



Universidade Federal  
do Rio de Janeiro  

---

Escola Politécnica

## MODELAGEM FÍSICA EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA DE REFORÇO DE SOLOS MOLES COM COLUNAS GRANULARES

Luiza Massari Machado

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheira.

Orientadores: Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida  
Prof.<sup>a</sup> Alessandra Conde de Freitas

RIO DE JANEIRO

ABRIL 2016

MODELAGEM FÍSICA EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA DE REFORÇO DE  
SOLOS MOLES COM COLUNAS GRANULARES

Luiza Massari Machado

PROJETO FINAL SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO DEPARTAMENTO DE  
CONSTRUÇÃO CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRA CIVIL.

Aprovado por:

---

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D. (Orientador)

---

Prof.<sup>a</sup> Alessandra Conde de Freitas, DSc. (Orientadora)

---

Prof. Leonardo de Bona Becker, DSc.

---

Romain Girout, PhD.

---

Samuel Felipe Mollepaza Tarazona, MSc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 2016

Machado, Luiza Massari.

Modelagem física em centrífuga geotécnica de reforço de solos moles com colunas granulares/ Luiza Massari Machado – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2016.

X, 96 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida e Profa. Alessandra Conde de Freitas.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2016.

Referências bibliográficas: p.87 - 90.

1. Coluna Granular 2. Solos Moles 3. Modelagem física  
4. Modelagem Centrífuga 5. Célula unitária 6. Coluna isolada I. de Freitas, Alessandra Conde II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título

## **Agradecimentos**

Aos meus pais, nenhuma palavra seria possível de expressar a gratidão que tenho por tudo que vocês já fizeram e fazem por mim, mas que fique registrado meu muitíssimo obrigada. Amo vocês.

A minha família pelo carinho e amor de sempre, pelos momentos juntos e palavras de incentivo.

A toda equipe do Laboratório de Geotecnia Professor Jacques de Medina da COPPE-UFRJ, sobretudo ao Professor Marcio por possibilitar esta pesquisa, confiar em nosso trabalho e partilhar sua experiência conosco, ao Romain Girout pela paciência, ensinamentos e conversas, a Professora Alessandra pela dedicação na correção deste de projeto, ao Samuel por toda ajuda fundamental no processo executivo dos ensaios e nas discussões que me esclareceram muitas dúvidas, ao Ken Daigo, companheiro de trabalho, que muito nos ajudou. Não poderia deixar de mencionar Pablo Trejo, Mario Nacinovic e Raul Gandarillas, os trabalhos na centrífuga não teriam sido o mesmo sem vocês. Obrigada por toda ajuda.

Por último, mas não menos importante, ao Leonardo Nocito e sua querida família, por todo apoio, paciência e incentivo ao longo destes 7 anos.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenharia Civil.

## MODELAGEM FÍSICA EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA DE REFORÇO DE SOLOS MOLES COM COLUNAS GRANULARES

Luiza Massari Machado

Abril/2016

Orientador: Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida (PhD).

Coorientadora: Profa. Alessandra Conde de Freitas (DSc).

Curso: Engenharia Civil.

Este trabalho visa descrever as etapas preliminares de uma pesquisa que, por sua vez, busca analisar o comportamento dos solos moles para duas situações: sem tratamento e com colunas granulares. O intuito da pesquisa, onde se insere este trabalho, é encontrar os diferentes recalques para ambos os casos, obtendo o fator de redução de recalque  $\beta$ . Assim, pretende-se embasar a utilização de colunas granulares como uma técnica de melhoria de solos moles. Os ensaios foram feitos em centrífugas geotécnicas, que permitem simular tensões de campo de protótipos, em modelos reduzidos por um fator  $N$ . O fator  $N$  em questão corresponde à aceleração a qual a centrífuga estará submetida durante o momento em que se quer estudar. As etapas do ensaio foram elaboradas com intuito de representar as situações de campo da forma mais fiel possível, respeitando os limites dos modelos reduzidos.

<b>Índice</b>	<b>pg</b>
Lista de Figuras .....	VI
Lista de Tabelas .....	X
1 Introdução.....	1
1.1 Motivação e Objetivo.....	1
1.3 Organização do trabalho .....	3
2 Revisão bibliográfica.....	4
2.1 Solos moles .....	4
2.2 Colunas granulares.....	6
2.3 Ensaio T-bar.....	8
2.4 Célula Unitária.....	12
2.5 Colunas Isoladas .....	14
2.6 Materiais utilizados.....	14
2.7 Modelagem física em centrífuga.....	17
2.8 As centrífugas da COPPE-UFRJ .....	20
3 Instrumentação dos ensaios.....	25
3.1 Sensores utilizados.....	25
3.1.1 Transdutores de poropressão .....	25
3.1.2 Transdutores de deslocamento.....	27
3.1.3 Célula de carga .....	29
4 Metodologia geral dos ensaios .....	31
4.1 Descrição geral dos ensaios .....	32
4.2 Testes de pluviação.....	35
5 Centrífuga de braço .....	40
5.1 Ensaios preliminares .....	42
5.1.1 Preparação e adensamento.....	42
5.1.2 Investigação por ensaio T-bar.....	49

5.1.3	Instalação da coluna.....	51
5.1.4	Carregamento.....	54
5.1.5	Investigação por ensaio T-bar.....	56
5.2	Resultados preliminares .....	56
5.3	Conclusões preliminares .....	62
6	Centrífuga de tambor.....	66
6.1	Ensaio preliminares .....	67
6.1.1	Preparação e adensamento.....	67
6.1.2	Investigação por ensaio T-bar.....	72
6.1.3	Instalação da coluna.....	75
6.1.4	Carregamento.....	75
6.1.5	Investigação por ensaio T-bar.....	75
6.2	Resultados Preliminares.....	76
6.3	Conclusões preliminares .....	85
7	Ensaio oficiais e Conclusões gerais .....	86
	Referências bibliográficas .....	87
	ANEXO 1 – OUTRA ABORDAGEM DA EQUIVALÊNCIA DE TENSÕES EM MODELO E PROTÓTIPO.....	91
	ANEXO 2 – CÁLCULO DA DENSIDADE RELATIVA MÁXIMA EM AREIAS ....	92
	ANEXO 3 – CÁLCULO DO TEMPO TEÓRICO DE ADENSAMENTO.....	94
	ANEXO 4 – CÁLCULO TEÓRICO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA, $S_u$ , EM RAZÃO DAS PLACAS DE ADENSAMENTO UTILIZADAS .....	96

## Lista de Figuras

Figura 1: Esquema dos métodos construtivos de aterro sobre solos moles (ALMEIDA e MARQUES, 2010). .....	1
Figura 2: Áreas de pesquisa desenvolvidas em solos moles sob coordenação do Prof. Márcio Almeida.....	2
Figura 3: Representação esquemática do mecanismo de transferência de carga (FAGUNDES <i>et al</i> , 2015). .....	7
Figura 4: Desenho simplificado de T-bar e poropressões atuantes (ALMEIDA e MARQUES, 2010). .....	9
Figura 5: T-bar e o seu respectivo atuador com a célula de carga, centrífuga de braço.	10
Figura 6: Aba do programa responsável pelo comando vertical do atuador na centrífuga de braço.....	10
Figura 7: T-bar com célula de carga e o conjunto com seu respectivo atuador, centrífuga de tambor. ....	11
Figura 8: Programa responsável por comandar o atuador na centrífuga de tambor, verticalmente. ....	11
Figura 9: Esquemas da área de influência das colunas de acordo com sua distribuição (LIMA, 2012). .....	12
Figura 10: Esquema de simulação da célula unitária. ....	13
Figura 11: Tipos mais usuais de malhas de colunas granulares (BALAAM e POULOS, 1983). .....	13
Figura 12: Esquema das diferentes configurações das colunas e seus respectivos tipos de ruptura (LIMA, 2012). .....	14
Figura 13: Curva granulométrica obtida para o caulim (SILVA, 2015). ....	15
Figura 14: Curva granulométrica da areia de são Francisco (PACHECO, 2006). .....	16
Figura 15: Princípio fundamental da modelagem em centrífuga (MADABHUSHI, G., 2014). .....	17
Figura 16: Comparação visual dos tamanhos de diferentes tipos de solos.....	19
Figura 17: Centrífuga de tambor COPPE-UFRJ na sua posição de voo, horizontal. ....	20
Figura 18: Centrífuga de tambor em duas posições distintas, durante basculamento e vertical, respectivamente (PACHECO, 2006). .....	21
Figura 19: Painel de controle da centrífuga de tambor (PACHECO, 2006) e sistema de aquisição de dados Logs. ....	21

Figura 20: Caixa utilizada na centrífuga de tambor com respectivas dimensões.....	22
Figura 21: Esquema representativo da centrífuga de braço.....	23
Figura 22: Centrífuga de braço da COPPE-UFRJ.....	24
Figura 23: Painel digital de controle da centrífuga e seu sistema de aquisição de dados Acqclipse.....	24
Figura 24: Caixa da centrífuga de braço com suas respectivas dimensões. ....	24
Figura 25: Transdutor de poropressão (TREJO, 2015). ....	26
Figura 26: Curva de calibração de um dos PPTs e sua equação de calibração. ....	27
Figura 27: Sensor de deslocamento LVDT (TREJO, P.C. N., 2015).....	27
Figura 28: Sensor de deslocamento a laser (TREJO, P.C. N., 2015). ....	28
Figura 29: Curva de calibração do LVDT utilizado na centrífuga de tambor. ....	28
Figura 30: Curva de calibração do laser da centrífuga de braço. ....	29
Figura 31: Sensor de medição de força, célula de carga (TREJO, P.C. N., 2015).....	29
Figura 32: Configuração do procedimento de calibração da célula de carga para compressão (TREJO, 2015).....	30
Figura 33: Curva de calibração do laser da centrífuga de braço. ....	30
Figura 34: Esquema da organização deste trabalho.....	31
Figura 35: Esquema típico de carregamento em ambas as centrífugas. ....	33
Figura 36: Curvas backbone obtidas em diversos estudos (TREJO, P. C., 2015).....	34
Figura 37: Esquema geral dos ensaios sem instalação de coluna.....	35
Figura 38: Esquema geral dos ensaios com instalação de colunas.....	35
Figura 39: Realização de um dos testes com altura constante e esquema do sistema de pluviação.....	37
Figura 40: Resultados obtidos nos ensaios por funil - altura de queda variável. ....	39
Figura 41: Resultados obtidos nos ensaios por funil - altura de queda constante. ....	39
Figura 42: Gráfico com resultados para as duas metodologias com o funil de 2 mm....	40
Figura 43: Placas de diferentes diâmetros utilizadas nos ensaios. ....	41
Figura 44: Representação de situação típica de interação de uma fundação com coluna granular.....	42
Figura 45: Água sendo vertida no recipiente para pesagem e a massa sendo misturada no <i>mixer</i> . ....	43
Figura 46: Caixa com o geotêxtil instalado e com o suporte do PPT.....	43
Figura 47: Caixa com geotêxtil instalado e as direções de drenagem. ....	44
Figura 48: Enchimento da caixa pelo método dos grumos (TREJO, 2015).....	44

Figura 49: Solo arrasado e verificação da altura desejada.....	45
Figura 50: Colocação das placas envoltas por geotêxtil.....	46
Figura 51: Caixa fixada à centrífuga com o LVDT instalado. ....	47
Figura 52: Curva típica de recalque (mm) <i>versus</i> tempo (min) em modelo.....	48
Figura 53: Curva típica de recalque (m) <i>versus</i> tempo (min) em protótipo. ....	48
Figura 54: Curva típica de poropressão (kPa) <i>versus</i> tempo (min) com base em instrumentação instalada a 40 mm da base.....	49
Figura 55: Posição, em planta, em que o ensaio de T-bar foi realizado.....	50
Figura 56: Curva típica de resistência não drenada (kPa) <i>versus</i> profundidade (m). ....	51
Figura 57: Spray lubrificante e tubo vazado.....	52
Figura 58: Guia e cilindro maciço para instalação por deslocamento. ....	53
Figura 59: Pluviação sendo executada. ....	54
Figura 60: Configuração do ensaio após carregamento com duas placas distintas. ....	55
Figura 61: Curva típica de recalque (mm) <i>versus</i> tempo (min) obtida durante o carregamento da coluna. ....	55
Figura 62: Curva de resistência ao cisalhamento na condição não drenada $S_u$ (kPa) <i>versus</i> profundidade (m) obtida no 1º ensaio (protótipo). ....	56
Figura 63: Curva de resistência ao cisalhamento na condição não drenada $S_u$ (kPa) <i>versus</i> profundidade (m) obtida no 7º ensaio (protótipo). ....	57
Figura 64: Curva de resistência ao cisalhamento na condição não drenada $S_u$ (kPa) <i>versus</i> profundidade (m) obtida nos 8º, 9º e 10º ensaio (protótipo). ....	58
Figura 65: Curvas recalque (mm) <i>versus</i> tempo (min) obtidas no 8º,9º e 10º ensaio (modelo). ....	59
Figura 66: Coluna cortada longitudinalmente, após o 10º ensaio. ....	60
Figura 67: Detalhe das dimensões da coluna no topo e na base após carregamento.....	61
Figura 68: À esquerda, curvas de OCR em função da profundidade obtidas em ensaios realizados com as 3 placas de adensamento. À direita, detalhe aproximado das mesmas curvas.....	62
Figura 69: Curvas tensão (kPa) <i>versus</i> deformação (%) da areia de São Francisco (GUIMARÃES, 2014).....	65
Figura 70: Células unitárias de diferentes diâmetros.....	67
Figura 71: Placas de carregamento de cada célula unitária. ....	67
Figura 72: Caixa sendo preenchida com caulim pela técnica de grumos. ....	68
Figura 73: PPT localizado a 5,5cm inserido na camada de caulim. ....	68

Figura 74: PPT localizado abaixo do geotêxtil.....	69
Figura 75: Caixa e célula unitária sendo preenchidas pela técnica de grumos.....	70
Figura 76: Laser e vigas de apoio posicionados. ....	70
Figura 77: Sistema de drenagem na centrífuga e o sistema de controle com o botão de acionamento.....	71
Figura 78: Curva típica do PPT hidrostático da centrífuga de tambor. ....	72
Figura 79: Esquema do <i>standpipe</i> . ....	73
Figura 80: Sistema de abastecimento de água. ....	74
Figura 81: Sistema de abastecimento d'água e <i>standpipe</i> dentro da centrífuga.....	74
Figura 82: Resultados obtidos no 4° ensaio para um T-bar central e outro a -8°.....	76
Figura 83: Esquema de instalação da célula unitária na centrífuga.....	77
Figura 84: Gráfico obtido após adensamento do 5° ensaio, curvas atípicas. ....	78
Figura 85: Novas células unitárias fabricadas. ....	79
Figura 86: Novo fluxograma da metodologia de ensaio na centrífuga de tambor. ....	79
Figura 87: Curvas de resistência não drenada (kPa) <i>versus</i> profundidade (m), obtidas por instrumentação no centro da caixa nos casos de drenagem 1D e 2D (protótipo).....	80
Figura 88: Curvas de resistência não drenada (kPa) <i>versus</i> profundidade (m), obtidas por instrumentação na extremidade da caixa nos casos de drenagem 1D e 2D (protótipo). .	81
Figura 89: Esquema de fluxo sistema 1D.....	83
Figura 90: Ilustração da influência negativa do sistema de <i>standpipe</i> no adensamento.	84

## Lista de Tabelas

Tabela 1: Caracterização das argilas quanto ao $N_{spt}$ e $S_u$ . .....	5
Tabela 2: Relações dos diâmetros e áreas de influência de acordo com o tipo de malha (BALAAM e POULOS, 1983).....	13
Tabela 3: Composição granulométrica da amostra (SILVA, 2015). .....	15
Tabela 4: Parâmetros do caulim (TREJO, P.C. N., 2015). .....	15
Tabela 5: Parâmetros de resistência e propriedades físicas da areia ensaiada (PACHECO, 2006). .....	16
Tabela 6: Relações entre modelo e protótipo para modelagem em centrífugas. ....	18
Tabela 7: Resultados obtidos - Metodologia de altura variável (tubo parado). .....	37
Tabela 8: Resultados obtidos - Metodologia de altura constante (tubo se movendo constantemente). .....	38
Tabela 9: Características dos carregamentos aplicados nas colunas isoladas na centrífuga de braço. ....	41
Tabela 10: Valores teóricos de $S_u$ em função da espessura da camada e de placa de adensamento. ....	58
Tabela 11: Tabela comparativa das placas de carregamento e respectivos recalques. ....	59
Tabela 12: Recalques em protótipo obtidos nos ensaios 8, 9 e 10. ....	63
Tabela 13: Espaçamento das colunas e área de influência de acordo com o diâmetro de influência. ....	66
Tabela 14: Características dos carregamentos aplicados nas células unitárias na centrífuga de tambor. ....	66
Tabela 15: Resumo comparativo de resultados obtidos nos ensaios em 1D e 2D. ....	81
Tabela 16: Valores teóricos de $S_u$ em função da espessura da camada e de placa de adensamento. ....	82

# 1 Introdução

## 1.1 Motivação e Objetivo

Com a crescente ocupação urbana dos solos no Brasil, e especificamente no Rio de Janeiro, tornou-se necessária a construção em solos com características de resistência e de deformabilidade desfavoráveis. Estas adversidades referentes aos solos motivaram a busca de técnicas que permitissem o melhoramento e trabalhabilidade dos ditos solos moles.

Para possibilitar a construção sobre estes solos é necessário, muitas vezes, executar-se primeiramente um aterro. Este aterro serve como plataforma para apoiar parte das estruturas que serão construídas.

Ao longo dos anos e em função das experiências adquiridas, as diferentes técnicas desenvolvidas visaram reduzir ou eliminar os efeitos negativos observáveis em obras de solos moles (aterros e construções). Podemos dividi-las em três tipos: as que aumentam a estabilidade do solo mole ou sua resistência; as que aceleram os efeitos do adensamento, como o uso de drenos ou sobrecargas temporárias e as que atuam em ambas as frentes (ALMEIDA e MARQUES, 2010). O esquema apresentado abaixo na Figura 1 elucida como são caracterizadas as diferentes técnicas.

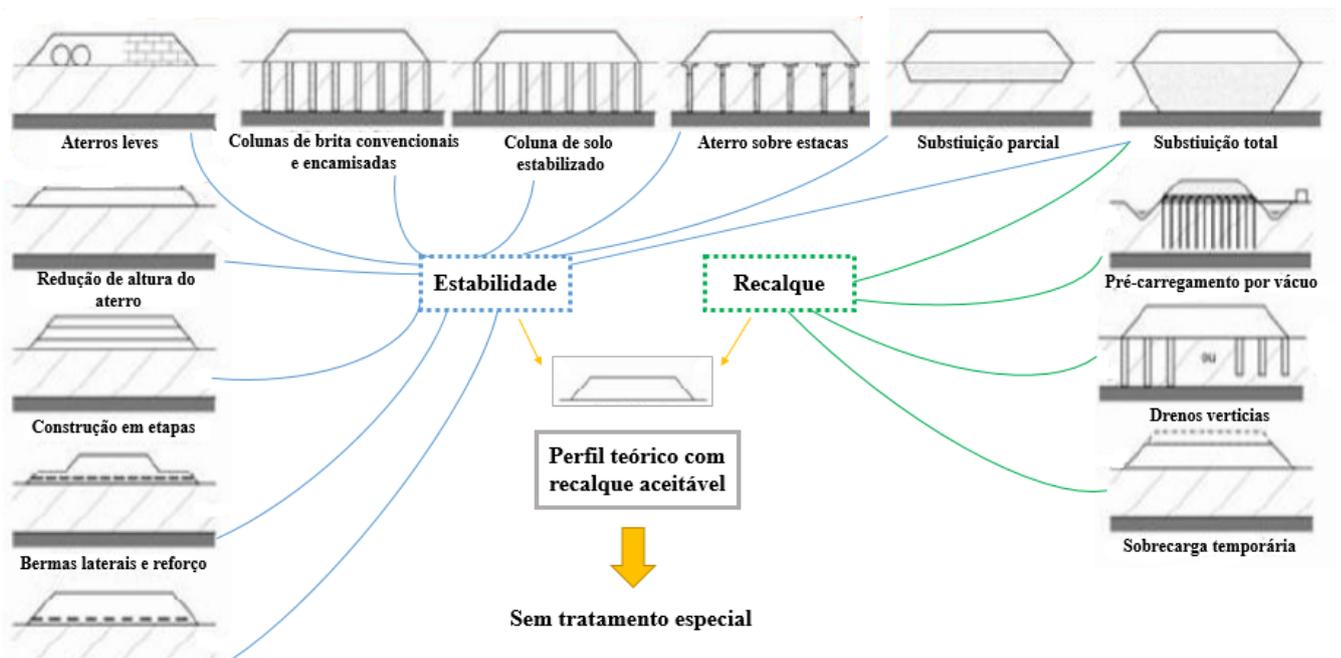
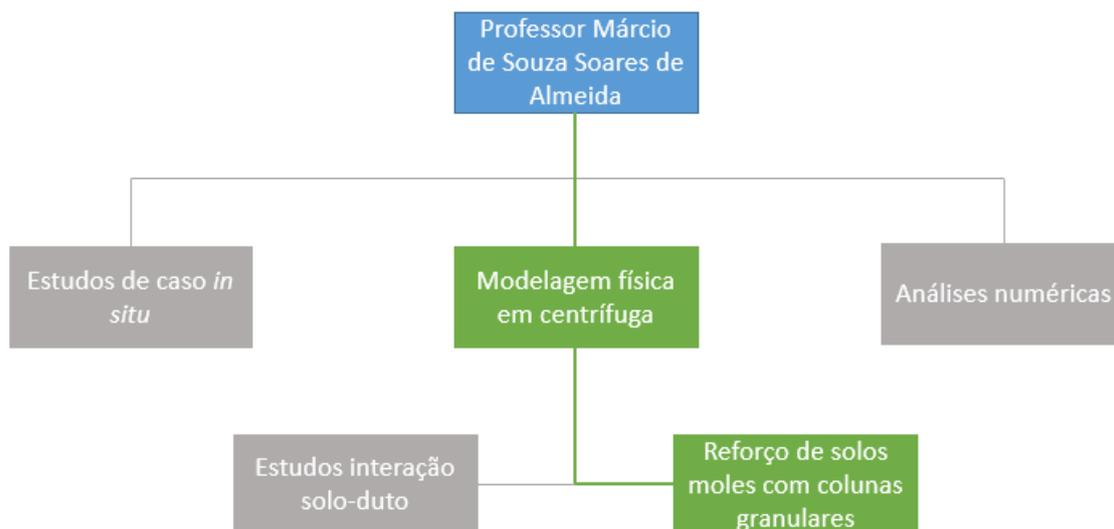


Figura 1: Esquema dos métodos construtivos de aterro sobre solos moles (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

A escolha da técnica mais adequada será dependente do tempo, recursos financeiros disponíveis e condições observadas em cada caso.

O presente trabalho é parte de um extenso programa de pesquisa na área de solos moles coordenado pelo Professor Márcio de Souza Soares de Almeida, no Laboratório de Geotecnia da COPPE-UFRJ. O programa de pesquisa subdivide-se em três áreas distintas, conforme apresentado na Figura 2.



**Figura 2: Áreas de pesquisa desenvolvidas em solos moles sob coordenação do Prof. Márcio Almeida.**

A pesquisa, da qual este trabalho faz parte, está inserida no segmento destacado em verde na Figura 2, modelagem física em centrífugas e é desenvolvida pelo PhD Romain Girout em seu trabalho de pós-doutorado. Simultaneamente a ela são realizados ensaios que abrangem outro tema, o estudo da interação solos-dutos. Dentro desses dois grandes âmbitos de pesquisa, são desenvolvidos trabalhos, que estão relacionados com esses dois temas, como teses de doutorado, teses de mestrado e trabalhos de conclusão de curso de graduação, como é o caso deste presente estudo.

O objetivo da presente pesquisa de reforço de solos moles com colunas granulares é respaldar o uso desta técnica como uma das formas de melhoramento de solos moles. O estudo será feito observando-se e comparando-se, através de modelagem física em centrífuga geotécnica, o comportamento dos solos virgens e melhorados. A análise do parâmetro fator de redução de recalque,  $\beta$ , permite uma abordagem da questão da melhoria, por conta da avaliação quantitativa dos recalques observados. Sendo  $\beta$  definido como a razão entre os recalques para a situação sem tratamento e o recalque para a

situação com melhorias. Quanto maior o seu valor, mais eficaz é a solução adotada na redução de recalques.

Este trabalho de conclusão de curso, por sua vez, descreverá os procedimentos, raciocínios e metodologias empregadas para que a pesquisa se cumpra com sucesso. Abordando desde as primeiras atividades desenvolvidas até o final da execução de todos os ensaios preliminares que antecederam os ensaios oficiais. Objetiva também, a disseminação dos conhecimentos básicos sobre centrífuga geotécnica, aprendidos durante a realização dos ensaios e elaboração deste trabalho, para alunos de graduação através de uma linguagem simples. Deste modo, pretende-se tornar esta poderosa ferramenta de estudo dos problemas geotécnicos mais acessível aos estudantes.

### **1.3 Organização do trabalho**

No primeiro capítulo é apresentada a motivação e o objetivo do presente trabalho. A organização do trabalho também é mostrada neste item.

No segundo capítulo, foi feita uma revisão bibliográfica para contextualizar o leitor a respeito do conteúdo tratado.

O terceiro capítulo apresenta os sensores utilizados na instrumentação dos ensaios e a calibração dos mesmos.

O quarto capítulo apresenta a concepção básica dos ensaios (comum aos ensaios das duas centrífugas) e o trabalho de pluviação feito, para definir a metodologia de instalação da coluna.

No capítulo seguinte, são detalhados os ensaios preliminares da centrífuga de braço, bem como os resultados obtidos, análises e suas conclusões.

O sexto capítulo detalha os ensaios preliminares da centrífuga de tambor, bem como os resultados obtidos, análises e suas conclusões.

O capítulo sete apresenta uma previsão de resultados para os ensaios oficiais, as conclusões inferidas até este momento da pesquisa e sugestões futuras para sua continuidade.

Finalmente, são destacadas todas as referências bibliográficas consultadas ao longo do trabalho.

## 2 Revisão bibliográfica

É necessário, antes que se comece a discorrer sobre a pesquisa, definir os elementos principais associados à mesma. Neste capítulo, os principais conceitos serão abordados com base na literatura especializada difundida no âmbito acadêmico.

### 2.1 Solos moles

A decomposição das rochas e o conjunto de processos químicos, físicos e biológicos que atuam nelas são os responsáveis pela formação dos solos (PINTO, 2012). Quanto à gênese são classificados como solos residuais e solos sedimentares. Mas, podem ser classificados de outras maneiras, como por exemplo em função do tamanho e composição química de suas partículas.

Como os solos se originam de rochas, que são compostas por um ou mais minerais, possuem características relacionadas aos minerais que a compõem. Devido a sua estrutura atômica, as partículas componentes dos argilo minerais têm a tendência de reter a água em seu interior, contribuindo para suas características de alta compressibilidade e baixa capacidade de suporte (PINTO, 2012). Cumpre salientar que existem, também, solos que contem, além dos minerais, matéria orgânica em sua composição.

Os solos moles são encontrados ao longo de toda a costa do Brasil e especificamente no Rio de Janeiro, na Zona Oeste como nos bairros da Barra da Tijuca e Recreio (LIMA, 2012) e nas regiões de baixada, como por exemplo Duque de Caxias (arredores do Rio Sarapuí). Nas demais cidades como Santos, Recife e Florianópolis também se faz presente. Esses depósitos não são exclusivamente da costa do país, sendo encontrados também na área continental, em regiões aluviais, como é o caso de Mato Grosso do Sul (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Outro atributo marcante nesses solos é a baixa permeabilidade. Com coeficiente de permeabilidade da ordem de  $10^{-7}$  a  $10^{-9}$  m/s, os solos moles podem tornar o processo de recalque muito moroso, retardando o cronograma da obra ou surpreendendo o empreendimento finalizado com deslocamentos verticais excessivos, comprometendo a funcionalidade e segurança do local.

Estes solos podem ser identificados, de uma forma mais prática, por parâmetros de resistência. Estes são, o seu índice de resistência à penetração,  $N$ , e a sua resistência

não drenada,  $S_u$ . Caso sejam menor que 5 ou menor que 50 kPa, respectivamente, podem ser enquadrados como moles. A Tabela 1 abaixo mostra como se caracterizam os solos argilosos, frente a esses dois índices,  $N_{spt}$  e  $S_u$ , de acordo com TERZAGHI (1943) e ABNT-NBR 7250 (1982), respectivamente.

**Tabela 1: Caracterização das argilas quanto ao  $N_{spt}$  e  $S_u$ .**

Caracterização da argila - $N_{spt}$ e $S_u$		
Consistência da argila	$N_{spt}$	$S_u$
Muito mole	$\leq 2$	$< 25$
Mole	3 a 5	25 a 50
Média	6 a 10	50 a 100
Rija	11 a 19	100 a 200
Muito rija	$> 19$	200 a 400
Dura	-	$> 400$

A fração de argila e silte do solo é que propicia este tipo de comportamento. Assim, os materiais considerados como mole são os solos argilosos e siltosos (PINTO, 2012).

Outra característica inerente a este tipo de material é o fato de seu comportamento tensão deformação ser afetado pela história de tensões a que ele foi submetido. Um parâmetro quantitativo desta característica é o OCR (*Over Consolidation Ratio*, do inglês) ou Razão de Sobreadensamento. O OCR é definido conforme a equação abaixo.

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}$$

onde:

$\sigma'_{vm}$ : é a tensão efetiva de pré-adensamento ou máxima tensão vertical efetiva a que o solo já esteve submetido e

$\sigma'_{v0}$ : é a tensão vertical efetiva de campo.

Logo, percebe-se que para solos normalmente adensados, ou seja, jamais expostos a uma tensão maior do que a vigente, OCR será igual a 1. Enquanto que, para solos sobreadensados, aqueles que já sofreram os efeitos de uma tensão vertical maior que a atual, o OCR será maior que 1.

## 2.2 Colunas granulares

O primeiro registro de uso de colunas granulares para fins de suportes de fundação foi feito pelos engenheiros do exército francês, em 1830. Por cem anos a tecnologia desenvolvida permaneceu esquecida, quando por volta de 1930, alemães e americanos voltaram a investir no aperfeiçoamento desta técnica (WEI HU, 1995).

Com isso, as colunas granulares se tornaram uma das técnicas mais utilizadas no mundo por sua versatilidade e eficiência na redução dos recalques sofridos pelo solo mole. Essa diminuição é devida ao aumento da capacidade de carga do solo, decorrente da inserção de material mais resistente (brita ou areia) no solo compressível (LIMA, 2012).

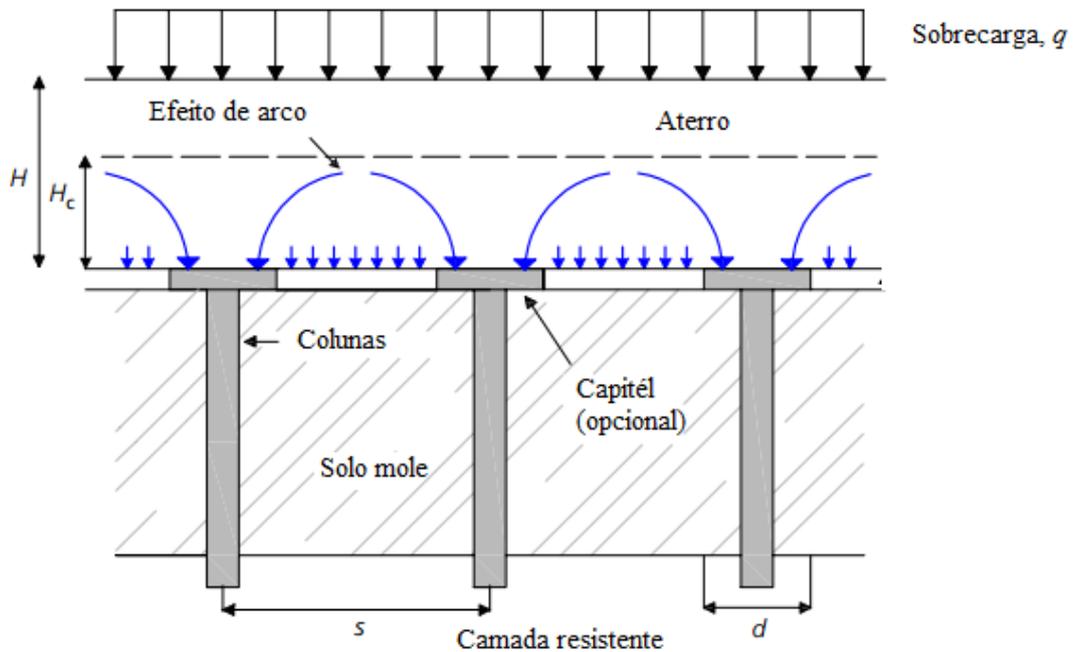
Por se tratar de um material granular de maior permeabilidade que a argila, as colunas atuam também como drenos, acelerando o processo de adensamento e enrijecendo o material mole. Para projetos cujos prazos executivos são exíguos, torna-se uma grande vantagem.

Pode-se trabalhar com dois tipos de colunas granulares, que se diferem quanto a transferência de carga. As colunas fixas, que são assentes em solos considerados competentes e as colunas flutuantes, que não atingem o final da camada mole. No caso das primeiras, o recalque será menor e no caso das colunas flutuantes, objetiva-se aumentar a estabilidade do conjunto aterro-solo (LIMA, 2012).

Dois modos de instalação das colunas são usualmente praticados. Um em que os deslocamentos laterais da argila são praticamente inexistentes, ou seja, o material é retirado e substituído pelo material granular. E outro, mais disseminado, em que ocorrem deslocamentos laterais da argila, sendo o procedimento mais utilizado, a vibrossubstituição, que pode ser vista detalhadamente em ALMEIDA e MARQUES, (2010). Para se obter um resultado apropriado, do ponto de vista técnico, é recomendada a substituição, em área, de 10 a 50% do solo mole por material granular (LIMA, 2012).

O funcionamento das colunas granulares foi explicado por TERZAGHI (1943), através da teoria do arqueamento. É elucidado, que no início do carregamento materiais menos resistentes sofrem um deslocamento vertical maior. Este deslocamento, cria uma força de atrito na zona de contato entre o material de maior resistência e o de menor. Esta força de atrito é responsável por transferir a carga que deveria ser suportada pela argila

para as colunas granulares, ou seja, o material granular começa a suportar parte dos esforços que seriam suportados apenas pela camada mole. Desta forma as tensões são distribuídas em forma de arco entre as colunas vizinhas, a Figura 3 ilustra isso.



**Figura 3: Representação esquemática do mecanismo de transferência de carga (FAGUNDES *et al*, 2015).**

Um índice importante nas relações colunas/solos é o fator de redução de recalque,  $\beta$ , definido pela expressão abaixo:

$$\beta \text{ ou } FRR = \frac{\rho(\text{sem\_coluna})}{\rho(\text{com\_coluna})}$$

onde:

$\rho_{\text{sem coluna}}$ : é o recalque do solo sem tratamento e

$\rho_{\text{com coluna}}$ : é o recalque do solo com coluna.

Como essa pesquisa é de cunho experimental, objetiva-se encontrar o fator de redução de recalques com base nos resultados obtidos experimentalmente, e não teoricamente. Para isso, serão medidos os deslocamentos ao fim de duas situações (solo com tratamento e sem tratamento), encontrando os valores de  $\beta$  para essa pesquisa.

## 2.3 Ensaio T-bar

Uma das formas de se caracterizar os solos moles é através de sua resistência ao cisalhamento na condição não-drenada de carregamento ( $S_u$ ). Este parâmetro pode ser obtido através de ensaios triaxiais em laboratório ou através de ensaios de campo.

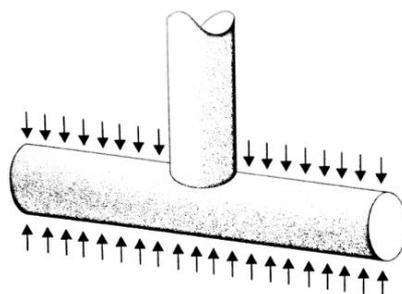
Ensaio laboratoriais exigem amostras indeformadas, que em alguns casos são de difícil obtenção ou não-satisfatórias para um determinado fim. Os ensaios de campo estão isentos deste problema, uma vez que são feitos *in loco*. Vale ressaltar, porém, que outros problemas são identificados, como por exemplo a dificuldade de controlar as condições de drenagem (MACEDO, 2004).

Com base em sondagens simples de reconhecimento associados ao SPT, pode-se identificar a existência de camadas de solos moles, bem como suas profundidades e espessuras. Com estes dados, podem ser estabelecidos, em planta, os pontos em que serão executados os ensaios de campo complementares, ensaio de palheta e piezocone.

O ensaio de palheta, considerado a referência neste âmbito, é realizado em pontos específicos ao longo da profundidade do solo, resultando em um perfil descontínuo de  $S_u$ , baseado no torque máximo medido. Por outro lado, o ensaio de piezocone, caracteriza o solo quanto ao seu  $S_u$  continuamente, mas é dependente de um fator de cálculo  $N_{kt}$ , que é variável para cada solo de estudo (MACEDO, 2004).

Pensando em reunir as vantagens de ambos os ensaios já existentes, um perfil contínuo de  $S_u$  atrelado a uma forma mais simples de correlação, STEWART e RANDOLPH, na Universidade do Oeste da Austrália, em 1991, criaram um novo método de ensaio. O ensaio de barra cilíndrica, ou como é comumente conhecido por sua forma, T-bar. O ensaio foi elaborado a princípio para aplicação em centrífuga, sendo utilizado *in situ* posteriormente (MACEDO, 2004).

Outro ponto positivo do T-bar é a dispensabilidade da correção do efeito desigual da poropressão. Por permitir a atuação da água tanto em cima quanto embaixo da barra, as tensões devido a ela se equilibram. O desenho da Figura 4 ilustra esta situação (ALMEIDA e MARQUES, 2010).



**Figura 4: Desenho simplificado de T-bar e poropressões atuantes (ALMEIDA e MARQUES, 2010).**

O ensaio de T-bar mede a força de cravação da barra cilíndrica no solo. É necessária, para a obtenção da resistência ao cisalhamento na condição não-drenada de carregamento ( $S_u$ ), uma correlação analítica. Baseada na solução do problema de cargas transversais em estacas de RANDOLPH e HOULSBY (1984), foi definida a equação abaixo:

$$\frac{P}{S_u \times d} = N_b$$

onde:

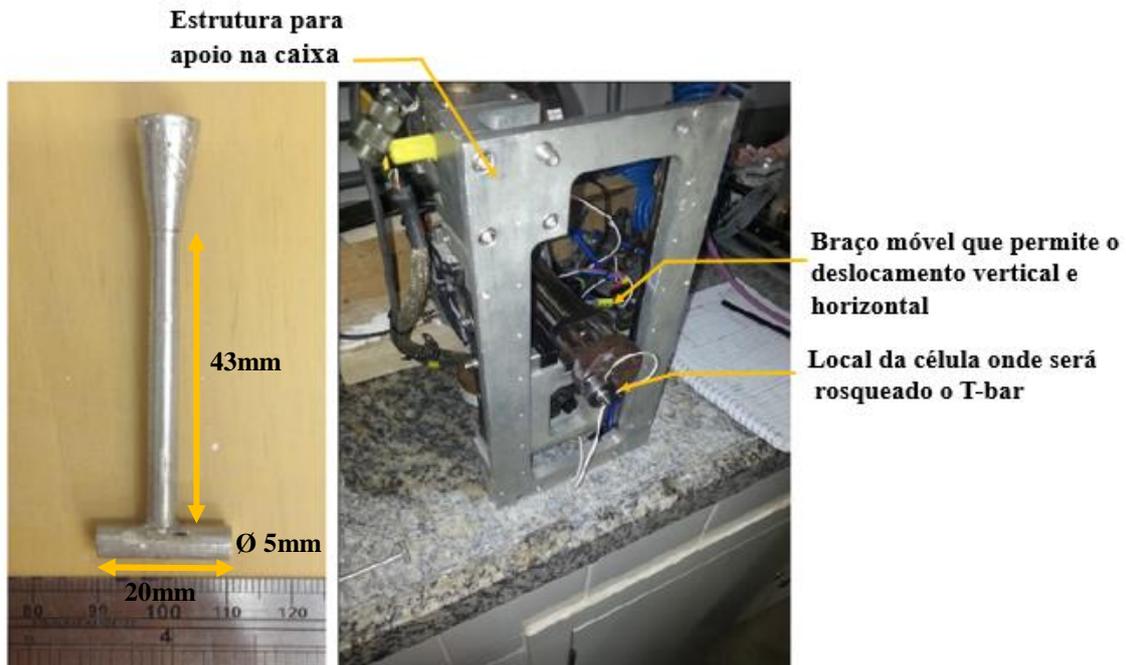
$P$  é a força por unidade de comprimento atuante no cilindro;

$d$  é o diâmetro da barra cilíndrica e

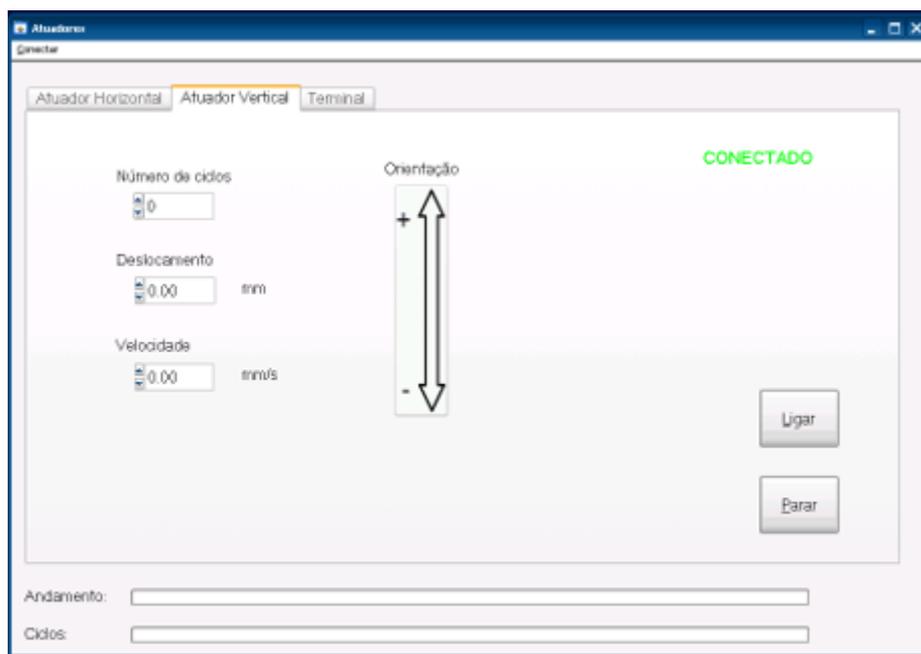
$N_b$  é o fator de barra.

Portanto, para se obter o valor de  $S_u$ , neste tipo de ensaio, se faz imprescindível o registro da força ao longo de todo o teste. No caso de centrífugas, estes dados são coletados por um sensor denominado célula de carga. Este aspecto será abordado no capítulo 3.

Nesta pesquisa foram usados dois equipamentos distintos de T-bar, sendo um para cada centrífuga utilizada nos ensaios (centrífuga de braço e de tambor). As barras cilíndricas eram movimentadas verticalmente através de atuadores, que respondiam a comandos de deslocamento, inseridos nos seus respectivos programas. Conforme pode ser visto abaixo, nas Figuras 5, 6, 7 e 8, estão os T-bar, seus atuadores e programas.



**Figura 5: T-bar e o seu respectivo atuador com a célula de carga, centrífuga de braço.**



**Figura 6: Aba do programa responsável pelo comando vertical do atuador na centrífuga de braço.**

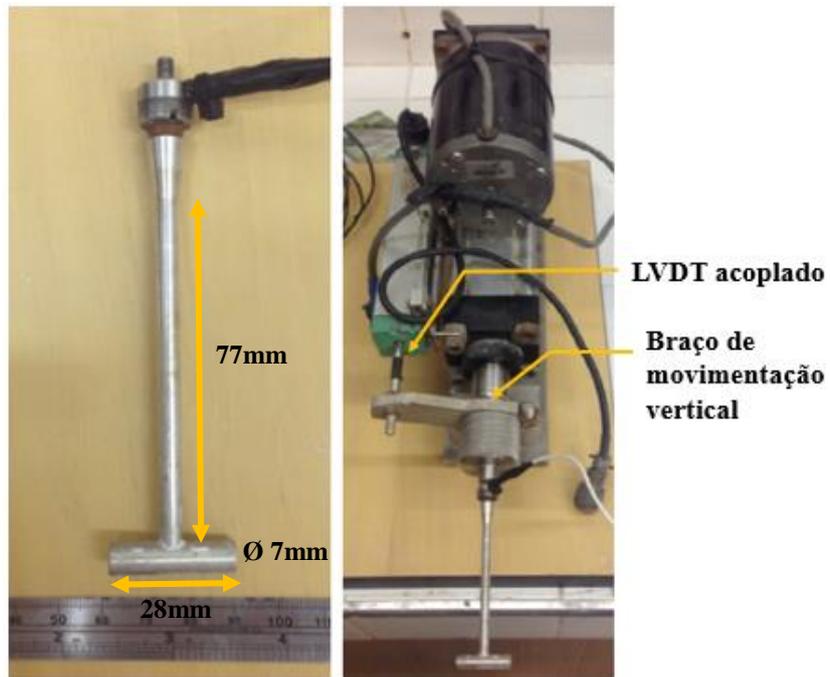


Figura 7: T-bar com célula de carga e o conjunto com seu respectivo atuador, centrífuga de tambor.

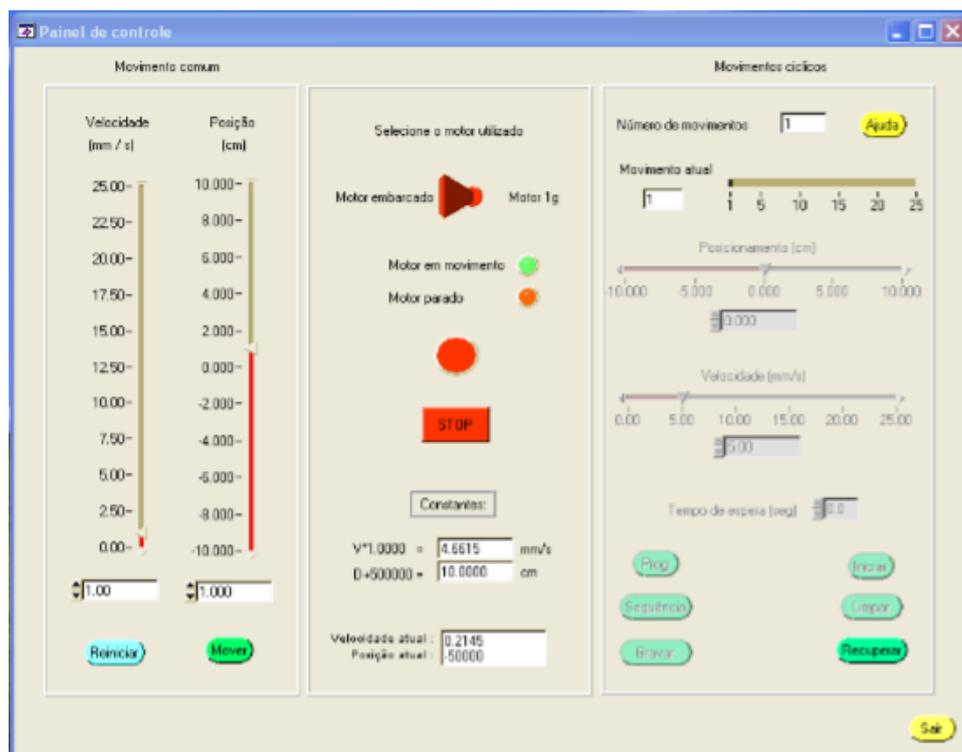
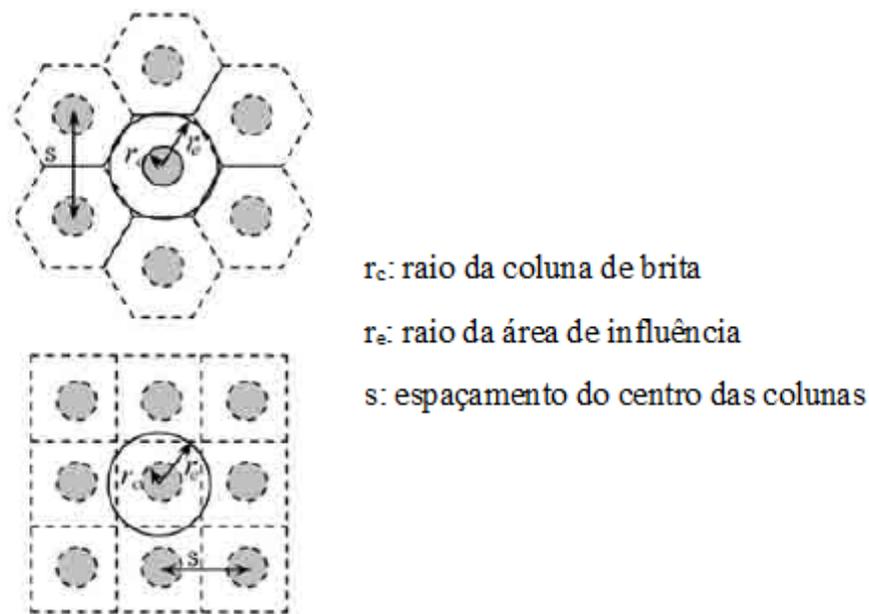


Figura 8: Programa responsável por comandar o atuador na centrífuga de tambor, verticalmente.

## 2.4 Célula Unitária

O conceito de célula unitária consiste em reproduzir a situação de campo, em que diversas colunas são instaladas no terreno, formando, em planta, uma malha de colunas. Nesta malha é observado que os efeitos de uma coluna influenciam em outra, caracterizando um efeito de grupo. O carregamento simultâneo de um grupo suficientemente elevado de colunas conduz a um comportamento que no seu todo é unidimensional – vertical (DOMINGUES, 2006). Então, ao analisarmos uma coluna específica, existe uma área externa na qual os deslocamentos radiais são considerados nulos, permitindo seu estudo em uma forma isolada (LIMA, 2012).

Abaixo a Figura 9 representa o modelo esquemático das células unitárias.



**Figura 9:** Esquemas da área de influência das colunas de acordo com sua distribuição (LIMA, 2012).

Para simular o efeito das demais colunas da malha na coluna central, que se quer estudar em centrífuga, utiliza-se um cilindro de aço inox no raio desejado, isolando-se a coluna e sua área de influência do restante do solo, que estaria sob influência das demais colunas. A Figura 10 permite visualizar esta configuração.

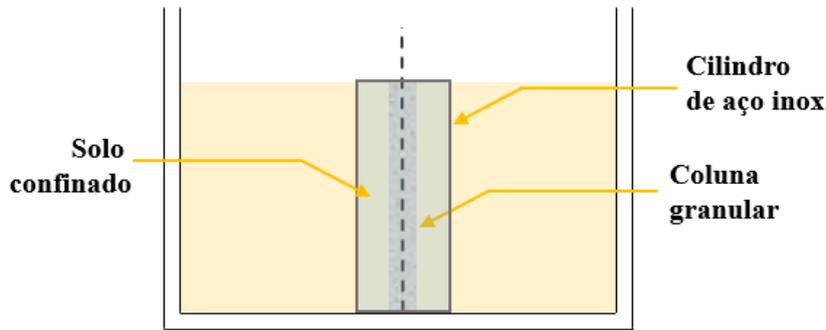


Figura 10: Esquema de simulação da célula unitária.

Dependendo do tipo de malha escolhida para ser implementada, tem-se uma relação entre os espaçamentos das colunas e o raio da área de influência entre elas. A Figura 11 mostra os tipos mais usuais de malha e a Tabela 2 suas respectivas relações.

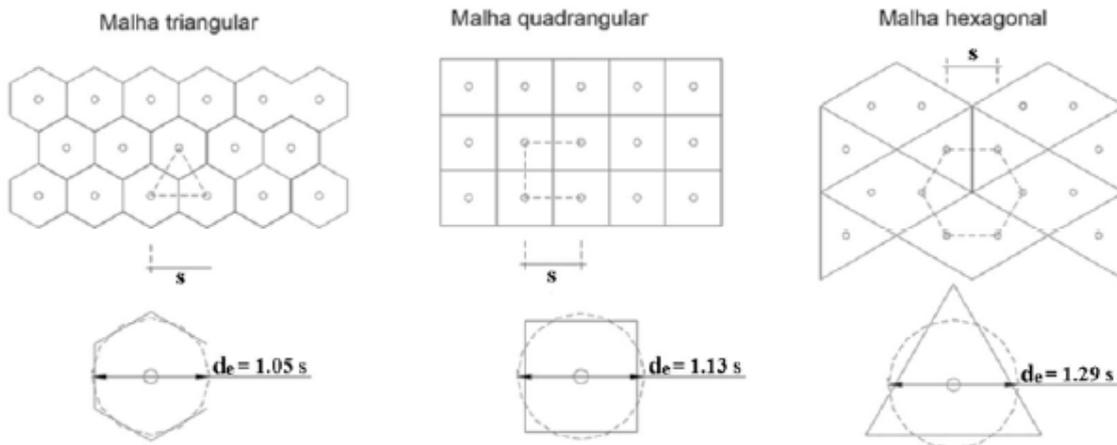


Figura 11: Tipos mais usuais de malhas de colunas granulares (BALAAM e POULOS, 1983).

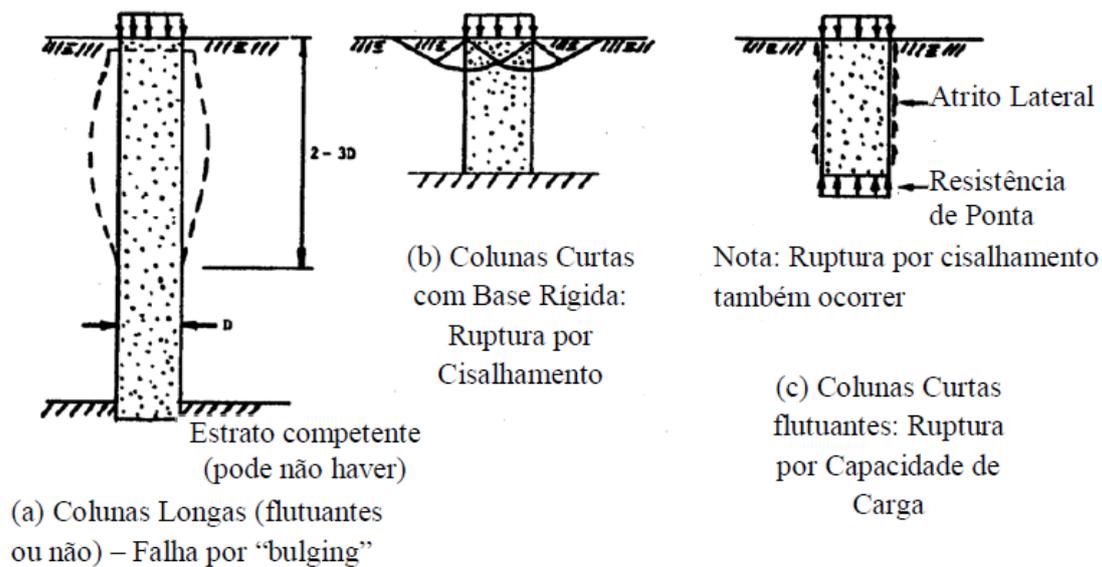
Tabela 2: Relações dos diâmetros e áreas de influência de acordo com o tipo de malha (BALAAM e POULOS, 1983)

Áreas e raios de influência para células unitárias			
Parâmetro	Malha triangular	Malha quadrada	Malha hexagonal
Diâmetro de influência ( $d_e$ )	$1,05s$	$1,13s$	$1,29s$
Área de influência	$\frac{\sqrt{3}}{2} x s^2$	$s^2$	$3 \frac{\sqrt{3}}{4} x s^2$

No capítulo 5 serão apresentados os valores dos parâmetros definidos através dessas relações acima, para o estudo de caso deste trabalho.

## 2.5 Colunas Isoladas

O caso da coluna isolada representa o comportamento de uma única coluna granular instalada no solo mole. Com base neste modelo pode-se observar diferentes modos de ruptura, dependentes da configuração da coluna, conforme apresentado na Figura 12.



**Figura 12: Esquema das diferentes configurações das colunas e seus respectivos tipos de ruptura (LIMA, 2012).**

Neste presente estudo, as colunas utilizadas são classificadas como longas e não flutuantes. Em casos como este é esperado que sofram um embarrigamento (*bulging*, no inglês) de suas laterais, resultado da falta de suporte ao longo do fuste da coluna, por conta de serem confinadas por material mole (LIMA, 2012). Este efeito pode ser reduzido com a utilização de geossintéticos, que aumentam o confinamento da coluna.

A ruptura por embarrigamento da coluna é observada em profundidade superficial da mesma, podendo ser de 2, 3 (FHWA, 1983) ou 4 (DAYTE, K.R., 1982) vezes o diâmetro da mesma.

## 2.6 Materiais utilizados

Neste trabalho foram utilizados dois materiais, cada qual com um propósito distinto. O caulim, que é um solo artificial, foi escolhido para representar o solo mole, por se tratar de um material que apresenta comportamento semelhante aos depósitos de

argila dos leitos marinhos. Estudos anteriores a este objetivaram a caracterização do caulim, de modo que os parâmetros geotécnicos do mesmo pudessem ser utilizados em outros trabalhos. Pode-se verificar na Figura 13 e Tabela 3 e 4 algumas de suas propriedades. (SILVA, 2015).

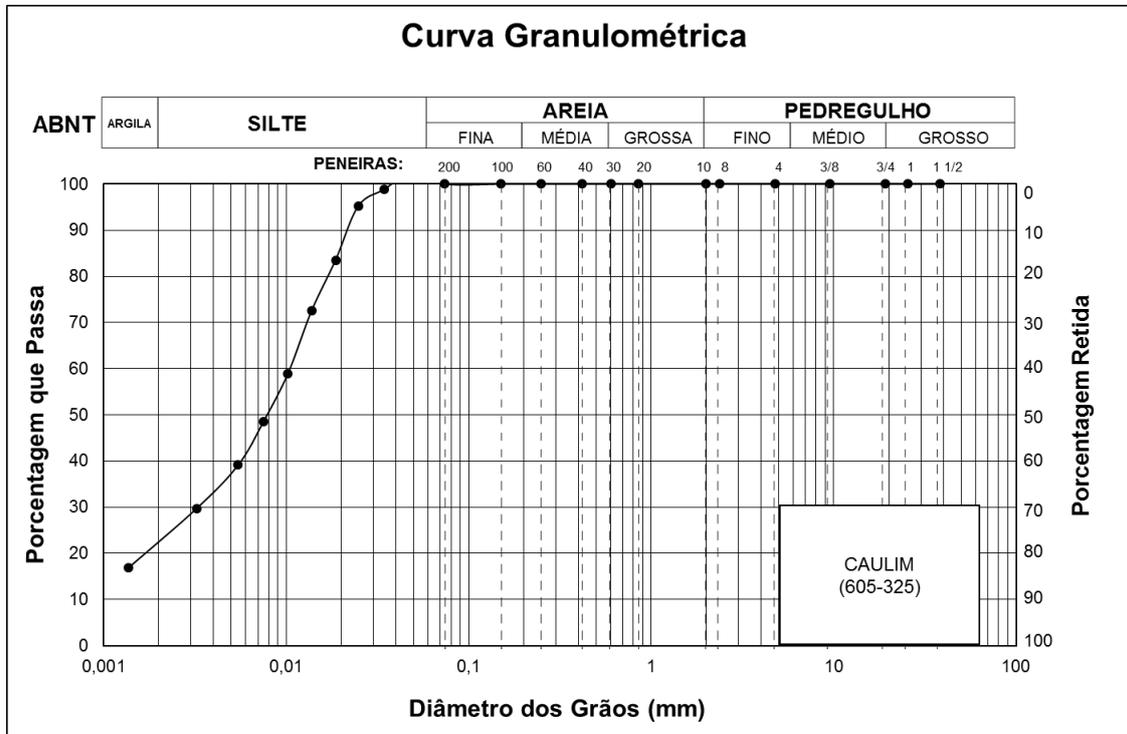


Figura 13: Curva granulométrica obtida para o caulim (SILVA, 2015).

Tabela 3: Composição granulométrica da amostra (SILVA, 2015).

Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
23	77	0	0	0	0

Tabela 4: Parâmetros do caulim (TREJO, P.C. N., 2015).

Parâmetros caulim	
Peso específico submerso $\gamma_{sub}$ ( $kN/m^3$ )	Ângulo de resistência ao cisalhamento ( $\phi$ )
6,5	24,4

Após estas análises e seguindo os critérios da NBR7181 (1984), classificou-se este material como uma argila siltosa.

O outro material empregado nesta pesquisa, com a finalidade de constituir as colunas granulares, foi areia da praia de São Francisco, localizada em Niterói, RJ. Este solo é uma areia fina, oriunda das encostas que cercam a região da Baía de Guanabara, resultado da desagregação do gnaiss. Em sua composição mineralógica estão presentes quartzo, mica biotita e pequenas porções de hematita e lacobênio. Em PACHECO (2006) podemos encontrar a caracterização deste material, conforme demonstrado na Figura 14 e Tabela 5 abaixo.

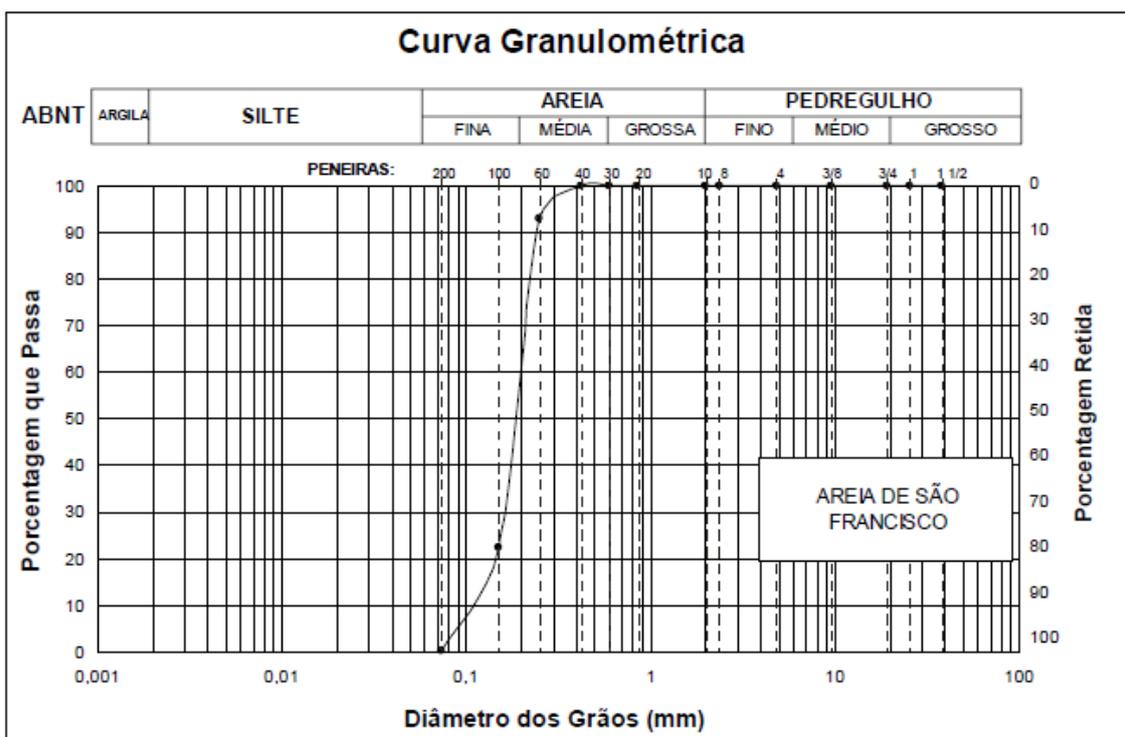


Figura 14: Curva granulométrica da areia de São Francisco (PACHECO, 2006).

Tabela 5: Parâmetros de resistência e propriedades físicas da areia ensaiada (PACHECO, 2006).

Parâmetros de resistência e propriedades físicas da areia de São Francisco				
Peso específico seco ( $\gamma$ )	Índice de vazios (e)	Ângulo de resistência ao cisalhamento ( $\phi$ )	Densidade real dos grãos	Diâmetro da partícula
$\gamma_{\min} = 14,1 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\max} = 16,8 \text{ kN/m}^3$	$e_{\max} = 0,87$ $e_{\min} = 0,56$	estado fofo: $32^\circ$ estado compacto: $36^\circ$	2,632	efetivo ( $d_{10}$ ): 0,12 mm médio ( $d_{50}$ ): 0,19 mm

## 2.7 Modelagem física em centrífuga

A modelagem em centrífugas vem crescentemente se tornando uma poderosa e confiável ferramenta dentro da modelagem física. Através dela é possível prever, analisar e confirmar efeitos observáveis em diversas obras de engenharia geotécnica executadas em/com diferentes tipos de solos.

O trabalho realizado em centrífugas tem o objetivo de reproduzir as tensões de campo no modelo reduzido, o que não é possível e nem observado quando simplesmente reduzimos o protótipo por um fator de escala desejado (MADABHUSHI, 2014).

A centrífuga é capaz de girar em torno de um eixo, aplicando no modelo uma aceleração cuja magnitude é de  $N$  vezes a aceleração da gravidade. Este mesmo  $N$  é também o fator que rege as relações de dimensão entre modelo e protótipo. A Figura 15 demonstra de forma simplificada como a modelagem em centrífuga é capaz de reproduzir as tensões de campo no modelo estudado, através de um fator redutor de tamanho e multiplicador de aceleração,  $N$ . Este é o princípio fundamental da modelagem centrífuga (MADABHUSHI, 2014).

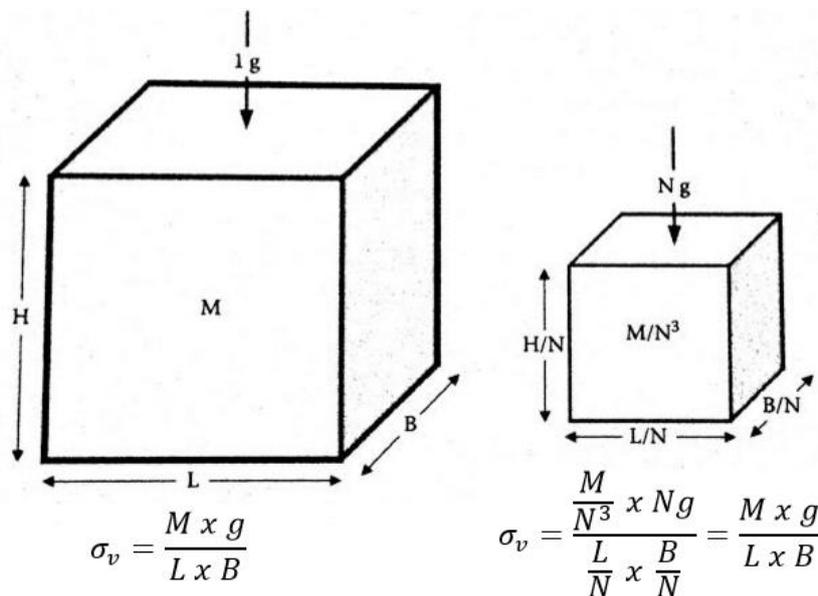


Figura 15: Princípio fundamental da modelagem em centrífuga (MADABHUSHI, G., 2014).

Uma diferente abordagem, utilizando outros parâmetros, é comumente utilizada para demonstrar a igualdade de tensões entre modelo e protótipo, através de uma definição equivalente de tensões verticais, esta pode ser vista no Anexo 1.

Outras relações entre protótipo e modelo são apresentadas na Tabela 6 abaixo, as demonstrações e explicações mais detalhadas podem ser vistas em MADABHUSHI, (2014).

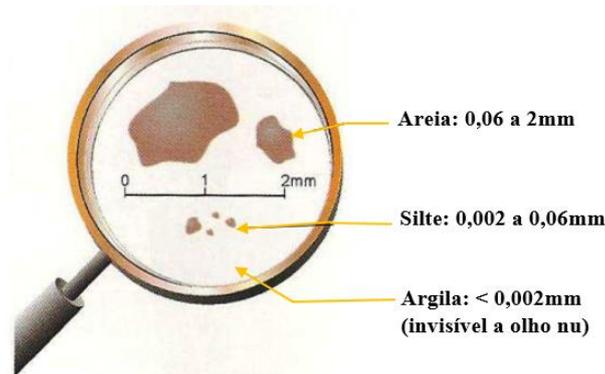
**Tabela 6: Relações entre modelo e protótipo para modelagem em centrífugas.**

Relações de escala		
Parâmetros	Relação modelo/protótipo	Unidades
Comprimento	$1/N$	m
Área	$1/N^2$	$m^2$
Volume	$1/N^3$	$m^3$
Massa	$1/N^3$	$Nm^{-1}s^2$
Tensão	1	$Nms^{-2}$
Deformação	1	-
Força	$1/N^2$	N
Energia	$1/N^3$	J
Tempo (adensamento)	$1/N^2$	s

Assim como qualquer metodologia de análise, a modelagem centrífuga também tem suas limitações. Uma delas, que pode ser observada nesta pesquisa, é o fator de escala das partículas. Ao escalarmos todos os parâmetros por  $N$ , fica-se a dúvida de porque não escalar o tamanho das partículas utilizadas no ensaio.

Acontece que, se as partículas fossem reduzidas de tamanho por um fator  $N$ , o material utilizado em centrífuga necessitaria ser diferente daquele ao qual se deseja representar. Como exemplo, pode-se citar o caso da areia. Digamos que se queira representar, em ensaio centrífugo, uma areia fina de diâmetro médio de 0,4mm. Em um voo centrífugo a aceleração de 100 g, esta areia deveria ser representada por um material com diâmetro médio de 0,004mm, equivalente a um silte. Porém, um silte não possui a mesma mineralogia ou afinidade com a água que as areias. De acordo com as teorias de mecânica dos solos, estar-se-ia cometendo um erro grave, uma vez que o comportamento

e relações tensões-deformações não seriam equivalentes. A Figura 16 evidencia as relações de tamanho entre as partículas de solo.



**Figura 16: Comparação visual dos tamanhos de diferentes tipos de solos.**

Para contornar este problema, pode-se utilizar um argumento muito difundido na mecânica dos solos, que é considerar o solo como um meio contínuo. Esta solução é empregada desde análises numéricas até questões de capacidade de carga de fundações (MADABHUSHI, 2014).

Vale salientar que a hipótese do contínuo tem também suas limitações e que devem ser respeitadas neste trabalho. Existe uma relação mínima, que deve ser observada, entre o diâmetro médio da partícula e a estrutura que ela compõe, demonstrada abaixo (MADABHUSHI, 2014).

$$\frac{\phi_{coluna}}{\phi_{médio\ areia}} \geq 15$$

onde:

$\phi_{médio\ areia}$ : é o diâmetro médio da partícula de solo estudada e

$\phi_{coluna}$ : é o diâmetro da estrutura composta pela partícula.

Nesta pesquisa, foi utilizada areia de diâmetro médio de 0,19 mm, conforme citado no item 2.6. E colunas de diâmetro, em modelo, de 15,4 mm. Com isto, tem-se uma relação  $\phi_{coluna}/\phi_{areia}$  de 81, que é considerada aceitável para sustentar a teoria do contínuo (MADABHUSHI, 2014).

Para confrontar informações é recomendado que sejam efetuadas análises numéricas, capaz de considerar escalas naturais com custos relativamente baixos, relativos aos sistemas informatizados. Porém, por vezes, esta análise não detecta os

efeitos de ações secundárias de fenômenos pouco conhecidos, como por exemplo o efeito da borda da caixa no adensamento do caulim. Por isso, é correto afirmar que ambas modelagens devem ser complementares, aumentando a relevância dos resultados obtidos (OLIVEIRA, 2005).

## **2.8 As centrífugas da COPPE-UFRJ**

O laboratório de geotecnia Prof. Jacques Medina da COPPE-UFRJ, possui duas centrífugas geotécnicas.

A mais antiga, de tambor, foi projetada e montada pela empresa G-Max Scotland Ltd., em 1995 (OLIVEIRA, 2005). Ela possui 0,5m de raio e permite que as atividades sejam realizadas em duas posições: na vertical, que facilita o trabalho de instalação de peças e solo; e na horizontal, que é a sua posição de voo. A centrífuga é controlada por um painel eletrônico, que regula sua velocidade e posicionamento. A aquisição de dados é feita pelo programa LOGS. Essa centrífuga possui uma base, que é acelerada, na qual pode-se apoiar e fixar diferentes caixas de diversos tamanhos. Na sequência, nas Figuras 17, 18, 19 e 20, podem ser vistas fotos, que melhor ilustrarão o que foi dito a cima.



**Figura 17: Centrífuga de tambor COPPE-UFRJ na sua posição de voo, horizontal.**

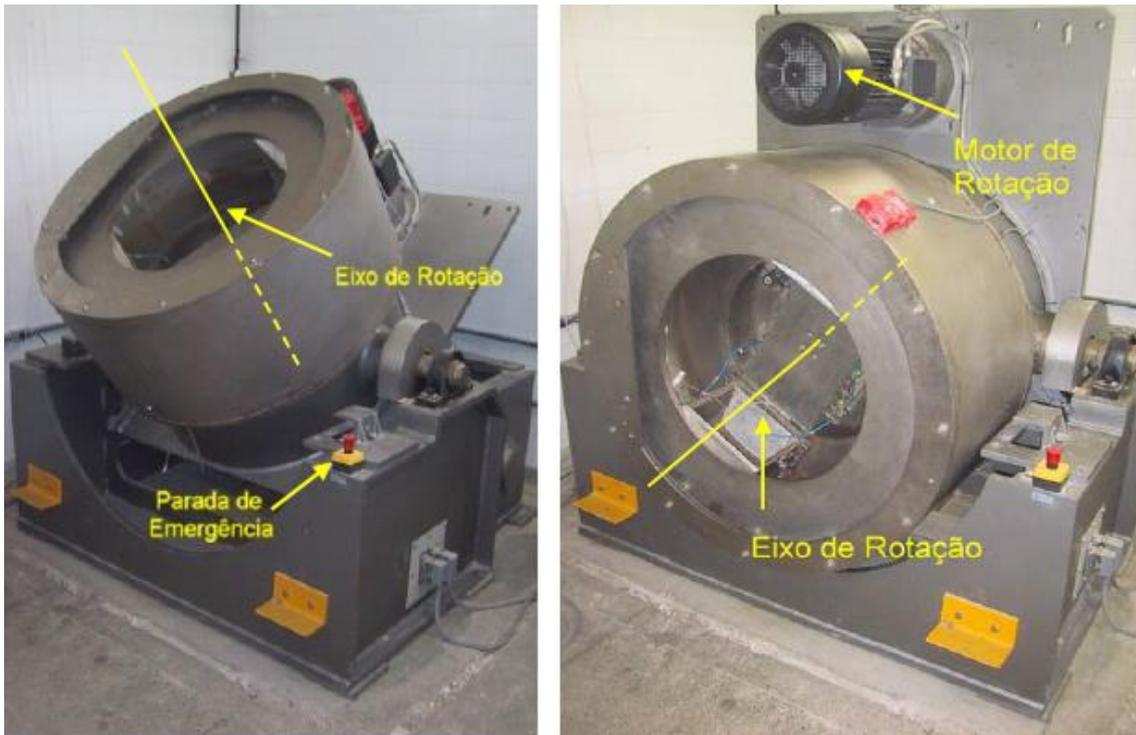


Figura 18: Centrífuga de tambor em duas posições distintas, durante basculamento e vertical, respectivamente (PACHECO, 2006).

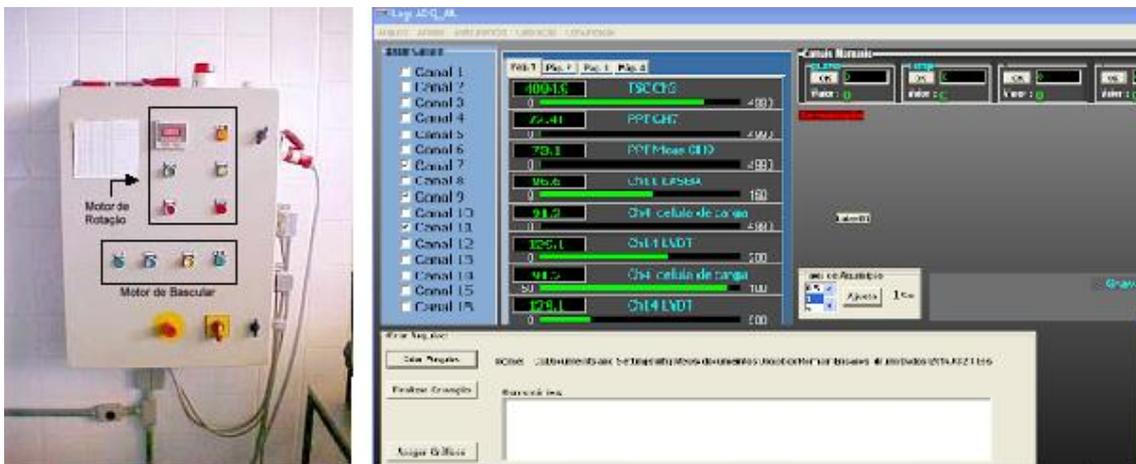
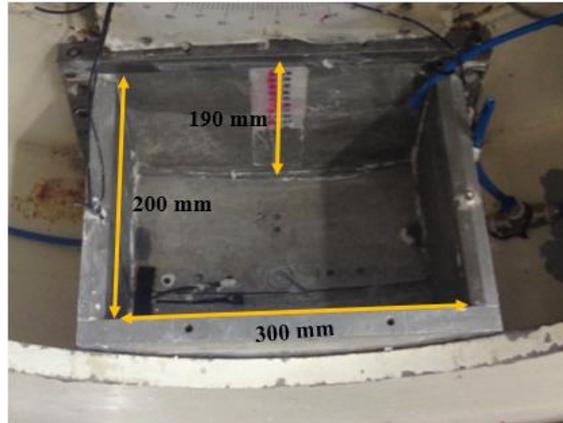
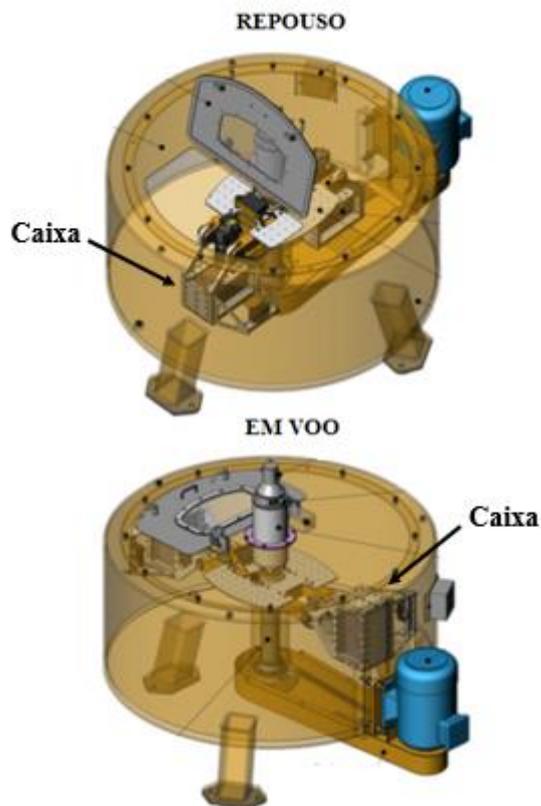


Figura 19: Painel de controle da centrífuga de tambor (PACHECO, 2006) e sistema de aquisição de dados Logs.



**Figura 20: Caixa utilizada na centrífuga de tambor com respectivas dimensões.**

A outra centrífuga, mais recente, chamada de centrífuga de braço, foi instalada no Laboratório de Geotecnia da COPPE-UFRJ em 2012. Seu raio é de 0,75m e ao contrário da de tambor, sua posição é fixa, horizontal. Possui um braço metálico que suporta duas caixas em cada extremidade. Para sua operação, utiliza-se um painel de controle digital. A aquisição de dados é feita pelo programa Acqlipse. Abaixo a Figura 21 ilustra um esquema em perspectiva da centrífuga de braço.



**Figura 21: Esquema representativo da centrífuga de braço.**

Como pode ser visto, a caixa se encontra em repouso para instalação dos elementos (colunas, placas de adensamento, de carregamento e contrapeso) e, portanto, na posição vertical (repouso – na figura acima). Ao ser acelerada juntamente com o braço metálico, a caixa, por ação da força centrífuga, é levada a posição horizontal (em voo – na figura acima). Nas Figuras 22, 23 e 24, podem ser vistas as fotos da centrífuga de braço, do painel digital de controle e da caixa utilizada.

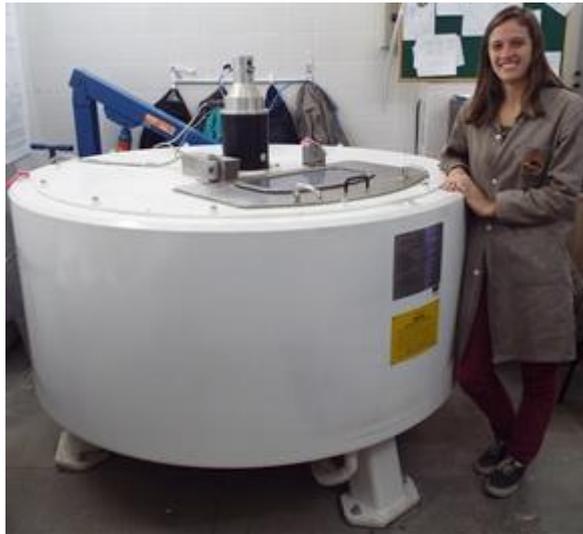


Figura 22: Centrífuga de braço da COPPE-UFRJ.

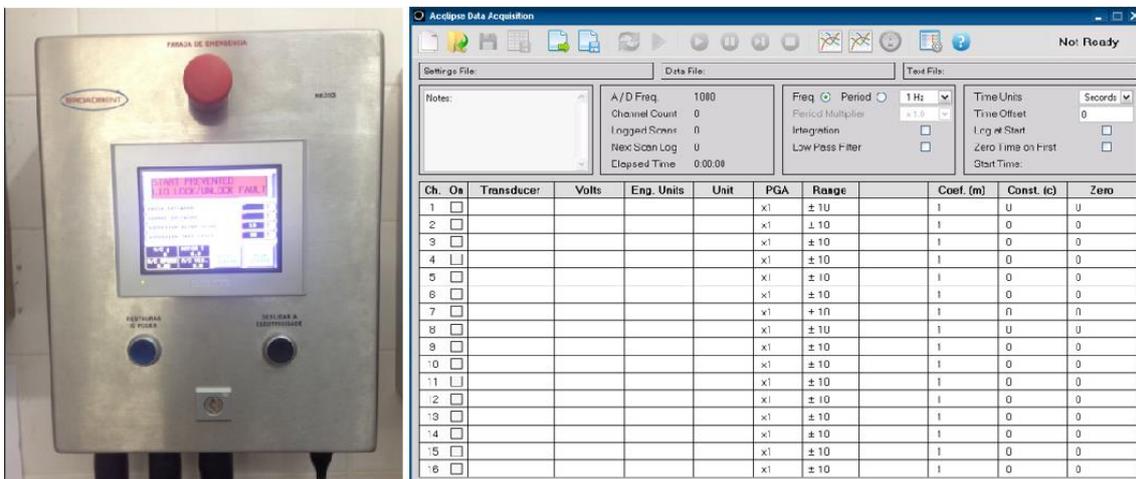


Figura 23: Painel digital de controle da centrífuga e seu sistema de aquisição de dados Acclips.

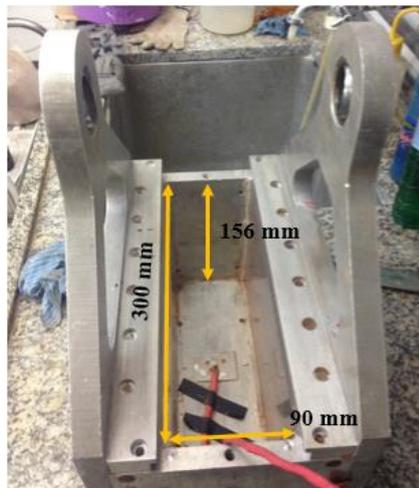


Figura 24: Caixa da centrífuga de braço com suas respectivas dimensões.

A principal diferença entre as centrífugas apresentadas é que a centrífuga de tambor, por possuir uma base giratória, permite que todo seu perímetro seja utilizado em prol do ensaio. Esta vantagem possibilita a execução de diversos testes simultaneamente ou a utilização de uma caixa de maiores dimensões ao longo do perímetro, que será fixada a base. Enquanto que, a centrífuga de braço possui apenas uma viga, na qual colocam-se duas caixas, uma para o ensaio e outra para fazer o contrapeso, ou seja, apenas uma pequena porção do perímetro da centrífuga pode ser explorado (MADABHUSHI, 2014).

Neste presente estudo, ambas as centrífugas trabalharam com apenas duas caixas cada, uma destinada a conter o solo e outra com seu respectivo contrapeso, evitando vibração excessiva do sistema. Deste modo, a única diferença relevante para os modelos de ensaios realizados foi o tamanho das caixas de cada centrífuga. As caixas da centrífuga de tambor eram maiores do que as caixas da centrífuga de braço.

### **3 Instrumentação dos ensaios**

A instrumentação do ensaio, com base em sensores, permite avaliar o comportamento do solo mole e da coluna de areia durante as diversas etapas do ensaio. Por isso, a instrumentação é considerada uma importante ferramenta para avaliar e embasar os resultados obtidos ao final dos testes.

As tarefas relativas aos ensaios se iniciaram muito antes das atividades diretas nas centrífugas. Foi preciso calibrar os instrumentos e sensores, como LVDT, célula de carga, transdutores de poropressão e laser.

#### **3.1 Sensores utilizados**

Cada sensor tem uma finalidade específica e suas particularidades. Nos itens a seguir, os sensores utilizados no presente trabalho serão apresentados brevemente.

##### **3.1.1 Transdutores de poropressão**

Este sensor tem como objetivo, medir a poropressão (*porepressure transducer*, PPT) do meio em que está inserido. Estímulos físicos produzem sinais elétricos, que são registrados no programa de aquisição de dados. Através de equações de calibração do aparelho, obtém-se valores da pressão de água associados ao sinal elétrico correspondente. Este transdutor é composto, além de outros elementos, de uma pedra

porosa, que necessita ser saturada e mantida assim ao longo do seu tempo de uso (TREJO, 2015). A saturação impede que bolhas de ar se instalem em seu interior e alterem as medidas de poropressão. Para calibrá-la, foi necessário inseri-la em um recipiente de calibração alimentado por sistema de ar comprimido. Neste sistema, era possível fazer a leitura da pressão que estava sendo fornecida. Simultaneamente, no programa de aquisição de dados era possível tomar nota da leitura do sensor. Abaixo, na Figura 25, é apresentada uma foto de um dos sensores usados na pesquisa e na Figura 26 a curva de calibração do mesmo.



**Figura 25: Transdutor de poropressão (TREJO, 2015).**

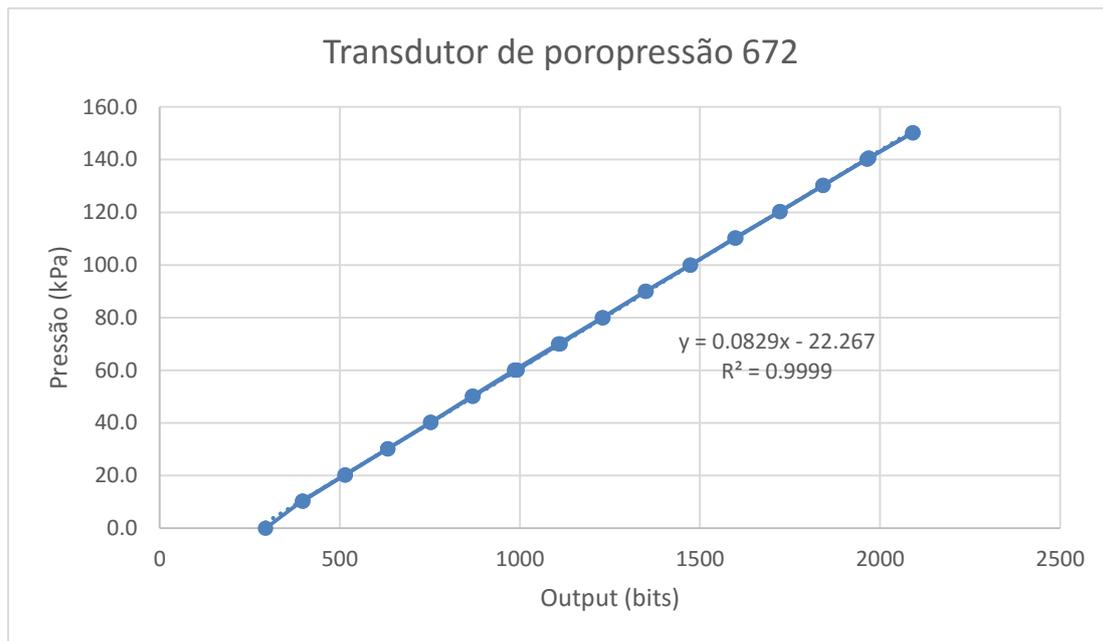


Figura 26: Curva de calibração de um dos PPTs e sua equação de calibração.

### 3.1.2 Transdutores de deslocamento

Nesta pesquisa, foram utilizados dois tipos de transdutores de deslocamento, um de deslocamento retilíneo (LVDT), com curso de 100 mm e outro a laser. A finalidade deles, nesta pesquisa, foi medir recalques durante as fases de adensamento e carregamento, sendo a escolha entre eles, em cada situação, determinada pelo melhor encaixe a aparelhagem existente. A aferição de ambos foi feita de forma simples controlando-se as distâncias aplicadas através de uma régua metálica, com as respectivas leituras registradas durante a aquisição de dados. Nas Figuras 27 e 28 podem ser vistos dois dos transdutores empregados nos ensaios e suas calibrações, nas Figuras 29 e 30.



Figura 27: Sensor de deslocamento LVDT (TREJO, P.C. N., 2015).



Figura 28: Sensor de deslocamento a laser (TREJO, P.C. N., 2015).

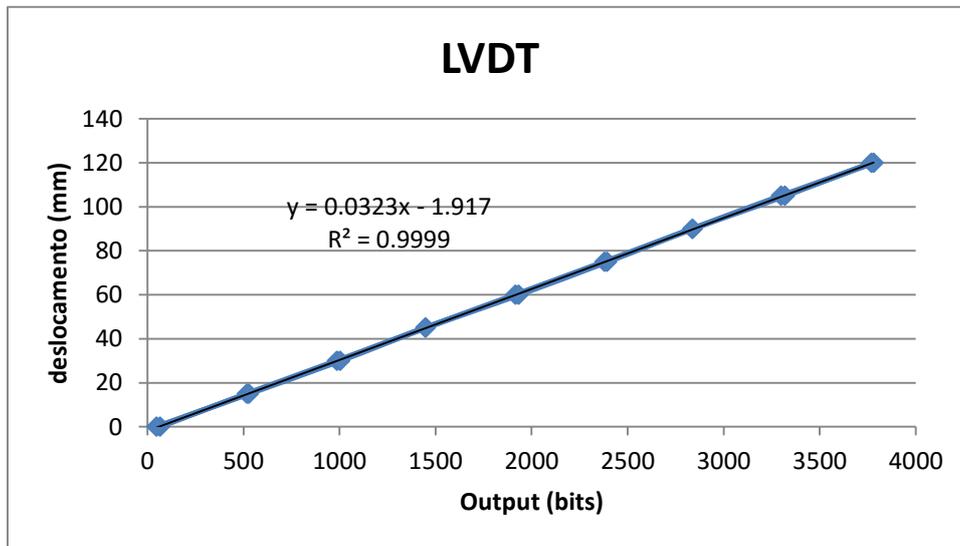
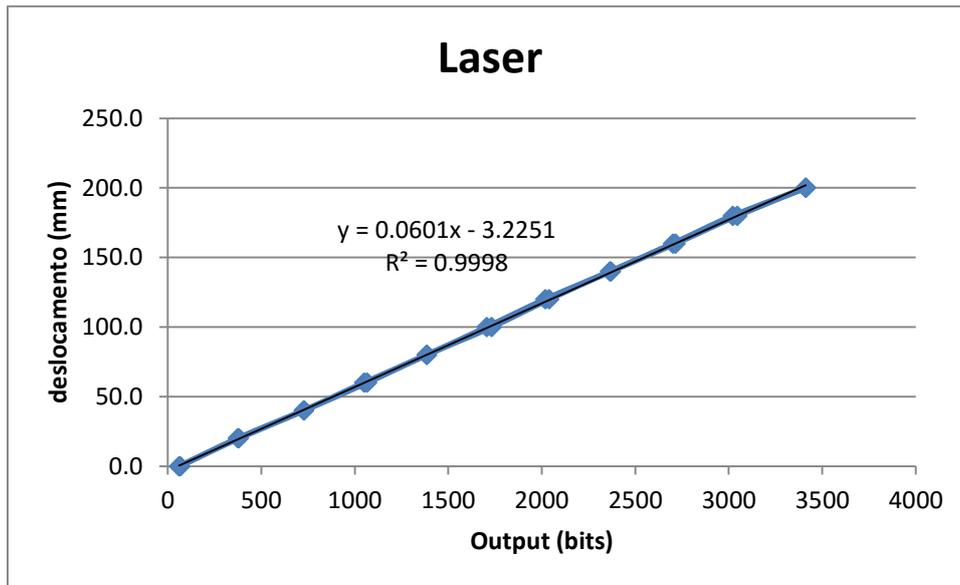


Figura 29: Curva de calibração do LVDT utilizado na centrífuga de tambor.



**Figura 30:** Curva de calibração do laser da centrífuga de braço.

### 3.1.3 Célula de carga

As células de carga são necessárias quando deseja-se medir forças aplicadas, no caso, verticais. Era preciso registrar a carga aplicada pelo atuador vertical, responsável por inserir o T-bar no caulim, conforme visto neste trabalho, anteriormente, no capítulo 2. Estes sensores medem força de tração e compressão e por isso precisaram ser calibrados para as duas situações. Com o auxílio de anilhas de peso conhecido e de uma mesa modificada, que permitisse a calibração, carregou-se e descarregou-se a célula. Através dos valores obtidos pelo programa e valores de peso, foi possível encontrar a equação de calibração. As Figuras 31, 32 e 33 abaixo ilustram melhor a célula de carga, o processo descrito e o resultado obtido.



**Figura 31:** Sensor de medição de força, célula de carga (TREJO, P.C. N., 2015).

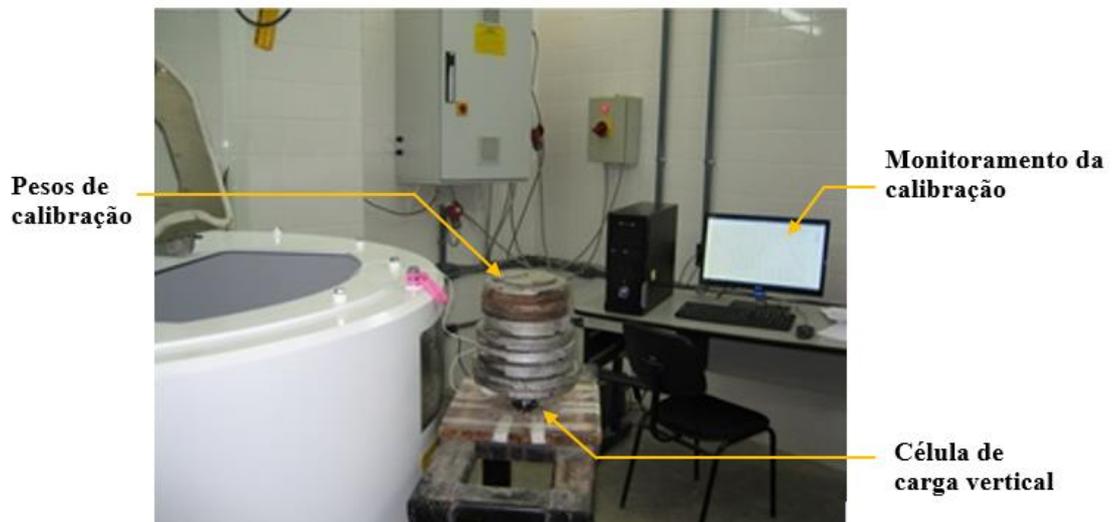


Figura 32: Configuração do procedimento de calibração da célula de carga para compressão (TREJO, 2015).

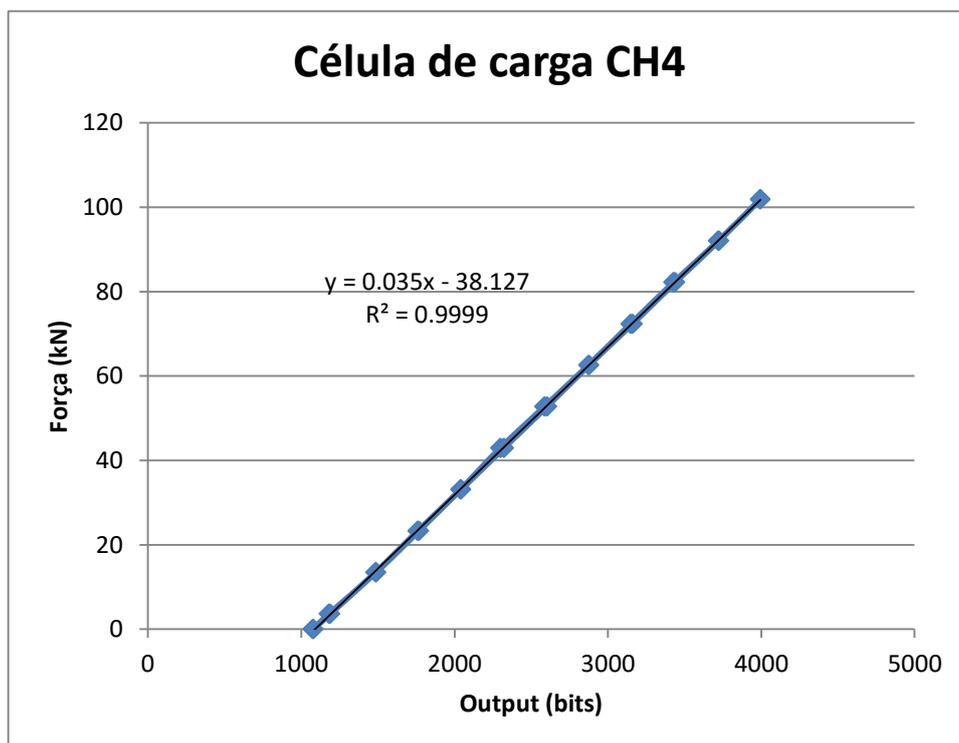


Figura 33: Curva de calibração do laser da centrífuga de braço.

Mais à frente, nos capítulos 5 e 6, quando os ensaios para cada centrífuga forem descritos será esclarecido em quais situações e posições foram instalados cada sensor.

## 4 Metodologia geral dos ensaios

Este capítulo descreve os procedimentos e definições comuns às duas centrífugas e seus respectivos ensaios. Decidiu-se abordar os pontos comuns a todos os ensaios antes de serem apresentados os aspectos específicos relacionados à cada uma das centrífugas, para evitar excessivas repetições de informações ao longo do trabalho. No item 4.1 estes aspectos semelhantes serão apresentados e explicados. As particularidades e detalhamento dos processos específicos de cada uma das centrífuga e dos ensaios associados a elas serão discutidos nos capítulos 5 e 6. A Figura 34 demonstra como se organiza este trabalho. Tanto no capítulo 5, quanto 6 as etapas dos ensaios preliminares e oficiais são descritas (são equivalentes), porém somente os ensaios preliminares foram executados, de forma que só se tem os resultados destes.

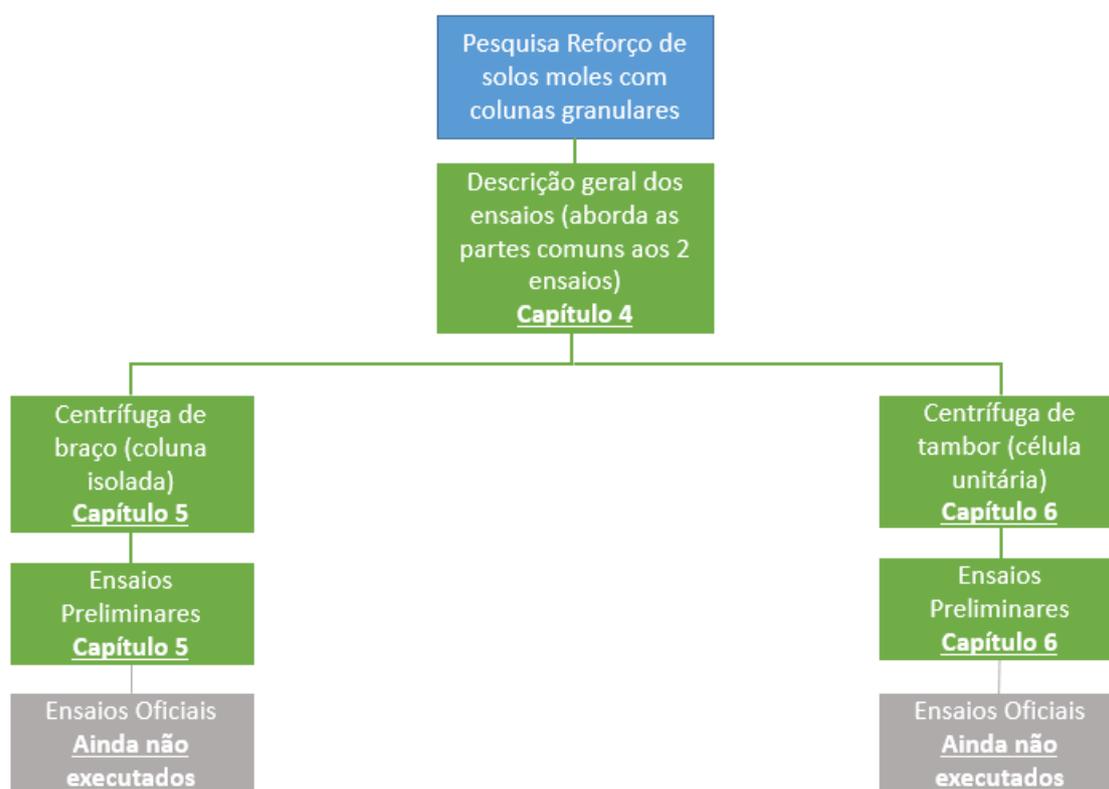


Figura 34: Esquema da organização deste trabalho.

Foram feitos, também, ensaios de pluviação da areia utilizada neste trabalho, conforme será descrito mais adiante, no item 4.2. A partir destes ensaios foi definida a metodologia escolhida para se executar a coluna granular.

#### 4.1 Descrição geral dos ensaios

Com a finalidade de serem obtidos experimentalmente os recalques para os casos de estudo (coluna granular isolada e coluna granular em célula unitária), foi planejada uma campanha de ensaios. A distribuição dos testes foi feita adequando-se as características de cada centrífuga ao tipo de ensaio.

A centrífuga de tambor, por possuir uma caixa com maiores dimensões, recebeu os ensaios de célula unitária, que exigiam maior espaço por conta de sua aparelhagem. Enquanto que, na centrífuga de braço foram realizados os ensaios com a coluna isolada. Dito isso, pode-se partir para a descrição das características comuns dos dois diferentes ensaios.

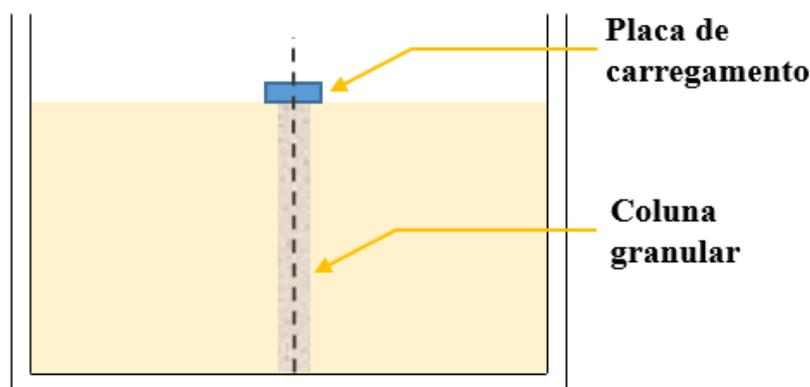
Em ambos os tipos de ensaio desejou-se trabalhar com caulim pré-adensado, cujo  $S_u$  é de 14 kPa. Um solo mole com esta característica de resistência representa tipicamente os depósitos encontrados no Rio de Janeiro, por isso a escolha deste valor. Para atingir esta resistência não-drenada, o caulim precisou passar por um processo de adensamento. Este foi realizado em voo a aceleração de 100 g com carregamento de placas de ferro fundido, sendo o procedimento considerado encerrado quando se obteve 95% do excesso de poropressão dissipado.

Outros aspectos devem ser definidos, como por exemplo a dimensão da coluna, sua forma de instalação e seu posicionamento na caixa. O diâmetro da coluna foi fixado em 15,4 mm e sua altura, variável, de acordo com a altura final da camada de solo mole após o adensamento.

A instalação da coluna foi realizada com a caixa dentro da centrífuga e a pluviação, com os devidos equipamentos, conforme será visto no item 4.2, que retrata os testes de pluviação realizados. Definiu-se que a coluna ficaria posicionada, em planta, na parte central da caixa, evitando-se qualquer problema de efeito de borda.

Os carregamentos das colunas foram feitos em voos com aceleração a 65 g. A escolha da aceleração para esta etapa foi determinada para representar em protótipo dimensões usuais de projeto. Como pode ser visto para o diâmetro escolhido da coluna, que visa representar em protótipo uma coluna granular de 1m ( $65 \times 15,4 \text{ mm} = 1001 \text{ mm} = 1,00 \text{ m}$ ). Um detalhe típico da interação placa/coluna pode ser visto no esquema da Figura 35 a seguir, alinhando-se o centro da coluna com o centro da placa. Vale ressaltar

que este esquema é válido para as duas centrífugas, porém no caso da centrífuga de tambor, onde se realizam os ensaios de célula unitária, há um cilindro metálico circundando a coluna, que não é mostrado no desenho abaixo.



**Figura 35: Esquema típico de carregamento em ambas as centrífugas.**

As investigações por testes T-bar finalizaram as etapas dos ensaios, em voo centrífugo. Também foram realizados a 65 g e sua realização permite certificar a resistência não-drenada do solo trabalhado, que conforme citado anteriormente, deveria ser aproximadamente 14 kPa após o adensamento. A profundidade ensaiada pelo T-bar e seu posicionamento em planta variaram, dependendo da centrífuga utilizada, uma vez que as espessuras de argila e as caixas, em cada caso, eram diferentes

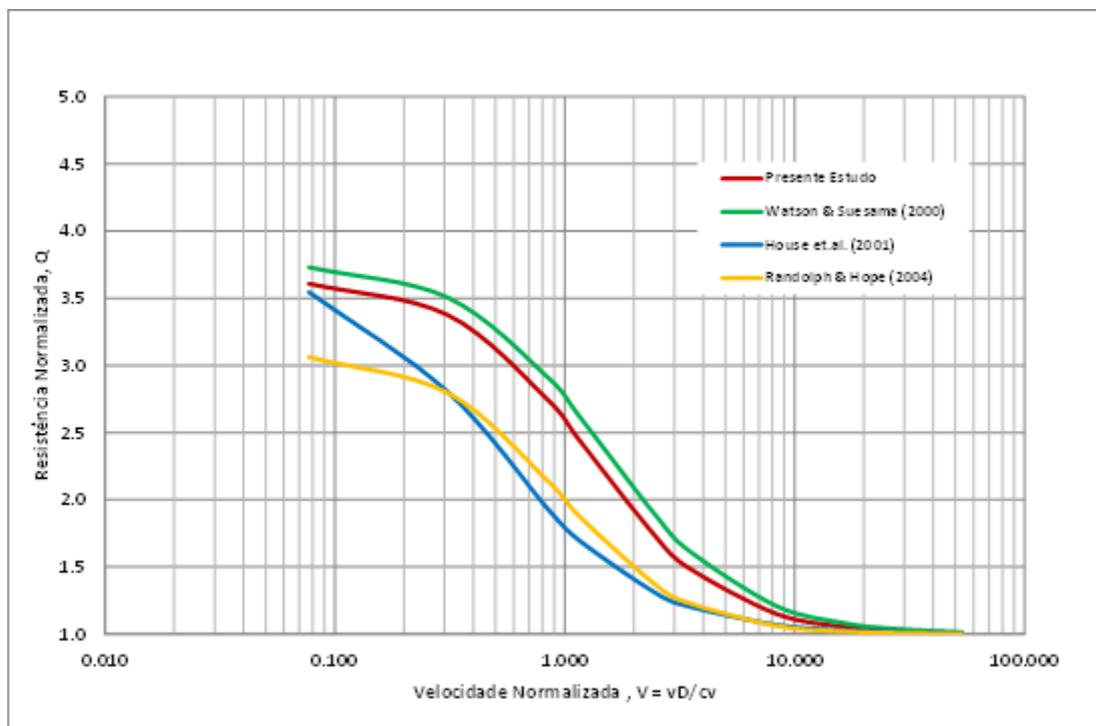
Porém, a velocidade de cravação ( $v$ ) do ensaio foi a mesma, e definida de forma a garantir um comportamento não drenado durante o ensaio de T-bar. Esta velocidade pode ser estimada com base na equação a seguir definida por FINNIE e RANDOLPH (1994):

$$V = \frac{v \cdot D}{c_v}$$

O coeficiente de adensamento médio ( $c_v$ ) utilizado no presente estudo equivale a  $6,48 \times 10^{-7} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ , obtido a partir de ensaios anteriores realizados e apresentados em ALMEIDA *et al.* (2015) para caracterização do caulim;  $v$  corresponde à velocidade do atuador;  $D$  é o diâmetro do T-bar e  $V$  a velocidade de cravação normalizada.

Estudos anteriores, como WATSON e SUEMASA (2000), HOUSE *et al.* (2001), RANDOLPH e HOPE (2004) e TREJO (2015) verificaram através de curvas backbone que um valor de  $V$  maior ou igual a 10 garante o comportamento não drenado durante o

ensaio. Na Figura 36, podem ser vistas as curvas backbone dos estudos anteriores, obtidas em TREJO (2015). Esta curva é o que possibilita definir o trecho onde o material apresenta comportamento não drenado.



**Figura 36: Curvas backbone obtidas em diversos estudos (TREJO, P. C., 2015).**

Com o valor de  $V$  definido como 10, pôde-se calcular a velocidade mínima para garantir o comportamento não drenado desejado durante a cravação do T-bar. Utilizando a equação sugerida por FINNIE e RANDOLPH, 1994, foram obtidos os valores de 1,296 mm/s para o T-bar da centrífuga de braço, que possui diâmetro igual a 5 mm e de 0,926 mm/s para a centrífuga de tambor, cujo o diâmetro é de 7 mm. Deste modo, adotou-se para ambos os casos o valor de  $v$  de 1,3 mm/s.

Definidos os parâmetros necessários, estabeleceu-se um esquema geral da metodologia a ser seguida na realização dos ensaios, conforme apresentado nas Figuras 37 e 38. Nele constam os procedimentos comuns as duas centrífugas. A frente, serão relatadas as particularidades dos testes em cada uma delas.

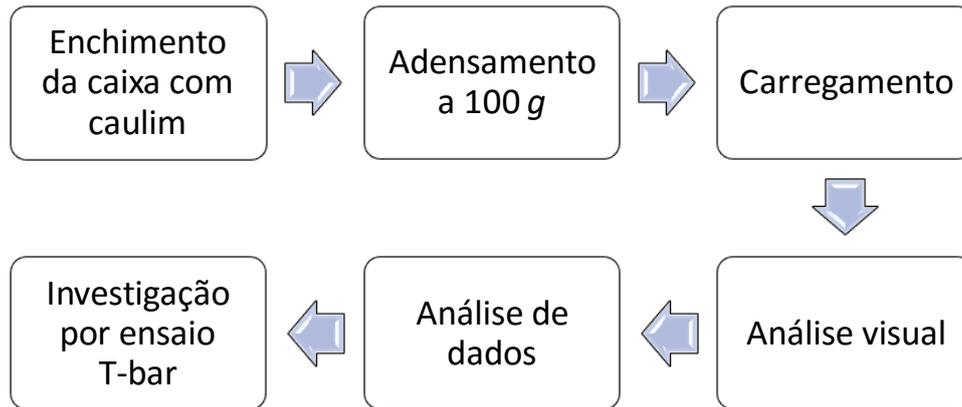


Figura 37: Esquema geral dos ensaios sem instalação de coluna.

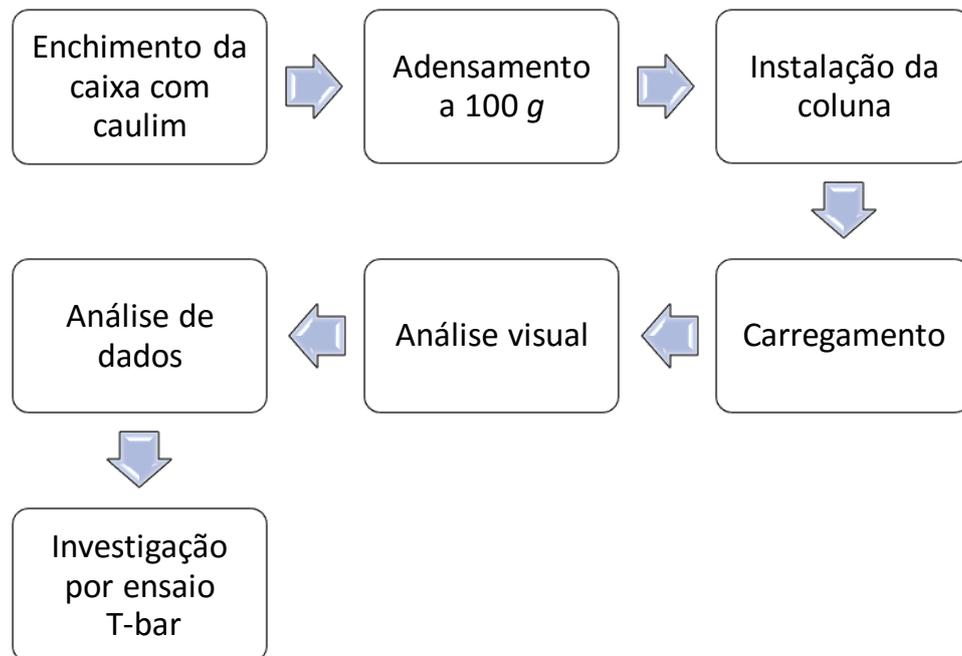


Figura 38: Esquema geral dos ensaios com instalação de colunas.

## 4.2 Testes de pluviação

Os primeiros testes realizados no início desta pesquisa foram os de pluviação, simulando a instalação da coluna de areia dentro da caixa de argila. Estes tiveram o objetivo de definir a metodologia que seria utilizada para ter a coluna instalada com a maior densidade possível, visto que a compactidade mínima requerida é de 80% de sua densidade máxima para um funcionamento satisfatório da coluna. O valor de 80% garante uma coluna de alta densidade e é um valor frequentemente usado nas pesquisas de colunas

granulares tanto em protótipo quanto em modelo, como pode ser visto em ALMEIDA e PARRY (1985) e ARAÚJO (2009), respectivamente.

A pluviação consistia em despejar areia em um molde, de dimensão próxima à da futura coluna, através de um funil de abertura de diâmetros variáveis. As alturas de queda também eram variáveis. É esperado que quanto maior a altura de queda e menor o diâmetro de passagem do funil, maior a densidade relativa obtida, visto que desta forma os grãos de areia têm condição de se rearranjarem numa estrutura com menos vazios.

Nos testes realizados, foram utilizadas duas metodologias diferentes de pluviação. Na primeira metodologia utilizada, manteve-se o funil parado, o que implica em uma altura de queda variável de acordo com preenchimento da coluna com areia. Na segunda, foi mantida a altura de queda sempre a mesma, ou seja, o tubo de queda (Figura 39) é erguido gradualmente a medida que se preenche a coluna.

Para as duas metodologias citadas acima, foram feitos testes com tubos de queda com as seguintes alturas (h): 0,1m; 0,2m; 0,4m; 0,75m e 1,04m. Variou-se, também, a abertura do funil, tendo sido utilizados os seguintes diâmetros ( $\varnothing_{\text{funil}}$ ): 15mm; 5mm e 2mm. Cada ensaio, para cada conjunto funil e altura, foi repetido 3 vezes. Considerou-se, desta forma, que os resultados fossem representativos. Foram realizados no total 15 ensaios por funil (5 alturas de tubo de queda, repetidos 3 vezes), 45 para cada metodologia (3 funis de diâmetros diferentes), 90 para as duas (tubo estático e tubo erguido gradualmente), como pode ser visualizado na Tabela 7 e 8.

Abaixo, na Figura 39, pode-se visualizar o esquema montado para realizar os testes e nas Tabelas 7 e 8, os resultados obtidos para a densidade relativa das colunas (DR em %).

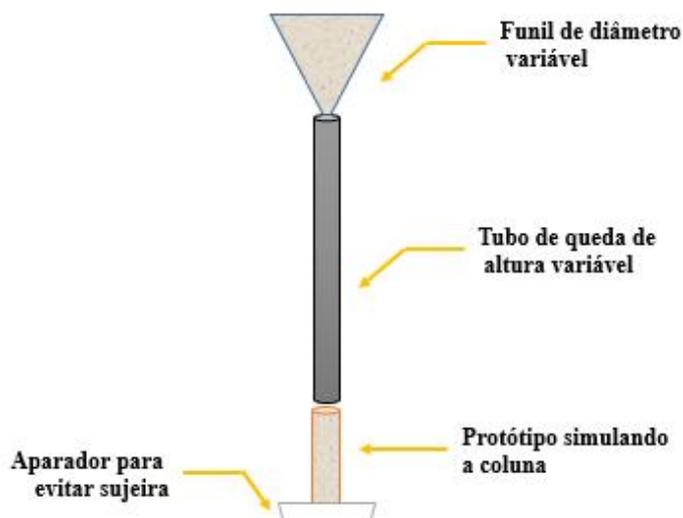


Figura 39: Realização de um dos testes com altura constante e esquema do sistema de pluviação.

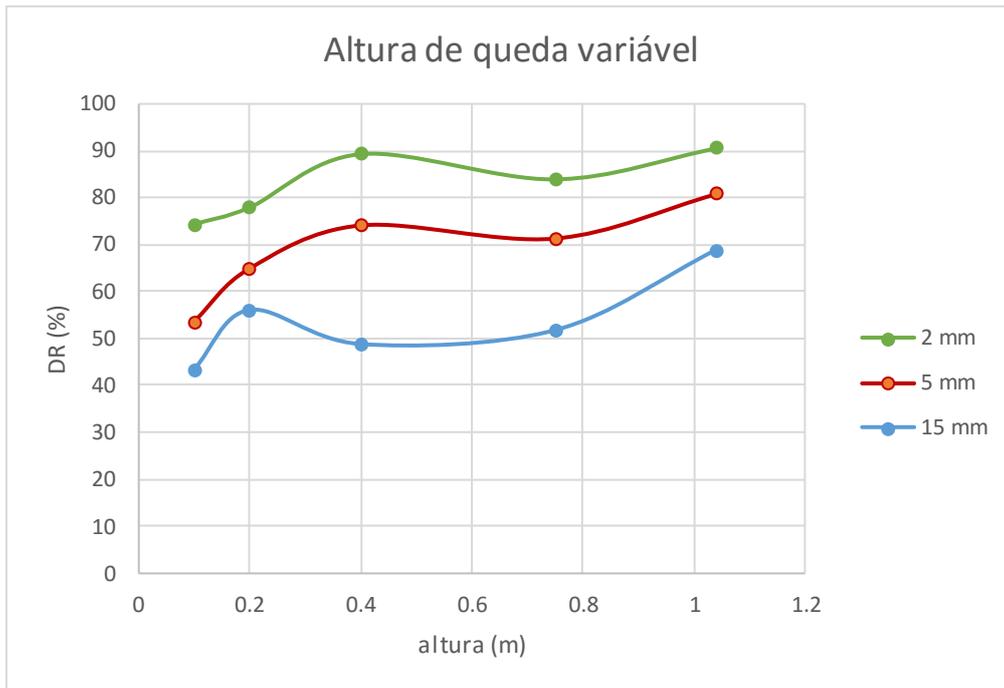
Tabela 7: Resultados obtidos - Metodologia de altura variável (tubo parado).

Altura de queda variável										
$\phi$ funil = 15 mm										
h (m)	0.1		0.2		0.4		0.75		1.04	
	M (g)	DR (%)								
<b>1</b>	68.28	37.31	70.21	52.87	67.50	30.77	68.55	39.54	71.85	65.43
<b>2</b>	69.19	44.76	70.64	56.22	71.55	63.18	71.07	59.53	73.47	77.29
<b>3</b>	69.58	47.89	70.98	58.84	70.13	52.24	70.60	55.91	71.58	63.40
Médias	69.02	<b>43.32</b>	70.61	<b>55.98</b>	69.73	<b>48.73</b>	70.07	<b>51.66</b>	72.30	<b>68.71</b>
Dr médio %	<b>43.32</b>		<b>55.98</b>		<b>48.73</b>		<b>51.66</b>		<b>68.71</b>	
$\phi$ funil = 5 mm										
h (m)	0.1		0.2		0.4		0.75		1.04	
	M (g)	DR (%)								
<b>1</b>	68.35	37.89	71.08	59.60	72.67	71.50	72.04	66.85	73.72	79.07
<b>2</b>	71.85	65.43	71.95	66.18	73.15	74.99	71.95	66.18	73.76	79.36
<b>3</b>	70.76	57.15	72.31	68.85	73.27	75.85	73.97	80.84	74.40	83.86
Médias	70.32	<b>53.49</b>	71.78	<b>64.88</b>	73.03	<b>74.11</b>	72.65	<b>71.29</b>	73.96	<b>80.76</b>
Dr médio %	<b>53.49</b>		<b>64.88</b>		<b>74.11</b>		<b>71.29</b>		<b>80.76</b>	
$\phi$ funil = 2 mm										
h (m)	0.1		0.2		0.4		0.75		1.04	
	M (g)	DR (%)								
<b>1</b>	72.72	71.86	71.74	64.61	75.04	88.29	74.62	85.39	76.24	96.40
<b>2</b>	72.87	72.96	73.98	80.91	75.30	90.07	73.78	79.50	74.99	87.95
<b>3</b>	73.52	77.65	74.96	87.74	75.22	89.52	74.80	86.64	74.87	87.12
Médias	73.04	<b>74.16</b>	73.56	<b>77.75</b>	75.19	<b>89.29</b>	74.40	<b>83.84</b>	75.37	<b>90.49</b>
Dr médio %	<b>74.16</b>		<b>77.75</b>		<b>89.29</b>		<b>83.84</b>		<b>90.49</b>	

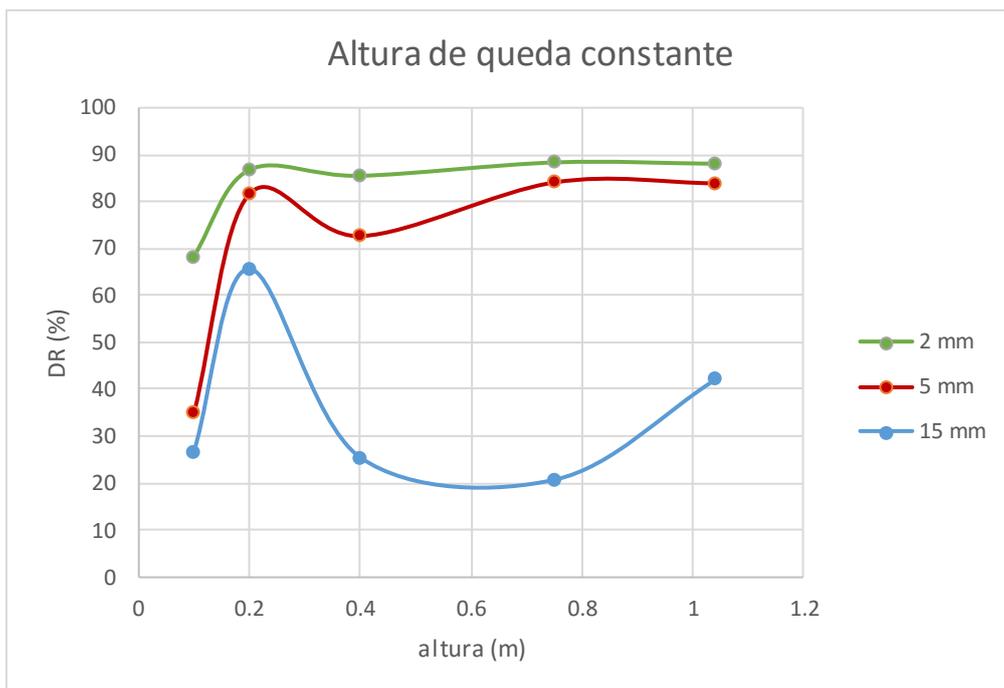
**Tabela 8: Resultados obtidos - Metodologia de altura constante (tubo se movendo constantemente).**

Altura de queda constante										
$\phi$ funil = 15 mm										
h (m)	0.1		0.2		0.4		0.75		1.04	
	M (g)	DR (%)								
<b>1</b>	69.37	46.20	70.88	58.07	66.06	18.29	65.59	14.10	66.98	26.33
<b>2</b>	66.94	25.98	69.59	69.59	68.99	43.14	66.70	23.91	71.04	59.30
<b>3</b>	64.92	8.02	69.49	69.49	65.67	14.82	66.72	24.08	68.69	40.69
Médias	67.08	<b>26.73</b>	69.99	<b>65.72</b>	66.91	<b>25.42</b>	66.34	<b>20.70</b>	68.90	<b>42.11</b>
DR <sub>médio</sub> %	<b>26.73</b>		<b>65.72</b>		<b>25.42</b>		<b>20.70</b>		<b>42.11</b>	
$\phi$ funil = 5 mm										
h (m)	0.1		0.2		0.4		0.75		1.04	
	M (g)	DR (%)								
<b>1</b>	72.79	72.38	74.00	81.06	70.31	53.65	74.44	84.14	74.56	84.98
<b>2</b>	66.57	22.78	74.30	83.16	74.46	84.28	74.24	82.74	74.18	82.32
<b>3</b>	65.10	9.67	73.94	80.63	73.85	80.00	74.62	85.39	74.47	84.35
Médias	68.15	<b>34.94</b>	74.08	<b>81.62</b>	72.87	<b>72.64</b>	74.43	<b>84.09</b>	74.40	<b>83.88</b>
DR <sub>médio</sub> %	<b>34.94</b>		<b>81.62</b>		<b>72.64</b>		<b>84.09</b>		<b>83.88</b>	
$\phi$ funil = 2 mm										
h (m)	0.1		0.2		0.4		0.75		1.04	
	M (g)	DR (%)								
<b>1</b>	72.41	69.59	75.02	88.16	74.98	87.88	74.98	87.88	75.02	88.16
<b>2</b>	71.94	66.10	74.64	85.53	74.10	81.76	75.10	88.70	74.88	87.19
<b>3</b>	72.31	68.85	74.78	86.50	74.81	86.71	75.06	88.43	75.11	88.77
Médias	72.22	<b>68.18</b>	74.81	<b>86.73</b>	74.63	<b>85.45</b>	75.05	<b>88.34</b>	75.00	<b>88.04</b>
DR <sub>médio</sub> %	<b>68.19</b>		<b>86.71</b>		<b>85.46</b>		<b>88.36</b>		<b>88.02</b>	

Deve-se observar a última linha da tabela, que indica a porcentagem da densidade relativa máxima ( $DR_{médio}$ ), obtida através da média das massas (M) medidas. Esse valor, como dito anteriormente, deve ser superior a 80%. Esse cálculo está detalhado no Anexo 2. Foram elaboradas as curvas apresentadas nas Figuras 40 e 41, para ter uma melhor visualização do resultado obtido com base em cada altura de queda e abertura de funil utilizados.



**Figura 40: Resultados obtidos nos ensaios por funil - altura de queda variável.**

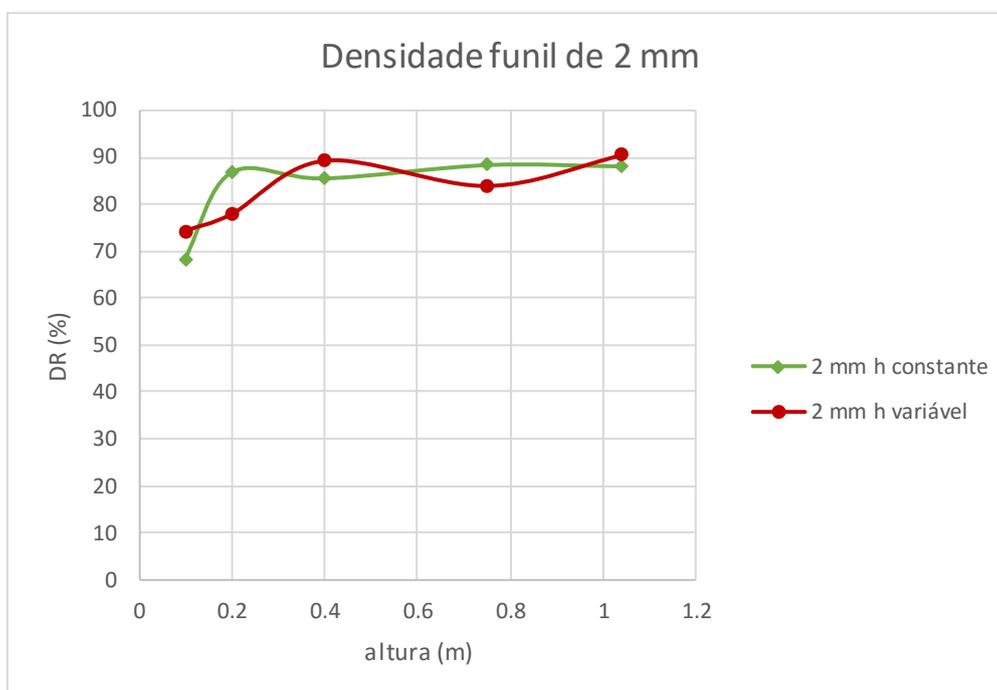


**Figura 41: Resultados obtidos nos ensaios por funil - altura de queda constante.**

A partir destes resultados, nota-se que as maiores densidades eram obtidas com o funil com menor diâmetro, conforme previsto pela literatura e então optou-se por trabalhar com o de 2 mm. Ainda analisando os gráficos acima, para o funil de 2 mm, a

maior densidade é alcançada com a maior altura, 1,04 m. Assim, foi definida também a altura de queda.

Para definir o procedimento de instalação, com ou sem variação de altura, foram plotadas as curvas do funil de 2 mm, conforme a Figura 42 abaixo.



**Figura 42: Gráfico com resultados para as duas metodologias com o funil de 2 mm.**

Desta forma, observa-se que para a altura de queda adotada, 1,04 m, a variação de densidade foi muito baixa. Portanto, a utilização da metodologia muito mais trabalhosa, de manter o tubo em movimento constante manualmente, não se justifica. Por isso, a instalação das colunas foi feita com o tubo de queda mantido numa posição constante.

Definidos os procedimentos requeridos de modo a atingir-se a densidade desejada, foram iniciados os ensaios preliminares nas centrífugas.

## 5 Centrífuga de braço

Na centrífuga de braço foram realizados os ensaios com coluna isolada. Esta foi carregada com três placas de aço inox, com diferentes diâmetros, sendo cada carregamento feito em um ensaio específico. A Tabela 9 apresenta as suas características e a Figura 43 as placas utilizadas.

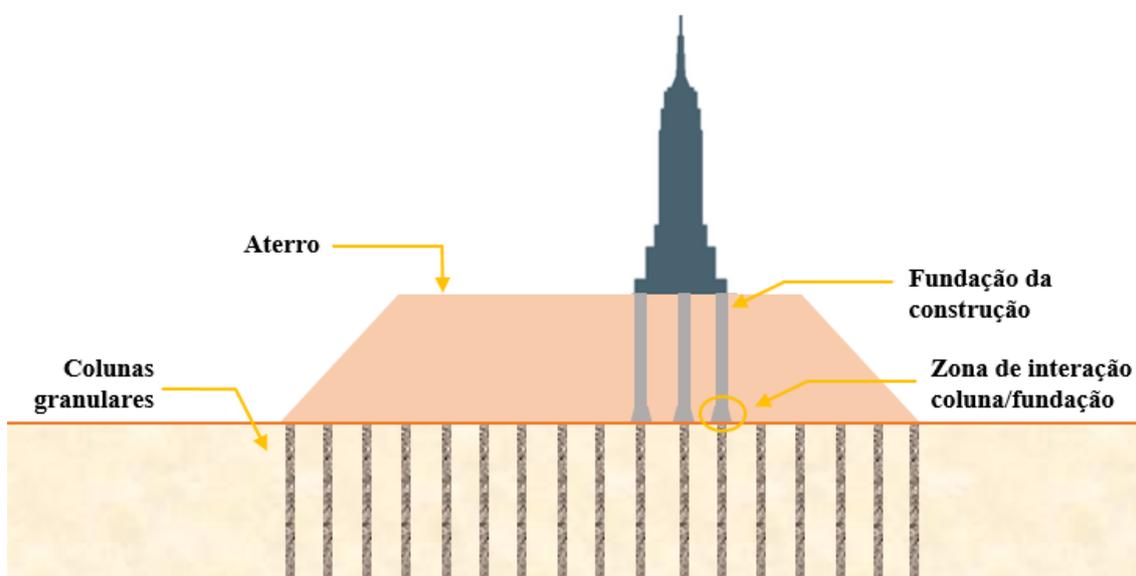
**Tabela 9: Características dos carregamentos aplicados nas colunas isoladas na centrífuga de braço.**

Placas de carregamento - Centrífuga de braço		
Relação $\phi_{placa}/\phi_{coluna}$	$\phi_{placa}$	Peso da placa
1,0	15,4 mm	46 g
1,3	20,0 mm	46 g
1,6	24,6 mm	46 g



**Figura 43: Placas de diferentes diâmetros utilizadas nos ensaios.**

O objetivo de manter constante a carga aplicada sobre a coluna, variando o seu diâmetro (e também a distribuição da carga), é observar o comportamento da coluna em relação à possibilidade de embarrigamento. Esta situação é similar àquela encontrada nos casos em que se instalam as fundações de construções sobre o aterro reforçado, como ilustra a Figura 44.



**Figura 44: Representação de situação típica de interação de uma fundação com coluna granular.**

Assim, pretende-se analisar o comportamento da coluna e da argila para os três diferentes modos de aplicação de carga.

## **5.1 Ensaios preliminares**

Os primeiros contatos com as centrífugas ocorreram durante os ensaios preliminares. Durante os mesmos, foi adquirida a habilidade necessária ao manuseio correto de todo o equipamento, bem como foi possível realizar os ajustes necessários para a etapa posterior, correspondente aos ensaios oficiais que estão previstos para ocorrer em uma próxima etapa, já em fase de planejamento. Na sequência serão vistas as etapas que foram exaustivamente repetidas para que se chegasse ao procedimento desejado.

### **5.1.1 Preparação e adensamento**

A primeira etapa do ensaio consistiu em preparar a mistura de caulim e água, que deveria fornecer um solo mole saturado. Para tal, foi misturado 3,5 kg de caulim, o necessário para encher a caixa da centrífuga de braço com certa sobra, com 80% desta quantidade em massa, de água. A massa foi misturada por 1 hora em *mixer*, tempo definido através da experiência com outros ensaios, para garantir, visualmente, a homogeneidade do solo. A Figura 45 retrata esses processos.



**Figura 45:** Água sendo vertida no recipiente para pesagem e a massa sendo misturada no *mixer*.

Concomitantemente, a caixa foi preparada para receber o material. O transdutor de poropressão (PPT) foi instalado a 4,0 cm do fundo da caixa com o auxílio do suporte mostrado na Figura 46 abaixo. O geotêxtil foi utilizado na forração da caixa na sua direção longitudinal. O geotêxtil permitia a drenagem da massa de água expulsa do solo durante o processo de adensamento, que ao final desta fase estava sobre a placa. A drenagem ocorreu em duas direções: verticalmente e longitudinalmente, como indicado na Figura 47.



**Figura 46:** Caixa com o geotêxtil instalado e com o suporte do PPT.



**Figura 47: Caixa com geotêxtil instalado e as direções de drenagem.**

Com a mistura preparada, deu-se prosseguimento ao ensaio, enchendo a caixa da centrífuga com o solo, pela técnica de grumos, que pode ser visualizada na Figura 48. Adotou-se um operador único nesta etapa do processo, para reduzir a variabilidade no procedimento de colocação do caulim.



**Figura 48: Enchimento da caixa pelo método dos grumos (TREJO, 2015).**

Com o caulim assentado, o topo do solo era nivelado com arrasador especial, feito para deslizar pela caixa e deixar a mistura na altura desejável. A altura do solo era limitada pela instalação do sensor LVDT, que precisava de um espaço mínimo para ser fixado entre as placas de adensamento e o seu suporte. A altura máxima que podia ser alcançada é de 130 mm. A Figura 49 mostra o solo já arrasado.



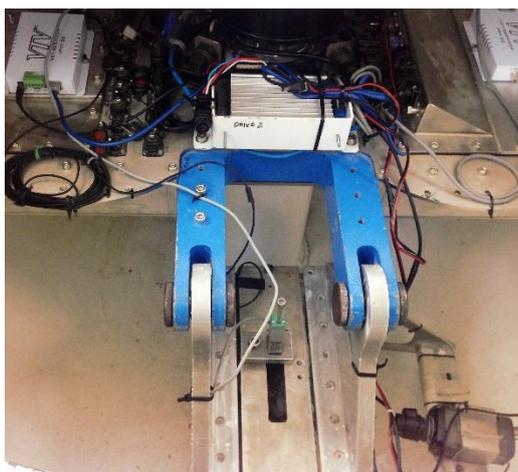
**Figura 49: Solo arrasado e verificação da altura desejada.**

Isto feito, as placas de adensamento eram posicionadas. Elas eram responsáveis por aplicar o carregamento no solo de modo a deixá-lo com resistência não-drenada de 14 kPa. Para isso, foram feitas diversas tentativas e combinações de sobrecarga com as placas de ferro fundido. A sobrecarga era envolta por geotêxtil, que impedia o vazamento de caulim pelas frestas laterais entre as placas e os limites da caixa, conforme exposto na Figura 50.



**Figura 50: Colocação das placas envoltas por geotêxtil.**

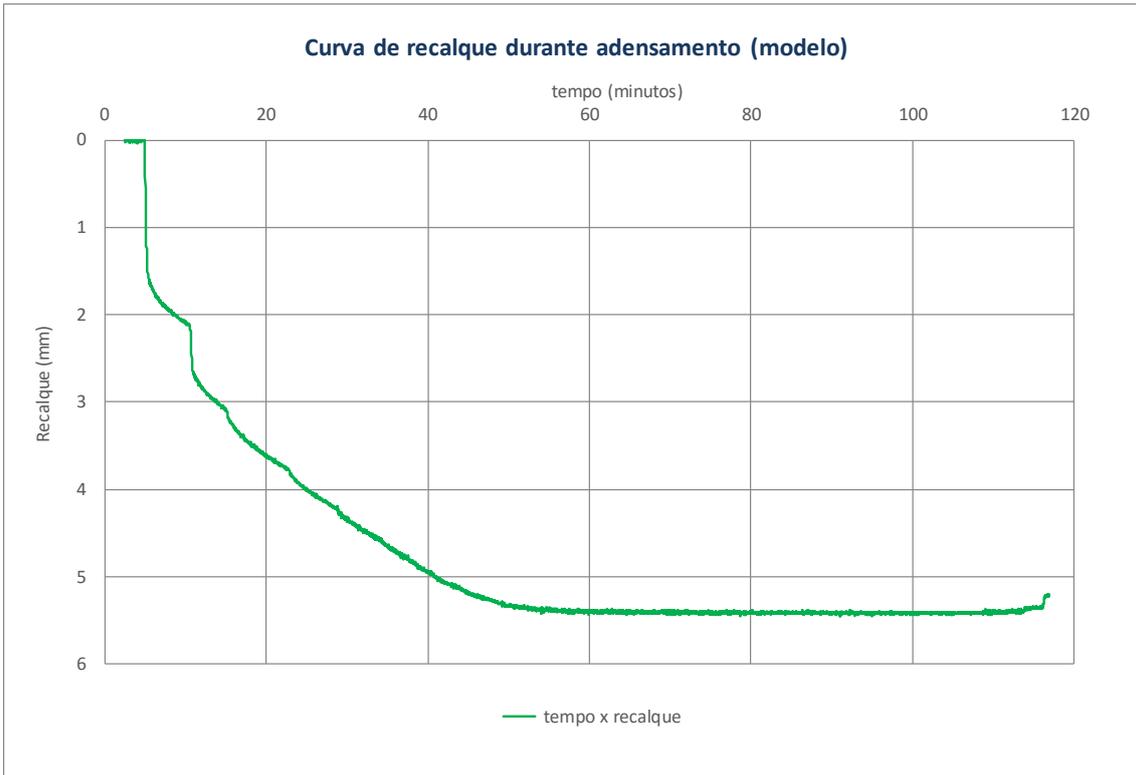
Finalizando a preparação da caixa, instalava-se o LVDT. Preso por um suporte de aço inox, sua ponta tocava a parte superior da caixa. Ele tem o objetivo de medir o deslocamento da placa, o que fornecia o valor do recalque durante o adensamento. Enfim, era instalada a caixa no braço da centrífuga, conectavam-se os cabos dos sensores e eram fixadas as peças móveis, que poderiam se movimentar durante o voo. O contrapeso é calculado com o auxílio de uma planilha, que já possui as massas de todos os equipamentos tabelados, introduzindo-se apenas os valores de massa do solo e placas de adensamento. O contrapeso era colocado no braço diametralmente oposto a caixa. A Figura 51 abaixo mostra a caixa com LVDT instalado. Para iniciar o voo, a centrífuga era ligada, bem como o painel eletrônico e os computadores responsáveis por exibir as imagens da câmera e os gráficos com os dados adquiridos.



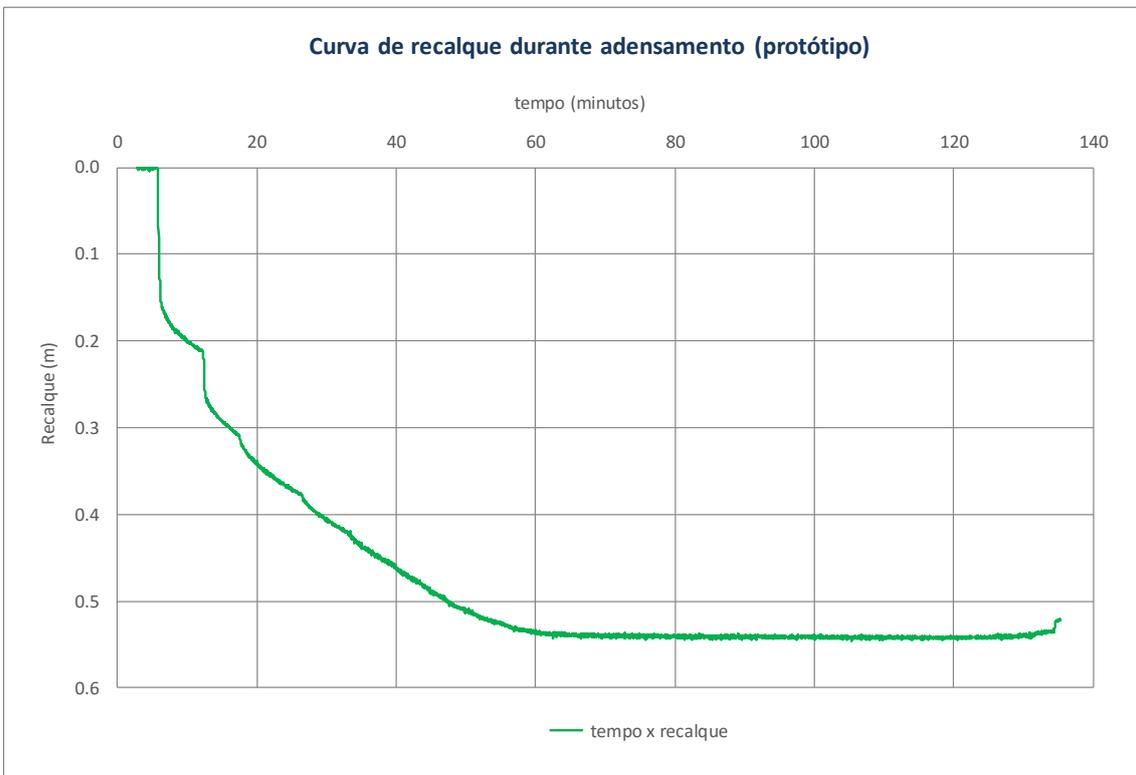
**Figura 51: Caixa fixada à centrífuga com o LVDT instalado.**

O adensamento se inicia com a centrífuga em repouso, devidamente fechada e incrementa-se a aceleração de 10 g iniciais. Instantaneamente, ocorria incremento de poropressão e aguardava-se cinco minutos, para então, aumentar-se mais 10 g. O comportamento da poropressão podia ser analisado pelo gráfico fornecido pela instrumentação com o PPT. Este método era repetido até se alcançar os 100 g. Uma vez alcançada a aceleração desejada aguardava-se a dissipação do excesso de poropressão máxima atingida aos 100 g. É possível também, calcular o tempo teórico de adensamento para a dissipação desejada e com este valor, controlar melhor esta parte do ensaio. Este cálculo pode ser visto no Anexo 3.

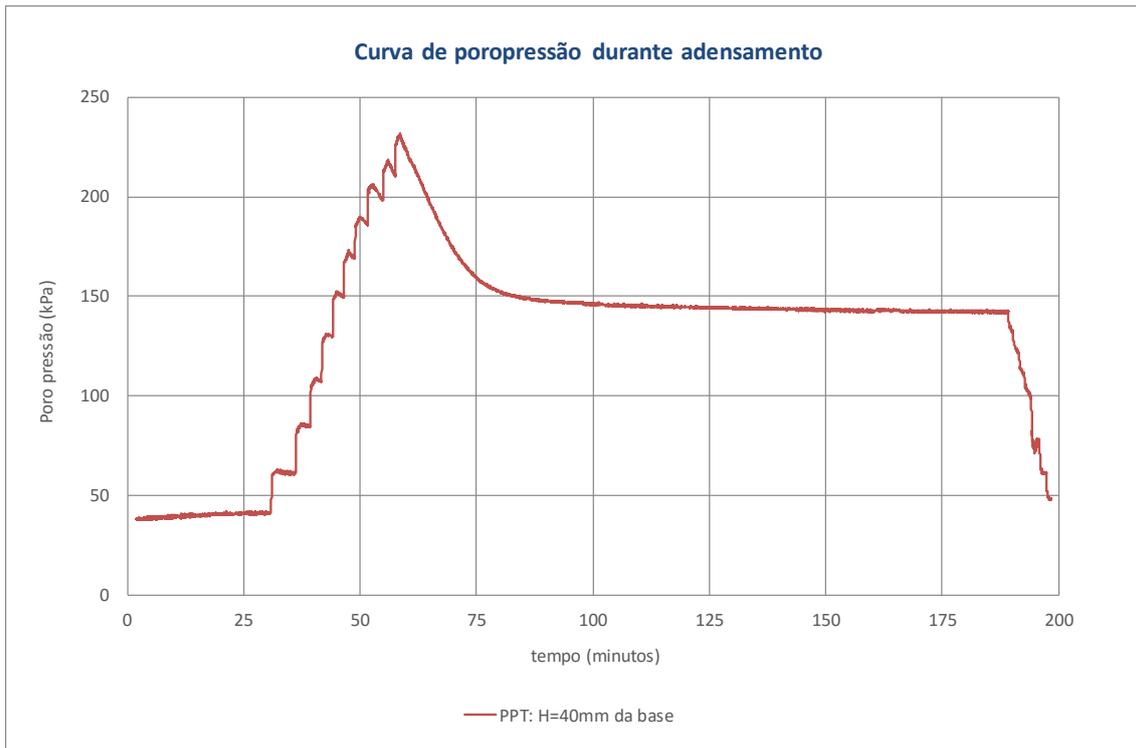
Ao final do adensamento, a centrífuga era parada, voltando ao repouso e eram obtidos gráficos similares aos mostrados nas Figuras 52, 53 e 54 abaixo.



**Figura 52: Curva típica de recalque (mm) versus tempo (min) em modelo.**



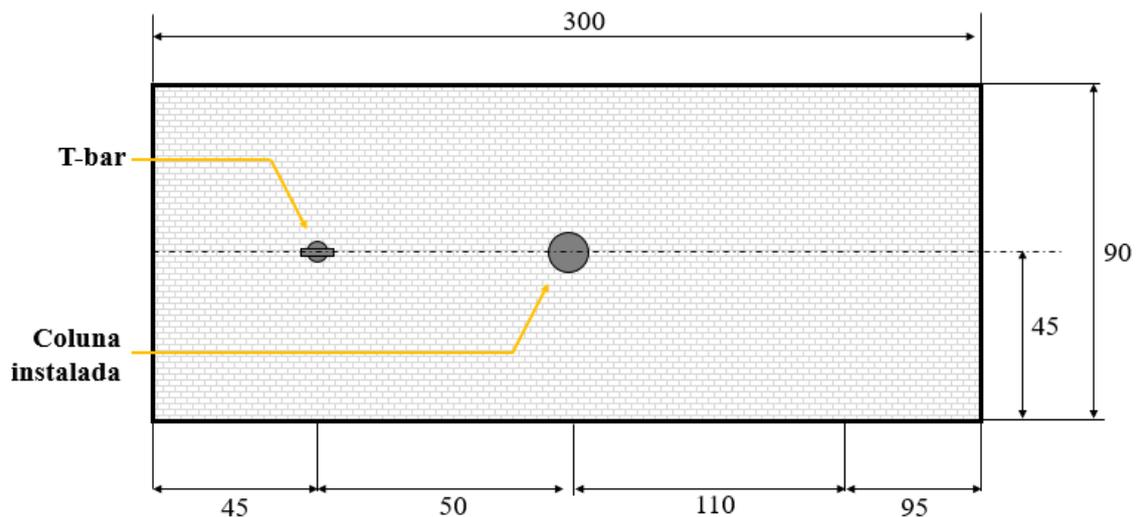
**Figura 53: Curva típica de recalque (m) versus tempo (min) em protótipo.**



**Figura 54: Curva típica de poropressão (kPa) versus tempo (min) com base em instrumentação instalada a 40 mm da base.**

### 5.1.2 Investigação por ensaio T-bar

Em repouso, era necessário desafixar o LVDT e seu suporte da caixa e retirar a água proveniente do adensamento e também as placas de adensamento. Após, era instalado o atuador, com a célula de carga e o aparelho T-bar acoplados. Os devidos cabos eram fixados aos conectores e o atuador acionado para que pudesse se movimentar horizontalmente. A posição de execução do T-bar foi definida de forma que ficasse mais afastada da coluna posicionada, conforme indicado na Figura 55, na parte central da caixa. Assim, evitava-se qualquer perturbação na coluna de areia.

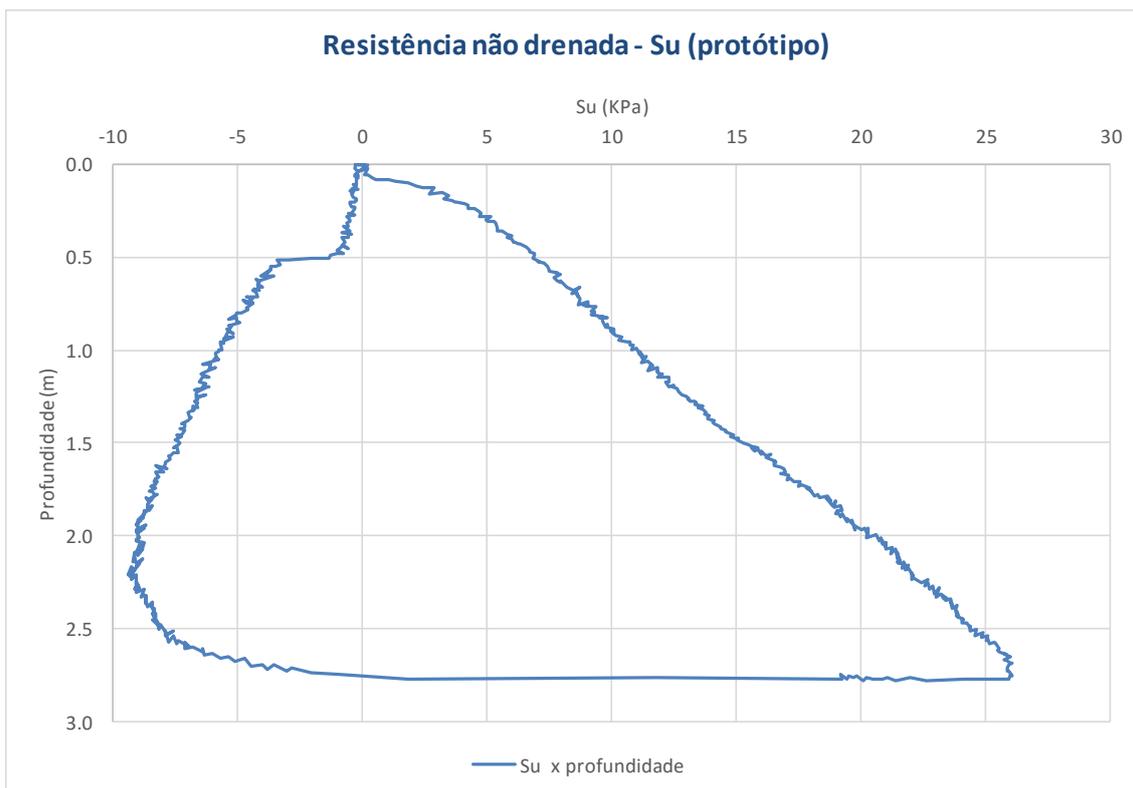


**Figura 55: Posição, em planta, em que o ensaio de T-bar foi realizado.**

Para execução do T-bar, precisa-se repor a água retirada após o adensamento, dentro da caixa. Esta medida evita que o solo adquira resistência em razão da perda de sua saturação. O que pode ocorrer durante o tempo de montagem do equipamento.

Consecutivamente, a centrífuga deve ser acelerada gradativamente até alcançar aceleração de 65 *g*. Espera-se a poropressão estabilizar, o que é representado por uma linha reta constante no gráfico. Com isto, pode-se realizar o T-bar. O sistema do atuador é controlado por deslocamentos, enquanto a célula de carga mede a força aplicada pelo equipamento. Insere-se o valor do deslocamento desejado e a velocidade de descida do T-bar, 1,3 mm/s, a motivação já foi explicitada no capítulo 4.

A investigação por ensaio T-bar foi fundamental durante os ensaios preliminares, pois norteou o seguimento da pesquisa. Através dos T-bar realizados verificou-se o  $S_u$  do solo e pôde-se ajustar a configuração das placas para atingir os 14 kPa. A aquisição de dados fornecia, após tratamento, gráficos similares a este da Figura 56.



**Figura 56: Curva típica de resistência não drenada (kPa) versus profundidade (m).**

É importante frisar que a execução dos ensaios T-bar consecutivamente ao adensamento só ocorreu durante os ensaios preliminares, pois era preciso determinar a sobrecarga de adensamento antes de dar prosseguimento à pesquisa. Após isto definido, os ensaios T-bar foram feitos apenas no final do carregamento da coluna, com a finalidade de serem verificadas as características de resistência do solo ensaiado.

### 5.1.3 Instalação da coluna

Para instalação da coluna era necessário que a centrífuga estivesse em repouso e sem água em sua superfície. Feito isto, o furo, no qual seria pluviado o material granular, era executado.

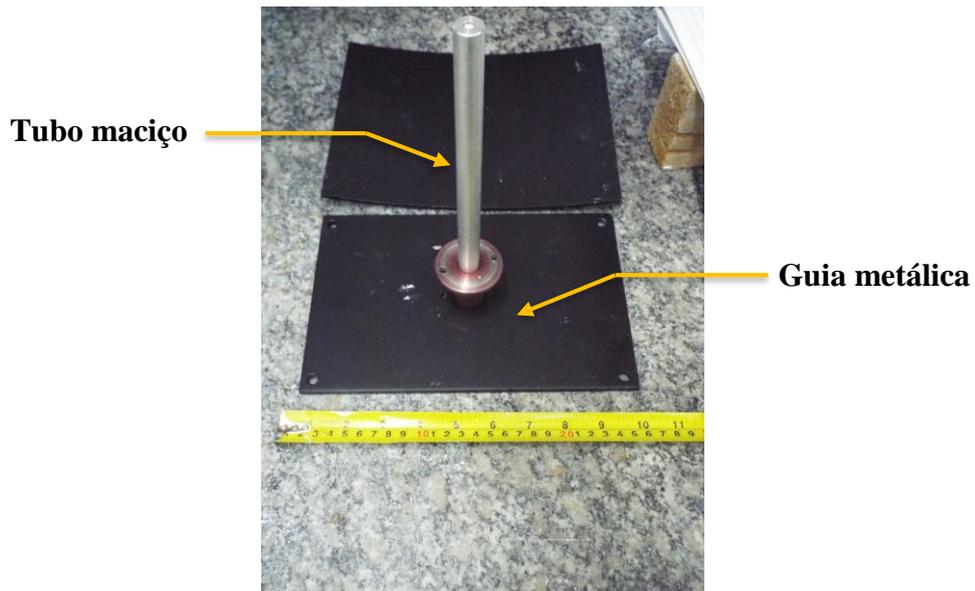
Duas metodologias foram testadas, por substituição e por deslocamento. A primeira consistia em inserir um cilindro de aço inox vazado, com diâmetro interno igual ao diâmetro da coluna, 15,4mm e parede a mais delgada possível, para evitar perturbações excessivas. Um líquido lubrificante foi borrifado no cilindro, internamente e externamente, para facilitar sua cravação. Um guia metálico auxiliava a centralização do cilindro e a sua descida em prumo. Já instalado, o cilindro era vedado em seu topo, a fim de que se criasse pressão e o cilindro pudesse ser retirado. A massa interna de caulim no

cilindro era assim extraída, liberando espaço para instalação da coluna. A Figura 57 retrata o cilindro aberto e o lubrificante utilizado.



**Figura 57: Spray lubrificante e tubo vazado.**

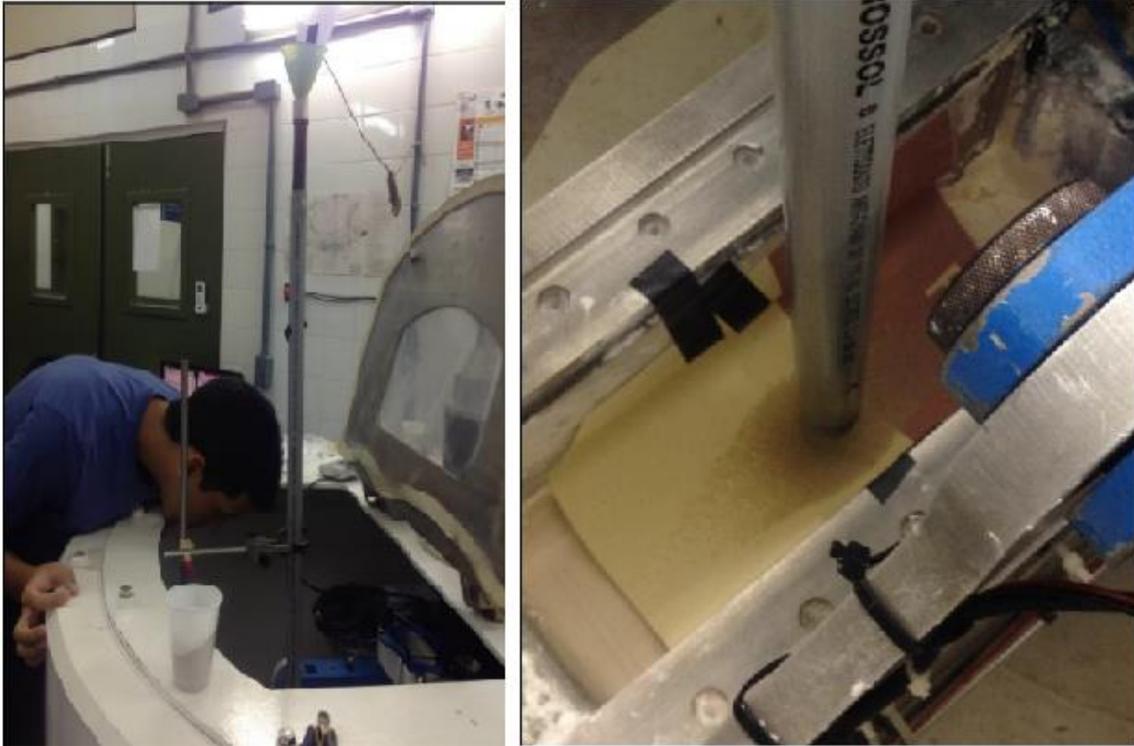
No segundo procedimento, designado por metodologia de deslocamento, cravava-se um cilindro maciço de aço inox com a mesma guia metálica do caso anterior, ambos podem ser vistos na Figura 58. O cilindro recebia o mesmo tratamento com o líquido lubrificante, descrito anteriormente. O cilindro empurrava o caulim, deslocando-o para as laterais do furo recém executado. O cilindro era retirado e o furo estava finalizado.



**Figura 58: Guia e cilindro maciço para instalação por deslocamento.**

O que se observou na prática foi que o furo feito com base na primeira técnica, era íntegro e mantinha seu formato constante com 15,4mm de diâmetro. Sendo necessário apenas, a retirada da água em seu interior. Já o executado com base na segunda metodologia, o furo era desuniforme, muitas vezes fechando em sua parte inferior. Notou-se que, para se continuar os testes com esta técnica seria preciso instalar um sistema de drenagem de água durante o adensamento, que retirasse a água da caixa criando certo efeito de sucção que pudesse manter o furo todo aberto após sua execução. Pela dificuldade adicional em se criar um sistema de drenagem, optou-se por trabalhar com a metodologia de substituição do caulim, para execução da coluna.

Uma vez executado o furo, a pluviação era realizada e a coluna era considerada instalada. A Figura 59 abaixo retrata o momento da pluviação da coluna granular.



**Figura 59: Pluviação sendo executada.**

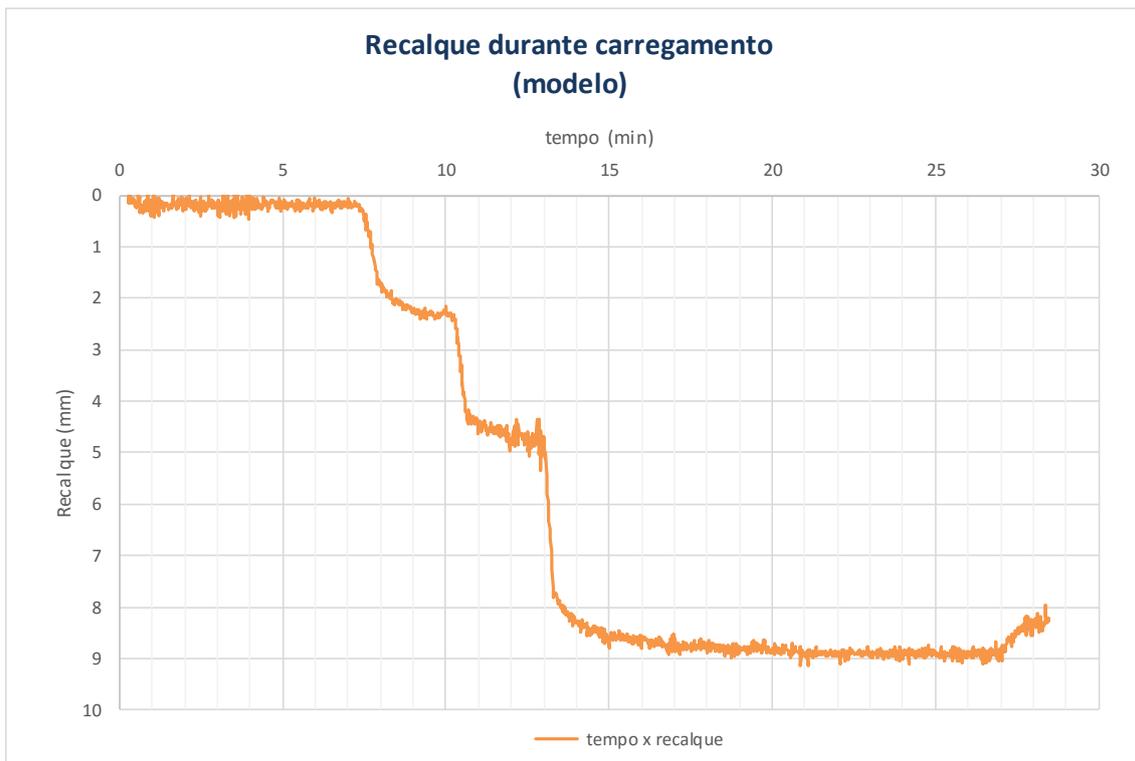
#### **5.1.4 Carregamento**

Dando prosseguimento ao ensaio, era executada a etapa de carregamento da coluna. Uma das três placas era escolhida e colocada delicadamente sobre a coluna (para análise de recalques do solo com tratamento), alinhando-se os eixos da coluna e da peça. Para evitar que a placa escorregasse durante os primeiros momentos de aceleração, onde a força centrífuga não é suficientemente forte, foi utilizada uma placa de isopor que continha lateralmente a placa. A peça de isopor não pressionava a placa de carga, apenas a mantinha na posição, evitando seu deslocamento no plano horizontal. Em seguida era posicionado e fixado o laser, que permitia a medida dos deslocamentos da peça de aço. A seguir, na Figura 60 podem ser vistas duas situações pós carregamento.



**Figura 60:** Configuração do ensaio após carregamento com duas placas distintas.

Novamente a centrífuga era acelerada gradativamente até 65 g, onde era mantida até que o recalque medido na placa se estabilizasse. Nesta fase puderam ser obtidas curvas do tipo recalque *versus* tempo similares à observada na Figura 61.



**Figura 61:** Curva típica de recalque (mm) *versus* tempo (min) obtida durante o carregamento da coluna.

### 5.1.5 Investigação por ensaio T-bar

Nos ensaios preliminares esta fase não ocorreu, pois, o T-bar já tinha sido realizado logo após o adensamento. Contudo, para os ensaios oficiais, o ensaio de T-bar seguiria nos mesmos moldes como já citado no item 5.1.2.

## 5.2 Resultados preliminares

Nesta fase preliminar foram realizados 10 ensaios. Alguns ensaios não foram concluídos, indo apenas até uma certa etapa. Isso ocorreu em função da fase inicial de adaptação com as etapas, somada à falta de experiência com a centrífuga e também por intercorrências no funcionamento da mesma.

Do primeiro ao quarto ensaio, o adensamento foi feito utilizando-se 2 placas com pesos somados de 4,6 kg. Foram os primeiros contatos com a centrífuga, portanto, foram de grande valia para ajustar os procedimentos e proporcionar velocidade na hora da execução de todas as etapas, tornando possível a realização do ensaio em 1 dia corrido. Na Figura 62, o resultado obtido no T-bar do primeiro ensaio.

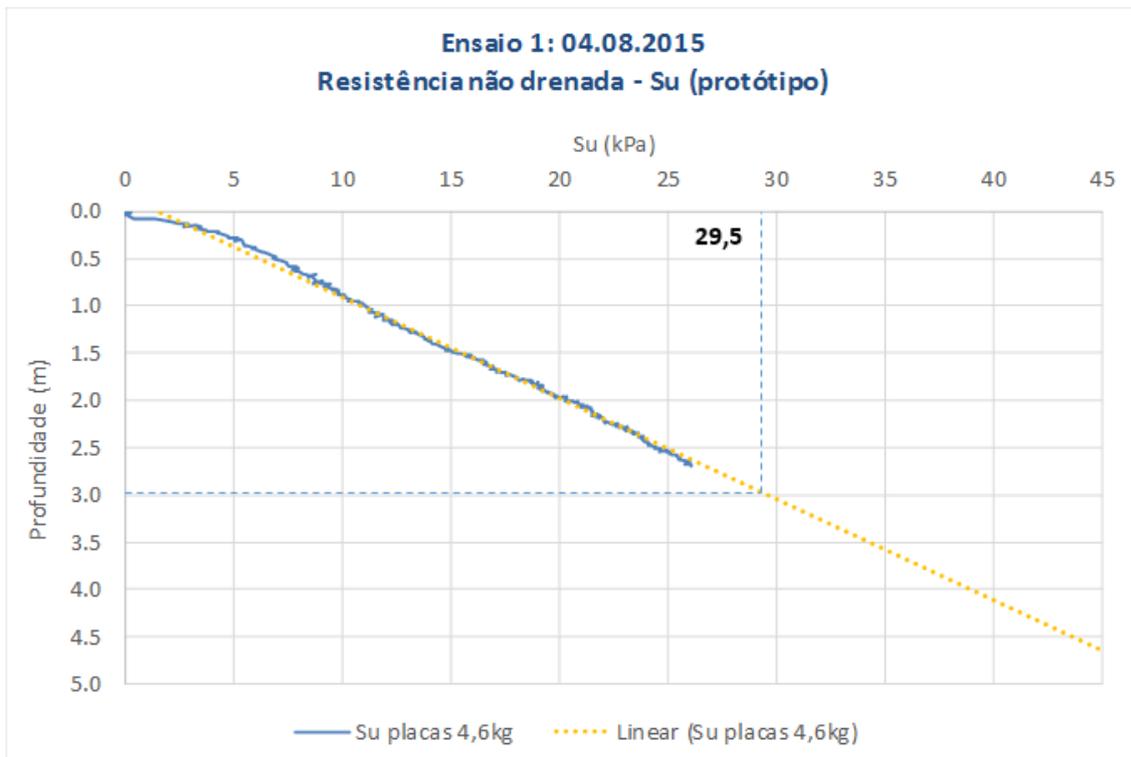
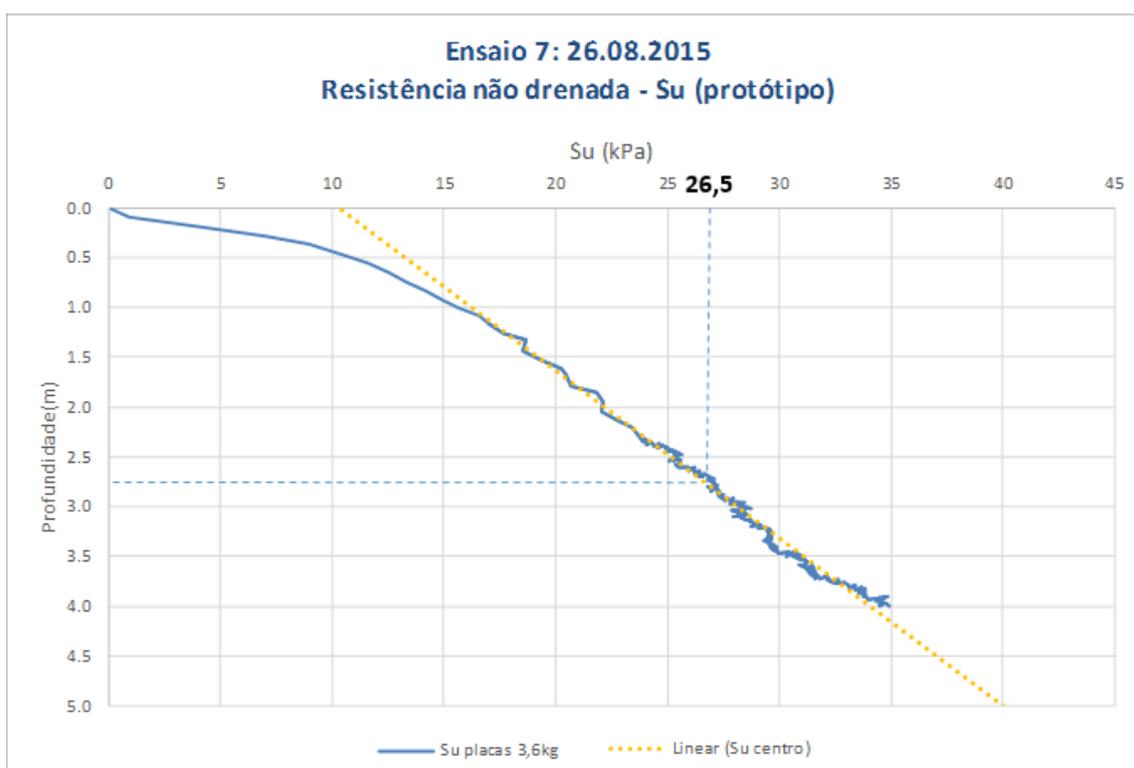


Figura 62: Curva de resistência ao cisalhamento na condição não drenada  $S_u$  (kPa) versus profundidade (m) obtida no 1º ensaio (protótipo).

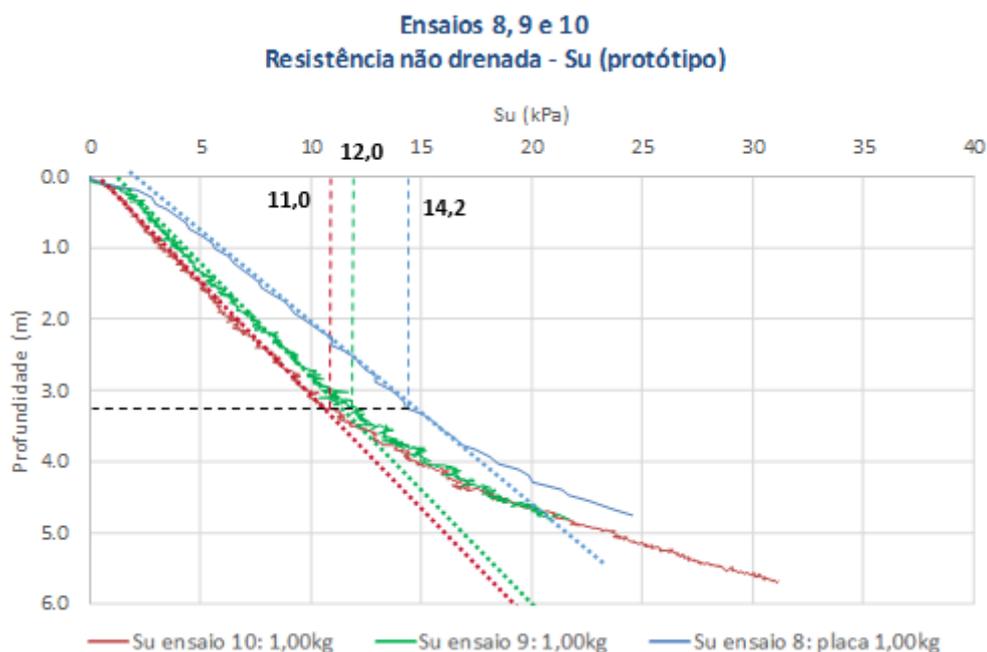
Como pode ser observado, o valor de  $S_u$  encontrado para o meio da camada (a camada após adensamento atingiu 90 mm, o que corresponde a 5,85 m) foi muito além do que o desejado, 29,5 kPa. Conclui-se que o peso das placas estava superdimensionado.

Do quinto ensaio até o sétimo, utilizou-se placas com 3,6 kg. Houve uma redução do valor de  $S_u$  no meio da camada, conforme esperado, mas ainda assim o valor se manteve muito distante dos 14 kPa. O gráfico apresentado na Figura 63 demonstra o valor encontrado para o sétimo ensaio. Pode-se observar o valor de 26,5 kPa para o meio da camada (2,7 m).



**Figura 63: Curva de resistência ao cisalhamento na condição não drenada  $S_u$  (kPa) versus profundidade (m) obtida no 7º ensaio (protótipo).**

Assim, decidiu-se adotar apenas uma placa de adensamento com 1,0 kg nos três últimos testes preliminares. Conforme veremos na Figura 64, o uso desta placa forneceu valores de  $S_u$  bem próximo ao desejado e por isso estes três ensaios serão melhor explicados na sequência.



**Figura 64:** Curva de resistência ao cisalhamento na condição não drenada  $S_u$  (kPa) versus profundidade (m) obtida nos 8º, 9º e 10º ensaio (protótipo).

Depreende-se do gráfico acima que os valores de  $S_u$  estão razoavelmente próximos ao valor desejado, sendo sua variação decorrente de um ajuste mais refinado do geotêxtil que envolve a placa, diminuindo o atrito com a parede lateral da caixa. A Tabela 10 abaixo mostra os valores teóricos correspondentes as placas utilizadas, o embasamento destes cálculos pode ser visto no Anexo 4. Percebe-se que os valores encontrados nos ensaios, para as placas de 7,3 mm e 5,3 mm, não estão em perfeito acordo com os preconizados teoricamente.

**Tabela 10:** Valores teóricos de  $S_u$  em função da espessura da camada e de placa de adensamento.

Valor teórico de $S_u$ em função das placas de adensamento				
Espessura da placa de aço	Peso da placa de aço	Espessura média no meio da camada (modelo)	Espessura média no meio da camada (protótipo)	$S_u$ teórico
7,3 mm	4,6 kg	45,0 mm	2,9 m	19,0 kPa
5,3 mm	3,6 kg	43,0 mm	2,8 m	16,1 kPa
2,0 mm	1,0 kg	47,5 mm	3,1 m	12,5 kPa

Percebe-se, também, analisando as curvas da Figura 64, que os ensaios de T-bar nesses últimos testes foram mais profundos que os demais realizados anteriormente. Atingindo entre 73,8 mm e 87,7 mm na camada de 95 mm de espessura, nos ensaios 8 e 10 respectivamente. Este fato é relevante e deve ser ressaltado, pois permite observar um

enrijecimento nas proximidades do fundo da caixa. Podendo ser causado pela proximidade do material drenante, por uma influência exercida pelo material rígido da caixa presente no fundo ou por uma combinação destes dois efeitos.

Tendo sido verificada a resistência ao cisalhamento preconizada ( $S_u$  de cerca de 14 kPa), analisar-se-á o carregamento da coluna para as três placas de mesmo peso, porém de diferentes diâmetros. A Figura 65 mostra os recalques obtidos para os três tipos de carregamento e a Tabela 11 sintetiza as informações destes três últimos ensaios.

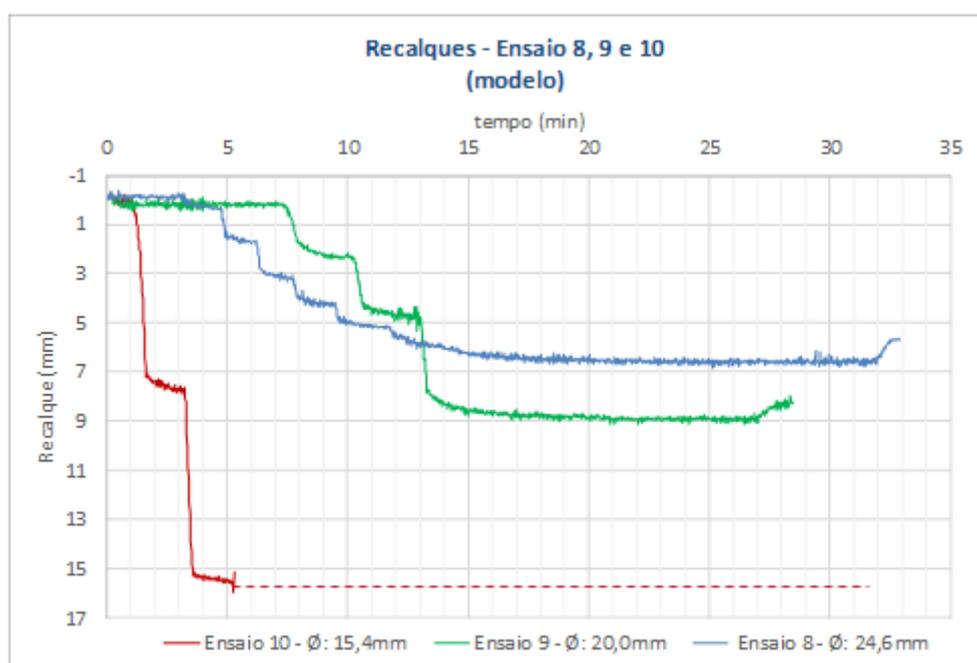


Figura 65: Curvas recalque (mm) versus tempo (min) obtidas no 8º, 9º e 10º ensaio (modelo).

Tabela 11: Tabela comparativa das placas de carregamento e respectivos recalques.

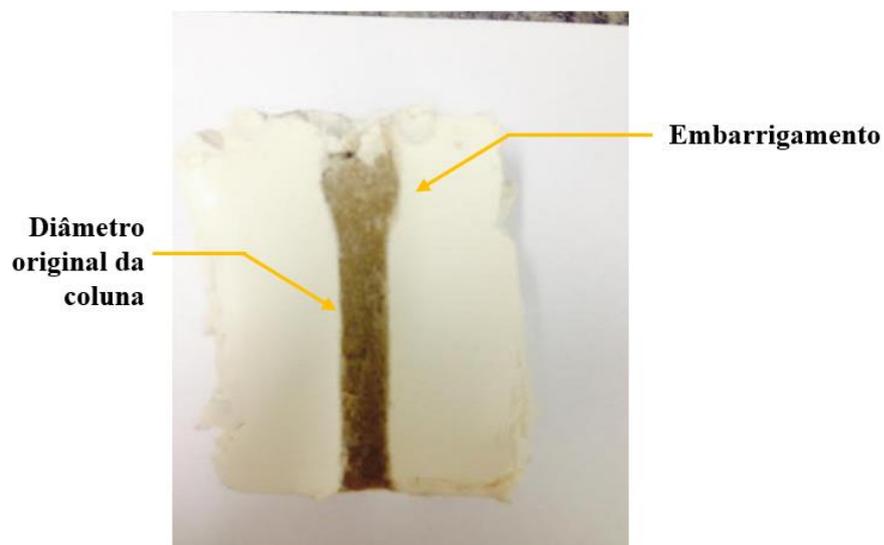
Recalques placas de carregamento - Centrífuga de braço			
Relação $\phi_{placa}/\phi_{coluna}$	$\phi_{placa}$	Peso da placa	Recalque modelo
1,0	15,4 mm	46 g	15,2 mm
1,3	20,0 mm	46 g	9,1 mm
1,6	24,6 mm	46 g	6,7 mm

No caso do ensaio 10, houve um problema com a leitura obtida pelo laser. Durante o carregamento, devido ao grande recalque, a placa de aço inox rotacionou no topo da coluna. Devido a isto, o laser não conseguiu mais realizar leituras. No entanto, pôde-se estimar o recalque deste ensaio, pois sabe-se que o caminho para atingir os 65 g, foi feito

em duas etapas. Ao rotacionar, a placa já estava se encaminhando para a estabilização dos recalques no carregamento a 65 g.

Esse imprevisto não nos impediu de analisar os recalques encontrados, visto que estes são tão maiores quanto menor é a placa, ou seja, quanto maior a tensão.

Ao fim dos ensaios, realizaram-se as inspeções visuais da coluna e do caulim próximo. Com auxílio de uma espátula foi recortado um retângulo no solo que englobasse a coluna, atentando-se para que o mesmo fosse grande o suficiente para não perturbar o que se desejava observar. O solo ao redor foi removido e, em seguida, o retângulo de caulim. Este foi cortado ao meio, permitindo uma observação da coluna e do solo. As fotos da Figura 66 e 67 exemplificam o que se encontrou nesta etapa final do processo.

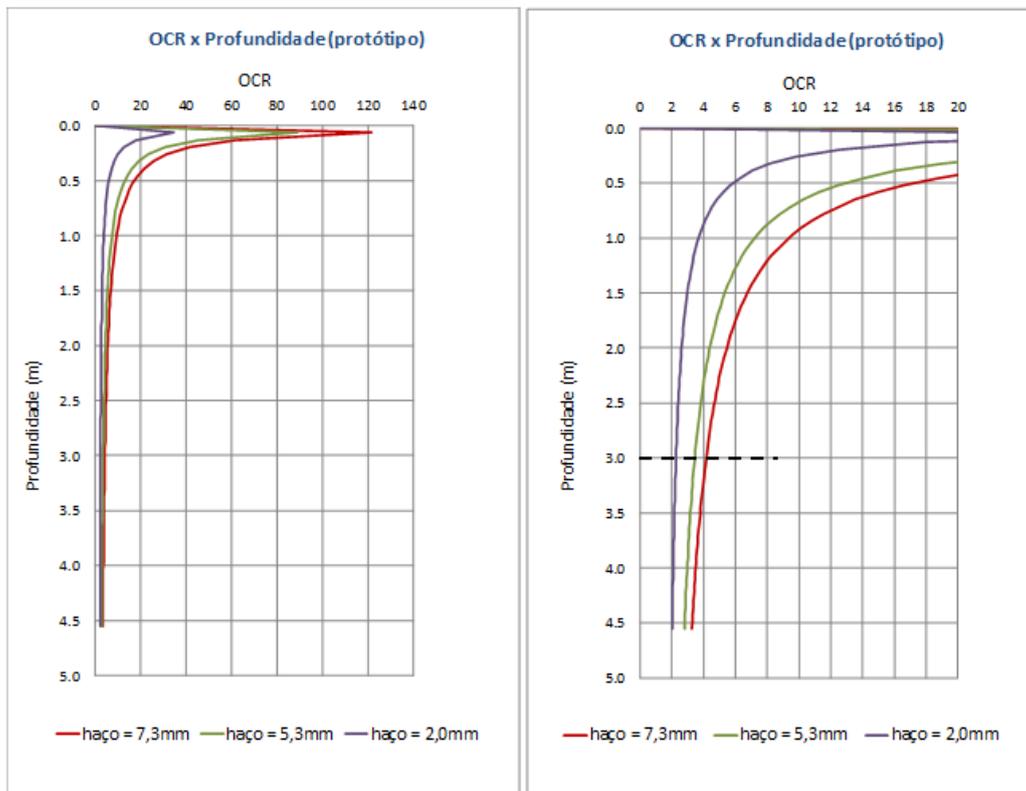


**Figura 66: Coluna cortada longitudinalmente, após o 10º ensaio.**



**Figura 67: Detalhe das dimensões da coluna no topo e na base após carregamento.**

Também após a fase de carregamento, pode-se estimar o OCR do solo, considerando os períodos de adensamento a 100 g e a fase de carregamento a 65 g. Nos gráficos da Figura 68 abaixo, nota-se que os valores de OCR encontrados foram 2,3,8 e 4 para as placas com espessuras ( $h_{aço}$ ) de 2, 5,3 e 7,3 mm, respectivamente.



**Figura 68:** À esquerda, curvas de OCR em função da profundidade obtidas em ensaios realizados com as 3 placas de adensamento. À direita, detalhe aproximado das mesmas curvas.

### 5.3 Conclusões preliminares

Após a realização dos ensaios preliminares, pôde-se estabelecer algumas premissas relativas à metodologia na execução dos ensaios.

Primeiramente, definiu-se a placa de adensamento como uma placa única de 1,0 kg. Percebeu-se também, ao longo dos experimentos preliminares, que seria possível realizar dois carregamentos simultâneos na mesma caixa em um mesmo ensaio. Estes seriam, um carregamento sobre a coluna, conforme explicado no decorrer do item 5.3 e um mesmo carregamento apenas no solo, observando o comportamento sem tratamento do caulim. Desta forma, acredita-se que o parâmetro  $\beta$  será o mais acurado possível, pois estar-se-iam comparando situações que se utilizaram do mesmo solo em um mesmo ensaio. Desta forma, seriam evitadas distorções no resultado, por conta de pequenas variações (como número e tamanho de grumos colocados) nas etapas manuais de preparação da amostra. Para isso, foram encomendadas três novas peças, exatamente iguais as já existentes.

Outro aspecto necessário foi a definição do procedimento (quantidade de estágios) para que fosse atingida a aceleração de 65g, da fase de carregamento, de modo que todos os ensaios seguissem o mesmo procedimento. Nos três casos vistos anteriormente, a aceleração de 65 g foi atingida cada uma em estágios diferentes, em 6, 3 e 2 estágios. Decidiu-se então, aumentar em uma única etapa a aceleração no painel digital para 65 g, evitando-se estágios intermediários.

Em seguida, analisou-se os recalques obtidos nos ensaios 8, 9 e 10 em protótipo, como pode ser visto na Tabela 12.

**Tabela 12: Recalques em protótipo obtidos nos ensaios 8, 9 e 10.**

Recalques em protótipo e tensões - Centrífuga de braço			
Relação $\phi_{placa}/\phi_{coluna}$	Recalque modelo	Recalque protótipo	Tensão
1,0	15,2 mm	0,99 m	160,60 kPa
1,3	9,1 mm	0,59 m	95,22 kPa
1,6	6,7 mm	0,43 m	62,94 kPa

Observa-se a situação mais crítica que corresponde à tensão aplicada de 2,42 kPa, em que o recalque em protótipo pode chegar a quase 1 m.

Por fim, comparou-se o embarrigamento verificado experimentalmente com a dimensão original da coluna. A razão entre os diâmetros de ambos é igual a 1,8 para o pior caso observado (menor diâmetro do carregamento). Para entender a situação que se encontra a coluna nessa fase de pós carregamento, faz-se a seguinte análise.

- Calcula-se a deformação axial da coluna, com a seguinte relação:

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta_a}{h_{coluna}} = \frac{15,2}{95} = 0,16$$

onde:

$\Delta_a$ : é a deformação vertical da coluna após carregamento e equivale ao recalque obtido e

$h_{coluna}$ : é a altura inicial da coluna logo após instalação, igual a espessura de caulim.

- Calcula-se a tensão vertical no meio da camada:

$$\sigma'_1 = \gamma_{sub} \times \frac{h_{camada}}{2} = 6,5 \times \frac{0,095}{2} \times 65 = 20kPa$$

- Estima-se a tensão confinante para um solo sobreadensado:

$$\sigma'_3 = \sigma'_1 \times K_0$$

Como, o solo era sobreadensado, calcula-se  $K_0$  da seguinte forma:

$$K_{0,sa} = [1 - \text{sen}(\varphi')] \cdot \text{OCR}^{\text{sen}(\varphi')}$$

onde:

$\varphi'$ : o ângulo de atrito efetivo, definido na Tabela 4 e

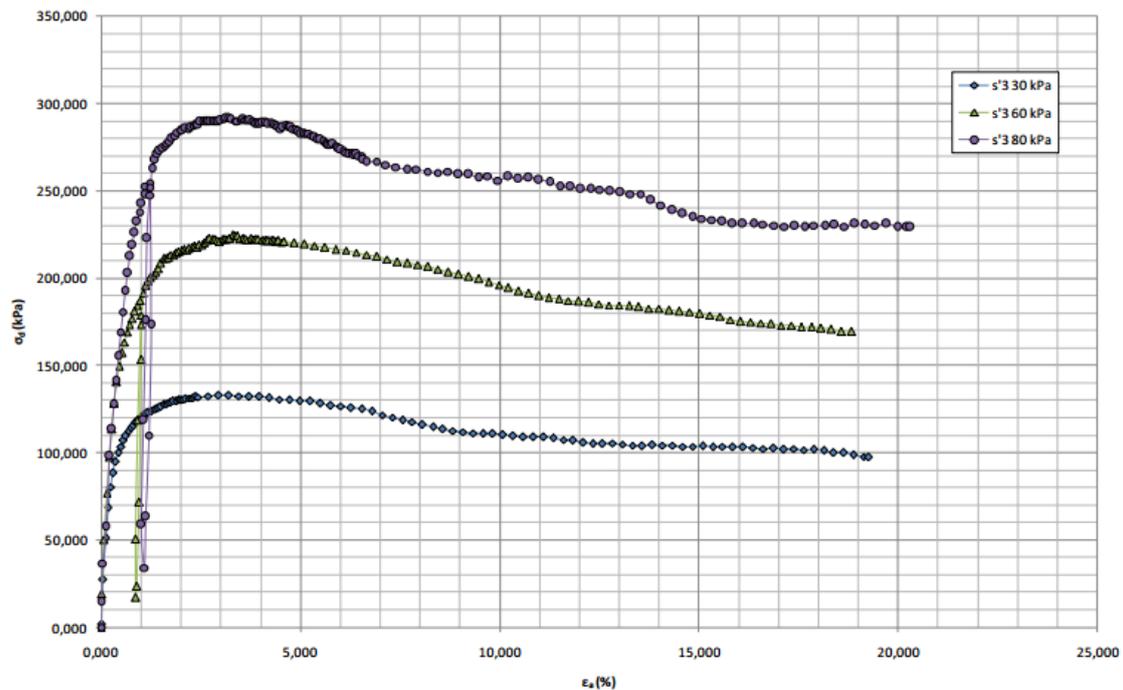
OCR: a razão de sobreadensamento.

Assim,  $K_{0,sa}$  obtido é igual a 0,78 e pode-se calcular  $\sigma'_3$ :

$$\sigma'_3 = 20 \times 0,78 = 15,6 \text{ kPa}$$

É válido ressaltar, que o possível alívio de tensões causado pela execução do furo não foi considerado aqui, por se tratar de uma análise de extrema complexidade que foge ao escopo deste trabalho.

Buscou-se, então, na literatura uma curva de *tensão x deformação* que pudesse representar este caso de estudado. Em GUIMARÃES (2014), foi realizado um estudo da areia de São Francisco, onde se obteve a curva desejada. Para a menor tensão confinante, 30 kPa, do gráfico da Figura 69, observa-se que a ruptura ocorre em uma deformação axial ( $\epsilon_a$ ) de 3%.



**Figura 69: Curvas tensão (kPa) versus deformação (%) da areia de São Francisco (GUIMARÃES, 2014).**

Avaliando a deformação axial obtida após a fase de carregamento (16%), infere-se que a coluna carregada com a placa de menor diâmetro rompeu, devido aos esforços deste carregamento. Para os demais carregamentos, encontrar-se-á para a deformação axial 10,5% e 7,4%, para os carregamentos de 20,0 e 24,6 mm de diâmetro, respectivamente. Como a tensão confinante dos ensaios feitos neste trabalho são menores que 30 kPa, a ruptura acontecerá em valores inferiores de tensão. Conclui-se que, como todas as deformações axiais se encontram além da deformação axial de ruptura para a tensão confinante de 30 kPa, que todas as colunas romperam após seu carregamento.

Porém, também é necessário notar que os efeitos de deformação vertical diminuem substancialmente quanto menor a tensão aplicada. Por isso, é preferível e muito importante projetar uma melhor distribuição de cargas para a cada coluna. Isso é possível aumentando-se o diâmetro das fundações em relação ao diâmetro das colunas. Dessa forma, evita-se dimensionamentos muito robustos das colunas granulares (o que implica maiores gastos econômicos).

## 6 Centrífuga de tambor

Na centrífuga de tambor foram realizados os ensaios com a célula unitária. A representação da célula unitária foi feita por cilindro de aço inox com três diâmetros diferentes. O uso de diferentes diâmetros tinha como finalidade captar mudanças no comportamento da coluna frente a diferentes espaçamentos entre elas. A malha a ser representada nesta pesquisa é a quadrada, que de acordo com as relações mostradas no item 2.4, para cada diâmetro utilizado, foram obtidos os parâmetros apresentados na Tabela 13.

**Tabela 13: Espaçamento das colunas e área de influência de acordo com o diâmetro de influência.**

Cilindros da célula unitária - Centrífuga de tambor		
$\phi_{\text{cilindro}} = d_e$	s	Área de influência
46,0 mm	40,7 mm	1657,1 mm
31,0 mm	27,4 mm	752,6 mm
26,0 mm	23,0 mm	529,4 mm

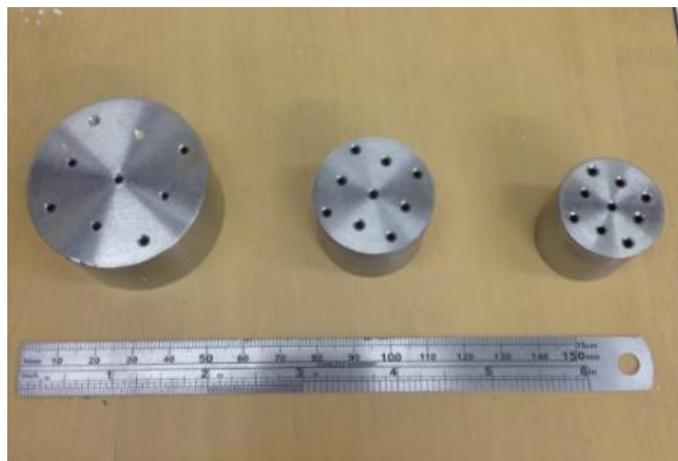
Também neste caso, a coluna foi carregada com placas de carregamento com três diâmetros diferentes, cada qual com mesmo diâmetro de sua célula unitária. Porém, desta vez a tensão foi mantida constante. Assim, pretendeu-se simular o efeito das tensões do aterro tem sobre a malha de colunas granulares. A Tabela 14 sintetiza as características das placas de carregamento da centrífuga de tambor, a Figura 70 retrata as células e a Figura 71 suas respectivas placas.

**Tabela 14: Características dos carregamentos aplicados nas células unitárias na centrífuga de tambor.**

Placas de carregamento - Centrífuga de tambor		
$\phi_{\text{placa}}$	Peso da placa	Tensão
46,0 mm	387,4 g	151,60 kPa
31,0 mm	177,4 g	152,85 kPa
26,0 mm	125,8 g	154,09 kPa



**Figura 70: Células unitárias de diferentes diâmetros.**



**Figura 71: Placas de carregamento de cada célula unitária.**

## **6.1 Ensaios preliminares**

Muitos procedimentos básicos do ensaio na centrífuga de tambor se assemelham aos procedimentos já citados no capítulo 5. Por isso, serão enfocadas apenas as diferenças e peculiaridades deste ensaio em relação ao anterior.

### **6.1.1 Preparação e adensamento**

A preparação seguiu os mesmos critérios do ensaio anterior, com exceção do quantitativo de material. Por ser uma caixa maior, utilizou-se 8kg de caulim e os 80% desta massa, de água. Após a mistura, o caulim era instalado pelo mesmo operador que executou os ensaios anteriores, conforme a Figura 72, enquanto a caixa era preparada.

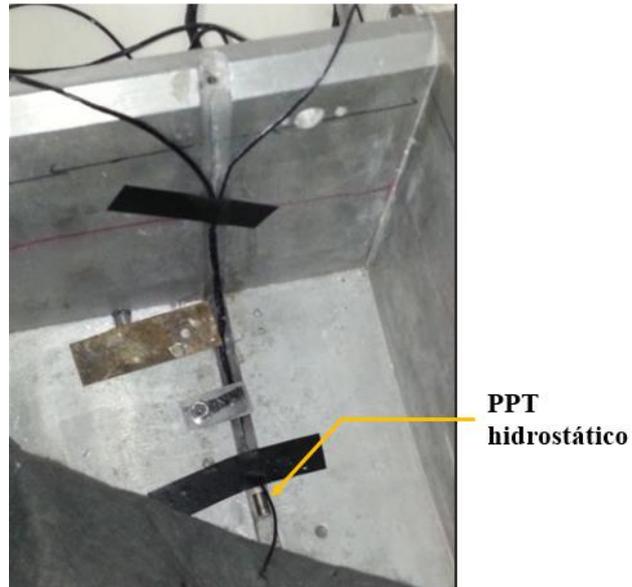


**Figura 72: Caixa sendo preenchida com caulim pela técnica de grumos.**

Um PPT era instalado a 5,5cm do fundo da caixa, com suporte especial para o mesmo, como a Figura 73 demonstra. Outro PPT era alocado no fundo da caixa, abaixo do geotêxtil de drenagem, medindo a poropressão hidrostática, como mostra a Figura 74. O geotêxtil também foi responsável por drenar a água remanescente do adensamento, a princípio, em duas direções, para baixo e longitudinalmente. Ao contrário da outra caixa, esta não possui um limitador de altura que não seus perímetros, assim, a altura média dos ensaios foi em torno de 18mm.



**Figura 73: PPT localizado a 5,5cm inserido na camada de caulim.**



**Figura 74: PPT localizado abaixo do geotêxtil.**

Uma diferença importante deve ser ressaltada. Antes da colocação do caulim, deve-se fixar a célula unitária no tamanho desejado centralizada na caixa. Desta forma, pode-se dar início ao enchimento da caixa, inclusive dentro da célula, a Figura 75 retrata esse aspecto comentado. Uma vez preenchida com os grumos, o caulim na caixa era arrasado na geometria paralela ao seu fundo (o fundo é arredondado para encaixar perfeitamente na parede da centrífuga, aonde se apoia). A caixa era, então, afixada por vigas que, por sua vez, eram aparafusadas na centrífuga.



**Figura 75: Caixa e célula unitária sendo preenchidas pela técnica de grumos.**

No caso desta centrífuga, o sensor utilizado para medir o deslocamento nesta fase é o laser, este era preso na centrífuga por meio de um suporte, como demonstra a Figura 76. Os cabos eram devidamente conectados e as peças móveis presas por abraçadeiras.



**Figura 76: Laser e vigas de apoio posicionados.**

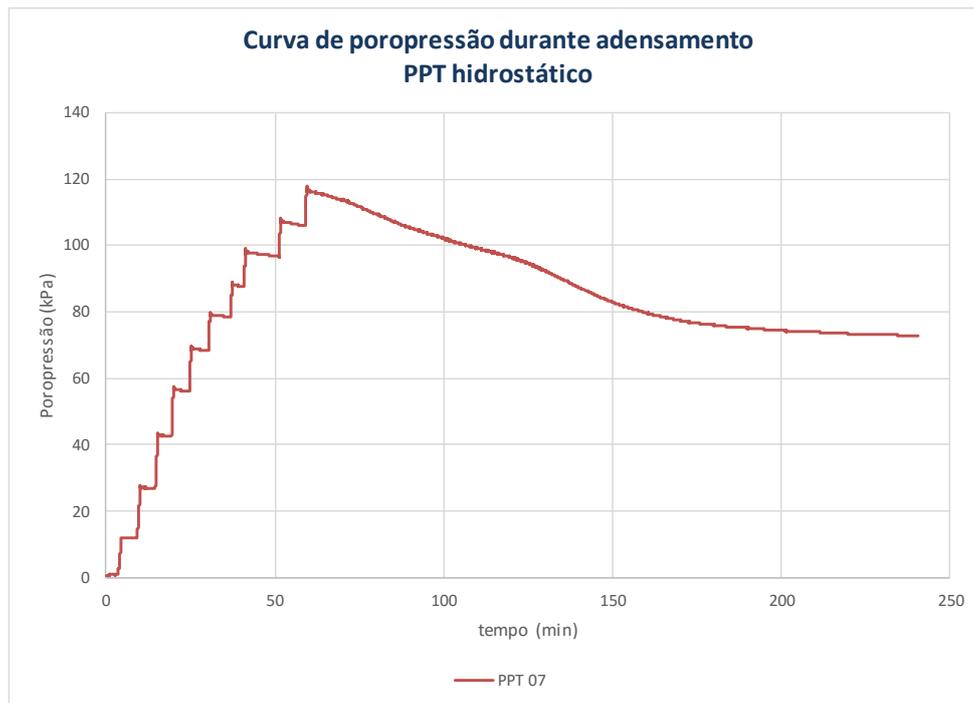
As placas foram envoltas por geotêxtil e posicionadas sobre o caulim arrasado. Como a centrífuga precisava ser basculada para sua posição de voo, que é na horizontal, as placas precisavam ser presas por pequenas hastes metálicas, como demonstra a Figura 76. Com as hastes posicionadas, a centrífuga era basculada e o contrapeso calculado era alocado na caixa diametralmente oposta à que estava recebendo o ensaio.

A posição de funcionamento da centrífuga (horizontal) motivou outra importante decisão relacionada ao ensaio: a utilização de um sistema de drenagem que retirasse água da caixa. Caso a centrífuga fosse parada ao final do ensaio com a água, oriunda do adensamento, em sua superfície, ela escorreria para dentro da parte eletrônica, podendo danificar o sistema. Por isso, ao final do ensaio o sistema de drenagem, que pode ser visto na Figura 77, devia ser acionado, permitindo a drenagem desta água e a paralisação segura da máquina.



**Figura 77: Sistema de drenagem na centrífuga e o sistema de controle com o botão de acionamento.**

Com a centrífuga fechada e o sistema e programa de aquisição de dados ligados, deve-se proceder com a aceleração gradativa conforme visto no item 5.1.1. O tempo de adensamento também foi estabelecido para uma dissipação do excesso de poropressão de 95%, sendo possível obter-se os registros das curvas de poropressões geradas *versus* tempo pelo programa de aquisição. A estimativa teórica do tempo de adensamento também pode ser visto no Anexo 3. Os gráficos plotados nesta fase, relacionados aos ensaios realizados nesta centrífuga, são similares aos mostrados nas Figuras 52, 53 e 54, a exceção do transdutor de poropressão hidrostático. Um exemplo de curva típico deste, pode ser visto na Figura 78.



**Figura 78: Curva típica do PPT hidrostático da centrífuga de tambor.**

O que diferencia a curva obtida com base no PPT hidrostático para a obtida com base no PPT inserido no meio da camada de caulim é que no gráfico acima não ocorre a dissipação de poropressões após incremento de aceleração da centrífuga, pois este PPT não está sujeito aos efeitos do excesso de poropressão sofridos pela camada de caulim.

Ao final do adensamento, a drenagem era acionada. O tempo necessário para escoar a água era esperado e feito isso, o sistema podia ser parado, o contrapeso retirado e a centrífuga basculada para sua posição de trabalho, vertical. Assim, podia ser dada continuidade ao ensaio.

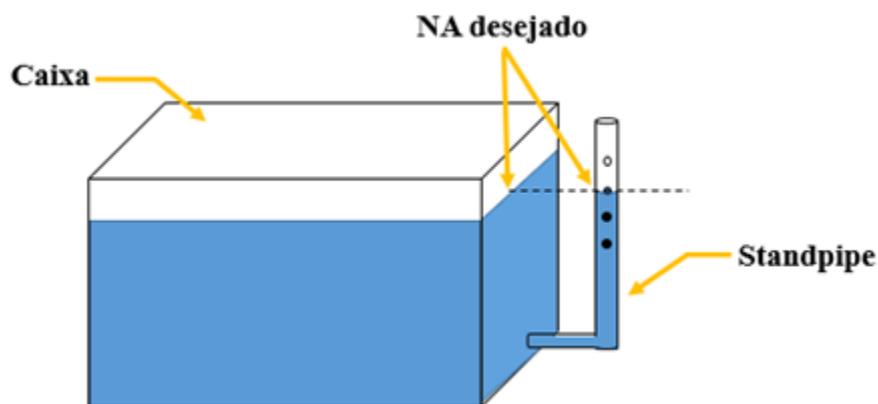
### **6.1.2 Investigação por ensaio T-bar**

O ensaio T-bar cumpre aqui o mesmo objetivo do que já foi citado para a centrífuga de braço. Sua realização nesta etapa do ensaio é apenas de cunho preliminar também, sendo mais à frente realizado ao final do ensaio.

O atuador era instalado após a retirada do laser, bem como seu motor, responsável pelo seu funcionamento. Acoplado ao atuador ficava o LVDT que era responsável por controlar os deslocamentos. Este atuador podia se movimentar no sentido radial da centrífuga, permitindo sua cravação no solo e no sentido angular, que possibilitava o deslocamento da posição do T-bar na caixa.

Antes dos ensaios serem realizados, a centrífuga era basculada novamente, o contrapeso recalculado, sua colocação era feita e os aparelhos eletrônicos ligados. O fechamento do dreno era verificado. Conforme ocorria no ensaio da centrífuga anterior, o nível de água do final da etapa de adensamento devia ser restaurado, porém esta recolocação da água só podia ser feita com a centrífuga em voo. Esta necessidade só foi identificada ao longo dos ensaios preliminares e, por isso, desenvolveu-se o sistema de *standpipe*.

Seu funcionamento consiste em utilizar o sistema de abastecimento elevado já presente nas instalações da centrífuga, para fornecer água para dentro da caixa durante o voo. O nível de água é controlado pelo *standpipe*, que extravasa a água excedente do nível desejado para a parede da centrífuga, conforme esquematizado nas Figuras 79, 80 e 81.



**Figura 79: Esquema do *standpipe*.**



Figura 80: Sistema de abastecimento de água.



Figura 81: Sistema de abastecimento d'água e *standpipe* dentro da centrífuga.

A partir daí, o ensaio prosseguia, acelerando-se a centrífuga gradualmente. Quando alcançada a aceleração de 20 g, o sistema de entrada de água era liberado e a caixa podia ser enchida por cima ou por baixo. O nível de água era atingido e, então, mantido pelo *standpipe*.

A centrífuga era mais uma vez acelerada, agora para sua aceleração de ensaio, 65 g. Aguardava-se a estabilização das poropressões através da análise dos gráficos e concomitantemente era feito o acompanhamento visual do funcionamento do sistema *standpipe*, através do estroboscópio.

A seguir, eram realizados os ensaios T-bar desejados. Para os casos preliminares, foram feitos, pelo menos, dois ensaios de T-bar, um no centro e outro deslocado  $-8^\circ$  na direção angular (em alguns casos foram feitos T-bar a  $+8^\circ$ ). A profundidade era, em média, 5,5cm. Os moldes do ensaio eram os mesmos citados para o T-bar feito na centrífuga anterior. Os gráficos obtidos tinham o mesmo formato do apresentado na Figura 56.

Antes da centrífuga ser desacelerada, a drenagem era acionada novamente. Após um certo tempo, essa etapa era encerrada e dava-se prosseguimento à instalação da coluna.

### **6.1.3 Instalação da coluna**

A instalação da coluna deve ser feita no centro da célula unitária, conseqüentemente no centro da caixa também. Por estar confinado, o caulim não teria condição de se deslocar radialmente e permitir a execução do furo, por isso o método utilizado para fazer o furo, assim como na centrífuga de braço, deve ser o de substituição. O procedimento é o mesmo já visto no capítulo 5.2, não sendo necessária, então, sua descrição e nem sua execução em fase preliminar novamente. Deste modo, para esta centrífuga, a etapa de instalação da coluna se restringe aos ensaios oficiais.

### **6.1.4 Carregamento**

Com a coluna instalada (para o caso do solo com tratamento) ou sem (para o caso do solo virgem), a placa de carregamento correspondente a célula unitária deve ser posicionada cuidadosamente, a fim de que não sejam causadas maiores perturbações no solo. Novamente a centrífuga deve ser basculada e carregada com o contrapeso.

A centrífuga deve ser acelerada aos 65 g e mantida assim até o final do carregamento, caracterizado pelo recalque constante. O gráfico padrão para esta fase é o mesmo que já apresentado na Figura 61.

Esta etapa também não foi executada durante os ensaios preliminares na centrífuga de tambor, sendo sua realização, nesta centrífuga, uma fase exclusiva dos ensaios oficiais.

### **6.1.5 Investigação por ensaio T-bar**

Nos demais ensaios, que não preliminares, os T-bar devem ser feitos na extremidade ( $-8^\circ$ ), para que não se destrua a coluna instalada e apenas ao final do ensaio, como última etapa do processo.

## 6.2 Resultados Preliminares

Nesta centrífuga foram realizados 15 ensaios preliminares. Os quatro primeiros foram feitos sem a célula unitária, apenas para conhecer-se o funcionamento da centrífuga e calibrar-se o peso das placas de adensamento. A princípio foram utilizadas três placas de ferro fundido com peso total de 12,26kg. A drenagem foi feita em duas direções, pelo geotêxtil colocado em sua lateral transversal e fundo.

O resultado, que pode ser visto na Figura 82, foi um valor de  $S_u$  maior do que o os 14kPa visados, como já era esperado, porém muito abaixo do valor teórico calculado.

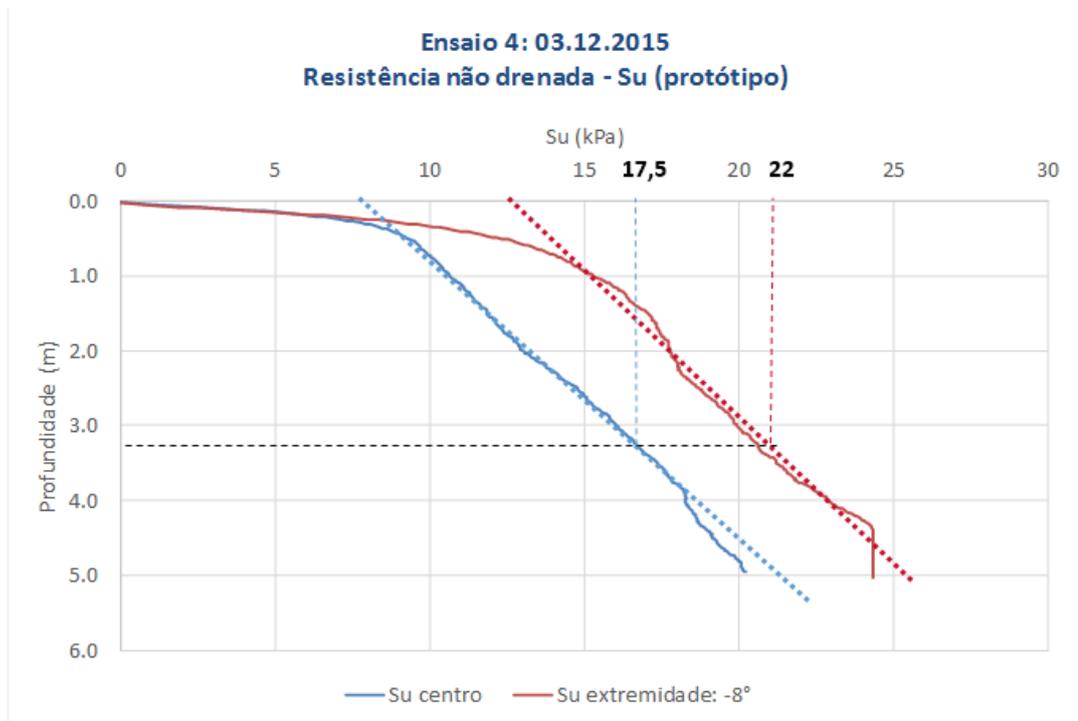
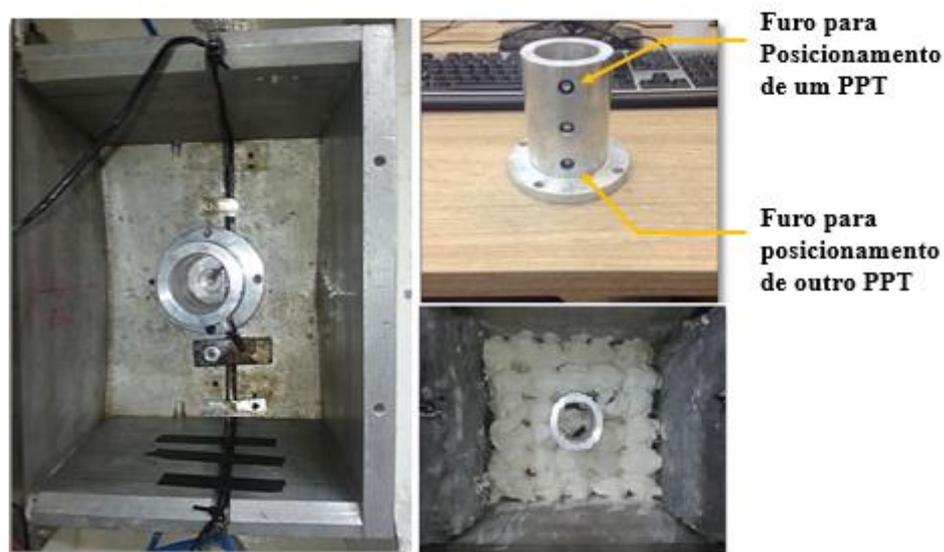


Figura 82: Resultados obtidos no 4º ensaio para um T-bar central e outro a  $-8^\circ$ .

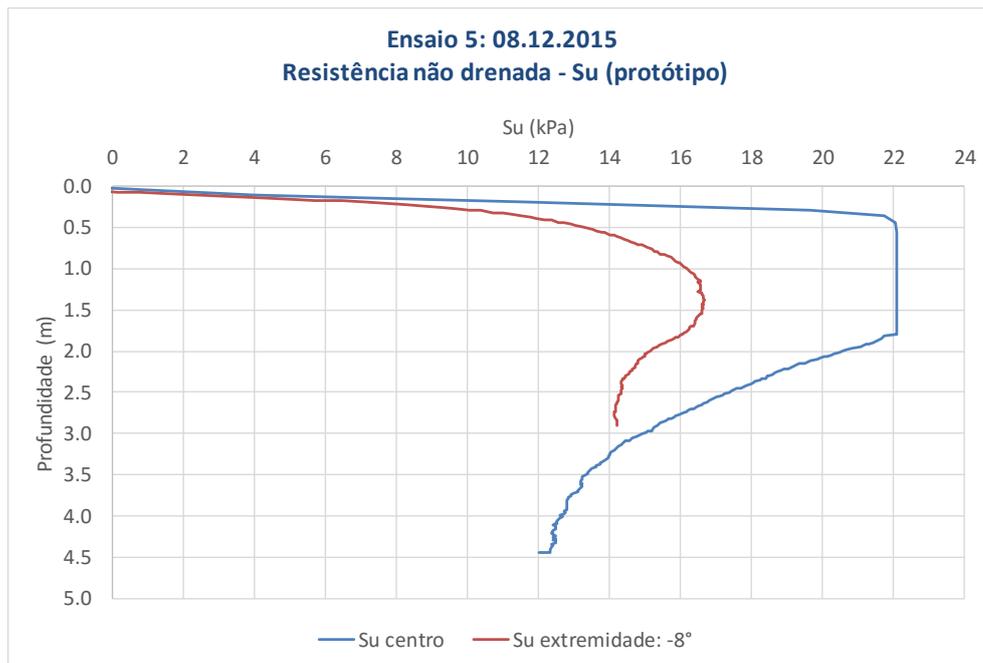
Percebe-se também que a resistência não-drenada medida na extremidade da caixa é maior do que no centro, revelando um solo não-homogêneo, o que também não era esperado.

O quinto e sexto ensaios foram feitos novamente com as placas de 12,26 kg para uma maior amostragem de resultados com estes padrões. O diferencial foi a inserção da célula unitária de maior diâmetro. Junto com ela, dois transdutores de poropressão (PPT) foram alocados em seu 1º e 3º furos, conforme ilustrado na Figura 83.



**Figura 83: Esquema de instalação da célula unitária na centrífuga.**

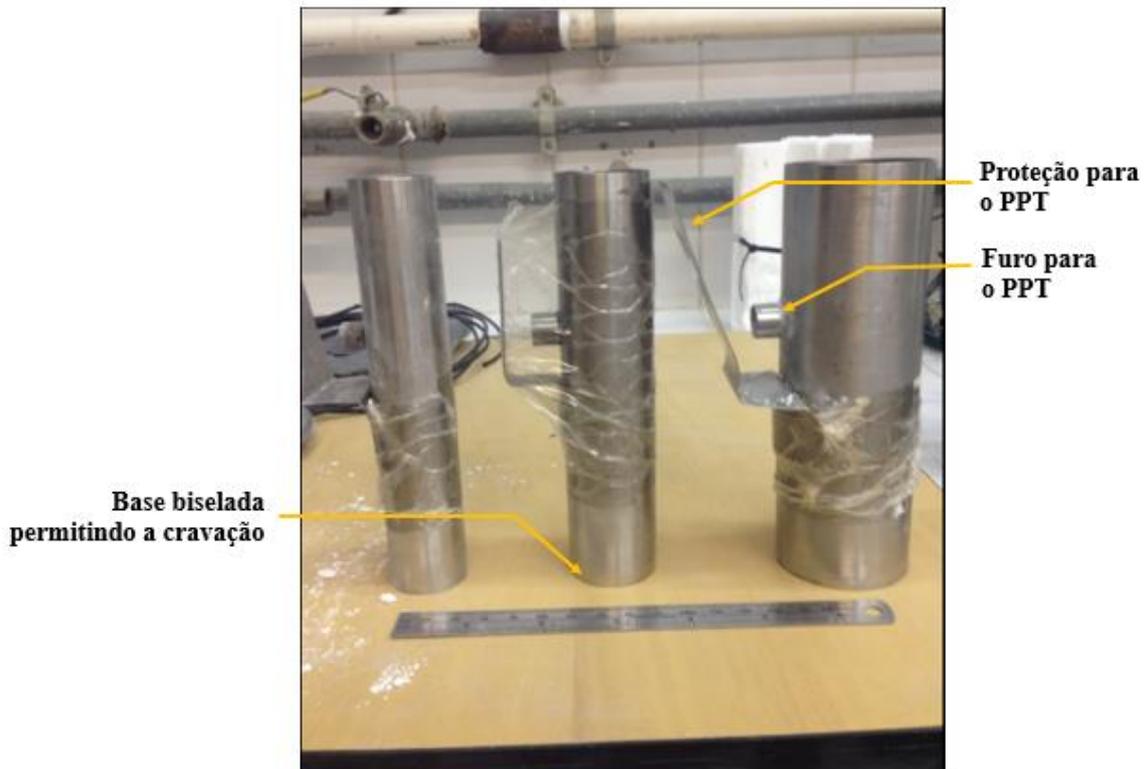
Durante o tratamento de dados adquiridos do quinto ensaio, percebeu-se algo estranho com as curvas obtidas, um comportamento atípico, como segue na Figura 84.



**Figura 84: Gráfico obtido após adensamento do 5º ensaio, curvas atípicas.**

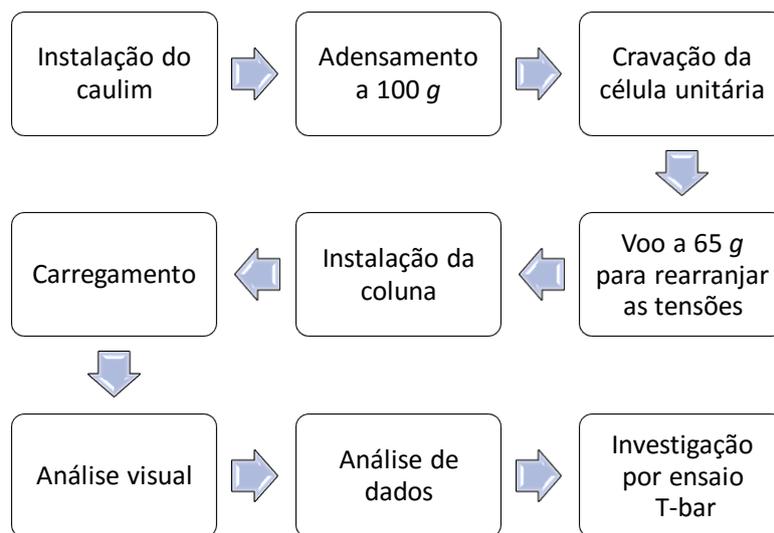
Por isso, o ensaio foi repetido nos mesmos moldes, dando origem ao ensaio 6. O comportamento anômalo acima se repetiu. A espessura da célula unitária foi responsável por fomentar um efeito de arco no solo durante seu adensamento. Desta forma a camada superior do caulim, onde a célula unitária não alcança, foi adensada e ganhou resistência. No gráfico isso é notado pela curva quase horizontal nos primeiros 0,5m. Enquanto que, as camadas abaixo do topo da célula ficaram extremamente moles, pois toda tensão foi concentrada no material mais rígido, o aço. O que é observado pela manutenção e recuo do valor do  $S_u$  mesmo com aumento da profundidade. Como pode ser visto no gráfico acima o efeito de arco é mais pronunciado no interior, já que o caulim se encontra confinado por material mais resistente.

Os ensaios não poderiam ter continuidade utilizando estas células unitárias. Logo, elaborou-se um novo *design* para as mesmas. As peças foram pensadas de forma que não permitissem a ocorrência do efeito de arco e que pudessem ser cravadas no solo após o adensamento. Outra diferença é que agora, as células seriam maiores que a camada de solo após adensamento. Assim poderiam dar suporte as placas de carregamento durante o basculamento. Os diâmetros anteriores foram mantidos e também a placas de carregamento. O resultado final que se chegou, foram as células unitárias da Figura 85.



**Figura 85: Novas células unitárias fabricadas.**

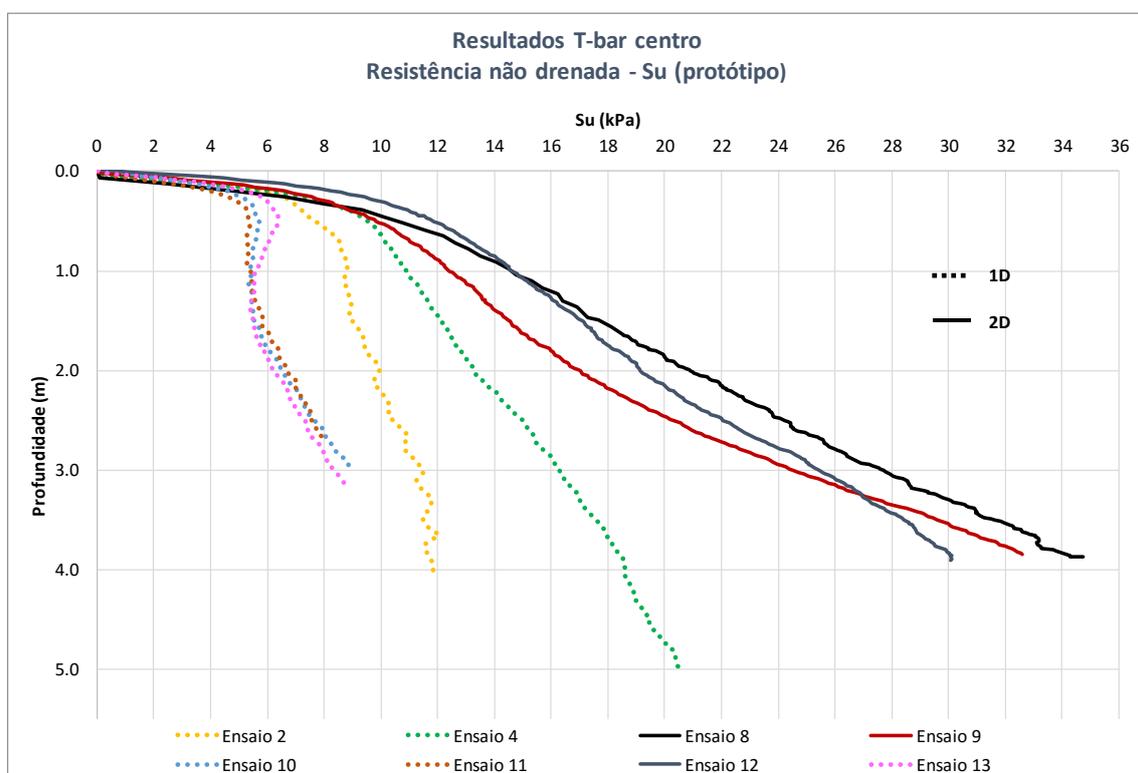
Essa modificação gerou mudanças na metodologia preconizada inicialmente para o ensaio. O novo passo-a passo foi implementado quando as novas células chegaram. O novo fluxograma é mostrado na Figura 86.



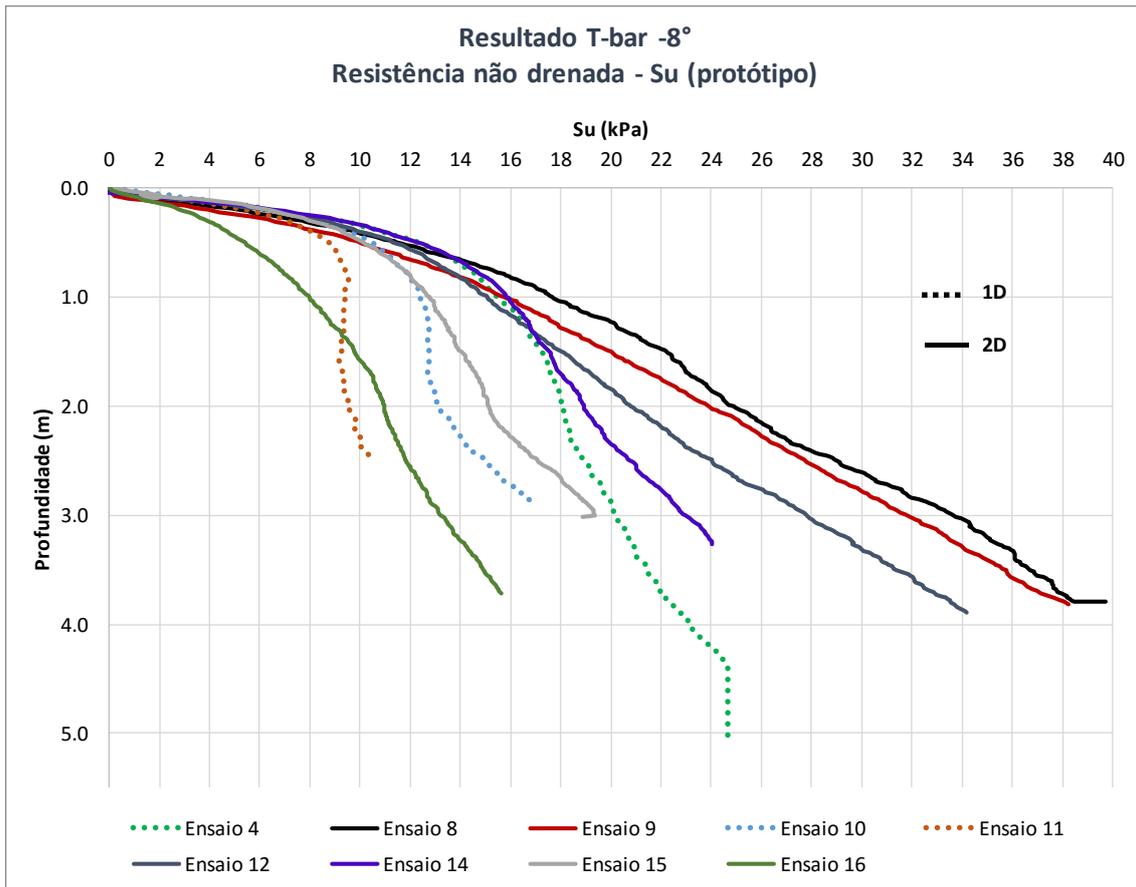
**Figura 86: Novo fluxograma da metodologia de ensaio na centrífuga de tambor.**

Enquanto as novas células estavam sendo fabricadas, realizaram-se ensaios para que se investigasse a razão das inconformidades de valores de resistência não drenada

encontradas nos quatro primeiros ensaios. Visando isto, os ensaios seguintes 7, 8, 9, 12, 14 e 15 foram feitos utilizando-se drenagem apenas em uma direção. Isto implicou na retirada do geotêxtil das laterais da caixa, permitindo o deslocamento da água apenas na direção vertical. E os ensaios 10, 11 e 13 foram feitos utilizando-se a drenagem bidimensional. Observam-se as Figuras 87 e 88, que apresentam as curvas obtidas nesses ensaios, realizados no centro e na extremidade, respectivamente. Já a Tabela 12 resume as características destes ensaios e seus respectivos resultados. Após a análise e organização dos dados foi possível depreender alguns fatos e formular algumas conclusões que serão explicadas adiantes.



**Figura 87: Curvas de resistência não drenada (kPa) versus profundidade (m), obtidas por instrumentação no centro da caixa nos casos de drenagem 1D e 2D (protótipo).**



**Figura 88: Curvas de resistência não drenada (kPa) versus profundidade (m), obtidas por instrumentação na extremidade da caixa nos casos de drenagem 1D e 2D (protótipo).**

**Tabela 15: Resumo comparativo de resultados obtidos nos ensaios em 1D e 2D.**

Características gerais dos ensaios - Centrífuga de tambor										
Ensaio	Drenagem	Standpipe	Adensamento 100 g	Espessura final (mm)	Meio da camada (m)	Recalque (mm)	Peso placa (kg)	Su centro (kPa)	Su -8° (kPa)	Data
2	2D	×	-	96,0	3,1	30,0	12,26	11,3	-	29/out
4	2D	×	1h 10	96,0	3,1	69,0	12,26	17,5	22,0	03/dez
8	1D	Entupiu	1h 30	98,0	3,2	52,0	12,26	28,5	34,9	12/jan
9	1D	✓	2h 05	100,0	3,3	50,1	12,26	27,0	34,0	18/jan
10	2D	✓	2h 40	109,0	3,5	40,0	12,26	10,0	19,5	25/jan
11	2D	✓	2h 30	110,0	3,6	47,2	12,26	9,5	11,7	02/fev
12	1D	✓	2h 10	103,0	3,3	45,5	12,26	27,0	30,0	04/fev
13	2D	×	1h 30	104,0	3,4	43,0	12,26	9,5	-	05/fev
14	1D	✓	2h 10	108,0	3,5	-	10,00	-	23,5	16/fev
15	1D	✓	3h 00	107,5	3,5	42,5	7,95	-	19,0	18/fev
16	1D	✓	5h 50	112,0	3,6	42,5	4,40	-	15,2	23/mar

O ensaio 2 e 4 foram feitos sem a restituição do nível d'água, ou seja, sem a utilização do *standpipe*. Os resultados das curvas obtidas da instrumentação no centro são satisfatórios quanto ao formato típico de uma curva de T-bar, porém os valores estão em desacordo com os cálculos teóricos, cujos resultados podem ser vistos na Tabela 16 e a base de cálculo no Anexo 4.

**Tabela 16: Valores teóricos de  $S_u$  em função da espessura da camada e de placa de adensamento.**

Valor teórico de $S_u$ em função das placas de adensamento				
Espessura da placa de aço	Peso da placa de aço	Espessura média no meio da camada (modelo)	Espessura média no meio da camada (protótipo)	$S_u$ teórico
30 mm	12,26 kg	51,0 mm	3,3 m	44,7 kPa
24 mm	9,68 kg	53,8 mm	3,5 m	39,7 kPa
19 mm	7,95 kg	53,8 mm	3,5 m	34,5 kPa
11 mm	4,40 kg	56,0 mm	3,6 m	17,4 kPa

Uma possível razão para o distanciamento entre o valor teórico e o experimental é o excesso de geotêxtil que envolve as placas na lateral. O atrito entre eles pode ter sido responsável por absorver parte da tensão que deveria ser aplicada sobre o solo, causando um adensamento menor do que o esperado. Um melhor ajuste do geotêxtil na lateral das placas foi providenciado.

Nos ensaios subsequentes (8 em diante) foi possível a utilização do sistema de abastecimento de água em conjunto com o *standpipe* para a restituição do nível da água antes da execução do T-bar, conforme já explicado no item 6.1.2. O peso das placas se manteve em 12,26kg, objetivando uma maior quantidade de ensaios realizados nas mesmas condições, que permitissem comparações.

Uma análise da tabela anterior permite inferir que as mudanças no geotêxtil surtiram o efeito desejado. Nos ensaios 8 e 9, feitos com drenagem 1D, a resistência não-drenada encontrada aumentou. Porém, a diferença de valores para a extremidade e centro da caixa continuou a existir.

Nos ensaios feitos com drenagem 2D, a partir da utilização do *standpipe* (ensaios 10, 11 e 13) obteve-se uma curva atípica para um ensaio de T-bar, que não pode ser considerada confiável para avaliar valores de  $S_u$ . Este comportamento atípico do caulim frente ao T-bar executado pode ser explicado.

Primeiro, é importante lembrar como funciona o adensamento em solos moles. A água presente nos vazios do caulim o caracteriza como um solo saturado. A medida que a sobrecarga é mantida sobre o solo sob efeito de aceleração, a tensão vertical atuante é responsável por expulsar as partículas de água dos vazios. A água expulsa do solo gera um aumento de poropressão que precisa ser dissipado.

A água sobressalente migra em direção ao material mais drenante, no caso o geotêxtil, saindo do solo e caracterizando um sistema aberto. O fluxo para o caso 1D se dá conforme o desenho da Figura 89.

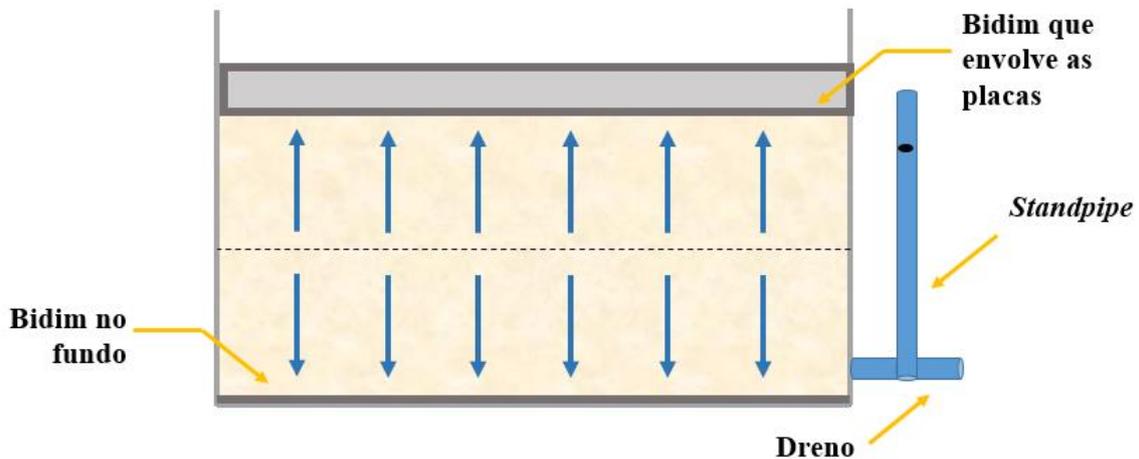
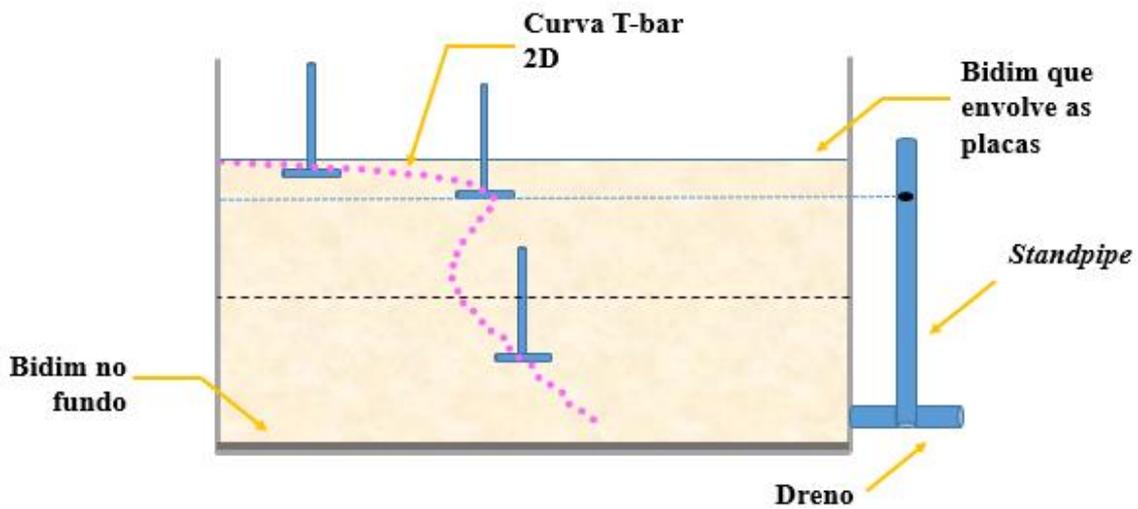


Figura 89: Esquema de fluxo sistema 1D.

A água que migra para cima é direcionada pelo geotêxtil para cima das placas, enquanto que a água que se movimenta para baixo extravasa pelo buraco do *standpipe* até que o nível d'água alcance a altura do furo. O furo localizado no *standpipe*, então, é responsável por manter um nível d'água a abaixo da superfície do caulim. Desta forma, temos um solo não saturado nos seus primeiros centímetros, o que se reflete na curva do T-bar em um aumento brusco da resistência em função da profundidade. Em seguida, ao cravar no solo saturado, os valores de  $S_u$  sofrem uma queda brusca. Ao se aproximar do solo mais próximo ao geotêxtil, no fundo, a resistência volta a aumentar, pois o solo mais próximo ao geotêxtil sofre um adensamento mais rápido devido a sua proximidade do material drenante. A Figura 90 ilustra o que foi dito.



**Figura 90: Ilustração da influência negativa do sistema de *standpipe* no adensamento.**

O efeito negativo da existência do *standpipe* durante o adensamento é potencializado no caso de drenagem 2D. O geotêxtil lateral acelera a drenagem e consequentemente a ocorrência do secamento da camada superficial de caulim. Essa diferença fica bem evidente nos gráficos apresentados nas Figuras 87 e 88.

Para evitar esses problemas, e assim, poder-se trabalhar com valores de  $S_u$  confiáveis, resolveu-se realizar os ensaios nos moldes 1D e substituir o *standpipe* com furo por um tubo sem furo, com orifício localizado acima da cota do topo da caixa.

Outro ponto a ser explicado, que pode ser observado nos ensaios, é a diferença de valores encontrada para as resistências no centro e extremidade da caixa. Duas possíveis razões podem ser responsáveis por esse efeito, ou uma combinação delas. O atrito entre a superfície da caixa e o caulim em contato nesta área pode ser responsável por um ganho de resistência nas proximidades. E, no caso da drenagem 2D, onde temos geotêxtil na lateral, acredita-se ocorrer um efeito de enrijecimento no solo na região mais próxima ao geotêxtil. A drenagem nas camadas adjacentes ao material drenante ocorreria mais rapidamente, uma vez que o tempo de drenagem é proporcional ao quadrado da distância. O resultado é um solo mais resistente nas porções da extremidade e um pouco mais mole no centro da caixa.

Assim, definido que o adensamento seria feito com drenagem 1D, com standpipe fora de funcionamento durante esta fase e que os valores de  $S_u$  mais próximo a

extremidade são um pouco maiores que no centro, começou-se o procedimento para definir-se a sobrecarga ideal para os 14 kPa necessários.

Os ensaios que se seguiram, 14, 15 e 16, foram realizados com sobrecargas menores que os 12,26 kg iniciais. Os valores são apresentados na Tabela 15. O T-bar realizado a  $-8^\circ$  representa a localização na qual serão realizados os ensaios durante os testes oficiais. Uma vez que, não será possível realizar o T-bar no centro por conta da coluna instalada.

O valor de  $S_u$  obtido experimentalmente associado à sobrecarga de 4,4kg se mostrou adequado à resistência não drenada desejada. O T-bar executado na extremidade comprovou isso, tendo sido obtido um valor de 15,2 kPa, levando-se em conta que na extremidade o valor era um pouco mais elevado. Pode-se concluir que no centro ter-se-á um  $S_u$  de 14 kPa.

### **6.3 Conclusões preliminares**

Com os resultados dos ensaios preliminares expostos e analisados, pode-se concluir que o sistema de drenagem 2D não funcionou adequadamente com o sistema de *standpipe*, sendo substituído pela metodologia de drenagem 1D. Nesse, os efeitos negativos da combinação *standpipe* + drenagem são menos agressivos, resultando em curvas do ensaio T-bar, muitas vezes, aceitáveis.

As bordas, quer seja com o uso de geotêxtil (caso 2D), ou sem (caso 1D), causam efeito de enrijecimento nas suas proximidades resultando, em ambos os casos, uma diferença nos valores de  $S_u$  encontrados. Sendo o  $S_u$  obtido experimentalmente no centro inferior ao obtido nas regiões periféricas.

Apesar de não serem iguais aos preconizados pela teoria, os valores de  $S_u$  obtidos experimentalmente foram convergindo ao longo da pesquisa em direção aos valores teóricos previstos. Isso parece indicar que se foi adquirindo experiência no ajuste do geotêxtil, de forma a evitar-se ao máximo o atrito lateral que sustenta parte da tensão aplicada pelas placas.

O valor da sobrecarga durante o adensamento que mais se adequou ao necessário (obtenção de  $S_u$  no valor de 14 kPa) foi a combinação de placas com 4,4kg, sendo então escolhidas para os demais ensaios.

## **7 Ensaios oficiais e Conclusões gerais**

A pesquisa experimental requer sempre dedicação e resiliência para que os desafios sejam superados e a equipe manter-se sempre motivada. Os ensaios com modelos reduzidos em centrífuga requerem dose extra de determinação, visto que se lida com escalas muito pequenas e qualquer detalhe pode acarretar em erro ou má interpretação dos dados. Para garantir uma pesquisa de qualidade deve-se prezar pelo excesso de cuidados com os procedimentos definidos em ensaios preliminares. Na presente pesquisa, tal nível de detalhamento fez com que os mesmos se estendessem mais do que o esperado.

Com isso, os ensaios oficiais não foram possíveis de serem realizados antes do fechamento deste trabalho. Acontecerão no decorrer da pesquisa. Ainda assim, os resultados a serem obtidos, para os recalques e valores  $\beta$  dos casos descritos nos capítulos anteriores, poderão ser encontrados em trabalhos posteriores, como o Relatório de pós-doutorado do PhD Romain Girout e na atualização deste trabalho.

A expectativa é de se encontrar um fator de redução de recalques,  $\beta$ , maior que 1, indicando que os solos com tratamento de colunas granulares admitem menores recalques que os solos não tratados.

Vislumbrando a possibilidade de pesquisas futuras, pode-se ainda sugerir, no mesmo tema deste trabalho, a análise da influência do encamisamento das colunas granulares. Os resultados encontrados ainda poderiam ser confrontados com análises numéricas, permitindo a comparação entre as duas metodologias de análise.

## Referências bibliográficas

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7250, “**Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos**”, Rio de Janeiro, 1982.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181, “**Solo – Análise Granulométrica**”, Rio de Janeiro, 1984.

ALMEIDA, M. S. S., “**The undrained behavior of Rio de Janeiro clay in the light of critical state theories**”. Technical Report, Cambridge University, CUED/D – (SOILS) TR 119, 1982.

ALMEIDA M.S.S., ALMEIDA M.C.F., OLIVEIRA J.R.M.S., NACINOVIC M., CASTRO C., SORIANO C., NOREÑA P.C.T., 2015, “**Perfis de resistência utilizados nos ensaios de interação solo-riser: Projeto TDP**”. Relatório referente a caracterização do material (caulim) a partir de ensaios de laboratório, realizados na mini centrífuga geotécnica de braço no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

ALMEIDA, M.S.S e MARQUES, M.E.S, 2010, “**Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**”. São Paulo: Oficina de Textos. 254p.

ALMEIDA M.S.S., e PARRY, R.H.G., 1985, “**Centrifuge Studies of Embankment Foundations Strengthened with Granular Columns**”, Proc. of the Soils Improvement Methods Seminar, Cingapura, p153-163.

ARAÚJO, G.L.S, 2009, “**Estudo em Laboratório e em Campo de Colunas Granulares Encamisadas com Geossintéticos**”. Tese de Doutorado apresentada ao Departamento Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília.

BALAAM, N.P. e POULOS, H.G. (1983). “**The behavior of foundations supported by clays stabilized by stone columns**” C.R. 8th european confrence on SMFE. Helsinki. Vol.1. pp. 199-204.

DAYTE, K.R., 1982, “**Settlement and bearing capacity of foundation system**”. Symposium on recent developments in ground improvement techniques. Bangkok.

DOMINGUES, T.S.S., 2006, “**Reforço de Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Análise e Dimensionamento**”. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

FAGUNDES, D. F., ALMEIDA, M.S.S., GIROUT, R., BLANC, M., THOREL, L., “**Behaviour of piled embankment without reinforcement**”. 2015. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

FHWA, 1983, “**Design and construction of stone columns**”. Vol 1. Report FHWA/RD-83/027. Barksdale, R.D. e Bachus R.C. Federal Highway Administration.

FINNIE, I. M. S., RANDOLPH, M. F., “**Punch-Through and liquefaction induced failure on shallow foundations on calcareous sediments**”, In: Proceeding International Conference on Behaviour of Off-Shore Structures – BOSS '94, Boston, v. 1, pp. 217-230.

GUIMARÃES, M.P.P., 2014, “**Modelagem Centrífuga da Movimentação Lateral de Dutos em Areia**”. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. pp.120.

HOUSE, A. R., OLIVEIRA, J. R. M. S., RANDOLPH, M. F., “**Evaluating the Coefficient of Consolidation Using Penetration Tests**”, The International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, v. 1, n. 3, pp. 17-26.

LADD, C. C., FOOTT, R., “**New Design procedure for stability of soft clays**”, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 100, n. GT7, pp. 763-786, 1974.

LIMA B. T., 2012, “**Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles**”. Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

MACEDO E. O., 2004, “**Investigação da resistência não drenada in situ através de ensaios de penetração de cilindro**”. Tese de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

MADABHUSHI, G., 2014, “**Centrifuge Modelling for Civil Engineers**”. Florida: CRC Press. 292p.

OLIVEIRA, J. R. M. S., 2005, “**Modelagem em centrífuga de um problema de interação solo estrutura**”. Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

PACHECO, L. A., 2006, “**Modelagem física e numérica de um duto enterrado em areia sujeito a deslocamento lateral**”. Tese de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

PINTO, C.S., 2012, “**Curso Básico de Mecânica dos Solos**”. São Paulo: Oficina de Textos, 3ª Edição. 367p.

RANDOLPH, M. F., HOPE, S., “**Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures**”. Yodogawa Kogisha, Osaka, Japan, In: Proceedings of the International Symposium on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, pp. 147–152.

RANDOLPH, M. F. and HOULSBY G. T., 1984, “**The Limiting Pressure on a Circular Pile Loaded Laterally in Cohesive Soil**”. Geotechnique, Vol. 34, nº 4, pp. 613-623.

SILVA, G. M. C., 2015, “**Parâmetros Cam-Clay do Caulim Usado em Modelos Centrífugos na COPPE-UFRJ**”, Monografia, UFRJ, Escola Politécnica, Rio de Janeiro, RJ, 55 p., 2015.

STEWART, D.P., RANDOLPH, M.F., 1991, “**A New Site Investigation Tool for the Centrifuge**”. Boulder/Colorado: Proceedings International Conference on Centrifuge Modelling – Centrifuge, p 531-538.

TERZAGHI, K., 1943, “**Theoretical soil mechanics**”. John Wiley and Sons. New York.

TREJO, P.C. N., 2015, “**Interação cíclica solo-duto em argila mole: modelagem física em centrífuga**”. Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

WATSON, P. G., SUEMASA, N., 2000, “**Evaluating Undrained Shear Strength Using the Vane Shear Apparatus**”. Washignton. The Tenth International Offshore and Polar Engineering Conference.

WEI HU, 1995, “**Physical modelling of group behaviour of stone column foundations**”. Tese de Doutorado apresentada na University of Glasgow.

## ANEXO 1 – OUTRA ABORDAGEM DA EQUIVALÊNCIA DE TENSÕES EM MODELO E PROTÓTIPO.

Sabe-se que tensão vertical pode ser definida como:

$$\sigma_v = \gamma \times h$$

onde:

$\gamma$ : é o peso específico do solo e

h: a altura de solo acima do ponto que se quer estudar.

Tem-se, então, a mesma expressão para tensões verticais tanto em modelo quanto em protótipo. Desmembrando ambas as equações, utilizando como base as equivalências expostas na Tabela 5 e a relação entre peso específico e densidade, encontra-se:

- Em modelo:

$$\sigma_{vm} = \rho_m \times N \times g \times \frac{h_p}{N}$$

- Em protótipo:

$$\sigma_{vp} = \rho_p \times g \times h_p$$

Analisando as duas equações, percebe-se que são iguais e, portanto, garante a equivalência de tensões para os dois casos. Vale ressaltar, que só será válido esse raciocínio quando se utilizarem o mesmo material, uma vez que a relação é dependente da densidade do mesmo.

## ANEXO 2 – CÁLCULO DA DENSIDADE RELATIVA MÁXIMA EM AREIAS

O parâmetro  $e$  (índices de vazios) caracteriza o estado de uma areia. Porém, este índice somente não nos diz muita coisa. Por isso, é usual referenciar o estado atual da areia em relação aos seus índices limítrofes,  $e_{máx}$  e  $e_{mín}$ . A equação 1 abaixo relaciona esses índices com a compacidade relativa ou densidade relativa da areia.

$$CR = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \quad (1)$$

Onde:

$e_{máx}$ : é o índice de vazios da areia em seu estado mais fofo;

$e_{mín}$ : é o índice de vazios da areia em seu estado mais compacto e

$e$ : é o índice atual da areia.

O  $e$  pode ser definido através de outra equação, mostrada a seguir.

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (2)$$

Onde:

$\gamma_s$ : é o peso específico das partículas sólidas, podendo ser obtido em laboratório e

$\gamma_d$ : é o peso aparente específico seco.

O  $\gamma_d$  é também definido através de uma equação, no caso a 3, apresentada abaixo.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1+w} \quad (3)$$

Onde:

$\gamma_n$ : é o peso específico natural do solo, podendo ser obtido em laboratório e

$w$ : é a quantidade de água no solo.

O solo com o qual trabalhamos pode ser considerado seco, portanto,  $w=0$ . Substituindo a equação (3), na (2) e em seguida substituindo o resultado na equação (1), obtemos a equação final 4 abaixo.

$$CR = \frac{e_{máx} - \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_n} - 1\right)}{e_{máx} - e_{mín}} \quad (4)$$

Como se sabe, o peso específico do solo natural, pode ser definido como:

$$\gamma_n = \frac{M}{V}$$

Desta forma, relaciona-se a massa encontrada durante os testes de pluviação com a densidade relativa, que é o que se deseja encontrar e analisar. Os resultados encontram-se nas Tabelas 5 e 6 desse trabalho.

## ANEXO 3 – CÁLCULO DO TEMPO TEÓRICO DE ADENSAMENTO

O tempo de adensamento pode ser calculado para o caso unidimensional, segundo a teoria de TERZAGHI, K. (1943), expressa pela equação abaixo.

$$t = \frac{T_v \times h_d^2}{c_v}$$

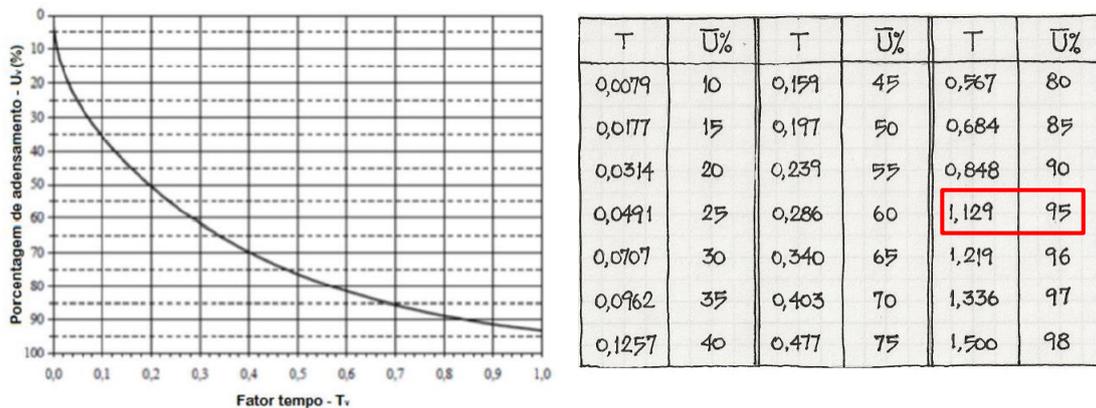
onde:

$T_v$ : é o fator tempo;

$h_d$ : é a distância de drenagem e

$c_v$ : é o coeficiente de adensamento vertical.

O fator tempo ( $T_v$ ) pode ser obtido através do gráfico da Figura A3.1 abaixo, que possui seus dados mais relevantes já tabelados.



**A3. 1: Valores de  $T_v$  de acordo com porcentagem de adensamento.**

Para 95% da poropressão dissipada, conforme nosso caso de estudo, temos  $T_v$  igual 1,129.

O coeficiente de adensamento vertical, foi considerado  $6,48 \cdot 10^{-7} \text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ , como já mencionado no item 4.1. Enquanto que, a distância de drenagem variou para cada centrífuga.

- Para o caso de protótipo da centrífuga de braço ( $h_d$  médio = 45 mm; 4,5 m em protótipo):

$$t = \frac{1,129 \times 4,5^2}{6,48 \cdot 10^{-7}} = 35.281.250 \text{ s}$$

Em modelo a 100 g, teremos:

$$t = \frac{35.281.250 \text{ s}}{100^2} = 3.528,13 \text{ s} = 1 \text{ hora}$$

- Para o caso de protótipo da centrífuga de tambor ( $h_d$  médio = 53 mm; 5,3 m em protótipo):

$$t = \frac{1,129 \times 5,3^2}{6,48 \cdot 10^{-7}} = 48.940.756 \text{ s}$$

Em modelo a 100 g, teremos:

$$t = \frac{48.940.756 \text{ s}}{100^2} = 4.894,08 \text{ s} = 1,36 \text{ horas}$$

O tempo mínimo para se garantir um solo com 95% das poropressões dissipadas é de 1 hora para a centrífuga de braço e 1,36 horas para a centrífuga de tambor. Os ensaios foram feitos com tempos superiores a esses, logo, teoricamente temos todas as amostras com 95% da sua etapa de adensamento concluída.

Os cálculos acima foram feitos considerando-se o caso de drenagem unidimensional, enquanto que o trabalho aborda casos de drenagem bidimensional também. O que pode se afirmar é que a drenagem no caso 2D é mais acelerada do que em 1D, por conta da maior área drenante para um mesmo solo, assim o tempo válido para garantir o índice de adensamento para o caso 1D, conseqüentemente garante o caso 2D, também.

## ANEXO 4 – CÁLCULO TEÓRICO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA, $S_u$ , EM RAZÃO DAS PLACAS DE ADENSAMENTO UTILIZADAS

A literatura (ALMEIDA, 1982) faz uso de uma equação que relaciona  $S_u$  e OCR, respaldada no modelo *Cam-clay* e no modelo *Shansep* (LADD e FOOTT, 1974).

$$\frac{S_u}{\sigma_v} = Kx(OCR)^m$$

onde:

K: é a razão  $S_u/\sigma'_v$ , obtida do ensaio CAU normalmente adensado realizado no trabalho de SILVA (2015),  $K=0,334$ ;

m: corresponde ao coeficiente angular da reta encontrada no gráfico  $\log(S_u/\sigma'_v)$  x  $\log(OCR)$ , utilizando os dados obtidos nos ensaios triaxiais CAU sobreadensados, também de SILVA (2015),  $m=0,742$  e

OCR: razão de sobreadensamento par cada placa utilizada.

Assim, temos:

$$\frac{S_u}{\sigma_v} = 0,334x(OCR)^{0,742}$$

Para cálculo do OCR, sabemos do item 2.1, que:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}$$

onde:

$\sigma'_{vm}$ : é a tensão aplicada sobre o solo durante a fase de carregamento pelas placas a 100 g e

$\sigma'_{v0}$ : é a tensão aplicada sobre o solo durante a fase de carregamento a 65 g.

Desta forma obtiveram-se os valores expostos nas Tabelas 10 e 16.