

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO FUSTE NA
CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS DE SUÇÃO POR
MODELOS CENTRIFUGADOS**

CÁSSIA MARIA DE ASSIS RANGEL MELO

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

AGOSTO - 2015

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO FUSTE NA
CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS DE SUÇÃO POR
MODELOS CENTRIFUGADOS**

CÁSSIA MARIA DE ASSIS RANGEL MELO

"Tese apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense, como
parte das exigências para obtenção de
título de Doutor em Engenharia Civil".

Orientador: Prof. Sérgio Tibana

Co-orientador: Prof. Fernando Saboya Júnior

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

AGOSTO - 2015

FICHA CATALOGRÁFICA

Preparada pela Biblioteca do CCT / UENF

53/2015

Melo, Cássia Maria de Assis Rangel

Avaliação da influência da geometria do fuste na capacidade de carga das estacas de sucção por modelos centrifugados / Cássia Maria de Assis Rangel Melo. – Campos dos Goytacazes, 2015.

vii, 238 f. : il.

Tese (Doutorado em Engenharia Civil) -- Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos Goytacazes, 2015.

Orientador: Sérgio Tibana.

Coorientador: Fernando Saboya Albuquerque Júnior.

Área de concentração: Geotecnia.

Bibliografia: f. 137-147.

1. ESTACAS DE SUCÇÃO 2. FUNDAÇÃO *OFFSHORE* 3. MODELOS CENTRÍFUGOS COM ESCALA REDUZIDA 4. ADENSAMENTO POR SUCÇÃO I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil II. Título

CDD 624.15136

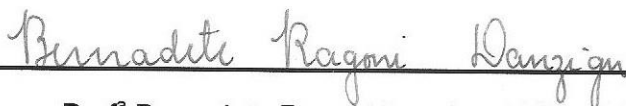
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO FUSTE NA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS DE SUCÇÃO POR MODELOS CENTRIFUGADOS

CÁSSIA MARIA DE ASSIS RANGEL MELO

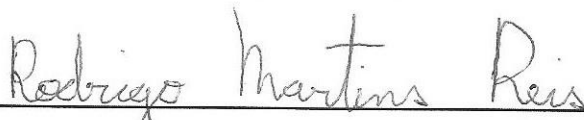
"Tese apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da
Universidade Estadual do Norte
Fluminense, como parte das
exigências para obtenção de título
de Doutor em Engenharia Civil".

Aprovada em 05 de agosto de 2015.

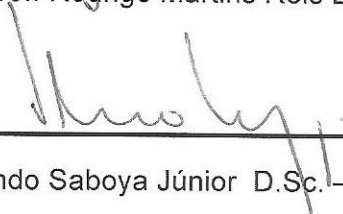
Comissão Examinadora:



Prof^ª Bernadete Ragoni Danziger D.Sc. - UERJ



Prof. Rodrigo Martins Reis D.Sc. - UENF



Prof. Fernando Saboya Júnior D.Sc. – Co-orientador, UENF



Prof. Sérgio Tibana D.Sc. – Orientador, UENF

*Ofereço este trabalho em memória do meu querido e amado **pai**, que me guiou ao sucesso e sempre confiou em minha capacidade e que agora se encontra junto ao Pai.*

AGRADECIMENTOS

Os agradecimentos representam ao mesmo tempo um alívio e uma obrigação. Alívio já que, escrito por último ou quase, significa que chegamos ao fim de uma empreitada. E que empreitada! Obrigação por que sem algumas pessoas, que aqui se pretende homenagear, certamente não teria conseguido chegar até aqui. Trata-se, portanto, de um momento prazeroso e importante. Um reconhecimento de que toda caminhada, por mais que alguns dos percursos sejam impreterivelmente solitários, é compartilhada. Aos familiares, amigos e professores que acreditaram que este sonho seria possível ofereço, como uma forma de agradecimento, esta tese.

Primeiramente, gostaria de agradecer aos meus pais **Gilberto** (*in memorian*) e **Marly** que são os responsáveis pela criação dos meus valores: sinceridade, dignidade, respeito, dentre outros tantos que me ensinaram a fim de que eu fosse uma pessoa melhor. Vocês que sempre me incentivaram, apoiaram e nunca mediram esforços para me ajudar a alcançar os meus sonhos. Mesmo nas horas difíceis, em que mais precisaram da minha ajuda, compreenderam a minha ausência e sempre buscaram me proporcionar momentos de felicidade e paz. Mãe, vejo que além de agradecer por tudo que me proporcionou, devo parabenizá-la por ter conseguido cumprir a difícil tarefa de ser mãe, e nos últimos anos por ter sido mãe e pai, em todos os momentos, fossem eles alegres ou tristes. Mãe, muito obrigada por existir na minha vida.

Aos meus amados filhos, **Bianca** e **Bruno**, empréstimos de Deus e fonte de infinita aprendizagem para mim; agradeço os sorrisos, os infindáveis “Mamãe eu te amo”, as alegrias e tristezas compartilhadas, os gestos mais sinceros; peço perdão pelas ausências, momentos sem paciência e finais de semana em que vocês ficaram em casa por solidariedade à mamãe. Minha vida sem vocês não tem sentido.

Ao meu querido **Guilherme**, obrigada por estar comigo nesta difícil reta final, desculpe por toda ausência e cansaço no dia a dia.

À minha família, especialmente aos meus irmãos, cada um do seu jeito... Muito obrigada pelo companheirismo, pelos momentos de alegria e pelas privações que muitas vezes tiveram que passar para que eu pudesse chegar até aqui.

Agradeço ao Prof.^o **Sergio Tibana**, mais que um Mestre e orientador, um grande Amigo, tão presente auxiliou-me com seu exemplo de verdadeiro apaixonado pelo conhecimento e pela arte de ensinar, agradeço pela constante e incansável dedicação que foram essenciais para que eu pudesse concluir o percurso; obrigada pela amizade que construímos, pelos sorrisos, desabafos e lágrimas choradas. Parabenizo sua competência.

Enriqueceu essa caminhada acadêmica as aulas dos doutores do departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense, em especial as orientações do Professor **Fernando Saboya Albuquerque Júnior** e Professor **Rodrigo Martins Reis** quando do processo de qualificação e execução dessa tese.

Aos amigos que fiz no LECIV/UENF, especialmente a **Natália**, ao **Sérgio Brum**, e ao **Fábio Belém**. Li, certa vez, que há coisas que não se pode fazer junto sem acabar gostando um do outro. E quem disse que passar por um doutorado seria fácil? Como suportar a tensão sem os nossos bate papos e as nossas risadas na sala 13. Obrigada por tornarem tudo menos difícil.

Aos “meninos” da Centrífuga, **Walber**, **Lucas**, **Matheus** e **Júnior**, sem vocês essa pesquisa não teria sido executada, obrigada por toda a paciência, colaboração e suporte nas horas mais importantes dos ensaios.

Ao **André Luis Flor Manhães**, pelos conhecimentos práticos transmitidos, por toda paciência e ajuda no desenvolvimento da metodologia e na execução dos ensaios.

Aos técnicos **Vanúzia Almeida dos Santos Ferreira** e especialmente, ao **Milton Soares Pereira Júnior**, pelo auxílio na execução dos ensaios e pelos conhecimentos transmitidos.

À minha querida tia **Bel**, obrigada por me ajudar nas horas mais “sujas” desta pesquisa e pelo cafezinho de todo dia.

Aos meus amigos do IFF, **Aline, Cremilson, José Luiz, Juliana, Raphael e Serginho**, obrigado pelo apoio e pela ajuda nas horas em que as forças pareciam acabar.

Às funcionárias do **Sabor Maria**, que durante mais esse período me apoiaram e conseguiram “dar conta do recado” sem mim.

Agradeço à **CAPES** pelo financiamento e fomento a esta pesquisa.

E, finalmente, a **DEUS**, que nos deu o dom da vida e nos abençoou com a inteligência. Esteve ao meu lado durante toda a caminhada, dando forças quando já não havia, estimulando-me sempre a seguir em frente. E a **Nossa Senhora**, minha mãe, por me ouvir, falar ao meu coração e ser minha intercessora junto ao Pai.

Há muito mais a quem agradecer... A todos aqueles que, embora não nomeados, me brindaram com seus inestimáveis apoios em distintos momentos e por suas presenças afetivas, aprendi muito, cresci como pessoa e profissionalmente graças aos ensinamentos e convivência com vocês. Muito Obrigada a todos.

“Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser, mas Graças a Deus, não sou o que era antes”.

(Marthin Luther King)

RESUMO

O principal objetivo deste trabalho foi avaliar a influência da geometria da parede externa da estaca de sucção quando se compõe um sistema de ancoragem para as estruturas utilizadas na indústria de petróleo e parques eólicos *offshore* flutuantes. A ênfase é dada para o mecanismo de transferência de carga ao redor da estaca e também para a capacidade de carga em relação a diversas geometrias da superfície do fuste. Os objetivos secundários são direcionados para os procedimentos adotados visando o aumento da capacidade de carga deste tipo de estaca. O adensamento do modelo foi realizado por meio de sucção aplicada na base, a fim de evitar o adensamento da amostra na centrífuga durante o vôo. Ensaio com o mini penetrômetro T-bar foram conduzidos "in situ" para avaliar os parâmetros de resistência do solo. Os testes foram realizados para avaliar o papel da rugosidade da parede externa da estaca na resistência ao arrancamento das estacas de sucção, em 40 g numa centrífuga geotécnica instalada no laboratório de modelagem física na UENF. As estacas foram instaladas em 1g usando um dispositivo especial projetado para este fim específico combinando carga e vácuo, imitando o processo real de instalação do protótipo. Os resultados mostraram que a rugosidade na parede externa desempenha um papel importante na resistência ao arrancamento das estacas de sucção e que pode ser pensada como uma alternativa para o aumento do desempenho deste tipo de sistema de ancoragem.

Palavras-chave: estacas de sucção; fundação *offshore*; modelos centrífugos com escala reduzida, adensamento por sucção.

ABSTRACT

The main aim of this work was to assess the influence of the external wall geometry of the suction pile when it composes an anchoring system for floating structures used in petroleum industry and offshore wind farms. Emphasis is paid toward the load transfer mechanism around the caisson and also to the pullout capacity regarding several shaft surface geometries. Secondary objectives are directed to the procedures adopted for aiming the increase of pullout capacity of this kind of caisson. Model consolidation by means suction applied at base model was used in order to avoid consolidation in the centrifuge during spinning and "in situ" T-bar tests were conducted to evaluate the soil strength parameters. The tests were carried out to assess the role of the external wall roughness of the shaft in the pullout capacity of the suction caissons, at 40g in geotechnical centrifuge installed at UENF Physical Modeling Laboratory. The caissons were installed at 1g using a special device designed for this particular purpose combining load and vacuum, mimicking the actual procedure for prototype installation. Results have shown that the shaft roughness plays important role on the pullout capacity of the caissons and it can be thought as an alternative for increasing the performance of these kind of anchoring system.

Keywords: suction caissons; offshore foundation; centrifugal models with reduced scale; consolidation by suction applied.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	vi
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	vii
CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos.....	4
1.2 Estrutura da tese.....	6
CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
2.1 Histórico.....	9
2.2 Instalação das estacas de sucção.....	10
2.2.1 Procedimento de instalação e monitoração.....	10
2.2.2 Resistência à penetração.....	12
2.2.3 Limite de penetração da estaca de sucção.....	19
2.3 carregamentos sobre as estacas de sucção.....	20
2.3.1 Ângulo de inclinação da carga.....	21
2.3.2 Ponto de atuação da carga.....	22
2.4 Capacidade de suporte das estacas de sucção.....	24
2.4.1 Capacidade de carga axial.....	26
2.4.2 Atrito lateral durante o arrancamento axial.....	34
2.5 Efeito do setup na capacidade da estacas de sucção.....	35
2.6 Estudos experimentais com estacas de sucção.....	36
2.6.1 Testes em campo.....	36
2.6.2 Testes em laboratório.....	37
2.7 Estudos com modelagem numérica	41
2.8 Modelagem física.....	44
2.8.1 Modelagem física em centrífuga.....	48
CAPÍTULO 3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	55
3.1 Introdução	55
3.2 Equipamentos	55
3.2.1 Centrífuga Geotécnica.....	55

3.2.2	Caixa de testes.....	59
3.2.3	Misturadores.....	61
3.2.4	Atuadores	62
3.2.4.1	Atuador elétrico.....	62
3.2.4.2	conjunto Atuador hidráulico.....	63
3.2.4.2.1	Atuador hidráulico.....	63
3.2.4.2.2	Sérvo-válvula.....	64
3.2.4.2.3	sistema de controle hidráulico.....	65
3.2.5	Ensaio de cisalhamento direto.....	67
3.2.6	Ensaio mini penetrômetro T-bar.....	68
3.2.7	Vane Teste de Bolso (Torvane).....	71
3.2.8	Ensaio de Adensamento Unidimensional.....	72
3.2.9	Ensaio de Compressão triaxial.....	73
3.3	Instrumentação.....	74
3.3.1	Sistema de Aquisição de dados.....	74
3.3.1.1	Adensamento do solo – 1g.....	74
3.3.1.2	Ensaio com gravidade induzida.....	74
3.3.2	Sensores.....	78
3.3.2.1	Célula de carga.....	78
3.3.2.1.1	Ensaio penetrômetro T-bar.....	78
3.3.2.1.2	Ensaio com gravidade induzida.....	79
3.3.2.2	Transdutor de poropressão.....	81
3.3.2.3	Transdutor de deslocamento.....	82
3.4	Metodologia.....	83
3.4.1	Adensamento do solo.....	83
3.4.2	Sistema para instalação das estacas.....	84
3.4.2.1	Sistema para cravação das estacas.....	84
3.4.2.2	Sistema para aplicação da sucção.....	87
3.4.3	Sistema de arrancamento.....	89
3.4.3.1	Quatro estacas.....	89
3.4.3.2	Duas estacas.....	90

CAPÍTULO 4 PROJETO DAS ESTACAS DE SUCÇÃO.....	92
4.1 Introdução.....	92
4.2 Projeto das estacas.....	92
4.3 Protótipo.....	96
4.4 Ensaio de cisalhamento direto.....	96
CAPÍTULO 5 PREPARAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO MODELO FÍSICO.....	99
5.1 Introdução.....	99
5.2 Estudo dos materiais para confecção da lama.....	99
5.3 Preparação do solo.....	101
5.4 Adensamento do solo.....	104
5.5 Resistência ao cisalhamento não drenado.....	106
5.5.1 Teste penetrômetro T-bar.....	106
5.6 Caracterização do solo após o ensaio de arrancamento.....	109
5.6.1 Teste mini Vane de bolso (Torvane).....	110
5.6.2. Ensaio de adensamento unidimensional.....	112
5.6.3. Ensaio de compressão triaxial.....	113
5.6.4 Resultados da resistência ao cisalhamento não drenado do solo.....	114
CAPÍTULO 6 CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS DE SUCÇÃO.....	117
6.1 Introdução.....	117
6.2 Programa de ensaios.....	117
6.3 Resultados dos ensaios de arrancamento.....	121
6.4 Comparação dos resultados com modelos analíticos existentes.....	126
6.5 análise dos resultados dos ensaios de arrancamento.....	127
CAPÍTULO 7 CONCLUSÕES	135
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	137
ANEXO 01 CALIBRAÇÃO DOS TRANSDUTORES.....	114
ANEXO 02 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	165

ANEXO 03 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	170
ANEXO 04 PROGRAMAÇÃO DOS ENSAIOS.....	181
ANEXO 05 RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	186

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Evolução dos recordes mundiais de produção na plataforma continental, atestando a constante evolução de técnicas e materiais na busca de reservas gigantes de petróleo em águas profundas. (extraída de www.jornalggn.com.br , (2013)).....	01
Figura 1.2. Sistemas estruturais para a exploração de petróleo no mar. (extraída de Moreno, 2005).	02
Figura 1.3. Classificação das profundidades das turbinas eólicas. (extraída de Musial & Butterfield, 2004).	03
Figura 1.4. Instalação das estacas de sucção.....	04
Figura 2.1. Estaca de sucção para Met Mast instalada Horn Rev 3 Offshore Wind Farm, Dinamarca (extraída de LeBlanc, 2004).....	09
Figura 2.2- Instalação por rebocador (extraída de www.delmarus.com (2013)).....	11
Figura 2.3- Instalação com o uso de navio guindaste (extraído de www.cranemaster.no (2014)).....	12
Figura 2.4- Forças que atuam na estaca de sucção durante o processo de instalação (extraída de Santos,1997).....	14
Figura 2.5- Diagrama da estaca com os anéis de reforço (extraída de House & Randolph, 2001).....	17
Figura 2.6 – Esquema dos sistemas de ancoragem (extraída de Villela, 2004).....	22
Figura 2.7 – Conceito da estaca de sucção enterrada (extraída de Lee et al., 2003).....	23
Figure 2.8- Cunha de ruptura mobilizada em função do posicionamento do olhal, (a) no topo, (b) abaixo da altura ideal e,(c) no ponto ideal, (extraído de Sukumaran, 1999).....	24
Figura 2.9- Componentes da carga e da capacidade de suporte axial.....	27
Figura 2.10- Mecanismos de resistência da estaca de sucção contra carga axial....	29
Figura 2.11- Esquema de ruptura por tração em argilas, (extraída de Thorel et al., 2002).....	30
Figura 2.12- Esquema de ruptura do solo em argilas, (extraída de Thorel et al., 2002).....	32
Figura 2.13- Estudos realizados para fundação de turbinas eólicas offshore (extraída de www.slpconsult.net).....	37

Figura 2.14- Esquema da estaca de sucção utilizada e resultados obtido nos estudos (extraída de Rao, 1997).....	38
Figura 2.15- Fator capacidade de carga calculada (extraída de House e Randolph, 2001).....	39
Figura 2.16- Resultados dos ensaios de arrancamento realizados por Luke et al., 2003.....	40
Figura 2.17- Resultados dos ensaios de arrancamento com as estacas cravadas e instaladas por sucção (extraída de Chen e Randolph, 2007).....	41
Figura 2.18- Esquema de ruptura por tração. (extraída de Deng & Carter,2000).....	42
Figura 2.19- Esquema de ruptura do solo. (extraída de Deng & Carter,2000).....	42
Figura 2.20– Interação da modelagem física com a modelagem numérica em um projeto (extraída de Randolph e House, 2001).....	46
Figura 2.21 – Esquema de um modelo submetido à aceleração em centrífuga (extraída de Pacheco, 2006).....	50
Figura 2.22 – Perfil da tensão vertical no modelocentrifugado e no protótipo devido ao efeito radial da centrífuga (extraída de Taylor, 1995).....	52
Figura 3.1 – Centrífuga geotécnica da UENF.....	56
Figura 3.2– Diagrama da Centrífuga geotécnica da UENF.....	57
Figura 3.3 – Painel de controle da centrífuga geotécnica.....	59
Figura 3.4 – Caixa de testes cilíndrica de acrílico.....	60
Figura 3.5 – Caixa de teste cilíndrica de aço.....	61
Figura 3.6 – (a) bateadeira industrial e (b) betoneira adaptada.....	62
Figura 3.7 – Atuador servo controlado.....	63
Figura 3.8 – Atuador Hidráulico.....	64
Figura 3.9 – Servo-válvula. (extraída de Brum Junior, 2009).....	65
Figura 3.10 – Controlador MTS 407. (extraída de Brum Junior, 2009).....	66
Figura 3.11 – Sistema hidráulico – bomba hidráulica e <i>manifold</i> (extraída de Brum Junior, 2009).....	66
Figura 3.12- Esquema do ensaio de cisalhamento direto e das placas com variação do espaçamento da rugosidade.....	67
Figura 3.13- Equipamento para ensaio de cisalhamento direto.....	68
Figura 3.14 – Esquema do penetrômetro cilíndrico T-bar (extraída de Stewart e Randolph, 1991).....	69

Figura 3.15– Projeto do mini penetrômetro T-bar.....	70
Figura 3.16– Representação gráfica do ensaio de penetrômetro T-bar.....	71
Figura 3.17– Vane teste de Bolso (Torvane).....	72
Figura 3.18– Ensaio de adensamento unidimensional.....	73
Figura 3.19 – Equipamento de compressão triaxial.....	74
Figura 3.20 – Montagem do ensaio triaxial – corpo de prova.....	74
Figura 3.21 – Sistema de aquisição de dados – adensamento a 1 g.....	75
Figura 3.22 – Sistema de aquisição de dados – centrífuga.....	76
Figura 3.23 - Condicionador de sinais instalado no braço da centrífuga.....	77
Figura 3.24 – Posicionamento da do sistema de aquisição de dados na centrífuga geotécnica.....	78
Figura 3.25 – Montagem da calibração da célula de carga.....	79
Figura 3.26 – Célula de carga – ensaio arrancamento.....	80
Figura 3.27 – Montagem da calibração das células de carga.....	80
Figura 3.28 Calibração e saturação dos transdutores de poropressão.....	82.
Figura 3.29 - Régua potenciométrica e Aparato utilizado para calibração da régua potenciométrica.....	83
Figura 3.30 – Diagrama esquemático do adensamento por gradiente hidráulico.....	84
Figura 3.31 – Controlador de nível d’água.....	84
Figura 3.32 – Ensaio preliminar do sistema de adensamento por gradiente hidráulico.....	86
Figura 3.33 – Adaptador utilizado na cravação das quatro estacas.....	86
Figura 3.34 – Adaptador utilizado na cravação das duas estacas.....	87
Figura 3.35– Aparato do sistema de aplicação da sucção.....	88
Figura 3.36– Esquema gráfico do sistema de aplicação da sucção.....	88
Figura 3.37– Aparato do sistema de arrancamento.....	89
Figura 3.38– Detalhamento do sistema de arrancamento das estacas.....	90
Figura 3.39– Detalhamento do sistema de arrancamento de duas estacas.....	91
Figura 3.40 – Diagrama da cadeia de dispositivos do sistema de atuação da centrífuga.....	91
Figura 4.1- Estaca lisa utilizada nos ensaios.....	93
Figura 4.2- Confeção dos dentes na estaca com menor espaçamento entre as rugosidades.....	93

Figura 4.3- Estacas utilizadas nos ensaios de arrancamento.....	94
Figura 4.4- Esquema das estacas utilizadas nos ensaios de arrancamento.....	95
Figura 4.5- Diagrama do topo e seção transversal da estaca.....	95
Figura 4.6- Envoltória de ruptura das interfaces solo-solo e solo-placas.....	98
Figura 5.1 – Caulim e Metacaulim utilizado na mistura.....	100
Figura 5.2 – curva granulométrica dos materiais.....	100
Figura 5.3 – Mistura dos materiais.....	102
Figura 5.4 – Aparato para preparação da água.....	102
Figura 5.5 – Colocação do solo.....	103
Figura 5.6- Curvas tempo-recalque durante o adensamento a 1g.....	106
Figura 5.7- Perfil da resistência ao cisalhamento dos modelos a 50 g.....	108
Figura 5.8- Perfil da resistência ao cisalhamento dos modelos a 40 g.....	108
Figura 5.9- Posicionamento dos corpos de prova em um dos modelos de solo.....	110
Figura 5.10- Realização do ensaio Torvane após o ensaio de arrancamento.....	111
Figura 5.11- Perfil da resistência ao cisalhamento dos modelos a partir do ensaio Torvane de bolso a 1 g.....	111
Figura 5.12- Variação da umidade com a profundidade dos modelos.....	112
Figura 6.1 – Dissipação da poropressão do ensaio 10.....	119
Figura 6.2 – Dissipação da poropressão do ensaio 11.....	119
Figura 6.3 – Dissipação da poropressão do ensaio 12.....	120
Figura 6.4 – Força de arrancamento do ensaio 10 comparando a estaca mais rugosa com a lisa.....	122
Figura 6.5 – Força e poropressão da estaca mais rugosa durante o ensaio de arrancamento.....	122
Figura 6.6 – Força de arrancamento do ensaio 12 comparando a estaca rugosa com a lisa.....	123
Figura 6.7 – Força e poropressão da estaca rugosa durante o ensaio de arrancamento.....	123
Figura 6.8 – Força de arrancamento do ensaio 11 comparando a estaca menos rugosa com a lisa.....	124
Figura 6.9 – Força e poropressão da estaca menos rugosa durante o ensaio de arrancamento.....	124

Figura 6.10 – Comparação dos resultados dos modelos com formulações teóricas.....	126
Figura 6.11 – Fator capacidade de carga N_c versus profundidade normalizada para fundação circular com carregamento vertical (extraída de DNV-RP-E303, 2005)...	129
Figura 6.12 – Fator de adesão versus contato solo – solo.....	133
Figura 6.13 – Estaca mais rugosa após o ensaio de arrancamento.....	133

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1. Estacas de sucção instaladas em campos de exploração óleo e gás offshore.....	05
Tabela 2.1. Exemplos de estudos realizados com estacas de sucção.....	07
Tabela 2.2. Resumo das práticas recomendadas para o projeto de fundação offshore. (extraída de Chung, 2012).....	25
Tabela 2.3. Mecanismos de resistência da estaca de sucção contra carga axial.....	29
Tabela 2.4. Valores de α após 2 meses de instalação por sucção em argilas NA.....	35
Tabela 2.5- Fatores de escala em modelagem convencional (1 g).....	48
Tabela 2.6 – Leis de escala na modelagem centrífuga.....	53
Tabela 3.1 – Especificação da centrífuga Wyle.....	55
Tabela 3.2 – Características dos motores Uniqore modelo 4013 ATZ.....	58
Tabela 4.1 – Relação entre a estaca e o protótipo.....	96
Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.....	97
Tabela 5.1 – Características Granulométricas dos materiais.....	101
Tabela 5.2 – Resultados da caracterização dos materiais.....	101
Tabela 5.3 – Ensaios de caracterização realizados em cada modelo de solo.....	109
Tabela 5.4 – Resultados do ensaio de adensamento unidimensional.....	113
Tabela 5.5 – Resistência ao cisalhamento não drenado dos modelos.....	114
Tabela 5.6 – Resistência ao cisalhamento não drenado na altura média.....	115
Tabela 5.7 – Resistência ao cisalhamento não drenado na base da estaca.....	116
Tabela 6.1 – Resumo dos ensaios de arrancamento.....	118
Tabela 6.2 – Resultados dos ensaios de arrancamento.....	125
Tabela 6.3 – Força de arrancamento dos modelos e estimativa dos protótipos.....	125
Tabela 6.4 – Resistência ao cisalhamento não drenado dos ensaios.....	130
Tabela 6.5 – Peso da estaca e da bucha do solo em relação ao protótipo.....	130
Tabela 6.6 – Parcelas componentes da força de arrancamento em relação ao protótipo.....	131
Tabela 6.7 – Fator adesão (α) calculado para cada protótipo.....	131

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
API	<i>American Petroleum Institute</i>
A_r	Aceleração radial
CH	Argila de alta compressibilidade
CPT	<i>Cone penetration test</i>
e	Índice de vazios
FDS	<i>Floating Developing System</i>
F_i	Força inercial que age no modelo
FPSO	<i>Floating Production, Storage and Off-loading</i>
FPU	<i>Float Point Unit</i>
FSO	<i>Floating Storage and Off-loading</i>
g	Aceleração da gravidade na Terra
GW	Gigawatts
h	Altura da estaca
h/H	Profundidade da amostra normalizada
h_p	Profundidade referente a uma tensão vertical no protótipo
H	Altura da amostra de solo
h_m	Profundidade referente a uma tensão vertical no modelo
HCT	<i>Hdraulic Consolidation Test</i>
I_p	Índice de plasticidade

K_i	Fator de escala
L/D	Relação de aspecto
LL	Limite de liquidez
LOC	Levemente pré-adensada
m	Massa do modelo
M	Massa do protótipo
N	Razão entre as dimensões da estrutura do protótipo e do modelo
N	Fator de escala que multiplica a gravidade
NA	Normalmente adensada
N_c	Fator capacidade de carga
NBR	Norma Brasileira Registrada
NGI	<i>Norwegian Geotechnical Institute</i>
P	Plataforma
r	distância radial entre o centro da centrífuga e o centro de massa do modelo
sat	Saturado
SEPLA	<i>Suction Embedded Plate Anchor</i>
SS	Semi submersível
S_t	Sensitividade
S_u	Resistência ao cisalhamento não drenada do solo
TLP	<i>Tension Leg Platform</i>

TPP	Transdutor de poropressão
UENF	Universidade Estadual do Norte Fluminense
USCS	Sistema unificado de classificação dos solos
UWA	<i>University of Western Australia</i>
VLA	<i>Vertical Load Anchor</i>
X_m	Grandeza do modelo
X_p	Grandeza do protótipo
α	Fator de adesão (atrito)
ρ	Densidade
γ	Peso específico do solo
σ_v	Tensão vertical
σ_{vp}	Tensão vertical no protótipo
σ_{vm}	Tensão vertical no modelo
U_t	Velocidade tangencial
ω	Velocidade angular

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

A descoberta de campos de petróleo e gás em profundidades cada vez maiores vem sendo acompanhada pela engenharia, através do desenvolvimento de plataformas específicas para cada situação conforme é apresentado na Figura 1.1. Este desenvolvimento engloba tecnologias em diferentes áreas do conhecimento, em especial as que envolvem soluções para a ancoragem de estruturas flutuantes. Devido a alguns campos de exploração alcançarem profundidades entre 1500 a 3000 m (El-Gharbawy *et al.*, 1999; Aubeny *et al.*, 2001; Dendani & Colliat, 2002; Sparrevik, 2002), estes tipos de estruturas caracterizam-se por apresentar grandes deslocamentos e uma resposta dinâmica maior sob a ação de cargas ambientais. É importante destacar que seus movimentos são controlados por sua flutuação ou pelas linhas de ancoragem. As torres complacentes, as plataformas semi-submersíveis, os navios de produção, armazenamento e descarga (FPSOs), as plataformas de pernas atirantadas (TLPs), além das plataformas do tipo SPAR, estão enquadradas dentro deste tipo de sistema estrutural, Figura 1.2.

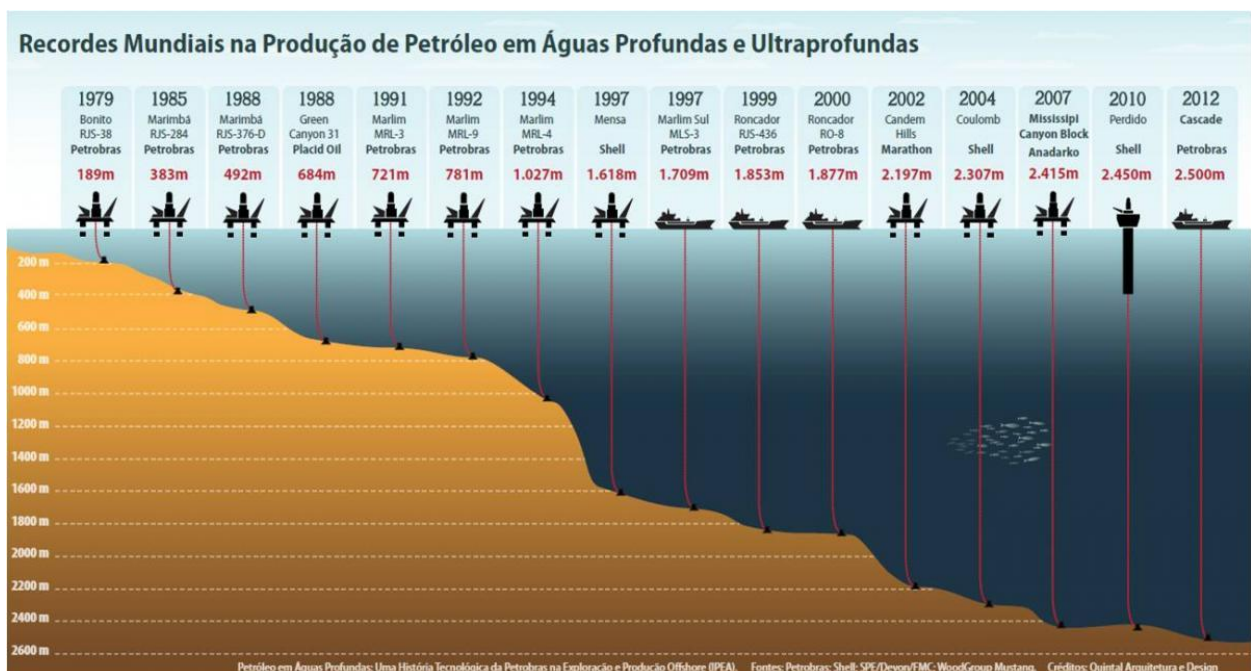


Figura 1.1 - Evolução dos recordes mundiais de produção na plataforma continental, atestando a constante evolução de técnicas e materiais na busca de reservas gigantes de petróleo em águas profundas. (<http://www.jornalggn.com.br/>, 2013).

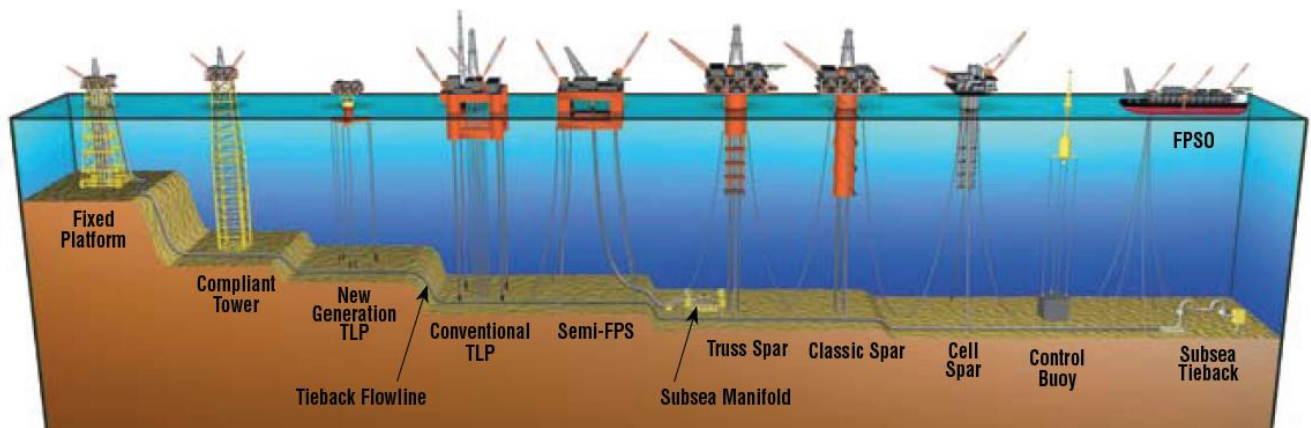


Figura 1.2. Sistemas estruturais para a exploração de petróleo no mar. (Moreno, 2005).

Os métodos de ancoragem destes tipos de plataformas são desde a tradicional catenária até o sistema *taut-leg*, em que o ângulo entre a linha de ancoragem e o leito marinho pode ser entre 40° e 50° . Existem vários tipos de âncoras utilizadas para fixação das estruturas no leito marinho, como as VLAs (*vertical load anchors*), as estacas de sucção, as estacas torpedo e as SEPLAs (*suction embedded plate anchors*). Dentre estas âncoras, a estaca de sucção é considerada econômica e eficiente, devido a sua capacidade de resistir a carregamentos verticais e horizontais e ter um procedimento de instalação simples (Solhjell *et al.*, 1998; Tjelta, 2001).

As estacas de sucção também estão sendo utilizadas para a fixação das turbinas eólicas em região *offshore* em todo mundo. Estas são fixadas ao leito marinho através de sistemas semelhantes a plataformas TLP, Figura 1.3. O Brasil passa a ocupar a segunda posição em expansão de energia eólica do mundo. Perderá somente para a China e ultrapassa a Alemanha, que em 2013 ficou na frente do Brasil com mais 3,2 GW. O feito se dá com a expansão prevista de 6 gigawatts (GW) de capacidade instalada de energia eólica em 2015.

As estacas de sucção, desenvolvidas pelo NGI (*Norwegian Geotechnical Institute*) na década de 90, são instaladas como a própria denominação sugere, por aplicação de sucção. A sucção, além de proporcionar a cravação, possibilita a formação de uma bucha de solo no seu interior, aumentando a capacidade de permanência da estaca no leito marinho, garantindo assim a ancoragem das estruturas flutuantes.

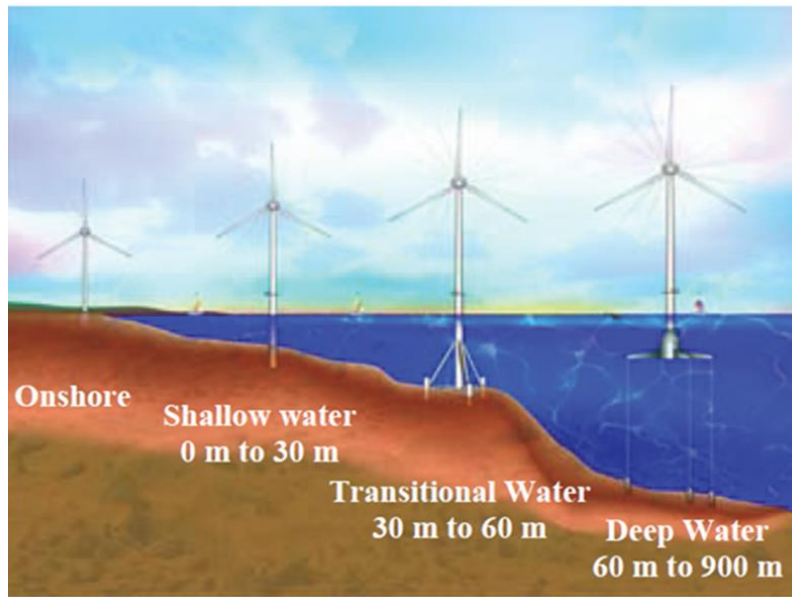


Figura 1.3. Classificação das profundidades das turbinas eólicas. (Musial & Butterfield, 2004).

A estaca de sucção consiste de uma camisa metálica com grande diâmetro, entre 2 a 8 m, e comprimento de até 6 vezes o diâmetro (Andersen *et al.*, 2005). A ponta desta camisa é aberta e o topo fechado, onde são posicionadas a válvula de saída de água/ar e a bomba de sucção. Inicialmente é cravada com o seu peso próprio, com as válvulas no topo abertas. Então, após a estabilização dos deslocamentos decorrentes do peso próprio, a sucção é aplicada para que a estaca seja cravada no leito marinho (Figura 1.4).

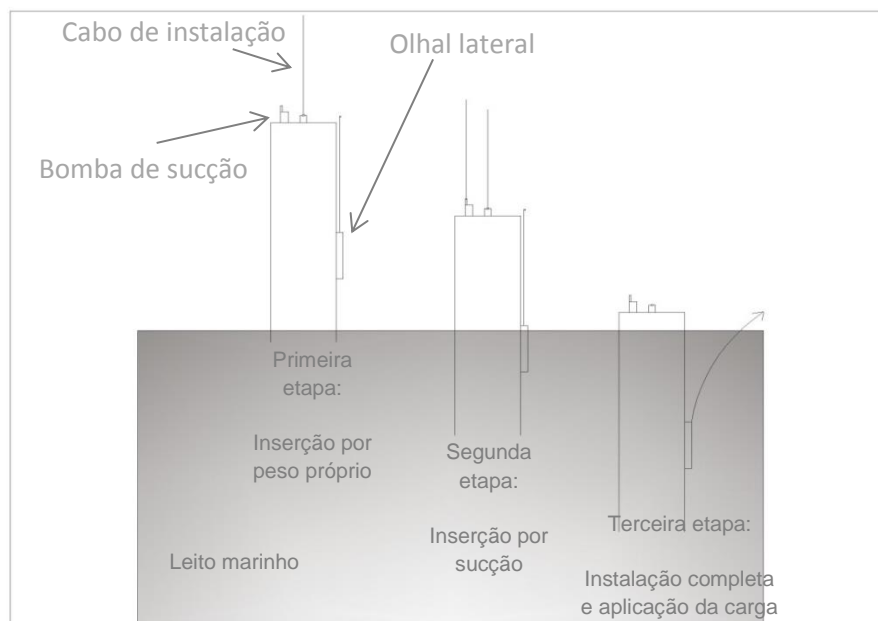


Figura 1.4. Instalação das estacas de sucção.

Após a instalação, a estaca permanece descarregada por um período de tempo, permitindo assim, que as condições do solo ao redor desta sejam recuperadas, pois estas foram alteradas durante a sua inserção. A estaca é então amarrada à estrutura flutuante através das linhas de ancoragem, podendo esta ser no topo ou na lateral da estaca.

Apesar da aparente simplicidade, estes projetos são complexos, possuem uma grande variedade de incertezas, estas oriundas do meio físico e também das solicitações ambientais. Assim, os estudos com modelos físicos reduzidos associados à modelagem numérica podem contribuir para soluções de projetos de estacas de sucção mais arrojados sem os custos e riscos que existem nos estudos realizados com protótipos.

O sucesso do uso das estacas de sucção em diferentes tipos de estruturas offshore leva a uma maior demanda no seu uso e, conseqüentemente, mais estudos devem ser realizados para analisar todas as incertezas que ainda envolvem este tipo de ancoragem. Sparrevik (2002) estima que cerca de 300 estacas de sucção estão em operação em sistemas de ancoragem permanente em todo o mundo. Na Tabela 1.1 são apresentados alguns campos de exploração que utilizaram este tipo de âncora para fixação da plataforma.

1.1. Objetivos

Este projeto está inserido neste contexto, cujo objetivo principal é avaliar o desempenho de estacas de sucção submetidas a carregamento monotônico com geometrias (rugosidades) diferentes de fuste. Esta análise é pertinente, levando em consideração que a parcela da resistência lateral representa uma parcela da capacidade de carga vertical total da estaca de sucção, Huang *et al.*, 2003.

Esta análise será realizada através da modelagem física, com a utilização de modelos reduzidos em aceleração artificial, em uma argila mole levemente pré-adensada, consolidada através de aplicação de sucção na base.

Ainda, para alcançar este intuito, serão desenvolvidas metodologias experimentais para execução do adensamento da amostra, instalação com sucção à 1 G e para os ensaios de arrancamento na centrifuga geotécnica.

Tabela 1.1. Estacas de sucção instaladas em campos de exploração óleo e gás offshore.

Ano	Campo de exploração	Tipo de plataforma	Lâmina d'água (m)	Dimensões (DxL) (mxm)	Número de estacas	Empresa operadora
1985	Gorm	FSO	40	3,5x8,5	12	Shell
1991	Snorre1)	TLP	335	30X13	4	Saga
1995	Yme	SBM	100	5x7	8	Statoil
1995	Harding	SBM	110	5x8-10	14	BP
1995	N'Kossa	SBM	200	5x12.5	14	Elf
1996	Norne1)	FPSO	375	5X10	12	Statoil
1997	Marlim 3) P19-P26	Semi FPU	770-1000	4,7X13	32	Petrobrás
1997	Schiehallion4)	FPSO	400	6,5X12	14	BP
1997	Norsk Hidro's Njord	-	330	5x7-11	20	CSONOR
1997	Shell's Curlew	-	80	5-7x11	9	DSND
1997	Norsk Hidro's Visund	-	350	5x11	16	DSNS
1997	Aquila5)	FPSO	850	4,5-5X16	8	Agip
1998	Laminaria6)	FPSO	400	5,5X13	12	Woodside
1998	Marlim 3) P18	FPSO	900	4.7X20	2	Petrobrás
1999	Marlim 3) P33-P35	FPSO	810-910	4,8X17	6	Petrobrás
1999	Troll C1)	Semi FPU	350	5X15	12	Norsk Hydro
2000	Green Canyon 854	Semi MODUS	1650-2550	3,7x18,5	8	Shell
2000	Hoover-Diana7)	SPAR	1500	6,4X32	12	Exxonmobil
2001	Girassol2)	FPSO	1350	4,5X17	16	TFE
2002	Horn Montain7)	SPAR	1650	5.5X27.4-29	9	BP
2002	Na Kika7)	FDS	1920	4.3X23.8	16	Shell/BP
2003	Devils Tower7)	SPAR	1700	5.8X34.8	9	Dominion
2003	Holstein7)	SPAR	1280	5.5X36.3-38.4	16	BP
2004	Thunder Horse7)	Semi FPU	1830	5.5X27.5	16	BP
2004	Mad Dog7)	SPAR	1600	7.6X14.6	11	BP
2004	Atlantis7)	Semi-PQ	2130	NA	12	BP
2006	Shar Deniz	TGP 500	100	-	1	Technip
2007	Bualang	FPSO	-	-	22	Chevron
2008	Frade)	FPSO	1100	-	-	GFI
2012	Gulfstar	SPAR	1300	5x30	10	Chevron

¹⁾Mar do Norte ²⁾Oeste África ³⁾Brasil ⁴⁾Oeste shetlands ⁵⁾Mar Adriático ⁶⁾Mar do Timor ⁷⁾Golfo do México ⁸⁾Nigéria

1.2. Estrutura da tese

Esta tese consiste de 7 capítulos, que são descritos abaixo:

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica de estudos anteriores realizados sobre estacas de sucção em argila, em que algumas premissas serão discutidas.

No Capítulo 3 são descritos os equipamentos e detalhes experimentais importantes para os testes. A centrífuga geotécnica é descrita. A instrumentação utilizada, como os transdutores de poropressão e as células de carga, é apresentada, assim como cada metodologia da calibração. Os equipamentos utilizados na instalação e arrancamento das estacas são descritos, assim como o mini penetrômetro Tbar. Os modelos das estacas utilizadas nesta pesquisa são apresentados e também o processo de adensamento do solo.

No Capítulo 4 são apresentados os detalhes do processo utilizado no adensamento dos modelos do solo, os resultados em cada modelo realizado - a curva do recalque x tempo, etapas de adensamento e o perfil da resistência ao cisalhamento não drenado obtidos através do ensaio do mini penetrômetro Tbar e/ ou Torvane de bolso.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados do estudo da geometria externa da estaca em função da variação da amplitude dos dentes impostos, aumentando a rugosidade na parede externa.

No Capítulo 6 é apresentada a capacidade de carga das estacas de sucção durante o arrancamento vertical, comparando a força de arrancamento das quatro estacas com perfis de rugosidade impostos com espaçamento variado. A modelagem analítica é apresentada em função do modo de ruptura da estaca de sucção.

No Capítulo 7 sintetiza os principais resultados desta pesquisa e são apresentadas recomendações para trabalhos futuros sobre este tema.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O comportamento das estacas de sucção quando submetidas a esforços axiais de tração (ancoragem de plataformas TLPs) vem sendo estudado há muitos anos. Estes estudos foram realizados com testes de campo (Hogervorst, 1980; Andersen *et al.*, 1993; Newlin, 2003 a e b), com testes em laboratórios a 1 G, (El-Gharbawy & Oslon, 1998; Whittle *et al.*, 1998; Luke, 2002; Andersen & Jostad, 2004), com testes em modelos reduzidos centrifugados (Steensen-Bach, 1992; Watson, 1999; House *et al.*, 1999; Randolph & House, 2002) e através de modelagem numérica, Andersen *et al.*, 2004; Supachawarote *et al.*, 2004).

Na Tabela 2.1 são apresentados alguns trabalhos experimentais realizados com solos argilosos.

Tabela 2.1. Exemplos de estudos realizados com estacas de sucção.

Ano	Local	Tipo	Descrição	Referência
1985	Gulfaks Mar do Norte	Teste em campo	Instalação e retirada de 2 estacas de 6,5x22 m (concreto)	Tjelta <i>et al.</i> (1986)
1989	NGI/Lysaker	Teste protótipo	TLP carregamento monotônico e cíclico com carregamento a 10° com a vertical	Dyvik <i>et al.</i> (1993) Andersen <i>et al.</i> (1993)
1991	Focomorto	Teste em campo	Instalação de estaca de concreto	O'Neill <i>et al.</i> (1991)
1991	ISMES	Centrífuga	Carregamento vertical monotônico e cíclico	Renzi <i>et al.</i> (1991)
1991	DGI	Centrífuga	Instalação e arrancamento em dois perfis de resistência ao cisalhamento uniforme	Fulsang <i>et al.</i> (1991) Steensen-Bach (1992)
1991	NGI/Lysaker	Teste protótipo	Carregamento lateral 10° com a horizontal monotônico e cíclico	Keaveny <i>et al.</i> (1994)
1990-93	LCPC	Centrífuga	Teste de arrancamento monotônico e cíclico em dois tamanhos de estacas. Um teste lateral	Clukey <i>et al.</i> (1993/95)
1996	Marlin	Teste em campo	Instalação, testes e retirada de uma âncora de 3,6x18 m	Offshore Eng. (1996 ^a)
1998	MIT	Teste em 1g	Instalação e capacidade de carga de modelo reduzido em argila	Whittle <i>et al.</i> (1998)
1998	UWA	Centrífuga	Carregamento lateral monotônico e cíclico	Randolph <i>et al.</i> (1998)
1996-99	UWA	Centrífuga	Instalação, capacidade de carga monotônica e cíclico, carregamento combinado	Watson <i>et al.</i> (2000)
1997	IIT, India	Teste em 1g	Capacidade de carga de modelo reduzido em argila marinha	Rao <i>et al.</i> (1997)
1997-99	GeoDelft	Centrífuga	Instalação e capacidade de carga monotônica e cíclico	Andersen <i>et al.</i> (2003)

Continuação Tabela 2.1. Estudos realizados com estacas de sucção.

2000	C-Core	Centrífuga	Instalação e capacidade de carga não drenada	Cao <i>et al.</i> (2002 ^a)
1998-04	Univ.do Texas, Austin	Teste em 1g	Instalação e capacidade de carga monotônica em caulim	Oslo <i>et al.</i> (2003) Rauch <i>et al.</i> (2004)
2001	UWA	Centrífuga	Instalação e capacidade de carga não drenada	House and Randolph (2001)
2002	C-Core	Centrífuga	Resistência ao arrancamento para instalação com ou sem sucção em caulim	Clukey and Philips (2002)
2003	Delft	Teste em 1g e centrífuga	Resistência ao arrancamento com sucção ativa	Allersma and Krabbendam (2003)
2003-04	Oxford-Fugro	Teste em campo	Instalação e carregamento cíclico para turbinas eólicas	Houlsby <i>et al.</i> (2005)
2004-2006	Oxford University	Teste em campo e em laboratório	Instalação e carregamento monotônico e cíclico para turbinas eólicas	Villalobos <i>et al.</i> (2004)
2005	UWA	Centrífuga	Instalação e capacidade de carga em argila mole	Chen and Randolph (2007)
2005	UWA	Centrífuga	Instalação em areia	Tran and Randolph (2008)
2007-08	DICT	Centrífuga	Carregamento inclinado em areia	Bang <i>et al.</i> (2011)

As estacas de sucção são denominadas como *bucket foundations*, *skirted foundations*, *skirt piles*, *suction piles* ou *suction anchors*. Em geral, as estacas de sucção tem uma seção circular devido a maior eficiência na sua instalação e o menor custo de fabricação, e possuem grandes dimensões.

As estacas de sucção são uma boa solução como fundação *offshore*, pelo seu simples procedimento de instalação, que minimiza o uso de equipamentos pesados necessários para estacas comuns ou outros tipos de fundações (Chen, 2013).

Atualmente muitas fundações de turbinas eólicas *offshore* são estacas de sucção únicas enterradas no leito marinho com profundidade a partir de 30 m (Figura 2.1). A utilização de estacas de sucção está sendo uma boa opção nestes casos devido a sua facilidade de instalação. A estabilidade e o bom desempenho da turbina eólica e da fundação são importantes para prevenir desastres e maximizar a eficiência da infraestrutura geradora de energia (Teodosio et al., 2014).



Figura 2.1. Estaca de sucção para Met Mast instalada Horn Rev 3 Offshore Wind Farm, Dinamarca (LeBlanc 2004).

2.1. Histórico

O motivo para o desenvolvimento da estaca de sucção foi a necessidade de uma fixação mais rápida de equipamentos militares em campo. As âncoras a vácuo proposta por Goodman *et al.*(1961) foram instaladas do mesmo modo como são instaladas as estacas de sucção. A viabilidade da instalação das âncoras a vácuo em siltes e argilas foi analisada usando testes realizados por Goodman *et al.* (1961), seguido por outros pesquisadores que também realizaram estudos em areia (Brown e Nacci, 1971). Durante a década de 70, muitos pesquisadores realizaram ensaios analisando a capacidade das âncoras a vácuo em vários tipos de solo. Destacando-se os trabalhos de Wang *et al.*, 1975; Helfrich *et al.*, 1976 e Wang *et al.*, 1977 e 1978.

Os primeiros testes neste tipo de estacas sem sucção ativa depois da inserção da estaca foram relatados por Hogervost (1980). Estes testes foram realizados com protótipos de estacas de sucção *offshore*. Os resultados foram de instalações bem sucedidas em areia e em argila rija seguida de carregamento vertical, simulando plataformas do tipo TLP. As estacas utilizadas tinham relação de aspecto (L/D) entre 2 e 3. Hogervost concluiu que a utilização deste tipo de estaca é bastante vantajosa

destacando a viabilidade das estacas de sucção em diferentes condições de solo e sobre diferentes condições de carregamento, assim como, o uso destas em aplicações práticas com o aumento da exploração em águas profundas e ultra profundas.

A primeira aplicação comercial das estacas de sucção foi relatada por Senpere e Auvergne (1982), em que foi analisada a instalação de doze estacas de sucção no campo de Gorm no Mar do Norte. As linhas de ancoragem foram amarradas nas estacas, na altura do leito marinho sendo aplicado um carregamento horizontal. O leito marinho era composto de uma camada de areia seguida de uma camada de argila mole acima de uma argila rija. A relação de aspecto das estacas era de 2,5. Alguns problemas ocorreram durante a instalação destas estacas por não conseguir a profundidade de penetração esperada.

A primeira plataforma TLP ancorada utilizando estacas de sucção foi a plataforma Snorre desenvolvida no início dos anos noventa. Logo após a experiência com Gullfaks C. em 1985, a partir disso, as estacas de sucção começaram a ser uma ótima opção para ancoragem de estruturas flutuantes em todo o mundo.

2.2. Instalação das estacas de sucção

Os equipamentos utilizados para a instalação das estacas de sucção são considerados leves e menos onerosos quando comparados com equipamentos utilizados para a cravação de estacas em alto mar (Sparrevik, 1998). Os equipamentos utilizados consistem em uma bomba recuperável e um sistema remoto (Remotely Operated Vehicles – ROV) para a monitoração e controle da aplicação da sucção (Sparrevik, 1998, Colliat *et al.*, 1998, El-Gharbawy *et al.* 1999, Tjelta, 2001, e Audibert *et al.*, 2003).

2.2.1. Procedimento de instalação e monitoração

As estacas de sucção podem ser instaladas a partir de um navio guindaste ou lançadas a partir de um rebocador (Sparrevik de 1998, e Tjelta, 2001). Os rebocadores são utilizados quando são de diâmetros menores. Neste caso, a estaca é descida horizontalmente para fora do rebocador, sendo necessária a utilização de uma haste para manter a orientação da instalação (Sparrevik, 1998), como é apresentada na Figura 2.2. A utilização de rebocadores limita o número de estacas a serem instaladas por viagem.

Por outro lado, as estacas podem ser instaladas por elevação vertical a partir de um navio guindaste, que consegue carregar maior número de estacas e de maior dimensão (Figura 2.3). No entanto, o custo destes navios é maior do que o do rebocador. A disponibilidade de embarcações de instalação, logística e custo, normalmente ditam qual será o método a ser utilizado para a instalação (Tjelta, 2001).

Como não é necessária a realização de nenhuma prova de carga, é importante a realização da monitoração da instalação respeitando todas as tolerâncias de projeto. A prova de carga não é necessária, pois já se tem o conhecimento da pressão de sucção e, portanto, a força transferida à estaca de sucção por ocasião de sua cravação. Por outro lado, esta capacidade de carga, por ocasião da execução, não é a mesma a longo prazo. Além disso, o comportamento à tração da estaca não é aferido. Os parâmetros monitorados são principalmente: posição, verticalidade, carga, subpressão e a profundidade de penetração (Sparrevik, 1998; Colliat *et al.*, 1998; El – Gharbawy *et al.*, 1999; Audibert *et al.*, 2003).



Figura 2.2- Instalação por rebocador (<http://www.delmarus.com/>).

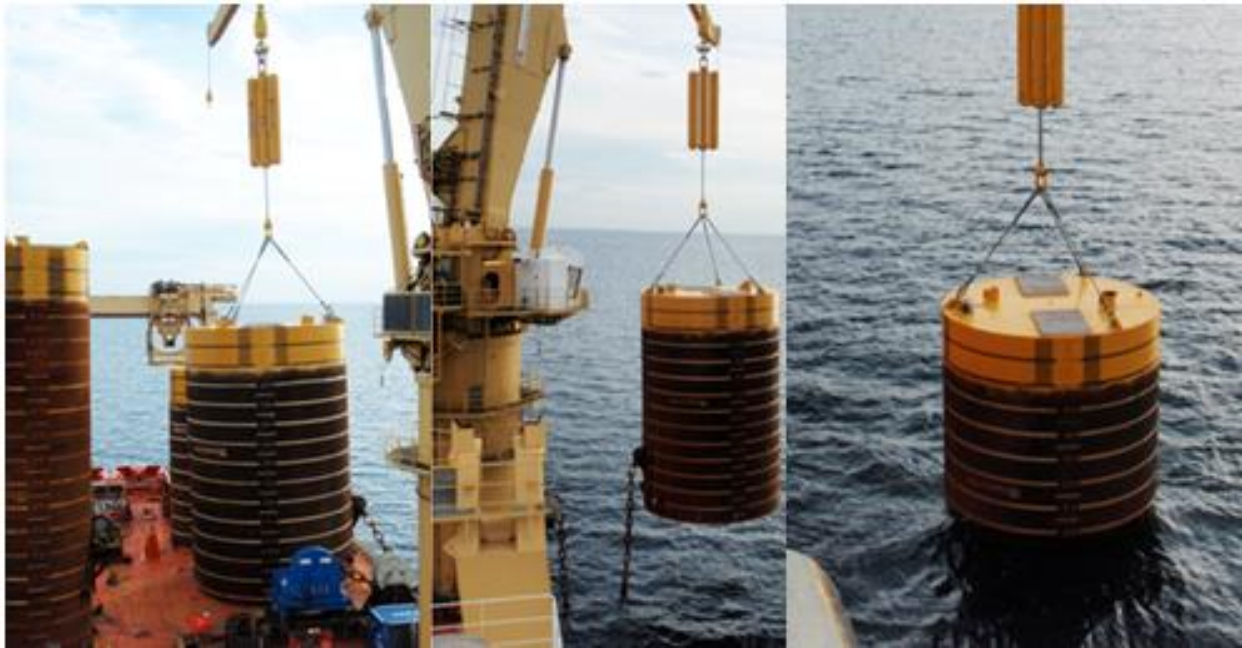


Figura 2.3- Instalação com o uso de navio guindaste (<http://cranemaster.no>).

2.2.2. Resistência à penetração

A resistência à penetração da estaca de sucção é a soma do atrito interno, do atrito externo e da resistência de ponta. Algumas análises foram realizadas baseando-se em correlações empíricas com o resultado dos testes de penetração do cone (CPT). A definição das forças de instalação necessárias é importante para uma instalação correta e para a escolha do equipamento a ser utilizado. Para as condições do solo onde será instalada a estaca de sucção (profundidade da lâmina d'água, estratigrafia do leito marinho, resistência do solo, etc.) e as dimensões da estaca que será utilizada, existe uma força de instalação mínima necessária para penetração da estaca na profundidade de projeto. Existe também a força de sucção máxima que pode ser aplicada, principalmente para evitar o início da cavitação e para formação da bucha de solo no interior da estaca.

Hogervost (1980) assumiu que o atrito interno e externo são iguais durante a instalação usando a fórmula abaixo para estimar a resistência à penetração baseada na resistência à penetração do CPT (R).

$$R = \pi \cdot D \cdot \left[2 \cdot k_f \cdot \int_0^h f \, dz + k_p \cdot \bar{q}_{ch} \cdot t \right] \quad (2.1)$$

onde:

R- resistência à penetração

D – diâmetro da estaca

k_f – coeficiente empírico relacionando o atrito do CPT com o atrito da parede da estaca

h – profundidade de penetração

f – atrito medido pelo CPT

k_p - coeficiente empírico relacionando a resistência de ponta do CPT com a resistência de ponta da estaca

q_{ch} – resistência de ponta média do CPT ao longo do perfil do solo

t – espessura da parede da estaca

A sucção aplicada na estaca de sucção durante a penetração deve ser superior à resistência à penetração da mesma. Hogervost (1980) calculou a força de penetração pela seguinte equação:

$$T = W' + \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \Delta p \quad (2.2)$$

onde:

T – força de penetração

W' – peso da estaca submersa

Δp – diferença de pressão no topo da estaca

D – diâmetro da estaca

As equações 2.1 e 2.2 podem ser usadas para determinar a pressão necessária para alcançar a profundidade de projeto. Esse método de estimativa da resistência à penetração da estaca de sucção foi utilizado no campo Gorm, onde camadas de areia e argila alternadas foram encontradas (Senpere & Auvergne, 1982).

A prática corrente para prever a resistência à penetração é baseada assumindo a resistência não drenada na ponta da estaca, usando o fator capacidade de carga e calculando o atrito lateral ao longo da parede interna e externa. A força que penetra a estaca para o interior do leito marinho consiste no peso submerso da estaca e na pressão diferencial gerada pela sucção aplicada (Figura 2.4).

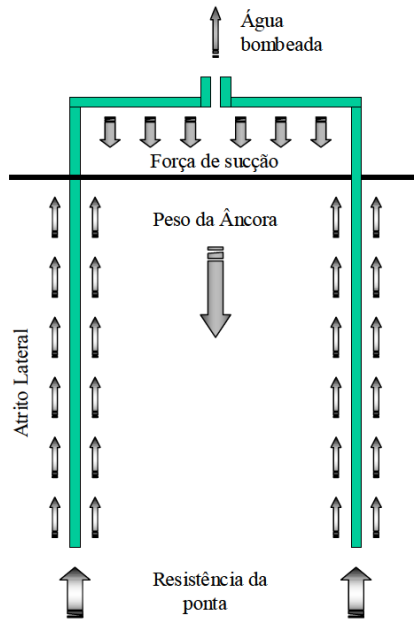


Figura 2.4- Forças que atuam na estaca de sucção durante o processo de instalação (SANTOS,1997).

A resistência à penetração (R) é dada pela equação 2.3:

$$R = Q_{lat} + Q_{ponta} = A_{par} \cdot \alpha \cdot S_u + (N_c \cdot S_{u,ponta} + \gamma' \cdot z) \cdot A_{ponta} \quad (2.3)$$

onde:

R- resistência à penetração

Q_{lat} – resistência lateral

Q_{ponta} – resistência ponta

A_{par} – área da parede lateral da estaca

A_{ponta} – área da ponta da estaca

α – fator atrito (adesão)

S_u – resistência ao cisalhamento não drenado

$S_{u,ponta}$ – resistência ao cisalhamento não drenado na ponta da estaca

N_c – fator capacidade de carga

γ' – peso específico do solo

z- profundidade da base estaca

Embora a equação 2.3 seja mais utilizada para estimar a resistência à penetração e a pressão necessária para instalação da estaca, diferentes valores do fator atrito α e do fator capacidade de carga (N_c) foram determinados a partir de experiências de instalações. Tjelta *et al.* (1986) relatou os resultados de um teste de penetração em larga escala no campo Gulfaks no Mar do Norte. O teste consistiu em dois cilindros de aço 6 m de diâmetro e 23 m de comprimento conectados a um bloco de concreto e instalado em argila normalmente consolidada e numa areia siltosa. O perfil da resistência ao cisalhamento não drenado foi estimado com base em testes de penetração de cone (CPT). Tjelta *et al.* (1986) concluíram que a resistência de ponta na argila normalmente adensada não foi afetada pela sucção. Sendo assim, utilizaram o fator capacidade de carga no valor de 9. O atrito lateral foi medido como sendo 15 % da resistência ao cisalhamento não drenado indeformado (fator α de 0,15) acreditando-se também que este parâmetro não foi afetado pela sucção.

Colliat *et al.* (1998) relataram o teste do modelo em campo usando uma estaca de 1,4 m de diâmetro e 5,0 m de comprimento, instalado no campo Nkossa no Golfo de Guiné, na costa da África. O perfil do solo consistia de uma camada rasa de argila arenosa seguida de uma argila mole normalmente adensada. O perfil da resistência ao cisalhamento não drenado (S_u) foi estimado baseado em ensaios triaxiais não consolidado-não drenado (UU) em amostras indeformadas. Colliat *et al.* (1998) determinaram o fator α de 0,3 para esse modelo. Colliat *et al.* também relataram um teste em protótipo com dimensões entre 4 e 5 m e comprimentos entre 12 e 13 m, instaladas no mesmo local, confirmando o mesmo fator α .

Whittle *et al.* (1998) realizaram testes em laboratório com modelos reduzidos de estacas instaladas em Argila de Boston reconstituída. A estaca utilizada foi um tubo Shelby de latão com 30 cm de comprimento e 5 cm de diâmetro e com uma espessura de parede de 1,5 mm. Whittle *et al.* (1998) realizaram quatro testes instalados por sucção e um instalado por cravação até o final da penetração. O solo foi confinado na caixa de teste por uma pressão de ar aplicada no topo da membrana colocada sobre a superfície do solo para aumentar a pressão de sobrecarga. A resistência de penetração inicial foi assumida como a resistência de ponta; portanto, o intercepto da resistência do solo na superfície foi usado para calcular o fator capacidade de carga (N_c). O valor encontrado para N_c foi de 16,3 para os modelos instalados por sucção e 19,9 para o modelo que foi cravado no solo usando o S_u obtido nos ensaios triaxiais. O atrito lateral durante a penetração das estacas instaladas por sucção produziu um fator α entre 0,25

e 0,35 enquanto no teste em que a estaca foi cravada, o fator foi de 0,44 utilizando o valor da resistência ao cisalhamento não drenado obtido em testes em laboratório. Whittle et al. (1998) relataram que praticamente todo o solo deslocado durante a instalação foi para o interior da estaca, formando assim a bucha de solo.

Andersen e Jostad (1999) propuseram o uso de um fator de adesão α igual à sensibilidade do solo e um S_u obtido no teste triaxial para estimar o atrito lateral. Já para a resistência de ponta, Anderson e Jostad propuseram usar o fator de capacidade de carga de 7,5 e um S_u médio dos testes de compressão triaxial e extensão triaxial. Além disso, eles assumiram que o volume da bucha de solo formada no interior da estaca é equivalente ao volume de solo movimentado.

House e Randolph (2001) realizaram testes em centrífuga com estacas lisas enrijecidas (Figura 2.5) e não enrijecidas, instaladas em argila (caulim) normalmente adensada e pré-adensada. As estacas tinham 3 cm de diâmetro e relação de aspecto de 4. As estacas rígidas tinham um ou dois anéis na parede interna. O S_u foi medido no teste centrífugo utilizando o T_{bar} (com o fator $N_b = 10,5$) os testes foram realizados a 120 G. House e Randolph (2001) propuseram uma equação teórica para calcular a pressão necessária para instalar as estacas enrijecidas. Entretanto, eles concluíram que existiu uma pequena diferença entre a pressão para a instalação das estacas lisas enrijecidas e o modelo proposto (equações 2.4, 2.5 e 2.6). A pequena resistência da estaca enrijecida comparada com a resistência calculada pela equação teórica foi atribuída à possibilidade do fluxo do solo ao redor dos anéis utilizados para o enrijecimento da estaca. House e Randolph (2001) concluíram que a instalação foi bem modelada com um fator α de 0,4 na parede interna e externa. Entretanto, eles indicaram que o atrito na parede interna é provavelmente menor do que na parede externa, baseado nas análises da estabilidade da bucha de solo durante o arrancamento da estaca sem o tempo de adensamento (*setup*) necessário após a instalação.

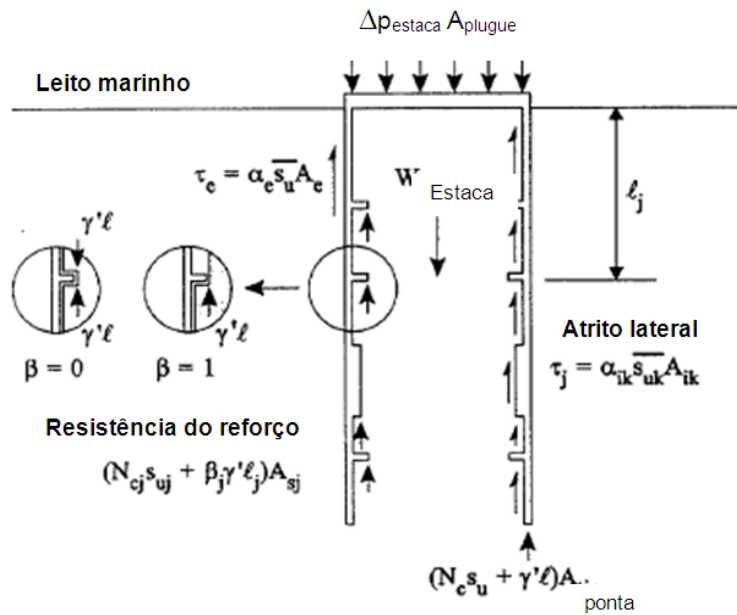


Figura 2.5- Diagrama da estaca com os anéis de reforço (House & Randolph, 2001).

$$\Delta p = \frac{(N_c s_u + \gamma' l) A_{ponta} + \alpha_e \overline{s_u A_e} - W_{est} + F_q + F_r}{A_{plugue}} \quad (2.4)$$

Esta pressão é calculada levando em consideração além da resistência de ponta, o atrito externo. Sendo $F_q + F_r$ referentes ao atrito interno e a resistência gerada pelos anéis. Já nas estacas lisas a pressão necessária é dada pela Equação 2.5, conforme é apresentado abaixo.

$$\Delta p = \frac{(N_c s_u + \gamma' l) A_{ponta} + \alpha_i \overline{s_u A_i} + \alpha_e \overline{s_u A_e} - W_{est}}{A_{plugue}} \quad (2.5)$$

Sendo:

N_c – fator capacidade de carga

s_u – resistência ao cisalhamento não drenado

γ' – peso específico efetivo do solo

l – comprimento da estaca enterrado

A_{ponta} – área da ponta da estaca

A_{pluge} – área da seção transversal da bucha de solo

A_i – área interna da estaca em contato com o solo

A_e – área externa da estaca em contato com o solo

A_s – área projetada do anel

α_i – fator do atrito interno

α_e – fator do atrito externo

β – fator de redução devido à resistência do anel

W_{est} – peso da estaca submersa.

Sendo $F_q + F_\tau$, as forças de resistência devido ao anel e devido ao atrito na estaca entre os anéis. Este valor é calculado pela Equação 2.6.

$$F_q + F_\tau = \sum_j (N_{cj} S_{uj} + \beta_j \gamma' l_j) A_{sj} + \sum_k \alpha_{ik} \overline{S_{uk}} A_{ik} \quad (2.6)$$

Rauch *et al.* (2003) relataram testes de instalação em modelos de estacas de sucção com o diâmetro de 10 cm e uma relação de aspecto de 9, instaladas em uma argila (caulim) normalmente adensada. A lama foi adensada em um tanque de metal e a resistência ao cisalhamento não drenada foi medida com o teste de Tbar. Eles descreveram sete testes instalados por peso morto e dez instalados por peso morto mais sucção até o final da penetração. Os autores assumiram um fator de capacidade de carga de 7,7 e um fator α médio para a parede interna e externa. Eles encontraram um fator α entre 0,18 e 0,26 para as estacas cravadas com peso morto e entre 0,27 e 0,37 para as instaladas com peso morto mais sucção. Os autores concluíram que o volume de solo deslocado durante a instalação foi o mesmo que formou a bucha no interior das estacas.

Chen e Randolph (2005) relataram a instalação de dez estacas em vôo na centrífuga. As estacas tinham relação de aspecto de 4 e tinham dois anéis metálicos para aumentar a rigidez da estaca. As estacas foram instaladas, quatro por cravação e seis usando sucção, em solo argiloso normalmente adensado. O S_u e a sensibilidade da argila foram medidas usando o teste Tbar (onde o fator N_c utilizado foi 10,5). A argila tinha um perfil de resistência ao cisalhamento não drenado crescente linearmente com a profundidade e a sensibilidade entre 2 e 2,5. Os autores descreveram que a resistência à instalação para estacas cravadas e instaladas por sucção foram semelhantes. Para a análise, eles assumiram um fator de ponta de 7,5 e que o fator α é

o mesmo para a parede interna e externa. Eles usaram a equação proposta por House e Randolph (2001) para uma estaca enrijecida assumindo que a resistência do fuste acima dos anéis foi reduzida devido ao solo remoldado e um fluxo incompleto do solo ao redor dos anéis. Baseado nessas premissas, Chen e Randolph (2004) calcularam um valor de α de 0,39 para as estacas cravadas e de 0,36 para as estacas instaladas por sucção. Eles também observaram que somente 13% do solo deslocado pela parede da estaca entrou para o interior da estaca, independente do modo de instalação. As medidas da tensão radial foram realizadas pelo transdutor de pressão total instalado no anel no meio da profundidade da estaca foram semelhantes, independente do método de instalação.

A verificação e a calibração através de métodos analíticos definindo as forças de instalação das estacas tem sido o foco de vários programas de ensaios entre pesquisadores do mundo inteiro. Bang (2001) realizou modelagem em centrífuga e modelagem física em condições 1 G em conjunto com testes em campo com estacas de metal de 5 m de comprimento com vários diâmetros (L/D igual a 10, 5, 3,33 e 2), para analisar a proposta de métodos analíticos para as forças de instalação em função do atrito mobilizado, a resistência de ponta e a coesão do solo. A análise realizada em laboratório, na centrífuga e no campo obtiveram bons resultados em relação ao parâmetro do atrito.

2.2.3. Limite de penetração da estaca de sucção

Em argilas moles, é necessário que as estacas tenham um comprimento maior para aumentar a sua capacidade de ancoragem (Oslon *et al.*, 2001). Aumentando a capacidade de penetração e conseqüentemente o aumento da parcela da capacidade de suporte da estaca relativa ao atrito lateral e a resistência de ponta, devido ao aumento da resistência do solo. Como consequência, temos que com a relação de aspecto (L/D) maiores, característico da estaca de sucção, têm-se estacas mais robustas (diâmetro de grande dimensão). Devido a esse problema, não é utilizado relação de aspecto com valores elevados, pois pode ocorrer limitações para que a estaca de sucção alcance a profundidade de projeto.

Como a penetração da estaca é primeiramente devido ao seu peso próprio para depois ser pela pressão diferencial aplicada no topo da estaca, existe uma pressão necessária para que haja o avanço da penetração. Essa pressão é calculada a partir da equação 2.5.

Entretanto, se a sucção aplicada excede a esse limite, pode causar a ruptura da bucha de solo formada no interior da estaca. A máxima pressão necessária pode ser calculada a partir desta condição. Andersen e Jostad (1999) consideraram o diagrama de corpo livre da bucha que equilibram as forças verticais:

$$A_{ua} = \alpha \cdot S_u \cdot \frac{A_{par}}{A_{bucha}} + N_c \cdot S_{u,ponta} \quad (2.7)$$

onde:

A_{ua} – pressão máxima admissível

A_{bucha} – seção transversal da bucha

A_{par} – área superficial da parede interna da estaca

A razão A_{parede}/A_{bucha} é diretamente proporcional à relação de aspecto da estaca. A pressão admissível é função das propriedades do solo (resistência do solo, fator α e o fator da capacidade de carga) e da relação de aspecto da estaca.

Andersen *et al.* (2003) realizaram testes em modelos reduzidos em centrífuga utilizando argila (caulim) principalmente para investigar a relação de aspecto limite. O solo utilizado foi uma lama adensada e os testes foram realizados com um grau de adensamento de 90%. A resistência ao cisalhamento não drenado foi medida utilizando um CPT (adotando um fator N_k de 14) e por ensaios triaxiais. O fator do atrito α adotado foi o inverso da sensibilidade da argila e igual a 0,28. Andersen *et al.* (2003) descreveram que a penetração máxima foi alcançada entre 12,4 a 14,5 vezes o diâmetro da estaca. O valor estimado para a penetração máxima era entre 13,2 e 14,7. A pressão admissível calculada ficou entre 12% a 20% inferior do que a maior pressão medida durante os ensaios.

2.3. Carregamentos sobre as estacas de sucção

As estacas de sucção podem estar sujeitas a diferentes condições de carregamento quando são utilizadas para ancoragem de estruturas flutuantes, dependendo do tipo do sistema de ancoragem. As cargas podem variar entre puramente vertical, como no caso das plataformas TLP (tension legs platform) até cargas próximas da horizontalidade, como nos sistemas em catenária. A posição da carga da ancoragem é em função do ponto de amarração, onde conecta a âncora (estaca de sucção) à linha de ancoragem. Esta posição varia em função do tipo de carregamento e de outras condições de projeto.

2.3.1. Ângulo de inclinação da carga

As plataformas TLPs são plataformas que oscilam em torno de sua posição média, suportando uma planta de produção de petróleo, e conectada ao fundo do mar por tendões. A carga resultante no tendão nestas plataformas decorre da combinação da pré-tração e de diversas cargas provenientes da ação ambiental, tais como: vento, onda, corrente, maré, assim como de cargas adicionais oriundas do mau posicionamento da plataforma. Esta carga pode ser dividida em cargas estáticas e cíclicas. As principais vantagens das plataformas TLPs são a pequena área de ancoragem, evitando interferência com outras estruturas, e os movimentos verticais limitados da plataforma. Este tipo de plataforma é mais utilizado em lâmina d'água de até 1500 m. Em resumo, tem-se que a parcela estática é resistida pelo peso próprio da fundação e a parcela dinâmica (cíclica) é resistida pela resistência do solo ao arrancamento da âncora.

A catenária é outro tipo de sistema de ancoragem utilizado. A estrutura é conectada a âncora por correntes (linhas de ancoragem) que ficam posicionadas quase que horizontalmente com a âncora. Geralmente, as cargas transmitidas para as âncoras são insignificantes, exceto quando as condições de carregamento são muito severas, onde a corrente é tensionada primeiramente, antes das cargas serem transmitidas para a âncora. Para aumentar a capacidade de carga lateral das estacas de sucção nos sistemas de ancoragem em catenária, o ponto de amarração passou a ser posicionado abaixo do leito marinho. A linha de ancoragem passa a formar um perfil de catenária inversa entre o leito marinho e o ponto de amarração da âncora. Os ângulos de inclinação das correntes com a horizontal giram em torno de 10 a 15 graus, causando assim predominantemente cargas horizontais nas âncoras de amarração.

Em águas profundas, o sistema de ancoragem utilizado é em *taut-leg* e ao contrário do sistema em catenária, as linhas de ancoragem são pré-tensionadas, semelhantes à TLPs, limitando assim o movimento da plataforma (Figura 2.6). As vantagens desse sistema de amarração são o pequeno raio de influência no fundo do mar e melhor posicionamento das estruturas flutuantes. Os ângulos das cargas inclinadas variam entre 30 e 50 graus entre o leito marinho e os guinchos das unidades flutuantes.

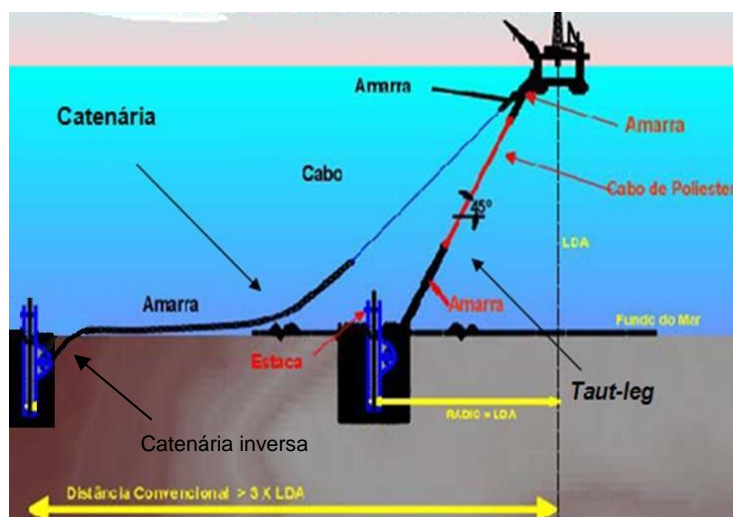


Figura 2.6 – Esquema dos sistemas de ancoragem (Villela, 2004).

2.3.2. Ponto de atuação da carga

Os primeiros testes em estacas de sucção, relatados por Hogervost (1980) foram com carregamento tanto na direção axial como na direção lateral. Para os dois casos de carregamento, as correntes foram conectadas no topo da estaca. Esta posição de amarração é comum nas estacas de sucção carregadas axialmente. Entretanto, o ponto de atuação da carga normalmente varia quando as estacas de sucção são carregadas lateralmente.

Catenary Anchor leg Mooring (CALM) foi a primeira aplicação das estacas de sucção descrita por Senepere e Auvergne (1982), sistema em catenária, tendo o carregamento predominantemente horizontal. Baseado nas experiências com estacas projetadas para carregamento lateral no leito marinho e baseado nos testes e recomendações dadas por Hogervost (1980), a linha de ancoragem das estacas passaram a ser abaixo do leito marinho. Este procedimento de colocação do ponto de ancoragem abaixo do leito marinho (*mudline*), estende-se até os dias de hoje.

Vários estudos foram realizados com modelagem física em laboratório para analisar as estacas de sucção com ponto de ancoragem localizado no leito marinho, tanto para carregamento monotônico como para carregamento cíclico (Larsen, 1989).

A primeira tentativa de variar o ponto de amarração foi relatada por Keaveny *et al.* (1994). Eles realizaram teste em escala real com carregamento lateral com estacas de sucção em argila carregada tanto no leito marinho como a $\frac{1}{2}$ da profundidade de penetração. Foi observado a partir dos resultados dos testes que, o posicionamento

abaixo do ponto médio da profundidade da estaca, praticamente dobra a capacidade horizontal da mesma.

Estudos de Allersma *et al.* (1999) e Kirstein (1999) revelaram que as estacas carregadas na horizontal ou com ângulos próximos a horizontal (sistema catenária), o melhor ponto para amarração é com uma distância de 0,4 a 0,6 do comprimento a partir do topo da estaca, e a capacidade da carga horizontal é reduzida com o aumento do ângulo (a partir da horizontal)

Lee *et al.* (2003) apresentou uma modificação no conceito de estacas de sucção, levando a uma vantagem maior com o aproveitamento da resistência do solo crescente com a profundidade. A seção cilíndrica é instalada a partir de outra estaca que é removida após o posicionamento da estaca de sucção na profundidade desejada (Figura 2.7). Baseada em modelagem centrífuga de estacas de sucção instaladas em uma argila, com relação de aspecto igual a 1,7, arranjadas simetricamente, sujeita a carga inclinada em várias posições do olhal lateral, o ponto ideal de posicionamento do olhal lateral (ponto de amarração) foi de $0,45 L$ a partir do topo da estaca.

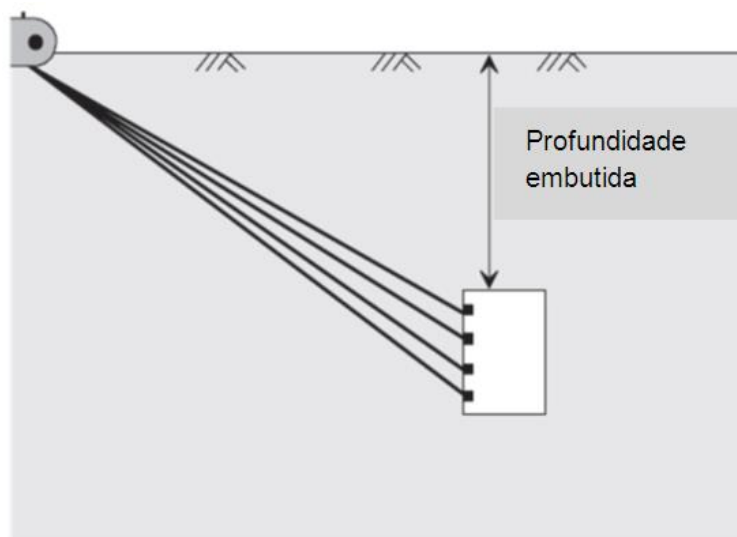


Figura 2.7 – Conceito da estaca de sucção enterrada (Lee *et al.*, 2003).

A fim de maximizar a capacidade de suporte da estaca de sucção, o ponto de aplicação da carga é determinado em função da rotação da mesma, para que esta seja a menor possível. Este ponto de aplicação da carga ideal é teoricamente, a metade da profundidade de penetração para força de cisalhamento constante, de dois terços da profundidade para uma força linearmente crescente. Este ponto de amarração ideal foi estudado por elementos finitos por Sukumaran *et al.*, 1999 (Figura 2.8). A análise através da teoria da plasticidade foi realizada por Aubeny *et al.*, 2003^a. O aumento da inclinação da carga leva a um ponto de amarração menos profundo (Sukumaran *et al.*, 1999; Aubeny *et al.*, 2003^a). Newlin (2003^a) relatou a tendência de posicionamento do olhal em uma maior profundidade do que o ponto ideal, para forçar a parte superior da estaca girar fora do ponto de amarração, pois assim teria a tendência de rotacionar a estaca ao invés de arrancá-la.

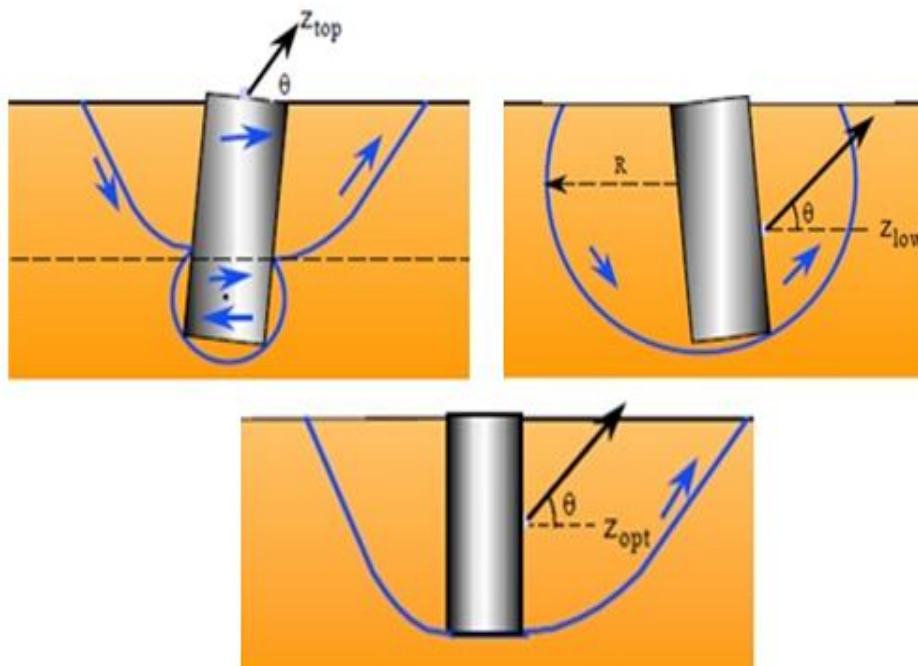


Figure 2.8: Cunha de ruptura mobilizada em função do posicionamento do olhal, (a) no topo, (b) abaixo da altura ideal e, (c) no ponto ideal, (Sukumaran, 1999).

2.4. Capacidade de suporte das estacas de sucção

O projeto das estacas de sucção envolve primeiramente os métodos para o projeto de fundação com estacas, em função do mecanismo de transferência de carga ser semelhante na maioria dos casos. Como o procedimento de instalação é diferente, isso pode influenciar as propriedades do solo e conseqüentemente, a capacidade de suporte da estaca de sucção. Os métodos teóricos, numéricos e empíricos utilizados

para estimar a capacidade de suporte das estacas de sucção são constantemente modificados em função de conhecimentos adquiridos em experiências de campo, testes em laboratórios e modelagem numérica.

Alguns institutos internacionais têm padrões com práticas recomendadas para o projeto de fundações *offshore*, sendo os padrões americanos os mais conservadores. Mas nem todos têm práticas relevantes para o projeto de estacas de sucção. Na Tabela 2.2 é apresentado um resumo das práticas recomendadas por alguns institutos internacionais para o projeto de fundação *offshore*.

Tabela 2.2 Resumo das práticas recomendadas para o projeto de fundação *offshore*. (Chung,2012)

Organização regulamentadora	Norma nº (ano)	Recomendações de projeto para fundações
Instituto Americano de Petróleo (API)	API RP 2ª WSD (2005)	<ul style="list-style-type: none"> Fundações para plataforma fixas incluindo (estacas cravadas, estacas perfuradas e sapatas rasas)
Instituto Americano de Petróleo (API)	API RP 2SK	<ul style="list-style-type: none"> Sistemas de ancoragem para plataformas flutuantes: incluindo estacas de sucção; Métodos recomendados para projeto de estacas de sucção: método de elementos finitos, método de equilíbrio limite, análise plástica e método viga-coluna.
Det Norske Veritas (DNV)	DNV RP E303 DNV SP	<ul style="list-style-type: none"> Estacas de sucção projetadas para plataformas flutuantes; Métodos recomendados para projeto de estacas de sucção: método de elementos finitos e método de equilíbrio limite.
Germanischer Lloyd	Orientação para a certificação de turbinas eólicas offshore	<ul style="list-style-type: none"> Referência API 2A LRFD (API 1993)- fundações para estruturas fixas; Orientação adicional sobre estacas em solo estratificado e estacas resistentes a carga laterais.
Organização Internacional de Normalização (ISO)	ISO 19901-4 (2003)	<ul style="list-style-type: none"> Fundações rasas para plataformas fixas.
Comissão Internacional Eletrotécnica (IEC)	IEC 61400-3 (2009)	<ul style="list-style-type: none"> Referente a Germanischer Lloyd, Det Norske Veritas e Organização Internacional de Normalização

2.4.1. Capacidade de carga axial à tração

As forças que agem na estaca de sucção durante o arrancamento axial são indicadas na Figura 2.9. Tanto na condição selada (a sucção é mantida no interior da estaca) ou aberta na tampa, a resistência ao arrancamento da estaca pode ser escrito como:

$$Q = (W_{est} + W_{solo}) + F_w + Q_{lat} + Q_{ponta} \quad 2.8$$

Sendo:

W_{est} – peso da estaca

W_{solo} – peso da bucha do solo

F_w – pressão da água acima da estaca

Q_{ponta} – resistência na ponta da estaca

Q_{lat} – resistência lateral da estaca

O projeto de estacas de sucção carregada axialmente à tração em argila tem sido calculado baseado em análises do equilíbrio limite de estacas assumindo o atrito da parede exterior e a resistência de carga na base da estaca, no caso da estaca ser fechada no topo. Este método é recomendado pela API. O atrito lateral é estimado utilizando o fator alpha (atrito lateral), entretanto a resistência de ponta é estimada utilizando a teoria da capacidade de carga. A resistência total do solo é expressa em função da resistência ao cisalhamento não drenado (S_u), como é detalhado na equação a seguir:

$$R = Q_{atrito} + Q_{ponta} = f \cdot A_{lateral} + q \cdot A_{ponta} \quad (2.9)$$

onde:

Q_{atrito} – resistência referente ao atrito lateral

Q_{ponta} – resistência de ponta

f – atrito unitário = $\alpha \cdot S_u$

α - fator atrito adimensional

S_u – resistência ao cisalhamento não drenado do solo na profundidade analisada

$A_{lateral}$ – área lateral da estaca

q – resistência de ponta unitária

N_c – fator capacidade de carga

A_{ponta} – área da ponta da estaca.

Essa formulação do equilíbrio limite ignora o peso da estaca, o peso da bucha de solo e a pressão de água no topo da estaca que empurra esta para baixo e se opõem à tensão total que tende a levantar a estaca (Figura 2.9).

Nesta formulação é assumida que a tensão de ruptura ocorre na bucha de solo e que esta virá junto com a estaca durante o arrancamento.

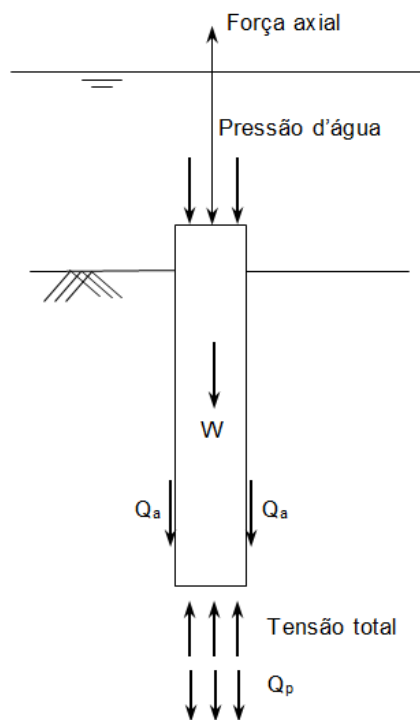


Figura 2.9. Componentes da carga e da capacidade de suporte axial por ocasião do arrancamento.

Este mecanismo de ruptura foi estudado por testes em estacas com relação de aspecto variando de 1,7 a 10 (Steesen-Bach, 1992 e Cho *et al.*, 2003). Entretanto se o topo da estaca é aberto, é considerado o atrito lateral externo e interno, e a resistência de ponta é assumida na seção transversal do fuste da estaca. Neste caso a parcela da resistência de ponta é muito pequena, devido à pequena espessura da parede da

estaca. Na Figura 2.10 e na Tabela 2.3 são apresentados os três mecanismos de ruptura em função do tipo de fechamento da estaca de sucção.

De acordo com um estudo baseado em ensaios experimentais, Steesen-Bach (1992) demonstrou a importância da sucção passiva no comportamento de estacas de sucção. A subpressão é feita através de uma bomba centrífuga que acarreta a cravação da estaca tendo em vista a diferença de pressão hidrostática formada entre a parte externa e a parte interna da estaca. O programa de testes de laboratório em escala reduzida foi focalizado no estudo da influência das características geométricas, na razão profundidade/diâmetro, no tipo de solo e na magnitude do carregamento no comportamento da estaca. A partir dos resultados dos ensaios, foi concluído que o tipo de argila tem um pequeno efeito, em sua penetração, em razão do efeito significativo da sucção; porém, a presença de sucção passiva influencia de maneira direta no modo de ruptura, levando a uma mudança do modo de ruptura por cisalhamento local para o modo de ruptura geral por capacidade de carga à tração da fundação (Tabela 2.3). Da mesma forma, o modo de ruptura por tração local aconteceu após a formação do mecanismo de ruptura geral com a presença de deslocamentos.

De acordo com a API-RP2A, o fator atrito lateral (α) pode ser calculado em função da resistência ao cisalhamento não drenado médio dividido pela tensão efetiva (S_u/σ'_v), que produz um fator de atrito lateral de 1,0 para argilas normalmente adensadas. A recomendação para o fator de capacidade de carga (N_c) pela API é de 9,0 baseado na teoria da capacidade de carga após a correção dos fatores de forma e profundidade (Skempton, 1951). Entretanto, muitas investigações concluíram que o fator atrito lateral deve ser reduzido devido ao efeito da instalação por sucção, que reduz as tensões na parede externa da estaca, acompanhado pelo movimento do solo para o interior da estaca, mesmo depois da dissipação da poropressão gerada por este procedimento (Andersen e Jostad, 1999 e 2004). Estudos independentes deduziram uma redução do fator atrito lateral, ficando este entre 0,25 e 0,8, acompanhado por um fator capacidade de carga variando entre 6 e 16 (Fuglsang e Steensen-Bach, 1991, Steensen-Bach, 1992, Clukey e Morrison, 1993, Andersen e Jostad, 1999, Sukumaran *et al.*, 1999, House e Randolph, 2001, Luke *et al.*, 2003, e Randolph e House, 2002).

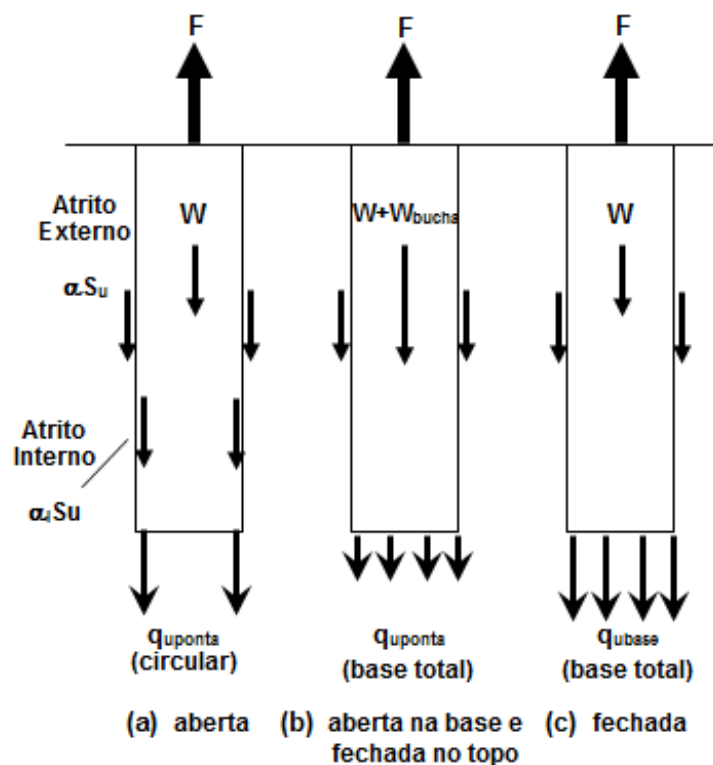


Figura 2.10. Mecanismos de resistência da estaca de sucção contra carga axial de tração.

Tabela 2.3. Mecanismos de resistência da estaca de sucção contra carga axial de tração.

Modo de ruptura	Descrição
a (ruptura por deslizeamento)	Resistência ao cisalhamento na superfície interna e resistência de ponta no anel circular da estaca (topo sem vedação)
b (ruptura por tração do solo – localizada)	Peso da bucha de solo, resistência ao cisalhamento na superfície externa e a resistência de ponta na base da bucha da estaca (topo vedado e base aberta)
c (ruptura do solo generalizada)	Resistência de ponta total na seção transversal da estaca (vedada no topo e na base)

A grande diferença entre esses valores de α se deve as condições assumidas em cada caso estudado. Como por exemplo: as propriedades do solo, as relações de aspecto, o tempo de setup, a escala da modelagem física, o estado de tensões do solo e algumas vezes o grau de adensamento do solo. Entretanto, a maioria destes estudos não separaram as medidas dos dois fatores analisados. Portanto, os valores de N_c e

de α são subjetivos para as suposições feitas nesses estudos e também a incerteza do peso da bucha do solo (Luke *et al.*, 2005).

Estudos foram realizados por Christensen *et al.* (1991a, 1991b) onde foi obtida uma formulação para ruptura por tração levando em consideração somente o atrito externo, o peso da estaca adicionado ao peso da bucha de solo e uma resistência à tração que é mobilizada na base da estaca (Figura 2.11e equação 2.10). Esta resistência à ação está essencialmente relacionada as características do solo.

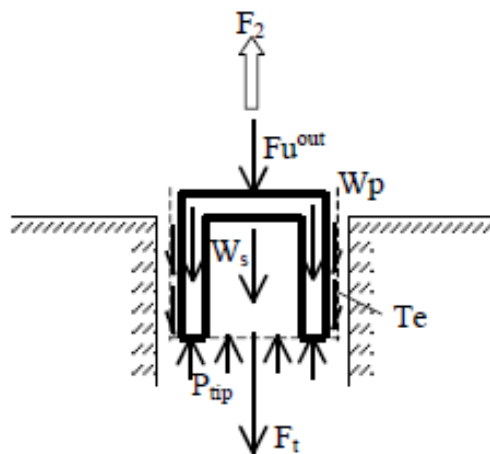


Figura 2.11. Esquema de ruptura por tração em argilas, (Thorel *et al.*, 2002).

$$F_2 = W_{est} + W_{solo} + F_u^{out} + T_e + F_t \quad 2.10$$

Sendo:

W_{est} – peso da estaca

W_{solo} – peso da bucha do solo

F_u^{out} – pressão de água acima da estaca

$$F_u^{out} = A_e \times \gamma_w \times h$$

T_e – atrito lateral na parte externa da estaca

$$T_e = A_e \times S_u \times \alpha_e$$

F_t – resistência à tração na base da estaca

$$F_t = A_i \times \min(\sigma_t; -P_{tip})$$

P_{tip} – pressão de água na base da estaca

S_u – resistência ao cisalhamento não drenado

σ_{ponta} – resistência de tração parte inferior da bucha de solo

α_e – fator atrito externo

A_e – área externa da estaca em contato com o solo

Seguindo este mesmo padrão de ruptura da Figura 2.11, tem-se a equação utilizada pelo Bureau Veritas (DNV). Nesta equação 2.11 tem-se a parcela referente a resistência à tração na base da estaca, a parcela referente ao atrito lateral e a parcela devido ao peso da estaca e do solo no seu interior.

$$F_2 = C_{tip} + \pi BD \left(C_0 + \frac{KD}{2} \right) + W_{est} + W_{solo} \quad 2.11$$

Sendo:

W_{est} – peso da estaca

W_{solo} – peso da bucha do solo

B – diâmetro da estaca

D – comprimento da estaca

C_{tip} – resistência ao cisalhamento não drenado na ponta da estaca

Considerando o terceiro modo de ruptura, a ruptura no solo generalizada, esta ocorre no solo abaixo da base da estaca. Este mecanismo de ruptura também é chamado de capacidade reversa, onde as forças são semelhantes ao da ruptura por compressão, sendo introduzida uma força equivalente à capacidade de carga de fundações profundas. O diagrama das parcelas atuantes é apresentado na Figura 2.12.

A equação apresentada por Christensen *et al.* (1991a, 1991b) para este modo de ruptura é apresentada a seguir.

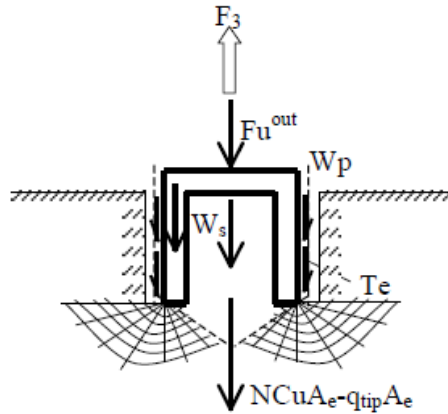


Figura 2.12. Esquema de ruptura do solo em argilas, (Thorel et al., 2002).

$$F_3 = W_{est} + W_{solo} + F_u^{out} + T_e + (N C_u - q_{tip})A_e \quad 2.12$$

onde:

$$N = 9 \text{ ou } 6,291 + 0,35 a_2/D_2$$

q_{tip} – pressão na base da estaca

$$q_{tip} = d_2 \gamma_w + a_1 \gamma_s$$

Na equação do Bureau Véritas para este modo de ruptura, pode-se ver a capacidade de suporte de cada parcela, do peso da estaca e da bucha de solo, do atrito lateral e da capacidade de carga do solo na ponta. Cada parcela é composta por muitos coeficientes que dependem das características do solo e da geometria da estaca.

$$F_3 = \left((2 + \pi)C_{tip} + \frac{KB}{4} \right) (1 + S_{ca} - i_{ca})A - (p'_0 + C_{tip})i_q A + \pi B D C_D \frac{D}{2} + W_{est} + W_{solo} \quad 2.13$$

onde:

$$F = 1 + 0,8 \operatorname{th} \left(0,36 \frac{KB}{C_u} \right)$$

$$i_{ca} = 0,5 \left(1 - \sqrt{1 + \frac{H_{pb}}{BDC_u}} \right)$$

$$H_{pb} = 3C_0BD + \frac{3}{2}KBD^2 + \frac{1}{4}C_0D^2 + \frac{1}{6}KD^3$$

$$S_{cv} = 0,2 - 0,1678 \left(\frac{KB}{C_u} \right)^{0,253}$$

$$S_{ca} = S_{cv}(1 - 2i_{ca}) \left(\frac{B}{D} \right)$$

$$p'_0 = \gamma'D$$

$$i_q = 1, \text{ carregamento vertical}$$

Clukey & Morrison, 1993 apresentaram a equação a seguir, onde os parâmetros N e α foram obtidos a partir de determinações experimentais.

$$F_3 = (W_{est} + W_{solo}) + F_c + F_f \quad 2.14$$

onde:

$$F = A \left(N_c \zeta_s \zeta_i \zeta_d C_{u(D+\frac{B}{2})} \right) \text{ é a capacidade reversa e } N_c = \pi + 2$$

$\zeta_s = 1,2$, fator de forma (estaca cilíndrica)

$$\zeta_i = \frac{6T}{C_u N_c \pi B^2} , \text{ fator de inclinação}$$

$$\zeta_d = 1 + 0,18 \tan^{-1} \left(\frac{B}{L} \right) , \text{ fator de embutimento.}$$

$$N_\gamma = 1$$

$F_f = 0,75 AC_u$, força de atrito para um fator α igual a 0,75 obtido em resultados experimentais.

2.4.2. Atrito lateral durante o arrancamento axial

O fator de atrito lateral (α) para estacas, pode ser determinado em ensaios de arrancamento com estacas não seladas (modo de ruptura a da Figura 2.10), ou de acordo com as normativas de projeto da API, do método da NGI, entre outros.

Algumas pesquisas foram realizadas para analisar o fator de atrito em estacas de sucção utilizando testes em modelos físicos. Testes centrífugos foram realizados por Clukey e Morrisson (1993) apresentando o valor de α de 0,8 para estacas arrancadas em argilas normalmente adensadas, adotando um N_c de 9,4. Baseado em testes não selados realizados em modelos de estacas em centrífuga, House (2002) obteve o fator de atrito entre 0,45 – 0,5 em argilas normalmente adensadas e entre 0,45 – 0,9 em argilas pré-adensadas.

Estas análises foram realizadas assumindo que os valores do atrito interno e externo são iguais, tirando uma média e aplicando o valor obtido a um modo de ruptura selado, obtendo assim o valor do fator da capacidade de carga (N_c), Teodosio *et. al.*(2014).

A previsão do atrito lateral em estacas de sucção durante o arrancamento lateral em argilas marinhas moles tem sido baseada no método de projeto convencional usado para estacas abertas dadas pela API RP2A , 1993, expressa por:

$$f = \alpha . S_u \quad (2.15)$$

em que o α pode ser calculado por:

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{-0,5} \quad \text{para} \quad S_u / \sigma'_{v0} \leq 1,0 \quad (2.16)$$

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{-0,25} \quad \text{para} \quad S_u / \sigma'_{v0} > 1,0 \quad (2.17)$$

Para argilas normalmente adensadas com moderada sensibilidade (entre 2 e 3), o valor previsto de α durante o arrancamento é de 1. Entretanto, as estacas de sucção são diferentes das estacas cravadas em dois aspectos: a relação entre o diâmetro da estaca e a sua espessura (d/t) entre 100 e 200, e o diferente método de instalação. Essas diferenças podem influenciar nos resultados (Huang et al., 2003). As diferenças podem levar a um excesso de poropressão baixo durante a instalação e

também baixas tensões efetivas radiais externas após o adensamento, resultando em baixos valores de α para estacas de sucção comparadas com estacas cravadas. Esta extrapolação da estaca cravada para as estacas de sucção podem resultar em elevados valores de α .

Já para o método NGI, que foi sugerido por Andersen & Jostad (2002) é que diferenciam os métodos de instalação por cravação ou com o uso da sucção levaram a diferentes tipos de capacidades de carga axiais. Durante a cravação da estaca, o solo é considerado como deslocado 50 % para o interior da estaca e 50% para o exterior. Já na instalação da estaca por sucção, a movimentação do solo é total para o interior da estaca, formando assim a bucha de solo. Andersen & Jostad (2002) apresentam alguns valores do fator de atrito α para estacas instaladas por sucção em argilas normalmente consolidadas. Estes valores são apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4. Valores de α após 2 meses de instalação por sucção em argilas NA, Andersen & Jostad (2002).

I_p	< 25%	25 – 50%	> 50%
$S_t > 3,0$	0,58	0,65	0,65
$S_t < 3,0$	0,58	0,65	$1,95/S_t$

Pode ser visto nesta tabela que para estacas de sucção instaladas em argilas normalmente adensada com sensibilidade moderada ($S_t < 3,0$) e índice de plasticidade ($I_p = 25-50\%$), o método NGI apresenta um valor de α de 0,65, que é inferior ao da instalação por cravação ($\alpha = 1$). O tempo para alcançar a dissipação de 90% da poropressão na maioria das situações é menor do que dois meses.

2.5. Efeito do setup na capacidade da estaca de sucção

A penetração da estaca de sucção no interior do solo argiloso causa um amolgamento ao redor da parede da estaca, diminuindo a resistência do solo. Após a instalação, o solo recupera a sua resistência durante o tempo de setup, quando ocorre a dissipação da poropressão gerada e conseqüentemente, o aumento da tensão efetiva do solo.

Andersen e Jostad (1999) sugeriram que a recuperação da resistência seria menor no caso da instalação por sucção do que pela cravação somente com peso morto. A resistência menor após a instalação por sucção foi atribuída ao menor aumento da tensão total ao longo da parede externa, devido ao movimento do solo para o interior. Andersen e Jostad antecipou uma diferença de 25% a 35 % na capacidade total quando ocorre o *setup* total e a que não ocorre o *setup* .

Os testes realizados com uma placa fina inserida em uma argila normalmente adensada, indicou que o deslizamento lateral que atua sobre a placa durante a retirada teve um acréscimo com o aumento o tempo de restauração das condições do solo (Olson *et al.* ,2003). O aumento da resistência ao cisalhamento lateral foi atribuído à dissipação do excesso da pressão neutra desenvolvida durante a inserção. Os resultados relatados por Luke (2002) para estacas de sucção inseridas em argila normalmente adensada e arrancadas axialmente depois de 1 hora e 48 horas após a instalação indicaram um aumento da capacidade com o aumento do tempo de restauração das condições do solo.

2.6. Estudos experimentais com estaca de sucção

Vários estudos experimentais têm sido realizados em laboratório com estacas de sucção. Entretanto, um pequeno número é realizado com protótipos, sendo a maioria destes estudos realizados com modelos em escala reduzida. Neste tópico serão apresentados testes realizados em argilas normalmente adensadas.

2.6.1. Testes em campo

Hogervost (1980) relatou cinco testes em estacas de sucção com carregamento lateral em areia e nove testes com carregamento vertical, seis em areia e três em argila. As capacidades de carga medidas nos três testes em argila foram comparados com cálculos assumindo somente o atrito lateral ao longo da parede externa da estaca e o peso submerso da mesma. O atrito lateral foi estimado utilizando o ensaio de CPT.

Keaveny *et al.* (1994) realizaram cinco testes com protótipos com carregamento horizontal em argila em Tjernsmyr em Lysaker, Oslo. As estacas foram carregadas no nível do leito marinho e na metade da profundidade da estaca. Foram aplicados carregamentos cíclicos e estáticos. A capacidade de carga medida quando a carga foi posicionada na metade da altura de penetração foi cerca de duas vezes

superior à capacidade de carga medida com a carga posicionada na no nível do leito marinho.

Cho *et al.* (2003) realizaram três testes com carregamento axial em campo com estacas de sucção na costa da Korea. Três estacas foram testadas para o mesmo comprimento e relação de aspecto entre 3 e 10. Os autores concluíram que a capacidade de carga é governada pelo atrito lateral e a resistência de ponta em todos os testes.

Sea & Land Project Consultants Ltda realizaram estudos em campo e em laboratório para utilização de estacas de sucção em turbinas eólicas *offshore*, comprovando assim a eficiência deste tipo de fundação para essas estruturas (Figura 2.13).



Figura 2.13. Estudos realizados para fundação de turbinas eólicas *offshore* (<http://slpconsult.net>).

2.6.2. Testes em laboratório

Rao *et al.* (1997) estudou a capacidade axial das estacas de sucção com relação de aspecto de 1, 1,5 e 2 em tanques de argila marinha normalmente adensada da costa da Índia. A resistência ao cisalhamento não drenado do solo foi determinado utilizando o teste de mini vane com fator de redução de 0,8. A estaca foi instalada somente com peso morto (prensada). A instrumentação indicou que 94% do excesso da poropressão gerada durante a cravação foi dissipada em 24 horas. O ensaio foi realizado após um tempo de setup de 48 horas. Rao *et al.* descreveram também que a bucha de solo foi retirada juntamente com a estaca. Rao *et al.* constatou que os testes

mantendo 75% da carga não levaram ao arrancamento da estaca e que os movimentos sob carga sustentada são estabilizados com o tempo (Figura 2.14).

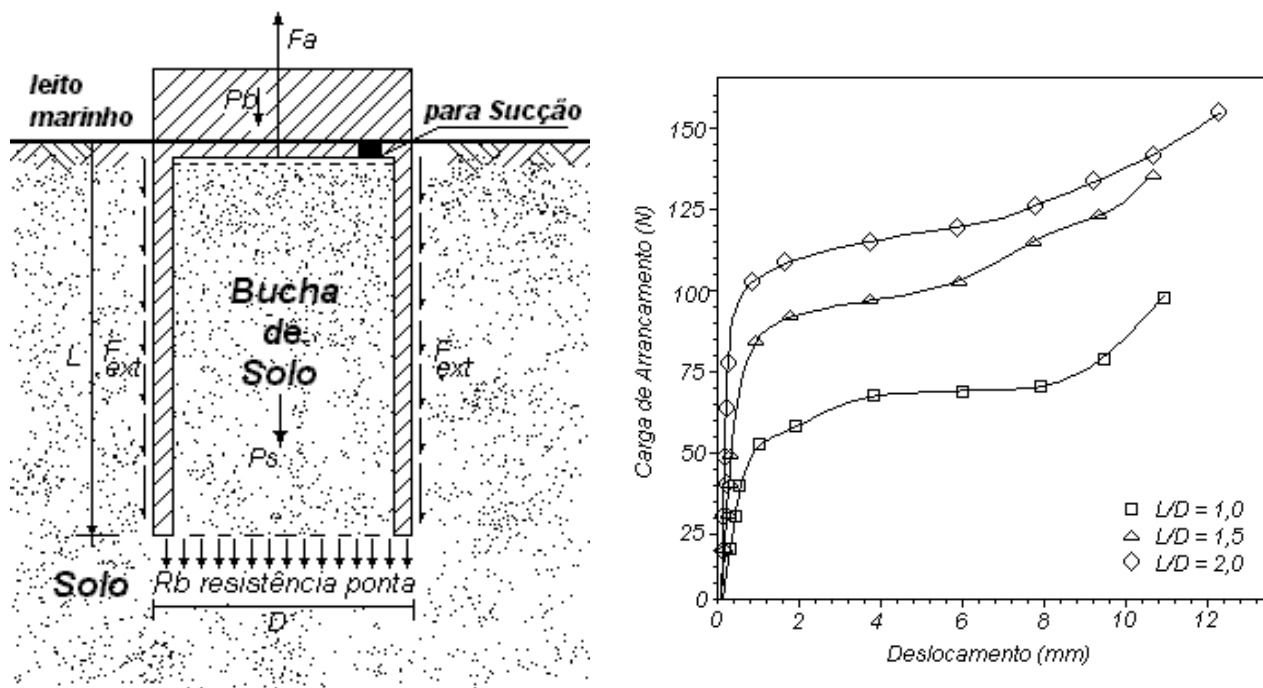


Figura 2.14. Esquema da estaca de sucção utilizada e resultados obtido nos estudos (Rao, 1997).

House e Randolph (2001) realizaram seis testes em centrífuga com estacas de sucção tendo relação de aspecto igual a 4 e instaladas em argila normalmente adensada e pré-adensada. Eles deduziram um valor de capacidade de carga de 12 assumindo um fator de atrito lateral de 0,4 (Figura 2.15). Os testes em centrífuga foram realizados sem o tempo de *setup* e, portanto, foi assumido um fator de atrito igual ao medido durante a instalação.

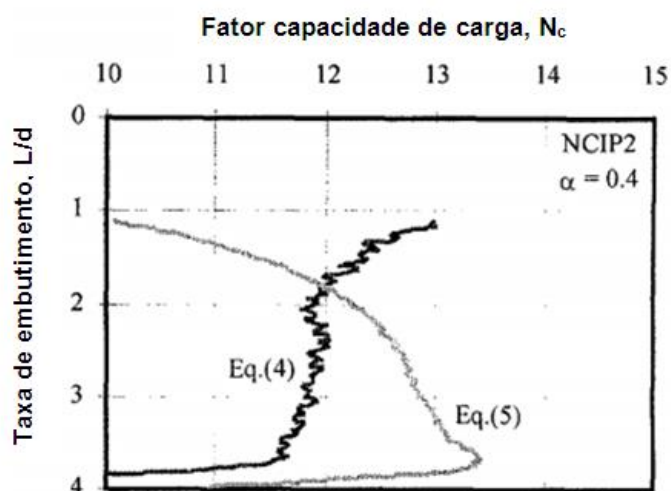


Figura 2.15. Fator de capacidade de carga calculada (House e Randolph,2001).

Randolph e House (2002) relataram os resultados dos testes em centrífuga com estacas de mesmo tamanho. Foi encontrado um valor médio do fator de atrito de 0,5 a 0,6 de testes com estacas não seladas após um tempo de setup parcial. A estimativa do fator de atrito foi usada para deduzir o fator capacidade de carga em testes de arrancamento selados. O fator de capacidade de carga foi de 14,6 para carregamento instantâneo e 9,1 para carregamento mantido durante algum tempo.

Luke *et al.* (2003) reportaram resultados de testes em 1 g de uma estaca com um modelo de 4 cm de diâmetro e uma relação de aspecto igual a 9, instalada em uma argila normalmente adensada. A resistência ao cisalhamento não drenado do solo foi medida usando o teste T-bar. Luke *et al.* (2003) analisaram diversas condições de ensaios e os seus respectivos resultados; estacas cravadas com sobrecarga, por sucção ou com sobrecarga e sucção, o arrancamento destas em condição drenada e não drenada e, finalmente, arrancamento rápido e lento (Figura 2.16). O peso da bucha de solo formada no interior da estaca, o atrito lateral, e a resistência de ponta são utilizadas para interpretar a capacidade de permanência deste tipo de âncora. Os ensaios de arrancamento rápido (não drenado) sugerem fator de atrito de 0,5 a 0,8, e fator de capacidade suporte (N'_c) variando de 13 a 21. A formação da bucha no interior da estaca corresponde a um acréscimo na capacidade de permanência da estaca no leito marinho.

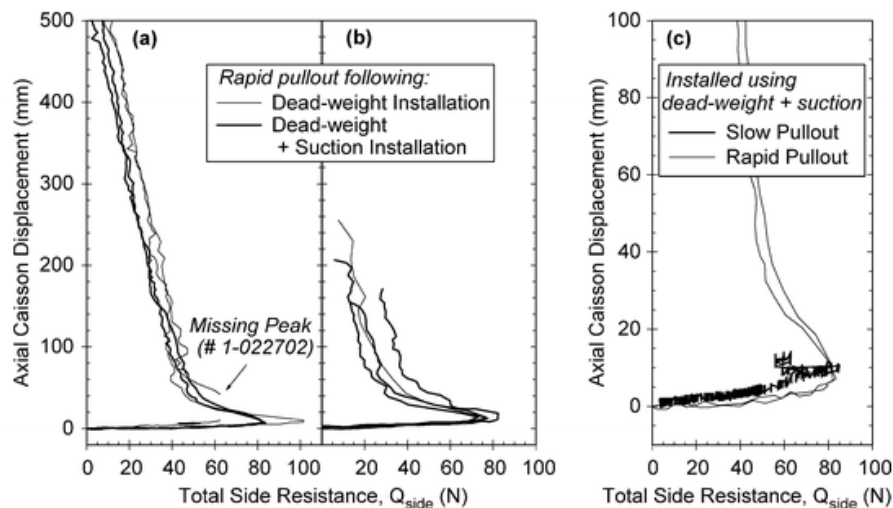


Figura 2.16. Resultados dos ensaios de arrancamento realizados por Luke *et al.*, 2003.

Chen & Randolph (2005) estudaram a capacidade de carga axial das estacas de sucção durante a instalação e o arrancamento, comparando as estacas instaladas por sucção com as cravadas. O estudo foi baseado em testes realizados na centrífuga geotécnica em argilas normalmente adensada (NA) e levemente pré-adensada (LOC). Foram realizados ensaios de arrancamento com as válvulas localizadas no topo das estacas fechadas e abertas, permitindo assim uma análise do comportamento da bucha de solo formada no interior da estaca. O atrito entre a bucha e a parede da estaca também foi analisado neste estudo. Comparando os métodos de instalação da estaca, pôde-se notar que no procedimento com sucção o deslocamento do solo para o interior da estaca é superior do que a instalação por cravação.

Chen & Randolph (2007), apresentaram resultados de ensaios em centrífuga com modelos de estacas de sucção em argilas normalmente adensadas (NA), argilas levemente adensadas (LOC) e argilas sensíveis. Através do posicionamento de transdutores de pressão em diversas profundidades, pôde-se verificar que a tensão radial que age na parede externa da estaca varia quase que linearmente com a penetração na argila. No que diz respeito à capacidade axial da estaca, ocorreu uma pequena diferença entre a estaca instalada com sucção e a cravada para os dois tipos de arrancamento realizados (selado e não selado), Figura 2.17.

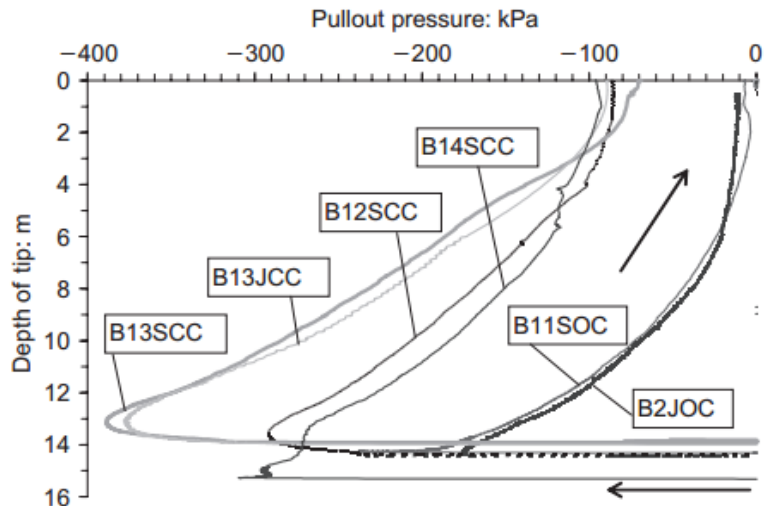


Figura 2.17. Resultados dos ensaios de arrancamento com as estacas cravadas e instaladas por sucção (Chen e Randolph, 2007).

Zeinoddini e Nabipour (2009) apresentaram um estudo analisando a influência dos parâmetros da estaca e do solo na capacidade de suporte das estacas de sucção sujeitas ao arrancamento. Os parâmetros analisados foram coeficiente de atrito do solo, a coesão do solo, o coeficiente de Poisson, a sensibilidade, a condição de drenagem, a relação de aspecto da estaca, interação solo/estaca e os efeitos da sucção. Dentre esses parâmetros foi verificado que tanto as características do solo quanto as da estaca de sucção influenciam na capacidade de suporte da estaca.

2.7. Estudos com modelagem numérica

Várias análises utilizando elementos finitos têm mostrado bons resultados em relação aos resultados obtidos com testes em laboratório (Sukumaran e McCarron, 1999, Deng e Carter, 2006, Cao, 2003 e Maniar, 2004). Algumas análises com elementos finitos foram utilizadas para modelar a fase de instalação (Maniar e Tassoulas, 2002), o que parece ser complicado e computacionalmente muito trabalhoso, mas é considerada uma abordagem rigorosa que leva em conta a perturbação do solo durante a instalação e após a instalação, a reconsolidação do solo ao redor da estaca. Além disso, os modelos de solo utilizados na tal análise requerem propriedades que, em muitos casos, não estão prontamente disponíveis e são difícil de serem obtidas. No entanto, uma questão-chave na condução de tal análise é a definição das propriedades do solo ao redor da estaca após a inserção.

A partir de estudos numéricos com elementos finitos Deng & Carter (2000) desenvolveram formulações para a resistência ao arrancamento das estacas de sucção em argilas. Também foram considerados os três padrões de ruptura, por deslizamento, por tração na base da estaca (Figura 18) e por ruptura no solo abaixo da base da estaca (Figura 19).

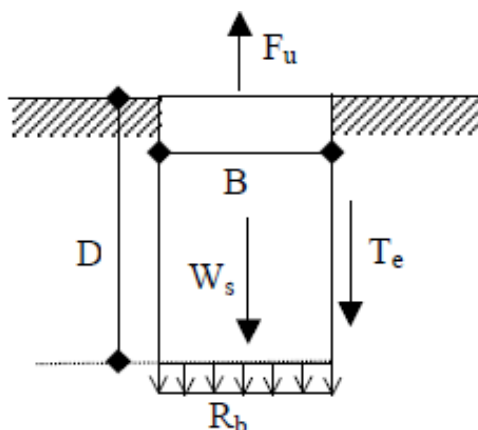


Figura 2.18. Esquema de ruptura por tração, Deng & Carter (2000).

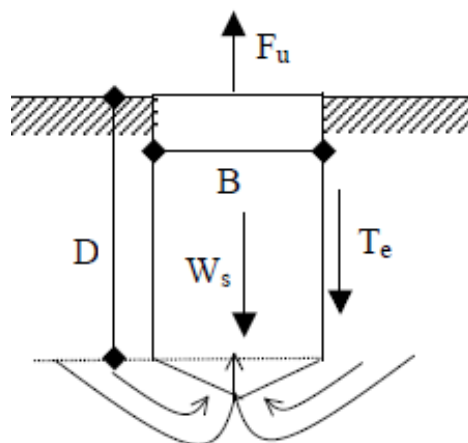


Figura 2.19. Esquema de ruptura do solo, Deng & Carter (2000).

Na ruptura por tração, as forças a serem consideradas são: a força de atrito externo, a força de tração desenvolvida na base da estaca e a resistência na base da estaca. A resistência ao arrancamento é dada pela seguinte expressão:

$$F_u = N_f F_{undraine} + AN_b c_{tip} + W'_p \quad 2.18$$

sendo:

W'_p – peso total da estaca

$F_{undraine}$ – força de arrancamento para a ruptura por deslizamento

$F_{undraine} = F_s + W'_p$

$$N_f = 0,632 - 0,091 \ln\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$N_b = 1,6\left(\frac{D}{B}\right)(1,3 - 0,446 \ln T_k)$$

$$T_k = \left(\frac{C_v}{vB}\right)$$

Na ruptura do solo abaixo da estaca a expressão é composta pelo atrito externo, por uma força situada na base da estaca semelhante à capacidade das fundações profundas e o peso total da estaca.

$$F_u = W'_p + A \zeta_{ce} \zeta_{cs} N_c C_{tip} + F_s \quad 2.19$$

onde:

$$\zeta_{ce} = 1 + 0,4 \left(\frac{D}{B}\right), \text{ fator de embutimento}$$

$$\zeta_{cs} = 1,2, \text{ fator de forma}$$

C_{tip} - S_u na ponta da estaca

$$F_s = \alpha \zeta_{ce} \zeta_{cs} C_{tip}$$

Introduzindo um fator de arrancamento:

$$N_p = N_c + \alpha = 7,9 \left(\frac{D}{B}\right)^{-0,18}$$

A força de arrancamento total será reescrita por:

$$F_u = W'_p + 7,9 \left(\frac{D}{B}\right)^{-0,18} \zeta_{ce} \zeta_{cs} c_{tip} A \quad 2.20$$

Outros autores também realizaram estudos analisando a capacidade de carga das estacas de sucção utilizando o modo de ruptura do solo abaixo da estaca. As variações das formulações são em função da definição dos termos das parcelas de atrito e da capacidade de carga reversa.

- Modelo de Renzi *et al.* (1991)

$$F_u = \alpha A_l C_u + (N_c C_{tip} + \gamma' D) A + W'_p \quad 2.21$$

$$N_c = 9$$

$$\alpha = 0,3$$

- Modelo Rahman *et al.* (2001)

$$F_u = N_c d_c C_{tip} + \gamma' D A + W'_p \quad 2.22$$

onde:

$$N_c = 8 \left(\frac{D}{B} \right)^{-0,1833}$$

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right)$$

Ahn *et al.* (2014) realizou através da análise por elementos finitos o estudo de estacas de sucção, a fim de estabelecer uma diretriz para estimar a capacidade de carga para fundação de turbinas eólicas *offshore*. Foram utilizadas várias dimensões dentro dos padrões utilizados em campo. Os resultados obtidos neste trabalho podem ser usados para calcular a capacidade de carga preliminar sob condições de contorno e carregamento simples. O fator capacidade de carga para o perfil de solo argilos uniforme foi de 9,4 e para os perfis de solo argiloso com aumento da resistência com a profundidade foram obtidos valores inferiores a 9,4.

2.8. Modelagem física

A modelagem física é uma ferramenta complexa e útil para avaliar as hipóteses assumidas nos modelos reduzidos e também observar os fenômenos que podem ocorrer nos protótipos. Tendo a similaridade como um conceito diretamente relacionado,

este que consiste basicamente na equivalência de experimentos ou fenômenos. Sendo os processos físicos semelhantes, é possível prever o comportamento de um deles quando se é conhecido o comportamento do outro. Utilizando a relação entre o modelo e o protótipo, torna-se mais fácil a execução do ensaio em laboratório. “Para que o modelo represente o protótipo, ou seja, para que todos os resultados obtidos nos ensaios com o modelo reduzido possam ser estendidos ao protótipo, é preciso que haja semelhança entre eles, a começar pela semelhança geométrica. Destaca-se que somente a semelhança geométrica não é suficiente” (Carneiro, 1993).

Nos processos físicos, a obtenção de leis de semelhanças corretas é o primeiro passo para os estudos experimentais. Estas são necessárias para interpretar os resultados do modelo, a fim de ampliar os resultados para a previsão no protótipo. Todo processo físico pode ser expresso em termos de grupos adimensionais, e os aspectos fundamentais devem ser preservados no projeto do modelo físico. Quando as leis de escala são violadas, são necessárias considerações especiais durante a análise dos resultados.

Esta semelhança incompleta pode levar a erros não desprezíveis, chamados de efeito de escala, que acontece quando um fator de forma, que tem papel secundário ou desprezível no protótipo, passa a ter papel importante no modelo. Em muitos casos, pode também ocorrer distorções, isto é, adota-se no modelo escala diferente para grandezas de um mesmo tipo.

O uso da modelagem física na engenharia geotécnica vem sendo utilizada para validar e analisar o comportamento dos solos e rochas e também para dar suporte à modelagem numérica, pois os modelos numéricos precisam de dados dos ensaios realizados com os modelos físicos para sua calibração, havendo assim uma interação entre as duas modelagens. Randolph & House (2001) apresentam a interação entre a modelagem numérica e a modelagem física conforme pode ser visto na Figura 2.20.

Neste trabalho foram enumeradas razões pelas quais a modelagem física torna-se útil em pesquisas propostas ou em situações de projeto:

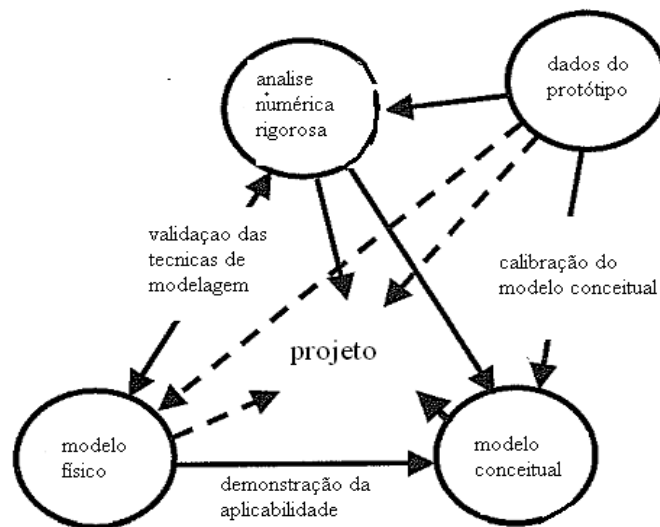


Figura 2.20– Interação da modelagem física com a modelagem numérica em um projeto (Randolph e House, 2001).

- Complexidade dos processos de construção devido a geometria, a grandes deformações ou a interações complexas solo-estrutura. Por exemplo: capacidade de permanência das estacas, desempenho de âncoras enterradas e quantificação dos efeitos de *Jet Grouting*;

- *creep* ou fenômeno de adensamento secundário, tendo como exemplo, estacas carregadas por aterros, *downdrag*;

- efeitos de carregamento cíclico, como exemplo: fundações de estrutura *offshore* e liquefação induzidas por terremoto;

- processo de transporte em solo, por exemplo: remediação de áreas contaminadas;

- limitações na modelagem numérica da resposta do solo, como resposta não-linear do solo, propriedade de anisotropia e acúmulo de danos dentro de materiais cimentados.

Randolph and House (2001) discorrem ainda sobre o efeito escala em modelos físicos, muito discutidos em situações dessa natureza. Na verdade, muitos autores concluíram que, respeitando alguns dos limites de redução, o efeito escala pode ser desconsiderado. Como Oversen (1979), por exemplo, que coloca com algumas exceções, que dimensões estruturais da ordem de 20 a 30 vezes o tamanho das partículas de solo envolvidas na análise são suficientes para evitar o efeito escala.

Na engenharia geotécnica, a modelagem física deve levar em consideração, além das considerações comuns da modelagem física, algumas características fundamentais do solo, tais como: os solos são originalmente depositados em camadas, tendo assim suas características estratificadas; o seu comportamento varia em função do seu estado e história de tensões e; as tensões variam com a profundidade do solo.

Para se fazer a modelagem física, é necessário ter conhecimento de todo o contexto em que se encontra o estudo (Springman, 2007) como vemos se verá a seguir:

- carga e carregamento: possíveis combinações de carga e carregamentos, ponto de atuação da carga;
- propriedades do solo: projetar a sua história de tensões e suas características e propriedades;
- geometria: interação solo-estrutura, estratificação e estrutura do solo e a forma e dimensões da estrutura;
- construção dos efeitos: modelar os aspectos chaves que irão afetar a interação solo-estrutura, projetando como indicado, utilizando o estado limite para examinar as perdas estruturais, bem como qualquer deformação indesejável.

Na modelagem física o comportamento dos materiais pode ser estudado por dois modos de modelagem diferentes: a modelagem física convencional e a modelagem física em centrífuga.

Na modelagem física convencional, os modelos são ensaiados em gravidade normal, a 1g. Na modelagem centrífuga, os modelos são ensaiados sob uma gravidade artificial (Ng), onde N é a razão da aceleração gravitacional na centrífuga com a aceleração gravitacional. As dimensões do modelo linear, são transformadas pelo fator de escala N , desde que a tensão no modelo seja a mesma que no protótipo.

Na modelagem convencional, quando se estuda um fenômeno em escala reduzida e com semelhança geométrica, é imposta a escala geométrica de redução, sendo esta sempre menor que a unidade. Em geral, a escala é apresentada como fração, tendo a unidade como numerador, e designada com o símbolo k ou λ .

Satisfeitas as condições de semelhança física, as relações adimensionais do modelo e do protótipo serão as mesmas, e será possível prever a magnitude da variável dependente, ou a incógnita do problema no protótipo quando determinada experimentalmente sua magnitude no modelo. Caso haja necessidade de se utilizar um modelo distorcido, deve-se tomar o cuidado de analisar as consequências que

ocorrerão no fenômeno estudado em função desta distorção. Só pode passar do comportamento do protótipo para o do modelo se estas forem multiplicadas pelos fatores de escala correspondentes (k_i), ou seja:

$$x_m = k_i \cdot x_p \quad (2.23)$$

Os fatores de escala para as variáveis dependentes, independentes e constantes físicas de modelos são listados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5- Fatores de escala em modelagem convencional (1 g).

Grandeza	Unidade	Fator de escala (k_i)
Comprimento	L	k_i
Deslocamento (δ)	L	k_i
Força Concentrada (F)	F	k_i^2
Pressão (p)	FL^{-2}	1
Tempo (T)	T	k_i^2
Tensão (σ)	FL^{-2}	1
Velocidade (v)	L/T	$\sqrt{(1/k)}$

2.8.1. Modelagem física em centrífuga

Na modelagem em centrífuga, deve-se proceder da mesma forma do que na modelagem convencional a 1 g, impondo um fator de escala geométrica de redução e admitindo que os ensaios no modelo físico sejam realizados em um campo artificial de aceleração N vezes superior ao campo gravitacional natural, onde N será o fator de redução geométrica.

Os modelos reduzidos em 1g não reproduzem corretamente o nível de tensão do protótipo. Como o nível de tensão do solo cresce em função da profundidade, e este nem sempre é linear, a proposta da modelagem centrífuga é reproduzir no

modelo reduzido o mesmo nível de tensões a que este se encontra em condições reais. Isto acontece através do aumento do nível gravitacional durante o ensaio.

Alguns dos objetivos dos testes utilizando a modelagem centrífuga são:

- Analisar um problema específico com o resultado relacionado a um protótipo;
- Obter uma melhor compreensão de um problema em geral, que abrange um escopo mais amplo de sua aplicação;
- Estudo de mudanças de tensão e deslocamentos aplicáveis a um certo tipo de projeto geotécnico;
- Calibrar modelos numéricos.

Os testes em modelos utilizando a centrífuga geotécnica é mais utilizado para ganhar uma visão melhor do problema em estudo e identificar os efeitos de vários parâmetros que envolvem o problema em questão. A modelagem centrífuga recria com sucesso o estado da tensão efetiva do solo, que influencia diretamente o comportamento deste. A modelagem utilizando modelos reduzidos tem um custo relativamente baixo, mesmo utilizando a centrífuga e são realizados em um espaço de tempo inferior se fossem realizados a 1g. Este tipo de modelagem é bastante vantajoso quando é necessário realizar vários testes comparando vários tipos de modelos do problema.

Hoje em dia existem várias centrífugas geotécnicas disponíveis em centros de pesquisas no mundo, facilitando os testes com modelos reduzidos e evitando os testes em escala real. Pois com estes modelos são necessários a utilização de equipamentos pesados e de difícil movimentação.

Como indicado anteriormente, o maior benefício da modelagem centrífuga é manter o perfil das tensões mesmo com a escala reduzida, correspondendo assim ao estado de tensões do protótipo. A semelhança é obtida através da escala em que o modelo foi reduzido, sendo a mesma que o aumento da gravidade.

O princípio básico dos ensaios em centrífuga consiste em submeter o modelo físico a uma força inercial de magnitude igual à força gravitacional experimentada pelo protótipo (Schofield, 1980). Conforme a Figura 2.21, são apresentados os componentes que atuam num modelo físico sujeito à aceleração artificial na centrífuga (Pacheco, 2006).

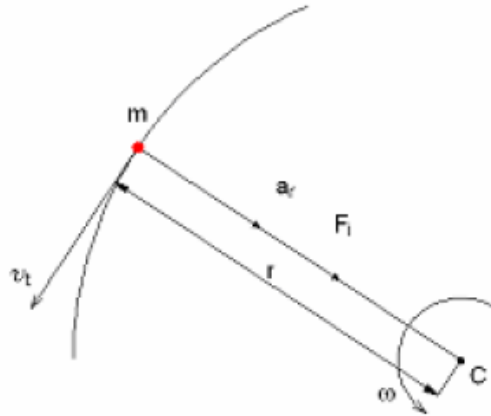


Figura 2.21 – Esquema de um modelo submetido à aceleração em centrífuga (Pacheco, 2006).

Onde,

m = massa do modelo

ω = velocidade angular

$v_t = r\omega$ (velocidade tangencial)

$A_r = r\omega^2$ (aceleração radial)

$F_i = ma_r$ (força inercial que age no modelo).

Do mesmo modo, em um protótipo sujeito à ação da gravidade, a força gravitacional (apresentada pelo peso próprio W) atua sobre o corpo. Para que o modelo represente o protótipo,

$$F_i = W \quad (2.24)$$

Então:

$$mr\omega^2 = Mg \quad (2.25)$$

sendo,

M = massa do protótipo

r = distância radial entre o centro da centrífuga e o centro de massa do modelo.

Se $m = M/N$, onde N_i é o fator de escala,

$$r\omega^2 = Ng \quad (2.26)$$

De acordo com a equação 2.26, nota-se que em modelos acelerados em centrífuga a gravidade é aumentada N vezes a gravidade terrestre, conforme é apresentado na Figura 2.22, (Schofield, 1980 e Taylor, 1995).

Por definição, a tensão vertical de um elemento de solo numa profundidade h :

$$\sigma_v = \rho \cdot g h \quad (2.27)$$

Portanto, a tensão vertical no modelo, σ_{vm} , em uma profundidade h_m , pode ser dada como:

$$\sigma_{vm} = \rho \cdot N \cdot g \cdot h_m \quad (2.28)$$

E a tensão vertical correspondente no protótipo será dada pela equação:

$$\sigma_{vp} = \rho \cdot g \cdot h_p \quad (2.29)$$

A força de inércia centrífuga criada pela rotação é dependente da velocidade angular e do raio de rotação. Quando o modelo tem uma dimensão (profundidade) no plano da rotação que se estende desde o braço radial da centrífuga, o raio de rotação varia com a profundidade do modelo. O resultado disto, é uma variação da força de inércia aplicadas através da profundidade da amostra. Uma comparação da distribuição de tensão vertical no protótipo a 1 g para o modelo centrifugado é o perfil de tensão vertical resultante do efeito radial da centrífuga. Este efeito é mostrado na Figura 2.22. Modelos de solos posicionados na extremidade do braço da centrífuga podem ser acelerados até que eles estejam sujeitos a um campo de aceleração radial inercial no qual simulasse um campo de aceleração gravitacional muitas vezes maior que a gravidade da Terra (Taylor, 1995).

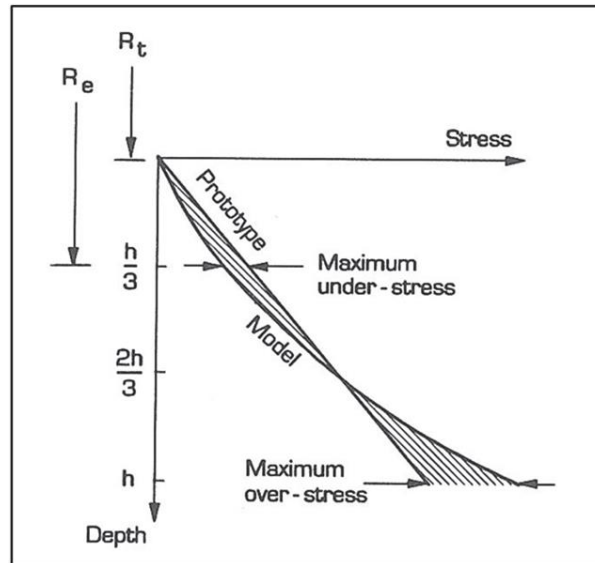


Figura 2.22 – Perfil da tensão vertical no modelo centrifugado e no protótipo devido ao efeito radial da centrífuga (Taylor, 1995).

Os eventos que ocorrem no modelo e no protótipo devem ser semelhantes e a similaridade precisa ser relacionada com leis de escala apropriadas. Na Tabela 2.6 são listadas as leis de escala em centrífuga importantes para essa pesquisa, sendo N a razão entre as dimensões da estrutura do protótipo e o modelo em escala. Se o solo usado no modelo e no protótipo é o mesmo, a relação de densidade entre o modelo e o protótipo é 1/1. Para que as tensões no modelo e no protótipo sejam as mesmas, a relação entre a gravidade do modelo e do protótipo deve ser $N/1$. Dos fatores de escala para comprimento, densidade e gravidade podem-se derivar as relações de escala para outras grandezas físicas, tais como massa, força, tensão, deformação e tempo.

Para Wood (2004), a grande vantagem da modelagem em escala reduzida em laboratórios é que pode-se obter um completo controle sobre os detalhes do modelo. Pode-se escolher os solos que serão utilizados nos ensaios e assegurar que se têm os dados de suporte necessários, e assim caracterizar seus comportamentos mecânicos. Pode-se escolher as condições de contorno e o carregamento do modelo, de modo que se conheça exatamente como os carregamentos são aplicados, e qual extensão de drenagem será permitida ou controlada no contorno. Nestes ensaios pequenas quantidades de solo são utilizadas, os caminhos de drenagem são menores e, conseqüentemente, as durações dos ensaios podem ser menores. Existe a possibilidade de fazer vários ensaios conseguindo uma repetibilidade e estudando o

efeito de vários parâmetros importantes na análise do fenômeno. Os custos dos ensaios serão inferiores quando comparados com os em escala real.

Tem-se que se preocupar também com o efeito do tamanho das partículas, pois na maioria dos estudos estas não são reduzidas no mesmo fator de escala. Isso pode ou não ser significativo para o comportamento do modelo, dependendo também do tamanho do modelo, das partículas e dos vazios encontrados no solo. Se o tamanho das partículas e os vazios do modelo do solo são muito menores do que o tamanho da fundação ou estrutura a ser analisada, a diferença no comportamento é muito pequena e não interfere na análise do comportamento do modelo. No entanto, não é apropriado utilizar modelos reduzidos para analisar superfícies de ruptura que são influenciadas pelas partículas do solo. Os resultados de um estudo realizado pela Ovesen (1979) indicam que, onde a relação entre o diâmetro do grão é inferior a 15, indica que desvios do comportamento do modelo podem ocorrer. Tatsuoka *et al.* (1991) sugerem que uma constante limitando a razão entre o tamanho das partículas pode ser excessivamente simplista e uma comparação do cisalhamento dos grão é mais adequado para se fazer estimativas do efeito do tamanho de partícula. Testes em modelos foram realizados para fornecer informações sobre o efeito de tamanho das partículas em fundações (Taylor, 1995), mas não garantem que a extrapolação para o protótipo seria exata.

Tabela 2.6 – Leis de escala na modelagem centrífuga.

Grandeza	Fator de escala (N)
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Densidade	1
Massa	1/N ³
Força Concentrada (F)	1/N ²

Continuação Tabela 2.6 -Leis de escala na modelagem centrífuga

Área	$1/N^2$
Tempo (T)	$1/N^2$
Tensão (σ)	1
Deformação (ε)	1
Velocidade (v)	1

CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Introdução

Neste capítulo, são apresentados os equipamentos e a instrumentação utilizada na preparação dos modelos e durante os ensaios, assim como todo aparato e metodologias que foram desenvolvidas para realização desta pesquisa.

São apresentados também os ensaios realizados no modelo físico do solo após os ensaios de arrancamento. Esses ensaios foram realizados para determinação de parâmetros e propriedades geotécnicas necessárias para a caracterização da amostra.

3.2 Equipamentos

3.2.1 Centrífuga Geotécnica

A centrífuga geotécnica da UENF é do modelo WGC–100-2, fabricada pela empresa *Wyle Laboratories*. Apresenta uma capacidade nominal de 100 g - ton., ou seja, um modelo pesando uma tonelada poderá ser submetido a um nível máximo de rotação correspondente a 100 vezes a aceleração da gravidade.

A Figura 3.1 apresenta uma vista geral da estrutura básica da centrífuga, cujas características principais estão descritas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Especificação da centrífuga Wyle

Limite de aceleração (vazia)	0-200 g
Limite de velocidade	0-277 RPM
Dimensão útil da plataforma basculante	0.9 m (largura) x 0.9 m (comprimento) x 1.0 m (altura)
Carga útil da plataforma basculante	1000 kg a 100 g 500 kg a 200 g
Sistema de acionamento	Motor DC com caixa de redução



Figura 3.1 – Centrífuga geotécnica da UENF.

O diagrama esquemático da estrutura básica da centrífuga está apresentado na Figura 3.2, indicando os principais componentes: duas plataformas basculantes; braço de alavanca inteiriço; pedestal de fixação e apoio; eixo de transmissão; dois motores DC acoplados a uma caixa de redução; juntas de rotação de fibra ótica; conectores elétricos deslizantes e conexões hidráulicas rotativas.

As duas plataformas basculantes possibilitam ensaiar simultaneamente dois protótipos, estas plataformas apresentam dimensões suficientemente compatíveis para que protótipos de grandes estruturas geotécnicas possam ser modelados com uma maior representatividade.

As plataformas são conectadas ao braço de alavanca por intermédio de duas articulações. O braço é constituído por duas vigas principais, inteiriças e contraventadas e possui 3.80 m de comprimento total. Durante o ensaio, o braço

confere ao sistema um raio de giro da ordem de 3.5 m, sendo esta distância referida do eixo de transmissão até a base da plataforma em posição erguida.

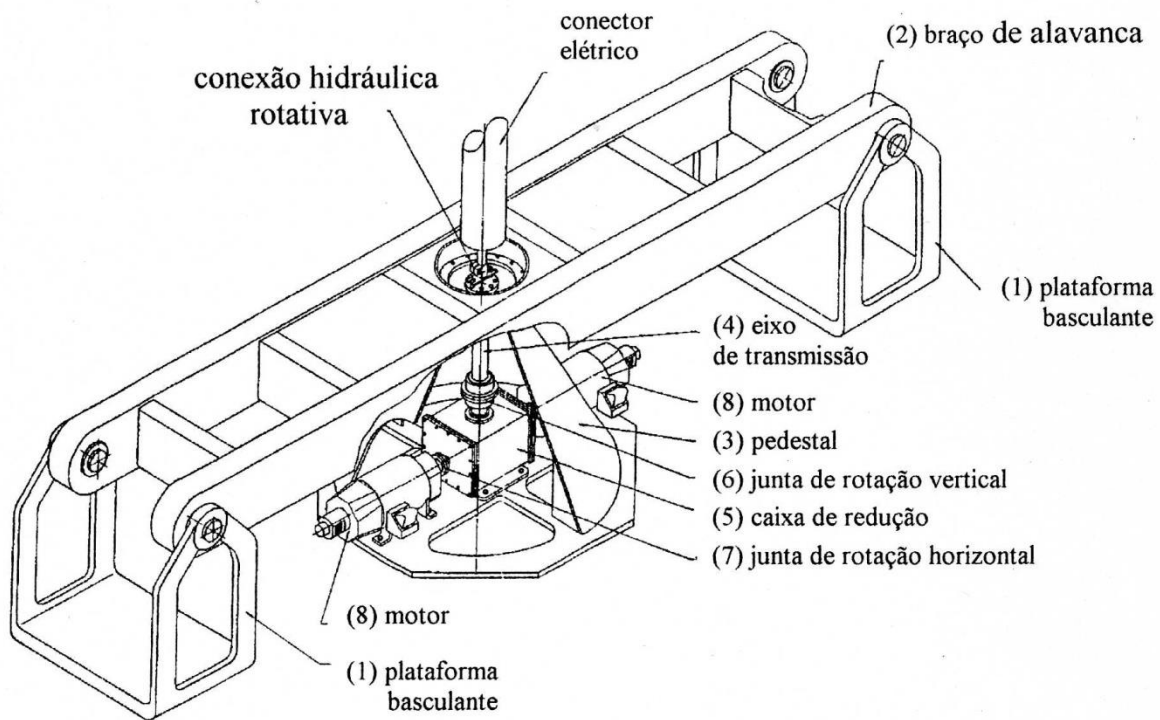


Figura 3.2– Diagrama da Centrifuga geotécnica da UENF.

O braço da alavanca é apoiado ao pedestal que lhe proporciona suporte estrutural e elevação adequada. O pedestal apresenta formato cônico visando oferecer uma rigidez uniforme. Além de apoiar o braço, o pedestal também oferece suporte ao eixo de transmissão, sendo este conectado ao pedestal através de um mancal, que confere os esforços induzidos à fundação.

A caixa de redução é de eixo ortogonal com razão de redução de 6.307:1. Sua função é acionar o eixo de transmissão utilizando-se da força motriz dos motores DC. A caixa de redução é conectada a dois eixos: (a) o eixo de entrada, de baixa velocidade, que é conectado ao eixo da centrífuga através de uma junta de rotação vertical; e (b) o eixo de saída, de alta velocidade, que é conectado ao eixo do motor DC através de uma junta de rotação horizontal.

As características dos motores de acionamento da centrífuga são descritos na Tabela 3.2 e na Figura 3.3 é apresentado o painel de controle da centrífuga.

Tabela 3.2 – Características dos motores Uniqore modelo 4013 ATZ

Potência	500 HP
Tensão de excitação	500 V dc
Corrente de excitação	794 A dc
Tensão de campo	300 V dc
Corrente de campo	10.4 A dc

A centrífuga possui um conjunto de *slip rings* responsáveis por realizar a alimentação da rede elétrica dos dispositivos instalados no braço da centrífuga. O braço é constituído por um corpo cilíndrico com anéis deslizantes e escovas fixas para conexão de fios energizados. Também existem anéis deslizantes que permitem a ligação dos sinais da instrumentação, dos canais para imagens de vídeo e de um canal para instrumentação em fibra óptica, além de oito canais para conexão pneumo-hidráulica.

Os canais elétricos e eletrônicos são dispostos da seguinte forma:

- 54 canais com características de 300 VAC ou VDC com capacidade máxima de 3 A (48 canais para a instrumentação e 6 para a centrífuga);
- 17 canais de energia com características de 1 kVAC ou VDC com capacidade máxima de 10 A (14 canais para a instrumentação e 3 para a centrífuga);
- 2 canais de televisão;
- 1 canal para instalação futura de instrumentação baseada em fibra óptica.

Os canais pneumo-hidráulicos são constituídos da seguinte forma:

- 4 portas para ar comprimido de até 300 psi, conexão ¼" ou 6,35 mm;
- 2 portas para água sob pressão de até 300 psi, conexão ¼" ou 6,35 mm;
- 2 portas para óleo sob pressão de até 3000 psi, conexão ¼" ou 6,35 mm.



Figura 3.3 – Painel de controle da centrífuga geotécnica.

3.2.2 Caixas de testes

A caixa de teste (Figura 3.4) foi confeccionada em acrílico com o intuito de possibilitar a visualização do comportamento do solo durante o estudo do adensamento. Esta caixa possui diâmetro de 350 mm e altura de 500 mm. Na base de chempox há quatro orifícios com válvulas e um desnível onde é preparada a camada drenante. A tampa superior, de acrílico, possui uma abertura para a colocação da sobrecarga utilizada durante o adensamento.

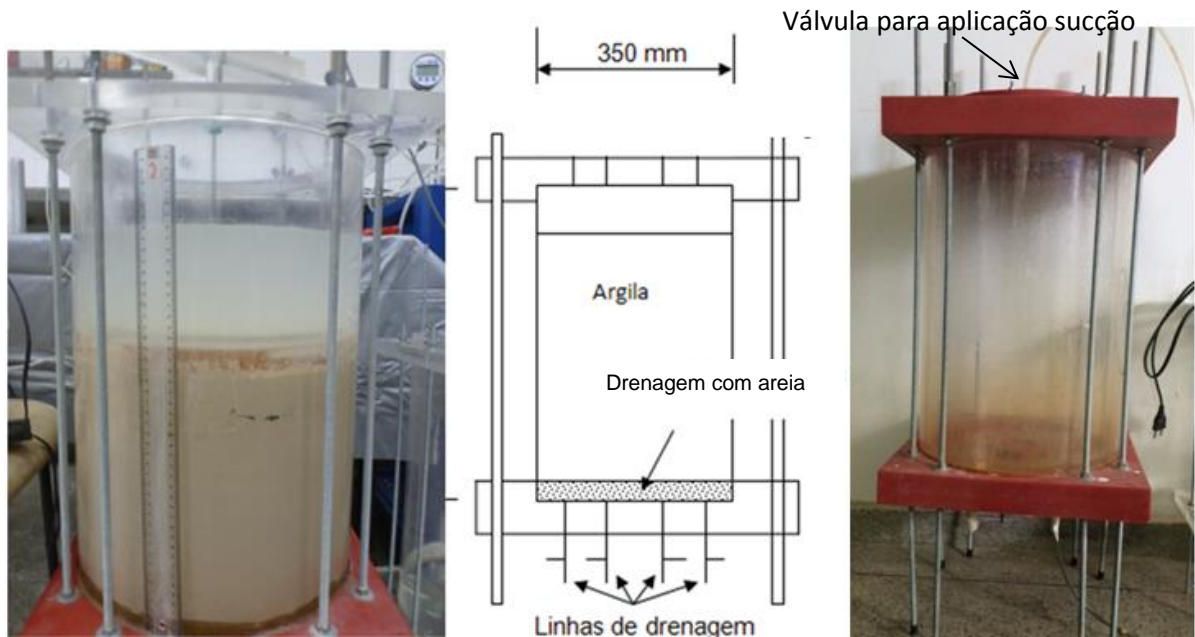


Figura 3.4 – Caixa de testes cilíndrica de acrílico

Na caixa representada na Figura 3.4 foram realizados dois ensaios de adensamento com o intuito de determinar a metodologia que seria utilizada para o adensamento do modelo do solo.

Esta caixa também foi utilizada como interface vácuo-água durante o adensamento da amostra na caixa de teste de aço. Com esta finalidade, a sua tampa é trocada por outra de *chempox* com uma válvula para conexão com a bomba de vácuo, permitindo completa vedação da caixa de testes.

Nos ensaios de arrancamento é necessário evitar o efeito de borda na zona de ruptura. Este efeito ocorre quando a distância da parede da caixa de testes para a estaca é menor do que oito vezes o diâmetro da estaca, (Rao *et al.*, 1993). Com o objetivo de minimizar este efeito, os ensaios foram realizados em uma caixa cilíndrica de aço com diâmetro maior do que a de acrílico, onde foi realizado o estudo do adensamento (Figura 3.5). A ancoragem utilizada nos ensaios de arrancamento simulou um sistema de arrancamento vertical. Neste caso, a zona de ruptura não é tão ampla quando comparada com a do arrancamento em *taut-leg*, não ocorrendo assim uma maior influência do efeito de borda.

Esta caixa de aço tem 465 mm de diâmetro e altura de 480 mm. Na parte inferior da caixa existem dois orifícios com válvulas. Somente um foi utilizado para o sistema de drenagem e para aplicação da sucção durante o adensamento. Na parte superior há outro orifício com válvula onde foi conectado o sistema de alimentação de água durante o adensamento do solo. Durante o ensaio de arrancamento, a válvula superior foi conectada através de uma mangueira ao sistema de drenagem na base. Esta ligação foi realizada para que houvesse uma realimentação de água no topo da amostra durante os ensaios de T-bar e arrancamento e para acelerar o adensamento.

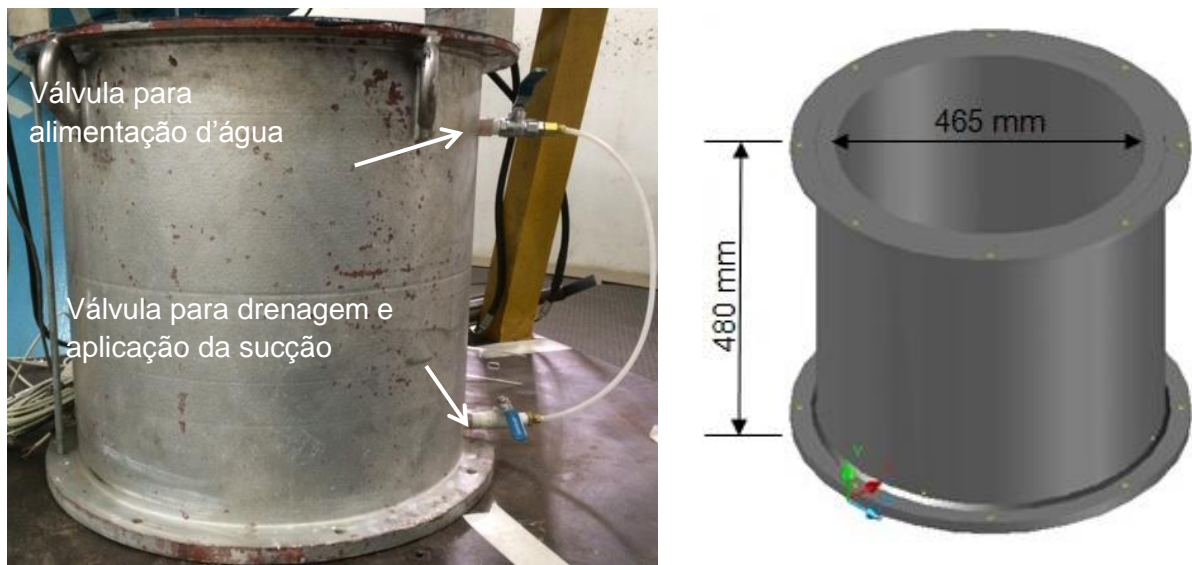


Figura 3.5 – Caixa de teste cilíndrica de aço

3.2.3 Misturadores

Para preparação da amostra foi utilizada uma batedeira industrial basculante de aço inoxidável da empresa Alki Indústria e Comércio de Máquinas Ltda. (Figura 3.6a), com capacidade de 120 litros e uma betoneira da empresa CSM – Componentes Sistemas e Máquinas para Construção Ltda. (Figura 3.6b), com capacidade de 120 litros, adaptada com uma tampa de acrílico desenvolvida e confeccionada na UENF para aplicação de sucção no interior da betoneira. Esta tampa tem ligação com uma bomba de vácuo com capacidade de bombeamento de 4,5 m³/h. O procedimento para preparação do solo foi descrito por Melo (2010).



Figura 3.6 – (a) bateadeira industrial e (b) betoneira adaptada.

3.2.4 Atuadores

3.2.4.1 Atuador elétrico

Um atuador elétrico acoplado a uma caixa de redução com capacidade de movimentar o braço do atuador a uma velocidade mínima de $0,1 \mu\text{m/s}$ foi utilizado nos ensaios para o posicionamento do transdutor de poropressão no solo após o adensamento da amostra, no ensaio do penetrômetro T-bar e na instalação das estacas. O controle do servo-motor *brushless* DC do atuador é feito pelo módulo NI PXI 7350, instalado no chassi NI-PXI 1050, ambos da *National Instruments* e presos no braço da centrífuga. O *software* utilizado foi o *Labview* 2013 (ver item 3.2.5.2).

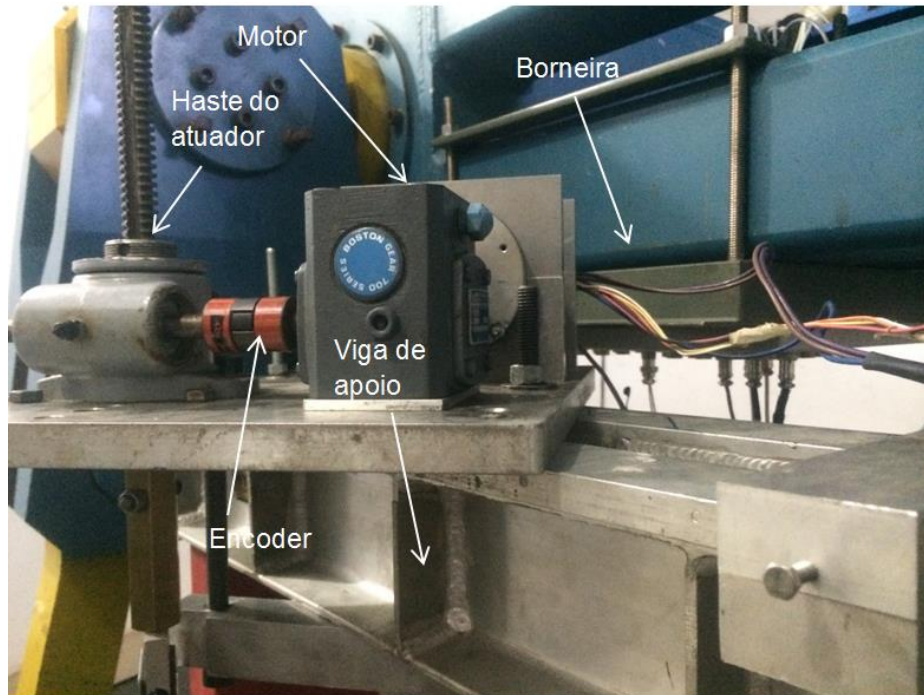


Figura 3.7 – Atuador servo controlado.

3.2.4.2 Conjunto Atuador Hidráulico

O sistema da centrífuga geotécnica da UENF é provido com um mecanismo de atuação operado hidráulicamente, projetado para trabalhar sobre acelerações de até 100g, o qual pode ser usado para aplicar carregamentos estáticos ou dinâmicos nos modelos em teste. O mecanismo de carregamento é composto pelos seguintes componentes:

3.2.4.2.1 Atuador hidráulico

Um atuador hidráulico da marca Milwaukee Cylinder (Figura 3.8), modelo H71, com capacidade de pressão nominal de 20684 kPa (3000 psi), foi utilizado nos ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras na centrífuga geotécnica. Esse atuador possui um curso máximo do pistão de 63,5 mm e pode aplicar carregamentos estáticos e dinâmicos de até 10675 N (2400 lbf). O atuador pode ser posicionado em qualquer ângulo para aplicar os carregamentos requeridos. Ele fica posicionado sobre uma viga de alumínio, a qual é presa no topo do recipiente, sendo conectado ao modelo em teste através da célula de carga que fica acoplada na ponta do seu pistão.

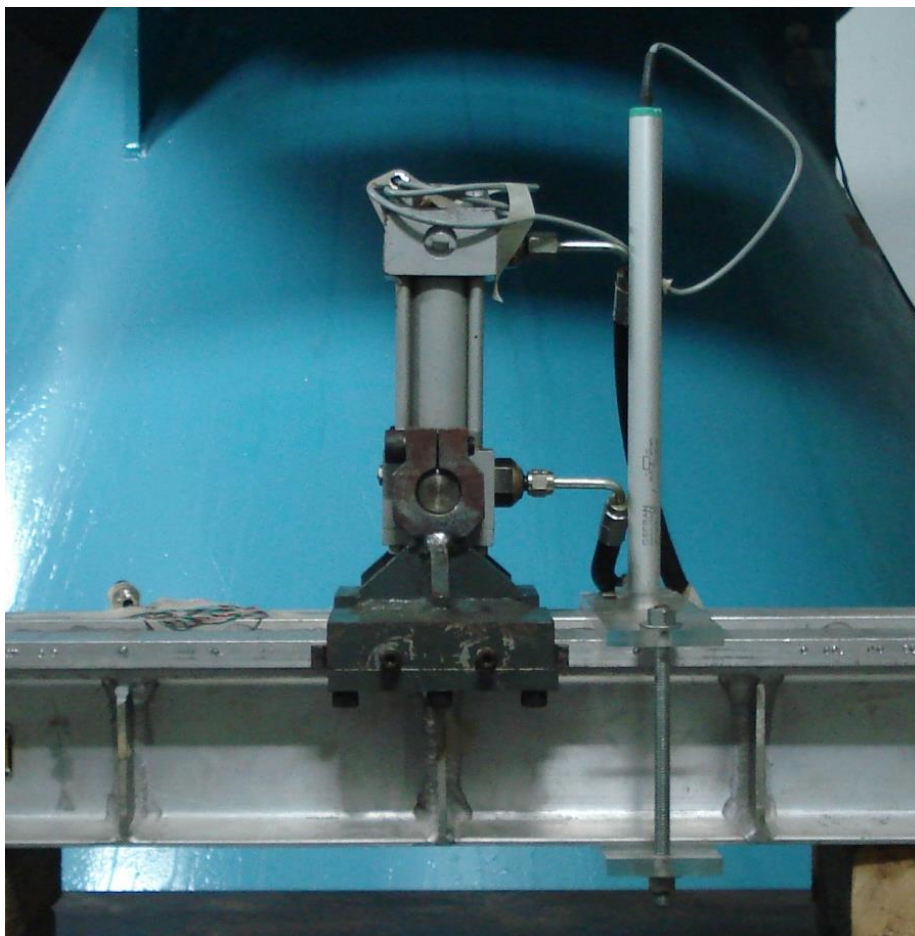


Figura 3.8 – Atuador Hidráulico.

3.2.4.2.2 Servo-válvula

A servo-válvula regula o fluxo hidráulico direcionado ao atuador hidráulico controlando, dessa maneira, os movimentos e, conseqüentemente, os carregamentos. Uma servo-válvula da marca Ultra Hydraulics Ltda (Figura 3.9), modelo 4653, compõe o mecanismo de carregamento da centrífuga.

Essa servo-válvula permite uma vazão de óleo de 15,14 l/min e é capaz de trabalhar com uma pressão máxima de 20684 kPa (3000 psi). Ela é controlada através do *slip ring*, pelo controlador 407 da MTS (ver descrição no item 3.1.3.2.3). Por ser projetada para trabalhar em locais onde o espaço é limitado, essa servo-válvula pôde ser posicionada no braço da centrífuga, perto do eixo de rotação.

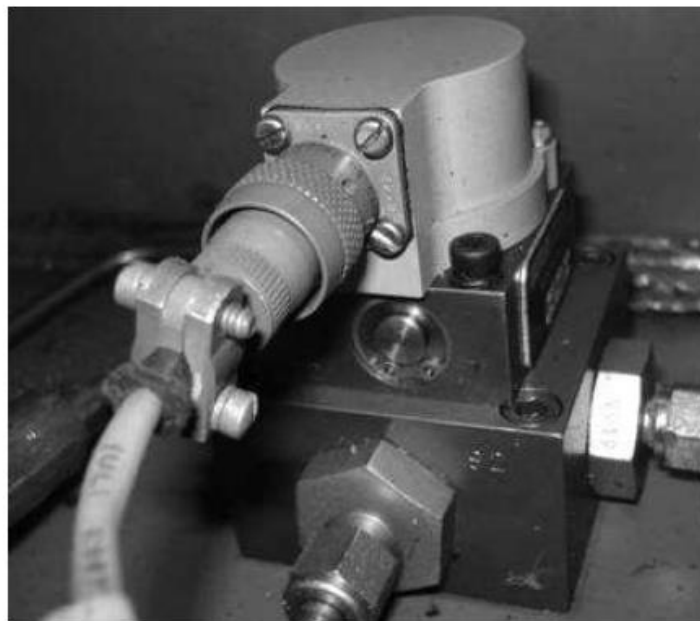


Figura 3.9 – Servo-válvula (Brum Junior, 2009).

3.2.4.2.3 Sistema de controle hidráulico

Um controle de “*loop*” fechado é utilizado para controlar o atuador hidráulico durante os ensaios. Para fornecer os meios de comparar o sinal de comando com o sinal de realimentação (*feedback*), a fim de gerar um sinal para controlar a servo-válvula, é utilizado um servo controlador da marca MTS System Co., modelo 407 (Figura 3.10). Durante os ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras, o sinal de realimentação foi fornecido pelo deslocamento da régua potenciométrica.

Um conjunto formado por uma bomba hidráulica e um *manifold*, marca MTS System Co. (Figura 3.11), com pressão de trabalho máxima de 20684 kPa (3000 psi), garante o fluxo hidráulico necessário para alimentar o sistema. A servo-válvula controla o fluxo hidráulico direcionado ao atuador, o qual move o seu pistão e, dessa forma, aplica o deslocamento ou força requerida para mover ou carregar o modelo testado.



Figura 3.10 – Controlador MTS 407 (Brum Junior, 2009).



Figura 3.11 – Sistema hidráulico – bomba hidráulica e *manifold* (Brum Junior, 2009).

3.2.5 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento do solo foram realizados com quatro placas, sendo uma lisa e as outras três com rugosidade imposta, conforme é apresentado na Figura 3.12. Essas placas rugosas foram concebidas e confeccionadas na central de usinagem do LECIV para realizar o estudo da geometria da parede externa da estaca em função da influência da rugosidade imposta, com variação do espaçamento, no modo de ruptura do solo.

As placas utilizadas neste estudo foram confeccionadas no

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado em equipamento automatizado específico, marca *WYKEHAM FARRANCE* (Figura 3.13), no laboratório de Engenharia Civil (LECIV). Foram realizados ensaios com três pressões diferentes (25 kPa, 50 kPa e 100 kPa) e assim foi traçada a envoltória de ruptura para cada placa utilizada.

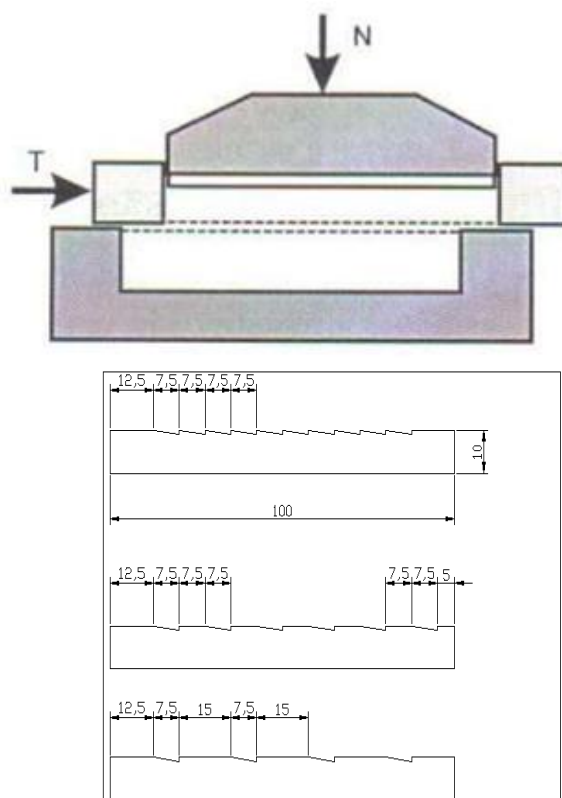


Figura 3.12- Esquema do ensaio de cisalhamento direto e das placas com variação do espaçamento da rugosidade.



Figura 3.13- Equipamento para ensaio de cisalhamento direto.

3.2.6 Ensaio mini penetrômetro T-bar

O ensaio de penetrômetro pode ser utilizado tanto por uma barra cilíndrica (T-bar), por uma esfera (*Ball*), ou com a placa (*Flat Plate*). O ensaio penetrômetro T-Bar é utilizado para determinar a resistência ao cisalhamento não drenado de solos coesivos tanto em laboratório, utilizando modelagem centrífuga, como em campo. O teste T-bar utilizado em centrífuga foi desenvolvido na Universidade do Oeste da Austrália (UWA) por Steward and Randolph, em 1991, tendo a finalidade de determinar um perfil contínuo de resistência não drenada, S_u , em solos coesivos moles. Este ensaio consistiu na cravação, com velocidade constante de 3 mm/s, de uma barra cilíndrica horizontal, tal como representado na Figura 3.14

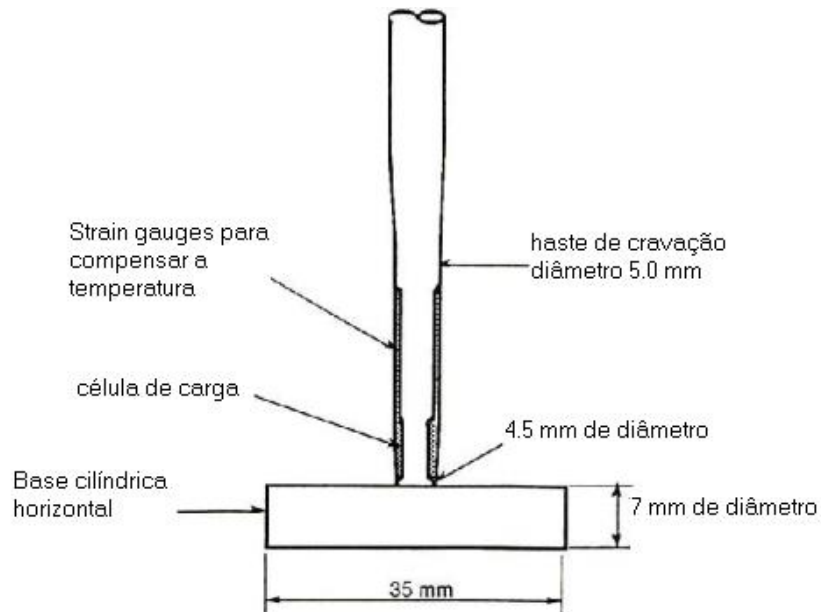


Figura 3.14 – Esquema do penetrômetro cilíndrico T-bar (Stewart e Randolph, 1991).

A solução analítica utilizada para realizar a interpretação do ensaio de penetração do cilindro T-bar, é baseada na solução analítica de Randolph e Houlsby (1994). Os citados autores analisaram o problema de carregamento transversal em estacas utilizando a Teoria da Plasticidade para estabelecer a relação entre a força por unidade de comprimento (P), atuante no cilindro, e a resistência ao cisalhamento não drenado do solo. Esta relação é apresentada na Equação 3.1. Na solução utilizada pelos autores, a barra cilíndrica move-se lateralmente no solo coesivo, tendo os autores definido um fator barra (N_b) através dos teoremas dos limites superior e inferior. A obtenção do S_u utilizando este procedimento é considerada por ter somente uma pequena margem de erro.

$$\frac{P}{S_u \cdot d} = N_b \quad 3.1$$

onde:

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

d é o diâmetro da barra cilíndrica;

N_b é o fator barra.

O fator N_b depende da rugosidade da barra cilíndrica, que é representada pelo fator de aderência α . Este fator pode variar de 0 (barra perfeitamente lisa) a 1 (barra

rugosa). Considerando que o fator de aderência da barra dificilmente se aproxima de 0 ou de 1 (Randolph e Houlsby, 1984), os autores sugerem o emprego de N_b como sendo 10,5. Este valor implica em um erro máximo de 13% no S_u .

Trabalhos posteriores, como por exemplo, Randolph e Andersern (2006) e os resultados empíricos de ensaios de campo e laboratório obtidos por Lunne *et al.* (2005) mostram que N_b varia também com o tipo de solo e com a história de tensões. Como nos trabalhos de Stewart e Randolph (1994), Einav e Randolph (2005), Lunne *et al.* (2005), Low e Randolph (2010), DeJong *et al.* (2010) e Lunne *et al.* (2011), que obtiveram variação no valor de N_b de 8 a 14.

Neste estudo o valor adotado para o N_b foi de 10,5. O projeto dos equipamentos utilizados nos ensaios (haste e conexões) está ilustrado na Figura 3.15. Estes foram especialmente confeccionados na central de usinagem do laboratório da centrífuga da UENF. O esquema de montagem do equipamento é mostrado na Figura 3.16.

O NI PXI 1050 controla toda a execução do teste, permitindo o controle da profundidade do ensaio (posição vertical) e aquisição da célula de carga. Para a gravação dos dados de aquisição e interface com o usuário, foi utilizado o software *LabView 2013*.

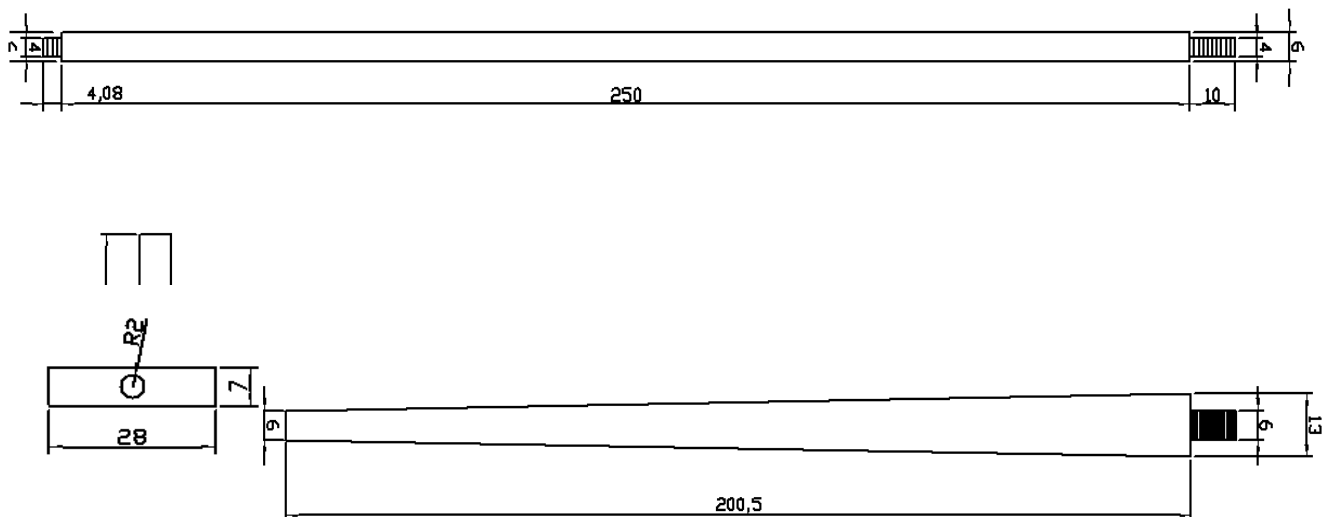


Figura 3.15– Projeto do mini penetrômetro T-bar

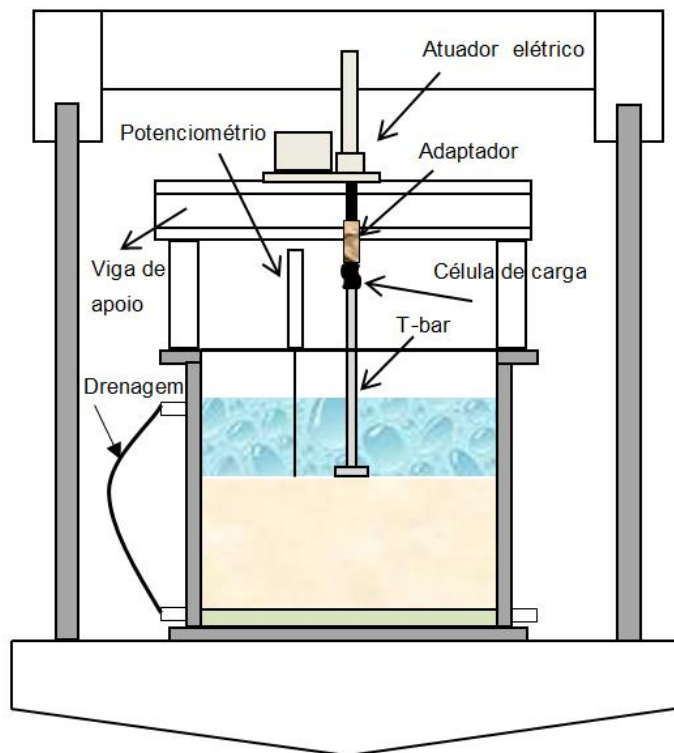


Figura 3.16– Representação gráfica do ensaio de penetrômetro T-bar

3.2.7 Vane Teste de Bolso (Torvane)

Vane Teste de Bolso (Torvane) é um medidor de cisalhamento, para medição aproximada da resistência ao cisalhamento de solos coesivos. O Torvane utilizado nesta pesquisa foi da marca Humboldt H- 4212MH (Figura 3.17). Este equipamento fornece um método rápido e eficiente para a determinação dos valores de resistência ao cisalhamento não drenado de solos coesivos. O Torvane é amplamente utilizado para a tomada de medidas *in situ* da resistência não drenada do maciço argiloso em escavações, incluindo trincheiras e poços de teste, como também é usado diretamente em amostras de parede fina principalmente naquelas situações em que a baixíssima consistência da argila dificulta a realização de ensaios de laboratórios usuais. Também pode ser usado no laboratório para avaliações da resistência. O Torvane Humboldt vem com três palhetas, que são facilmente anexadas ou removidas do dispositivo incluído com o a chave L.



Figura 3.17– Vane teste de Bolso (Torvane)

O Torvane pode ser usado para reunir um grande número de leituras incluindo os diferentes planos de ruptura, sem a necessidade de preparar e moldar amostras. O dispositivo pode ser usado em qualquer superfície razoavelmente plana, que é ligeiramente maior do que a superfície de palhetas que está sendo usada. Além disso, pode ser usado com amostras totalmente saturadas, solos finos, incluindo uma ampla gama de argilas mole à dura. A escala do medidor é de 0 a 1,0 Kgf/cm², com subdivisões de 0,05 kgf/cm². A faixa de trabalho é ampliada usando as outras pás (grande e pequena). Para essas, os fatores de multiplicação são 0,2 e 2,5, respectivamente.

3.2.8 Ensaio de Adensamento Unidimensional

O presente ensaio tem como finalidade a determinação das propriedades de adensamento do solo, assim como a pressão de pré-adensamento do modelo após o ensaio de arrancamento das estacas. Com a determinação da tensão de pré-adensamento verificou-se o nível de pré-adensamento da amostra. As determinações são caracterizadas pela velocidade e magnitude das deformações, quando o mesmo é lateralmente confinado e axialmente carregado e drenado. O equipamento utilizado é apresentado na Figura 3.18, sendo da marca Wykeham Farrance.



Figura 3.18– Ensaio de adensamento unidimensional

3.2.9 Ensaio de Compressão Triaxial

O principal objetivo dos ensaios de compressão triaxial UU foi determinar os parâmetros de resistência não drenada ao cisalhamento (S_u). Para a realização dos ensaios triaxiais foi utilizado um sistema da *GDS Instruments* (Figura 3.19), composto por uma câmara triaxial hidráulica, dois atuadores hidráulicos e um microcomputador.

O microcomputador está conectado à câmara triaxial hidráulica através dos atuadores hidráulicos controlados, chamados de controladores digitais. Os controladores regulam a pressão e a troca de volume de água deaerada que é enviada para a câmara, onde se pode fazer o controle de carga e deformação axial, pressão da câmara (confinante) e pressão neutra. A pressão neutra é medida pelo controlador de pressão neutra (atuador).



Figura 3.19 – Equipamento de compressão triaxial

Para os ensaios, foram confeccionados corpos de prova cilíndricos com 35 mm de diâmetro e 76 mm de altura (Figura 3.18). Estas dimensões atendem a recomendação usual de razão altura/diâmetro em torno de 2,0, a fim de minimizar os efeitos do atrito nas extremidades (topo e base) e evitar a esbeltez excessiva. (Bishop e Henkel, 1962).

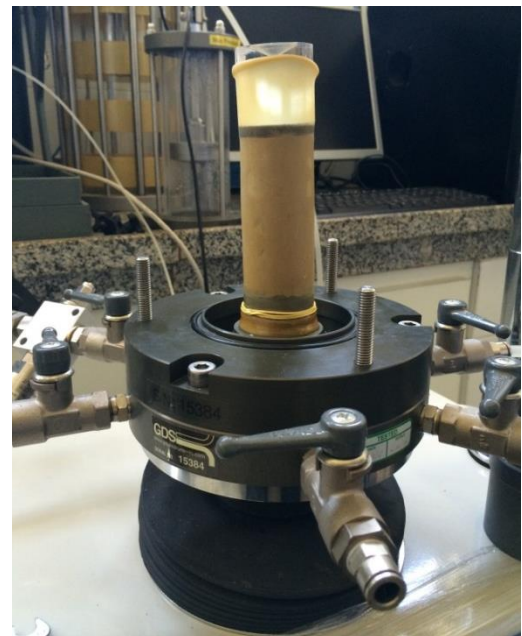


Figura 3.20 – Montagem do ensaio triaxial – corpo de prova.

3.3 Instrumentação

3.3.1 Sistema de Aquisição de Dados

3.3.1.1 Adensamento do modelo solo - 1 g

No adensamento da amostra, o instrumento utilizado para aquisição dos dados foi a régua potenciométrica, alimentada por 10 V, que será descrita no item 3.3.2.3. O sistema de aquisição é composto por um chassi NI PXI 1052 e um módulo USB NI MyDAQ, ambos da *National Instruments*. O *software* utilizado com todo esse *hardware* para gravação dos dados e interface com o usuário foi o *Labview* 2013. A Figura 3.21 apresenta os equipamentos utilizados no adensamento da amostra.



Figura 3.21 – Sistema de aquisição de dados – adensamento a 1 g.

3.3.1.2 – Ensaio com gravidade induzida

Nos ensaios a 40 e 50 g, a aquisição de dados foi realizada através de equipamentos da *National Instruments*, embarcados na centrífuga geotécnica. Dentre eles, um chassi NI PXI 1050 (que possui 8 slots PXI e 4 slots SCXI), onde foram instalados os módulos NI SCXI 1121 (aquisição de entradas analógicas dos transdutores de poropressão e células de carga. Possui amplificadores, filtros e fonte de excitação para cada canal) e NI PXI 6221 (conversor analógico digital, também utilizado para aquisição de entrada analógica do transdutor de deslocamento PZ-34-S-250). Cada módulo possui seus correspondentes blocos de terminais, no caso o NI

SCXI 1321 e o NI SCB-68. A Figura 3.22 apresenta todo sistema montado para aquisição de dados dos transdutores.

O *software* utilizado, em conjunto com o hardware descrito, para a gravação dos dados de aquisição e interface com o usuário, foi o *LabView* 2013.

Esse sistema de aquisição de dados foi utilizado para o adensamento da amostra e para alguns ensaios de arrancamento das estacas durante o vôo.



Figura 3.22 – Sistema de aquisição de dados – centrífuga.

Nos últimos ensaios desta pesquisa realizou-se uma mudança no sistema de aquisição de dados, passando a ser realizada por um sistema de condicionamento de sinais e aquisição de dados especial. Este sistema é composto por um condicionador de sinais da marca Rittal (Figura 3.23), com capacidade para 40 canais, sendo 8 exclusivos para LVDTs e 32 para pontes de *Wheatstone*. Dispõe também de um conversor analógico/digital NI-USB6255 da *National Instruments S/A*, e um computador, o qual utiliza o *software LabVIEW* 8.6 para fazer a interface com o usuário e a aquisição dos dados provenientes dos sensores instalados no modelo de teste.



Figura 3.23 - Condicionador de sinais instalado no braço da centrífuga (Brum Junior, 2009).

Os transdutores utilizados durante os ensaios na centrífuga são conectados no condicionador de sinais *Rittal*, o qual fica preso sobre o braço da centrífuga perto do eixo de rotação. A partir do *Rittal* saem cabos que passam por uma caixa de ligação, também instalada sobre o braço da centrífuga, até chegarem ao *slip ring*. Do *slip ring* saem cabos para uma caixa externa de ligação, a qual está fixada na estrutura que firma a parte não giratória do *slip ring*. Desta caixa, os cabos seguem até a sala de controle, onde são conectados aos terminais da placa conversora analógica/digital NI-USB-6255, de onde sai um cabo padrão USB para o computador onde está instalado o programa de gerenciamento *LabVIEW 8.6*. A Figura 3.24 apresenta a disposição dos elementos que compõe o sistema de aquisição de dados da centrífuga a partir dos instrumentos de medição que consiste de um condicionador de sinais (*Rittal*), um conversor de sinais A/D da *National Instruments* (NI-USB 6255), uma unidade de pressurização e um controlador da MTS para acionar o atuador hidráulico.

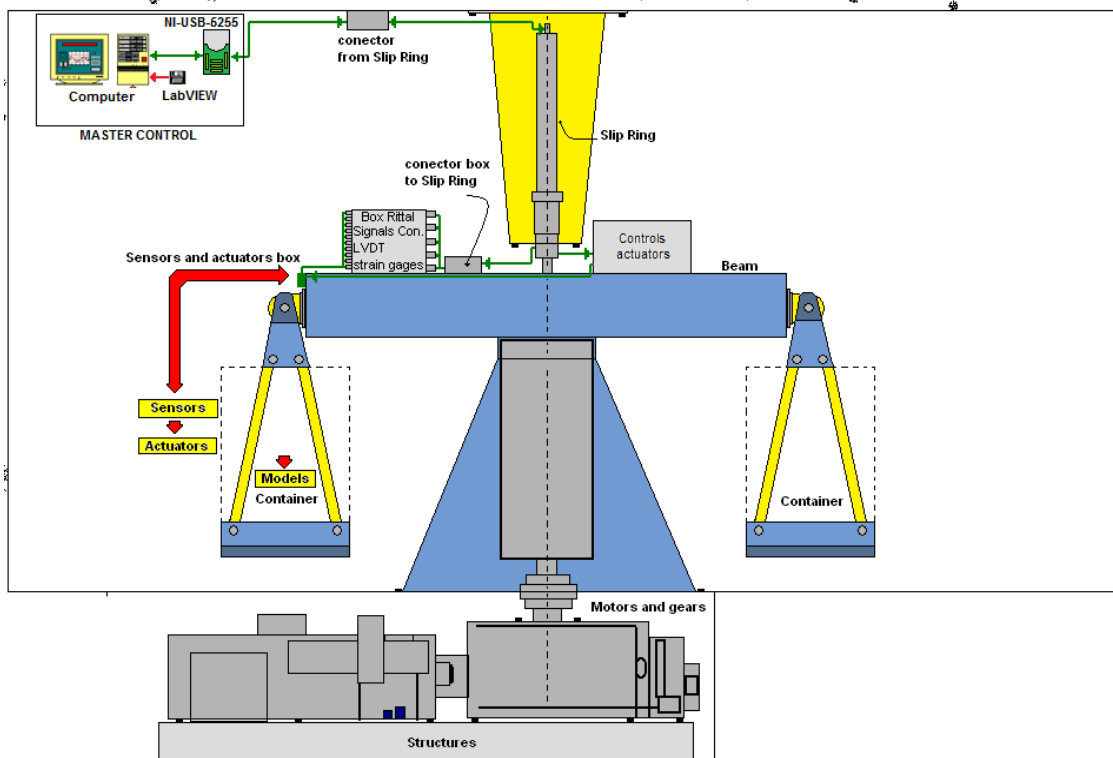


Figura 3.24 – Posicionamento da do sistema de aquisição de dados na centrífuga geotécnica.(Sobrinho, 2008)

3.3.2 Sensores

3.3.2.1 Célula de Carga

3.3.2.1.1 Ensaio penetrômetro T-bar

Nos ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento não drenado do solo foi empregada uma célula de carga feita em alumínio modelo SV 50 da empresa Alfa Instrumentos Ltda., cuja curva de calibração é apresentada no Anexo 01. A célula de carga foi calibrada à compressão com utilização de duas bolachas de alumínio, conforme é apresentado na Figura 3.25.

Este instrumento é conectado ao atuador através de um adaptador fixado à extremidade superior. Na parte inferior é conectada a haste do mini penetrômetro T-bar. O esquema gráfico do ensaio penetrômetro T-bar foi apresentado no item 3.2.6.



Figura 3.25 – Montagem da calibração da célula de carga.

3.3.2.1.2 Ensaio com gravidade induzida

Nos ensaios de arrancamento a 40 e 50 g as células de carga empregadas foram do modelo ELH TC 590 – 1000 da *Entran Devises, Inc.*. A Figura 3.26 apresenta uma das células de carga utilizadas no ensaio de arrancamento. As células de carga foram conectadas ao atuador hidráulico na sua extremidade superior através de um adaptador projetado para fazer o arrancamento das estacas simultaneamente durante o vôo e na extremidade inferior de cada célula foi feita a ligação com a estaca por um cabo de aço através de um pequeno adaptador de latão.

As células de carga foram calibradas à tração, com a utilização de uma haste adaptada para colocação de pesos, conforme é apresentado na Figura 3.27. As curvas de calibração são apresentadas no Anexo 01.

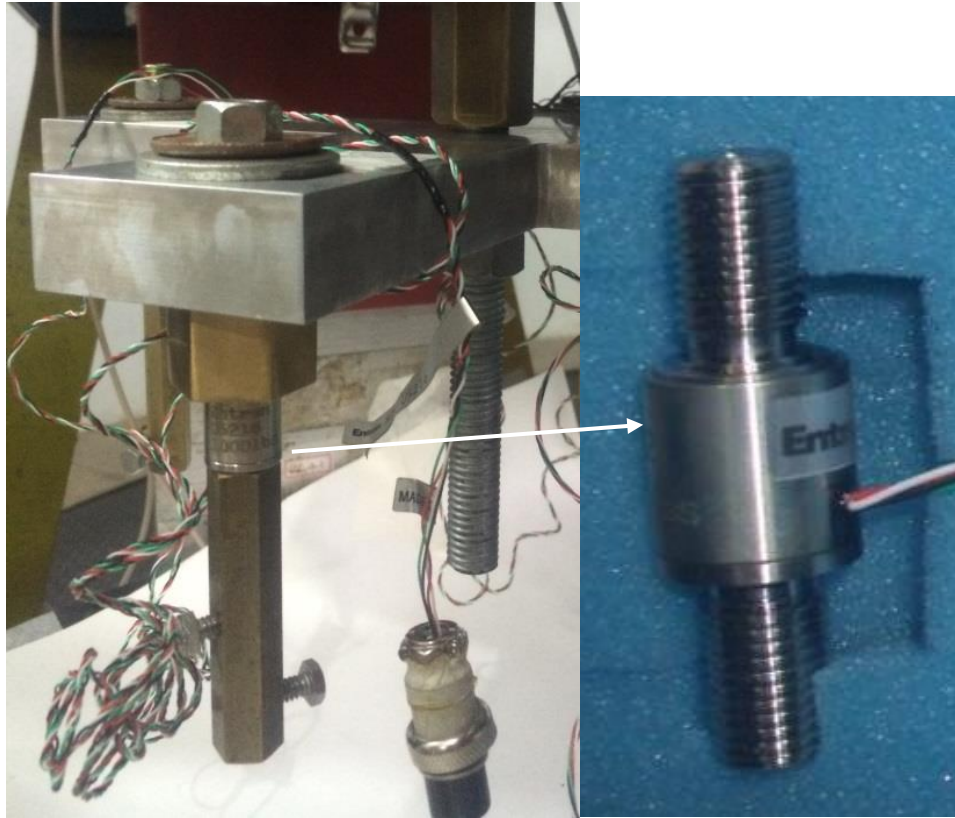


Figura 3.26 – Célula de carga – ensaio de arrancamento.



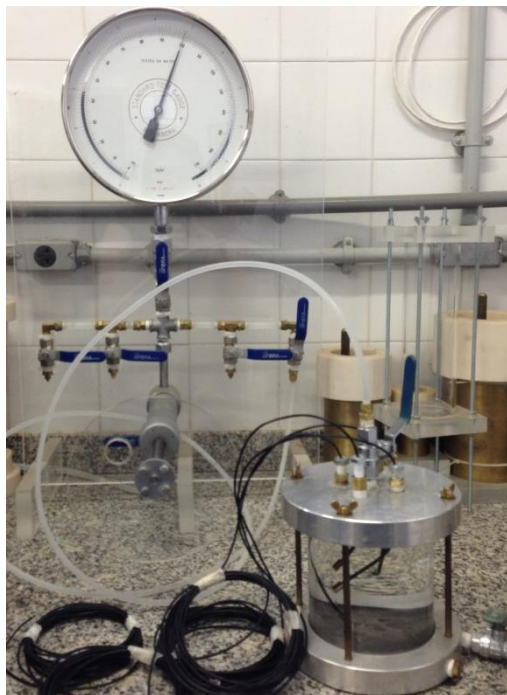
Figura 3.27 – Montagem da calibração das células de carga.

3.3.2.2 Transdutor de Poropressão

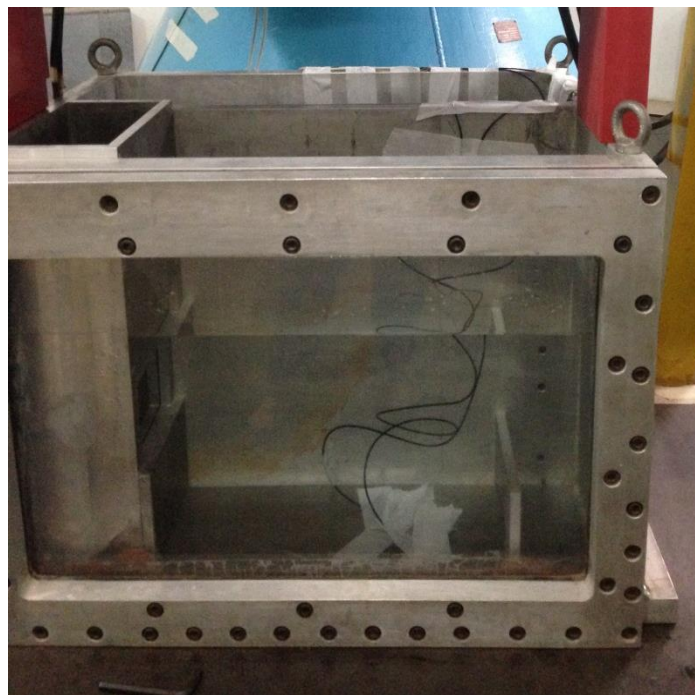
Para as medidas de poropressão foram utilizados transdutores de poropressão da marca *Druck – General Electric Company* do modelo PDCR 81 com capacidade de 700 kPa, trabalhando numa tensão de excitação nominal de 5 V.

Na caixa cilíndrica, foi posicionado dois transdutores no solo, a 750 mm do topo da amostra conforme será descrito no capítulo 5. Esta localização é aproximadamente a metade da profundidade das estacas após a instalação. Os transdutores foram instalados no solo para monitorar a dissipação da poropressão durante o adensamento do solo em vôo, antes do ensaio penetrômetro T-bar e do ensaio de arrancamento. Em cada estaca foi colocado um transdutor de poropressão para fornecer o comportamento da poropressão na bucha de solo durante o ensaio de arrancamento.

Para saturar os transdutores de poropressão utilizados nesta pesquisa foi utilizada uma câmara especial de acrílico (Figura 3.28 a) preenchida com água destilada e deaerada, capaz de saturar quatro transdutores simultaneamente. A saturação foi realizada em estágios de aplicação de pressão, sendo cada estágio composto por uma hora de aplicação de pressão positiva de 690 kPa e uma hora de pressão negativa (vácuo) de -95 kPa, conforme procedimento empregado por Take e Bolton (2003). A calibração dos transdutores a serem posicionados no solo foi realizada na centrífuga à 40 g., os transdutores foram posicionados em uma caixa de testes com coluna d'água conhecida (Figura 3.28 b) e aquisitadas as pressões com a variação da gravidade no mesmo canal que foram aquisitadas durante o ensaio. Já os transdutores que foram instalados nas estacas foram calibrados a 1 g utilizando a mesma câmara de acrílico utilizada para saturação. As curvas de calibração são apresentadas no Anexo 01.



(a)



(b)

Figura 3.28 - Calibração e saturação dos transdutores de poropressão.

3.3.2.3 Transdutor de Deslocamento

O transdutor de deslocamento utilizado durante as etapas do processo de adensamento do solo por sucção a 1 g, no ensaio T-bar, para monitorar o adensamento da amostra e na montagem do ensaio de arrancamento foi uma régua potenciométrica da empresa GEFRAN Brasil Eletroeletrônica Ltda. modelo PZ34-S-250, com 250 mm de curso útil, conforme é apresentado na Figura 3.29. Para monitorar a movimentação do atuador hidráulico foi utilizado outro transdutor da mesma marca e especificação.

As réguas potenciométricas foram calibradas utilizando um aparato desenvolvido e confeccionado neste laboratório, conforme é mostrado na Figura 3.29. Para realizar a calibração da régua potenciométrica foi utilizado um cabeçote micrométrico, marca Mitutoio, modelo 150-189, com 25 mm de curso e graduação de 0,001 mm. A curva de calibração é apresentada no Anexo 01.



Figura 3.29 - Régua potenciométrica e Aparato utilizado para calibração da régua potenciométrica.

3.4 Metodologia

3.4.1 Adensamento do solo

Inicialmente foi desenvolvido um sistema capaz de preparar uma amostra de solo normalmente adensado, para os ensaios centrífugos, através de adensamento hidráulico, com a aplicação de vácuo na base da amostra. A Figura 3.30 exhibe o diagrama esquemático do sistema montado.

O sistema é essencialmente constituído por uma bomba de vácuo, uma interface vácuo-água, com capacidade de armazenamento de 80 litros de água, pela caixa de teste utilizada na centrífuga descrito no item 3.2.2, e por um aparato para

controle do nível d'água no topo da amostra de solo, o qual possibilitava manter o gradiente hidráulico durante o adensamento (Figura 3.31).

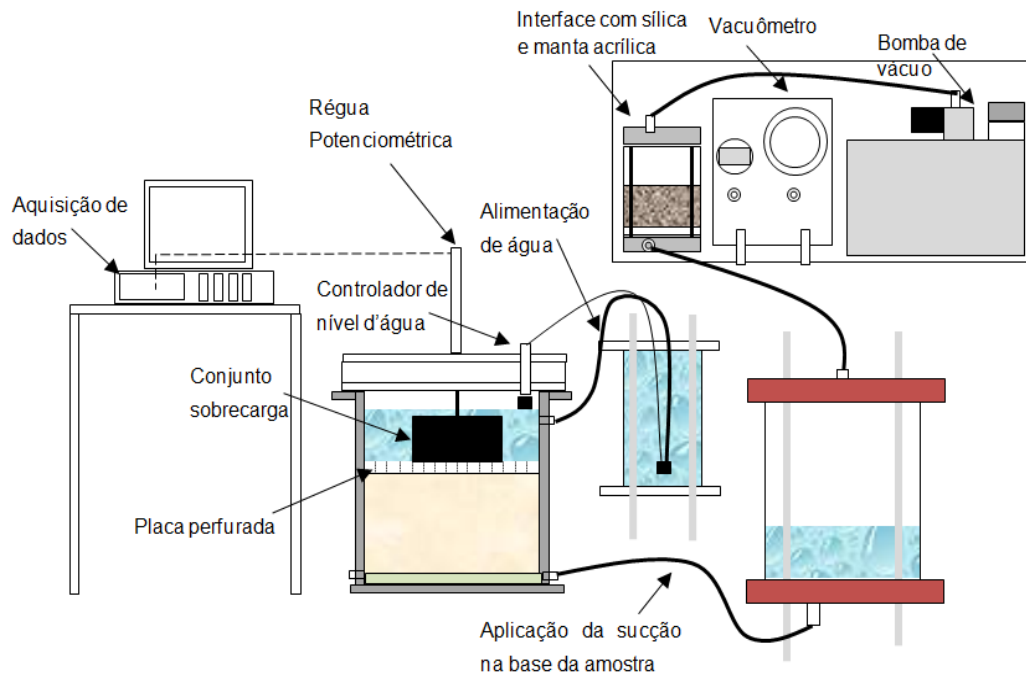


Figura 3.30 – Diagrama esquemático do adensamento por gradiente hidráulico



Figura 3.31 – Controlador de nível d'água.

A interface vácuo-água era composta por um tubo cilíndrico de acrílico, com 360 mm de diâmetro e 800 mm de altura e por duas placas de *chempox* usinadas utilizadas como tampa e base da interface, as quais prendiam o tubo cilíndrico por meio de oito tirantes de aço galvanizado de 3/8" (Figura 3.4).

O aparato para controle de nível d'água era composto por uma boia de aquário e uma bomba d'água submersa capaz de fornecer uma vazão de até 170 l/h com uma pressão de 10 kPa e um reservatório de água com capacidade de armazenamento de até 20 l de água de alimentação de água também utilizada em aquário, mantendo uma lâmina d'água com 100 mm de espessura acima do topo da amostra de solo.

No topo da amostra posicionou-se uma placa de acrílico perfurada, permitindo assim a drenagem. A partir desta colocou-se uma pequena sobrecarga (peso morto) com o intuito de evitar o aparecimento de fissuras na região onde seriam instaladas as estacas. Acima dessa sobrecarga foi posicionada a régua potenciométrica, utilizada para registrar o deslocamento da tampa de acrílico durante o adensamento.

Para o estudo do adensamento dos modelos de solo, foram realizados três ensaios preliminares (Figura 3.32), dois em recipientes cilíndricos de acrílico transparente, com dimensões internas de 180 mm de diâmetro e 290 mm de altura, e um último na caixa de teste de acrílico descrita no item 3.2.2, a fim de testar a eficácia do sistema de adensamento por gradiente hidráulico montado para a realização da presente pesquisa.

3.4.2 Sistema para instalação das estacas

3.4.2.1 Sistema para cravação das estacas

A primeira etapa da instalação das estacas é realizada pelo atuador elétrico descrito no item 3.2.4.1, com auxílio de um suporte de *chempox* confeccionado na central de usinagem. Este suporte é utilizado para garantir o posicionamento e a verticalidade das estacas durante a cravação dos primeiros 50 mm, simulando assim, a instalação por peso próprio. Foi utilizado um para a cravação simultânea das quatro estacas nos primeiros ensaios (Figura 3.33), e outro para a cravação simultânea das duas estacas nos últimos três ensaios (figura 3.34).

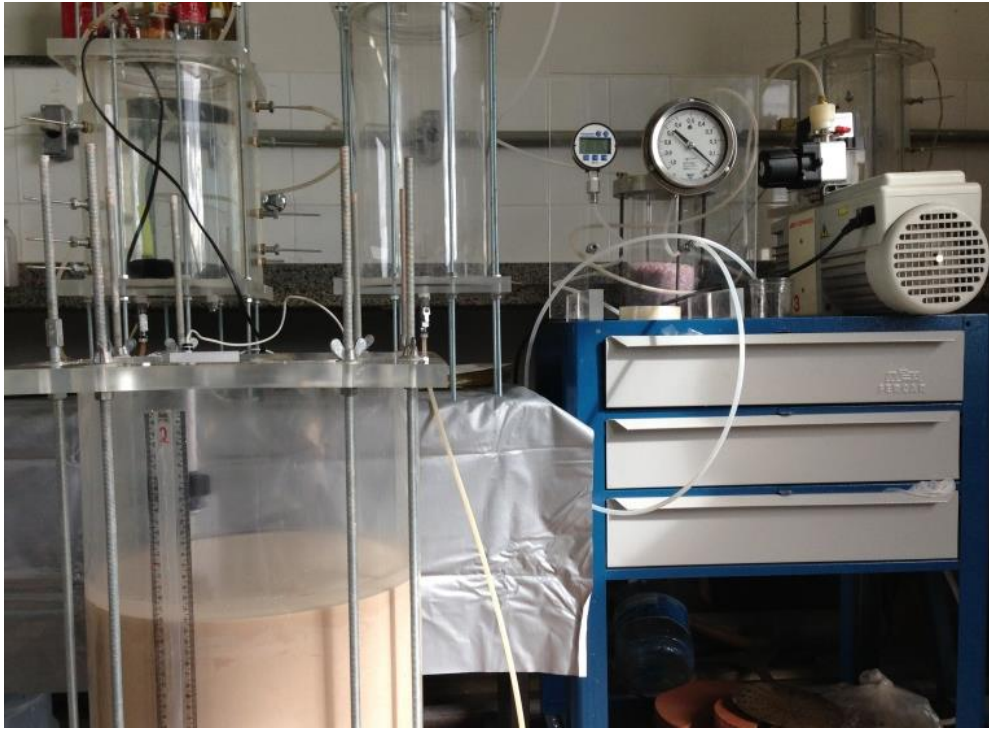


Figura 3.32 – Ensaio preliminar do sistema de adensamento por gradiente hidráulico.

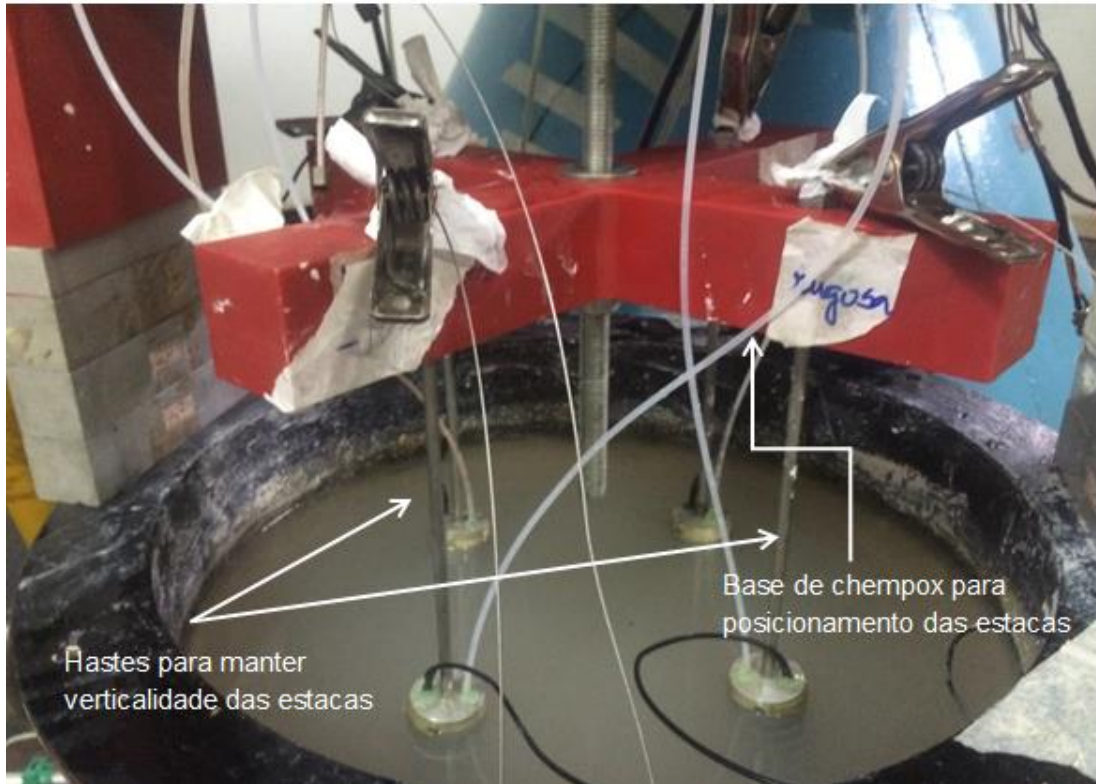


Figura 3.33 – Adaptador utilizado na cravação das quatro estacas

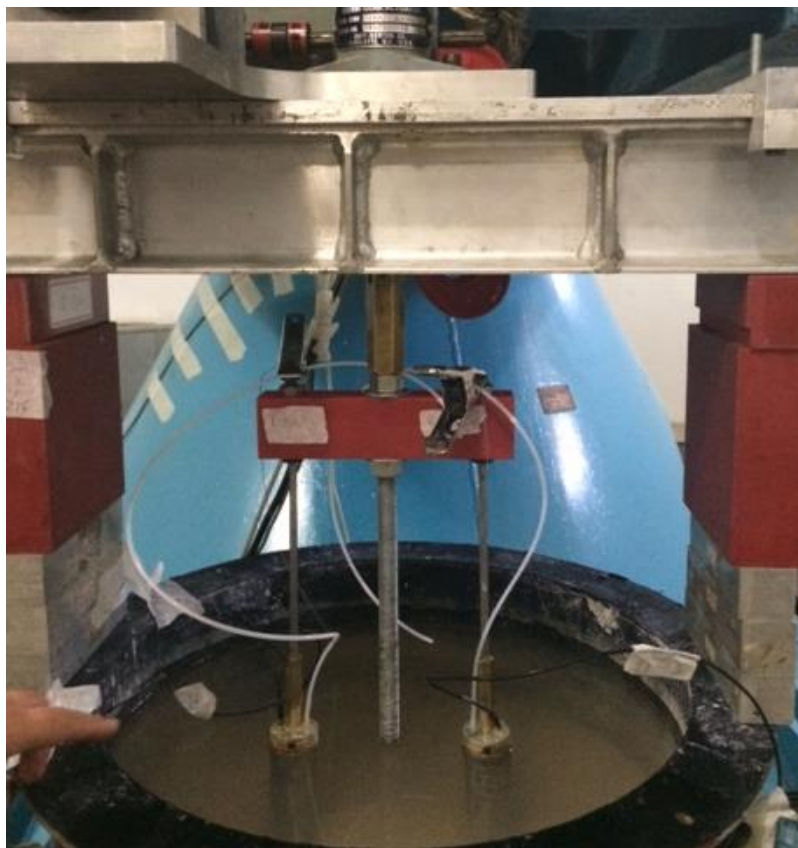


Figura 3.34 – Adaptador utilizado na cravação das duas estacas.

3.4.2.2 Sistema para aplicação da sucção

O aparato para aplicação da sucção apresentado na Figura 3.35 é o mesmo utilizado na pesquisa de mestrado (Melo, 2010), composto de uma bomba de vácuo rotatória da marca *Edwards* modelo RV3 com capacidade de bombeamento de 4,5 m³/h, um vacuômetro e duas interfaces de acrílico, desenvolvidas e confeccionadas neste laboratório, uma onde são conectadas as estacas e outra entre a bomba de vácuo e a interface das estacas, que é preenchida com manta acrílica e pedras para evitar a penetração de umidade na bomba de vácuo durante a instalação. O esquema da instalação é apresentado na Figura 3.36.

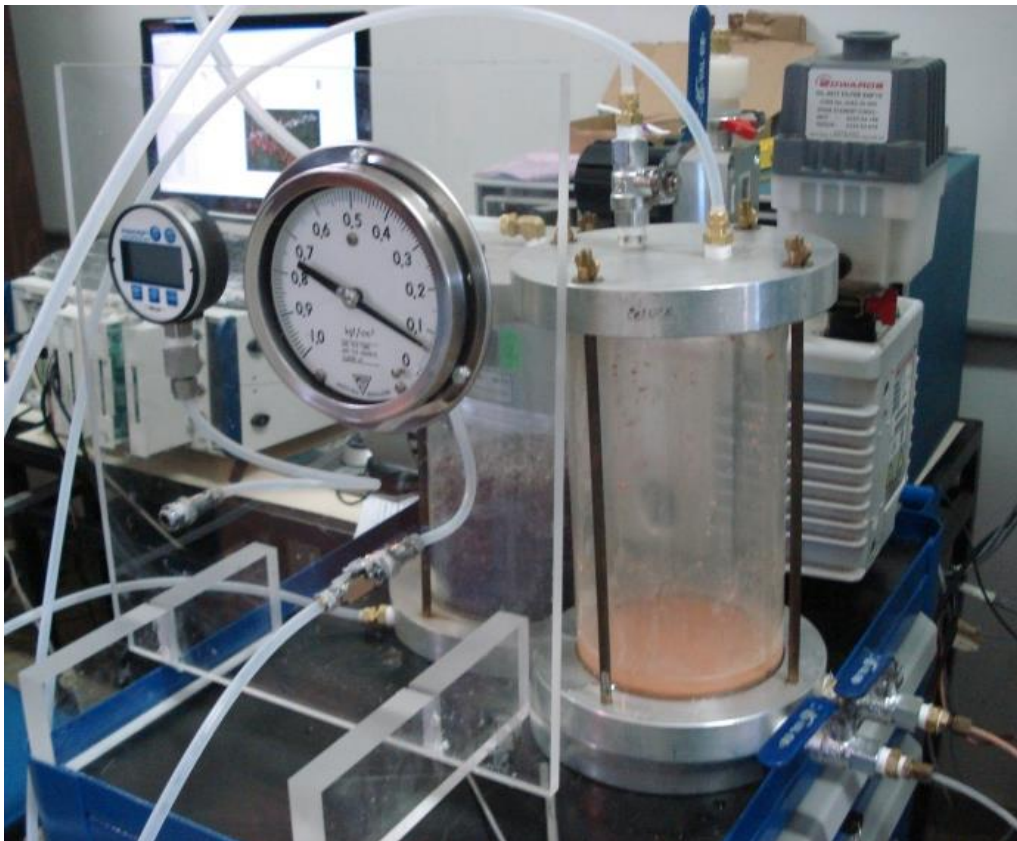


Figura 3.35– Aparato do sistema de aplicação da sucção.

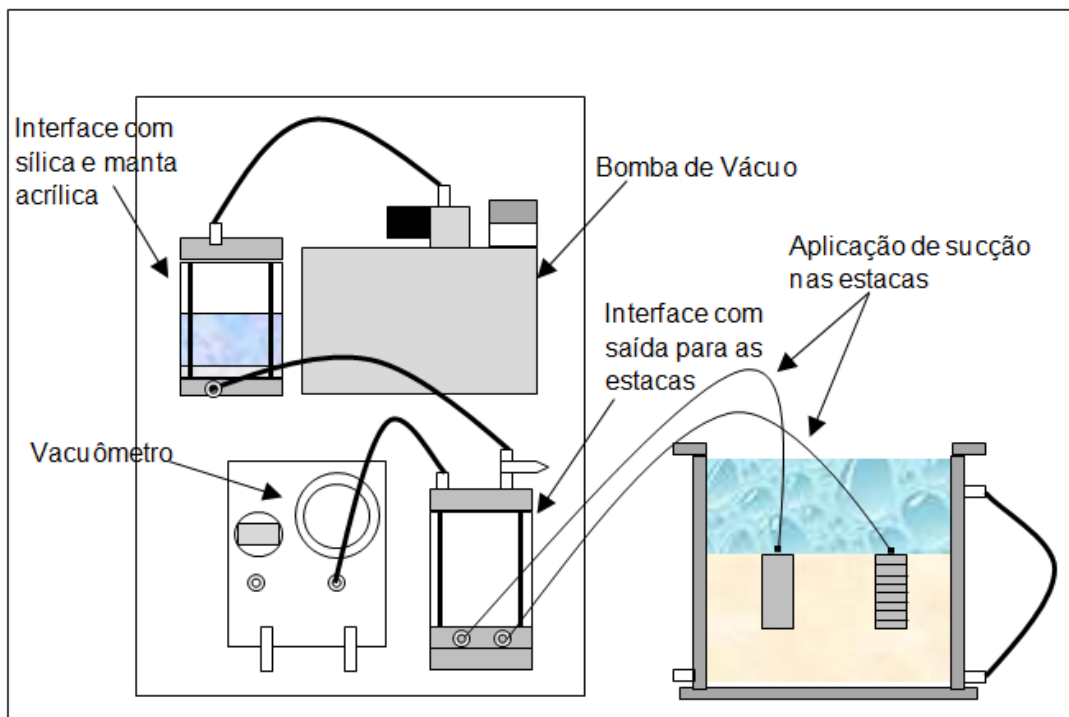


Figura 3.36– Esquema gráfico do sistema de aplicação da sucção.

3.4.3 Sistema de Arrancamento

3.4.3.1 Quatro estacas

Para os ensaios foi montado um aparato que permitiu a realização dos ensaios de arrancamento das estacas na centrífuga geotécnica com aceleração gravitacional de 50 g. O sistema de arrancamento é composto de um atuador hidráulico, quatro células de carga (uma para cada estaca), uma base de alumínio desenvolvida e confeccionada neste laboratório utilizada para o arrancamento simultâneo das estacas, uma régua potenciométrica e uma viga de alumínio, utilizada para colocar o atuador na posição do ensaio. Esta viga é presa diretamente na caixa cilíndrica.

Neste ensaio é determinada a força de arrancamento em função do deslocamento das estacas. Na Figura 3.37 é apresentada a base utilizada para o arrancamento das quatro estacas simultaneamente. Nesta base são conectadas as peças de latão onde são posicionadas as células de carga e os adaptadores onde são presos os fios de aço vindo das estacas. Em cada extremidade existe uma passagem com folga para poder ser feito um melhor ajuste da estaca, e assim, evitar a excentricidade durante o arrancamento. O esquema do ensaio de arrancamento é detalhado na Figura 3.38.

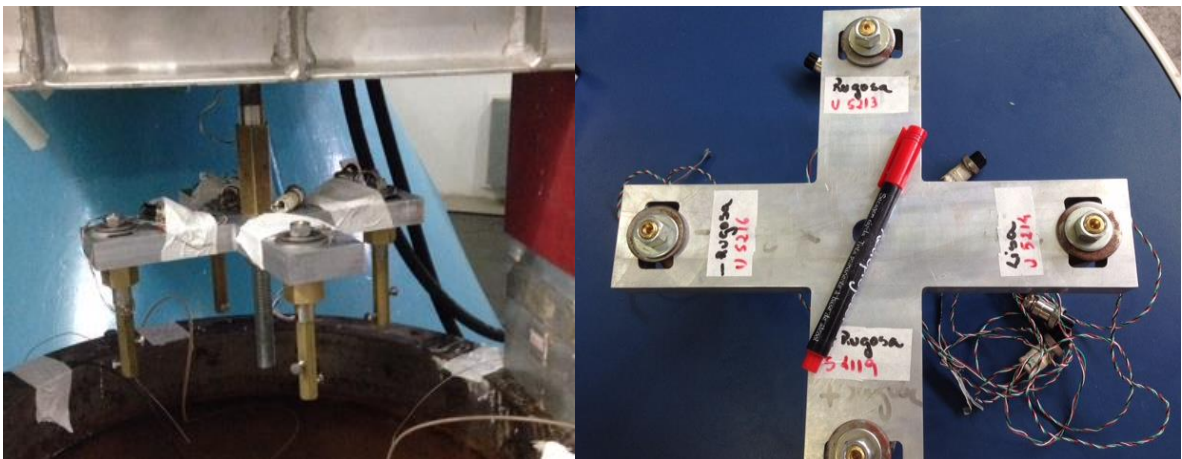


Figura 3.37– Aparato do sistema de arrancamento.

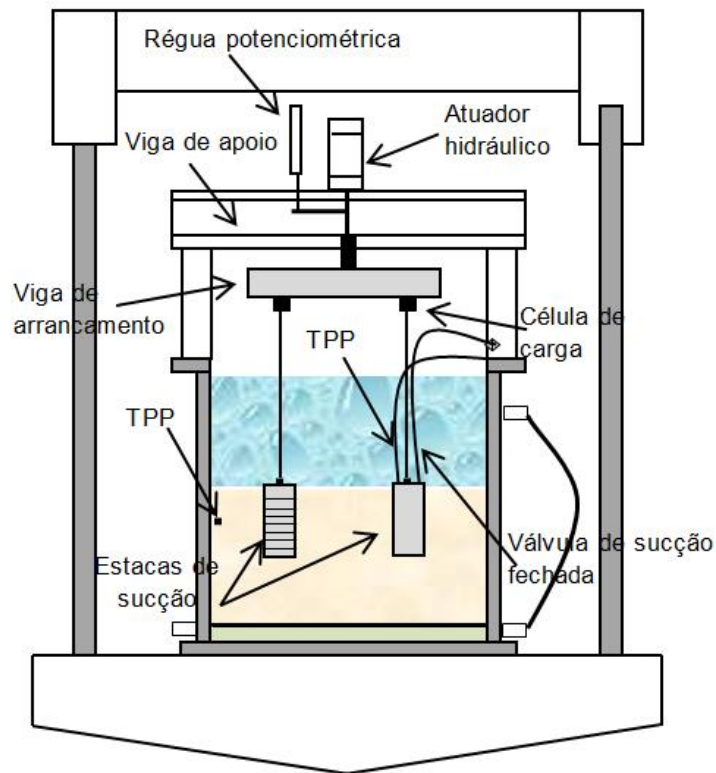


Figura 3.38– Detalhamento do sistema de arrancamento das estacas.

3.4.3.2 Duas estacas

Para os ensaios do arrancamento de duas estacas simultaneamente a 40 g foi utilizado o mesmo adaptador da pesquisa de mestrado (Melo, 2010). Este adaptador consiste de uma barra de alumínio com dois orifícios onde são conectadas as células de carga. A viga é presa diretamente no pistão do atuador hidráulico conforme é apresentado na Figura 3.39. O arrancamento das estacas é realizado a uma velocidade constante de 2,6 mm/s.

Após atingir a aceleração inercial equivalente à gravidade desejada, o pistão do atuador hidráulico era completamente recolhido e o modelo era deslocado com uma velocidade que assegurasse a equivalência com as condições não-drenadas do protótipo através da velocidade normalizada V (House et al. 2001):

$$V = \frac{v \cdot d}{c_v} > 10$$

3.2

onde:

v - velocidade de arrancamento

d – diâmetro

c_v - coeficiente de adensamento do solo

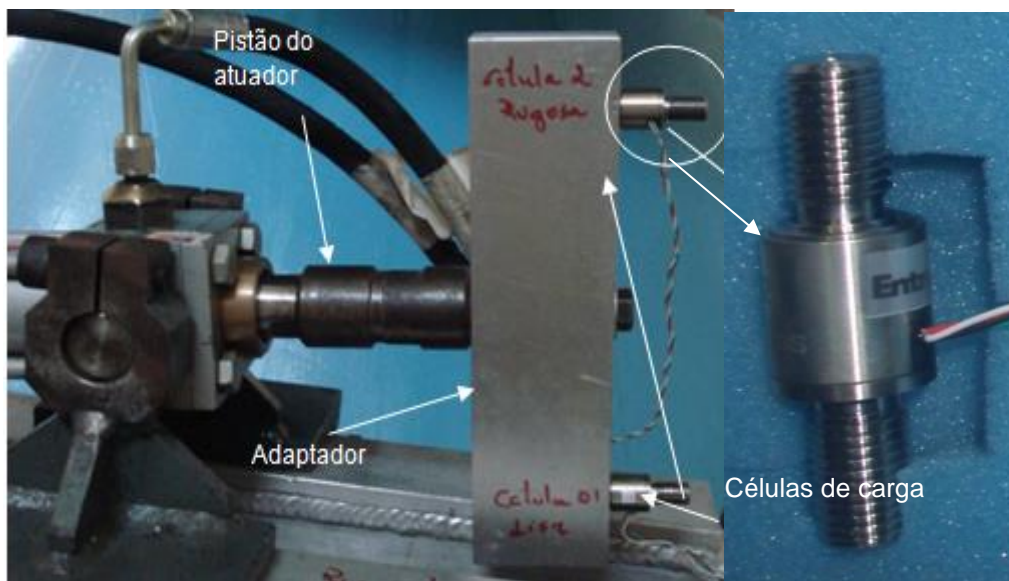


Figura 3.39– Detalhamento do sistema de arrancamento de duas estacas.

A Figura 3.40 apresenta o diagrama da cadeia dos dispositivos que compõe o sistema de atuação da centrífuga geotécnica da UENF durante o ensaio de arrancamento das estacas.

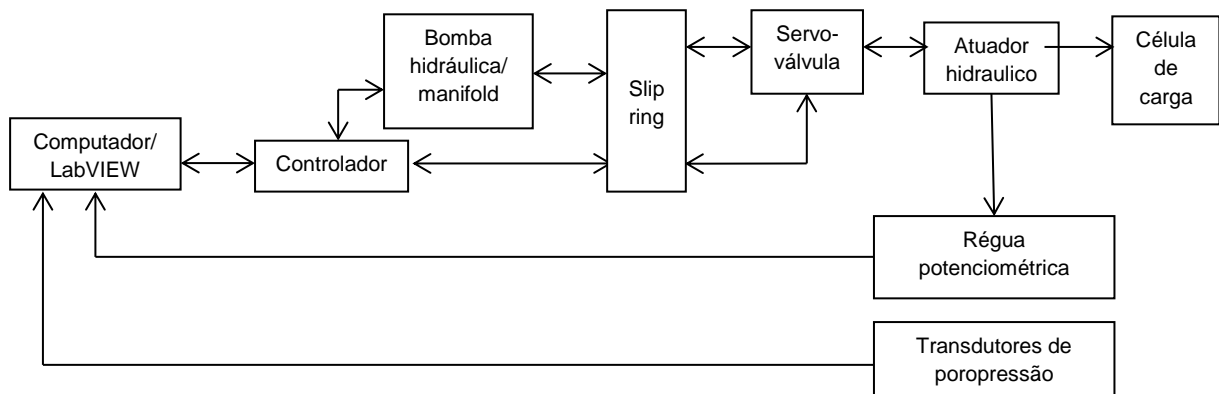


Figura 3.40 – Diagrama da cadeia de dispositivos do sistema de atuação da centrífuga

CAPITULO 4 – PROJETO DAS ESTACAS DE SUCÇÃO

4.1. Introdução

Neste capítulo são apresentados os projetos das estacas, assim como a relação com o protótipo. Foi considerado um fator de redução geométrico de 40 vezes devido a limitações da caixa de testes onde foram realizados os ensaios na centrífuga geotécnica.

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto também são apresentados. Os ensaios foram realizados com quatro placas distintas para simular a rugosidade da parede da estaca.

4.2. Projeto das estacas

Os ensaios de arrancamento foram realizados utilizando quatro modelos de estacas de sucção. As estacas confeccionadas em alumínio para os ensaios foram modeladas na escala 1:40. Esta escala foi escolhida devido às limitações das dimensões da caixa de teste. Esta foi projetada para ser utilizada até 60 g e por segurança utilizou-se 40 g. As estacas têm 145 mm de comprimento e 40 mm de diâmetro externo. Estas dimensões fornecem uma relação de aspecto (L/D) de 3,6. A espessura da parede da estaca é de 2 mm, apresentando um índice de esbeltez (L/t) de 72,5 (Figura 4.1). Estas dimensões foram limitadas devido as dimensões da caixa de testes.

A variação da relação de aspecto nas estacas de sucção era, no início da sua utilização, de 1 a 2, mas atualmente esta relação pode chegar até 10. Esta relação deve respeitar as condições do solo e a capacidade de penetração das estacas. Para solos moles, a relação de aspecto utilizada pode ser alta, desde que o peso desta forneça uma maior penetração, e que o solo suporte o mecanismo de ruptura durante a instalação, (Tjelta, 2001).

As estacas foram confeccionadas no torno do laboratório da centrífuga da UENF, como é mostrado na Figura 4.2. A variação do espaçamento dos dentes da parede externa das estacas é a mesma apresentada nas placas dos ensaios de cisalhamento direto (item 3.2.5). Esta rugosidade na superfície foi



Figura 4.1- Estaca lisa utilizada nos ensaios.

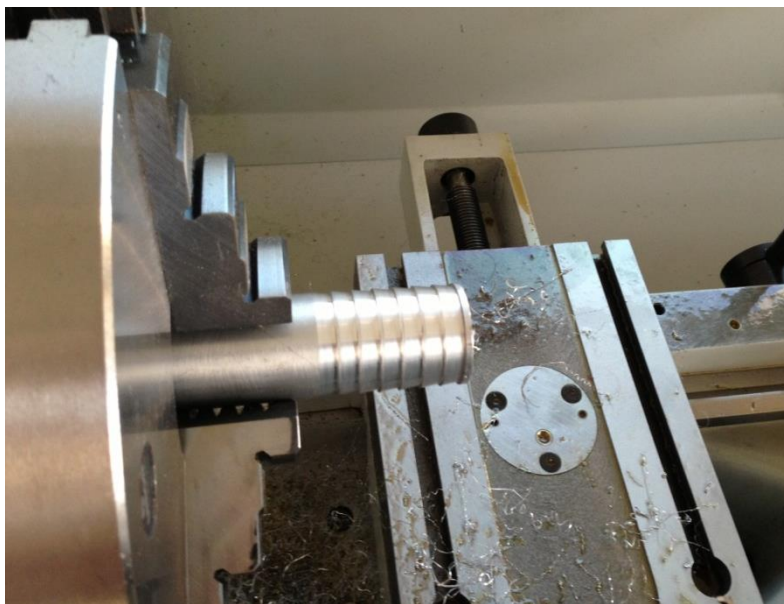


Figura 4.2- Confeção dos dentes na estaca com menor espaçamento entre as rugosidades.

imposta com o intuito de comparar a força de resistência ao arrancamento estático entre as estacas, já que uma das componentes da força de arrancamento está relacionada ao atrito lateral gerado durante o arrancamento da mesma. Os dentes das estacas possuem o mesmo comprimento (7,5 mm) e a mesma profundidade (1 mm). As estacas com perfil de rugosidade imposta são apresentadas na Figura 4.3 e 4.4.

As estacas são classificadas em função do espaçamento da rugosidade ficando a nomenclatura em: mais rugosa (a), rugosa (b) e menos rugosa (c).

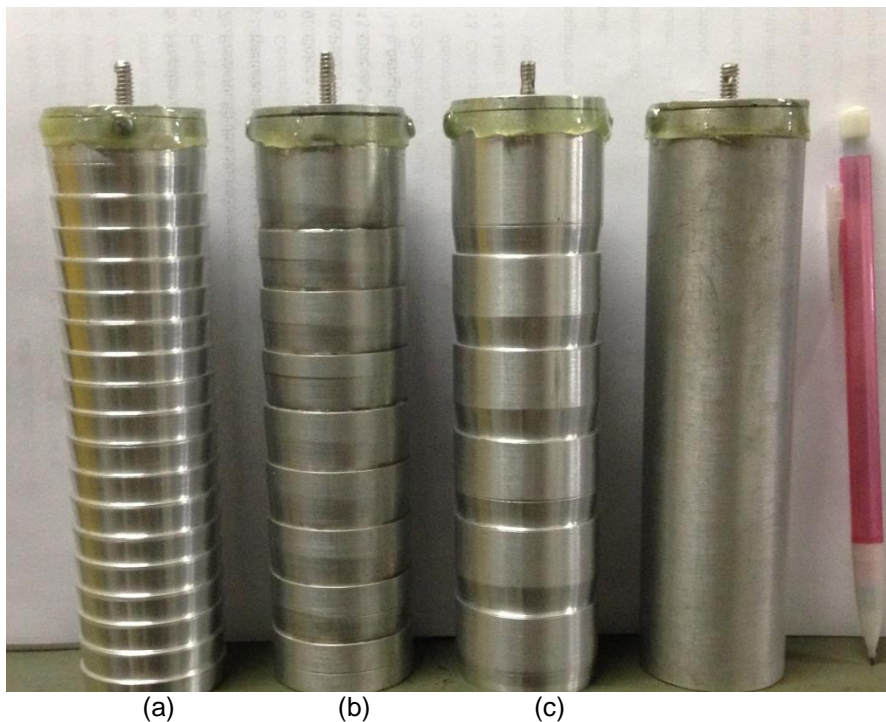


Figura 4.3- Estacas utilizadas nos ensaios de arrancamento.

No topo da estaca é posicionado o transdutor de poropressão e a ventilação. O orifício da ventilação é utilizado durante a inserção por peso próprio (aberto) e para aplicação de vácuo durante a inserção por sucção (fechado).

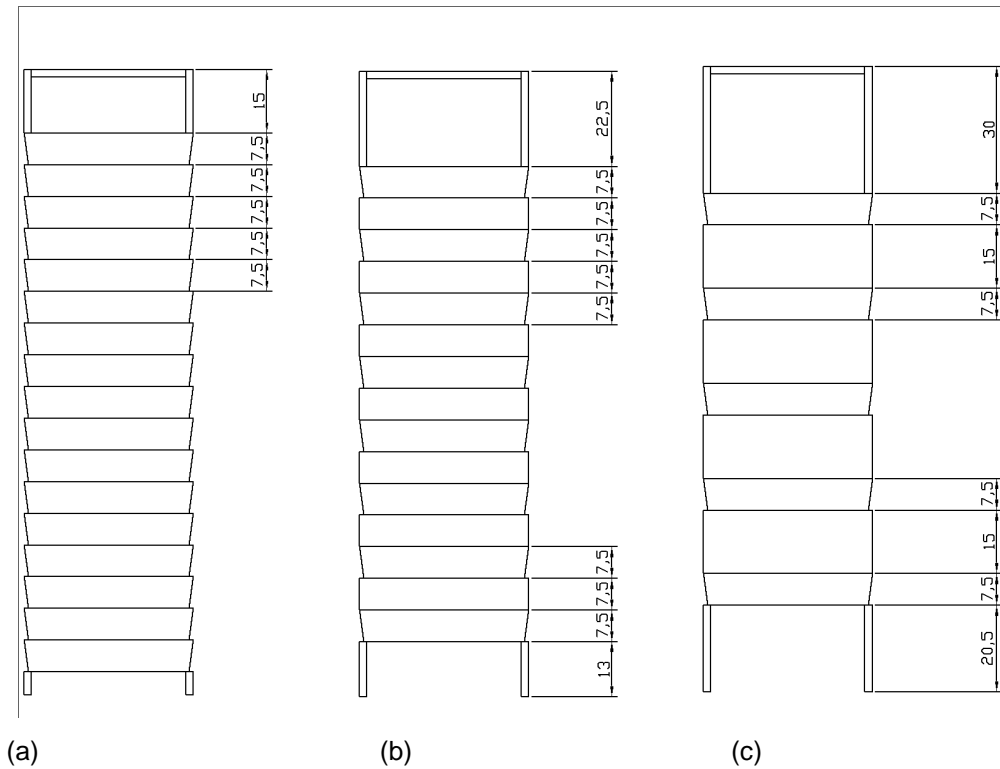


Figura 4.4- Esquema das estacas utilizadas nos ensaios de arrancamento.

No topo da estaca também se encontra o ponto de amarração do cabo de aço (olhal), este fará a ligação com a célula de carga no adaptador do arrancamento (item 3.3.3.1 e item 3.3.3.2). Este ponto é o mesmo utilizado durante a inserção para conectar a haste vertical. Esta haste é utilizada para manter a verticalidade da estaca. A disposição desses pontos é apresentada na Figura 4.5.

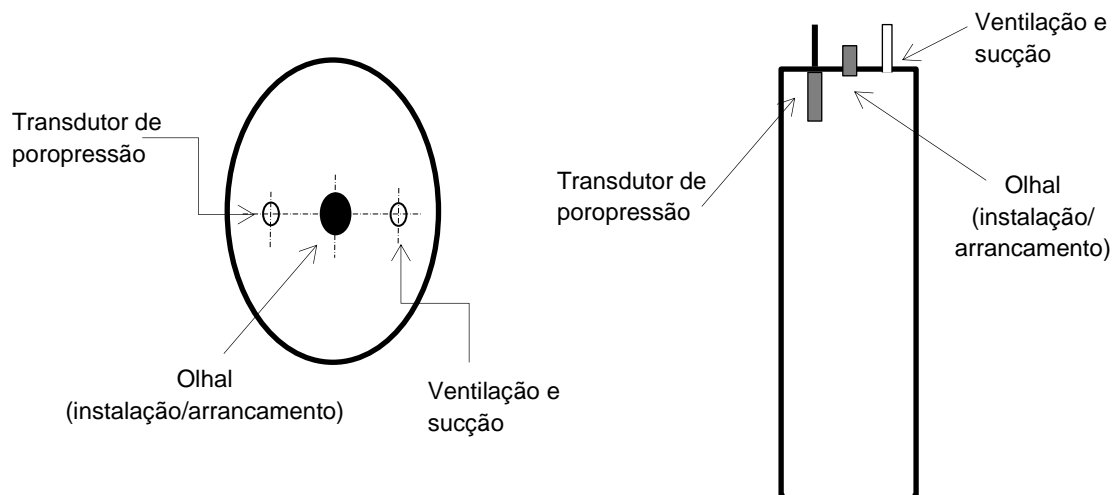


Figura 4.5- Diagrama do topo e seção transversal da estaca.

4.3. Protótipo

Como a escala da modelagem centrífuga utilizada nos ensaios analisados foi de 1/40, como explicado no item anterior, esta também foi utilizada como fator de redução da escala geométrica das estacas.

As dimensões do protótipo com relação às estacas são apresentadas na Tabela 4.1. Como mencionado anteriormente, as dimensões do modelo foram limitadas pelas dimensões da caixa de testes e a escala de redução devido à segurança da mesma.

Tabela 4.1 – Relação entre a estaca e o protótipo

Dimensão	Modelo	Protótipo
Altura (L)	145,0 mm	5,80 m
Diâmetro (D)	40,0 mm	1,60 m
Espessura (t)	2,0 mm	0,08m
Profundidade da rugosidade	1,0 mm	0,04 m
Comprimento da rugosidade	7,5 mm	0,30 m

4.4. Ensaio de cisalhamento direto

As envoltórias de resistência das interfaces descritas no item 3.2.5, foram obtidas através de três ensaios com tensões normais distintas (24,5 kPa, 49 kPa e 98 kPa) escolhidas a partir do nível de tensões durante o ensaio de arrancamento. É importante ressaltar que os valores de tensão normal e cisalhante utilizados para obtenção das envoltórias de resistência são os correspondentes à condição de ruptura.

Para avaliar a influência do perfil da rugosidade, foram comparados uma série de ensaios de cisalhamento direto. A Tabela 4.2 e Figura 4.6 apresentam uma comparação entre os resultados dos ensaios de cisalhamento direto convencional na

interface entre o solo e as diversas placas. Os resultados detalhado de cada ensaio é apresentado no Anexo 03.

Os corpos de prova do ensaio de cisalhamento de interface foram moldados utilizando a mistura com um teor de umidade próximo aos que são obtidos após o adensamento da lama. O procedimento de ensaio foi semelhante ao do ensaio de cisalhamento direto consistindo em deslocar a camada inferior do corpo de prova (placa) em relação à camada superior (solo), garantindo assim que a ruptura realmente ocorra na interface existente entre as camadas.

A velocidade do ensaio foi calculada a partir do coeficiente de adensamento da mistura para garantir uma condição drenada. A velocidade dos ensaios foi de 0,07 mm/min.

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto

Ensaio	Intercepto no eixo y kPa	Ângulo de atrito (ϕ')	Deslocamento (δ) mm	Tensões de cisalhamento máximo na ruptura		
				(τ_{1max})	(τ_{2max})	(τ_{3max})
Solo/solo	4,0	32,9	7,94	19,0	37,0	67,0
Solo/+rugosa	1,5	32,1	2,76	17,0	32,0	63,0
Solo/rugosa	5,0	28,5	2,44	18,0	32,0	58,0
Solo/-rugosa	2,3	26,2	2,10	12,6	26,0	50,6
Solo/lisa	4,4	24,5	1,73	15,8	26,4	49,2

Observando os resultados obtidos acima, percebe-se que a inclusão da placa provoca uma redução nos deslocamentos e uma diminuição na tensão cisalhante de ruptura, quando comparado com os resultados da interface solo-solo.

Como esperado, a placa com a rugosidade imposta de menor espaçamento apresentou um ângulo de atrito mais próximo do solo/solo, assim como as tensões de

ruptura. O ângulo de atrito apresenta uma tendência a diminuir à medida que se aumenta o contato entre placa e solo. Isto acontece na estaca com maior espaçamento entre as rugosidades.

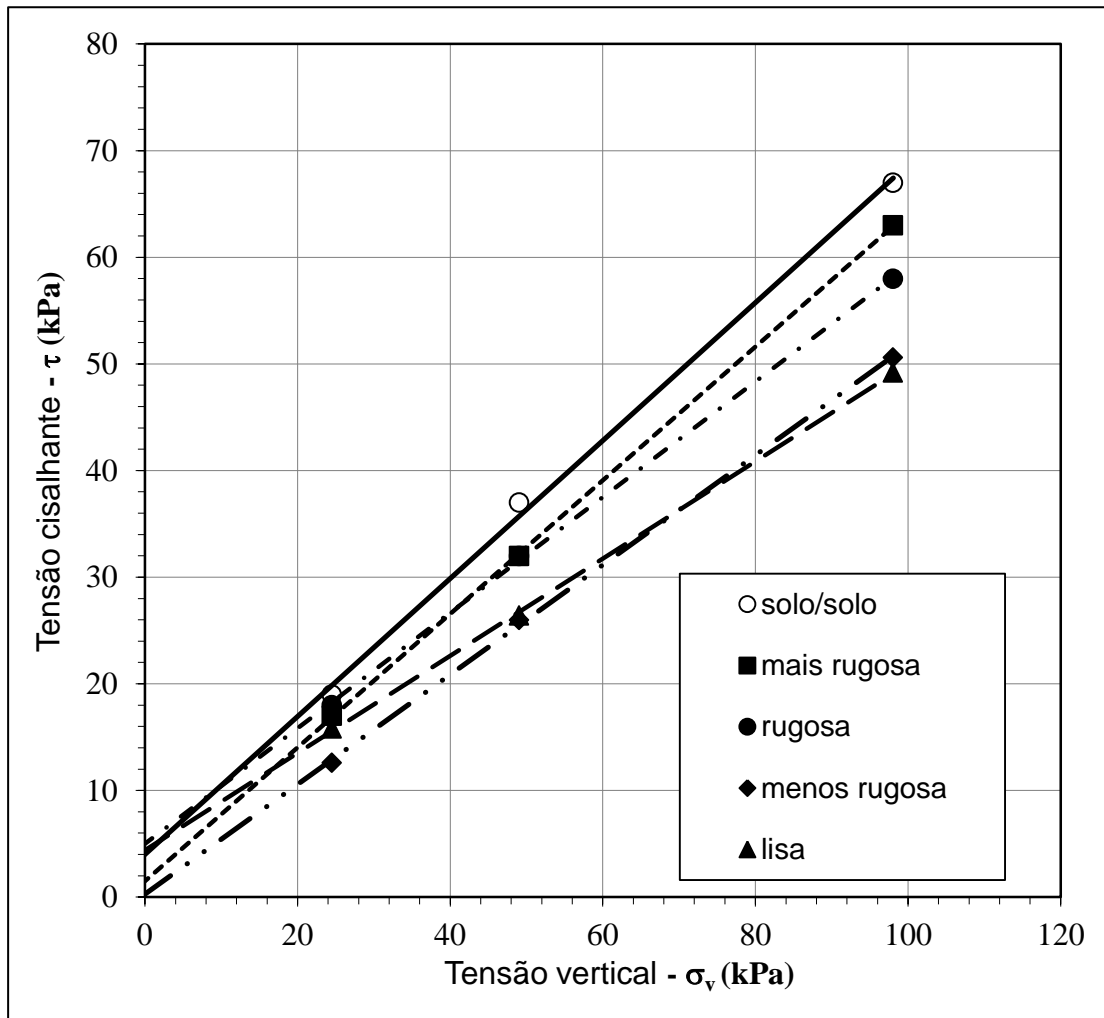


Figura 4.6- Envoltória de ruptura das interfaces solo-solo e solo-placas.

CAPÍTULO 5 – PREPARAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO MODELO FÍSICO

5.1 Introdução

Desenvolver metodologias experimentais é uma tarefa difícil, principalmente quando o projeto é de modelagem física em escala reduzida em que qualquer imperfeição pode gerar resultados totalmente diferentes daqueles esperados.

Neste capítulo é apresentado o estudo realizado com os materiais empregados para a preparação da mistura adequada a ser empregada e a sua caracterização geotécnica. Também é feita a descrição da preparação da lama utilizada nos ensaios executados.

Serão descritos os modelos preparados ao longo do desenvolvimento deste trabalho de pesquisa, assim como todos os resultados do adensamento, dos ensaios realizados para obtenção dos parâmetros e propriedades necessárias para análise dos resultados.

5.2 Estudo dos materiais para confecção da lama

A preparação do modelo físico foi iniciada com a mistura de dois tipos de materiais, são eles: Caulim Coating 90 - da Mineração de Caulim Monte Pascoal S.A. e Metacaulim HP Ultra - da Metacaulim do Brasil Indústria e Com. Ltda. A mistura desses materiais tem como objetivo preparar um modelo físico que se assemelhe a um solo mole, normalmente encontrado nos campos de exploração de petróleo no Brasil em águas profundas e ultra profundas. A proporção adotada foi de 60 % de metacaulim e 40% de caulim obtido em Melo, 2010.

Os dois materiais selecionados (Figura 5.1) foram caracterizados em laboratório, com ensaios específicos, estabelecidos na literatura corrente (Anexo 02). Esta caracterização consistiu de ensaios para determinação das propriedades físicas (distribuição granulométrica, Figura 5.2 e Tabela 5.1), determinação da densidade dos grãos, e determinação dos limites de consistência. Os procedimentos destes ensaios

seguiram a metodologia preconizada nas Normas Técnicas da ABNT (NBR-6457, NBR-6508, NBR-7181, NBR-6459 e NBR-7180).

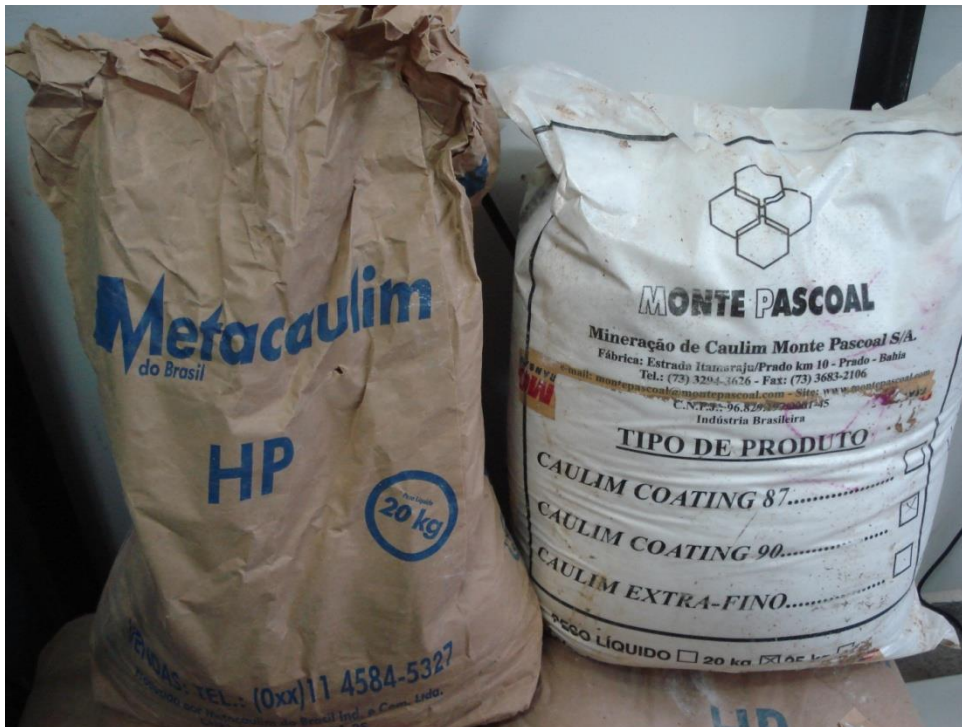


Figura 5.1 – Caulim e Metacaulim utilizado na mistura.

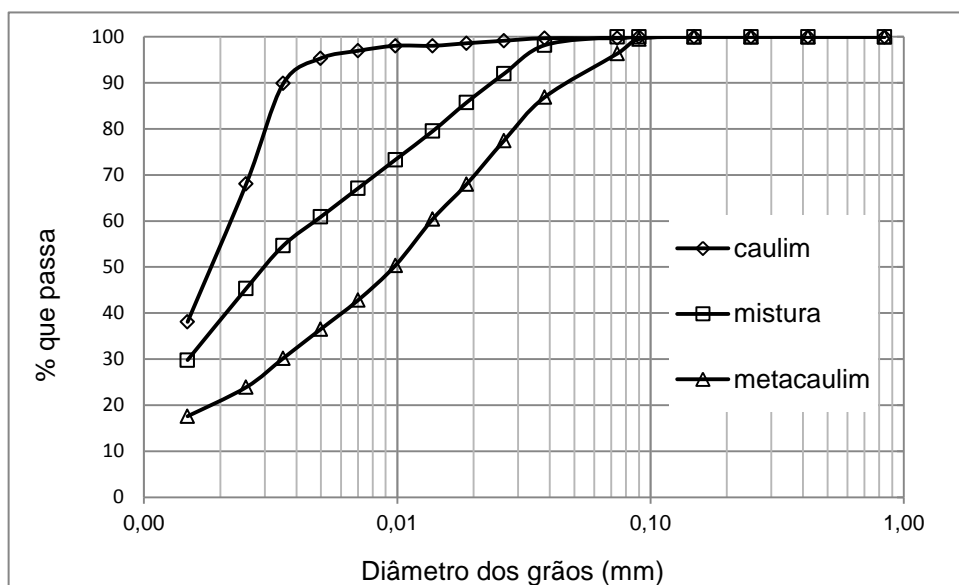


Figura 5.2 – curva granulométrica dos materiais.

Tabela 5.1 – Características Granulométricas dos materiais.

Material	Frações Granulométricas e Classificação Unificada								
	Pedregulho			Areia			Silte	Argila	Classificação (USCS)
	Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
Mistura	-	-	-	-	-	-	62,6	37,4	
Caulim	-	-	-	-	-	0,8	53,5	45,7	-
Metacaulim	-	-	-	-	-	2,6	76,9	20,5	-

Tabela 5.2 – Resultados da caracterização dos materiais.

Material	Limite de liquidez (%)	Limite de plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)	Densidade dos Grãos
Mistura	59,8	38,4	21,4	2,49
Caulim	69,9	38,8	31,1	2,34
Metacaulim	-	NP	NP	2,50

5.3 Preparação do solo

A preparação do solo utilizada foi a mesma adotada durante a pesquisa do mestrado (Melo, 2010), esta inicia com a pesagem dos dois materiais secos e da água. Os materiais secos são misturados antes de serem colocados na bateadeira para evitar que ocorra a formação de nódulos de material durante o processo de homogeneização (Figura 5.3).

A água utilizada no ensaio é destilada e deaerada através de um sistema desenvolvido na UENF, Brum Junior, 2009 (Figura 5.4). Este sistema é composto por

um destilador, pela bomba de vácuo e por uma caixa de acrílico de chempox com válvulas na tampa e no fundo.



Figura 5.3 – Mistura dos materiais.



Figura 5.4 – Aparato para preparação da água.

Após estar apropriada para o uso, ela é pesada na quantidade necessária para formar uma lama com um teor de umidade de 89,7% (uma vez e meia o limite de liquidez).

No início da preparação é colocada uma pequena quantidade da água na bateadeira para depois intercalar a colocação do solo e da água. Esta mistura fica na bateadeira por 60 minutos na velocidade de 45 rpm (Figura 3.6a), tornando-se homogênea.

Após esta etapa, a lama é transferida para a betoneira adaptada com uma tampa para aplicação de vácuo, apresentada no item 3.2.3. O tempo deste processo é de 60 minutos, para que a mistura fique totalmente saturada e deaerada.

Esta lama é colocada cuidadosamente na caixa de teste sobre a camada drenante com uma altura de 25 mm de água. (Figura 5.5).



Figura 5.5 – Colocação do solo.

A camada drenante foi preparada com a colocação de duas folhas de papel filtro no fundo da caixa, para impedir a passagem de partículas para as válvulas de drenagem e a colocação de uma camada entre 25 a 30 mm de areia e sobre esta outro papel filtro. A camada drenante foi saturada com água destilada e deaerada deixando uma pequena camada de água sobre esta para o início da colocação do solo. Após a

preparação da camada drenante, a lama foi colocada em pequenas porções na caixa teste.

Foi realizada a pesagem de todos os materiais que formam a camada drenante, os materiais da mistura e a caixa de teste antes e depois da colocação do solo. Esses valores são descritos nos relatórios de cada ensaio. Estes são apresentados no Anexo 04.

5.4 Adensamento do solo

Um extrato de argila normalmente adensada tem a resistência ao cisalhamento não drenado crescente com a profundidade. Este poderia ser reproduzido facilmente em laboratório com a utilização da centrífuga geotécnica. Mas o adensamento deste tipo de solo na centrífuga pode levar muitos dias para ser alcançado, devido a esse longo tempo, muitos problemas operacionais podem ocorrer pelo uso contínuo da centrífuga. Por causa desses problemas, o adensamento em 1g pode ser utilizado para acelerar o adensamento do solo em vôo. Para definir o tipo de adensamento mais apropriado para ser utilizados nos solos a 1 g foram realizados alguns testes. Este estudo preliminar sugeriu que a técnica mais adequada seria a de fluxo por aplicação de sucção na base.

Este método é utilizado gerando um fluxo através da aplicação de uma pressão de água negativa na base da amostra, enquanto no topo da amostra é mantida uma pressão próxima à pressão atmosférica. Durante os ensaios preliminares para definir a metodologia do adensamento, as amostras apresentaram tendência a formarem caminhos de fluxo preferenciais no interior do material, quando era aplicado o terceiro incremento de pressão negativa, o que acabava rompendo parte da amostra e impedindo a continuidade do adensamento do material. Esse problema somente foi solucionado com a aplicação de uma pequena sobrecarga (3,5 kPa) na superfície do material, a qual impedia a abertura dos caminhos preferenciais.

Transdutores não foram colocados para monitorar a variação da poropressão durante o adensamento, pois poderiam favorecer o aparecimento de caminhos de fluxo. Estes foram colocados após o adensamento a 1g através da inserção de um tubo metálico perfurado que garantia o seu posicionamento o mais próximo possível da altura média da estaca depois de cravada. Eles eram instalados próximos a parede da caixa de testes.

Os solos modelados foram preparados a partir de uma lama com teor de umidade inicial de 90%, que corresponde a uma vez e meia o limite de liquidez da mistura.

O processo de adensamento é iniciado com a sedimentação da amostra durante 48 horas. A partir deste tempo inicia-se a colocação do sobrepeso, a partir de uma placa de acrílico perfurada. Os incrementos do sobrepeso são: 10 kg, 20 kg, 40 kg e 60 kg. O peso total fornece uma tensão de 3,5 kPa no topo da amostra. Cada etapa tinha a duração de 24 horas. A partir do último estágio de sobrecarga, inicia-se a aplicação da sucção na base. As etapas são: 0-30 kPa, 30-60 kPa e 60-95 kPa. As duas primeiras etapas têm duração de 24 horas e a última etapa é encerrada com a estabilização do adensamento. Em todos os modelos o tempo do último estágio foi de 48 horas.

Os recalques adquiridos pelo transdutor potenciométrico durante o adensamento a 1 g nos modelos são apresentados na Figura 5.6 e onde foram marcadas, por faixas verticais, as etapas de aumento da carga e da pressão negativa.

Com a colocação do modelo na centrífuga para o ensaio do mini penetrômetro T-bar, o processo de adensamento em vôo era iniciado e o ensaio só era iniciado após chegar ao percentual de 90% de dissipação da poropressão gerada com o aumento do nível de tensões. Essa dissipação era monitorada pelos transdutores posicionados no solo.

Este procedimento também era adotado antes do ensaio de arrancamento, as estacas só eram arrancadas do solo após a porcentagem de adensamento chegar a 90%.

O recalque ocorrido durante o vôo não foi medido devido a problemas com o posicionamento do transdutor durante o vôo em todos os ensaios.

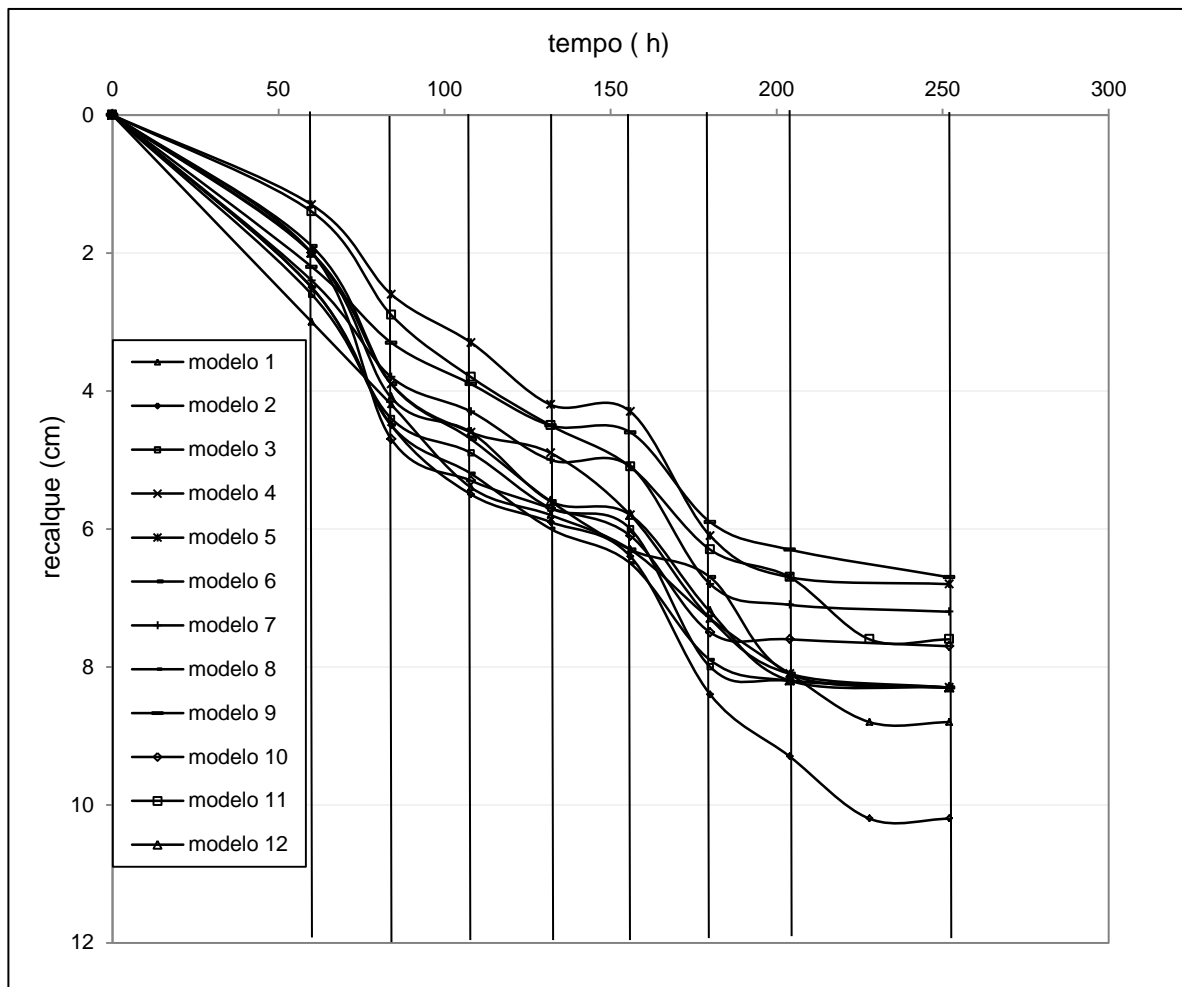


Figura 5.6- Curvas tempo-recalque durante o adensamento a 1g.

5.5 Resistência ao cisalhamento não drenado

5.5.1 Teste penetrômetro T-bar

O perfil da resistência ao cisalhamento não drenado de cada modelo de solo foi medido usando o teste do penetrômetro T-bar (item 3.2.6) em vô com aceleração centrífuga de 40 e 50g. A velocidade de cravação do penetrômetro para manter a condição não drenada foi determinada usando a Equação 5.1 (Randolph e Houlsby, 1994), resultando em uma velocidade normalizada de $V = 236$.

$$V = \frac{vd}{c_h} \quad (5.1)$$

onde:

$V > 30$ para condição não drenada

v – velocidade de penetração

d – diâmetro do penetrômetro

c_h – coeficiente de adensamento horizontal.

Nesta pesquisa, a velocidade de cravação do penetrômetro foi de 16 mm/s.

A resistência ao cisalhamento não drenado é calculada utilizando a equação da capacidade de carga a seguir:

$$S_u = \frac{F}{N_c \cdot A} \quad (5.2)$$

onde:

F é a força atuante no cilindro;

A é a área longitudinal da barra cilíndrica;

N_b é o fator capacidade de carga.

Como descrito no item 3.2.6, o valor do fator capacidade de carga utilizado nesta pesquisa para determinar a resistência do solo é 10,5 e a área longitudinal do cilindro é $1,96 \times 10^{-4} \text{ m}^2$.

O valor da resistência residual do modelo é considerado a partir do valor da força de arrancamento do T-bar do solo.

A sensibilidade do solo é dada a partir da razão entre a resistência residual e a inicial. Os perfis da resistência dos modelos de solo são apresentados nas Figuras 5.7 e 5.8.

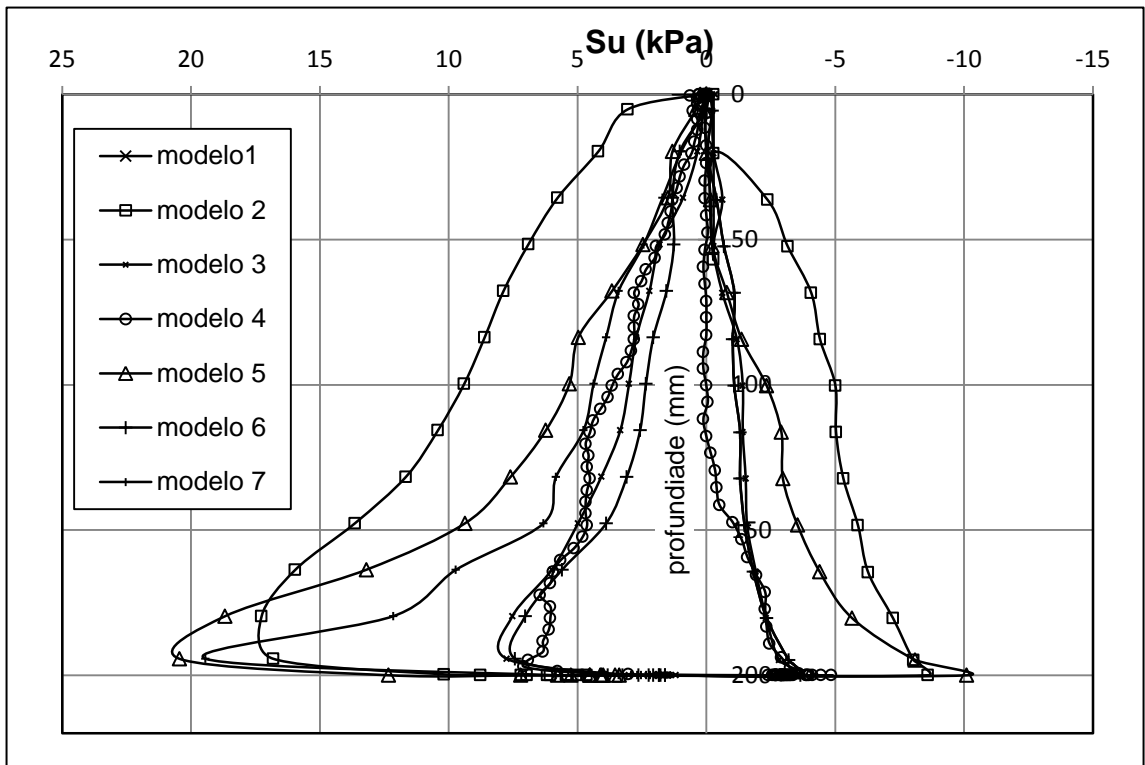


Figura 5.7- Perfil da resistência ao cisalhamento dos modelos a 50 g.

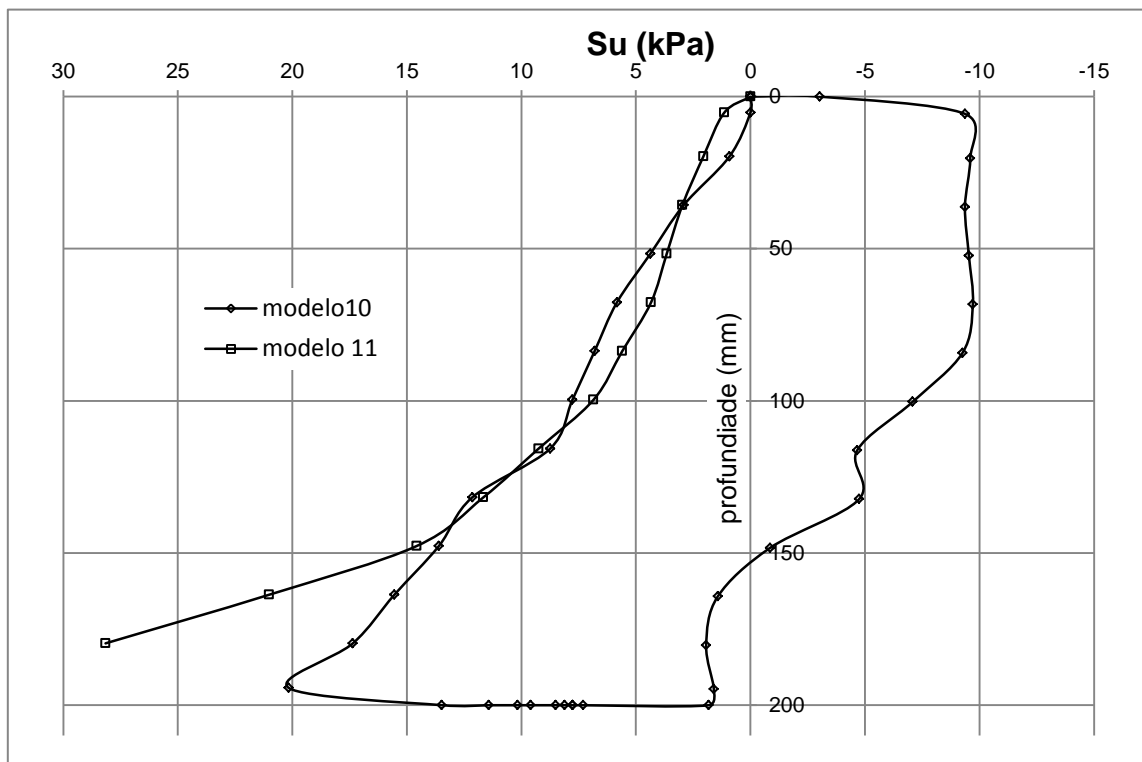


Figura 5.8- Perfil da resistência ao cisalhamento dos modelos a 40 g.

5.6 Caracterização do solo após o ensaio de arrancamento

Após a realização dos ensaios de arrancamento das estacas na centrífuga, foi realizada a caracterização dos modelos de solo, de acordo com a Tabela 5.3. Como pode ser visto, em alguns modelos não foram realizados alguns ensaios devido à baixa consistência do solo ou problemas na retiradas das amostras.

O primeiro passo foi realizar a cravação dos tubos para retirada das amostras para o ensaio de compressão triaxial UU e para o ensaio de adensamento unidimensional. Na Figura 5.9 é mostrado o posicionamento das cravações no modelo 4. A localização dos corpos de prova foi escolhido de acordo com o posicionamento das estacas e do ensaio de Tbar em vôo.

Tabela 5.3 – Ensaios de caracterização realizados em cada modelo de solo

Modelo	Torvane	Adensamento unidimensional	Compressão triaxial UU
01	x	x	4
02	x	x	4
03	x	x	-
04	x	x	-
05	x	x	2
06	-	x	-
07	x	x	1
08	x	x	1
09	x	x	1
10	x	x	1
11	x	x	1
12	x	x	1

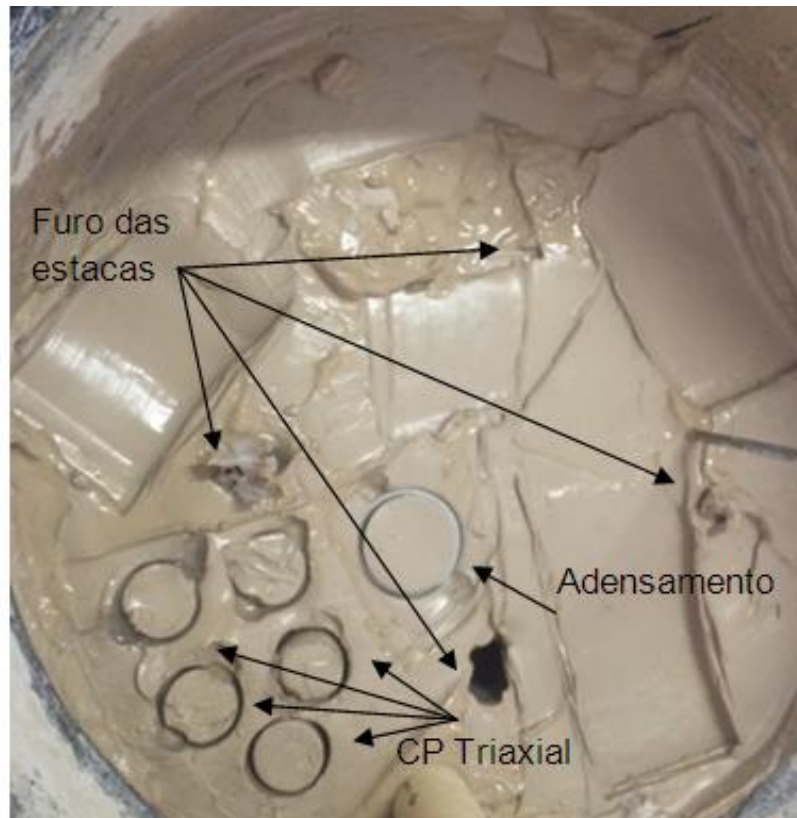


Figura 5.9- Posicionamento dos corpos de prova em um dos modelos de solo.

As amostras utilizadas nos ensaios triaxiais e de adensamento foram extraídas de forma que sua altura média estivesse na profundidade 75 mm da superfície do solo, pois nesta profundidade corresponde à profundidade média das estacas após a instalação.

Esses ensaios foram realizados para que fosse feita a caracterização do modelo de solo e com isso, a obtenção dos parâmetros necessários para fazer a modelagem analítica e numérica.

5.6.1 Teste mini Vane de bolso (Torvane)

Mesmo sabendo que o nível de tensões a 1g não é o mesmo durante o vôo, foi realizado o teste de Torvane para poder traçar o perfil da resistência ao cisalhamento não drenado. O teste foi realizado em várias profundidades, com a retirada de amostras para poder traçar o perfil vertical de umidade do modelo. A palheta maior é utilizada, devido às características do solo modelado ser muito próximo ao de uma argila mole.

A realização do teste é apresentada na Figura 5.10 e os perfis da resistência ao cisalhamento não drenado dos modelos e das umidades são apresentados nas Figuras 5.11 e 5.12.



Figura 5.10- Realização do ensaio Torvane após o ensaio de arrancamento.

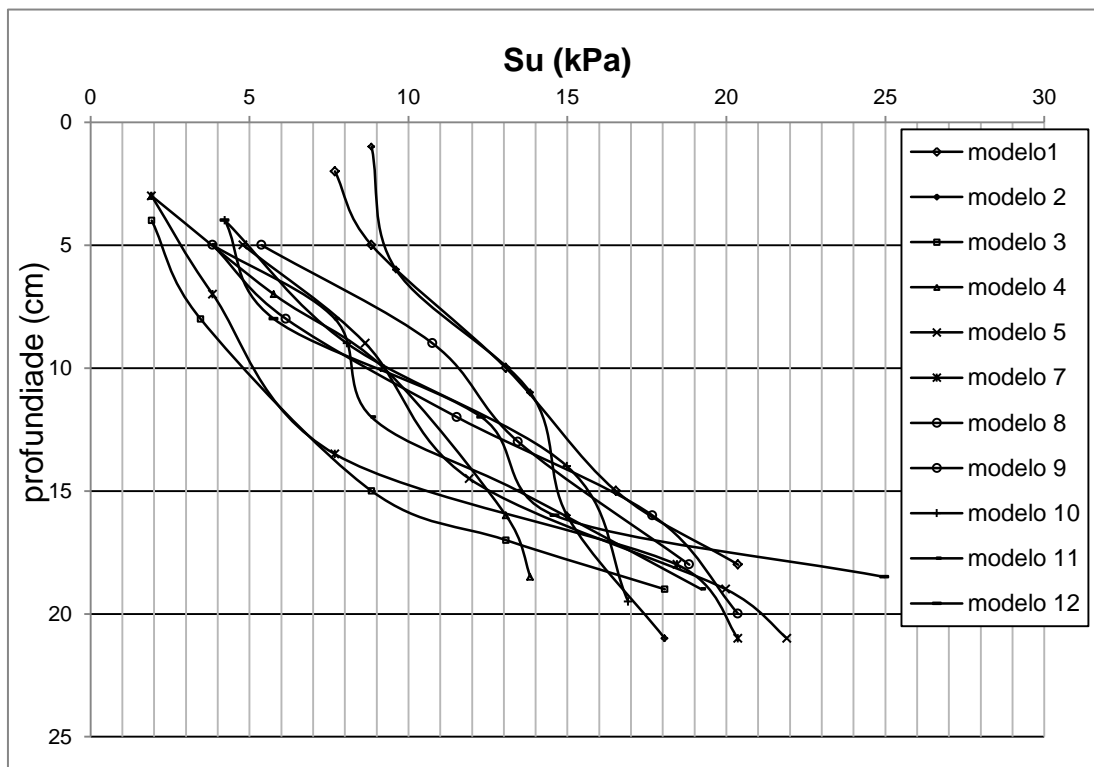


Figura 5.11- Perfil da resistência ao cisalhamento dos modelos a partir do ensaio Torvane de bolso a 1 g.

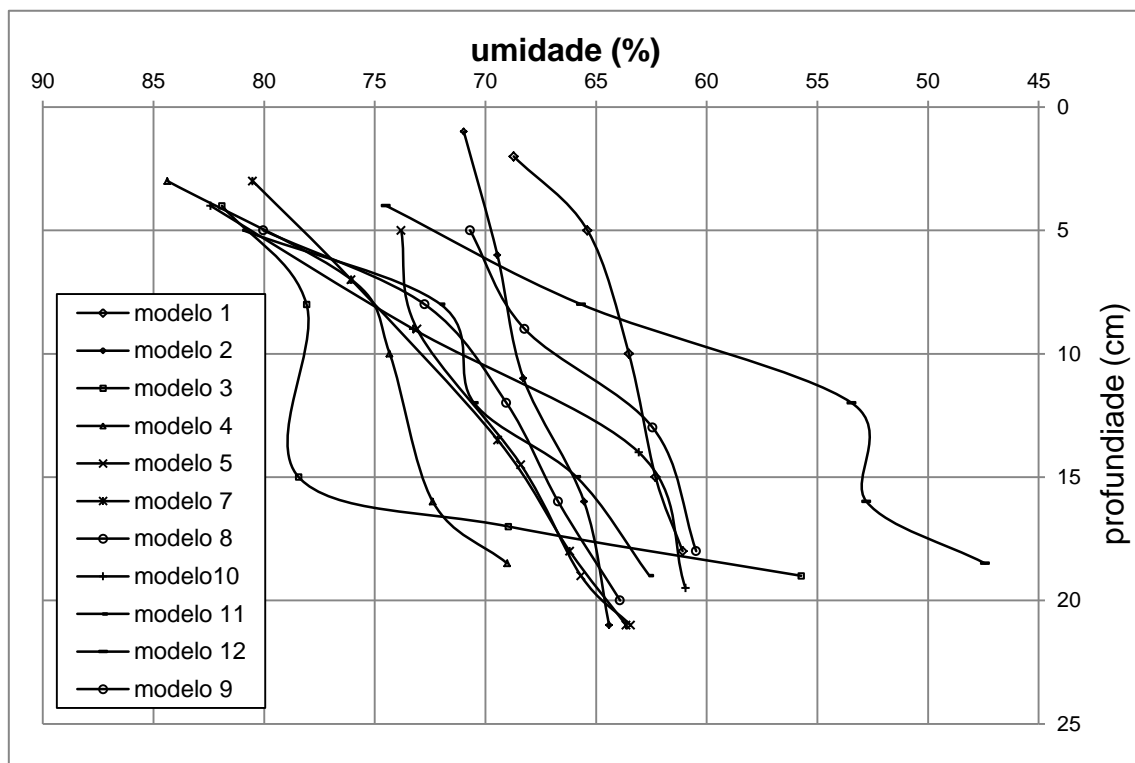


Figura 5.12- Variação da umidade com a profundidade dos modelos.

O perfil da umidade tende a diminuir com a profundidade em função do aumento da resistência nas camadas inferiores do solo.

5.6.2 Ensaio de adensamento unidimensional

Um ensaio de adensamento unidimensional foi realizado para cada modelo de solo, com amostra que possuía 19,1 mm de altura e 49,9 mm de diâmetro. O equipamento utilizado foi apresentado no item 3.2.8, onde foi possível determinar a tensão efetiva de pré-adensamento de cada modelo na profundidade média da estaca.

O carregamento axial da amostra era composto por um total de doze estágios, iniciando-se com uma tensão vertical de 1,52 kPa, dobrando-se seu valor até atingir a tensão vertical final de 392,34 kPa. O descarregamento era feito até atingir a tensão de 6,13 kPa. O monitoramento dos deslocamentos verticais ao longo do tempo era feito através de relógios comparadores mecânicos com resolução de 0,01 mm.

Empregando o método desenvolvido por Casagrande para determinação da tensão efetiva de pré-adensamento chegou-se aos valores apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Resultados do ensaio de adensamento unidimensional

Modelo	C_v (cm²/s)	P'_c (kPa)	e
01	$5,44 \times 10^{-3}$	30	1,72
02	$1,13 \times 10^{-2}$	26	1,71
03	$1,03 \times 10^{-2}$	18	1,68
04	$9,92 \times 10^{-3}$	13	1,70
05	$1,10 \times 10^{-2}$	9	1,68
06	$1,17 \times 10^{-2}$	10	1,54
07	$1,49 \times 10^{-2}$	11	1,84
08	$1,95 \times 10^{-3}$	30	1,92
09	$1,62 \times 10^{-2}$	42	1,85
10	$1,93 \times 10^{-3}$	36	1,84
11	$1,96 \times 10^{-3}$	30	1,91
12	$2,37 \times 10^{-3}$	40	1,89

5.6.3 Ensaio de compressão triaxial

Os ensaios foram realizados como mencionado anteriormente, do tipo UU (não consolidado e não drenado), com tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa, 200kPa e 400 kPa. Através dos valores registrados durante o ensaio triaxial UU definiu-se a resistência não drenada ao cisalhamento (S_u) dos modelos. Os valores obtidos nos ensaios das amostras são apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Resistência ao cisalhamento não drenado dos modelos

Modelo	Su (kPa)
01	14,0
02	12,3
03	-
04	-
05	8,2
06	10,1
07	7,4
08	11,8
09	12,1
10	11,2
11	9,8
12	9,1

5.6.4- Resultados da resistência ao cisalhamento não drenado do solo

Nas Tabelas 5.6 e 5.7 são apresentados os resultados da resistência ao cisalhamento não drenado obtido nos três tipos de ensaio, mini penetrômetro Tbar, torvane de bolso e compressão triaxial UU, na altura referente ao ponto médio da altura e na ponta da estaca.

Tabela 5.6 – Resistência ao cisalhamento não drenado na altura média.

Modelo	Tbar (kPa)	Torvane (kPa)	Compressão triaxial UU (kPa)
01	6,5	11,0	16,9
02	8,6	10,7	12,3
03	2,7	3,0	-
04	2,9	6,3	-
05	4,9	7,5	12,1
06	2,8	-	-
07	3,9	4,2	7,4
08	-	5,7	11,8
09	-	9,0	11,2
10	6,7	6,7	12,1
11	5,7	7,5	9,1
12	-	5,6	9,8

Os valores dos ensaios triaxiais se referem à altura entre 0,07 m a 0,15m de profundidade da amostra de solo.

Tabela 5.7 – Resistência ao cisalhamento não drenado na base da estaca.

Modelo	Tbar (kPa)	Torvane (kPa)
01	15,7	16,7
02	13,6	14,7
03	4,9	8,84
04	4,8	12,5
05	9,4	12,5
06	3,9	-
07	6,3	10,5
08	-	16,5
09	-	15,5
10	13,9	15,0
11	14,3	13,5
12	-	13,0

CAPITULO 6 – CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS DE SUCÇÃO

6.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de arrancamento das estacas de sucção. A proposta inicial foi de realizar os ensaios de arrancamento comparando as quatro estacas simultaneamente. Esta comparação permitiria avaliar o mecanismo de mobilização de resistência do fuste, já que a parcela do peso da estaca mais a bucha de solo formada no seu interior é obtida após o arrancamento e a parcela referente à resistência de ponta seria a mesma para todas as estacas. Devido aos problemas ocorridos nos primeiros ensaios, foi modificado o sistema de arrancamento. Este passou a ser realizado somente entre uma estaca lisa e uma rugosa. A aceleração gravitacional utilizada nos ensaios analisados foi de 40 g.

Os resultados de todos os ensaios serão apresentados no Anexo 05. Neste capítulo serão apresentados apenas os três que serão utilizados para avaliar a eficiência da rugosidade no aumento da força de arrancamento.

A modelagem analítica foi realizada a partir das propostas de duas agências regulamentadoras internacionais, API (*American Petroleum Institute*) e DNV (*Det Norske Veritas*).

6.2 Programa de ensaio

Os ensaios realizados nesta pesquisa são apresentados na Tabela 6.1, que resume as estacas utilizadas e as aquisições que foram obtidas em cada teste. A metodologia de cada etapa dos procedimentos de instalação e arrancamento já foram descritos no Capítulo 3, sendo a sequência de execução:

1. Instalação do transdutor de poropressão no solo – 1g;
2. Adensamento e dissipação da poropressão gerada pelo aumento da gravidade – 40g;
3. Ensaio do mini penetrômetro T-bar – 40g;
4. Instalação das estacas de sucção – 1g;
5. Adensamento e dissipação da poropressão gerada pelo aumento da gravidade – 40g;
6. Arrancamento das estacas – 40g.

Tabela 6.1 – Resumo dos ensaios de arrancamento

Ensaio	Número de estacas	Tipos de estacas
01	04	Lisa/mais rugosa/ rugosa/menos rugosa
02	04	Lisa/mais rugosa/ rugosa/menos rugosa
03	04	Lisa/mais rugosa/ rugosa/menos rugosa
04	02	Lisa/mais rugosa
05	02	Lisa/menos rugosa
06	02	Lisa /rugosa
07	02	Lisa/mais rugosa
08	02	Lisa/ menos rugosa
09	02	Lisa /rugosa
*10	02	Lisa/mais rugosa
*11	02	Lisa/menos rugosa
*12	02	Lisa /rugosa

* Ensaios analisados

Os ensaios de arrancamento foram realizados aproximadamente 20 horas depois da instalação das estacas por sucção, permitindo assim a dissipação da poropressão gerada no solo durante a instalação das estacas.

Conforme descrito anteriormente, antes de cada ensaio esperava-se a dissipação da poropressão gerada pelo aumento da gravidade, a porcentagem de adensamento obtida nos ensaios foi de 90%. Esta dissipação é apresentada nas Figuras 6.1, 6.2 e 6.3.

Em todos os ensaios as estacas de sucção estavam seladas, mantendo assim a sucção em seu interior e a bucha de solo no interior da estaca.

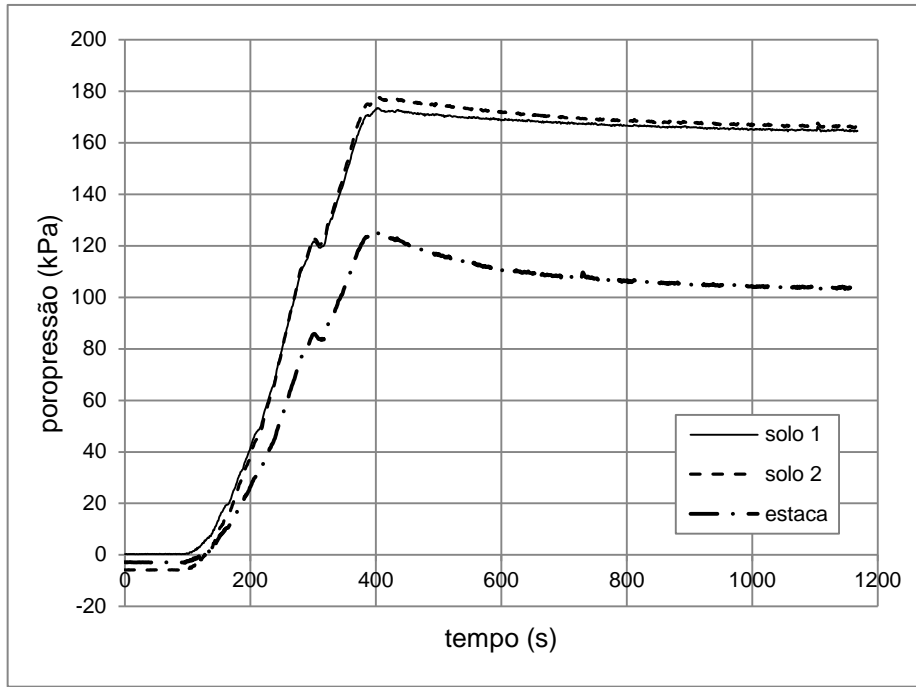


Figura 6.1 – Dissipação da poropressão do ensaio 10.

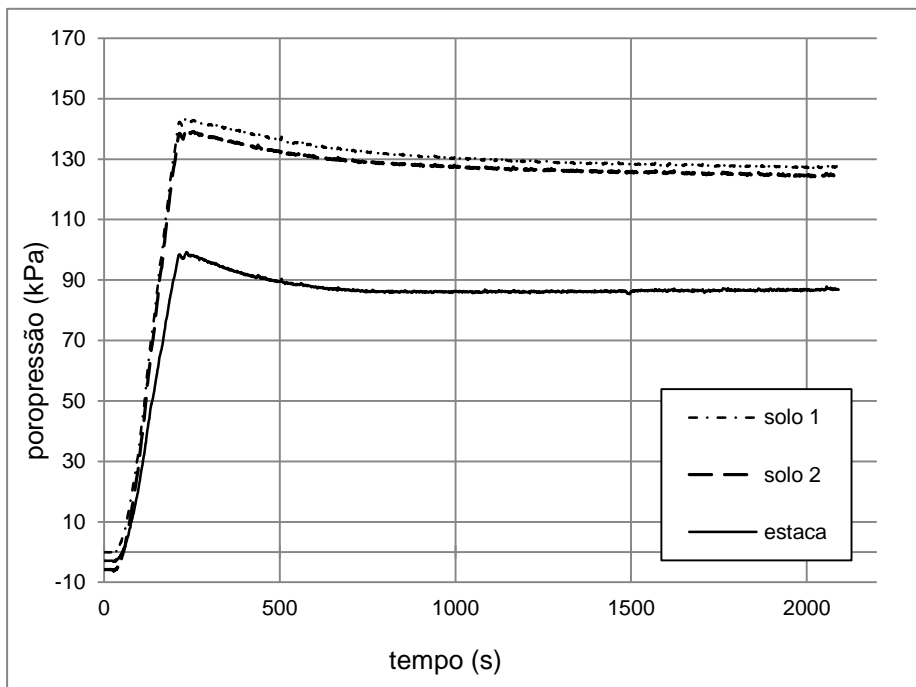


Figura 6.2 – Dissipação da poropressão do ensaio 11.

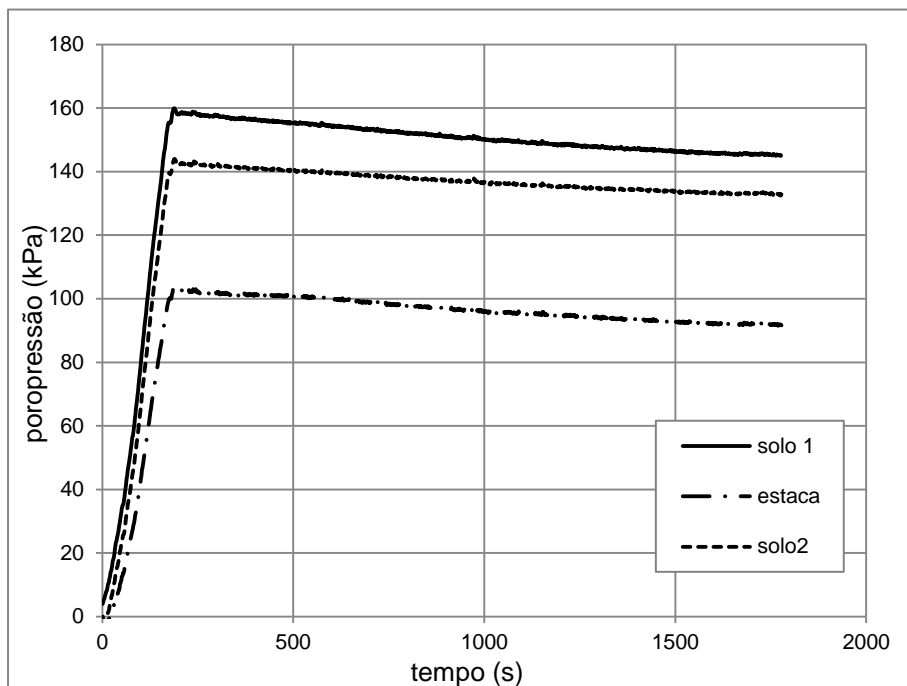


Figura 6.3 – Dissipação da poropressão do ensaio 12.

Examinando os dados registrados durante a realização dos primeiros ensaios de arrancamento na centrífuga geotécnica, notou-se que o atuador hidráulico utilizado durante os ensaios, recolhia em aproximadamente 5 mm o seu pistão antes da centrífuga alcançar a aceleração inercial predeterminada para os ensaios. Visto que a linha de ancoragem era presa esticada no adaptador da célula de carga, o deslocamento do pistão fazia com que a estaca de sucção pudesse também ser deslocada na mesma proporção, o que comprometeria seriamente as informações colhidas durante os ensaios. Por essa razão, os cabos de aço tinham uma folga de aproximadamente 15 mm, diminuindo assim a margem de arrancamento das estacas do solo. O arrancamento máximo das estacas seria de 60 mm e devido ao curso do atuador hidráulico, com essa folga passaria a ser de aproximadamente de 45 mm.

Após o arrancamento das estacas, é realizado o processo de pesagem das estacas com a bucha de solo no seu interior e a caracterização da bucha do solo formada no interior destas. Em alguns ensaios ocorreu a presença de água no interior e conseqüentemente, a formação de uma bucha menor em relação a que não apresentava água.

6.3 Resultados dos ensaios de arrancamento

Nos ensaios que foram realizados com as quatro estacas simultaneamente ocorreram alguns problemas com os cabos da instrumentação, e com isso, foram perdidos alguns dados dificultando assim a análise dos resultados destes ensaios. O mesmo ocorreu em alguns dos ensaios com duas estacas.

Esses ensaios serviram para um aprimoramento da metodologia do ensaio de arrancamento desenvolvida para essa pesquisa.

Os ensaios que foram utilizados na análise são os três últimos:

Ensaio 10 – lisa/ mais rugosa;

Ensaio 11 – lisa/menos rugosa;

Ensaio 12 – lisa/rugosa.

Nos ensaios de arrancamento foi comprovado que a estaca com a parede rugosa mobiliza maior resistência ao arrancamento se comparada com a de parede lisa, independentemente do espaçamento das ranhuras. Esta comparação é apresentada nos gráficos das Figuras 6.4, 6.6 e 6.8 e na Tabela 6.2.

A força de arrancamento da estaca de sucção é composta pela resistência de ponta, pelo peso da estaca somado ao peso da bucha de solo formada no seu interior e pela resistência mobilizada no fuste da estaca. Na literatura esta parcela é denominada como atrito lateral entre o solo e a parede da estaca.

Retirando o peso da bucha de solo somado ao peso da estaca e considerando que o solo é homogêneo e que as estacas estão sujeitas às mesmas condições durante o arrancamento, pode-se concluir que a diferença entre as forças de arrancamento das estacas é devida à resistência mobilizada pelo fuste da estaca.

Nas Figuras 6.5, 6.7 e 6.9 são apresentadas as curvas da força e da poropressão na estaca rugosa durante o ensaio de arrancamento. Nas curvas de poropressão pode ser notada a mobilização da sucção na bucha de solo fazendo esta ser arrancada junto com a estaca.

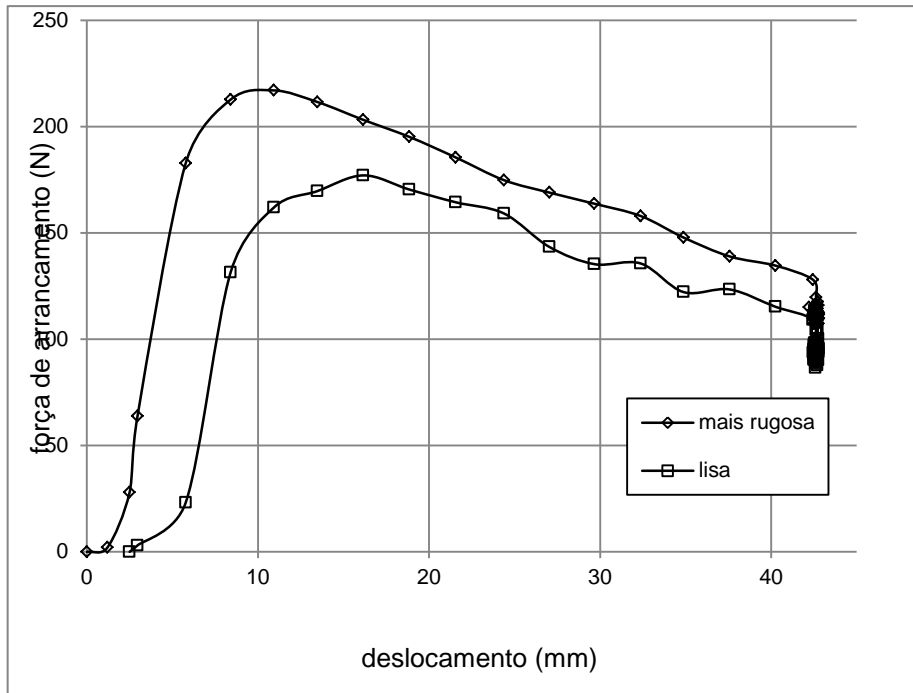


Figura 6.4 – Força de arrancamento do ensaio 10 comparando a estaca mais rugosa com a lisa.

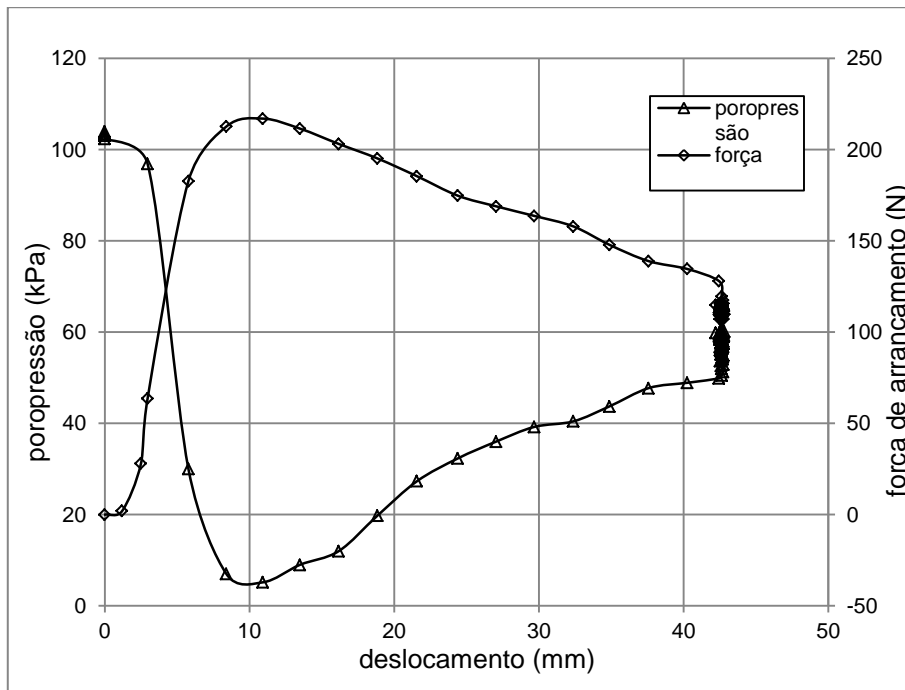


Figura 6.5 – Força e poropressão na estaca mais rugosa durante o ensaio de arrancamento.

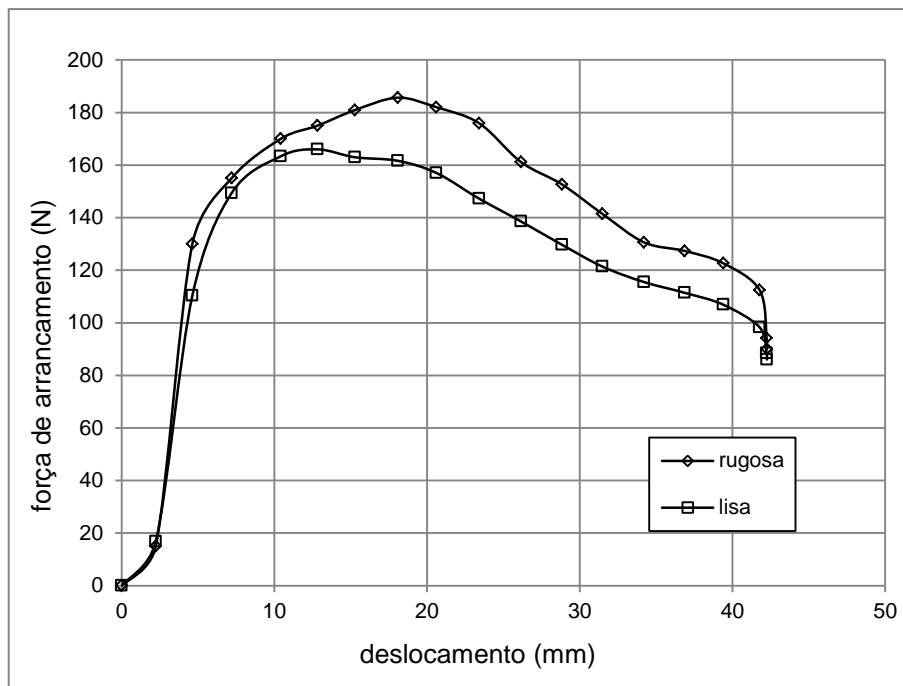


Figura 6.6 – Força de arrancamento do ensaio 12 comparando a estaca rugosa com a lisa.

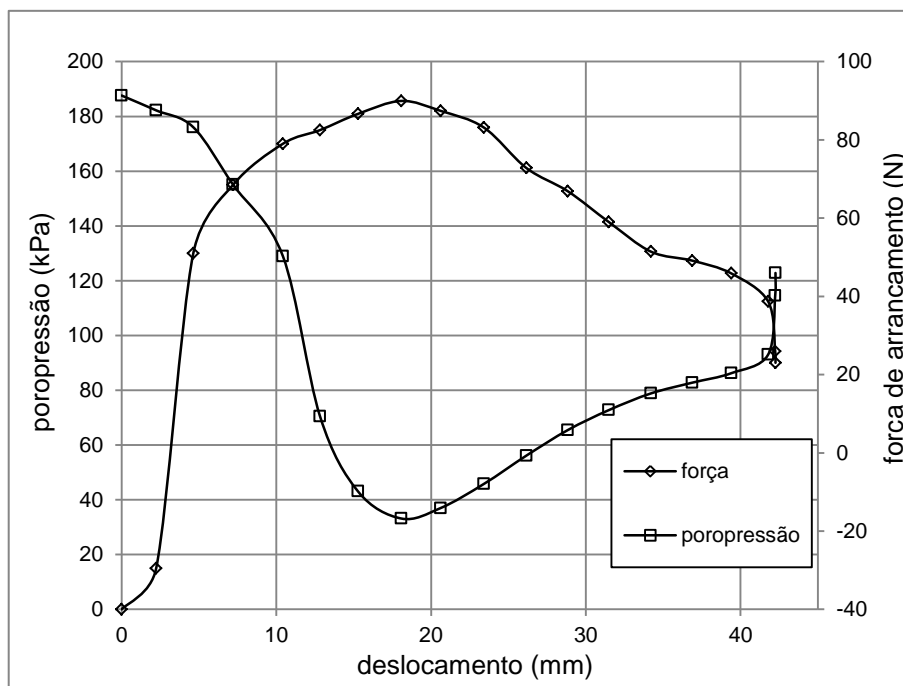


Figura 6.7 – Força e poropressão na estaca rugosa durante o ensaio de arrancamento.

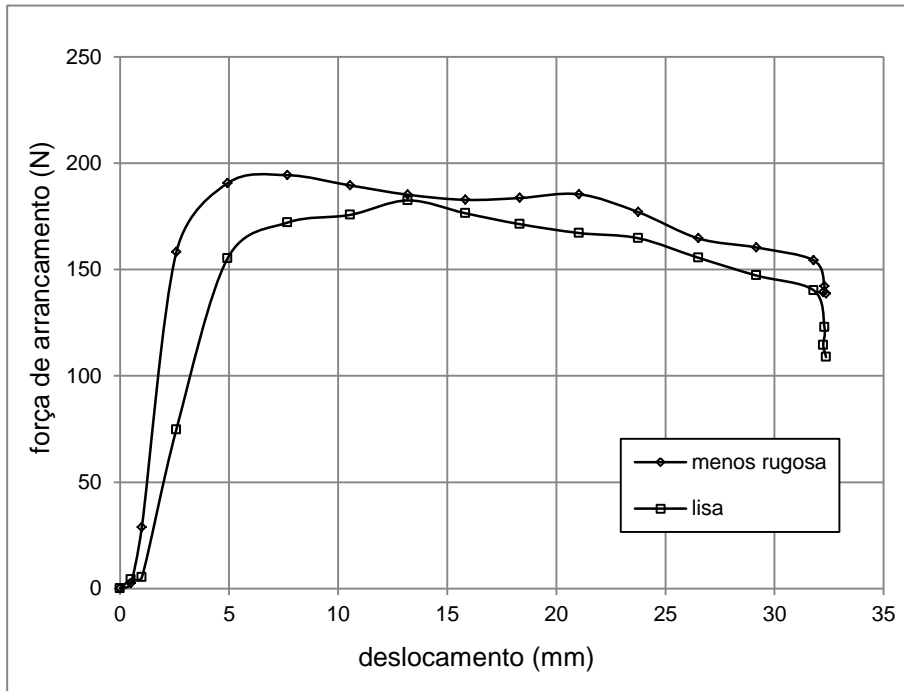
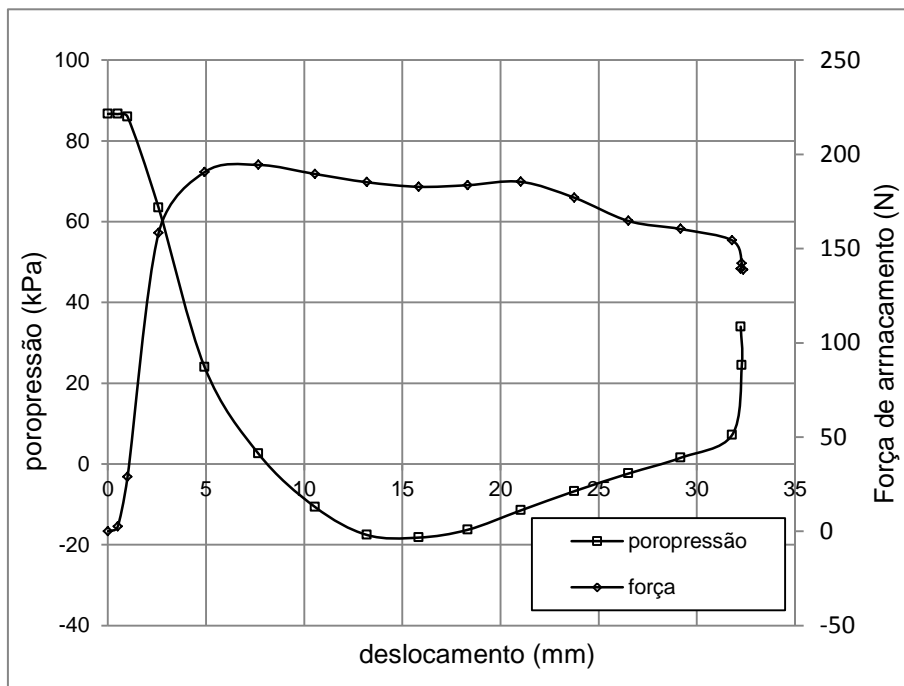


Figura 6.8 – Força de arrancamento do ensaio 11 comparando a estaca menos rugosa com a



lisa.

Figura 6.9 – Força e poropressão na estaca menos rugosa durante o ensaio de arrancamento.

Tabela 6.2 – Resultados dos ensaios de arrancamento.

Ensaio	Rugosa (N)	Lisa (N)	Diferença (N)
10	217,10	177,04	40,06
12	185,60	165,90	19,70
11	194,40	182,50	11,90
10 – mais rugosa	11 – menos rugosa	12 - rugosa	

Pode-se assim confirmar que a estaca com menor espaçamento entre as ranhuras obteve um melhor desempenho. Ela foi seguida pela estaca com espaçamento médio e, com menor eficiência, a estaca com maior espaçamento entre as ranhuras.

Devido a problemas na centrifuga geotécnica, não foi possível realizar o último ensaio da pesquisa. Este ensaio seria executado para obter o fator da capacidade de carga (N_c) e assim determinar a parcela do atrito lateral em cada uma das estacas e compará-las. Com isso foi adotado o $N_c = 9$ nas análises, conforme será apresentado mais adiante.

A Tabela 6.3 apresenta os resultados da força de arrancamento em cada modelo de estaca de sucção e os valores estimados para os respectivos protótipos. Os valores dos protótipos serão utilizados para determinação do fator de adesão em cada tipo de estaca.

Tabela 6.3 – Força de arrancamento dos modelos e estimativa dos protótipos.

Ensaio	Rugosa		Lisa	
	Modelo (N)	Protótipo (kN)	Modelo (N)	Protótipo (kN)
10	217,10	347,36	177,04	283,26
12	185,60	296,96	165,90	265,44
11	194,40	311,04	182,50	292,00
10 – mais rugosa	11 – menos rugosa	12 - rugosa		

6.4 Comparação dos resultados com modelos analíticos existentes

As previsões das formulações apresentadas no Capítulo 2, itens 2.4.1 e 2.7, são comparadas aos resultados obtidos para os três ensaios realizados. Os resultados são apresentados na Figura 6.10, onde foram plotados os valores obtidos para cada equação apresentada em função do contato estaca alumínio/solo. A estaca mais rugosa, tem toda a sua área lateral (100%) em contato solo/solo, a estaca rugosa tem 50% da sua área lateral em contato solo/solo, a menos rugosa tem 25% da sua área lateral em contato solo/solo.

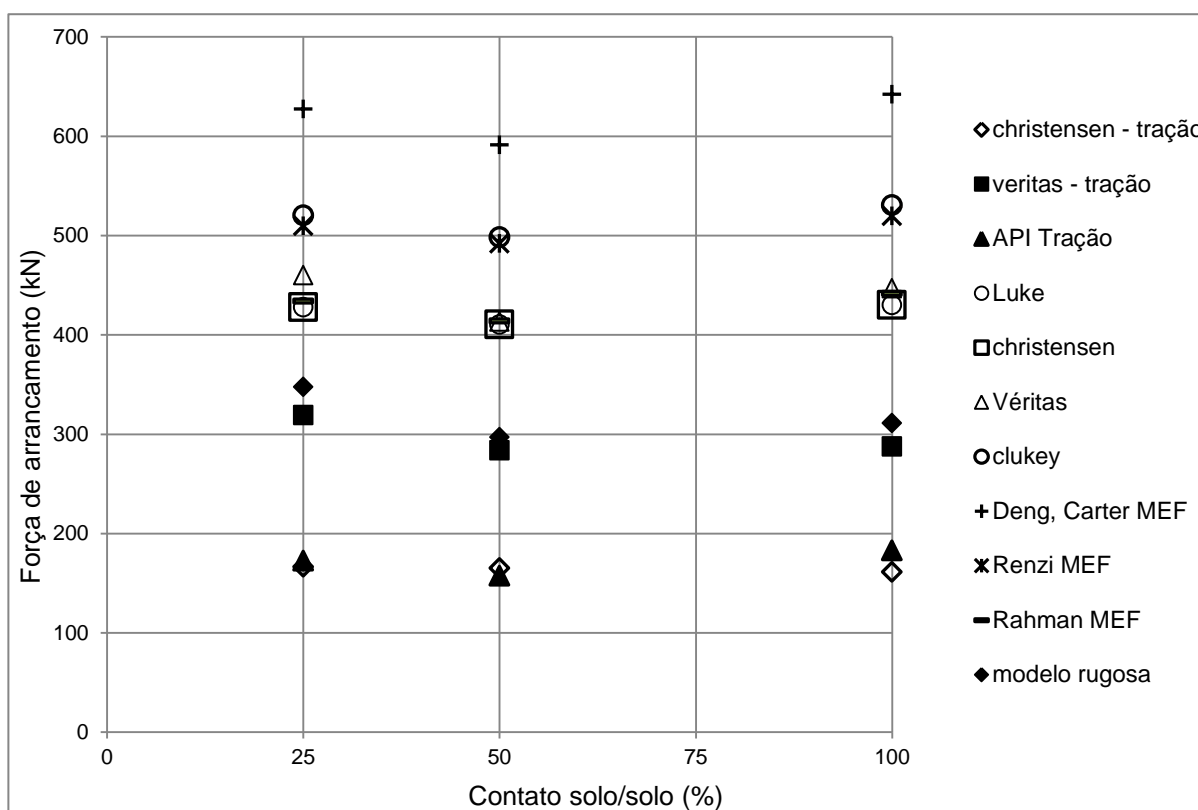


Figura 6.10 – Comparação dos resultados dos modelos com formulações teóricas.

A partir dos resultados obtidos pôde-se observar que os valores para a força de arrancamento com modo de ruptura à tração, calculados na base da estaca, são inferiores aos obtidos nos ensaios. Com as formulações de ruptura do solo os valores obtidos foram mais elevados, assim como os realizados a partir de estudos com método de elementos finitos adotando este mesmo modo de ruptura. Esses modelos foram referenciados no item 2.7.

A partir destes resultados quando comparados com os dos modelos, pode-se chegar à conclusão que o modo de ruptura nos ensaios foi o de ruptura local na base da estaca, e os valores obtidos foram superiores devido ao aumento da parcela lateral. Esse aumento pode ser atribuído ao aumento do contato solo/solo na área lateral externa da estaca.

6.5 Análise dos resultados dos ensaios de arrancamento

As formulações para determinar a capacidade de carga de estacas de sucção são baseadas no equilíbrio de forças que atuam na estaca durante o arrancamento, essas são compostas por três parcelas:

- Peso da estaca + peso da bucha de solo (W);
- Resistência de ponta da estaca (q_{uponta});
- Resistência lateral ($q_{lateral}$).

Com a obtenção do peso da estaca mais a bucha do solo após cada ensaio, esta parcela é conhecida. As parcelas da resistência lateral e da resistência de ponta serão calculadas a partir das expressões abaixo:

$$F_{lateral} = [\bar{S}_u \cdot A_e \cdot \alpha] \quad (6.1)$$

$$F_{ponta} = [(N_c S_{u\ pont a} - \sigma_{vponta}) A_b] \quad (6.2)$$

onde:

N_c – fator capacidade de carga

$S_{u\ pont a}$ – resistência ao cisalhamento não drenado na ponta da estaca

σ_v – tensão vertical na ponta da estaca

A_b – área da seção transversal da base da estaca

α – fator adesão (atrito)

\bar{S}_u – resistência ao cisalhamento não drenado médio

A_e – área externa da estaca

Para analisar a parcela referente à resistência lateral, foi adotado o valor do fator de capacidade de carga (N_c), pois não foi possível obtê-lo a partir de ensaios.

Os valores serão admitidos em função dos procedimentos propostos em duas das agências regulamentadoras internacionais, a API e DNV, conforme foi mencionado no início do capítulo.

O valor de N_c igual a 9 adotado pela API (API RP 2SK) tem sido utilizado para estacas profundas. Um estudo realizado para API e *Deepstar* (Andersen *et al.*, 2005) concluiu, baseado em comparações entre o método de cálculo simplificado e método de elementos finitos 3D, que o valor de 9 em profundidades maiores a 4,5 vezes o diâmetro da estaca tende a ser mais conservador. Sendo este valor adotado pela API.

Para a DNV (DNV-RP-E303), a capacidade de carga reversa na base da estaca de sucção é baseada na equação de Brinch-Hansen's. Para carregamento vertical, a capacidade de carga reversa na ponta da estaca pode ser calculada com o fator N_c variando de 6,2 na superfície até 9 em profundidades maiores do que 4,5 (Figura 6.11). A expressão para o fator N_c da Figura 6.11 é:

$$N_c = 6,2 \cdot \left(1 + 0,34 \cdot \arctan \left(\frac{z_p}{D} \right) \right) \quad 6.3$$

Válido para $\frac{z_p}{D} \leq 4,5$

em que:

z_p – profundidade da ponta da estaca

D – diâmetro da estaca

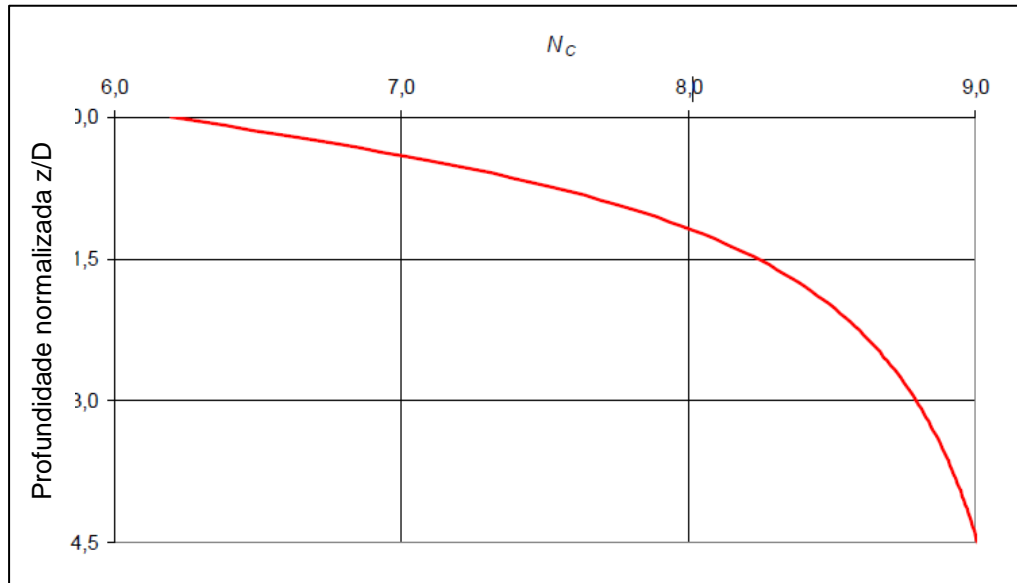


Figura 6.11 – Fator capacidade de carga N_c versus profundidade normalizada para fundação circular com carregamento vertical (DNV-RP-E303, 2005).

Sendo a profundidade normalizada da estaca utilizada de 3,6 (14,5/4), o valor de N_c segundo a DNV será de:

$$N_c = 6,2 \cdot \left(1 + 0,34 \cdot \arctan\left(\frac{14,5}{4}\right) \right) = 8,9 \quad 6.3$$

Foi adotado então o valor de $N_c = 9$ para avaliar a parcela do atrito lateral entre as estacas rugosas e a lisa.

Adotou-se o valor da resistência ao cisalhamento não drenado obtido no ensaio do mini penetrômetro Tbar em vôo para o ensaio 10 e 11. Como não foi realizado o ensaio do mini penetrômetro Tbar no modelo 12, os valores da resistência ao cisalhamento não drenado serão retirados do ensaio Torvane realizado após a retirada das estacas. Estes valores serão adotados, pois foram os mais próximos aos obtidos no ensaio em vôo em relação aos ensaios anteriores.

Os valores utilizados da resistência ao cisalhamento não drenado são apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Resistência ao cisalhamento não drenado dos ensaios.

Ensaio	Su (kPa)	
	Ponta	Médio
10	13,9	6,7
12	13,0	5,6
11	14,3	5,7
10 – mais rugosa	11 – menos rugosa	12 - rugosa

O peso da estaca com a bucha de solo é obtido após o ensaio de arrancamento, como já foi dito anteriormente. A partir dos valores obtidos têm-se os apresentados na Tabela 6.5.

O peso específico do solo adotado foi de $14,69 \text{ kN/m}^3$ em todos os modelos.

Tabela 6.5 – Peso da estaca e da bucha do solo em relação ao protótipo.

Ensaio	$(W_{est} + W_{solo})$	
	Rugosa (kN)	Lisa (kN)
10	111,85	109,97
12	107,46	108,72
11	109,95	111,23
10 – mais rugosa	11 – menos rugosa	12 - rugosa

Os valores calculados de cada parcela que compõe a força de arrancamento a partir das equações 6.1 e 6.2 são apresentados na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 – Parcelas componentes da força de arrancamento em relação ao protótipo.

Ensaio	Peso da estaca + bucha de solo		Resistência de ponta		Resistência lateral	
	Rugosa (kN)	Lisa (kN)	Rugosa (kN)	Lisa (kN)	Rugosa (kN)	Lisa (kN)
10	111,85	109,97	80,59	80,59	156,8	90,82
12	107,46	108,72	64,23	64,23	125,3	92,49
11	109,97	111,23	87,87	87,87	113,2	92,90
10 – mais rugosa		11 – menos rugosa		12 - rugosa		

A partir destes resultados, pode-se estimar o fator de adesão em cada protótipo. Estes valores são apresentados na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Fator adesão (α) calculado para cada protótipo.

Ensaio	Fator Adesão (α)			
	Rugosa	Lisa	Diferença	
10	0,80	0,47	47 %	
12	0,76	0,57	24 %	
11	0,68	0,57	19 %	
10 – mais rugosa		11 – menos rugosa		12 - rugosa

A partir dos valores encontrados utilizando as forças de arrancamento em cada protótipo, foram comparados os valores obtidos para cada fator de adesão.

Os valores do fator de adesão das estacas lisas estão iguais nos ensaios 11 e 12, sendo o valor obtido no ensaio 10 próximo a estes.

Os valores encontrados para o fator de adesão nas estacas rugosas foi crescente em função da diminuição do espaçamento entre as rugosidades.

Ao se fazer uma análise comparativa entre os valores obtidos nas forças de arrancamento dos ensaios centrífugos, pode-se comprovar a eficiência da rugosidade. Nos ensaios, as forças de arrancamento foram superiores para todas as estacas rugosas em comparação com a estaca lisa.

Ao comparar os valores obtidos para o fator de adesão a partir de cada ensaio, pode-se confirmar a eficiência da estaca rugosa em comparação com a estaca lisa nos três ensaios. Sendo que a diferença entre os fatores encontrados em cada ensaio aumenta com a diminuição do espaçamento entre as ranhuras. No gráfico da Figura 6.12, foi plotado os valores obtidos para o fator de adesão em função do contato solo/solo. Onde o contato da estaca mais rugosa é aproximadamente 100%, onde toda a rugosidade é preenchida com o solo e com isso acredita-se que não se dá o contato estaca/solo, mas sim somente o contato solo/solo. Já na estaca lisa o contato lateral se dá pelo contato estaca/solo e com isso a porcentagem de contato solo/solo é nenhum (0%).

Considerando que o mecanismo de ruptura da estaca muda com a imposição da rugosidade no fuste, aumentando a parcela da resistência lateral, pode-se analisar a força de arrancamento adotando que a parcela da resistência lateral não mais será dada pelo contato solo/estaca, mais sim pelo contato solo/solo, devido ao preenchimento das ranhuras da estaca pelo solo (Figura 6.13).

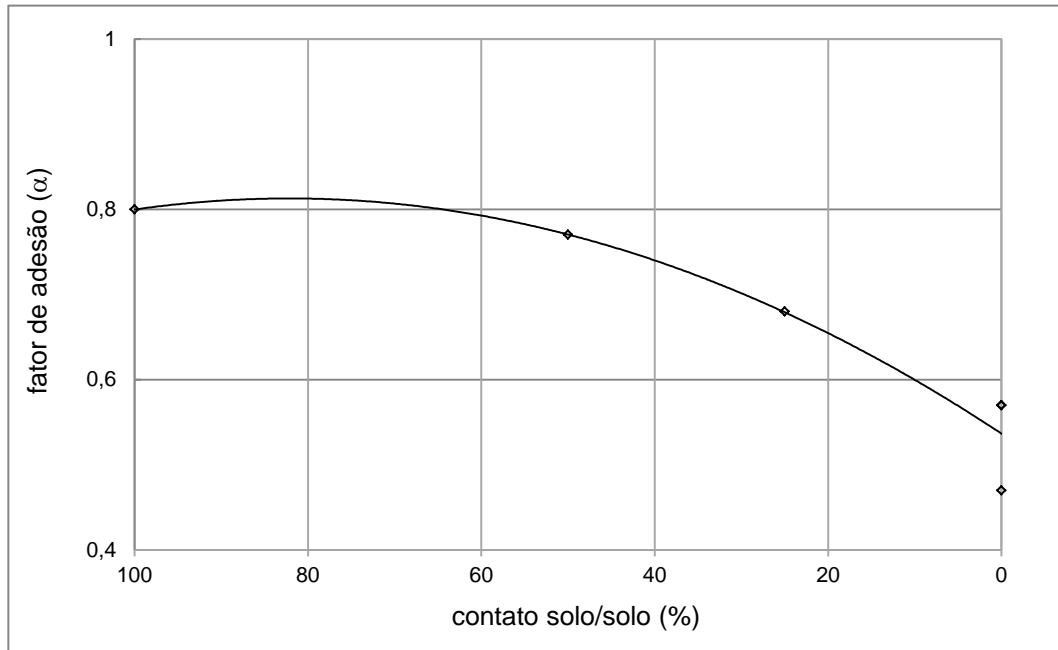


Figura 6.12 – Fator de adesão versus contato solo/solo.



Figura 6.13 – Estaca mais rugosa após o ensaio de arrancamento.

Na tentativa de entender esse novo mecanismo de ruptura utilizou-se o fator de adesão (α) da estaca lisa correspondente para cada estaca rugosa e assim foi relacionado à parcela da resistência lateral obtida nos ensaios centrífugos a uma área lateral equivalente. Pode-se obter essa área lateral da estaca (A'_e) a partir da equação 6.4, admitindo o α da estaca lisa, e que a ruptura ocorra na interface estaca-solo.

$$F_{pullout} = [(W_{est} + W_{solo})] + [(N_c S_{u\ pont a} - \sigma_{vpont a}) A_b] + [\overline{S_u} A'_e \alpha] \quad (6.4)$$

A partir dos resultados obtidos pode-se então concluir que para a estaca mais rugosa, a ruptura acontecerá no contato solo/solo e não mais no contato estaca/solo. Sendo que para a geometria utilizada nesta pesquisa, o raio equivalente ao contato solo/solo será de 1,37 m para a estaca mais rugosa ao invés de 0,8 m. Nas outras estacas rugosas, por haver contato entre a parte lisa da estaca e a parte das ranhuras com o preenchimento de solo, o contato não se dará totalmente solo/solo.

Pode-se definir que o raio equivalente ao contato solo/solo será dado pela equação 6.5, para a estaca mais rugosa desta pesquisa.

$$r_{eq} = r \cdot (n - 1) \cdot e \quad 6.5$$

sendo:

r_{eq} – raio equivalente em função da rugosidade

r – raio da estaca lisa

n – número de ranhuras

e – profundidade da ranhura.

Assim pode-se reescrever a equação 6.4 em função desse novo raio equivalente ao contato solo/solo.

$$F_{pullout} = [(W_{est} + W_{solo})] + [(N_c S_{u\ pont a} - \sigma_{vpont a}) A_b] + [\overline{S_u} (2 \cdot \pi \cdot r_e \cdot h) \alpha] \quad (6.6)$$

CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES

Nesta tese, foram apresentados os procedimentos e resultados de uma pesquisa experimental que tiveram como objetivo principal avaliar o desempenho de estacas de sucção submetidas a carregamento monotônico axial com geometrias (rugosidades) diferentes no fuste.

A partir dos resultados obtidos nesta pesquisa, pode-se concluir que:

- O adensamento com aplicação de sucção na base da amostra associado à colocação de sobrecarga no topo da amostra é eficiente para o adensamento de solos moles em modelagem centrífuga;
 - A adição da pequena sobrecarga no topo da amostra garantiu que não ocorressem fissuras no topo da mesma.
 - As etapas de acréscimo da sucção foram eficientes, pois não ocorreu nenhuma fratura hidráulica, garantindo um adensamento perfeito do modelo de solo a 1g.
 - Com o resultado do ensaio T-bar, pode-se notar um perfil de resistência ao cisalhamento não drenado crescente com a profundidade, caracterizando um perfil de solo normalmente adensado.
 - O sistema de aplicação da sucção desenvolvido para a cravação das estacas à 1g foi satisfatório, criando no interior destas uma bucha de solo, mesmo nos solos mais moles;
 - A metodologia desenvolvida para os ensaios de arrancamento de estacas de sucção submetidas a esforços axiais, em escala reduzida à aceleração artificial de 40g, funcionou satisfatoriamente garantindo a verticalidade tanto na instalação como durante o arrancamento;
 - Comparando os resultados dos três últimos ensaios realizados, foi comprovada a eficiência da imposição da rugosidade na parede externa da estaca aumentando a resistência ao arrancamento vertical. A parcela referente à resistência lateral passou a ser maior quando a estaca rugosa é comparada com a estaca lisa.
 - Considera-se que o modo de ruptura da estaca de sucção mais rugosa pode ocorrer no contato solo/solo e não mais no contato estaca/solo, alterando, assim, a superfície de ruptura da estaca mais rugosa para a geometria estudada nesta

pesquisa. Essa situação pode ser considerada para o modo de ruptura à tração, para uma solicitação axial em condição não drenada.

ESTUDOS PROPOSTOS

- Analisar o modo de ruptura das estacas de sucção com outros modelos de rugosidade no fuste da estaca para uma solicitação axial em condição não drenada.
- Investigar o desempenho das estacas de sucção com diferentes geometrias do fuste, imposição da rugosidade, em solicitações combinadas (ancoragem *taut-leg*) e também sob carregamento dinâmico, simulando outras condições de ancoragens *offshore* na centrífuga geotécnica.
- Avaliar o desempenho de estacas de sucção com diferentes geometrias confrontando os resultados obtidos nos ensaios em centrífuga com modelos numéricos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ahn, J., Hanmin, L., Kim, Y.T. (2014). "Holding capacity of suction caisson anchors embedded in cohesive soils based on finite element analysis". *International Journal for numerical And Analytical Methods in Geomechanics*.

Allersma, H.G.B., Kirstein, A.A., Brinkgreve, R.B.J. and Simon, T. (1999). "Centrifuge and numerical modelling of horizontally loaded suction piles." *Proc. 9th Int. Offshore and Polar Engineering Conference*, 711-717, Brest, France, May 30-June 4. ISOPE, 711-717.

American Petroleum Institute (1991). "Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms," API RP2A, 19th ed., August 1.

Andersen, K.H., Dyvik, R., Schroeder, K. Hsundteen, O. E. & Bysveen, S. (1993). "Field tests of anchors in clay II: Predictions and interpretation". *J. of Geotech. Engrg. ASCE*, 119 (10), 1532-1549.

Andersen, K.H. and Jostad, H.P. (1999). "Foundation design of skirted foundations and anchors in clay." *Proc. 31st Annual Offshore Technology*, Houston, TX. OTC 10824.

Andersen, K.H. and Jostad, H.P. (2002). "Shear strength along outside wall of suction anchors in clay after installation." *Proc. 12th Int. Offshore and Polar Engineering Conference*, Kitakyushu, Japan, May 25-31. ISOPE, 785-794.

Andersen, K.H., Jeanjean, P., Luger, D., Jostad, H.P. (2003) "Centrifuge Tests on Installation of Suction Anchors in Soft Clay". *Int. Symp. On Deepwater Mooring Systems*, Houston, Texas, USA, 13-27.

Andersen, K.H., and Jostad, H.P. (2004). "Shear strength along inside of suction anchor skirt wall in clay," *Proceedings of the 36th annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTC 16844, May 3-6, pp. 1-13.

Andersen, K.H., Jostad, H.P., Andresen, L., and Clukey, E.C. (2004). "Effect of skirt-tip geometry on set-up outside suction anchors in soft clay," *Proceedings of the 23rd International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, Vancouver, British Columbia, Canada, OMAE04-51564, June 20-25, Vol.1-B, pp. 1035-1044.

Andersen, K.H., Jeanjean, P., Luger, D., Jostad, H.P. (2005) “Centrifuge Tests on Installation of Suction Anchors in Soft Clay”. *Ocean Engineering* 32: 845-863.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984) Determinação do limite de Liquidez: NBR 6459-84. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986) Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização, NBR 6457-86. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988) Análise Granulométrica: NBR 7181. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984) Determinação da massa específica dos grãos. NBR 6508. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988) Determinação do limite de plasticidade: NBR 7180. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1990) Ensaio de adensamento unidimensional: ABNT – MB 3336-90, Rio de Janeiro.

Aubeny, C.P., Moon, S.K., and Murff, J.D. (2001). “Lateral undrained resistance of suction caisson anchors,” *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, Vol. 11, No. 2, pp. 95-103. Bakker, T.T., Heer, M.A., Heerema,

Audibert, J.M.E., Clukey, E., and Huang, J. (2003). “Suction caisson installation at Horn Mountain – a case history,” *Proceedings of the 13th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Honolulu, Hawaii, May 25-30, pp. 1309-1316.

Bang, S. (2001). “Calibration of suction pile installation design with centrifuge model tests.” *Proc. 20th Int. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, Rio de Janeiro, Brazil, June 3-8. ASME, 5, 121-125.

Bishop, A.W., Henkel, D.J. (1962) “The measurement of soil properties in the triaxial” est. Edward Arnold, 2^a Ed.

Brown, G.A., and Nacci, V.A. (1971). “Performance of hydrostatic anchors in granular soils,” *Proceedings of the 3rd annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTC 1472, pp. II 533-542.

Brum Jr, S.A. (2009). "Ensaio de centrifugação para avaliação do desempenho de penetrômetros dinâmicos para ancoragens de estruturas *offshore*". Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Campos dos Goitacazes – RJ. Universidade Estadual do Norte Fluminense, 128p.

Cao, J. (2003). "Centrifuge Modeling and Numerical Analysis of the Behaviour of Suction Caissons in Clay". PhD Thesis. Memorial University of Newfoundland, St. John's, Canada.

Carneiro, F.L. (1993). "Análise dimensional e teoria da semelhança dos modelos físicos", 2ª Ed., Rio de Janeiro, editora UFRJ, 258p.

Chen, W. & Randolph MF (2005), "Centrifuge tests on axial capacity of suction caissons in clay", *Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG 2005 – Gourvenec & Cassidy (eds) 2005* Taylor & Francis Group, London, pp. 243-249.

Chen, W., Randolph, M.F. (2007). "External Radial Stress Changes and Axial Capacity for Suction Caissons in Soft Clay". *Géotechnique*. 57: 499-511.

Chen, C. H, (2013). "Performance of Suction Caissons with a Small Aspect Ratio". Ph.D. Dissertation. The University of Texas at Austin.

Cho, Y., Lee, T.H., Chung, E.S., and Bang, S. (2003). "Field tests on pullout loading capacity of suction piles in clay," *Proceedings of the 22nd International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, OMAE03-37016, Cancun, Mexico, June 8-13, Vol. 1, pp. 693-699.

Christensen N.H., Haahr F., Rasmussen J.L. (1991a). "Breakout resistance of large suction piles". OMAE vol I-B, *Offshore Technology*, pp. 617-622,.

Christensen N.H., Haahr F., Rasmussen J.L. (1991b). "Soil structure interaction model for a suction pile platform", OMAE vol I-B, *Offshore Technology*, pp.601-610,.

Chung, Jade, (2012). "Physical Modeling of Suction Caissons Loaded in Two Orthogonal Directions for Efficient Mooring of Offshore Wind Platforms" Electronic Theses and Dissertations. Paper 1754.

- Clukey, E.C., and Morrison, M.J. (1993). "A centrifuge and analytical study to evaluate suction caissons for TLP applications in the Gulf of Mexico, Design and Performance of Deep Foundations: Piles and Piers in Soil and Soft Rock", *ASCE Geotechnical Special Publication*, No. 38, pp. 141-156.
- Colliat, J.L., Boisard, P., Sparrevik, P., Gramet, J.C., (1998). "Design and installation of suction anchor piles at soft clay site," *Journal of Waterway, Port, Coastal & Ocean Engineering*, Vol. 124, No. 4, July/August 1998, pp. 179-188.
- DeJong, J.T., Yafrate, N.J., DeGroot, D.J., Low, H.E., Randolph, M.F. (2010) "Recommended Practice for Full-Flow Penetrometer Testing and Analysis", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 33, No. 2
- Dendani, H., and Colliat, J-L. (2002). "Girassol: Design analysis and installation of the suction anchors," *Proceedings of the 34th annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTC 14209, May 6-9.
- Deng, W. & Carter J. P. (2000). "A theoretical study of the vertical uplift capacity of suction caissons". *Proc. Of 10th Int. Offshore and Polar Engng. Conf., ISOPE' 2000*, Seattle, USA, 342-349.
- Deng, W. and Carter, J.P. (2006). "Uplift capacity of suction caissons in uniform soil". University of Sydney, Australia.
- Det Norske Veritas. (2005). Recommended Practice RP-E303: Geotechnical Design and Installation of Suction Anchors in Clay. Norway: Det Norske Veritas.
- Einav, I., and Randolph, M. F. 2005. "Combining upper bound and strain path method for evaluating penetration resistance." *Int. J. Numer. Methods Eng.*, 6314, 1991–2016.
- El-Ghabawy, S. & Olson, R. (1998). "Laboratory Modeling of Suction Caisson Foundation", *Proceedings of the 8th International Offshore and Engineering Conference*, Montreal, Canada, 24-29 de maio, 1998,v1, pp. 531-536.
- El-Gharbawy, S.L., Olson, R.E., and Scott, S.A. (1999). "Suction anchor installations for deep Gulf of Mexico applications," *Proceedings of the 31st annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTC 10992, May 3-6, pp. 747-754.

Fuglsang, L.D., and Steensen-Bach, J.O. (1991). "Breakout resistance of suction piles in clay," *Proceedings of the International Conference Centrifuge 91*, Boulder, Colorado, pp. 153-159.

Goodman, L.J., Lee, C.N., and Walker, F.J. (1961). "The feasibility of vacuum Anchorage in soil," *Geotechnique*, Vol. 1, No. 4, pp. 356-359.

Helfrich, S.C., Brazill, R.L., and Richards, A.F. (1976). "Pullout characteristics of a suction anchor in sand," *Proceedings of the 8th annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTC 2469, May 3-6, pp. 501-506.

Hogervorst, J.R., (1980). "Fields trials with large diameter suction piles". *Proc. 12th Annual Offshore Technology Conference*, Houston, USA, Paper OTC 3817, 217-224.

House, A., Randolph, M. F. & Borbas, M. E. (1999). "Limiting aspect ratio for suction caisson installation in clay". *Proc. 9th Int. Offshore and Polar Engng. Conf. – ISOPE`99*, Brest, France, 676-683.

House, A.R. & Randolph, M.F. (2001) "Installation and Pull-Out Capacity of Stiffed Suction Caissons in Cohesive Sediments". *Proceedings XI International Offshore and Polar Engineering 2001*, Stavanger, Norway, pp. 574-580.

House, A.R. (2002). "Suction Caisson Foundations for Buoyant Offshore Facilities". Ph.D. thesis. The University of Western Australia.

Huang, J., J. Cao, and J. M. Audibert (2003). "Geotechnical design of suction caisson in clay". In *Proceedings of ISOPE-2003: Thirteenth (2003) International Offshore and Polar Engineering Conference*; Volume 2, pp. 770-779.

Keaveny, J.M., Hansen, S.B., Madshus, C., and Dyvik, R. (1994). "Horizontal capacity of large-scale model anchors," *Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, Vol. 2, pp. 677-680.

Kirstein, A.A., Allersma, H.G.B., Brinkgreve, R.B.J. and Simon, T. (1999). "Comparison study on analytical, centrifugal and numerical modeling of quasi-horizontal loaded suction piles." *Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of Plaxis International*, 227-235.

Larsen (1989). "Suction anchors as an anchoring system for floating offshore constructions," *Proceedings of the 21st annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTC 6029, May 1-4, pp. 535-540.

LeBlanc, C. (2004). "Design of Offshore Wind Turbine Support Structures", Ph. D. Thesis, Aalborg University, Denmark.

Lee, S.H., Cho, Y., Kim, K.O., Kim, Y.S., Lee, T.H. and Kwag, D.J. (2003). "Centrifuge model tests on embedded suction anchor loading capacities." *Proc. 13th Int. Symposium on Offshore and Polar Engineering Conference*, 788-792, Honolulu, HI, May 25-30. ISOPE.

Low, H.E., Randolph, M.F. (2010). "Strength measurement for near seabed surface soft soil using manually operated miniature full-flow penetrometer". *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*.

Lunne, T., Randolph, M. F., Chung, S.F., Andersen, K.H., Sjørusen, M.(2005). "Comparisson of cone and T-bar factors in two onshore and one offshore clay sediments". *Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG 2005*, Perth, pp. 981-989.

Lunne T., Andersen K., Low H.E., Sjørusen M, Li. X., Randolph, M.F. (2011). "Guidelines for offshore in situ testing and interpretation in deep water soft soils". *Canadian Geotech J*;48(6):543-556.

Luke, A.M. (2002). "Axial capacity of suction caissons in normally consolidated Kaolinite," M.Sc. Thesis, The University of Texas at Austin.

Luke, AM, Rauch, AF, Olson, RE & Cecham, EC (2003), "Components of Suction Caisson Capacity Measured in Axial Pullout Tests", *Deepwater Moring 2003*, Copyright ASCE 2004.

Luke, A.M., Rauch, A.F., Olson, R.E. and Mecham, E.C. (2005). "Components of suction caisson capacity measure in axial pullout tests. " *Ocean Engineering*, 32, 878-891.

Maniar, D.R., and Tassoulas, J.L. (2002). "Nonlinear finite element simulation of suction caissons," *Proceedings of the 15th ASCE Engineering Mechanics Conference*, Columbia University, New York, June 2-5.

Maniar, D.R. (2004). "A computational procedure for simulation of suction caisson behavior under axial and inclined loads," Ph.D. Dissertation, The University of Texas at Austin.

Melo, C. M. A. R. (2010), "Avaliação de desempenho e desenvolvimento de metodologias para estudos de ancoragem de estruturas flutuantes com estacas de sucção", Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goitacazes/RJ, 162p.

Moreno, J.S. (2005). "Proposta de Metodologia para Critério de Projeto de Fundações de Estacas de Sucção para TLP". Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ, 214p.

Musial W. And Butterfield, S. (2004). "Future for Offshore Wind Energy in the United States". *Ocean Energy Proceedings*, Florida. National Renewable Energy Laboratory.

Newlin, J.A. (2003a). "Suction anchor piles for the Na Kika FDS mooring system, part 1. Site characterization and design". Deepwater Mooring Systems. Concepts, Design, Analysis, and Materials, ASCE. Houston, USA, Oct., 2003, 28-54.

Newlin, J.A. (2003b). "Suction anchor piles for the Na Kika FDS mooring system, part 2. Installation performance". Deepwater Mooring Systems. Concepts, Design, Analysis, and Materials, ASCE. Houston, USA, Oct., 2003, 55-57.

Olson, R.E., Rauch, A.F., Gilbert, R.B., Tassoulas, J.L., Aubeny, C.P., and Murff, J.D. (2001). "Toward the design of new technologies for deepwater anchorages," *Proceedings of the 11th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Stavanger, Norway, June 17-22, Vol. 4, pp. 643-649.

Olson, R.E., Rauch, A.F., Mecham, E.C., and Luke, A.M. (2003). "Self-weight consolidation of large laboratory deposits of clay," *Proceedings of the 12th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Cambridge, Mass., June, pp. 703-708.

Oversen, J.H. (1979) "Contribution to Discussion on the use of physical models in design". 7th *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, Inglaterra. V. 4, p. 319-323.

Pacheco, L.A. (2006) “Modelagem física e Numérica de um Duto Enterrado em Areia Sujeito a Deslocamento Lateral”. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ, 114p.

Rahman M.S., Wang J., Deng W., Carter J.P. “A neural network model for the uplift capacity of suction caissons”. *Computer and geotechnics* 28, pp 269-287.

Randolph, M.F., House, A.R. (2001). “The Complementary roles of physical and computational modeling”. Report n. G: 1522, The University of Western Australia, Australia.

Randolph, M.F. e Houlsby, G.T. (1984). “The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil”, *Geotechnique*, Vol. 34, n° 4, p. 613-623.

Randolph, M.F. e Houlsby, G.T. (1994). “T-bar Penetration Testing in Soft clay”. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 12, December. ASCE.

Randolph, M.F., House, A.R. (2001). “The Complementary roles of physical and computational modeling”, Report n. G: 1522, The University of Western Australia, Australia.

Randolph, M.F., and House, A. (2002). “Analysis of suction caisson capacity in clay,” *Proceedings of the 34th annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTRC-14236, May 6-9, pp. 2145-2155.

Randolph, M. F., and Andersen, K. H. (2006). “Numerical analysis T-bar penetration in soft clay.” *Int. J. Geomech.*, V.66 ASCE, 411–420.

Rao, S. N., Prasad, Y.V.S.N., e Veeresh, C. (1993). “Behavior of Embedded Model Screw Anchors in Soft Clays” , *Géotechnique*, Vol. 43, No. 4, pp. 605-614.

Rao, S.N., Ravi, R., and Ganapathy, C. (1997). “Pullout behavior of model suction anchors in soft marine clays,” *Proceedings of the 7th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Honolulu, Hawaii, May 25-30, pp. 740-744.

Rauch, A.F., Olson, R.E., Luke, A.M., and Mecham, E.C. (2003). “Measured response during laboratory installation of suction caissons,” *Proceedings of the 13th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Honolulu, Hawaii, May 25-30, pp. 1327-1334.

- Renzi, R., Maggioni, W., Smiths, F. (1991) "Centrifuge Study on the Behavior of Suction Piles". *Proceeding of the International Conference Centrifuge*, V. Manes. ENEL-DCO, Roma, Italia.
- Santos, A. L. F., 1997, "Âncoras de Sucção", Tese de Mestrado COPPE/UFRJ - Programa de Engenharia Civil.
- Schofield, A.N. (1980). "Cambridge geotechnical centrifuge operations". *Geotechnique* 30 (3), 227-268.
- Skempton, A.W. (1951). "The bearing capacity of clays," *Proceedings, Building Research Congress*, London, pp. 180-189.
- Senpere, D., and Auvergne, G.A. (1982). "Suction anchor piles – a proven alternative to driving or drilling," *Proceedings of the 14th annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTC 4206, May 3-6, pp. 483-493.
- Solhjell E., Sparrevik P., Haldorsen K. and Karlsen V. (1998). "Comparison and Back Calculation of Penetration Resistance from Suction Anchor Installation in Soft to Stiff Clay at the Njord and Visund Fields in the North Sea". *SUT conf. ('Society for Underwater Technology') on 'New Frontiers in Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour'*, London, September 1998.
- Sparrevik, P. (1998). "Suction anchors – a versatile foundation concept finding its place in the offshore market," *Proceedings of the 17th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, Lisboa, Portugal, OMAE98-3096, July 5-9, 13 pp.
- Sparrevik, P. (2002). "Suction pile technology and installation in deep waters," *Proceedings of OTRC International Conference*, Houston, Texas, April 26-27, pp. 182-197.
- Springman, S. (2007). "Modelling in Geotechnics" – Part 1, Institute of Geotechnical Engineering.
- Steensen-Bach, J.O. (1992). "Recent models tests with suction piles in clay and sand". *Proc. 24th Offshore Technology Conference* Houston, 320-330.
- Stewart, D.P., and Randolph, M.F. (1991). "A new site investigation tool for the centrifuge". *Proceedings International Conference on Centrifuge Modelling – Centrifuge' 91*, Boulder, Colorado, pp. 531-538.

- Stewart, D.P., and Randolph, M.F. (1994). "T-bar penetration testing in soft clay," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 120, No. 12, pp. 2230-2235.
- Sukumaran, B. (1998). "A better Option for Deep Water Applications". *Proceedings of the SWE Annual Conference*, Houston, Tx.
- Sukumaran, B., McCarron, W.O., Jeanjean, P. and Abouseeda, H. (1999). "Efficient finite element techniques for limit analysis of suction caissons under lateral loads". *Computers & Geotechnics*, 24(2), 89-107.
- Sukumaran, B., and McCarron, W. (1999). "Total and effective stress analysis of suction caissons for Gulf of Mexico conditions," *Proceedings of the OTRC '99 Conference*, Austin, Texas, April 29-30, *Geotechnical Special Publication* No. 88, pp. 247-260.
- Supachawarote C., Randolph M.F., and Gourvenec S. (2004), "Inclined pull-out capacity of suction caissons", *Proceedings of the 14th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Toulon, France.
- Taylor R.N. (1995). "Geotechnical Centrifuge Technology", Blackie Academic & Professional, 1^a Ed.
- Thorel, L., Garnier J., Rault, G., Bisson, A. (2002), "Etude de la Resistance Al'Arrachement Sous Charge Verticale des Ancres a Effet de Succion". *JNGG 2002*, 8 et 9 Octobre 2002, Nancy.
- Tjelta, T I., Guttormsen, T.R., and Hermstad, J. (1986). "Large-scale penetration test at a deepwater site," *Proceedings of the 18th annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTC 5103, May 5-8, pp. 201-212.
- Tjelta, T.I. (2001). "Suction Piles. Their position and application today". *Proc. 11th Int. Offshore and Polar Engng. Conf. – ISOPE`2001*, Stavanger, Norway, 2, 1-6.
- Villela, M.J.R. (2004) "Análise do comportamento da temperatura em sistemas de produção de petróleo: comparação entre completação seca e molhada". Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica), Rio de Janeiro – RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 130 p.
- Wang, M.C., Demars, K.R., and Nacci, V.A. (1977). "Breakout capacity of model suction anchors in soil," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 14, pp. 246-257.

Wang, M.C., Demars, K.R., and Nacci, V.A. (1978). "Applications of suction anchors in offshore technology," *Proceedings of the 10th annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTC 3203, May 8-11, pp. 1311-1320.

Wang, M.C., Nacci, V.A., and Demars, K.R. (1975). "Behavior of underwater suction anchor in soil," *Ocean Engineering*, Vol. 3, No. 1, pp. 47-62.

Watson, P.G. (1999). "Performance of skirted foundations for offshore structures", Ph.D. thesis, The University of Western Australia, Australia.

Whittle, A.J., Germaine, J.T., and Cauble, D.F. (1998). "Behavior of miniature suction caissons in clay," *Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour '98*, SUT 1998, pp. 279-300.

Wood, D.M. (2004) "Geotechnical Modelling – Applied geotechnics". Volume 1. Taylor & Francis, 1^a Ed.

Zeinoddini, M. and Nabipour, M. (2009), "A parametric study on pullout response of suction caisson", *Journal of Marine Engineering*, 15(9), 1-16.

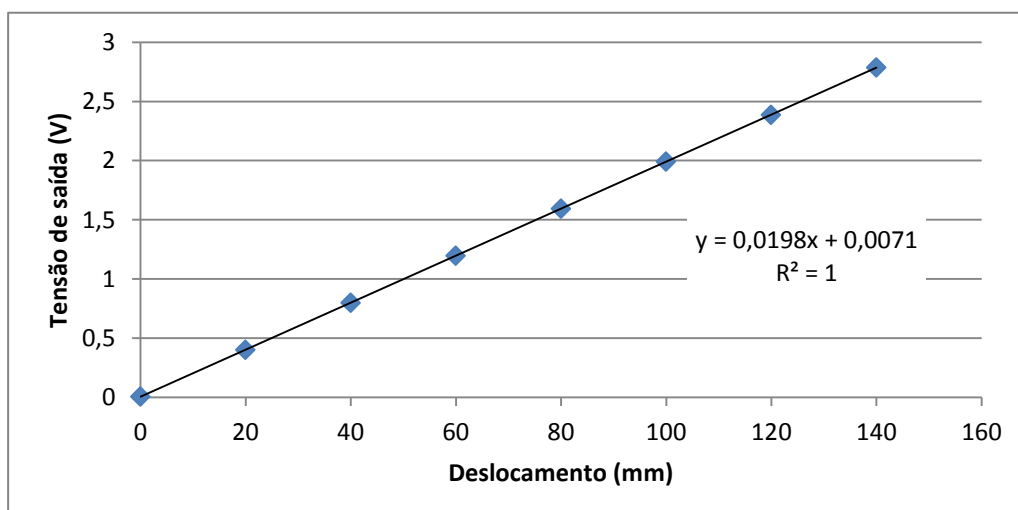
ANEXO 01 - CALIBRAÇÃO DOS TRANSDUTORES

CALIBRAÇÃO TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO

Tensão (V)	Deslocamento (mm)
0,0088865	0
0,403057	20
0,798937	40
1,19838	60
1,59511	80
1,99141	100
2,38722	120
2,78665	140

DADOS DO TRANSDUTOR	
Número de série	83601730
Modelo	PZ-34-S-250
Range de medição	250 mm
Resistência	10KΩ
Número do transdutor	1

DADOS DA CALIBRAÇÃO	
Módulo	NI My DAQ
Tensão de alimentação	5V
Computador utilizado	NI PXI 1052



CALIBRAÇÃO POROPRESSÃO (em vôo) PXI

Ganho: 100	Bloco de terminais: NI SCXI 1321
Alimentação: 3,33v	Aluna: Cássia Rangel
Range dos transdutores: 200 PSI	
Módulo: NI SCXI 1121 (Slot 2)	

Gravidade (Gs)	Tensão de saída (V)	
	7531	7528
1	-0,0206393	-0,0246156
3	-0,0204422	-0,0244324
6	-0,0200369	-0,0240512
11	-0,0193557	-0,0234001
16	-0,0186642	-0,0227374
21	-0,0179849	-0,0220813

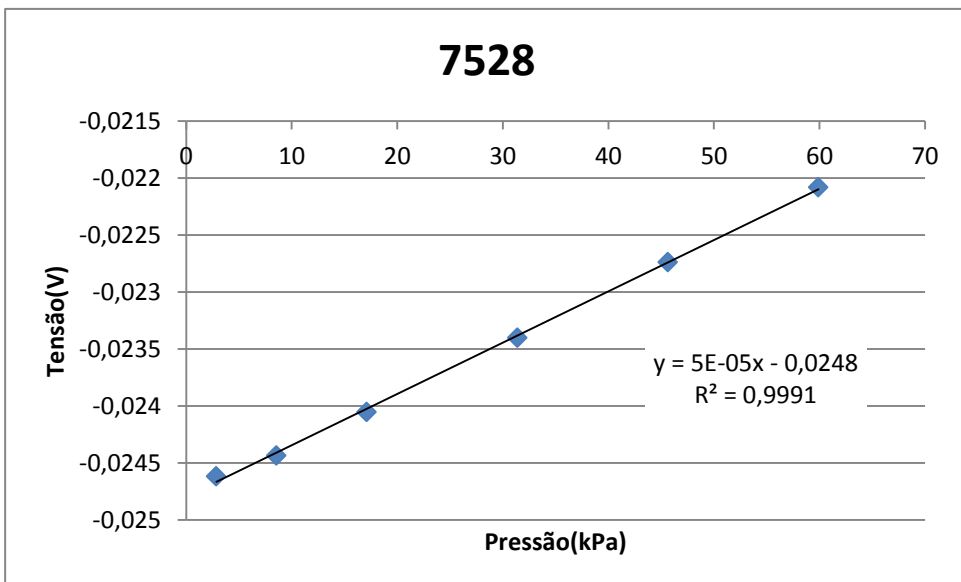
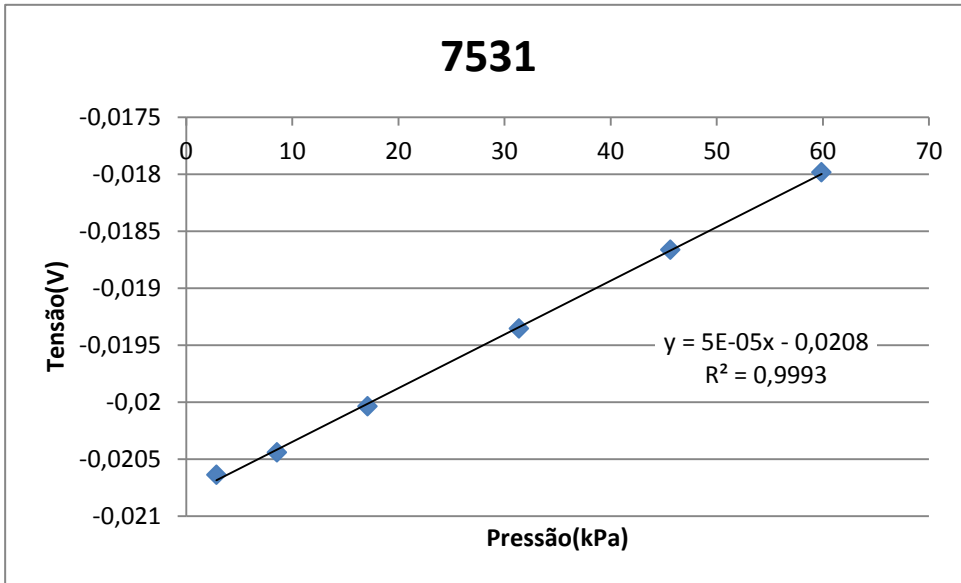
Ligação no PXI	
Transdutor	Canal (bloco de terminais)
7531	0
7528	1

Cor dos fios		
Transdutor	Bloco de terminais	Função
Vermelho	Vermelho	Excitação +
Azul	Laranja	Excitação -
Amarelo	Amarelo	Sinal +
Verde	Marrom	Sinal -

Altura de água (m)	0,291
Gama da água (kN/m³)	9,8

Pressão (kPa)
2,8518
8,5554
17,1108
31,3698
45,6288
59,8878

**Pressão(kPa)= Altura da água(m)
x Gama da água (Kn/m3)**



CALIBRAÇÃO POROPRESSÃO PXI

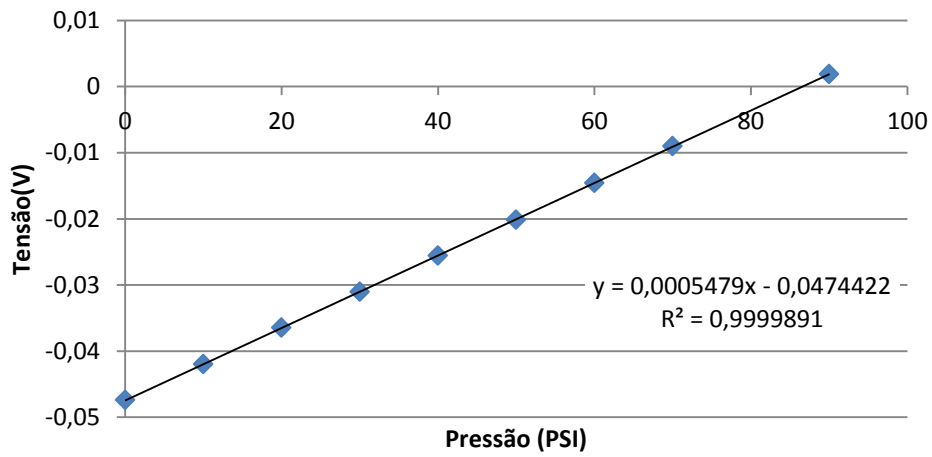
Ganho: 100		Bloco de terminais: NI SCXI 1321
Alimentação: 3,33v		Aluno: Cássia Rangel
Range dos transdutores: 100 PSI		Data: 25/02/2014
Módulo: NI SCXI 1121 (Slot 3)		

Pressão (PSI)	Tensão de saída (V)			
	7508	7510	7511	7513
0	-0,0474032	-0,0436371	-0,0472	-0,04717
10	-0,0419529	-0,0379881	-0,04187	-0,04194
20	-0,0364452	-0,0322825	-0,03646	-0,03665
30	-0,0310382	-0,0266741	-0,03115	-0,03146
40	-0,0255689	-0,0210022	-0,02577	-0,02619
50	-0,0201441	-0,0153783	-0,02044	-0,02098
60	-0,0146025	-0,00963007	-0,01499	-0,01566
70	-0,00901778	-0,00383643	-0,0095	-0,0103
80	-0,00352819	-0,00186231	-0,0041	-0,00501
90	0,00189831	0,00750032	0,001246	0,000206
100	0,00738599	0,0132016	0,006646	0,005484

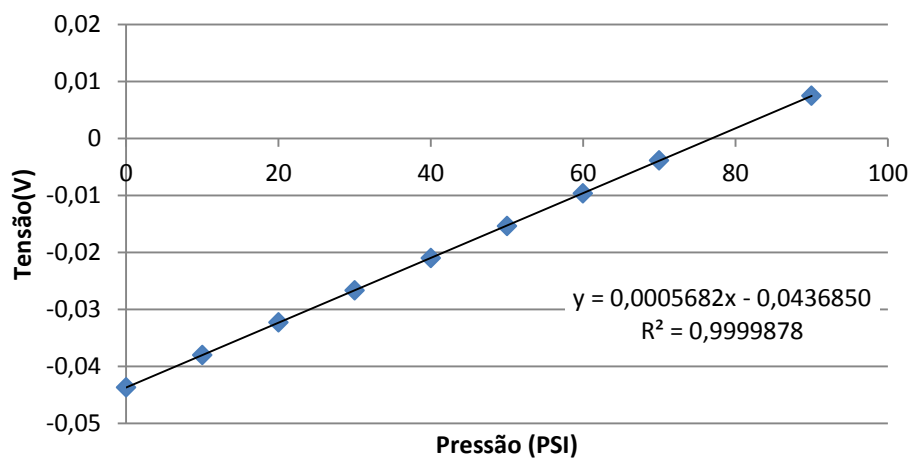
Ligação no PXI		
Transdutor	Canal (borneira)	Canal (bloco de terminais)
7508	1	0
7510	2	1
7513	3	2
7511	4	3

Cor dos fios		
Transdutor	Bloco de terminais	Função
Vermelho	Vermelho	Excitação +
Azul	Laranja	Excitação -
Amarelo	Amarelo	Sinal +
Verde	Marrom	Sinal -

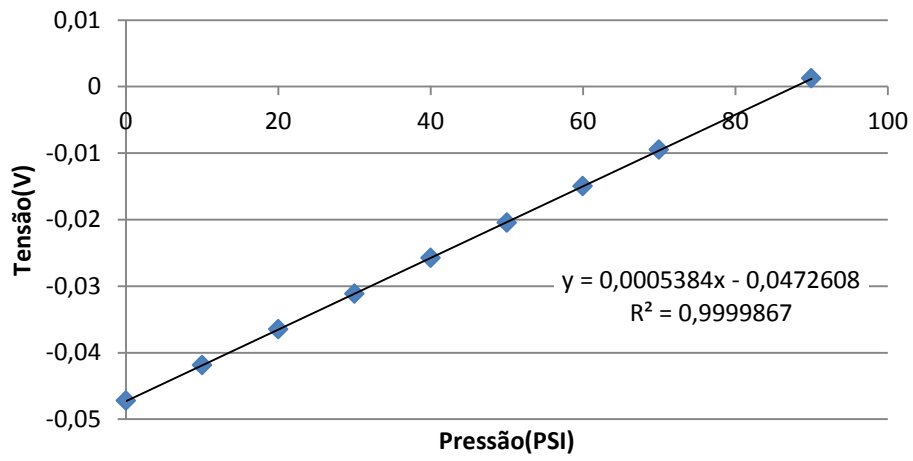
7508



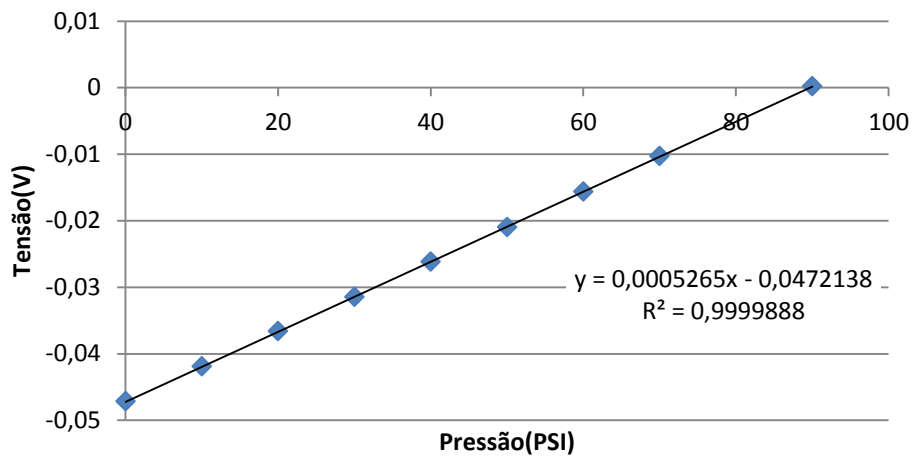
7510



7511



7513



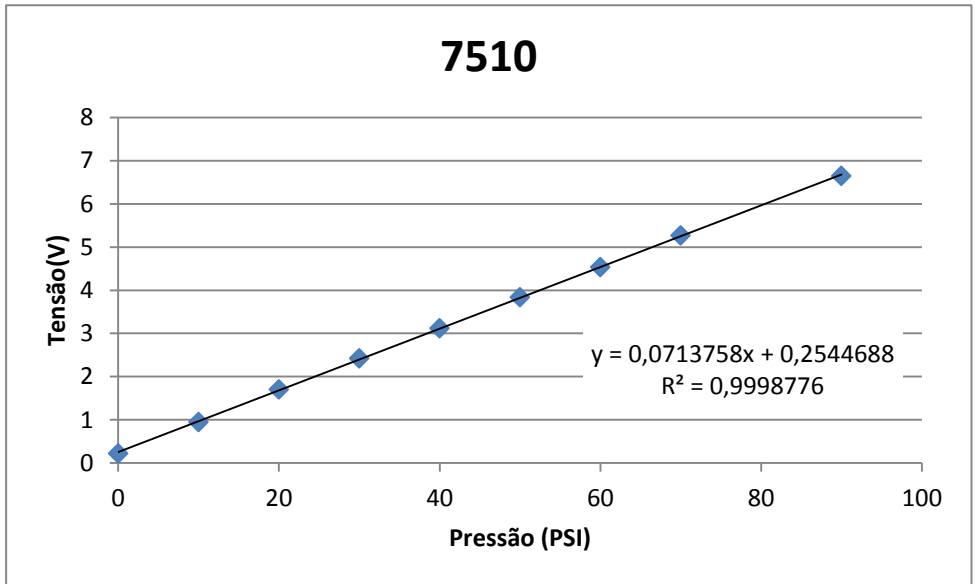
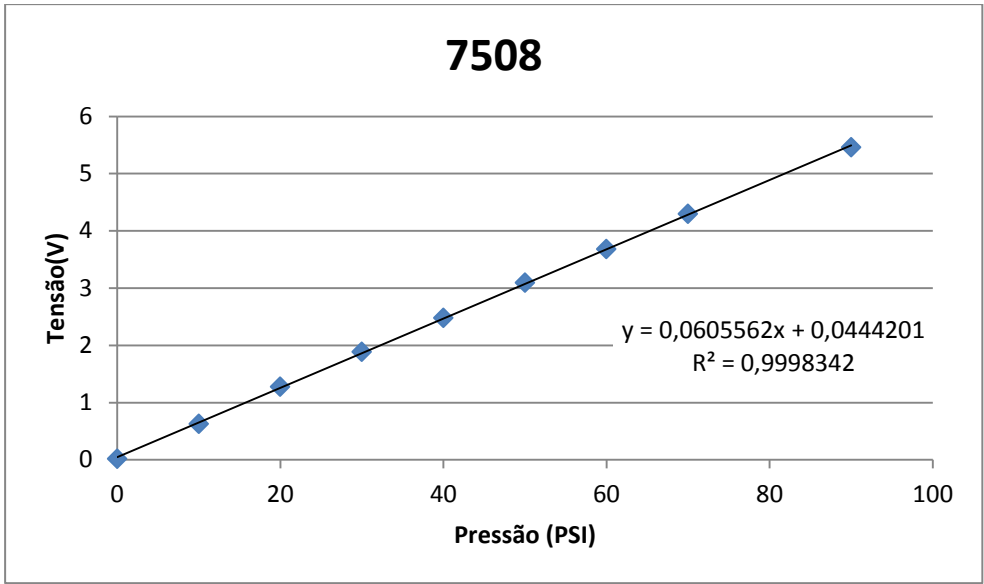
CALIBRAÇÃO POROPRESSÃO (Rittal)

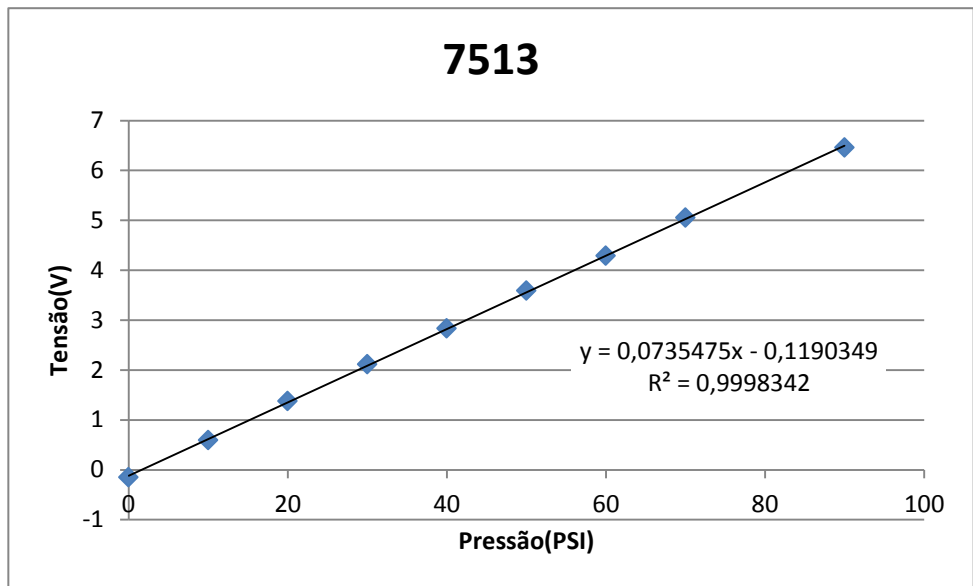
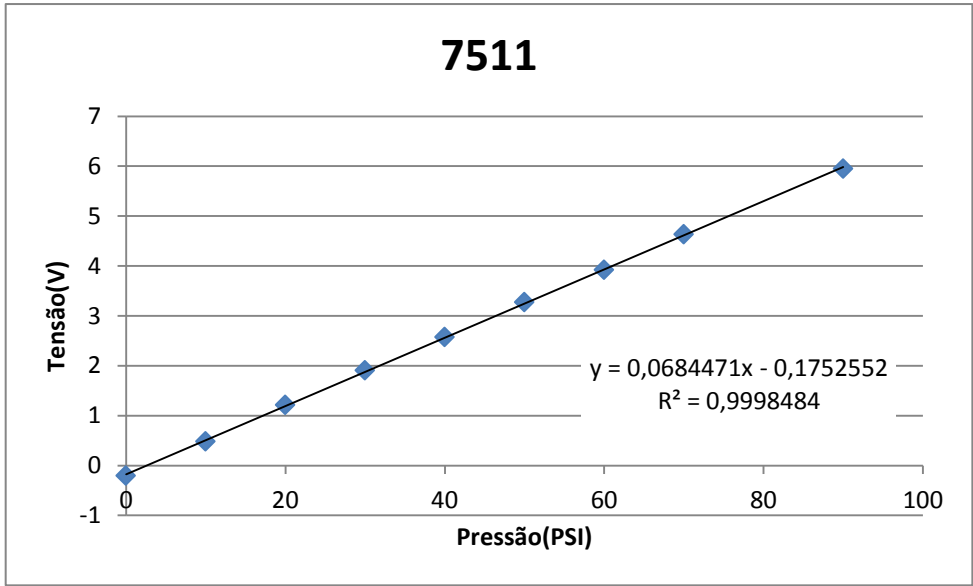
Ganho:		
Alimentação: 8 V		Aluno: Cássia Rangel
Range dos transdutores: 100 PSI		Data: 24/07/2014

Pressão (PSI)	Tensão de saída (V)			
	7508	7510	7511	7513
0	0,0159447	0,224433	-0,20478	-0,15026
10	0,627349	0,94597	0,484966	0,589992
20	1,27682	1,70491	1,21407	1,37481
30	1,88453	2,42402	1,90451	2,11391
40	2,47437	3,1189	2,5722	2,82949
50	3,09289	3,83902	3,27358	3,58882
60	3,67845	4,53037	3,92372	4,28554
70	4,29574	5,26487	4,63041	5,05082
80	4,86072	5,93947	5,27772	5,73955
90	5,45949	6,64679	5,94946	6,45815
100	6,02526	7,31499	6,59916	7,15841

Ligação no PXI	
Transdutor	Canal (borneira)
7508	B6
7510	B5
7511	B4
7513	B3

Cor dos fios	
Transdutor	Função
Vermelho	Excitação +
Azul	Excitação -
Amarelo	Sinal +
Verde	Sinal -



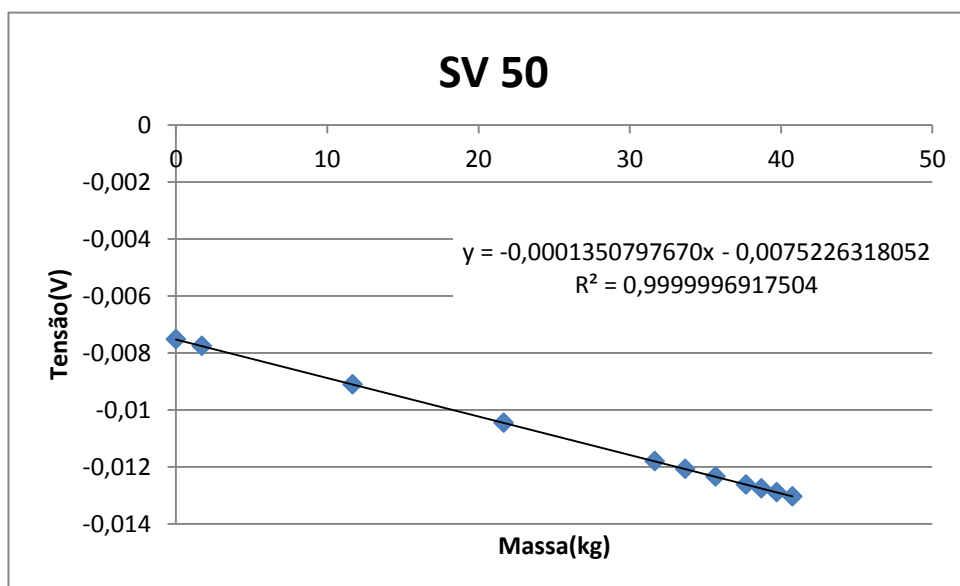


CALIBRAÇÃO CÉLULA DE CARGA (T-BAR) PXI

Ganho: 100	Bloco de terminais: NI SCXI 1321
Alimentação: 3,33v	Sentido de calibração: compressão
Range do transdutor: 50Kg	Tag da célula: SV50
Módulo: NI SCXI 1121 (Slot 2)	Data: 01/04/14
Canal no bloco de terminais: 0	Aluna: Cássia Rangel

Cor dos fios	
Transdutor	Função
Vermelho	Excitação +
Preto	Excitação -
Verde	Sinal +
Branco	Sinal -

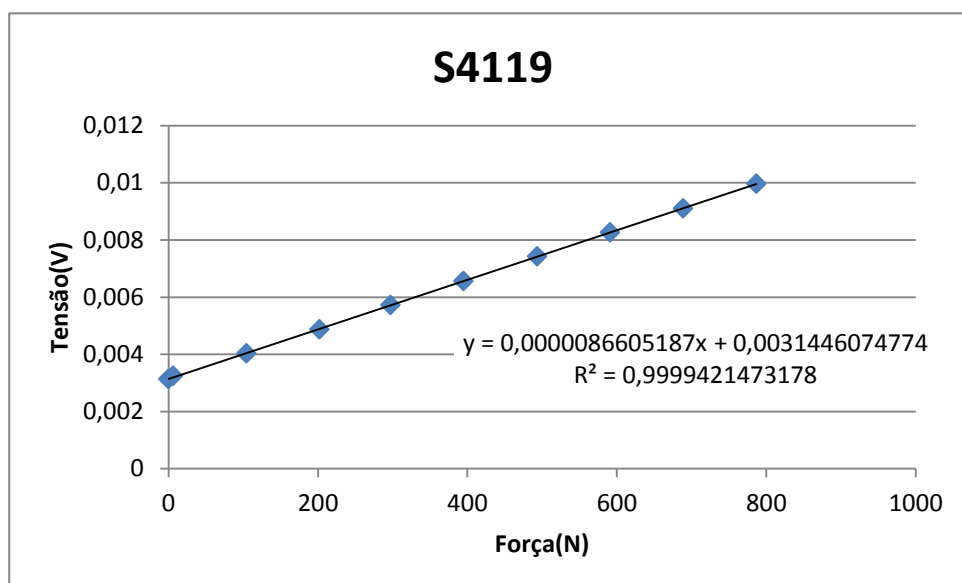
Massa (kg)	Tensão (V)
0	-0,00752252
1,71	-0,00775388
11,68	-0,00910222
21,67	-0,0104471
31,67	-0,0118004
33,68	-0,0120713
35,68	-0,0123418
37,69	-0,0126141
38,71	-0,0127519
39,73	-0,0128899
40,76	-0,0130295



2ª CALIBRAÇÃO CÉLULA DE CARGA (S4119)

Ganho: 250	Sentido de calibração: Tração
Alimentação: 3,33v	Tag da célula: S4119
Range do transdutor: 455kg	Data:13/03/14
Módulo: NI SCXI 1121 (Slot 4)	Aluna: Cássia Rangel
Bloco de terminais: NI SCXI 1321 (Canal 3)	

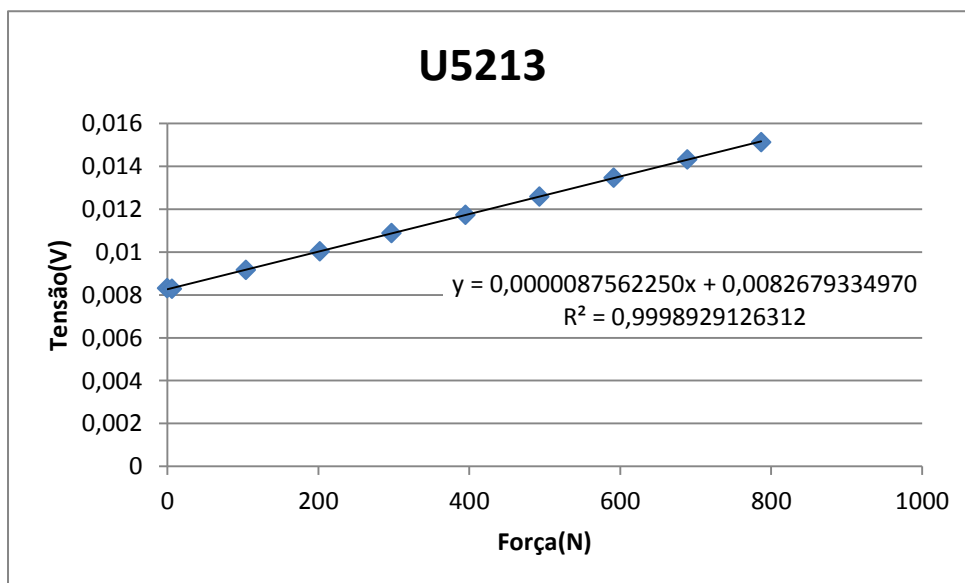
Tensão (V)	Massa(kg)	Força(kg x 9.8=N)
0,00313024	0	0
0,00324214	0,64	6,272
0,00403099	10,63	104,174
0,00486972	20,62	202,076
0,00572246	30,31	297,038
0,00656258	40,3	394,94
0,00742139	50,33	493,234
0,0082664	60,33	591,234
0,0091063	70,3	688,94
0,00996559	80,28	786,744



2ª CALIBRAÇÃO CÉLULA DE CARGA (U5213)

Ganho: 250	Sentido de calibração: Tração
Alimentação: 3,33v	Tag da célula: U5213
Range do transdutor: 455kg	Data:13/03/14
Módulo: NI SCXI 1121 (Slot 4)	Aluna: Cássia Rangel
Bloco de terminais: NI SCXI 1321 (Canal 1)	

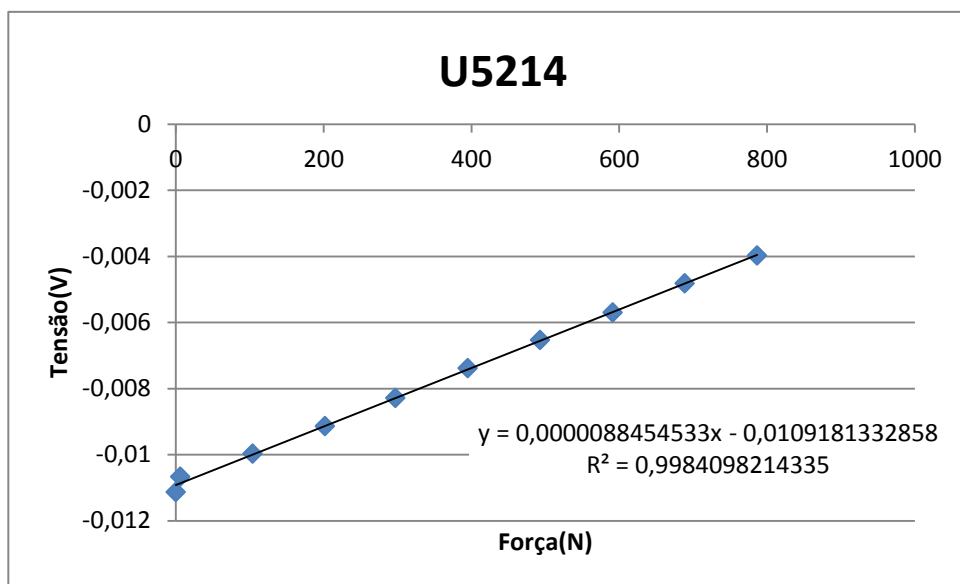
Tensão (V)	Massa(kg)	Força(kg x 9.8=N)
0,00831197	0	0
0,0082833	0,64	6,272
0,00916136	10,63	104,174
0,0100281	20,62	202,076
0,0108837	30,31	297,038
0,0117308	40,3	394,94
0,0125867	50,33	493,234
0,0134638	60,33	591,234
0,0143175	70,3	688,94
0,015125	80,28	786,744



2ª CALIBRAÇÃO CÉLULA DE CARGA (U5214)

Ganho: 250	Sentido de calibração: Tração
Alimentação: 3,33v	Tag da célula: U5214
Range do transdutor: 455kg	Data:13/03/14
Módulo: NI SCXI 1121 (Slot 4)	Aluna: Cássia Rangel
Bloco de terminais: NI SCXI 1321 (Canal 2)	

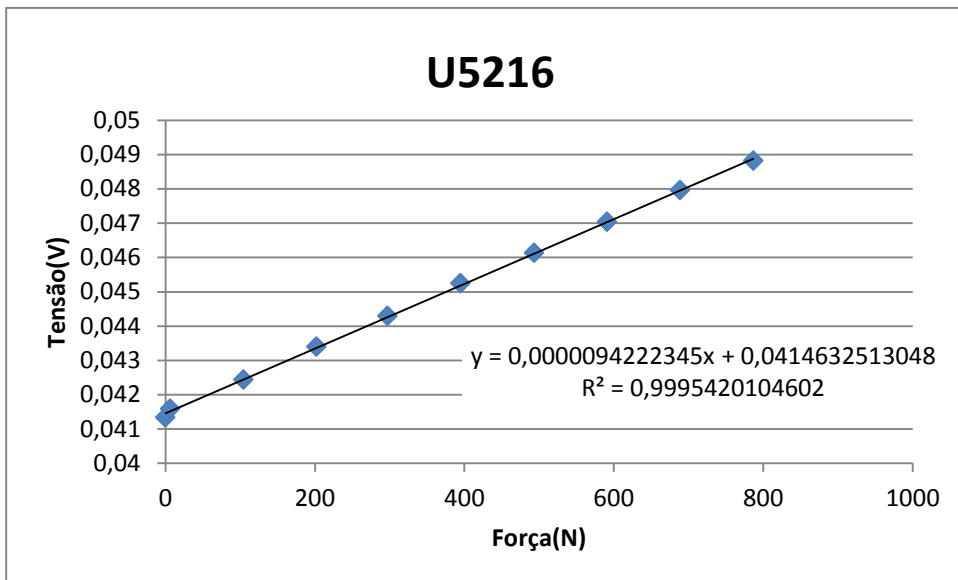
Tensão (V)	Massa(kg)	Força(kg x 9.8=N)
-0,0111374	0	0
-0,010668	0,64	6,272
-0,00997504	10,63	104,174
-0,00914627	20,62	202,076
-0,00829149	30,31	297,038
-0,00739048	40,3	394,94
-0,00654026	50,33	493,234
-0,0057033	60,33	591,234
-0,00481979	70,3	688,94
-0,00397834	80,28	786,744



2ª CALIBRAÇÃO CÉLULA DE CARGA (U5216)

Ganho: 100	Sentido de calibração: Tração
Alimentação: 3,33v	Tag da célula: U5216
Range do transdutor: 455kg	Data:13/03/14
Módulo: NI SCXI 1121 (Slot 4)	Aluna: Cássia Rangel
Bloco de terminais: NI SCXI 1321 (Canal 0)	

Tensão (V)	Massa(kg)	Força(kg x 9.8=N)
0,041336	0	0
0,0415831	0,64	6,272
0,0424348	10,63	104,174
0,0433976	20,62	202,076
0,0442899	30,31	297,038
0,0452387	40,3	394,94
0,0461325	50,33	493,234
0,0470346	60,33	591,234
0,0479581	70,3	688,94
0,0488142	80,28	786,744



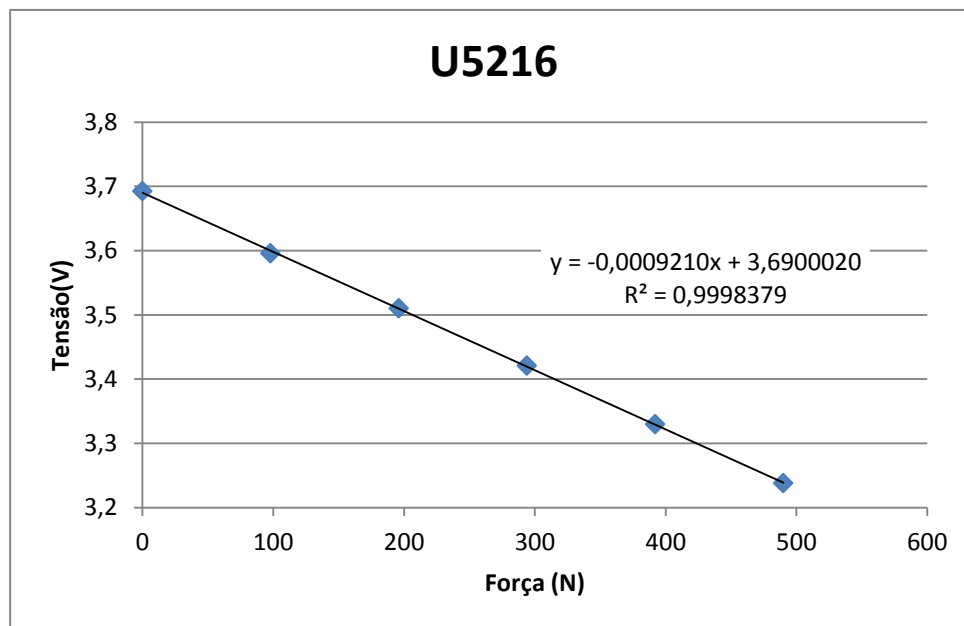
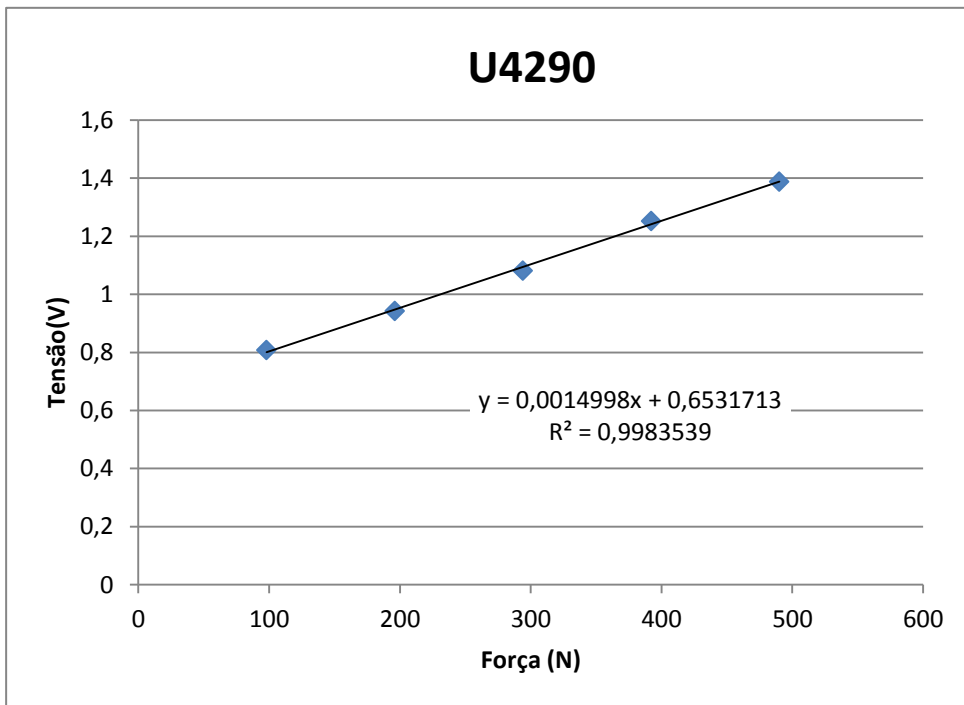
CALIBRAÇÃO CÉLULA DE CARGA (Rittal)

Ganho: 100		
Alimentação: 3,33 V		Aluno: Cássia Rangel
Range dos transdutores: 455 kG		Data: 24/07/2014

U4290		
Tensão (V)	Massa(kg)	Força(kg x 9.8=N)
0,80772	10	98
0,942018	20	196
1,081396	30	294
1,251629	40	392
1,387825	50	490
Tensão (V)	Massa(kg)	Força(kg x 9.8=N)
3,692174	0	0
3,595841	10	98
3,509895	20	196
3,420675	30	294
3,329558	40	392
3,237967	50	490

Ligação no PXI	
Transdutor	Canal (borneira)
4290	B1
7510	B7

Cor dos fios	
Transdutor	Função
Vermelho	Excitação +
Azul	Excitação -
Amarelo	Sinal +
Verde	Sinal -



ANEXO 02 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS



Resultados de Ensaio de Caracterização Completa

Interessado: Cássia

Data: 16/7/13

Obra: -

Ensaio: -

Furo: -

Amostra: Caulim

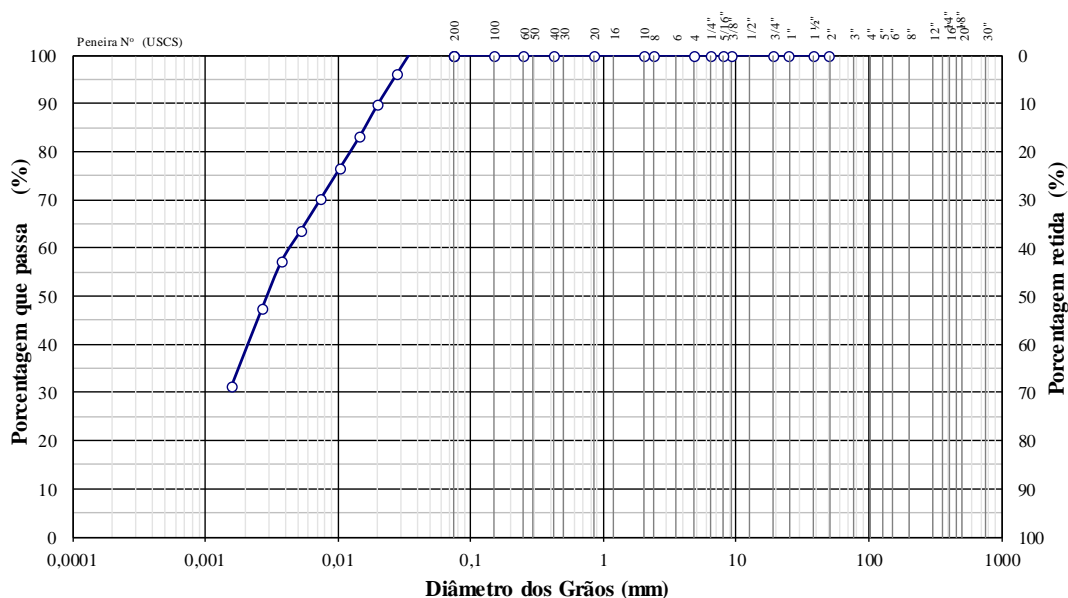
Características Granulométricas Equivalentes

Frações Granulométricas e Classificação Unificada

Pedregulho			Areia			Silte	Argila	Classificação (USCS)
Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
-	-	-	-	-	-	66,3	37,5	-

Diâmetros Característicos e Coeficientes de Curvatura e Uniformidade

D ₁₀	D ₁₅	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	Cc	Cu
0,0005	0,0008	0,0015	0,0030	0,0044	0,0161	8,8	1,0



ABNT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho			Pedra	Matacão
USCS	Argila	Silte	fina	média	grossa	fino	médio	grosso		
MIT	Argila	Silte	fina	Areia		grossa	Pedregulho			
			fina	média	grossa					

Propriedades Físicas

Densidade:

Densidade Real dos Grãos = 2,34 g/cm³

Umidades:

Umidade Natural = - %

Umidade higroscópica = 1,0 %

Índices de Atterberg:

Limite de Liquidez = 69,9 %

Limite de Plasticidade = 38,8 %

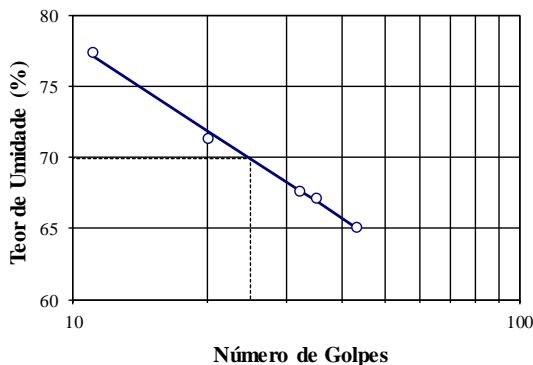
Índice de Plasticidade = 31,1 %

Índice de Consistência = - %

Atividade Skempton:

Atividade Coloidal = 0,83 (normal)

Limite de Liquidez





Resultados de Ensaio de Caracterização Completa

Interessado: Cássia

Data: 16/7/13

Obra: -

Ensaio: -

Furo: -

Amostra: Metacaulim

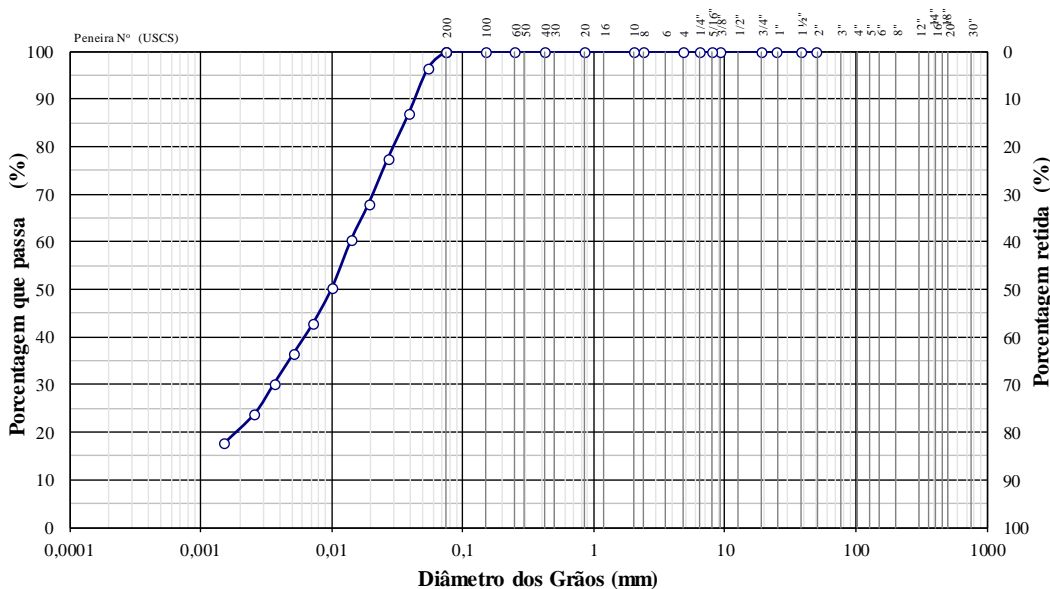
Características Granulométricas Equivalentes

Frações Granulométricas e Classificação Unificada

Pedregulho			Areia			Silte	Argila	Classificação (USCS)
Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
-	-	-	-	-	2,6	76,9	20,5	SM

Diâmetros Característicos e Coeficientes de Curvatura e Uniformidade

D ₁₀	D ₁₅	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	Cc	Cu
0,0009	0,0013	0,0036	0,0099	0,0139	0,0363	16,3	1,1



ABNT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho			Pedra	Matacão
USCS	Argila	Silte	Areia			Pedregulho				
MIT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho				

Propriedades Físicas

Densidade:

Densidade Real dos Grãos = 2,50 g/cm³

Umidades:

Umidade Natural = - %

Umidade higroscópica = 0,8 %

Índices de Atterberg:

Limite de Liquidez = - %

Limite de Plasticidade = NP %

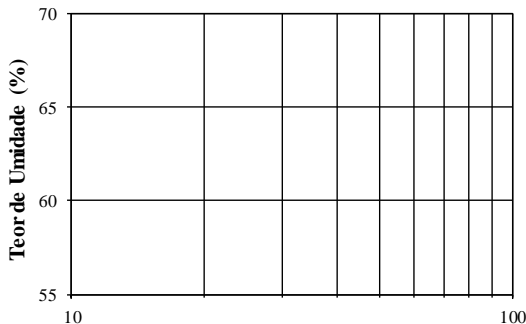
Índice de Plasticidade = NP %

Índice de Consistência = - %

Atividade Skempton:

Atividade Coloidal = -

Limite de Liquidez



Número de Golpes



Resultados de Ensaio de Caracterização Completa

Interessado: Cássia

Data: 16/7/13

Obra: -

Ensaio: -

Furo: -

Amostra: Mistura

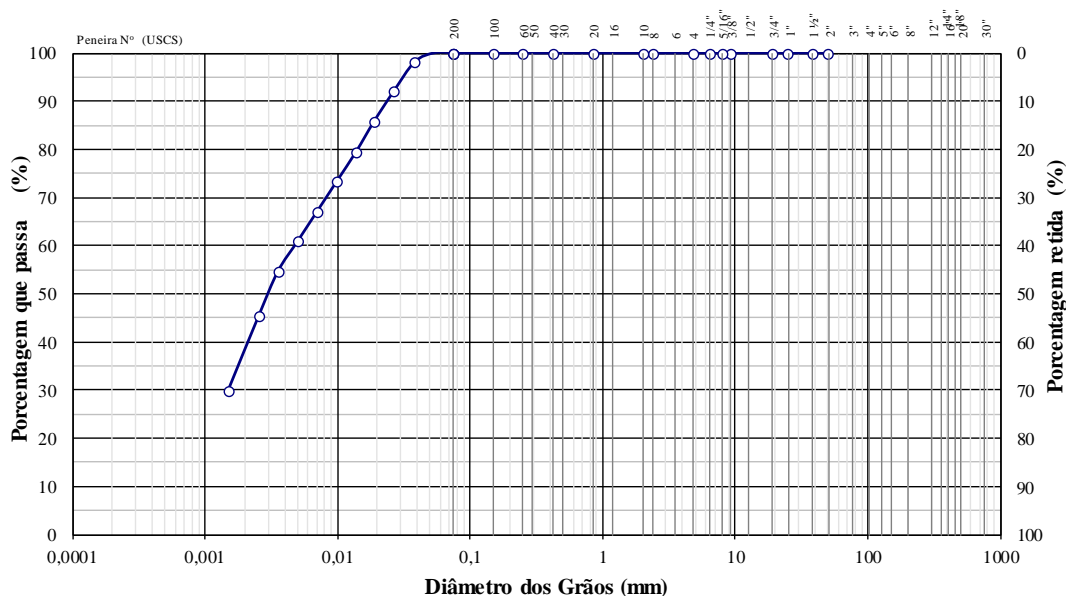
Características Granulométricas Equivalentes

Frações Granulométricas e Classificação Unificada

Pedregulho			Areia			Silte	Argila	Classificação (USCS)
Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
-	-	-	-	-	-	62,6	37,4	-

Diâmetros Característicos e Coeficientes de Curvatura e Uniformidade

D ₁₀	D ₁₅	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	Cc	Cu
0,0005	0,0007	0,0015	0,0030	0,0048	0,0182	9,6	0,9



ABNT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho			Pedra	Matacão
USCS	Argila	Silte	fina	média	grossa	fino	médio	grosso		
MIT	Argila	Silte	fina	Areia		grossa	Pedregulho			
			fina	média	grossa					

Propriedades Físicas

Densidade:

Densidade Real dos Grãos = 2,49 g/cm³

Umidades:

Umidade Natural = - %

Umidade higroscópica = 1,0 %

Índices de Atterberg:

Limite de Liquidez = 59,8 %

Limite de Plasticidade = 38,4 %

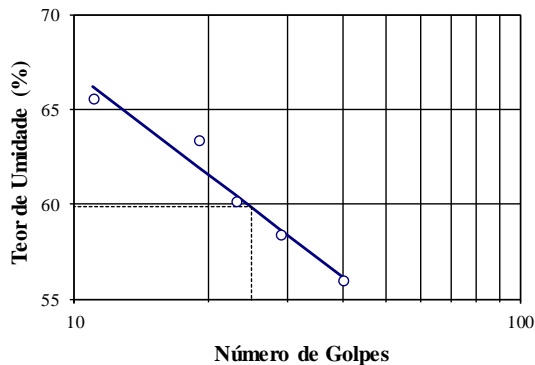
Índice de Plasticidade = 21,4 %

Índice de Consistência = - %

Atividade Skempton:

Atividade Coloidal = 0,57 (inativa)

Limite de Liquidez





Resultados de Ensaio de Adensamento Oedométrico

Interessado: Cássia

Data: 25/7/13

Obra: Doutorado

Ensaio: 01

Furo: -

Amostra:

Mistura

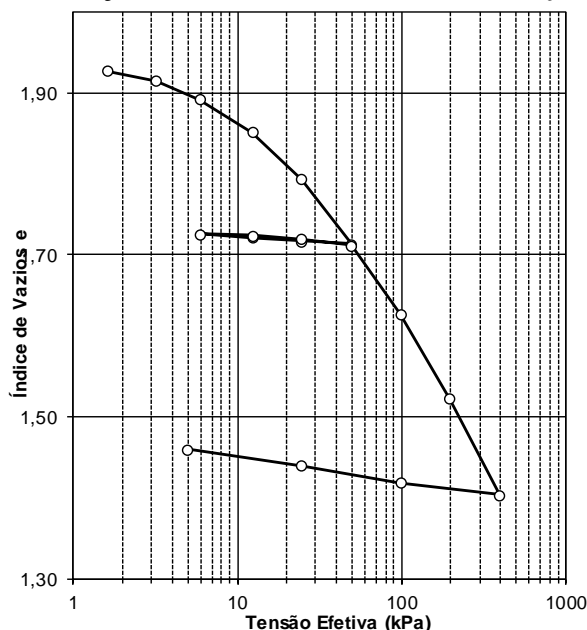
Dados do Corpo de Prova

Diâmetro: 4,99 cm	Área inicial: 19,56 cm ²	Peso específico dos grãos: 24,60 kN/m ³
Altura inicial: 1,91 cm	Umidade inicial: 75,5 %	Peso total da amostra: 56,000 g
Volume da amostra: 37,35 cm ³	Índice vazios inicial: 1,94	Peso da amostra seca: 31,906 g
Volume de sólidos: 12,71 cm ³	Grau saturação inicial: 97,8 %	Peso específico: 14,69 kN/m ³
Volume de vazios: 24,64 cm ³	Porosidade inicial: 66,0 %	Peso específico seco: 8,37 kN/m ³
Volume de água: 24,09 cm ³	Umidade final: 54,0 %	Peso específico saturado: 14,84 kN/m ³

Planilha de Resultados do Ensaio

Est. (no.)	Tensão normal σ_n (kPa)	Altura inicial: H_0 (mm)	Altura final: H_f (mm)	Varição da altura: ΔH (mm)	Altura média H_m (mm)	t_{90} (s)	c_v (cm ² /s)	e	e/e_0	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
-	0,00	-	-	-	-	-	-	1,9385	1,000	-	-	-
1	1,59	19,100	19,026	0,074	19,063	-	-	1,9271	0,994	7,14E-03	2,4E-03	-
2	3,19	19,026	18,945	0,081	18,986	-	-	1,9147	0,988	7,82E-03	2,7E-03	-
3	5,89	18,945	18,800	0,145	18,873	-	-	1,8923	0,976	8,27E-03	2,9E-03	-
4	12,26	18,800	18,533	0,267	18,667	-	-	1,8513	0,955	6,44E-03	2,3E-03	-
5	24,52	18,533	18,157	0,376	18,345	-	-	1,7934	0,925	4,72E-03	1,7E-03	-
6	49,04	18,157	17,640	0,517	17,899	-	-	1,7139	0,884	3,24E-03	1,2E-03	-
7	24,52	17,640	17,659	-0,019	17,650	-	-	1,7168	0,886	1,19E-04	4,4E-05	-
8	12,26	17,659	17,688	-0,029	17,674	-	-	1,7213	0,888	3,64E-04	1,3E-04	-
9	5,89	17,688	17,718	-0,030	17,703	-	-	1,7259	0,890	7,24E-04	2,7E-04	-
10	12,26	17,718	17,706	0,012	17,712	-	-	1,7240	0,889	2,90E-04	1,1E-04	-
11	24,52	17,706	17,680	0,026	17,693	-	-	1,7200	0,887	3,26E-04	1,2E-04	-
12	49,04	17,680	17,624	0,056	17,652	-	-	1,7114	0,883	3,51E-04	1,3E-04	-
13	98,08	17,624	17,075	0,549	17,350	43	1,47E-02	1,6270	0,839	1,72E-03	6,6E-04	9,46E-07
14	196,17	17,075	16,394	0,681	16,735	53	1,12E-02	1,5222	0,785	1,07E-03	4,2E-04	4,65E-07
15	392,34	16,394	15,625	0,769	16,010	79	6,88E-03	1,4039	0,724	6,03E-04	2,5E-04	1,69E-07
16	98,08	15,625	15,720	-0,095	15,673	-	-	1,4185	0,732	-	-	-
17	24,52	15,720	15,860	-0,140	15,790	-	-	1,4400	0,743	-	-	-
18	4,90	15,860	15,990	-0,130	15,925	-	-	1,4600	0,753	-	-	-

Varição do índice de vazios e com a tensão efetiva



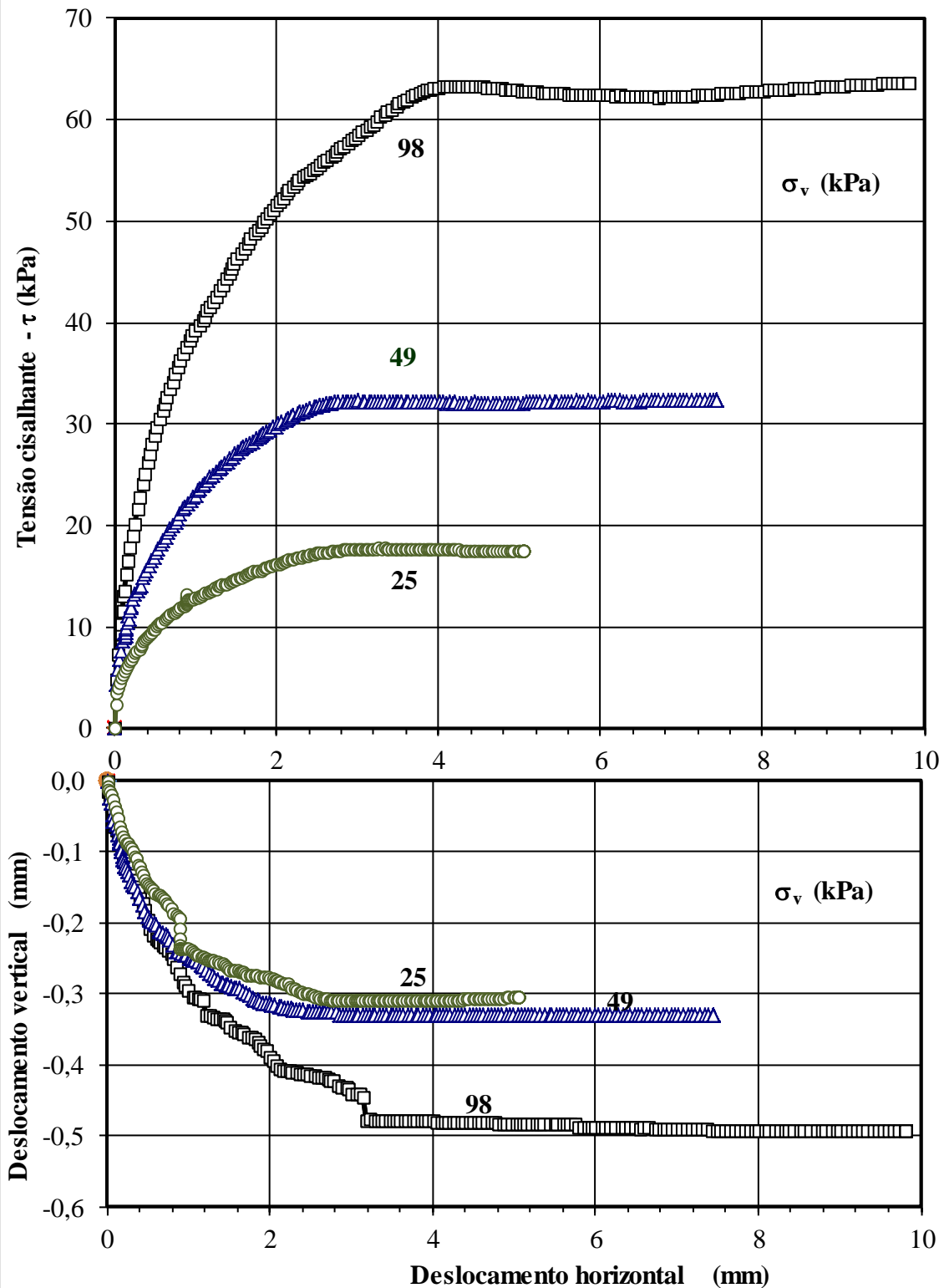
ANEXO 03 - ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Ensaio de Cisalhamento Direto

Curvas τ vs. Desl. Horiz. e Desl. Vert. vs. Desl. Horiz.



Interessado: Cássia
Projeto: Doutorado
Local: GEOTECNIA - LECIV - CCT
Amostra: Placa Mais rugosa



Ensaio de Cisalhamento Direto Estimativa da Envoltória de Ruptura



Interessado: Cássia

Projeto: Doutorado

Local: GEOTECNIA - LECIV - CCT

Amostra: Placa Mais rugosa

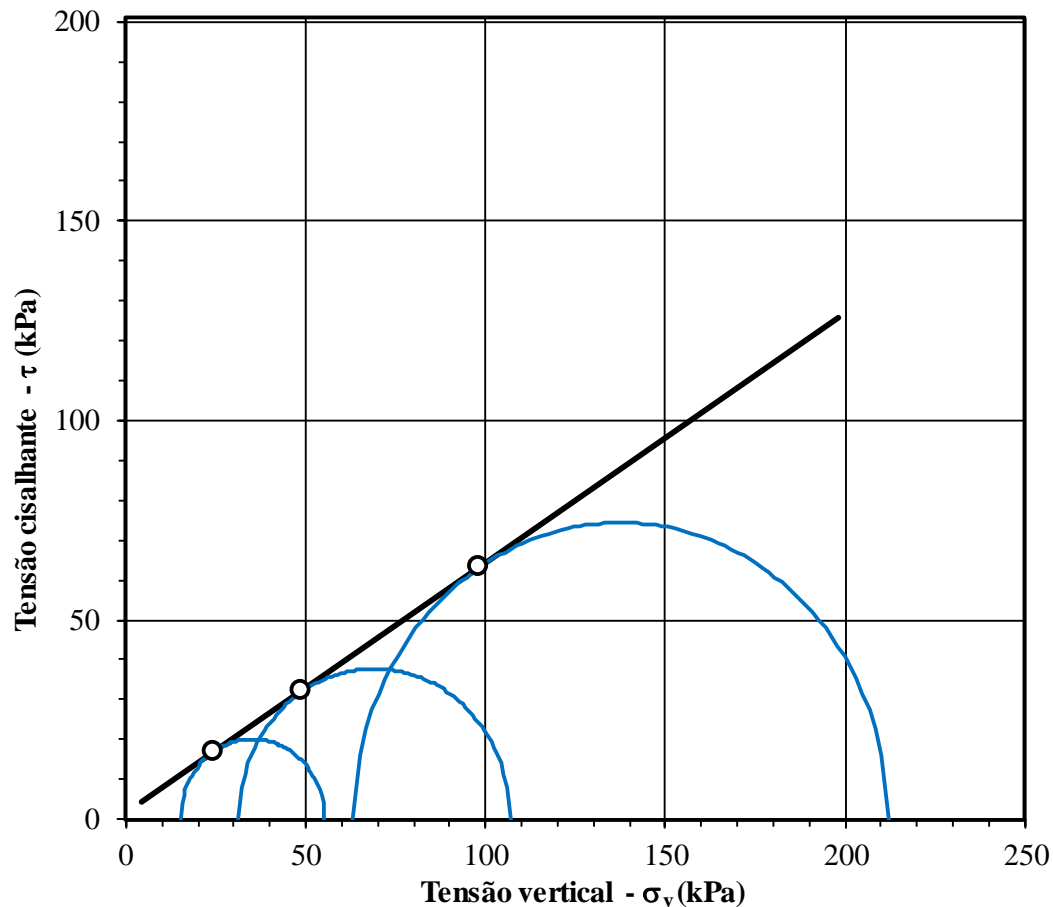
Tensões de ruptura

Ponto	σ_v (kPa)	τ_{max} (kPa)
01	25	17
02	49	32
03	98	63

Parâmetros da envoltória de ruptura

$$\phi' = 32,1^\circ$$

$$c' = 1,50 \text{ kPa}$$

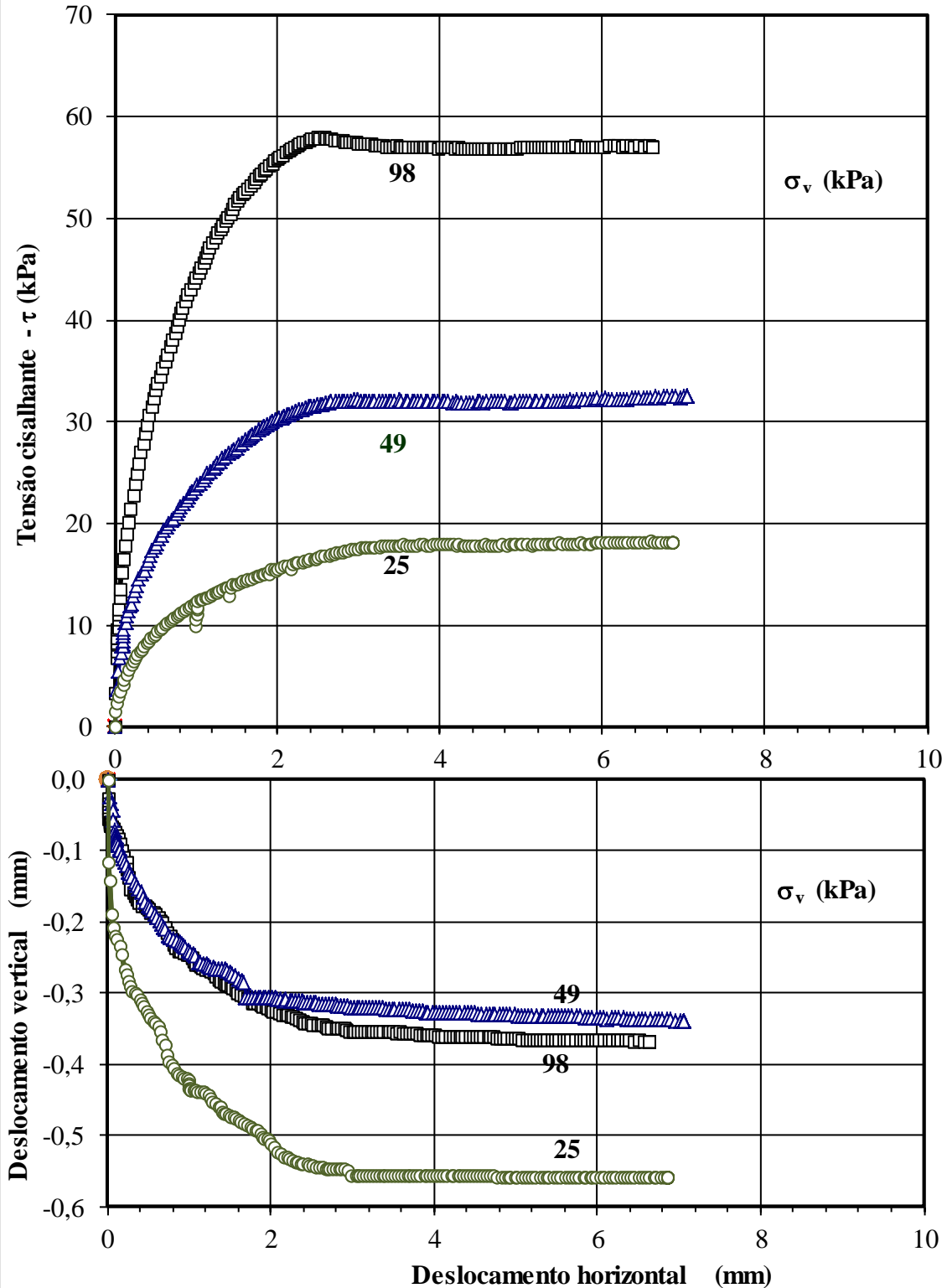


Ensaio de Cisalhamento Direto

Curvas τ vs. Desl. Horiz. e Desl. Vert. vs. Desl. Horiz.



Interessado: Cássia
Projeto: Doutorado
Local: GEOTECNIA - LECIV - CCT
Amostra: Rugosa



Ensaio de Cisalhamento Direto Estimativa da Envoltória de Ruptura



Interessado: Cássia

Projeto: Doutorado

Local: GEOTECNIA - LECIV - CCT

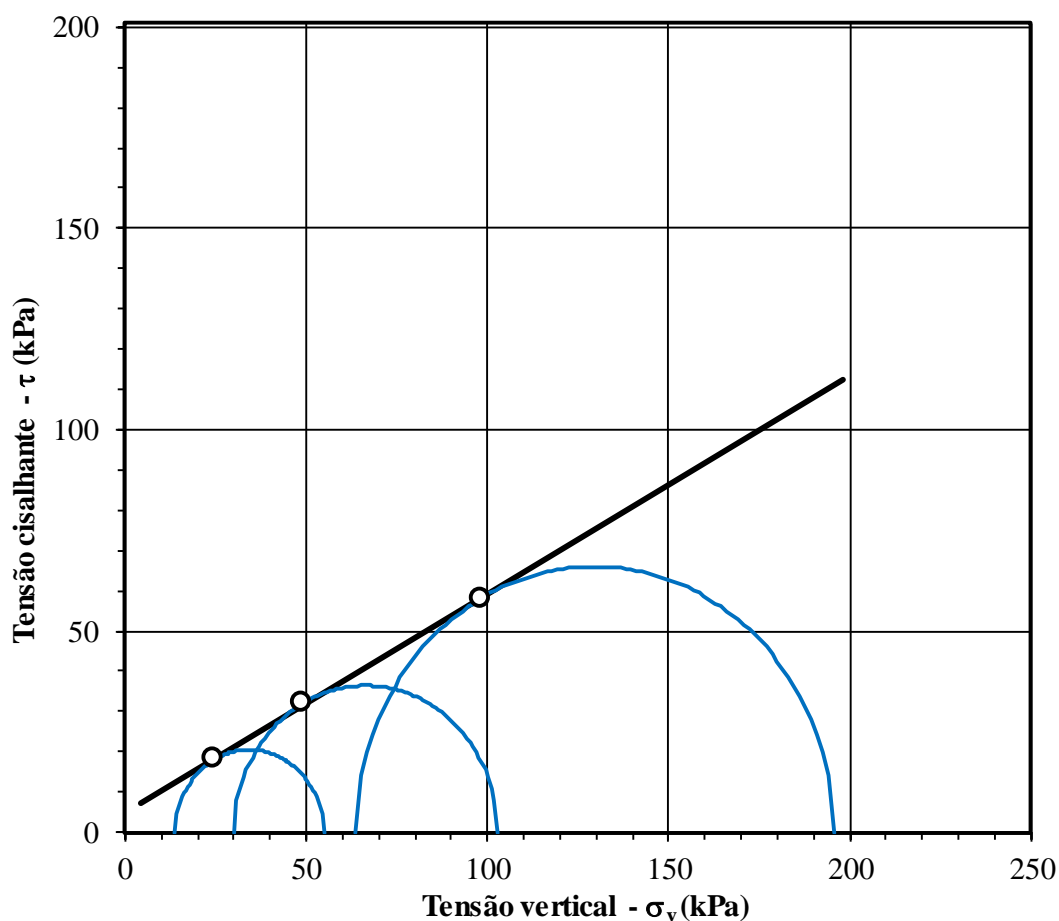
Amostra: Rugosa

Tensões de ruptura

Ponto	σ_v (kPa)	τ_{max} (kPa)
01	25	18
02	49	32
03	98	58

Parâmetros da envoltória de ruptura

ϕ'	=	28,5	°
c'	=	5,00	kPa

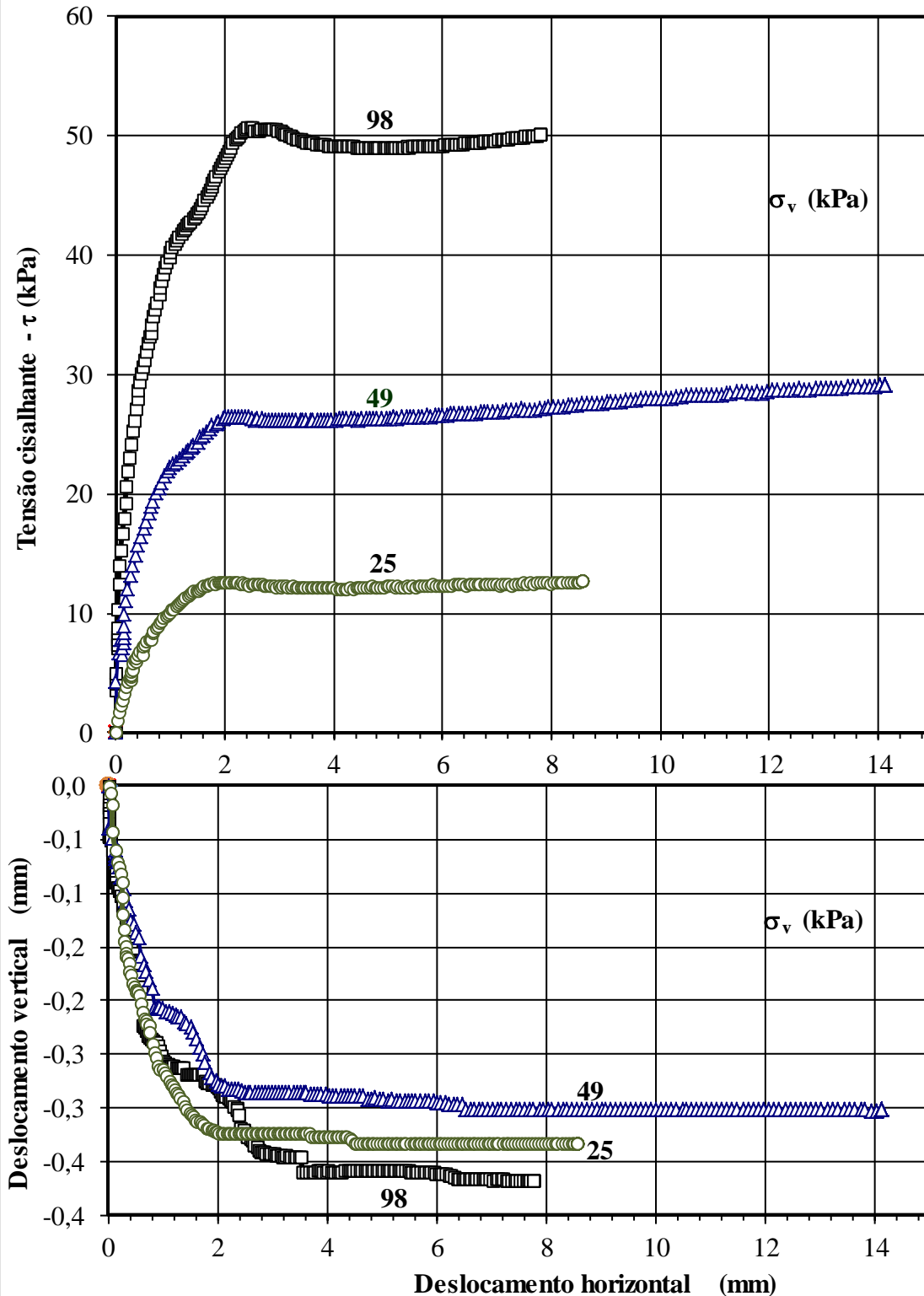


Ensaio de Cisalhamento Direto

Curvas τ vs. Desl. Horiz. e Desl. Vert. vs. Desl. Horiz.



Interessado: Cássia
Projeto: Doutorado
Local: GEOTECNIA - LECIV - CCT
Amostra: Menos Rugosa



Ensaio de Cisalhamento Direto Estimativa da Envoltória de Ruptura



Interessado: Cássia

Projeto: Doutorado

Local: GEOTECNIA - LECIV - CCT

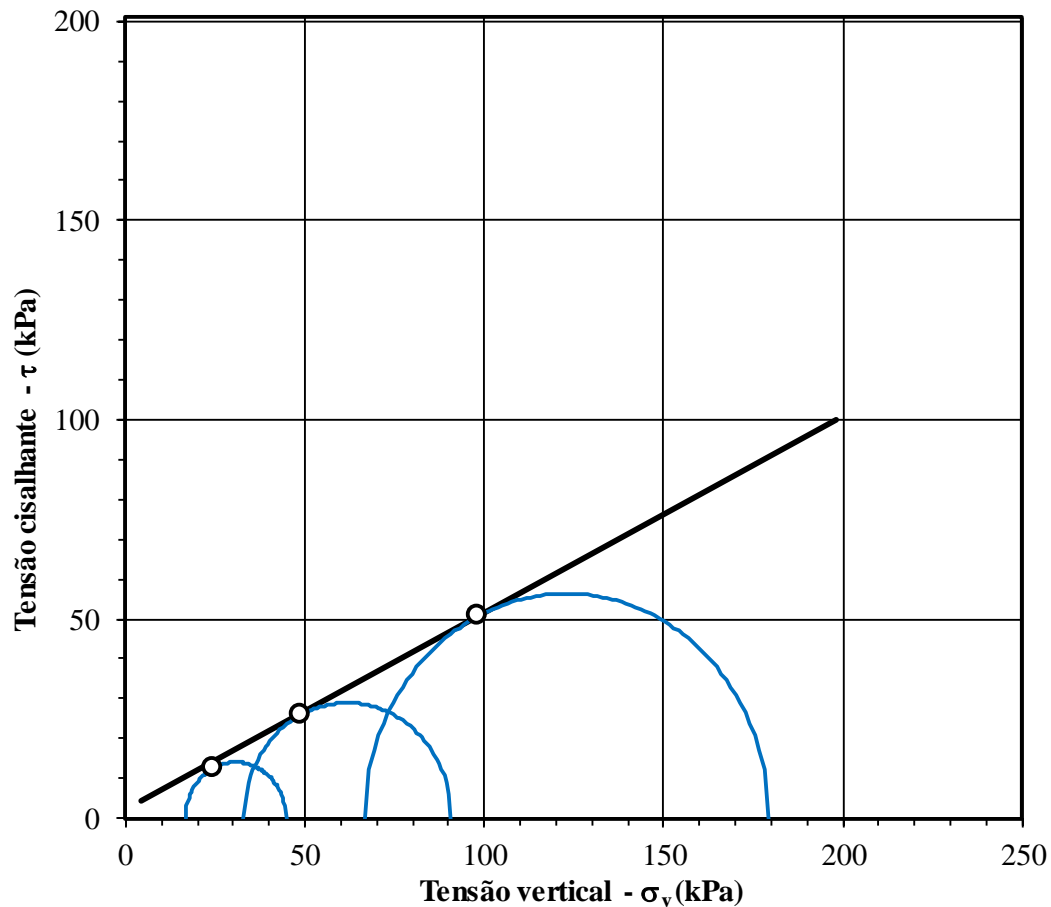
Amostra: Menos Rugosa

Tensões de ruptura

Ponto	σ_v (kPa)	τ_{max} (kPa)
01	25	13
02	49	26
03	98	51

Parâmetros da envoltória de ruptura

ϕ' =	26,2	°
c' =	2,30	kPa

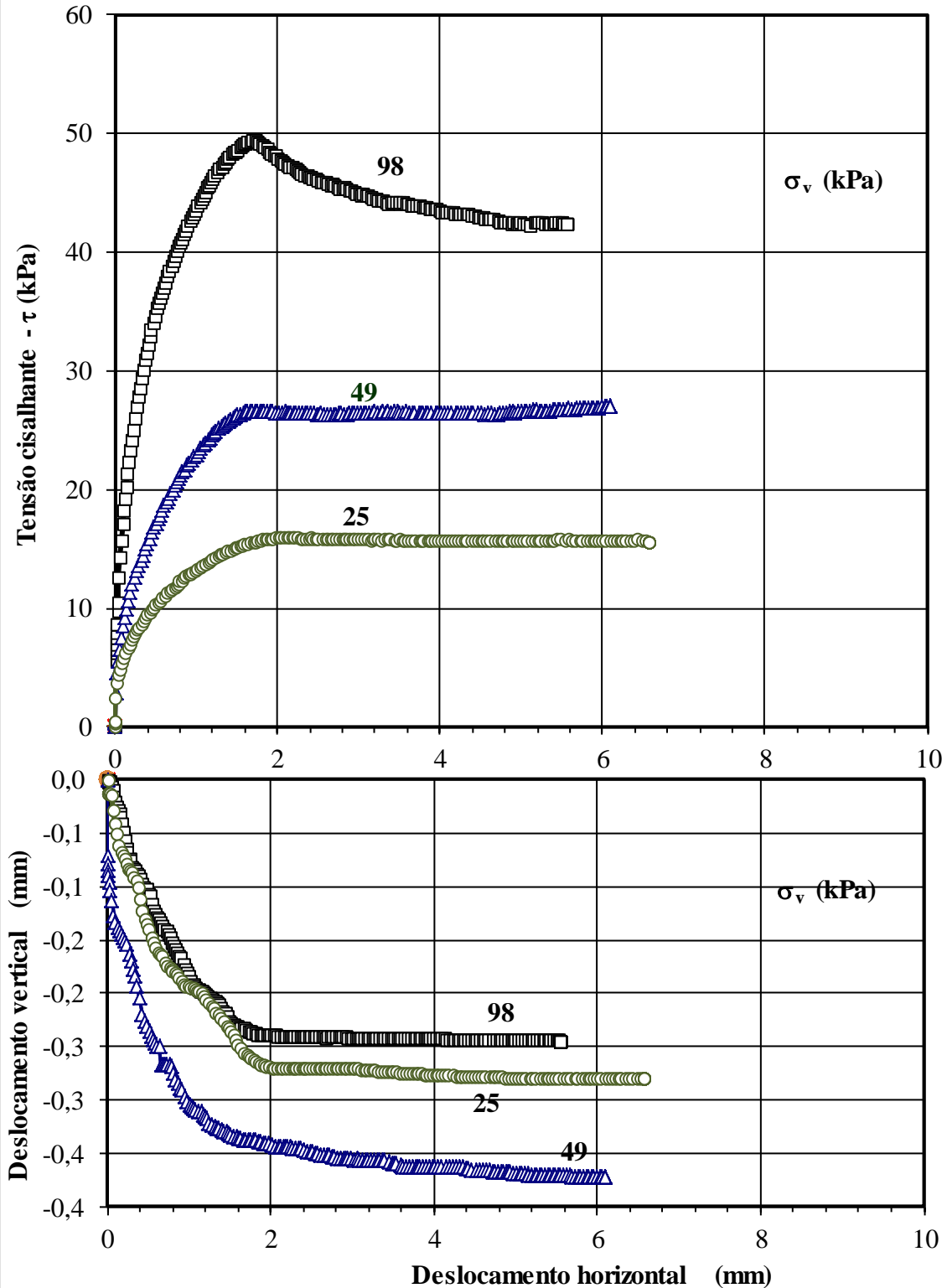


Ensaio de Cisalhamento Direto

Curvas τ vs. Desl. Horiz. e Desl. Vert. vs. Desl. Horiz.



Interessado: Cássia
Projeto: Doutorado
Local: GEOTECNIA - LECIV - CCT
Amostra: Placa LISA



Ensaio de Cisalhamento Direto Estimativa da Envoltória de Ruptura



Interessado: Cássia

Projeto: Doutorado

Local: GEOTECNIA - LECIV - CCT

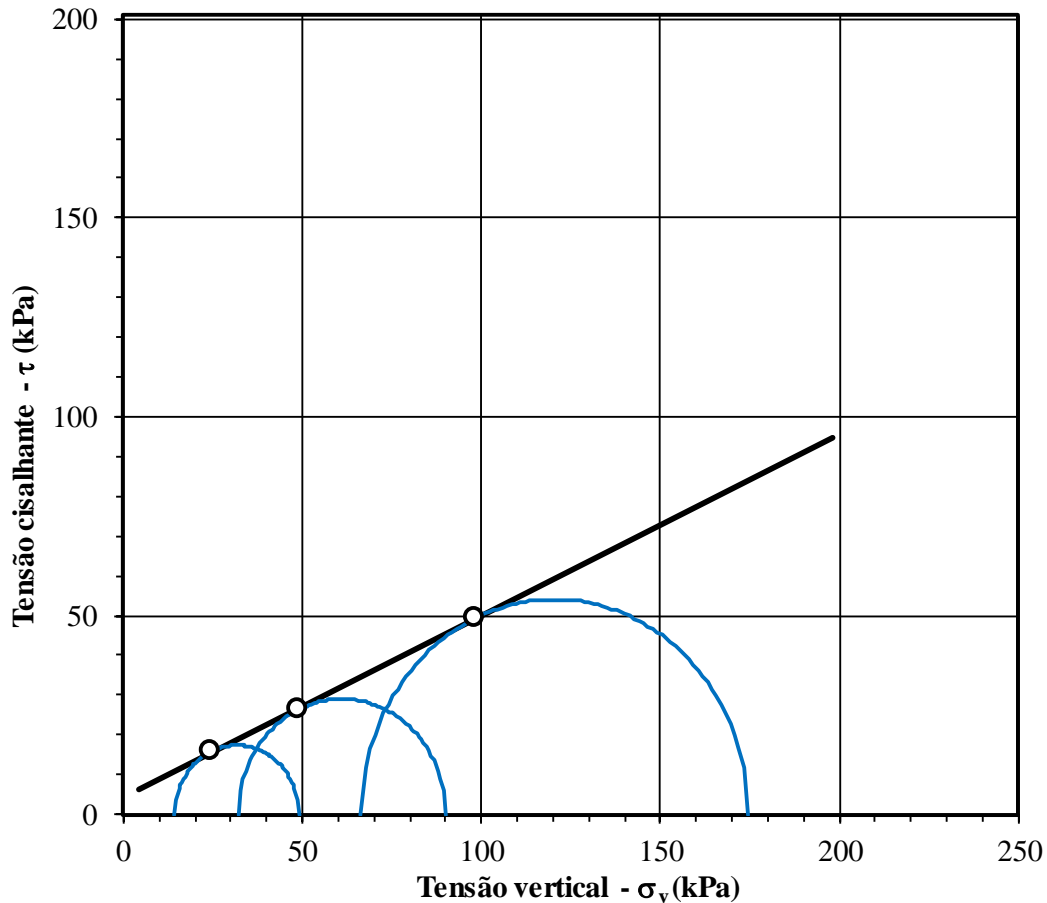
Amostra: Placa LISA

Tensões de ruptura

Ponto	σ_v (kPa)	τ_{max} (kPa)
01	25	16
02	49	26
03	98	49

Parâmetros da envoltória de ruptura

ϕ' =	24,5	°
c' =	4,40	kPa

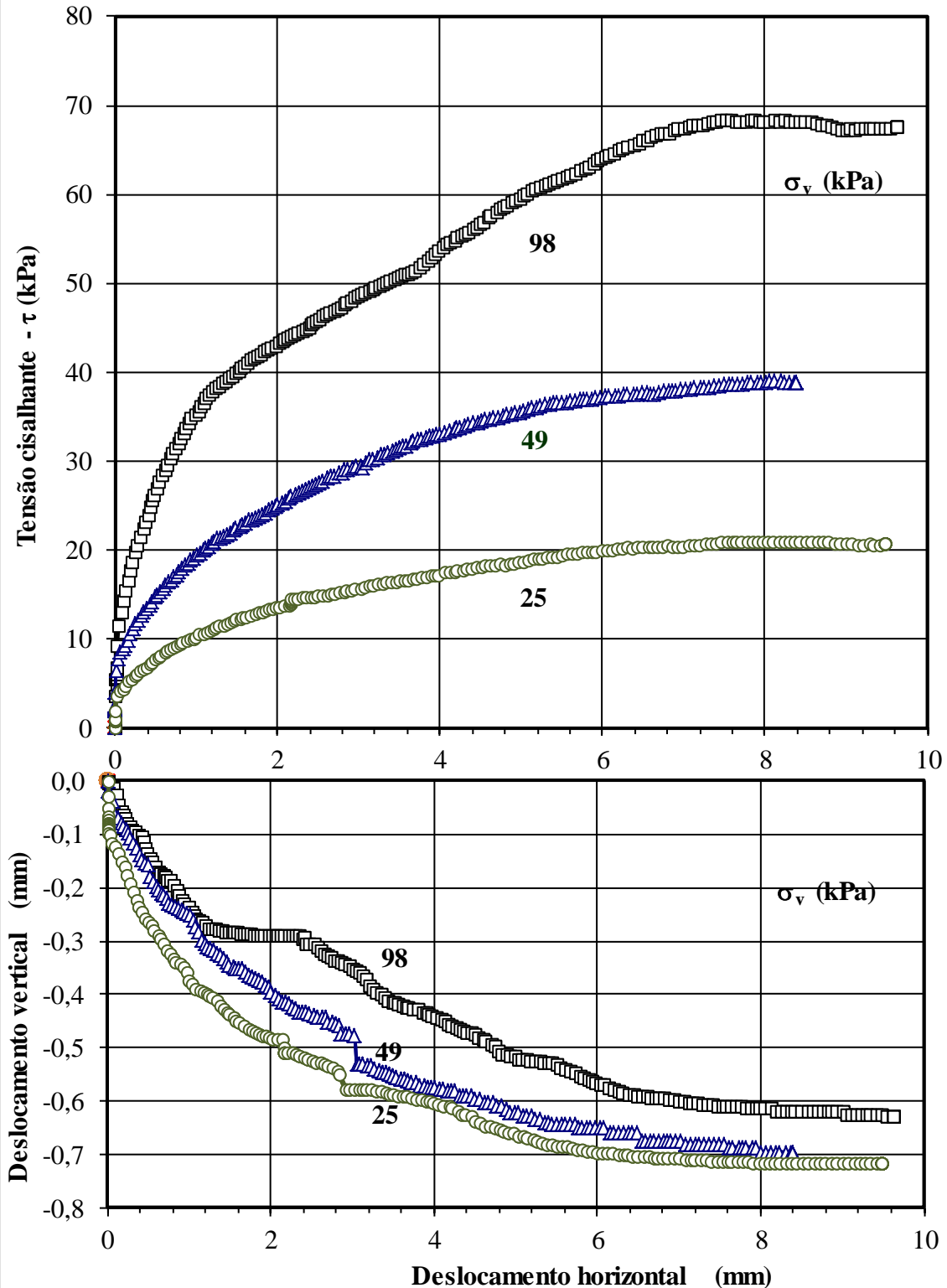


Ensaio de Cisalhamento Direto

Curvas τ vs. Desl. Horiz. e Desl. Vert. vs. Desl. Horiz.



Interessado: Cássia
Projeto: Doutorado
Local: GEOTECNIA - LECIV - CCT
Amostra: solo



Ensaio de Cisalhamento Direto Estimativa da Envoltória de Ruptura



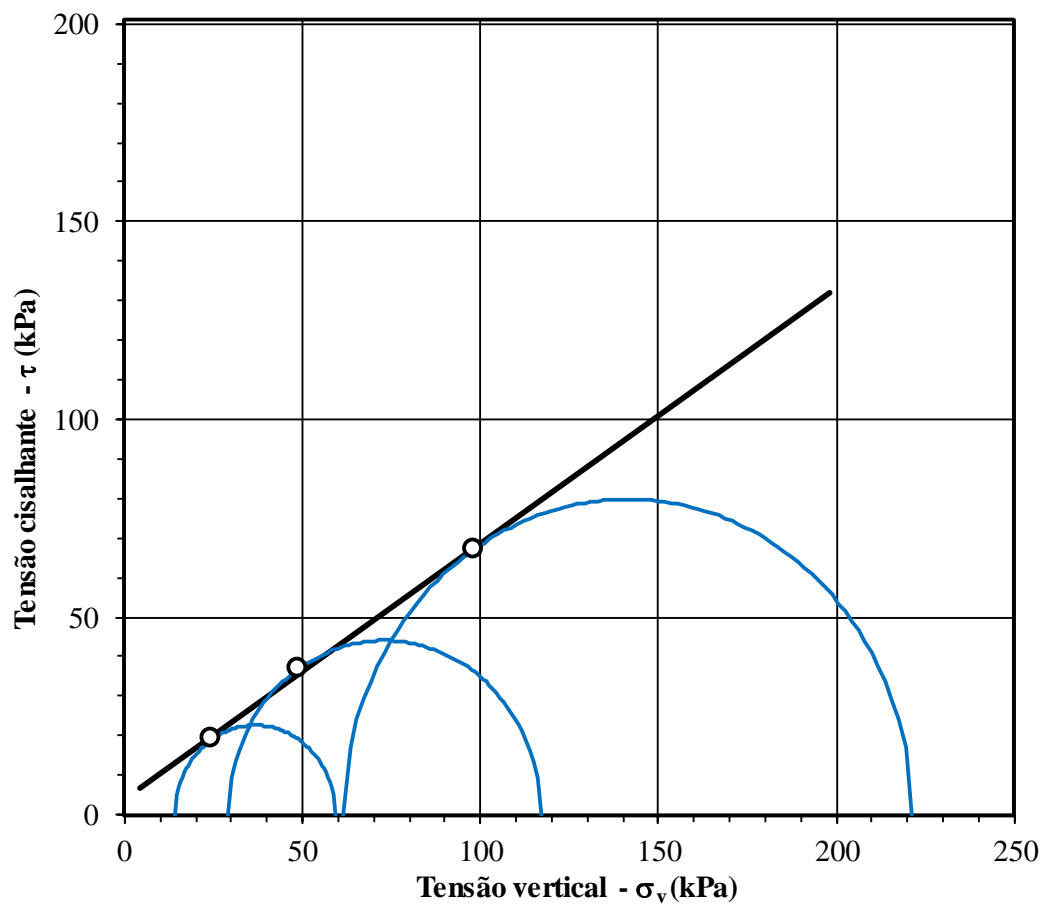
Interessado: Cássia
Projeto: Doutorado
Local: GEOTECNIA - LECIV - CCT
Amostra: solo

Tensões de ruptura

Ponto	σ_v (kPa)	τ_{max} (kPa)
01	25	19
02	49	37
03	98	67

Parâmetros da envoltória de ruptura

ϕ'	= 32,9	$^{\circ}$
c'	= 4,00	kPa



ANEXO 04 – PROGRAMAÇÃO DOS ENSAIOS

Preparação do solo

1. Pesagem dos materiais secos e da água destilada e deaerada.
2. Preparar papel filtro (6 folhas).
3. Verificar o funcionamento do misturador coloidal e da betoneira;
4. Verificar o sistema de aplicação de sucção e separar os pesos que serão usados como sobrecarga durante o adensamento;
5. Preparar o sistema de aquisição dos dados do potenciômetro;
6. Preparar o sistema de alimentação de água;
7. Preparação do solo no misturador coloidal.
8. Homogeneização do solo no misturador durante 60 minutos na velocidade 60 rpm.
9. Colocação do solo na betoneira para aplicação de vácuo durante 60 minutos.
10. Colocar o container na balança para se fazer as pesagens das etapas a seguir.
11. Passa vaselina líquida nas paredes.
12. Colocação de 2 folhas de papel filtro.
13. Colocação da areia (2 cm) no fundo do container sobre duas folhas de papel filtro e depois colocar mais duas folhas sobre esta camada, anotar o peso;
14. Colocação de água no fundo da caixa para saturação da camada drenante, deixando uma altura de aproximadamente 5 cm de água e anotar o peso.
15. Colocar o solo e pesar.
16. Medir a altura do solo, assim como a camada de água acima do solo.

Programação Adensamento do solo

1. Colocação de 2 folhas de papel filtro na parte superior do solo,
2. Colocação do potenciômetro para fazer a monitoração do adensamento do solo com o tempo.
3. Colocação do controlador de nível d'água e da bomba de alimentação;
4. Primeiro estágio, sedimentação por 60 horas;
5. Colocação da primeira etapa da sobrecarga – 10,0 kg (0,58 kPa) e aguardar 24 horas;
6. Colocação da segunda etapa da sobrecarga – 20,0 kg (1,16 kPa) e aguardar 24 horas;
7. Colocação da terceira etapa da sobrecarga – 40,0 kg (2,32 kPa) e aguardar 24 horas;
8. Colocação da quarta etapa da sobrecarga – 50,0 kg (3,48 kPa) e aguardar 24 horas;
9. Fazer a ligação da sucção em 30 kPa, cada estágio de sucção será de 24 h. Após este estágio a sucção passará para 60 kPa e depois passará para 95 kPa, este ficando até o adensamento final da amostra.
10. Montar o ensaio de Tbar para obter a resistência não drenada do solo.

Ensaio Tbar

1. Colocação do container no cesto da centrífuga
2. Instalar o transdutor de poropressão no solo na profundidade de 7,5 cm (correspondente ao meio da estaca).
3. Fazer o preenchimento do furo com lama bentonítica
4. Montar o atuador hidráulico e posicionar o Tbar com a célula de carga de 50 N
5. Colocação do contrapeso no cesto
6. Cravação do Tbar com velocidade de 16 mm/s até a profundidade de 20 cm após a dissipação da poropressão gerada.

Preparação da estaca

1. Vedação da estaca com silicone
2. Colocação da mangueira de sucção e vedar com silicone
3. Colocação do TPP calibrado e saturado e vedar com silicone
4. Colocação do fio de aço que servirá para o arrancamento
5. Manter a estaca submersa em água destilada e deaerada

Instalação da estaca

1. Montar o sistema de aplicação de vácuo com a interface, o vacuometro e a bomba de sucção
2. Fazer a ligação dos TPP no PXI no módulo e canal correspondente para cada TPP
3. Preparar o atuador com a colocação do adaptador, da célula de carga e do olhal de arrancamento.
4. Posicionar o atuador para a colocação da guia de instalação
5. Posicionar a estaca no topo da amostra e garantir que não haja ar no seu interior
6. Cravar 5 cm da estaca por atuação com velocidade de 1 mm/s
7. Levantar o atuador para a retirada da haste guia
8. Conectar a mangueira de sucção na frente da interface, manter a válvula de entrada da estaca na interface fechada
9. Abrir as válvulas no topo da interface (vacuômetro e bomba)
10. Manter a válvula na bomba e a da mangueira da estaca na frente da interface fechada
11. Ligar a bomba e abrir a válvula da mangueira da estaca na interface
12. Abrir a válvula na bomba aos poucos fazendo a leitura no vacuometro até a cravação total da estaca.
13. Fechar a válvula de entrada da mangueira na estaca e vedar a mangueira com um grampo. Desconectando esta da interface
14. Dissipar a poropressão durante 12 horas

Arrancamento da estaca

1. Prender o fio de aço no olhal do atuador
2. Medir a altura da lâmina d'água sobre o topo da amostra
3. Posicionar o atuador para que o fio de aço esteja com folga de 15 mm
4. Calcular a posição final do atuador para que haja a retirada total da estaca do solo
5. Fazer o arrancamento da estaca com a monitoração dos TPPs Verificar a profundidade da bucha de solo no interior da estaca e se possível medir com uma régua
6. Pesquisar a estaca com a bucha no seu interior
7. Retirar a bucha de solo da estaca e fazer a leitura do peso da estaca

Caracterização do solo

1. Retirar amostras para realizar o ensaio de adensamento unidimensional na altura média da estaca (7,5 mm)
2. Realizar o ensaio de Torvane para traçar o perfil do S_u e do teor de umidade após o ensaio de arrancamento
3. Retirar amostras para realizar o ensaio triaxial UU.

ANEXO 05 - RESULTADOS DOS ENSAIOS

Ensaio Nº 01

Data Inicial: 25/10

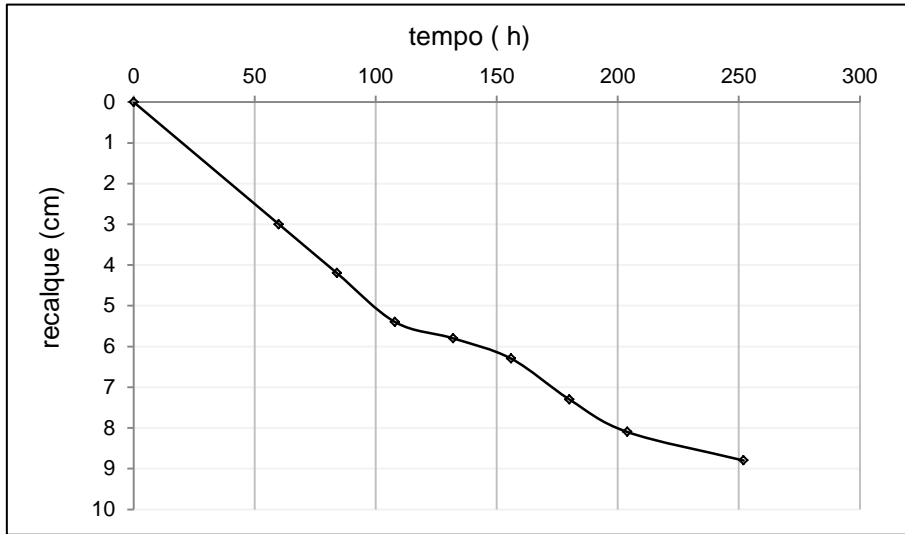
Data Final: 19/12

1. Mistura

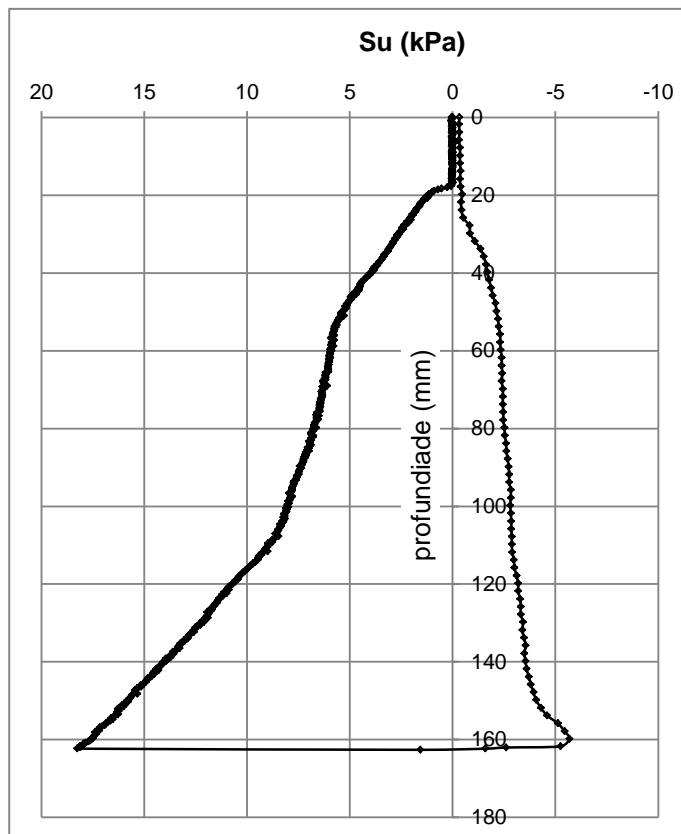
Componentes	Quantidade (Kg)
Metacaulim	20,0
Caulim	13,3
Água destilada	30,0
Container	156,0
Areia+ filtro + container	171,8
Container + camada drenante + solo	234,0
Solo	62,2

2. Adensamento do solo.

Etapa do processo de adensamento	Leitura (cm)		Deslocamento (cm)
	Inicial	Final	
Após colocação do solo		28	
Sedimentação	28	25	3,0
Sobrecarga 0,58 kPa	25	23,8	1,2
Sobrecarga 1,16 kPa	23,8	22,6	1,2
Sobrecarga 2,32 kPa	22,6	22,2	0,4
Sobrecarga 3,48 kPa	22,2	21,7	0,5
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 30 kPa	21,7	20,7	1,0
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 60 kPa	20,7	19,9	0,8
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 95 kPa	19,9	19,2	0,7
Leitura final do ensaio		19,2	
Altura final da amostra	17,2		

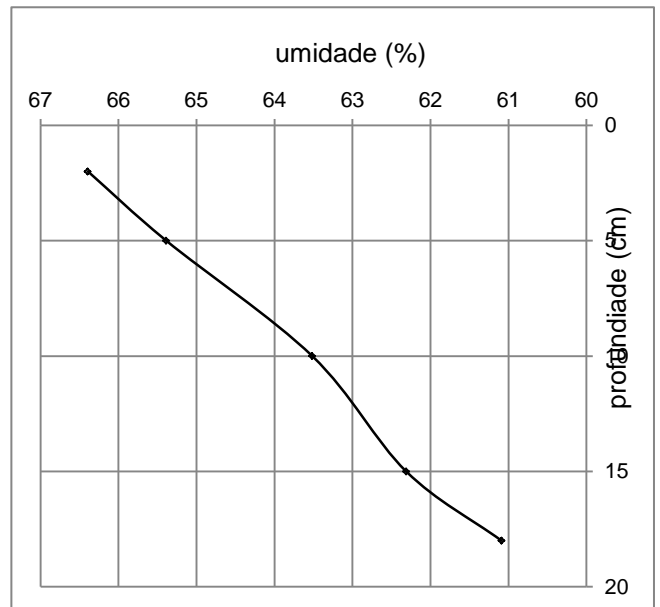
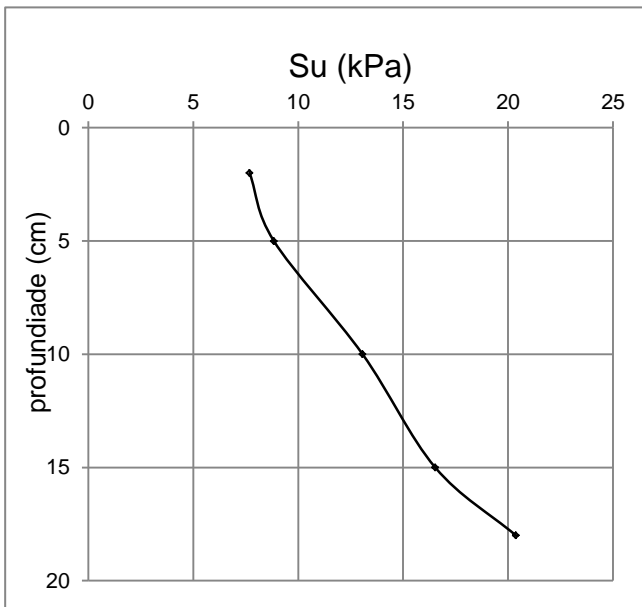


3. Ensaio Tbar

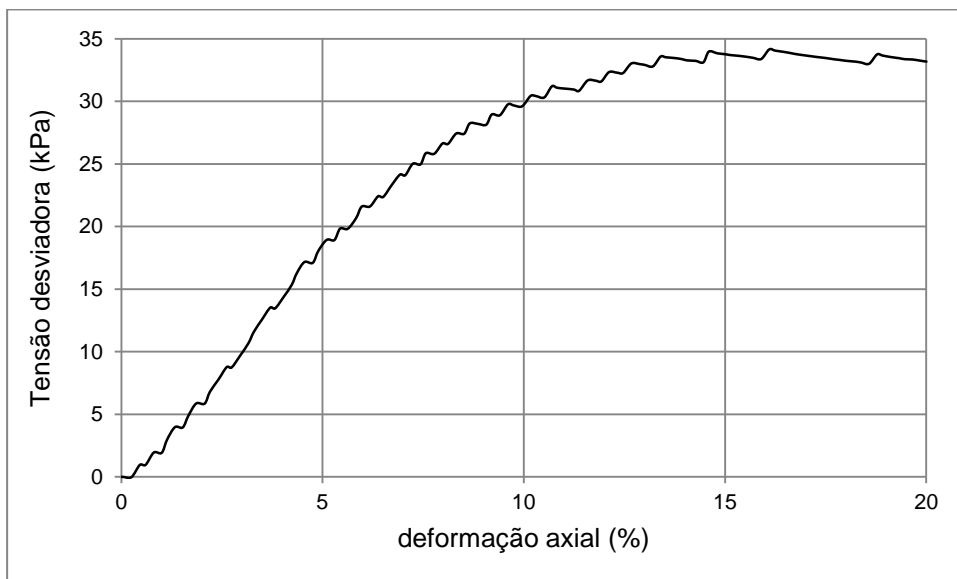


4. Torvane

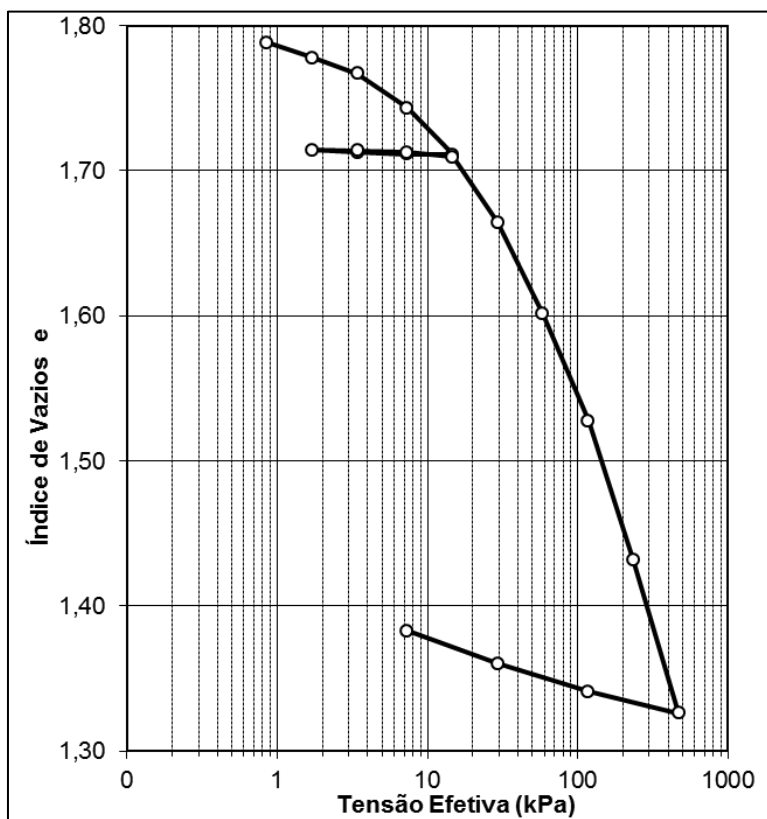
profundidade (cm)	leitura torvane (kgf/cm ²)	Su (kPa)	umidade			
			p umido	p seco	pcap	umidade
2	0,2	7,68712	57,5	39,22	12,62	68,72
5	0,23	8,840188	71,34	49,03	14,91	65,39
10	0,34	13,0681	76,53	51,88	13,07	63,51
15	0,43	16,52731	91,14	61,58	14,14	62,31
18	0,53	20,37087	98,66	66,54	13,96	61,09



5. Ensaio triaxial UU.



6. Ensaio de adensamento.



Ensaio Nº 02

Data Inicial: 27/02

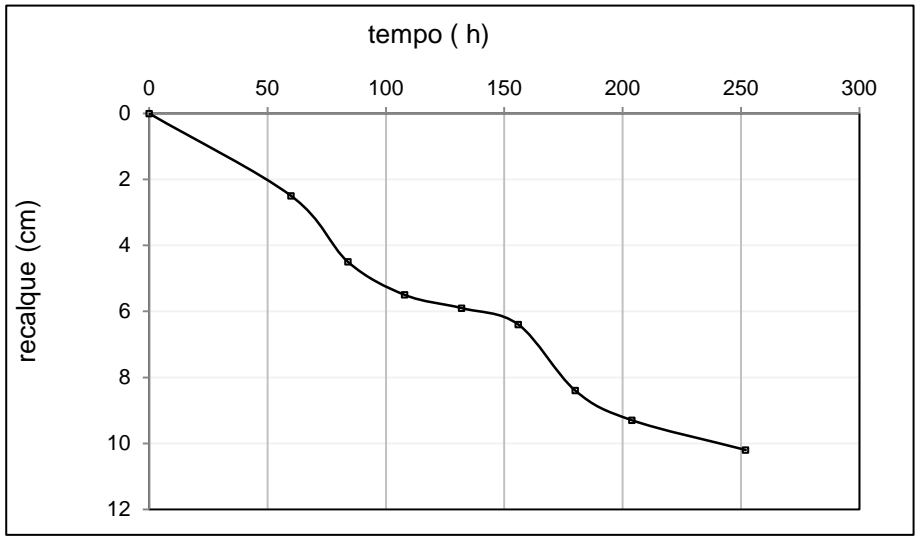
Data Final: 25/03

1. Mistura

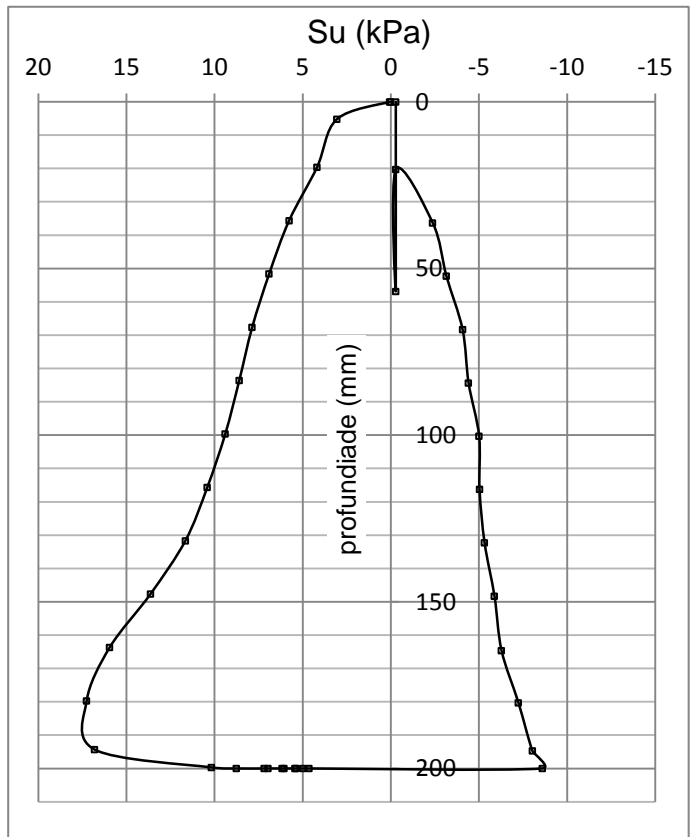
Componentes	Quantidade (Kg)
Metacaulim	23,0
Caulim	15,3
Água destilada	34,5
Container	156,0
Areia+ filtro + container	172,0
Container + camada drenante + solo	241,0
Solo	69,0

2. Adensamento do solo.

Etapa do processo de adensamento	Leitura (cm)		Deslocamento (cm)
	Inicial	Final	
Após colocação do solo		33,4	
Sedimentação		30,9	2,5
Sobrecarga 0,58 kPa	30,9	28,9	2,0
Sobrecarga 1,16 kPa	28,9	27,9	1,0
Sobrecarga 2,32 kPa	27,9	27,5	0,4
Sobrecarga 3,48 kPa	27,5	27,3	0,2
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 15 kPa	27,3	27,0	0,3
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 30 kPa	27,0	25,0	2,0
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 60 kPa	25,0	24,1	0,9
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 95 kPa	24,1	23,2	0,9
Leitura final do ensaio		23,2	
Altura final da amostra	31,2		

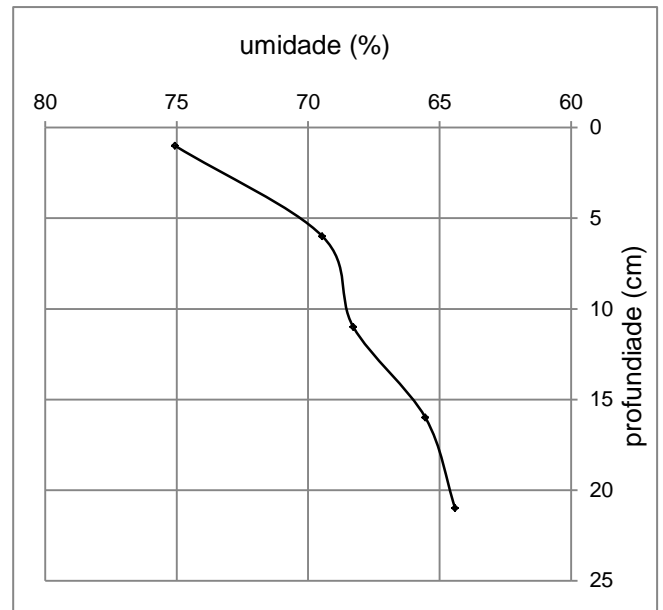
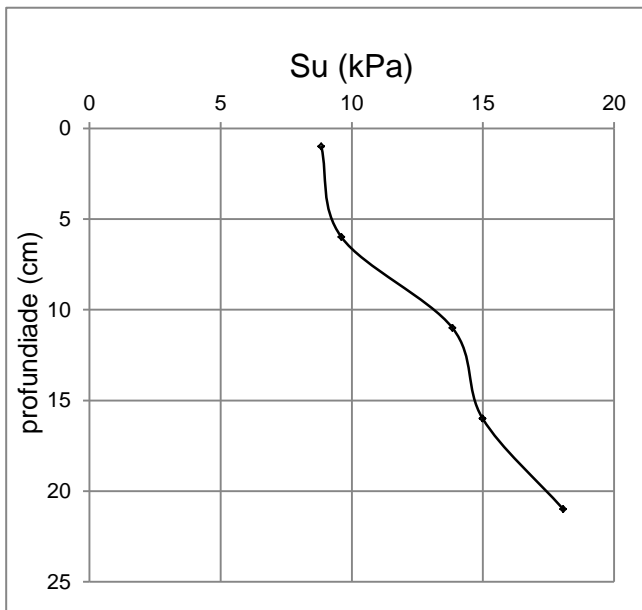


3. Ensaio Tbar

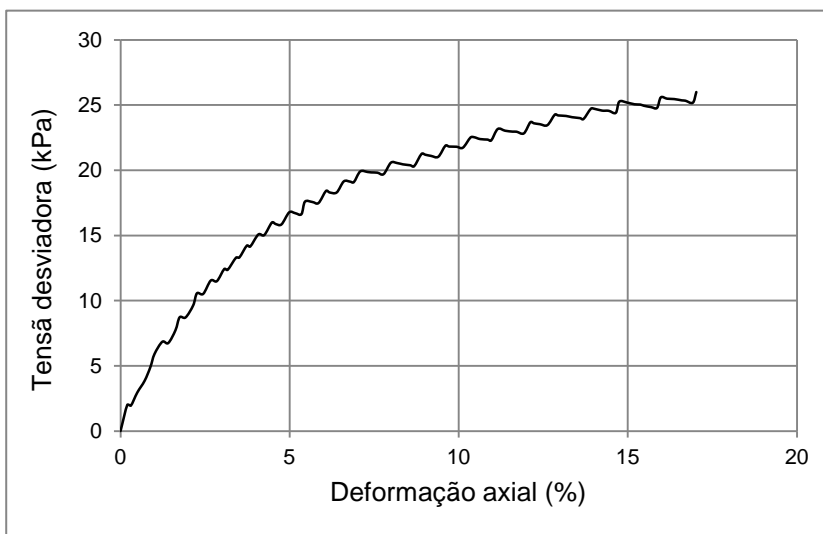


4. Torvane

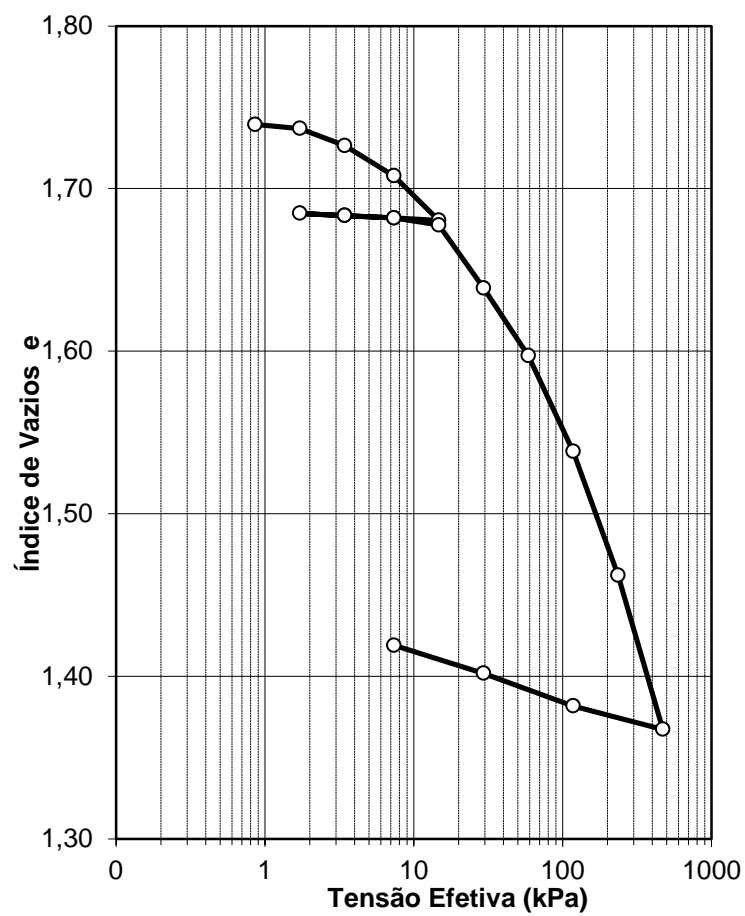
profundidade (cm)	leitura torvane (kgf/cm ²)	Su (kPa)	umidade			
			p umido	p seco	pcap	umidade
1	0,23	8,840188	54,68	37,22	13,96	75,06
6	0,25	9,6089	69,34	47,03	14,91	69,46
11	0,36	13,836816	74,51	49,58	13,07	68,28
16	0,39	14,989884	89,13	59,44	14,14	65,54
21	0,47	18,064732	96,56	64,2	13,96	64,41



5. Ensaio triaxial UU.



6. Ensaio de adensamento.



Ensaio N^o 03

Data Inicial: 28/03

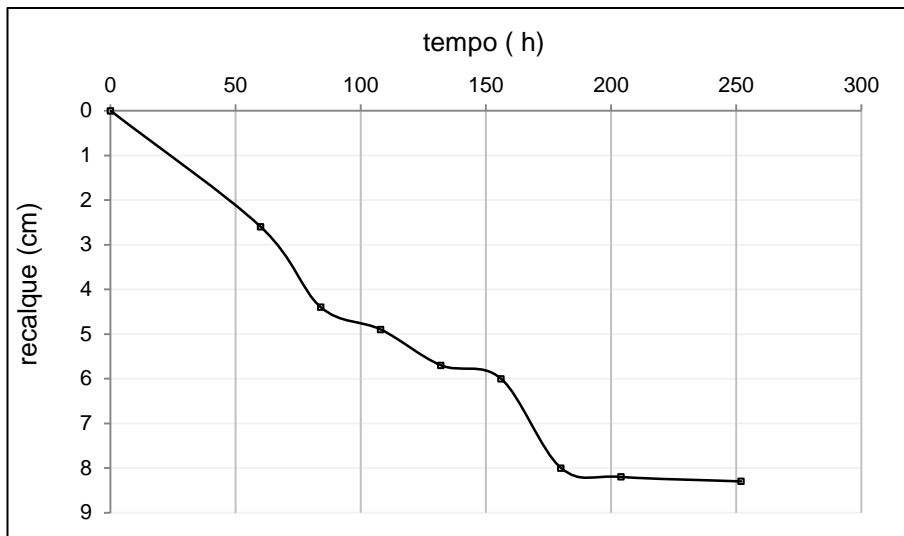
Data Final: 10/04

1. Mistura

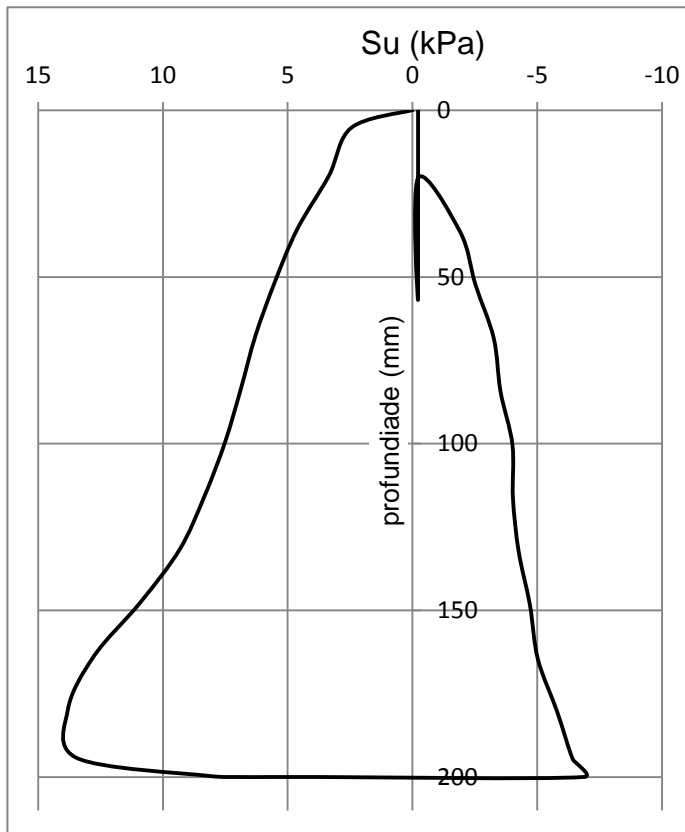
Componentes	Quantidade (Kg)
Metacaulim	23,0
Caulim	15,3
Água destilada	34,5
Container	156,0
Areia+ filtro + container	174,0
Container + camada drenante + solo	242,2
Solo	68,4

2. Adensamento do solo.

Etapa do processo de adensamento	Leitura (cm)		Deslocamento (cm)
	Inicial	Final	
Após colocação do solo		32,3	
Sedimentação		29,7	2,6
Sobrecarga 0,58 kPa	29,7	27,9	1,8
Sobrecarga 1,16 kPa	27,9	27,4	0,5
Sobrecarga 2,32 kPa	27,4	26,6	0,8
Sobrecarga 3,48 kPa	26,6	26,3	0,3
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 30 kPa	26,3	24,3	2,0
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 60 kPa	24,3	24,1	0,2
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 95 kPa	24,1	24,0	0,1
Leitura final do ensaio		24,0	
Altura final da amostra	21,5		

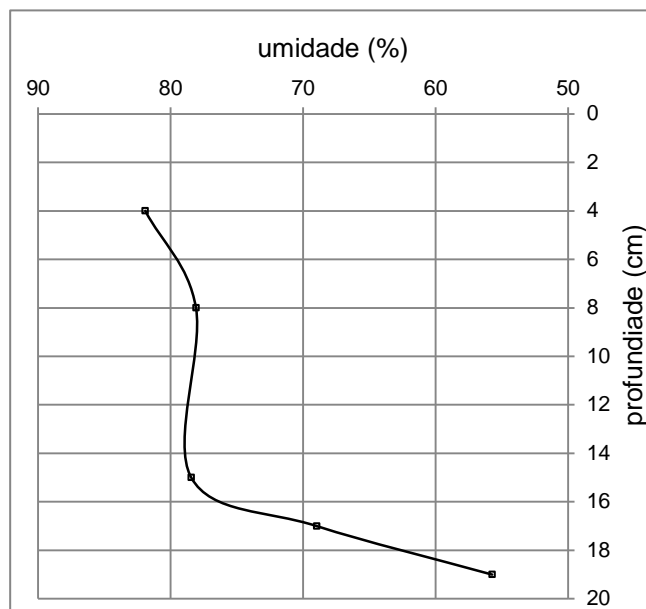
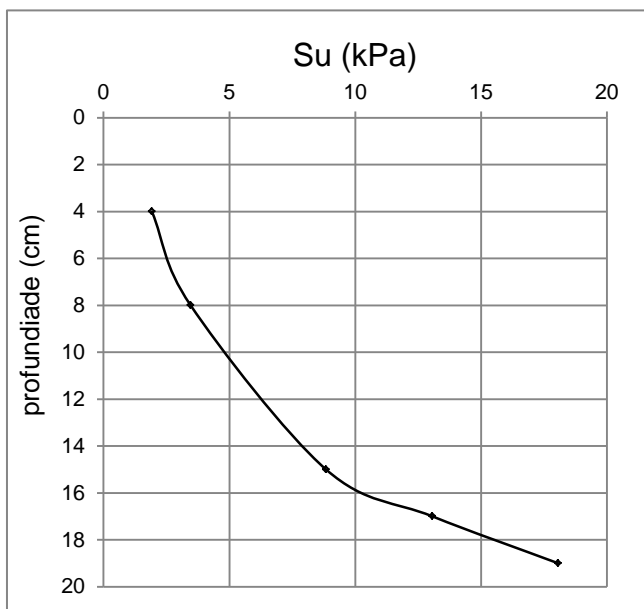


3. Ensaio Tbar

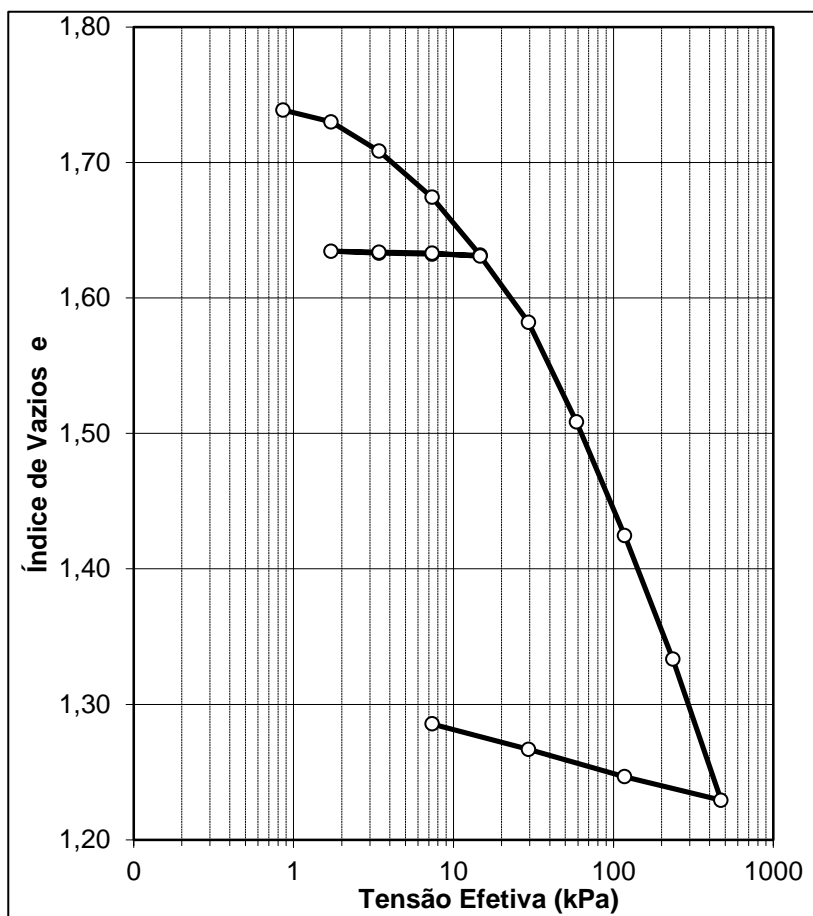


4. Torvane

profundidade (cm)	leitura torvane (kgf/cm ²)	Su (kPa)	umidade			
			p umido	p seco	pcap	umidade
4	0,05	1,92	58,22	37,89	13,07	81,91
8	0,09	3,46	56,54	37,87	13,96	78,08
15	0,23	8,84	40,3	28,33	13,07	78,44
17	0,34	13,07	37,45	28,25	14,91	68,97
19	0,47	18,06	37,35	28,5	12,62	55,73



5. Ensaio de adensamento.



Ensaio N° 04

Data Inicial: 15/04

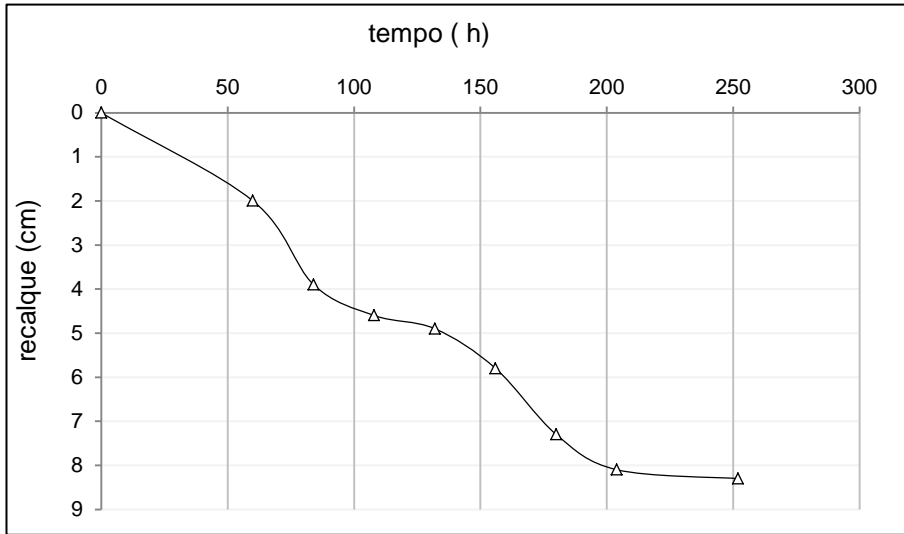
Data Final: 07/05

1. Mistura

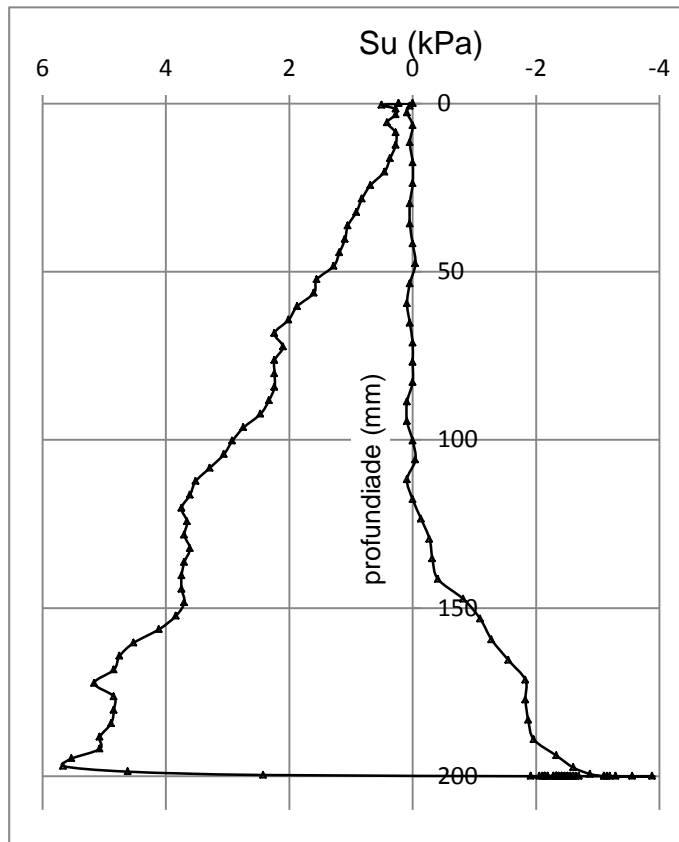
Componentes	Quantidade (Kg)
Metacaulim	22,0
Caulim	14,7
Água destilada	33,1
Container	156,0
Areia+ filtro + container	175,8
Container + camada drenante + solo	242,2
Solo	66,4

2. Adensamento do solo.

Etapa do processo de adensamento	Leitura (cm)		Deslocamento (cm)
	Inicial	Final	
Após colocação do solo		32,7	
Sedimentação	32,7	30,1	2,0
Sobrecarga 0,58 kPa	30,1	28,2	1,9
Sobrecarga 1,16 kPa	28,2	25,6	0,7
Sobrecarga 2,32 kPa	25,6	25,3	0,3
Sobrecarga 3,48 kPa	25,3	24,4	0,9
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 30 kPa	24,4	22,9	1,5
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 60 kPa	22,9	22,1	0,8
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 95 kPa	22,1	21,9	0,2
Leitura final do ensaio		21,9	
Altura final da amostra		19,5	

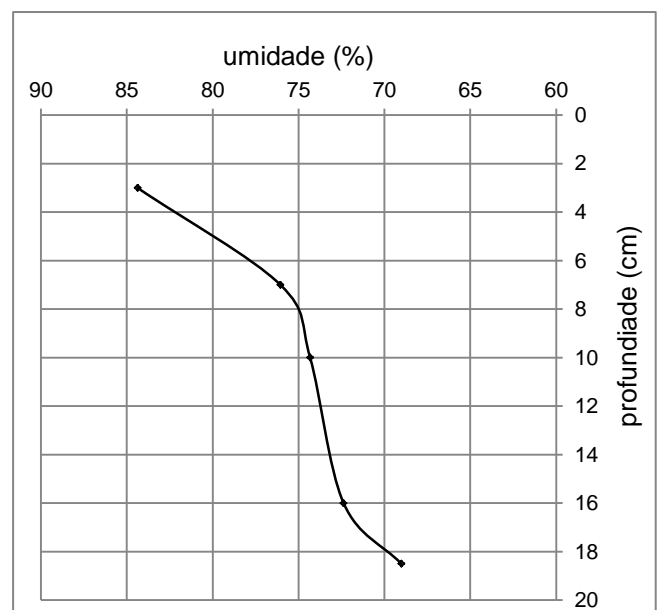
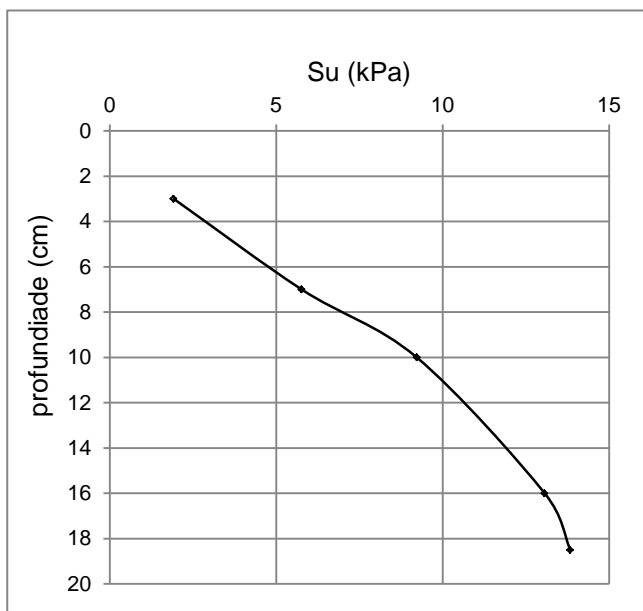


3. Ensaio Tbar

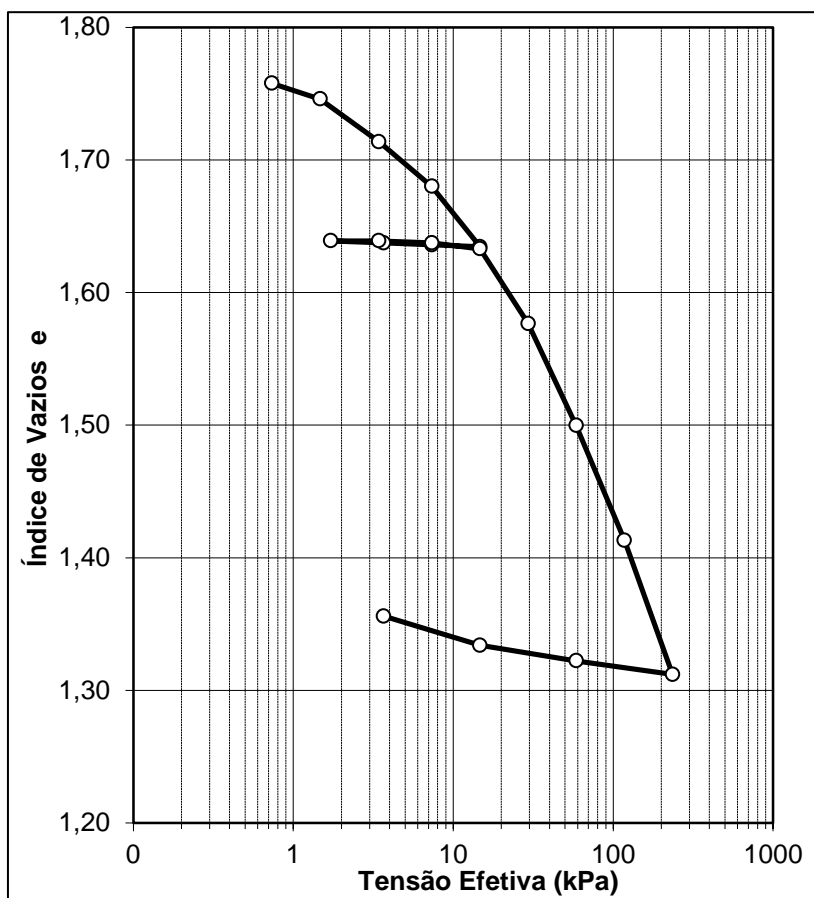


4. Torvane

profundidade (cm)	leitura torvane (kgf/cm ²)	Su (kPa)	umidade			
			p umido	p seco	pcap	umidade
3	0,05	1,92	59,57	38,3	13,09	84,37
7	0,15	5,77	50,16	34,6	14,14	76,05
10	0,24	9,22	42,13	29,74	13,07	74,33
16	0,34	13,07	49,56	34,05	12,62	72,38
18,5	0,36	13,84	41,34	30,16	13,96	69,01



5. Ensaio de adensamento



Ensaio Nº 05

Data Inicial: 08/05

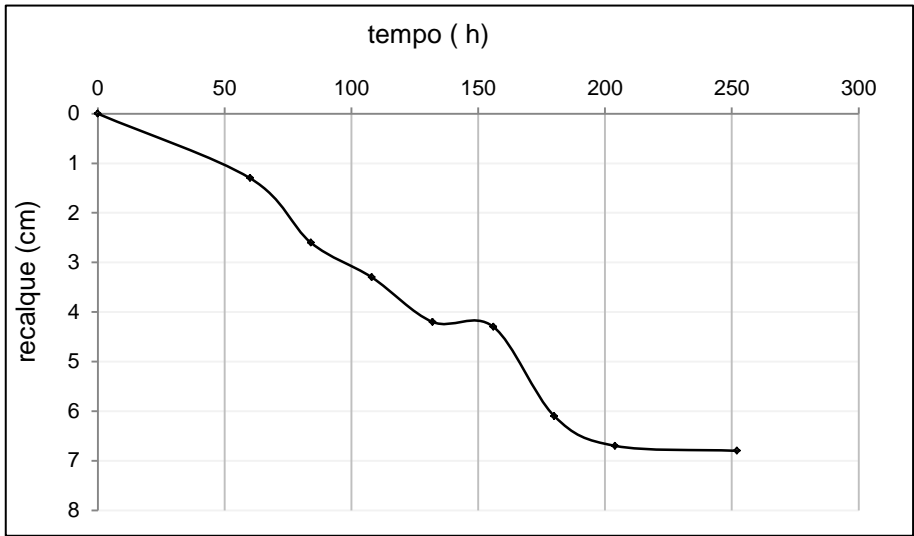
Data Final: 01/06

1. Mistura

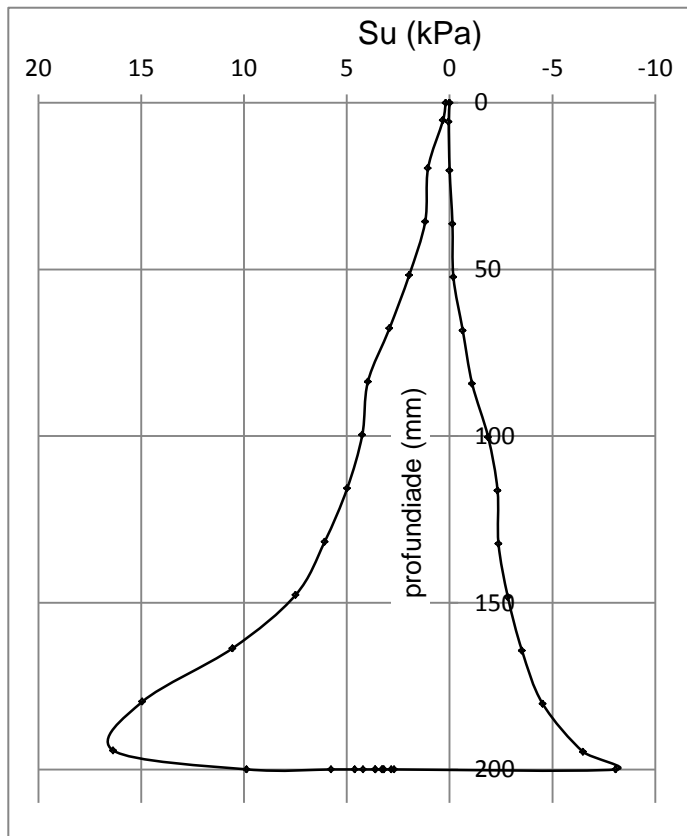
Componentes	Quantidade (Kg)
Metacaulim	23,0
Caulim	15,3
Água destilada	34,5
Container	156,0
Areia+ filtro + container	171,8
Container + camada drenante + solo	238,2
Solo	66,4

2. Adensamento do solo.

Etapa do processo de adensamento	Leitura (cm)		Deslocamento (cm)
	Inicial	Final	
Após colocação do solo		32,4	
Sedimentação		31,1	1,3
Sobrecarga 0,58 kPa	29,7	29,8	1,3
Sobrecarga 1,16 kPa	27,9	29,1	0,7
Sobrecarga 2,32 kPa	27,4	28,2	0,9
Sobrecarga 3,48 kPa	26,6	28,1	0,1
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 30 kPa	26,3	26,3	1,8
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 60 kPa	24,3	25,7	0,6
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 95 kPa	24,1	25,6	0,1
Leitura final do ensaio		25,6	
Altura final da amostra		23,1	

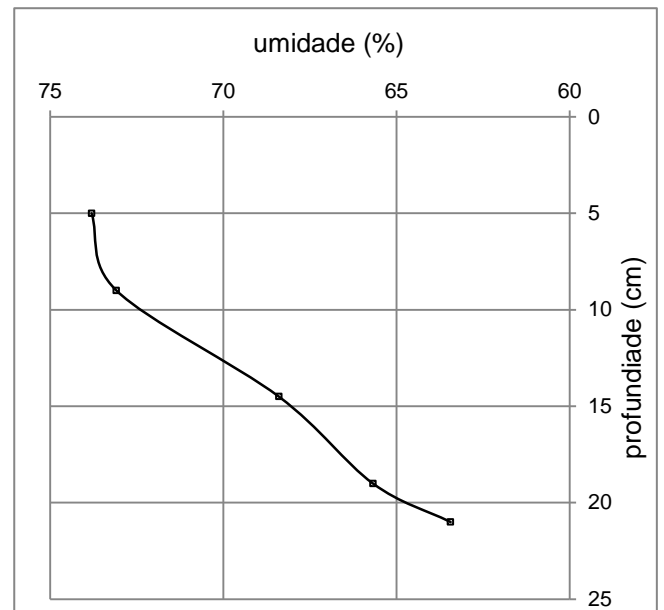
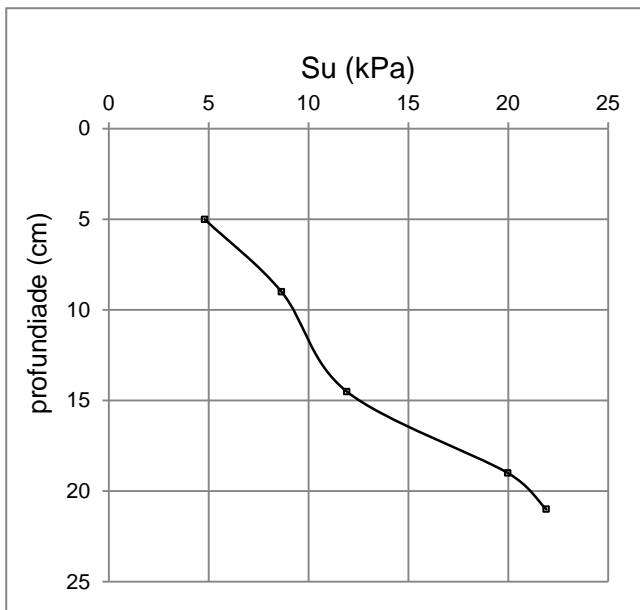


3. Ensaio Tbar

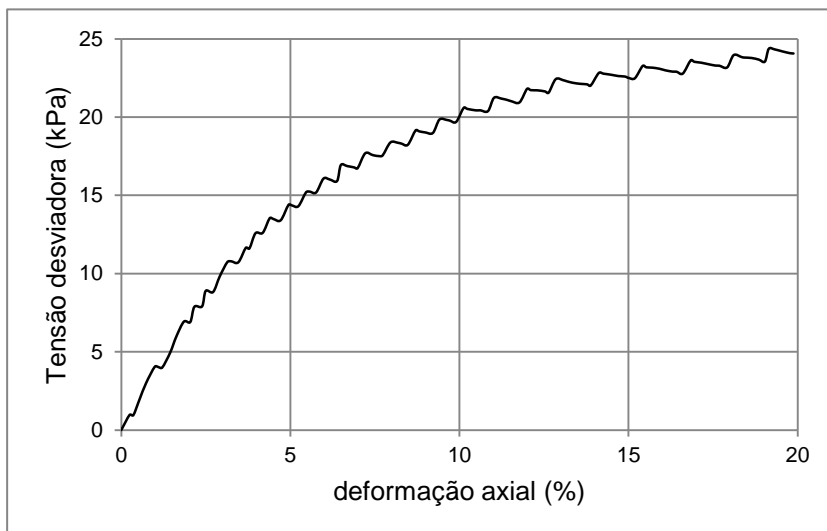


4. Torvane

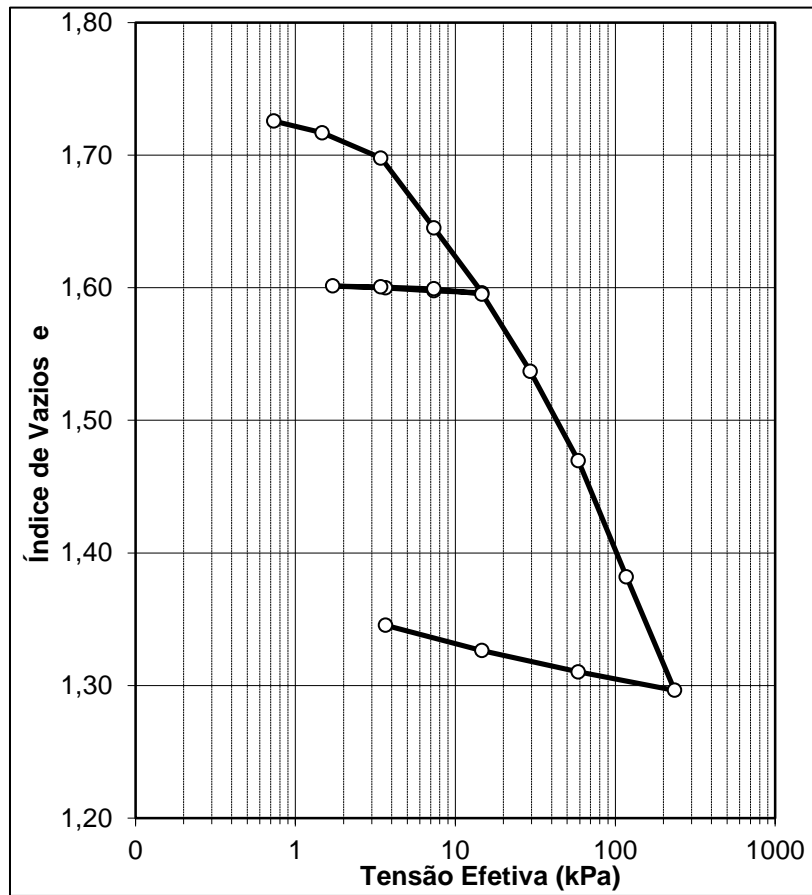
profundidade (cm)	leitura torvane (kgf/cm ²)	Su (kPa)	umidade			
			p umido	p seco	pcap	umidade
5	0,125	4,80	57,81	38,82	13,09	73,80
9	0,225	8,65	37,23	27,48	14,14	73,09
14,5	0,31	11,92	48	33,63	12,62	68,40
19	0,52	19,99	54,01	37,78	13,07	65,68
21	0,57	21,91	43,15	31,82	13,96	63,44



5. Ensaio triaxial UU



6. Ensaio de adensamento



Ensaio Nº 06

Data Inicial: 03/06

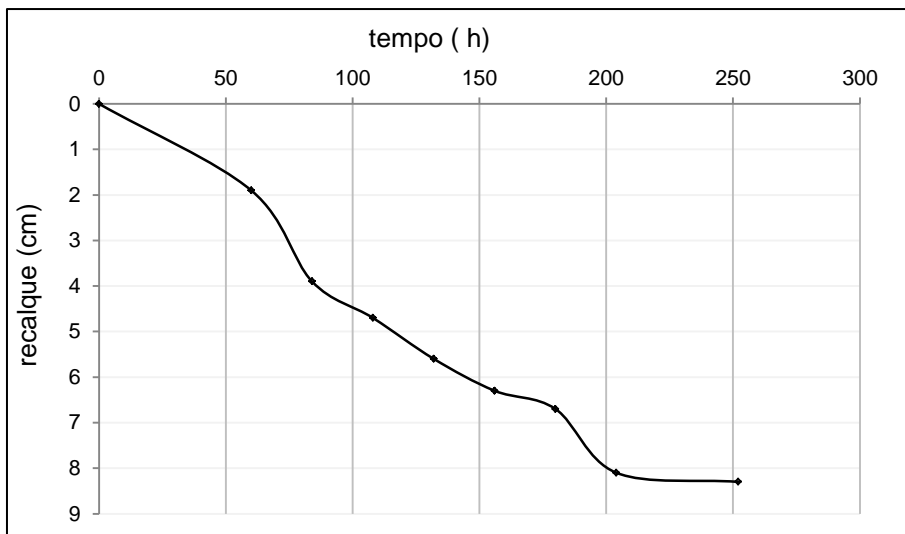
Data Final: 01/06

1. Mistura

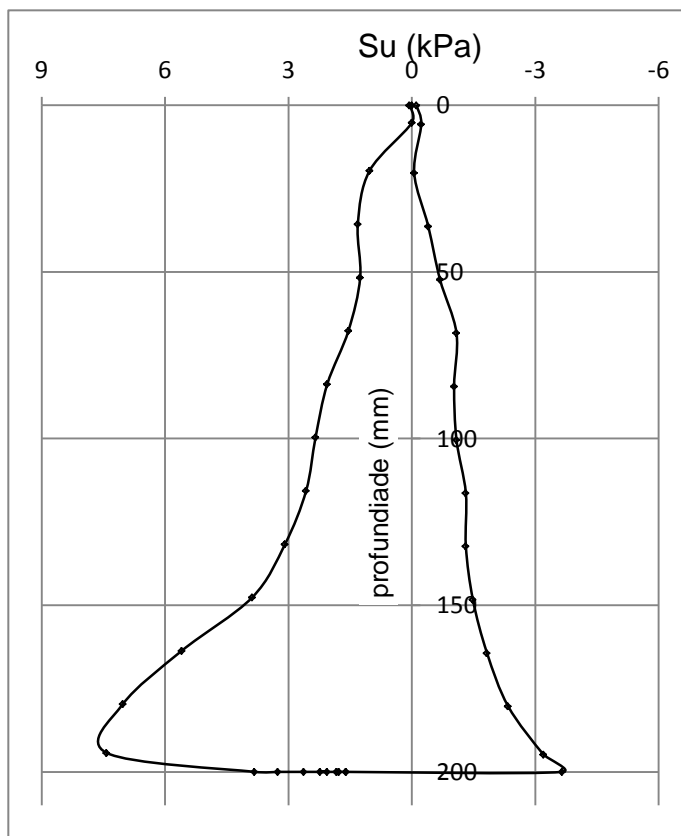
Componentes	Quantidade (Kg)
Metacaulim	22,0
Caulim	14,7
Água destilada	33,1
Container	156,0
Areia+ filtro + container	173,2
Container + camada drenante + solo	239,4
Solo	66,2

2. Adensamento do solo.

Etapa do processo de adensamento	Leitura (cm)		Deslocamento (cm)
	Inicial	Final	
Após colocação do solo		29,4	
Sedimentação	29,4	27,5	1,9
Sobrecarga 0,58 kPa	27,5	25,5	2,0
Sobrecarga 1,16 kPa	25,5	24,7	0,8
Sobrecarga 2,32 kPa	24,7	23,8	0,9
Sobrecarga 3,48 kPa	23,8	23,1	0,7
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 30 kPa	23,1	22,7	0,4
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 60 kPa	22,7	21,3	1,4
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 95 kPa	21,3	21,1	0,2
Leitura final do ensaio		21,1	
Altura final da amostra		18,6	



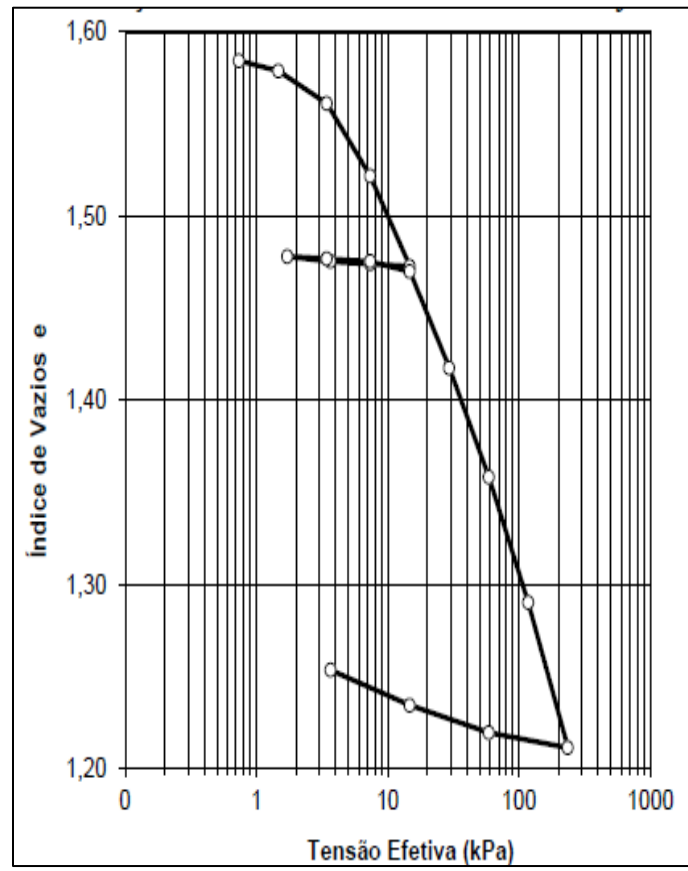
3. Ensaio Tbar



4. Torvane

Não foi feito a caracterização deste modelo

5. Ensaio de adensamento



Ensaio Nº 07

Data Inicial: 18/07

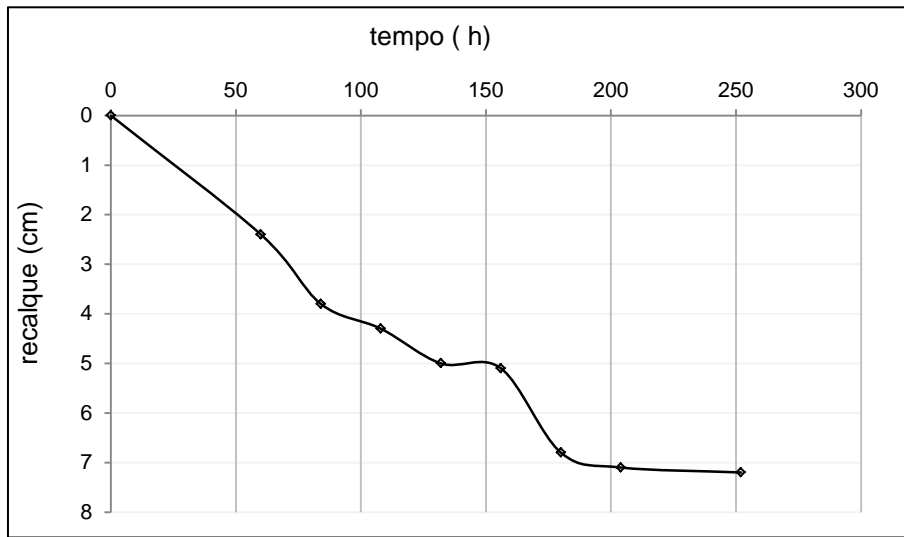
Data Final: 05/08

1. Mistura

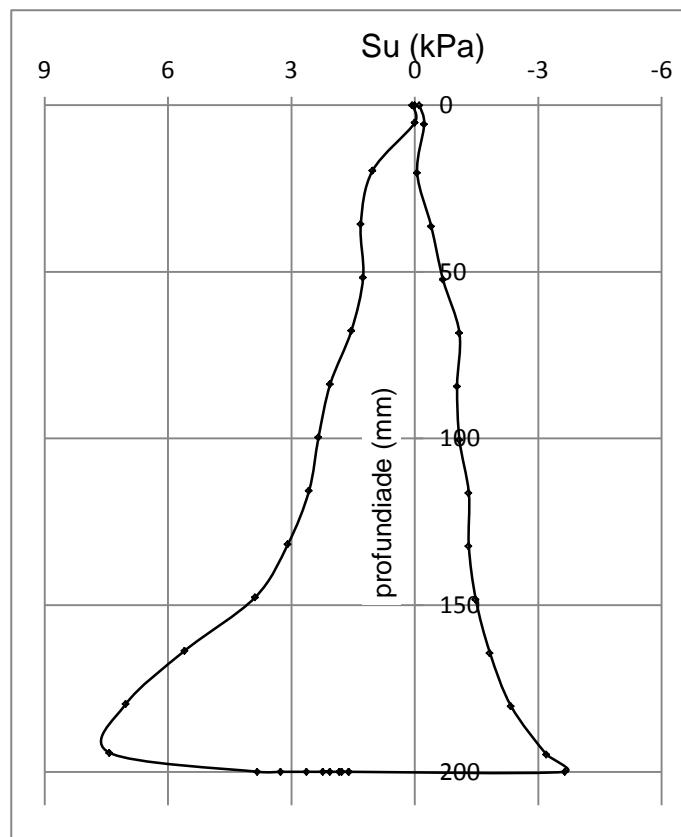
Componentes	Quantidade (Kg)
Metacaulim	21,0
Caulim	14,0
Água destilada	31,5
Container	156,0
Areia+ filtro + container	172,8
Container + camada drenante + solo	236,6
Solo	63,8

2. Adensamento do solo.

Etapa do processo de adensamento	Leitura (cm)		Deslocamento (cm)
	Inicial	Final	
Após colocação do solo		31,6	
Sedimentação	31,6	29,2	2,4
Sobrecarga 0,58 kPa	29,2	27,8	1,4
Sobrecarga 1,16 kPa	27,8	27,3	0,5
Sobrecarga 2,32 kPa	27,3	26,6	0,7
Sobrecarga 3,48 kPa	26,6	26,5	0,1
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 30 kPa	26,5	24,8	1,7
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 60 kPa	24,8	24,5	0,3
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 95 kPa	24,5	24,4	0,1
Leitura final do ensaio		24,4	
Altura final da amostra	21,4		

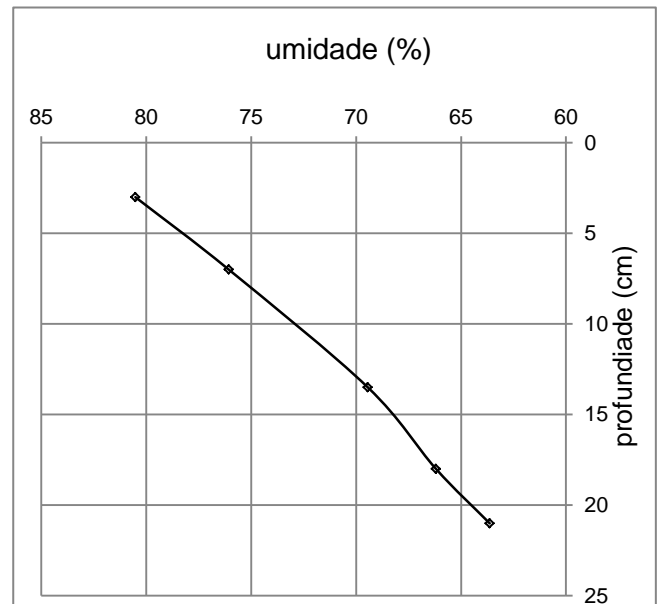
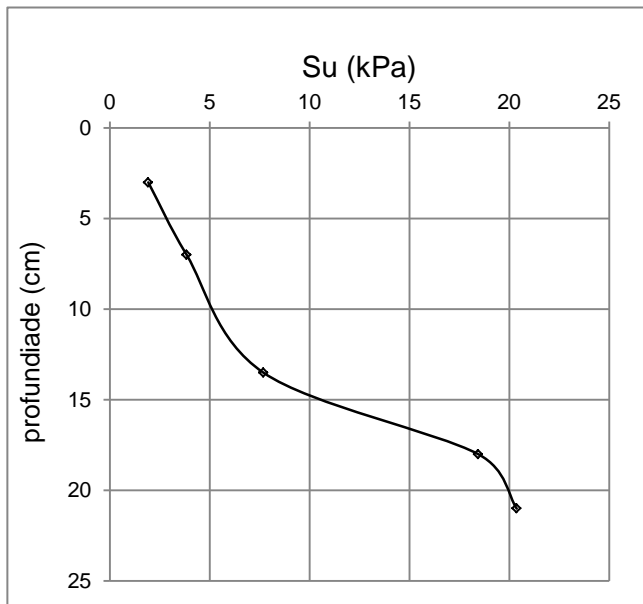


3. Ensaio Tbar



4. Torvane

profundidade (cm)	leitura torvane (kgf/cm ²)	Su (kPa)	umidade			
			p umido	p seco	pcap	umidade
3	0,05	1,92	49,28	33,08	12,96	80,52
7	0,1	3,84	52,42	35,8	13,95	76,06
13,5	0,2	7,69	42,92	31,15	14,2	69,44
18	0,48	18,45	51,93	36,54	13,29	66,19
21	0,53	20,37	40,01	29,58	13,19	63,64

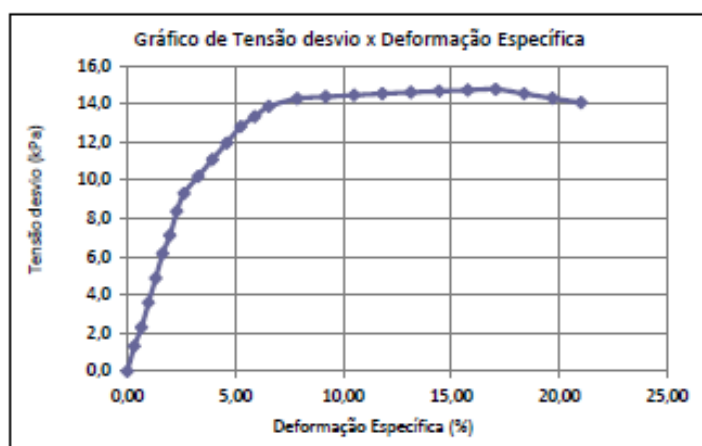


5. Ensaio Triaxial UU

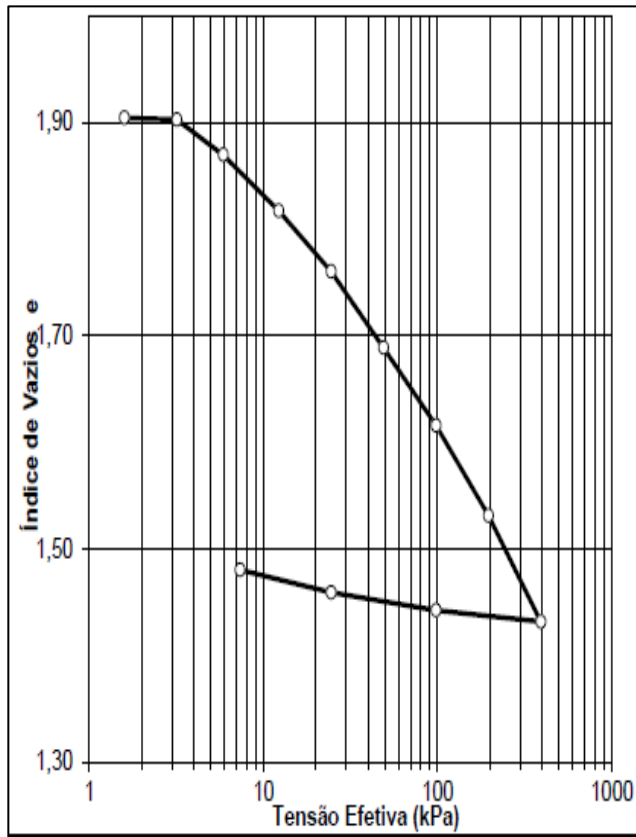
ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL (TIPO UU)

Obra	Cássia	Dens. ap. úmida(g/cm3)	1,538
Etapa		Dens. ap. Seca(g/cm3)	0,910
Amostra:	Caulim	Umidade da amostra (%)	68,96
Tensão Confinante	200 kPa	Dens. dos grãos (g/cm³)	2,52
Profundidade(m)	0,08 - 0,16	Índice de vazios	1,77
Saturação (%)	98	Su (kPa)	7,4

Leitura (div.) L ₁	Leitura (div.) L ₂	Deformação Específica (%) $\epsilon_H = \frac{(L_1 - L_2)C_v \cdot 100}{H(mm)}$	Área corr. (cm²) $A_c = \frac{A_v}{(1 - \epsilon_H / 100)}$	Carga Aplicada C = K * L2 (Kg)	Tensão Desvio $\Delta\sigma = C/A_c$ (kPa)
0	0	0,000	9,40	0,00	0,00
25	4	0,329	9,43	0,12	1,31
50	7	0,657	9,46	0,22	2,29
75	11	0,988	9,50	0,34	3,59
100	15	1,314	9,53	0,47	4,88
125	19	1,643	9,56	0,59	6,16
150	22	1,971	9,59	0,68	7,11
175	26	2,300	9,62	0,81	8,38
200	29	2,628	9,66	0,90	9,31
250	32	3,285	9,72	0,99	10,20
300	35	3,942	9,79	1,09	11,08
350	38	4,599	9,86	1,18	11,95
400	41	5,256	9,92	1,27	12,81
450	43	5,913	9,99	1,33	13,34
500	45	6,570	10,06	1,40	13,86
600	47	7,894	10,21	1,46	14,27
700	48	9,20	10,35	1,49	14,37
800	49	10,51	10,51	1,52	14,46
900	50	11,83	10,66	1,55	14,54
1000	51	13,14	10,82	1,58	14,61
1100	52	14,45	10,99	1,61	14,67
1200	53	15,77	11,16	1,64	14,72
1300	54	17,08	11,34	1,67	14,76
1400	54	18,40	11,52	1,67	14,53
1500	54	19,71	11,71	1,67	14,29
1600	54	21,02	11,91	1,67	14,06



6. Ensaio de adensamento



Ensaio Nº 08

Data Inicial: 08/08

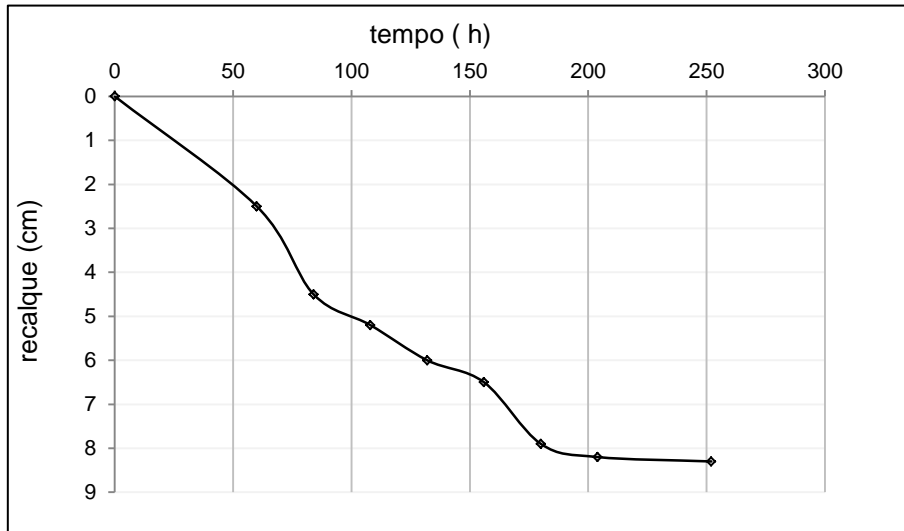
Data Final: 03/09

1. Mistura

Componentes	Quantidade (Kg)
Metacaulim	21,0
Caulim	14,0
Água destilada	31,5
Container	156,0
Areia+ filtro + container	172,6
Container + camada drenante + solo	235,6
Solo	63,0

2. Adensamento do solo.

Etapa do processo de adensamento	Leitura (cm)		Deslocamento (cm)
	Inicial	Final	
Após colocação do solo		31,1	
Sedimentação	31,1	28,6	2,5
Sobrecarga 0,58 kPa	28,6	26,6	2,0
Sobrecarga 1,16 kPa	26,6	25,9	0,7
Sobrecarga 2,32 kPa	25,9	25,1	0,8
Sobrecarga 3,48 kPa	25,1	24,6	0,5
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 30 kPa	24,6	23,2	1,4
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 60 kPa	23,2	22,9	0,3
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 95 kPa	22,9	22,8	0,1
Leitura final do ensaio		22,8	
Altura final da amostra		20,3	

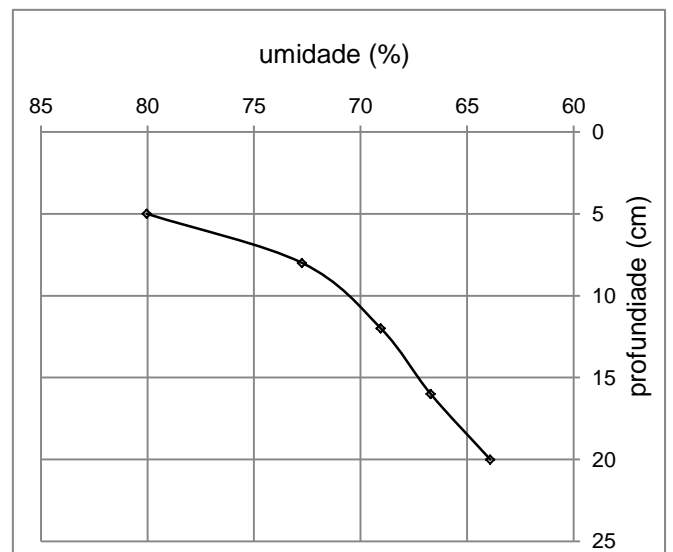
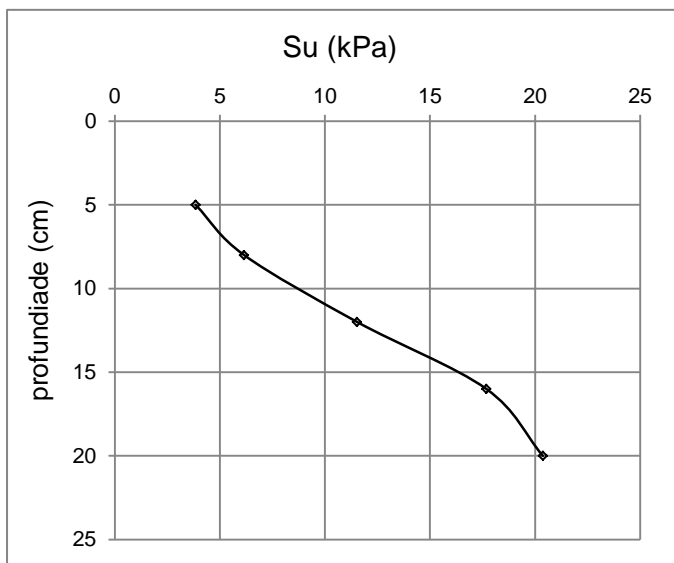


3. Ensaio Tbar

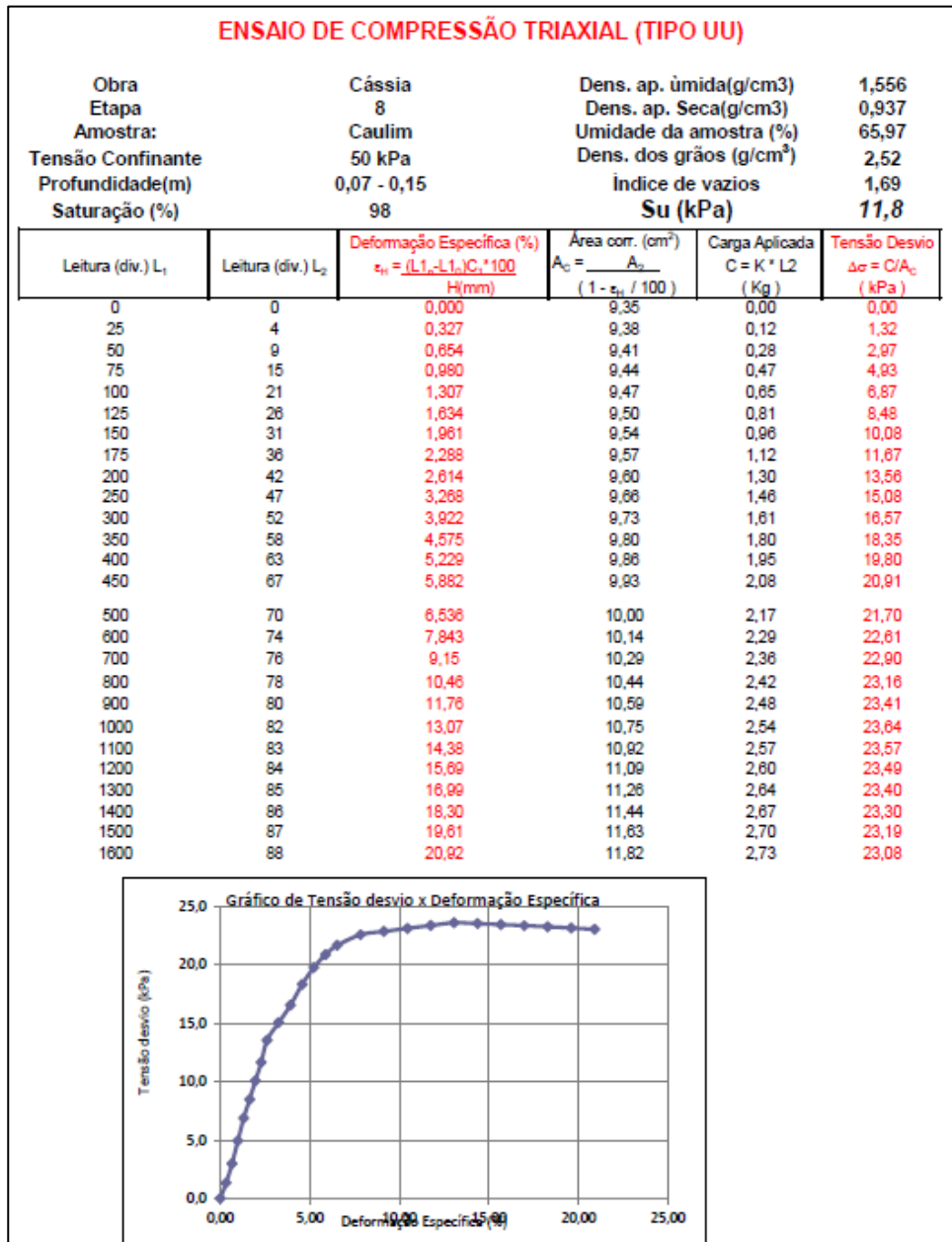
Problemas na execução do ensaio

4. Torvane

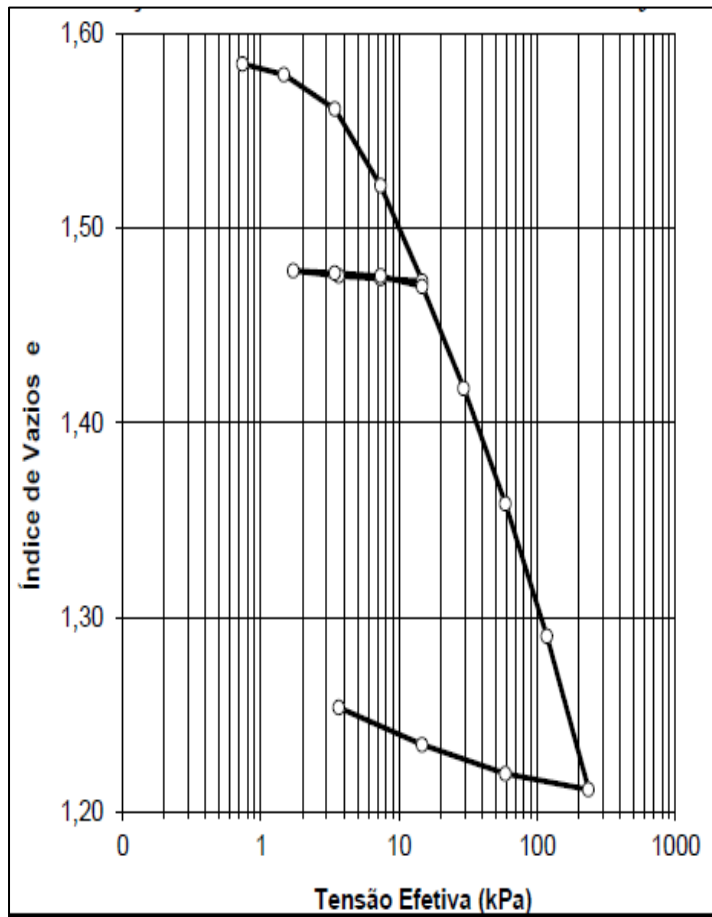
profundidade (cm)	leitura torvane (kgf/cm ²)	Su (kPa)	umidade			
			p umido	p seco	pcap	umidade
5	0,1	3,84	57,19	37,63	13,19	80,03
8	0,16	6,15	50,05	34,57	13,29	72,74
12	0,3	11,53	43,33	31,33	13,95	69,04
16	0,46	17,68	41,39	30,51	14,2	66,71
20	0,53	20,37	38,53	28,56	12,96	63,91



5. Ensaio Triaxial UU



6. Ensaio de adensamento



Ensaio Nº 09

Data Inicial: 16/09

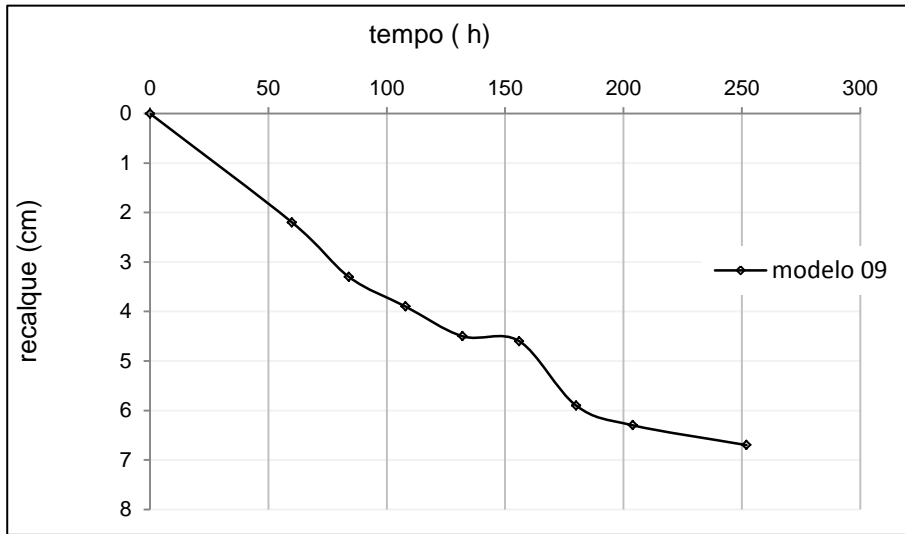
Data Final: 06/10

1. Mistura

Componentes	Quantidade (Kg)
Metacaulim	21,0
Caulim	14,0
Água destilada	31,5
Container	156,0
Areia+ filtro + container	171,8
Container + camada drenante + solo	235,0
Solo	63,2

2. Adensamento do solo.

Etapa do processo de adensamento	Leitura (cm)		Deslocamento (cm)
	Inicial	Final	
Após colocação do solo		31,2	
Sedimentação	31,2	29,0	2,2
Sobrecarga 0,58 kPa	29,0	27,9	1,1
Sobrecarga 1,16 kPa	27,9	27,3	0,6
Sobrecarga 2,32 kPa	27,3	26,7	0,6
Sobrecarga 3,48 kPa	26,7	26,6	0,1
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 30 kPa	26,6	25,3	1,3
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 60 kPa	25,3	24,9	0,4
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 95 kPa	24,9	24,5	0,4
Leitura final do ensaio		21,5	
Altura final da amostra			

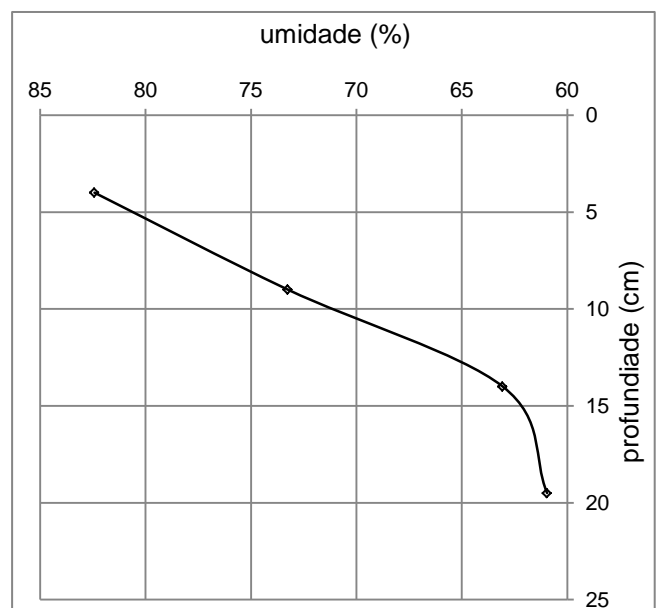
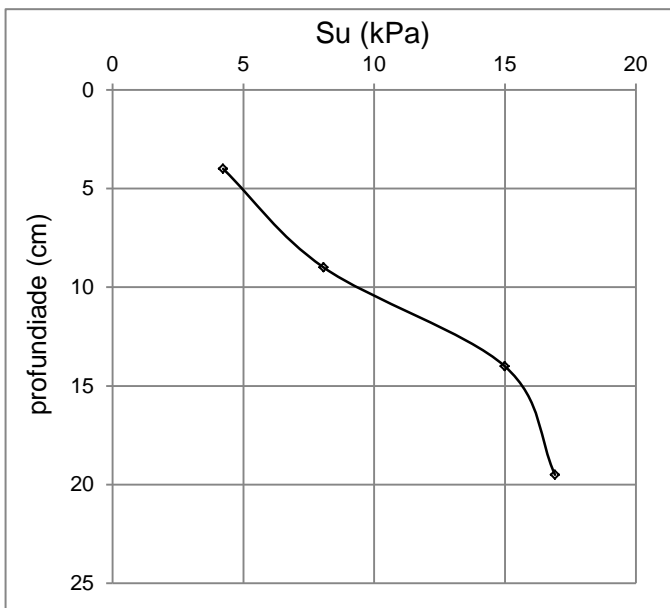


3. Ensaio Tbar

Problemas no equipamento

4. Torvane

profundidade (cm)	leitura torvane (kgf/cm ²)	Su (kPa)	umidade			
			p umido	p seco	pcap	umidade
4	0,11	4,23	50,77	33,84	13,3	82,42
9	0,21	8,07	44,32	31,17	13,22	73,26
14	0,39	14,99	42,61	31,63	14,22	63,07
19,5	0,44	16,91	45,51	33,55	13,93	60,96

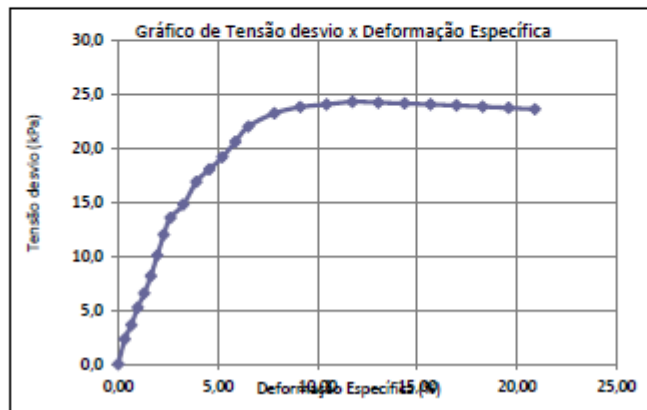


5. Ensaio triaxial UU

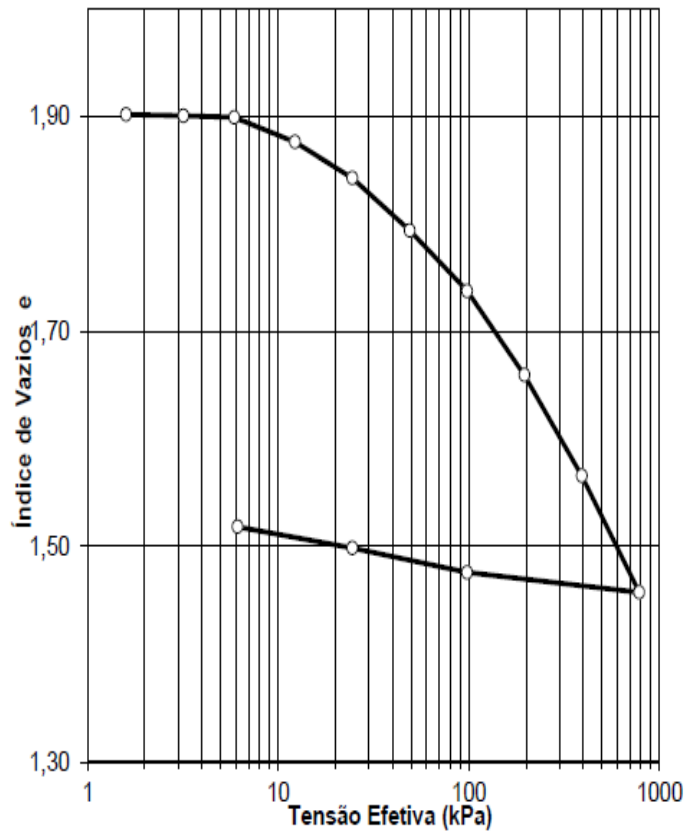
ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL (TIPO UU)

Obra	Cássia	Dens. ap. úmida(g/cm3)	1,566
Etapa	9	Dens. ap. Seca(g/cm3)	0,944
Amostra:	Caulim	Umidade da amostra (%)	65,85
Tensão Confinante	200 kPa	Dens. dos grãos (g/cm³)	2,52
Profundidade(m)	0,07 - 0,15	Índice de vazios	1,67
Saturação (%)	99	Su (kPa)	12,1

Leitura (div.) L ₁	Leitura (div.) L ₂	Deformação Específica (%) $\epsilon_v = \frac{(L_1 - L_2) \cdot C_v \cdot 100}{H(\text{mm})}$	Área corr. (cm²) $A_c = \frac{A_v}{(1 - \epsilon_v / 100)}$	Carga Aplicada C = K * L2 (Kg)	Tensão Desvio $\Delta\sigma = C/A_c$ (kPa)
0	0	0,000	9,35	0,00	0,00
25	7	0,327	9,38	0,22	2,31
50	11	0,654	9,41	0,34	3,62
75	16	0,980	9,44	0,50	5,25
100	20	1,307	9,47	0,62	6,55
125	25	1,634	9,50	0,78	8,15
150	31	1,961	9,54	0,96	10,08
175	37	2,288	9,57	1,15	11,99
200	42	2,614	9,60	1,30	13,56
250	46	3,268	9,66	1,43	14,76
300	53	3,922	9,73	1,64	16,89
350	57	4,575	9,80	1,77	18,04
400	61	5,229	9,86	1,89	19,17
450	66	5,882	9,93	2,05	20,60
500	71	6,536	10,00	2,20	22,01
600	76	7,843	10,14	2,36	23,23
700	79	9,15	10,29	2,45	23,80
800	81	10,46	10,44	2,51	24,05
900	83	11,76	10,59	2,57	24,29
1000	84	13,07	10,75	2,60	24,21
1100	85	14,38	10,92	2,64	24,13
1200	86	15,69	11,09	2,67	24,05
1300	87	16,99	11,26	2,70	23,95
1400	88	18,30	11,44	2,73	23,84
1500	89	19,61	11,63	2,76	23,73
1600	90	20,92	11,82	2,79	23,60



6. Ensaio de adensamento



Ensaio Nº 10

Data Inicial: 23/10

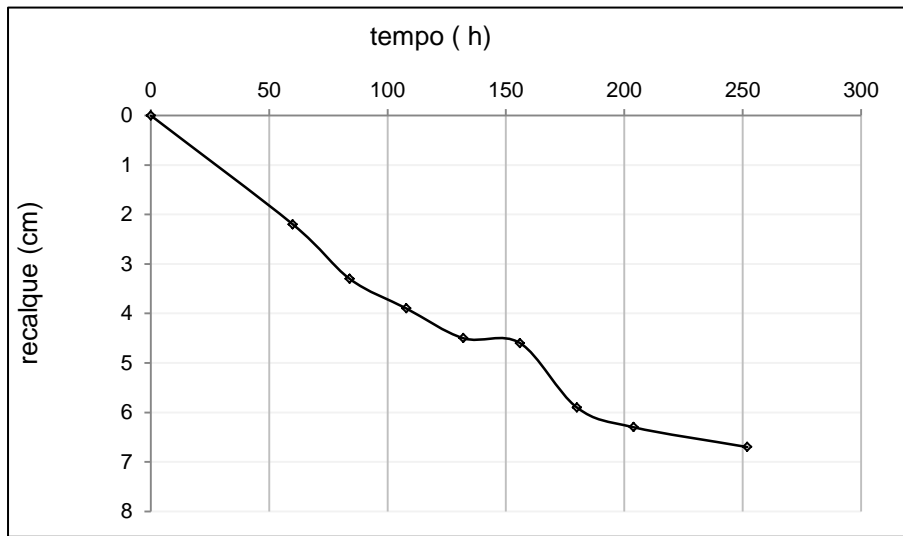
Data Final: 07/11

1. Mistura

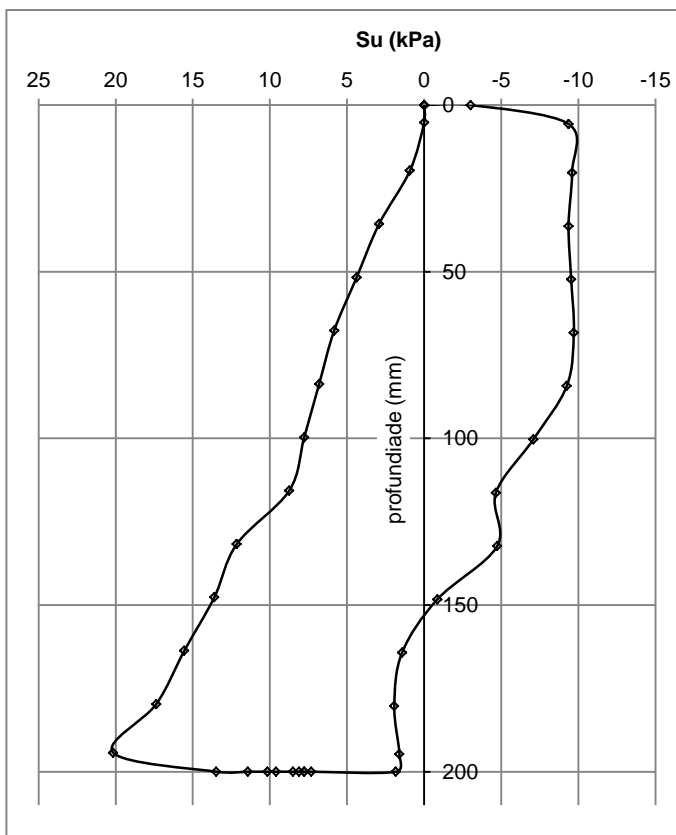
Componentes	Quantidade (Kg)
Metacaulim	21,0
Caulim	14,0
Água destilada	31,5
Container	156,0
Areia+ filtro + container	171,8
Container + camada drenante + solo	235,0
Solo	63,2

2. Adensamento do solo.

Etapa do processo de adensamento	Leitura (cm)		Deslocamento (cm)
	Inicial	Final	
Após colocação do solo		31,2	
Sedimentação	31,2	29,0	2,2
Sobrecarga 0,58 kPa	29,0	27,9	1,1
Sobrecarga 1,16 kPa	27,9	27,3	0,6
Sobrecarga 2,32 kPa	27,3	26,7	0,6
Sobrecarga 3,48 kPa	26,7	26,6	0,1
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 30 kPa	26,6	25,3	1,3
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 60 kPa	25,3	24,9	0,4
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 95 kPa	24,9	24,5	0,4
Leitura final do ensaio		21,5	
Altura final da amostra			



3. Ensaio Tbar

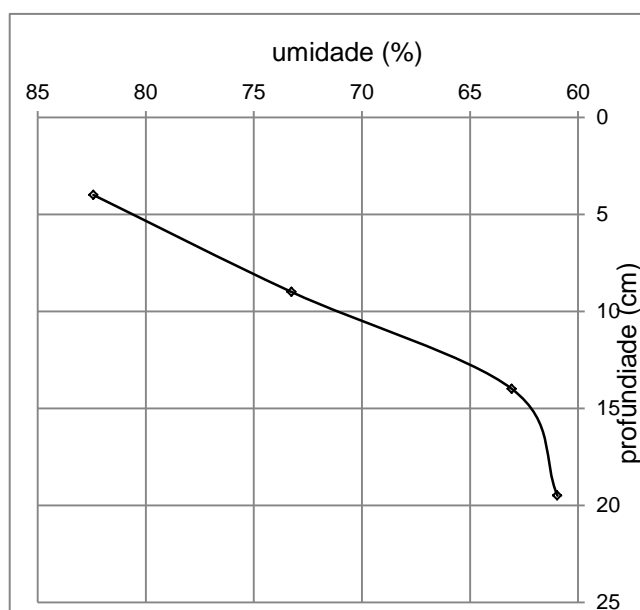
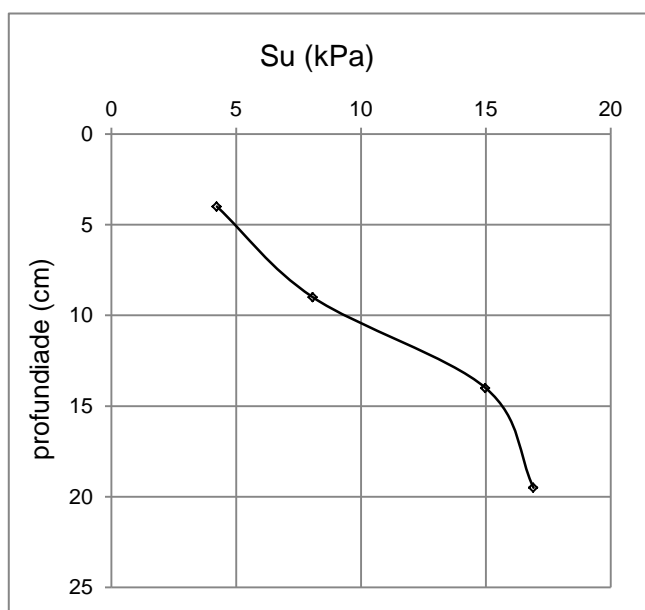


4. Arrancamento das estacas.

Estacas	peso total da estaca (g)	peso da bucha de solo (g)	peso da estaca (g)
lisa	223,79	112,47	111,32
pouco rugosa	-	-	-
rugosa	-	-	-
muito rugosa	221,19	111,38	109,81

5. Torvane

profundidade (cm)	leitura torvane (kgf/cm ²)	Su (kPa)	umidade			
			p umido	pseco	pcap	umidade
4	0,11	4,23	50,77	33,84	13,3	82,42
9	0,21	8,07	44,32	31,17	13,22	73,26
14	0,39	14,99	42,61	31,63	14,22	63,07
19,5	0,44	16,91	45,51	33,55	13,93	60,96

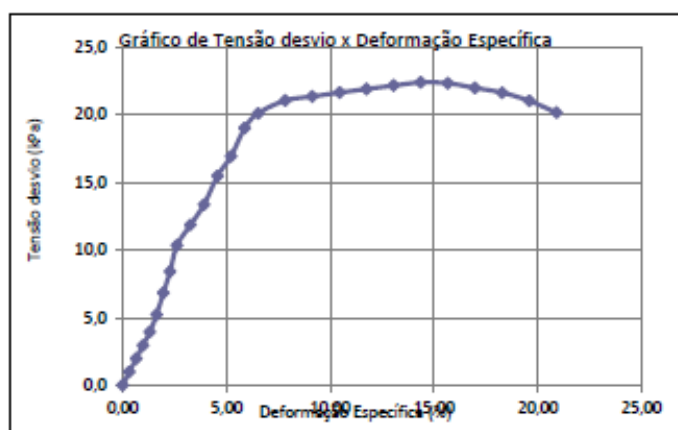


6. Ensaio Triaxial UU

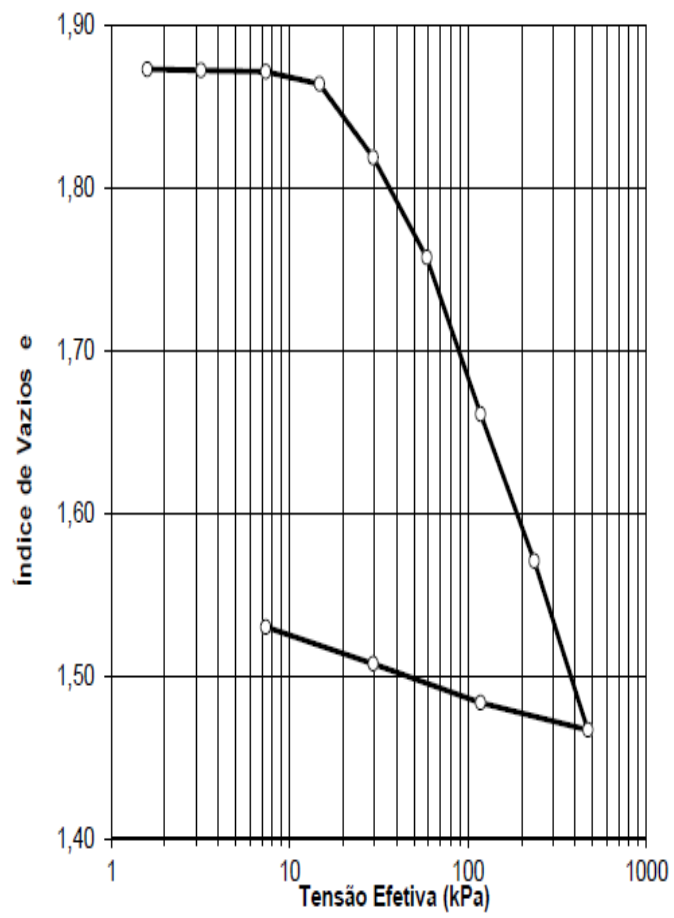
ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL (TIPO UU)

Obra	Cássia	Dens. ap. úmida(g/cm3)	1,556
Etapa		Dens. ap. Seca(g/cm3)	0,937
Amostra:	Caulim	Umidade da amostra (%)	65,97
Tensão Confinante	50 kPa	Dens. dos grãos (g/cm ³)	2,52
Profundidade(m)	0,07 - 0,15	Índice de vazios	1,69
Saturação (%)	98	Su (kPa)	11,2

Leitura (div.) L ₁	Leitura (div.) L ₂	Deformação Específica (%) $\epsilon_v = \frac{(L_1 - L_2) C_c \cdot 100}{H(\text{mm})}$	Área corr. (cm ²) $A_c = \frac{A_0}{(1 - \epsilon_v / 100)}$	Carga Aplicada C = K * L ₂ (Kg)	Tensão Desvio $\Delta\sigma = C/A_c$ (kPa)
0	0	0,000	9,35	0,00	0,00
25	3	0,327	9,38	0,09	0,99
50	6	0,654	9,41	0,19	1,98
75	9	0,980	9,44	0,28	2,96
100	12	1,307	9,47	0,37	3,93
125	16	1,634	9,50	0,50	5,22
150	21	1,961	9,54	0,65	6,83
175	26	2,288	9,57	0,81	8,42
200	32	2,614	9,60	0,99	10,33
250	37	3,268	9,66	1,15	11,87
300	42	3,922	9,73	1,30	13,38
350	49	4,575	9,80	1,52	15,51
400	54	5,229	9,86	1,67	16,97
450	61	5,882	9,93	1,89	19,04
500	65	6,536	10,00	2,02	20,15
600	69	7,843	10,14	2,14	21,09
700	71	9,15	10,29	2,20	21,39
800	73	10,46	10,44	2,26	21,68
900	75	11,78	10,59	2,33	21,95
1000	77	13,07	10,75	2,39	22,20
1100	79	14,38	10,92	2,45	22,43
1200	80	15,69	11,09	2,48	22,37
1300	80	16,99	11,26	2,48	22,02
1400	80	18,30	11,44	2,48	21,67
1500	79	19,61	11,63	2,45	21,06
1600	77	20,92	11,82	2,39	20,19



7. Ensaio de adensamento



Ensaio Nº 11

Data Inicial: 12/11

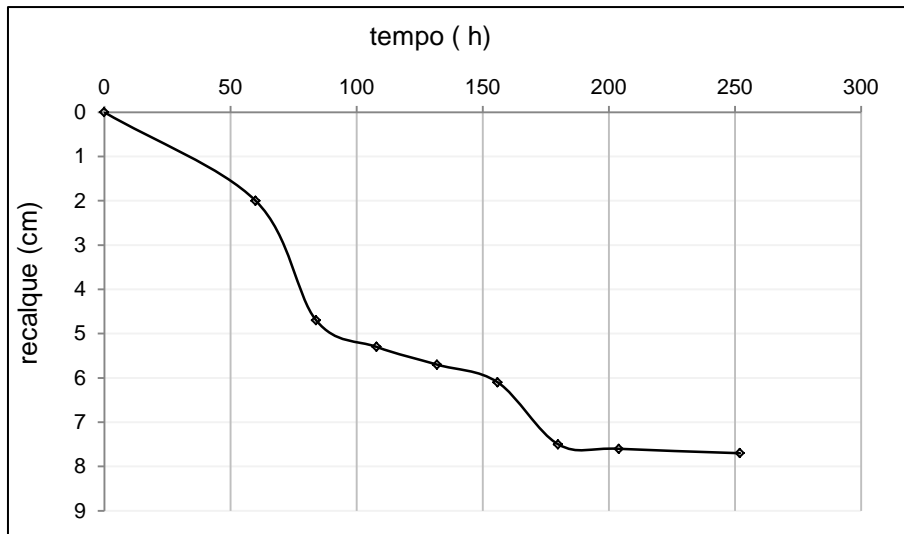
Data Final: 25/11

1. Mistura

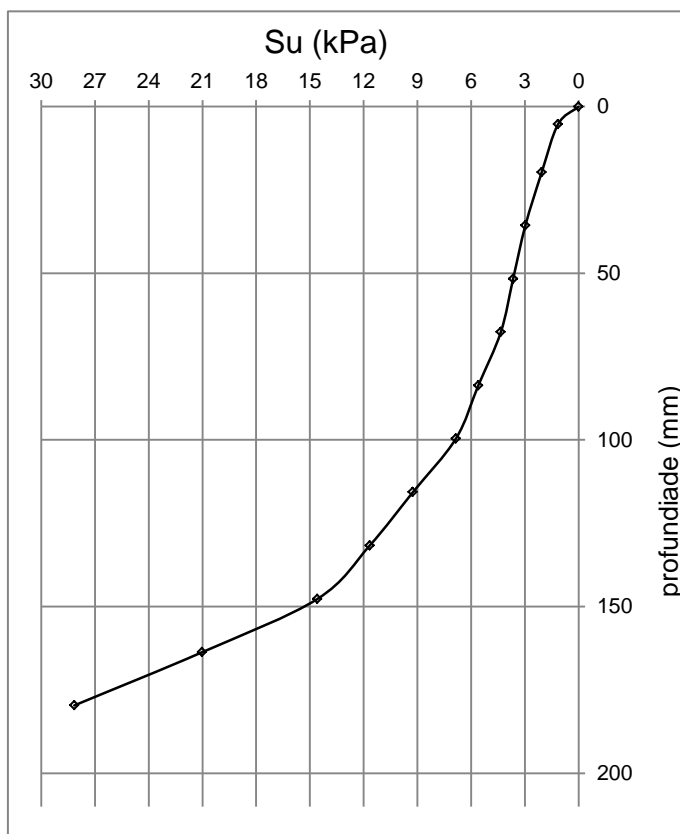
Componentes	Quantidade (Kg)
Metacaulim	21,0
Caulim	14,0
Água destilada	31,5
Container	156,0
Areia+ filtro + container	173,6
Container + camada drenante + solo	237,0
Solo	63,4

2. Adensamento do solo.

Etapa do processo de adensamento	Leitura (cm)		Deslocamento (cm)
	Inicial	Final	
Após colocação do solo		32,5	
Sedimentação	32,5	30,5	2,0
Sobrecarga 0,58 kPa	30,5	27,8	2,7
Sobrecarga 1,16 kPa	27,8	27,2	0,6
Sobrecarga 2,32 kPa	27,2	26,8	0,4
Sobrecarga 3,48 kPa	26,8	26,4	0,4
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 30 kPa	26,4	25,0	1,4
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 60 kPa	25,0	24,9	0,1
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 95 kPa	24,9	24,8	0,1
Leitura final do ensaio		24,8	
Altura final da amostra		21,8	



3. Ensaio Tbar

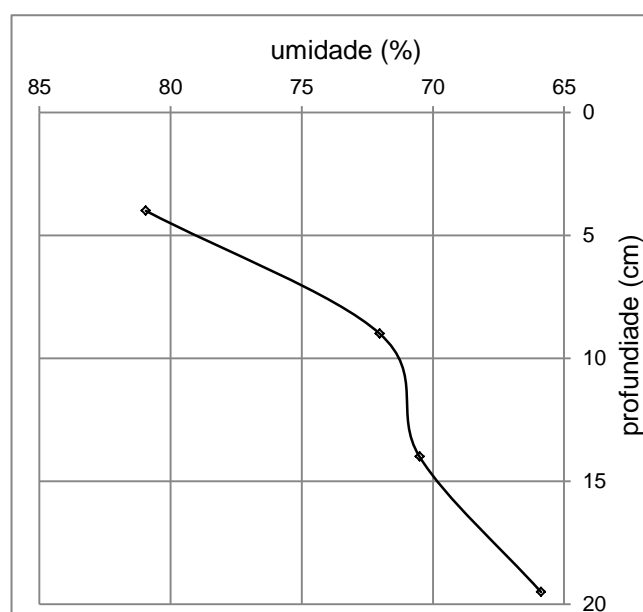
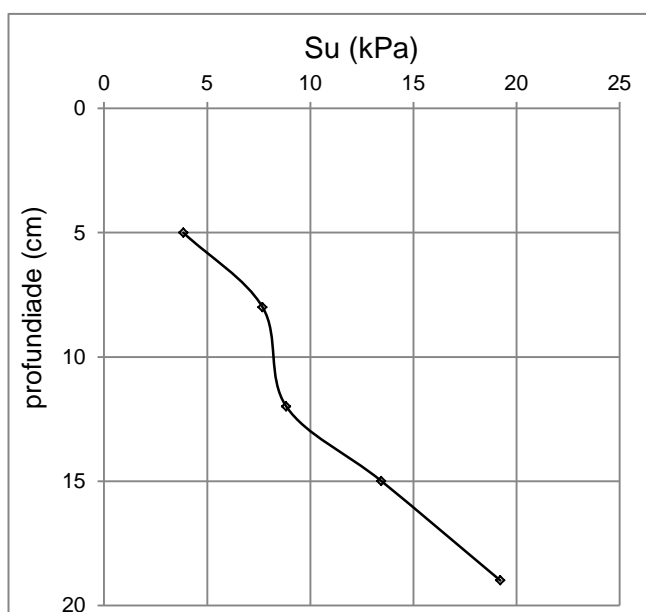


4. Arrancamento das estacas.

	peso total da estaca (g)	peso da bucha de solo (g)	peso da estaca (g)
lisa	222,79	107,37	115,34
pouco rugosa	220,95	108,45	112,50
rugosa	-	-	-
muito rugosa	-	-	-

5. Torvane

profundidade (cm)	leitura torvane (kgf/cm ²)	Su (kPa)	umidade			
			p umido	p seco	pcap	umidade
5	0,1	3,84	53,28	35,36	13,22	80,94
8	0,2	7,69	38,14	27,74	13,3	72,02
12	0,23	8,84	39,08	28,8	14,22	70,51
15	0,35	13,45	42,71	31,28	13,93	65,88
19	0,5	19,22	45,13	32,75	12,97	62,59

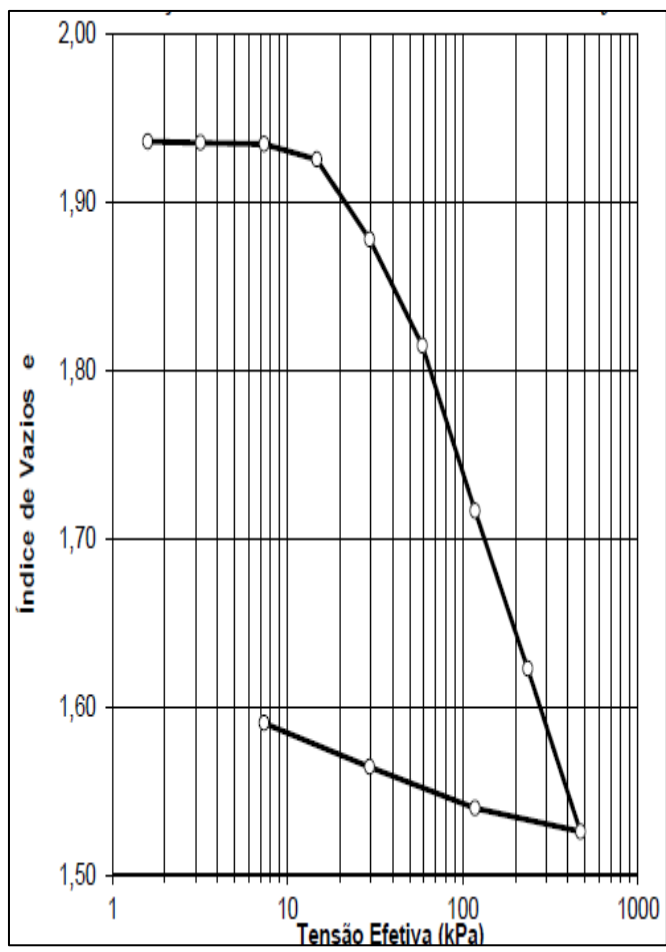


6. Ensaio triaxial UU

ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL (TIPO UU)					
Obra	Cássia		Dens. ap. úmida(g/cm ³)	1,535	
Etapa	11		Dens. ap. Seca(g/cm ³)	0,908	
Amostra:	Caulim		Umidade da amostra (%)	69,0	
Tensão Confinante	50 kPa		Dens. dos grãos (g/cm ³)	2,52	
Profundidade(m)	0,07 - 0,15		Índice de vazios	1,77	
Saturação (%)	98		Su (kPa)	9,8	
		Deformação Específica (%)	Área corr. (cm ²)	Carga Aplicada	Tensão Desvio
Leitura (div.) L ₁	Leitura (div.) L ₂	$\epsilon_v = (L_1 - L_2) / L_1 \cdot 100$	$A_c = \frac{A_0}{1 - \epsilon_v / 100}$	C = K * L ₂	$\Delta\sigma = C / A_c$
		H(mm)	(1 - ϵ_v / 100)	(Kg)	(kPa)
0	0	0,000	9,35	0,00	0,00
25	5	0,327	9,38	0,16	1,65
50	9	0,654	9,41	0,28	2,97
75	12	0,980	9,44	0,37	3,94
100	15	1,307	9,47	0,47	4,91
125	18	1,634	9,50	0,56	5,87
150	21	1,961	9,54	0,65	6,83
175	24	2,288	9,57	0,74	7,78
200	27	2,614	9,60	0,84	8,72
250	30	3,268	9,66	0,93	9,62
300	36	3,922	9,73	1,12	11,47
350	42	4,575	9,80	1,30	13,29
400	45	5,229	9,86	1,40	14,14
450	48	5,882	9,93	1,49	14,98
500	51	6,536	10,00	1,58	15,81
600	54	7,843	10,14	1,67	16,50
700	57	9,15	10,29	1,77	17,17
800	60	10,46	10,44	1,86	17,82
900	62	11,76	10,59	1,92	18,14
1000	64	13,07	10,75	1,98	18,45
1100	66	14,38	10,92	2,05	18,74
1200	68	15,69	11,09	2,11	19,01
1300	70	16,99	11,26	2,17	19,27
1400	72	18,30	11,44	2,23	19,51
1500	73	19,61	11,63	2,26	19,46
1600	74	20,92	11,82	2,29	19,41

Gráfico de Tensão desvio x Deformação Específica

7. Ensaio de adensamento



Ensaio Nº 12

Data Inicial: 07/01

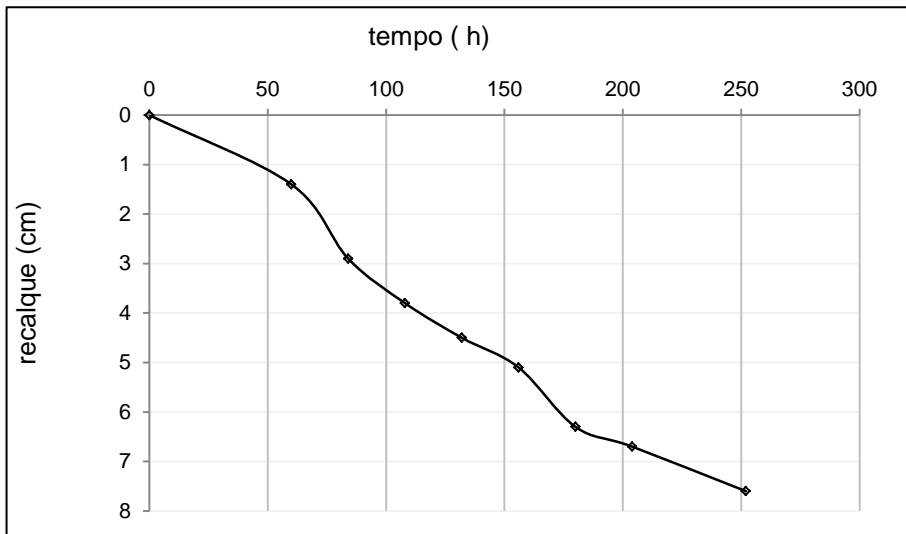
Data Final: 26/01

1. Mistura

Componentes	Quantidade (Kg)
Metacaulim	21,0
Caulim	14,0
Água destilada	31,5
Container	156,0
Areia+ filtro + container	170,2
Container + camada drenante + solo	232,6
Solo	62,4

2. Adensamento do solo.

Etapa do processo de adensamento	Leitura (cm)		Deslocamento (cm)
	Inicial	Final	
Após colocação do solo		32,5	
Sedimentação	30,9	29,5	1,4
Sobrecarga 0,58 kPa	29,5	28,0	1,5
Sobrecarga 1,16 kPa	28,0	27,1	0,9
Sobrecarga 2,32 kPa	27,1	26,4	0,7
Sobrecarga 3,48 kPa	26,4	25,8	0,6
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 30 kPa	25,8	24,6	1,2
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 60 kPa	24,6	24,2	0,4
Sobrecarga 3,48 kPa + Sucção 95 kPa	24,2	23,3	0,9
Leitura final do ensaio		23,3	
Altura final da amostra	20,8		



3. Ensaio Tbar

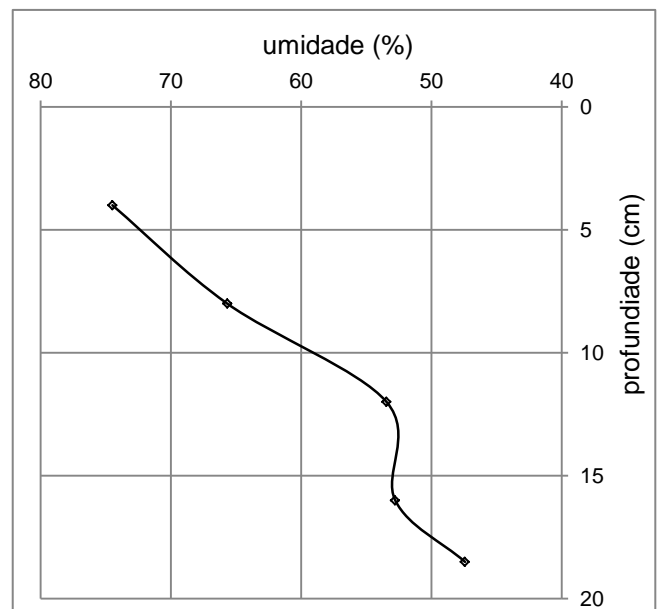
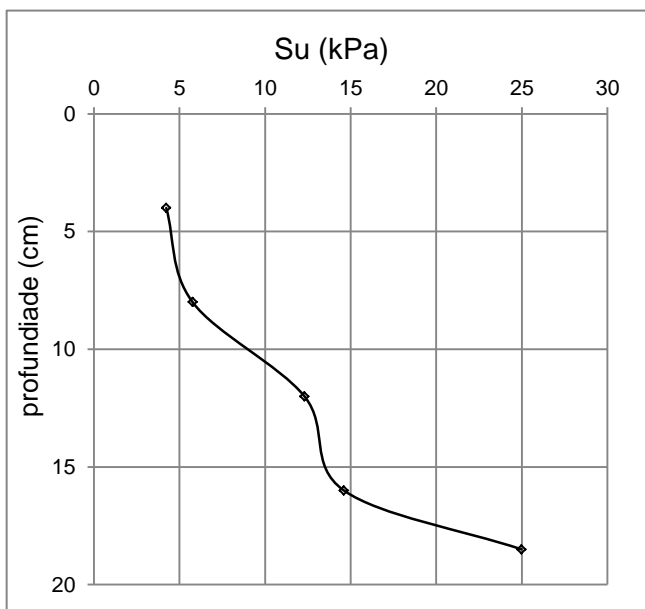
Ocorreu problemas durante o ensaio

4. Arrancamento das estacas.

Estacas	peso total da estaca (g)	peso da bucha de solo (g)	peso da estaca (g)
lisa	219,71	107,372	112,34
pouco rugosa	-	-	-
rugosa	216,95	108,45	108,5
muito rugosa	-	-	-

5. Torvane

profundidade (cm)	leitura torvane (kgf/cm ²)	Su (kPa)	umidade			
			p umido	p seco	pcap	umidade
4	0,11	4,23	42,15	29,8	13,22	74,49
8	0,15	5,77	45,15	32,89	14,22	65,67
12	0,32	12,30	47,57	35,52	12,97	53,44
16	0,38	14,61	32,11	25,83	13,93	52,77
18,5	0,65	24,98	36,96	29,35	13,3	47,41



6. Ensaio triaxial UU

ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL (TIPO UU)					
Obra	Cássia		Dens. ap. úmida(g/cm ³)	1,528	
Etapa	12		Dens. ap. Seca(g/cm ³)	0,921	
Amostra:	Caulim		Umidade da amostra (%)	65,85	
Tensão Confinante	100 kPa		Dens. dos grãos (g/cm ³)	2,52	
Profundidade(m)	0,07 - 0,15		Índice de vazios	1,74	
Saturação (%)	96		Su (kPa)	9,1	
Leitura (div.) L ₁	Leitura (div.) L ₂	Deformação Específica (%) $\epsilon_H = (L_1 - L_2) / L_0 \cdot 100$ H(mm)	Área corr. (cm ²) $A_c = \frac{A_0}{(1 - \epsilon_H / 100)}$	Carga Aplicada C = K * L ₂ (Kg)	Tensão Desvio $\Delta\sigma = C / A_c$ (kPa)
0	0	0,000	9,35	0,00	0,00
25	5	0,327	9,38	0,15	1,57
50	9	0,654	9,41	0,27	2,82
75	13	0,980	9,44	0,38	4,08
100	16	1,307	9,47	0,47	4,98
125	21	1,634	9,50	0,62	6,52
150	26	1,961	9,54	0,77	8,04
175	29	2,288	9,57	0,86	8,94
200	32	2,614	9,60	0,94	9,83
250	36	3,268	9,66	1,06	10,99
300	39	3,922	9,73	1,15	11,82
350	42	4,575	9,80	1,24	12,65
400	45	5,229	9,86	1,33	13,46
450	48	5,882	9,93	1,42	14,26
500	51	6,536	10,00	1,50	15,04
600	54	7,843	10,14	1,59	15,70
700	57	9,15	10,29	1,68	16,34
800	59	10,46	10,44	1,74	16,67
900	61	11,76	10,59	1,80	16,98
1000	65	13,07	10,75	1,92	17,83
1100	67	14,38	10,92	1,98	18,10
1200	67	15,69	11,09	1,98	17,83
1300	68	16,99	11,26	2,01	17,81
1400	68	18,30	11,44	2,01	17,53
1500	68	19,61	11,63	2,01	17,25
1600	68	20,92	11,82	2,01	16,97

Gráfico de Tensão desvio x Deformação Específica

Deformação Específica (%)	Tensão desvio (kPa)
0,00	0,00
0,327	1,57
0,654	2,82
0,980	4,08
1,307	4,98
1,634	6,52
1,961	8,04
2,288	8,94
2,614	9,83
3,268	10,99
3,922	11,82
4,575	12,65
5,229	13,46
5,882	14,26
6,536	15,04
7,843	15,70
9,15	16,34
10,46	16,67
11,76	16,98
13,07	17,83
14,38	18,10
15,69	17,83
16,99	17,81
18,30	17,53
19,61	17,25
20,92	16,97

7. Ensaio de adensamento

