



**Rômulo Carvalho Costa**

**Ensaio de Caracterização e de  
Permeabilidade na Areia da Praia  
de Ipanema, RJ**

**Dissertação de Mestrado**

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

Orientador: Prof. Vitor Nascimento Aguiar

Rio de Janeiro  
Dezembro de 2020



**Rômulo Carvalho Costa**

**Ensaio de Caracterização e de  
Permeabilidade na Areia da Praia de  
Ipanema, RJ**

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

**Prof. Vitor Nascimento Aguiar**

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental– PUC-Rio

**Prof. Raquel Quadros Velloso**

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental– PUC-Rio

**Prof. Ian Schumann Marques Martins**

UFRJ

Rio de Janeiro, 22 de Dezembro de 2020.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização do autor, do orientador e da universidade.

### **Rômulo Carvalho Costa**

Graduou-se em Engenharia Civil pela UFS (Universidade Federal de Sergipe), em Junho de 2017. Ingressou no mestrado na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em Agosto de 2017, desenvolvendo dissertação na linha de pesquisa de Geotecnia Experimental.

#### Ficha Catalográfica

Costa, Rômulo Carvalho

Ensaios de Caracterização e Permeabilidade na Areia da Praia de Ipanema, RJ/ Rômulo Carvalho Costa; orientador: Vitor Nascimento Aguiar – 2020.

258 f.: il. color.; 30 cm

Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2020.

Inclui bibliografia

1. Engenharia civil e Ambiental – Teses. 2. Areia. 3. Permeabilidade. 4. Permeâmetro de parede flexível. I. Aguiar, Vitor Nascimento. II. Velloso, Raquel Quadros. III. Martins, Ian Schumann Marques. IV. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. V. Título.

CDD: 624

Dedico essa dissertação  
à Deus e à minha família.



## Agradecimentos

À Deus, por sempre ser o meu guia em todos os momentos da minha vida.

À minha família, mãe, pai e irmã, pelo incentivo, por serem meu porto seguro, por estarem ao meu lado em todos os momentos. Amo vocês demais, sem vocês não atingiria o objetivo que sempre almejei. Muito obrigado.

A Vitor Nascimento Aguiar, por ter sido meu mentor e ter me acolhido da melhor forma possível. Obrigado, professor, por todo o aprendizado, conselhos, paciência e rigor. Sei que tudo isso valerá a pena. Muito obrigado por tudo!

Aos meus grandes amigos, Gabriela Ernandes e Gabriel Amós, por terem vivido essa experiência comigo e darem apoio em todos os momentos que mais necessitei. Vocês fazem parte da minha história, nunca irei esquecê-los.

Aos amigos e irmãos que ganhei na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Cristina Kei, Rafaella Villela, Beatriz Rodrigues, Marcela Strongylis, Pedro Bogossian, Paula Pedrosa, Douglas Oliveira, João Victor Coutinho, Jéssica Marotti, Bárbara Viapiana, Miguel Villalobos, Karl Martins, Celso Salvador e Ícaro Marques.

Aos amigos e técnicos que conheci no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente (LGMA) da PUC-Rio, Josué, Carlos, Edson, Elaine e Carol, sou muito grato por todo o apoio, auxílio e conselhos que me deram ao longo do programa experimental.

A todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio.

Aos professores Guilherme Bravo, Carlos Rezende Júnior, Erinaldo Cavalcante e Michele Casagrande. Vocês foram meus pilares para alcançar esse objetivo, serei eternamente grato.

A todos os meus amigos, que sempre incentivaram e estiveram prontos a ajudar de forma direta ou indireta para que alcançasse todos os objetivos na minha vida. Gratidão, sempre!

A minha turma de mestrado, pela força, apoio, pelas noites em claro estudando, pelas lágrimas e pelos risos ao longo dos anos de convivência. Sou extremamente grato.

À PUC-Rio, pelos auxílios concedidos, sem os quais este trabalho não poderia ter sido realizado.

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de financiamento 001. Dessa forma, externo toda minha gratidão.

## Resumo

Costa, Rômulo Carvalho. Aguiar, Vitor Nascimento. **Ensaio de Caracterização e Permeabilidade na Areia da Praia de Ipanema, RJ.** Rio de Janeiro, 2020. 258 f. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Nesta pesquisa, ensaios de caracterização e de permeabilidade foram realizados em uma amostra da Areia da Praia de Ipanema, RJ, tendo como ponto de partida a pesquisa realizada por Simões (2015). A caracterização incluiu granulometria por peneiramento, densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ), análise microscópica e avaliação dos índices de vazios mínimo e máximo por diferentes metodologias. Os ensaios de permeabilidade sob carga hidráulica constante foram realizados em um permeâmetro de parede flexível em corpos de prova moldados nos domínios de compacidade relativa fofo e compacto. A amostra é caracterizada como uma areia fina e média, mal graduada e uniforme, sendo constituída basicamente por grãos de quartzo, com densidade relativa ( $G_s$ ) igual a 2,656. Quanto à forma, os grãos são subangulares a arredondados, com esfericidade igual a 0,7 e arredondamento igual a 0,5. Os valores obtidos de índice de vazios mínimo e máximo são, respectivamente, 0,435 e 0,760. No domínio de compacidade relativa (CR) fofo (CR da ordem de 30 %) foi medido um coeficiente de permeabilidade ( $k_{20^\circ\text{C}}$ ) de  $2,0 \times 10^{-2}$  cm/s, ao passo que no domínio compacto (CR da ordem de 80 %) foi medido um coeficiente de permeabilidade ( $k_{20^\circ\text{C}}$ ) de  $1,2 \times 10^{-2}$  cm/s, em média. Os resultados indicam ainda que a expressão proposta por Taylor (1948) que relaciona o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) e “ $e^3 / (1 + e)$ ” por uma reta que passa pela origem seja aplicável à Areia da Praia de Ipanema.

## Palavras – chave

Areia; Permeabilidade; Permeâmetro de parede flexível.

## Abstract

Costa, Rômulo Carvalho. Aguiar, Vitor Nascimento (Advisor). **Characterization and Permeability Tests on Ipanema Beach Sand, RJ.** Rio de Janeiro, 2020. 258 f. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

In this research, characterization and permeability tests were performed on a sample of the Ipanema Beach Sand, RJ, considering the research carried out by Simões (2015) as the starting point. The characterization included grain size distribution by sieve analysis, specific gravity ( $G_s$ ), microscopic analysis and evaluation of minimum and maximum void ratios by different methodologies. Constant head permeability tests were carried out on a flexible-wall permeameter on specimens molded in loose and dense states of relative density ( $D_r$ ). The sample is characterized as a fine and medium sand, poorly graded and uniform, essentially comprised of quartz grains with specific gravity ( $G_s$ ) equal to 2.656. Regarding the shape, the grains are subangular to rounded, with sphericity equal to 0.7 and roundness equal to 0.5. The values obtained for the minimum and maximum void ratios are 0.435 and 0.760, respectively. In the loose state ( $D_r$  of the order of 30 %) an average value of permeability coefficient ( $k_{20^\circ\text{C}}$ ) equal to  $2.0 \times 10^{-2}$  cm/s was measured, whereas in the dense state ( $D_r$  of the order of 80 %) an average value of permeability coefficient ( $k_{20^\circ\text{C}}$ ) equal to  $1.2 \times 10^{-2}$  cm/s was measured. The results indicate that the expression proposed by Taylor (1948), which relates the permeability coefficient ( $k$ ) and " $e^3 / (1 + e)$ " by a straight line that passes through the origin, applies to the Ipanema Beach Sand.

## Keywords

Sand; Permeability; Flexible-Wall Permeameters.

# Sumário

1 Introdução	28
1.1. Considerações iniciais	28
1.2. Motivação da pesquisa	29
1.3. Objetivos	30
1.4. Organização do trabalho	31
2 Revisão bibliográfica	32
2.1. Escoamento de água em meios porosos	32
2.1.1. Considerações iniciais	32
2.1.2. Leis e teoremas que regem o escoamento de água nos solos	33
2.1.2.1. Teorema de Bernoulli	33
2.1.2.2. Lei de Darcy	35
2.2. Fatores que afetam o coeficiente de permeabilidade de um solo	39
2.2.1. Granulometria	40
2.2.2. Composição mineralógica dos grãos	43
2.2.3. Índice de vazios	44
2.2.4. Grau de saturação	45
2.2.5. Estrutura do solo	46
2.2.6. Tipo de fluxo	47
2.2.7. Natureza do fluido e temperatura	47
2.3. Ensaio de permeabilidade em laboratório	50
2.3.1. Ensaio em permeômetro de parede rígida	50
2.3.2. Ensaio em permeômetro de parede flexível	54
2.4. Formulações propostas para estimativa do coeficiente de permeabilidade a partir das características do solo e do percolante	58
2.4.1. Formulação de Kozeny-Carman (1927; 1938; 1956)	58
2.4.2. Formulação de Taylor (1948)	60
2.4.3. Formulação de Chapuis (2004)	61

2.5. Valores típicos de coeficiente de permeabilidade dos solos e propostas de classificações	62
2.6. Pesquisas geotécnicas realizadas na Areia da Praia de Ipanema	63
2.7. Algumas pesquisas recentes que relacionam o coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios de solos arenosos	65
3 Materiais e métodos	68
3.1. Material estudado	68
3.2. Metodologia	69
3.2.1. Preparação da amostra	69
3.2.2 Ensaio de caracterização	70
3.2.2.1. Análise granulométrica	71
3.2.2.2. Densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) do solo	72
3.2.2.3. Análise microscópica dos grãos do solo	75
3.2.3. Determinação dos índices de vazios mínimo e intermediários	77
3.2.3.1. Pluviação sobre peneiras (Miura & Toki, 1982)	77
3.2.3.2. Método Geolabs in-house (modificado)	83
3.2.3.3. Método NGI (uso de vibração vertical)	85
3.2.4. Determinação do índice de vazios máximo	86
3.2.4.1. Método A da norma ASTM-D4254-16	86
3.2.4.2. Método B da norma ASTM-D4254-16	88
3.2.4.3. Método C da norma ASTM-D4254-16	89
3.2.4.4. Método da queda livre idealizado por Simões (2015)	91
3.2.5. Ensaio de permeabilidade	93
3.2.5.1. Concepção geral do equipamento	93
3.2.5.2. Características dos instrumentos de medição	97
3.2.5.3. Moldagem dos corpos de prova	98
3.2.5.4. Saturação dos corpos de prova	109
3.2.5.5. Etapas de adensamento hidrostático	112
3.2.5.6. Estabelecimento do fluxo para medição de vazão e cálculo do coeficiente de permeabilidade	113
3.2.5.7. Obtenção da massa seca do corpo de prova	117

4 Resultados e discussões	119
4.1. Caracterização geotécnica	119
4.1.1. Granulometria por peneiramento	119
4.1.2. Densidade relativa dos grãos	122
4.1.3. Microscopia ótica e formato dos grãos	126
4.2. Índice de vazios mínimo e intermediários	129
4.2.1. Pluviação sobre peneiras (Miura & Toki, 1982)	129
4.2.2. Geolabs <i>in house</i> (modificado)	133
4.2.3. Método NGI (uso de vibração vertical)	134
4.2.4. Resumo dos resultados obtidos para avaliação do índice de vazios mínimo	135
4.3. Índice de vazios máximo	136
4.3.1. Método A da norma ASTM-D4254-16	136
4.3.2. Método B da norma ASTM-D4254-16	138
4.3.3. Método C da norma ASTM-D4254-16	139
4.3.4. Método da queda livre idealizado por Simões (2015)	140
4.3.5. Resumo dos resultados obtidos para a avaliação do índice de vazios máximo	142
4.4. Ensaios de permeabilidade	143
4.4.1. Moldagem dos corpos de prova	143
4.4.2. Saturação e medição do parâmetro “B”	145
4.4.3. Compressão hidrostática	152
4.4.4. Estabelecimento de fluxo para medição da vazão e cálculo do coeficiente de permeabilidade	159
5 Conclusões e sugestões para pesquisas futuras	174
5.1. Conclusões	174
5.2. Sugestões para pesquisas futuras	177
Referências Bibliográficas	179
Apêndice A Curvas granulométricas	183
Apêndice B Índices de vazios mínimo e intermediários	193
Apêndice C Índice de vazios máximo	217

Apêndice D Calibração dos instrumentos de medição do permeâmetro de parede flexível	225
D.1. Considerações gerais	225
D.2. Procedimentos das calibrações dos instrumentos de medição	226
D.2.1. Transdutores de pressão de água	226
D.2.2. Medidores de variação de volume	230
Apêndice E Curvas obtidas nos ensaios de permeabilidade	234
E.1. Corpo de prova 01 (CP-01)	234
E.2. Corpo de prova 02 (CP-02)	240
E.3. Corpo de prova 03 (CP-03)	246
E.4. Corpo de prova 04 (CP-04)	251

## Lista de Figuras

Figura 1 Modelo experimental de Darcy com um permeâmetro de carga constante.	35
Figura 2 Valores típicos de coeficiente de permeabilidade para diversos tipos de solo (Cedergren, 1967).	41
Figura 3 Faixas de valores típicos de coeficiente de permeabilidade para diversos tipos de solo (modificado de Lambe & Whitman, 1969)	42
Figura 4 Influência de diferentes tipos de cátions permutáveis no coeficiente de permeabilidade de solos argilosos (Lambe & Whitman, 1969).	43
Figura 5 Relação entre o índice de vazios e o coeficiente de permeabilidade de uma areia típica (Taylor, 1948).	44
Figura 6 Resultados dos experimentos relacionando a permeabilidade e o índice de vazios (Lambe & Whitman, 1969, p. 290).	45
Figura 7 Ilustração dos tipos de microestrutura em solos argilosos: (a) estrutura floculada; (b) estrutura dispersa (Lambe & Whitman, 1969).	47
Figura 8 Relação entre o o coeficiente de viscosidade dinâmica e da temperatura (Cedergren, 1967).	49
Figura 9 Relação entre o coeficiente de viscosidade dinâmica da água a uma temperatura $T$ ( $^{\circ}\text{C}$ ) e o coeficiente de viscosidade dinâmica da água a $20^{\circ}\text{C}$ em função da temperatura (Head, 1982).	50
Figura 10 Esquema simplificado do ensaio com permeâmetro de parede rígida sob carga hidráulica constante com fluxo ascendente.	52
Figura 11 Esquema simplificado do ensaio com permeâmetro de parede rígida sob carga hidráulica variável com fluxo descendente (Aguiar, 2019).	53
Figura 12 Permeâmetro de parede flexível (Adaptado de Daniel <i>et al.</i> , 1984).	55



Figura 13 Variação do valor de contrapressão a ser aplicada em função do grau de saturação inicial do corpo de prova e do grau de saturação final requerido (Sharma & Lewis, 1994 <i>apud</i> Dourado, 2003).	56
Figura 14 Relação entre parâmetro “B” de Skempton (1954) e a “classe” de rigidez dos solos para elevados graus de saturação (Black & Lee, 1973).	57
Figura 15 Ponto de coleta da amostra investigada nesta pesquisa.	68
Figura 16 Amostra colocada na estufa de temperatura média de 60°C.	69
Figura 17 Quarteamento da amostra.	70
Figura 18 Peneiramento sendo executado no agitador de peneiras.	71
Figura 19 Picnômetros em banho maria durante o processo de calibração.	73
Figura 20 Conjunto picnômetro + água + solo em banho maria (à esquerda) e a obtenção da massa desse conjunto à direita.	74
Figura 21 Ilustração do equipamento utilizado para a análise microscópica dos grãos.	75
Figura 22 Grau de arredondamento dos grãos (A - angular; B - subangular; C - subarredondado; E - bem arredondado) (Pettijohn, 1949 <i>apud</i> Lambe & Whitman, 1969).	76
Figura 23 Gráfico utilizado para determinação da esfericidade e arredondamento partículas de materiais granulares (Cho <i>et al.</i> , 2006).	77
Figura 24 Funil com o colarinho fabricado em laboratório.	79
Figura 25 Croqui do aparato usado para o método de pluviação sobre peneiras, de acordo com Miura & Toki (1982).	80
Figura 26 Ilustrações do aparato desenvolvido em laboratório para execução do método de pluviação sobre peneiras, de acordo com Miura & Toki (1982); pluviação sobre o cilindro de Proctor Normal (foto central) e pluviação sobre o cilindro em PVC (foto à direita).	81
Figura 27 Conjunto molde + amostra + sobrecarga durante a vibração no agitador de peneiras.	85
Figura 28 Conjunto molde + amostra + sobrecarga durante a vibração no agitador de peneiras.	86

Figura 29 Execução do método "A" da norma ASTM - D4254 - 16 com molde de 3234,82 cm <sup>3</sup> (à esquerda) e com o molde de 1000,08 cm <sup>3</sup> (à direita).	88
Figura 30 Execução do método "B" da norma ASTM - D4254 - 16: vista superior (à esquerda) e vista frontal (à direita).	89
Figura 31 Execução do método "C" da norma ASTM - D4254 - 16 com as provetas de 1000 cm <sup>3</sup> (C e D) e de 2000 cm <sup>3</sup> (A e B).	90
Figura 32 Esquema montado para obtenção do índice de vazios máximo por meio do método da queda livre proposto por Simões (2015).	91
Figura 33 Execução do método da queda livre proposto por Simões (2015).	92
Figura 34 Permeâmetro montado no LGMA da PUC-Rio.	94
Figura 35 Esquema do sistema usado para execução do ensaio de permeabilidade.	96
Figura 36 Verificação da estanqueidade da membrana de látex.	99
Figura 37 Tomada das medidas do dobro da espessura (2t) da membrana de látex.	100
Figura 38 Posicionamento dos <i>o'rings</i> no bipatido de apoio.	100
Figura 39 Etapas de montagem do molde tripartido com colarinho sobre o pedestal..	102
Figura 40 Tronco de cone de escape posicionado sobre o colarinho do molde tripartido.	103
Figura 41 Sistema utilizado para a pré-saturação do corpo de prova.	104
Figura 42 (A) Água surgindo no topo do colarinho; (B) Corpo de prova após a retirada do colarinho durante a pré-saturação; (C) Corpo de prova após ter sido arrasado junto ao topo do molde tripartido.	105
Figura 43 Sistema de fixação para posicionar o <i>top cap</i> no corpo de prova.	106
Figura 44 Seringa usada para aplicação da sucção no corpo de prova.	107
Figura 45 Corpo de prova moldado com a aplicação da sucção.	107
Figura 46 Paquímetro de profundidade fixado a um pórtico utilizado para determinar a altura do corpo de prova por comparação com a mesma	

medida tomada previamente em um cilindro de aço de altura conhecida.

108

Figura 47 Permeâmetro após o enchimento completo da câmara com água.

109

Figura 48 Esquema para cálculo das poropressões aplicadas no topo e na base do corpo de prova a partir das leituras dos transdutores de pressão.

113

Figura 49 Transferência dos grãos do corpo de prova aderidos à membrana de látex para o recipiente metálico com a utilização da bisnaga com água destilada.

118

Figura 50 Curvas granulométricas.

120

Figura 51 Curvas granulométricas obtidas nesta pesquisa e as obtidas por Ratton (1993) e Simões (2015).

120

Figura 52 Curva de calibração do picnômetro 1.

123

Figura 53 Curva granulométrica do picnômetro 2.

123

Figura 54 Curva granulométrica do picnômetro 3.

124

Figura 55 Curva granulométrica do picnômetro 4.

124

Figura 56 Curva granulométrica do picnômetro 5.

125

Figura 57 Imagem microscópica da amostra da Areia da Praia de Ipanema revelando a presença de conchas.

126

Figura 58 Imagem microscópica da amostra da Areia da Praia de Ipanema revelando a presença de biotita e conchas.

127

Figura 59 Imagem microscópica da amostra da Areia da Praia de Ipanema revelando a presença de feldspato e conchas.

127

Figura 60 Imagem microscópica da amostra da Areia da Praia de Ipanema relevando a presença de óxidos inclusos no quartzo e conchas.

128

Figura 61 Reação entre o ácido clorídrico (HCl) e a amostra da Areia da Praia de Ipanema.

128

Figura 62 Curvas de "índice de vazios em função da abertura do funil" para o molde cilindro Proctor Normal, nesta pesquisa e Simões (2015) e, o molde cilíndrico de PVC fabricado em laboratório.

131

Figura 63 Relação entre o parâmetro B e a contrapressão aplicada nos quatro corpos de prova ensaiados.

150

Figura 64 Curvas "parâmetro B <i>versus</i> grau de saturação ( $S_r$ ) estimado" dos quatro corpos de prova ensaiados.	152
Figura 65 Curvas "deformação específica volumétrica <i>versus</i> tensão efetiva" (escala aritmética) dos corpos de prova CP-01, CP-02, CP-03 e CP-04.	155
Figura 66 Curvas "índice de vazios <i>versus</i> tensão efetiva (escala aritmética)" dos corpos de prova CP-01 e CP-02.	155
Figura 67 Curvas "índice de vazios <i>versus</i> tensão efetiva (escala logarítmica)" dos corpos de prova CP-01 e CP-02.	156
Figura 68 Curvas "índice de vazios <i>versus</i> tensão efetiva (escala aritmética)" dos corpos de prova CP-03 e CP-04.	156
Figura 69 Curvas "índice de vazios <i>versus</i> tensão efetiva (escala logarítmica)" dos corpos de prova CP-03 e CP-04.	157
Figura 70 Variações típicas das leituras das poropressões na base e no topo de corpo de prova observadas durante as percolações.	161
Figura 71 Valores de $k_{20^{\circ}\text{C}}^{\text{méd}}$ em função dos índices de vazios dos corpos de prova.	168
Figura 72 Valores de $k_{20^{\circ}\text{C}}^{\text{méd}}$ medidos nas etapas de menor diferença entre $k_{\text{máx}}$ e $k_{\text{mín}}$ <i>versus</i> índice de vazios ( $e$ ) para os quatro corpos de prova.	170
Figura 73 Valores de $k_{20^{\circ}\text{C}}^{\text{méd}}$ medidos nas etapas de menor diferença entre $k_{\text{máx}}$ e $k_{\text{mín}}$ <i>versus</i> $e^3/(1+e)$ , sem forçar a reta interpolada a passar pela origem.	171
Figura 74 Valores de $k_{20^{\circ}\text{C}}^{\text{méd}}$ medidos nas etapas de menor diferença entre $k_{\text{máx}}$ e $k_{\text{mín}}$ <i>versus</i> $e^3/(1+e)$ , forçando a reta interpolada a passar pela origem.	172
Figura 75 Verificação experimental das relações entre o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) e índice de vazios ( $e$ ) em areias (Taylor, 1948, p. 115).	173
Figura A.1 Curva granulométrica referente ao solo do primeiro quadrante da amostra 01.	183
Figura A.2 Curva granulométrica referente ao solo do primeiro quadrante da amostra 02.	183

Figura A.3 Curva granulométrica referente ao solo do primeiro quadrante da amostra 03.	184
Figura A.4 Curva granulométrica referente ao solo do primeiro quadrante da amostra 04.	184
Figura A.5 Curva granulométrica referente ao solo do primeiro quadrante da amostra 05.	185
Figura A.6 Curva granulométrica referente ao solo do segundo quadrante da amostra 01.	185
Figura A.7 Curva granulométrica referente ao solo do segundo quadrante da amostra 02.	186
Figura A.8 Curva granulométrica referente ao solo do segundo quadrante da amostra 03.	186
Figura A.9 Curva granulométrica referente ao solo do segundo quadrante da amostra 04.	187
Figura A.10 Curva granulométrica referente ao solo do segundo quadrante da amostra 05.	187
Figura A.11 Curva granulométrica referente ao solo do terceiro quadrante da amostra 01.	188
Figura A.12 Curva granulométrica referente ao solo do terceiro quadrante da amostra 02.	188
Figura A.13 Curva granulométrica referente ao solo do terceiro quadrante da amostra 03.	189
Figura A.14 Curva granulométrica referente ao solo do terceiro quadrante da amostra de 04.	189
Figura A.15 Curva granulométrica referente ao solo do terceiro quadrante da amostra 05.	190
Figura A.16 Curva granulométrica referente ao solo do quarto quadrante da amostra 01.	190
Figura A.17 Curva granulométrica referente ao solo do quarto quadrante da amostra 02.	191
Figura A.18 Curva granulométrica referente ao solo do quarto quadrante da amostra 03.	191

Figura A.19 Curva granulométrica referente ao solo do quarto quadrante da amostra 04.	192
Figura A.20 Curva granulométrica referente ao solo do quarto quadrante da amostra 05.	192
Figura D.1 Equipamento <i>Budenberg</i> com manômetro digital <i>Zurich</i> utilizado na calibração dos transdutores de pressão de água.	227
Figura D.2 Curva de calibração do transdutor de pressão (T1).	229
Figura D.3 Curva de calibração do transdutor de pressão (T2).	229
Figura D.4 Curva de calibração do transdutor de pressão (T3).	230
Figura D.5 Medidor de variação de volume desmontado para manutenção.	231
Figura D.6 Bureta graduada utilizada para a calibração dos medidores de variação de volume.	232
Figura D.7 Curva de calibração do medidor de variação de volume (MVV1).	233
Figura D.8 Curva de calibração do medidor de variação de volume (MVV2).	233
Figura E.1 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0A do CP-01.	234
Figura E.2 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 0A do CP-01.	234
Figura E.3 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0B do CP-01.	235
Figura E.4 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 0B do CP-01.	235
Figura E.5 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1A do CP-01.	236
Figura E.6 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 1A do CP-01.	236
Figura E.7 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1C do CP-01.	236
Figura E.8 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 1C do CP-01.	237
Figura E.9 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 2B do CP-01.	237
Figura E.10 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 2B do CP-01.	238

Figura E.11 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3A do CP-01.	238
Figura E.12 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 3A do CP-01.	239
Figura E.13 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3D do CP-01.	239
Figura E.14 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 3D do CP-01.	239
Figura E.15 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0A do CP-02.	240
Figura E.16 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 0A do CP-02.	240
Figura E.17 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0B do CP-02.	241
Figura E.18 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 0B do CP-02.	241
Figura E.19 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1A do CP-02.	242
Figura E.20 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 1A do CP-02.	242
Figura E.21 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1B do CP-02.	242
Figura E.22 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 1B do CP-02.	243
Figura E.23 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 2B do CP-02.	243
Figura E.24 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 2B do CP-02.	244
Figura E.25 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3A do CP-02.	244
Figura E.26 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 3A do CP-02.	245
Figura E.27 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3D do CP-02.	245
Figura E.28 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 3D do CP-02.	245
Figura E.29 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0B do CP-03.	246
Figura E.30 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 0B do CP-03.	246
Figura E.31 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1A do CP-03.	247
Figura E.32 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 1C do CP-03.	247

Figura E.33 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1B do CP-03.	247
Figura E.34 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 1B do CP-03.	248
Figura E.35 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 2B do CP-03.	248
Figura E.36 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 2B do CP-03.	249
Figura E.37 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3A do CP-03.	249
Figura E.38 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 3A do CP-03.	250
Figura E.39 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3B do CP-03.	250
Figura E.40 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 3B do CP-03.	250
Figura E.41 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3D do CP-03.	251
Figura E.42 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 3D do CP-03.	251
Figura E.43 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0A do CP-04.	252
Figura E.44 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 0A do CP-04.	252
Figura E.45 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0B do CP-04.	252
Figura E.46 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 0B do CP-04.	253
Figura E.47 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1A do CP-04.	253
Figura E.48 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 1A do CP-04.	254
Figura E.49 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1B do CP-04.	254
Figura E.50 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 1C do CP-04.	254
Figura E.51 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1C do CP-04.	255
Figura E.52 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 1C do CP-04.	255
Figura E.53 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 2A do CP-04.	256
Figura E.54 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 2A do CP-04.	256



Figura E.55 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 2B do CP-04.	256
Figura E.56 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 2B do CP-04.	257
Figura E.57 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3A do CP-04.	257
Figura E.58 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 3A do CP-04.	258
Figura E.59 Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3D do CP-04.	258
Figura E.60 Curva $\Delta V \times \Delta t$ na percolação 3D do CP-04.	258

## Lista de Tabelas

Tabela 1 Influência da fração do material que passa na peneira nº 100 no coeficiente de permeabilidade de filtros de agregado lavado (modificado de Cedergren, 1967).	42
Tabela 2 Ordens de grandeza de valores de coeficiente de permeabilidade para diferentes tipos de solo (modificado de Whitlow, 1995).	62
Tabela 3 Classificação quanto ao grau de condutividade hidráulica em função da ordem de grandeza dos valores de coeficiente de permeabilidade (modificado de Mitchell & Soga, 2005).	62
Tabela 4 Alguns valores típicos de coeficiente de permeabilidade (modificado de Pinto, 2006).	63
Tabela 5 Valores típicos de coeficiente de permeabilidade (Das, 2007).	63
Tabela 6 Índices de vazios máximo e mínimo à jusante e à montante do Rio Mondengo (adaptado de Araújo Santos, 2016).	66
Tabela 7 Resultados obtidos com a aplicação de formulações semiempíricas à Areia de Coimbra, Portugal (modificado de Araújo Santos, 2016).	67
Tabela 8 Razões entre diâmetros das peneiras utilizadas na pluviação sobre D <sub>50</sub> e quantidades de peneiras adotadas por diferentes autores.	78
Tabela 9 Resultados dos cinco ensaios de picnômetro.	125
Tabela 10 Índice de vazios obtidos para diferentes diâmetros das aberturas dos funis utilizados na pluviação sobre peneiras, utilizando como molde o cilindro de Proctor Normal.	130
Tabela 11 Índices de vazios de acordo com o diâmetro de aberturas dos funis utilizados na pluviação sobre peneiras para o molde cilíndrico de PVC.	132
Tabela 12 Índices de vazios obtidos pelo método <i>Geolabs in-house</i> (modificado).	134
Tabela 13 Índice de vazios obtidos pelo método NGI.	135

Tabela 14 Resumo dos resultados para o índice de vazios mínimo.	136
Tabela 15 Índice de vazios obtidos pelo método A da norma ASTM-D4254-16.	137
Tabela 16 Índice de vazios obtido pelo método B da norma ASTM-D4254-16	138
Tabela 17 Índice de vazios obtidos pelo método C da norma ASTM-D4254-16.	140
Tabela 18 Índice de vazios obtidos pelo método queda livre idealizado por Simões (2015).	141
Tabela 19 Resumo dos resultados obtidos de índice de vazios máximo.	142
Tabela 20 Processos de moldagem dos corpos de prova dos ensaios de permeabilidade.	144
Tabela 21 Características iniciais dos corpos de prova.	144
Tabela 22 Classificação de areia em função da compacidade relativa (Lambe & Whitman, 1969).	145
Tabela 23 Resultados da medição do parâmetro "B" para o CP-01.	146
Tabela 24 Resultados do processo de saturação do CP-01.	147
Tabela 25 Resultados da medição do parâmetro "B" do CP-02.	147
Tabela 26 Resultados do processo de saturação do CP-02.	147
Tabela 27 Resultados da medição do parâmetro "B" do CP-03.	148
Tabela 28 Resultados do processo de saturação do CP-03.	148
Tabela 29 Resultados da medição do parâmetro "B" do CP-04.	148
Tabela 30 Resultados obtidos do processo de saturação do CP-04.	149
Tabela 31 Volumes totais de água que entraram nos corpos de prova ao longo do processo de saturação.	149
Tabela 32 Relação entre o grau de saturação ( $S_r$ ) estimado e o parâmetro B (Skempton, 1954) para o CP-01.	150
Tabela 33 Relação entre o grau de saturação ( $S_r$ ) estimado e o parâmetro B (Skempton, 1954) para o CP-02.	151
Tabela 34 Relação entre o grau de saturação ( $S_r$ ) estimado e o parâmetro B (Skempton, 1954) para o CP-03.	151
Tabela 35 Relação entre o grau de saturação ( $S_r$ ) estimado e o parâmetro B (Skempton, 1954) para o CP-04.	151

Tabela 36 Resultados obtidos das etapas de adensamento hidrostático do CP-01.	154
Tabela 37 Resultados obtidos das etapas de adensamento hidrostático do CP-02.	154
Tabela 38 Resultados obtidos das etapas de adensamento hidrostático do CP-03.	154
Tabela 39 Resultados obtidos das etapas de adensamento hidrostático do CP-04.	154
Tabela 40 Cálculo dos módulos de compressibilidade volumétrica (K) do CP-01.	158
Tabela 41 Cálculo dos módulos de compressibilidade volumétrica (K) do CP-02.	158
Tabela 42 Cálculo dos módulos de compressibilidade volumétrica (K) do CP-03.	158
Tabela 43 Cálculo dos módulos de compressibilidade volumétrica (K) do CP-04.	158
Tabela 44 Resultados obtidos nas percolações consideradas válidas para o cálculo dos valores de coeficiente de permeabilidade do CP-01.	163
Tabela 45 Resultados obtidos nas percolações consideradas válidas para o cálculo dos valores de coeficiente de permeabilidade do CP-02.	164
Tabela 46 Resultados obtidos nas percolações consideradas válidas para o cálculo dos valores de coeficiente de permeabilidade do CP-03.	165
Tabela 47 Resultados obtidos nas percolações consideradas válidas para o cálculo dos valores de coeficiente de permeabilidade do CP-04.	166
Tabela 48 Resumo dos valores de $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$ medidos.	167
Tabela 49 Valores de $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$ medidos nas etapas de menor diferença entre $k_{\text{máx}}$ e $k_{\text{mín}}$ nos quatro corpos de prova.	169
Tabela B.1 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 5 mm, com o cilindro de Proctor Normal.	193
Tabela B.2 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 10 mm, com o cilindro Proctor Normal.	194
Tabela B.3 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 20 mm, com o cilindro de Proctor Normal.	195

Tabela B.4 Valores de índices de vazios (e) pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 30 mm, com o cilindro Proctor Normal.	196
Tabela B.5 Valores de índices de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 40 mm, com o cilindro Proctor Normal.	197
Tabela B.6 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 50 mm, com o cilindro Proctor Normal.	198
Tabela B.7 Valores de índices de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 60 mm, com o cilindro Proctor Normal.	199
Tabela B.8 Valores de índices de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 70 mm, com o cilindro Proctor Normal.	200
Tabela B.9 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 80 mm, com o cilindro Proctor Normal.	201
Tabela B.10 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 90 mm, com o cilindro Proctor Normal.	202
Tabela B.11 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 100 mm, com o cilindro Proctor Normal.	203
Tabela B.12 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 10 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com $h = 108,30$ mm, $d = 38,30$ mm e $V = 125$ cm <sup>3</sup> .	204
Tabela B.13 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 20 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com $h = 108,30$ mm, $d = 38,30$ mm e $V = 125$ cm <sup>3</sup> .	205
Tabela B.14 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 30 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com $h = 108,30$ mm, $d = 38,30$ mm e $V = 125$ cm <sup>3</sup> .	206
Tabela B.15 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 40 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com $h = 108,30$ mm, $d = 38,30$ mm e $V = 125$ cm <sup>3</sup> .	207

Tabela B.16 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 50 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com $h = 108,30$ mm, $d = 38,30$ mm e $V = 125$ cm <sup>3</sup> .	208
Tabela B.17 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 60 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com $h = 108,30$ mm, $d = 38,30$ mm e $V = 125$ cm <sup>3</sup> .	209
Tabela B.18 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 70 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com $h = 108,30$ mm, $d = 38,30$ mm e $V = 125$ cm <sup>3</sup> .	210
Tabela B.19 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 80 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com $h = 108,30$ mm, $d = 38,30$ mm e $V = 125$ cm <sup>3</sup> .	211
Tabela B.20 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 90 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com $h = 108,30$ mm, $d = 38,30$ mm e $V = 125$ cm <sup>3</sup> .	212
Tabela B.21 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 100 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com $h = 108,30$ mm, $d = 38,30$ mm e $V = 125$ cm <sup>3</sup> .	213
Tabela B.22 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método Geolabs, com o funil de 5 mm, com o uso do cilindro Proctor Normal.	214
Tabela B.23 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método Geolabs, com o funil de 10 mm, com o uso do cilindro Proctor Normal.	215
Tabela B.24 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método NGI com o uso do cilindro Proctor Normal.	216
Tabela C.1 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método A da norma ASTM D-4254-16, com o uso do cilindro Proctor Normal.	217
Tabela C.2 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método A da norma ASTM D-4254-16, com o uso do molde de 3235 cm <sup>3</sup> .	218
Tabela C.3 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método B da norma ASTM-D4254-16.	219
Tabela C.4 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método C da norma ASTM-D4254-16, com o uso da proveta de 1000 ml.	220

Tabela C.5 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método C da norma ASTM-D4254-16, com o uso da proveta de 2000 ml. 221

Tabela C.6 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método da queda livre (Simões, 2015), com o uso do funil de abertura de diâmetro de 80 mm. 222

Tabela C.7 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método da queda livre (Simões, 2015), com o uso do funil de abertura de diâmetro de 90 mm. 223

Tabela C.8 Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método da queda livre (Simões, 2015), com o uso do funil de abertura de diâmetro de 100 mm. 224

Tabela D.1 Características e funções dos instrumentos de medição utilizados no permeâmetro de parede flexível. 226

# 1

## Introdução

### 1.1.

#### Considerações iniciais

Grande parte dos depósitos de solos naturais possuem seus vazios parcialmente ou totalmente preenchidos por água e muitas das propriedades mecânicas dos solos dependem da quantidade de água presente em seus vazios. Ademais, o estado de tensões efetivas em um elemento de uma massa de solo, que é o que de fato governa o comportamento mecânico, depende da pressão da água que preenche os vazios do solo. Para isso, basta lembrar que, de acordo com o Princípio das Tensões Efetivas (Terzaghi, 1936), a tensão normal efetiva que atua em um dado elemento de uma massa de solo segundo um dado plano é igual a tensão normal total subtraída da pressão da água nos vazios deste elemento, denominada de poropressão. Por estas razões, o papel desempenhado pela água que preenche os vazios do solo é fundamental para o estudo da mecânica dos solos e, por extensão, para a engenharia geotécnica.

Quando dois “pontos” (ou elementos) no interior de uma massa de solo são submetidos a diferentes valores de carga hidráulica total (energia por unidade de peso do fluido percolante), um fluxo de água é estabelecido entre esses dois “pontos”. O fluxo de água no interior de uma massa de solo é chamado de percolação e a facilidade com que a água percola na massa de solo é refletida por um parâmetro denominado de coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica. É por esta razão, que o conhecimento do coeficiente de permeabilidade é de suma importância para o estudo da percolação da água no interior de uma massa de solo. Por sua vez, o estudo da percolação aplica-se à engenharia geotécnica pelo fato de intervir em um grande número de problemas práticos, como por exemplo: (a) no dimensionamento de um sistema de rebaixamento de lençol freático para execução de fundações superficiais; (b) nos cálculos da vazão e do gradiente de saída de um fluxo estabelecido debaixo de uma cortina de estacas prancha para conter uma escavação ou no subsolo de fundação debaixo de uma barragem de terra ou de concreto; (c) na especificação e dimensionamento de um sistema de drenagem interna (filtros) do maciço de uma



barragem de terra; (d) na análise de estabilidade de taludes naturais, de muros de arrimo e de barragens de terra; entre inúmeros outros casos.

A determinação do coeficiente de permeabilidade pode ser realizada no laboratório ou no campo. No laboratório, este parâmetro pode ser determinado através de métodos diretos, utilizando permeâmetros de diferentes tipos sob carga hidráulica constante ou variável, métodos indiretos, mediante o ensaio de adensamento oedométrico e através de correlações empíricas com parâmetros de caracterização. No campo, o coeficiente de permeabilidade pode ser obtido em ensaios de bombeamento e ensaios de infiltração. Vale destacar que os ensaios de laboratório são mais acurados, uma vez que as condições de contorno são muito bem controladas, ao passo que os ensaios de campo são mais representativos dos solos nas condições *in situ*.

O coeficiente de permeabilidade não é uma propriedade fundamental do solo, mas depende de uma série de fatores, a saber: granulometria, formato e textura das partículas, composição mineralógica das partículas, índice de vazios, estrutura do esqueleto sólido ("*fabric*"), grau de saturação, natureza do fluido percolante, tipo de fluxo e temperatura.

Uma expressão que reflete a influência do fluido percolante juntamente com as características do solo no coeficiente de permeabilidade foi desenvolvida por Taylor (1948) com base na Lei de Poiseuille. De acordo com a expressão de Taylor (1948), o coeficiente de permeabilidade em solos é afetado pelo peso específico e pelo coeficiente de viscosidade do fluido percolante. No que tange ao solo, o coeficiente de permeabilidade é afetado pelo tamanho das partículas (granulometria), índice de vazios e por um coeficiente de forma, o qual traduz a "geometria" ou formato da seção transversal dos canalículos formados pelos vazios por onde o fluxo ocorre.

## 1.2.

### Motivação da Pesquisa

Dentro deste contexto, o autor sentiu-se motivado a verificar a aplicabilidade da expressão proposta por Taylor (1948) em uma areia do litoral do Rio de Janeiro. Mais especificamente, verificar a aplicabilidade da relação entre o coeficiente de permeabilidade e o índice de vazios segundo a referida expressão.

Dentre as diferentes variáveis que afetam o coeficiente de permeabilidade do solo segundo a expressão proposta por Taylor (1948), indubitavelmente a mais difícil de ser obtida é o coeficiente de forma do solo. Segundo o referido autor,

esta é a única variável da expressão que não pode ser obtida por vias teóricas, mas por experiência. De acordo com a dedução apresentada por Taylor (1948), esta variável está relacionada com a forma geométrica da área de vazios da seção de solo transversal ao fluxo. Sendo assim, o coeficiente de forma deve estar relacionado à forma das partículas, ao arranjo estrutural das partículas e, eventualmente, pode variar com a variação do índice de vazios. Assim, o autor sentiu-se motivado em investigar o coeficiente de forma da expressão proposta por Taylor (1948), relacionando-o com as características do material.

Obviamente, para as investigações pretendidas, é necessário que o material estudado seja muito bem caracterizado. Por esta razão, o material escolhido é a Areia da Praia de Ipanema, que teve sua caracterização geotécnica recentemente realizada por Simões (2015).

Ademais, entende-se que há uma carência de dados de propriedades geotécnicas determinadas em areias naturais do território nacional. Em geral, as aulas de mecânica dos solos em nosso país são ilustradas por propriedades geotécnicas de areias que constam na bibliografia internacional. Assim, uma outra motivação da presente pesquisa é contribuir para um programa de pesquisa mais amplo recentemente iniciado em parcerias com outras Universidades do Estado do Rio de Janeiro, com a finalidade de obter as propriedades geotécnicas (caracterização completa, coeficiente de permeabilidade, resistência ao cisalhamento, dentre outros) de areias de diferentes praias do litoral do estado do Rio de Janeiro.

### 1.3.

#### Objetivos

Diante do exposto acima, são elencados os seguintes objetivos do presente trabalho:

(a) Comparar os ensaios de caracterização completa realizados em uma amostra da Areia da Praia de Ipanema, RJ, neste trabalho com aqueles obtidos por Ratton (1993) e Simões (2015);

(b) Comparar os valores de índices de vazios mínimo, intermediários e máximo obtidos por diferentes métodos disponíveis na literatura, comparando também com os valores obtidos por Simões (2015).

(c) Verificar se a expressão proposta por Taylor (1948) que relaciona o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) e  $\frac{e^3}{1+e}$  por uma reta que passa pela origem é aplicável à Areia da Praia de Ipanema, mediante a realização de ensaios de

permeabilidade em laboratório em corpos de prova preparados com diferentes índices de vazios.

#### **1.4.**

#### **Organização do trabalho**

Este trabalho está organizado em cinco capítulos. No capítulo 1 é realizada uma breve introdução dos assuntos abordados na pesquisa, além de apresentar a motivação e os objetivos do trabalho.

No capítulo 2 é feita uma breve revisão dos conceitos teóricos mais importantes para a compreensão das investigações realizadas no trabalho.

O capítulo 3 discorre sobre o material utilizado na pesquisa, a Areia da Praia de Ipanema, RJ, bem como sobre as metodologias empregadas nos ensaios laboratoriais realizados neste material. Os métodos foram divididos em: preparação das amostras e processo de quarteamento, ensaios de caracterização, ensaios de índice de vazios máximo, mínimo e intermediários e ensaios de permeabilidade.

No capítulo 4 são apresentados e analisados os resultados obtidos dos ensaios de laboratório, ao passo que, no capítulo 5, são apresentadas as conclusões obtidas e algumas sugestões para pesquisas futuras.

## 2

## Revisão Bibliográfica

### 2.1.

### Escoamento de água em meios porosos

#### 2.1.1.

#### Considerações iniciais

Na mecânica dos solos é de suma importância o estudo do fluxo de água no solo. O solo possui vazios interconectados pelos quais a água pode fluir de pontos de maior carga hidráulica para os pontos de menor carga hidráulica (Das, 2007).

Em função da mineralogia e da elevada superfície específica dos grãos que formam os solos ditos plásticos, atuam, no entorno dos grãos, forças de superfície de grande intensidade. Por esta razão, nesses solos, existe uma camada de água adsorvida altamente viscosa em volta das partículas e que pode estar sujeita a pressões elevadas, devido às forças de atração eletroquímicas. Em função disso, muito próximo à superfície da partícula, essa água pode estar numa forma mais sólida, mesmo estando em temperatura ambiente. Conforme vai aumentando a distância em relação à superfície da partícula, a água tende a ser menos viscosa, devido ao decréscimo das forças de atração. A partir de uma determinada distância em relação à superfície do grão, a água encontra-se livre, podendo fluir livremente entre os grãos do solo (Pinto, 2006).

Já em solos de granulometria mais grossa, as forças de superfície são inexpressivas e, praticamente, toda a água que preenche os vazios encontra-se livre, podendo fluir pelos vazios interconectados do solo (Fernandes, 2017).

O fluxo de água no interior de uma massa de solo é denominado percolação e a facilidade com que a água percola na massa de solo é refletida por um parâmetro denominado de coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica ( $k$ ).

Segundo Poehls & Smith (2009), o coeficiente de permeabilidade pode ser entendido como uma medida da resistência à percolação de um fluido pelos vazios interconectados de um meio poroso. O seu significado físico é interpretado como

a vazão do fluido que percola em uma seção transversal de um meio poroso, por unidade de área desta seção, devido a um gradiente hidráulico unitário (Delleur, 1999).

### 2.1.2.

#### Leis e teoremas que regem o escoamento de água nos solos

O estudo do escoamento de fluidos pelos vazios de um solo baseia-se no teorema de Bernoulli e na lei de Darcy.

### 2.1.2.1.

#### Teorema de Bernoulli

O teorema de Bernoulli é uma tradução do princípio da conservação de energia para o caso de fluidos. O teorema decorre da aplicação da equação de Euler aos fluidos sujeitos à ação da gravidade (líquidos), em movimento permanente. O teorema estabelece que, ao longo de qualquer linha de corrente de um fluido ideal (sem viscosidade e incompressível) submetido a um escoamento laminar contínuo e permanente em um conduto fechado, a energia permanece constante. Entende-se por linhas de corrente, as linhas orientadas segundo a velocidade do líquido e que possuem a propriedade de não serem atravessadas por partículas do fluido (*apud Netto et al.*, 1998).

A energia em um ponto do fluido em movimento é a soma das seguintes parcelas: energia cinética, energia potencial gravitacional e energia de pressão. Definindo carga hidráulica como energia por unidade de peso do fluido, o teorema de Bernoulli passa a ser escrito em termos de carga hidráulica ( $h$ ) cuja dimensão é comprimento ( $L$ ). Assim tem-se que:

$$h = h_e + h_p + h_c \quad (1)$$

onde:

$h$ : carga hidráulica total,

$h_e$ : carga hidráulica altimétrica ou de posição ou de elevação,

$h_p$ : carga hidráulica de pressão ou piezométrica,

$h_c$ : carga hidráulica cinética ou de velocidade,

sendo que:

$$h_e = z \quad (2)$$

$$h_p = \frac{p}{\gamma} \quad (3)$$

$$h_c = \frac{v^2}{2g} \quad (4)$$

onde,

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

p: pressão (relativa) do fluido no ponto considerado;

$\gamma$ : peso específico do fluido;

v: velocidade do fluido no ponto considerado;

g: aceleração da gravidade.

Assim, a equação de Bernoulli pode ser escrita como:

$$h = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (5)$$

Vale dizer que, se for admitido que ao longo de uma linha de corrente de um fluido em escoamento contínuo e permanente num conduto fechado, a carga hidráulica total é constante ( $h = cte$ ), por desconsiderar a influência da viscosidade do fluido, o teorema acaba por desprezar a perda de carga hidráulica (energia) que ocorre por “atrito” entre o fluido e as paredes do conduto e também entre as linhas de corrente ou “lâminas de fluxo” que, por menor que seja, existe na prática. Tal energia se dissipa sob a forma de calor.

Admitido então a perda de carga hidráulica entre dois pontos de uma linha de corrente, o teorema de Bernoulli passa a ser escrito como (*apud Netto et al., 1998*): “*Para um escoamento contínuo e permanente, a carga total em qualquer ponto de uma linha de corrente é igual à carga total em qualquer ponto a jusante da mesma linha de corrente mais a perda de carga entre os dois pontos*”.

No caso de escoamento em solos, as perdas de energia (ou de carga hidráulica) devido à resistência viscosa ao movimento do fluido por entre as partículas do solo é significativa e, portanto, não pode ser desprezada. Ou seja, se existe escoamento no interior de uma massa de solo, há perda de carga hidráulica. Em outras palavras, só há fluxo entre dois pontos no interior de uma massa de solo, se existir diferença de carga hidráulica total entre os dois pontos.

Ou ainda, para impor um fluxo no interior de uma massa de solo, é necessário impor uma diferença de carga hidráulica entre a entrada e a saída do fluxo.

No caso do escoamento em solos, sabe-se ainda que a velocidade de percolação é tão baixa que faz com que a parcela cinética da equação de Bernoulli seja desprezível quando comparada com as parcelas de elevação e de pressão e, por esta razão, a parcela cinética é desconsiderada. Sabendo-se também que a pressão (relativa) de água que preenche os vazios do solo é denominada de poropressão ( $u$ ), no caso de um fluxo de água, com peso específico ( $\gamma_w$ ), no interior de uma massa de solo, a equação de Bernoulli é escrita como:

$$h = z + \frac{p}{\gamma} \quad (6)$$

### 2.1.2.2.

#### Lei de Darcy

Darcy (1856) investigou as variáveis que influenciam a vazão de percolação de água em solos saturados por meio de ensaios executados em filtros de areia. A Lei de Darcy foi inicialmente comprovada nas hipóteses de um escoamento permanente com fluxo de água laminar em um meio poroso, saturado e homogêneo. Essa lei tornou-se fundamental para o entendimento do fluxo de água em solos saturados. Uma ilustração do modelo experimental realizado por Darcy é apresentada na Figura 1.

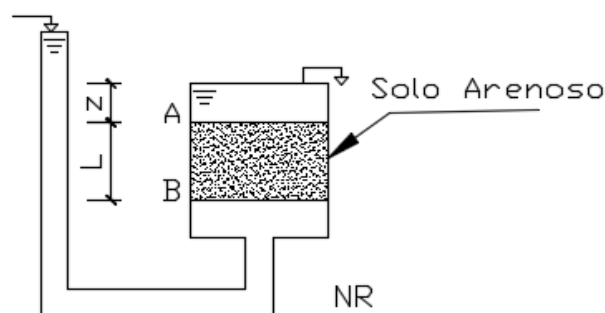


Figura 1 – Modelo experimental de Darcy com um permeâmetro de carga constante.

A Lei de Darcy enuncia que a vazão do fluxo que percola por uma amostra de solo é diretamente proporcional à área ( $A$ ) da seção transversal ao fluxo da amostra e à diferença de carga hidráulica total entre dois pontos ( $\Delta h_{BA}$ ) de entrada e saída da amostra, e inversamente proporcional ao comprimento ( $L$ ) da amostra

na direção do fluxo. Assim sendo, adicionando uma constante de proporcionalidade, que vem a ser o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ), a Lei de Darcy pode ser escrita como:

$$Q = k \frac{\Delta h_{BA}}{L} A \quad (7)$$

O gradiente hidráulico ( $i$ ) é definido como a perda de carga hidráulica total entre dois pontos da amostra dividido pela distância entre eles, portanto, uma grandeza adimensional. Na Figura 1, o gradiente hidráulico entre os pontos A e B é expresso pela seguinte equação:

$$i = \frac{h_B - h_A}{L} = \frac{\Delta h_{BA}}{L} \quad (8)$$

onde,

$i$ : gradiente hidráulico;

$h_B$ : carga hidráulica no ponto B;

$h_A$ : carga hidráulica no ponto A;

$L$ : distância entre as cargas hidráulicas totais entre os pontos A e B.

Tendo conhecimento do gradiente hidráulico ( $i$ ), a lei de Darcy pode ser reescrita como:

$$Q = k i A \quad (9)$$

onde,

$Q$ : vazão que percola pela amostra de solo;

$k$ : coeficiente de permeabilidade;

$i$ : gradiente hidráulico;

$A$ : área da seção transversal total da amostra.

A velocidade considerada na Lei de Darcy é chamada de velocidade de descarga ( $v_d$ ) ou velocidade de percolação ou ainda velocidade superficial, ver Taylor (1948), Lambe & Whitman (1969) e Pinto (2006). Esta velocidade é definida como a razão entre a vazão ( $Q$ ) e a área da seção transversal total ( $A$ ) da amostra de solo e, portanto:



$$v_d = \frac{Q}{A} \quad (10)$$

Assim, a Lei de Darcy também pode ser escrita como:

$$v_d = k i \quad (11)$$

Segundo Taylor (1948), a melhor definição para o coeficiente de permeabilidade conforme utilizado em mecânica dos solos, que é baseada na Lei de Darcy, seria: constante de proporcionalidade entre a velocidade superficial ou velocidade de descarga ( $v_d$ ) e o gradiente hidráulico ( $i$ ).

Entretanto, obviamente a água não percola pela área total ( $A$ ) de amostra de solo, mas somente pela área de vazios ( $A_v$ ). Assim, a velocidade efetiva ou velocidade real média ( $v_r$ ) é maior que a velocidade de descarga ( $v_d$ ) e pode ser calculada como:

$$v_r A_v = v_d A \quad (12)$$

$$v_r = v_d \frac{A}{A_v} \quad (13)$$

Assumindo que a razão entre a área de vazios ( $A_v$ ) e a área total ( $A$ ) da amostra de solo é igual a razão entre o seu volume de vazios ( $V_v$ ) e o seu volume total ( $V$ ), o que é razoável se for admitido que o solo é homogêneo e os vazios estão distribuídos de forma uniforme ao longo do corpo de prova ( $L$ ), tem-se que:

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{A_v \cdot L}{A \cdot L} = \frac{A_v}{A} \quad (14)$$

Onde “ $n$ ” é a porosidade do solo, definida como a razão entre o volume de vazios ( $V_v$ ) e o volume total ( $V$ ).

É importante chamar atenção ainda para a relação existente entre a validação da Lei de Darcy e o regime de escoamento de um fluido no interior de uma massa de solo, podendo este ser laminar ou turbulento. No regime laminar, as trajetórias das partículas de água em movimento são bem definidas e não se cruzam. O regime laminar ocorre para velocidades mais baixas. O regime turbulento caracteriza-se pelo movimento desordenado das partículas e ocorre para velocidades mais altas.

A Lei de Darcy estabelece que a velocidade de descarga ( $v_d$ ) de fluxo no interior de uma massa de solo é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico (i), ou seja:

$$v_d = k i \quad (15)$$

onde,

k: é o coeficiente de permeabilidade do solo.

Entretanto, tal relação só é válida enquanto o regime do fluxo for laminar, fazendo com que a Lei de Darcy seja válida somente para este regime.

O pesquisador Osborne Reynolds investigou a relação entre as velocidades de fluxos e os gradientes hidráulicos por meio da injeção de corantes em líquidos percolando em tubos de seção circular de diversos diâmetros (sem solo) (*apud Netto et al.*, 1998). Reynolds identificou uma velocidade crítica abaixo da qual o regime do fluxo deixa de ser turbulento e passa a ser laminar, ocorrendo uma relação linear entre o gradiente hidráulico e a velocidade do fluxo no tubo. Acima da velocidade crítica, o regime do fluxo é turbulento e tal relação não é linear. Esse pesquisador observou ainda que, a velocidade crítica é inversamente proporcional ao diâmetro do tubo, fornecendo a seguinte expressão para esta validação:

$$R_e = \frac{v D \gamma}{\mu g} \quad (16)$$

onde,

$R_e$ : número de Reynolds, grandeza adimensional;

v: velocidade do fluxo no tubo;

D: diâmetro do tubo;

$\gamma$ : peso específico do líquido que escoar no tubo;

$\mu$ : coeficiente de viscosidade dinâmica do líquido;

g: aceleração da gravidade.

A velocidade crítica ( $v_c$ ) ocorre para um número de Reynolds ( $R_e$ ) igual a 2000 (Taylor, 1948). Quando o número de Reynolds é inferior a 2000, a velocidade do fluxo é inferior à velocidade crítica e o regime do fluxo é laminar. Quando o número de Reynolds é superior a 2000, a velocidade do fluxo é superior à velocidade crítica e o regime do fluxo é turbulento, isto é:

$$\frac{v_c D \gamma}{\mu g} = 2000 \quad (17)$$

Segundo Taylor (1948), um critério similar ao de Reynolds, porém aplicados a solos percolado por água foi proposto por Fancher *et al.* (1933), com base na própria expressão de Reynolds, para avaliação do regime de escoamento (laminar ou turbulento) e, conseqüentemente, para a avaliação da validade da Lei de Darcy. De acordo com Fancher *et al.* (1933), o regime de escoamento em solos é laminar e a Lei de Darcy é válida quando:

$$\frac{v_d D_a \gamma}{\mu g} \leq 1 \quad (18)$$

onde,

$v_d$ : velocidade de descarga;

$D_a$ : diâmetro de uma esfera equivalente aos grãos;

$\gamma$ : peso específico do líquido percolante;

$\mu$ : coeficiente de viscosidade dinâmica do líquido percolante;

$g$ : aceleração da gravidade.

Taylor (1948) destaca que a expressão proposta por Fancher *et al.* (1933) é aproximada e conservadora.

Head (1982) e Das (2007) relatam que as hipóteses da Lei de Darcy eram válidas para solos que possuem granulometria fina, como siltes, argilas e areias finas a média.

## 2.2.

### Fatores que afetam o coeficiente de permeabilidade de um solo

Segundo Head (1982), o coeficiente de permeabilidade é afetado pelos seguintes fatores: distribuição dos tamanhos das partículas do solo (granulometria), forma e textura das partículas, composição mineralógica, índice de vazios, grau de saturação, estrutura do solo (*"fabric"*), natureza do fluido percolante, tipo do fluxo e temperatura. Esses fatores são brevemente discutidos a seguir.

### 2.2.1.

#### Granulometria

A Lei de Poiseuille (ver Equação 19) estabelece as relações entre as variáveis que governam o fluxo de fluidos incompressíveis newtonianos em tubos de seção circular uniforme de pequeno diâmetro. Segundo essa Lei, em um escoamento de um dado fluido em um dado tubo, ambos com as mesmas características apontadas acima, a velocidade média do fluxo é diretamente proporcional ao gradiente estabelecido nas extremidades do tubo e ao quadrado do diâmetro da seção do tubo (Taylor, 1948).

$$\bar{v} = \frac{\gamma \, i \, R^2}{8\mu} \quad (19)$$

onde,

$\bar{v}$ : velocidade média do fluxo;

$\gamma$ : peso específico do fluido;

$i$ : gradiente;

$R$ : raio do tubo onde se dá o escoamento;

$\mu$ : coeficiente de viscosidade do fluido.

Segundo Taylor (1948), baseando-se na Lei de Poiseuille é razoável esperar que, para um dado gradiente hidráulico, a velocidade de descarga ( $v_d$ ) e, conseqüentemente, o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) de um solo sejam diretamente proporcionais ao quadrado da dimensão média dos poros. Como o tamanho dos poros de um solo está diretamente relacionado com o tamanho dos grãos, pode-se presumir que o coeficiente de permeabilidade seja diretamente proporcional ao quadrado do tamanho dos grãos.

Assim, o coeficiente de permeabilidade de um solo é influenciado pela sua granulometria e, em especial, pela parcela de finos do material, uma vez que os grãos menores ocupam os espaços entre os grãos maiores. Quanto menor o tamanho das partículas, menores são os vazios entre elas. Hazen (1911) propôs que o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) de filtros de areia poderia ser grosseiramente estimado a partir do diâmetro efetivo do solo ( $D_{10}$ ) por meio da seguinte expressão (ver Taylor, 1948):

$$k = 100D_{10}^2 \quad (20)$$

onde:

k: coeficiente de permeabilidade em centímetros por segundo (cm/s);

$D_{10}$ : diâmetro efetivo do solo, em centímetros (cm).

Lambe & Whitman (1969) ressaltam que a relação acima é bem mais razoável em siltes e areias do que em argilas, já que aqueles são formados por partículas cujas três dimensões são muito próximas, além de possuírem extremos de estruturas (“*fabric*”) mais próximos. Nas Figura 2 e Figura 3 são apresentados valores de coeficientes de permeabilidade típicos de vários solos e agregados de diferentes tamanhos propostos por Cedergrén (1967) e Lambe & Whitman (1969), respectivamente. Embora os referidos autores não mencionem o fluido percolante associados a estes valores de coeficiente de permeabilidade, presume-se que se trate de água à 20 °C.

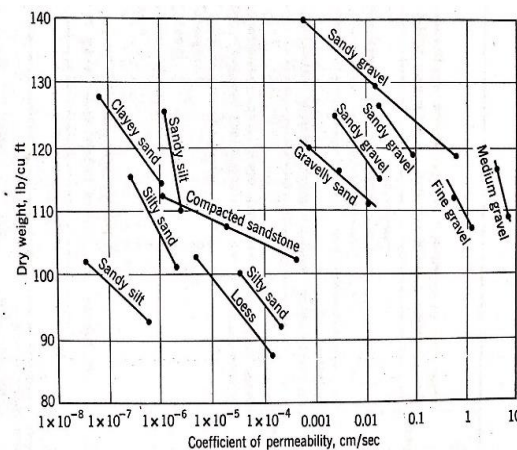


Figura 2 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade para diversos tipos de solo (Cedergrén, 1967).

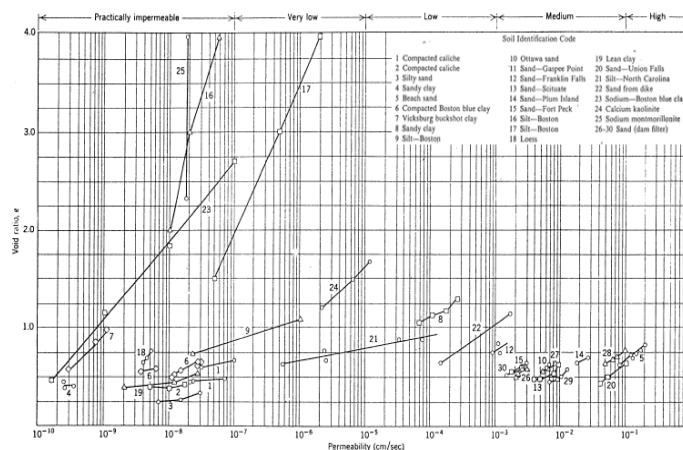


Figura 3 – Faixas de valores típicos de coeficiente de permeabilidade para diversos tipos de solo (modificado de Lambe & Whitman, 1969).

De acordo com Cedergrén (1967), o coeficiente de permeabilidade dos solos varia, de forma significativa, com o tamanho dos grãos, além de ser muito sensível à quantidade, distribuição e característica das frações mais finas do material. Por meio da Tabela 1, nota-se a influência dos finos que passam na peneira n° 100 (abertura de malha igual a 0,150 mm) no coeficiente de permeabilidade de um filtro produzido com agregado lavado. Observa-se que um leve aumento na porcentagem de finos, resulta numa elevada redução na permeabilidade do material.

Tabela 1 - Influência da fração do material que passa na peneira n° 100 no coeficiente de permeabilidade de filtros de agregado lavado (modificado de Cedergrén, 1967).

Porcentagem que passa na peneira n° 100	Coeficiente de permeabilidade (cm/s)
0	3,04x10 <sup>-2</sup> a 1,14x10 <sup>-1</sup>
2	3,80x10 <sup>-3</sup> a 3,80x10 <sup>-2</sup>
4	7,59x10 <sup>-4</sup> a 1,90x10 <sup>-2</sup>
6	1,90x10 <sup>-4</sup> a 7,59x10 <sup>-3</sup>
7	7,59x10 <sup>-5</sup> a 1,14x10 <sup>-3</sup>

Cedergrén (1967) ressalta ainda que o coeficiente de permeabilidade de um solo deve ser obtido por ensaios, e não por meio de propriedades, como o tamanho dos grãos. O tipo de solo e os tamanhos dos grãos são muito importantes e úteis, porém, para indicação apenas de uma faixa aproximada de valores de coeficiente de permeabilidade esperados.

### 2.2.2.

#### Composição mineralógica dos grãos

Segundo Head (1982), a composição mineralógica dos grãos é um fator importante que afeta o coeficiente de permeabilidade de solos de granulometria mais fina, os chamados solos plásticos. Isto se deve ao fato de diferentes tipos de mineral poderem levar a diferentes espessuras de camada de água adsorvida no entorno das partículas e, assim, modificar o tamanho efetivo dos poros. Por esta razão, o tipo de argilomineral afeta o coeficiente de permeabilidade de solos argilosos em maior proporção do que o tamanho dos grãos. Por outro lado, a composição mineralógica exerce, em geral, pouca influência sobre o coeficiente de permeabilidade de siltes, areias e pedregulhos (Lambe & Whitman, 1969).

Lambe & Whitman (1969) relatam que o valor do coeficiente de permeabilidade pode ter grande variação conforme a composição mineralógica de um solo argiloso, sendo, a capacidade de troca catiônica do argilomineral, um fator de extrema importância. Na Figura 4, observa-se a influência de cátions de sódio permutáveis no coeficiente de permeabilidade da montmorilonita, transformando-se num material menos permeável, com um coeficiente de permeabilidade menor que  $10^{-7}$  cm/s, mesmo possuindo um índice de vazios maior que 15. Comparando-se também, a influência do tipo de cátion permutável no coeficiente de permeabilidade da montmorilonita e da caulinita, observa-se que, quanto menor a capacidade de troca catiônica do argilomineral, sendo caulinita menor que a montmorilonita, menor é a ação dos cátions permutáveis no coeficiente de permeabilidade do solo.

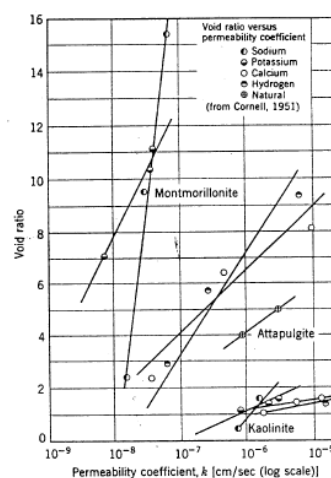


Figura 4 – Influência de diferentes tipos de cátions permutáveis no coeficiente de permeabilidade de solos argilosos (Lambe & Whitman, 1969).

### 2.2.3.

#### Índice de vazios

Como o fluxo de água ocorre pelos vazios do solo, tem-se que, para um dado solo percolado por um dado fluido, quanto maior o índice de vazios ( $e$ ), ou a porosidade ( $n$ ) do solo, maior o coeficiente de permeabilidade (Head, 1982).

Taylor (1948) propõe uma formulação para a estimativa do coeficiente de permeabilidade com base em algumas características do solo e do fluido percolante, indicada para solos arenosos. Esta formulação é apresentada e discutida adiante nesta dissertação. Com base na formulação de Taylor (1948), o coeficiente de permeabilidade é diretamente proporcional à relação  $e^3/(1+e)$ , onde “ $e$ ” é o índice de vazios do solo. Assim, para um dado solo percolado por um dado fluido percolante, tendo conhecimento do coeficiente de permeabilidade ( $k_1$ ) para um determinado índice de vazios ( $e_1$ ), pode-se obter o coeficiente de permeabilidade ( $k_2$ ) para um outro índice de vazios ( $e_2$ ), por meio da Equação 21.

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\frac{e_1^3}{(1+e_1)}}{\frac{e_2^3}{(1+e_2)}} \quad (21)$$

Taylor (1948) apresenta resultados de ensaios de permeabilidade realizados por diversos autores em uma areia típica de praia com diferentes índices de vazios, conforme apresentados na Figura 5. Dentre as curvas utilizadas para representar a relação entre o índice de vazios ( $e$ ) e o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ), a que forneceu a melhor concordância foi aquela na qual “ $k$ ” é diretamente proporcional à  $e^3/(1+e)$ .

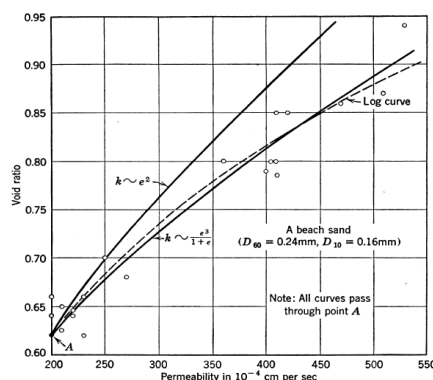


Figura 5 – Relação entre o índice de vazios e o coeficiente de permeabilidade de uma areia típica (Taylor, 1948).



Vale ressaltar que a equação acima é boa para areias. Para solos argilosos, obtêm-se uma melhor relação entre o índice de vazios e o logaritmo do coeficiente de permeabilidade (Pinto, 2006).

Com base na expressão apresentada em Taylor (1948), os autores Lambe & Whitman (1969) plotaram os valores obtidos experimentalmente de  $k$  versus  $e^3/(1+e)$ , os quais deveriam resultar numa reta, corroborando com a apresentada na Figura 6. Eles relataram também que, há outras expressões que sugerem que ao plotar  $k$  versus  $e^2/(1+e)$  ou  $k$  versus  $e^2$ , os valores também resultariam em uma reta, entretanto nestes casos, as retas não representam bem os pontos obtidos. Isto pode ser visualizado na figura apresentada a seguir.

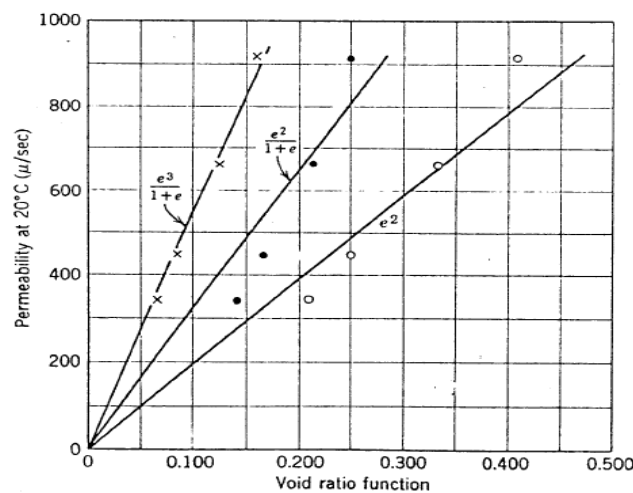


Figura 6 – Resultados dos experimentos relacionando a permeabilidade e o índice de vazios num solo arenoso (Lambe & Whitman, 1969, p. 290).

#### 2.2.4.

##### Grau de saturação

Segundo Head (1982), o percentual de volume de vazios que está de fato preenchidos com água exerce uma influência crucial na medição do coeficiente de permeabilidade de um solo. As bolhas de ar presentes na água podem obstruir os canais de fluxo de água entre partículas, diminuindo consideravelmente o coeficiente de permeabilidade do material. O mesmo autor ressalta que se o grau de saturação do solo for menor do que cerca de 85 % ocorrem canais contínuos de ar, ao invés de somente bolhas de ar isoladas. Daí a importância da eliminação do ar dos vazios do solo, garantindo que o solo esteja completamente saturado, para a determinação do coeficiente de permeabilidade em ensaios de laboratório.

De acordo com Pinto (2006), a percolação de água não remove todo ar presente num solo não saturado, permanecendo bolhas de ar, contidas pela tensão superficial da água. Essas bolhas de ar formam obstáculos ao fluxo de água no solo. Por esta razão, o coeficiente de permeabilidade de um solo não saturado é menor do que o coeficiente de permeabilidade do mesmo solo saturado.

## 2.2.5.

### Estrutura do solo

Segundo Taylor (1948), diferentes métodos de deposição ou de compactação podem promover diferentes formas e arranjos de vazios num dado solo, com o mesmo índice de vazios. Isso é relevante em solos *in situ*, que usualmente apresentam uma certa estratificação, em geral na direção horizontal, apresentando um coeficiente de permeabilidade na direção paralela à estratificação maior do que na direção normal à estratificação (Taylor, 1948; Lambe & Whitman, 1969; Head, 1982).

Head (1982) ressalta ainda que as discontinuidades como fissuras, lentes ou intrusões de siltes e areia, ou até bolsas de material orgânico, podem provocar efeito sobre o coeficiente de permeabilidade de um maciço argiloso. Além disso, o coeficiente de permeabilidade de maciços argilosos medidos *in situ*, ou seja, medidos em grande escala, é consideravelmente afetado pela existência de discontinuidades e, por esta razão, pode ser muito maior do que coeficientes de permeabilidade medidos em pequenas amostras em laboratório as quais não apresentam tais discontinuidades.

Segundo Lambe & Whitman (1969), a estrutura ("*fabric*") é uma das características mais importantes que influencia o coeficiente de permeabilidade, especialmente em solos argilosos. Ao comparar amostras de solo com mesmo índice de vazios, a amostra com a estrutura mais floculada possuirá o maior coeficiente de permeabilidade, ao passo que a amostra com a estrutura mais dispersa terá o menor coeficiente de permeabilidade. Quanto mais dispersas as partículas, isto é, quanto mais próximas da posição paralela entre si elas estão (ver Figura 7), mais tortuoso é o caminho do fluxo para um fluxo normal à direção (ou plano) preferencial de alinhamento das partículas. Isto ajuda a explicar a provável redução do coeficiente de permeabilidade devido à melhoria da estrutura do solo, entendendo-se como melhoria a mudança da estrutura floculada para dispersa. O fator primordial, no entanto, é que, numa estrutura floculada, existe

uma certa quantidade de canais mais largos disponíveis para o fluxo do que na estrutura dispersa.

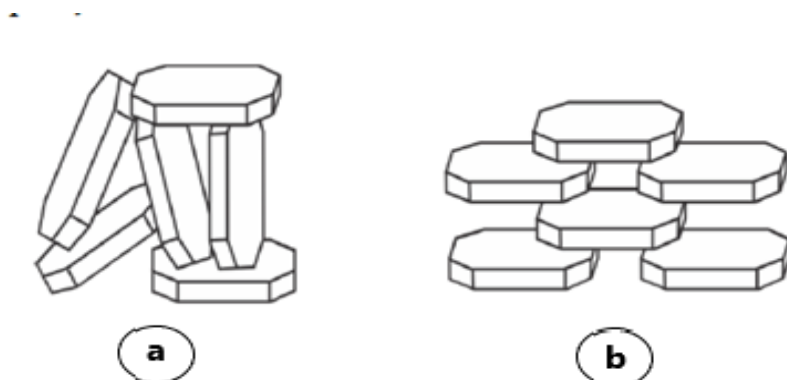


Figura 7 - Ilustração dos tipos de microestrutura em solos argilosos: (a) estrutura floculada; (b) estrutura dispersa (Lambe & Whitman, 1969).

### 2.2.6.

#### Tipo de fluxo

No que tange ao tipo de fluxo, Head (1982) ressalta que uma das premissas para a validade da Lei de Darcy é que o fluxo seja laminar, o que acontece quando a velocidade de fluxo é relativamente baixa. Conforme já discutido nesta dissertação, quando o fluxo é laminar, a relação entre a velocidade superficial do fluxo ( $v$ ) e o gradiente hidráulico ( $i$ ) é linear, isto é:  $v = ki$ , onde “ $k$ ” é o coeficiente de permeabilidade. Acima de uma certa velocidade crítica, o fluxo deixa de ser laminar e transforma-se em turbulento. Como consequência, a relação entre a velocidade superficial do fluxo e o gradiente hidráulico deixa de ser linear, e a Lei de Darcy, perde a validade. Assim, se o fluxo passa a ser turbulento, o cálculo do coeficiente de permeabilidade com base na Lei de Darcy não é mais válido.

### 2.2.7.

#### Natureza do fluido e temperatura

O coeficiente de permeabilidade depende tanto de características do solo (percolado) quanto de características do fluido percolante. As propriedades do fluido que afetam o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) são o peso específico ( $\gamma$ ) e o coeficiente de viscosidade dinâmica ( $\mu$ ), sendo que o coeficiente de permeabilidade é diretamente proporcional ao peso específico e inversamente

proporcional ao coeficiente de viscosidade dinâmica. Isto está evidente na expressão do coeficiente de permeabilidade desenvolvida por Taylor (1948) apresentada a seguir:

$$k = D_s^2 \cdot \frac{\gamma}{\mu} \cdot \frac{e^3}{(1+e)} \cdot C \quad (22)$$

onde,

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

$\gamma$ : peso específico do líquido percolante;

$\mu$ : coeficiente de viscosidade dinâmica do líquido percolante;

$e$ : índice de vazios do solo;

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

Por esta razão, definiu-se um parâmetro chamado de coeficiente de permeabilidade absoluto ou específico, denotado pela letra  $K$ , “maiúscula”, definido como (ver Lambe & Whitman, 1969):

$$K = k \left( \frac{\mu}{\gamma} \right) \quad (23)$$

onde:

$K$ : coeficiente de permeabilidade absoluto, ou específico, ou intrínseco;

$k$ : coeficiente de permeabilidade, determinado no ensaio, para um dado fluido percolante;

$\mu$ : coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido percolante;

$\gamma$ : peso específico do fluido percolante.

Desta forma, o coeficiente de permeabilidade absoluto ( $K$ ) depende exclusivamente das características do solo (percolado).

Ocorre que, em mecânica dos solos, na grande maioria dos casos, o fluido percolante trata-se da água. Na faixa comum de temperatura ambiente, de 0 °C a 40 °C, o peso específico da água, ou a densidade da água, varia pouquíssimo, podendo ser admitido como constante. Por outro lado, o coeficiente de viscosidade dinâmica da água varia consideravelmente dentro desta faixa de temperatura. A Figura 8 apresenta valores de coeficiente de viscosidade dinâmica

da água em função da temperatura, que consta em Cedergren (1967). Observa-se que de cerca de 14 °C para 40 °C, o coeficiente de viscosidade reduz a quase a metade do valor.

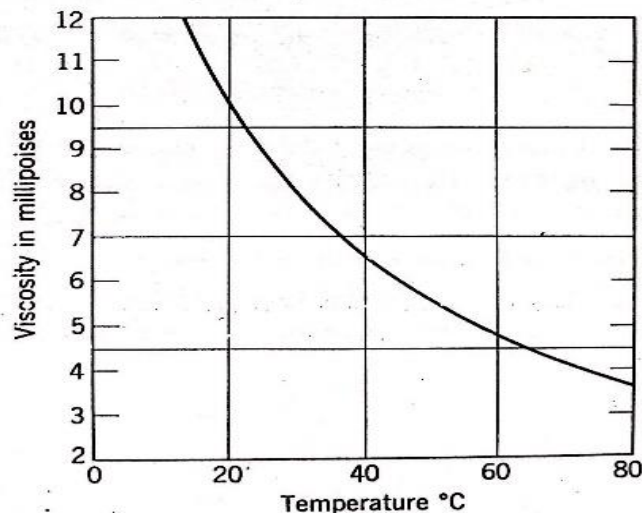


Figura 8 – Relação entre o o coeficiente de viscosidade dinâmica e da temperatura (Cedergren, 1967).

Convencionalmente, estipulou-se que a temperatura com a qual o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) deve ser relacionado é à temperatura de 20 °C, chamada de temperatura padrão. Assim, uma vez determinado o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) em um ensaio de laboratório a uma dada temperatura  $T$  (°C), o valor de “ $k$ ” deve ser corrigido para a temperatura padrão por meio da seguinte expressão:

$$k_{20} = k_T \left( \frac{\mu_T}{\mu_{20}} \right) \quad (24)$$

onde:

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

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

$\mu_{20}$ : coeficiente de viscosidade dinâmica na água na temperatura de 20 °C;

$\mu_T$ : coeficiente de viscosidade dinâmica da água na temperatura  $T$  (°C) do ensaio.

A razão entre o coeficiente de viscosidade dinâmica da água na temperatura  $T$  (°C) do ensaio e o coeficiente de viscosidade dinâmica da água na temperatura padrão de 20 °C pode ser obtida em tabelas e curvas disponíveis, como a curva apresentada por Cedergren (1967), reproduzida na Figura 9, a seguir.

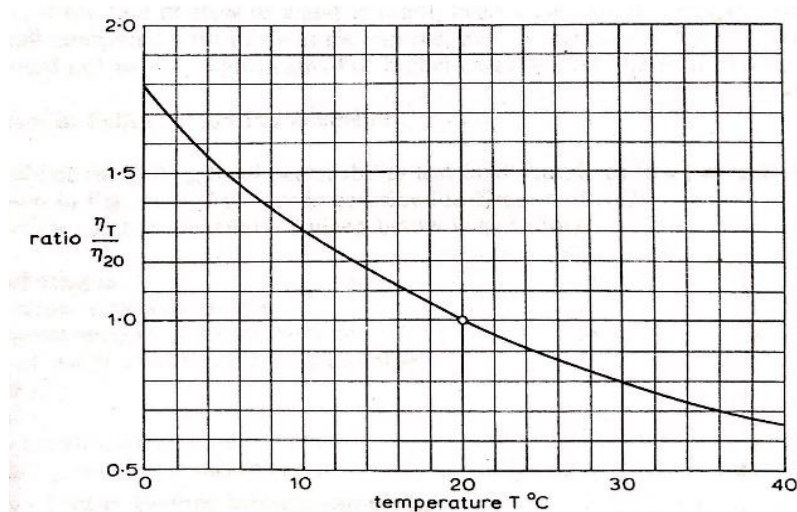


Figura 9 – Relação entre o coeficiente de viscosidade dinâmica da água a uma temperatura  $T$  (°C) e o coeficiente de viscosidade dinâmica da água a 20 °C em função da temperatura (Head, 1982).

## 2.3.

### Ensaio de permeabilidade em laboratório

Para a obtenção do coeficiente de permeabilidade em laboratório, os ensaios comumente utilizados são realizados em permeâmetros de parede rígida ou flexível, utilizando-se carga hidráulica variável ou constante. A escolha do equipamento a ser usado depende das condições de contorno a serem impostas, bem como das características do fluido percolante e do solo.

#### 2.3.1

#### Ensaio em permeâmetro de parede rígida

Os permeâmetros de parede rígida sob carga hidráulica constante são mais indicados para medir o coeficiente de permeabilidade de solos arenosos e, em poucos casos, pedregulhos. Salienta-se que, em solos com coeficiente de permeabilidade inferior a  $10^{-4}$  cm/s, essa técnica provoca uma maior dificuldade

na obtenção das medidas, uma vez que o volume coletado em um intervalo de tempo é muito pequeno. Os ensaios sob carga hidráulica variável em permeâmetro de parede rígida são mais indicados para solos argilosos e siltosos, com coeficiente de permeabilidade variando entre  $10^{-4}$  cm/s e  $10^{-6}$  cm/s (Head, 1982).

O permeâmetro de parede rígida sob carga hidráulica constante é composto de uma câmara cilíndrica e rígida, dentro do qual o corpo de prova fica alocado. O contato entre o corpo de prova e a câmara é feito de forma direta ou por meio de algum material de vedação. Obviamente, este elemento de vedação deve ser constituído por um material com coeficiente de permeabilidade bastante inferior ao do solo a ser ensaiado a fim de assegurar que o fluxo aconteça somente na direção vertical. Normalmente, em solos arenosos, o corpo de prova fica em contato direto com a parede da câmara. Já em solos com maior presença de silte e argila, recomenda-se utilizar bentonita ou um outro material de vedação entre o corpo de prova e a parede da câmara.

A determinação do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) no permeâmetro de parede rígida sob carga hidráulica constante é feita pela medição do volume de água ( $\Delta V$ ) que percola em um intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) um corpo de prova cilíndrico com seção transversal ( $A$ ) e altura ( $L$ ) conhecidas. O nível d'água no reservatório que alimenta o fluxo é mantido constante, assim como o nível d'água na saída do fluxo. Assim, a diferença de carga hidráulica na entrada do corpo de prova e na saída do corpo de prova é mantida constante. A Figura 10 mostra um esquema simplificado de um ensaio com permeâmetro de parede rígida, com fluxo ascendente, em que a carga hidráulica ( $\Delta H$ ) é mantida constante ao longo do ensaio e o volume de água percolada ( $\Delta V$ ) é recolhido num béquero ou proveta graduada. Deve ser registrada a temperatura da água durante o ensaio para posterior correção da temperatura no coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) calculado. Recomenda-se medir a diferença de carga hidráulica entre dois pontos do interior do corpo de prova através de dois piezômetros instalados na parede do permeâmetro, para que desse modo, evitem-se erros significativos provocados pela perda de carga hidráulica devido ao fluxo na entrada e na saída do permeâmetro.

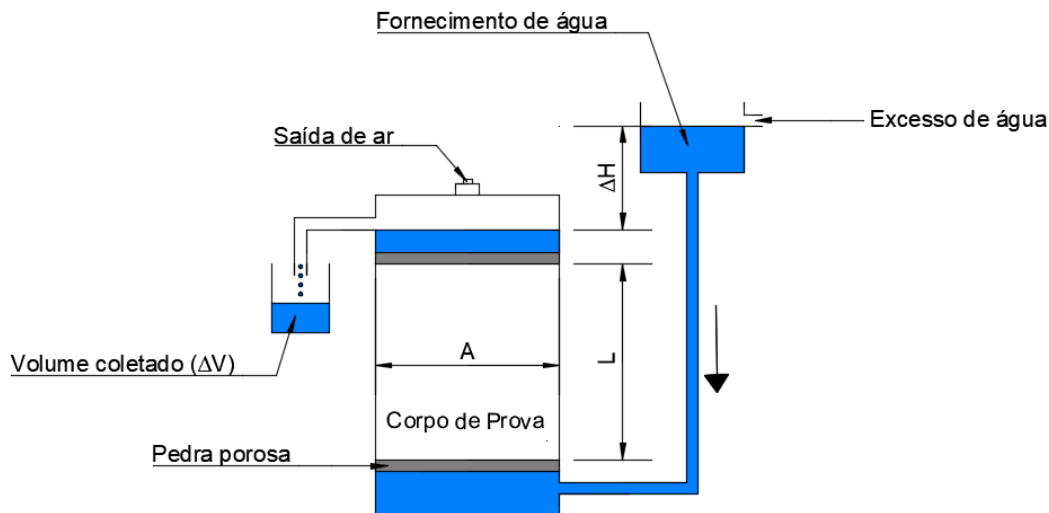


Figura 10 – Esquema simplificado do ensaio com permeâmetro de parede rígida sob carga hidráulica constante com fluxo ascendente.

Nesses ensaios com fluxo ascendente e carga constante, o coeficiente de permeabilidade do material pode ser determinado pela seguinte Equação 25.

$$k = \frac{\Delta V}{\Delta t} \cdot \frac{L}{\Delta H A} \quad (25)$$

onde,

$\Delta V$ : volume de água que percola pelo corpo de prova num intervalo de tempo ( $\Delta t$ );

$\Delta H$ : diferença de carga hidráulica, mantida constante;

$A$ : área da seção transversal do corpo de prova;

$L$ : altura do corpo de prova.

No Brasil, o ensaio de permeabilidade utilizando permeâmetro de parede rígida sob carga hidráulica constante está normatizado em ABNT - NBR 13292 – Solo – *Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante*, de abril de 1995.

Por outro lado, no permeâmetro de parede rígida sob carga hidráulica variável, a diferença de carga hidráulica ( $\Delta H$ ) que gera o fluxo varia ao longo do ensaio e, portanto, é função da variável independente tempo ( $t$ ). Para isso, utiliza-se uma bureta graduada de pequeno diâmetro com área de seção transversal ( $a$ ), que é preenchida com água no intuito de originar um potencial hidráulico e, por conseguinte, a percolação da água através do corpo de prova, conforme mostra o esquema da Figura 11. Anota-se, então, o intervalo de tempo que a água na bureta leva para baixar de uma altura ( $h_1$ ) a uma altura final ( $h_2$ ) em relação ao nível



d'água de saída do fluxo. Assim, a altura (h) é a própria diferença de carga hidráulica ( $\Delta H$ ) entre a entrada do fluxo no corpo de prova e a saída do fluxo no corpo de prova, em um dado instante de tempo t.

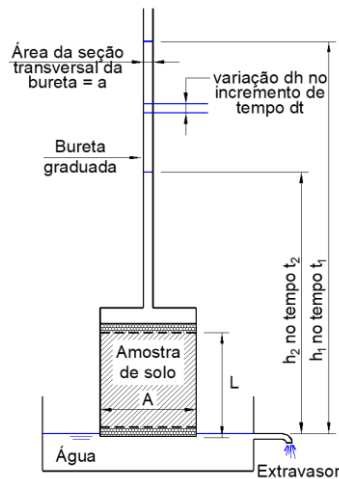


Figura 11 - Esquema simplificado do ensaio com permeâmetro de parede rígida sob carga hidráulica variável com fluxo descendente (Aguiar, 2019).

Num instante de tempo (t) qualquer, a partir do início do ensaio, o gradiente hidráulico (i) é igual a  $(h/L)$  e, portanto, a vazão (Q) de água que passa pelo corpo de prova é descrita pela Equação 26 a seguir (ver Pinto, 2006):

$$Q = k \frac{h(t)}{L} A \quad (26)$$

Ocorre que, num intervalo de tempo  $\Delta t$ , a vazão de água que passa pelo corpo de prova tem que ser igual à vazão da água que passa pela bureta, sendo esta, descrita pela Equação 27.

$$Q(t) = \frac{-a \, dh}{dt} \quad (27)$$

onde:

a : área da seção transversal da bureta;

dh: variação de altura de água na bureta no intervalo de tempo  $\Delta t$ ;

$dV = -a \cdot dh$  : volume de água que escoou pela bureta no intervalo de tempo ( $\Delta t$ ), sendo que o sinal negativo se justifica pelo fato de h diminuir com o passar do tempo.

Igualando-se as Equações 26 e 27, obtém-se a Equação 32, que determina o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) com o uso do permeâmetro à carga variável.

$$k \frac{h}{L} A = - \frac{a}{dt} \frac{dh}{dt} \quad (28)$$

$$k \frac{A}{L a} dt = - \frac{dh}{h} \quad (29)$$

$$k \frac{A}{L a} \int_{t_1}^{t_2} dt = \int_{h_{\text{inicial}}}^{h_{\text{final}}} - \frac{dh}{h} \quad (30)$$

$$-k \frac{A}{L a} t = \ln \left( \frac{h_f}{h_i} \right) \quad (31)$$

$$k = 2,3 \cdot \frac{a}{A} \cdot \frac{L}{t} \cdot \log \left( \frac{h_f}{h_i} \right) \quad (32)$$

onde,

$a$ : área da seção transversal da bureta;

$L$ : altura do corpo de prova;

$A$ : área da seção transversal do corpo de prova;

$h_1$ : altura de água na bureta no instante de tempo  $t_1$ ;

$h_2$ : altura de água na bureta no instante de tempo  $t_2$ ;

$\Delta t$ : intervalo de tempo entre os instantes  $t_1$  e  $t_2$ ,  $\Delta t = t_2 - t_1$ ;

Anteriormente à execução do ensaio, deve-se realizar a saturação do corpo de prova. Normalmente realiza-se um processo de percolação ascendente, no qual se impõe um baixo gradiente hidráulico. Fernandes (2017) expõe que, dependendo do coeficiente de permeabilidade do solo em estudo, o processo de saturação pode demorar muito ou até mesmo não ocorrer a saturação completa da amostra devido às pressões de ar contidas na amostra.

No Brasil, o ensaio de permeabilidade utilizando permeâmetro de parede rígida sob carga hidráulica variável é normatizado em ABNT - NBR 14545 – *Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável*, de julho de 2000.

### 2.3.2.

#### Ensaio em permeâmetros de parede flexível

Este permeâmetro é formado por uma câmara de pressão onde o corpo de prova é envolvido por uma membrana flexível de borracha. Ressalta-se que a

montagem do ensaio é muito similar à usada nos ensaios de compressão triaxial. Antes do ensaio, a câmara é preenchida com água e pressurizada para conseguir, desta maneira, garantir a completa aderência da membrana à superfície lateral do corpo de prova.

No Brasil, não existe uma norma para ensaios de permeabilidade em solos neste tipo de equipamento.

Este ensaio está normatizado, por exemplo, pela norma americana ASTM - D5084 - 16a - *Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using Flexible Wall Permeameter*, de 2016. Segundo a referida norma, os permeâmetros de parede flexível possibilitam o controle do estado de tensões no solo, e de forma semelhante aos ensaios triaxiais, a saturação do corpo de prova é feita por contrapressão. Nestes permeâmetros podem ser ensaiadas amostras indeformadas, remoldadas, reconstituídas e compactadas.

A Figura 12 ilustra um exemplo de um permeâmetro de parede flexível, apresentado por Daniel *et al.* (1984).

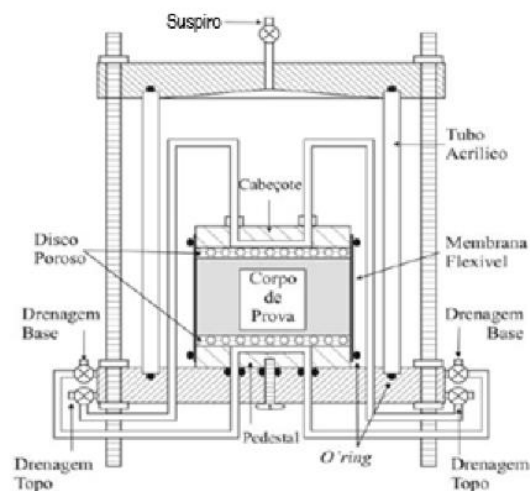


Figura 12 – Permeâmetro de parede flexível (Adaptado de Daniel *et al.*, 1984).

Observa-se pela Figura 12, e conforme relatado também na norma ASTM - D5084 - 16a supracitada, que o corpo de prova é montado dentro de uma câmara sobre um pedestal, com um disco de pedra porosa na base e outro no topo, e envolvido por uma membrana flexível, sendo que esta tem a finalidade de separar a pressão aplicada no fluido da câmara da poropressão do corpo de prova. Já a dupla drenagem, no cabeçote ("top cap") e no pedestal, tem como objetivo principal o estabelecimento do fluxo pelo corpo de prova para a medição da vazão

e cálculo do coeficiente de permeabilidade. Não obstante, a dupla drenagem também favorece a saturação dos discos de pedra porosa e das linhas condutoras do fluido percolante, além da saturação do próprio corpo de prova, etapas realizadas antes do estabelecimento do fluxo para a obtenção do coeficiente de permeabilidade.

Após a montagem do aparato ilustrado na Figura 12, realiza-se o enchimento da câmara para aplicação de uma pressão em seu interior que pressiona a membrana flexível contra a amostra, de modo que, ao longo do ensaio o fluxo entre o corpo de prova e a membrana seja mínimo. Salienta-se que a tensão efetiva no corpo de prova corresponderá sempre à diferença entre a pressão aplicada no fluido de confinamento, que vem a ser a tensão total que age no corpo de prova, e a poropressão no corpo de prova.

Dourado (2003) expõe que a elevação, de forma simultânea, da pressão confinante e da contrapressão, que vem a ser a poropressão aplicada no corpo de prova, tem como finalidade a saturação do corpo de prova. Desse modo, o ar presente nos poros do corpo de prova dissolve-se na água que preenche os vazios, sendo um procedimento que pode demandar horas ou dias, a depender do solo analisado. A contrapressão final que deve ser aplicada depende do grau de saturação inicial do corpo de prova e do grau de saturação final requerido. Lowe & Johnson (1960) recomendam um ábaco que possibilita estimar a contrapressão a ser aplicada em função do grau de saturação inicial do corpo de prova e do grau de saturação final desejado, que é ilustrado na Figura 13.

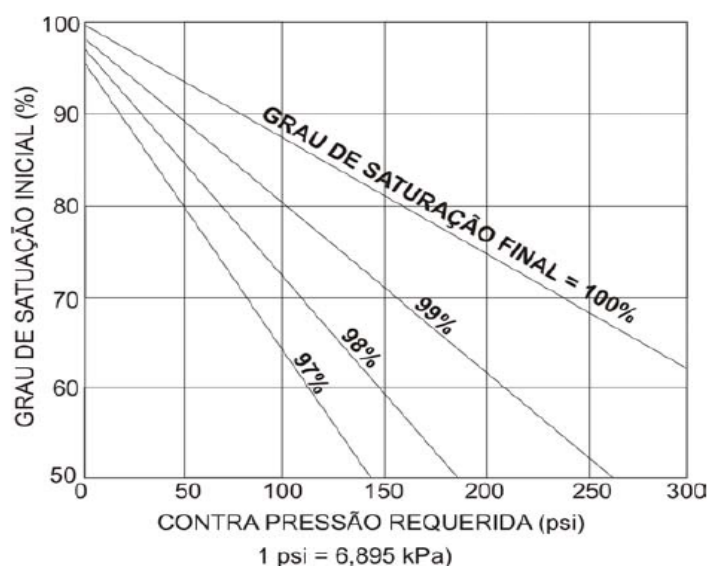


Figura 13 – Variação do valor de contrapressão a ser aplicada em função do grau de saturação inicial do corpo de prova e do grau de saturação final requerido (Sharma & Lewis, 1994 *apud* Dourado, 2003).

Um modo de estimar a saturação do corpo de prova é por meio da obtenção do parâmetro “B” de Skempton (1954), assim como é feito no ensaio de compressão triaxial. Sua determinação é feita aplicando-se uma variação da pressão confinante (tensão total) de um valor ( $\Delta\sigma$ ) e mensurando a correspondente alteração da poropressão ( $\Delta u$ ), calculando-se o parâmetro B pela Equação 33. De acordo com a norma ASTM - D5084 – 16a, o corpo de prova pode ser considerado saturado se o parâmetro B for maior ou igual a 0,95 ou para o caso de materiais de baixíssima compressibilidade como rocha, se o valor do parâmetro B continuar inalterado com a imposição de incrementos sucessivos de pressão confinante e de contrapressão.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (33)$$

Black & Lee (1973) apresentam uma relação entre o parâmetro “B” de Skempton (1954) medido no processo de saturação por contrapressão e o grau de saturação ( $S_r$ ) do corpo de prova, sendo que tal relação varia de acordo com a “classe” de rigidez do solo analisado. Esta relação está reproduzida na Figura 14. Na Figura,  $B_{100}$  corresponde ao valor do parâmetro “B” de Skempton (1954) para  $S_r = 100\%$ .

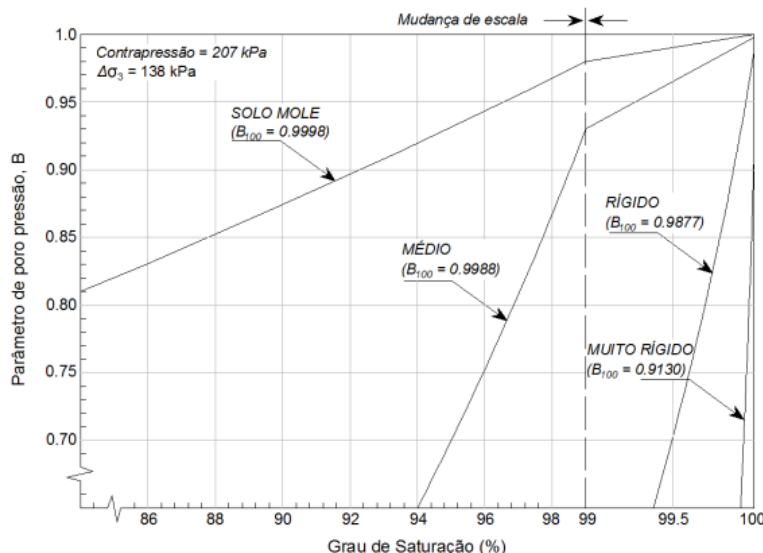


Figura 14 – Relação entre parâmetro “B” de Skempton (1954) e a “classe” de rigidez dos solos para elevados graus de saturação (Black & Lee, 1973).

## 2.4.

### Formulações propostas para estimativa do coeficiente de permeabilidade a partir das características do solo e do percolante

#### 2.4.1.

#### Formulação de Kozeny - Carman (1927; 1938; 1956)

Uma das primeiras formulações para a estimativa do coeficiente de permeabilidade a partir das características do solo e do percolante foi proposta por Kozeny (1927) que, posteriormente, foi aprimorada por Carman (1938; 1956). Esta formulação foi desenvolvida com base na Lei de Poiseuille, que diz que a velocidade média do escoamento de um dado líquido com peso específico ( $\gamma$ ) e coeficiente de viscosidade dinâmica ( $\mu$ ) em um tubo de pequeno diâmetro é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico ( $i$ ) e ao quadrado do raio do tubo (ver Taylor, 1948 e Mitchel & Soga, 2005):

$$v_{\text{méd}} = \frac{1}{8} \cdot \frac{\gamma}{\mu} \cdot R^2 \cdot i \quad (34)$$

onde:

$v_{\text{méd}}$ : velocidade média de escoamento, já que, em uma seção do tubo, a velocidade de escoamento é nula junto às paredes do tubo e máxima no centro do tubo;

$\gamma$ : peso específico do líquido;

$\mu$ : coeficiente de viscosidade dinâmica do líquido;

$R$ : raio do tubo;

$i$ : gradiente hidráulico.

Assim, com base não apenas na Lei de Poiseuille, mas também na Lei de Darcy, a formulação de Kozeny – Carman (1938; 1956) foi desenvolvida considerando que o fluxo transversal a uma seção de vazios de um meio poroso é similar ao fluxo através de um grupo de tubos capilares paralelos, porém valendo do conceito de raio hidráulico da mecânica dos fluidos e de um fator de forma para levar em consideração a geometria irregular da seção de vazios do meio poroso. A expressão de Kozeny – Carman (1938; 1956) para solo saturado ( $S_r = 100\%$ ),

cujo o desenvolvimento é apresentado em detalhes por Mitchel & Soga (2005) é a seguinte:

$$k = \frac{1}{k_0 T^2 S_0^2} \cdot \frac{\gamma}{\mu} \cdot \left( \frac{e^3}{1+e} \right) \quad (35)$$

onde:

$k_0$  : fator de forma dos poros;

T: fator de tortuosidade (dos canais de fluxo);

$S_0$ : superfície específica dos grãos, definida como área da superfície dos grãos por unidade de volume dos grãos;

$\gamma$ : peso específico do líquido (percolante);

$\mu$ : coeficiente de viscosidade dinâmica do líquido (percolante);

e: índice de vazios do solo.

Observa-se que, diferentemente de outras propostas para o cálculo do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ), esta formulação não leva em consideração diretamente em sua fórmula o diâmetro equivalente dos grãos de solo, mas sim, a superfície específica dos mesmos ( $S_0$ ). A consideração do diâmetro dos grãos é feita via superfície específica. Para grãos perfeitamente esféricos, a superfície específica é  $S_0 = \frac{4\pi R^2}{\left[\left(\frac{4}{3}\right)\pi R^3\right]} = \frac{3}{R} = \frac{6}{D}$ , ou seja, quanto maior o diâmetro dos grãos menor a superfície específica. Segundo Carrier (2003), o fato da superfície específica das partículas não ser uma característica determinada frequentemente e, raramente, ser abordado que esse parâmetro possa ser estimado por meio da granulometria do solo, explica a baixa divulgação dessa formulação. De acordo com Mitchel & Soga (2005), admite-se que para a Equação 35, o valor do fator de forma dos poros ( $k_0$ ) é cerca de 2,5 e valor do fator de tortuosidade (T) é cerca de  $\sqrt{2}$  em meios porosos contendo tamanho de poros aproximadamente uniformes.

Mitchel & Soga (2005) destacam que a fórmula de Kozeny – Carman (1938; 1956) aplica-se bem à relação entre coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) e índice de vazios ( $e$ ) de areias de granulometria uniforme e alguns siltes. Entretanto, são encontradas muitas discrepâncias quando aplicada às argilas. As principais razões para isso, segundo os referidos autores, é que as argilas não possuem tamanhos de poros uniformes e que alterações nas propriedades do fluido percolante acarretam em alterações na estrutura da argila. Uma outra dificuldade de previsão de coeficiente de permeabilidade em solos argilosos é devida a água

adsorvida aos grãos, que se encontra imóvel e não conta para a seção transversal do escoamento, fazendo com que o índice de vazios para escoamento seja bem menor.

#### 2.4.2.

##### Formulação de Taylor (1948)

Também com base na Lei de Poiseuille e na Lei de Darcy. Conforme apresentada no item 2.2.7, Taylor (1948) ilustra o desenvolvimento de uma expressão para o cálculo do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) de solos saturados, a saber:

$$k = D_s^2 \cdot \frac{\gamma}{\mu} \cdot \frac{e^3}{(1+e)} \cdot C \quad (36)$$

onde,

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

$\gamma$ : peso específico do líquido percolante;

$\mu$ : coeficiente de viscosidade dinâmica do líquido percolante;

$e$ : índice de vazios do solo;

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

Observa-se que a expressão de Taylor (1948) é a mesma expressão de Kozeny – Carman (1938; 1956), sendo que o fator de forma  $C_s$  de Taylor (1948) corresponde à razão  $(1/(k_0 T^2))$  da expressão de Kozeny – Carman (1938; 1956). Além disso, ao invés de expressar o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) em termos da superfície específica dos grãos ( $S_0$ ), Taylor (1948) propõe expressar em termos de um diâmetro  $D_s$ , que corresponde ao diâmetro de um grão esférico que possui a mesma razão entre volume e área superficial dos grãos do solo, em média.

Lambe & Whitman (1969) chamam a atenção para o fato da expressão proposta por Taylor (1948) poder ser vista como uma simplificação da expressão de Kozeny – Carman (1938; 1956).

Segundo Taylor (1948), o fator de forma ( $C$ ) depende da forma e do arranjo dos poros do solo, ou seja, da estrutura do solo (*“fabric”*). Ademais, o fator de forma ( $C$ ) também pode depender de alguma maneira do índice de vazios ( $e$ ).



Taylor (1948) chama a atenção ainda para o fato do coeficiente de permeabilidade também depender da quantidade de gás não dissolvido no líquido dos poros, ou seja, do grau de saturação ( $S_r$ ). Entretanto, essa variável não está contemplada na expressão apresentada pelo autor.

### 2.4.3.

#### Formulação de Chapuis (2004)

Segundo Araújo Santos (2016), a formulação proposta por Chapuis (2004) é resultado da análise da qualidade das estimativas realizadas pelo modelo de Hazen (1911) e as fornecidas pela utilização do ábaco de NAVFAC (1986). Tendo por base que o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ), em cm/s, depende do diâmetro efetivo ( $D_{10}$ ), em mm, e da relação do índice de vazios  $e^3/(1 + e)$ , Chapuis (2004) concluiu que existe uma relação experimental entre o coeficiente de permeabilidade e o parâmetro  $(D_{10})^2 \cdot e^3/(1 + e)$ , sendo esta, apresentada pela Equação 37.

$$k = 2,4622 \left[ (D_{10})^2 \cdot \frac{e^3}{1+e} \right]^{0,7825} \quad (37)$$

onde:

$k$ : coeficiente de permeabilidade, em cm/s;

$D_{10}$ : diâmetro efetivo do solo, em milímetros;

$e$ : índice de vazios do solo.

Para autenticação dessa proposta, Chapuis (2004) usou análises publicadas por diversos autores, cujos resultados foram determinados em vários solos arenosos que apresentavam as seguintes características: (a) diâmetros efetivos ( $D_{10}$ ) entre 0,16 mm e 1,98 mm; (b) coeficientes de não-uniformidade ( $C_{NU}$ ), definido pela norma ASTM- D2487 – 17 como  $C_U = D_{60}/D_{10}$ , entre 1,8 e 6,0; e (c) índice de vazios variando de 0,348 a 0,824. Além disso, essa formulação fornece resultados bem satisfatórios para areias siltosas com diâmetros efetivos ( $D_{10}$ ) e índices de vazios com variação de, 0,0032 mm até 0,062 mm e 0,44 a 0,82, respectivamente.

Chapuis (2004) nada mencionou a respeito das características do líquido percolante para as quais a sua fórmula se aplica. Sendo assim, presume-se que seja para água na temperatura de 20 °C.

## 2.5.

### Valores típicos de coeficiente de permeabilidade dos solos e propostas de classificações

Diversos autores executaram experimentos em laboratório com diferentes tipos de solo com a finalidade de obter valores típicos de coeficiente de permeabilidade. Whitlow (1995) publicou ordens de grandeza de valores de coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) correlacionados com o tipo de solo, conforme apresentado na Tabela 2. Presume-se que esses valores são para água a 20 °C.

Tabela 2 – Ordens de grandeza de valores de coeficiente de permeabilidade para diferentes tipos de solo (modificado de Whitlow, 1995).

Ordens de grandeza de valores de k (cm/s)	Tipo de solo		Condições de drenagem
10 <sup>4</sup> 10 <sup>3</sup> 10 <sup>2</sup> 10	Pedregulhos limpos		Muito boa drenagem
1 10 <sup>-1</sup> 10 <sup>-2</sup>	Areias limpas, misturas areia - pedregulho	Areias fissuradas e intemperizadas	
10 <sup>-3</sup> 10 <sup>-4</sup>	Areias muito finas, siltes e areias siltosas		Boa drenagem
10 <sup>-5</sup> 10 <sup>-6</sup> 10 <sup>-7</sup>	Siltes argilosos (mais do que 20% de argila), argilas sem fissuras		Drenagem ruim
			Quase impermeável

Mitchell & Soga (2005) propõe uma classificação quanto ao grau de condutividade hidráulica (que é o mesmo que coeficiente de permeabilidade) em função dos valores de coeficiente de permeabilidade ( $k$ ), reproduzida na Tabela 3 abaixo.

Tabela 3 – Classificação quanto ao grau de condutividade hidráulica em função da ordem de grandeza dos valores de coeficiente de permeabilidade (modificado de Mitchell & Soga, 2005).

Coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) (cm/s)	Grau de condutividade hidráulica
$k > 10^{-1}$	Alta
$10^{-1} < k < 10^{-3}$	Média
$10^{-3} < k < 10^{-5}$	Baixa
$10^{-5} < k < 10^{-7}$	Muito baixa
$k < 10^{-7}$	Quase impermeável

Pinto (2006) apresenta, como ordem de grandeza, valores típicos de coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) para solos sedimentares saturados, reproduzidos na Tabela 4.

Tabela 4 – Alguns valores típicos de coeficiente de permeabilidade (modificado de Pinto, 2006).

Material	Coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) (cm/s)
Argilas	$k < 10^{-7}$
Siltes	$10^{-4} < k < 10^{-7}$
Areias argilosas	$10^{-5}$
Areias finas	$10^{-3}$
Areias médias	$10^{-2}$
Areias grossas	$10^{-1}$

Das (2007) também apresenta ordens de grandeza de valores de coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) conforme o tipo de material sedimentar na condição saturada, reproduzido na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade (Das, 2007).

Tipo de Solo	Coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) (cm/s)
Pedregulho limpo	$10^2 < k < 1$
Areia grossa	$1 < k < 10^{-2}$
Areia fina	$10^{-2} < k < 10^{-3}$
Argila com silte	$10^{-3} < k < 10^{-5}$
Argila	$k < 10^{-6}$

## 2.6.

### Pesquisas geotécnicas realizadas na Areia da Praia de Ipanema

Uma vez que esta pesquisa é realizada em uma amostra da Areia da Praia de Ipanema, torna-se importante apresentar aqui um breve resumo dos resultados dos ensaios de caracterização já realizados nesta areia no âmbito de pesquisas de cunho geotécnico. O autor desta dissertação não conhece nenhuma pesquisa que tenha investigado o coeficiente de permeabilidade da Areia da Praia de Ipanema.

Ratton (1993) realizou uma pesquisa experimental visando investigar o comportamento tensão-deformação-resistência de areias saturadas com base em ensaios triaxiais. Os ensaios foram realizados em dois solos arenosos de

granulometria uniforme, com características físicas similares e composições mineralógicas distintas. A primeira areia foi a Areia da Praia de Ipanema, cuja amostra foi coletada a 50 m do calçadão em frente ao prédio nº 582 da Av. Vieira Souto. A segunda areia foi a Areia da Ilha de Santa Lúcia (Caribe), cuja amostra foi coletada na praia, em frente ao Hotel La Toc.

Ratton (1993) caracterizou a Areia da Praia de Ipanema como um material de grãos subarredondados, com coeficiente de não-uniformidade ( $C_{nu}$ ) igual a 1,7, diâmetro médio ( $D_{50}$ ) igual a 0,48 mm e densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) igual a 2,677. A análise mineralógica efetuada por microscópio eletrônico revelou que a amostra era predominantemente formada por quartzo, com menos de 1 % de Ilmenita e fragmentos de concha. O índice de vazios mínimo ( $e_{min}$ ) foi determinado por uma adaptação do método normatizado pela norma americana ASTM – D2049 – 69 – *Test Method for Relative Density of Cohesionless Soils*, de 1969, e forneceu um valor de 0,487. Já o índice de vazios máximo ( $e_{max}$ ) foi obtido pelo método do tubo descrito por Walter *et al.* (1982) e forneceu um valor de 0,765.

A avaliação do formato dos grãos da Areia da Praia de Ipanema realizada por Ratton (1993) utilizou um microscópio e um método de avaliação por comparação visual relatado por Krumbein (1941) e Rittenhouse (1943), resultando em formatos subarredondados.

Aproveita-se para apresentar também uma breve descrição dos resultados dos ensaios de caracterização realizados por Ratton (1993) na Areia da Ilha de Santa Lúcia (Caribe). Ratton (1993) caracterizou esta areia como um material de grãos subarredondados, com coeficiente de não-uniformidade ( $C_{nu}$ ) igual a 1,9, diâmetro médio ( $D_{50}$ ) igual a 0,30 mm e densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) igual a 2,820. A análise mineralógica confirmou que se tratava de uma areia calcárea, com presença de fragmentos de corais. O índice de vazios mínimo ( $e_{min}$ ) foi determinado por uma adaptação do método normatizado pela norma americana ASTM – D2049 – 69 – *Test Method for Relative Density of Cohesionless Soils*, de 1969, e forneceu um valor de 0,524. Já o índice de vazios máximo ( $e_{max}$ ) foi obtido pelo método do tubo descrito por Walter *et al.* (1982) e forneceu um valor de 0,806.

Simões (2015) realizou um estudo de caracterização geotécnica da Areia da Praia de Ipanema, RJ, em amostras coletadas a cerca de 50 m do calçadão, em frente ao edifício nº 272 na avenida Vieira Souto. O estudo envolveu ensaios de caracterização completa, ensaios de determinação de índices de vazios máximo e mínimo, ensaios de cisalhamento direto e ensaios edométricos.

Simões (2015) caracterizou a Areia da Praia de Ipanema como uma areia média, mal graduada e uniforme, formada basicamente por grãos de quartzo com

formados variando de subangulares a arredondados e densidade relativa ( $G_s$ ) igual a 2,659. Ainda no que tange à granulometria, Simões (2015) determinou  $D_{10} = 0,22$  mm,  $D_{30} = 0,30$  mm,  $D_{60} = 0,42$  mm, coeficiente de não-uniformidade ( $C_{nu}$ ) de 1,90 e coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) de 0,97.

Simões (2015) obteve ainda um índice de vazios mínimo ( $e_{min}$ ) igual a 0,461 pelo método de pluviação sobre peneiras, concebido por Miura & Toki (1982), utilizando o funil com abertura de diâmetro igual a 10 mm. O índice de vazios máximo ( $e_{max}$ ) igual a 0,732, foi obtido por Simões (2015) deixando a amostra cair de um funil com abertura de diâmetro igual a 80 mm, a uma altura de 6 cm, diretamente no cilindro de Proctor Normal.

## 2.7.

### **Algumas pesquisas recentes que relacionaram o coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios de solos arenosos**

Nunes (2014) realizou uma pesquisa a respeito da caracterização geotécnica da Areia da Praia de Itaipuaçu, localizada no município de Maricá, RJ. O material trata-se de uma areia grossa, quartzosa, constituída de grãos bem arredondados a arredondados com uma densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) igual a 2,643.

Nunes (2014) obteve um índice de vazios mínimo de 0,416 por meio do método da pluviação com o uso de 5 peneiras com abertura de malha igual a 4,76mm. Já o índice de vazios máximo foi determinado através do método sugerido por Kolbuszewski (1948), usando um funil com abertura de 50 mm, sem a medição exata da altura de queda, e obtendo-se num índice de vazios máximo de 0,671.

Nunes (2014) realizou ensaios de permeabilidade em laboratório na Areia da Praia de Itaipuaçu, utilizando um permeâmetro de parede rígida, aplicando carga hidráulica constante. Os procedimentos de determinação do índice de vazios máximo e mínimo foram repetidos no molde do corpo de prova utilizado nos ensaios de permeabilidade com o uso do método de pluviação sobre as peneiras recomendado por Miura & Toki (1982). Dessa forma, determinou-se um índice de vazios mínimo e máximo de 0,439 e 0,671, respectivamente, no molde do ensaio, correspondendo a compacidade relativa (CR) de 91% e 0%, respectivamente, considerando os valores de  $e_{min} = 0,416$  e  $e_{max} = 0,671$ , conforme acima mencionado. O coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) da Areia da Praia de Itaipuaçu para a água a 20°C variou de 0,32 cm/s para CR = 91% a 0,76 cm/s

para CR = 0% (Nunes, 2014), ordem de grandeza esperada para uma areia grossa.

A pesquisa de Araújo Santos (2016) buscou analisar a influência da variabilidade das propriedades físicas da Areia de Coimbra, Portugal, no coeficiente de permeabilidade. Na análise microscópica, observou-se diferentes tonalidades na Areia de Coimbra coletada a montante e a jusante do Rio Mondengo, sendo essa diferença causada pela variação da composição mineralógica dos depósitos aluvionares. Além disso, foram realizados ensaios de difração de raios X para comprovação dessa diferença mineralógica, resultando em 93% de quartzo na areia recolhida a montante do rio e 53% do mesmo mineral na areia coletada a jusante.

Ainda na análise microscópica, Araújo Santos (2016) concluiu que a morfologia das partículas não diferia em função do local de coleta da areia. As partículas de areia foram classificadas como arredondadas e subarredondadas. Por meio da caracterização macroscópica, a areia foi classificada como areia média com diâmetro médio ( $D_{50}$ ) e efetivo ( $D_{10}$ ) das partículas iguais a 0,29 mm e 0,18mm, respectivamente. Ademais, obteve-se o valor de densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) igual a 2,64.

Os valores de índices de vazios máximo e mínimo foram determinados por Araújo Santos (2016) de acordo com as normas americanas ASTM – D4253 – 16 – *Standard Tests Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table*, de 2016 e ASTM – D4254 – 16 – *Standard Tests Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density*, de 2016, respectivamente. Estes valores estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Índices de vazios máximo e mínimo à jusante e à montante do Rio Mondengo (Adaptado de Araújo Santos, 2016).

Localidade	$e_{\min}$	$e_{\max}$
Areia de Coimbra - Jusante	0,55	0,96
Areia de Coimbra - Montante	0,48	0,81

Araújo Santos (2016) analisou a influência da compacidade relativa (CR) no coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) obtido em ensaios de laboratório utilizando um permeâmetro de parede rígida sob carga hidráulica constante. Constatou-se que independentemente do local de coleta da Areia de Coimbra, o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) para a água a 20 °C variou de cerca  $5,7 \times 10^{-2}$  cm/s para CR =

40 % e para cerca de  $1,7 \times 10^{-2}$  cm/s para CR = 80 %, corroborando com valores típicos de areias médias. Além disso, foram usadas equações semiempíricas, que relacionam o coeficiente de permeabilidade (k) com o índice de vazios (e), como por exemplo as formulações propostas por Hazen (1911), Kozeny – Carman (1956) e Chapuis (2004), cujos resultados estão apresentados na Tabela a seguir.

Tabela 7 – Resultados obtidos com a aplicação de formulações semiempíricas à Areia de Coimbra, Portugal (Modificado de Araújo Santos, 2016).

			Local de coleta da Areia de Coimbra				
			Jusante		Montante		
			CR (%)	40	70	40	70
			Índice de vazios (e)	0,80	0,67	0,68	0,58
Coeficiente de permeabilidade - k (cm/s)	Grupo I	Ensaios de laboratório	5,7x10 <sup>-2</sup>	2,5x10 <sup>-2</sup>	5,4x10 <sup>-2</sup>	2,7x10 <sup>-2</sup>	
		Hazen (1911)	4,2x10 <sup>-2</sup>				
	Grupo II	Kozeny – Carman (1956)	8,8x10 <sup>-2</sup>	5,7x10 <sup>-2</sup>	5,7x10 <sup>-2</sup>	3,8x10 <sup>-2</sup>	
		Chapuis (2004)	6,2x10 <sup>-2</sup>	4,4x10 <sup>-2</sup>	4,5x10 <sup>-2</sup>	3,3x10 <sup>-2</sup>	

Com base nos resultados apresentados na Tabela 7, Araújo Santos (2016) comprovou que todas as soluções semiempíricas utilizadas forneceram resultados para o coeficiente de permeabilidade (k) com uma ordem de grandeza de  $10^{-2}$  cm/s, como era esperado para o tipo de areia analisada.

### 3

## Materiais e métodos

### 3.1.

#### Material estudado

A amostra de areia investigada nesta pesquisa foi coletada no dia 19/02/2019, na Praia de Ipanema, em frente ao edifício nº 272 da Avenida Vieira Souto, cidade do Rio de Janeiro, RJ. A amostra foi coletada a uma distância de cerca de 50 metros a partir do calçadão, conforme mostrado Figura 15. Este é exatamente o mesmo local onde foi coletada a amostra estudada por Simões (2015).

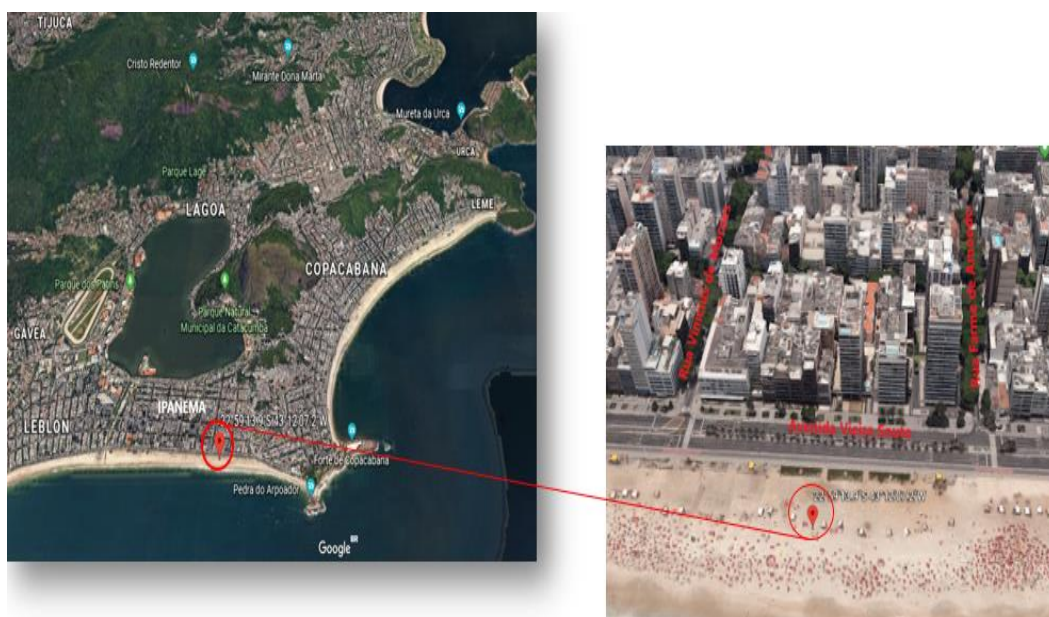


Figura 15 – Ponto de coleta da amostra investigada nesta pesquisa.

A amostra foi coletada numa profundidade entre 20 cm e 50 cm em relação a superfície, observando-se, de forma tátil - visual, um material homogêneo. O material foi coletado com o uso de baldes plásticos e transportado para o Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente (LGMA) da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), onde permaneceu armazenado em recipientes plásticos de 30 L.



### 3.2.

#### Metodologia

##### 3.2.1.

#### Preparação da amostra

Após a coleta da amostra no campo, transporte ao laboratório e armazenamento, realizou-se a preparação da amostra para os ensaios de laboratório. Primeiramente, com o uso da peneira nº 10 (abertura de malha igual a 2,0 mm) foi realizado um peneiramento inicial do material a fim de retirar as impurezas mais grosseiras, como folhas, gravetos, plásticos, dentre outras. Vale destacar que, durante esse processo, não foi observada nenhuma parte da amostra retida na peneira nº 10. Em seguida, o material foi colocado, por dois dias, numa estufa com temperatura média de 60 °C para uma secagem inicial, já que o mesmo estava em condição de umidade relativamente natural.

Após a secagem inicial, o material foi lavado em água corrente sobre a peneira de nº 200 (abertura de malha igual 0,075 mm), visando reduzir a concentração de sais presentes nas amostras. Previamente, já tinha sido observado que nenhuma fração da amostra passava pela peneira de nº 200 (abertura de malha igual a 0,075 mm). Após esta lavagem, o material foi colocado em recipientes plásticos e deixados de molho em água, durante 1 dia, sendo a água sobre a areia substituída duas vezes com o intuito de retirar impurezas com peso específico menor do que o da água. Depois desse processo, o material foi, novamente, colocado na estufa de 60 °C (ver Figura 16) para uma segunda secagem e, em seguida, armazenado num reservatório plástico com tampa, com a finalidade de evitar a contaminação das amostras com poeira.



Figura 16 – Amostra colocada na estufa de temperatura média de 60 °C.

Antes da realização de cada ensaio de laboratório, parte da amostra coletada era quarteada, de forma manual, com o objetivo de assegurar porções mais homogêneas do solo. O processo escolhido foi a disposição de 4,5 kg da Areia da Praia de Ipanema em forma de cone e sua divisão em quatro partes equivalentes, conforme ilustrado na Figura 17. Em seguida, dois quartos diametralmente opostos eram devolvidos aos recipientes plásticos de armazenamento, e os outros dois quartos eram reunidos e utilizados em novo quarteamento, que se repetia até que fosse obtida a quantidade desejada para o ensaio a ser executado.

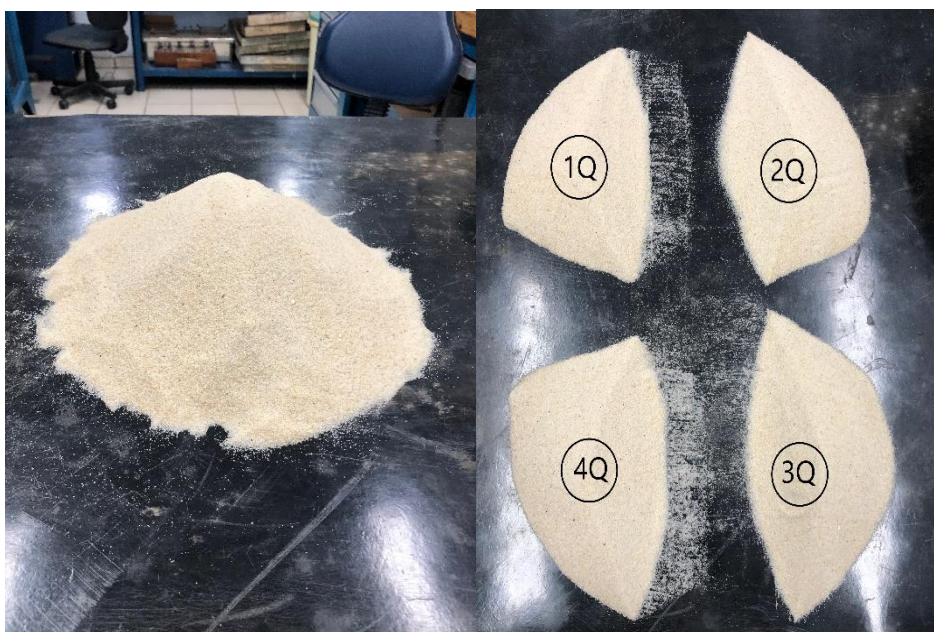


Figura 17 – Quarteamento da amostra.

### 3.2.2.

#### Ensaio de caracterização

Com a finalidade de realizar a caracterização da amostra coletada, foram executados ensaios de análise granulométrica, densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) e microscopia ótica para analisar o formato dos grãos do material. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio. A preparação da amostra para a realização dos ensaios de caracterização seguiu os procedimentos recomendados pela norma ABNT - NBR 6457 – *Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*, de julho de 2016.

### 3.2.2.1.

#### Análise granulométrica

Este ensaio tem o intuito de obter a distribuição em massa (ou peso) por tamanho das partículas presentes na amostra, exposta como uma porcentagem em relação à massa (ou peso) seca total da amostra. A análise granulométrica foi realizada conforme os procedimentos indicados pela norma ABNT - NBR 7181 – *Solo – Análise granulométrica*, de maio de 2018. Esta norma expõe o método para a análise granulométrica do solo feita por peneiramento ou pela combinação de peneiramento e sedimentação. Salienta-se que, nesta pesquisa, foram realizados ensaios de granulometria apenas por peneiramento, uma vez que, conforme já mencionado acima, a amostra não apresentava grãos com diâmetros equivalentes menores do que 0,075 mm, que corresponde à abertura de malha da peneira mais fina, que é a de nº 200. Todos os peneiramentos foram realizados com o uso de um agitador de peneiras eletromecânico com controlador eletrônico de tempo e frequência de vibração da marca Solotest. Cada peneiramento durou 20 minutos.

As peneiras utilizadas foram nº 20 (abertura de peneira igual a 0,840 mm), nº 40 (abertura de peneira igual a 0,420 mm), nº 60 (abertura de peneira igual a 0,250 mm), nº 100 (abertura de peneira igual a 0,149 mm) e nº 200 (abertura de peneira igual a 0,075 mm). Além disso, as peneiras nº 16 (abertura de malha igual a 1,180 mm) e nº 30 (abertura de malha igual a 0,600 mm) não foram usadas no peneiramento, por não estarem disponíveis no laboratório.

A figura 18, a seguir, mostra um peneiramento sendo realizado no agitador de peneiras.



Figura 18 – Peneiramento sendo executado no agitador de peneiras.

A apresentação e a análise dos resultados das análises granulométricas são feitas no item 4.1.1 adiante.

### 3.2.2.2.

#### Densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) do solo

A densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) do solo é definida como a razão entre o peso específico (ou massa específica) dos grãos e o peso específico (ou massa específica) da água destilada à temperatura de 4 °C. A obtenção desse parâmetro é necessária para o cálculo do índice de vazios de uma amostra ou corpo de prova.

A determinação da densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) da amostra da Areia da Praia de Ipanema seguiu o procedimento preconizado pela norma ABNT - NBR 6508 – *Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica*, de outubro de 1984. Nesta norma, expõe-se o método de obtenção da massa específica dos grãos presentes no solo que passam na peneira de 4,8 mm, por meio da técnica do picnômetro.

Primeiramente, foram tomadas as medidas das massas de cinco picnômetros de 500 cm<sup>3</sup> totalmente enchidos com água destilada para diferentes temperaturas, processo conhecido como calibração dos picnômetros. Este processo tem como objetivo obter a curva que relaciona a massa de cada picnômetro totalmente enchido com água destilada em função da temperatura, conhecida como curva de calibração do picnômetro.

Para isso, os cinco picnômetros enchidos com água destilada até o topo da tampa (tubo capilar) foram colocados em banho maria em um equipamento capaz de regular a temperatura do banho, conforme ilustrado na Figura 19. Para cada um dos valores de temperatura pré-especificados, a temperatura do banho do equipamento era regulada assim como a temperatura do ar condicionado da sala de caracterização do laboratório. Quando a temperatura do banho, monitorada por um termômetro digital e outro de mercúrio, atingia um valor constante, os picnômetros eram cuidadosamente enxugados externamente e tinham suas massas determinadas em uma balança digital com capacidade de 4100 g e resolução de 0,01 g. Foram tomadas medidas das massas dos picnômetros enchidos com água para as seguintes temperaturas: 20,1 °C; 21,7 °C; 22,4 °C; 23,2 °C; 23,8 °C; 25,2 °C; 26,0 °C; 27,5 °C; 28,6 °C; 29,8 °C e 30,6 °C. Todo o processo de calibração dos cinco picnômetros levou dois dias. As curvas de calibração dos picnômetros são apresentadas no item 4.1.2 adiante.



Figura 19 – Picnômetros em banho maria durante o processo de calibração.

Posteriormente, para cada medida efetuada em um picnômetro, separou-se cerca de 60 g de amostra de solo seco, que foi pesada na balança, obtendo-se a massa de solo seco ( $M_s$ ). Em seguida, essa massa de solo seco foi imersa em água destilada numa cápsula metálica por, pelo menos, 2 horas. Feito isto, transportou-se a amostra em contato com a água destilada para o copo de dispersão com o cuidado de evitar a perda de material, deixando-a dispersando no aparelho de dispersão por 15 minutos.

Em seguida, com o auxílio de um funil de vidro, a amostra foi transferida do copo dispersor para o picnômetro.

Posteriormente, adicionou-se água destilada até metade do volume do picnômetro e colocou-se o conjunto picnômetro + água destilada + solo na bomba de vácuo durante 15 minutos, para a eliminação das bolhas de ar presentes entre os grãos.

Em seguida, completou-se o picnômetro com água destilada até a boca, levando o conjunto novamente para a bomba de vácuo por mais 15 minutos. Finalmente, adicionou-se a tampa (tubo capilar) no picnômetro e preencheu-se o tubo com água destilada por meio de uma seringa.

Com a finalidade de garantir a completa remoção de bolhas de ar do picnômetro, o mesmo foi ainda levado para o equipamento de banho maria por 30 minutos, adicionando água destilada para a compensar a eventual evaporação de água do picnômetro, conforme ilustrado na Figura 20 (à esquerda). Após a total remoção de bolhas de ar do picnômetro, o que foi observado visualmente, esperou-se um tempo para que o conjunto entrasse em equilíbrio térmico com a água presente no banho maria de temperatura constante. Mediu-se, assim, a temperatura do banho ( $T = 23,1\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) e, após enxugar a superfície externa do



picnômetro, pesou-se a massa do conjunto picnômetro + solo + água ( $M_{pas}$ ), conforme apresentado na Figura 20 (à direita).

Em seguida, determinou-se o valor da massa do conjunto picnômetro + água destilada ( $M_{pa}$ ) entrando com a temperatura medida no banho maria na curva de calibração do picnômetro. A massa de água deslocada ( $M_{ad}$ ), portanto, possui o volume igual ao volume de solo seco colocado no picnômetro. Assim, tem-se que:  $M_{ad} = M_{pa} - (M_{pas} - M_s)$ , isto é,  $M_{ad} = M_{pa} + M_s - M_{pas}$ .

Calculou-se então o volume de água deslocada ( $V_{ad}$ ) dividindo a massa de água deslocada ( $M_{ad}$ ) pela a massa específica da água ( $\rho_w$ ) na temperatura do ensaio. O volume de solo seco ( $V_s$ ) colocado no picnômetro é igual ao volume de água deslocada ( $V_{ad}$ ).

Em seguida, calculou-se a massa específica dos grãos ( $\rho_s$ ) dividindo a massa de solo seco ( $M_s$ ) pelo volume de solo seco ( $V_s$ ) e, finalmente, calculou-se a densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) pela própria definição, ou seja, dividindo a massa específica dos grãos ( $\rho_s$ ) pela massa específica da água à 4 °C, que é igual a 1,0000 g/cm<sup>3</sup>.



Figura 20 – Conjunto picnômetro + água + solo em banho maria (à esquerda) e a obtenção da massa desse conjunto à direita.

A apresentação e a análise dos resultados dos ensaios de picnômetro para a determinação da densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) são feitas no item 4.1.2 adiante.

### 3.2.2.3.

#### Análise microscópica dos grãos do solo

Inicialmente, utilizou-se um microscópio estereoscópio do modelo *Nikon SMZ800N* que possibilita a identificação dos diversos constituintes existentes no solo, bem como, a forma e o grau de alteração dos grãos. Essa análise possibilita a determinação do grau de intemperismo do solo pela existência de minerais intemperizados, isto é, quanto mais alterado o solo, maior será a quantidade de minerais pouco resistentes. Por se tratar de um material homogêneo e retido na peneira nº 200 (abertura igual a 0,075 mm), foi separada uma quantidade de material que possibilitasse a visualização da composição do solo por meio do microscópio acima.

A observação e a aquisição de imagens foram realizadas no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM) da PUC-Rio, ao passo que a preparação do material para análise foi feita no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente (LGMA) da PUC-Rio. A Figura 21 mostra o modelo de microscópio utilizado, bem como, a observação do material em estudo por esse equipamento.

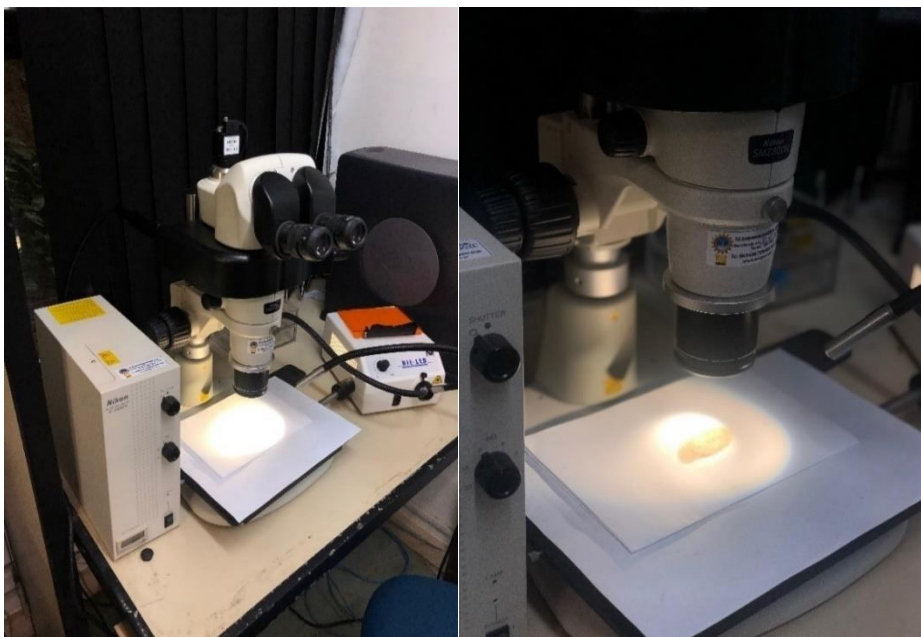


Figura 21 – Ilustração do equipamento utilizado para a análise microscópica dos grãos.

O formato dos grãos de um solo sedimentar, como é o caso do material em estudo, resulta dos processos aos quais ele foi submetido ao longo de sua formação.

Lambe & Whitman (1969) apresentam um gabarito elaborado por Pettijohn (1949) que possibilita a avaliação da forma dos grãos presentes num solo, reproduzido na Figura 22.

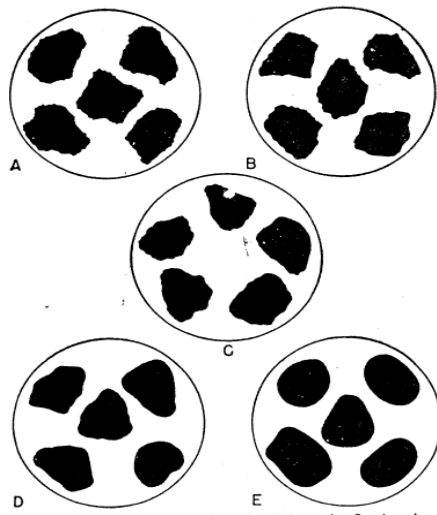


Figura 22 – Grau de arredondamento dos grãos (A - angular; B - subangular; C - subarredondado; D - arredondado ; E – bem arredondado) (Pettijohn, 1949 *apud* Lambe & Whitman, 1969).

De acordo com o ábaco proposto por Krumbein & Slurry (1963) *apud* Cho *et al.* (2006), as partículas de solos arenosos podem ser classificadas quanto à forma segundo a esfericidade (S) e o arredondamento (R). Cho *et al.* (2006) relatam que a esfericidade (S) é o formato global da partícula, refletindo a proporção entre altura, comprimento e espessura do grão. Esse parâmetro é quantificado pela razão entre o raio da maior esfera inscrita e o raio da menor esfera circunscrita à projeção do grão no plano, conforme ilustrado na Figura 23.

Os autores quantificam o arredondamento (R) como a razão entre a média dos raios dos círculos internos que se encaixam às quinas da superfície da projeção do grão e o raio da maior esfera inscrita na projeção do grão, conforme ilustrado na Figura 23. Os autores apresentam um gráfico para obtenção da esfericidade (S) e do arredondamento (R), ressaltando que a constante de regularidade (p) das partículas é correspondente às linhas diagonais desse gráfico dada por  $p = (R + S)/2$ , ilustradas na Figura 23.



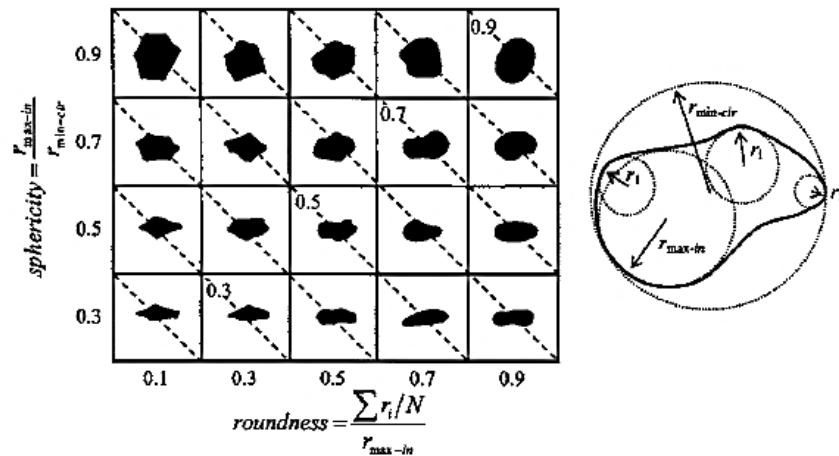


Figura 23 – Gráfico utilizado para determinação da esfericidade e arredondamento de partículas de materiais granulares (Krumbein & Slurry, 1963, *apud* Cho *et al.*, 2006).

### 3.2.3.

#### Determinação dos índices de vazios mínimo e intermediários

##### 3.2.3.1.

#### Pluviação sobre peneiras (Miura & Toki, 1982)

Este método foi utilizado nesta pesquisa com o objetivo de obter o índice de vazios mínimo, bem como índices de vazios intermediários (entre o mínimo e o máximo) da amostra da Areia da Praia de Ipanema.

Este método possibilita a moldagem de corpos de prova de areia com diferentes índices de vazios (compacidades relativas). O método de pluviação sobre as peneiras utiliza um funil para a execução da pluviação de solos arenosos sobre uma sequência de peneiras, de aberturas pré-determinadas, com a finalidade de obter uma curva da variação do índice de vazios em função da abertura do funil utilizado.

Miura & Toki (1982) idealizaram este método utilizando uma peneira superior com abertura de 1,41 mm e mais seis peneiras com abertura de 3,66 mm, totalizando sete peneiras. Esses valores foram adotados de acordo com a dimensão média das partículas do material em análise. Os idealizadores estudaram a Areia de Toyoura, Japão, que foi caracterizada com um diâmetro médio ( $D_{50}$ ) de 0,18 mm, conforme mostra a Tabela 8.

Aplicando o método de Miura & Toki (1982), Oliveira Filho (1987) e Nunes (2014) analisaram a Areia da Praia de São Francisco (Niterói, RJ) e a Areia da Praia de Itaipuaçu (Niterói, RJ), respectivamente, lançando mão de relações entre

as aberturas das peneiras e o diâmetro médio ( $D_{50}$ ) da areia relativamente próximas às relações utilizadas por Miura & Toki (1982). Contudo, Nunes (2014) utilizou apenas cinco peneiras.

Simões (2015) aplicou esse mesmo método para a Areia da Praia de Ipanema, porém utilizando seis peneiras e relações entre as aberturas das peneiras e o diâmetro médio ( $D_{50}$ ) da areia, mais distantes das relações utilizadas por Miura & Toki (1982).

Medeiros (2018) aplicou o método de Miura & Toki (1982) na Areia de Hokksund (Noruega), utilizando sete peneiras, porém com relações entre as aberturas das peneiras e o diâmetro médio ( $D_{50}$ ) da areia também não tão próximas das utilizadas por Miura & Toki (1982).

Nesta pesquisa, foram utilizadas um conjunto de seis peneiras, tendo aberturas crescentes no sentido do fluxo do material (de cima para baixo), com a peneira superior possuindo uma abertura igual a 4,75 mm (peneira nº 4), as duas peneiras intermediárias com abertura de 7,94 mm (peneira 5/16") e as três peneiras inferiores com abertura igual a 9,53 mm (peneira 3/8").

Para fins comparativos, a Tabela 8 mostra as relações entre a abertura da peneira superior (a.p.s) e o diâmetro  $D_{50}$  da areia, as relações entre a abertura da peneira inferior (a.p.i) e o diâmetro  $D_{50}$  da areia e as quantidades de peneiras adotadas no método de pluviação sobre peneiras por Oliveira Filho (1987), Nunes (2014), Simões (2015), Medeiros (2018) e nesta pesquisa.

Tabela 8 – Razões entre diâmetros das peneiras utilizadas na pluviação sobre  $D_{50}$  e quantidades de peneiras adotadas por diferentes autores.

Autores	Miura & Toki (1982)	Oliveira Filho (1987)	Nunes (2014)	Simões (2015)	Medeiros (2018)	Esta pesquisa
Areia	Toyura, Japão	Praia de São Francisco, Niterói, RJ	Praia de Itaipuaçu, Niterói, RJ	Praia de Ipanema, Rio de Janeiro, RJ	Hokksund Sand, Noruega	Praia de Ipanema, Rio de Janeiro, RJ
$D_{50}$ (mm)	0,18	0,22	1,20	0,38	0,45	0,38
a.p.s. (mm)	1,41	2,00	9,50	4,75	4,75	4,75
relação a.p.s/ $D_{50}$	7,83	9,09	7,92	12,50	10,56	12,50
a.p.i. (mm)	3,66	4,76	25,40	12,50	12,50	9,50
relação a.p.i/ $D_{50}$	20,33	21,64	21,17	32,89	27,78	25,00
Quantidade de peneiras	7	7	5	6	7	6

a.p.s: abertura da peneira superior;

a.p.i: abertura da peneira inferior.

No método de Miura & Toki (1982), a areia é colocada em um funil e flui por gravidade, originando um fluxo vertical contínuo que passa pelo conjunto de peneiras adotadas. Esse fluxo atua como uma “chuva”, de forma uniforme, caindo sobre um cilindro Proctor Normal, posicionado logo abaixo da última peneira do conjunto, de modo que todo o cilindro é preenchido.

Vale destacar que a utilização de peneiras de pequenas aberturas pode impossibilitar um fluxo contínuo do material pela possível retenção do mesmo, prejudicando a realização do ensaio.

Miura & Toki (1982) e Oliveira Filho (1987) relatam que fatores como a abertura inferior do funil, bem como a altura de queda (distância entre a abertura inferior do funil e a primeira peneira do conjunto) são importantes na variabilidade da compacidade relativa da amostra, destacando que, a abertura do funil é mais importante que a altura de queda. Ademais, os referidos autores citam que para o processo ter êxito, o material deve ser mal graduado, pois, caso contrário, ocorrerá a segregação do mesmo.

Da mesma forma que Simões (2015), nesta pesquisa, foram produzidos onze funis com cartolina, com os seguintes diâmetros de abertura inferior: 5 mm; 10 mm; 20 mm; 30 mm; 40 mm; 50 mm; 60 mm; 70 mm; 80 mm; 90 mm; 100 mm. Também, no laboratório, foi fabricado um colarinho de alumínio para cada funil, a fim de que a abertura não perdesse a sua forma circular e o seu diâmetro não sofresse alteração após o uso. A Figura 24 mostra o funil de abertura de 10 mm de diâmetro.



Figura 24 – Funil com o colarinho fabricado em laboratório.

A Figura 25 mostra um croqui do aparato montado para a aplicação do método de Miura & Toki (1982), ao passo que a Figura 26 mostra imagens do aparato montado no laboratório. O funil era apoiado sobre uma placa rígida de madeira, apoiada em quatro barras verticais, apoiadas sobre uma bandeja metálica no chão. O funil era posicionado imediatamente acima do conjunto de peneiras, por meio das quais era realizada a pluviação. A boca do funil ficava 10 cm acima do topo da peneira superior.

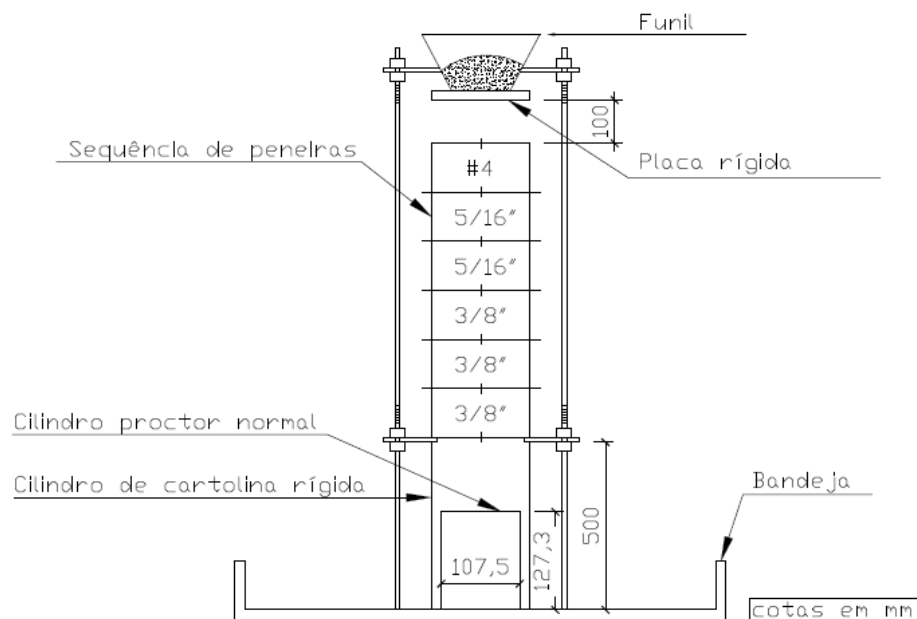


Figura 25 – Croqui do aparato usado para o método de pluviação sobre peneiras, de acordo com Miura & Toki (1982).

O conjunto de peneiras era apoiado sobre outra placa rígida de madeira também apoiada sobre as quatro barras verticais. A distância vertical entre a base da peneira inferior e a bandeja metálica era de 50 cm. O cilindro Proctor Normal (molde) era, então, posicionado sobre a bandeja metálica, abaixo do conjunto de peneiras, centralizado em relação às peneiras. Um cilindro de cartolina era posicionado entre a peneira inferior e a bandeja metálica, envolta do molde, simplesmente para evitar o espalhamento do material no laboratório durante a pluviação.



Figura 26 – Ilustrações do aparato desenvolvido em laboratório para execução do método de pluviação sobre peneiras, de acordo com Miura & Toki (1982); pluviação sobre o cilindro de Proctor Normal (foto central) e pluviação sobre o cilindro em PVC (foto à direita).

Com todo o aparato montado, tampava-se, com uma placa rígida, a abertura inferior do funil, pondo-se, dentro do mesmo, uma quantidade de areia suficiente para todo o preenchimento do molde sem interrupção da pluviação. Realizando um movimento rápido, retirava-se horizontalmente a placa rígida, possibilitando que a areia passasse pela boca do funil, atravessasse o conjunto de peneiras e caísse dentro do molde, preenchendo-o totalmente. Feito isto, retirava-se todo o aparato para ter acesso ao molde e arrasava-se a superfície superior da amostra rente ao topo do molde com uma régua biselada, retirando-se cuidadosamente o material que excedia o volume do molde. Posteriormente, pesava-se o conjunto molde + solo úmido (teor de umidade higroscópica). Subtraindo a massa do molde vazio previamente determinada da massa do conjunto molde + solo úmido, obtinha-se a massa do solo úmido ( $M_h$ ) contido no molde. Com o teor de umidade higroscópica da areia previamente determinado, calculava-se então a massa de solo seco ( $M_s$ ) contido no molde. Como o volume total de solo ( $V$ ) contido no molde correspondia ao volume interno do molde, calculava-se a massa específica seca do solo ( $\rho_d$ ) pela definição:  $\rho_d = \frac{M_s}{V}$ .

Sabe-se que, por definição, que o índice de vazios ( $e$ ) do solo é dado pela razão entre o volume de vazios ( $V_v$ ) e o volume de sólidos ( $V_s$ ), isto é:  $e = \frac{V_v}{V_s}$ .

O volume de vazios ( $V_v$ ) era obtido subtraindo o volume de sólidos ( $V_s$ ) do volume total ( $V$ ). Por sua vez, o volume de sólidos ( $V_s$ ) era obtido pela razão entre a massa de solo seco ou massa de sólidos ( $M_s$ ) e a massa específica dos sólidos ( $\rho_s$ ), sendo  $\rho_s$  igual a densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) multiplicada pela massa específica da água ( $\rho_w$ ) à 4 °C. Sabendo-se ainda que a massa específica seca ( $\rho_d$ ) do solo é dada pela razão entre a massa de solo seco ( $M_s$ ) e o volume total ( $V$ ) do mesmo, demonstra-se a seguinte expressão utilizada para obter o índice de vazios ( $e$ ) do solo dentro do molde, em função de  $\rho_s$ ,  $G_s$  e  $\rho_w$ :

$$e = \frac{V - V_s}{V_s} \quad (38)$$

$$e = \frac{V}{V_s} - 1 \quad (39)$$

$$e = \frac{V}{M_s / \rho_s} - 1 \quad (40)$$

$$e = \frac{V}{M_s / (G_s \cdot \rho_w)} - 1 \quad (41)$$

$$e = \frac{V \cdot G_s \cdot \rho_w}{M_s} - 1 \quad (42)$$

$$e = \frac{G_s \cdot \rho_w}{\rho_d} - 1 \quad (43)$$

Desta forma, foi feito um estudo experimental do índice de vazios obtido para a Areia da Praia de Ipanema em função do diâmetro de abertura do funil pelo método de Miura & Toki (1982), utilizando todos os diâmetros de abertura do funil acima listados. Para cada abertura do funil, foram realizadas 10 determinações de índices de vazios a fim de checar a repetibilidade dos resultados obtidos.

Além do diâmetro de abertura do funil, sabe-se também que a forma e as dimensões do molde utilizado exercem influência no índice de vazios obtido. Por esta razão, o mesmo estudo realizado no cilindro Proctor Normal foi realizado em um outro molde cilíndrico confeccionado em PVC com as dimensões de 108,3 mm de altura e 38,3 mm de diâmetro interno, dimensões estas próximas às dos corpos

de prova utilizados nos ensaios de permeabilidade de parede flexível. Entretanto, para este segundo molde, não foi utilizado o funil de 5 mm.

A apresentação e a análise dos resultados dos ensaios de pluviação sobre as peneiras de acordo com o método de Miura & Toki (1982) são realizadas no item 4.2.1 adiante.

### 3.2.3.2.

#### **Método *Geolabs in-house* (modificado)**

Este método foi utilizado com o objetivo de avaliar o índice de vazios mínimo da amostra da Areia da Praia de Ipanema.

O método foi idealizado pelo laboratório *Geolabs Limited*, localizado em Watford, no Reino Unido. Blaker *et. al.* (2015) relataram o método em um estudo comparativo entre diversos métodos de moldagem de corpos de prova de areias com índice de vazios mínimo.

O método *Geolabs in-house* utiliza um agitador de peneiras para vibrar a amostra de areia, possibilitando o rearranjo das partículas e reduzindo o seu índice de vazios. Durante a vibração, é aplicado um carregamento vertical estático sobre a amostra com um valor de tensão especificado.

Nesta pesquisa, foi feita uma modificação em relação a condição de teor de umidade em que a amostra é trabalhada. Originalmente, o método é feito com a amostra na condição inundada, conforme descrito por Blaker *et. al.* (2015). No entanto, nesta pesquisa, o método foi aplicado em amostra seca ao ar (com teor de umidade higroscópica) após ser pluvizada pelo método de Miura & Toki (1982), em uma tentativa de diminuir ainda mais o índice de vazios da amostra pluvizada. Para a pluviação, foram utilizados os funis com aberturas de 5 mm e de 10 mm. Vale deixar claro que o método *Geolabs in-house* não prevê o uso de pluviação sobre peneiras, mas a adaptação foi feita apenas para avaliar se a vibração traria alguma diminuição do índice de vazios após a pluviação com os funis supracitados.

Outras modificações foram feitas na carga aplicada e no molde utilizado em relação ao descrito por Blaker *et. al.* (2015).

A carga aplicada correspondeu a um peso de 98,1 N (10 kgf), atuando em uma área de seção transversal da amostra de 78,54 cm<sup>2</sup>, impondo, portanto, uma tensão de 12,5 kPa sobre a amostra, ao passo que a tensão descrita por Blaker *et. al.* (2015) é de 13,8 kPa.

Com relação ao molde, foi utilizado o cilindro Proctor Normal, com volume de 1000,08 cm<sup>3</sup> (1 L), ressaltando-se que Blaker *et. al.* (2015) não indicam um volume de molde a ser usado, tão somente descrevendo que foi utilizado um molde transparente com a finalidade de visualizar a variação da altura da amostra durante a vibração.

Assim, inicialmente, a amostra era pluviada sobre o molde utilizando a mesma técnica do método de Miura & Toki (1982), com o mesmo conjunto de peneiras e com os funis de abertura de 5 mm e 10 mm, conforme acima descrito. A amostra era pluviada até que se atingisse em torno de 1 cm de altura acima do topo do molde, sendo necessário para isso a utilização de um colarinho sobre o molde. A interrupção da pluviação era feita fechando a abertura do funil com uma placa rígida.

Posteriormente, vibrava-se o conjunto “molde e colarinho + amostra”, com a carga aplicada no topo da amostra, no agitador de peneiras, durante 10 minutos, conforme mostra a Figura 27. Utilizou-se sempre a mesma frequência de vibração, configurada no agitador de peneiras. O agitador de peneiras utilizado é o da marca Solotest, modelo eletromecânico (Figura 27). A frequência do agitador de peneiras não foi medida. Em uma escala de 1 a 10 indicada neste modelo de agitador, que não se sabe a correspondência em Hertz, utilizou-se sempre o valor de 1 da escala do agitador. Neste equipamento, há um apoio superior (viga), que, rosqueado, garantia o contato da carga com a amostra durante a vibração, forçando-a minimamente contra a amostra (Figura 27). Assim, na realidade, a carga aplicada sobre a amostra deve ter sido um pouco superior a 12,5 kPa.

Após a vibração, o colarinho era retirado e a amostra era arrasada junto ao topo do molde com o auxílio de uma régua biselada. Em seguida, pesava-se o conjunto “molde + amostra” para o cálculo do índice de vazios, seguindo o mesmo procedimento descrito acima no método de Miura & Toki (1982).

A Figura 27 mostra o conjunto “molde e colarinho + amostra” sob a carga de 12,5 kPa, durante a vibração no agitador de peneiras.





Figura 27 – Conjunto “molde e colarinho + amostra” sob a carga aplicada de 12,5 kPa durante a vibração no agitador de peneiras.

A apresentação e a análise dos resultados da aplicação do método *Geolabs in-house* modificado são feitas no item 4.2.2 adiante.

### 3.2.3.3.

#### Método NGI (uso de vibração vertical)

Este método foi utilizado para a avaliação do índice de vazios mínimo da amostra da Areia da Praia de Ipanema. Este método também encontra-se descrito por Blaker *et al.* (2015) e é utilizado no laboratório do *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI).

Seguindo o que preconiza o método, a areia era alocada em camadas finas dentro do cilindro Proctor Normal, até que ultrapassasse a base do colarinho do molde. Cada camada era depositada com o auxílio de um funil de vidro, realizando movimentos em espiral da borda para o centro do molde. Após a deposição de cada camada de espessura de cerca de 1,4 cm, a amostra era vibrada no agitador de peneiras (o mesmo descrito no item anterior) sob uma tensão vertical de 4,2 kPa, durante 30 segundos, conforme mostra a Figura 28.

Após a vibração, o colarinho era retirado e a amostra era arrasada junto ao topo do molde com o auxílio de uma régua biselada. Em seguida, pesava-se o

conjunto “molde + amostra” para o cálculo do índice de vazios, seguindo o mesmo procedimento descrito acima no método de Miura & Toki (1982).

A Figura 28 mostra o conjunto “molde e colarinho + amostra” sob a carga de 4,2 kPa durante a vibração no agitador de peneiras.



Figura 28 – Conjunto “molde e colarinho + amostra” com a carga aplicada de 4,2 kPa durante a vibração no agitador de peneiras.

A apresentação e a análise dos resultados da aplicação do método NGI são feitas no item 4.2.3 adiante.

### 3.2.4.

#### Determinação do índice de vazios máximo

##### 3.2.4.1.

#### Método A da norma ASTM-D4254-16

A norma ASTM-D4254-16 – *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density*, de março de 2016, apresenta três métodos para a determinação do índice de vazios máximo de areias. Segundo a referida norma, esses métodos são aplicáveis a solos que possuem no máximo 15 % de massa seca ao ar passante na peneira nº 200 (abertura igual a 0,075 mm).

O método A da norma ASTM-D4254-16 é adequado para solos com 100 % de massa seca ao ar passante na peneira com abertura de malha de 75 mm, podendo ter até 30 % (no máximo) de massa seca ao ar retida na peneira com abertura de 37,5 mm.

O método A faz uso de um funil cujo volume deve ser, no mínimo, 1,5 vezes o volume do molde utilizado para a deposição da areia. Além disso, o funil deve ser munido de um tubo com cerca de 15 cm de comprimento. De acordo com a norma ASTM-D4254-16, pelo fato do diâmetro máximo dos grãos da amostra da Areia da Praia de Ipanema ser menor do que 4,8 mm, o funil deve ter uma abertura com diâmetro de 1,3 cm, a massa de amostra seca em estufa a ser utilizada deve ser de 6 kg e o molde deve ter um volume de 2830,00 cm<sup>3</sup>. Para atender à norma, foi fabricado um funil que servisse para os dois moldes utilizados para a execução deste método.

Para a aplicação do método, foi feita uma modificação quanto ao molde utilizado, já que não se tinha disponível no LGMA o molde com volume indicado pela norma. Nesta pesquisa, foram utilizados dois moldes, sendo um com volume de 1000,08 cm<sup>3</sup> (cilindro Proctor Normal) e outro com volume de 3234,82 cm<sup>3</sup> (altura interna igual a 178,03 mm e diâmetro interno igual a 152,10 mm), a fim de verificar a influência do volume do molde no índice de vazios obtido segundo o método.

O método consiste em pluvial a amostra com o auxílio do funil diretamente dentro do molde, desde a base até o topo do molde. Ao longo do processo de pluviação, deve-se manter uma altura de queda da areia de cerca de 13 mm ou uma altura mínima para assegurar um fluxo contínuo de partículas do solo, de modo que o funil permaneça o mais vertical possível e não entre em contato com o solo já depositado no molde com o auxílio de uma régua biselada.

Ao longo da pluviação, o funil deve ser movido para cima em um movimento contínuo em forma helicoidal, da borda para o centro do molde, produzindo camadas uniformes e sem desníveis significativos. Um colarinho foi utilizado sobre o molde para que a deposição da areia fosse efetuada um pouco acima do topo do molde e a amostra pudesse, finalmente, ser arrasada junto ao topo do molde.

Finalmente, o índice de vazios da amostra contida no molde era calculado exatamente conforme descrito no item 3.2.3.1.

A Figura 29 mostra a execução do método A da norma ASTM-D4254-16, com o preenchimento dos dois moldes com diferentes volumes.



Figura 29 – Execução do método “A” da norma ASTM – D4254 – 16 com molde de 3234,82 cm<sup>3</sup> (à esquerda) e com o molde de 1000,08 cm<sup>3</sup> (à direita).

A apresentação e a análise dos resultados da aplicação do método A da norma ASTM-D4254-16 são feitas no item 4.3.1 adiante.

### 3.2.4.2.

#### Método B da norma ASTM-D4254-16

Segundo a norma ASTM-D4254-16, o método B é aplicado a solos com 100 % de massa seca ao ar na peneira com abertura de 19 mm. O método baseia-se na deposição da amostra de areia no molde pela extração, de forma rápida, de um tubo preenchido com a amostra.

Inicialmente, confeccionou-se o tubo adequado para o cilindro Proctor Normal utilizado como molde que, por sua vez, tinha um volume de 1000,08 cm<sup>3</sup>. Foi utilizado o tubo de PVC com 72,5 mm de diâmetro interno, que foi cortado com uma altura de 314,9 mm, de modo que o seu volume ficasse entre 1,25 a 1,30 vezes o volume do molde, conforme determina a norma supracitada.

Para a realização do procedimento, o tubo era posicionado na posição vertical, centralizado dentro do molde. Posteriormente, o tubo era preenchido com amostra da base até 3 a 6 mm abaixo do topo por intermédio de um funil, conforme ilustra a Figura 30. Posteriormente, retirava-se rapidamente o tubo do molde com um movimento vertical para cima, possibilitando que o solo ocupasse todo o volume do mesmo. Feito isto, a amostra era arrasada junto ao topo do molde com uma régua biselada. Em seguida, o conjunto molde + solo úmido (teor de umidade

higroscópica) foi pesado, para que, pudesse ser calculado o índice de vazios da amostra contida no molde exatamente conforme descrito no item 3.2.3.1.

A Figura 30 mostra a execução do método B da norma ASTM-D4254-16.



Figura 30 – Execução do método “B” da norma ASTM-D4254-16: vista superior (à esquerda) e vista frontal (à direita).

A apresentação e a análise dos resultados da aplicação do método B da norma ASTM-D4254-16 são feitas no item 4.3.2 adiante.

### 3.2.4.3.

#### **Método C da norma ASTM-D4254-16**

O método C da norma ASTM-D4254-16 é indicado apenas para areias finas e areias médias, com 100 % de massa seca ao ar passante na peneira de abertura igual a 9,5 mm e com até 10 % de massa seca ao ar retida na peneira n° 10 cuja abertura é igual a 2,0 mm.

O método foi executado com a introdução de cerca de 1000 g de massa de areia seca ao ar (teor de umidade higroscópica) numa proveta graduada de 2000 ml (cm<sup>3</sup>) com o auxílio de um funil, realizando movimentos em espiral da borda para o centro da proveta. Em seguida, tampava-se a boca da proveta com a palma da mão, virando-a de cabeça para baixo e, imediatamente, voltando-a para a posição inicial. O objetivo do movimento realizado era não permitir que as partículas do solo tivessem tempo para se reorganizarem, depositando-se, desta maneira, numa condição presumidamente mais fofa.

Com a finalidade de avaliar a influência do volume da proveta nos resultados, este método também foi realizado com uma proveta graduada de 1000 ml introduzindo a mesma massa de areia seca ao ar de 1000 g na proveta.

A figura 31 mostra a execução do método C da norma ASTM-D4254-16.

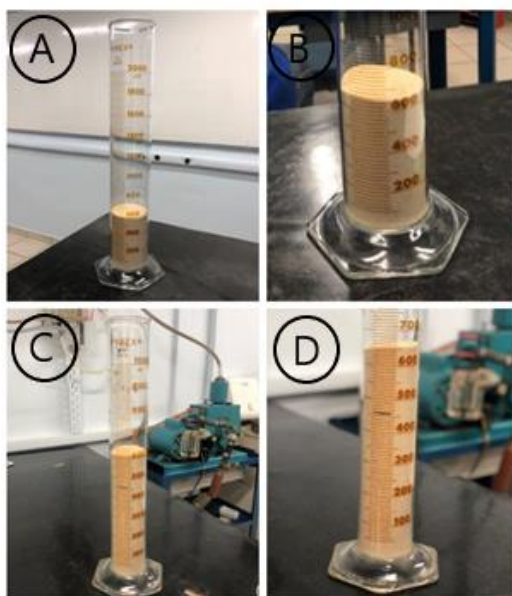


Figura 31 – Execução do método “C” da norma ASTM-D4254-16 com as provetas de 1000 cm³ (C e D) e de 2000 cm³ (A e B).

O índice de vazios obtido deste processo era calculado de posse do volume (V) que o solo ocupava após a execução do procedimento, determinado a partir da graduação da proveta. De acordo com a norma ASTM-D4254-16, o método deve ser repetido até que sejam obtidos três valores consistentes de índice de vazios, entendendo-se como consistentes aqueles com variação, de até 2 % entre si.

De posse da massa úmida (teor de umidade higroscópica) da amostra acondicionada dentro da proveta do volume (V) por ela ocupado lido na graduação da proveta, determinava-se a massa específica seca ( $\rho_d$ ), da amostra contida na proveta, igual a  $\frac{M_s}{V}$ , calculando a massa seca ( $M_s$ ) a partir da massa úmida e do teor de umidade higroscópica previamente determinado. Somada a esta informação, utilizava-se a densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) e a massa específica da água ( $\rho_w$ ) à 4 °C para obter o índice de vazios da amostra contida na proveta por meio da equação já demonstrada no item 3.2.3.1, a saber:

$$e = \frac{G_s \cdot \rho_w}{\rho_d} - 1 \quad (44)$$



A apresentação e a análise dos resultados da aplicação do método C da norma ASTM-D4254-16 são feitas no item 4.3.3 adiante.

### 3.2.4.4.

#### Método da queda livre idealizado por Simões (2015)

Simões (2015) idealizou um método para a avaliação do índice de vazios máximo de areias, inspirado em um dos métodos apresentados por Kolbuszewski (1948). O método consiste na queda livre, a partir de uma determinada altura, da amostra de areia acondicionada dentro de um funil, e acomodando-se dentro de um cilindro Proctor Normal utilizado como molde. Dessa forma, os grãos não teriam tempo suficiente para sua acomodação, depositando-se em uma compacidade bastante fofa. Simões (2015) aplicou o método utilizando dois funis em forma de tronco de cone, com ângulo de  $60^\circ$ , sendo um com abertura de diâmetro de 80 mm e outro com abertura de diâmetro de 100 mm. Na presente pesquisa, além destes dois funis, foi utilizado também um terceiro funil com abertura de diâmetro de 90 mm, tendo como finalidade de avaliar a influência do diâmetro da abertura do funil no índice de vazios obtido segundo o método proposto por Simões (2015).

A Figura 32 mostra um croqui do esquema montado no laboratório para determinação do índice de vazios máximo da Areia da Praia de Ipanema por meio do método da queda livre proposto por Simões (2015).

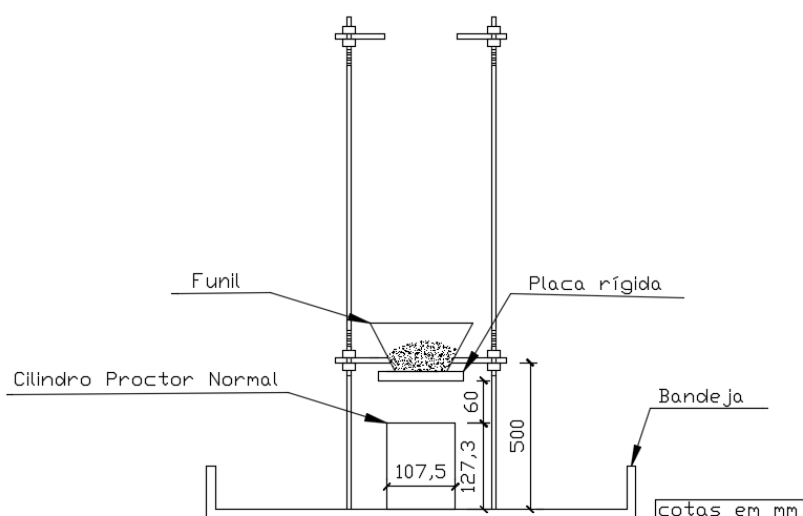


Figura 32 – Esquema montado para obtenção do índice de vazios máximo por meio do método da queda livre proposto por Simões (2015).

O método foi executado posicionando o funil em um suporte de modo que a sua abertura inferior ficasse a uma distância de 6 cm do topo de um cilindro Proctor Normal utilizado como molde, apoiado sobre uma bandeja metálica, tal como descrito por Simões (2015). Em seguida, tampava-se a abertura do funil com uma placa metálica e colocava-se dentro do funil uma massa de areia seca ao ar (teor de umidade higroscópica) suficiente para o preenchimento total do molde.

Com a realização de um movimento rápido, retirava-se horizontalmente a placa metálica e a amostra despencava em queda livre sobre o molde, preenchendo-o totalmente. Posteriormente, a amostra contida no molde tinha a sua superfície arrasada junto ao topo do molde com uma régua metálica biselada, tendo o cuidado de provocar o menor impacto possível no conjunto “molde + solo”. Finalmente, pesava-se a massa do conjunto para que pudesse ser calculado o índice de vazios da amostra contida no molde exatamente conforme descrito no item 3.2.3.1.

A Figura 33 mostra a execução do método da queda livre proposto por Simões (2015).



Figura 33 – Execução do método da queda livre proposto por Simões (2015).

A apresentação e a análise dos resultados da aplicação do método da queda livre proposto por Simões (2015) são feitas no item 4.3.4 adiante.



### 3.2.5.

#### Ensaio de permeabilidade

##### 3.2.5.1.

#### Concepção geral do equipamento

O equipamento utilizado nos ensaios de permeabilidade de parede flexível sob carga hidráulica constante foi montado no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente (LGMA) da PUC-Rio. O equipamento é constituído por uma câmara (campânula) de acrílico e duralumínio de cerca de 32,5 cm de altura interna e 16,7 cm de diâmetro interno, que encerra o corpo de prova cilíndrico, sendo bastante similar às câmaras utilizadas em ensaios triaxiais convencionais, conforme ilustra a Figura 34. A base da câmara, também feita com duralumínio, é dotada de um pedestal de 38,2 mm de diâmetro sobre o qual era moldado o corpo de prova envolvido por uma membrana de látex e sobre o qual era colocado o *top cap*, conforme será detalhado mais adiante.

O pedestal da câmara possuía dois canais de comunicação (válvulas 7 e 15) entre a parte externa da câmara e a base do corpo de prova, conforme ilustra o esquema da Figura 35. Por um deles, conectado à válvula 15 (Figura 35), era aplicada pressão de água na base do corpo de prova (contrapressão), tanto na fase de saturação do corpo de prova quanto na fase de estabelecimento de fluxo de água da base para o topo do corpo de prova para a medição de vazão e cálculo do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ). Além disso, a válvula 15 (Figura 35) fazia a ligação entre a base do corpo de prova e o transdutor de pressão T2, utilizado para medir a poropressão na base do corpo de prova. A válvula 7 permanecia fechada durante todo o ensaio.

Mais dois canais faziam a ligação do interior da câmara para a parte externa. Através de um deles, conectado à válvula 4 (Figura 35), era procedido o enchimento da câmara com a água que transmitia a pressão confinante ao corpo de prova. Neste mesmo canal, era conectado o transdutor de pressão T1 para medição da pressão confinante na água que preenchia a câmara. No outro canal, conectado à válvula 11 (Figura 35), era feita a ligação do sistema externo ao topo do corpo de prova através de um tubo de drenagem instalado no interior da câmara, da base da câmara ao *top cap*. Através deste canal, era aplicada pressão de água no topo do corpo de prova (contrapressão), tanto na fase de saturação do corpo de prova como na fase de estabelecimento de fluxo da base para o topo do corpo de prova para a medição de vazão e cálculo do coeficiente de

permeabilidade ( $k$ ). Neste mesmo canal, era instalado o transdutor de pressão T3, utilizado para medir a poropressão no topo do corpo de prova.

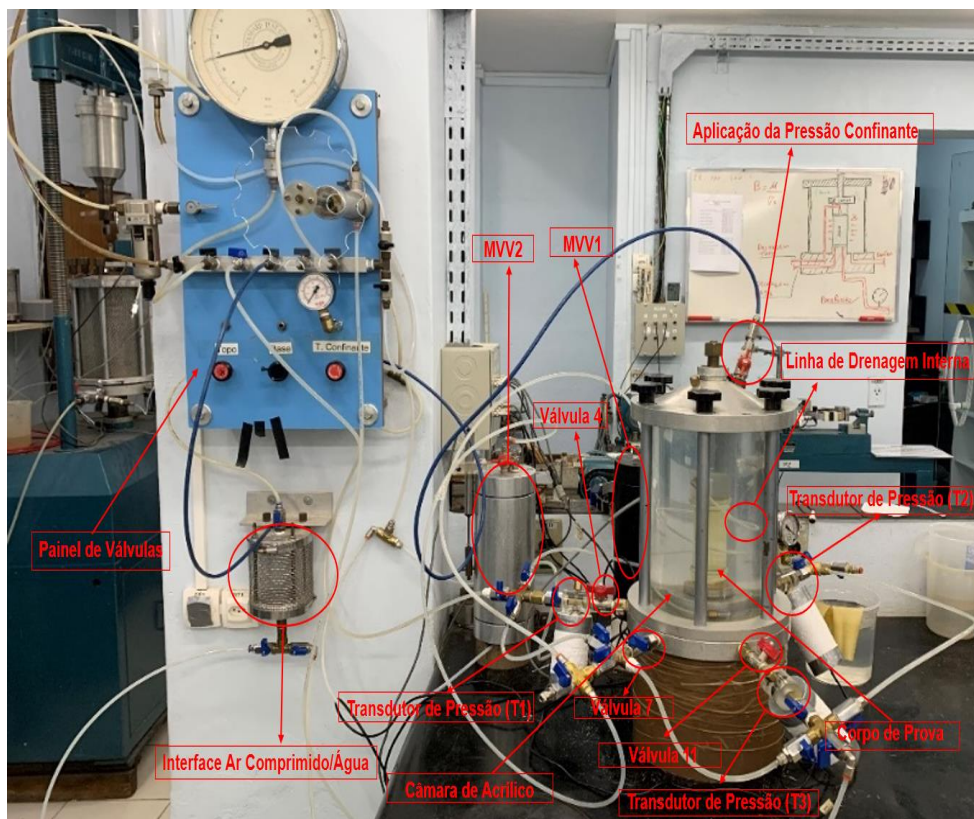


Figura 34 – Permeâmetro montado no LGMA da PUC-Rio.

No laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, as pressões aplicadas nos ensaios, a saber, pressões confinantes e contrapressões, são efetuadas por um sistema de ar comprimido que alimenta todo o laboratório, válvulas reguladoras de pressão instaladas nos painéis de válvulas dos equipamentos e interfaces ar comprimido/água.

No equipamento em apreço, a pressão de água aplicada na base do corpo de prova era efetuada através dos dois medidores de variação de volume utilizados (MVV1 e MVV2), que atuavam em paralelo, e que também funcionavam como interface ar comprimido/água (Figuras 34 e 35). Esses medidores eram alimentados por ar comprimido em suas bases vindo do painel de válvulas e transmitiam pressão de água para a base do corpo de prova através da água que preenchiam os medidores e as linhas que conectavam os medidores à base do corpo de prova.

A pressão de água aplicada no topo do corpo de prova era efetuada através da interface ar comprimido/água instalada na parede debaixo do painel de

válvulas (Figuras 34 e 35). Esta interface era alimentada em seu topo por ar comprimido vindo do painel de válvulas e transmitia pressão de água ao topo do corpo de prova pela linha que o conectava à parte interna da câmara.

A câmara era enchida com água pela sua base por uma linha vinda diretamente do painel de válvulas (Figuras 34 e 35). A aplicação da pressão confinante na água que preenchia a câmara era feita mediante aplicação de ar comprimido diretamente no topo da câmara através e uma linha de ar comprimido vinda diretamente do painel de válvulas (Figuras 34 e 35).

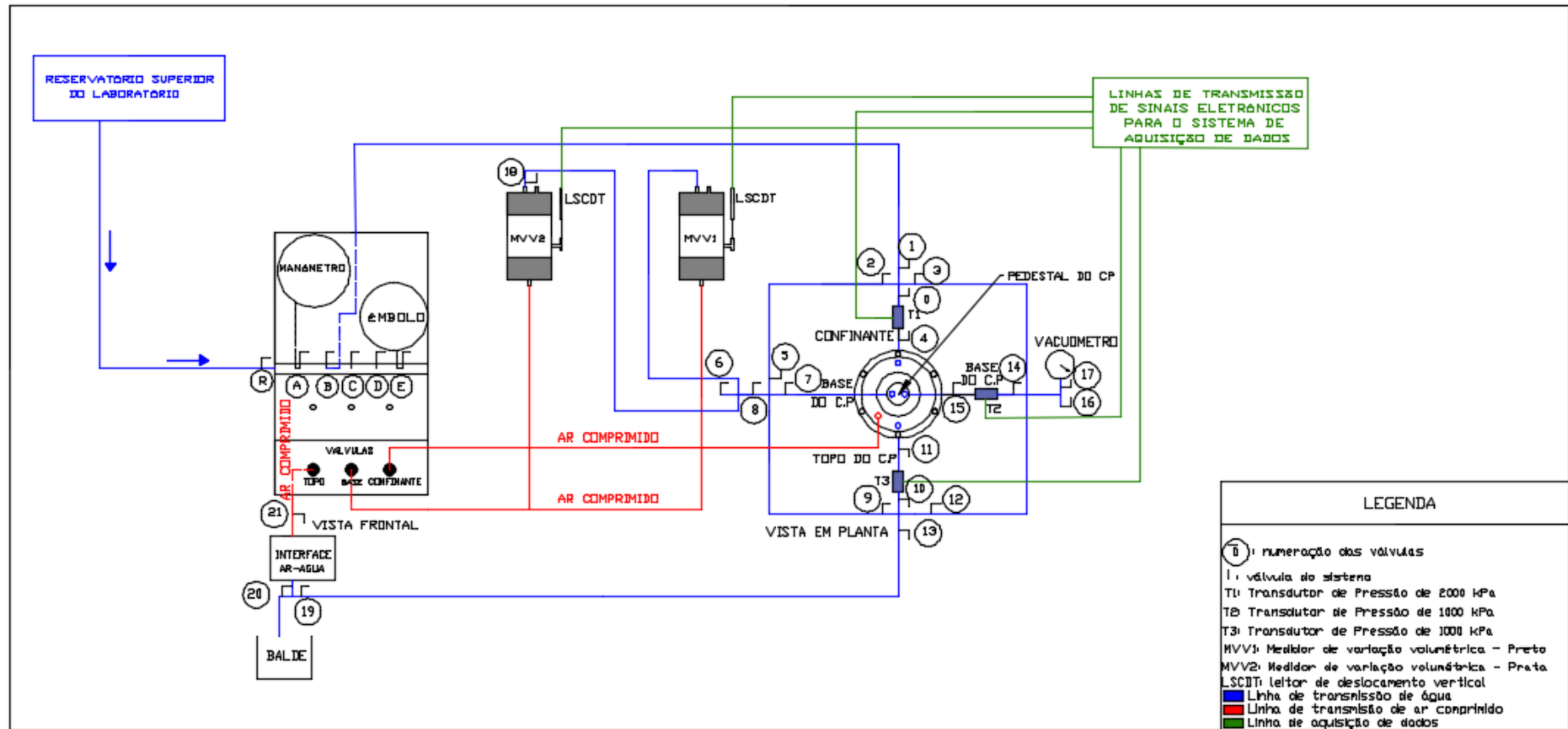


Figura 35 – Esquema do sistema usado para execução do ensaio de permeabilidade.

### 3.2.5.2.

#### Características dos instrumentos de medição

Conforme descrito acima, a pressão confinante na água que preenchia a câmara era medida pelo transdutor de pressão T1. Este transdutor era da marca *Wykeham Farrance*, modelo 28 WF 6301, com capacidade de 2000 kPa. O procedimento seguido na calibração do transdutor de pressão T1 encontra-se descrito em detalhes no Apêndice D, onde também são apresentadas as curvas de calibração obtidas para este instrumento de medição.

As poropressões na base e no topo do corpo de prova eram medidas pelos transdutores de pressão T2 e T3, respectivamente, tanto para a aplicação de contrapressão e para checagem do parâmetro B de Skempton (1954) na fase de saturação, como para a aplicação de contrapressão na fase de estabelecimento do fluxo da base para o topo do corpo de prova para medição de vazão e cálculo do coeficiente de permeabilidade (k). Ambos os transdutores T2 e T3 eram da marca *Gefran*, modelo TP 867, com capacidade de 1000 kPa. O procedimento seguido nas calibrações dos transdutores de pressão T2 e T3 encontram-se descritos no Apêndice D, onde também são apresentadas as suas curvas de calibração.

Durante todo o processo de calibração bem como durante todos os ensaios de permeabilidade, todos os três transdutores de poropressão foram encapsulados por cilindros de isopor com a finalidade de minimizar a influência da eventual variação de temperatura da sala de ensaios em suas respostas, conforme pode ser visto na Figura 34.

Conforme descrito acima, a base do corpo de prova era ligada a dois medidores de variação volumétrica (MVV1 e MVV2), que atuavam em paralelo e que funcionavam também como interface ar comprimido/água. Esses medidores foram fabricados no próprio Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, ressaltando-se que os detalhes de projeto foram apresentados por Borges (1996).

O mecanismo de funcionamento dos medidores de variação volumétrica consistia na aplicação de uma pressão de ar comprimido pela base dos mesmos, que era transferida à água que ocupava os seus reservatórios superiores revestidos por um diafragma (*Bellofron*), por meio de um êmbolo interno. Desta forma, a água saía do reservatório, sendo direcionada à base do corpo de prova por meio de linhas que conectavam os medidores de variação de volume à base

do corpo de prova. Em cada um dos medidores de variação de volume, havia um transdutor de deslocamento LSC-HS, da marca *MPE Transducer*, modelo HS50B e com curso de 50 mm, que acusava o deslocamento vertical do êmbolo. Por meio da variação da leitura do transdutor, obtinha-se a variação de volume de água que entrava ou saía do medidor por meio da sua curva de calibração. Os procedimentos seguidos nas calibrações dos medidores de variação de volume MVV1 e MVV2 estão descritos no Apêndice D, que também apresentam as suas curvas de calibração.

Os sinais eletrônicos provenientes dos transdutores de pressão T1, T2 e T3 e dos transdutores de deslocamento dos êmbolos dos medidores de variação de volume MVV1 e MVV2 eram captados por um módulo da marca HBM, modelo QuantumX, MX 840B, ligado a um microcomputador. Esses dados eram gravados pelo sistema de aquisição de dados – software *CatmanAP V5.0.2*, que convertia os sinais eletrônicos dos instrumentos de medição em grandezas de engenharia a partir das constantes das curvas de calibração obtidas para os instrumentos de medição, apresentadas Apêndice D.

Todos os instrumentos de medição foram calibrados utilizando o mesmo sistema de aquisição de dados utilizados nos ensaios de permeabilidade, com todos os instrumentos plugados e ligados conforme a execução dos ensaios e sob a mesma temperatura de execução dos ensaios igual a  $21 \pm 2$  °C.

### 3.2.5.3.

#### **Moldagem dos corpos de prova**

Antes de tudo, deve ser aqui registrado que todo o processo de moldagem dos corpos de prova de areia dos ensaios de permeabilidade no permeâmetro de parede flexível foi procedido com base na experiência adquirida por Domingos (2020) e sob a sua orientação.

Inicialmente, saturava-se as linhas de todo o sistema, circulando água deaerada por alguns minutos, vindo do reservatório superior do laboratório para as linhas que desembocavam na base e no topo do corpo de prova. Além disso, realizava-se a circulação de água deaerada também pelos medidores de variação volumétrica. Tal procedimento tinha objetivo de eliminar completamente as bolhas de ar existentes nas linhas, tubulações e conexões de todo o sistema. A água utilizada para a saturação saía pela válvula 16 (Figura 35) e era coletada num béquer.

Em seguida, tapavam-se os furos existentes na base da câmara onde eram rosqueadas as hastes da campânula com pedaços de fita isolante, a fim de impedir que os grãos de areia penetrassem nos furos quando fosse utilizado o método “B” da norma ASTM – D4254 – 16 ou método de pluviação sobre as peneiras para a moldagem do corpo de prova.

Posteriormente, posicionava-se um disco de tela da peneira nº 150 (abertura de malha igual a 0,106 mm) na base do pedestal da câmara, com a finalidade de evitar o carreamento de grãos do corpo de prova durante a execução do ensaio. O diâmetro do disco de tela era ligeiramente inferior ao diâmetro do pedestal.

Na sequência, verificava-se a estanqueidade da membrana de látex, vedando as suas extremidades, injetando ar comprimido e mergulhando-a em uma bacia com água para verificar a existência de bolhas de ar, conforme ilustrado na Figura 36.



Figura 36 – Verificação da estanqueidade da membrana de látex.

Posteriormente, secava-se a membrana de látex e tomavam-se as medidas da espessura ( $t$ ) em três posições diferentes ao longo de seu comprimento: próximo a extremidade inferior, no meio e próximo a extremidade superior. Como a determinação era feita com a membrana dobrada, conforme mostra a Figura 37, o que se determinava diretamente era o dobro da espessura ( $2t$ ).



Figura 37 – Tomada das medidas do dobro da espessura ( $2t$ ) da membrana de látex.

Feito isto, posicionavam-se quatro *o'rings* no entorno de um cilindro bipartido de apoio, sendo dois próximos à extremidade inferior e dois próximos à extremidade superior do cilindro, conforme mostra a Figura 38.



Figura 38 – Posicionamento dos *o'rings* no bipartido de apoio.

Em seguida, posicionava-se a membrana de látex na base do pedestal da câmara. Com o uso do cilindro bipartido de apoio, instalavam-se dois *o'rings* no entorno da membrana junto ao pedestal. Ademais, era instalado um elástico de



borracha próximo ao topo do pedestal, para evitar que algum grão penetrasse entre a parede do pedestal e a membrana de látex, reduzindo dessa forma, os riscos de furo da membrana.

No laboratório foi fabricado um molde metálico tripartido com colarinho. O molde tripartido foi produzido em latão, possuindo um diâmetro interno de 39,0 mm e altura total de 135,6 mm. A sua altura útil, no entanto, era de 90,0 mm, já que 45,6 mm ficava no entorno do pedestal quando o molde era apoiado sobre o mesmo. Já o colarinho foi fabricado em PVC com 39,0 mm de diâmetro interno e 20,0 mm de altura. Esses aparatos são apresentados na Figura 39.

Montava-se, então, o molde tripartido sobre o pedestal da câmara. As paredes internas das três partes do molde tripartido eram permanentemente revestidas com uma tela de nylon com abertura em torno de 2 mm, conforme ilustra a Figura 39A. O uso da tela tinha o objetivo de uniformizar a sucção aplicada pela bomba de vácuo ao longo do espaço entre a membrana e as paredes internas do molde, para que a membrana ficasse completamente aderida às paredes do molde e adquirisse, assim, exatamente a forma do molde.

As junções entre as partes do molde tripartido e a interface do contato do molde com o pedestal eram previamente untadas com graxa de silicone, para impedir o escapamento de vácuo. Anteriormente à montagem do tripartido sobre o pedestal, essas junções e interfaces eram ainda vedadas com fita isolante, conforme ilustrado na Figura 39B, além de serem instaladas duas braçadeiras de plástico, uma na parte superior e outra na parte inferior do molde tripartido. Após colocar o conjunto sobre o pedestal, vedavam-se também o contato entre o pedestal com a parte inferior do molde tripartido com fita isolante.

Posteriormente, posicionavam-se dois *o'rings* na parte superior do tripartido, acima da braçadeira de plástico superior, com o auxílio do cilindro bipartido de apoio. Em seguida, cobria-se a borda superior do molde com fita teflon, para evitar possíveis furos na membrana de látex (Figura 39B) e dobrava-se o excesso livre da membrana sobre o tripartido, conforme ilustrado nas Figuras 39B e 39C. Finalmente, untava-se a base do colarinho de PVC com graxa de silicone e posicionava-o sobre o molde tripartido, conforme ilustrado na Figura 39D.

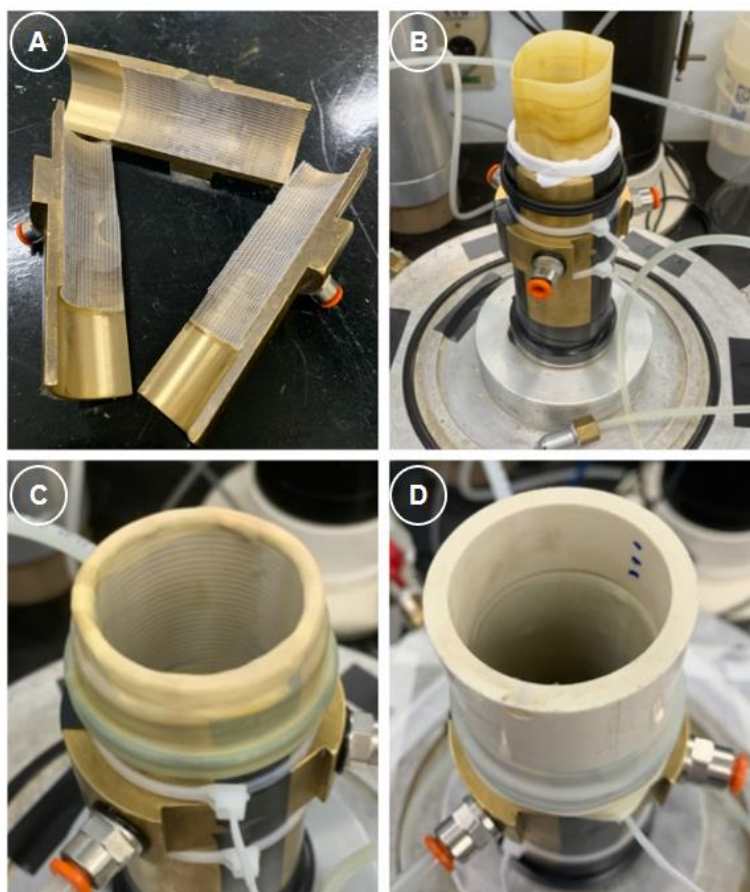


Figura 39 – Etapas de montagem do molde tripartido com colarinho sobre o pedestal.

Posteriormente, com uma bomba de vácuo e três tubos conectados ao molde tripartido, cada tubo conectado a uma parte do molde, aplicava-se uma sucção de cerca de 20 kPa entre as paredes internas do molde e a membrana de látex. Desta forma, enquanto a sucção permanecia aplicada, a membrana ficava inteiramente aderida às paredes do molde. A completa aderência era inspecionada logo após a aplicação do vácuo.

Foi produzido um tronco de cone de escape, apresentado na Figura 40, composto de tubos que destinavam a areia proveniente da pluviação para preparação do corpo de prova para recipientes específicos, impedindo o desperdício de material e a sujeira da bancada durante a moldagem dos corpos de prova. Assim, após a aplicação do vácuo na membrana, posicionava-se o tronco de cone de escape sobre o colarinho do molde tripartido, conforme ilustrado na Figura 40.

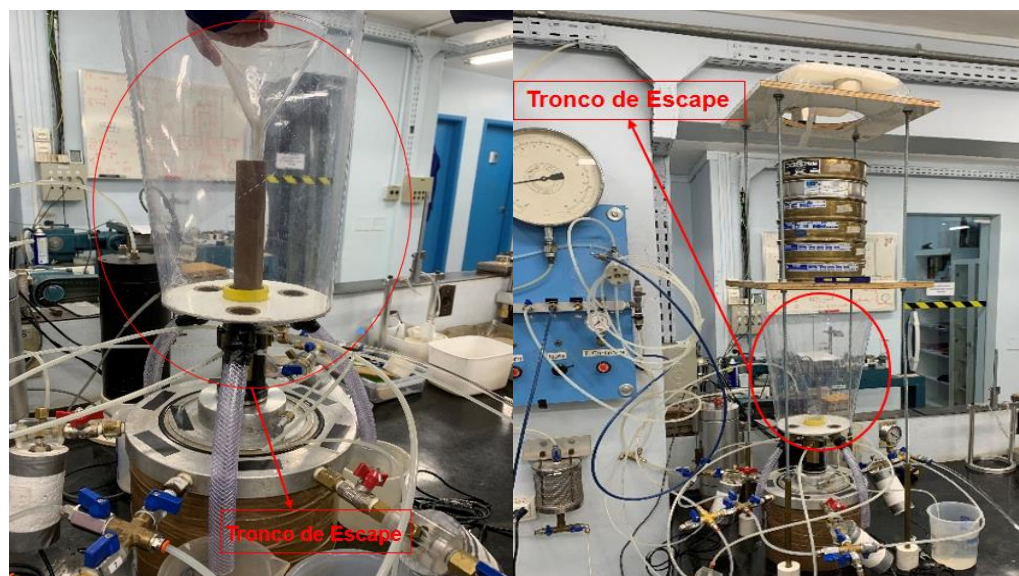


Figura 40 – Tronco de cone de escape posicionado sobre o colarinho do molde tripartido.

Em seguida, realizava-se a moldagem do corpo de prova utilizando o método “B” da norma ASTM–D4254–16, para o corpo de prova com índice de vazios máximo ou o método de pluviação sobre peneiras (Miura & Toki, 1982) para corpos de prova com índices de vazios intermediários e mínimo. Ambos os métodos estão descritos nos itens 3.2.4.2 e 3.2.3.1, respectivamente. Nesta pesquisa, foram moldados dois corpos de prova pelo método “B” da norma ASTM–D4254–16, denominados CP-01 e CP-02 e dois corpos de prova pelo método de pluviação sobre peneiras (Miura & Toki, 1982), com os funis de 10 mm (CP-03) e 5 mm (CP-04).

Após a execução de um dos métodos, retirava-se o tronco de cone de escape sobre o colarinho com extremo cuidado. O excesso de solo era então arrasado junto ao topo do colarinho, nivelando-o cuidadosamente sem provocar nenhum tipo de vibração no corpo de prova para que não fosse alterado o seu índice de vazios.

Em seguida, era realizada a etapa de pré-saturação do corpo de prova. Esse processo consistia em fazer circular água pelo corpo de prova, de sua base para o seu topo, pelo esquema de vasos comunicantes. Para isso, uma pipeta com água era conectada à base do corpo de prova e uma bureta era utilizada como reservatório para alimentar a pipeta continuamente com água.

Para tanto, primeiramente, realizavam-se marcações referentes aos níveis da base, meio e topo do corpo de prova, bem como topo do colarinho, em uma haste posicionada sobre a bancada ao lado da câmara. A haste servia de apoio tanto para a bureta graduada quanto para a pipeta, conforme ilustra a Figura 41.

A linha que ligava a base do corpo de prova à pipeta também era saturada de modo que o nível de água na pipeta ficasse exatamente no nível da base do corpo de prova demarcado na haste de apoio. Em seguida, abrindo a válvula 16, a válvula 14 e a válvula 15 (Figura 35), nesta ordem, iniciava-se o processo de saturação do corpo de prova. Por gotejamento, a bureta alimentava continuamente a pipeta de modo que a elevação do nível de água na pipeta provocava uma igual elevação do nível d'água no corpo de prova pelo princípio dos vasos comunicantes, saturando o corpo de prova da base para o topo.

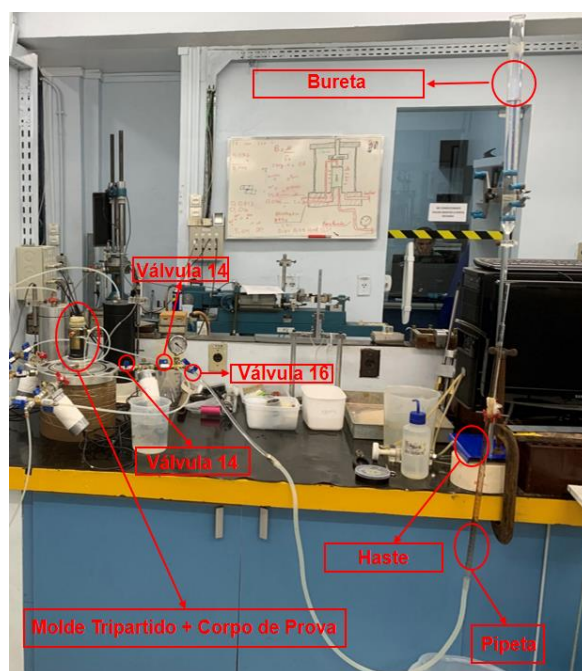


Figura 41 – Sistema utilizado para a pré-saturação do corpo de prova.

Após a chegada do nível de água no topo do colarinho (Figura 42A), era percolado um volume de água equivalente ao volume de vazios do corpo de prova, previamente estimado. Ao finalizar esta etapa, fechavam-se as válvulas 15 e 16 para a retirada do colarinho (Figura 42B). Além disso, com o uso de uma espátula, removia-se o excesso de areia acima do topo do molde tripartido, a fim de nivelar o topo do corpo de prova junto ao topo do molde (Figura 42C). Com o dedo e uma bisnaga com água destilada, limpava-se suavemente a lateral da membrana de látex que ficava dobrada sobre o molde tripartido, para a completa eliminação dos grãos de areia que ficavam ali presentes. Tal procedimento tinha a finalidade de minimizar a possibilidade de ocorrência de furos na membrana de látex.





Figura 42 – (A) Água surgindo no topo do colarinho; (B) Corpo de prova após retirada do colarinho durante a pré-saturação; (C) Corpo de prova após ter sido arrasado junto ao topo do molde tripartido.

Em seguida, um disco de tela de peneira de nº 150 (abertura da malha igual a 0,106 mm) com diâmetro ligeiramente inferior ao diâmetro do *top cap* era fixado na base do *top cap*, a fim de evitar o carreamento de partículas pelo *top cap* durante o ensaio. O *top cap* tinha um diâmetro de 42,2 mm e altura de 50,4 mm. Em seguida, saturavam-se o tubo de drenagem interna e o *top cap* fazendo circular água por esses elementos. Lembrando que o tubo de drenagem interna fazia a conexão do orifício da base da câmara, junto à válvula 11 (Figura 35), ao *top cap*.

Posicionava-se, então, o *top cap* sobre o topo do molde tripartido e fazendo um helicoide no tubo de drenagem interna em torno do corpo de prova, conforme ilustrado na Figura 43. É importante ressaltar que o *top cap* ficava inteiramente apoiado sobre o topo do molde, e não no corpo de prova. Em seguida, com um sistema de fixação composto por vigas e tirantes fabricado no laboratório (Figura 43), vestia-se a membrana no *top cap*, prendendo-a com os dois *o'rings* que estavam posicionados na região superior do tripartido. Vale salientar que o sistema de fixação aplicava uma força vertical para baixo sobre o molde tripartido, o que garantia a estanqueidade da sucção aplicada entre as paredes do molde e a membrana de látex.



Figura 43 – Sistema de fixação para posicionar o *top cap* no corpo de prova.

Em seguida, enchia-se com água a seringa de acrílico, produzida em laboratório conforme orientação de Domingos (2020), de modo que não houvesse bolhas de ar na seringa, conforme ilustrado na Figura 44. A seringa era então conectada à válvula 16 (Figura 35). Com as válvulas 16 e 17 abertas e a válvula 14 fechada (Figura 35), aplicava-se uma sucção de 10 kPa, lida no vacuômetro instalado junto à válvula 17, conforme ilustra a Figura 45. Em seguida, abriam-se as válvulas 14 e 15 para aplicação da sucção no corpo de prova. Eventualmente, ao abrir as válvulas 14 e 15, a sucção de 10 kPa sofria um decréscimo, que era reestabelecida por intermédio da seringa. Após a verificação da estabilização da sucção de 10 kPa pela leitura do vacuômetro, fechava-se a válvula 15.



Figura 44 – Seringa usada para aplicação da sucção no corpo de prova.

Após a aplicação da sucção no corpo de prova, cortavam-se as braçadeiras de plástico e retirava-se o molde tripartido. A Figura 45 mostra o corpo de prova após a retirada do molde tripartido com a sucção de 10 kPa aplicada. Como a tensão total ( $\sigma$ ) aplicada no corpo de prova era igual a zero e a poropressão ( $u$ ) era igual a -10 kPa, correspondente à sucção aplicada, então, pelo Princípio das Tensões Efetivas (Terzaghi, 1936), a tensão efetiva inicial ( $\sigma'$ ) do corpo de prova era igual:  $\sigma' = \sigma - u \rightarrow \sigma' = 0 - (-10) \rightarrow \sigma' = 10 \text{ kPa}$ .

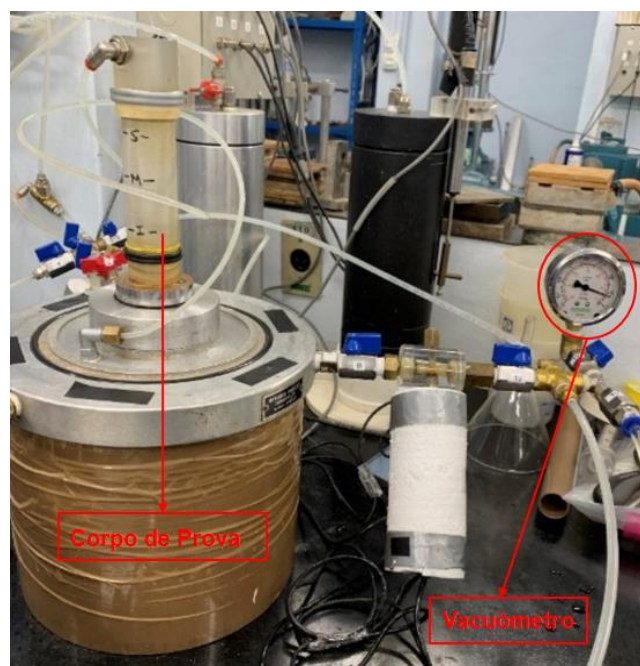


Figura 45 – Corpo de prova moldado com a aplicação da sucção.



Em seguida, eram tomadas medidas da circunferência do corpo de prova com a membrana de látex por intermédio de uma fita graduada cujo princípio de funcionamento é igual ao de um paquímetro, sendo uma próxima a base, uma no meio e uma próxima ao topo do corpo de prova. Além disso, com o uso de um paquímetro de profundidade fixado a um pórtico produzido no laboratório, ilustrado na Figura 46, determinava-se a altura do corpo de prova mediante a comparação com a mesma medida tomada previamente substituindo o corpo de prova por um cilindro de acrílico de aço com altura conhecida.

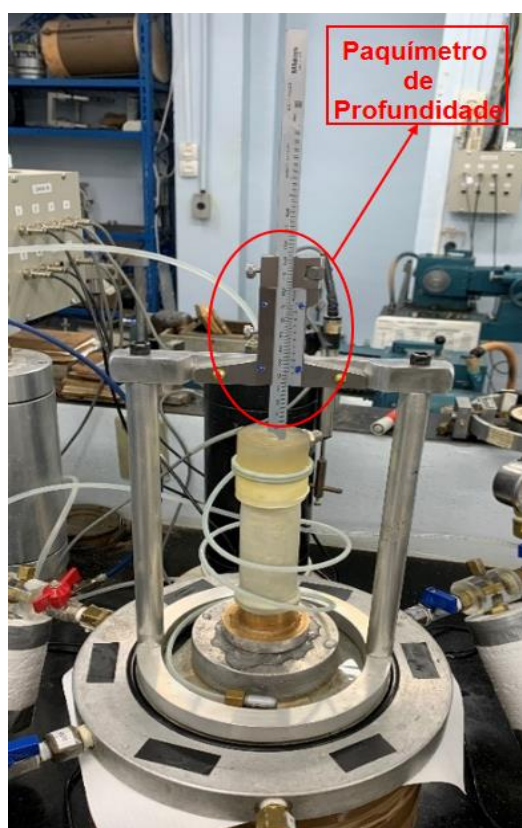


Figura 46 – Paquímetro de profundidade fixado a um pórtico utilizado para determinar a altura do corpo de prova por comparação com a mesma medida tomada previamente em um cilindro de aço de altura conhecida.

Após as tomadas das medidas do corpo de prova, posicionava-se a campânula sobre a base do permeâmetro e fixavam-se os tirantes da campânula, conforme ilustra a Figura 47. Finalmente, enchia-se completamente a câmara com água.





Figura 47 – Permeâmetro após o enchimento completo da câmara com água.

#### 3.2.5.4.

#### Saturação dos corpos de prova

O procedimento adotado para a saturação dos corpos de prova foi o de aplicações de sucessivos incrementos de contrapressão, conforme é comumente realizado em ensaios triaxiais em solos. Este procedimento consiste em aumentar a poropressão do corpo de prova para que as bolhas de ar que se encontrem nos vazios do solo dissolvam-se na água. Este processo deve ser realizado mantendo-se a tensão efetiva inicial do corpo de prova constante para que não haja deformação volumétrica do corpo de prova. Desta forma, antes da abertura da drenagem para aplicação de um dado incremento de poropressão (contrapressão) no corpo de prova, deve ser aplicado um igual incremento de tensão total, com a drenagem fechada.

A saturação dos corpos de prova por contrapressão é baseada na Lei de Boyle-Mariotte e na Lei de Henry de solubilidade. A Lei de Boyle-Mariotte enuncia que a pressão absoluta e o volume de uma certa quantidade de gás confinado são inversamente proporcionais se a temperatura permanece constante em um sistema fechado (Levine, 1978). A Lei de Henry enuncia que a solubilidade de um gás dissolvido em um líquido é diretamente proporcional à pressão do gás acima do líquido (Mills *et al.*, 1993).

Assim, no método de saturação por contrapressão, o aumento da poropressão em um solo não saturado reduz o volume de ar nos vazios de duas formas: por compressão direta, uma vez que o volume de ar diminui conforme a Lei de Boyle-Mariotte, e pelo aumento da quantidade de ar dissolvido na água dos vazios de acordo com a Lei de Henry de solubilidade (Lowe & Johnson, 1960).

No procedimento de saturação por contrapressão dos ensaios de permeabilidade desta pesquisa, após o enchimento da câmara (item 3.2.5.3), inicialmente era aplicado um incremento de tensão confinante ( $\Delta\sigma$ ) de 50 kPa com as drenagens da base e do topo do corpo de prova fechadas. Sob a tensão confinante de 50 kPa, media-se o incremento resultante da poropressão ( $\Delta u$ ) pelo transdutor de pressão conectado à base do corpo de prova e calculava-se o parâmetro B de Skempton (1954) como:  $B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma}$ . Lembrando que a poropressão inicial era de -10 kPa.

Posteriormente, ajustava-se o valor da contrapressão de 40 kPa que seria aplicada ao corpo de prova com base nas leituras dos transdutores de pressão, mantendo fechadas as válvulas 11 e 15 (Figura 35), entre os transdutores de pressão e o corpo de prova. Em seguida, abriam-se as válvulas 11 e 15 simultaneamente aplicando a contrapressão ajustada pelo topo e pela base do corpo de prova. Assim, a poropressão que inicialmente (antes da aplicação do incremento de tensão confinante) era de -10 kPa, sofria um incremento ( $\Delta u_b$ ) de 50 kPa, passando a ser de 40 kPa. Com a tensão confinante aplicada igual a 50 kPa e a contrapressão de 40 kPa, a tensão efetiva no corpo de prova permanecia igual a tensão efetiva inicial quando da moldagem do corpo de prova, igual a 10 kPa.

Durante o período em que o corpo de prova permanecia com a drenagem aberta com a contrapressão aplicada, monitorava-se o volume de água que entrava no corpo de prova pelas leituras do medidor de variação de volume (MVV1). O medidor de variação de volume (MVV2) não era posto em operação durante a saturação do corpo de prova.

Vale lembrar que o volume de água que entrava no corpo de prova deveria corresponder exclusivamente à variação de volume das bolhas de ar presentes nos vazios do corpo de prova, que iam dissolvendo-se na água. Como não havia variação da tensão efetiva no corpo de prova, então, de acordo com o Princípio das Tensões Efetivas (Terzaghi, 1936), ao menos em teoria, não havia variação de volume do corpo de prova, embora isso não tenha sido monitorado durante o

processo. A drenagem permanecia aberta durante um período mínimo de 30 minutos.

Em seguida, as válvulas de drenagem 11 e 15 eram fechadas e aplicava-se um segundo incremento de tensão confinante ( $\Delta\sigma$ ) igual a 50 kPa, levando a tensão confinante para o valor de 100 kPa. Com isso, uma segunda medição do parâmetro B era efetuada conforme explicada acima. Em seguida, ajustava-se uma contrapressão de 90 kPa ( $\Delta u_b = 50$  kPa), que era aplicada ao corpo de prova exatamente como na primeira etapa descrita acima. Mantinha-se então o corpo de prova nesta condição com a drenagem aberta e a contrapressão aplicada, monitorando a entrada de água no mesmo pelo medidor de variação de volume (MVV1), por um período mínimo de 30 minutos. Novamente, fechava-se a drenagem, aplicava-se agora um incremento de tensão total ( $\Delta\sigma$ ) de 100 kPa, levando a uma tensão confinante de 200 kPa, e efetuava-se uma terceira medição do parâmetro B. Em seguida, ajustava-se a contrapressão para a 190 kPa ( $\Delta u_b = 100$  kPa), que era aplicada ao corpo de prova, repetindo-se mais uma etapa de saturação do corpo de prova.

Este procedimento foi repetido até que fosse atingido um parâmetro B de Skempton (1954) de, pelo menos, 0,98. Para isso, em todos os ensaios desta pesquisa, foram ainda aplicadas as quarta, quinta e sexta etapas, com incrementos de tensão confinante ( $\Delta\sigma$ ) e de contrapressão ( $\Delta u$ ) iguais a 100 kPa. No fim do processo de saturação, o corpo de prova ficava submetido a uma tensão confinante de 500 kPa, uma contrapressão de 490 kPa e, portanto, permanecendo com a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) de 10 kPa inalterada. Finalmente, era feita ainda uma sétima e última medição do parâmetro B, fechando-se a drenagem, elevando-se a tensão de confinamento para 600 kPa e medindo-se o acréscimo de poropressão resultante. Em seguida, a tensão confinante era retornada para 500 kPa, finalizando o processo.

Vale lembrar ainda que, embora não fosse o objetivo principal, o processo de saturação do corpo de prova também acabava por ajudar a eliminar as eventuais bolhas de ar ainda remanescentes nos canais, linhas de drenagem e conexões do sistema. Esse processo foi investigado por Black & Lee (1973). A completa saturação do sistema é de fundamental importância para uma resposta rápida e representativa dos transdutores de pressão, conforme relatado por Clayton & Hight (2007).

Os resultados obtidos do processo de saturação e medição do parâmetro B dos ensaios de permeabilidade são apresentados no item 4.4.2, adiante.

### 3.2.5.5.

#### **Etapas de adensamento hidrostático**

Logo após a fase de saturação do corpo de prova, era realizada uma primeira etapa de estabelecimento de fluxo da base para o topo do corpo de prova para a medição da vazão e cálculo do coeficiente de permeabilidade. Assim, nesta primeira etapa, o fluxo era estabelecido com o corpo de prova sob uma tensão efetiva ( $\sigma'$ ) de 10 kPa. O procedimento seguido para o estabelecimento do fluxo é descrito no item 3.2.5.6, adiante.

Após a realização da primeira etapa de estabelecimento do fluxo para o cálculo do coeficiente de permeabilidade, executava-se o primeiro estágio de adensamento hidrostático para a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) de 100 kPa.

Em seguida, realizava-se a segunda etapa de estabelecimento de fluxo para a obtenção do coeficiente de permeabilidade, com o corpo de prova sob a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) de 100 kPa.

Posteriormente, executava-se o segundo estágio de adensamento hidrostático para a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) de 200 kPa. Realizava-se, então, a terceira etapa de estabelecimento de fluxo para a determinação do coeficiente de permeabilidade, com o corpo de prova sob a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) de 200 kPa.

Em sequência, efetuava-se o terceiro estágio de adensamento hidrostático para a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) de 300 kPa. Em seguida, executava-se a quarta e última etapa de estabelecimento de fluxo para a obtenção do coeficiente de permeabilidade, sob a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) de 300 kPa.

Assim, para cada ensaio, foram realizados três estágios de adensamento hidrostático para as tensões efetivas ( $\sigma'$ ) de 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa.

Para cada estágio de adensamento hidrostático, inicialmente, aplicava-se o acréscimo de tensão total requerido para o estágio, ajustando o valor pela leitura do transdutor de pressão T1, com a válvula 4 aberta e válvula 0 fechada (Figura 35), mantendo as drenagens do topo e da base do corpo de prova fechadas, válvulas 14 e 10 (Figura 35). Por exemplo, imediatamente antes do primeiro estágio de adensamento hidrostático, o corpo de prova encontrava-se sob uma tensão total aplicada de 500 kPa e com uma contrapressão de 490 kPa (ver item 3.2.5.4). Assim, a tensão total era aumentada para 590 kPa, para que a tensão efetiva aplicada no corpo de prova no “fim” do adensamento hidrostático fosse de 100 kPa. Após o ajuste da tensão total, fazia-se uma verificação do parâmetro B de Skempton (1954) pelos acréscimos de poropressão ( $\Delta u$ ) acusados pelos

transdutores de pressão T2 e T3 (válvulas 11 e 15 abertas). Em seguida, abriam-se as drenagens do topo e da base do corpo de prova, válvulas 14, 12, 10, 9, 8 e 6 (Figura 35), dando início ao processo de adensamento. Todas as demais válvulas permaneciam fechadas.

Durante o processo de adensamento, monitorava-se a variação de volume do corpo de prova ao longo do tempo, admitida como igual ao volume de água que saía do corpo de prova. A medição de volume de água que saía do corpo de prova era feita apenas com o medidor de variação volumétrica (MVV1). Assim, a válvula do MVV2, válvula 18 (Figura 35), também permanecia fechada.

Pelo fato da areia ser muito permeável e pouco compressível, o seu coeficiente de adensamento é extremamente elevado. Por esta razão, observou-se que o chamado adensamento primário durava apenas alguns segundos. Ainda assim, em todos os estágios de adensamento hidrostático de todos os ensaios de permeabilidade, foi estabelecido um tempo de duração de estágio de adensamento mínimo de 30 minutos. Terminado esse período, as drenagens do topo e da base do corpo de prova eram novamente fechadas, finalizando o estágio de adensamento.

### 3.2.5.6.

#### Estabelecimento do fluxo para medição de vazão e cálculo do coeficiente de permeabilidade

Antes de tudo, um simples esquema foi elaborado para cálculo das poropressões (contrapressões) a serem aplicadas no topo e na base do corpo de prova a partir das leituras dos transdutores de pressão T2 e T3. Este esquema é apresentado na Figura 48.

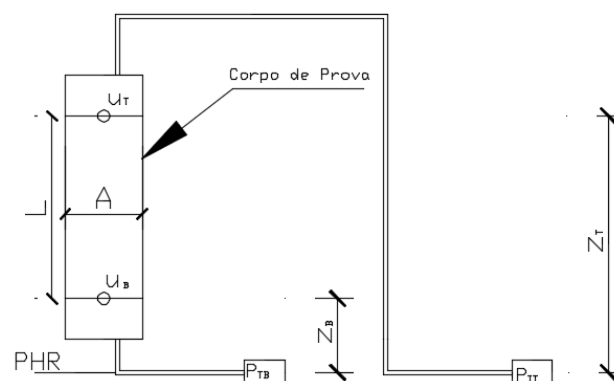


Figura 48 – Esquema para cálculo das poropressões aplicadas no topo e na base do corpo de prova a partir das leituras dos transdutores de pressão.

Considerando o plano horizontal de referência (PHR) passando pelos transdutores de pressão, o cálculo das cargas hidráulicas na base ( $h_B$ ) e no topo ( $h_T$ ) do corpo de prova pela equação de Bernoulli fica, então:

$$h_B = z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} \quad (45)$$

$$h_T = z_T + \frac{u_T}{\gamma_w} \quad (46)$$

Na figura 48 e nas equações acima, tem-se que:

$h_B$ : carga hidráulica total na base do corpo de prova;

$h_T$ : carga hidráulica total no topo do corpo de prova;

$z_B$ : altura da base do corpo de prova em relação ao plano horizontal de referência;

$z_T$ : altura do topo do corpo de prova em relação ao plano horizontal de referência;

$u_B$ : poropressão na base do corpo de prova;

$u_T$ : poropressão no topo do corpo de prova;

$L$ : altura corrente do corpo de prova, sendo que:  $L = z_T - z_B$ ;

$\gamma_w$ : peso específico da água.

Como o fluxo era estabelecido da base para o topo do corpo de prova, então:  $h_B > h_T$ . A diferença entre as cargas hidráulicas na base ( $h_B$ ) e no topo ( $h_T$ ) era, portanto:

$$h_B - h_T = \left( z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} \right) - \left( z_T + \frac{u_T}{\gamma_w} \right) \quad (47)$$

$$h_B - h_T = (z_B - z_T) + \frac{(u_B - u_T)}{\gamma_w} \quad (48)$$

$$h_B - h_T = \frac{(u_B - u_T)}{\gamma_w} - L \quad (49)$$

Desta forma, o gradiente hidráulico ( $i$ ) imposto entre a base e o topo do corpo de prova era:

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{h_B - h_T}{L} \quad (50)$$

$$i = \frac{(u_B - u_T)}{\gamma_w L} - 1 \quad (51)$$

Portanto, a diferença entre as poropressões na base ( $u_B$ ) e no topo ( $u_T$ ) em função do gradiente hidráulico ( $i$ ) que era imposto era:

$$u_B - u_T = \gamma_w L (i + 1) \quad (52)$$

As pressões de água lidas nos transdutores de pressão da base ( $P_{TB}$ ) e do topo ( $P_{TT}$ ) em função das poropressões atuantes na base e no topo do corpo de prova, respectivamente, eram:

$$P_{TB} = u_B + z_B \gamma_w \quad (53)$$

$$P_{TT} = u_T + z_T \gamma_w \quad (54)$$

Portanto, pode-se escrever que:

$$u_B = P_{TB} - z_B \gamma_w \quad (55)$$

$$u_T = P_{TT} - z_T \gamma_w \quad (56)$$

Substituindo-se as duas equações acima na Equação 52, determina-se a diferença que era imposta entre as leituras dos transdutores de pressão da base ( $P_{TB}$ ) e do topo ( $P_{TT}$ ) para um dado gradiente hidráulico ( $i$ ) que se queria impor, a saber:

$$(P_{TB} - z_B \gamma_w) - (P_{TT} - z_T \gamma_w) = \gamma_w L (i + 1) \quad (57)$$

$$P_{TB} - P_{TT} = \gamma_w L i \quad (58)$$

A seguir, são descritos os passos que eram seguidos para o estabelecimento do fluxo para a medição da vazão e cálculo do coeficiente de permeabilidade do corpo de prova.

Em cada etapa de estabelecimento de fluxo, eram promovidas quatro percolações pelo corpo de prova, sendo que as informações coletadas na primeira percolação eram sempre descartadas.

Conforme acima mencionado, a primeira etapa era realizada logo após a saturação do corpo de prova, com o corpo de prova sob uma tensão efetiva ( $\sigma'$ ) de 10 kPa, sendo 500 kPa de tensão confinante e 490 kPa de contrapressão.

Para o estabelecimento do fluxo, o medidor de variação de volume MVV2 entrava em operação e funcionava em paralelo com o medidor de variação de volume MVV1. Assim, a contrapressão era transmitida por ar comprimido do painel de válvulas para as bases dos dois medidores de variação de volume (MVV1 e MVV2) e por pressão de água dos medidores de variação de volume para a base do corpo de prova.

Para isso, inicialmente, os transdutores de pressão da base (T2) e do topo (T3) ficavam interconectados, com as válvulas 8, 5, 2, 3, 14, 12 e 10 (Figura 35) abertas e todas as demais fechadas, inclusive as válvulas 11 e 15. Regulava-se, então, a válvula “base” do painel de válvulas até que as leituras de ambos os transdutores de pressão ficassem estabilizadas no valor de 490 kPa, correspondente à contrapressão aplicada ao corpo de prova no estágio de adensamento prévio.

Ressalta-se com isso que a contrapressão que era aplicada de fato no meio do corpo de prova na última etapa de saturação nos estágios de adensamento era de aproximadamente 488 kPa, devida à coluna de água entre o transdutor e o meio do corpo de prova.

Após a estabilização das leituras dos dois transdutores de pressão (base e topo) no valor de 490 kPa, fechava-se a válvula 12, interrompendo a comunicação “direta” entre os dois transdutores de pressão. Em seguida, a válvula 13 era aberta, estabelecendo a comunicação entre o transdutor de pressão de topo (T3) e o painel de válvulas, via a interface ar-água (ver Figura 35).

Em seguida, por intermédio da válvula “topo” do painel de válvulas, regulava-se a pressão de água lida no transdutor de pressão do topo ( $P_{TT}$ ), diminuindo o valor da mesma de modo a atender à diferença ( $P_{TB}-P_{TT}$ ) obtida pela Equação 58.

Finalmente, as válvulas 11 e 15 (Figura 35) eram simultaneamente abertas, impondo-se o gradiente hidráulico ( $i$ ) no corpo de prova, e promovendo a percolação de água da base para o topo do corpo de prova. Em todas as percolações de todas as etapas de estabelecimento de fluxo, o gradiente hidráulico imposto era da ordem de 1, exceto na última percolação da etapa sob  $\sigma' = 300$  kPa, onde o gradiente era da ordem de 2.

Durante a percolação, a água percolada pelo corpo de prova era armazenada na interface ar – água posicionada abaixo do painel de válvulas



(Figura 35). O tempo de percolação era de aproximadamente 15 minutos, que correspondia ao tempo de esgotamento do volume de água dos dois medidores de variação de volume.

Durante todo o período de percolação, o software *CatmanAP* coletava as leituras dos três transdutores de pressão (confinante, base e topo), além das leituras dos dois medidores de variação volumétrica (MVV1 e MVV2). De posse das leituras dos medidores de variação de volume, era traçado o gráfico variação de volume que percolava pelo corpo de prova ( $\Delta V$ ) *versus* variação do tempo ( $\Delta t$ ). Com base neste gráfico, calculava-se a vazão ( $Q$ ) assumida como igual ao coeficiente angular da reta  $\Delta V \times \Delta t$ .

Após a execução de uma percolação, as válvulas 11 e 15 (Figura 35) eram fechadas e promovia-se o enchimento dos medidores de variação de volume com água vinda do reservatório superior do laboratório. Para isso, a pressão de ar comprimido aplicada na base dos medidores de variação de volume era reduzida para cerca de 15 kPa, fechavam-se as válvulas 0, 3, 7 e 9, abriam-se as válvulas R, 1, 2, 5 e 8 (Figura 35). Já para o esgotamento da água vinda da percolação armazenada na interface ar – água debaixo do painel de válvulas, simplesmente fechava-se a válvula 19 (Figura 35) e abria-se a válvula 20 (ver Figura 35).

Conforme já mencionado, a segunda, terceira e quarta etapas de estabelecimento de fluxo eram realizadas com o corpo de prova sob tensões efetivas ( $\sigma'$ ) iguais a 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa, respectivamente. Para aplicar essas tensões efetivas ( $\sigma'$ ) no corpo de prova, a tensão confinante na câmara era elevada para 590 kPa, 690 kPa e 790 kPa (valores lidos no transdutor de pressão confinante), respectivamente, promovendo-se o adensamento hidrostático.

No fim de todos os ensaios de permeabilidade, era executado ainda uma percolação com o corpo de prova sob a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) de 300 kPa, mas aplicando-se um gradiente hidráulico ( $i$ ) no corpo de prova de cerca de 2. Tal medida tinha o único objetivo de verificar a linearidade entre a velocidade aparente ( $v$ ) medida e o gradiente hidráulico médio ( $i$ ) imposto, de modo a verificar a validade da Lei de Darcy (1856) no experimento efetuado.

### 3.2.5.7.

#### **Obtenção da massa seca do corpo de prova**

Após a execução do ensaio, a pressão estabelecida na campânula era aliviada e toda a água era esgotada de dentro da mesma. Em seguida, a campânula era desconectada da base da câmara. Retirava-se, então, o *topcap* do

topo do corpo de prova com extremo cuidado e limpava-o com uma bisnaga de água destilada, de modo que todos os grãos do corpo de prova aderidos ao *topcap* caíssem num recipiente metálico.

Em seguida, retirava-se cuidadosamente a membrana de látex do pedestal do permeâmetro, transferindo todo o corpo de prova junto com a membrana para o recipiente metálico. Neste, a membrana era limpada com a bisnaga de água destilada para que todos os grãos aderidos a ela fossem de fato transferidos para o recipiente, conforme mostra a Figura 49. Caso ficasse algum grão aderido à superfície do pedestal do permeâmetro, usava-se a bisnaga com água destilada e espátulas para captar os grãos, transferindo-os para o recipiente metálico.

Finalizando a etapa de transporte do corpo de prova para o recipiente metálico, determinava-se a massa do conjunto recipiente + areia + água em uma balança digital. Em seguida, o conjunto era encaminhado à estufa de 105 a 110 °C, onde permanecia por cerca de 24 horas. Finalmente, determinava-se a massa do conjunto recipiente + areia seca. De posse da massa seca do corpo de prova, que correspondia à massa de sólidos (grãos), e do volume total inicial do mesmo, calculava-se o seu índice de vazios inicial (moldagem).

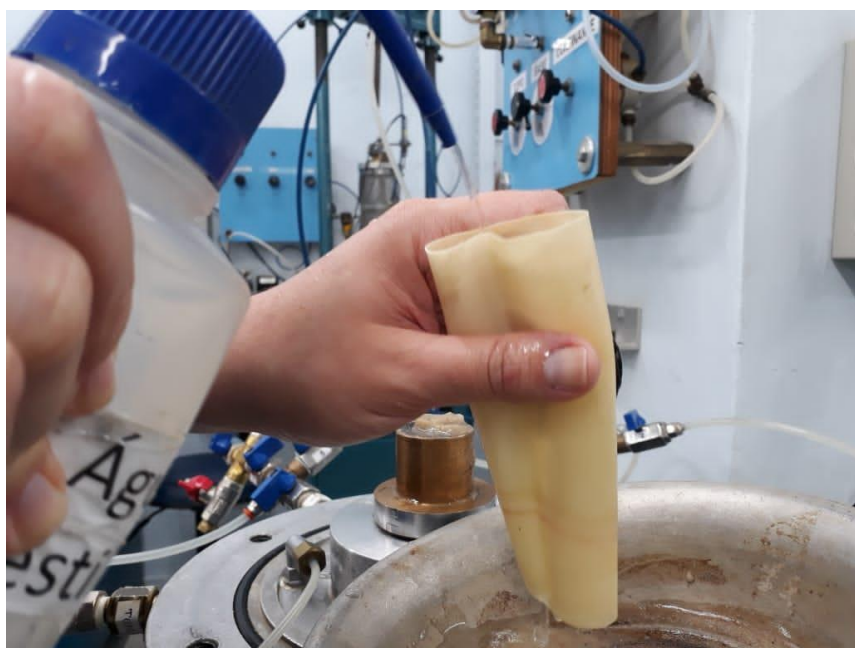


Figura 49 – Transferência dos grãos do corpo de prova aderidos à membrana de látex para o recipiente metálico com a utilização da bisnaga com água destilada.

## **4**

### **Resultados e discussões**

#### **4.1.**

##### **Caracterização geotécnica**

##### **4.1.1.**

##### **Granulometria por peneiramento**

Os ensaios de granulometria foram executados apenas por peneiramento, uma vez que já havia sido constatada a ausência de grãos passante na peneira nº 200 (abertura de malha igual a 0,075 mm) na ocasião da preparação da amostra. A metodologia empregada nos ensaios de granulometria por peneiramento está descrita no item 3.2.2.1. De cada quadrante separado na fase de quarteamento da amostra, foram executados cinco ensaios de granulometria por peneiramento em porções diferentes do quadrante.

As curvas granulométricas obtidas estão apresentadas em conjunto na Figura 50. A legenda indica a qual quadrante e ensaio cada curva pertence, como por exemplo, 1Q-A01, corresponde ao primeiro ensaio (A01) feito pelo material pertencente ao primeiro quadrante (1Q). Observa-se que todas as vinte curvas ficaram muito próximas entre si, indicando uma excelente repetibilidade dos resultados. Estas vinte curvas são apresentadas separadamente no Apêndice A.

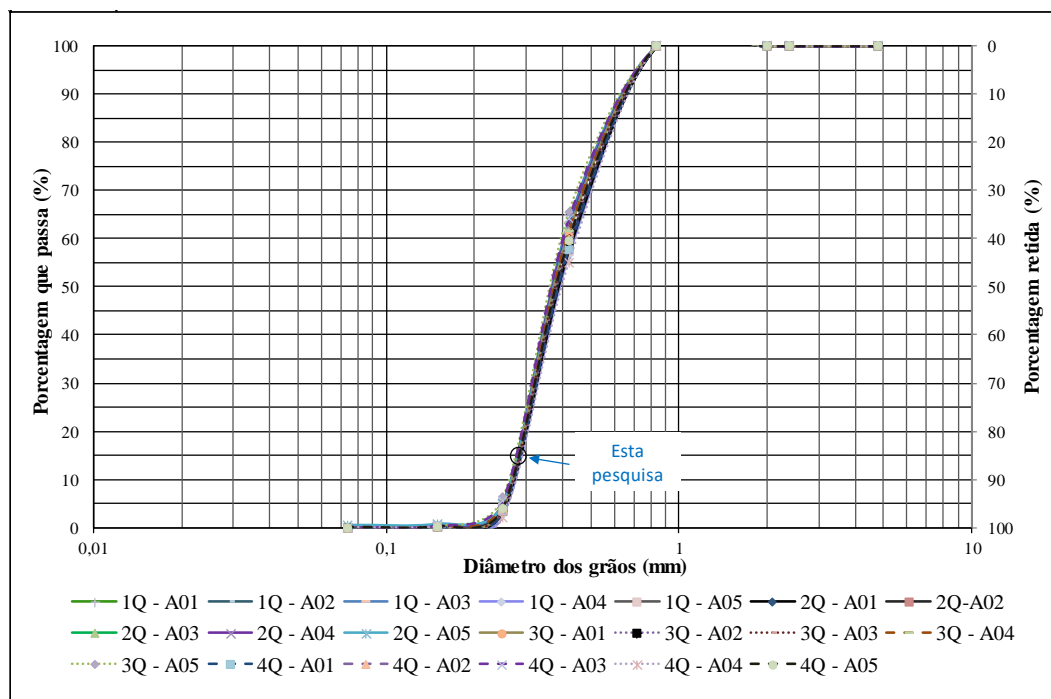


Figura 50 – Curvas granulométricas.

Na Figura 51, as curvas granulométricas obtidas por Ratton (1993), denominada na legenda como R-01, e por Simões (2015), denominadas na legenda por S-E01, S-E02 e S-E03, são plotadas em conjunto com as vinte curvas obtidas nesta pesquisa, já que todas as amostras são provenientes da Areia da Praia de Ipanema.

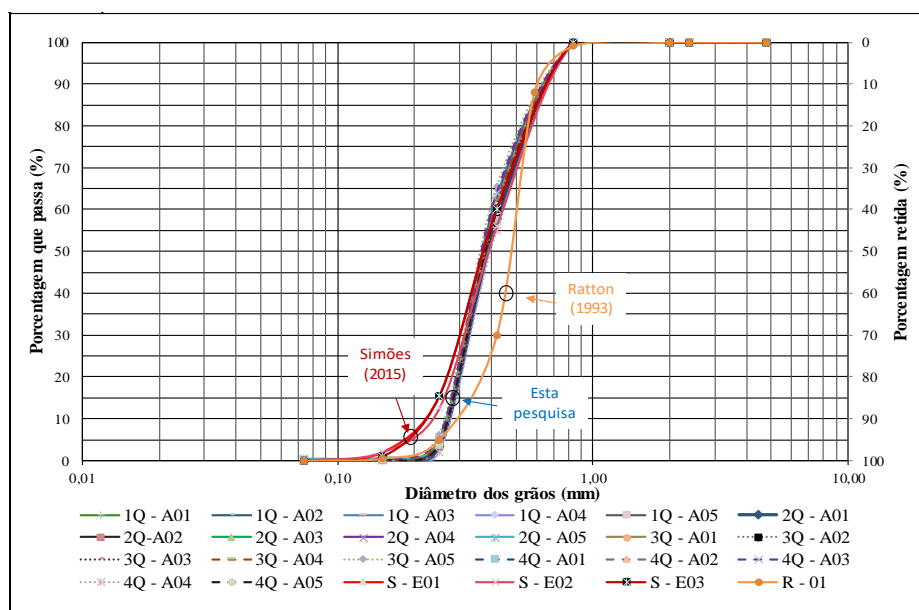


Figura 51 – Curvas granulométricas obtidas nesta pesquisa e as obtidas por Ratton (1993) e Simões (2015).

Observa-se que as vinte curvas granulométricas obtidas nesta pesquisa são muito próximas das curvas granulométricas obtidas por Simões (2015), exceto no trecho inferior dos gráficos, onde as curvas possuem uma divergência principalmente, na peneira nº 60 (abertura de malha de 0,250 mm), e um pouco na peneira nº 100 (abertura de malha de 0,150 mm). Lembrando que a amostra desta pesquisa foi coletada no mesmo ponto da Praia de Ipanema da amostra coletada por Simões (2015), porém com uma defasagem no tempo de cerca de cinco anos.

Por outro lado, comparando com a curva granulométrica obtida por Ratton (1993), denominada R-01, as curvas granulométricas desta pesquisa divergem significativamente daquela na peneira nº 40 (abertura de malha de 0,420 mm). Lembrando que Ratton (1993) coletou a amostra da Areia da Praia de Ipanema em um ponto distante cerca de 1 km do ponto onde a amostra desta pesquisa foi coletada e com uma defasagem no tempo de cerca de dezessete anos.

A norma ASTM-D2487-17-*Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*, de dezembro de 2017, estabelece a seguinte subclassificação granulométrica dentro da faixa granulométrica areia: a) areia grossa: grãos com diâmetros equivalentes entre 4,75 mm (peneira nº 4) e 2,00 mm (peneira nº 10); b) areia média: grãos com diâmetros equivalentes entre 2,00 mm (peneira nº 10) e 0,425 mm (peneira nº 40); c) areia fina: grãos com diâmetros equivalentes entre 0,425 mm (peneira nº 40) e 0,075 mm (peneira nº 200). Sendo assim, conforme a norma ASTM-D2487-17, assumindo uma curva granulométrica visualmente média representativa das vinte curvas granulométricas obtidas nesta pesquisa, a amostra da Areia da Praia de Ipanema aqui analisada é composta por 60 % de areia fina e 40 % de areia média.

Ainda com base na curva granulométrica visualmente média, obtêm-se o valor de  $D_{60}$  igual a 0,42 mm, o valor de  $D_{50}$  igual a 0,38 mm, o valor  $D_{30}$  igual a 0,32 mm e o valor de  $D_{10}$  igual a 0,27 mm, sendo que,  $D_{60}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{30}$  e  $D_{10}$  representam os diâmetros abaixo dos quais se situam 60 %, 50 %, 30 % e 10 % dos grãos da amostra em peso, respectivamente.

Embora a norma ASTM-D2487-17, assim como a norma ABNT-NBR-6502-*Rochas e Solos*, de setembro de 1995, denomine a razão  $D_{60}/D_{10}$  como “coeficiente de uniformidade” ( $C_u$ ), nesta dissertação, tal razão é denominada “coeficiente de não uniformidade” ( $C_{nu}$ ), conforme Pinto (2006, p. 66), uma vez que quanto maior o valor desta razão, mais desuniforme (ou não uniforme) é a areia. Dessa forma, para a amostra da Areia da Praia de Ipanema aqui analisada, o

coeficiente de não uniformidade ( $C_{nu}$ ) é igual a 1,56, ao passo que o coeficiente de curvatura ( $C_c$ ), definido como  $(D_{30})^2/(D_{10} \times D_{60})$  é igual a 0,90.

De acordo com a norma ASTM-D2487-17 (*Table 1*) para que uma areia seja classificada como “bem graduada” duas condições devem ser obedecidas:  $C_{nu} \geq 6,0$  e  $1,0 \leq C_c \leq 3,0$ . Por outro lado, se  $C_{nu} < 6,0$  e/ou [ $C_c < 1,0$  ou  $C_c > 3,0$ ], a areia é classificada como “mal graduada”. Dessa forma, seguindo a referida norma, como  $C_{nu} = 1,56 < 6,0$ , a amostra da Areia da Praia de Ipanema aqui analisada é classificada como *Poorly Graded Sand* (SP), ou seja, “Areia mal graduada”.

Uma areia “mal graduada” pode ser dita “uniforme” ou “não uniforme”, a depender do valor do seu coeficiente de não uniformidade ( $C_{nu}$ ). Segundo Pinto (2006, p. 66), se uma areia tem o  $C_{nu}$  é menor que 2,0, a areia é “uniforme”. Caso contrário, isto é, se  $C_{nu} \geq 2,0$ , a areia é “não uniforme”. Segundo a norma ABNT-NBR-6502, se  $C_{nu} < 5,0$ , a areia é “uniforme”, se  $5,0 \leq C_{nu} \leq 15,0$ , a areia é “medianamente uniforme” e, se  $C_{nu} > 15,0$ , a areia é “desuniforme”. Baseando-se numa ou noutra proposta de classificação, a amostra da Areia da Praia de Ipanema analisada nessa pesquisa é “uniforme”. Portanto, a amostra analisada é uma areia fina (60%) e média (40%), mal graduada e uniforme.

Vale mencionar ainda que Fortunato *et al.* (2008) e Simões (2015) classificaram a Areia da Praia de Ipanema como “areia média” muito provavelmente por terem utilizado um outro critério para subclassificar a fração granulométrica areia. Os referidos autores devem ter utilizado o critério da norma ABNT-NBR-6502, que indica que a faixa “areia grossa” é composta por grãos com diâmetros equivalentes compreendidos entre 2,00 mm e 0,60 mm, a faixa “areia média” é constituída por grãos com diâmetros equivalentes compreendidos entre 0,60 mm e 0,20 mm e a faixa “areia fina” é composta por grãos com diâmetros equivalentes compreendidos entre 0,20 mm e 0,06 mm.

#### 4.1.2.

#### Densidade relativa dos grãos

A densidade relativa dos grãos foi determinada pelo ensaio de picnômetro, cuja metodologia empregada está detalhadamente descrita no item 3.2.2.2.

Os ensaios foram realizados com cinco picnômetros com volume nominal de 500 cm<sup>3</sup>. As curvas de calibração dos cinco picnômetros, as quais relacionam a massa do picnômetro completamente enchido com água destilada com a temperatura, são apresentadas nas Figuras 52 a 56, a seguir.

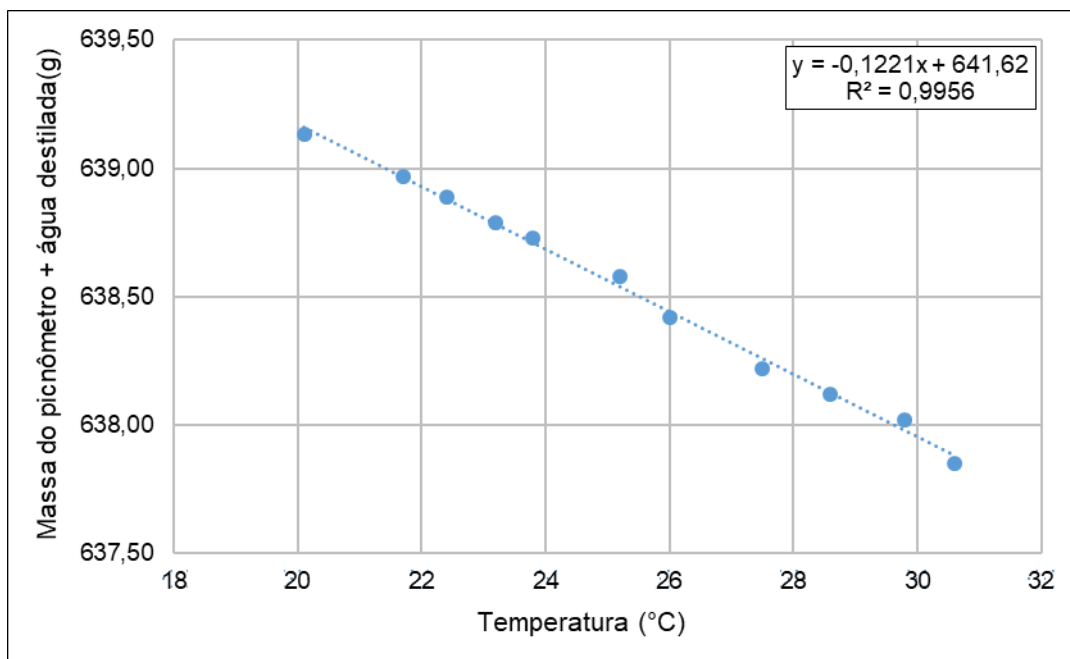


Figura 52 – Curva de calibração do picnômetro 1.

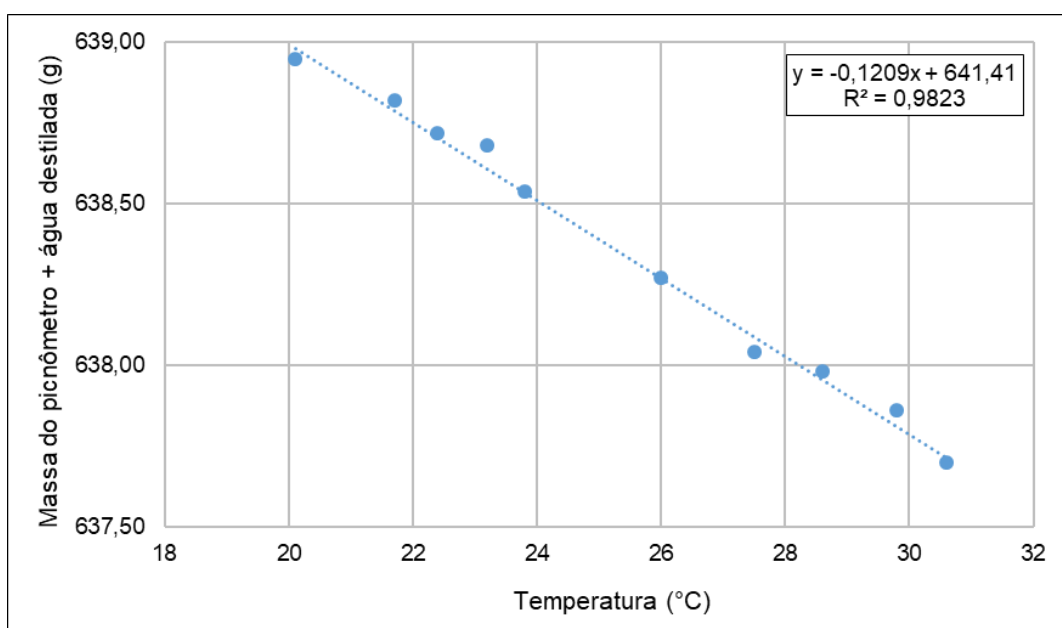


Figura 53 – Curva de calibração do picnômetro 2.

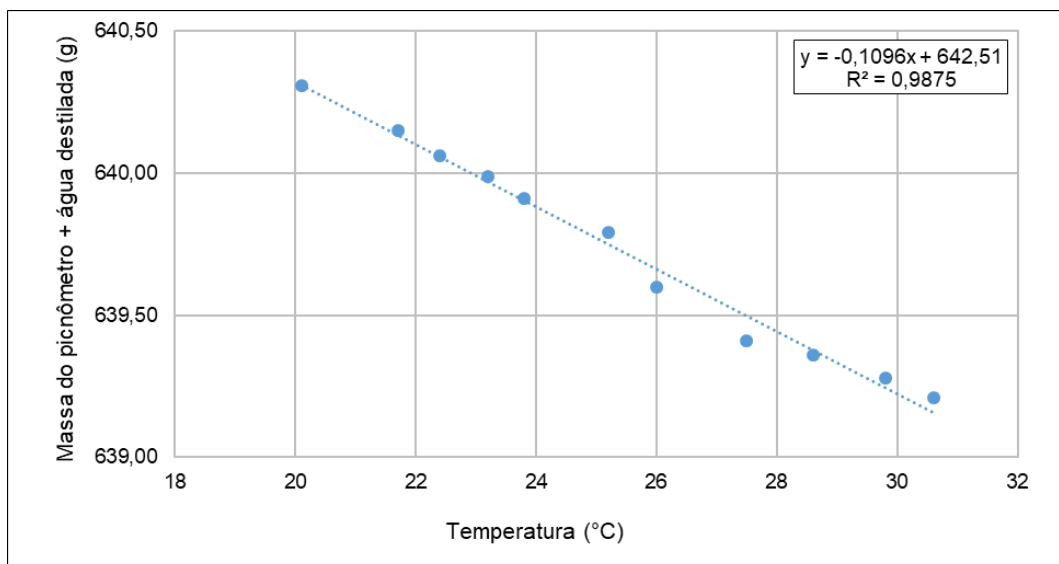


Figura 54 – Curva de calibração do picnômetro 3.

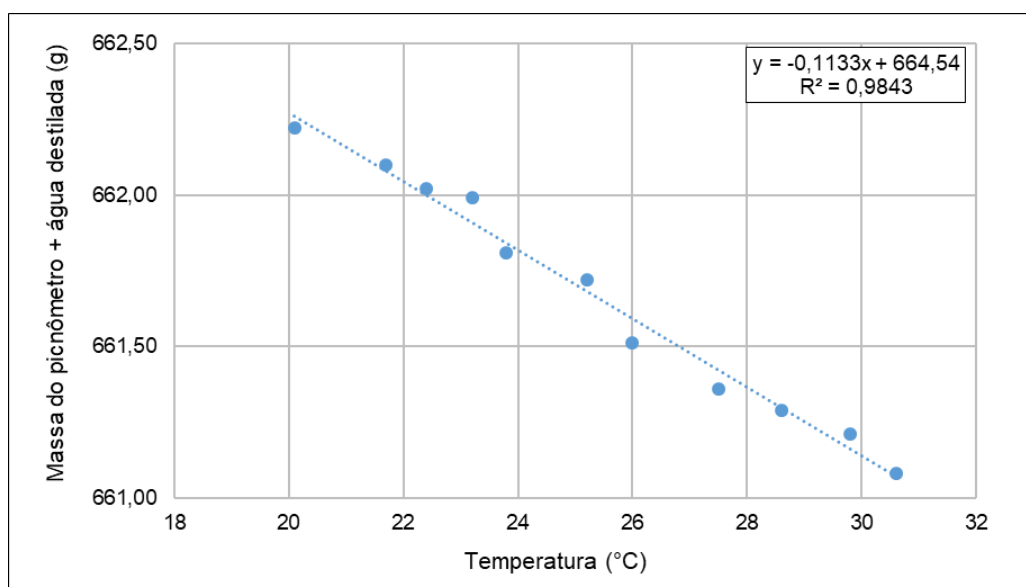


Figura 55 – Curva de calibração do picnômetro 4.



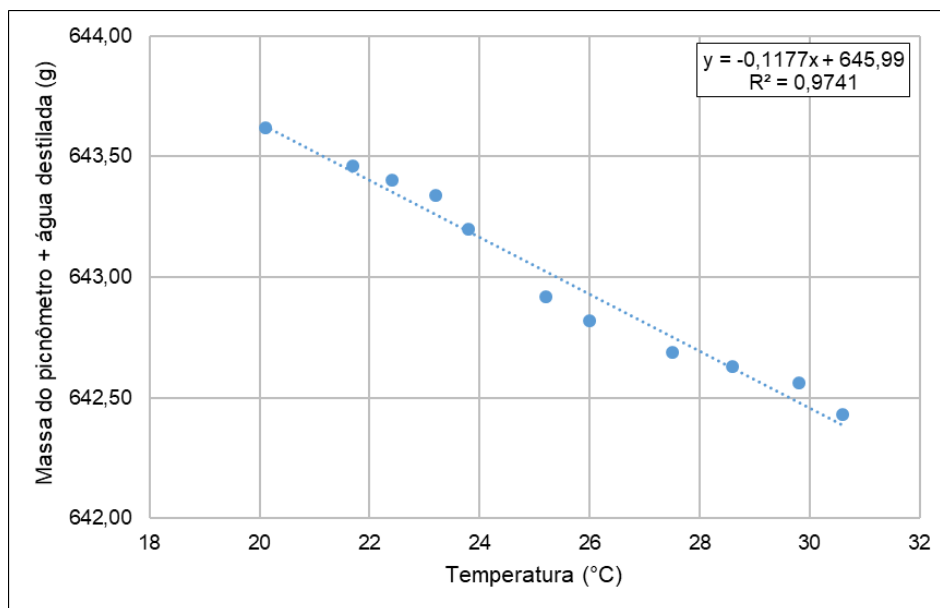


Figura 56 – Curva de calibração do picnômetro 5.

Os dados obtidos dos cinco ensaios de picnômetro, bem como os cálculos efetuados para a obtenção da densidade relativa dos grãos estão resumidos na Tabela 9.

Tabela 9 – Resultados dos cinco ensaios de picnômetro.

Amostra:	Areia da Praia de Ipanema				
Picnômetro n°	1	2	3	4	5
Volume nominal do frasco (cm³)	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00
Temperatura (°C)	23,1	23,1	23,1	23,1	23,1
Massa específica da água na temperatura do ensaio (g/cm³)	0,9975	0,9975	0,9975	0,9975	0,9975
Massa seca - $M_s$ (g)	60,02	60,19	60,11	60,00	60,04
Massa do picnômetro + água (g)	638,80	638,62	639,98	661,92	643,27
Massa do picnômetro + água + solo (g)	676,24	676,19	677,57	699,32	680,82
Massa de água deslocada - $M_{wd}$ (g)	22,58	22,62	22,52	22,60	22,49
Volume de água deslocada - $V_{wd}$ (cm³)	22,64	22,68	22,58	22,66	22,55
Volume de solo seco - $V_s$ (cm³)	22,64	22,68	22,58	22,66	22,55
Massa específica dos grãos $\rho_s$ - (g/cm³)	2,651	2,654	2,662	2,648	2,663
Média da massa específica dos grãos $\rho_{smédia}$ - (g/cm³)	2,656				
Densidade relativa dos grãos ( $G_s$ )	2,651	2,654	2,662	2,648	2,663
Média da densidade relativa dos grãos ( $G_{smédio}$ )	2,656				

Da Tabela 9, observa-se que o valor médio da densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) obtido foi de 2,656. Nota-se que esse valor é muito próximo do valor determinado por Simões (2015), igual a 2,659, entretanto mais distante daquele obtido por Ratton (1993) igual a 2,677. Os valores de  $G_s$  obtidos nesta pesquisa e por Simões (2015) são bastante próximos da densidade relativa do quartzo, igual a 2,65 (ver Lambe & Whitman, 1969, p.30).

#### 4.1.3.

##### Microscopia ótica e formato dos grãos

A metodologia utilizada na análise microscópica dos grãos da amostra da Areia da Praia de Ipanema está descrita no item 3.2.2.3.

Da inspeção visual por meio do microscópio eletrônico, observou-se que a amostra é basicamente composta por grãos de quartzo com alguns poucos fragmentos de concha, conforme ilustrado nas Figuras 57 a 60. Notou-se também a presença de alguns grãos de biotita, bem como a existência de feldspato, conforme mostram as Figuras 58 e 59, respectivamente. A Figura 60 revela ainda a presença de óxidos inclusos nos grãos de quartzo.



Figura 57 – Imagem microscópica da amostra da Areia da Praia de Ipanema revelando a presença de conchas.



Figura 58 – Imagem microscópica da amostra da Areia da Praia de Ipanema revelando a presença de biotita e conchas.



Figura 59 – Imagem microscópica da amostra da Areia da Praia de Ipanema revelando a presença de feldspato e conchas.





Figura 60 – Imagem microscópica da amostra da Areia da Praia de Ipanema revelando a presença de óxidos inclusos no quartzo e conchas.

As conchas são ricas em carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ), que é um sal com características básicas. Em laboratório, foi observada a reação entre o ácido clorídrico ( $\text{HCl}$ ), que é fortemente ácido, e a amostra estudada, causando efervescência devido ao desprendimento de gás carbônico ( $\text{CO}_2$ ), conforme ilustra a Figura 61. Tal reação comprova a presença de carbonato de cálcio na amostra da Areia da Praia de Ipanema, corroborando a existência de fragmentos de conchas.

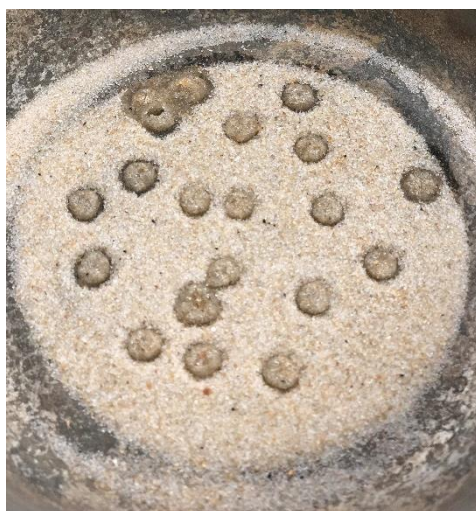


Figura 61 – Reação entre o ácido clorídrico ( $\text{HCl}$ ) e a amostra da Areia da Praia de Ipanema.

No que diz respeito ao formato dos grãos, tomando como base as imagens da análise microscópica (Figura 59) e usando o gabarito apresentado na Figura 22, proposto por Pettijohn (1949) *apud* Lambe & Whitman (1969, p. 45), observa-se que a amostra analisada têm predominância de partículas subangulares, subarredondadas e arredondadas, corroborando a análise de Simões (2015). Ratton (1993) descreve o formato subarredondado para a Areia da Praia de Ipanema.

De acordo com o ábaco proposto por Krumbein & Slurry (1963) *apud* Cho *et al.* (2006), apresentado na Figura 23, a esfericidade (S) e o arredondamento (R) parecem ser iguais a 0,7 e 0,5, respectivamente.

## 4.2.

### Índice de vazios mínimo e intermediários

#### 4.2.1.

#### Pluviação sobre peneiras (Miura & Toki, 1982)

Para a avaliação do índice de vazios mínimo da amostra da Areia da Praia de Ipanema foram aplicadas três metodologias distintas, descritas no item 3.2.3.

A primeira metodologia aplicada foi o método de pluviação sobre peneiras, idealizado por Miura & Toki (1982). O procedimento seguido nesta pesquisa para a aplicação deste método está detalhadamente descrito no item 3.2.3.1. Este método foi aplicado não apenas para a avaliação do índice de vazios mínimo da amostra da Areia da Praia de Ipanema, mas também para a obtenção de índices de vazios intermediários (entre o mínimo e máximo). Para isso, o método foi empregado utilizando onze diferentes diâmetros de abertura de funil, variando de 5 mm a 100 mm. Para cada abertura de funil foram realizadas dez determinações de índice de vazios.

A Tabela 10 apresenta os índices de vazios obtidos utilizando como molde o cilindro Proctor Normal. As tabelas com informações dos cálculos de cada um desses índices de vazios estão apresentadas no Apêndice B.

Da Tabela 10, observa-se que quanto menor o diâmetro da abertura do funil, menor o índice de vazios obtido.

Pelo método de pluviação sobre peneiras utilizando como molde o cilindro Proctor Normal, determinou-se o menor valor de índice de vazios igual a 0,459 (destacado em negrito), obtido em cinco determinações com o funil de 5 mm. Vale destacar que o valor médio de índice de vazios calculado com todas as

determinações executadas com funil de 5 mm foi igual a 0,460. No que tange ao funil de 10 mm, o valor médio de índice de vazios obtido foi de 0,465, com o menor valor de índice de vazios igual a 0,464, obtido em três determinações.

Tabela 10 – Índices de vazios obtidos para diferentes diâmetros das aberturas dos funis utilizados na pluviação sobre peneiras, utilizando como molde o cilindro de Proctor Normal.

Ensaio	Diâmetro da abertura do funil (mm)										
	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1	0,464	0,468	0,474	0,489	0,518	0,574	0,599	0,651	0,680	0,681	0,690
2	0,462	0,465	0,474	0,487	0,516	0,577	0,609	0,639	0,679	0,683	0,679
3	0,461	0,464	0,474	0,488	0,519	0,564	0,610	0,645	0,685	0,688	0,695
4	0,460	0,465	0,473	0,493	0,521	0,575	0,606	0,649	0,687	0,691	0,687
5	0,460	0,464	0,473	0,489	0,522	0,562	0,614	0,647	0,686	0,680	0,689
6	<b>0,459</b>	0,465	0,473	0,491	0,516	0,568	0,600	0,686	0,683	0,688	0,673
7	<b>0,459</b>	0,465	0,473	0,493	0,524	0,560	0,606	0,671	0,683	0,683	0,690
8	<b>0,459</b>	0,465	0,473	0,489	0,521	0,564	0,609	0,644	0,691	0,682	0,686
9	<b>0,459</b>	0,465	0,473	0,488	0,522	0,571	0,613	0,652	0,689	0,681	0,679
10	<b>0,459</b>	0,464	0,473	0,490	0,517	0,588	0,606	0,647	0,683	0,688	0,686
Média	0,460	0,465	0,473	0,490	0,520	0,570	0,607	0,653	0,684	0,684	0,685

A Figura 62 mostra a curva “índice de vazios *versus* diâmetro da abertura do funil” traçada com os dados da Tabela 10. A curva traçada passa pelo valor médio de índice de vazios obtido para cada abertura de funil. A fim de comparação, também é apresentada a mesma curva determinada por Simões (2015) em uma outra amostra da Areia da Praia de Ipanema.

Da Tabela 10 e da Figura 62, nota-se uma boa repetibilidade dos índices de vazios determinados para cada abertura de funil pelo método de pluviação sobre peneiras, obtendo-se dessa forma, resultados com pequenas dispersões. Todavia, conforme observado também por Oliveira Filho (1987), Simões (2015) e Medeiros (2018), esta dispersão mostra-se menor quanto menor a abertura do funil.

Da Figura 62, observa-se também a similaridade entre os pontos e a curva determinados nesta pesquisa e os pontos e a curva determinados por Simões (2015), revelando assim, uma excelente reprodutibilidade dos resultados, os quais foram executados na mesma areia, porém com amostras diferentes, em laboratórios (equipamentos diferentes) e por operadores diferentes.

Simões (2015) não utilizou os funis de abertura de 90 mm e 100 mm no método de pluviação sobre peneiras, deixando como sugestão para trabalhos

futuros o emprego de funis de 90 mm e de 95 mm para a avaliação da possibilidade de obtenção de índice de vazios ainda maiores do que aqueles obtidos com o funil de 80 mm. Da Tabela 10 e da Figura 62, observa-se que os índices de vazios obtidos nesta pesquisa com os funis de 90 mm e de 100 mm não são claramente superiores aos obtidos com o funil de 80 mm, sendo os valores médios de índice de vazios de cada um desses três funis praticamente iguais.

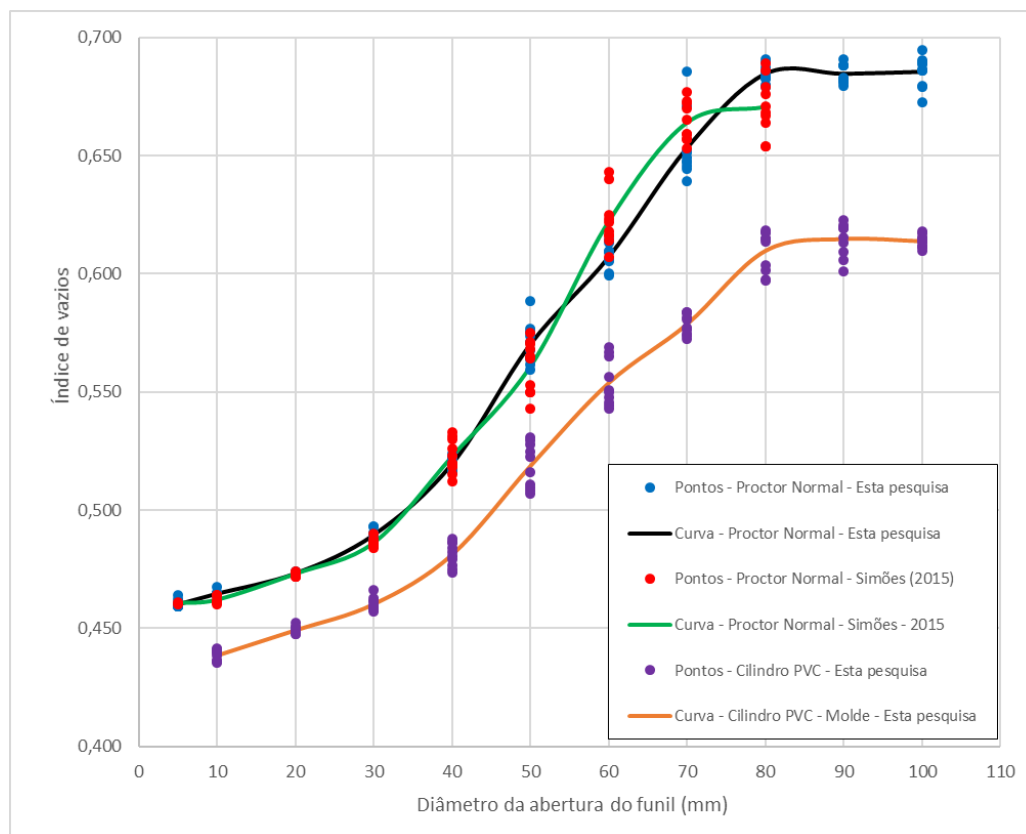


Figura 62 – Curvas de “índice de vazios em função da abertura do funil” para o molde cilindro Proctor Normal, nesta pesquisa e Simões (2015) e, o molde cilíndrico de PVC fabricado em laboratório.

A Tabela 11 apresenta os valores de índice de vazios obtidos da aplicação do método de pluviação sobre peneiras, porém utilizando como molde o cilindro de PVC confeccionado em laboratório com altura de 108,30 mm e diâmetro interno de 38,30 mm. Estas dimensões justificam-se por serem próximas às dimensões do molde utilizado para o preparo dos corpos de prova dos ensaios de permeabilidade. As tabelas com as informações dos cálculos de cada um desses índices de vazios estão apresentadas no Apêndice B. Para este molde, não foi realizada a pluviação com o funil de 5 mm.

Da Tabela 11, observa-se que o menor valor de índice de vazios foi igual a 0,435 (destacado em negrito), obtido em uma única determinação com o funil de 10 mm. O valor médio de índice de vazios calculado com todas as determinações executadas com o funil de 10 mm foi de 0,439.

Tabela 11 - Índices de vazios de acordo com o diâmetro de aberturas dos funis utilizados na pluviação sobre peneiras para o molde cilíndrico de PVC.

Ensaio Nº	Diâmetro da abertura do funil (mm)									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1	0,440	0,449	0,458	0,481	0,523	0,544	0,584	0,617	0,623	0,615
2	0,441	0,449	0,466	0,476	0,509	0,567	0,575	0,615	0,619	0,613
3	0,441	0,448	0,463	0,487	0,525	0,543	0,573	0,615	0,615	0,612
4	0,442	0,452	0,459	0,484	0,511	0,546	0,581	0,618	0,620	0,612
5	0,438	0,451	0,461	0,486	0,529	0,556	0,583	0,618	0,619	0,618
6	0,436	0,449	0,460	0,479	0,531	0,569	0,577	0,597	0,613	0,612
7	<b>0,435</b>	0,448	0,459	0,482	0,516	0,565	0,581	0,614	0,606	0,617
8	0,436	0,449	0,461	0,488	0,508	0,551	0,576	0,598	0,601	0,614
9	0,440	0,450	0,458	0,475	0,507	0,548	0,584	0,601	0,609	0,615
10	0,436	0,447	0,457	0,474	0,528	0,550	0,572	0,603	0,621	0,610
Média	0,439	0,449	0,460	0,481	0,519	0,554	0,579	0,610	0,615	0,614

A Figura 62 mostra também a curva “índice de vazios *versus* diâmetro de abertura do funil” para o molde cilíndrico de PVC traçada com os dados da Tabela 11. A curva traçada passa pelo valor médio de índice de vazios obtido para cada abertura de funil.

Da Figura 62, observa-se que durante os valores dos índices de vazios obtidos com o cilindro de PVC ( $V = 125 \text{ cm}^3$ ) foram menores do que os valores determinados com o cilindro Proctor Normal ( $V = 1000 \text{ cm}^3$ ) para todo o domínio de diâmetro de abertura do funil. Com isso, a curva do cilindro de PVC fica situada inteiramente abaixo das curvas obtidas com o cilindro Proctor Normal.

Dessa forma, conclui-se que há de fato influência, neste caso, do tamanho do molde nos valores de índices de vazios obtidos para todos os diâmetros de aberturas dos funis no ensaio de pluviação sobre peneiras segundo Miura & Toki (1982), e que o molde de menor tamanho fornece os menores valores de índice de vazios.

Assim como para o cilindro Proctor Normal, para o cilindro de PVC não se observou uma nítida tendência de aumento do índice de vazios com o aumento do diâmetro da abertura do funil de 80 mm para 90 mm e de 90 mm para 100 mm.



#### 4.2.2.

##### **Geolabs *in house* (modificado)**

A segunda metodologia empregada foi o método *Geolabs in-house* idealizado por Blaket *et al.* (2015), entretanto com uma série de modificações, conforme descritas em detalhes no item 3.2.3.2. A principal modificação foi a de aplicar o método em amostras pré-pluviadas seundo o método de Miura & Toki (1982) utilizando os funis de 5 mm e de 10 mm.

A Tabela 12 apresenta os valores de índice de vazios obtidos em dez determinações realizadas em amostras pré-pluviadas com o funil de 5 mm e em dez determinações realizadas em amostras pré-pluviadas com o funil de 10 mm. As tabelas com as informações dos cálculos dos índices de vazios obtidos em todas as vinte determinações estão apresentadas no Apêndice B.

Da Tabela 12, observa-se que o valor médio de índice de vazios obtido nas amostras pré-pluviadas com o funil de 5 mm foi de 0,456, sendo o menor valor igual a 0,454 (destacado em negrito), obtido em uma única determinação. Já o valor médio de índice de vazios obtido nas amostras pré-pluviadas com o funil de 10 mm foi igual a 0,459, sendo o menor valor igual a 0,457 (destacado em negrito), obtido em duas determinações.

Confrontando os dados da Tabela 12 com os da Tabela 10, conclui-se que, para ambos os funis com abertura de diâmetro de 5 mm e 10 mm, o método de aplicar uma sobrecarga sobre a amostra e vibrá-la após a pluviação sobre peneiras propiciou de fato a diminuição nos valores do índice de vazios.

Tabela 12 – Índices de vazios obtidos pelo método *Geolabs in-house* (modificado).

Ensaio Nº	Diâmetro da abertura do funil	
	5 mm	10 mm
	Índice de vazios (e)	
1	0,457	0,463
2	0,456	0,460
3	0,460	0,458
4	<b>0,454</b>	0,460
5	0,456	0,459
6	0,456	0,458
7	0,456	0,460
8	0,455	<b>0,457</b>
9	0,456	<b>0,457</b>
10	0,455	0,458
Média	0,456	0,459

#### 4.2.3.

#### Método NGI (uso de vibração vertical)

Para a avaliação do índice de vazios mínimo foi aplicado ainda o método NGI (*Norwegian Geotechnical Institute*), conforme descrito em detalhes no item 3.2.3.3. Seguindo este método, foram realizadas doze determinações de índice de vazios, cujos valores são apresentados na Tabela 13. As tabelas com as informações dos cálculos dos índices de vazios obtidos nas doze determinações estão apresentadas no Apêndice B.

Da Tabela 13, nota-se que o valor médio de índice de vazios obtido (e) foi de 0,507, enquanto que o menor valor foi igual a 0,498 (destacado em negrito), obtido em uma única determinação. Os valores de índice de vazios obtidos nas duas primeiras determinações não foram considerados no cálculo do valor médio de índice de vazios por serem muito discrepantes dos demais valores.

Tabela 13 – Índice de vazios obtidos pelo Método NGI.

Ensaio Nº	Índice de vazios (e)
1	0,572 (*)
2	0,566 (*)
3	0,514
4	0,513
5	<b>0,498</b>
6	0,505
7	0,512
8	0,513
9	0,501
10	0,500
11	0,507
12	0,507
Média	0,507

(\*) Valores não considerados no cálculo do valor médio.

#### 4.2.4.

#### Resumo dos resultados obtidos para avaliação do índice de vazios mínimo

A Tabela 14, a seguir, resume os valores médios e os menores valores (destacados em negrito) obtidos de cada um dos métodos aplicados para a avaliação do índice de vazios mínimo ( $e_{\min}$ ) da amostra da Areia da Praia de Ipanema estudada nesta pesquisa.

Tabela 14 – Resumo dos resultados obtidos para o índice de vazios mínimo.

Método aplicado	Índice de vazios (e)	
	Valor médio	<b>Menor valor</b>
Miura & Toki (1982) com molde cilíndrico Proctor Normal e utilização do funil de 5 mm	0,460	<b>0,459</b>
Miura & Toki (1982) com molde cilíndrico de PVC (H = 108,30 mm e D = 38,30 mm) e uso do funil de 10 mm	0,439	<b>0,435</b>
Geolabs <i>in house</i> (modificado), com molde cilíndrico Proctor Normal, amostra pré-pluviada com o funil de 5 mm	0,456	<b>0,454</b>
Geolabs <i>in house</i> (modificado), com molde cilíndrico Proctor Normal, amostra pré-pluviada com o funil de 10 mm	0,459	<b>0,457</b>
NGI, com molde cilíndrico Proctor Normal	0,507	<b>0,498</b>

Conclui-se, desta forma, que o valor do índice de vazios mínimo ( $e_{\min}$ ) da Areia da Praia de Ipanema obtido nesta pesquisa é igual a 0,435, que corresponde ao menor valor obtido pelo método de pluviação sobre peneiras (Miura & Toki, 1982) utilizando como molde o cilindro de PVC, com altura interna de 108,30 mm, diâmetro interno de 38,30 mm e, portanto, volume de cerca de 125 cm<sup>3</sup>. Logo, este valor de índice de vazios mínimo ( $e_{\min}$ ) é o utilizado para o cálculo das compacidades relativas (CR) dos corpos de prova dos ensaios de permeabilidade com permeâmetro de parede flexível.

Vale salientar ainda que o valor de índice de vazios mínimo determinado nesta pesquisa, igual a 0,435, é menor do que os valores de índice de vazios mínimo obtidos por Ratton (1993) e Simões (2015), iguais a 0,487 e 0,461, respectivamente.

### 4.3.

#### Índice de vazios máximo

##### 4.3.1.

#### Método A da norma ASTM-D4254-16

Para a determinação do índice de vazios máximo da Areia da Praia de Ipanema foram avaliados os resultados obtidos por quatro diferentes metodologias aplicadas, as quais estão, descritas no item 3.2.4.

A primeira metodologia aplicada foi o método A da norma ASTM-D4254-16, detalhadamente descrita no item 3.2.4.1. Seguindo este método, foram realizadas dez determinações de índice de vazios com o molde cilíndrico Proctor Normal, de volume igual a 1000,08 cm<sup>3</sup> e dez determinações com outro molde cilíndrico de volume igual a 3234,82 cm<sup>3</sup> (altura interna de 178,03 mm e diâmetro interno de 152,10 mm). Os resultados obtidos com cada um dos moldes são apresentados na tabela determinados para cada molde por esse método podem ser visualizados por meio da Tabela 15. As tabelas com as informações dos cálculos dos índices de vazios obtidos nestas vinte determinações estão apresentadas no Apêndice C.

Da Tabela 15, observa-se que o valor médio de índice de vazios (e) determinado com o cilindro Proctor Normal foi igual a 0,662, sendo o maior valor igual a 0,684 (destacado em negrito), obtido em uma única determinação. Já o valor médio de índice de vazios (e) determinado com o cilindro de volume de 3234,82 cm<sup>3</sup> foi igual a 0,657, sendo o maior valor igual a 0,670 (destacado em negrito), obtido em quatro determinações.

Observa-se também que os valores médios de índice de vazios determinados segundo os dois moldes foram bastante próximos, sendo o determinado com o cilindro Proctor Normal ligeiramente maior. Não obstante, não ficou nítida uma influência do volume do molde nos resultados obtidos segundo este método.

Tabela 15 – Índice de vazios obtidos pelo método A da norma ASTM-D4254-16.

Ensaio Nº	Volume do molde	
	1000,08 cm <sup>3</sup>	3234,82 cm <sup>3</sup>
	Índice de vazios (e)	
1	0,682	0,654
2	0,679	<b>0,670</b>
3	<b>0,684</b>	0,654
4	0,658	<b>0,670</b>
5	0,649	0,639
6	0,639	0,654
7	0,660	<b>0,670</b>
8	0,654	0,639
9	0,658	<b>0,670</b>
10	0,653	0,654
Média	0,662	0,657

### 4.3.2.

#### Método B da norma ASTM-D4254-16

O índice de vazios máximo da Areia da Praia de Ipanema também foi analisado conforme o método “B” da norma ASTM-D4254-16. O procedimento seguido nesta pesquisa encontra-se descrito no item 3.2.4.2.

Seguindo este método, foram realizadas dez determinações de índice de vazios, utilizando um cilindro Proctor Normal como molde, com volume de 1000,08 cm<sup>3</sup> e um tubo de PVC com 314,9 mm de comprimento e 72,50 mm de diâmetro interno.

Os resultados obtidos pelo método B da norma ASTM-D4254-16 são apresentados na Tabela 16. As tabelas com as informações dos cálculos dos índices de vazios obtidos nestas dez determinações estão apresentadas no Apêndice C.

Da Tabela 16, nota-se que o valor médio de índice de vazios (e) obtido foi igual a 0,751, ao passo que o maior valor foi igual a 0,760 (destacado em negrito), obtido em uma única determinação. Além disso, observa-se uma boa repetibilidade dos valores de índice de vazios obtidos por este método.

Tabela 16 – Índice de vazios obtido pelo método B da norma ASTM-D4254-16.

Ensaio Nº	Índice de vazios (e)
1	<b>0,760</b>
2	0,755
3	0,754
4	0,751
5	0,749
6	0,749
7	0,746
8	0,749
9	0,747
10	0,745
Média	0,751

### 4.3.3.

#### Método C da norma ASTM-D4254-16

Para a avaliação do índice de vazios máximo também foi aplicado o método C da norma ASTM-D4254-16. O procedimento seguido nesta pesquisa está descrito no item 3.2.4.3.

Seguindo este método, foram realizadas dez determinações de índice de vazios utilizando a proveta de 2000 ml e dez determinações de índice de vazios utilizando a proveta de 1000 ml. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 17. As tabelas com as informações dos cálculos dos índices de vazios obtidos nestas vinte determinações estão apresentadas no Apêndice C.

Da Tabela 17, observa-se que o valor médio de índice de vazios (e) obtido com a proveta de 1000 ml foi igual a 0,720, sendo que o maior valor foi igual a 0,741 (destacado em negrito), obtido em duas determinações. O valor médio de índice de vazios obtido com a proveta de 2000 ml foi igual a 0,746, sendo o maior valor igual a 0,754 (destacado em negrito), obtido em sete determinações.

Observa-se também que o volume da proveta exerceu influência nos valores de índices de vazios obtidos, sendo que, de uma forma geral, a proveta de 2000 ml forneceu maiores valores de índice de vazios do que a proveta de 1000 ml.

Finalmente é importante destacar que este método não garante uma boa confiabilidade dos valores de índices de vazios calculados, visto que se observa a formação de uma superfície inclinada no topo do solo, após a realização do movimento de giro da proveta de ponta cabeça e retorno à posição inicial, o que dificulta a realização de uma leitura acurada do volume da proveta ocupado pelo solo.

Tabela 17 – Índice de vazios obtidos pelo método C da norma ASTM-D4254-16.

Ensaio Nº	Volume da proveta	
	1000 ml	2000 ml
	Índice de vazios (e)	
1	0,701	<b>0,754</b>
2	0,701	0,728
3	0,714	<b>0,754</b>
4	0,701	<b>0,754</b>
5	0,714	0,728
6	0,728	<b>0,754</b>
7	<b>0,741</b>	0,727
8	<b>0,741</b>	<b>0,754</b>
9	0,728	<b>0,754</b>
10	0,728	<b>0,754</b>
Média	0,720	0,746

#### 4.3.4.

#### Método da queda livre idealizado por Simões (2015)

A quarta e última metodologia aplicada para a avaliação do índice de vazios máximo da Areia da Praia de Ipanema foi o método da queda livre idealizado por Simões (2015). O procedimento seguido nesta pesquisa encontra-se descrito no item 3.2.4.4.

Seguindo este método, foram executadas dez determinações de índices de vazios com cada um dos três funis utilizados, cujas aberturas tinham diâmetros de 80 mm, 90 mm e 100 mm. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 18. As tabelas com as informações dos cálculos dos índices de vazios obtidos nestas trinta determinações estão apresentadas no Apêndice C.

Da Tabela 18, observa-se que o valor médio de índice de vazios obtido com o funil de 80 mm foi igual a 0,733, sendo o maior valor igual a 0,736 (destacado em negrito), obtido em uma única determinação.

O valor médio de índice de vazios obtido com o funil de 90 mm foi igual a 0,726, sendo o maior igual a 0,732 (destacado em negrito), também obtido em uma única determinação.

Já o valor médio de índice de vazios determinado com o funil de 100 mm foi igual a 0,713, sendo o maior valor igual a 0,719 (destacado em negrito), obtido em duas determinações.



Ao aplicar o método com os funis de 80 e de 100 mm somente, Simões (2015) obteve valores de índice de vazios para o funil de 100 mm inferiores aos obtidos com o funil de 80 mm. O referido autor levantou a hipótese da proximidade entre o diâmetro da abertura do funil de 100 mm e o diâmetro interno do cilindro Proctor Normal (da ordem de 100 mm) ter interferido na queda livre dos grãos. Para investigar melhor este aspecto, Simões (2015) sugeriu então a realização do método com o funil de abertura de diâmetro de 90 mm, conforme procedido nesta pesquisa.

Em dez determinações realizadas com o funil de 80 mm, Simões (2015) obteve um valor médio de índice de vazios igual a 0,727, sendo o maior valor igual a 0,732. Estes valores são muito próximos dos valores obtidos nesta pesquisa (Tabela 18), o que revela uma boa reprodutibilidade do método, uma vez que os dois conjuntos de ensaios foram executados na mesma areia, porém com amostras diferentes, em laboratórios (equipamentos diferentes) e operadores diferentes.

Tabela 18 – Índice de vazios obtidos pelo método queda livre idealizado por Simões (2015).

Ensaio Nº	Diâmetro da abertura do funil		
	80 mm	90 mm	100 mm
	Índice de vazios (e)		
1	0,728	<b>0,732</b>	0,705
2	<b>0,736</b>	0,724	0,710
3	0,730	0,724	<b>0,719</b>
4	0,734	0,725	0,714
5	0,733	0,729	0,708
6	0,735	0,731	<b>0,719</b>
7	0,733	0,721	0,718
8	0,735	0,731	0,715
9	0,733	0,724	0,713
10	0,732	0,723	0,713
Média	0,733	0,726	0,713

#### 4.3.5.

#### Resumo dos resultados obtidos para a avaliação do índice de vazios máximo

A Tabela 19, a seguir, resume os valores médio e os maiores valores (destacados em negrito) obtidos de cada um dos métodos aplicados para a avaliação do índice de vazios máximo ( $e_{\text{máx}}$ ) da amostra da Areia da Praia de Ipanema estudada nesta pesquisa.

Tabela 19 – Resumo dos resultados obtidos de índices de vazios máximo.

Metodologia	Índice de vazios (e)	
	Valor médio	<b>Maior valor</b>
Método "A" da norma ASTM-D-4254-16, com molde de volume de 1000,08 cm <sup>3</sup> (cilindro Proctor Normal)	0,662	<b>0,684</b>
Método "A" da norma ASTM-D-4254-16, com molde de volume de 3234,82 cm <sup>3</sup>	0,657	<b>0,670</b>
Método "B" da norma ASTM-D-4254-16	0,751	<b>0,760</b>
Método "C" da norma ASTM-D-4254-16, com proveta de 1000 ml	0,720	<b>0,741</b>
Método "C" da norma ASTM-D-4254-16, com proveta de 2000 ml	0,746	<b>0,754</b>
Método da queda livre idealizado por Simões (2015), com funil de 80 mm	0,733	<b>0,736</b>
Método da queda livre idealizado por Simões (2015), com funil de 90 mm	0,726	<b>0,732</b>
Método da queda livre idealizado por Simões (2015), com funil de 100 mm	0,713	<b>0,719</b>

Da Tabela 19, conclui-se que o valor de índice de vazios máximo ( $e_{\text{máx}}$ ) da Areia da Praia de Ipanema obtido nesta pesquisa é igual a 0,760, que corresponde ao maior valor obtido pela aplicação do método B da norma ASTM-D4254-16. Assim, este valor é o adotado como índice de vazios máximo ( $e_{\text{máx}}$ ) para o cálculo das compacidade relativas (CR) dos corpos de prova de ensaios de permeabilidade.

Vale destacar ainda que o índice de vazios máximo ( $e_{\text{máx}}$ ) obtido nesta pesquisa é maior do que o valor de índice de vazios máximo obtido por Simões (2015) para Areia da Praia de Ipanema, igual a 0,732, porém menor que o índice de vazios máximo obtido por Ratton (1993), igual a 0,765.

#### **4.4.**

#### **Ensaio de permeabilidade**

##### **4.4.1.**

#### **Moldagem dos corpos de prova**

Foram realizados quatro ensaios de permeabilidade de parede flexível sob carga hidráulica constante. Os procedimentos destes ensaios encontram-se descritos em detalhes no item 3.2.5.

Dois ensaios foram realizados em corpos de prova moldados com valores de índices de vazios próximos ao valor de índice de vazios máximo ( $e_{\text{máx}}$ ), sendo estes denominados de CP-01 e CP-02, ao passo que os outros dois ensaios foram realizados em corpos de prova moldados com valores de índice de vazios próximos ao valor do índice de vazios mínimo ( $e_{\text{mín}}$ ), sendo estes denominados de CP-03 e CP-04.

Os corpos de prova com valores de índices de vazios próximos ao valor de  $e_{\text{máx}}$  foram moldados de acordo com o método “B” da norma ASTM-D4254-16, descrita no item 3.2.4.2. Já os corpos de provas com valores de índices de vazios próximos ao valor de  $e_{\text{mín}}$  foram moldados seguindo o método de pluviação sobre peneiras (Miura & Toki, 1982), descrito no item 3.2.3.1, sendo que no CP-03 foi utilizado o funil de abertura de 10 mm, ao passo que no CP-04 foi utilizado o funil de abertura de 5 mm.

A Tabela 20 expõe os processos de moldagem dos corpos de prova empregados nos ensaios de permeabilidade.

Tabela 20 – Processos de moldagem dos corpos de prova dos ensaios de permeabilidade.

Ensaio	Corpo de prova	Processo de moldagem
1	CP-01	Método "B da norma ASTM-D4254-16
2	CP-02	Método "B da norma ASTM-D4254-16
3	CP-03	Método de pluviação sobre peneiras apresentado por Miura & Toki (1982) com o funil de 10 mm
4	CP-04	Método de pluviação sobre peneiras apresentado por Miura & Toki (1982) com o funil de 5 mm

Todo o procedimento seguido na moldagem dos corpos de prova e na montagem dos ensaios de permeabilidade estão descritos em detalhes no item 3.2.5.3.

A Tabela 21 apresenta as seguintes características dos corpos de prova cilíndricos moldados: altura inicial ( $H_0$ ), diâmetro inicial ( $D_0$ ), área da seção transversal inicial ( $A_0$ ), volume total inicial ( $V_{tot0}$ ), massa seca ( $m_s$ ), volume dos sólidos ( $V_s$ ), volume de vazios inicial ( $V_{v0}$ ), índice de vazios inicial ( $e_0$ ) e compacidade relativa inicial ( $CR_0$ ).

Vale destacar que foi admitida uma densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) igual a 2,656, obtida nesta pesquisa, para o cálculo do volume de sólidos ( $V_s$ ) a partir da massa seca ( $m_s$ ). Além disso, deve-se lembrar que as medidas geométricas dos corpos de prova foram tomadas estando os mesmos sob uma tensão efetiva ( $\sigma'$ ) de 10 kPa, isto é, tensão total igual a zero e sucção de 10 kPa.

Tabela 21 – Características iniciais dos corpos de prova.

Ensaio	Corpo de prova	$H_0$ (mm)	$D_0$ (mm)	$A_0$ (cm <sup>2</sup> )	$V_{tot0}$ (cm <sup>3</sup> )	$m_s$ (g)	$V_s$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{v0}$ (cm <sup>3</sup> )	$e_0$	$CR_0$ (%)
1	CP-01	88,40	39,37	12,17	107,62	171,00	64,38	43,24	0,672	27
2	CP-02	88,46	39,13	12,03	106,38	170,35	64,14	42,24	0,659	31
3	CP-03	88,62	39,42	12,20	108,16	190,01	71,54	36,62	0,512	76
4	CP-04	88,72	39,26	12,11	107,40	190,32	71,66	35,74	0,499	80

Lambe & Whitman (1969, p. 31, Tabela 3.3) propõem a seguinte classificação de areias em função da compacidade relativa (CR), reproduzida na Tabela 22, a seguir.

Tabela 22 – Classificação de areia em função da compacidade relativa (Lambe & Whitman, 1969).

Compacidade relativa (%)	Classificação
0 - 15	Muito fofo
15 - 35	Fofo
35 - 65	Médio
65 - 85	Compacto
85 - 100	Muito compacto

Portanto, com base na classificação proposta por Lambe & Whitman (1969), os corpos de prova CP-01 e CP-02 são classificados como “fofo”, ao passo que os corpos de prova CP-03 e CP-04 são classificados como “compacto”.

#### 4.4.2.

##### Saturação e medição do parâmetro “B”

O processo de saturação do corpo de prova e de medição do parâmetro “B” de Skempton (1954) foi realizado em sete etapas de medição do parâmetro B, entremeadas por seis etapas de saturação do corpo de prova, mediante a aplicação de incrementos sucessivos de tensão de confinamento e de contrapressão, conforme descritos no item 3.2.5.4.

As tabelas, a seguir, resumem os resultados obtidos nos processos de medição do parâmetro “B” e de saturação de cada um dos quatro corpos de prova ensaiados.

Nas Tabelas 23, 25, 27 e 29, são apresentadas as seguintes informações de cada uma das sete etapas de medição do parâmetro B dos corpos de prova CP-01, CP-02, CP-03 e CP-04, respectivamente.

- O valor da contrapressão aplicada na etapa anterior ( $u_{b0}$ ), sendo que, no caso da etapa 0, tem-se que  $u_{b0} = -10$  kPa, que corresponde à sucção de 10 kPa aplicada com a seringa após a moldagem do corpo de prova;
- O valor da tensão total no corpo de prova antes da aplicação do incremento de tensão total da etapa ( $\sigma_0$ );
- O valor do incremento de tensão total aplicado na etapa ( $\Delta\sigma$ );
- O valor da tensão total aplicada na etapa ( $\sigma$ );

- e) O valor da poropressão ( $u$ ) registrado no transdutor de poropressão conectado à base do corpo de prova como resposta do solo ao  $\Delta\sigma$  aplicado;
- f) O valor do incremento de poropressão ( $\Delta u$ ), sendo que  $\Delta u = u - u_{b0}$ ;
- g) O valor do parâmetro B de Skempton (1954), calculado como:  $B = \Delta u / \Delta\sigma$ .

Nas Tabelas 24, 26, 28 e 30, são apresentadas as seguintes informações de cada uma das seis etapas de saturação dos corpos de prova CP-01, CP-02, CP-03 e CP-04, respectivamente:

- a) O valor da contrapressão ( $u_b$ ) aplicada na etapa;
- b) O valor da tensão total ( $\sigma$ ) aplicada na etapa;
- c) O período de tempo ( $\Delta t$ ) em que a drenagem permaneceu aberta com a contrapressão aplicada;
- d) O volume de água ( $\Delta V_{we}$ ) que entrou no corpo de prova durante a etapa;
- e) O volume de água total ( $V_{we}$ ) que entrou no corpo de prova desde o início do processo de saturação até o fim da etapa.

Tabela 23 – Resultados da medição do parâmetro “B” para o CP-01.

Etapa	$u_{b0}$ (kPa)	$\sigma_0$ (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma$ (kPa)	$u$ (kPa)	$\Delta u$ (kPa)	B
0	-10	0	50	50	6	16	0,32
1	40	50	50	100	63	23	0,46
2	90	100	100	200	148	58	0,58
3	190	200	100	300	277	87	0,87
4	290	300	100	400	383	93	0,93
5	390	400	100	500	486	96	0,96
6	490	500	100	600	588	98	0,98

Tabela 24 – Resultados do processo de saturação do CP-01.

Etapa	$u_b$ (kPa)	$\sigma$ (kPa)	$\Delta t$ (min)	$\Delta V_{we}$ (ml)	$V_{we}$ (ml)
1	40	50	58	1,87	1,87
2	90	100	38	0,62	2,49
3	190	200	720	1,14	3,63
4	290	300	67	0,30	3,93
5	390	400	129	0,22	4,15
6	490	500	62	0,19	4,34

Das Tabela 23, observa-se o aumento gradual do parâmetro “B” do CP-01 à medida do aumento da contrapressão ( $u_b$ ) com a sucessão das etapas, iniciando com um valor de 0,32 e atingindo um valor de 0,98 na última etapa, sob uma contrapressão de 490 kPa. Da Tabela 24, observa-se que entrou um volume total de água igual a 4,34 ml no CP-01, ao longo de todo o processo de saturação.

Tabela 25 – Resultados da medição do parâmetro “B” do CP-02.

Etapa	$u_{b0}$ (kPa)	$\sigma_0$ (kPa)	$\Delta \sigma$ (kPa)	$\sigma$ (kPa)	$u$ (kPa)	$\Delta u$ (kPa)	B
0	-10	0	50	50	8	18	0,36
1	40	50	50	100	73	33	0,66
2	90	100	100	200	175	85	0,85
3	190	200	100	300	284	94	0,94
4	290	300	100	400	386	96	0,96
5	390	400	100	500	488	98	0,98
6	490	500	100	600	589	99	0,99

Tabela 26 – Resultados do processo de saturação do CP-02.

Etapa	$u_b$ (kPa)	$\sigma$ (kPa)	$\Delta t$ (min)	$\Delta V_{we}$ (ml)	$V_{we}$ (ml)
1	40	50	90	1,61	1,61
2	90	100	30	1,14	2,75
3	190	200	30	0,53	3,28
4	290	300	35	0,36	3,64
5	390	400	129	0,27	3,91
6	490	500	62	0,15	4,06

Da Tabela 25, nota-se um aumento gradual do parâmetro “B” do CP-02 à medida do aumento da contrapressão com a sucessão das etapas, iniciando com um valor de 0,36 e atingindo um valor final de 0,99, sob uma contrapressão de

490 kPa. Da Tabela 26, observa-se que entrou um volume total de água igual a 4,06 ml no CP-02, ao longo de todo o processo de saturação.

Tabela 27 – Resultados da medição do parâmetro “B” do CP-03.

Etapa	$u_{b0}$ (kPa)	$\sigma_0$ (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma$ (kPa)	$u$ (kPa)	$\Delta u$ (kPa)	B
0	-10	0	50	50	7	17	0,34
1	40	50	50	100	67	27	0,54
2	90	100	100	200	157	67	0,67
3	190	200	100	300	277	87	0,87
4	290	300	100	400	383	93	0,93
5	390	400	100	500	485	95	0,95
6	490	500	100	600	588	98	0,98

Tabela 28 – Resultados do processo de saturação do CP-03.

Etapa	$u_b$ (kPa)	$\sigma$ (kPa)	$\Delta t$ (min)	$\Delta V_{we}$ (ml)	$V_{we}$ (ml)
1	40	50	30	2,06	2,06
2	90	100	30	0,53	2,59
3	190	200	720	0,75	3,34
4	290	300	60	0,32	3,66
5	390	400	129	0,11	3,77
6	490	500	63	0,13	3,90

Da Tabela 27, nota-se um aumento gradual do parâmetro “B” do CP-03 à medida do aumento da contrapressão com a sucessão das etapas, iniciando com um valor de 0,34 e atingindo um valor de 0,98 na última etapa, sob uma contrapressão de 490 kPa. Da Tabela 28, observa-se que entrou um volume total de água igual a 3,90 ml no CP-03, ao longo de todo o processo de saturação.

Tabela 29 – Resultados da medição do parâmetro “B” do CP-04.

Etapa	$u_{b0}$ (kPa)	$\sigma_0$ (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma$ (kPa)	$u$ (kPa)	$\Delta u$ (kPa)	B
0	-10	0	50	50	6	16	0,32
1	40	50	50	100	62	22	0,44
2	90	100	100	200	147	57	0,57
3	190	200	100	300	274	84	0,84
4	290	300	100	400	383	93	0,93
5	390	400	100	500	485	95	0,95
6	490	500	100	600	588	98	0,98



Tabela 30 – Resultados obtidos do processo de saturação do CP-04.

Etapa	$u_b$ (kPa)	$\sigma$ (kPa)	$\Delta t$ (min)	$\Delta V_{we}$ (ml)	$V_{we}$ (ml)
1	40	50	30	1,99	1,99
2	90	100	826	0,93	2,92
3	190	200	41	0,45	3,37
4	290	300	30	0,25	3,62
5	390	400	37	0,14	3,76
6	490	500	32	0,12	3,88

Da Tabela 29, observa-se que houve um aumento gradual do parâmetro “B” do CP-04 à medida do aumento da contrapressão com a sucessão das etapas, iniciando com um valor de 0,32 e atingindo um valor de 0,98, sob uma contrapressão de 490 kPa. Da Tabela 30, nota-se que entrou um volume total de água igual a 3,88 ml no CP-04, ao longo de todo o processo de saturação.

Observa-se também que, conforme esperado, ao longo de todo o processo de saturação, os volumes totais de água que entraram nos corpos de prova classificados como “fofos” (CP-01 e CP-02) foram maiores do que os volumes totais de água que entraram nos corpos de provas classificados como “compactos” (CP-03 e CP-04). Mais ainda, observa-se que quanto maior o índice de vazios inicial ( $e_0$ ) do corpo de prova, maior o volume total de água que entrou no corpo de prova ao longo de todo o processo de saturação, conforme resume a Tabela 31, abaixo.

Tabela 31 – Volumes totais de água que entraram nos corpos de prova ao longo do processo de saturação.

Corpo de Prova	$e_0$	$CR_0$ (%)	$V_{we}$ (ml)
CP-01	0,672	27	4,34
CP-02	0,659	31	4,06
CP-03	0,512	76	3,90
CP-04	0,499	80	3,88

A Figura 63 a seguir mostra a relação entre o parâmetro B medido e a contrapressão aplicada nos quatro corpos de prova ensaiados (CP-01, CP-02, CP-03 e CP-04).

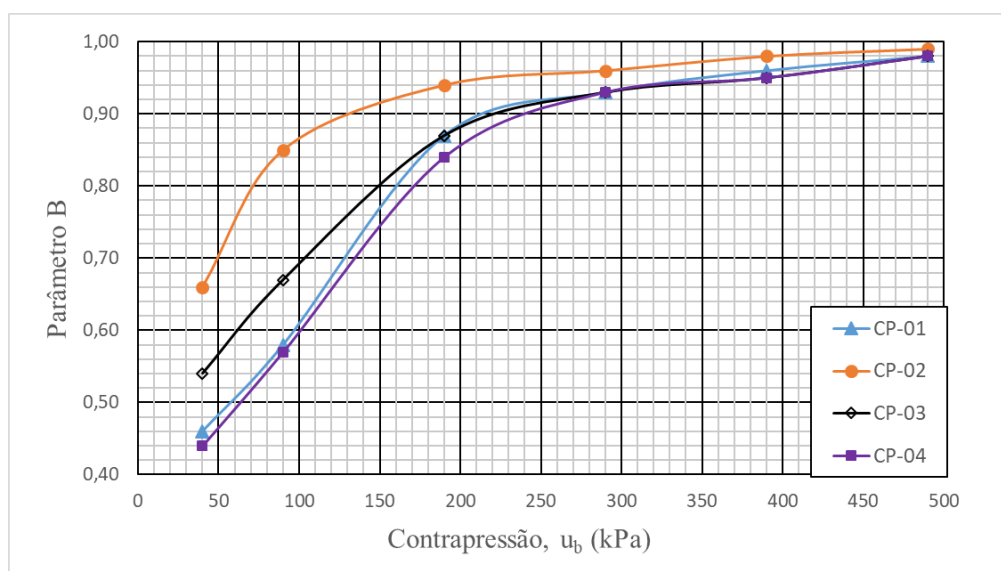


Figura 63 – Relação entre o parâmetro B e a contrapressão aplicada nos quatro corpos de prova ensaiados.

Destaca-se que todos os corpos de prova atingiram valores de parâmetro B (Skempton, 1954) de 0,98 ou 0,99, sob uma contrapressão final de 490 kPa.

Assumindo-se que, durante o processo de saturação, não houve variação dos volumes de vazios ( $V_v$ ) dos corpos de prova, e que, no fim do processo de saturação, os corpos de prova encontravam-se com o grau de saturação ( $S_r$ ) igual a 100 % (o que é uma aproximação), de posse dos volumes de água que entraram nos corpos de prova durante as etapas de saturação, retrocalculam-se os valores de grau de saturação ( $S_r$ ) dos corpos de prova nestas etapas, relacionando-os com os valores de parâmetro B medidos. As Tabelas 32, 33, 34 e 35 mostram os cálculos efetuados para os corpos de prova CP-01, CP-02, CP-03 e CP-04, respectivamente, onde  $V_w$  é o volume de água que preenchia os vazios do corpo de prova.

Tabela 32 – Relação entre o grau de saturação ( $S_r$ ) estimado e o parâmetro B (Skempton, 1954) para o CP-01.

Etapa	$V_v$ (cm <sup>3</sup> )	$V_w$ (cm <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	B
0	43,24	38,90	90,0	0,32
1	43,24	40,77	94,3	0,46
2	43,24	41,39	95,7	0,58
3	43,24	42,53	98,4	0,87
4	43,24	42,83	99,1	0,93
5	43,24	43,05	99,6	0,96
6	43,24	43,24	100	0,98

Tabela 33 – Relação entre o grau de saturação ( $S_r$ ) estimado e o parâmetro B (Skempton, 1954) para o CP-02.

Etapa	$V_v$ (cm <sup>3</sup> )	$V_w$ (cm <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	B
0	42,24	38,18	90,4	0,36
1	42,24	39,79	94,2	0,66
2	42,24	40,93	96,9	0,85
3	42,24	41,46	98,2	0,94
4	42,24	41,82	99,0	0,96
5	42,24	42,09	99,6	0,98
6	42,24	42,24	100	0,99

Tabela 34 – Relação entre o grau de saturação ( $S_r$ ) estimado e o parâmetro B (Skempton, 1954) para o CP-03.

Etapa	$V_v$ (cm <sup>3</sup> )	$V_w$ (cm <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	B
0	36,62	32,72	89,4	0,34
1	36,62	34,78	95,0	0,54
2	36,62	35,31	96,4	0,67
3	36,62	36,06	98,5	0,87
4	36,62	36,38	99,3	0,93
5	36,62	36,49	99,6	0,95
6	36,62	36,62	100	0,98

Tabela 35 – Relação entre o grau de saturação ( $S_r$ ) estimado e o parâmetro B (Skempton, 1954) para o CP-04.

Etapa	$V_v$ (cm <sup>3</sup> )	$V_w$ (cm <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	B
0	35,74	31,86	89,5	0,32
1	35,74	33,85	94,7	0,44
2	35,74	34,78	97,3	0,57
3	35,74	35,23	98,6	0,84
4	35,74	35,48	99,3	0,93
5	35,74	35,62	99,7	0,95
6	35,74	35,74	100	0,98

A Figura 64, a seguir, apresenta as curvas “parâmetro B *versus* grau de saturação ( $S_r$ ) estimado” para os corpos de prova CP-01, CP-02, CP-03 e CP-04.

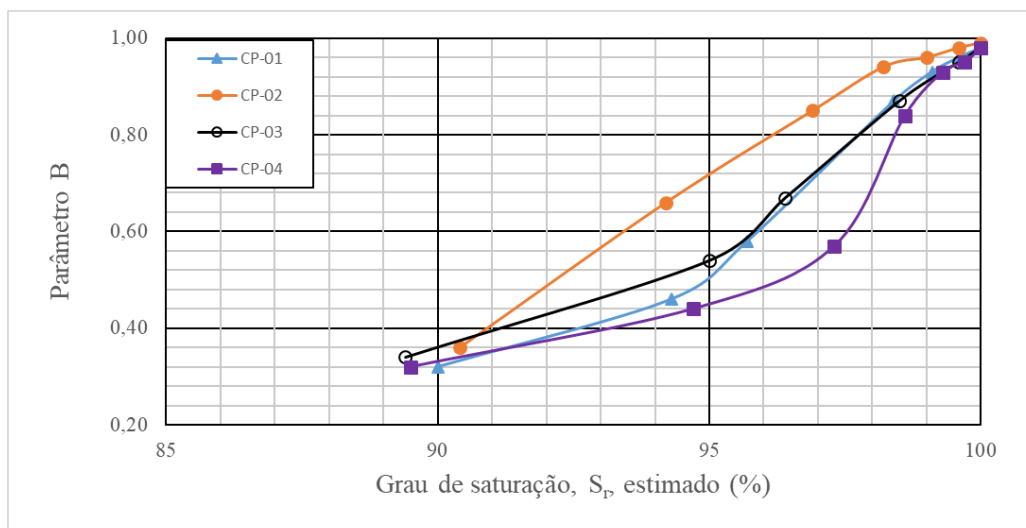


Figura 64 – Curvas “parâmetro B versus grau de saturação ( $S_r$ ) estimado” dos quatro corpos de prova ensaiados.

Das Tabelas 32 a 35, observa-se que, assumindo que o grau de saturação ( $S_r$ ) dos corpos de prova era de 100 % no fim das etapas de saturação por contrapressão, os valores de  $S_r$  de todos os quatro corpos de prova seriam entre 89,4 % e 90,4 %, isto é, da ordem de 90 %, no início do processo de saturação por contrapressão, ou seja, após a pré-saturação por fluxo ascendente de água. Como o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) é tanto menor quanto menor o grau de saturação ( $S_r$ ), disto desprende-se a importância da saturação por contrapressão, o que é uma das vantagens do permeâmetro de parede flexível em relação ao permeâmetro de parede rígida. Somente mediante a medição do parâmetro B é possível ter a certeza da saturação do corpo de prova.

#### 4.4.3.

##### Compressão hidrostática

O procedimento seguido para promover o adensamento hidrostático do corpo de prova entre as etapas de estabelecimento de fluxo para medição de vazão e cálculo do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) está descrito no item 3.2.5.5. Foram realizadas três etapas de adensamento hidrostático, a saber: etapa 1: de  $\sigma' = 10$  kPa para  $\sigma' = 100$  kPa; etapa 2: de  $\sigma' = 100$  kPa para  $\sigma' = 200$  kPa; etapa 3: de  $\sigma' = 200$  kPa para  $\sigma' = 300$  kPa.

Nas Tabelas 36, 37, 38 e 39, são apresentadas as seguintes informações de cada uma das três etapas de adensamento hidrostático dos corpos de prova CP-01, CP-02, CP-03 e CP-04, respectivamente:

- a) O valor da tensão efetiva ( $\sigma'$ ) aplicada no corpo de prova no fim da etapa;
- b) O volume de água ( $\Delta V_w$ ) expelido do corpo de prova durante a etapa, que corresponde à variação de volume ( $\Delta V$ ) do corpo de prova na etapa;
- c) A variação de volume total do corpo de prova ( $\Delta V_t$ ) no fim da etapa, calculado pela soma do  $\Delta V$  da etapa em questão e das etapas anteriores;
- d) A deformação específica volumétrica ( $\varepsilon_{vol}$ ) do corpo de prova no fim da etapa, calculada como:  $\varepsilon_{vol} = \Delta V_t / V_0$ , onde  $V_0$  é o volume inicial do corpo de prova (na ocasião da moldagem). O valor é apresentado em porcentagem;
- e) A deformação específica axial ( $\varepsilon_a$ ) do corpo de prova no fim da etapa, estimada como:  $\varepsilon_a = 1/3 \varepsilon_{vol}$ . O valor é apresentado em porcentagem;
- f) A variação de altura total ( $\Delta H_t$ ) do corpo de prova no fim da etapa, calculada como:  $\Delta H_t = \varepsilon_a H_0$ , onde  $H_0$  é a altura inicial do corpo de prova (na ocasião da moldagem);
- g) O volume do corpo de prova ( $V$ ) no fim da etapa, calculado como:  $V = V_0 - \Delta V_t$ ;
- h) A altura do corpo de prova ( $H$ ) no fim da etapa, calculada como:  $H = H_0 - \Delta H_t$ ;
- i) A área da seção transversal do corpo de prova ( $A$ ) no fim da etapa, calculada como:  $A = V / H$ ;
- j) O volume de vazios do corpo de prova ( $V_v$ ) no fim da etapa, calculado como:  $V_v = V_{v0} - \Delta V_t$ ;
- k) O índice de vazios do corpo de prova ( $e$ ) no fim da etapa, calculado como:  $e = V_v / V_s$ , onde  $V_s$  é o volume de sólidos do corpo de prova.

Tabela 36 – Resultados obtidos das etapas de adensamento hidrostático do CP-01.

Etapa	$\sigma'$ (kPa)	$\Delta V$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta V_t$ (cm <sup>3</sup> )	$\varepsilon_{vol}$ (%)	$\varepsilon_a$ (%)	$\Delta H_t$ (mm)	V (cm <sup>3</sup> )	H (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	$V_v$ (cm <sup>3</sup> )	e
0	10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	107,62	88,40	12,17	43,24	0,672
1	100	0,60	0,60	0,56	0,19	0,16	107,02	88,24	12,13	42,64	0,662
2	200	0,26	0,86	0,80	0,27	0,24	106,76	88,16	12,11	42,38	0,658
3	300	0,17	1,03	0,96	0,32	0,28	106,59	88,12	12,10	42,21	0,656

Tabela 37 – Resultados obtidos das etapas de adensamento hidrostático do CP-02.

Etapa	$\sigma'$ (kPa)	$\Delta V$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta V_t$ (cm <sup>3</sup> )	$\varepsilon_{vol}$ (%)	$\varepsilon_a$ (%)	$\Delta H_t$ (mm)	V (cm <sup>3</sup> )	H (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	$V_v$ (cm <sup>3</sup> )	e
0	10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	106,38	88,46	12,03	42,24	0,659
1	100	0,66	0,66	0,62	0,21	0,18	105,72	88,28	11,98	41,58	0,648
2	200	0,28	0,94	0,88	0,29	0,26	105,44	88,20	11,95	41,30	0,644
3	300	0,18	1,12	1,05	0,35	0,31	105,26	88,15	11,94	41,12	0,641

Tabela 38 – Resultados obtidos das etapas de adensamento hidrostático do CP-03.

Etapa	$\sigma'$ (kPa)	$\Delta V$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta V_t$ (cm <sup>3</sup> )	$\varepsilon_{vol}$ (%)	$\varepsilon_a$ (%)	$\Delta H_t$ (mm)	V (cm <sup>3</sup> )	H (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	$V_v$ (cm <sup>3</sup> )	e
0	10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	108,16	88,62	12,20	36,62	0,512
1	100	0,44	0,44	0,41	0,14	0,12	107,72	88,50	12,17	36,18	0,506
2	200	0,19	0,63	0,58	0,19	0,17	107,53	88,45	12,16	35,99	0,503
3	300	0,12	0,75	0,69	0,23	0,20	107,41	88,42	12,15	35,87	0,501

Tabela 39 – Resultados obtidos das etapas de adensamento hidrostático do CP-04.

Etapa	$\sigma'$ (kPa)	$\Delta V$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta V_t$ (cm <sup>3</sup> )	$\varepsilon_{vol}$ (%)	$\varepsilon_a$ (%)	$\Delta H_t$ (mm)	V (cm <sup>3</sup> )	H (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	$V_v$ (cm <sup>3</sup> )	e
0	10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	107,40	88,72	12,11	35,74	0,499
1	100	0,44	0,44	0,41	0,14	0,12	106,96	88,60	12,07	35,30	0,493
2	200	0,19	0,63	0,59	0,20	0,17	106,77	88,55	12,06	35,11	0,490
3	300	0,12	0,75	0,70	0,23	0,21	106,65	88,51	12,05	34,99	0,488

A Figura 65 apresenta as curvas de compressibilidade “deformação específica volumétrica *versus* tensão efetiva (hidrostática)”, com a tensão efetiva em escala aritmética, dos corpos de prova CP-01, CP-02, CP-03 e CP-04.

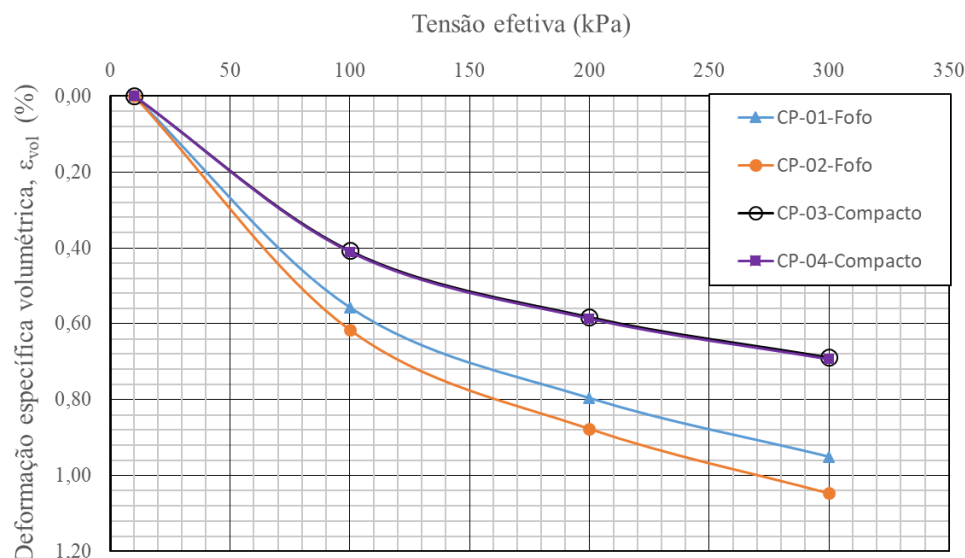


Figura 65 – Curvas “deformação específica volumétrica *versus* tensão efetiva” (escala aritmética) dos corpos de prova CP-01, CP-02, CP-03 e CP-04.

A Figura 66 apresenta as curvas de compressibilidade “índice de vazios *versus* tensão efetiva (hidrostática)”, com a tensão efetiva em escala aritmética, dos corpos de prova CP-01 e CP-02.

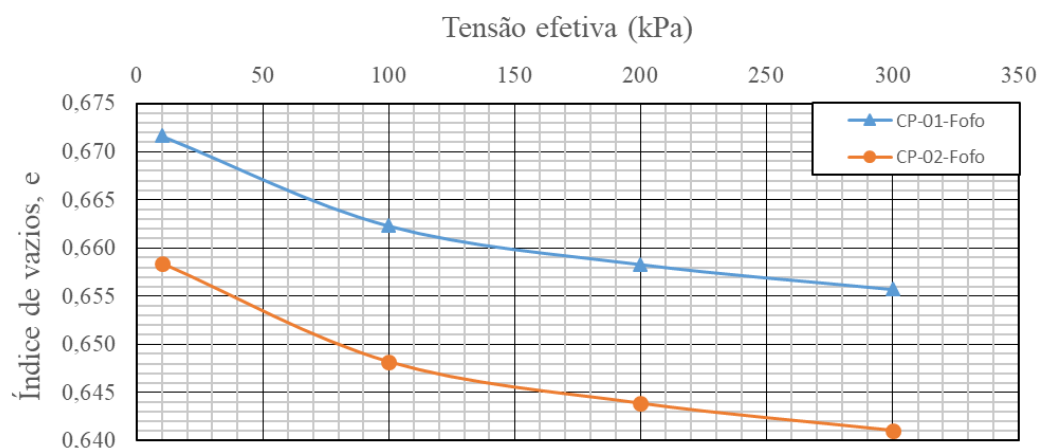


Figura 66 – Curvas “índice de vazios *versus* tensão efetiva (escala aritmética)” dos corpos de prova CP-01 e CP-02.

A Figura 67 apresenta as curvas de compressibilidade “índice de vazios *versus* tensão efetiva (hidrostática)”, com a tensão efetiva em escala logarítmica, dos corpos de prova CP-01 e CP-02.

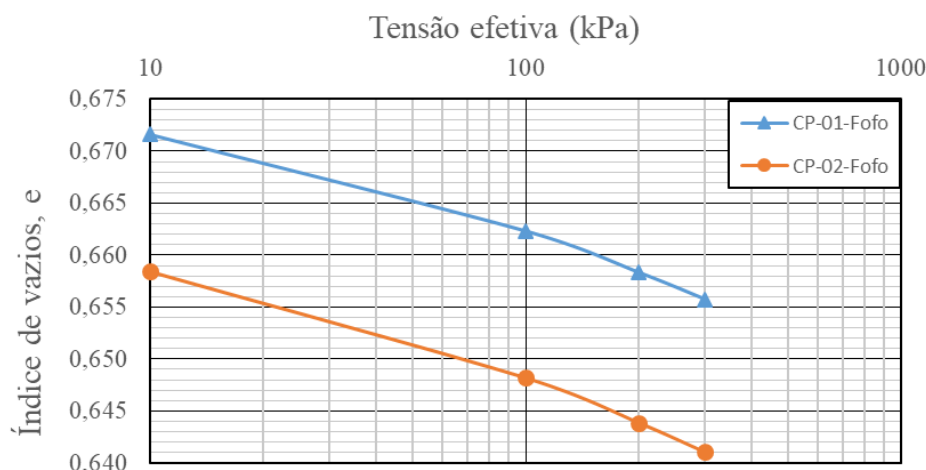


Figura 67 – Curvas “índice de vazios *versus* tensão efetiva (escala logarítmica)” dos corpos de prova CP-01 e CP-02.

A Figura 68 apresenta as curvas de compressibilidade “índice de vazios *versus* tensão efetiva (hidrostática)”, com a tensão efetiva em escala aritmética dos corpos de prova CP-03 e CP-04.

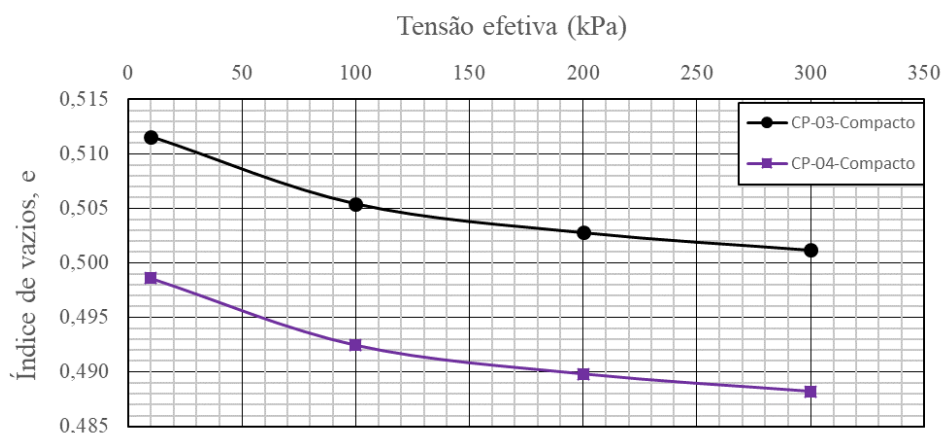


Figura 68 – Curvas “índice de vazios *versus* tensão efetiva (escala aritmética)” dos corpos de prova CP-03 e CP-04.

A Figura 69 apresenta as curvas de compressibilidade “índice de vazios *versus* tensão efetiva (hidrostática)”, com a tensão efetiva em escala logarítmica, dos corpos de prova CP-03 e CP-04.



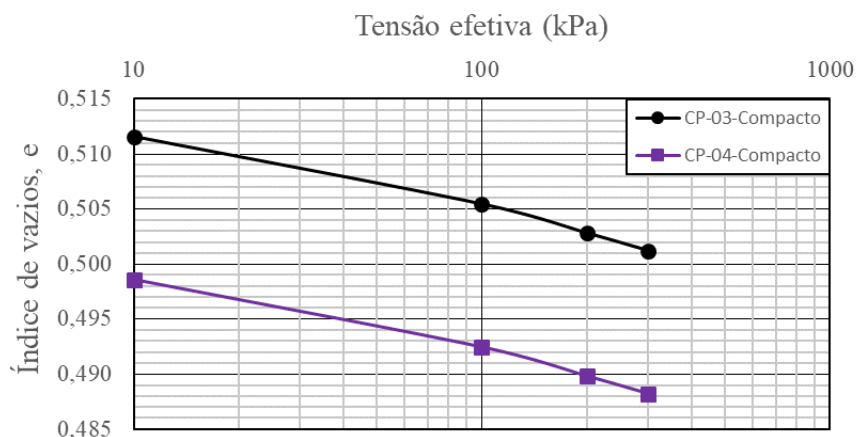


Figura 69 – Curvas “índice de vazios *versus* tensão efetiva (escala logarítmica)” dos corpos de prova CP-03 e CP-04

Da Figura 65, observa-se que, conforme o esperado, a Areia da Praia de Ipanema apresentou deformações específicas volumétricas ( $\epsilon_{vol}$ ) muito baixas para os valores de tensão efetiva hidrostática ( $\sigma'$ ) aplicados, sendo que, para  $\sigma' = 300$  kPa, o menor valor foi igual a 0,69 %, obtido no CP-03 (compacto), ao passo que o maior valor foi igual a 1,05 %, obtido no CP-02 (fofo). A este respeito, nota-se que os dois corpos de prova fofos (CP-01 e CP-02) sofreram maiores deformações específicas volumétricas que os corpos de prova compactos (CP-03 e CP-04), conforme também era esperado, visto que os corpos de prova compactos possuem um arranjo de grãos mais entrosado e, portanto, mais rígido, ou seja, menos compressível. É bem verdade que essas deformações volumétricas registradas incluem a acomodação do *top cap* e das telas utilizadas como filtro nas extremidades do corpo de prova.

Segundo Lambe & Whitman (1969, p. 297), para causar deformações volumétricas mais expressivas em solos arenosos é necessário aplicar tensões mais elevadas, a ponto de haver quebra de grãos. Os referidos autores apresentam resultados de um ensaio de compressão edométrica realizado na Areia de Ottawa (areia quartzosa) por Roberts (1964), argumentando que o aumento da compressibilidade desta areia ocorre de forma significativa a partir da tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) de cerca de 21 MPa devido à quebra de grãos. Simões (2015) realizou ensaios de compressão edométrica na Areia da Praia de Ipanema aplicando uma tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) máxima de cerca de 20 MPa, relatando a ocorrência de quebra de grãos.

Das Figuras 66, 67, 68 e 69, nota-se também que a inclinação das curvas de compressibilidade diminui em módulo, ou seja, a compressibilidade da areia

diminui (ou a rigidez aumenta) à medida que a tensão efetiva hidrostática ( $\sigma'$ ) aplicada aumenta. A compressibilidade maior no estágio de  $\sigma' = 10$  kPa para  $\sigma' = 100$  kPa pode ser creditada, em parte, à acomodação do *top cap* e das telas utilizadas como filtro nas extremidades do corpo de prova.

Define-se “*bulk modulus*” ou módulo de compressibilidade (K), ver Lambe & Whitman (1969, p. 153) e LEXICON (1981, p. 146), como a relação entre a variação de tensão efetiva hidrostática e a variação da deformação específica volumétrica ( $\varepsilon_{vol}$ ). No caso dos ensaios aqui analisados, tem-se que:

$$K = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon_{vol}}$$

As Tabelas 40, 41, 42 e 43 apresentam os cálculos dos valores dos módulos de compressibilidade volumétrica (K) nas etapas 2 (de  $\sigma' = 100$  kPa para  $\sigma' = 200$  kPa) e 3 (de  $\sigma' = 200$  kPa para  $\sigma' = 300$  kPa) de adensamento hidrostático dos corpos de prova CP-01, CP-02, CP-03 e CP-04, respectivamente.

Tabela 40 – Cálculo dos módulos de compressibilidade volumétrica (K) do CP-01.

Etapa	$\Delta\sigma'$ (kPa)	$\Delta\varepsilon_{vol}$ (%)	K (kPa)
2	100	0,24	41667
3	100	0,16	62500

Tabela 41 – Cálculo dos módulos de compressibilidade volumétrica (K) do CP-02.

Etapa	$\Delta\sigma'$ (kPa)	$\Delta\varepsilon_{vol}$ (%)	K (kPa)
2	100	0,26	38462
3	100	0,17	58824

Tabela 42 – Cálculo dos módulos de compressibilidade volumétrica (K) do CP-03.

Etapa	$\Delta\sigma'$ (kPa)	$\Delta\varepsilon_{vol}$ (%)	K (kPa)
2	100	0,17	58824
3	100	0,11	90909

Tabela 43 – Cálculo dos módulos de compressibilidade volumétrica (K) do CP-04.

Etapa	$\Delta\sigma'$ (kPa)	$\Delta\varepsilon_{vol}$ (%)	K (kPa)
2	100	0,18	55556
3	100	0,11	90909

Das Tabelas 40 e 41, observa-se que, para os corpos de prova fofos (CP-01 e CP-02), o módulo de compressibilidade volumétrica ( $K$ ) é da ordem de 40 MPa na etapa 2 de adensamento hidrostático (de  $\sigma' = 100$  kPa para  $\sigma' = 200$  kPa) e da ordem de 60 MPa na etapa 3 (de  $\sigma' = 200$  kPa para  $\sigma' = 300$  kPa).

Das Tabelas 42 e 43, observa-se que, para os corpos de prova compactos (CP-03 e CP-04), o módulo de compressibilidade volumétrica ( $K$ ) é da ordem de 60 MPa na etapa 2 de adensamento hidrostático (de  $\sigma' = 100$  kPa para  $\sigma' = 200$  kPa) e da ordem de 90 MPa na etapa 3 (de  $\sigma' = 200$  kPa para  $\sigma' = 300$  kPa).

#### 4.4.4.

#### **Estabelecimento de fluxo para medição da vazão e cálculo do coeficiente de permeabilidade**

Todo o procedimento seguido nas etapas de estabelecimento de fluxo para medição de vazão ( $Q$ ) e cálculo dos valores de coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) dos corpos de prova está detalhadamente descrito no item 3.2.5.6.

Cada etapa correspondia a uma tensão efetiva ( $\sigma'$ ) sob a qual as percolações no corpo de prova eram promovidas para a medição da vazão ( $Q$ ). Assim, para cada ensaio (corpo de prova), foram realizadas quatro etapas, a saber: Etapa 0, sob  $\sigma' = 10$  kPa; Etapa 1, sob  $\sigma' = 100$  kPa, Etapa 2, sob  $\sigma' = 200$  kPa e Etapa 3, sob  $\sigma' = 300$  kPa.

Em cada etapa, eram promovidas quatro percolações no corpo de prova, da base para o topo, impondo um gradiente hidráulico ( $i$ ) da ordem de 1, sendo que os dados da primeira percolação eram sempre descartados. As três demais percolações foram nomeadas de percolação A, percolação B e percolação C.

No fim de cada ensaio, foi realizada ainda uma última percolação sob  $\sigma' = 300$  kPa, impondo um gradiente hidráulico ( $i$ ) maior, da ordem de 2, chamada de percolação D da etapa 3.

É importante ainda fazer aqui a seguinte observação. Em todos os ensaios, no decorrer das percolações, contatou-se uma variação excessiva (indesejada) das leituras das poropressões estabelecidas e medidas no topo e na base do corpo de prova e, por conseguinte, no valor do gradiente hidráulico ( $i$ ) imposto durante a percolação. Em algumas percolações, tais variações eram maiores, ao passo que, em outras, eram menores. Este problema pode ter sido causado tanto pelo funcionamento não apropriado das válvulas reguladoras de pressão quanto dos medidores de variação de volume (MVV) devido ao atrito do *Bellofran* com a

parede interna do cilindro do medidor. Estes problemas devem ser corrigidos para as próximas pesquisas.

Ressalta-se ainda que os resultados de algumas percolações foram descartados e, por esta razão, não são aqui apresentados, devido ao fato da amplitude das oscilações das poropressões lidas na base e no topo do corpo de prova ter sido muito grande em decorrência do problema acima relatado.

As curvas que mostram as variações das poropressões estabelecidas e lidas na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo, bem como as curvas de variação de volume de água percolada pelo corpo de prova ( $\Delta V$ ) *versus* variação do tempo ( $\Delta t$ ) das percolações consideradas válidas para cálculo dos valores de coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) estão apresentadas no Apêndice E.

Ainda assim, nas percolações consideradas válidas, tendo em vista a fidedignidade dos resultados apresentados nesta dissertação, decidiu-se por calcular três valores de coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) para cada percolação a saber (ver Figura 70):

- a) O valor de  $k$  máximo, calculado a partir da vazão ( $Q$ ) e de um valor de gradiente hidráulico mínimo ( $i_{\min}$ ), que, por sua vez, foi calculado a partir da leitura de poropressão mínima na base do corpo de prova ( $u_{B \min}$ ) e da leitura de poropressão máxima no topo do corpo de prova ( $u_{T \max}$ );
- b) O valor de  $k$  médio, calculado a partir da vazão ( $Q$ ) e de um valor do gradiente hidráulico médio ( $i_{\text{méd}}$ ), que, por sua vez, foi calculado a partir da leitura de poropressão média na base do corpo de prova ( $u_{B \text{ méd}}$ ) e da leitura de poropressão média no topo do corpo de prova ( $u_{T \text{ méd}}$ );
- c) O valor de  $k$  mínimo, calculado a partir da vazão ( $Q$ ) e de um valor de gradiente hidráulico máximo ( $i_{\max}$ ), que, por sua vez, foi calculado a partir da leitura de poropressão máxima na base do corpo de prova ( $u_{B \max}$ ) e da leitura de poropressão mínima no topo do corpo de prova ( $u_{T \min}$ ).

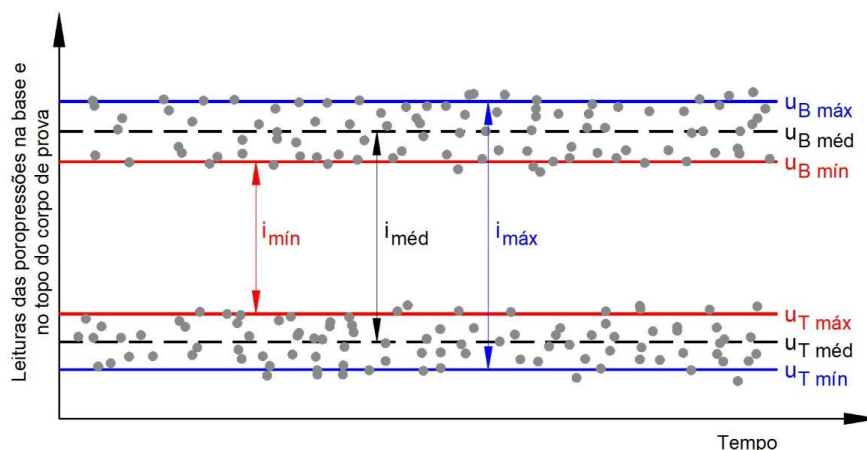


Figura 70 – Variações típicas das leituras das poropressões na base e no topo do corpo de prova observadas durante as percolações.

As Tabelas 44, 45, 46 e 47 apresentam os seguintes valores obtidos em cada percolação considerada válida para cálculo dos valores de coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) dos corpos de prova CP-01, CP-02, CP-03 e CP-04, respectivamente:

- A tensão efetiva ( $\sigma'$ ) aplicada na etapa de adensamento hidrostático precedente;
- O valor do índice de vazios ( $e$ ) do corpo de prova na etapa e o valor de  $e^3 / (1+e)$ ;
- A altura ( $H$ ) do corpo de prova;
- A área da seção transversal ( $A$ ) do corpo de prova;
- As poropressões mínima, média e máxima aplicadas/lidas na base do corpo de prova ( $u_{B \text{ mín}}$ ,  $u_{B \text{ méd}}$  e  $u_{B \text{ máx}}$ ) ao longo de cada percolação;
- As poropressões máxima, média e mínima aplicadas/lidas no topo do corpo de prova ( $u_{T \text{ máx}}$ ,  $u_{T \text{ méd}}$  e  $u_{T \text{ mín}}$ ) ao longo de cada percolação;
- Os gradientes hidráulicos mínimo, médio e máximo ( $i_{\text{mín}}$ ,  $i_{\text{méd}}$  e  $i_{\text{máx}}$ ) impostos ao corpo de prova durante cada percolação;
- O volume de água ( $\Delta V$ ) que percolou pelo corpo de prova em cada percolação e o intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) no qual se mediu  $\Delta V$ ;

- i) A vazão (Q), calculada como:  $Q = \Delta V / \Delta t$ , e verificada com o valor do coeficiente angular da curva “ $\Delta V \times \Delta t$ ”. Estas curvas são apresentadas no Apêndice E;
- j) A velocidade aparente (v) da percolação, calculada como:  $v = Q / A$ ;
- k) Os valores de coeficiente de permeabilidade máximo, médio e mínimo do corpo de prova obtidos na temperatura na qual a percolação foi realizada ( $k_{T \text{ máx}}$ ,  $k_{T \text{ méd}}$  e  $k_{T \text{ mín}}$ ), calculados como:  $k_T = v / i$ ;
- l) Os valores de coeficiente permeabilidade máximo, médio e mínimo do corpo de prova equivalentes à temperatura de 20 °C ( $k_{20^\circ\text{C máx}}$ ,  $k_{20^\circ\text{C méd}}$  e  $k_{20^\circ\text{C mín}}$ ), calculados como:  $k_{20^\circ\text{C}} = R_T \times k_T$ , sendo  $R_T$  igual a 0,952 correspondente à temperatura de 22,0 °C, para os corpos de prova CP-01 e CP-03 e igual a 0,975 correspondente à temperatura de 21,0 °C, para os corpos de prova CP-02 e CP-04. Os valores de  $R_T$  foram consultados na norma ABNT – NBR 13292 – *Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante*, de abril de 1995.

Os valores do coeficiente de permeabilidade médio estão destacados em **negrito** nas Tabelas 44, 45, 46 e 47.

Tabela 44 – Resultados obtidos nas percolações consideradas válidas para o cálculo dos valores de coeficiente de permeabilidade do CP-01.

Etapa	Percolação	σ' (kPa)	e	e³ / (1+e)	H (mm)	A (cm²)	u <sub>B</sub> (kPa) ( mín / méd / máx)	u <sub>T</sub> (kPa) ( máx / méd / mín)	i ( mín / méd / máx)	ΔV (cm³)	Δt (s)	Q (cm³/s)	v (cm/s)	k <sub>T</sub> (x 10 <sup>-2</sup> cm/s) ( máx / méd / mín)	k <sub>20°C</sub> (x 10 <sup>-2</sup> cm/s) ( máx / méd / mín)
Etapa 0	0A	10	0,672	0,181	88,40	12,17	488,7	487,6	0,27	143,84	600	0,2397	0,0196	7,3	7,0
							489,0	487,4	0,85					<b>2,3</b>	<b>2,2</b>
							489,4	487,2	1,54					1,3	1,2
	0B	10			88,40	12,17	488,6	487,4	0,38	97,14	420	0,2313	0,0190	5,0	4,8
							488,9	487,2	0,96					<b>2,0</b>	<b>1,9</b>
							489,1	487,0	1,42					1,3	1,2
Etapa 1	1A	100	0,662	0,175	88,24	12,13	489,1	487,9	0,39	148,93	558	0,2669	0,0220	5,6	5,3
							489,5	487,7	1,08					<b>2,0</b>	<b>1,9</b>
							489,9	487,5	1,77					1,2	1,1
	1C	100			88,24	12,13	489,1	487,9	0,39	159,78	600	0,2663	0,0220	5,6	5,3
							489,4	487,7	0,96					<b>2,3</b>	<b>2,2</b>
							489,8	487,5	1,66					1,3	1,2
Etapa 2	2B	200	0,658	0,172	88,16	12,11	489,1	487,9	0,39	182,95	660	0,2772	0,0229	5,9	5,6
							489,4	487,7	0,96					<b>2,4</b>	<b>2,3</b>
							489,8	487,5	1,66					1,5	1,4
Etapa 3	3A	300	0,656	0,170	88,12	12,10	489,3	488,0	0,50	89,90	360	0,2497	0,0206	4,1	3,9
							489,6	487,9	0,97					<b>2,1</b>	<b>2,0</b>
							489,8	487,7	1,43					1,4	1,3
	3D	300			88,12	12,10	489,6	487,9	0,97	203,56	482	0,4223	0,0349	3,6	3,4
							490,0	487,6	1,78					<b>2,0</b>	<b>1,9</b>
							490,3	487,4	2,35					1,5	1,4

Tabela 45 – Resultados obtidos nas percolações consideradas válidas para o cálculo dos valores de coeficiente de permeabilidade do CP-02.

Etapa	Percolação	σ' (kPa)	e	e³ / (1+e)	H (mm)	A (cm²)	u <sub>B</sub> (kPa) ( mín / méd / máx)	u <sub>T</sub> (kPa) ( máx / méd / mín)	i ( mín / méd / máx)	ΔV (cm³)	Δt (s)	Q (cm³/s)	v (cm/s)	k <sub>T</sub> (x 10 <sup>-2</sup> cm/s) ( máx / méd / mín)	k <sub>20°C</sub> (x 10 <sup>-2</sup> cm/s) ( máx / méd / mín)
Etapa 0	0A	10	0,659	0,173	88,46	12,03	489,5	488,0	0,73	188,87	713	0,2649	0,0220	3,0	2,9
							489,7	487,8	1,19					<b>1,8</b>	<b>1,8</b>
							489,9	487,7	1,54					1,4	1,4
	0B	10			88,46	12,03	489,4	487,9	0,73	131,84	480	0,2747	0,0228	3,1	3,0
							489,7	487,7	1,30					<b>1,8</b>	<b>1,8</b>
							,489,9	487,5	1,77					1,3	1,3
Etapa 1	1A	100	0,648	0,165	88,28	11,98	489,5	488,0	0,73	146,67	570	0,2573	0,0215	2,9	2,8
							489,7	487,8	1,19					<b>1,8</b>	<b>1,8</b>
							490,0	487,6	1,77					1,2	1,2
	1B	100			88,28	11,98	489,5	487,9	0,85	150,77	601	0,2509	0,0209	2,5	2,4
							489,7	487,8	1,19					<b>1,8</b>	<b>1,8</b>
							490,0	487,6	1,77					1,2	1,2
Etapa 2	2B	200	0,644	0,162	88,20	11,95	489,6	487,9	0,96	185,47	600	0,3091	0,0259	2,7	2,6
							489,7	487,7	1,31					<b>2,0</b>	<b>2,0</b>
							489,9	487,5	1,77					1,5	1,5
Etapa 3	3A	300	0,641	0,160	88,15	11,94	489,7	488,0	0,97	211,31	720	0,2935	0,0246	2,5	2,4
							489,7	487,7	1,31					<b>1,9</b>	<b>1,9</b>
							490,0	487,7	1,66					1,5	1,5
	3D	300			88,15	11,94	490,3	487,9	1,78	238,27	422	0,5646	0,0473	2,7	2,6
							490,4	487,7	2,12					<b>2,2</b>	<b>2,1</b>
							490,6	487,5	2,58					1,8	1,8



Tabela 46 – Resultados obtidos nas percolações consideradas válidas para o cálculo dos valores de coeficiente de permeabilidade do CP-03.

Etapa	Percolação	σ' (kPa)	e	e³ / (1+e)	H (mm)	A (cm²)	u <sub>B</sub> (kPa) ( mín / méd / máx)	u <sub>T</sub> (kPa) ( máx / méd / mín)	i ( mín / méd / máx)	ΔV (cm³)	Δt (s)	Q (cm³/s)	v (cm/s)	k <sub>T</sub> (x 10 <sup>-2</sup> cm/s) ( máx / méd / mín)	k <sub>20°C</sub> (x 10 <sup>-2</sup> cm/s) ( máx / méd / mín)
Etapa 0	0B	10	0,512	0,089	88,62	12,20	489,4	487,9	0,73	192,70	874	0,2205	0,0181	2,5	2,4
							489,7	487,7	1,30					<b>1,4</b>	<b>1,3</b>
							489,9	487,5	1,76					1,0	1,0
Etapa 1	1A	100	0,506	0,086	88,50	12,17	489,5	487,9	0,84	133,44	602	0,2217	0,0182	2,2	2,1
							489,7	487,7	1,30					<b>1,4</b>	<b>1,3</b>
							489,9	487,5	1,76					1,0	1,0
	1B	100			88,50	12,17	489,6	488,1	0,73	138,57	602	0,2302	0,0189	2,6	2,5
							489,8	487,9	1,19					<b>1,6</b>	<b>1,5</b>
							490,0	487,7	1,65					1,1	1,0
Etapa 2	2B	200	0,503	0,085	88,45	12,16	489,6	488,0	0,84	211,68	900	0,2352	0,0193	2,3	2,2
							489,8	487,8	1,30					<b>1,5</b>	<b>1,4</b>
							490,0	487,7	1,65					1,2	1,1
Etapa 3	3A	300	0,501	0,084	88,42	12,15	489,5	488,0	0,73	184,56	840	0,2197	0,0181	2,5	2,4
							489,7	487,8	1,19					<b>1,5</b>	<b>1,4</b>
							489,8	487,7	1,42					1,3	1,2
	3B	300			88,42	12,15	489,5	488,0	0,73	190,48	900	0,2116	0,0174	2,4	2,3
							489,7	487,8	1,19					<b>1,5</b>	<b>1,4</b>
							489,9	487,6	1,65					1,1	1,0
	3D	300			88,42	12,15	490,0	487,9	1,42	182,21	600	0,3037	0,0250	1,8	1,7
							490,2	487,7	1,88					<b>1,3</b>	<b>1,2</b>
							490,4	487,5	2,34					1,1	1,0

Tabela 47 – Resultados obtidos nas percolações consideradas válidas para o cálculo dos valores de coeficiente de permeabilidade do CP-04.

Etapa	Percolação	$\sigma'$ (kPa)	e	$e^3 / (1+e)$	H (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	$u_B$ (kPa) ( mín / méd / máx)	$u_T$ (kPa) ( máx / méd / mín)	i ( mín / méd / máx)	$\Delta V$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta t$ (s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	v (cm/s)	$k_T$ (x 10 <sup>-2</sup> cm/s) ( máx / méd / mín)	$k_{20^\circ C}$ (x 10 <sup>-2</sup> cm/s) ( máx / méd / mín)			
Etapa 0	0A	10	0,499	0,083	88,72	12,11	489,5	488,0	0,72	105,35	600	0,1756	0,0145	2,0	2,0			
							489,7	487,8	1,18					<b>1,2</b>	<b>1,2</b>			
							489,9	487,7	1,53					0,9	0,9			
	0B	10			88,72	12,11	489,4	487,9	0,72	150,05	894	0,1678	0,0139	1,9	1,9			
							489,7	487,7	1,30					<b>1,1</b>	<b>1,1</b>			
							489,9	487,5	1,76					0,8	0,8			
Etapa 1	1A	100	0,493	0,080	88,60	12,07	489,5	488,0	0,73	137,03	602	0,2276	0,0189	2,6	2,5			
							489,7	487,8	1,19					<b>1,6</b>	<b>1,6</b>			
							490,0	487,6	1,76					1,1	1,1			
	1B	100			88,60	12,07	489,5	488,0	0,73	100,33	600	0,1672	0,0139	1,9	1,9			
							489,7	487,8	1,19					<b>1,2</b>	<b>1,2</b>			
							490,0	487,6	1,76					0,8	0,8			
	1C	100			88,60	12,07	489,5	488,0	0,73	157,11	900	0,1746	0,0145	2,0	2,0			
							489,7	487,7	1,30					<b>1,1</b>	<b>1,1</b>			
							489,9	487,5	1,76					0,8	0,8			
	Etapa 2	2A			200	0,490	0,079	88,55	12,06	490,0	488,0	1,30	144,07	871	0,1654	0,0137	1,1	1,1
										490,3	487,8	1,88					<b>0,7</b>	<b>0,7</b>
										490,6	487,6	2,45					0,6	0,6
2B		200	88,55	12,06	489,6			487,9	0,96	143,49	900	0,1599	0,0133	1,4	1,4			
					489,8			487,7	1,42					<b>0,9</b>	<b>0,9</b>			
					489,9			487,5	1,76					0,8	0,8			
Etapa 3	3A	300	0,488	0,078	88,51	12,05	489,7	488,0	0,96	107,30	720	0,1490	0,0124	1,3	1,3			
							489,8	487,8	1,30					<b>1,0</b>	<b>1,0</b>			
							490,0	487,7	1,65					0,8	0,8			
	3D	300			88,51	12,05	490,0	488,0	1,30	161,35	600	0,2689	0,0223	1,7	1,7			
							490,3	487,8	1,88					<b>1,2</b>	<b>1,2</b>			
							490,6	487,6	2,46					0,9	0,9			

Das Tabelas 44, 45, 46 e 47, pela análise individual de cada corpo de prova, observa-se que as variações (reduções) dos índices de vazios promovidas pelas etapas de adensamento hidrostático não são suficientes para provocar reduções sensíveis nos valores de coeficiente de permeabilidade médio ( $k_{\text{méd}}$ ) medidos. Por outro lado, observa-se uma boa repetibilidade dos valores de  $k_{\text{méd}}$  medidos.

No ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-01 (fofo), no qual o índice de vazios reduziu de 0,672 (CR = 27 %) a 0,656 (CR = 32 %), os valores médios de  $k_{20^{\circ}\text{C}}$  variam entre 1,9 e 2,3 x 10<sup>-2</sup> cm/s, com média igual a 2,1 x 10<sup>-2</sup> cm/s.

No ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-02 (fofo), no qual o índice de vazios reduziu de 0,659 (CR = 31 %) a 0,641 (CR = 37 %), os valores médios de  $k_{20^{\circ}\text{C}}$  variam entre 1,8 e 2,1 x 10<sup>-2</sup> cm/s, com média igual a 1,9 x 10<sup>-2</sup> cm/s.

No ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-03 (compacto), no qual o índice de vazios reduziu de 0,512 (CR = 76 %) a 0,501 (CR = 80 %), os valores médios de  $k_{20^{\circ}\text{C}}$  variam entre 1,2 e 1,5 x 10<sup>-2</sup> cm/s, com média igual a 1,4 x 10<sup>-2</sup> cm/s.

No ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-04 (compacto), no qual o índice de vazios reduziu de 0,499 (CR = 80 %) a 0,488 (CR = 84 %), os valores médios de  $k_{20^{\circ}\text{C}}$  variam entre 0,9 e 1,2 x 10<sup>-2</sup> cm/s, com média igual a 1,1 x 10<sup>-2</sup> cm/s, excluindo os valores extremos de 0,7 x 10<sup>-2</sup> cm/s e 1,6 x 10<sup>-2</sup> cm/s por estarem muito destoantes dos demais valores medidos.

A Tabela 48, a seguir, resume os resultados descritos acima.

Tabela 48 – Resumo dos valores de  $k_{20^{\circ}\text{C}}^{\text{méd}}$  medidos.

Corpo de prova	Variação de índice de vazios, $e_0 - e_f$	Variação da compactidade relativa, $CR_0 - CR_f$	Intervalo de valores medidos de $k_{20^{\circ}\text{C}}^{\text{méd}}$ (x 10 <sup>-2</sup> cm/s)	Média dos valores de $k_{20^{\circ}\text{C}}^{\text{méd}}$ medidos (x 10 <sup>-2</sup> cm/s)
CP-01	0,672 - 0,656	27 % - 32 %	1,9 - 2,3	2,1
CP-02	0,659 - 0,641	31 % - 37 %	1,8 - 2,1	1,9
CP-03	0,512 - 0,501	76 % - 80 %	1,2 - 1,5	1,4
CP-04	0,499 - 0,488	80 % - 84 %	0,9 - 1,2 (*)	1,1 (*)

$e_0$ : índice de vazios inicial

$e_f$ : índice de vazios final

$CR_0$ : compactidade relativa inicial

$CR_f$ : compactidade relativa final

(\*) Excluindo os valores extremos de 0,7 x 10<sup>-2</sup> cm/s e 1,6 x 10<sup>-2</sup> cm/s

A Figura 71, a seguir, apresenta todos os valores de  $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$  medidos em função dos respectivos índices de vazios dos corpos de prova, excluindo os dois valores extremos medidos no corpo de prova CP-04.

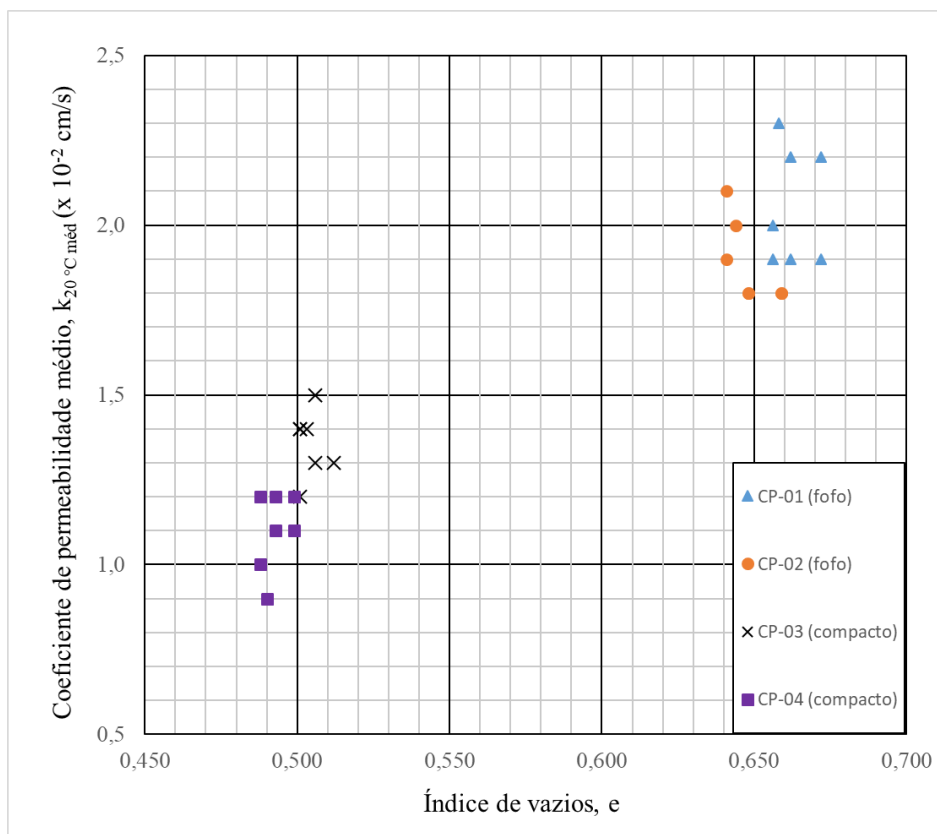


Figura 71 – Valores de  $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$  em função dos índices de vazios dos corpos de prova.

A comparação entre os valores de coeficiente de permeabilidade médio ( $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$ ) medidos nos quatro ensaios (ver Tabela 48 e Figura 71) mostra que há uma tendência de diminuição dos valores de  $k$  com a diminuição dos índices de vazios dos corpos de prova. Todavia, as diferenças tanto entre os valores de índice de vazios quanto entre os valores de  $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$  medidos nos corpos de prova CP-01 e CP-02 (focos) são muito pequenas diante da falta de acurácia na medição de  $k$ , decorrentes dos problemas operacionais enfrentados nos ensaios, relatados acima. O mesmo pode-se dizer da comparação entre os corpos de prova CP-03 e CP-04, ambos compactos. Por outro lado, nota-se uma clara diferença entre os valores de  $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$  medidos ao comparar os corpos de prova fofos (CP-01 e CP-02) aos corpos de prova compactos (CP-03 e CP-04). Pode-se dizer que ao sair do domínio de compactidade relativa (CR) fofo (CR da ordem de 30 %) para o domínio compacto (CR da ordem de 80 %), o coeficiente de permeabilidade médio

( $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$ ) medido reduz de cerca de  $2,0 \times 10^{-2}$  cm/s para cerca de  $1,2 \times 10^{-2}$  cm/s, em média.

A seguir, com a finalidade de fazer uma relação mais direta entre índice de vazios ( $e$ ) e coeficiente de permeabilidade ( $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$ ) medido, primeiramente define-se, para cada ensaio (corpo de prova), a etapa de estabelecimento de fluxo com leituras das poropressões no topo e na base mais estáveis como sendo aquela onde se observou menor diferença entre os valores de  $k_{\text{máx}}$  e  $k_{\text{mín}}$  medidos. Estas etapas são:

- Para o corpo de prova CP-01, etapa 3D (ver Tabela 44);
- Para o corpo de prova CP-02, etapa 3D (ver Tabela 45);
- Para o corpo de prova CP-03, etapa 3D (ver Tabela 46);
- Para o corpo de prova CP-04, etapa 3A, desconsiderando a etapa 2A, na qual se mediu um valor de  $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$  muito destoante dos demais valores (ver Tabela 47).

A Tabela 49, a seguir, apresenta, para cada uma dessas etapas, o valor do índice de vazios ( $e$ ), o valor de  $e^3/(1+e)$  e o valor da compacidade relativa (CR) do corpo de prova e o valor de  $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$  medido na etapa considerada.

Tabela 49 – Valores de  $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$  medidos nas etapas de menor diferença entre  $k_{\text{máx}}$  e  $k_{\text{mín}}$  nos quatro corpos de prova.

Corpo de prova	Percolação	$e$	$e^3 / (1+e)$	CR (%)	$k_{20^{\circ}\text{C méd}}$ ( $\times 10^{-2}$ cm/s)
CP-01	3D	0,656	0,170	32	1,9
CP-02	3D	0,641	0,160	37	2,1
CP-03	3D	0,501	0,084	80	1,2
CP-04	3A	0,488	0,078	84	1,0

A Figura 72, a seguir, apresenta os valores de  $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$  medidos destacados na Tabela 49 em função dos respectivos índices de vazios dos corpos de prova.

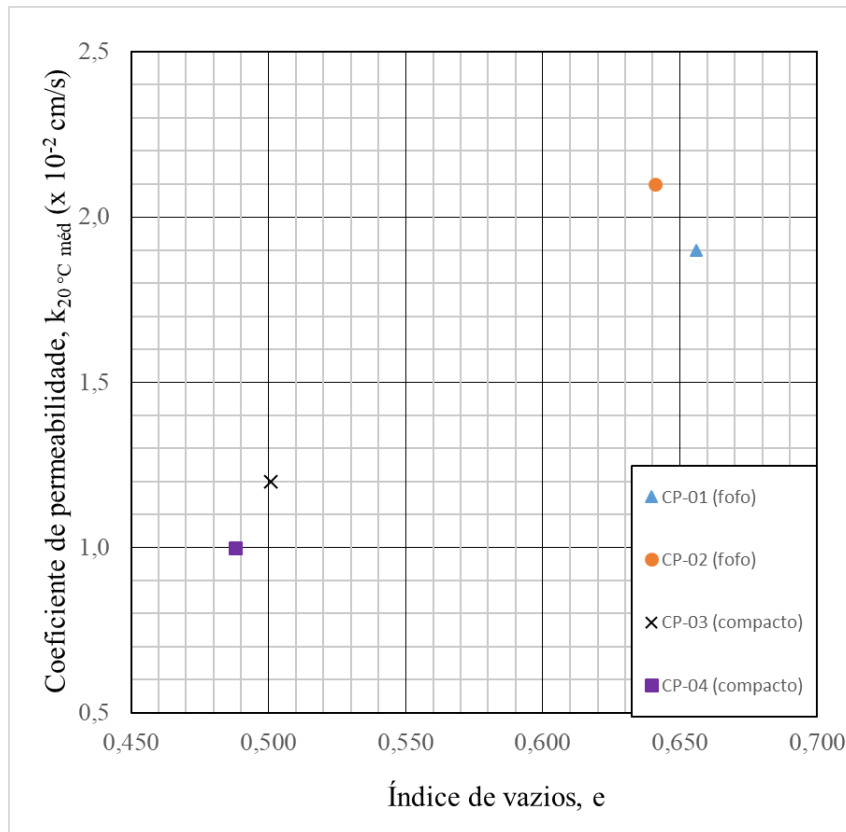


Figura 72 – Valores de  $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$  medidos nas etapas de menor diferença entre  $k_{\text{máx}}$  e  $k_{\text{mín}}$  versus índice de vazios (e) para os quatro corpos de prova.

As Figuras 73 e 74 apresentam os mesmos valores de  $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$  apresentados na Figura 72, porém em função de “ $e^3/(1+e)$ ”.

A expressão de Taylor (1948, p. 111) que relaciona o coeficiente de permeabilidade (k) com o índice de vazios (e) do solo é:

$$k = D_s^2 \cdot \frac{\gamma}{\mu} \cdot \frac{e^3}{(1+e)} \cdot C \quad (56)$$

onde:

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

$\gamma$ : peso específico do líquido percolante;

$\mu$ : coeficiente de viscosidade dinâmica do líquido percolante;

e: índice de vazios do solo;

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

A expressão acima pode ser rearrumada como:

$$k = \left( D_s^2 \cdot C \cdot \frac{\gamma}{\mu} \right) \frac{e^3}{(1+e)} \quad (57)$$

Da expressão acima, observa-se que o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) está relacionado com  $e^3/(1+e)$  pela equação de uma reta do tipo  $y = a x + b$ , onde:

- a variável  $y$  é o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ),
- a variável  $x$  é “ $e^3/(1 + e)$ ”,
- o coeficiente angular ( $a$ ) é:

$$\left( D_s^2 \cdot C \cdot \frac{\gamma}{\mu} \right)$$

- e o coeficiente linear ( $b$ ) é igual a zero.

Disto depreende-se que, segundo a expressão de Taylor (1948), a reta que relaciona “ $k$ ” e “ $e^3/(1 + e)$ ” tem que passar pela origem.

Na Figura 73, é apresentada uma reta interpolada aos pontos ( $k$  ,  $e^3/(1+e)$ ) por regressão linear efetuada no *software* Microsoft Excel sem forçar a reta a passar pela origem, ao passo que, na Figura 74, é apresentada uma reta interpolada aos mesmos pontos, porém forçando a reta a passar pela origem.

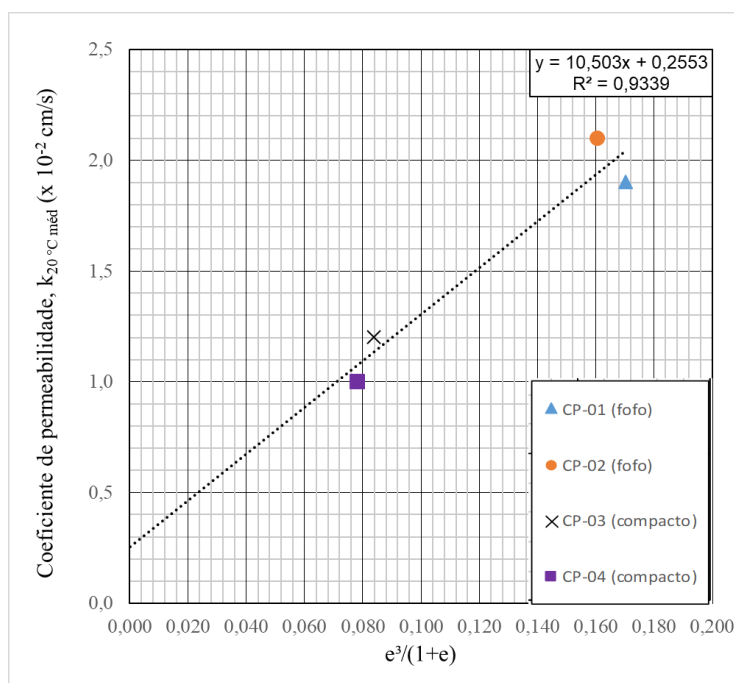


Figura 73 – Valores de  $k_{20^\circ C \text{ méd}}$  medidos nas etapas de menor diferença entre  $k_{\text{máx}}$  e  $k_{\text{mín}}$  versus  $e^3/(1+e)$ , sem forçar a reta interpolada a passar pela origem.

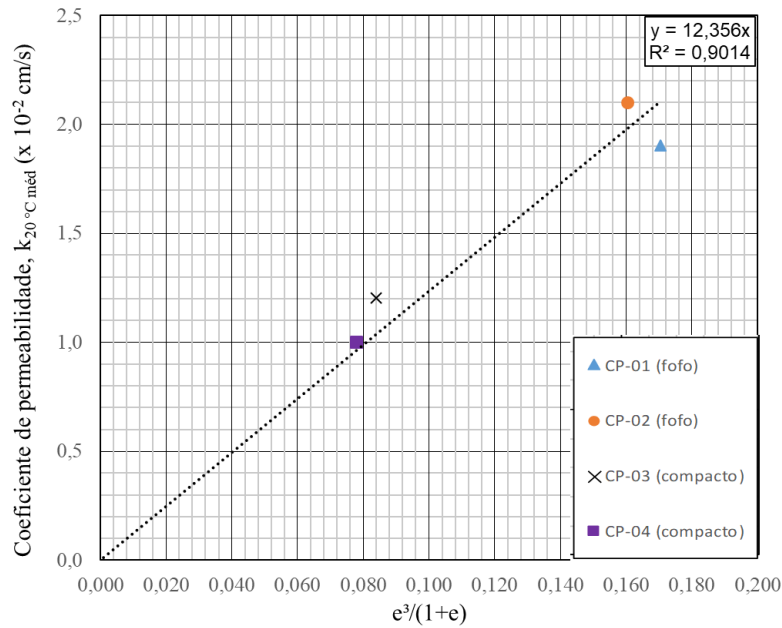


Figura 74 – Valores de  $k_{20^{\circ}\text{C méd}}$  medidos nas etapas de menor diferença entre  $k_{\text{máx}}$  e  $k_{\text{mín}}$  versus  $e^3/(1+e)$ , forçando a reta interpolada a passar pela origem.

Para uma melhor verificação da validade da aplicação da expressão de Taylor (1948) à Areia da Praia de Ipanema, seria necessário a obtenção de valores de coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) em um terceiro domínio de compacidade relativa (CR), intermediário entre os dois domínios investigados nesta pesquisa, da ordem de 50 %. Não obstante, o baixo valor de coeficiente linear ( $b$ ) obtido na equação da reta interpolada sem forçá-la a passar pela origem (Figura 73) e o bom ajuste aos pontos obtido da reta interpolada forçada a passar pela origem (Figura 74) sugerem a validade da referida expressão à amostra investigada.

Considerando a equação da reta obtida na interpolação forçando a passagem pela origem (Figura 74), tem-se que o coeficiente angular ( $a$ ) é igual a:  $12,356 \times 10^{-2} \text{ cm/s} = 0,12356 \text{ cm/s}$ . Portanto, tem-se que:

$$k = 0,12356 \frac{\text{cm}}{\text{s}} \times \left( \frac{e^3}{1+e} \right) \quad (58)$$

E, portanto:

$$\left( D_s^2 \cdot C \cdot \frac{\gamma_w}{\mu_w} \right) = 1,2356 \times 10^{-3} \text{ m/s} \quad (59)$$



Apenas como referência comparativa, apresenta-se na Figura 75, a seguir, a mesma relação obtida por Taylor (1948, p. 115) para uma areia de praia com  $D_{60} = 0,24$  mm e  $D_{10} = 0,16$  mm, obtendo-se:

$$k = 0,1330 \frac{\text{cm}}{\text{s}} \times \left( \frac{e^3}{1+e} \right) \quad (60)$$

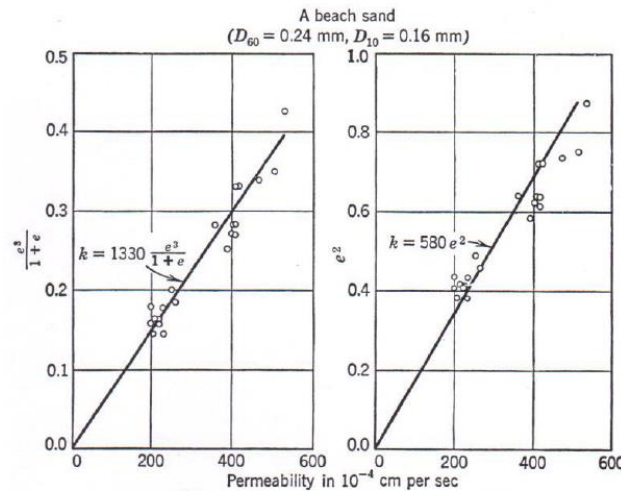


Figura 75 – Verificação experimental das relações entre o coeficiente de permeabilidade (k) e índice de vazios (e) em areias (Taylor, 1948, p. 115).

Como os dados referem-se a valores de coeficiente de permeabilidade (k) com o líquido percolante sendo a água sob a temperatura de 20 °C e os valores de peso específico ( $\gamma_w$ ) e de coeficiente de viscosidade dinâmica ( $\mu_w$ ) da água sob esta temperatura são, respectivamente,  $\gamma_w = 9,789$  kN/m<sup>3</sup> e  $\mu_w = 1,002 \times 10^{-3}$  N.s/m<sup>2</sup> (ver Crittenden *et al.*, 2012), então tem-se que:

$$\left( D_s^2 \cdot C \cdot \frac{\gamma_w}{\mu_w} \right) = 1,2356 \times 10^{-3} \text{ m/s} \quad (61)$$

$$\left( D_s^2 \cdot C \cdot \frac{9,789 \times 10^3 \text{ N/m}^3}{1,002 \times 10^{-3} \text{ N.s/m}^2} \right) = 1,2356 \times 10^{-3} \text{ m/s} \quad (62)$$

$$(D_s^2 \cdot C) = 1,265 \times 10^{-10} \text{ m}^2 \quad (63)$$

Como a areia é uniforme, assume-se que o valor de  $D_s$  da formulação do Taylor (1948) seja próximo do valor de  $D_{50}$ , igual a 0,38 mm, isto é,  $0,38 \times 10^{-3}$  m. Isto posto, obter-se-ia um valor de coeficiente de forma (C) da expressão de Taylor (1948) para a Areia da Praia de Ipanema igual a  $8,8 \times 10^{-4}$ .

## 5

### Conclusões e sugestões para pesquisas futuras

#### 5.1.

##### Conclusões

As seguintes conclusões foram obtidas do desenvolvimento desta pesquisa:

##### A) Quanto à caracterização da Areia da Praia de Ipanema

- Baseando-se na classificação da norma ASTM-D2487-17, a amostra da Areia da Praia de Ipanema investigada nesta pesquisa é composta por 60 % de areia fina e 40 % de areia média, com  $D_{60} = 0,42$  mm,  $D_{50} = 0,38$  mm,  $D_{30} = 0,32$  mm e  $D_{10} = 0,27$  mm, sendo mal graduada e uniforme, com coeficiente de não uniformidade ( $C_{nu}$ ) igual a 1,56 e coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) igual a 0,90. Tal classificação é semelhante à atribuída por Simões (2015). De acordo com a referida norma, a amostra é classificada simplesmente como *Poorly Graded Sand* (SP), ou seja, “Areia mal graduada”.
- O valor da densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) obtido nesta pesquisa foi de 2,656, que é muito próximo do valor determinado por Simões (2015), igual a 2,659. Ambos os valores são bastante próximos da densidade relativa do quartzo, igual a 2,65.
- A Areia da Praia de Ipanema é basicamente composta por grãos de quartzo com poucos fragmentos de concha, grãos de biotita e feldspato. A areia tem predominância de partículas subangulares a arredondadas, com esfericidade (S) igual a 0,7 e arredondamento (R) igual a 0,5 (ver Krumbein & Slurry, 1963 *apud* Cho *et al.*, 2006).

**B) Quanto ao índice de vazios mínimo**

- O valor do índice de vazios mínimo ( $e_{\min}$ ) da Areia da Praia de Ipanema obtido nesta pesquisa é igual a 0,435, obtido pelo método de pluviação sobre peneiras (Miura & Toki, 1982) utilizando como molde um cilindro de PVC com altura interna de 108,30 mm e diâmetro interno de 38,30 mm (volume de cerca de 125 cm<sup>3</sup>). Este valor é menor do que os valores de índice de vazios mínimo obtidos por Ratton (1993) e Simões (2015), iguais a 0,487 e 0,461, respectivamente.

**C) Quanto aos índices de vazios intermediários e o Método de Miura & Toki (1982)**

- O método de pluviação sobre peneiras (Miura & Toki, 1982) permitiu a obtenção de índice de vazios intermediários (entre o mínimo e o máximo) com boa repetibilidade, sendo que quanto menor o diâmetro da abertura do funil menor o índice de vazios obtido. Assim como constatado por Simões (2015), a dispersão mostrou-se menor quanto menor a abertura do funil.
- A similaridade entre os resultados obtidos nesta pesquisa com aqueles obtidos por Simões (2015) revelou que o método de Miura & Toki (1982) possui uma excelente reprodutibilidade, uma vez que os dois conjuntos de resultados foram obtidos em laboratórios (equipamentos) diferentes e por operadores diferentes.
- Os valores dos índices de vazios obtidos com o cilindro de PVC foram menores do que os valores determinados com o cilindro Proctor Normal ( $V = 1000 \text{ cm}^3$ ) para todo o domínio de diâmetro de abertura do funil. Dessa forma, conclui-se que há influência do tamanho (e, eventualmente, forma) do molde nos valores de índice de vazios obtidos pelo método de Miura & Toki (1982).
- Tanto para o cilindro Proctor Normal quanto para o cilindro de PVC não se observou uma nítida tendência de aumento de índice de vazios com o aumento do diâmetro da abertura do funil de 80 mm para 90 mm e de 90 mm para 100 mm.

#### **D) Quanto ao índice de vazios máximo e às técnicas empregadas para a sua avaliação**

- O valor do índice de vazios máximo ( $e_{\text{máx}}$ ) da Areia da Praia de Ipanema obtido nesta pesquisa é igual a 0,760, obtido pela aplicação do método B da norma ASTM-D4254-16. Este valor é maior que o valor de índice de vazios máximo obtido por Simões (2015), igual a 0,732, porém menor que o índice de vazios máximo obtido por Ratton (1993), igual a 0,765.
- A similaridade entre os resultados obtidos nesta pesquisa com aqueles obtidos por Simões (2015) pela aplicação do método da queda livre idealizado pelo próprio Simões (2015) revelou que o método possui uma excelente reprodutibilidade, uma vez que os dois conjuntos de resultados foram obtidos em laboratórios (equipamentos) diferentes e por operadores distintos. Ainda assim, o método parece sofrer uma significativa influência do diâmetro da abertura do funil utilizado.

#### **E) Quanto aos ensaios de permeabilidade no permeâmetro de parede flexível**

##### **E.1) Moldagem dos corpos de prova**

- As técnicas empregadas para moldagem dos corpos de prova de areia a seco idealizadas por Domingos (2020) permitiram a obtenção de corpos de prova com geometria cilíndrica bastante regular, sob uma sucção aplicada de 10 kPa.

##### **E.2) Saturação e medição do parâmetro B**

- As técnicas empregadas na saturação do corpo de prova permitiram a obtenção de valores de parâmetro B (Skempton, 1954) igual ou maior do que 0,98, sob uma contrapressão de 490 kPa.

##### **E.3) Compressão hidrostática**

- Para os corpos de prova fofos (CR da ordem de 30 %), o módulo de compressibilidade volumétrica (K) medido é da ordem de 40 MPa na etapa 2 de adensamento hidrostático (de  $\sigma' = 100$  kPa para  $\sigma' = 200$  kPa) e da ordem de 60 MPa na etapa 3 (de  $\sigma' = 200$  kPa para  $\sigma' = 300$  kPa). Para os

corpos de prova compactos (CR da ordem de 80 %), o valor de K é da ordem de 60 MPa na etapa 2 de adensamento hidrostático e da ordem de 90 MPa na etapa 3.

#### **E.4) Coeficiente de permeabilidade**

- No domínio de compacidade relativa fofo (CR da ordem de 30 %) foi medido um coeficiente de permeabilidade ( $k_{20^{\circ}\text{C}}$ ) de  $2,0 \times 10^{-2}$  cm/s, ao passo que no domínio compacto (CR da ordem de 80 %) foi medido um coeficiente de permeabilidade ( $k_{20^{\circ}\text{C}}$ ) de  $1,2 \times 10^{-2}$  cm/s, em média.
- Embora a análise efetuada careça de resultados de coeficiente de permeabilidade (k) medidos em outros domínios de compacidade relativa além dos dois domínios investigados nesta pesquisa, os resultados obtidos sugerem que a expressão de Taylor (1948), que relaciona “k” e “ $e^3/(1+e)$ ” por uma reta que passa pela origem seja aplicável à Areia da Praia de Ipanema.

## **5.2.**

### **Sugestões para pesquisas futuras**

Como pesquisas futuras, sugere-se:

- A investigação da influência do diâmetro da abertura do funil no método de queda livre idealizado por Simões (2015) para obtenção de índice de vazios máximo de areias.
- A repetição dos ensaios de permeabilidade realizados nesta pesquisa no permeâmetro de parede flexível, melhorando o equipamento para se ter uma maior estabilidade das poropressões estabelecidas no topo e na base do corpo de prova. Para isso, sugere-se a troca das válvulas reguladoras de pressão e a substituição dos medidores de variação de volume por um rotâmetro para a medição das vazões durante as percolações. Ademais, o rotâmetro irá permitir a medição das vazões sem a limitação do tempo de percolação, o que ocorre quando se usa o medidor de variação de volume devido à sua capacidade de armazenamento de água.
- A execução de ensaios de permeabilidade no permeâmetro de parede flexível com corpos de prova moldados em um domínio de compacidade

relativa (CR) intermediário aos domínios investigados nesta pesquisa, da ordem de 50 %, tendo em vista uma melhor avaliação da aplicabilidade da expressão de Taylor (1948, p. 111) à Areia da Praia de Ipanema.

- A execução de ensaios de permeabilidade na Areia da Praia de Ipanema no permeâmetro de parede rígida.

## Referências Bibliográficas

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** NBR – 6457, 2016.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica.** NBR – 6508, 1984.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Análise granulométrica.** NBR – 7181, 2018.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante.** NBR – 13292, 1995.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável.** NBR – 14545, 2000.

AGUIAR, V. N. **Ensaio de permeabilidade em solos.** Curso de Ensaio em Laboratório, 45 p. Notas de Aula, 2019.

ARAUJO SANTOS, L. M.; COELHO, P. A. L. F.; TABORDA, D. M. G. **Influence of the variability of Coimbra sand index properties on its permeability.** In: XV Congresso Nacional de Geotecnia e VIII Congresso Luso – Brasileiro de Geotecnia, Porto, Portugal, pp. 1 – 12, 2016.

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

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density.** D – 4254, 2016.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using flexible wall permeameter.** D – 5084, 2016a.

BLACK, K. D.; LEE, K. L. Saturating laboratory samples by backpressure. **Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division**, v. 99, pp. 75 – 93, 1973.

BLAKER, Ø. LUNNE, T., VESTGÅRDEN, T., KROGH, L. THOMSEN, N.V., POWELL, J.J.M, WALLACE, C.F. Method dependency for determining maximum

and minimum dry unit weights of sands. **Frontiers in Offshore Geotechnics**, Vol. III (Meyer), pp. 1159-1166, 2015.

BORGES, A. F. **Avaliação dos mecanismos de transporte de hexaclorociclohexano (HCH) no solo da cidade dos meninos, Duque de Caxias, RJ**. 1996. 236 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

CARRIER, W. D. Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny – Carman. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Vol. 129, N° 11, November, pp. 1054 – 1056, 2003.

CEDERGREN, H. R. **Seepage, drainage and flow nets**. New York: John Wiley and Sons. 489 p. 1967.

CHAPUIS, R. P. Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. **Canadian Geotechnical Journal (NRC)**, Vol. 41, N° 5, pp. 787 – 795, 2004.

CHO, G.; DODDS, J.; SANTAMARINA, J. C.; Particle shape effects on packing density, stiffness, and strenght: Natural and crushed sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol. 132, N° 5, May, 2006, pp. 591 – 602.

CLAYTON, C. R. I.; HIGHT, D. W. Laboratory testing of natural soils – Some factors affecting performance. **Proc. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils**, Hight e Leroueil (eds), Taylor & Francis Group, London, pp. 1535 – 1599, 2007.

Comunicação pessoal de Gustavo Domingos, em 10 de fevereiro de 2020, recebida presencialmente.

DANIEL, D. E.; TRAUTWEIN, S. J.; BOYNTON, S. S.; FOREMAN, D. E. Permeability testing with flexible – wall permeameters. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, Vol. 7, N° 3, Sept, 1984, pp. 113 – 122.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Thomson Learning. 6ª Ed, 2007.

DELLEUR, J. W. **The handbook of groundwater engineering**. Boca Raton: CRC Press LLC, 969 p, 1999.

DOURADO, K. A. **Condutividade hidráulica de materiais de baixa permeabilidade: desenvolvimento, construção e teste de um sistema de medida**. 2003. 96 p. Dissertação (Mestre em Geotecnia). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

FERNANDES, M. T. **Avaliação das técnicas de laboratório e campo para realização de ensaios de permeabilidade de solos**. 2017. 159 p. Dissertação (*Magister Scientiae* em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2017.



FORTUNATO, A.B; CLÍMACO, M; OLIVEIRA, F; OLIVEIRA, A; SANCHO, F; FREIRE, P. Dinâmica fisiográfica da Orla Costeira: Estudos de reabilitação de proteção. **Revista da Gestão Costeira Integrada** 8. Rio de Janeiro, 2008, pp. 45-63.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing**. Volume 2: permeability, shear strenght and compressibility tests. Pentech Press, London, cp. 10, Vol. 2, pp. 398 – 468, 1982.

Internation Society for Soil Mechanics and Foudation Engineering. **Lexicon in 8 languages**. 5th Edition, 1981.

KOLBUSZEWSKI, J. J. An experimental study of maximum and minimum porosities of sands, In: **Proceedings of the second internacional conference on soil mechanics and foundation engineering**, Vol. 1, p. 158 – 165, 1948.

KRUMBEIN, W. C.; SLOSS, L. L. 1963. **Stratigraphy and Sedimentation**. 2ª Ed, San Francisco, Freeman and Company.

LAMBE, T. W. e WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**, John Wiley and Sons, Inc., New York. 1967.

LEVINE, I. N. (1978). **Physical Chemistry**. University of Brooklyn, McGraw-Hill.

LOWE III J. & JOHNSON, T. C. “Use of back pressure to increase degree of saturation of triaxial test specimens”. **ASCE, Research Conference on Shear Strenght of Cohesive Soils**, Boulder, Colorado, USA, pp. 819 – 836, 1960.

MEDEIROS, M. C. de. **Avaliação de métodos para determinação de índices de vazios máximo e mínimo de materiais granulares**. 2018. 83 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Obtenção do título de Engenheiro). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

MILLS, I.; CVITAŠ, T.; HOMAMM, K.; KALLAY, N.; KUCHITSU, K. (1993). **Quantities, units and symbols in physical chemistry**. International Union of Pure and Apllied Chemistry: Physical Chemistry Division, Blackwell Science, Second Edition.

MITCHELL, J. K; SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior**. Third edition. John Wiley and Sons, Inc. Hoboken, New Jersey, 2005.

MIURA, S. & TOKI, S. A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation – strenght properties of sand. **Soils and Foundations**, Vol. 22, No. 1, pp. 1 – 17, Mar., 1982.

NAVFAC. **DM – 7.01 Soil Mechanics**. U.S. Government Printing Office, Washington, D.C, 389 p, 1986.

NETTO, J. M. de A.; FERNANDEZ, M. F. y; ARAUJO, R. de; ITO, A. E. **Manual de hidráulica**. 8ª Ed, São Paulo: Editora Edgard Blücher LTDA, 1998.

NUNES, V. P. **Ensaio de caracterização geotécnica da areia da praia de Itaipuaçu**. 2014. 153 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Obtenção do título de Engenheiro). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

OLIVEIRA FILHO, W. L. de. **Considerações sobre ensaios triaxiais em areias**. 1987. 285 p. Dissertação (Mestre em Ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1987.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3ª Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POEHLS, D.; SMITH, G. **Encyclopedic Dictionary of Hydrogeology**. Boston: Academic Press/Elsevier, 258 p, 2009.

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

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

SKEMPTON, A. W. The porepressure coefficients A and B. **Géotechnique**, v. 4, n. 4, pp. 143 – 147, 1954.

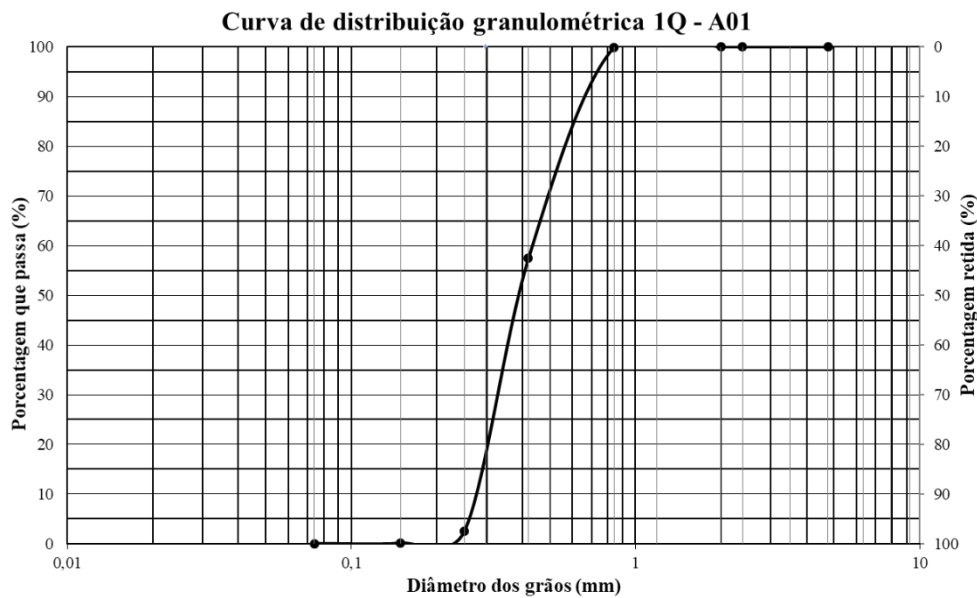
TAYLOR, D. W. **Fundamentals of soil mechanics**, John Wiley and Sons, Inc. New York. 1948.

TERZAGHI, K. V. **The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, 1936. Anais. v.1, n.7, 1936, pp. 356 – 359.

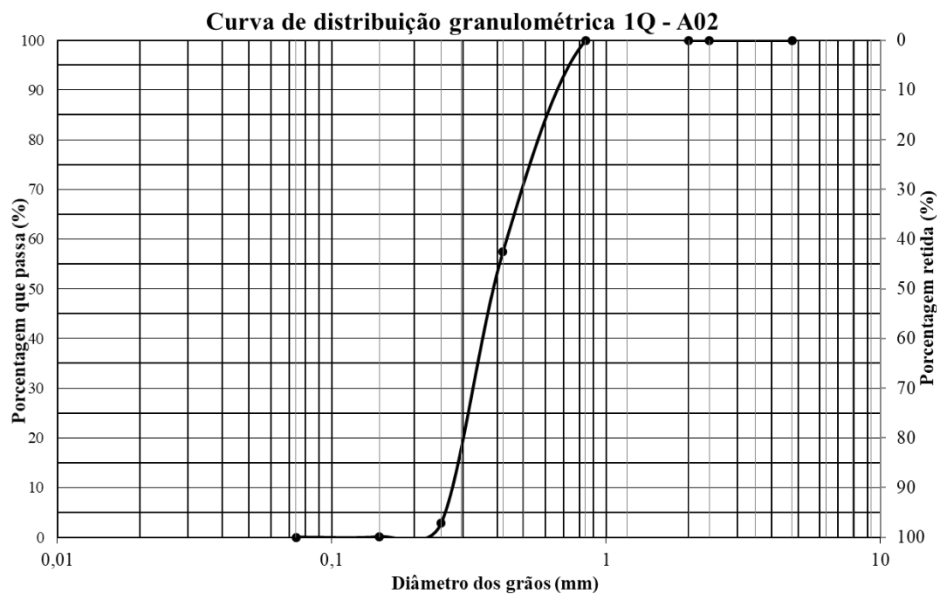
WHITLOW, R. **Basic soil mechanics**. 3ª Ed. Longman Group Limited, 1995.

Apêndice A

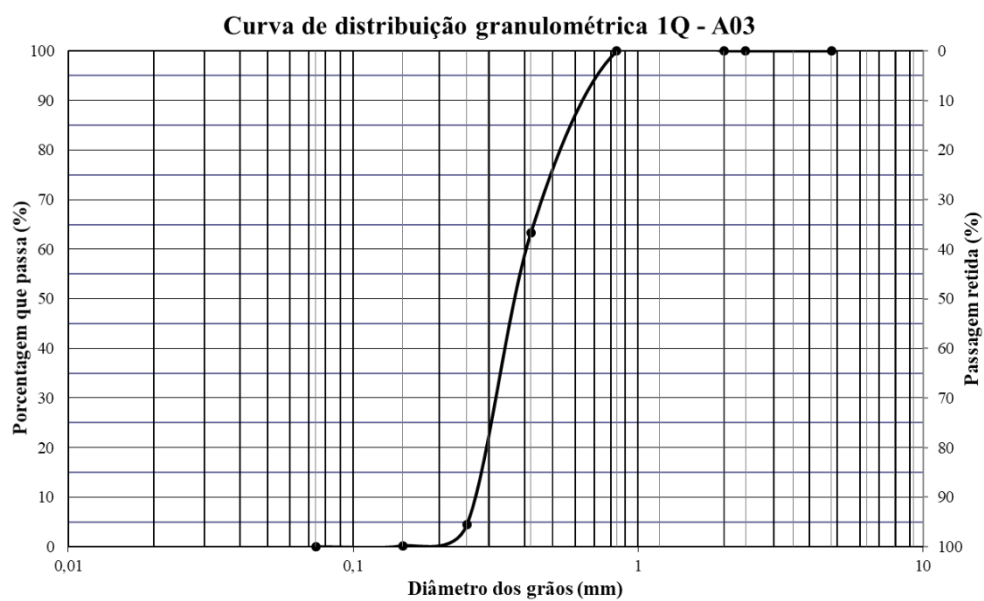
Curvas granulométricas



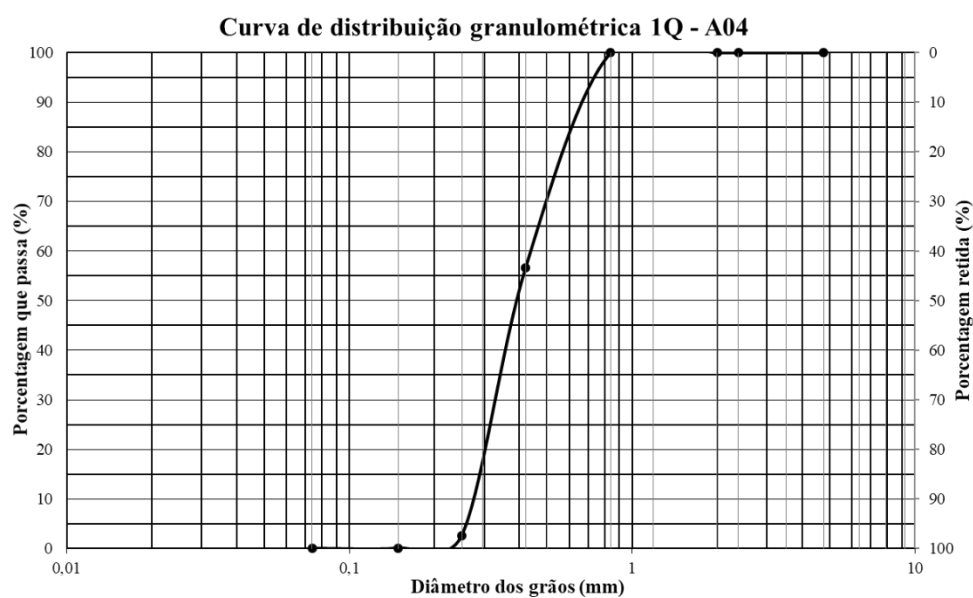
A.1 – Curva granulométrica referente ao solo do primeiro quadrante da amostra 01.



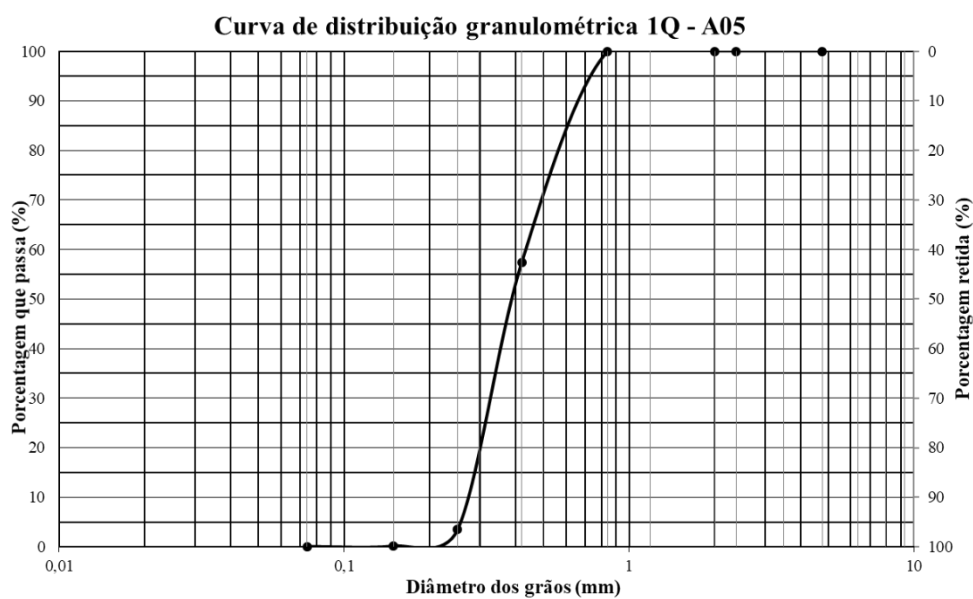
A.2 – Curva granulométrica referente ao solo do primeiro quadrante da amostra 02.



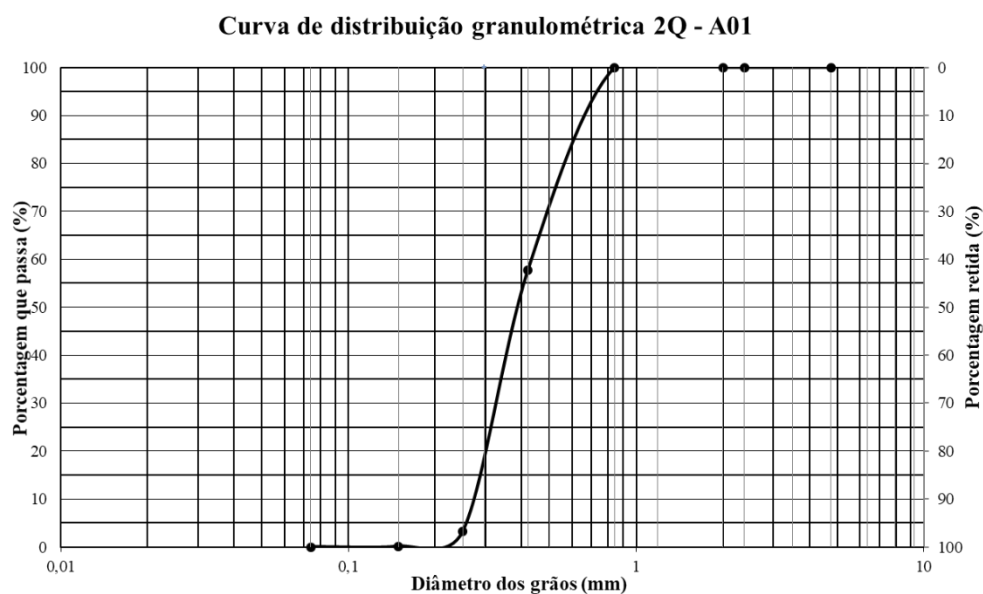
A.3 – Curva granulométrica referente ao solo do primeiro quadrante da amostra 03.



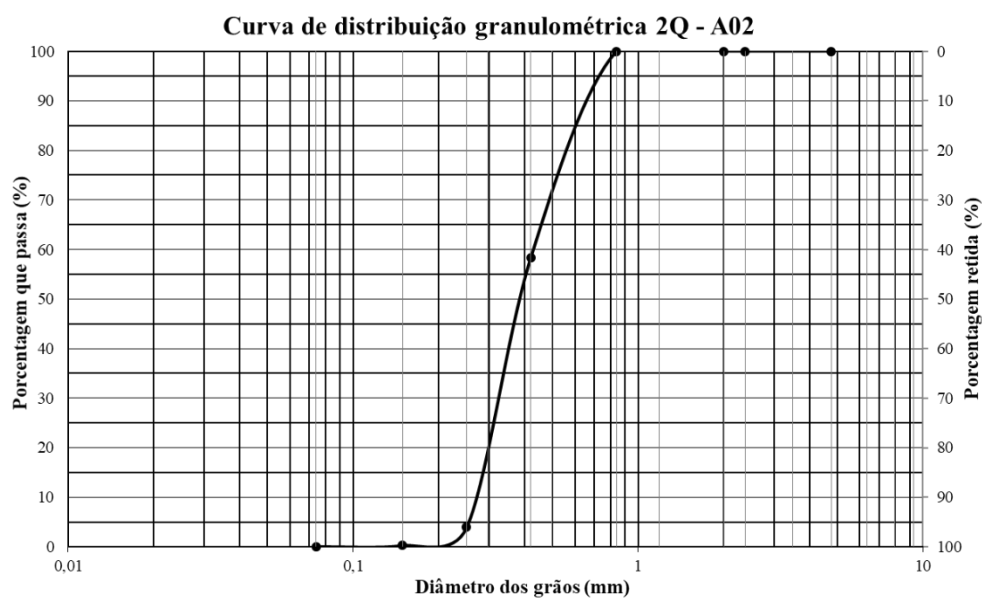
A.4 – Curva granulométrica referente ao solo do primeiro quadrante da amostra 04.



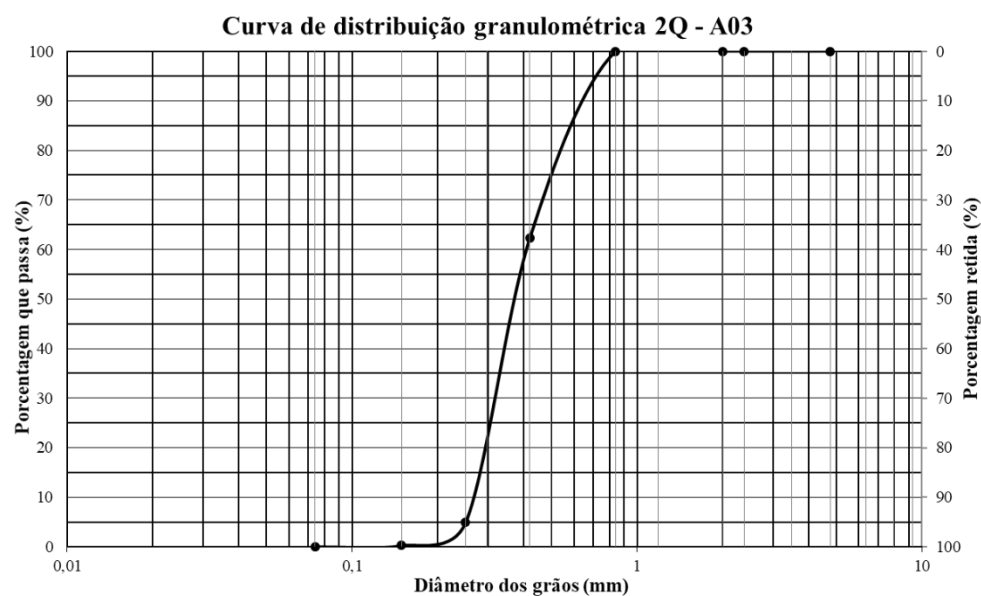
A.5 – Curva granulométrica referente ao solo do primeiro quadrante da amostra 05.



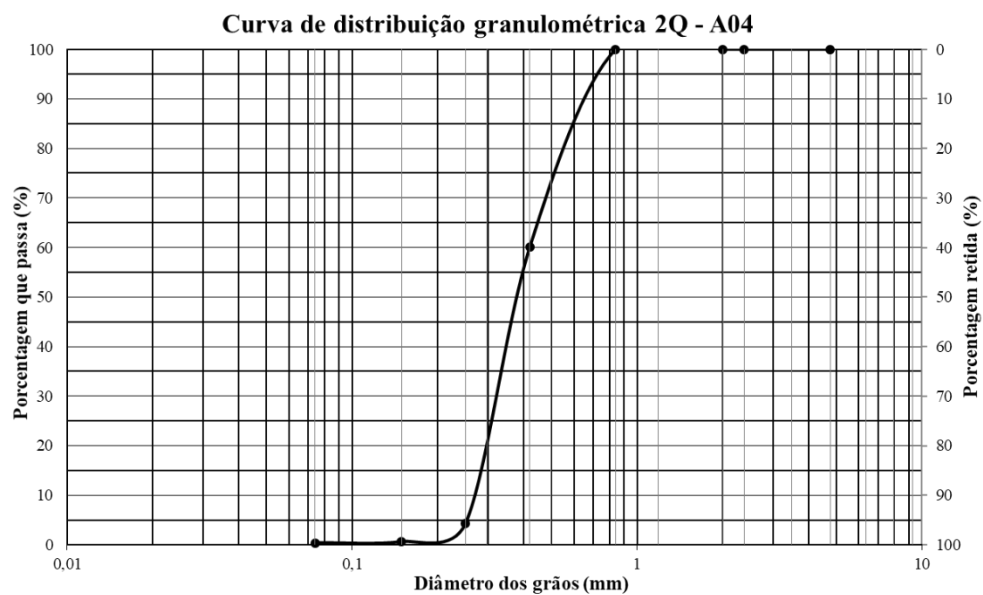
A.6 – Curva granulométrica referente ao solo do segundo quadrante da amostra 01.



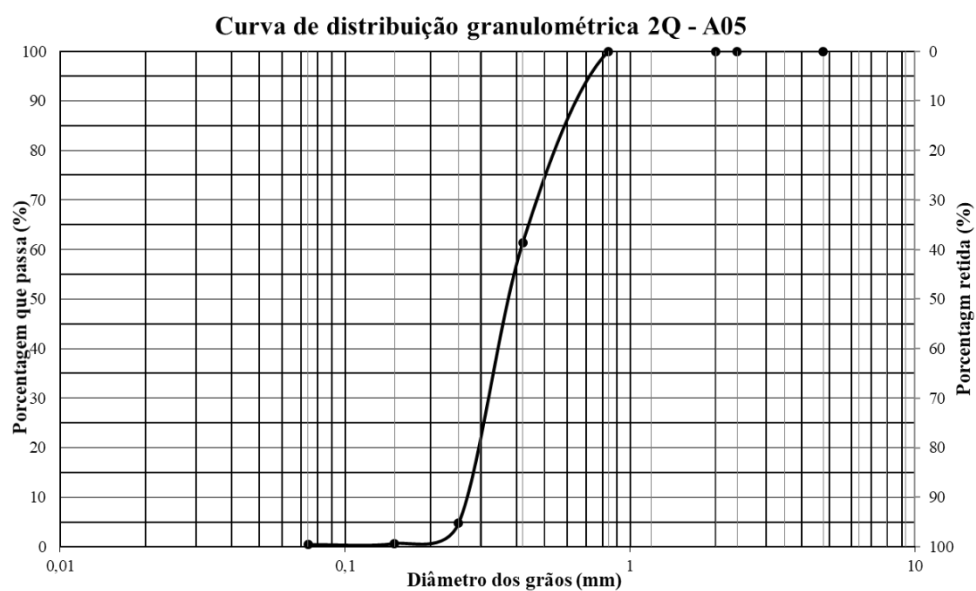
A.7 – Curva granulométrica referente ao solo do segundo quadrante da amostra 02.



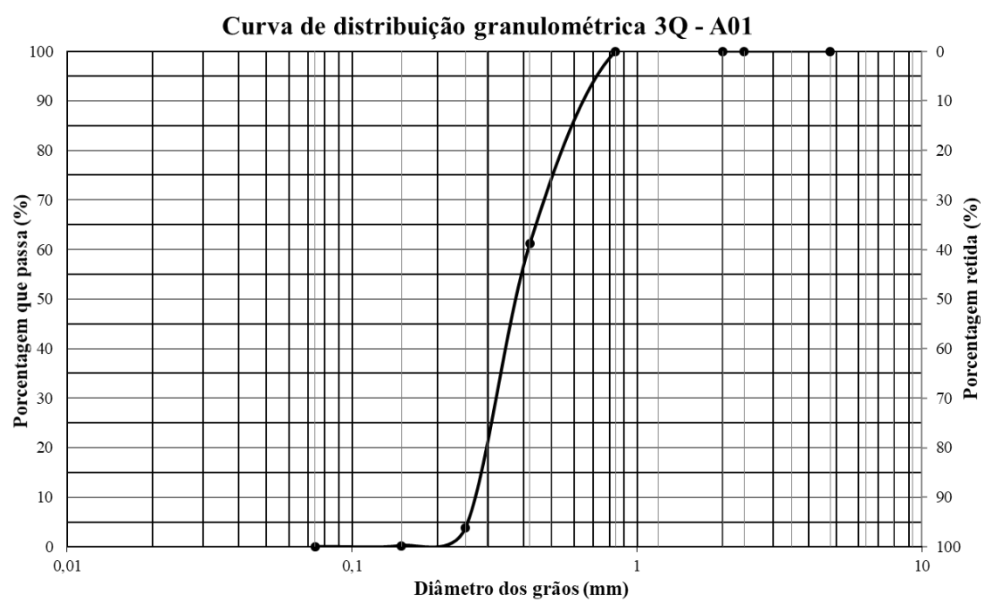
A.8 – Curva granulométrica referente ao solo do segundo quadrante da amostra 03.



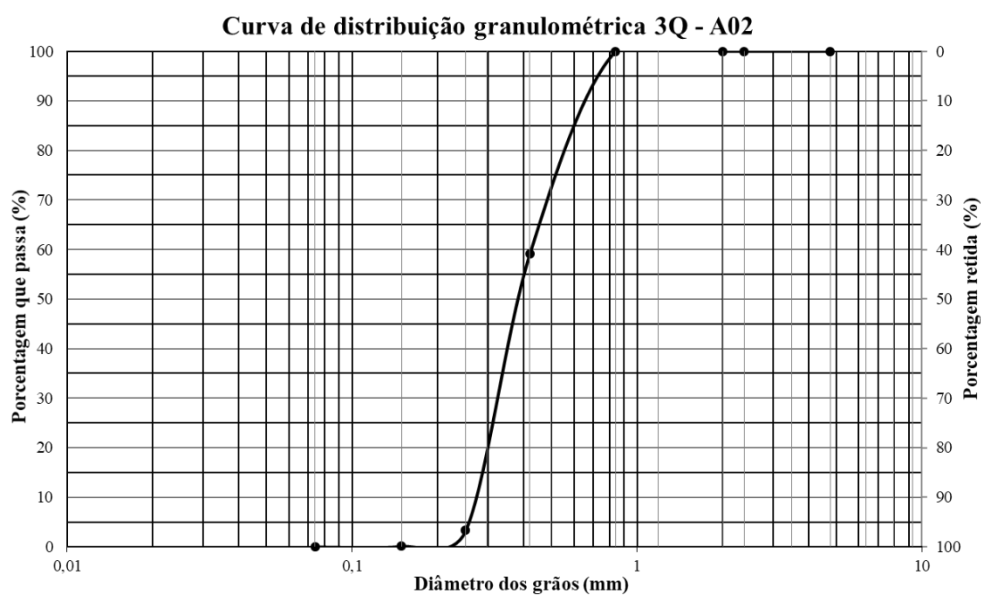
A.9 – Curva granulométrica referente ao solo do segundo quadrante da amostra 04.



A.10 – Curva granulométrica referente ao solo do segundo quadrante da amostra 05.

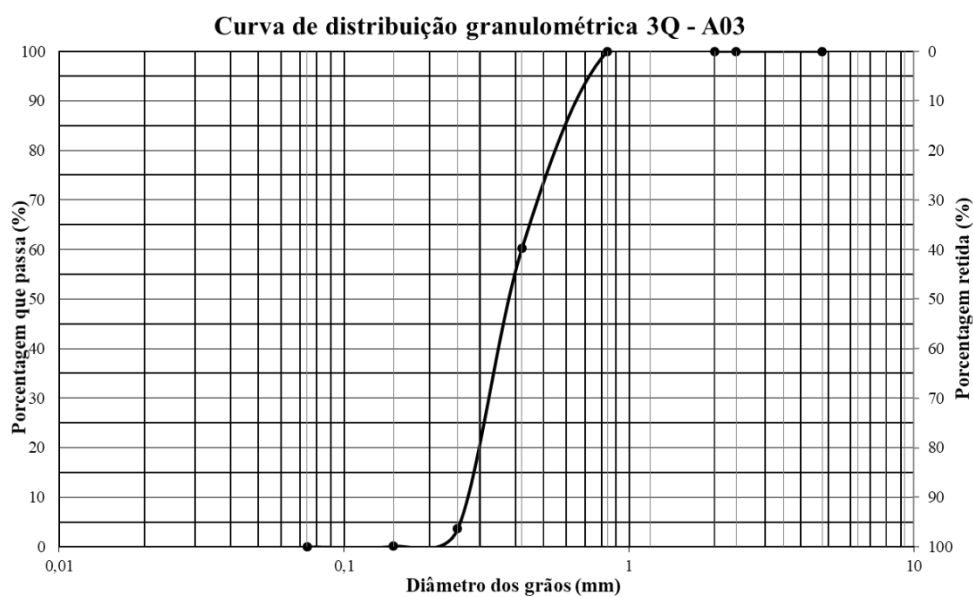


A.11 – Curva granulométrica referente ao solo do terceiro quadrante da amostra 01.

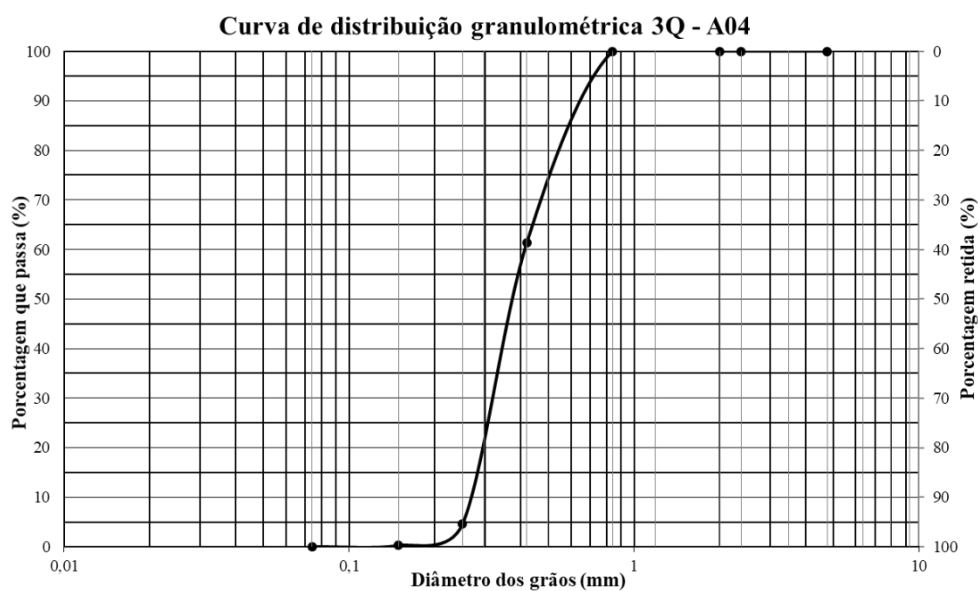


A.12 – Curva granulométrica referente ao solo do terceiro quadrante da amostra 02.

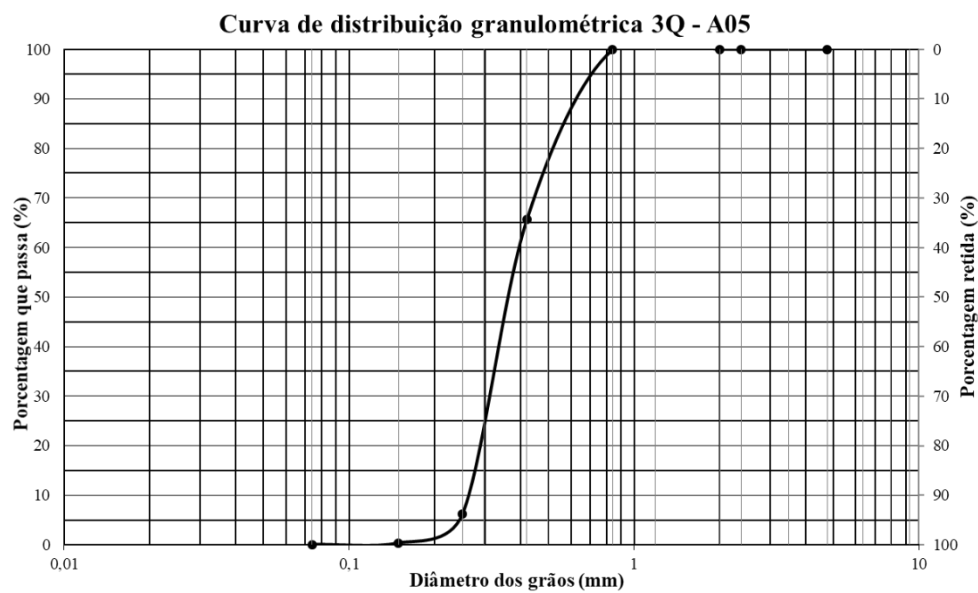




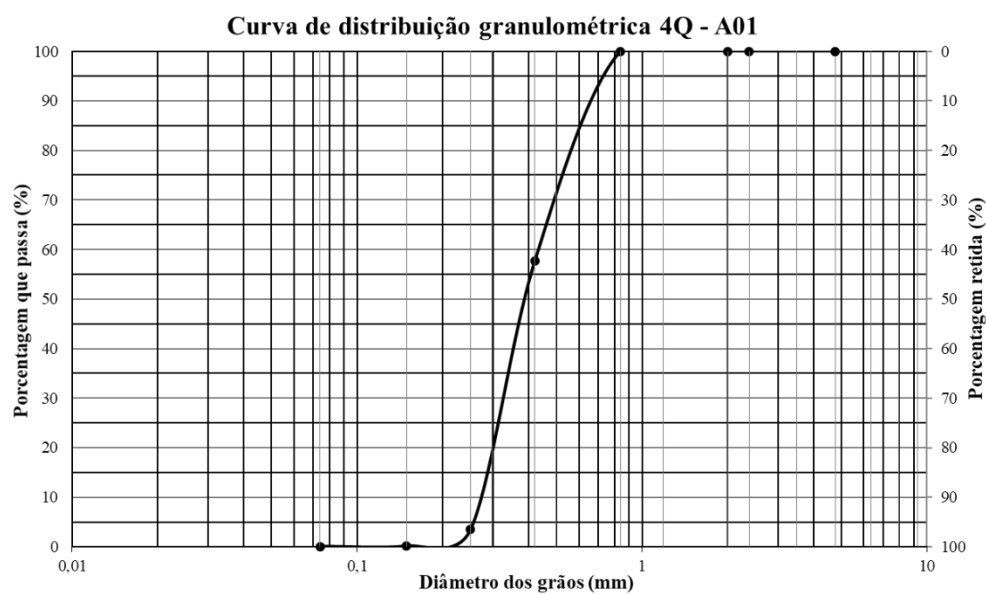
A.13 – Curva granulométrica referente ao solo do terceiro quadrante da amostra 03.



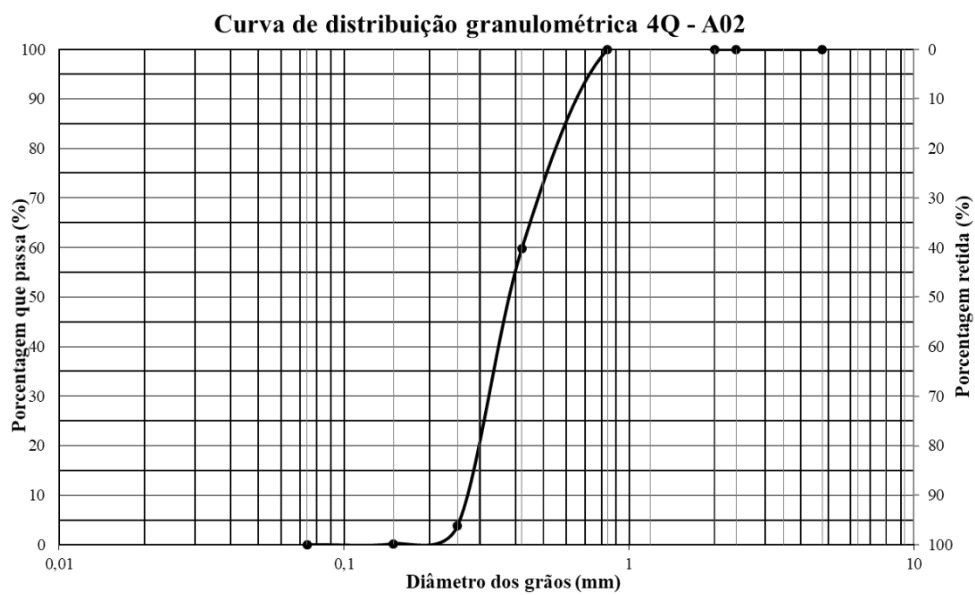
A.14 – Curva granulométrica referente ao solo do terceiro quadrante da amostra 04.



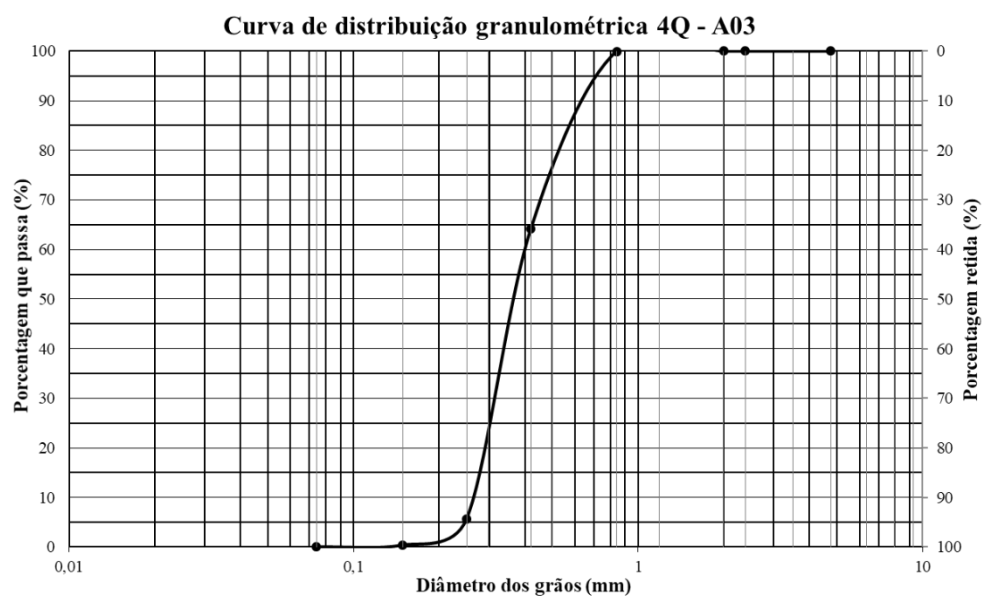
A.15 – Curva granulométrica referente ao solo do terceiro quadrante da amostra 05.



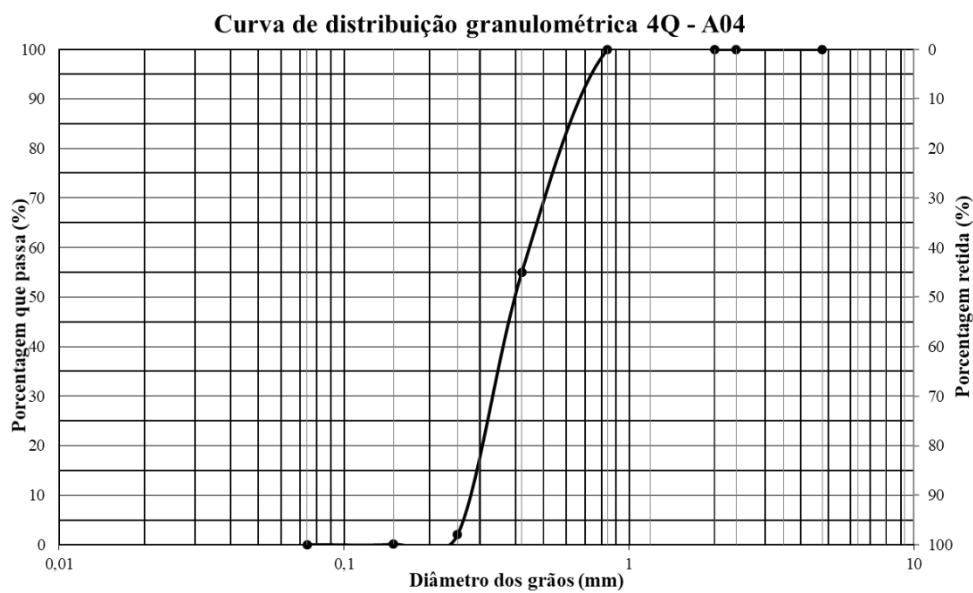
A.16 – Curva granulométrica referente ao solo do quarto quadrante da amostra 01.



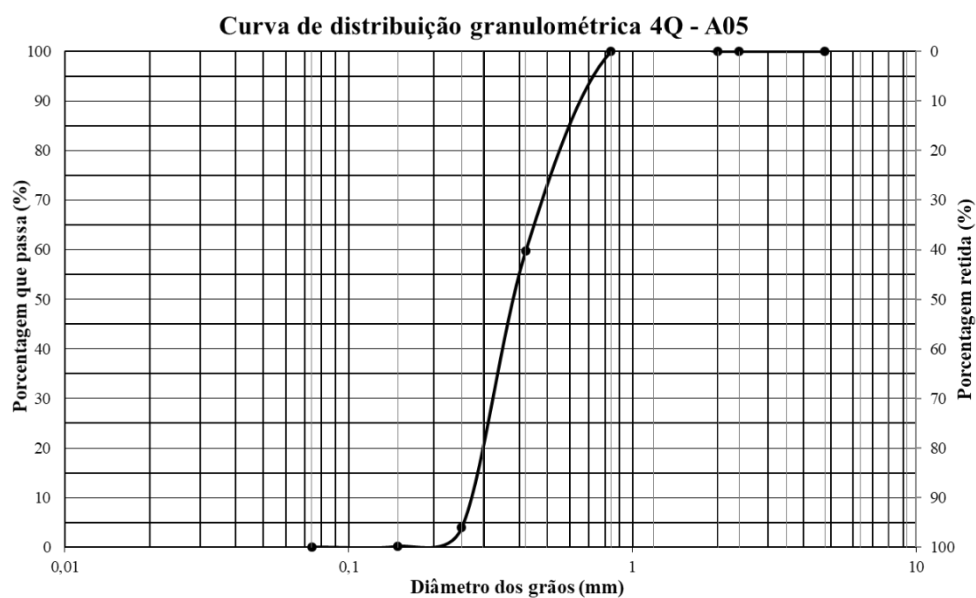
A.17 – Curva granulométrica referente ao solo do quarto quadrante da amostra 02.



A.18 – Curva granulométrica referente ao solo do quarto quadrante da amostra 03.



A.19 – Curva granulométrica referente ao solo do quarto quadrante da amostra 04.



A.20 – Curva granulométrica referente ao solo do quarto quadrante da amostra 05.

## Índices de vazios mínimo e intermediários

[illegible]

Tabela B.2 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 10 mm, com o cilindro Proctor Normal.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 06/05/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	10	4483,0	6295,4	1812,4	0,13	1810,0	1000,08	1,810	2,656	1,000	0,468
2	10	4483,0	6296,3	1813,3	0,13	1810,9	1000,08	1,813	2,656	1,000	0,465
3	10	4483,0	6297,0	1814,0	0,13	1811,6	1000,08	1,814	2,656	1,000	0,464
4	10	4483,0	6296,2	1813,2	0,13	1810,8	1000,08	1,813	2,656	1,000	0,465
5	10	4483,0	6297,6	1814,6	0,13	1812,2	1000,08	1,814	2,656	1,000	0,464
6	10	4483,0	6296,4	1813,4	0,13	1811,0	1000,08	1,813	2,656	1,000	0,465
7	10	4483,0	6296,7	1813,7	0,13	1811,3	1000,08	1,814	2,656	1,000	0,465
8	10	4483,0	6296,6	1813,6	0,13	1811,2	1000,08	1,813	2,656	1,000	0,465
9	10	4483,0	6296,8	1813,8	0,13	1811,4	1000,08	1,814	2,656	1,000	0,465
10	10	4483,0	6297,7	1814,7	0,13	1812,3	1000,08	1,815	2,656	1,000	0,464
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,465

Tabela B.3 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 20 mm, com o cilindro Proctor Normal.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 09/05/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	20	4483,0	6287,7	1804,7	0,12	1802,5	1000,08	1,802	2,656	1,000	0,474
2	20	4483,0	6287,2	1804,2	0,12	1802,0	1000,08	1,802	2,656	1,000	0,474
3	20	4483,0	6287,3	1804,3	0,12	1802,1	1000,08	1,802	2,656	1,000	0,474
4	20	4483,0	6288,6	1805,6	0,12	1803,4	1000,08	1,803	2,656	1,000	0,473
5	20	4483,0	6288,5	1805,5	0,12	1803,3	1000,08	1,803	2,656	1,000	0,473
6	20	4483,0	6287,9	1804,9	0,12	1802,7	1000,08	1,803	2,656	1,000	0,473
7	20	4483,0	6288,0	1805,0	0,12	1802,8	1000,08	1,803	2,656	1,000	0,473
8	20	4483,0	6288,0	1805,0	0,12	1802,8	1000,08	1,803	2,656	1,000	0,473
9	20	4483,0	6289,0	1806,0	0,12	1803,8	1000,08	1,804	2,656	1,000	0,473
10	20	4483,0	6288,3	1805,3	0,12	1803,1	1000,08	1,803	2,656	1,000	0,473
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,473

Tabela B.4 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 30 mm, com o cilindro Proctor Normal.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 09/05/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	30	4483,0	6268,5	1785,5	0,12	1783,4	1000,08	1,783	2,656	1,000	0,489
2	30	4483,0	6271,3	1788,3	0,12	1786,2	1000,08	1,786	2,656	1,000	0,487
3	30	4483,0	6270,7	1787,7	0,12	1785,6	1000,08	1,785	2,656	1,000	0,488
4	30	4483,0	6264,0	1781,0	0,12	1778,9	1000,08	1,779	2,656	1,000	0,493
5	30	4483,0	6269,6	1786,6	0,12	1784,5	1000,08	1,784	2,656	1,000	0,489
6	30	4483,0	6267,2	1784,2	0,12	1782,1	1000,08	1,782	2,656	1,000	0,491
7	30	4483,0	6264,0	1781,0	0,12	1778,9	1000,08	1,779	2,656	1,000	0,493
8	30	4483,0	6268,5	1785,5	0,12	1783,4	1000,08	1,783	2,656	1,000	0,489
9	30	4483,0	6270,6	1787,6	0,12	1785,5	1000,08	1,785	2,656	1,000	0,488
10	30	4483,0	6268,4	1785,4	0,12	1783,3	1000,08	1,783	2,656	1,000	0,490
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,490



Tabela B.5 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 40 mm, com o cilindro Proctor Normal.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 09/05/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	40	4483,0	6235,0	1752,0	0,12	1749,9	1000,08	1,750	2,656	1,000	0,518
2	40	4483,0	6237,0	1754,0	0,12	1751,9	1000,08	1,752	2,656	1,000	0,516
3	40	4483,0	6233,3	1750,3	0,12	1748,2	1000,08	1,748	2,656	1,000	0,519
4	40	4483,0	6231,8	1748,8	0,12	1746,7	1000,08	1,747	2,656	1,000	0,521
5	40	4483,0	6230,1	1747,1	0,12	1745,0	1000,08	1,745	2,656	1,000	0,522
6	40	4483,0	6237,2	1754,2	0,12	1752,1	1000,08	1,752	2,656	1,000	0,516
7	40	4483,0	6228,1	1745,1	0,12	1743,0	1000,08	1,743	2,656	1,000	0,524
8	40	4483,0	6231,1	1748,1	0,12	1746,0	1000,08	1,746	2,656	1,000	0,521
9	40	4483,0	6229,8	1746,8	0,12	1744,7	1000,08	1,745	2,656	1,000	0,522
10	40	4483,0	6236,6	1753,6	0,12	1751,5	1000,08	1,751	2,656	1,000	0,517
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,520

Tabela B.6 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 50 mm, com o cilindro Proctor Normal.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 09/05/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	50	4483,0	6172,8	1689,8	0,12	1687,8	1000,08	1,688	2,656	1,000	0,574
2	50	4483,0	6169,6	1686,6	0,12	1684,6	1000,08	1,684	2,656	1,000	0,577
3	50	4483,0	6183,8	1700,8	0,12	1698,8	1000,08	1,699	2,656	1,000	0,564
4	50	4483,0	6171,1	1688,1	0,12	1686,1	1000,08	1,686	2,656	1,000	0,575
5	50	4483,0	6186,0	1703,0	0,12	1701,0	1000,08	1,701	2,656	1,000	0,562
6	50	4483,0	6179,5	1696,5	0,12	1694,5	1000,08	1,694	2,656	1,000	0,568
7	50	4483,0	6188,3	1705,3	0,12	1703,3	1000,08	1,703	2,656	1,000	0,560
8	50	4483,0	6183,0	1700,0	0,12	1698,0	1000,08	1,698	2,656	1,000	0,564
9	50	4483,0	6175,6	1692,6	0,12	1690,6	1000,08	1,690	2,656	1,000	0,571
10	50	4483,0	6157,4	1674,4	0,12	1672,4	1000,08	1,672	2,656	1,000	0,588
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,570

Tabela B.7 - Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 60 mm, com o cilindro Proctor Normal.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 08/05/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	60	4483,0	6146,0	1663,0	0,11	1661,2	1000,08	1,661	2,656	1,000	0,599
2	60	4483,0	6135,4	1652,4	0,11	1650,6	1000,08	1,650	2,656	1,000	0,609
3	60	4483,0	6135,1	1652,1	0,11	1650,3	1000,08	1,650	2,656	1,000	0,610
4	60	4483,0	6139,0	1656,0	0,11	1654,2	1000,08	1,654	2,656	1,000	0,606
5	60	4483,0	6130,2	1647,2	0,11	1645,4	1000,08	1,645	2,656	1,000	0,614
6	60	4483,0	6145,1	1662,1	0,11	1660,3	1000,08	1,660	2,656	1,000	0,600
7	60	4483,0	6138,8	1655,8	0,11	1654,0	1000,08	1,654	2,656	1,000	0,606
8	60	4483,0	6135,6	1652,6	0,11	1650,8	1000,08	1,651	2,656	1,000	0,609
9	60	4483,0	6131,7	1648,7	0,11	1646,9	1000,08	1,647	2,656	1,000	0,613
10	60	4483,0	6139,3	1656,3	0,11	1654,5	1000,08	1,654	2,656	1,000	0,606
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,607

Tabela B.8 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 70 mm, com o cilindro Proctor Normal.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 08/05/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	70	4483,0	6093,5	1610,5	0,11	1608,7	1000,08	1,609	2,656	1,000	0,651
2	70	4483,0	6103,4	1620,4	0,11	1618,6	1000,08	1,620	2,656	1,000	0,639
3	70	4483,0	6097,3	1614,3	0,11	1612,5	1000,08	1,614	2,656	1,000	0,645
4	70	4483,0	6093,6	1610,6	0,11	1608,8	1000,08	1,610	2,656	1,000	0,649
5	70	4483,0	6095,4	1612,4	0,11	1610,6	1000,08	1,612	2,656	1,000	0,647
6	70	4483,0	6058,9	1575,9	0,11	1574,2	1000,08	1,576	2,656	1,000	0,686
7	70	4483,0	6072,9	1589,9	0,11	1588,2	1000,08	1,590	2,656	1,000	0,671
8	70	4483,0	6098,3	1615,3	0,11	1613,5	1000,08	1,615	2,656	1,000	0,644
9	70	4483,0	6091,2	1608,2	0,11	1606,4	1000,08	1,608	2,656	1,000	0,652
10	70	4483,0	6095,5	1612,5	0,11	1610,7	1000,08	1,612	2,656	1,000	0,647
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,653

Tabela B.9 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 80 mm, com o cilindro Proctor Normal.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 08/05/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	80	4483,0	6066,0	1583,0	0,11	1581,3	1000,08	1,581	2,656	1,000	0,680
2	80	4483,0	6067,0	1584,0	0,11	1582,3	1000,08	1,582	2,656	1,000	0,679
3	80	4483,0	6061,6	1578,6	0,11	1576,9	1000,08	1,577	2,656	1,000	0,685
4	80	4483,0	6059,0	1576,0	0,11	1574,3	1000,08	1,574	2,656	1,000	0,687
5	80	4483,0	6060,5	1577,5	0,11	1575,8	1000,08	1,576	2,656	1,000	0,686
6	80	4483,0	6063,4	1580,4	0,11	1578,7	1000,08	1,579	2,656	1,000	0,683
7	80	4483,0	6063,0	1580,0	0,11	1578,3	1000,08	1,578	2,656	1,000	0,683
8	80	4483,0	6056,0	1573,0	0,11	1571,3	1000,08	1,571	2,656	1,000	0,691
9	80	4483,0	6057,0	1574,0	0,11	1572,3	1000,08	1,572	2,656	1,000	0,689
10	80	4483,0	6063,1	1580,1	0,11	1578,4	1000,08	1,578	2,656	1,000	0,683
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,684

Tabela B.10 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 90 mm, com o cilindro Proctor Normal.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 08/05/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	90	4483,0	6064,5	1581,5	0,11	1579,8	1000,08	1,580	2,656	1,000	0,681
2	90	4483,0	6063,4	1580,4	0,11	1578,7	1000,08	1,579	2,656	1,000	0,683
3	90	4483,0	6058,3	1575,3	0,11	1573,6	1000,08	1,573	2,656	1,000	0,688
4	90	4483,0	6056,0	1573,0	0,11	1571,3	1000,08	1,571	2,656	1,000	0,691
5	90	4483,0	6066,2	1583,2	0,11	1581,5	1000,08	1,581	2,656	1,000	0,680
6	90	4483,0	6058,1	1575,1	0,11	1573,4	1000,08	1,573	2,656	1,000	0,688
7	90	4483,0	6063,2	1580,2	0,11	1578,5	1000,08	1,578	2,656	1,000	0,683
8	90	4483,0	6064,3	1581,3	0,11	1579,6	1000,08	1,579	2,656	1,000	0,682
9	90	4483,0	6065,1	1582,1	0,11	1580,4	1000,08	1,580	2,656	1,000	0,681
10	90	4483,0	6058,1	1575,1	0,11	1573,4	1000,08	1,573	2,656	1,000	0,688
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,684

Tabela B.11 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre peneiras, com funil de 100 mm, com o cilindro Proctor Normal.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 07/05/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	100	4483,0	6056,7	1573,7	0,10	1572,1	1000,08	1,572	2,656	1,000	0,690
2	100	4483,0	6066,7	1583,7	0,10	1582,1	1000,08	1,582	2,656	1,000	0,679
3	100	4483,0	6052,0	1569,0	0,10	1567,4	1000,08	1,567	2,656	1,000	0,695
4	100	4483,0	6059,6	1576,6	0,10	1575,0	1000,08	1,575	2,656	1,000	0,687
5	100	4483,0	6057,6	1574,6	0,10	1573,0	1000,08	1,573	2,656	1,000	0,689
6	100	4483,0	6072,8	1589,8	0,10	1588,2	1000,08	1,588	2,656	1,000	0,673
7	100	4483,0	6055,9	1572,9	0,10	1571,3	1000,08	1,571	2,656	1,000	0,690
8	100	4483,0	6060,0	1577,0	0,10	1575,4	1000,08	1,575	2,656	1,000	0,686
9	100	4483,0	6066,3	1583,3	0,10	1581,7	1000,08	1,582	2,656	1,000	0,679
10	100	4483,0	6060,1	1577,1	0,10	1575,5	1000,08	1,575	2,656	1,000	0,686
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,685

Tabela B.12 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 10 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com  $h = 108,30$  mm,  $d = 38,30$  mm e  $V = 125$  cm<sup>3</sup>.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 06/09/2019 a 09/09/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm <sup>3</sup> )	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios, e
1	10	192,97	423,26	230,29	0,05	230,17	124,75	1,845	2,656	1,000	0,440
2	10	192,97	423,00	230,03	0,05	229,92	124,75	1,843	2,656	1,000	0,441
3	10	192,97	423,08	230,11	0,05	230,00	124,75	1,844	2,656	1,000	0,441
4	10	192,97	422,94	229,97	0,05	229,86	124,75	1,843	2,656	1,000	0,442
5	10	192,97	423,46	230,49	0,05	230,37	124,75	1,847	2,656	1,000	0,438
6	10	192,97	423,76	230,79	0,03	230,72	124,75	1,849	2,656	1,000	0,436
7	10	192,97	423,87	230,90	0,03	230,83	124,75	1,850	2,656	1,000	0,435
8	10	192,97	423,73	230,76	0,03	230,69	124,75	1,849	2,656	1,000	0,436
9	10	192,97	423,17	230,20	0,03	230,13	124,75	1,845	2,656	1,000	0,440
10	10	192,97	423,78	230,81	0,03	230,74	124,75	1,850	2,656	1,000	0,436
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,439



Tabela B.13 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 20 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com  $h = 108,30$  mm,  $d = 38,30$  mm e  $V = 125$  cm<sup>3</sup>.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 05/09/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm <sup>3</sup> )	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios, e
1	20	192,97	421,79	228,82	0,04	228,73	124,75	1,833	2,656	1,000	0,449
2	20	192,97	421,75	228,78	0,04	228,69	124,75	1,833	2,656	1,000	0,449
3	20	192,97	421,82	228,85	0,04	228,76	124,75	1,834	2,656	1,000	0,448
4	20	192,97	421,24	228,27	0,04	228,18	124,75	1,829	2,656	1,000	0,452
5	20	192,97	421,48	228,51	0,04	228,42	124,75	1,831	2,656	1,000	0,451
6	20	192,97	421,72	228,75	0,04	228,66	124,75	1,833	2,656	1,000	0,449
7	20	192,97	421,95	228,98	0,04	228,89	124,75	1,835	2,656	1,000	0,448
8	20	192,97	421,80	228,83	0,04	228,74	124,75	1,834	2,656	1,000	0,449
9	20	192,97	421,50	228,53	0,04	228,44	124,75	1,831	2,656	1,000	0,450
10	20	192,97	421,99	229,02	0,04	228,93	124,75	1,835	2,656	1,000	0,447
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,449

Tabela B.14 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 30 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com h= 108,30 mm, d = 38,30 mm e V = 125 cm³.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 04/09/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	30	192,97	420,33	227,36	0,04	227,27	124,75	1,822	2,656	1,000	0,458
2	30	192,97	419,03	226,06	0,04	225,97	124,75	1,811	2,656	1,000	0,466
3	30	192,97	419,56	226,59	0,04	226,50	124,75	1,816	2,656	1,000	0,463
4	30	192,97	420,16	227,19	0,04	227,10	124,75	1,820	2,656	1,000	0,459
5	30	192,97	419,82	226,85	0,04	226,76	124,75	1,818	2,656	1,000	0,461
6	30	192,97	420,08	227,11	0,04	227,02	124,75	1,820	2,656	1,000	0,460
7	30	192,97	420,24	227,27	0,04	227,18	124,75	1,821	2,656	1,000	0,459
8	30	192,97	419,80	226,83	0,04	226,74	124,75	1,818	2,656	1,000	0,461
9	30	192,97	420,34	227,37	0,04	227,28	124,75	1,822	2,656	1,000	0,458
10	30	192,97	420,45	227,48	0,04	227,39	124,75	1,823	2,656	1,000	0,457
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,460

Tabela B.15 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 40 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com h= 108,30 mm, d = 38,30 mm e V = 125 cm<sup>3</sup>.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 04/09/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm <sup>3</sup> )	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios, e
1	40	192,97	416,89	223,92	0,06	223,79	124,75	1,794	2,656	1,000	0,481
2	40	192,97	417,54	224,57	0,06	224,44	124,75	1,799	2,656	1,000	0,476
3	40	192,97	415,98	223,01	0,06	222,88	124,75	1,787	2,656	1,000	0,487
4	40	192,97	416,41	223,44	0,06	223,31	124,75	1,790	2,656	1,000	0,484
5	40	192,97	416,05	223,08	0,06	222,95	124,75	1,787	2,656	1,000	0,486
6	40	192,97	417,13	224,16	0,06	224,03	124,75	1,796	2,656	1,000	0,479
7	40	192,97	416,68	223,71	0,06	223,58	124,75	1,792	2,656	1,000	0,482
8	40	192,97	415,81	222,84	0,06	222,71	124,75	1,785	2,656	1,000	0,488
9	40	192,97	417,75	224,78	0,06	224,65	124,75	1,801	2,656	1,000	0,475
10	40	192,97	417,96	224,99	0,06	224,86	124,75	1,802	2,656	1,000	0,474
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,481

Tabela B.16 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 50 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com h= 108,30 mm, d = 38,30 mm e V = 125 cm<sup>3</sup>.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 09/09/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	50	192,97	410,69	217,72	0,05	217,61	124,75	1,744	2,656	1,000	0,523
2	50	192,97	412,59	219,62	0,05	219,51	124,75	1,760	2,656	1,000	0,509
3	50	192,97	410,39	217,42	0,05	217,31	124,75	1,742	2,656	1,000	0,525
4	50	192,97	412,42	219,45	0,05	219,34	124,75	1,758	2,656	1,000	0,511
5	50	192,97	409,75	216,78	0,05	216,67	124,75	1,737	2,656	1,000	0,529
6	50	192,97	409,53	216,56	0,05	216,45	124,75	1,735	2,656	1,000	0,531
7	50	192,97	411,64	218,67	0,05	218,56	124,75	1,752	2,656	1,000	0,516
8	50	192,97	412,79	219,82	0,05	219,71	124,75	1,761	2,656	1,000	0,508
9	50	192,97	412,98	220,01	0,05	219,90	124,75	1,763	2,656	1,000	0,507
10	50	192,97	409,97	217,00	0,05	216,89	124,75	1,739	2,656	1,000	0,528
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,519

Tabela B.17 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 60 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com h= 108,30 mm, d = 38,30 mm e V = 125 cm<sup>3</sup>.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 09/09/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm <sup>3</sup> )	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios, e
1	60	192,97	407,67	214,70	0,05	214,59	124,75	1,720	2,656	1,000	0,544
2	60	192,97	404,59	211,62	0,05	211,51	124,75	1,696	2,656	1,000	0,567
3	60	192,97	407,82	214,85	0,05	214,74	124,75	1,721	2,656	1,000	0,543
4	60	192,97	407,46	214,49	0,05	214,38	124,75	1,718	2,656	1,000	0,546
5	60	192,97	405,99	213,02	0,05	212,91	124,75	1,707	2,656	1,000	0,556
6	60	192,97	404,27	211,30	0,05	211,19	124,75	1,693	2,656	1,000	0,569
7	60	192,97	404,81	211,84	0,05	211,73	124,75	1,697	2,656	1,000	0,565
8	60	192,97	406,77	213,80	0,05	213,69	124,75	1,713	2,656	1,000	0,551
9	60	192,97	407,15	214,18	0,05	214,07	124,75	1,716	2,656	1,000	0,548
10	60	192,97	406,85	213,88	0,05	213,77	124,75	1,714	2,656	1,000	0,550
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,554

Tabela B.18 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 70 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com  $h = 108,30$  mm,  $d = 38,30$  mm e  $V = 125$  cm<sup>3</sup>.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 10/09/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm <sup>3</sup> )	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios, e
1	70	192,97	402,36	209,39	0,07	209,24	124,75	1,677	2,656	1,000	0,584
2	70	192,97	403,55	210,58	0,07	210,43	124,75	1,687	2,656	1,000	0,575
3	70	192,97	403,70	210,73	0,07	210,58	124,75	1,688	2,656	1,000	0,573
4	70	192,97	402,76	209,79	0,07	209,64	124,75	1,681	2,656	1,000	0,581
5	70	192,97	402,37	209,40	0,07	209,25	124,75	1,677	2,656	1,000	0,583
6	70	192,97	403,22	210,25	0,07	210,10	124,75	1,684	2,656	1,000	0,577
7	70	192,97	402,65	209,68	0,07	209,53	124,75	1,680	2,656	1,000	0,581
8	70	192,97	403,30	210,33	0,07	210,18	124,75	1,685	2,656	1,000	0,576
9	70	192,97	402,34	209,37	0,07	209,22	124,75	1,677	2,656	1,000	0,584
10	70	192,97	403,87	210,90	0,07	210,75	124,75	1,689	2,656	1,000	0,572
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,579

Tabela B.19 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 80 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com  $h = 108,30$  mm,  $d = 38,30$  mm e  $V = 125$  cm<sup>3</sup>.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 10/09/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	80	192,97	397,97	205,00	0,07	204,86	124,75	1,642	2,656	1,000	0,617
2	80	192,97	398,31	205,34	0,07	205,20	124,75	1,645	2,656	1,000	0,615
3	80	192,97	398,30	205,33	0,07	205,19	124,75	1,645	2,656	1,000	0,615
4	80	192,97	397,87	204,90	0,07	204,76	124,75	1,641	2,656	1,000	0,618
5	80	192,97	397,96	204,99	0,07	204,85	124,75	1,642	2,656	1,000	0,618
6	80	192,97	400,56	207,59	0,07	207,44	124,75	1,663	2,656	1,000	0,597
7	80	192,97	398,44	205,47	0,07	205,33	124,75	1,646	2,656	1,000	0,614
8	80	192,97	400,51	207,54	0,07	207,39	124,75	1,662	2,656	1,000	0,598
9	80	192,97	400,03	207,06	0,07	206,92	124,75	1,659	2,656	1,000	0,601
10	80	192,97	399,76	206,79	0,07	206,65	124,75	1,656	2,656	1,000	0,603
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,610

Tabela B.20 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 90 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com h= 108,30 mm, d = 38,30 mm e V = 125 cm<sup>3</sup>.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 10/09/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm <sup>3</sup> )	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios, e
1	90	192,97	397,32	204,35	0,07	204,21	124,75	1,637	2,656	1,000	0,623
2	90	192,97	397,76	204,79	0,07	204,65	124,75	1,640	2,656	1,000	0,619
3	90	192,97	398,22	205,25	0,07	205,11	124,75	1,644	2,656	1,000	0,615
4	90	192,97	397,68	204,71	0,07	204,57	124,75	1,640	2,656	1,000	0,620
5	90	192,97	397,73	204,76	0,07	204,62	124,75	1,640	2,656	1,000	0,619
6	90	192,97	398,52	205,55	0,07	205,41	124,75	1,647	2,656	1,000	0,613
7	90	192,97	399,46	206,49	0,07	206,35	124,75	1,654	2,656	1,000	0,606
8	90	192,97	400,09	207,12	0,07	206,98	124,75	1,659	2,656	1,000	0,601
9	90	192,97	399,04	206,07	0,07	205,93	124,75	1,651	2,656	1,000	0,609
10	90	192,97	397,57	204,60	0,07	204,46	124,75	1,639	2,656	1,000	0,621
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,615



Tabela B.21 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método de pluviação sobre as peneiras, com funil de 100 mm, com o uso do molde cilíndrico de PVC com  $h = 108,30$  mm,  $d = 38,30$  mm e  $V = 125$  cm<sup>3</sup>.

Determinação do e - Método pluviação sobre peneiras - data: 10/09/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seca (g)	Volume do molde (cm <sup>3</sup> )	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios, e
1	100	192,97	398,26	205,29	0,07	205,15	124,75	1,644	2,656	1,000	0,615
2	100	192,97	398,51	205,54	0,07	205,40	124,75	1,646	2,656	1,000	0,613
3	100	192,97	398,72	205,75	0,07	205,61	124,75	1,648	2,656	1,000	0,612
4	100	192,97	398,72	205,75	0,07	205,61	124,75	1,648	2,656	1,000	0,612
5	100	192,97	397,92	204,95	0,07	204,81	124,75	1,642	2,656	1,000	0,618
6	100	192,97	398,72	205,75	0,07	205,61	124,75	1,648	2,656	1,000	0,612
7	100	192,97	398,02	205,05	0,07	204,91	124,75	1,643	2,656	1,000	0,617
8	100	192,97	398,40	205,43	0,07	205,29	124,75	1,646	2,656	1,000	0,614
9	100	192,97	398,30	205,33	0,07	205,19	124,75	1,645	2,656	1,000	0,615
10	100	192,97	398,98	206,01	0,07	205,87	124,75	1,650	2,656	1,000	0,610
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,614

Tabela B.22 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método Geolabs, com o funil de 5 mm, com o uso do cilindro Proctor Normal.

Determinação do $e_{min}$ - Método Geolabs - data: 20/05/2019 e 21/05/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa de solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seco (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	5	4482,9	6308,1	1825,2	0,09	1823,6	1000,08	1,823	2,656	1,000	0,457
2	5	4482,9	6308,9	1826,0	0,09	1824,4	1000,08	1,824	2,656	1,000	0,456
3	5	4482,9	6303,7	1820,8	0,09	1819,2	1000,08	1,819	2,656	1,000	0,460
4	5	4482,9	6310,9	1828,0	0,09	1826,4	1000,08	1,826	2,656	1,000	0,454
5	5	4482,9	6309,9	1827,0	0,11	1825,0	1000,08	1,825	2,656	1,000	0,456
6	5	4482,9	6309,1	1826,2	0,11	1824,2	1000,08	1,824	2,656	1,000	0,456
7	5	4482,9	6309,0	1826,1	0,11	1824,1	1000,08	1,824	2,656	1,000	0,456
8	5	4482,9	6310,0	1827,1	0,11	1825,1	1000,08	1,825	2,656	1,000	0,455
9	5	4482,9	6309,4	1826,5	0,11	1824,5	1000,08	1,824	2,656	1,000	0,456
10	5	4482,9	6309,5	1826,6	0,08	1825,1	1000,08	1,825	2,656	1,000	0,455
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,456

Tabela B.23 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método Geolabs, com o funil de 10 mm, com o uso do cilindro Proctor Normal.

Determinação do $e_{min}$ - Método Geolabs - data: 21/05/2019 a 23/05/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa de solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seco (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	10	4482,9	6300,8	1817,9	0,09	1816,3	1000,08	1,816	2,656	1,000	0,463
2	10	4482,9	6304,6	1821,7	0,10	1819,9	1000,08	1,820	2,656	1,000	0,460
3	10	4482,9	6306,7	1823,8	0,10	1822,0	1000,08	1,822	2,656	1,000	0,458
4	10	4482,9	6303,9	1821,0	0,10	1819,2	1000,08	1,819	2,656	1,000	0,460
5	10	4482,9	6305,7	1822,8	0,10	1821,0	1000,08	1,821	2,656	1,000	0,459
6	10	4482,9	6306,3	1823,4	0,10	1821,6	1000,08	1,821	2,656	1,000	0,458
7	10	4482,9	6304,0	1821,1	0,10	1819,3	1000,08	1,819	2,656	1,000	0,460
8	10	4482,9	6308,1	1825,2	0,09	1823,6	1000,08	1,823	2,656	1,000	0,457
9	10	4482,9	6308,2	1825,3	0,09	1823,7	1000,08	1,824	2,656	1,000	0,457
10	10	4482,9	6306,3	1823,4	0,09	1821,8	1000,08	1,822	2,656	1,000	0,458
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,459

Tabela B.24 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método NGI com o uso do cilindro Proctor Normal.

Determinação do $e_{min}$ - Método NGI - data: 04/06/2019 e 05/06/2019										
Ensaio N°	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa de solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seco (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios, e
1	4482,9	6173,7	1690,8	0,09	1689,3	1000,08	1,689	2,656	1,000	0,572 (*)
2	4482,9	6180,6	1697,7	0,09	1696,2	1000,08	1,696	2,656	1,000	0,566 (*)
3	4482,9	6238,6	1755,7	0,09	1754,1	1000,08	1,754	2,656	1,000	0,514
4	4482,9	6240,2	1757,3	0,09	1755,7	1000,08	1,756	2,656	1,000	0,513
5	4482,9	6257,4	1774,5	0,09	1772,9	1000,08	1,773	2,656	1,000	0,498
6	4482,9	6249,6	1766,7	0,09	1765,1	1000,08	1,765	2,656	1,000	0,505
7	4482,9	6241,4	1758,5	0,11	1756,6	1000,08	1,756	2,656	1,000	0,512
8	4482,9	6240,2	1757,3	0,11	1755,4	1000,08	1,755	2,656	1,000	0,513
9	4482,9	6255,0	1772,1	0,11	1770,2	1000,08	1,770	2,656	1,000	0,501
10	4482,9	6255,5	1772,6	0,11	1770,7	1000,08	1,771	2,656	1,000	0,500
11	4482,9	6247,3	1764,4	0,11	1762,5	1000,08	1,762	2,656	1,000	0,507
12	4482,9	6247,5	1764,6	0,11	1762,7	1000,08	1,763	2,656	1,000	0,507
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,507

(\*) Estes valores não foram considerados para o cálculo do valor médio, por apresentarem-se muito discrepantes dos demais.

## Apêndice C

### Índice de vazios máximo

Tabela C.1 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método A da norma ASTM D-4254-16, com o uso do cilindro Proctor Normal.

[illegible]

Tabela C.2 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método A da norma ASTM-D4254-16, com o uso do molde de 3235 cm³.

Determinação do $e_{\text{máx}}$ - Método A (ASTM) - Molde de 3235 cm³ - data: 17/04/2019										
Ensaio N°	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seco (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios máximo, $e_{\text{máx}}$
1	8,70	13,90	5,20	0,12	5,19	3234,82	1,606	2,656	1,0000	0,654
2	8,70	13,85	5,15	0,12	5,14	3234,82	1,590	2,656	1,0000	0,670
3	8,70	13,90	5,20	0,12	5,19	3234,82	1,606	2,656	1,0000	0,654
4	8,70	13,85	5,15	0,12	5,14	3234,82	1,590	2,656	1,0000	0,670
5	8,70	13,95	5,25	0,12	5,24	3234,82	1,621	2,656	1,0000	0,639
6	8,70	13,90	5,20	0,12	5,19	3234,82	1,606	2,656	1,0000	0,654
7	8,70	13,85	5,15	0,12	5,14	3234,82	1,590	2,656	1,0000	0,670
8	8,70	13,95	5,25	0,12	5,24	3234,82	1,621	2,656	1,0000	0,639
9	8,70	13,85	5,15	0,12	5,14	3234,82	1,590	2,656	1,0000	0,670
10	8,70	13,90	5,20	0,12	5,19	3234,82	1,606	2,656	1,0000	0,654
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,658

Tabela C.3 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método B da norma ASTM-D4254-16.

Determinação do $e_{\text{máx}}$ - Método B (ASTM) - data: 02/04/2019										
Ensaio N°	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa do solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seco (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios máximo, $e_{\text{máx}}$
1	4482,3	5991,7	1509,4	0,03	1508,9	1000,08	1,509	2,656	1,000	0,760
2	4482,3	5996,5	1514,2	0,03	1513,7	1000,08	1,514	2,656	1,000	0,755
3	4482,3	5997,2	1514,9	0,03	1514,4	1000,08	1,514	2,656	1,000	0,754
4	4482,3	5999,8	1517,5	0,03	1517,0	1000,08	1,517	2,656	1,000	0,751
5	4482,3	6001,6	1519,3	0,03	1518,8	1000,08	1,519	2,656	1,000	0,749
6	4482,3	6001,7	1519,4	0,03	1518,9	1000,08	1,519	2,656	1,000	0,749
7	4482,3	6004,0	1521,7	0,03	1521,2	1000,08	1,521	2,656	1,000	0,746
8	4482,3	6001,7	1519,4	0,03	1518,9	1000,08	1,519	2,656	1,000	0,749
9	4482,3	6003,0	1520,7	0,03	1520,2	1000,08	1,520	2,656	1,000	0,747
10	4482,3	6004,9	1522,6	0,03	1522,1	1000,08	1,522	2,656	1,000	0,745
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,751

Tabela C.4 – Valores de índice de vazios ( $e$ ) obtidos pelo método C da norma ASTM-D4254-16, com o uso da proveta de 1000 ml.

Determinação do $e_{\text{máx}}$ - Método C (ASTM) - Proveta 1000 cm <sup>3</sup> (ml) - data: 15/04/2019									
Ensaio N°	Massa de solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seco (g)	Volume inicial (cm <sup>3</sup> )	Volume final (cm <sup>3</sup> )	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios máximo, $e_{\text{máx}}$
1	1000,02	0,07	999,32	620,00	640,00	1,561	2,656	1,000	0,701
2	1000,08	0,07	999,38	610,00	640,00	1,562	2,656	1,000	0,701
3	1000,12	0,07	999,42	620,00	645,00	1,549	2,656	1,000	0,714
4	1000,17	0,07	999,47	620,00	640,00	1,562	2,656	1,000	0,701
5	1000,05	0,07	999,35	615,00	645,00	1,549	2,656	1,000	0,714
6	1000,03	0,07	999,33	615,00	650,00	1,537	2,656	1,000	0,728
7	1000,13	0,07	999,43	610,00	655,00	1,526	2,656	1,000	0,741
8	1000,07	0,07	999,37	610,00	655,00	1,526	2,656	1,000	0,741
9	1000,04	0,07	999,34	615,00	650,00	1,537	2,656	1,000	0,728
10	1000,07	0,07	999,37	610,00	650,00	1,537	2,656	1,000	0,728
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	0,720



Tabela C.5 – Valores de índice de vazios ( $e$ ) obtidos pelo método C da norma ASTM-D4254-16, com o uso da proveta de 2000 ml.

Determinação do $e_{\text{máx}}$ - Método C (ASTM) - Proveta 2000 cm <sup>3</sup> (ml) - data: 15/04/2019									
Ensaio N°	Massa de solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seco (g)	Volume inicial (cm <sup>3</sup> )	Volume final (cm <sup>3</sup> )	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios máximo, $e_{\text{máx}}$
1	1000,09	0,07	999,39	620,00	660,00	1,514	2,656	1,000	0,754
2	1000,09	0,07	999,39	580,00	650,00	1,538	2,656	1,000	0,728
3	1000,05	0,07	999,35	610,00	660,00	1,514	2,656	1,000	0,754
4	1000,01	0,07	999,31	590,00	660,00	1,514	2,656	1,000	0,754
5	1000,01	0,07	999,31	620,00	650,00	1,537	2,656	1,000	0,728
6	1000,16	0,07	999,46	620,00	660,00	1,514	2,656	1,000	0,754
7	1000,11	0,07	999,41	600,00	650,00	1,538	2,656	1,000	0,727
8	1000,12	0,07	999,42	620,00	660,00	1,514	2,656	1,000	0,754
9	1000,11	0,07	999,41	620,00	660,00	1,514	2,656	1,000	0,754
10	1000,10	0,07	999,40	600,00	660,00	1,514	2,656	1,000	0,754
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	0,746

Tabela C.6 – Valores de índice de vazios (e) obtidos pelo método da queda livre (Simões, 2015), com o uso do funil de abertura de diâmetro 80 mm.

Determinação do $e_{\text{máx}}$ - Pluviação sobre Molde - data: 15/04/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa de solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seco (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios máximo, $e_{\text{máx}}$
1	80	4483,0	6021,7	1538,7	0,07	1537,6	1000,08	1,538	2,656	1,000	0,728
2	80	4483,0	6014,5	1531,5	0,07	1530,4	1000,08	1,530	2,656	1,000	0,736
3	80	4483,0	6019,2	1536,2	0,07	1535,1	1000,08	1,535	2,656	1,000	0,730
4	80	4483,0	6016,2	1533,2	0,07	1532,1	1000,08	1,532	2,656	1,000	0,734
5	80	4483,0	6016,9	1533,9	0,07	1532,8	1000,08	1,533	2,656	1,000	0,733
6	80	4483,0	6015,5	1532,5	0,07	1531,4	1000,08	1,531	2,656	1,000	0,735
7	80	4483,0	6017,1	1534,1	0,07	1533,0	1000,08	1,533	2,656	1,000	0,733
8	80	4483,0	6015,2	1532,2	0,07	1531,1	1000,08	1,531	2,656	1,000	0,735
9	80	4483,0	6016,7	1533,7	0,07	1532,6	1000,08	1,533	2,656	1,000	0,733
10	80	4483,0	6017,4	1534,4	0,07	1533,3	1000,08	1,533	2,656	1,000	0,732
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,733

Tabela C.7 – Valores de índice de vazios ( $e$ ) obtidos pelo método da queda livre (Simões, 2015), com o uso do funil de abertura de diâmetro de 90 mm.

Determinação do $e_{\text{máx}}$ - Pluviação sobre Molde - data: 15/04/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa de solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seco (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios máximo, $e_{\text{máx}}$
1	90	4483,0	6017,9	1534,9	0,07	1533,8	1000,08	1,534	2,6561	1,000	0,732
2	90	4483,0	6025,0	1542,0	0,07	1540,9	1000,08	1,541	2,6561	1,000	0,724
3	90	4483,0	6024,6	1541,6	0,07	1540,5	1000,08	1,540	2,6561	1,000	0,724
4	90	4483,0	6024,0	1541,0	0,07	1539,9	1000,08	1,540	2,6561	1,000	0,725
5	90	4483,0	6020,8	1537,8	0,07	1536,7	1000,08	1,537	2,6561	1,000	0,729
6	90	4483,0	6018,9	1535,9	0,07	1534,8	1000,08	1,535	2,6561	1,000	0,731
7	90	4483,0	6027,5	1544,5	0,07	1543,4	1000,08	1,543	2,6561	1,000	0,721
8	90	4483,0	6019,0	1536,0	0,07	1534,9	1000,08	1,535	2,6561	1,000	0,731
9	90	4483,0	6025,2	1542,2	0,07	1541,1	1000,08	1,541	2,6561	1,000	0,724
10	90	4483,0	6026,0	1543,0	0,07	1541,9	1000,08	1,542	2,6561	1,000	0,723
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,726

Tabela C.8 – Valores de índice de vazios ( $e$ ) obtidos pelo método da queda livre (Simões, 2015), com o uso do funil de abertura de diâmetro de 100 mm.

Determinação do $e_{máx}$ - Pluviação sobre Molde - data: 15/04/2019											
Ensaio N°	Abertura do funil (mm)	Massa do molde (g)	Massa do molde + solo (g)	Massa de solo úmido (g)	Teor de umidade higroscópica (%)	Massa de solo seco (g)	Volume do molde (cm³)	Massa específica do solo seco, $\rho_d$ (g/cm³)	Densidade relativa dos grãos, $G_s$	Massa específica da água, $\rho_w$ (g/cm³)	Índice de vazios máximo, $e_{máx}$
1	100	4483,0	6041,8	1558,8	0,07	1557,7	1000,08	1,558	2,6561	1,000	0,705
2	100	4483,0	6037,3	1554,3	0,07	1553,2	1000,08	1,553	2,6561	1,000	0,710
3	100	4483,0	6028,9	1545,9	0,07	1544,8	1000,08	1,545	2,6561	1,000	0,719
4	100	4483,0	6034,3	1551,3	0,07	1550,2	1000,08	1,550	2,6561	1,000	0,714
5	100	4483,0	6039,7	1556,7	0,07	1555,6	1000,08	1,555	2,6561	1,000	0,708
6	100	4483,0	6029,6	1546,6	0,07	1545,5	1000,08	1,545	2,6561	1,000	0,719
7	100	4483,0	6030,1	1547,1	0,07	1546,0	1000,08	1,546	2,6561	1,000	0,718
8	100	4483,0	6032,7	1549,7	0,07	1548,6	1000,08	1,548	2,6561	1,000	0,715
9	100	4483,0	6034,4	1551,4	0,07	1550,3	1000,08	1,550	2,6561	1,000	0,713
10	100	4483,0	6034,9	1551,9	0,07	1550,8	1000,08	1,551	2,6561	1,000	0,713
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,713

## Apêndice D

### Calibração dos instrumentos de medição do permeâmetro de parede flexível

#### D.1.

##### Considerações gerais

As calibrações de todos os instrumentos de medição (transdutores) utilizados no permeâmetro de parede flexível foram realizadas sob a mesma temperatura dos ensaios de permeabilidade, igual a  $21 \pm 2$  °C, e com o mesmo sistema de aquisição de dados (módulo, microcomputador e *software*) utilizados nos ensaios de permeabilidade, tendo sempre todos os transdutores conectados ao módulo. Foi utilizado um módulo da marca HBM, modelo Quantum X, MX 840B, conectado a um microcomputador. Durante todos os procedimentos de calibração, as leituras eletrônicas dos transdutores eram registradas no software *CatmanAP* V5.02.

A calibração tem como objetivo correlacionar a resposta (ou leitura) eletrônica do transdutor ao valor da grandeza física a ele aplicada. Desta forma, é mediante a calibração do instrumento de medição que é feita a conversão das leituras eletrônicas obtidas pelo instrumento durante os ensaios para os valores da grandeza física (ou da variação da grandeza física) que o instrumento foi projetado para medir.

Nos próximos itens deste apêndice, são descritos os procedimentos adotados nas calibrações dos instrumentos de medição e são apresentados os seus gráficos de calibração juntamente com as respectivas equações das curvas de calibração obtidas por regressão linear e os respectivos valores de coeficiente de determinação,  $R^2$ .

No permeâmetro de parede flexível, foram utilizados instrumentos para medição de pressões de água e de variação de volume de água. Estes instrumentos, juntamente com as suas principais características e funções, estão apresentados na Tabela D.1, a seguir.

Tabela D.1 – Características e funções dos instrumentos de medição utilizados no permeâmetro de parede flexível.

Instrumento	Marca / modelo / n° de série	Capacidade	Grandeza física medida
Transdutor de pressão de água (T1)	<i>Wykeham Farrance</i> / 28 WF 6301 / 11007364	2000 kPa	Pressão de água da câmara do permeâmetro (pressão de confinamento)
Transdutor de pressão de água (T2)	<i>Gefran</i> / TP 867 / 95290391	1000 kPa	Pressão de água (poropressão na base do corpo de prova)
Transdutor de pressão de água (T3)	<i>Gefran</i> / TP 867 / 95290390	1000 kPa	Pressão de água (poropressão no topo do corpo de prova)
Medidor de variação de volume (MVV1)	Êmbolo com <i>Bellofran</i> , com transdutor de deslocamento <i>MPE transducer</i> / HS50B / 3483 -50	150 cm³	Variação de volume de água que entrava ou saía do corpo de prova
Medidor de variação de volume (MVV2)	Êmbolo com <i>Bellofran</i> , com transdutor de deslocamento <i>MPE transducer</i> / HS50B / 3607 -50	150 cm³	Variação de volume de água que entrava no corpo de prova

## D.2.

### Procedimentos das calibrações dos instrumentos de medição

#### D.2.1.

#### Transdutores de pressão de água

Foram utilizados três transdutores de pressão de água no permeâmetro de parede flexível, nomeados de T1, T2 e T3.

O transdutor de pressão de água T1 era da marca *Wykeham Farrance*, modelo 28 WF 6301 e capacidade de 2000 kPa. Este transdutor foi utilizado para medir a pressão de água da câmara do permeâmetro, isto é, a pressão confinante que atuava no corpo de prova.

Os transdutores de pressão de água T2 e T3 eram ambos da marca *Gefran*, modelo TP 867 e capacidade de 1000 kPa. O transdutor de pressão de água T2 foi utilizado para medir a pressão de água (poropressão) na base do corpo de prova, ao passo que o transdutor de pressão de água T3 foi utilizado para medir a pressão de água (poropressão) no topo do corpo de prova.

A calibração de cada um dos transdutores de pressão foi efetuada separadamente, com cada um conectado à respectiva válvula da base da câmara do permeâmetro, exatamente como ficavam instalados nos ensaios de permeabilidade, conforme ilustrado no esquema da Figura 35.

Para a aplicação de valores conhecidos de pressão relativa aos transdutores, um sistema de aplicação de pressão chamado de balança de pressão (ou balança de peso morto) da marca *Budenberg* foi conectado à válvula 16 do sistema de linhas e válvulas do permeâmetro (Figura 35). Assim, para a calibração de cada transdutor de pressão, o transdutor em calibração era posto em comunicação com o *Budenberg* e isolado dos demais transdutores mediante abertura e fechamento de válvulas (Figura 35).

A Figura D.1, a seguir, mostra o equipamento *Budenberg* utilizado nas calibrações dos transdutores de pressão de água.

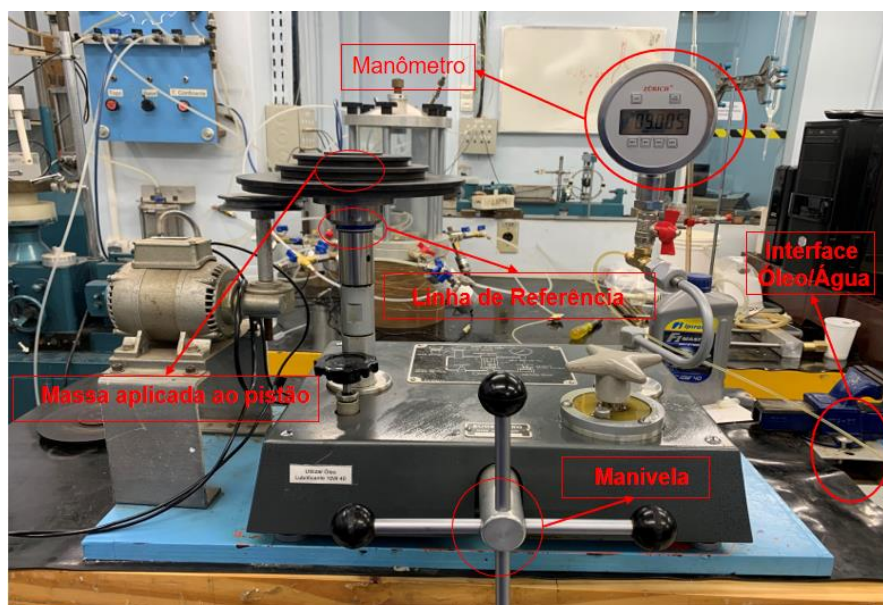


Figura D.1 – Equipamento *Budenberg* com manômetro digital *Zurich* utilizado na calibração dos transdutores de pressão de água.

O componente principal de uma balança de pressão é um sistema pistão-cilindro. Neste sistema, forças verticais ( $F$ ) correspondentes a forças peso de massas conhecidas posicionadas sobre o pistão de área de seção transversal ( $A$ ) são convertidas em pressões ( $P$ ) no óleo que preenche o cilindro, sendo que  $P = F / A$ .

O equipamento *Budenberg* contava ainda com uma interface óleo-água para transmitir a pressão gerada no óleo do cilindro do *Budenberg* para a água que saturava o sistema de linhas e válvulas do permeâmetro (Figura 35).

Assim, para a aplicação de uma dada pressão relativa ao óleo do cilindro, colocava-se a quantidade de massa necessária sobre o pistão e girava-se a manivela (Figura D.1) até que fosse atingida a linha de referência, prateada, entre as cores azul e vermelha do pistão.

O valor da pressão relativa aplicada ao óleo era aferido ainda por meio de um manômetro da marca *Zurich*, modelo Z10B5A14N, com capacidade de 10 bar (1000 kPa), instalado no *Budenberg*, conforme mostra a Figura D.1.

Para a calibração de cada transdutor de pressão, foram realizados três ciclos de carregamento/descarregamento.

A primeira leitura de cada ciclo de carregamento correspondia à leitura zero, a qual era obtida com o transdutor previamente saturado, isolado do sistema mediante o fechamento das válvulas adjacentes ao transdutor e aberto para a atmosfera (pressão relativa igual a zero).

Em seguida, o transdutor em calibração era fechado para a atmosfera e as válvulas de conexão do transdutor ao *Budenberg* eram abertas. Eram impostas, então, pressões relativas a partir de 1 kgf/cm<sup>2</sup> (98,07 kPa) até 9 kgf/cm<sup>2</sup> (882,63 kPa), com acréscimos sucessivos de 1 kgf/cm<sup>2</sup> (98,07 kPa) durante o carregamento e decréscimos sucessivos de mesmo valor durante o descarregamento, até o retorno à leitura zero. Para cada pressão relativa aplicada era registrada a correspondente leitura (resposta) eletrônica do transdutor no software *Catman AP V5.02*.

Vale destacar ainda que as pressões de água aplicadas nos transdutores de pressão foram devidamente calculadas levando em consideração as alturas das colunas de óleo e de água desde o ponto de aplicação de pressão de óleo no cilindro do *Budenberg* até os transdutores.

As Figuras D.2, D.3 e D.4 apresentam os pontos correspondentes aos dados coletados nos três ciclos de carregamento/descarregamento, bem como as curvas de calibração obtidas por regressão linear dos pontos com suas respectivas equações e coeficientes de determinação  $R^2$ , dos transdutores de pressão de água T1, T2 e T3.

Das Figuras D.2, D.3 e D.4, observa-se que os três transdutores apresentaram excelente repetibilidade a ponto de os pontos de diferentes ciclos ficarem quase que perfeitamente uns sobre os outros, refletida também no coeficiente de determinação  $R^2 = 1,0000$ .



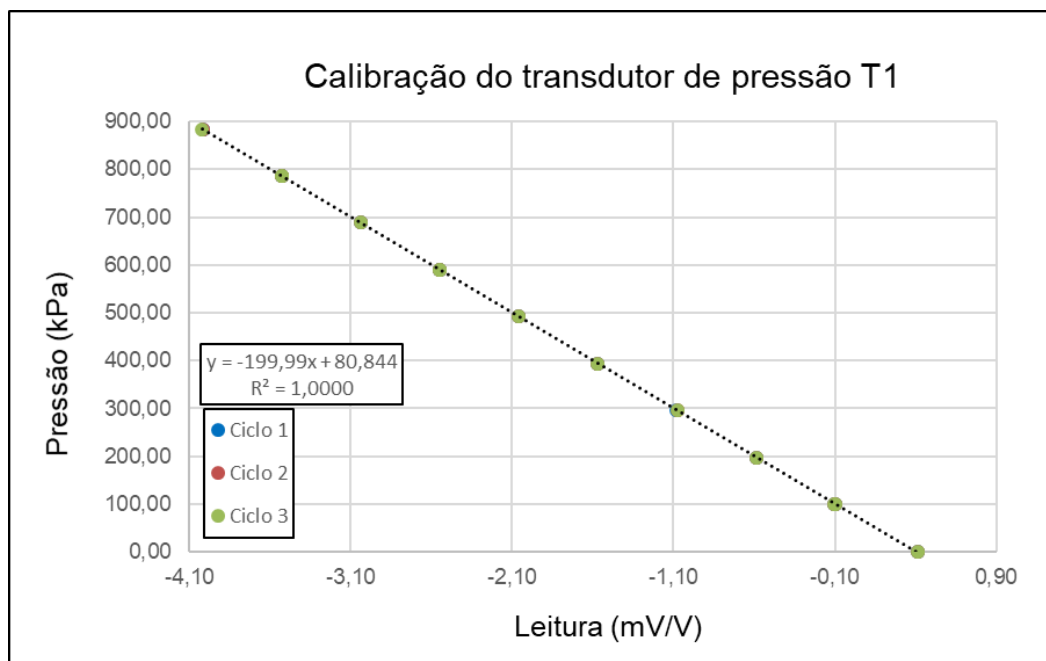


Figura D.2 - Curva de calibração do transdutor de pressão (T1).

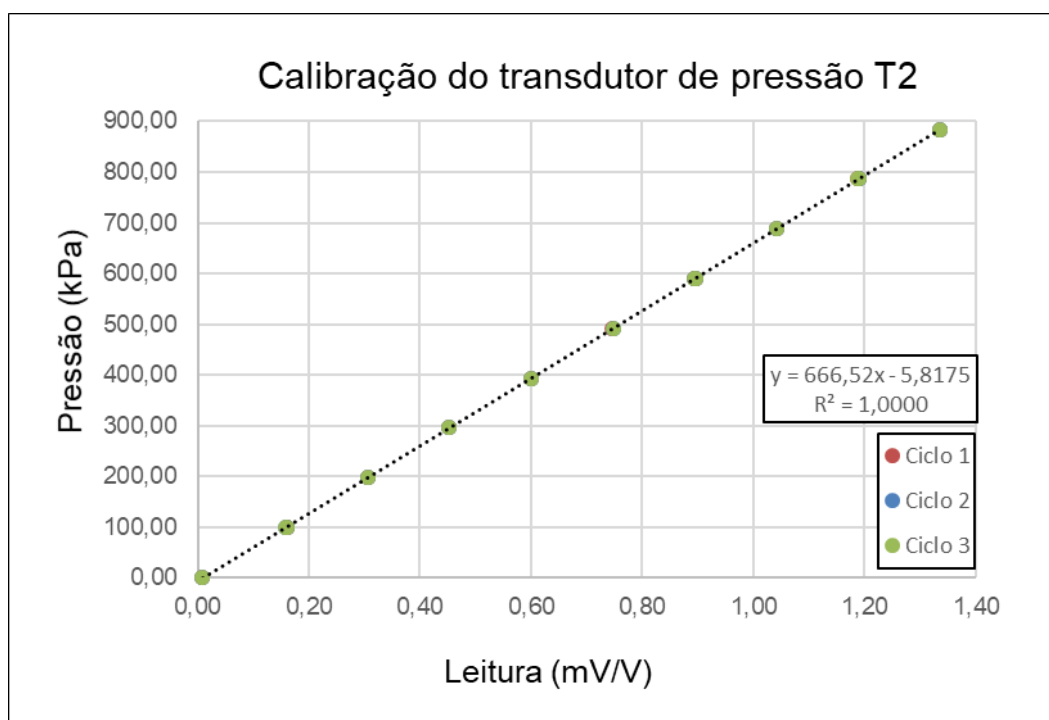


Figura D.3 - Curva de calibração do transdutor de pressão (T2).

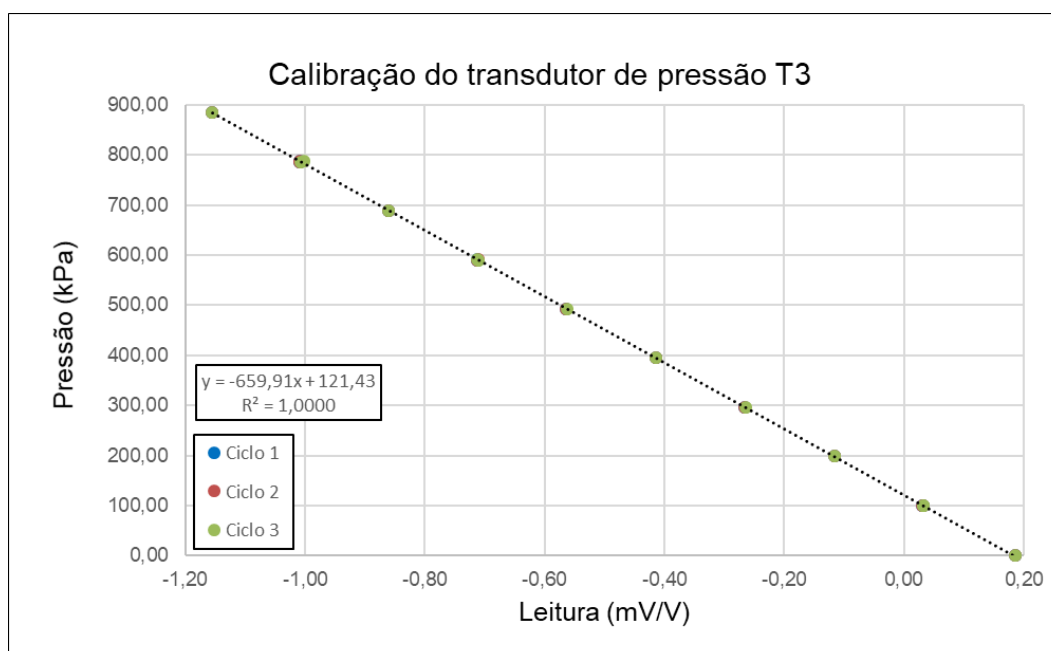


Figura D.4 - Curva de calibração do transdutor de pressão (T3).

## D.2.2.

### Medidores de variação de volume

Foram utilizados dois medidores de variação de volume no permeâmetro de parede flexível, nomeados de MVV1 e MVV2.

O medidor de variação de volume (MVV1) foi utilizado para medir o volume de água que entrava no corpo de prova durante a fase de saturação, o volume de água que saía do corpo de prova durante as fases de adensamento e o volume de água que entrava no corpo de prova durante as fases de estabelecimento de fluxo para cálculo do coeficiente de permeabilidade.

Já o medidor de variação de volume (MVV2) foi utilizado em paralelo ao medidor de variação de volume (MVV1) para medir o volume de água que entrava no corpo de prova apenas nas fases de estabelecimento de fluxo para cálculo do coeficiente de permeabilidade.

Os medidores de variação de volume do tipo *Imperial College* foram fabricados no próprio Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, sendo que os detalhes de projeto constam em Borges (1996).

Ambos os medidores de variação de volume são constituídos por um cilindro metálico com um êmbolo interno, tendo um reservatório de água revestido com *Bellofran* acima do êmbolo. Um aumento da pressão do ar comprimido realizada pela base do cilindro tende a empurrar o êmbolo para cima. Desta maneira, se a válvula superior do cilindro estiver aberta, o êmbolo desloca-se para

cima e um volume de água sai do reservatório superior do cilindro. O contrário ocorre caso a pressão de ar comprimido na base do cilindro for reduzida. Assim, um deslocamento vertical do êmbolo corresponde a uma variação de volume de água que sai ou entra no reservatório superior do medidor.

Em ambos os medidores de variação de volume, o deslocamento vertical do êmbolo era registrado por um transdutor de deslocamento da marca *MPE Transducer*, modelo HS50B, com curso de 50 mm. A capacidade de ambos os medidores de variação de volume era de 150 cm<sup>3</sup>.

A Figura D.5, a seguir, mostra um dos medidores de variação de volume desmontado para manutenção.



Figura D.5 – Medidor de variação de volume desmontado para manutenção.

As calibrações dos medidores de variação de volume foram efetuadas fazendo uma relação direta entre a leitura eletrônica do transdutor de deslocamento vertical, que acusava o deslocamento do êmbolo, e o volume de água que entrava no reservatório superior do medidor, durante o enchimento do medidor, ou o volume de água que saía do medidor, durante o esvaziamento do medidor.

Cada medidor de variação de volume foi calibrado separadamente.

Para a calibração, uma bureta graduada (Figura D.6) com resolução de 0,1 cm<sup>3</sup> (ml), preenchida com água e corante vermelho, era conectada ao medidor por meio da válvula 6, conforme ilustrado no esquema da Figura 35. Para o esvaziamento do medidor de variação de volume em calibração, o

estabelecimento do fluxo de água no sentido do medidor para a bureta era efetuando-se ar comprimido na base do medidor, abrindo-se a válvula superior do medidor e abrindo-se a válvula 6, mantendo-se a válvula 8 sempre fechada (Figura 35). Enquanto um medidor de variação de volume era calibrado, o outro tinha a sua válvula superior fechada. Para o enchimento do medidor, o procedimento era semelhante, porém o fluxo de água, que ocorria no sentido da bureta para o medidor, era induzido pela diminuição da pressão de ar comprimido na base do medidor.

Para a calibração de cada medidor de variação de volume, foi realizado um único ciclo de esvaziamento/enchimento do medidor.

A cada operação de esvaziamento ou enchimento do medidor de variação de volume, era necessária a realização de cinco passagens de água pela bureta de 25 cm<sup>3</sup>, perfazendo um total de 125 cm<sup>3</sup> de água percolada pela bureta. Durante a operação de esvaziamento do medidor, a cada entrada de um volume de água de 5 cm<sup>3</sup> na bureta graduada (saída de água do medidor), o fluxo era interrompido pelo fechamento da válvula, e a leitura eletrônica do transdutor de deslocamento era registrada no software *CatmanAP V5.02*. O mesmo procedimento era realizado durante a operação de enchimento do medidor.

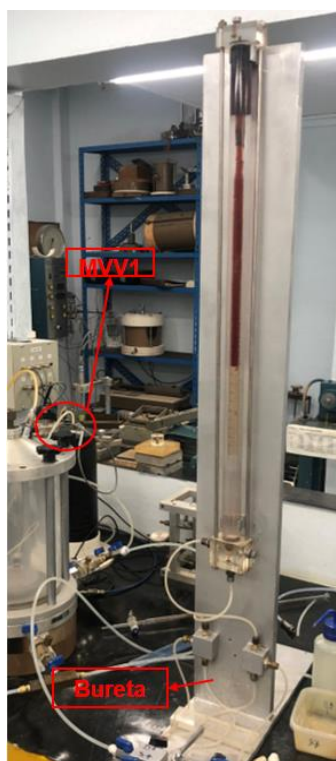


Figura D.6 – Bureta graduada utilizada para a calibração dos medidores de variação de volume.

As Figuras D.7 e D.8 apresentam os pontos correspondentes aos dados coletados nos ciclos de esvaziamento/enchimento, bem como as curvas de calibração obtidas por regressão linear dos pontos com suas respectivas equações e coeficientes de determinação  $R^2$ , dos medidores de variação de volume MVV1 e MVV2.

Como para cálculo das fases de saturação, adensamento e estabelecimento de fluxo dos ensaios de permeabilidade o que interessava saber era a variação de volume de água que entrava ou saía do corpo de prova, o termo importante da equação da reta de calibração era tão somente o coeficiente angular.

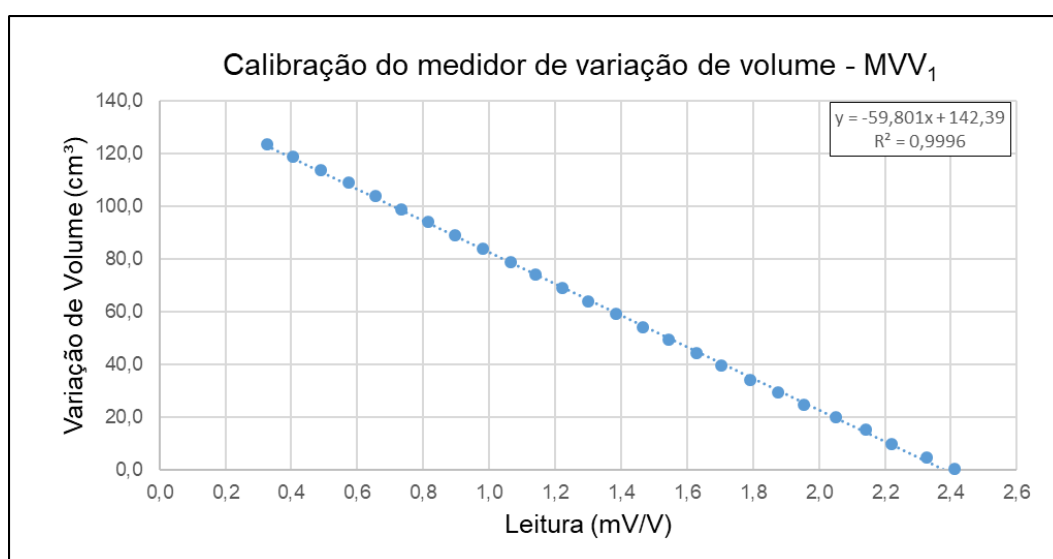


Figura D.7 – Curva de calibração do medidor de variação de volume (MVV1).

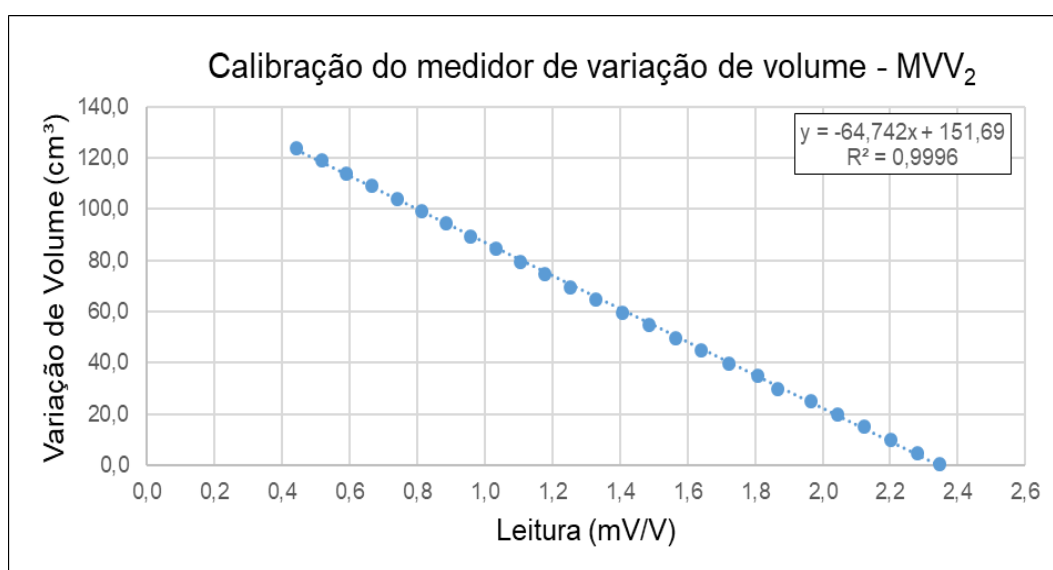


Figura D.8 – Curva de calibração do medidor de variação de volume (MVV2).

## Apêndice E

### Curvas obtidas nos ensaios de permeabilidade

#### E.1.

##### Corpo de prova 01 (CP-01)

Nas Figuras E.1, E.2, E.3 e E.4, a seguir, são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) versus variação do tempo ( $\Delta t$ )” de duas percolações (0A e 0B) da Etapa 0 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-01.

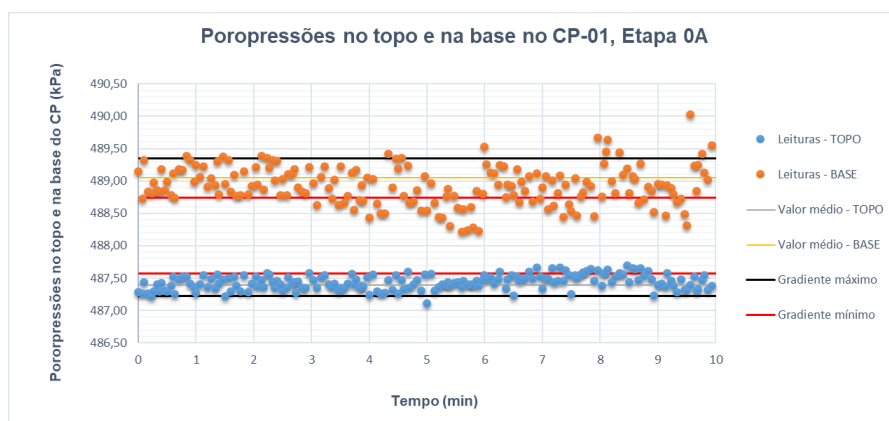


Figura E.1 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0A do CP-01.

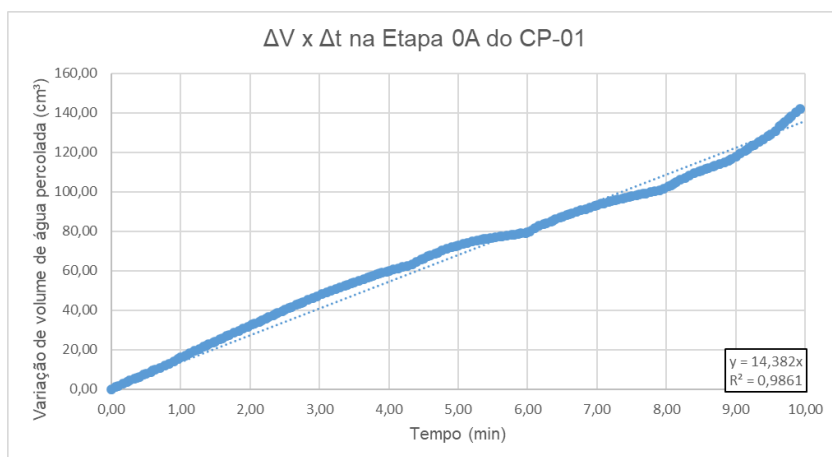


Figura E.2 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 0A do CP-01.

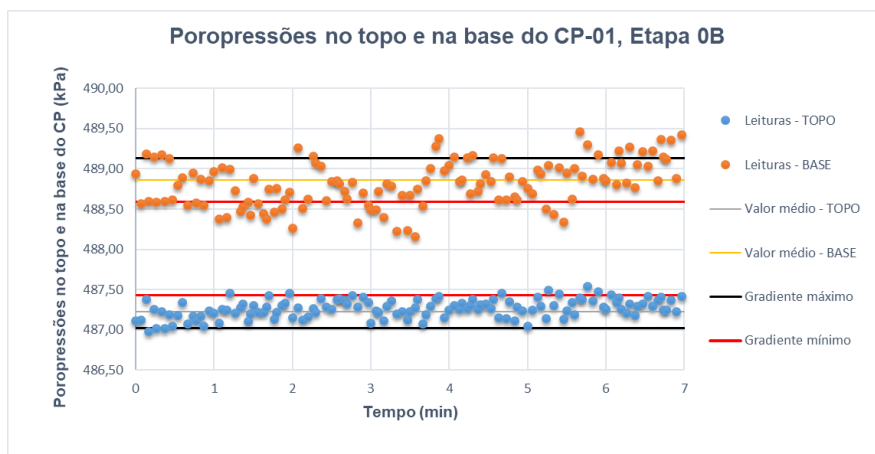


Figura E.3 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0B do CP-01.

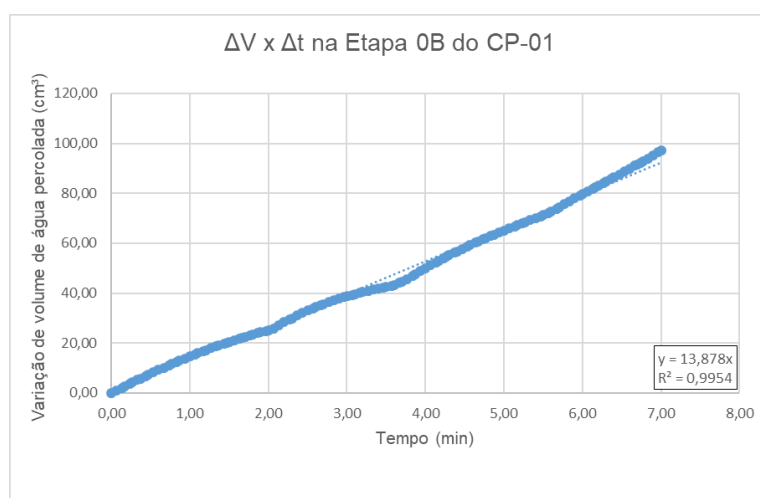


Figura E.4 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 0B do CP-01.

Nas Figuras E.5, E.6, E.7 e E.8, a seguir, são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) *versus* variação do tempo ( $\Delta t$ )” de duas percolações (1A e 1C) da Etapa 1 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-01.

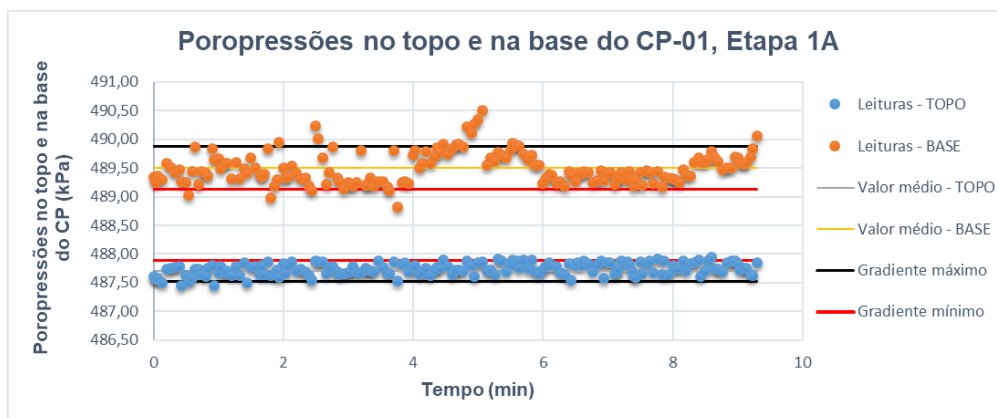


Figura E.5 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1A do CP-01.

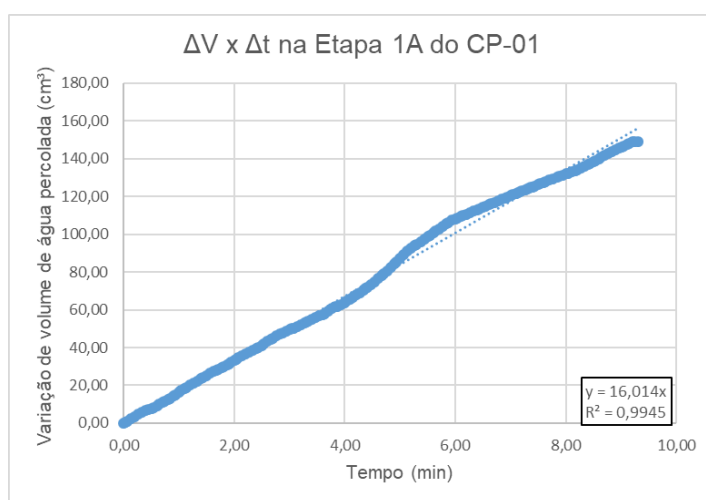


Figura E.6 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 1A do CP-01.

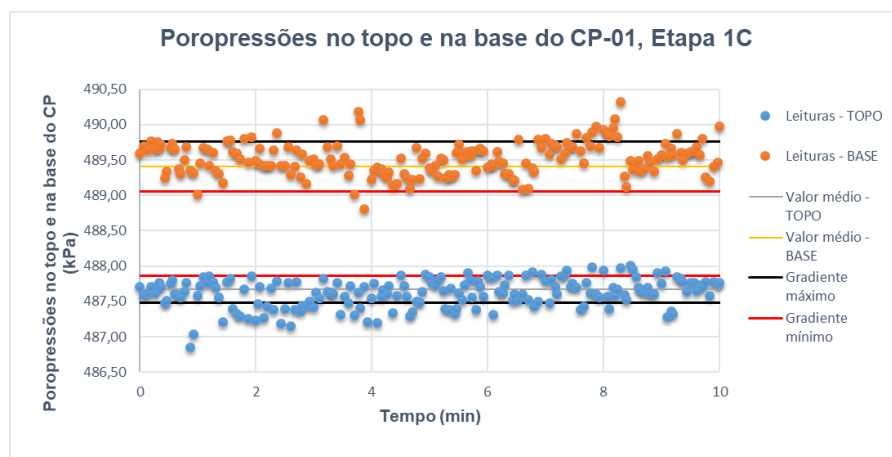


Figura E.7 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1C do CP-01.



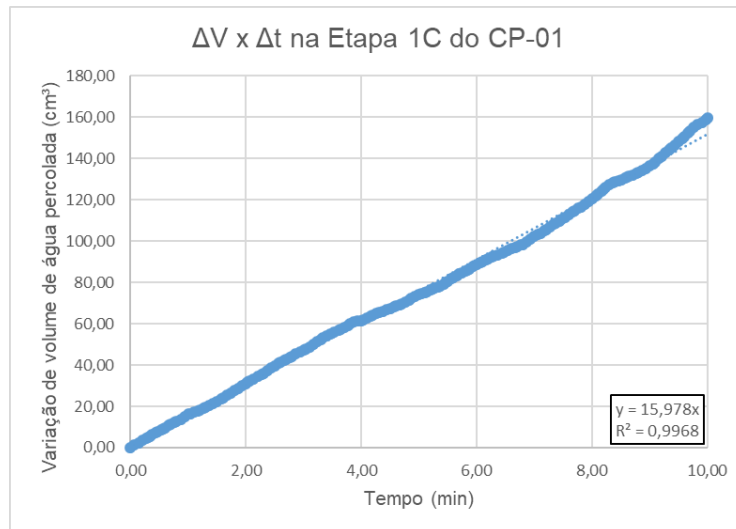


Figura E.8 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 1C do CP-01.

Nas Figuras E.9 e E.10, a seguir, são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) *versus* variação do tempo ( $\Delta t$ )” de uma percolação (2B) da Etapa 2 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-01.

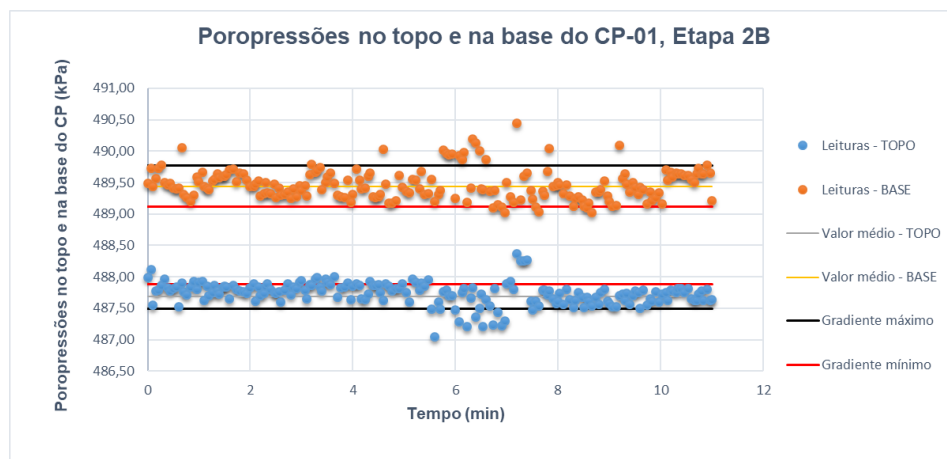


Figura E.9 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 2B do CP-01.

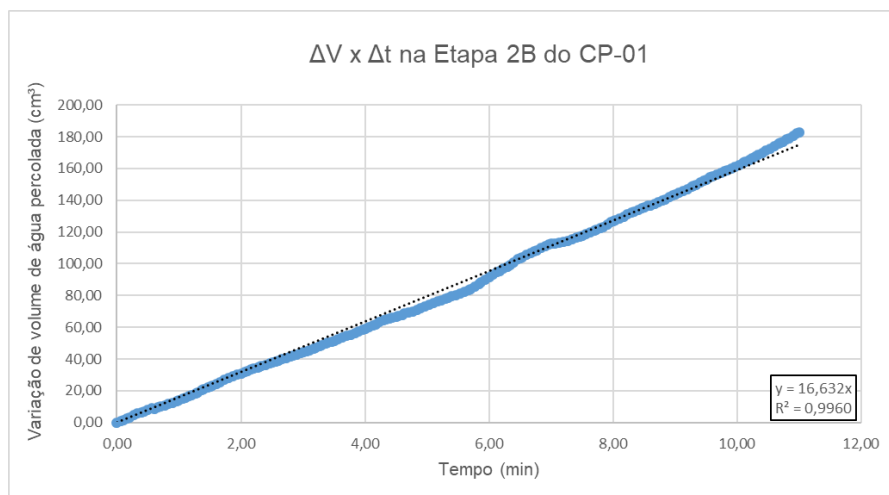


Figura E.10 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 2B do CP-01.

Nas Figuras E.11, E.12, E.13 e E.14, a seguir são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) *versus* variação do tempo ( $\Delta t$ )” de duas percolações (3A e 3D) da Etapa 3 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-01.

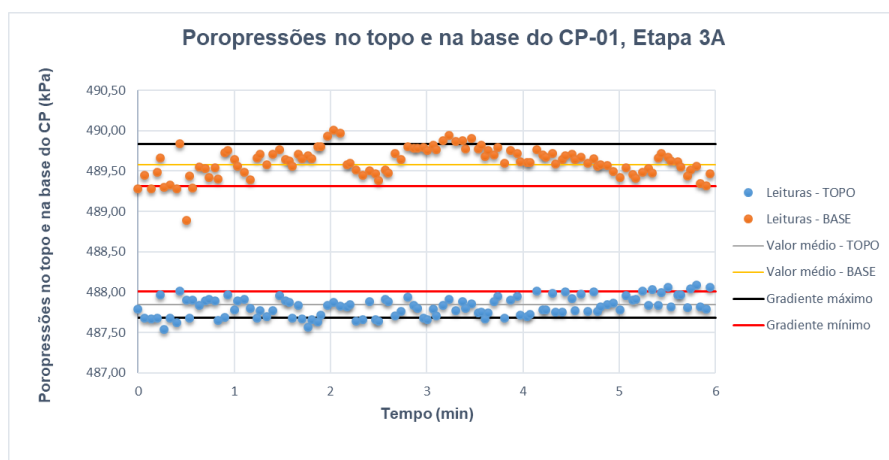


Figura E.11 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3A do CP-01.

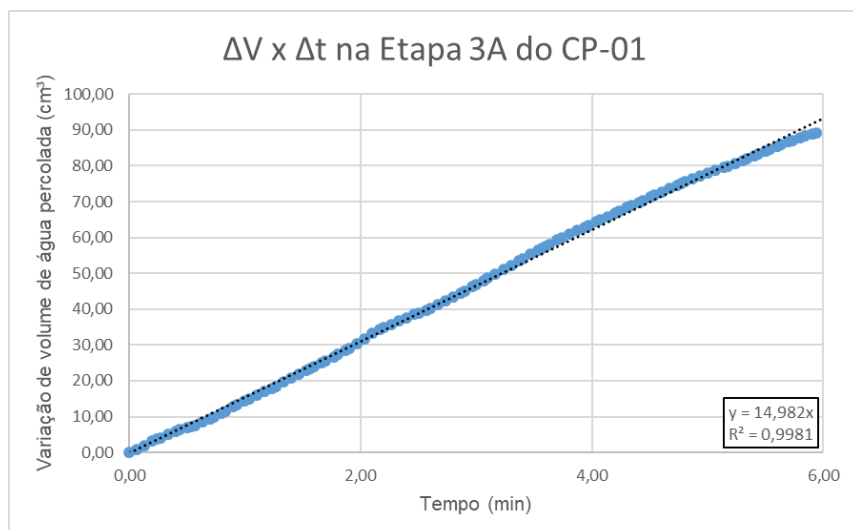


Figura E.12 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 3A do CP-01.

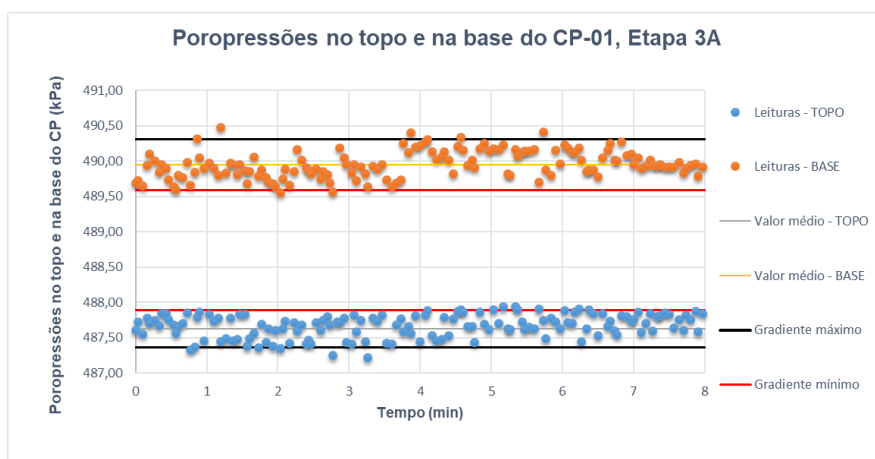


Figura E.13 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3D do CP-01.

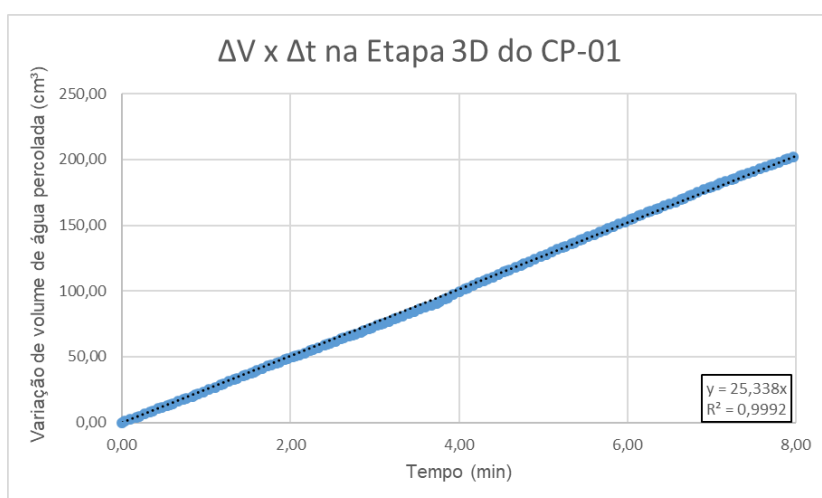


Figura E.14 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 3D do CP-01.

## E.2

## Corpo de prova 02 (CP-02)

Nas Figuras E.15, E.16, E.17 e E.18, a seguir, são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) versus variação do tempo ( $\Delta t$ )” de duas percolações (0A e 0B) da Etapa 0 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-02.

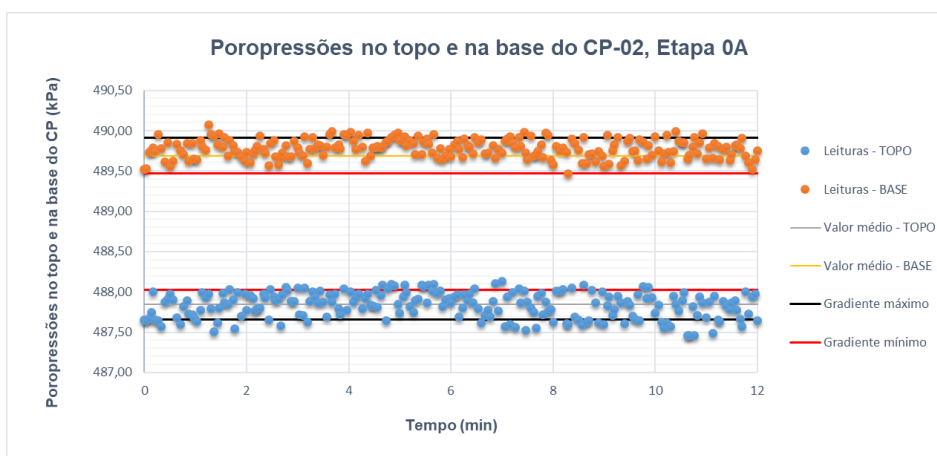


Figura E.15 - Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0A do CP-02.

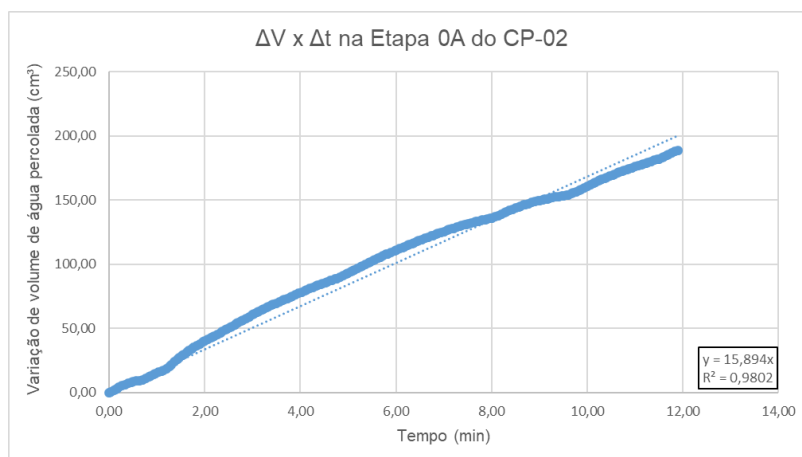


Figura E.16 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 0A do CP-02.

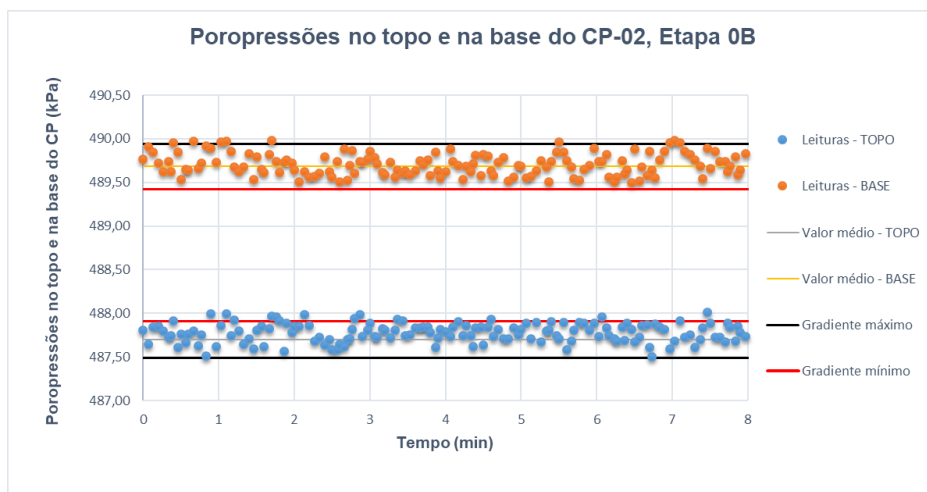


Figura E.17 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0B do CP-02.

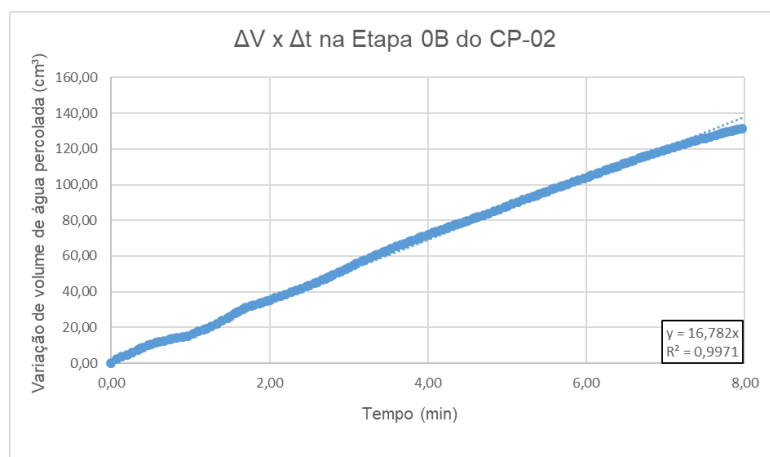


Figura E.18 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 0B do CP-02.

Nas Figuras E.19, E.20, E.21 e E.22, a seguir, são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) *versus* variação do tempo ( $\Delta t$ )” de duas percolações (1A e 1B) da Etapa 1 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-02.

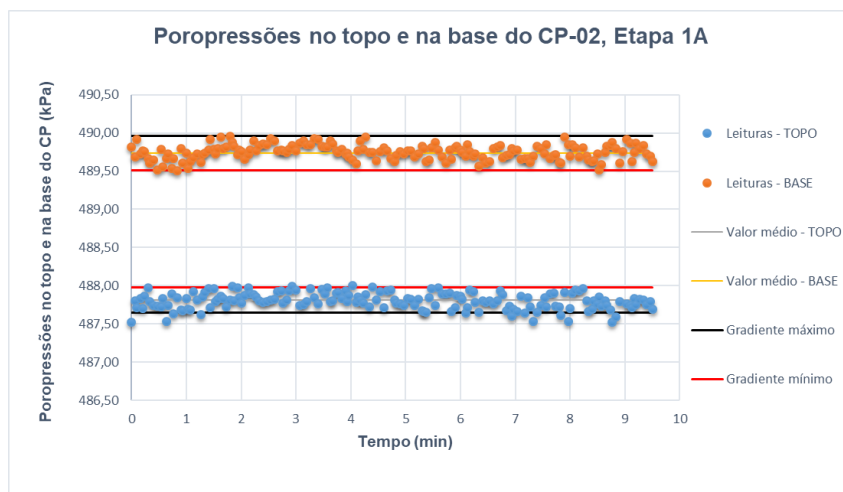


Figura E.19 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1A do CP-02.

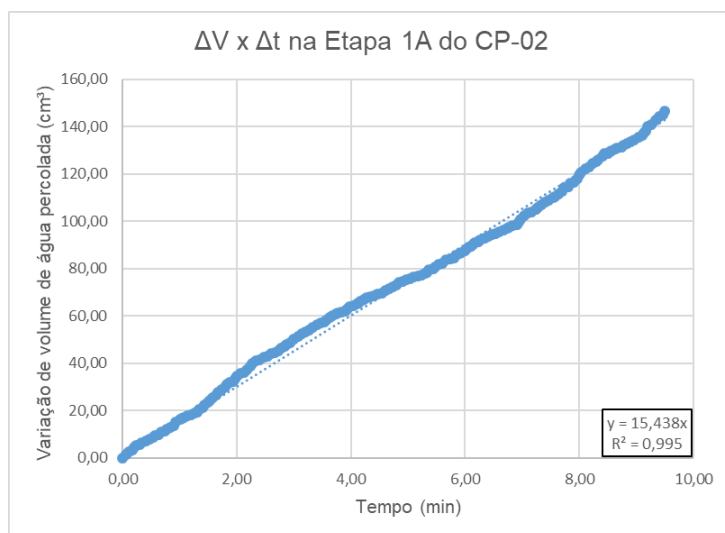


Figura E.20 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 1A do CP-02.

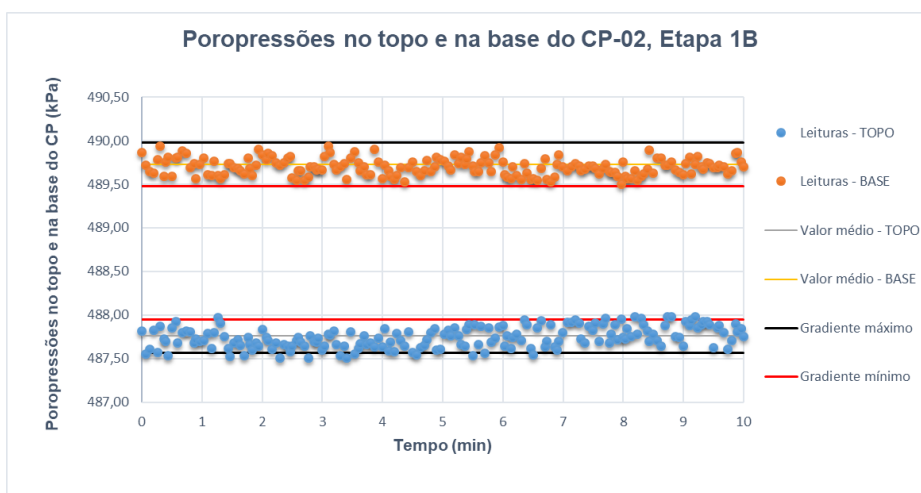


Figura E.21 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1B do CP-02.

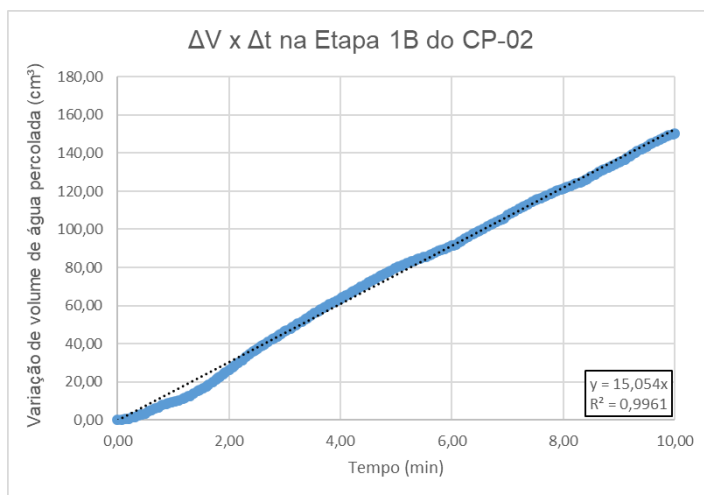


Figura E.22 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 1B do CP-02.

Nas Figuras E.23 e E.24, a seguir, são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) *versus* variação do tempo ( $\Delta t$ )” de uma percolação (2B) da Etapa 2 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-02.

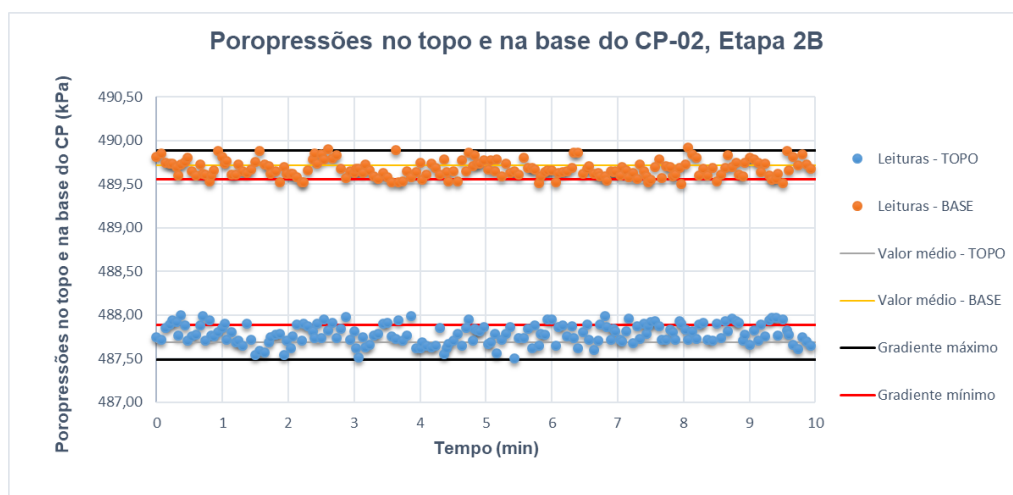


Figura E.23 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 2B do CP-02.

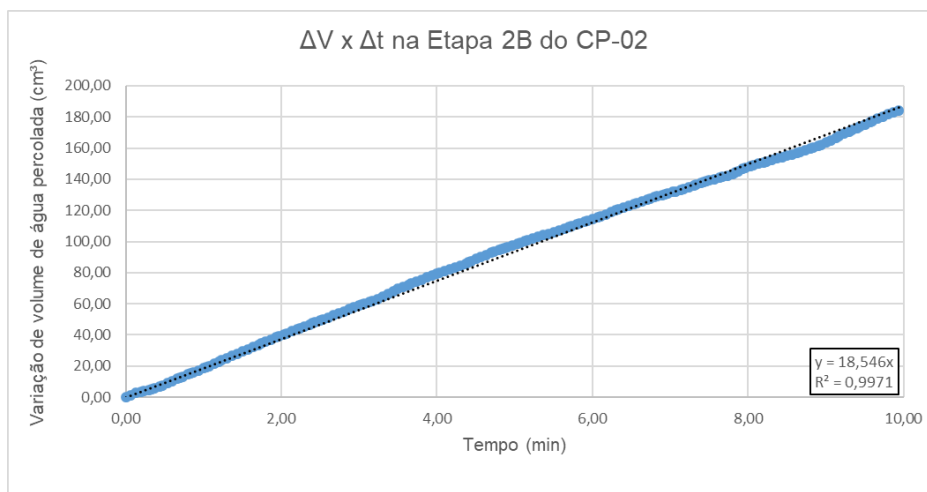


Figura E.24 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 2B do CP-02.

Nas Figuras E.25, E.26, E.27 e E.28, a seguir são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) versus variação do tempo ( $\Delta t$ )” de duas percolações (3A e 3D) da Etapa 3 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-02.

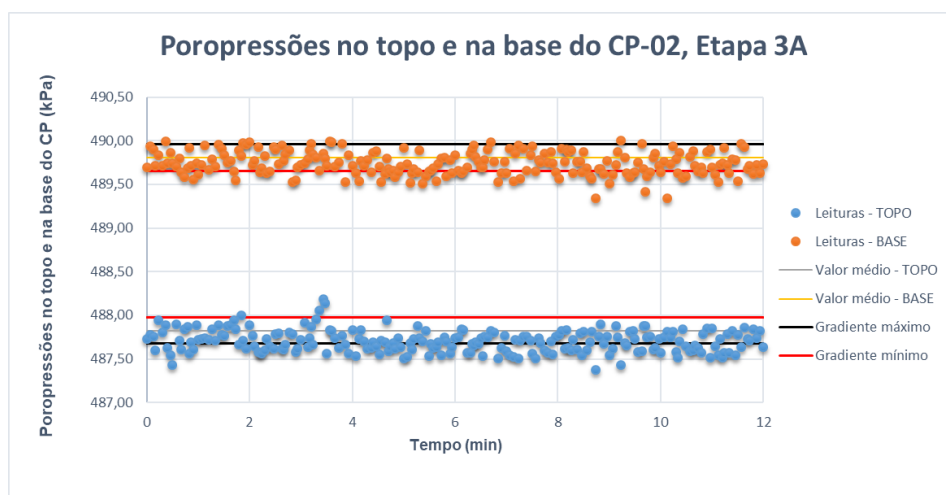


Figura E.25 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3A do CP-02.



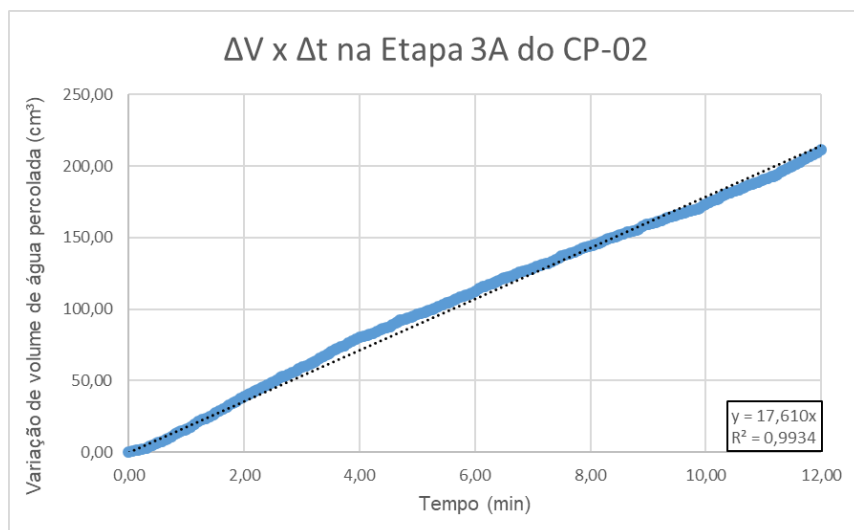


Figura E.26 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 3A do CP-02.

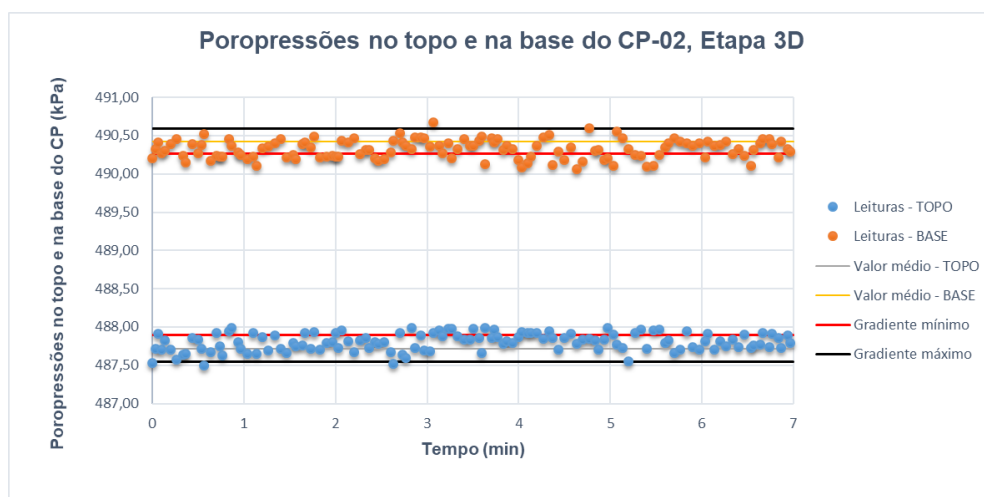


Figura E.27 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3D do CP-02.

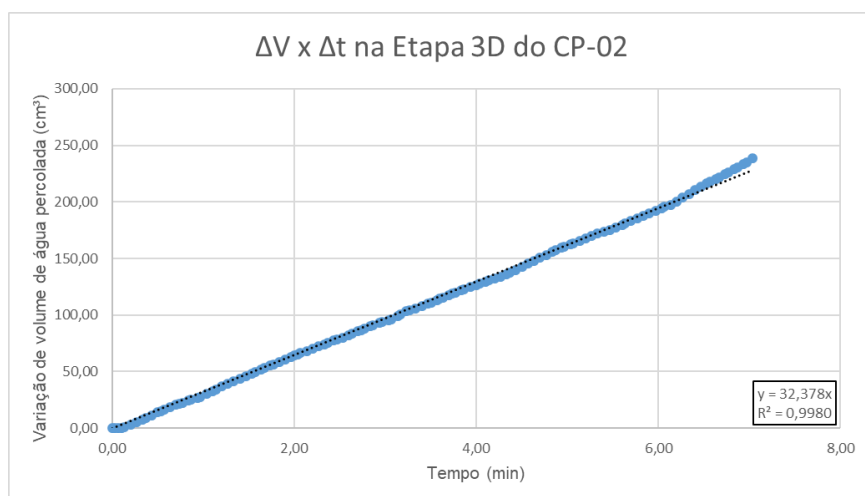


Figura E.28 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 3D do CP-02.

## E.3.

## Corpo de prova 03 (CP-03)

Nas Figuras E.29 e E.30, a seguir, são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) versus variação do tempo ( $\Delta t$ )” de uma percolação (0B) da Etapa 0 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-03.

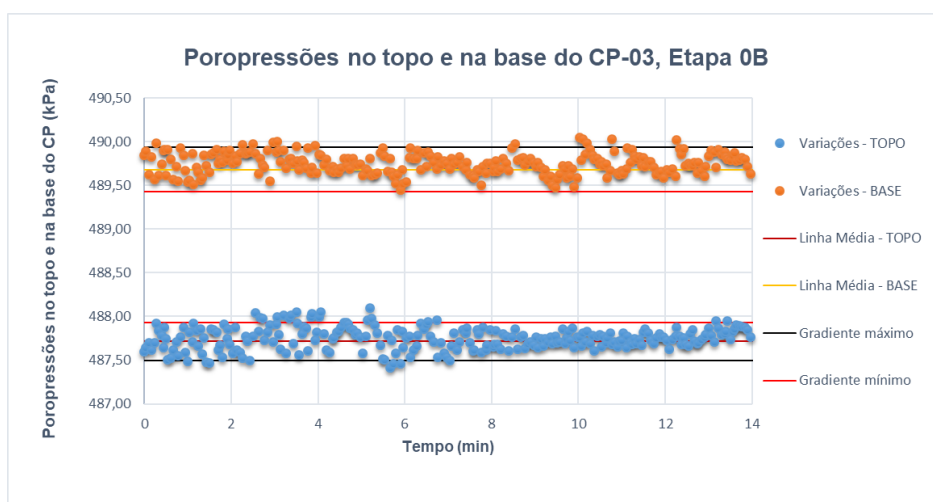


Figura E.29 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0B do CP-03.

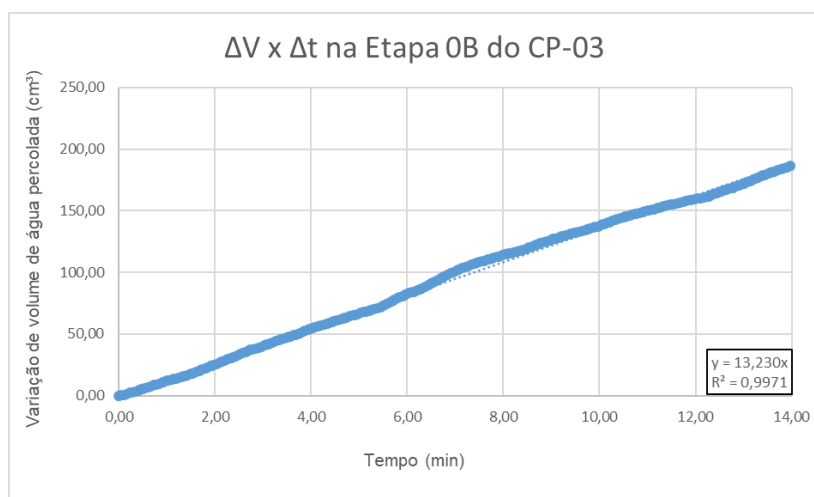


Figura E.30 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 0B do CP-03.

Nas Figuras E.31, E.31, E.32 e E.33, a seguir, são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) versus variação do

tempo ( $\Delta t$ )” de duas percolações (1A e 1B) da Etapa 1 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-03.

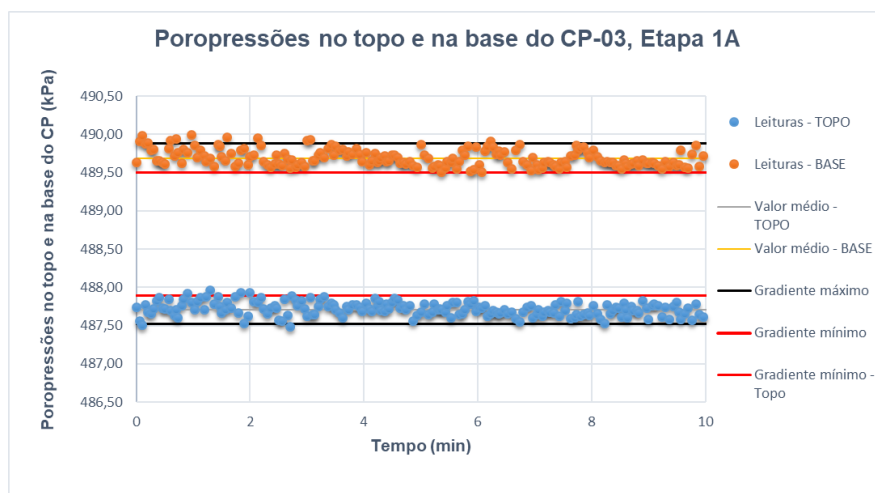


Figura E.31 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1A do CP-03.

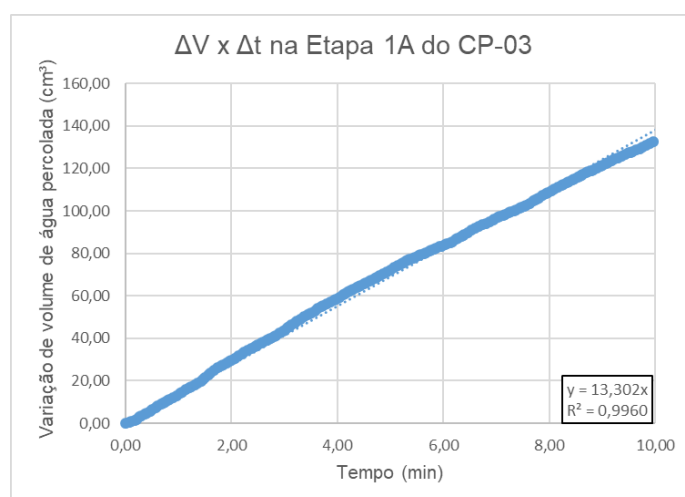


Figura E.32 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 1A do CP-03.

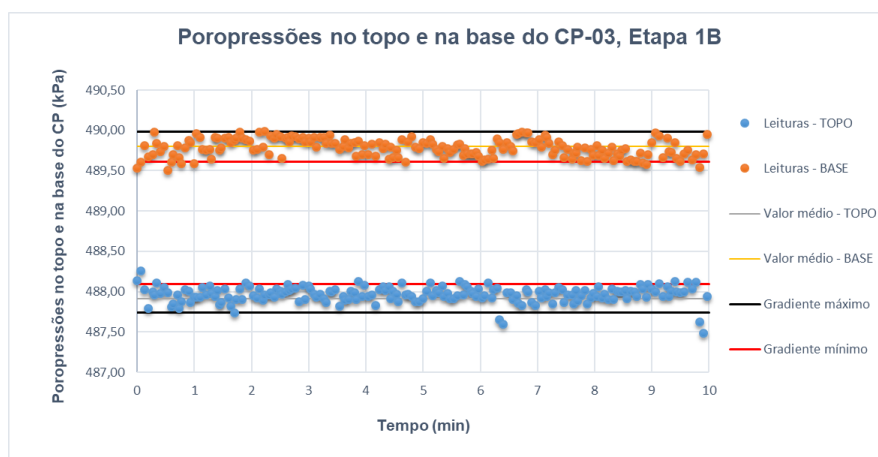


Figura E.33 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1B do CP-03.

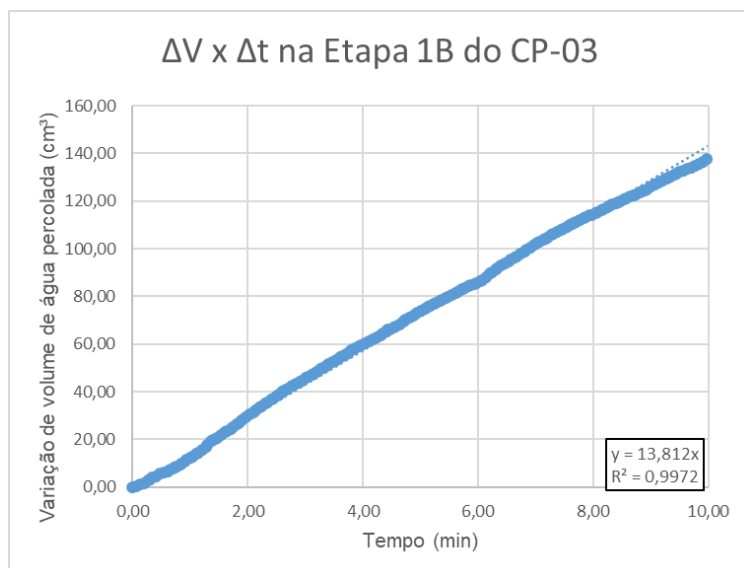


Figura E.34 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 1B do CP-03.

Nas Figuras E.35 e E.36, a seguir, são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) *versus* variação do tempo ( $\Delta t$ )” de uma percolação (2B) da Etapa 2 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-03.

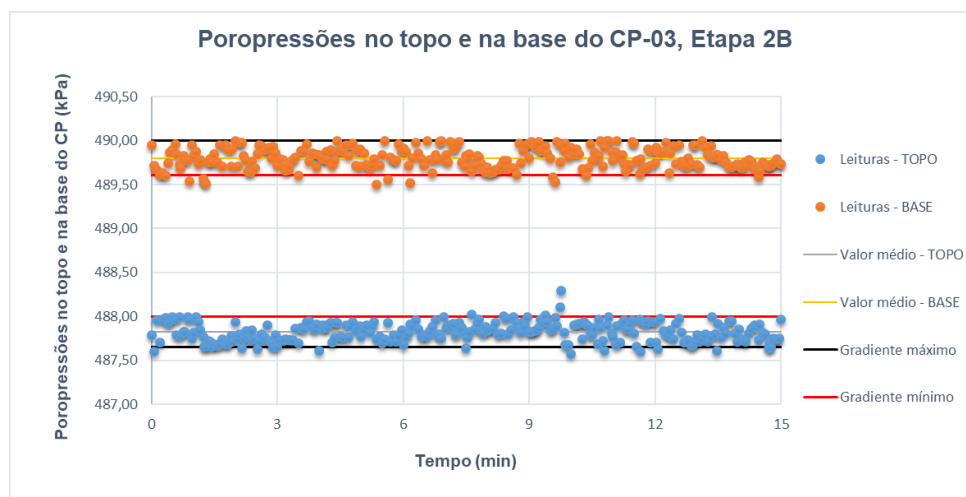


Figura E.35 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 2B do CP-03.

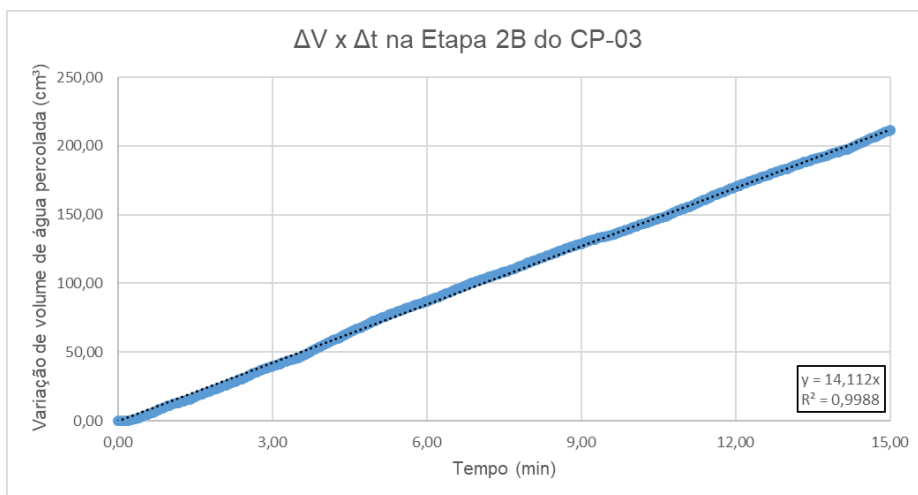


Figura E.36 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 2B do CP-03.

Nas Figuras E.37, E.38, E.39, E.40, E.41 e E.42, a seguir são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) versus variação do tempo ( $\Delta t$ )” de três percolações (3A, 3B e 3D) da Etapa 3 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-03.

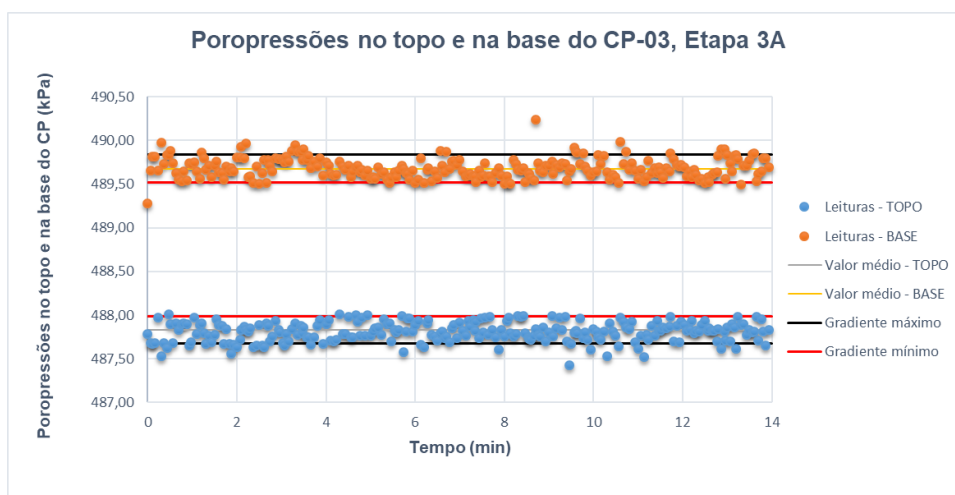


Figura E.37 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3A do CP-03.

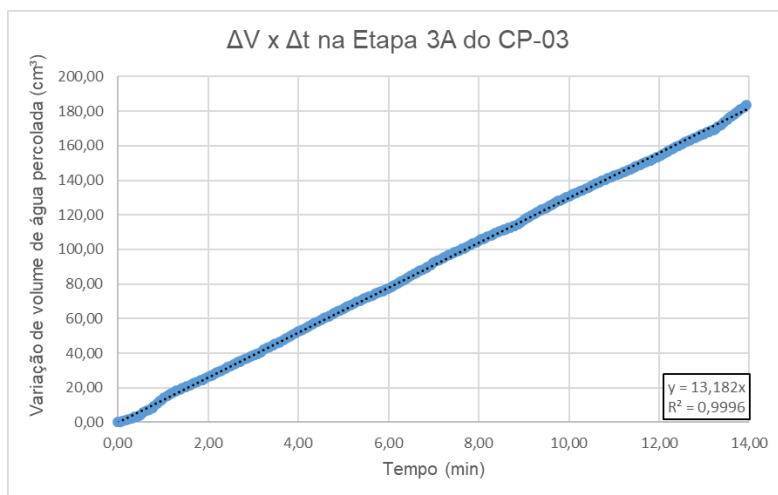


Figura E.38 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 3A do CP-03.

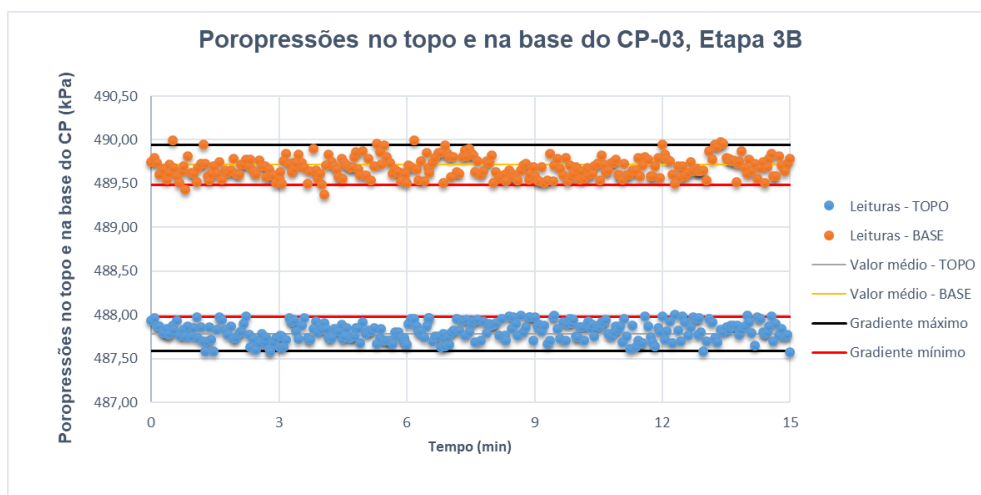


Figura E.39 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3B do CP-03.

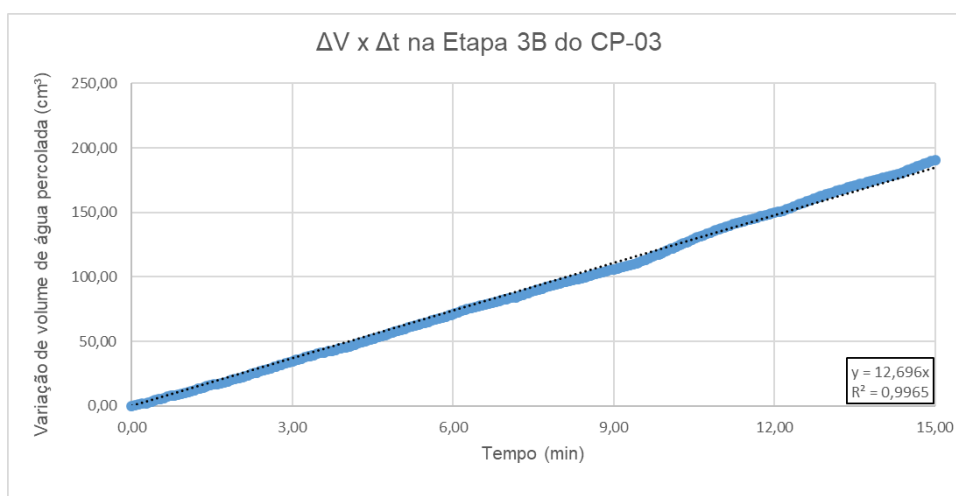


Figura E.40 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 3B do CP-03.

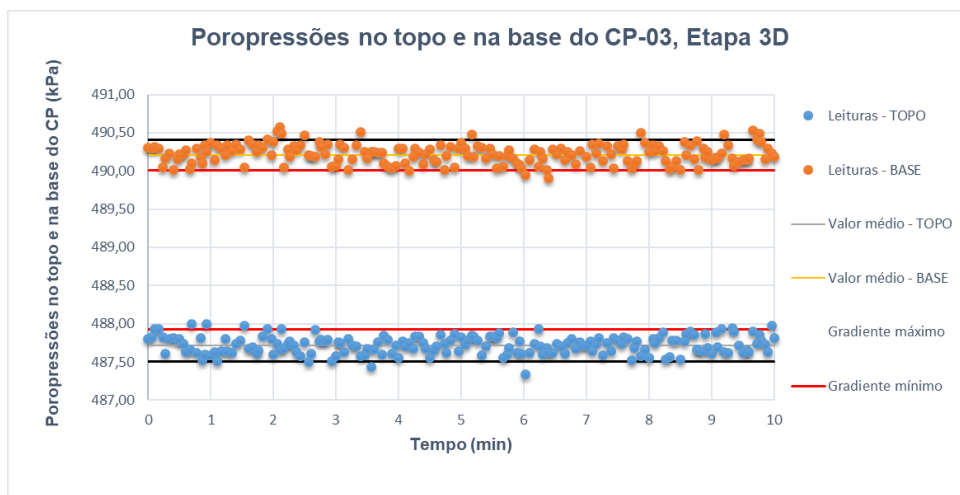


Figura E.41 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3D do CP-03.

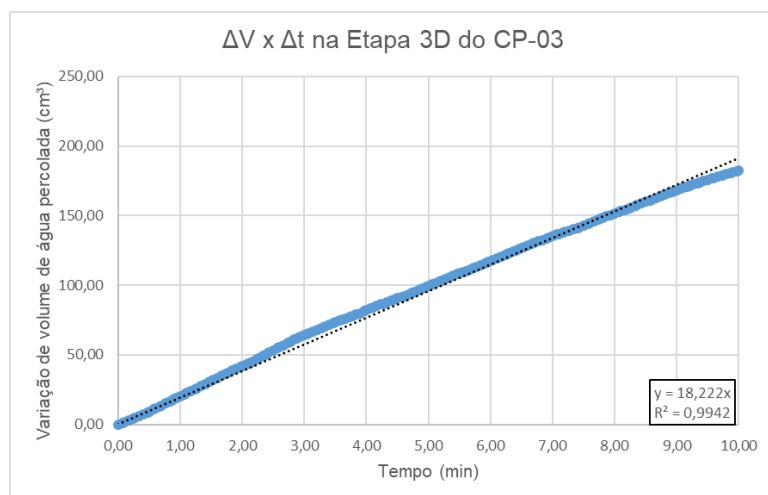


Figura E.42 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 3D do CP-03.

#### E.4.

##### Corpo de prova 04 (CP-04)

Nas Figuras E.43, E.44, E.45 e E.46, a seguir, são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) *versus* variação do tempo ( $\Delta t$ )” de duas percolações (0A e 0B) da Etapa 0 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-04.

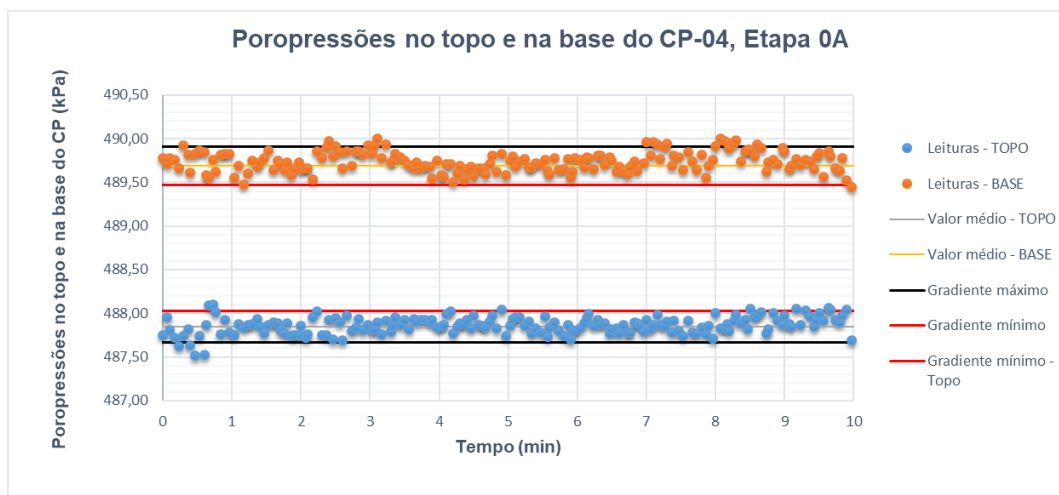


Figura E.43 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0A do CP-04.

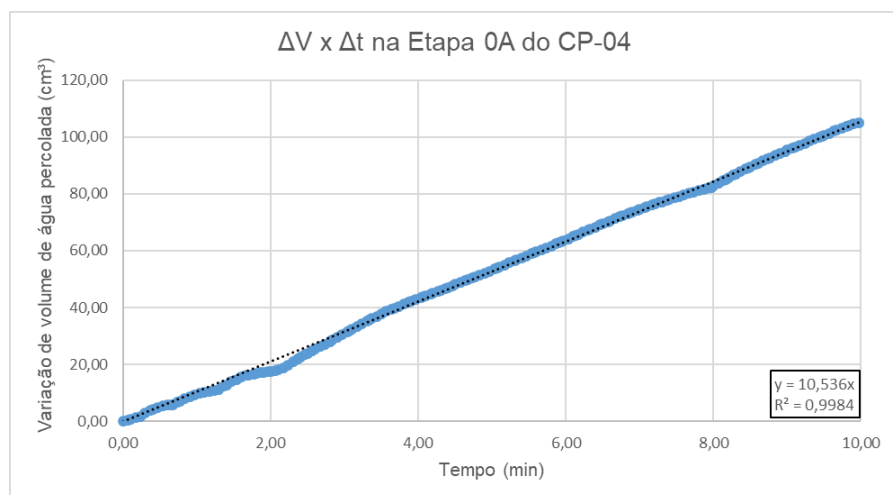


Figura E.44 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 0A do CP-04.

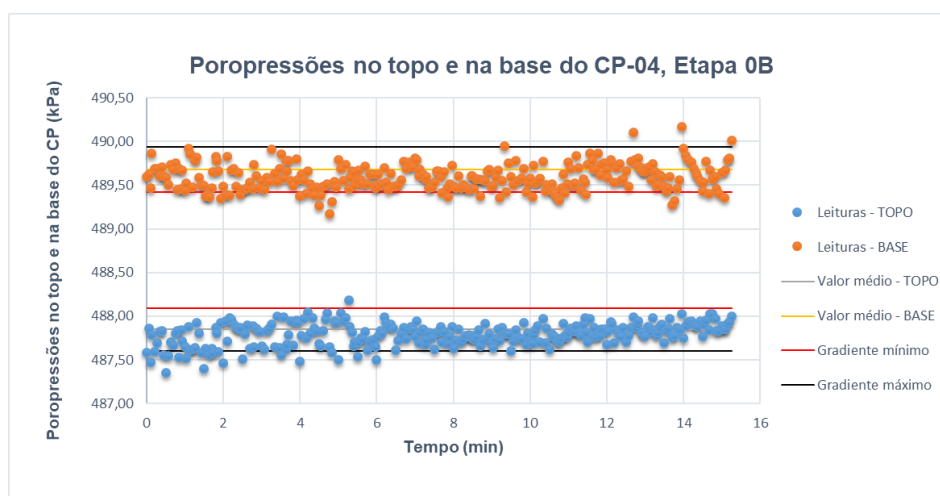


Figura E.45 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 0B do CP-04.



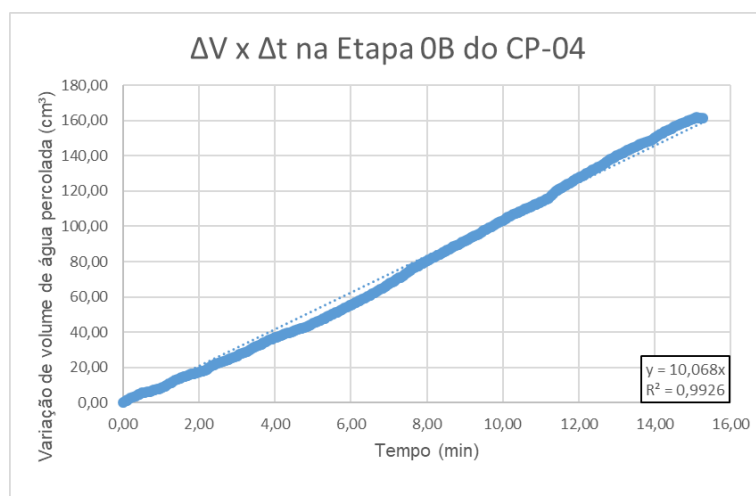


Figura E.46 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 0B do CP-04.

Nas Figuras E.47, E.48, E.49, E.50, E.51 e E.52, a seguir, são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) versus variação do tempo ( $\Delta t$ )” de três percolações (1A, 1B e 1C) da Etapa 1 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-04.

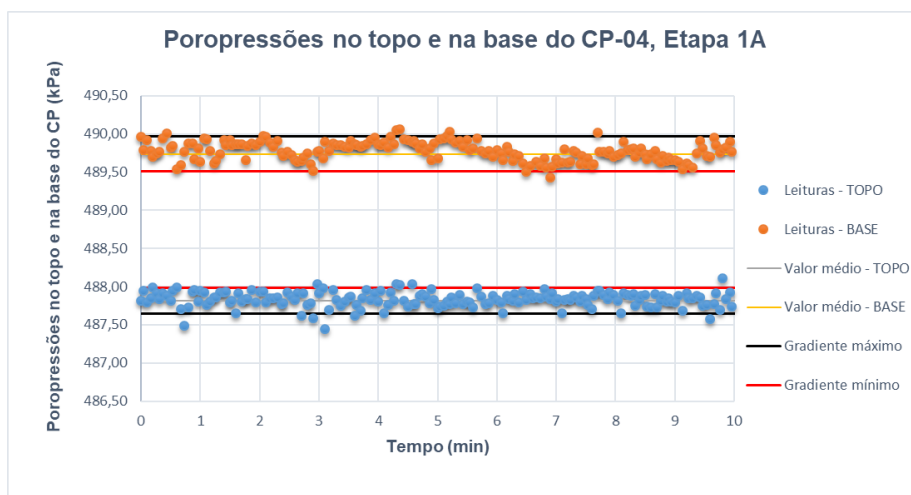


Figura E.47 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1A do CP-04.

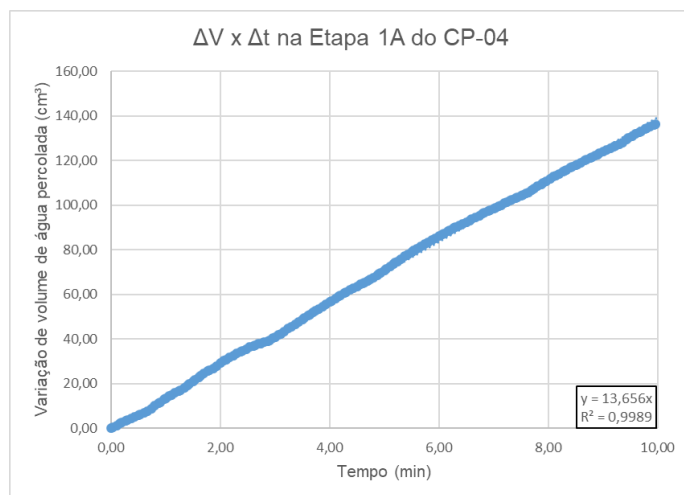


Figura E.48 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 1A do CP-04.

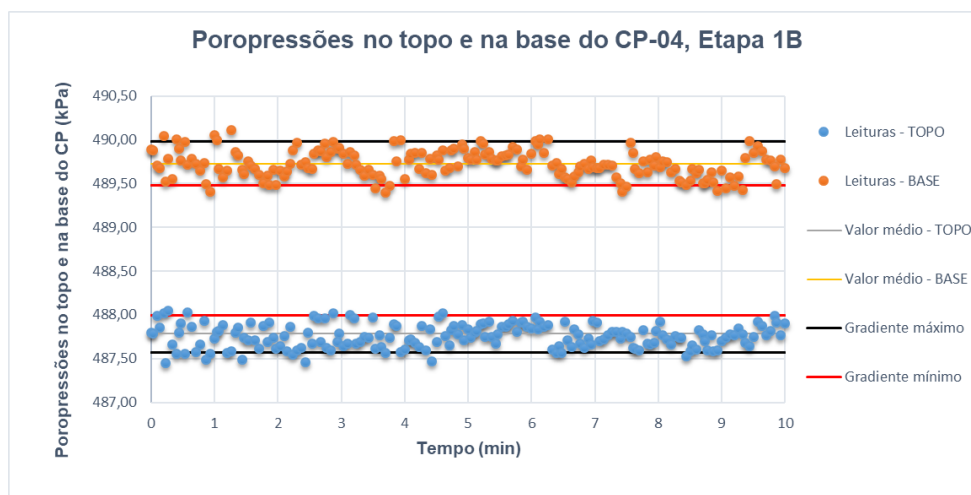


Figura E.49 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1B do CP-04.

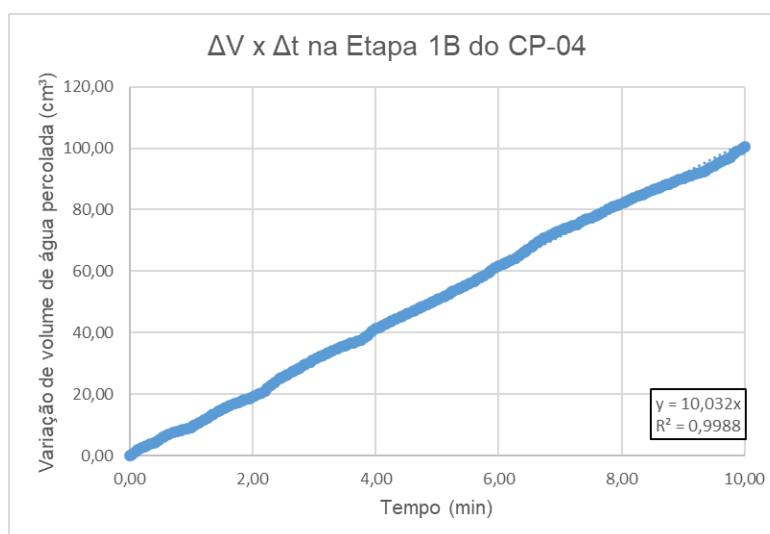


Figura E.50 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 1B do CP-04.

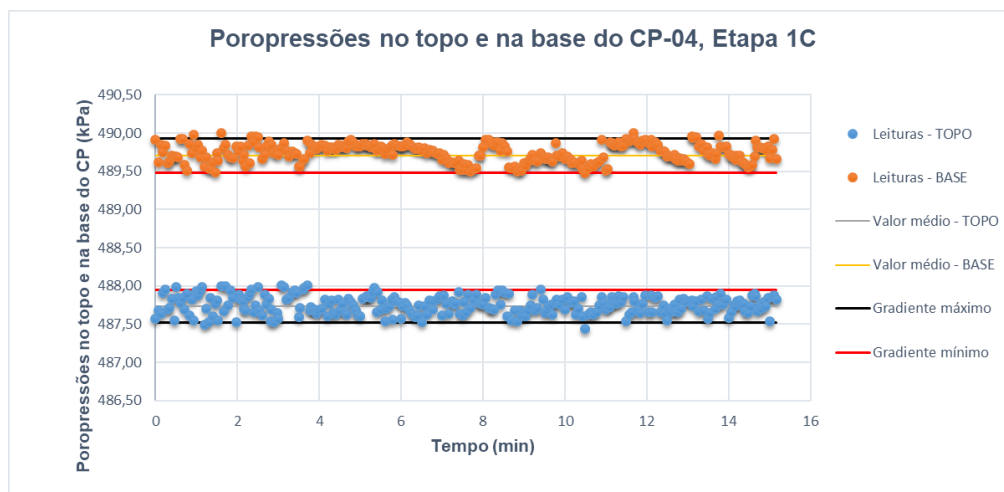


Figura E.51 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 1C do CP-04.

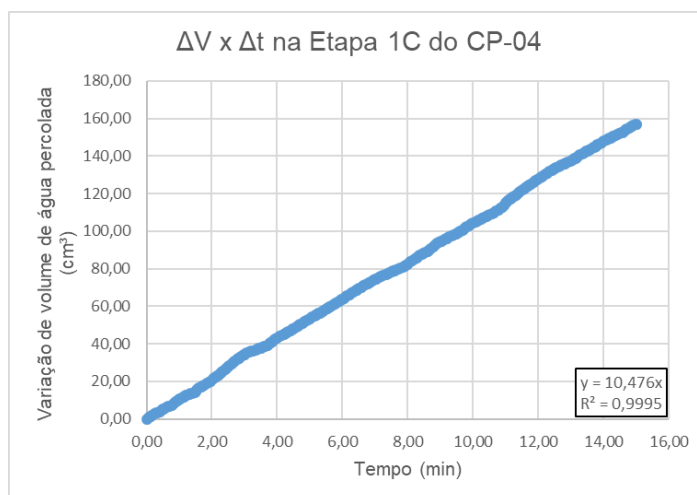


Figura E.52 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 1C do CP-04.

Nas Figuras E.53, E.54, E.55 e E.56, a seguir, são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) *versus* variação do tempo ( $\Delta t$ )” de duas percolações (2A e 2B) da Etapa 2 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-04.

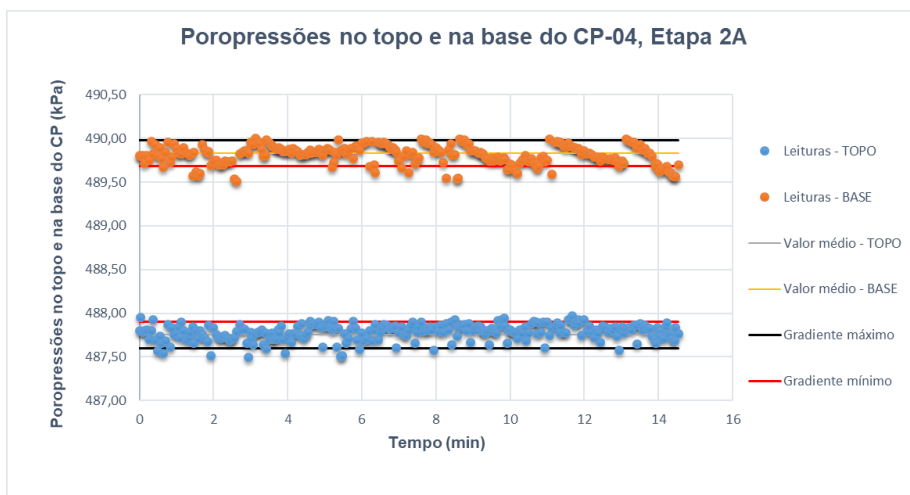


Figura E.53 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 2A do CP-04.

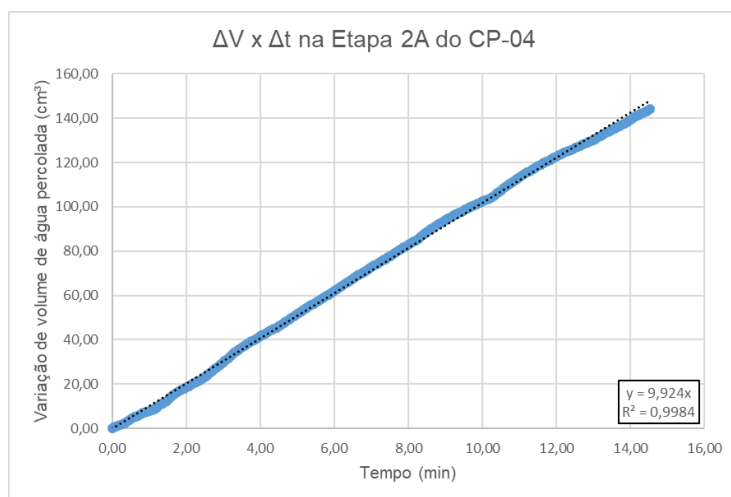


Figura E.54 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 2A do CP-04.

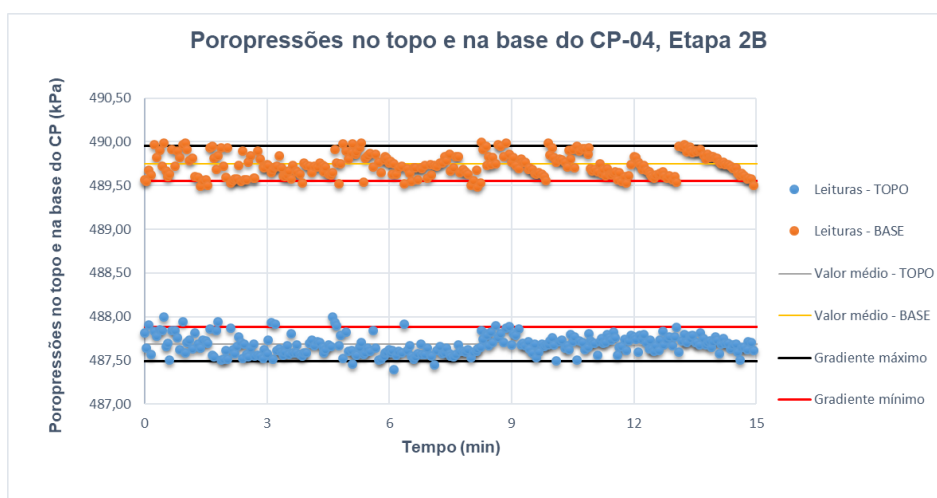


Figura E.55 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 2B do CP-04.

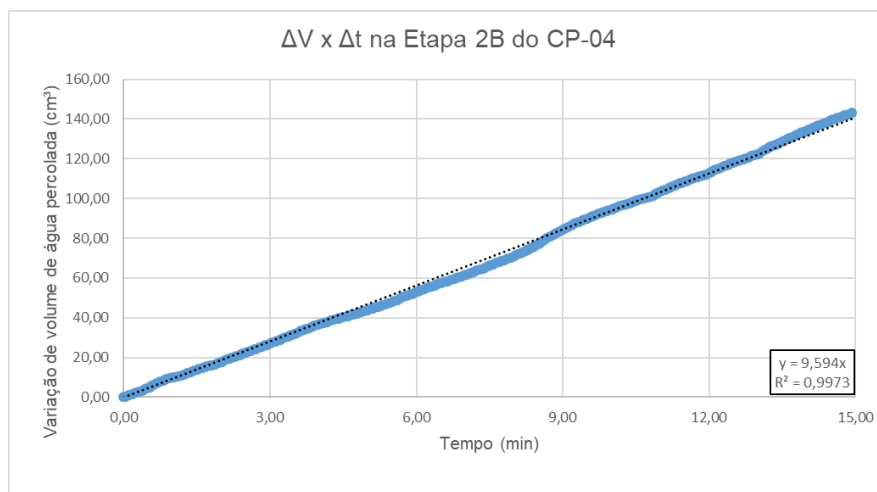


Figura E.56 - Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 2B do CP-04.

Nas Figuras E.57, E.58, E.59 e E.60, a seguir são apresentadas as curvas de variação das poropressões na base e no topo do corpo de prova ao longo do tempo e a curva “variação de volume de água percolada ( $\Delta V$ ) *versus* variação do tempo ( $\Delta t$ )” de duas percolações (3A e 3D) da Etapa 3 do ensaio de permeabilidade realizado no corpo de prova CP-04.

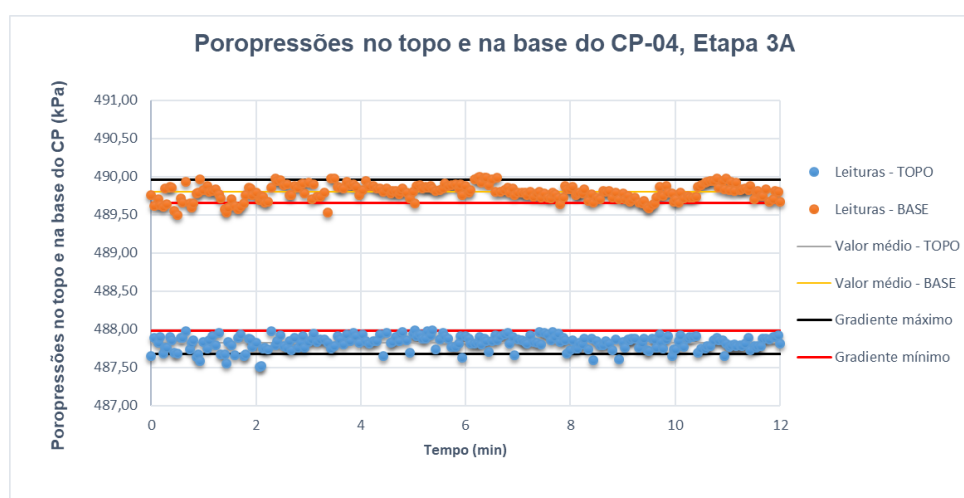


Figura E.57 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3A do CP-04.

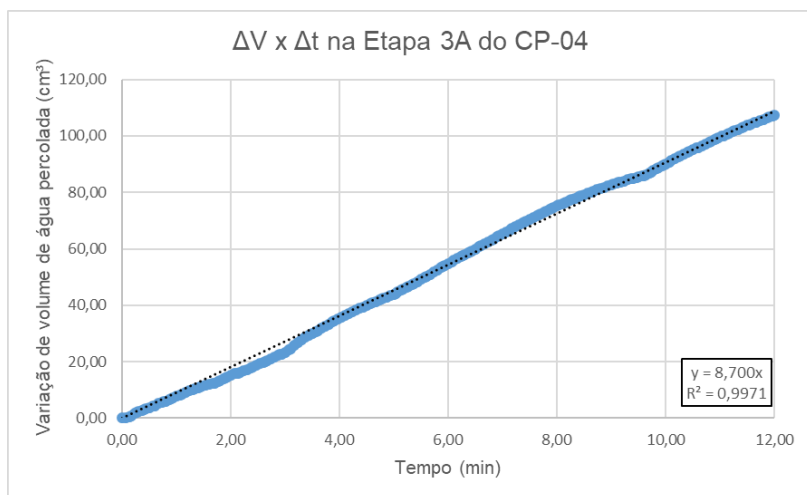


Figura E.58 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 3A do CP-04.

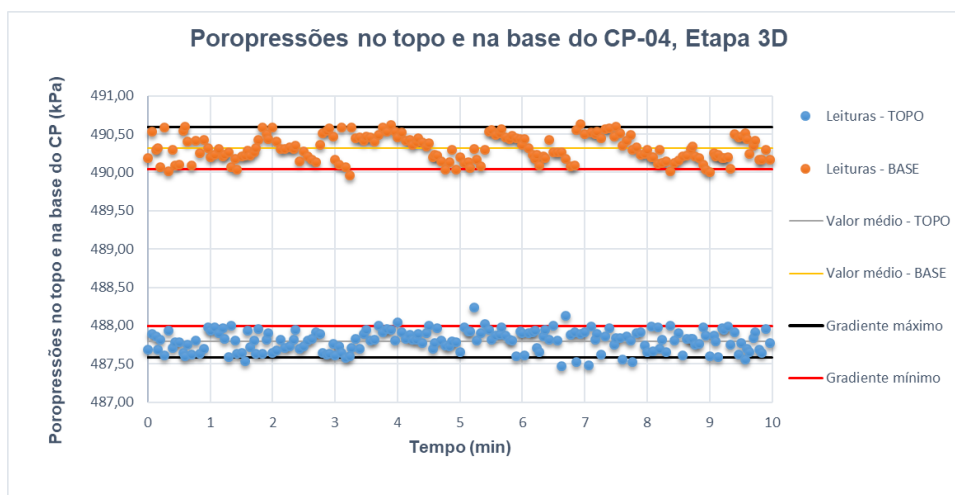


Figura E.59 – Variação das poropressões no topo e na base na percolação 3D do CP-04.

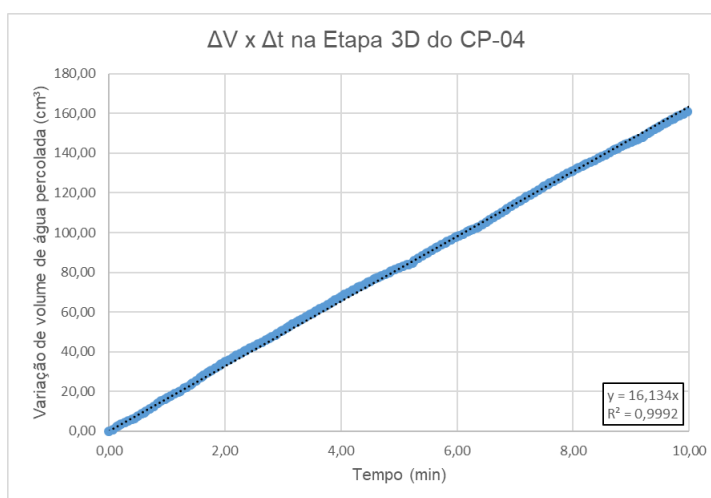


Figura E.60 – Curva  $\Delta V \times \Delta t$  na percolação 3D do CP-04.