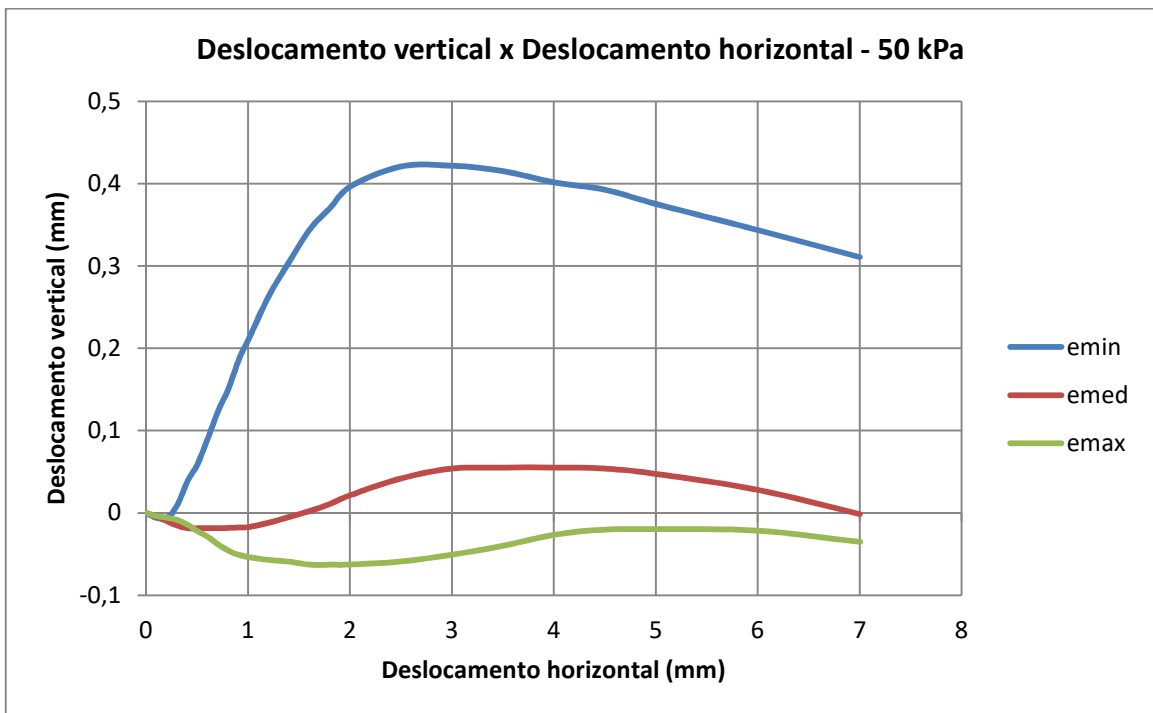
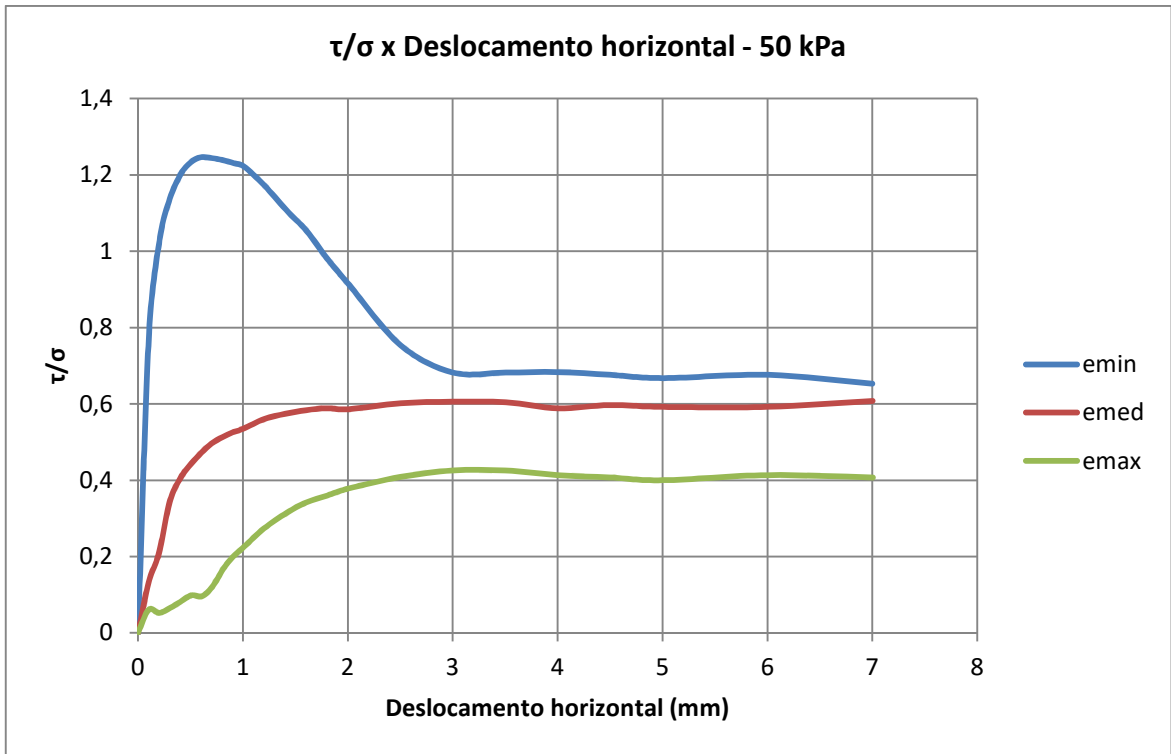
**Tabela:** Índices de vazios obtidos com o Método C da ASTM.

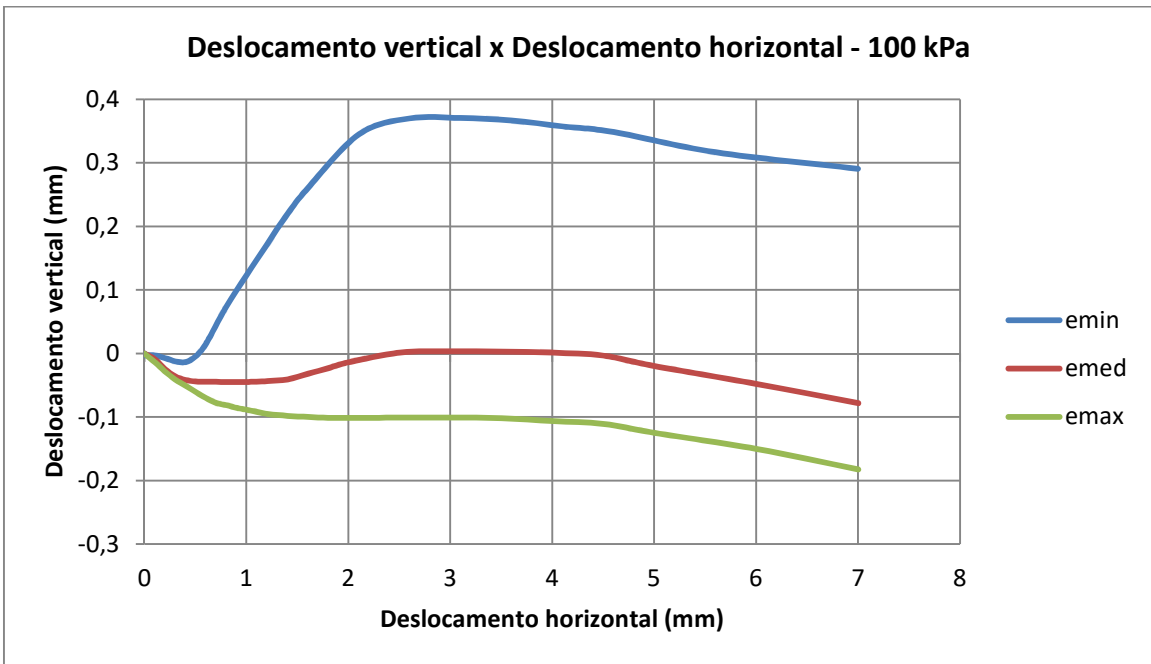
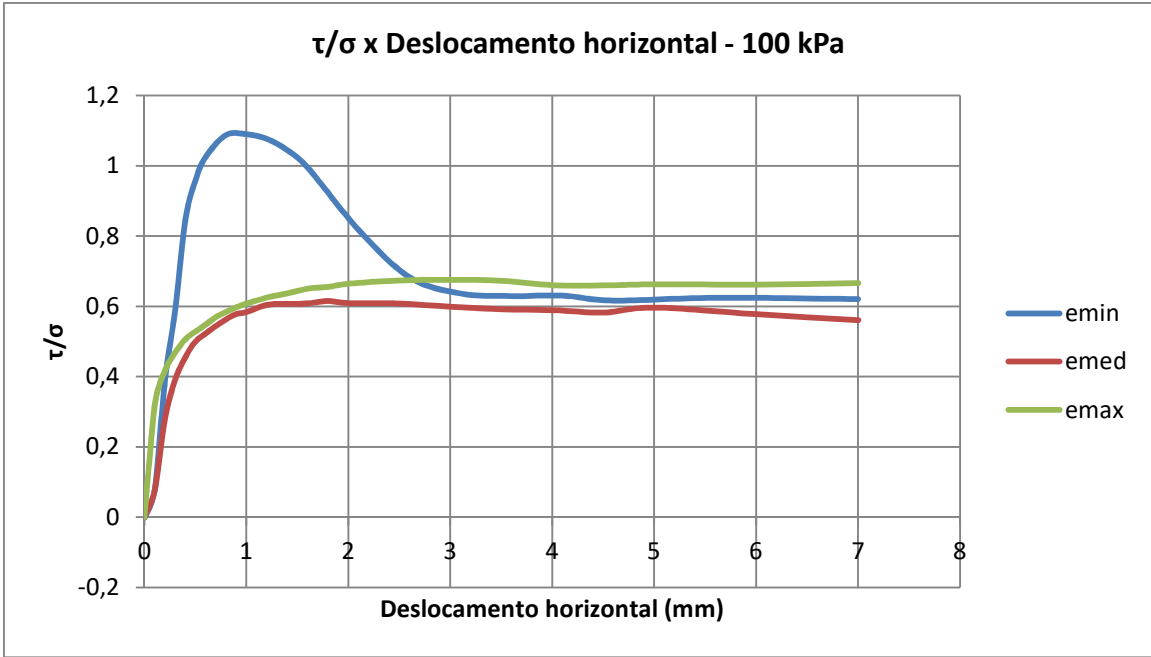
Repetições	Peso conjunto (g)	Leitura da proveta (ml ou cm <sup>3</sup> )	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios
1	1395	660	1.515	0.824
2	1395	650	1.538	0.796
3	1395	655	1.527	0.810
			<b>Média</b>	0.810

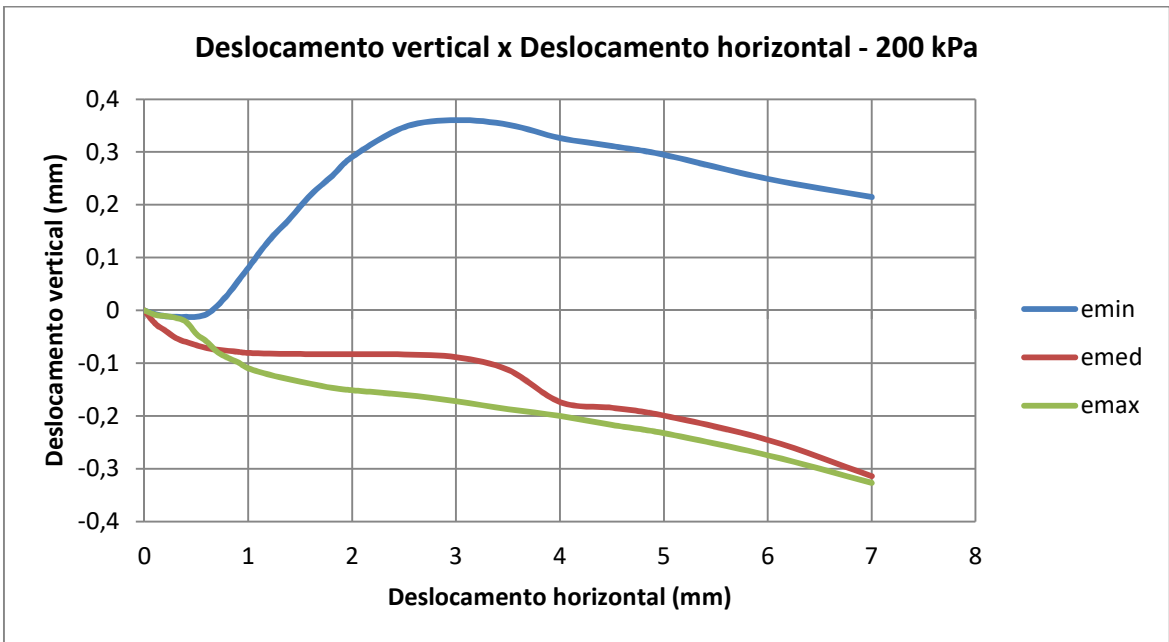
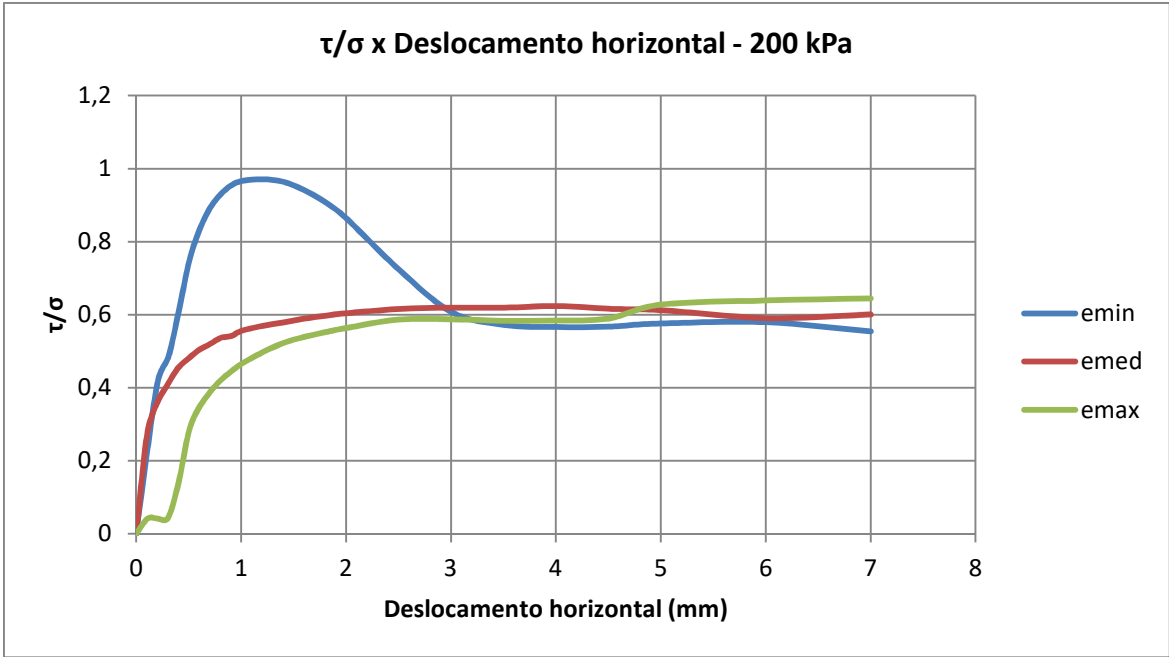
## APÊNDICE D – Agrupamento dos ensaios de cisalhamento por tensão normal



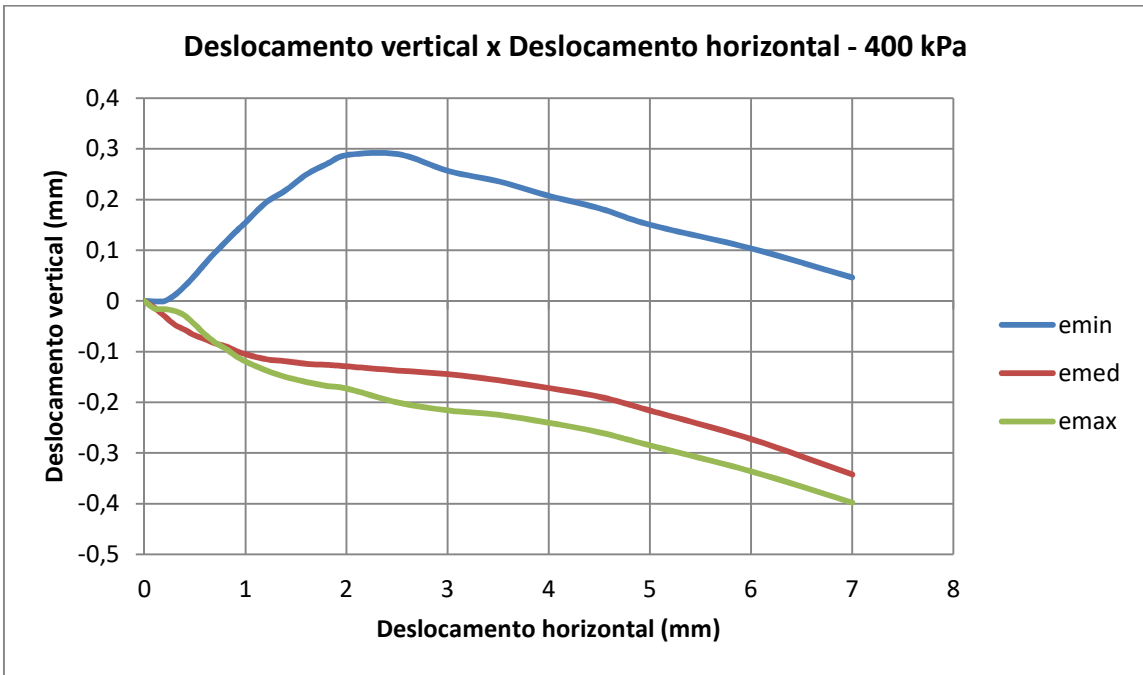
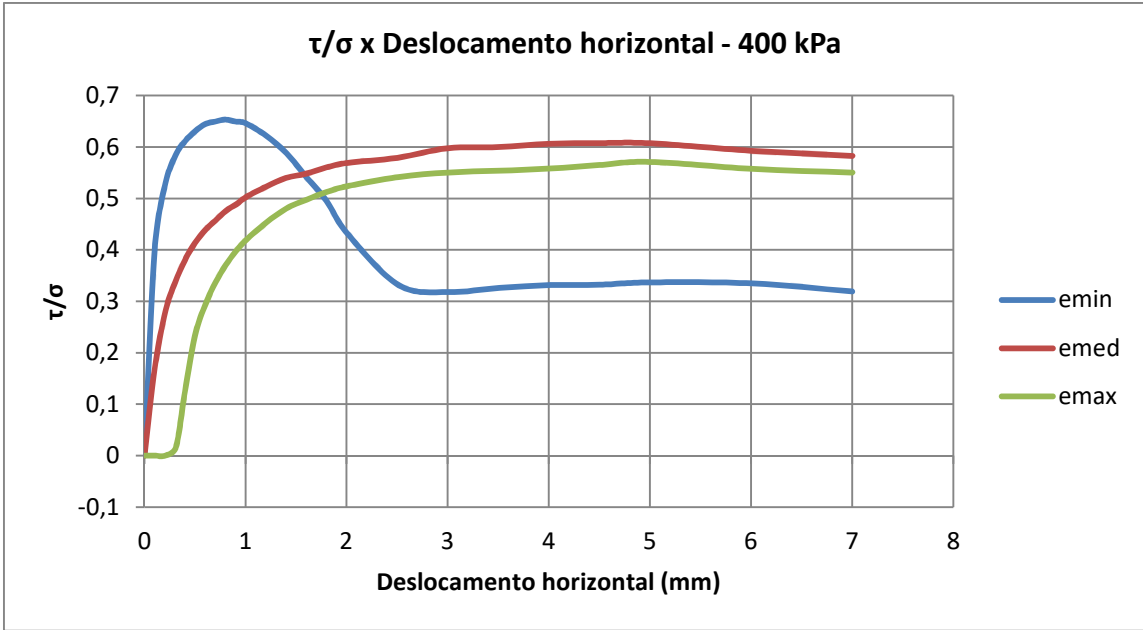


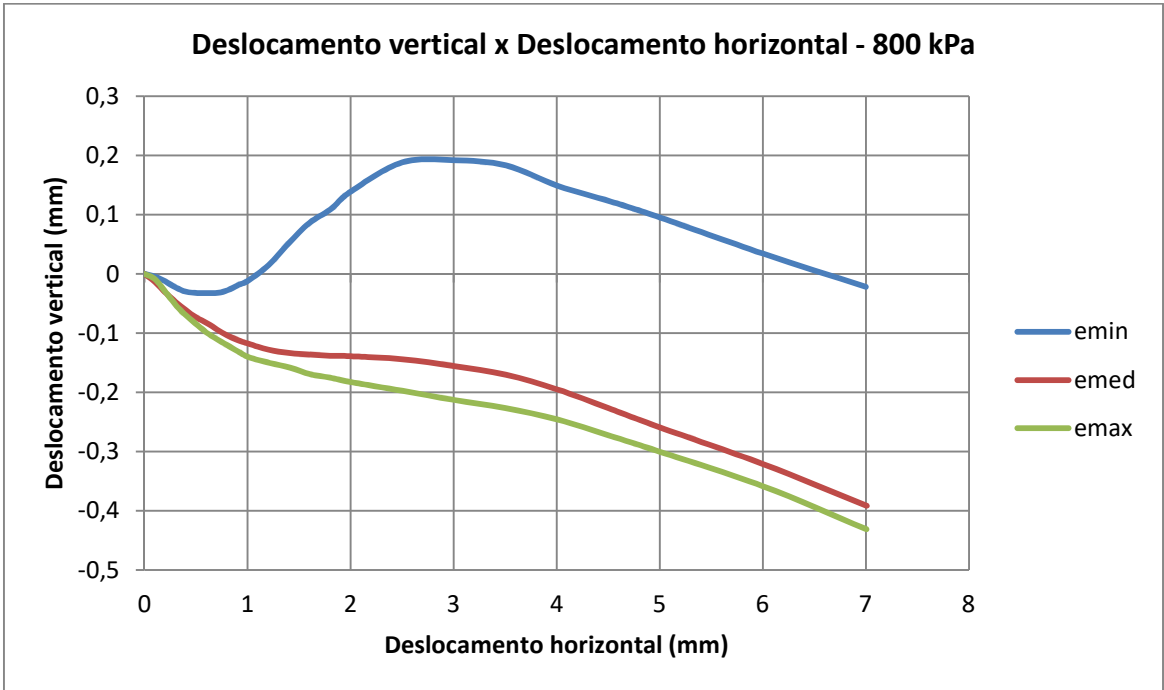
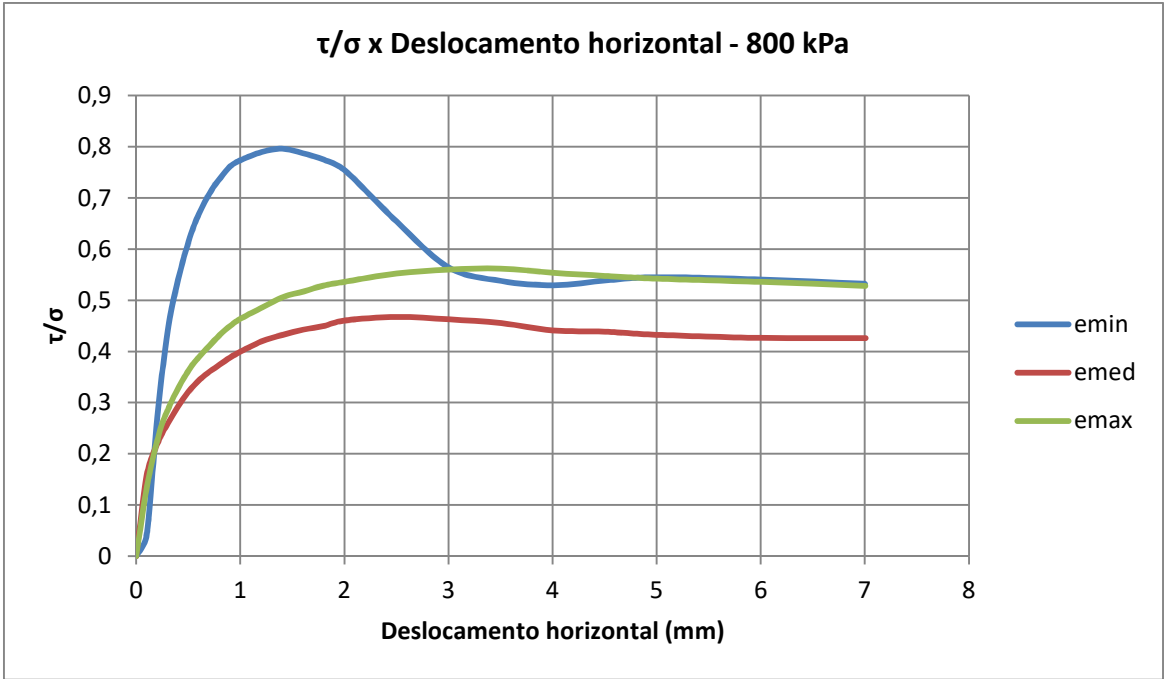


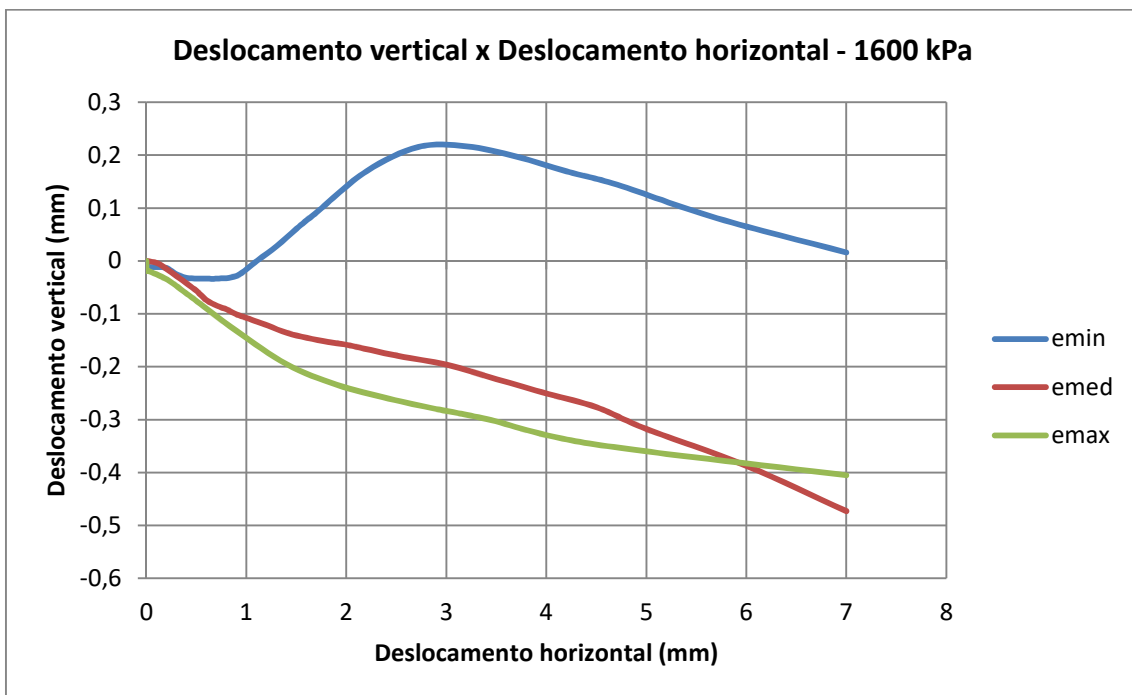
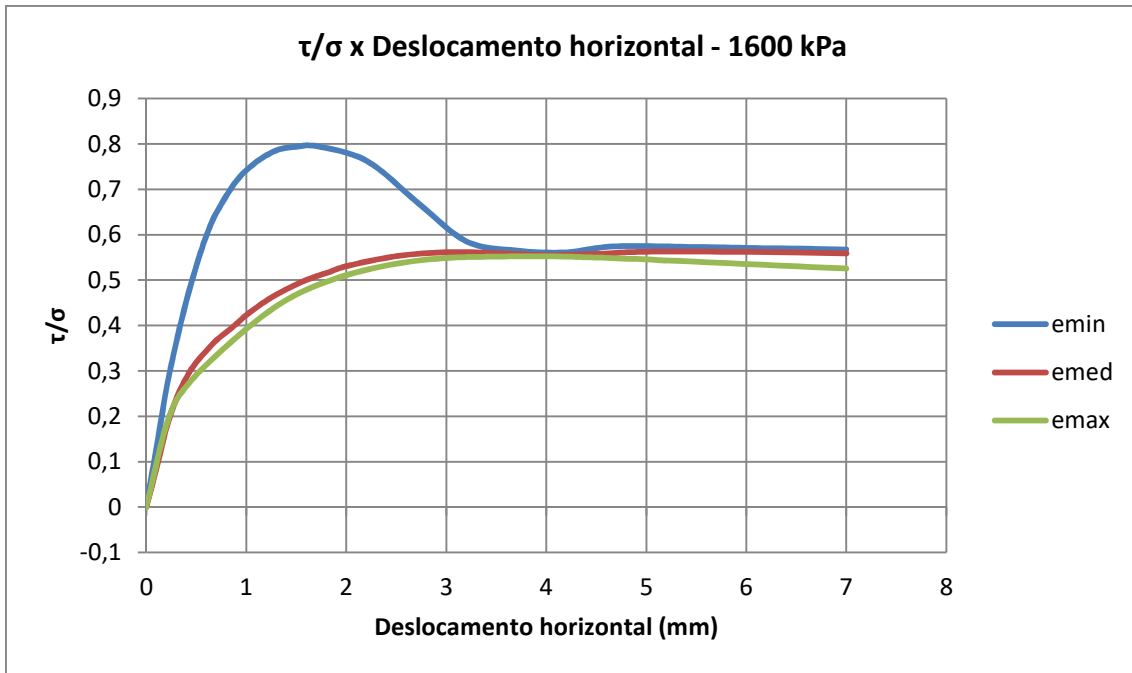












**APÊNDICE E – Valores obtidos para o ângulo de atrito no repouso**

**Tabela:** Valores obtidos para o ângulo de atrito no repouso.

	1°	2°	3°
<b>Ângulo de atrito no repouso (°C)</b>	32,5	33,02	32
	31,66	33,35	32,35
	32,34	32,36	32,64
<b>MÉDIA</b>	32,17	32,91	32,33

## APÊNDICE F – Dados dos ensaios de cisalhamento direto

### Funil 10 mm - 12,5 kPa

#### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
12/06/2018	18:13:56	0	0.000180668	40
12/06/2018	18:14:03	0.125	0.020596206	39.979
12/06/2018	18:14:11	0.25	0.020776874	39.979
12/06/2018	18:14:26	0.5	0.020776874	39.979
12/06/2018	18:14:56	1	0.020957543	39.979
12/06/2018	18:15:56	2	0.020957543	39.979
12/06/2018	18:17:56	4	0.021138211	39.979
12/06/2018	18:21:56	8	0.022222222	39.978
12/06/2018	18:24:17	10.4	0.022764228	39.977

#### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
1.68992	0.10127	0.00741
4.86822	0.21992	0.01174
5.75194	0.30763	0.00921
6.41860	0.40424	-0.00488
6.89922	0.50551	-0.03035
7.05426	0.60508	-0.05745
7.14729	0.70042	-0.08509
7.14729	0.80212	-0.11725
7.03876	0.91102	-0.15104
6.91473	1.00593	-0.18699
6.62016	1.20254	-0.24950
6.20155	1.40551	-0.30388
5.70543	1.60212	-0.34453
5.11628	1.80466	-0.37868
4.68217	2.00212	-0.39747
3.82946	2.50339	-0.41572
3.64341	3.00212	-0.41680
3.53488	3.50508	-0.41680
3.56589	4.00932	-0.41644
3.61240	4.50297	-0.41445
3.39535	5.01610	-0.41229
3.48837	6.00678	-0.39711
3.47287	7.00424	-0.38193

## Funil 10 mm - 25 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
12/06/2018	19:03:34	0	0.000361337	40
12/06/2018	19:03:41	0.125	0.080216802	39.92
12/06/2018	19:03:49	0.25	0.080939476	39.919
12/06/2018	19:04:04	0.5	0.082023487	39.918
12/06/2018	19:04:34	1	0.082926829	39.917
12/06/2018	19:05:34	2	0.085275519	39.915
12/06/2018	19:07:34	4	0.087804878	39.912
12/06/2018	19:11:34	8	0.089069557	39.911
12/06/2018	19:13:40	10.1	0.090334237	39.91

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
3.89147	0.10000	0.00253
7.93798	0.20636	0.00488
9.14729	0.30890	0.00181
9.72093	0.41144	-0.02511
9.93798	0.50127	-0.04426
10.13953	0.60254	-0.07967
10.15504	0.72415	-0.11834
10.06202	0.81186	-0.14706
9.98450	0.90212	-0.17832
9.78295	1.00000	-0.20976
9.33333	1.20085	-0.27335
8.66667	1.41780	-0.32683
7.98450	1.60085	-0.35592
7.25581	1.80254	-0.38356
6.74419	2.00424	-0.40379
5.68992	2.51017	-0.42692
5.33333	3.00085	-0.42728
5.24031	3.50339	-0.42710
5.24031	4.00551	-0.42620
5.13178	4.50466	-0.42114
5.17829	5.00678	-0.41192
5.11628	6.00000	-0.39747
4.97674	7.00000	-0.37832

## Funil 10 mm- 50 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
13/06/2018	16:51:43	0	0.000542005	39.999
13/06/2018	16:51:50	0.125	0.057633243	39.942
13/06/2018	16:51:58	0.25	0.058355917	39.942
13/06/2018	16:52:13	0.5	0.059439928	39.941
13/06/2018	16:52:43	1	0.061788618	39.938
13/06/2018	16:53:43	2	0.063414634	39.937
13/06/2018	16:55:43	4	0.065582656	39.934
13/06/2018	16:59:43	8	0.069557362	39.93
13/06/2018	17:01:46	10.1	0.072628726	39.927

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
10.01550	0.10593	0.00614
13.22481	0.21102	0.00524
14.51163	0.30466	-0.00939
15.33333	0.40932	-0.03939
15.72093	0.50297	-0.05890
15.89147	0.60085	-0.08889
15.86047	0.70932	-0.12466
15.79845	0.80339	-0.14959
15.68992	0.91653	-0.18844
15.58140	1.01017	-0.21210
14.96124	1.20169	-0.26287
14.13953	1.41017	-0.30623
13.42636	1.60847	-0.34490
12.51163	1.80169	-0.37001
11.62791	2.01314	-0.39711
9.61240	2.50297	-0.42078
8.69767	3.00424	-0.42168
8.69767	3.50508	-0.41500
8.71318	4.00212	-0.40145
8.62016	4.50212	-0.39241
8.51163	5.00720	-0.37507
8.62016	6.00720	-0.34327
8.32558	7.00000	-0.31075

## Funil 10 mm - 100 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
13/06/2018	18:39:55	0	0	40
13/06/2018	18:40:02	0.125	0.185546522	39.814
13/06/2018	18:40:10	0.25	0.187353207	39.813
13/06/2018	18:40:26	0.5	0.188256549	39.812
13/06/2018	18:40:56	1	0.189882565	39.81
13/06/2018	18:41:55	2	0.191869919	39.808
13/06/2018	18:43:55	4	0.193676603	39.806
13/06/2018	18:47:56	8	0.196205962	39.804
13/06/2018	18:51:22	11.5	0.197470641	39.803

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
0.00000	0.10085	0.00271
-0.01550	0.20551	0.00307
0.01550	0.30466	0.00307
-0.01550	0.40339	0.00307
1.93798	0.50042	0.00307
10.10853	0.60466	0.00741
15.03876	0.70297	0.01247
21.59690	0.80297	0.01355
24.44961	0.90169	0.00488
26.13953	1.00085	-0.01445
27.73643	1.20042	-0.07263
27.79845	1.40127	-0.12285
27.45736	1.60085	-0.17127
26.62016	1.80593	-0.21987
25.37984	2.00169	-0.25980
20.80620	2.50720	-0.34508
17.41085	3.00127	-0.36983
16.23256	3.50085	-0.37037
16.04651	4.00169	-0.36658
16.07752	4.50466	-0.35718
15.72093	5.00424	-0.34833
15.92248	6.00339	-0.31653
15.82946	7.00085	-0.29051

## Funil 10 mm - 200 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
13/06/2018	20:21:23	0	0.000180668	40
13/06/2018	20:21:30	0.125	0.213369467	39.787
13/06/2018	20:21:38	0.25	0.216079494	39.784
13/06/2018	20:21:53	0.5	0.218247516	39.782
13/06/2018	20:22:23	1	0.220415537	39.78
13/06/2018	20:23:23	2	0.226919603	39.773
13/06/2018	20:25:24	4	0.226738934	39.773
13/06/2018	20:29:23	8	0.227642276	39.772
13/06/2018	20:31:32	10.2	0.22962963	39.77

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
11.11628	0.10085	0.00650
21.42636	0.20805	0.01102
24.86822	0.31017	0.01210
31.05426	0.40551	0.01210
38.03101	0.50466	0.01174
42.41860	0.60297	0.00668
45.44186	0.70127	-0.00867
47.37984	0.80297	-0.03035
48.62016	0.90254	-0.05565
49.25581	1.00424	-0.08184
49.51938	1.20169	-0.13297
49.16279	1.40127	-0.17416
47.96899	1.60381	-0.21933
46.26357	1.80805	-0.25492
43.98450	2.00847	-0.29178
36.86822	2.50678	-0.34743
30.94574	3.00847	-0.36043
29.16279	3.51059	-0.35140
28.88372	4.00339	-0.32629
28.94574	4.50381	-0.31129
29.37984	5.00212	-0.29467
29.55039	6.00297	-0.24914
28.27907	7.00212	-0.21463



## Funil 10 mm - 400 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
16/06/2018	12:42:34	0	0.000180668	40
16/06/2018	12:42:41	0.125	0.813188799	39.187
16/06/2018	12:42:49	0.25	0.819873532	39.18
16/06/2018	12:43:04	0.5	0.841734417	39.158
16/06/2018	12:43:34	1	0.843179765	39.157
16/06/2018	12:44:34	2	0.846070461	39.154
16/06/2018	12:46:34	4	0.848599819	39.151
16/06/2018	12:50:34	8	0.850767841	39.149
16/06/2018	12:56:17	13.7	0.85203252	39.148

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
40.79070	0.10169	0.00090
53.45736	0.20169	0.00018
59.53488	0.30720	-0.01247
62.32558	0.40127	-0.02981
64.31008	0.50127	-0.05095
65.76744	0.60297	-0.07407
66.24806	0.70127	-0.09593
66.63566	0.80212	-0.11617
66.24806	0.90212	-0.13622
65.92248	1.00127	-0.15483
63.44186	1.20424	-0.19440
59.95349	1.40636	-0.21951
55.20930	1.60424	-0.24968
50.54264	1.80042	-0.26974
43.95349	2.01102	-0.28799
33.78295	2.51737	-0.28925
32.43411	3.00636	-0.25637
33.27132	3.51229	-0.23541
33.81395	4.01653	-0.20650
33.89147	4.50424	-0.18248
34.35659	5.00297	-0.15014
34.15504	6.01653	-0.10280
32.54264	7.00042	-0.04625

## Funil 10 mm - 800 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
18/06/2018	21:02:45	0	0.000180668	40
18/06/2018	21:02:52	0.125	0.646251129	39.354
18/06/2018	21:03:00	0.25	0.653116531	39.347
18/06/2018	21:03:15	0.5	0.657452575	39.343
18/06/2018	21:03:45	1	0.66269196	39.337
18/06/2018	21:04:45	2	0.668292683	39.332
18/06/2018	21:06:45	4	0.672628726	39.327
18/06/2018	21:10:45	8	0.677868112	39.322
18/06/2018	21:16:33	13.8	0.68401084	39.316

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
8.57364	0.10127	0.00452
55.22481	0.20169	0.01247
90.07752	0.30424	0.02294
110.27907	0.40297	0.02999
127.03876	0.51568	0.03216
136.43411	0.60297	0.03216
145.33333	0.71525	0.03180
150.80620	0.80975	0.02746
155.44186	0.90466	0.01933
158.01550	1.01102	0.01084
161.08527	1.20593	-0.01500
162.43411	1.40000	-0.05167
160.63566	1.60169	-0.08618
158.01550	1.80381	-0.10876
153.59690	2.00932	-0.13984
133.37984	2.50212	-0.18826
115.03876	3.00381	-0.19187
109.68992	3.50890	-0.18320
107.95349	4.01271	-0.14851
109.98450	4.52839	-0.12213
111.20930	5.00847	-0.09503
110.27907	6.00297	-0.03415
108.55814	7.00127	0.02186

## Funil 10 mm - 1600 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
20/06/2018	19:41:23	0	0	40
20/06/2018	19:41:30	0.125	1.077687444	38.922
20/06/2018	19:41:38	0.25	1.091418248	38.909
20/06/2018	19:41:53	0.5	1.09701897	38.903
20/06/2018	19:42:22	1	1.102258356	38.898
20/06/2018	19:43:23	2	1.107497742	38.893
20/06/2018	19:45:22	4	1.11237579	38.888
20/06/2018	19:49:22	8	1.116350497	38.884
20/06/2018	19:56:22	15	1.12068654	38.879
20/06/2018	20:09:47	28.4	1.128274616	38.872

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
1.86047	0.10127	0.01156
2.13953	0.21102	0.01138
3.28682	0.30085	0.01138
52.63566	0.40042	0.01174
106.77519	0.50085	0.01337
149.61240	0.60297	0.02565
185.28682	0.70000	0.03180
219.42636	0.80890	0.03342
245.56589	0.90678	0.03342
265.56589	1.00678	0.03342
293.50388	1.20297	0.02800
310.82171	1.40847	-0.00054
320.83721	1.60636	-0.02818
323.95349	1.80212	-0.06107
324.38760	2.00212	-0.09178
311.20930	2.50254	-0.16983
273.31783	3.01864	-0.21536
238.80620	3.50212	-0.21644
230.52713	4.00127	-0.19729
229.00775	4.50212	-0.16929
234.40310	5.00847	-0.14399
233.44186	6.00678	-0.08076
231.41085	7.00042	-0.01590

## Funil 50 mm - 12,5 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
14/06/2018	18:03:20	0	0.000180668	40
14/06/2018	18:03:27	0.125	0.071725384	39.928
14/06/2018	18:03:35	0.25	0.071906052	39.928
14/06/2018	18:03:50	0.5	0.072086721	39.928
14/06/2018	18:04:20	1	0.072086721	39.928
14/06/2018	18:05:20	2	0.071725384	39.928
14/06/2018	18:07:20	4	0.073893406	39.926
14/06/2018	18:11:20	8	0.079132791	39.921
14/06/2018	18:13:37	10.3	0.079494128	39.921

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
1.93798	0.10000	0.00416
2.31008	0.20254	0.00416
2.57364	0.30085	0.00397
2.83721	0.41229	0.00235
2.88372	0.50508	-0.00325
3.00775	0.60212	-0.00867
3.00775	0.71314	-0.01680
3.10078	0.80169	-0.02475
3.17829	0.90720	-0.03487
3.24031	1.00254	-0.04029
3.20930	1.20508	-0.05673
3.25581	1.40932	-0.06612
3.24031	1.60085	-0.08238
3.22481	1.80466	-0.09467
3.19380	2.00085	-0.10208
3.03876	2.50720	-0.12556
2.93023	3.00000	-0.13586
2.85271	3.50763	-0.13803
2.72868	4.00085	-0.13767
2.83721	4.50085	-0.13622
2.77519	5.00297	-0.13406
2.69767	6.00000	-0.11346
2.60465	7.00000	-0.10063

## Funil 50 mm - 25 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
14/06/2018	18:45:28	0	0.000180668	40
14/06/2018	18:45:35	0.125	0.073893406	39.926
14/06/2018	18:45:43	0.25	0.075158085	39.925
14/06/2018	18:45:58	0.5	0.075880759	39.924
14/06/2018	18:46:28	1	0.07804878	39.922
14/06/2018	18:47:28	2	0.078952123	39.921
14/06/2018	18:49:28	4	0.08166215	39.918
14/06/2018	18:53:28	8	0.082565492	39.917
14/06/2018	18:55:43	10.3	0.083649503	39.916

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
1.31783	0.10381	0.00849
1.24031	0.20254	0.01500
1.58140	0.30169	0.02078
1.84496	0.40424	0.02294
2.13953	0.50890	0.02349
2.15504	0.60720	0.02331
2.55814	0.70593	0.02349
2.26357	0.80127	0.02367
2.89922	0.90212	0.02421
3.42636	1.00042	0.02385
4.00000	1.20254	0.02421
4.40310	1.40212	0.02294
4.63566	1.60127	0.01500
4.85271	1.80551	0.00000
4.91473	2.00847	-0.01355
4.91473	2.50000	-0.04155
4.79070	3.01144	-0.06667
4.69767	3.50339	-0.07967
4.69767	4.01441	-0.08437
4.55814	4.50466	-0.08419
4.54264	5.00381	-0.08347
4.31008	6.00085	-0.06649
4.35659	7.00975	-0.04553

## Funil 50 mm - 50 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
14/06/2018	19:53:45	0	0	40
14/06/2018	19:53:52	0.125	0.122312556	39.878
14/06/2018	19:53:59	0.25	0.124480578	39.876
14/06/2018	19:54:15	0.5	0.1266486	39.873
14/06/2018	19:54:44	1	0.128455285	39.872
14/06/2018	19:55:44	2	0.130623306	39.869
14/06/2018	19:57:44	4	0.132610659	39.867
14/06/2018	20:01:44	8	0.13495935	39.865
14/06/2018	20:03:55	10.2	0.135501355	39.864

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
1.68992	0.10212	0.00452
2.68217	0.20169	0.00994
4.37209	0.30212	0.01536
5.17829	0.40551	0.01843
5.65891	0.50890	0.01861
6.01550	0.60339	0.01861
6.32558	0.70127	0.01861
6.54264	0.80551	0.01825
6.69767	0.90212	0.01771
6.82171	1.00381	0.01716
7.14729	1.20424	0.01192
7.31783	1.40297	0.00488
7.44186	1.60127	-0.00217
7.50388	1.80424	-0.01102
7.47287	2.00593	-0.02168
7.67442	2.50551	-0.04210
7.72093	3.00169	-0.05384
7.70543	3.50805	-0.05510
7.50388	4.00593	-0.05510
7.61240	4.50339	-0.05384
7.55039	5.00508	-0.04734
7.55039	6.00000	-0.02800
7.75194	7.00212	0.00145

## Funil 50 mm - 100 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
14/06/2018	20:49:10	0	0	40
14/06/2018	20:49:17	0.125	0.241915086	39.758
14/06/2018	20:49:25	0.25	0.244083107	39.756
14/06/2018	20:49:40	0.5	0.250225836	39.75
14/06/2018	20:50:10	1	0.251490515	39.749
14/06/2018	20:51:10	2	0.2532972	39.747
14/06/2018	20:53:10	4	0.257633243	39.742
14/06/2018	20:57:10	8	0.259439928	39.741
14/06/2018	20:59:15	10.1	0.259620596	39.74

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
1.95349	0.10212	0.00885
7.13178	0.20297	0.02475
9.95349	0.30127	0.03595
11.61240	0.40212	0.04155
12.72868	0.50000	0.04408
13.37984	0.61017	0.04444
13.87597	0.70297	0.04463
14.35659	0.80127	0.04499
14.74419	0.90254	0.04481
14.88372	1.00169	0.04481
15.41085	1.20678	0.04354
15.47287	1.40551	0.04083
15.51938	1.60805	0.03180
15.68992	1.80254	0.02331
15.53488	2.00127	0.01391
15.50388	2.50890	-0.00126
15.27132	3.00254	-0.00343
15.08527	3.50636	-0.00289
15.02326	4.00636	-0.00126
14.85271	4.50381	0.00343
15.20930	5.00042	0.01969
14.72868	6.00212	0.04788
14.29457	7.00424	0.07823

## Funil 50 mm - 200 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
15/06/2018	17:33:37	0	0.000180668	40
15/06/2018	17:33:45	0.125	0.733152665	39.267
15/06/2018	17:33:52	0.25	0.741644083	39.258
15/06/2018	17:34:08	0.5	0.746522132	39.253
15/06/2018	17:34:37	1	0.757181572	39.243
15/06/2018	17:35:37	2	0.758265583	39.242
15/06/2018	17:37:37	4	0.770009033	39.23
15/06/2018	17:41:37	8	0.775067751	39.225
15/06/2018	17:45:30	11.9	0.777777778	39.222

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
13.96899	0.10466	0.02493
18.37209	0.20169	0.03830
20.93023	0.30254	0.05203
23.19380	0.40042	0.05962
24.65116	0.51229	0.06649
25.73643	0.60466	0.07136
26.51163	0.70381	0.07444
27.37984	0.80720	0.07642
27.64341	0.91017	0.07859
28.32558	1.00042	0.08040
29.03876	1.20254	0.08166
29.53488	1.40339	0.08202
30.04651	1.60085	0.08257
30.46512	1.80890	0.08257
30.80620	2.00212	0.08257
31.39535	2.50169	0.08311
31.58140	3.01144	0.08871
31.58140	3.50508	0.11274
31.81395	4.00636	0.17380
31.42636	4.50381	0.18428
31.22481	5.01229	0.19946
30.12403	6.00551	0.24535
30.63566	7.00254	0.31382



## Funil 50 mm - 400 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
16/06/2018	11:15:00	0	0.000180668	40
16/06/2018	11:15:07	0.125	0.095392954	39.905
16/06/2018	11:15:15	0.25	0.468112014	39.532
16/06/2018	11:15:30	0.5	0.497741644	39.502
16/06/2018	11:16:00	1	0.503342367	39.497
16/06/2018	11:17:00	2	0.50532972	39.495
16/06/2018	11:19:00	4	0.514905149	39.485
16/06/2018	11:23:00	8	0.51833785	39.482
16/06/2018	11:25:09	10.2	0.519963866	39.48

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
17.45736	0.10381	0.01409
28.62016	0.20847	0.03162
34.27907	0.30212	0.04715
38.79070	0.40169	0.05709
42.15504	0.50042	0.06829
44.82171	0.60593	0.07570
46.57364	0.70000	0.08365
48.52713	0.80551	0.08961
49.84496	0.90932	0.09883
51.30233	1.00805	0.10551
53.34884	1.20466	0.11509
55.05426	1.40127	0.11906
55.92248	1.60127	0.12430
57.14729	1.80085	0.12611
58.04651	2.00508	0.12918
59.06977	2.50339	0.13731
60.96124	3.00042	0.14453
61.19380	3.50254	0.15664
61.81395	4.00297	0.17200
61.96899	4.50169	0.18916
61.93798	5.00381	0.21644
60.46512	6.00254	0.27263
59.44186	7.00254	0.34273

## Funil 50 mm - 800 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
16/06/2018	12:01:16	0	0	40
16/06/2018	12:01:23	0.125	1.633423668	38.367
16/06/2018	12:01:31	0.25	1.646612466	38.353
16/06/2018	12:01:46	0.5	1.651851852	38.348
16/06/2018	12:02:16	1	1.654561879	38.345
16/06/2018	12:03:16	2	1.656729901	38.343
16/06/2018	12:05:16	4	1.662511292	38.337
16/06/2018	12:09:16	8	1.665763324	38.334
16/06/2018	12:12:02	10.8	1.668292683	38.332

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
32.29457	0.10169	0.01355
45.65891	0.21229	0.03288
52.79070	0.30254	0.04715
59.59690	0.40169	0.06125
65.51938	0.50169	0.07335
70.48062	0.61314	0.08347
73.62791	0.70720	0.09431
76.34109	0.80297	0.10352
79.24031	0.90339	0.11165
81.76744	1.01356	0.11798
85.53488	1.20127	0.12773
88.20155	1.40508	0.13351
90.27907	1.60593	0.13604
91.75194	1.80212	0.13803
93.93798	2.00424	0.13893
95.39535	2.50636	0.14399
94.41860	3.00381	0.15574
92.88372	3.50763	0.17019
90.00000	4.00042	0.19458
89.50388	4.50466	0.22674
88.24806	5.00212	0.25908
86.99225	6.00466	0.32105
86.88372	7.00890	0.39133

## Funil 50 mm - 1600 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
27/06/2018	12:04:51	0	0	40
27/06/2018	12:04:58	0.125	1.285456188	38.715
27/06/2018	12:05:06	0.25	1.294128275	38.706
27/06/2018	12:05:21	0.5	1.302258356	38.698
27/06/2018	12:05:51	1	1.319060524	38.681
27/06/2018	12:06:51	2	1.320867209	38.679
27/06/2018	12:08:51	4	1.325925926	38.674
27/06/2018	12:12:51	8	1.329177958	38.671
27/06/2018	12:18:21	13.5	1.332971996	38.667

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
37.33333	0.10847	0.00416
71.00775	0.20042	0.01500
98.41860	0.30339	0.02873
119.33333	0.41864	0.04481
130.72868	0.50424	0.05709
140.94574	0.60381	0.07444
150.52713	0.70636	0.08473
157.86047	0.80847	0.09214
164.97674	0.90339	0.10117
173.17829	1.00720	0.10804
186.32558	1.21314	0.12213
195.98450	1.40593	0.13622
204.35659	1.60466	0.14526
210.91473	1.81780	0.15321
216.86822	2.01356	0.15899
225.68992	2.51144	0.17940
229.05426	3.00508	0.19621
228.35659	3.50297	0.22349
226.40310	4.02076	0.25149
227.59690	4.50805	0.27696
229.56589	5.00000	0.31762
229.39535	6.00508	0.38753
228.03101	7.00212	0.47299

## Funil 100 mm - 12,5 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
28/06/2018	16:02:51	0	0	40
28/06/2018	16:02:58	0.125	0.056729901	39.943
28/06/2018	16:03:06	0.25	0.056729901	39.943
28/06/2018	16:03:21	0.5	0.056729901	39.943
28/06/2018	16:03:51	1	0.056910569	39.943
28/06/2018	16:04:51	2	0.057452575	39.943
28/06/2018	16:06:51	4	0.058175248	39.942
28/06/2018	16:10:51	8	0.063053297	39.937
28/06/2018	16:13:59	11.1	0.08166215	39.918

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
2.13953	0.10678	0.01626
2.23256	0.20127	0.02294
2.32558	0.30169	0.02855
2.35659	0.40339	0.03162
2.41860	0.50085	0.03216
2.41860	0.60169	0.03180
2.31008	0.71441	0.03559
2.44961	0.80381	0.03704
2.46512	0.90508	0.03686
2.52713	1.00508	0.03650
2.52713	1.20636	0.02818
2.55814	1.40000	0.01518
2.52713	1.60254	0.00397
2.49612	1.81568	-0.01048
2.60465	2.00763	-0.01879
2.51163	2.50975	-0.04463
2.38760	3.00169	-0.06305
2.23256	3.51186	-0.07823
2.18605	4.00381	-0.08419
2.18605	4.50805	-0.08708
2.17054	5.00085	-0.08726
2.12403	6.00085	-0.08636
2.06202	7.00042	-0.08293

## Funil 100 mm - 25 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
19/06/2018	19:14:45	0	0	40
19/06/2018	19:14:52	0.125	0.066666667	39.933
19/06/2018	19:15:00	0.25	0.066847335	39.933
19/06/2018	19:15:15	0.5	0.067208672	39.933
19/06/2018	19:15:45	1	0.068473351	39.932
19/06/2018	19:16:45	2	0.069557362	39.93
19/06/2018	19:18:45	4	0.071183379	39.929
19/06/2018	19:22:45	8	0.073712737	39.926
19/06/2018	19:25:19	10.6	0.075519422	39.924

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
0.03101	0.10297	0.00000
0.03101	0.20297	0.00108
2.12403	0.31102	0.01445
2.80620	0.40593	0.02656
3.13178	0.50890	0.03270
3.36434	0.60424	0.03704
3.53488	0.70636	0.04101
3.67442	0.82119	0.04101
3.76744	0.90169	0.04101
3.87597	1.01780	0.04083
3.95349	1.20381	0.04029
4.20155	1.40763	0.03975
4.31008	1.61144	0.03740
4.41860	1.80169	0.03162
4.52713	2.00042	0.02475
4.58915	2.50254	0.00831
4.60465	3.01398	0.00379
4.49612	3.50678	-0.00976
4.55814	4.00042	-0.01608
4.48062	4.50636	-0.01734
4.46512	5.00169	-0.01716
4.26357	6.00169	0.00687
4.13953	7.00381	0.02565

## Funil 100 mm - 50 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
20/06/2018	17:36:44	0	0.000180668	40
20/06/2018	17:36:51	0.125	0.097741644	39.902
20/06/2018	17:36:59	0.25	0.098102981	39.902
20/06/2018	17:37:14	0.5	0.099909666	39.9
20/06/2018	17:37:44	1	0.10171635	39.898
20/06/2018	17:38:44	2	0.103884372	39.896
20/06/2018	17:40:44	4	0.106955736	39.893
20/06/2018	17:44:44	8	0.110388437	39.89
20/06/2018	17:47:35	10.9	0.112195122	39.888

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
0.77519	0.10254	0.00379
0.66667	0.20127	0.00578
0.83721	0.30805	0.00867
1.03876	0.40339	0.01409
1.25581	0.50975	0.02258
1.22481	0.61017	0.02945
1.53488	0.70678	0.03830
2.13953	0.81356	0.04625
2.52713	0.90127	0.05059
2.88372	1.01398	0.05384
3.48837	1.20042	0.05709
4.01550	1.42034	0.05944
4.35659	1.60297	0.06287
4.58915	1.80424	0.06287
4.82171	2.00508	0.06269
5.20930	2.50254	0.05890
5.42636	3.00085	0.05059
5.42636	3.50042	0.03993
5.27132	4.00932	0.02638
5.19380	4.50085	0.02023
5.10078	5.00466	0.01969
5.27132	6.00212	0.02150
5.19380	7.00508	0.03523

## Funil 100 mm - 100 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
20/06/2018	18:25:35	0	0.000361337	40
20/06/2018	18:25:41	0.125	0.322131888	39.678
20/06/2018	18:25:49	0.25	0.322854562	39.677
20/06/2018	18:26:04	0.5	0.322854562	39.677
20/06/2018	18:26:34	1	0.323396567	39.677
20/06/2018	18:27:35	2	0.324480578	39.676
20/06/2018	18:29:34	4	0.330623306	39.669
20/06/2018	18:33:34	8	0.330803975	39.669
20/06/2018	18:35:39	10.1	0.335501355	39.664

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
8.27907	0.10551	0.01409
10.60465	0.20000	0.02800
11.93798	0.30169	0.04083
12.96124	0.40890	0.05131
13.51938	0.51059	0.06125
13.98450	0.60212	0.06992
14.52713	0.70466	0.07787
14.91473	0.80805	0.08148
15.25581	0.91102	0.08582
15.50388	1.00254	0.08853
15.95349	1.21144	0.09521
16.24806	1.40593	0.09810
16.58915	1.60975	0.09991
16.71318	1.80169	0.10117
16.94574	2.00763	0.10136
17.17829	2.50127	0.10099
17.22481	3.00254	0.10063
17.16279	3.50297	0.10190
16.83721	4.01144	0.10659
16.82171	4.50297	0.11075
16.89922	5.00720	0.12502
16.88372	6.00254	0.15014
16.99225	7.00212	0.18248

## Funil 100 mm - 200 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
21/06/2018	11:33:21	0	0	40
21/06/2018	11:33:28	0.125	0.556820235	39.443
21/06/2018	11:33:36	0.25	0.570551039	39.429
21/06/2018	11:33:52	0.5	0.575429088	39.425
21/06/2018	11:34:21	1	0.58102981	39.419
21/06/2018	11:35:21	2	0.582836495	39.417
21/06/2018	11:37:21	4	0.587533875	39.412
21/06/2018	11:41:21	8	0.593495935	39.407
21/06/2018	11:43:40	10.3	0.595121951	39.405

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
2.13953	0.10847	0.00831
2.13953	0.20381	0.01066
2.18605	0.30085	0.01391
7.03876	0.40212	0.02168
14.41860	0.50424	0.04517
17.64341	0.60042	0.05908
19.75194	0.70212	0.07859
21.39535	0.80085	0.08943
22.62016	0.90042	0.09792
23.72093	1.00212	0.10967
25.34884	1.20424	0.12159
26.66667	1.40381	0.13080
27.50388	1.60254	0.13875
28.17054	1.80508	0.14652
28.75969	2.00847	0.15122
29.92248	2.50000	0.15953
29.96899	3.00127	0.17200
29.75194	3.50339	0.18699
29.79845	4.00297	0.19982
30.06202	4.50127	0.21680
32.01550	5.00424	0.23252
32.58915	6.00593	0.27444
32.88372	7.00169	0.32647



## Funil 100 mm - 400 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
21/06/2018	12:14:59	0	0	40
21/06/2018	12:15:06	0.125	0.577958446	39.422
21/06/2018	12:15:14	0.25	0.710388437	39.29
21/06/2018	12:15:29	0.5	0.71598916	39.284
21/06/2018	12:15:59	1	0.719241192	39.281
21/06/2018	12:16:59	2	0.722493225	39.278
21/06/2018	12:18:59	4	0.725925926	39.274
21/06/2018	12:22:59	8	0.72899729	39.271
21/06/2018	12:27:25	12.4	0.731887986	39.268

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
0.01550	0.10169	0.01518
-0.01550	0.20212	0.01626
1.62791	0.31102	0.02042
12.66667	0.40127	0.02927
23.84496	0.50127	0.04715
30.10853	0.60636	0.06739
34.46512	0.70720	0.08311
37.75194	0.80424	0.09413
40.43411	0.90085	0.10822
42.71318	1.00339	0.11978
46.20155	1.20466	0.13713
48.97674	1.40127	0.15032
50.77519	1.60636	0.16007
52.26357	1.80212	0.16766
53.41085	2.00169	0.17290
55.24031	2.51314	0.20072
56.13953	3.00339	0.21608
56.49612	3.50381	0.22493
56.94574	4.01737	0.24101
57.62791	4.50000	0.25926
58.24806	5.00127	0.28509
56.86822	6.00339	0.33640
56.12403	7.00212	0.39783

## Funil 100 mm - 800 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
21/06/2018	14:56:33	0	0.000180668	40
21/06/2018	14:56:40	0.125	1.01535682	38.985
21/06/2018	14:56:48	0.25	1.023125565	38.977
21/06/2018	14:57:03	0.5	1.028906956	38.971
21/06/2018	14:57:33	1	1.033785005	38.966
21/06/2018	14:58:33	2	1.038663053	38.961
21/06/2018	15:00:33	4	1.043541102	38.956
21/06/2018	15:04:33	8	1.054923216	38.945
21/06/2018	15:08:24	11.9	1.056187895	38.944

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
27.87597	0.10381	0.00903
49.25581	0.22288	0.03451
59.33333	0.31441	0.05474
67.31783	0.40763	0.07064
74.93023	0.51737	0.08672
79.27132	0.60042	0.09864
83.76744	0.70127	0.10985
88.07752	0.80000	0.11996
92.04651	0.91017	0.13098
94.89922	1.01271	0.14056
99.28682	1.21822	0.15032
103.36434	1.41483	0.15827
105.55039	1.61186	0.16947
107.86047	1.80000	0.17507
109.39535	2.00593	0.18266
112.68217	2.50297	0.19729
114.20155	3.00000	0.21265
114.62016	3.50042	0.22656
112.96124	4.01017	0.24571
111.70543	4.50381	0.27245
110.62016	5.00720	0.30045
109.33333	6.00254	0.35827
107.72093	7.00593	0.43107

## Funil 100 mm - 1600 kPa

### Adensamento

Data	Hora	Tempo	Deformacao	Altura
27/06/2018	11:17:35	0	0.000361337	40
27/06/2018	11:17:42	0.125	1.216079494	38.784
27/06/2018	11:17:50	0.25	1.22836495	38.772
27/06/2018	11:18:05	0.5	1.244444444	38.756
27/06/2018	11:18:35	1	1.252574526	38.747
27/06/2018	11:19:35	2	1.260523939	38.739
27/06/2018	11:21:35	4	1.266485998	38.734
27/06/2018	11:25:35	8	1.272809395	38.727
27/06/2018	11:32:06	14.5	1.28166215	38.718

### Cisalhamento

Carga	Deformacao1	Deformacao2
0.01550	0.12076	0.00253
0.01550	0.20297	0.00958
0.01550	0.30212	0.01355
0.00000	0.40551	0.01843
2.09302	0.50636	0.01879
2.62016	0.60000	0.01861
2.97674	0.71017	0.01879
3.22481	0.81271	0.01879
3.20930	0.90975	0.01879
3.81395	1.00297	0.01861
4.21705	1.21059	0.01861
4.91473	1.40551	0.01879
5.93798	1.61525	0.01861
76.15504	1.80890	0.03541
109.41085	2.00678	0.06233
152.72868	2.50254	0.13243
186.37209	3.00381	0.19530
205.72093	3.50127	0.23397
217.50388	4.02246	0.26016
223.24031	4.50000	0.27986
225.00775	5.00678	0.29901
224.57364	6.03093	0.34508
214.40310	7.00339	0.40524

## ANEXO A – Valores do fator de correção K20 em função da temperatura

Tabela: Valores do fator de correção K20 em função da temperatura.

Temperatura em °C	Densidade Relativa da Água	Fator de correção (K20)	Temperatura em °C	Densidade Relativa da Água	Fator de correção (K20)
4	1,0000	1,0018	19	0,9984	1,0002
5	1,0000	1,0018	20	0,9982	1,0000
6	0,9999	1,0017	21	0,998	0,9998
7	0,9999	1,0017	22	0,9978	0,9996
8	0,9999	1,0017	23	0,9976	0,9993
9	0,9998	1,0016	24	0,9973	0,9991
10	0,9997	1,0015	25	0,9971	0,9989
11	0,9996	1,0014	26	0,9968	0,9985
12	0,9995	1,0013	27	0,9965	0,9983
13	0,9994	1,0012	28	0,9963	0,9980
14	0,9993	1,0011	29	0,995	0,9977
15	0,9991	1,0009	30	0,9957	0,9974
16	0,9990	1,0008	31	0,994	0,9972
17	0,9988	1,0006	32	0,9951	0,9969
18	0,9986	1,0004	33	0,9947	0,9965