

**ENSAIO DE CENTRIFUGAÇÃO PARA AVALIAÇÃO DO
DESEMPENHO DE PENETRÔMETROS DINÂMICOS PARA
ANCORAGENS DE ESTRUTURAS *OFFSHORE***

SÉRGIO ANTÔNIO BRUM JUNIOR

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINESE DARCY
RIBEIRO - UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
DEZEMBRO - 2009

**ENSAIO DE CENTRIFUGAÇÃO PARA AVALIAÇÃO DO
DESEMPENHO DE PENETRÔMETROS DINÂMICOS PARA
ANCORAGENS DE ESTRUTURAS *OFFSHORE***

SÉRGIO ANTÔNIO BRUM JUNIOR

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Fernando Saboya Albuquerque Júnior

Co-orientador: Sérgio Tibana

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

DEZEMBRO – 2009

FICHA CATALOGRÁFICA

Preparada pela Biblioteca do **CCT / UENF**

53/2009

Brum Junior, Sérgio Antônio

Ensaio de centrifugação para avaliação do desempenho de penetrômetros dinâmicos para ancoragens de estruturas *offshore* / Sérgio Antônio Brum Junior. – Campos dos Goytacazes, 2009.

xix, 128 f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) --
Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy

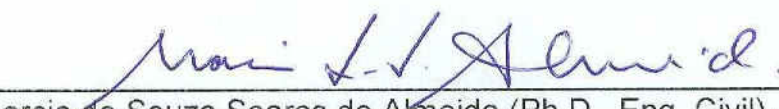
**ENSAIO DE CENTRIFUGAÇÃO PARA AVALIAÇÃO DO
DESEMPENHO DE PENETRÔMETROS DINÂMICOS PARA
ANCORAGENS DE ESTRUTURAS OFFSHORE**

SÉRGIO ANTÔNIO BRUM JUNIOR

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

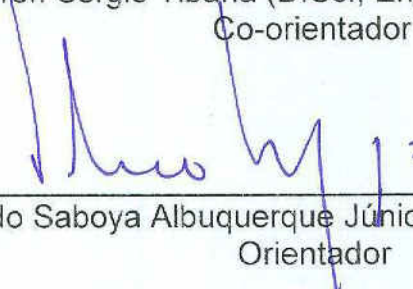
Aprovada em 1º de dezembro de 2009.

Comissão Examinadora:


Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida (Ph.D., Eng. Civil) – COPPE/UFRJ


Prof. Pedrito Rocha Filho (Ph.D., Eng. Civil) – PUC-Rio


Prof. Sérgio Tibana (D.Sc., Eng. Civil) – UENF
Co-orientador


Prof. Fernando Saboya Albuquerque Júnior (D.Sc., Eng. Civil) – UENF
Orientador

*Dedico esta dissertação à
minha família*

AGRADECIMENTOS

Nada disso teria sido possível sem o apoio financeiro da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF), da Fundação Carlos Chagas Filho de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro (FAPERJ) e da Petróleo Brasileiro S.A. (Petrobras), as quais agradeço.

Agradeço especialmente os Professores Fernando Saboya Albuquerque Júnior, Rodrigo Martins Reis e Sérgio Tibana, por terem me proporcionado a oportunidade de participar desta pesquisa, despendendo todos os seus esforços, a fim de oferecerem as condições necessárias para tornar possível a realização do presente trabalho.

Também, agradeço todos os Professores do Laboratório de Engenharia Civil (LECIV) da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF) pelos conhecimentos compartilhados e pelos auxílios, sempre prontos, nas dificuldades enfrentadas.

Os colegas do Laboratório da Centrífuga Geotécnica da UENF, Janine Vieira, Rubens Ramires Sobrinho, Victor Montero Del'Aguila, Wallace Rosa Pereira e, principalmente, André Luis Flor Manhães, merecem minha gratidão pela ajuda e pela dedicação empregada na execução desta pesquisa.

Da mesma forma, agradeço os técnicos do LECIV, Vanúzia Almeida dos Santos Ferreira e, especialmente, Milton Soares Pereira Júnior, os quais sempre me atenderam e me auxiliaram em todas as minhas solicitações.

Este trabalho teve, também, a colaboração dos técnicos Carlan Ribeiro Rodrigues, pertencente ao Laboratório de Materiais Avançados da UENF, e Luiz Antônio Miranda Meirelles, pertencente ao Laboratório de Ciências Físicas da UENF, os quais agradeço.

Agradeço a todos que, de alguma forma, colaboraram para a realização deste trabalho.

Várias pessoas foram especiais nesta empreitada, entre elas não posso deixar de citar as meninas mais belas do LECIV, Mônica e Natália, que além de colegas são amigas maravilhosas.

Agradeço, por tudo, os amigos, Anderson “Gaúcho”, Fábio “Belém”, Roberto “Itaperuna” e o “fiote” Jair, que, como grandes companheiros, me suportaram nesses últimos anos.

Não poderia deixar de agradecer o culpado de tudo, meu grande amigo Gustavo Savaris, que foi o pioneiro e me apresentou a UENF. Se não fosse pela sua iniciativa e pelo seu incentivo, provavelmente, este trabalho não teria acontecido.

Agradeço a Deus por sempre me guiar e me abençoar.

E por último, agradeço muito minha família, que me encorajou, me apoiou e me ajudou de todas as formas possíveis para que eu tivesse o ambiente ideal, mesmo estando quilômetros distante deles. À eles, o meu muito obrigado.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	iv
LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....	xiii
RESUMO.....	xviii
ABSTRACT	xix
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
2 EXPLORAÇÃO DE PETRÓLEO NO MAR.....	4
2.1 HISTÓRICO.....	4
2.2 SISTEMAS DE ANCORAGEM OFFSHORE	8
2.2.1 CATENÁRIA.....	8
2.2.2 TAUT-LEG	9
2.2.3 TENDÕES.....	10
2.3 ÂNCORAS PARA EXPLORAÇÃO EM ÁGUAS PROFUNDAS	11
2.3.1 ESTACA DE SUCÇÃO.....	14
2.3.2 VLA	14
2.3.3 SEPLA, DPA E ESTACA TORPEDO	15
3 DPA E ESTACA TORPEDO.....	17
4 MODELAGEM FÍSICA	26

4.1 MODELAGEM EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA	26
5 MATERIAIS E MÉTODOS.....	32
5.1 APARATO EXPERIMENTAL	32
5.1.1 CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA DA UENF.....	32
5.1.2 CAIXA DE TESTES.....	34
5.1.3 MISTURADOR DE COLÓIDES.....	35
5.1.4 CÂMARA DE VÁCUO	36
5.1.5 CENTRO DE USINAGEM VERTICAL.....	37
5.1.6 SISTEMAS DE ADENSAMENTO.....	38
5.1.7 SISTEMAS DE CRAVAÇÃO	41
5.1.8 SISTEMAS DE ARRANCAMENTO NA CENTRÍFUGA.....	43
5.1.9 APARATO PARA ENSAIOS DE MINI-PALHETA	44
5.2 INSTRUMENTAÇÃO DO ENSAIO	45
5.2.1 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS	45
5.2.2 RÉGUA POTENCIOMÉTRICA.....	48
5.2.3 TRANSDUTOR DE POROPRESSÃO.....	50
5.2.4 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS DA CENTRÍFUGA.....	53
5.2.5 MECANISMO DE ATUAÇÃO DA CENTRÍFUGA.....	56
5.3 MODELOS DE ÂNCORAS DINÂMICAS	60
5.3.1 NOTA SOBRE OS ENSAIOS HIDRODINÂMICOS PRELIMINARES	63
5.4 MATERIAIS	68
5.4.1 METACaulim.....	68
5.4.2 CAULIM.....	70

5.4.3 ESCOLHA DA MISTURA	71
5.5 PROCEDIMENTOS DO ENSAIO	74
5.5.1 MODELAGEM DO SOLO.....	74
5.5.2 CRAVAÇÃO DAS ÂNCORAS	84
5.5.3 INSTALAÇÃO DO TRANSDUTOR DE POROPRESSÃO.....	86
5.5.4 ARRANCAMENTO DAS ÂNCORAS A 50G.....	87
5.5.5 CARACTERIZAÇÃO DO MODELO DE SOLO	89
6 RESULTADOS	97
6.1 CAPACIDADE DE SUPORTE	97
6.2 CARACTERIZAÇÃO DO MODELO DE SOLO APÓS OS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DOS MODELOS DE ÂNCORAS	103
6.2.1 ENSAIOS PRELIMINARES.....	104
6.2.2 ENSAIOS DE MINI-PALHETA	105
6.2.3 ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL.....	106
6.2.4 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	108
6.3 RELAÇÃO DOS VALORES OBTIDOS NOS ENSAIOS EM CENTRÍFUGA COM OS ESTIMADOS POR MEIO DE MÉTODO ANALÍTICO.....	112
CONCLUSÕES	120
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Fatores de escala utilizados em modelagem em centrífuga (Taylor, 1995)	29
Tabela 5.1 – Resumo resultados dos ensaios propostos por Izola (2007) (extraídos de Izola, 2007).....	66
Tabela 5.2 – Dados da caracterização do metacaulim.....	69
Tabela 5.3 – Dados da caracterização do caulim.....	71
Tabela 5.4 – Dados dos limites de consistência das misturas	72
Tabela 5.5 – Dados dos materiais utilizados na elaboração do solo e da mistura final	73
Tabela 5.6 – Valores do coeficiente de adensamento do material composto	74
Tabela 6.1 – Capacidade de suporte dos modelos de âncoras e estimativa dos protótipos.....	99
Tabela 6.2 – Capacidade de suporte máxima dos modelos de âncoras e estimativa dos protótipos.....	100
Tabela 6.3 – Eficiência dos modelos de âncoras em função do peso.....	101
Tabela 6.4 – Capacidade de suporte dos modelos de âncoras e estimativa dos protótipos.....	102
Tabela 6.5 – Eficiência dos modelos de âncoras em função do peso.....	103
Tabela 6.6 – Umidade através do perfil do modelo de solo	104
Tabela 6.7 – Peso específico da amostra indeformada	105
Tabela 6.8 – Valores da resistência não drenada ao cisalhamento e da tensão efetiva média de adensamento do material durante os ensaios triaxiais CIU	113
Tabela 6.9 – Valores registrados de poropressão.....	115

Tabela 6.10 – Capacidade de suporte calculada para os protótipos das âncoras ..118

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Estaca Torpedo (extraída de Audibert, 2006)	1
Figura 2.1 – Exploração de petróleo no mar em 1902 (extraída de Tannuri, 2002)	4
Figura 2.2 – Plataformas de madeira no Lago Maracaibo, Venezuela, 1920's (extraída de Mendez, 2008)	5
Figura 2.3 – Primeiro poço “ <i>out of sight of land</i> ” – Kerr Mcgee Rig 16 (extraída de Smith, 2008)	5
Figura 2.4 – Plataforma tipo jaqueta (extraída de Tannuri, 2002)	6
Figura 2.5 – Plataforma semi-submersível (extraída de Kunitaki, 2006)	7
Figura 2.6 – Navio de produção de petróleo (extraída de Lima, 2006)	7
Figura 2.7 – Configuração em catenária (extraída de Vryhof, 2007)	8
Figura 2.8 – Configuração em <i>taut-leg</i> (extraída de Vryhof, 2007)	9
Figura 2.9 – Configuração em catenária x <i>taut-leg</i>	10
Figura 2.10 – Plataforma tipo TLP (extraída de Moreno, 2005)	11
Figura 2.11 – Unidade flutuante de produção, estocagem e alívio de petróleo (FPSO) (extraída de Kunitaki, 2006)	12
Figura 2.12 – Estaca de sucção (extraída de Moreno, 2005)	14
Figura 2.13 – Âncora VLA (extraída de Vryhof, 2009)	15
Figura 2.14 – Âncora SEPLA (extraída de Liu, 2004)	15
Figura 2.15 – DPA (extraída de O’Loughlin <i>et al.</i> , 2004a)	16
Figura 2.16 – Estaca Torpedo (extraída de Fernandes <i>et al.</i> , 2006)	16
Figura 3.1 – Conceito de DPA proposto por Lieng (extraída de Lieng <i>et al.</i> , 1999) ..	17

Figura 3.2 – Conceito de Estaca Torpedo proposto por Medeiros Jr. (extraída de Medeiros Jr. <i>et al.</i> , 1996).....	19
Figura 3.3 – Esquema completo de lançamento (extraída de Kunitaki, 2006)	20
Figura 3.4 – Resposta de carga versus deslocamento durante o arrancamento de um modelo de âncora dinâmica na centrífuga geotécnica (extraída de Richardson <i>et al.</i> , 2009)	23
Figura 4.1 – Centrífuga geotécnica da Universidade da Califórnia, Davis (extraída de Meehan, 2006)	27
Figura 4.2 – Tensão inercial em um modelo em centrífuga induzido a uma rotação sobre um eixo fixo correspondendo a uma tensão gravitacional no protótipo correspondente (extraída de Taylor, 1995)	28
Figura 4.3 – Comparação entre a variação da tensão no modelo e no protótipo (extraída de Taylor, 1995)	30
Figura 5.1 – Centrífuga geotécnica da UENF.....	33
Figura 5.2 – Disposição dos principais componentes da centrífuga geotécnica da UENF	34
Figura 5.3 – Recipiente cilíndrico da centrífuga	35
Figura 5.4 – Batedeira industrial basculante	36
Figura 5.5 – Betoneira (a) Equipamento com a tampa instalada (b) detalhe da tampa e da junta rotativa.....	36
Figura 5.6 – Bomba de vácuo	37
Figura 5.7 – Central de usinagem	38
Figura 5.8 – Sistema de adensamento por gradiente hidráulico	38
Figura 5.9 – Sistema de adensamento por sobrecarga.....	40
Figura 5.10 – Detalhe esquemático do sistema de cravação estática de âncoras....	41

Figura 5.11 – Atuador mecânico vertical	42
Figura 5.12 – Controlador Galil 740	42
Figura 5.13 – Detalhe esquemático do sistema de arrancamento	43
Figura 5.14 – (a) Motor elétrico servo-controlado (b) detalhe da palheta e <i>strain gages</i> na haste	44
Figura 5.15 – Detalhe esquemático do aparato para ensaios de mini-palheta.....	45
Figura 5.16 – Sistema de aquisição de dados PXI 1052.....	46
Figura 5.17 – Vista parcial da tela do programa de calibração.....	46
Figura 5.18 – Visão da tela do programa de aquisição de dados.....	47
Figura 5.19 – Visão da tela do programa de controle dos atuadores mecânicos.....	47
Figura 5.20 – Régua potenciométrica	48
Figura 5.21 – Aparato de calibração da régua potenciométrica	49
Figura 5.22 – Curva de calibração da régua potenciométrica	49
Figura 5.23 – Transdutor de poropressão	50
Figura 5.24 – Câmara de acrílico	51
Figura 5.25 – Aparato para calibração dos transdutores de poropressão.....	52
Figura 5.26 – Curva de calibração do PPT1	52
Figura 5.27 – Curva de calibração do PPT2	53
Figura 5.28 – Curva de calibração do PPT3	53
Figura 5.29 – Condicionador de sinais instalado no braço da centrífuga	54
Figura 5.30 – Disposição dos componentes do sistema de aquisição de dados da centrífuga	55

Figura 5.31 – Vista da tela do programa de calibração do sistema de aquisição da centrífuga	55
Figura 5.32 – Vista do programa do sistema de aquisição de dados da centrífuga ..	56
Figura 5.33 – Atuador hidráulico	57
Figura 5.34 – Servo-válvula.....	57
Figura 5.35 – Controlador MTS 407	58
Figura 5.36 – Sistema hidráulico – bomba hidráulica e <i>manifold</i>	59
Figura 5.37 – Célula de carga ELH-TC590-1000	59
Figura 5.38 – Diagrama da cadeia de dispositivos do sistema de atuação da centrífuga	60
Figura 5.39 – Modelos de âncoras utilizados	61
Figura 5.40 – Superfície lateral dos protótipos de âncoras estudados.....	62
Figura 5.41 – Modelos de âncoras utilizados por Izola (2007)	63
Figura 5.42 – Ensaio de lançamento horizontal	64
Figura 5.43 – Ensaio de lançamento vertical.....	65
Figura 5.44 – Seqüência de imagens capturadas durante ensaio de lançamento vertical da âncora 1 (extraída de Izola, 2007)	65
Figura 5.45 – Trajetória percorrida pela âncora 1 durante ensaio de lançamento horizontal proposto por Izola (2007).....	66
Figura 5.46 – Trajetória percorrida pela âncora 3 durante ensaio de lançamento horizontal proposto por Izola (2007).....	67
Figura 5.47 – Trajetória percorrida pela âncora 1 durante ensaio de lançamento vertical proposto por Izola (2007)	67

Figura 5.48 – Trajetória percorrida pela âncora 3 durante ensaio de lançamento vertical proposto por Izola (2007)	68
Figura 5.49 – Metacaulim	69
Figura 5.50 – Curva granulométrica do metacaulim	69
Figura 5.51 – Caulim Monte Pascoal	70
Figura 5.52 – Curva granulométrica do caulim	71
Figura 5.53 – Curva granulométrica do material composto	73
Figura 5.54 – Materiais utilizados na preparação da lama	74
Figura 5.55 – Mistura do material na bateadeira industrial	75
Figura 5.56 – Mistura do material na betoneira modificada	75
Figura 5.57 – Detalhe da mangueira flexível de silicone perfurada	76
Figura 5.58 – Lama colocada no interior do recipiente	77
Figura 5.59 – Ensaio preliminar do sistema de adensamento por gradiente hidráulico	78
Figura 5.60 – Detalhe do caminho de fluxo preferencial aberto durante o adensamento hidráulico	80
Figura 5.61 – Sistema de adensamento	81
Figura 5.62 – Curvas de deslocamento versus tempo obtidas durante a adensamento do material	82
Figura 5.63 – Curvas de excesso de poropressão versus tempo obtidas durante a adensamento do segundo modelo de solo	82
Figura 5.64 – Sistema de cravação dos modelos de âncoras	84
Figura 5.65 – Modelos de âncoras usados nos ensaios	85

Figura 5.66 – Distribuição das áreas de cravação dos modelos de âncoras	85
Figura 5.67 – Instalação do transdutor de poropressão: (a) abertura do furo (b) posicionamento do transdutor no interior da amostra	86
Figura 5.68 – Caixas de testes posicionada no cesto da centrífuga da UENF	87
Figura 5.69 – Detalhe do adaptador da célula de carga e da folga na linha de ancoragem	88
Figura 5.70 – Ensaio de mini-palheta.....	91
Figura 5.71 – Fator de correção para ensaio de palheta proposto por Bjerrum (extraída de Bello, 2004)	92
Figura 5.72 – Prensa utilizada para os ensaios de adensamento unidimensional	93
Figura 5.73 – Equipamento de compressão triaxial	94
Figura 5.74 – Moldagem do corpo de prova para ensaio triaxial.....	95
Figura 6.1 – Força x deslocamento dos ensaios de arrancamento das âncoras na centrífuga	98
Figura 6.2 – Força x deslocamento normalizado dos ensaios de arrancamento das âncoras na centrífuga.....	99
Figura 6.3 – Capacidade de suporte máxima de cada modelo de âncora	100
Figura 6.4 – Capacidade de suporte de cada âncora.....	102
Figura 6.5 – Amostra indeformada retirada do modelo de solo.....	104
Figura 6.6 – Variação da resistência não drenada ao cisalhamento de pico no primeiro modelo de solo através da profundidade.....	106
Figura 6.7 – Extração da amostra para realização de ensaio de adensamento unidimensional	107
Figura 6.8 – Curva de adensamento de amostras retiradas dos dois modelos de solo após os ensaios	107

Figura 6.9 – Resultado dos ensaios triaxiais tipo UU do primeiro exemplar	109
Figura 6.10 – Círculos de Mohr dos ensaios triaxiais tipo UU do primeiro exemplar	109
Figura 6.11 – Resultado dos ensaios triaxiais CIU do segundo exemplar	110
Figura 6.12 – Resultado do ensaio triaxial UU do segundo exemplar.....	111
Figura 6.13 – Comportamento das trajetórias de tensões.....	112
Figura 6.14 – Estimativa do comportamento da poropressão através do perfil do segundo modelo de solo	116
Figura 6.15 – Histórico da tensão efetiva vertical no modelo de solo do segundo exemplar.....	117
Figura 6.16 – Razão de sobre adensamento do modelo de solo do segundo exemplar.....	117
Figura 6.17 – Perfil da resistência não drenada ao cisalhamento	118

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

A_{flu}	Seção transversal do topo da aleta
A_{pad}	Seção transversal do topo do corpo da âncora
A_{shaft}	Superfície lateral da âncora
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABS	<i>American Bureau of Shipping</i>
AHV	<i>Anchor Handling Vessel</i>
API	<i>American Petroleum Institute</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
B	Parâmetro de poropressão proposto por Skempton
c_v	Coeficiente de adensamento
C_c	Índice de compressão
C_r	Índice de recompressão
CC	Coeficiente de curvatura
C_u	Coeficiente de uniformidade
CG	Centro de gravidade
CH	Centro hidrodinâmico
CIU	Adensado isotropicamente e não drenado
CNC	<i>Computer Numerical Control</i>
d	Diâmetro do corpo da âncora
D	Diâmetro da mini-palheta

DC	<i>Direct Current</i>
DPA	<i>Deep Penetrating Anchor</i>
e	Índice de vazios
FPSO	<i>Floating Production, Storage and Off-Loading</i>
g	Aceleração da gravidade na Terra
G	Densidade
h	Altura média da amostra
h_m	Profundidade no modelo
h_p	Profundidade no protótipo
H	Altura da mini-palheta
IP	Índice de plasticidade
k	Coeficiente de permeabilidade
K_0	Coeficiente de empuxo lateral no repouso
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
M	Inclinação da linha de estado crítico
ME	Margem estática
MH	Silte elástico
MMS	<i>Minerals Management Service</i>
MODU	<i>Mobile Drilling Unit</i>
N	Razão entre as dimensões da estrutura do protótipo e do modelo

$N_{c,flr}$	Fator de capacidade de suporte do topo da aleta
$N_{c,pad}$	Fator de capacidade de suporte do topo do corpo da âncora
NBR	Norma Brasileira Registrada
OCR	Razão de sobre adensamento
p	Tensão média
p'	Tensão média efetiva
p'_c	Tensão média efetiva de adensamento
PPT	Transdutor de poropressão
q	Tensão desviadora
Q_d	Capacidade de suporte última
r	Raio
R^2	Coeficiente de determinação
ROV	<i>Remotely Operated Vehicle</i>
s_u	Resistência não drenada ao cisalhamento
$s_{u,ave}$	Resistência não drenada ao cisalhamento corrigida média através do comprimento da âncora
$s_{u,corrigida}$	Resistência não drenada ao cisalhamento corrigida
$s_{u,flu}$	Resistência não drenada ao cisalhamento local no topo do corpo da âncora
$s_{u,pad}$	Resistência não drenada ao cisalhamento local no topo da aleta
SEPLA	<i>Suction Embedded Plate Anchor</i>
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos

t_f	Tempo de ruptura
$T_{m\acute{a}x}$	Torque máximo
TLP	<i>Tension Leg Platform</i>
TTE	Trajectoria de tensão efetiva
TTT	Trajectoria de tensão total
UENF	Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UU	Não adensado e não drenado
v	Velocidade de arrancamento
V	Velocidade normalizada
VLA	<i>Vertically Loaded Anchor</i>
W_s	Peso submerso da âncora
z	Deslocamento imposto no modelo de âncora
α	Fator de adesão
Δu	Excesso de poropressão
ε_1	Deformação axial
η	Fator que depende das condições de drenagem da amostra
μ	Fator de correção proposto por Bjerrum
σ	Tensão normal
$\sigma_1 - \sigma_3$	Tensão desviadora
σ_3	Tensão confinante
σ'_v	Tensão efetiva vertical

σ'_1	Tensão principal efetiva máxima ou maior
σ'_2	Tensão principal efetiva intermediária
σ'_3	Tensão principal efetiva mínima ou menor
τ	Tensão cisalhante
ϕ'_{cs}	Ângulo de atrito no estado crítico
ω	Velocidade angular

RESUMO

Âncoras de penetração dinâmica são consideradas como uma opção aos sistemas de ancoragem convencionais em águas profundas. Embora sejam utilizadas na prática desde 2000, existem muitas incertezas em respeito das influências da geometria da âncora no seu desempenho quanto à capacidade de suporte. Este estudo apresenta resultados de testes realizados com modelos físicos, a fim de analisar comparativamente o desempenho de âncoras dinâmicas em testes em centrífuga geotécnica. Diferentes geometrias de corpo e aletas foram usadas para avaliar as suas influências nas características de capacidade de suporte de cada âncora. A modelagem do solo foi realizada a partir de uma mistura entre metacaulim e caulim, o qual foi utilizado durante os ensaios com a finalidade de simular um leito marinho de solo mole freqüentemente encontrado em águas profundas. Testes, realizados na centrífuga de viga na Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF), foram conduzidos para avaliar a capacidade de suporte dos modelos de âncora durante os testes de arrancamento.

Palavras-chave: Modelagem física, centrífuga geotécnica, penetrômetros dinâmicos, solo mole.

ABSTRACT

Dynamically penetrating anchors are considered as an option to the conventional mooring systems in deep water. Although they have been used in the field since 2000, there are many uncertainties in respect of the influences of the anchor geometry in its performance. This study presents the results of a research that have been carried out with reduced physical models, in order to assess comparatively the anchors performances in centrifuge tests. Different shafts and flukes geometries have been used to assess theirs influences in the characteristics of holding capacity for each anchor. The soil model was made from a mixture between metakaolin and kaolin, which was used during the tests in order to simulate a soft soil often found in deep waters. Centrifugal tests, carried out in the beam centrifuge at State University of Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF), had been lead to assess the holding capacity of the anchor models during pullout tests.

Keywords: Physical modeling, geotechnical centrifuge, dynamically penetrating anchor, soft soil.

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Conforme a exploração de reservas de óleo e gás move-se para águas mais profundas, devido à diminuição contínua da capacidade de produção dos depósitos próximos das costas, os sistemas de ancoragem tornam-se uma parte cada vez mais importante para as instalações flutuantes. Segundo Lieng *et al.* (2000) desenvolver um sistema de ancoragem mais eficiente para águas profundas em sedimentos moles é fundamental.

O sistema de ancoragem para águas profundas deve ser de fácil fabricação e instalação, além de suportar grandes cargas verticais, em virtude da evolução dos métodos de ancoragem que passaram de catenária para *taut-leg*.

Entre os tipos de âncoras desenvolvidos até o momento, a Estaca Torpedo (Figura 1.1) é indicada como uma alternativa apropriada para atender os critérios acima citados. Essa âncora, desenvolvida pela Petrobras, possui o formato de um torpedo e é instalada “lançando-a” de uma altura suficiente que permita ela alcançar sua velocidade terminal antes de atingir o leito marinho, utilizando a energia cinética adquirida durante a queda livre para penetrar no solo, não requerendo nenhuma fonte de energia externa para sua instalação.



Figura 1.1 – Estaca Torpedo (extraída de Audibert, 2006)

Por ser mais compacta que as estacas de sucção, modelo de âncora freqüentemente utilizado para ancoragens tipo *taut-leg*, um número maior de estacas

pode ser transportado por embarcação, o que ajuda a diminuir os custos de instalação. Além disso, sua instalação é mais rápida e pode ser feita utilizando somente uma embarcação de reboque e manuseio de âncoras.

Atualmente a Estaca Torpedo é utilizada pela Petrobras para a ancoragem de instalações em águas profundas no Brasil, sendo a única indústria a ter experiência para prever o desempenho da âncora em campo. A falta de familiaridade com a âncora fora do Brasil e de uma base de dados analítica dificultam sua aprovação em agências internacionais e conseqüentemente sua utilização por outras indústrias que atuam na exploração *offshore* de hidrocarbonetos.

1.2 OBJETIVOS

Com o intuito de auxiliar no estudo do comportamento das Estacas Torpedo, visando melhorar a confiança em prever seu desempenho, além de desenvolver uma linha de direção para um projeto aceitável, o presente trabalho realiza um estudo experimental para analisar e avaliar comparativamente o desempenho de diversos modelos físicos de Estaca Torpedo, com variações na geometria do corpo e das aletas, a fim de verificar qual combinação apresenta um melhor desempenho.

Além disso, o trabalho busca desenvolver uma metodologia de ensaio e uma configuração de equipamentos e sistemas para serem utilizados durante os experimentos, de maneira a possibilitar suas utilizações em pesquisas futuras.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre a exploração de petróleo no mar. Inicialmente é realizado um breve histórico, descrevendo a evolução das instalações utilizadas para a produção de petróleo em locações *offshore*. Posteriormente, são apresentados os principais sistemas utilizados para a ancoragem de estruturas flutuantes, além das âncoras empregadas na ancoragem de instalações em águas profundas.

Os conceitos de DPA (*Deep Penetrating Anchor*) e de Estaca Torpedo, ambas âncoras de penetração dinâmica, são expostos no capítulo 3, assim como alguns valores de desempenho em testes de campo das Estacas Torpedo utilizadas na Bacia de Campos pela Petrobras.

Algumas considerações sobre a modelagem física na engenharia geotécnica são apresentadas no capítulo 4, sendo, em especial, destacada a modelagem em centrífuga, a qual foi empregada no presente trabalho.

No capítulo 5 são apresentados os materiais e métodos aplicados no desenvolvimento desta pesquisa. Primeiramente é realizada a descrição dos aparatos e dos instrumentos empregados. Na sequência, são apresentados os diferentes modelos de âncoras estudados, juntamente com uma nota sobre os ensaios hidrodinâmicos preliminares realizados, os quais auxiliaram na escolha das geometrias das âncoras. Em seguida, é exposto o método adotado para a seleção da mistura utilizada para a confecção da lama, com a qual foram produzidos os modelos de solo. Por fim, são apresentados os procedimentos seguidos para a produção do modelo de solo, além, dos utilizados para a cravação e o arrancamento das âncoras. Nesse capítulo, também são descritos os ensaios realizados para a caracterização dos modelos de solo produzidos.

Os resultados são apresentados no capítulo 6. Nesse capítulo, estão expostos os gráficos construídos com os valores registrados durante os ensaios centrífugos de arrancamento dos modelos de âncoras, com os quais foi possível avaliar o desempenho de cada âncora segundo a capacidade de suporte. Também, são apresentados os resultados referentes à caracterização dos modelos de solo utilizados durante os ensaios. Por último, são realizadas as estimativas de desempenho de cada modelo de âncora através de um modelo analítico.

Finalmente, as conclusões e sugestões para trabalhos futuros são indicadas no capítulo 7.

2 EXPLORAÇÃO DE PETRÓLEO NO MAR

2.1 HISTÓRICO

O petróleo é a principal fonte energética da civilização atual, garantindo relevância política e econômica aos países que o possui em grandes reservas. Sua exploração, que começou em terra, hoje possui no mar grandes campos de atuação, os quais são responsáveis por boa parte da produção mundial (Leal, 2003).

A procura por petróleo no mar começou no final do século XIX e as primeiras instalações foram feitas na costa da Califórnia e no Mar Cáspio, sendo utilizado como primeiro dispositivo um píer de madeira (Figura 2.1) para suporte dos equipamentos de perfuração e exploração de poços. A profundidade máxima alcançada era de 6 m (Tannuri, 2002).

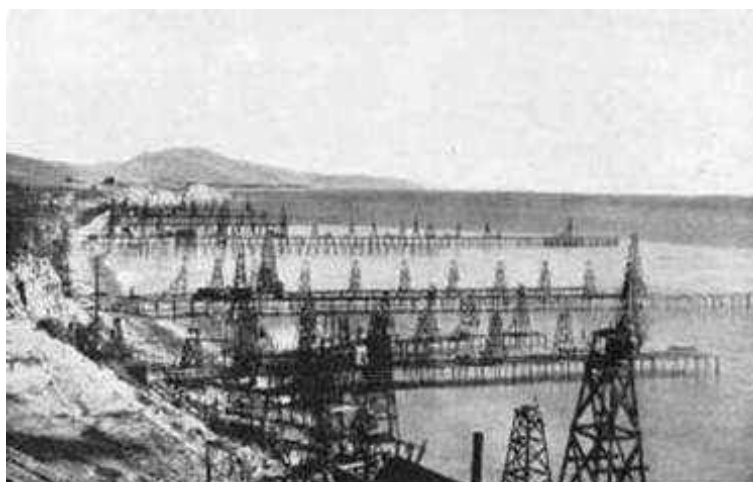


Figura 2.1 – Exploração de petróleo no mar em 1902 (extraída de Tannuri, 2002)

Com o passar dos anos, a procura por petróleo no mar foi se intensificando e o caminho natural foi estender-se para águas mais profundas. A ineficiência das plataformas dependentes e a descoberta de reservatórios distantes da costa influenciaram o desenvolvimento de estruturas independentes do controle terrestre. O píer de madeira foi transformado em plataforma de madeira sem ligação com a costa (Figura 2.2), até o surgimento da primeira plataforma fixa em 1934 (Leal, 2003). Em 1947 foi instalado e perfurado o primeiro poço *“out of sight of land”* da história (Figura 2.3) a 12 milhas da costa da cidade de Morgan, no Golfo do México.

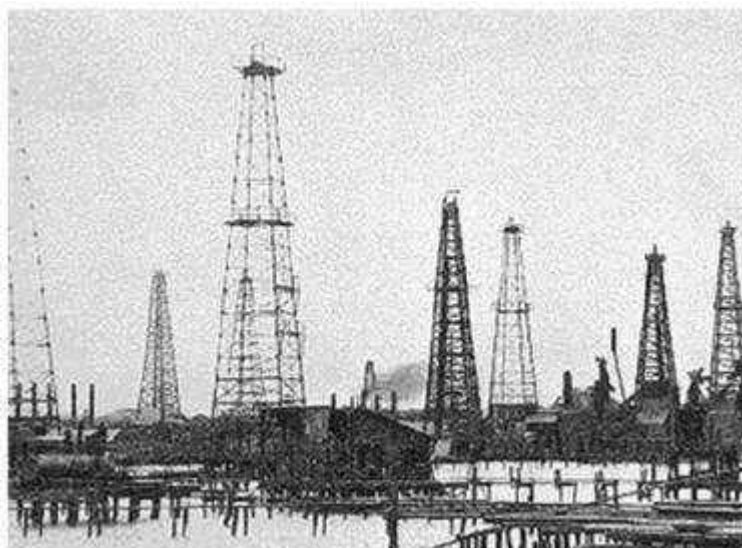


Figura 2.2 – Plataformas de madeira no Lago Maracaibo, Venezuela, 1920's (extraída de Mendez, 2008)



Figura 2.3 – Primeiro poço “out of sight of land” – Kerr Mcgee Rig 16 (extraída de Smith, 2008)

Maiores profundidades e distâncias em relação à costa foram alcançadas com a construção de plataformas do tipo jaqueta (Figura 2.4), ainda utilizadas atualmente. Elas são fixadas no fundo do mar por treliças metálicas, ao longo das quais se instalam as tubulações que levam o óleo à plataforma. No convés estão

instalados os equipamentos para a perfuração e manutenção do poço (Tannuri, 2002).

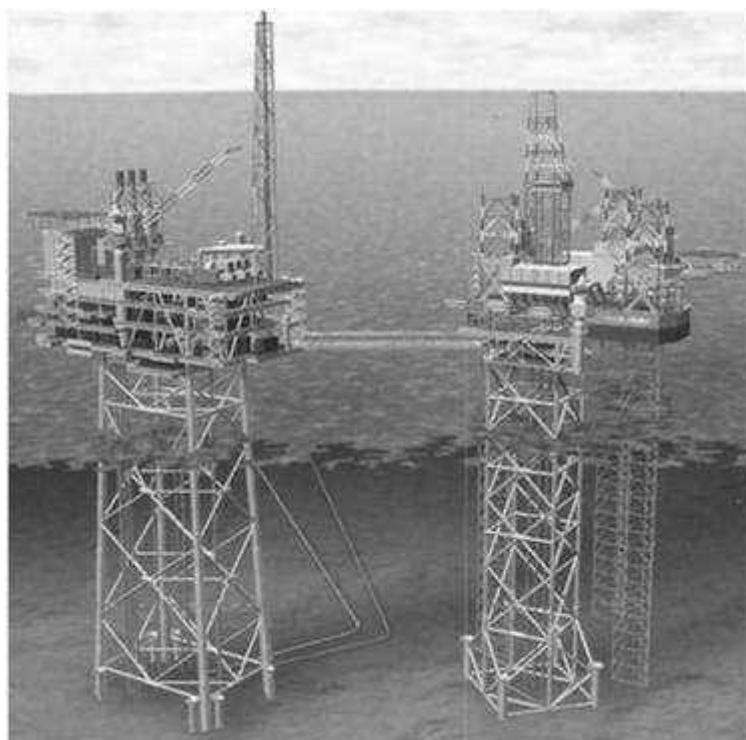


Figura 2.4 – Plataforma tipo jaqueta (extraída de Tannuri, 2002)

Como estas plataformas estão fixadas no fundo e são estruturas relativamente rígidas, os efeitos dinâmicos e os não-lineares geométricos, devido aos carregamentos de onda, vento e correnteza não se apresentam de forma muito significativa. Mas à medida que foram descobertos novos reservatórios de petróleo em lâminas d'água mais profundas (500 a 1000 m), observou-se que a frequência natural deste tipo de plataforma aproximava-se perigosamente da frequência de excitação causada pelas ondas. Isto poderia produzir, como resultado, amplificações dinâmicas excessivas no sistema, podendo até mesmo, caso não houvesse amortecimento, entrar em ressonância, ocasionando um desastre de grandes proporções. Para evitar este problema seria necessário construir uma estrutura muito rígida, o que se mostrou economicamente inviável (Lima, 2006).

No final da década de 70, surgiram as primeiras unidades semi-submersíveis (Figura 2.5) e os primeiros navios ancorados a colunas articuladas (Figura 2.6) utilizados para a produção de petróleo em águas profundas, fazendo com que os sistemas de ancoragem passassem a desempenhar importante papel na atividade *offshore* (Leal, 2003).



Figura 2.5 – Plataforma semi-submersível (extraída de Kunitaki, 2006)



Figura 2.6 – Navio de produção de petróleo (extraída de Lima, 2006)

Estruturas flutuantes posicionadas em uma locação *offshore* estão sujeitas às forças das ondas, ventos e correntes marítimas. Essas estruturas apresentam grandes deslocamentos e uma resposta dinâmica maior sob a ação das cargas ambientais. É importante destacar que seus movimentos são controlados pela flutuabilidade ou pelas linhas de ancoragem, sendo que estas possuem a função estrutural de fornecer forças de restauração, a fim de restringir ao máximo os deslocamentos provenientes da atuação das forças ambientais, mantendo a estrutura próxima da posição de equilíbrio inicial, permitindo assim que se operem os equipamentos no fundo do mar (Tannuri, 2002).

2.2 SISTEMAS DE ANCORAGEM OFFSHORE

Para fornecer a força de restauração necessária, as linhas de ancoragem são dispostas em catenária (ancoragem convencional) ou utilizadas como linhas tracionadas (*taut-leg*) ou tendões (Lima, 2006).

2.2.1 CATENÁRIA

A ancoragem convencional (Figura 2.7) é composta por linhas de ancoragem em catenária, utilizada em operações de produção ou perfuração. Esse sistema de ancoragem mantém a unidade flutuante em uma locação através da força de restauração das linhas, que se encontram presas ao fundo do mar por meio de âncoras de resistência horizontal (Lima, 2006).

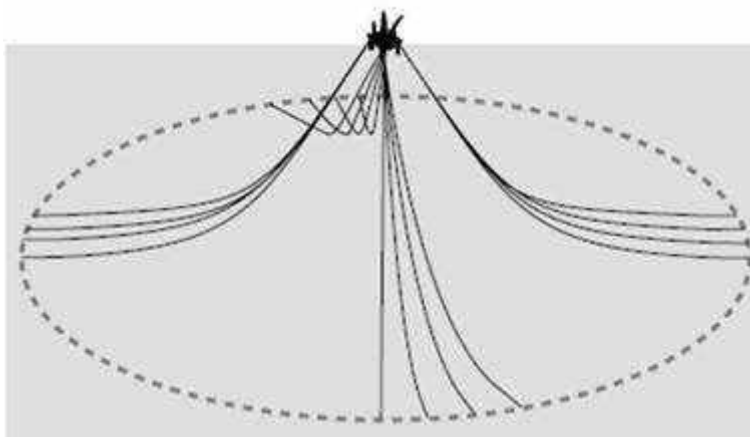


Figura 2.7 – Configuração em catenária (extraída de Vryhof, 2007)

Nesse tipo de ancoragem não há a necessidade do uso de âncoras com elevado poder de garra, pois nele utiliza-se um raio de ancoragem relativamente grande (cerca de três vezes a altura da lâmina d'água), e o próprio atrito do trecho de linha apoiado no solo já absorve as solicitações do carregamento ambiental, sem chegar a solicitar as âncoras, em condições normais de operação (Kunitaki, 2006).

Mas a necessidade de um raio de ancoragem razoavelmente grande para atender os critérios de projeto para deslocamento das unidades flutuantes ancoradas (por exemplo, 10% da lâmina d'água) é a principal desvantagem dessa técnica de ancoragem, podendo tornar-la impraticável em águas profundas ou ultraprofundas, devido ao aumento do peso das linhas de ancoragem e, também,

devido aos problemas de instalação que podem surgir em locais congestionados, isto é, com diversas plataformas próximas, interferindo diretamente no posicionamento das mesmas, juntamente com os equipamentos submarinos (Lima, 2006).

2.2.2 TAUT-LEG

Neste tipo de ancoragem, conforme mostra a Figura 2.8, a linha se encontra mais esticada, com um ângulo de topo de aproximadamente 45° com a vertical, tendo assim uma projeção horizontal menor que na ancoragem convencional, se levada em conta à mesma ordem de grandeza da lâmina d'água. Esta configuração permite o uso de comprimentos menores de linhas de ancoragem e quando associado ao uso de materiais como fibras de poliéster há uma redução considerável no peso do sistema de ancoragem. Dessa forma, esta configuração é muito utilizada em águas profundas (Kunitaki, 2006).

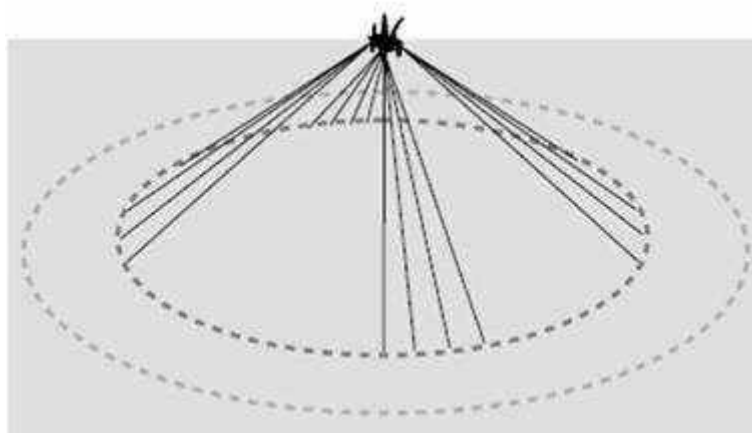


Figura 2.8 – Configuração em *taut-leg* (extraída de Vryhof, 2007)

Além disso, este tipo de ancoragem proporciona uma maior rigidez ao sistema, tornando os deslocamentos da embarcação limitados a *offsets* menores. No entanto, as configurações *taut-leg* podem transmitir cargas verticais ao sistema de fundação. Em função disso, as âncoras a serem utilizadas precisam resistir às altas cargas verticais transmitidas pelas linhas (Kunitaki, 2006).

As linhas da ancoragem *taut-leg* são fixas nas suas extremidades inferiores por meio de estacas de sucção, VLAs (*Vertically Loaded Anchor*) ou estacas de fundeio. A ancoragem *taut-leg* é geralmente empregada em plataformas semi-

submersíveis e navios FPSOs (*Floating Production, Storage and Off-Loading*) (Lima, 2006).

Segundo Kunitaki (2006), esta configuração é adotada com o propósito de contornar as desvantagens do sistema em catenária. O uso deste sistema implica em diminuição de custos com linhas de ancoragem, pois requer comprimentos menores e, devido ao raio de ancoragem ser mais curto (aproximadamente igual à altura da lâmina d'água), pode ser instalado em áreas congestionadas. A Figura 2.9 demonstra os dois tipos de ancoragens em uma plataforma semi-submersível. A configuração a esquerda é a forma convencional, tipo catenária, e a direita a forma de ancoragem é o modelo tipo *taut-leg*.

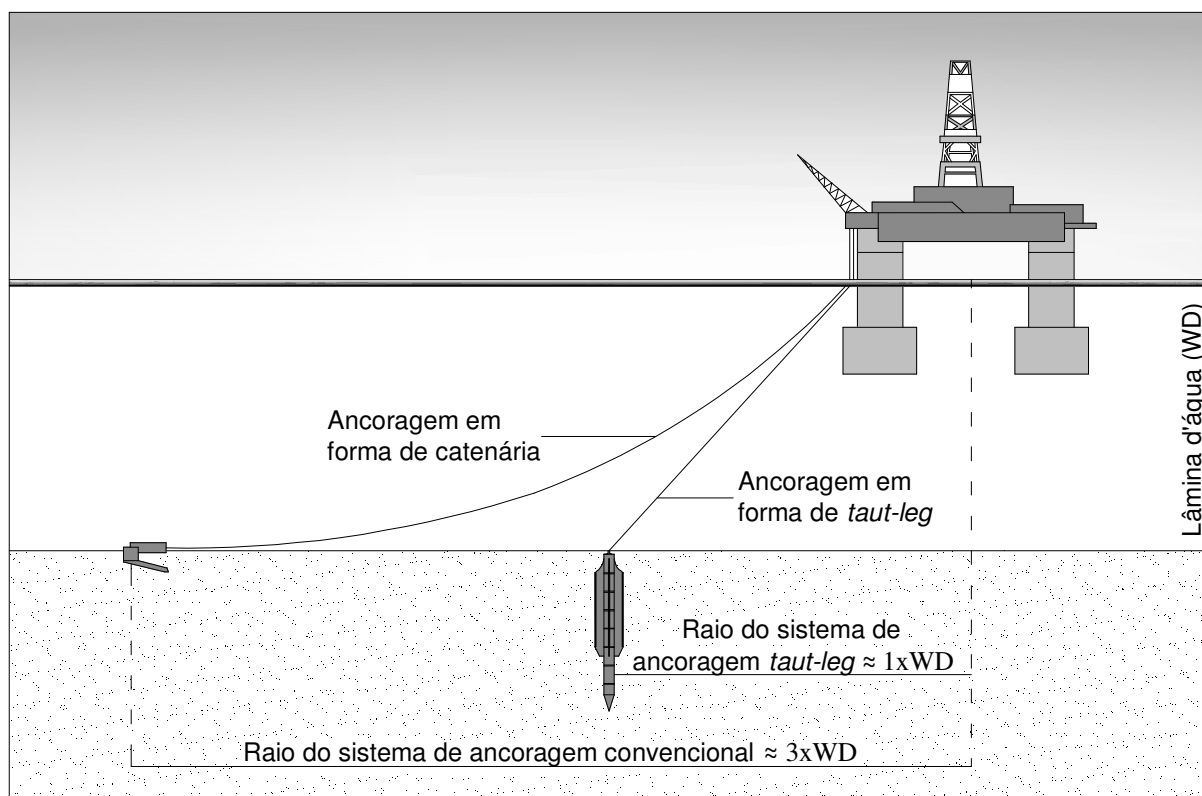


Figura 2.9 – Configuração em catenária x *taut-leg*

2.2.3 TENDÕES

Este sistema de ancoragem baseia-se na utilização de tendões verticais que precisam estar sempre tracionados devido ao excesso de empuxo proveniente da parte submersa da embarcação. Este tipo de ancoragem é usado principalmente em

plataformas tipo TLP (*Tension Leg Platform*) (Figura 2.10), mas também pode ser adotado por bóias, monobóias, entre outros (Lima, 2006).

Os tendões são usualmente compostos por tubos de aço, proporcionando alta rigidez no plano vertical e baixa rigidez no plano horizontal. A força de restauração no plano horizontal é fornecida pela componente horizontal da força de tração nos tendões (Kunitaki, 2006).

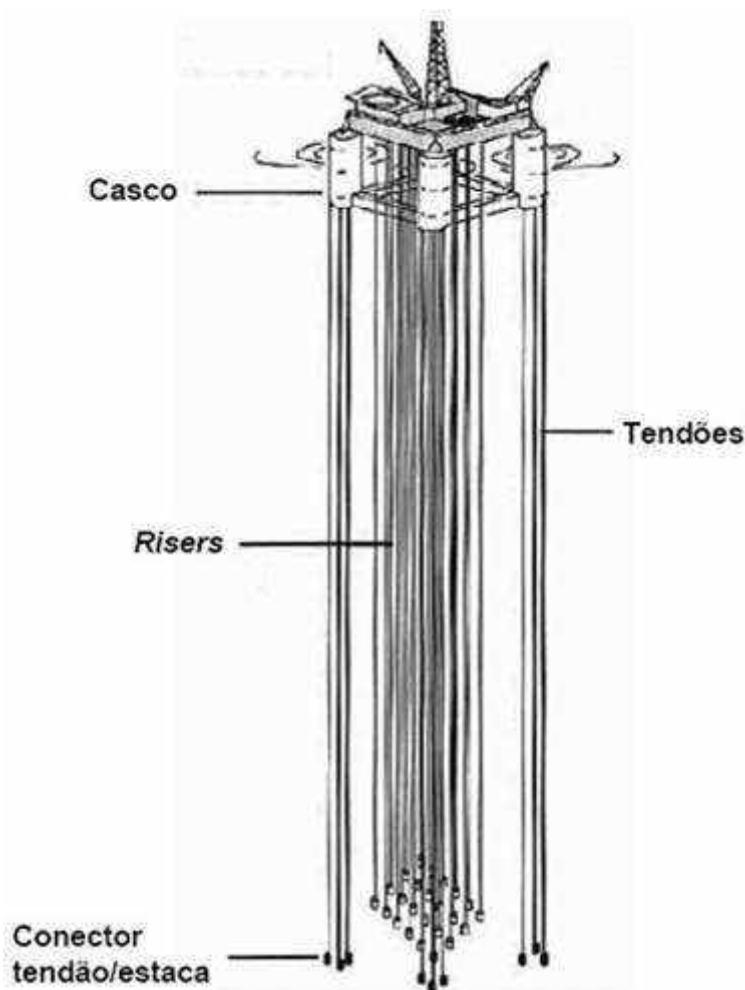


Figura 2.10 – Plataforma tipo TLP (extraída de Moreno, 2005)

2.3 ÂNCORAS PARA EXPLORAÇÃO EM ÁGUAS PROFUNDAS

A depleção contínua de depósitos de óleo e gás em águas rasas perto das costas conduziu o desenvolvimento de novas tecnologias que visam explorar as reservas localizadas em águas mais profundas (Richardson *et al.*, 2006).

Conseqüentemente a construção de estruturas capazes de extrair o petróleo em águas com lâminas d'água que chegam a mais de mil metros da superfície oceânica se tornou necessária (Carvalho Jr. *et al.*, 2005).

Conforme a exploração de hidrocarbonetos move-se para águas profundas, a indústria está tendendo em direção a instalações FPSO (Figura 2.11) como uma alternativa economicamente viável para plataformas flutuantes. Ainda que os sistemas de ancoragem convencionais sejam soluções de fundação bem sucedidas, o alto custo de embarcações para reboque e manuseio de âncoras (AHV – *Anchor Handling Vessel*) e o aumento no tempo de instalação fazem com que os custos associados à instalação desses sistemas aumentem dramaticamente, particularmente em profundidades superiores a 2000 m. Portanto, a indústria foca-se no desenvolvimento de sistemas de ancoragem mais econômicos, os quais reúnam necessidades geotécnicas e econômicas associadas com a exploração e extração de hidrocarbonetos em águas profundas (O'Loughlin *et al.*, 2004b).



Figura 2.11 – Unidade flutuante de produção, estocagem e alívio de petróleo (FPSO) (extraída de Kunitaki, 2006)

Acompanhando esse movimento, os métodos para ancoragem de instalações de perfuração e produção flutuantes evoluíram dos sistemas de ancoragem de catenária convencionais para os sistemas de ancoragem tipo *taut-leg*. Como um resultado do alto ângulo de inclinação das linhas de ancoragem, as âncoras para os sistemas tipo *taut-leg* sustentam grandes cargas verticais. A capacidade de suporte vertical ou resistência de levantamento da âncora governa o projeto ao contrário da capacidade lateral que controla o projeto de âncoras para sistemas de ancoragem de catenária (Ehlers *et al.*, 2004).

Os sistemas *taut-leg* oferecem um número de vantagens sobre os sistemas de catenária, fornecendo muitos benefícios financeiros para os cenários de perfuração e exploração. Esses benefícios enfatizam a necessidade de uma âncora para águas profundas que possa resistir às maiores forças de levantamento e que seja projetada e facilmente instalada, tendo um alto grau de confiabilidade no desempenho necessário (Ehlers *et al.*, 2004).

Trabalhos de pesquisa e de desenvolvimento de uma solução que seja ideal para ancoragem em águas profundas estão em andamento e os seguintes critérios são demandados para fazer um conceito viável (Lieng *et al.*, 2000).

- A instalação da âncora deve ser simples;
- A âncora não deve ser de fabricação complicada nem muito cara;
- A âncora deve ter a capacidade de suporte de pelo menos 3920-4900 kN para carregamentos de curto período e 2940 kN para carregamentos estáticos de longo período;
- A solução deve permitir a ancoragem em *taut-leg* e cargas verticais de arrancamento da âncora (Lieng *et al.*, 2000).

Procurando atender esses critérios as seguintes âncoras são sugeridas como apropriadas para ancoragem *taut-leg* de sistemas flutuantes em águas profundas, onde a âncora deve resistir a forças de arrancamento significantes: Estaca de Sucção, VLA (*Vertically Loaded Anchor*), SEPLA (*Suction Embedded Plate Anchor*), DPA (*Deep Penetrating Anchor*) e Estaca Torpedo (Raie e Tassoulas, 2006).

Por causa da limitação de profundidade, de aproximadamente 1200 a 1500 m, e das dificuldades de manipulação das estacas cravadas por martelos, esse sistema não é considerado como uma opção viável para grandes profundidades de água (Ehlers *et al.*, 2004).

2.3.1 ESTACA DE SUCÇÃO

Cada âncora considerada acima tem um nível diferente de desenvolvimento tecnológico. A estaca de sucção (Figura 2.12) é atualmente a âncora preferida para sistemas de ancoragem *taut-leg* em instalações permanentes e é provavelmente a mais desenvolvida em termos de experiência de instalação e estimativa da capacidade de suporte. Entretanto, para a instalação de estacas de sucção em águas profundas, são relatadas algumas dificuldades quanto ao efeito de massa adicionada e ao período de ressonância do sistema de içamento na profundidade de instalação, que pode aproximar-se do período dominante da onda no local, além das questões econômicas associadas à fabricação e a instalação devido ao grande tamanho da âncora (Ehlers *et al.*, 2004).



Figura 2.12 – Estaca de sucção (extraída de Moreno, 2005)

2.3.2 VLA

Do ponto de vista de prever a capacidade de suporte e confiança na instalação, a VLA (Figura 2.13) é provavelmente a segunda em nível de desenvolvimento tecnológico. Entretanto, existem questões relacionadas à instalação, pois ela requer procedimentos de arraste que podem impedir seu posicionamento correto, principalmente em áreas congestionadas com muitas plataformas. Além disso, existem limitações associadas com o tamanho, o número, e, portanto, o custo de embarcações requeridas para arrastar as âncoras até atingirem a penetração projetada, para ajustar, e testar a carga das âncoras (Ehlers *et al.*, 2004).

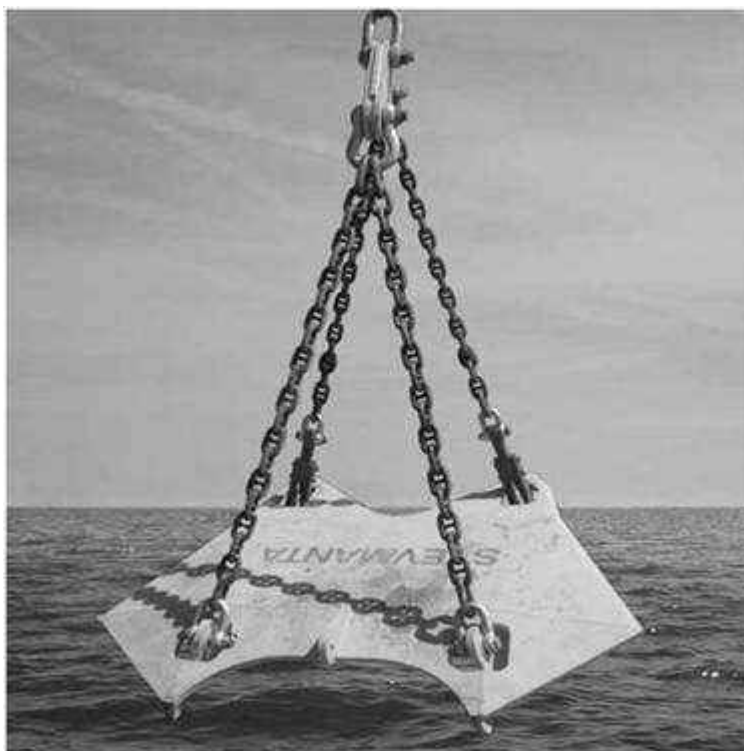


Figura 2.13 – Âncora VLA (extraída de Vryhof, 2009)

2.3.3 SEPLA, DPA E ESTACA TORPEDO

A SEPLA (Figura 2.14), DPA (Figura 2.15) e Estaca Torpedo (Figura 2.16) apresentam os menores níveis de desenvolvimento tecnológico e requerem mais experiências para alcançarem um estado de maturidade para aplicação. Entretanto, são consideradas por terem os mais positivos atributos e as maiores chances de se tornarem conceitos comprovados de âncoras num futuro próximo (Ehlers *et al.*, 2004).



Figura 2.14 – Âncora SEPLA (extraída de Liu, 2004)



Figura 2.15 – DPA (extraída de O’Loughlin *et al.*, 2004a)

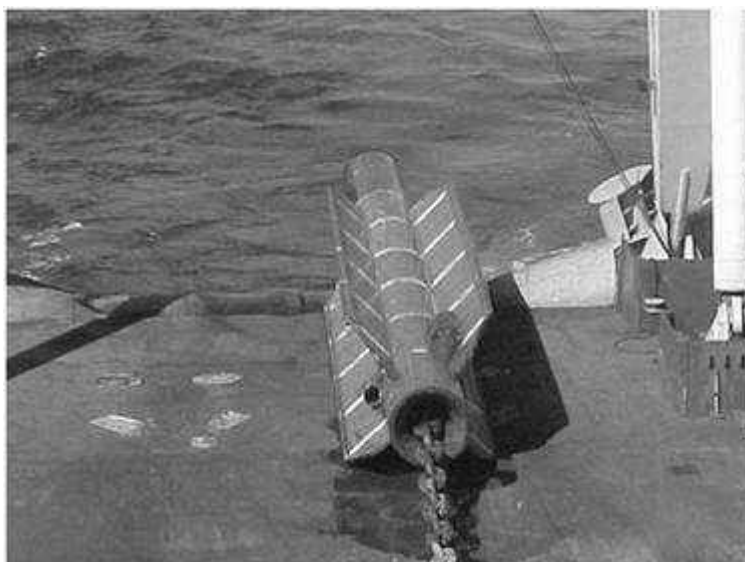


Figura 2.16 – Estaca Torpedo (extraída de Fernandes *et al.*, 2006)

Segundo Colliat (2002), as novas âncoras, aplicadas em particular para ancoragem temporária de MODUs (*Mobile Drilling Unit*), deveriam permitir a possibilidade de instalação por meios de embarcações de reboque e manuseio de âncoras de tamanho limitado, e ter uma capacidade de suporte vertical sem obstáculo sério sobre o posicionamento exato das âncoras no fundo do mar. Dentre os diferentes conceitos propostos atualmente pela indústria, as âncoras DPA e Estaca Torpedo poderiam ser candidatas apropriadas para satisfazer essas duas exigências.

3 DPA E ESTACA TORPEDO

O conceito de DPA (Figura 3.1) foi proposto por Lieng *et al.* (1999) como uma solução de baixo custo para ancoragem de FPSOs. A DPA consiste numa âncora em forma de foguete ou torpedo de aproximadamente 981 kN de peso e um comprimento de 10 a 15 m, a qual, depois de liberada de uma altura estabelecida sobre o leito marinho (tipicamente entre 20 a 40 m) em queda livre através da coluna d'água, penetra o solo numa profundidade alvo pela energia cinética obtida durante a queda livre e o peso próprio da âncora. Uma vez instalada, as forças de levantamento devido às cargas ambientais da FPSO são principalmente resistidas pelo atrito desenvolvido ao longo da interface solo-estrutura (O'Loughlin *et al.*, 2004b).

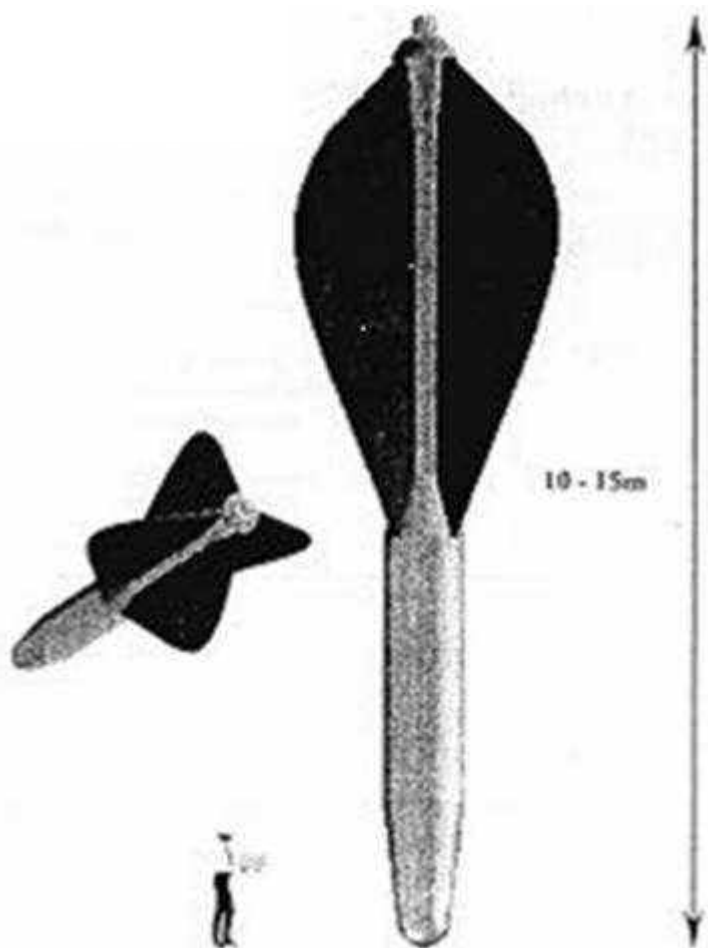


Figura 3.1 – Conceito de DPA proposto por Lieng (extraída de Lieng *et al.*, 1999)

O conceito é construído sobre os seguintes princípios:

- Grande energia cinética disponível produzida através da queda livre, na qual “lança-se” a âncora no leito marinho. Nenhuma fonte de energia externa é então necessária;
- O melhor projeto fluidodinâmico para conseguir uma alta velocidade de queda livre e estabilidade não-rotacional;
- A maioria dos sedimentos de solo em águas profundas tem sua resistência não drenada ao cisalhamento reduzida significativamente num estado amolgado (durante a penetração da âncora) do que após o adensamento (após a dissipação da poropressão) estar completa (Lieng *et al.*, 2000).

O último princípio citado permite a remoção da âncora com o mínimo de resistência ao atrito logo após a penetração, se, por alguma razão, a âncora precisar ser removida rapidamente depois da instalação. Além disso, devido a sua pequena área de seção transversal, as forças hidrodinâmicas são limitadas ao abaixá-la através da “*splash zone*” e conseqüentemente a instalação não é tão sensível ao tempo como outros tipos de âncoras costumam ser (Lieng *et al.*, 2000).

Uma âncora menos sofisticada que a DPA, a Estaca Torpedo (Figura 3.2), proposta por Medeiros Jr. *et al.* (1996), está sendo desenvolvida pela Petrobras desde 1996, como um conceito alternativo de âncora para fornecer capacidade de ancoragem vertical para *risers* flexíveis e estruturas flutuantes. A empresa patenteou a âncora e vem a utilizando em instalações na Bacia de Campos (Randolph *et al.*, 2005).

A Estaca Torpedo é um tubo cilíndrico de aço com uma ponta cônica e um olhal no topo, preenchido com sucata de aço e concreto para aumentar o peso e manter o centro de gravidade abaixo do centro de carena. Já na DPA, o centro de gravidade é acima do centro de carena, mas cálculos mostram que forças de arrasto viscoso nas aletas previnem a rotação da âncora durante a queda livre (Raie e Tassoulas, 2006).

As dimensões das Estacas Torpedo variam de 0,76 a 1,10 m de diâmetro com 12 a 15 m de comprimento, e um peso de 250 a 1000 kN. Em algumas versões das

âncoras são instaladas 4 aletas ao longo da borda, com 0,45 a 0,90 m de largura e 9 a 10 m de comprimento (Randolph *et al.*, 2005).

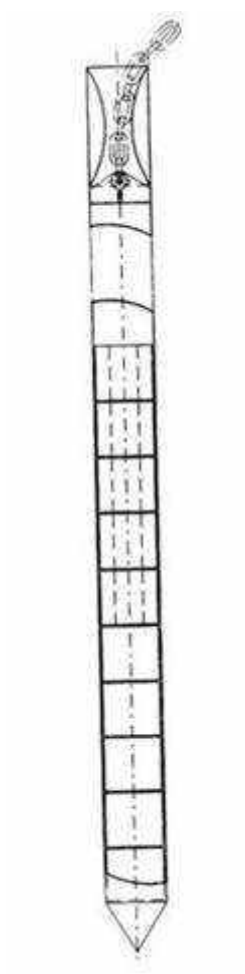


Figura 3.2 – Conceito de Estaca Torpedo proposto por Medeiros Jr. (extraída de Medeiros Jr. *et al.*, 1996)

Uma Estaca Torpedo é instalada pela energia cinética adquirida durante a queda livre de uma altura suficiente, entre 30 e 150m, que permita a âncora alcançar a velocidade terminal antes de penetrar o solo marinho, em uma operação similar a de instalação da DPA. Além disso, a âncora tem que atingir o fundo do mar numa posição correta para maximizar a capacidade de suporte final em todas as direções (Fernandes *et al.*, 2006).

Ambas as âncoras são projetadas para alcançarem velocidades de impacto no leito marinho de 90 a 126 km/h, permitindo penetrações da ponta de aproximadamente 3 vezes o comprimento da âncora, e capacidade de suporte depois do adensamento na ordem de 5 a 10 vezes o seu peso (Randolph *et al.*, 2005).

Mesmo com a eficiência sendo mais baixa que em outros tipos de âncoras, o menor custo de fabricação e instalação compensam. Testes de campo relatam uma redução dos custos com o uso da Estaca Torpedo na Bacia de Campos de aproximadamente 30% em relação aos sistemas de ancoragem convencionais (Richardson *et al.*, 2006).

Um esquema completo do sistema de instalação de uma Estaca Torpedo instrumentada da plataforma Petrobras P-50 é mostrado na Figura 3.3.

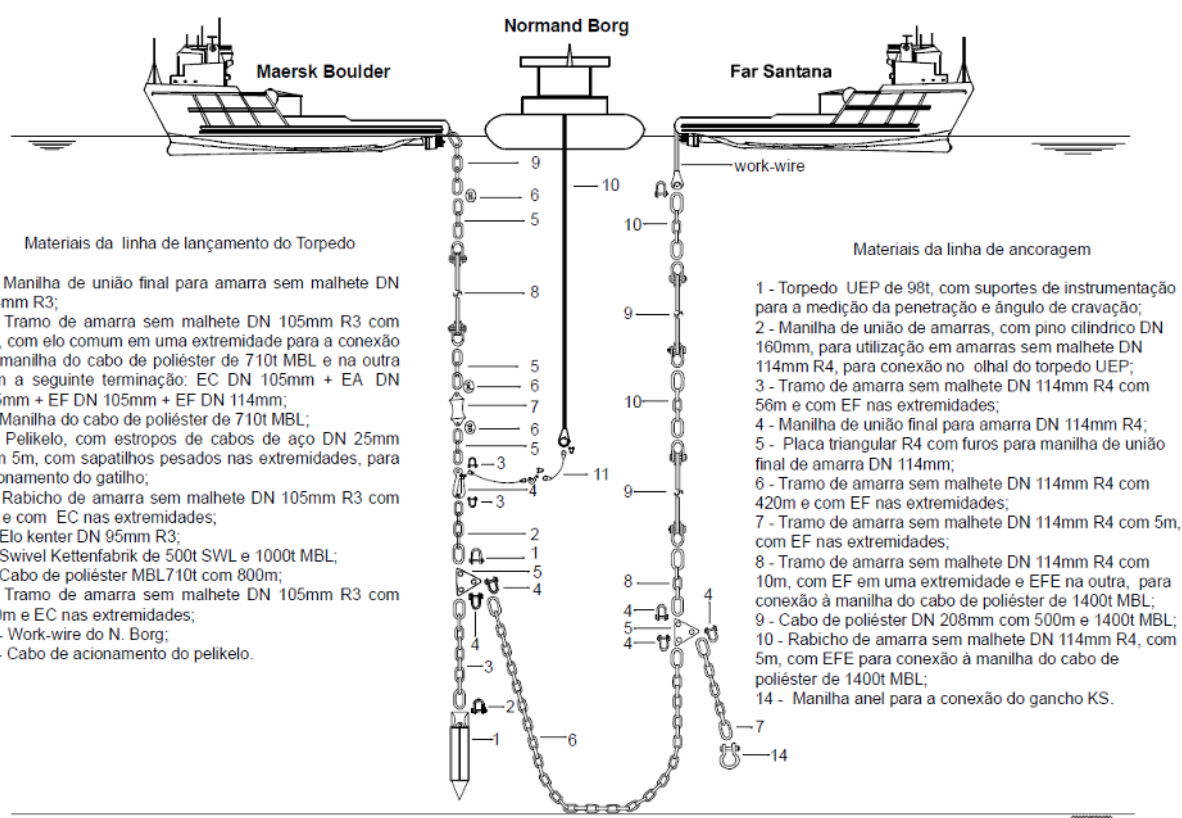


Figura 3.3 – Esquema completo de lançamento (extraída de Kunitaki, 2006)

A Petrobras tem utilizado somente um navio de reboque e manuseio de âncoras para instalar as Estacas Torpedo, sem empregar nenhuma força de tração estática para ajustar as âncoras, não apresentando restrição para sua instalação em águas ultra-profundas (Ehlers *et al.*, 2004).

A posição da âncora e sua penetração podem ser precisamente determinadas após a instalação com a utilização de um ROV (*Remotely Operated Vehicle*) para observar as marcas da penetração na linha de ancoragem. Se acontecer de uma âncora penetrar menos que o projetado, ela pode ser facilmente recuperada puxando-a verticalmente e então reinstalada. A orientação da âncora após a

instalação não é uma preocupação, visto que o olhal está localizado no topo da âncora e seu desenho permite a aplicação de carga em qualquer direção. Conseqüentemente, as exigências da instalação são simples e os riscos são baixos independente da profundidade da água, o que são atributos positivos da Estaca Torpedo e da DPA (Ehlers *et al.*, 2004).

A Estaca Torpedo apresenta três vantagens sobre as demais alternativas. A primeira é econômica, porque não requer nenhuma fonte externa de energia para instalação, é de fácil fabricação, rápida instalação com uma simples embarcação de reboque e manuseio de âncoras e limitada utilização de ROV. Com tamanho compacto, comparada com a estaca de sucção, um maior número de âncoras por viagem pode ser transportado para o campo. Segunda, a instalação é menos sensível às condições do ambiente, devido sua menor área de seção transversal. Finalmente, a capacidade de suporte da âncora é menos sensível a estimativa inicial da resistência ao cisalhamento do perfil de solo, ela é particularmente uma função da energia adquirida (ou altura de queda) durante a instalação, resistências menores permitirão penetrações maiores, e vice versa. As Estacas Torpedo podem alcançar relativamente grandes profundidades de penetração em depósitos de argilas moles normalmente adensadas, freqüentemente encontradas em águas profundas na Bacia de Campos, dessa forma aproveitando a resistência ao cisalhamento maior encontrada em camadas de solo mais profundas para aumentar sua capacidade de suporte (O'Loughlin *et al.*, 2004a).

A desvantagem é a incerteza na verticalidade da âncora, o que afeta a sua capacidade de suporte (Raie e Tassoulas, 2006).

Recentemente, diversas indústrias dos Estados Unidos têm mostrado crescente interesse nas Estacas Torpedo para ancoragem em águas profundas, pois a tecnologia tem grande potencial nas argilas moles do Golfo do México, mas a falta de experiência e de uma base de dados analítica fazem a aprovação pela ABS (*American Bureau of Shipping*) e MMS (*Minerals Management Service*) incerta. Para essas âncoras se tornarem alternativas viáveis aos sistemas de ancoragem convencionais, modelagem extensiva e meios confiáveis de prever a velocidade de impacto, a profundidade de penetração e subseqüentemente a capacidade de

suporte para várias condições de solo são requeridos antes que seu uso em instalações permanentes seja sancionado pela ABS e MMS (Audibert *et al.*, 2006).

Testes de campo em escala real usando Estacas Torpedo na Bacia de Campos pela Petrobras focaram a penetração provável, em várias condições de solo, de estacas cilíndricas com 0,76 m de diâmetro, 12 m de comprimento, preenchidas com sucata de metal e concreto, pesando 400 kN e com uma ponta cônica instalada. As instalações das Estacas Torpedo foram conduzidas em profundidades da lâmina d'água variando entre 200 a 1000 m e verificaram o desempenho da âncora em quatro condições diferentes de solo. Para alturas de queda de 30 m sobre o leito marinho, as penetrações médias da ponta alcançadas foram:

- 29 m em argilas normalmente adensadas;
- 13,5 m em argilas pré-adensadas;
- 15 m em areias calcárias não cimentadas;
- 22 m com os primeiros 13 m de areia fina encontrada sob argila normalmente adensada (Medeiros Jr., 2002).

Provas de carga *offshore* foram realizadas em dois tamanhos de Estacas Torpedo sem aletas em argila normalmente adensada. As âncoras tinham 0,76 m de diâmetro por 12 m de comprimento pesando 240 kN e 1,07 m de diâmetro por 12 m de comprimento pesando 620 kN. As âncoras foram carregadas até atingirem a capacidade de suporte máxima, tanto imediatamente após a instalação como depois de alguns dias, a fim de avaliar os efeitos da acomodação. Para a âncora com 0,76 m de diâmetro com uma penetração média de 20 m, a capacidade de suporte última sobre carregamento horizontal variou entre 900 e 1100 kN imediatamente após a instalação e ficou entre 1700 e 2200 kN após 10 dias do lançamento (Medeiros Jr., 2002).

Para a âncora de 1,07 m de diâmetro, a qual teve uma penetração média da ponta de 29 m, o carregamento foi aplicado num ângulo de 45°. Essas estacas suportaram carregamentos máximos entre 1900 e 2100 kN imediatamente após a instalação e um carregamento médio de 3950 kN após 18 dias. Em testes de

arrancamento vertical, elas suportaram um carregamento de até 800 kN imediatamente após a instalação e carregamentos entre 2000 e 2200 kN após 10 dias, indicando um fator de instalação, definido como sendo a razão entre a capacidade de suporte máxima imediatamente após a instalação e a capacidade de suporte máxima após 10 dias da instalação, entre 2,50 e 2,75. Depois dos testes de carregamento em estacas de 1,07 m, a Bureau Veritas certificou a Estaca Torpedo como âncora para ser usada em MODUs em condições de argila mole (Medeiros Jr., 2002).

A Figura 3.4 apresenta um gráfico de carga versus deslocamento para o arrancamento de âncoras dinâmicas, o qual apresenta um comportamento freqüentemente observado durante ensaios realizados em centrífuga geotécnica. A resposta é caracterizada por um rápido crescimento na carga até um valor máximo inicial (1º pico) seguido por uma repentina diminuição na carga e um subsequente aumento até um segundo valor máximo (2º pico) de menor magnitude que o primeiro. A capacidade máxima inicial no 1º pico e a rápida diminuição não são inteiramente compreendidas, mas parece ser devido à alta, e suscetível, resistência ao atrito lateral, com o aumento para o 2º pico indicando uma mobilização mais gradual da capacidade de suporte (Richardson *et al.*, 2009).

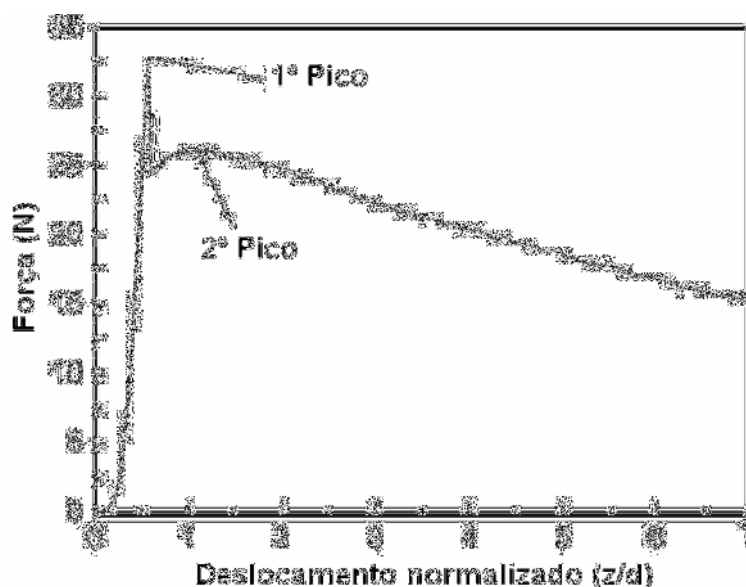


Figura 3.4 – Resposta de carga versus deslocamento durante o arrancamento de um modelo de âncora dinâmica na centrífuga geotécnica (extraída de Richardson *et al.*, 2009)

A Estaca Torpedo e a DPA têm o potencial de fornecer capacidades de suporte similares as estacas de sucção usando pequeno diâmetro e âncoras mais leves em comparação a estas últimas, muito grandes e instaladas em penetrações

rasas. Isso ocorre devido ao topo dessas âncoras alcançarem uma penetração suficiente para superar a influência dos efeitos da superfície e são instaladas em solo muito resistente. Esse tipo de âncora oferece a oportunidade de usar procedimentos de projeto comprovados, que são rotineiramente usados há muitas décadas para projetar estacas cravadas, fazendo uma previsão confiável da capacidade de suporte da âncora (Ehlers *et al.*, 2004).

Em um estudo de aplicabilidade, a capacidade de arrancamento vertical da DPA foi determinada pelos procedimentos da API (*American Petroleum Institute*) RP 2A com resultados muito próximos. A Petrobras usa uma análise de interação solo/estrutura não-linear que utiliza as curvas tradicionais $p-y$ e $t-z$ da API RP 2A para representar a rigidez do solo ou relacionar a carga/deslocamento e avaliar a capacidade de suporte da Estaca Torpedo e a tensão interna, além das deformações ao longo da âncora. Ela também usa um programa de análise de elementos finitos tridimensional (ABAQUS) para avaliar a combinação de efeitos de carregamento inclinado, inclinação da âncora, e a orientação das aletas com respeito à direção do carregamento (Ehlers *et al.*, 2004).

A Estaca Torpedo é um moderno dispositivo para ancoragem de estruturas flutuantes em alto mar. Foi provado na prática que esse tipo de ancoragem pode ser usado para atividades de perfuração e produção *offshore*. Para perfuração, é facilmente recuperável, enquanto que para plataformas de produção grandes ela apresenta capacidade de suporte suficiente (Fernandes *et al.*, 2006).

Nesse momento, somente a Petrobras tem o conhecimento de desempenho em campo necessário e a experiência de projeto para explicar sobre o grau de incerteza associado com a previsão da capacidade de suporte. Um relatório técnico da empresa declarou que existe bom entendimento entre os valores de capacidade de suporte teórica/calculada e os resultados de testes em campo em escala real, então, nenhum teste adicional está previsto ser necessário, e a tecnologia já esta pronta para ser aplicada. A certificação da Estaca Torpedo pelo Bureau Veritas, como mencionada anteriormente, pode reduzir o vontade da Petrobras em realizar testes de campo adicionais (Ehlers *et al.*, 2004).

A falta de familiaridade com a âncora fora do Brasil e a falta de métodos de instalação e projeto documentados com aprovação das agências são desvantagens atuais que poderiam ser eliminadas com um bom planejamento futuro e atividades de pesquisa documentadas. Embora a tecnologia existente possa ser utilizada para prever a dinâmica da penetração da âncora e métodos API existentes possam ser usados para prever as capacidades de suporte axial e lateral, pesquisas futuras deveriam ser direcionadas para a verificação e melhoria do grau de confiança/segurança nos métodos de previsão para penetração e capacidade de suporte da Estaca Torpedo e da DPA. As seguintes atividades de pesquisa são recomendadas em ordem de prioridade:

- Estudos analíticos da penetração;
- Estudos analíticos para determinar o melhor número, tamanho, e configuração das aletas;
- Testes de campo de penetração e capacidade de suporte em pequena e grande escala;
- Verificação e documentação dos métodos de projeto (Ehlers *et al.*, 2004).

Essas atividades de pesquisa têm o potencial de melhorar a confiança para prever a penetração e a capacidade de suporte, aperfeiçoar o tamanho e a configuração, e desenvolver uma linha de direção para um projeto aceitável de Estaca Torpedo e de DPA (Ehlers *et al.*, 2004).

4 MODELAGEM FÍSICA

A modelagem física é um importante ramo da Geotecnia moderna, concentrando esforços em simulações cada vez mais eficientes e complexas. Tomando uma interpretação mais geral possível de modelagem física, pode-se declarar que todo experimento é um modelo físico pretendido, se é um bom modelo, pode melhorar a confiança fundamentando algum modelo teórico, o qual o experimento foi projetado para provar (Wood, 2004)

Segundo Wood (2004), é sempre tentador assumir uma modelagem teórica (particularmente se matemática, pois é um modelo muito elegante) como uma verdade absoluta. Entretanto, não se pode provar que um modelo teórico seja verdade, tudo que se pode dizer sobre um modelo de sucesso, ou a conjectura na qual aquele modelo é baseado, é que ele não foi ainda refutado. Na prática, todos os modelos geotécnicos são provavelmente facilmente refutados e o interesse de um engenheiro está em identificar a escala na qual a validação de modelos individuais é deficiente, desde que é isso o que define a escala de relevância desses modelos.

4.1 MODELAGEM EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

Dentro da engenharia, a modelagem em centrífuga vem crescendo, por potencializar as possibilidades da modelagem física, principalmente por manter relações de proporcionalidade inversa entre o campo inercial gerado e as dimensões do protótipo, permitindo a simulação de diversas situações de interesse da engenharia com modelos menores e mais baratos, gerando grande economia de tempo e recursos (Oliveira, 2005).

Segundo Taylor (1995), a centrífuga geotécnica (Figura 4.1) é um sofisticado aparato onde amostras de solo podem ser testadas, possibilitando o estudo e a análise de problemas complexos reais, utilizando o próprio solo como material.

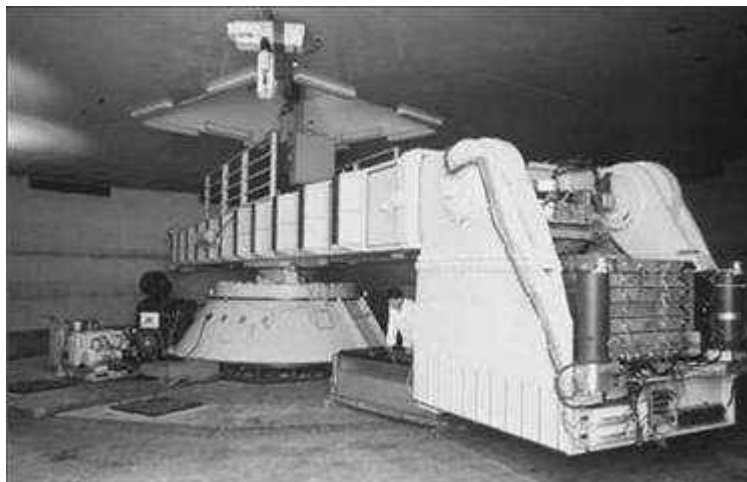


Figura 4.1 – Centrífuga geotécnica da Universidade da Califórnia, Davis (extraída de Meehan, 2006)

De acordo com Pacheco (2006), a modelagem física está preocupada em simular um evento real sob condições controladas. Por isso, algumas condições devem ser conhecidas para assegurar a correlação adequada entre os comportamentos do modelo e do protótipo. Uma característica especial da modelagem geotécnica é a necessidade de reproduzir o comportamento do solo em termos de força e rigidez. Na engenharia geotécnica pode haver uma ampla escala de comportamento do solo relacionado a um problema particular. Existem duas razões para isso:

- Solos foram originalmente depositados em camadas e então é possível encontrar diferentes estratos de solo no campo, os quais podem afetar um problema particular de maneiras diferentes;
- Tensões *in situ* mudam com a profundidade e é bem conhecido que o comportamento do solo é função do nível e do histórico de tensões.

Evidentemente, em qualquer modelagem física de sucesso será importante repetir essas características, mas é pela segunda razão que a modelagem em centrífuga é de grande importância para a engenharia geotécnica. (Taylor, 1995)

Na modelagem em centrífuga, um modelo em escala reduzida, que representa uma grande estrutura geotécnica, é “girado” de forma a ser submetido a forças centrífugas, que são significativamente maiores que a aceleração imposta pelo campo gravitacional da Terra. (Meehan, 2006)

Essas acelerações centrífugas aumentam o peso próprio do solo, permitindo reproduzir de forma bastante realista a distribuição das tensões no maciço, que aumenta diretamente com a profundidade a uma taxa relacionada com o peso próprio do solo e com o campo de aceleração gerado (Costa, 2005)

Se o solo usado no modelo é o mesmo do protótipo e se um procedimento cuidadoso de preparação do modelo é adotado, segundo o qual o modelo está sujeito a um histórico de tensão similar ao do protótipo, assegurando que o arranjo das partículas do solo é reproduzido, então para modelos centrífugos sujeitos a um campo de aceleração inercial de N vezes a gravidade da Terra a tensão vertical em profundidade h_m será idêntica a aquela no protótipo correspondente em uma profundidade h_p onde $h_p = Nh_m$. Essa é a lei de escala básica da modelagem em centrífuga, onde a similaridade de tensão é alcançada em pontos homólogos pela aceleração de um modelo de escala N em N vezes a gravidade da Terra (ver Figura 4.2) (Taylor, 1995).

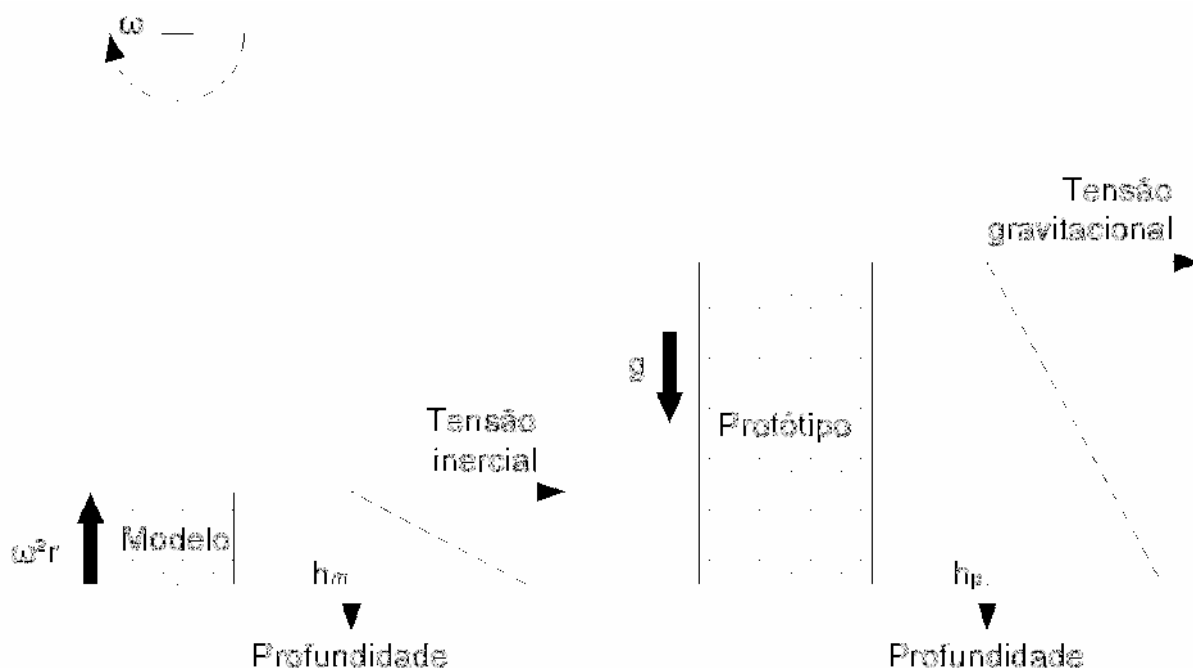


Figura 4.2 – Tensão inercial em um modelo em centrífuga induzido a uma rotação sobre um eixo fixo correspondendo a uma tensão gravitacional no protótipo correspondente (extraída de Taylor, 1995)

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)

Os eventos que ocorrem no modelo e no protótipo devem ser semelhantes e a similaridade precisa ser relacionada com leis de escala apropriadas. A Tabela 4.1 descreve uma série de leis de similaridade em centrífuga, 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. (Meehan, 2006)

Tabela 4.1 – Fatores de escala utilizados em modelagem em centrífuga (Taylor, 1995)

Parâmetro	Relação de escala modelo/protótipo
Gravidade	N
Comprimento	$1/N$
Área	$1/N^2$
Volume	$1/N^3$
Densidade	1
Massa	$1/N^3$
Tensão	1
Deformação	1
Força	$1/N^2$
Momento Fletor	$1/N^3$
Aceleração inercial	N
Energia	$1/N^3$
Tempo (difusão)	$1/N^2$
Tempo (relaxação)	1

A modelagem em centrífuga é freqüentemente criticada por apresentar significantes erros de escala devido a não uniformidade do campo de aceleração inercial. Pode-se considerar a gravidade da terra como sendo uniforme em termos práticos nas análises de comportamento de solos. Porém, quando se utiliza a centrífuga na geração do alto campo gravitacional requerido em modelagens físicas, há uma leve variação da aceleração ao longo do modelo, conforme ilustrado na Figura 4.3. Isso se deve ao fato do campo de aceleração inercial variar com o raio e

com o quadrado da velocidade angular ($r\omega^2$). Esse problema pode ser minimizado adotando-se cuidados especiais na escolha do raio onde o fator de escala N é determinado. (Oliveira, 2005)

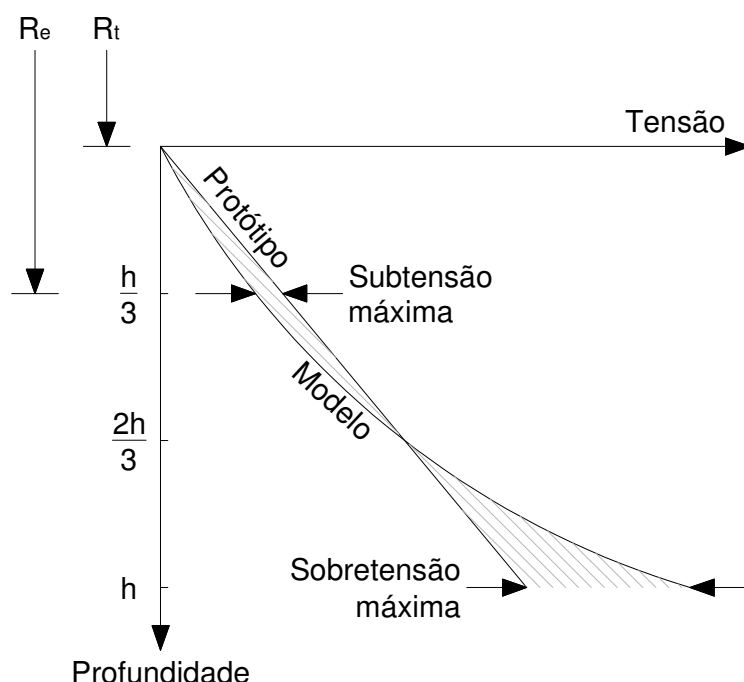


Figura 4.3 – Comparação entre a variação da tensão no modelo e no protótipo (extraída de Taylor, 1995)

Outro ponto questionável dos efeitos de escala diz respeito ao tamanho relativo das partículas do solo no modelo e no protótipo. A dificuldade de simular o solo faz com que o mesmo solo do protótipo seja utilizado no modelo, o que pode resultar em problemas, fazendo com que o solo não se comporte como um meio contínuo, dependendo da situação (Costa, 2005).

Por exemplo, se um protótipo, em particular, está sendo fisicamente modelado em uma escala de 1:100, então uma estrutura do protótipo de 10 m de altura se torna um modelo de 100 mm de altura. Características da estrutura do solo, tais como, camadas sazonais de siltes e argilas, tendo uma espessura no protótipo na ordem de alguns milímetros teriam que ser modelados com espessuras de algumas dezenas de microns, ou uma decisão de modelagem alternativa teria que ser feita. Um protótipo de material granular pode ter uma dimensão de partícula típica na ordem de alguns milímetros, então a proporção da dimensão da estrutura para o tamanho da partícula é na ordem de 10^3 . O uso desse mesmo material em um modelo físico, o qual seria muito desejável se a continuidade do comportamento do solo fosse assegurada, levaria então a uma relação de dimensão da estrutura

para tamanhos de partícula caindo para a ordem de 10 apenas. Essa relação pode ser muito pequena para garantir a resposta correta em uma modelagem física. Existem maneiras nas quais cada dificuldade pode ser resolvida, porém o ponto importante é que elas não podem meramente ser ignoradas. (Wood, 2004).

Diversos autores concluíram que o efeito de escala pode ser desconsiderado, se respeitados alguns limites de redução. Com algumas exceções, dimensões estruturais da ordem de 20 a 30 vezes do tamanho das partículas de solo envolvidas na análise são suficientes para evitar o efeito escala (Randolph e House, 2001).

Para Wood (2004), se a modelagem física está sendo realizada em uma escala diferente da escala real, então o ponto chave está relacionado em estabelecer a validade dos modelos e garantir que se terá um caminho seguro para extrapolação do comportamento observado no modelo em escala para o comportamento que se espera no protótipo. O entendimento das leis de escala relevantes e a análise dimensional a qual as controla é essencial.

Ainda segundo o autor, a grande vantagem da modelagem em escala reduzida em laboratórios é que se pode ter controle completo sobre todos os detalhes do modelo. Podem-se escolher os solos que serão testados e assegurar que se têm os dados de suporte necessários para caracterizar seus comportamentos mecânicos. Podem-se escolher as condições de contorno e o carregamento do modelo de modo que se conhece exatamente como os carregamentos são aplicados, e qual extensão de drenagem é permitida ou controlada no contorno. Pequenas quantidades de solo são necessárias; caminhos de drenagem são menores então as durações dos testes podem também ser menores, e existe a possibilidade de fazer vários testes repetindo observações e estudando o efeito de vários parâmetros chaves. Os custos de testes individuais serão correspondentemente menores que para testes em escala real.

5 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente estudo busca analisar o desempenho de três modelos de âncoras dinâmicas, as quais possuem geometrias de corpo e/ou aletas diferentes, através de ensaios de arrancamento na centrífuga geotécnica a 50g.

Antes de serem realizados os ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras foi necessário produzir um modelo de solo que simulasse o leito marinho. Para isso desenvolveu-se uma mistura entre metacaulim e caulim, com a qual se pudesse diminuir a quantidade de água necessária para a elaboração da lama usada para confeccionar o modelo de solo, sem que incorresse na perda da plasticidade do material. Além disso, foram montados sistemas que permitissem o adensamento da lama a 1g, de forma a produzirem modelos de solo normalmente adensados ou pré-adensados.

Após ensaios preliminares de adensamento foi escolhido produzir modelos de solo pré-adensado, nos quais os três modelos de âncoras selecionados foram cravados a 1g. Posteriormente, foram conduzidos os ensaios de arrancamento das âncoras na centrífuga geotécnica, a fim de avaliar suas capacidades de suporte quando solicitadas verticalmente, em um campo de aceleração radial inercial equivalente a 50 vezes a gravidade terrestre.

5.1 APARATO EXPERIMENTAL

5.1.1 CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA DA UENF

Os ensaios físicos centrífugos foram realizados no Laboratório da Centrífuga Geotécnica do curso de Engenharia Civil da UENF utilizando uma centrífuga geotécnica de médio porte (Figura 5.1) com capacidade de 100g.ton e 3,5 m de raio. Esta centrífuga é dotada de braços de rotação simétricos com cestos articulados nas extremidades, sendo que o volume máximo comportado pelos cestos é igual a 900 x 900 x 1000 mm (comprimento x largura x altura). A carga máxima da centrífuga é de 1,0 t com aceleração máxima de 100g. Acelerações de até 200g podem ser produzidas com um peso reduzido de 500 kg.

Um motor elétrico de corrente contínua (DC – *Direct Current*), com 500 hp de potência, acoplado a dois redutores, um horizontal e outro vertical, formam o trem de força capaz de levar a centrífuga a uma velocidade inercial máxima de 277 rpm.

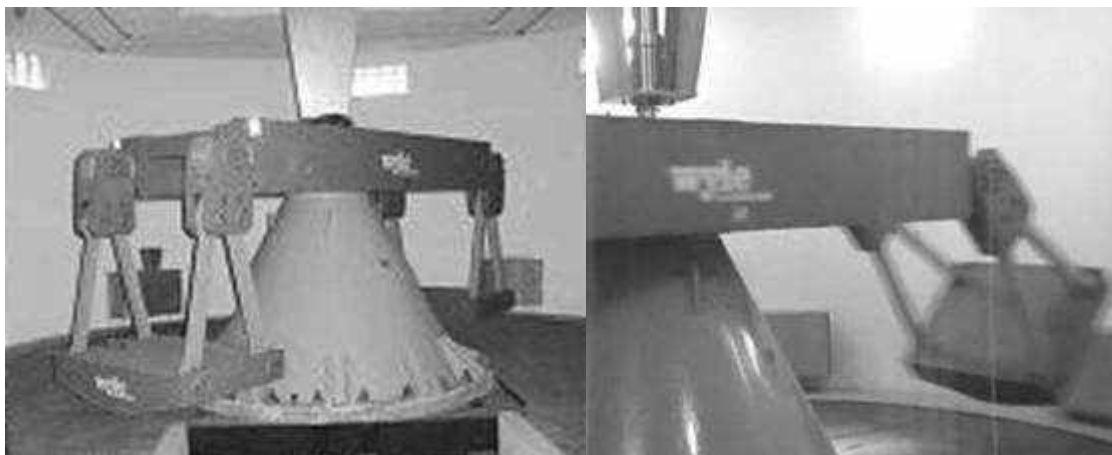


Figura 5.1 – Centrífuga geotécnica da UENF

A centrífuga possui um conjunto de *slip rings* responsáveis por fazerem a alimentação da rede elétrica dos dispositivos instalados no braço da centrífuga, 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 televisão 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 UENF e 6 para a Wyle);
- 17 canais de energia com características de 1 kVAC ou VDC com capacidade máxima de 10 A (14 canais para a UENF e 3 para a Wyle);
- 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 1/4" 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.

A Figura 5.2 ilustra a disposição dos principais componentes da centrífuga geotécnica da UENF.

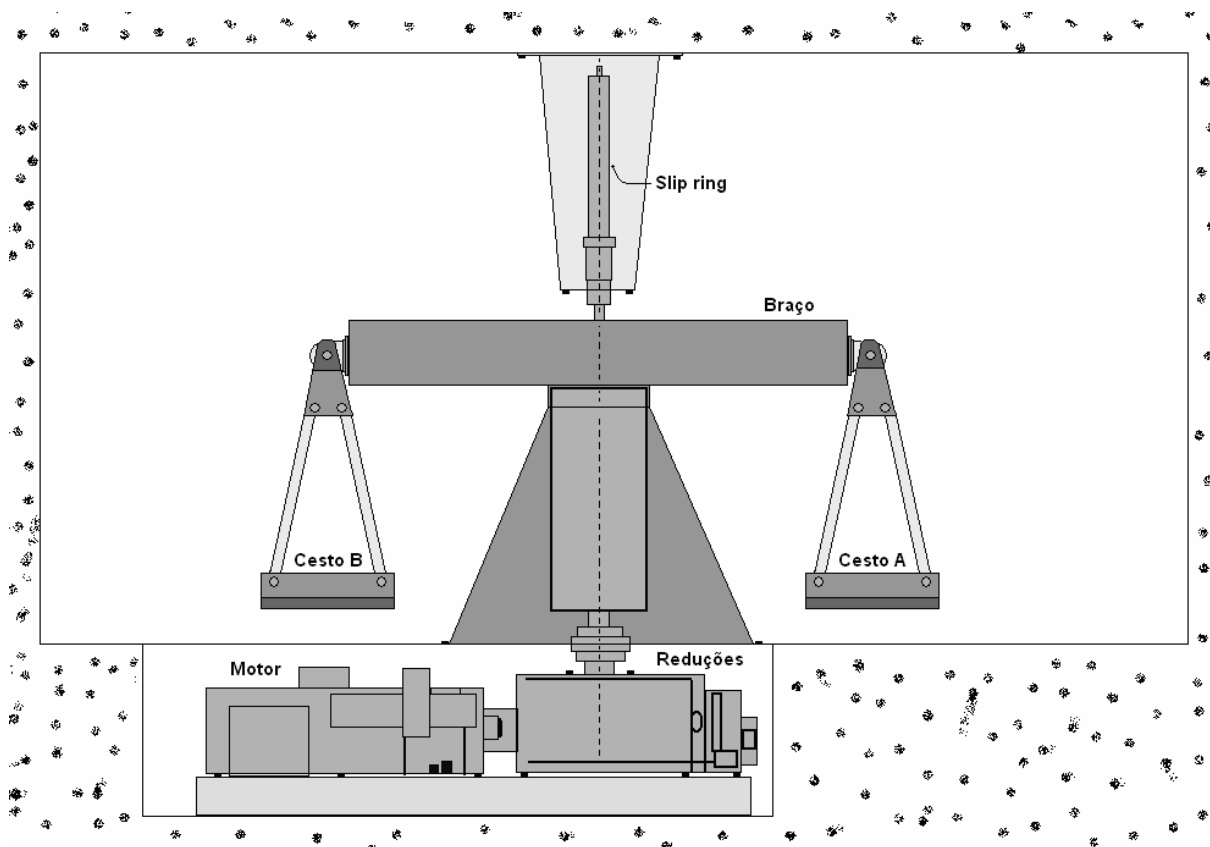


Figura 5.2 – Disposição dos principais componentes da centrífuga geotécnica da UENF

5.1.2 CAIXA DE TESTES

O recipiente cilíndrico do Laboratório da Centrífuga Geotécnica da UENF (Figura 5.3) foi usado para a modelagem do solo utilizado nos ensaios de arrancamento dos modelos físicos de âncoras dinâmicas. Esse recipiente é de aço e possui dimensões internas iguais a 46,5 cm de diâmetro e 48,0 cm de profundidade.



Figura 5.3 – Recipiente cilíndrico da centrífuga

Para permitir a aplicação de um carregamento uniforme no topo da amostra há no recipiente uma tampa perfurada feita em aço, que além de auxiliar na aplicação da carga, possibilita a drenagem no topo da amostra durante o adensamento. Na parede do recipiente, próximo a base do mesmo, existem dois orifícios, providos com válvulas de esfera de 3/8", que podem ser utilizados para permitir a passagem dos cabos dos transdutores eventualmente instalados na amostra, ou ainda auxiliar na drenagem da base da amostra. Próximo ao topo do recipiente há outro orifício na parede para ajudar, quando necessário, a controlar o nível d'água, também contando com uma válvula de esfera de 3/8" de diâmetro nominal instalada.

5.1.3 MISTURADOR DE COLÓIDES

A batedeira industrial basculante de aço inox (Figura 5.4) marca Alki, com capacidade para 120 litros de mistura, foi usada para auxiliar na homogeneização dos materiais que compõe o modelo de solo. Essa batedeira possui uma turbina homogenizadora no fundo, capaz de girar a 3450 rpm, e pás de aço inox com raspadores de teflon que auxiliam a misturar os materiais. A retirada do material pode ser feita através de uma saída no fundo da batedeira, por meio de uma válvula esférica com diâmetro nominal de 2", ou simplesmente inclinando a cuba da batedeira.

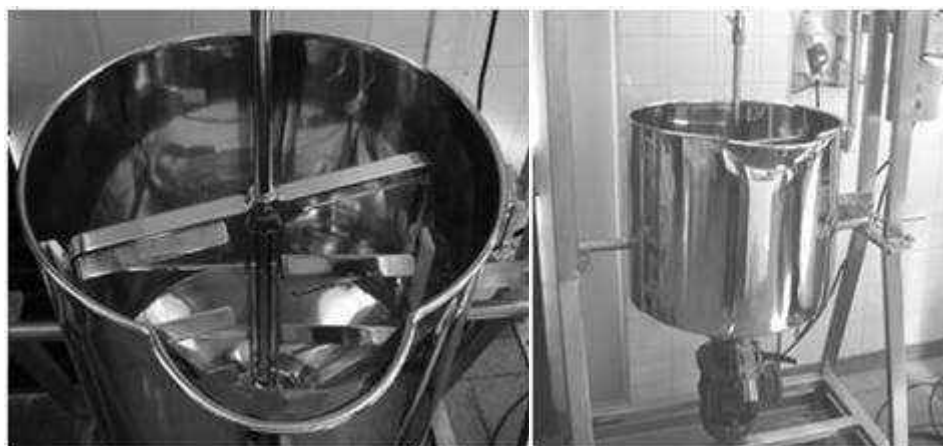
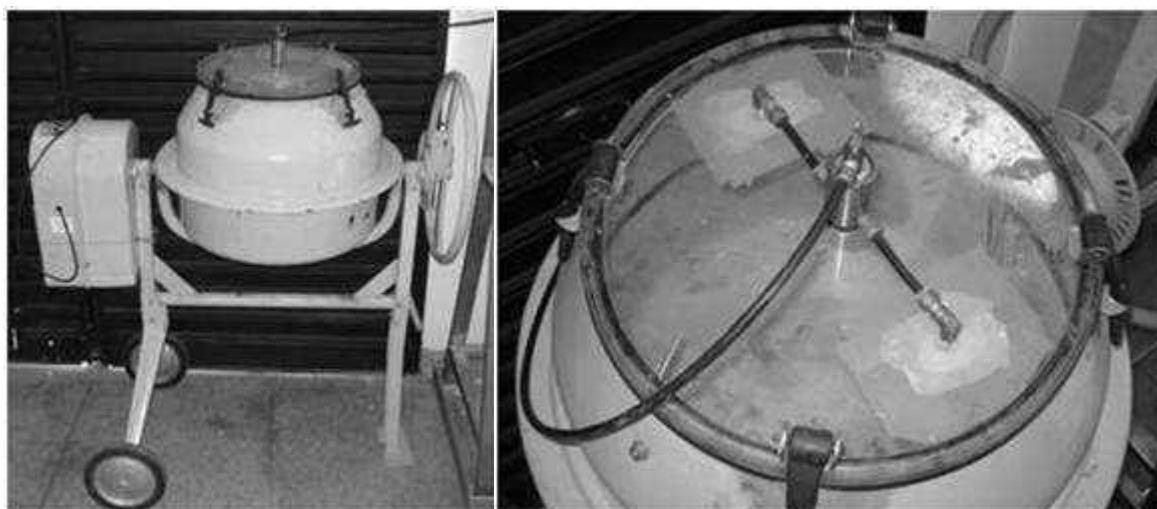


Figura 5.4 – Batedeira industrial basculante

5.1.4 CÂMARA DE VÁCUO

Com o intuito de auxiliar a deaerar a mistura dos materiais, a fim de conseguir o máximo grau de saturação, uma betoneira marca CSM (Figura 5.5a), com capacidade para 120 litros, foi modificada de maneira a permitir a aplicação de vácuo no seu interior durante o processo de preparo da lama utilizada para modelar o solo. Para isso, foi feita uma tampa de acrílico (Figura 5.5b) para ser colocada na abertura da cuba da betoneira. Essa tampa é presa na betoneira através de quatro travas de borracha. Na tampa foi instalada uma junta rotativa com duas saídas, para permitir a aplicação de pressão dentro da betoneira enquanto ela estiver em movimento. Além disso, todos os encaixes foram reforçados e vedados para evitar possíveis vazamentos.



(a)

(b)

Figura 5.5 – Betoneira (a) Equipamento com a tampa instalada (b) detalhe da tampa e da junta rotativa

Para gerar o vácuo necessário no interior da betoneira durante a mistura do material, foi utilizada uma bomba de vácuo rotatória marca Edwards (Figura 5.6), modelo RV3, capaz de bombear 4,5 m³/h.



Figura 5.6 – Bomba de vácuo

5.1.5 CENTRO DE USINAGEM VERTICAL

O centro de usinagem vertical da marca ROMI®, modelo Discovery 560 (Figura 5.7), controlado numericamente por computador, pertencente ao Laboratório de Modelos Reduzidos, foi utilizado principalmente para a usinagem das aletas dos modelos de âncoras dinâmicas empregados nos ensaios, além de usinar diversas peças que auxiliaram na execução dos mesmos. Para projetar as peças usinadas e gerar os códigos CNC (*Computer Numerical Control*), foi utilizado o programa *edgecam*, da Planit group.



Figura 5.7 – Central de usinagem

5.1.6 SISTEMAS DE ADENSAMENTO

5.1.6.1 ADENSAMENTO POR GRADIENTE HIDRÁULICO

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 5.8 exibe o diagrama esquemático do sistema montado.

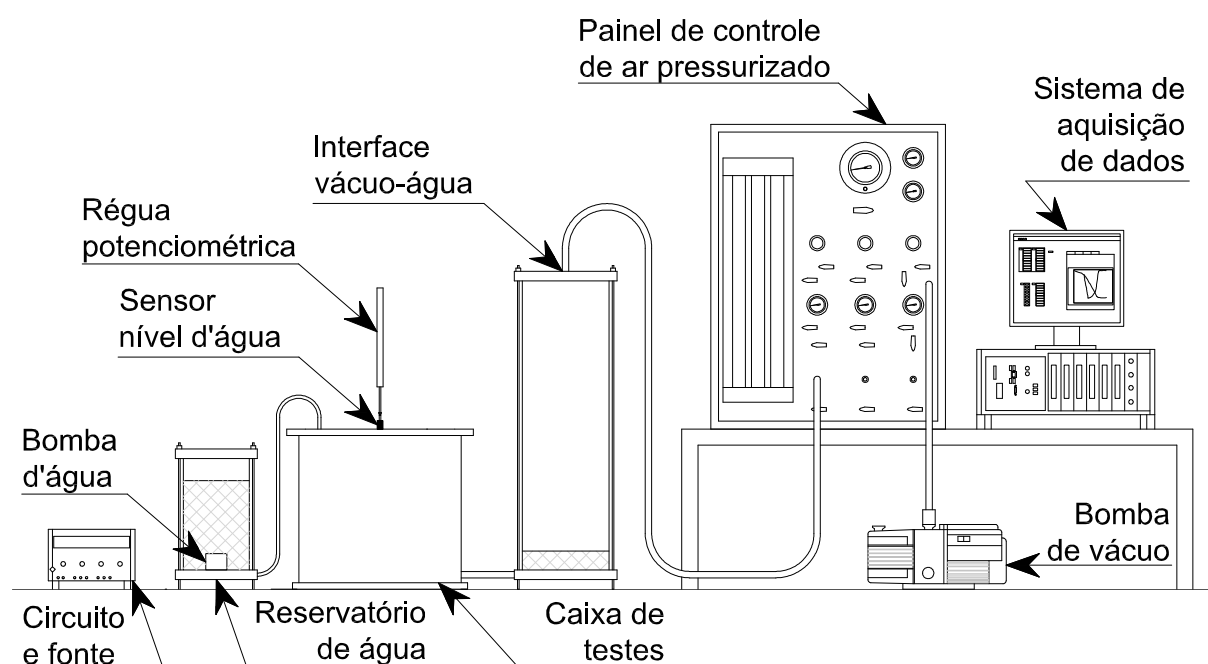


Figura 5.8 – Sistema de adensamento por gradiente hidráulico

O sistema é essencialmente constituído pela bomba de vácuo descrita no item 5.1.4, por um painel de controle de ar pressurizado marca Wykeham Farrace, capaz de regular pressões entre +1400 e -100 kPa, uma interface vácuo-água, com capacidade de armazenamento de 80 l de água, pelo recipiente cilíndrico da centrífuga descrito no item 5.1.2., e por um aparato de controle do nível d'água no topo da amostra de solo, o qual possibilitava manter o gradiente hidráulico durante o adensamento.

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 champox, usinadas, pelo centro de usinagem vertical, usadas como tampa e base da interface, as quais prendiam o tubo cilíndrico por meio de oito tirantes de aço galvanizado de 3/8".

O aparato para controle de nível d'água era composto por um circuito eletrônico, desenvolvido em conjunto com o Laboratório de Ciências Físicas da UENF, apto a manter uma lâmina d'água com 20 mm de espessura acima do topo da amostra de solo, um sensor, o qual era conectado na ponta da régua pontenciométrica utilizada para registrar o deslocamento da tampa do recipiente durante o adensamento, uma bomba d'água submersa capaz de fornecer uma vazão de até 170l/h com uma pressão de 10 kPa e um reservatório de água com capacidade de armazenamento de até 20 l de água. Para alimentar o circuito foi utilizada uma fonte de alimentação simétrica DC digital, marca Minipa, modelo MPL-3303, capaz de fornecer duas saídas variáveis com tensão de 0 a 30 VDC e corrente de 0 e 3 ADC, além de possuir uma saída fixa de 5 VDC/3 ADC.

5.1.6.2 ADENSAMENTO POR SOBRECARGA

Posteriormente foi montado um sistema de adensamento capaz de aplicar um carregamento distribuído controlado, no topo do modelo de solo utilizado nos ensaios, a fim de gerar um histórico de tensão efetiva que transformasse o solo em levemente pré-adensado na região onde seriam cravados os modelos de âncoras, durante os ensaios na centrífuga geotécnica. Esse sistema é composto por uma prensa hidráulica de armação tipo H, marca Enerpac, modelo IPH-5080, a qual possui um cilindro hidráulico próprio para aplicar um carregamento máximo de 500

kN, e um controlador de alta pressão marca Wykeham Farrance, modelo WF40061 capaz de fornecer 14000 kPa de pressão de óleo ao cilindro hidráulico da prensa durante longos períodos de tempo. Com essa configuração o sistema tem capacidade de exercer uma carga constante máxima de 100 kN. Também compõe o sistema o painel de controle de ar pressurizado, descrito no item 5.1.6.1, capaz de aplicar baixas pressões, até 1400 kPa, no cilindro hidráulico da prensa através de interface ar-óleo. Para evitar danos no sistema, foi instalada uma válvula entre a interface ar-óleo e o controlador de alta pressão.

A Figura 5.9 mostra um desenho esquemático da organização dos equipamentos utilizados para compor o sistema de adensamento do modelo de solo. O desenho também apresenta o sistema montado para monitorar o deslocamento da tampa do recipiente cilíndrico, composto por uma régua potenciométrica ligada ao sistema de aquisição de dados. Esses equipamentos são descritos com mais detalhes nos itens 5.2.1 e 5.2.2.

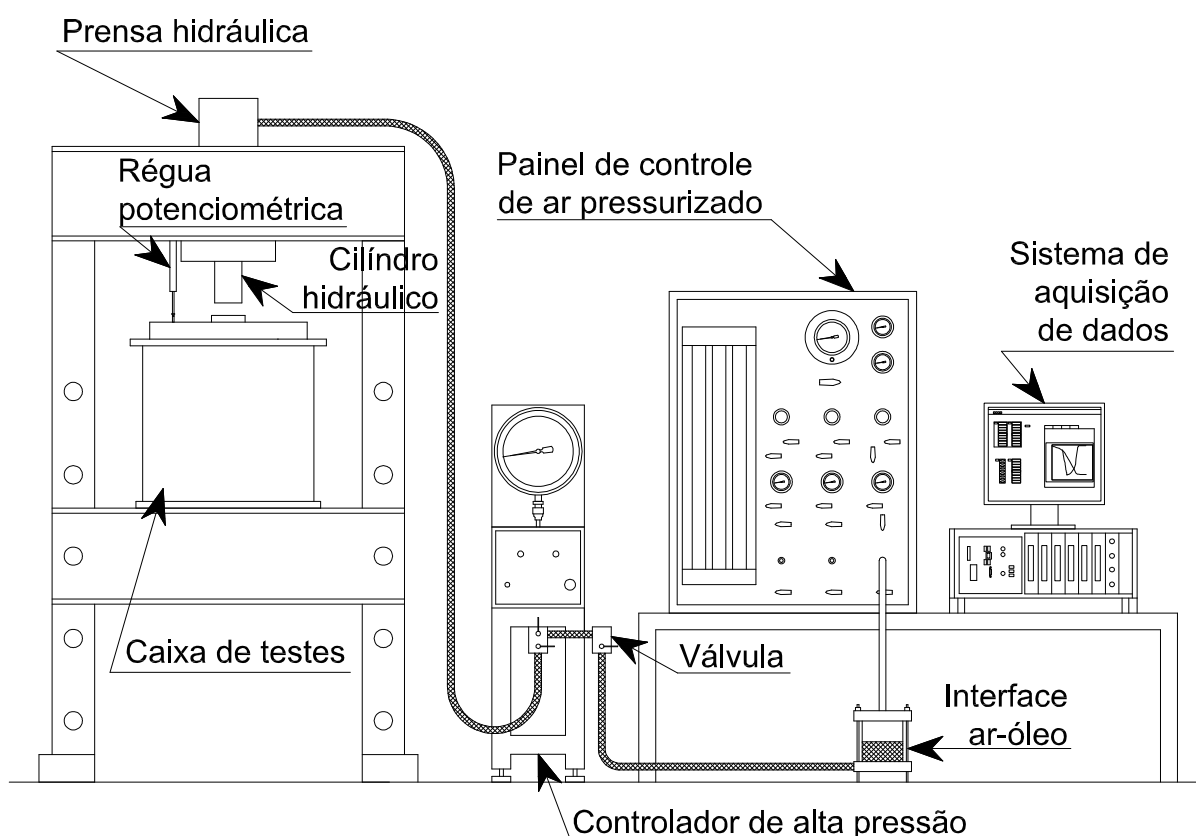


Figura 5.9 – Sistema de adensamento por sobrecarga

5.1.7 SISTEMAS DE CRAVAÇÃO

Para que fosse possível realizar a cravação estática dos modelos de âncoras no solo, foi montado um sistema composto por um atuador mecânico vertical e um pórtico, conforme ilustrado na Figura 5.10.

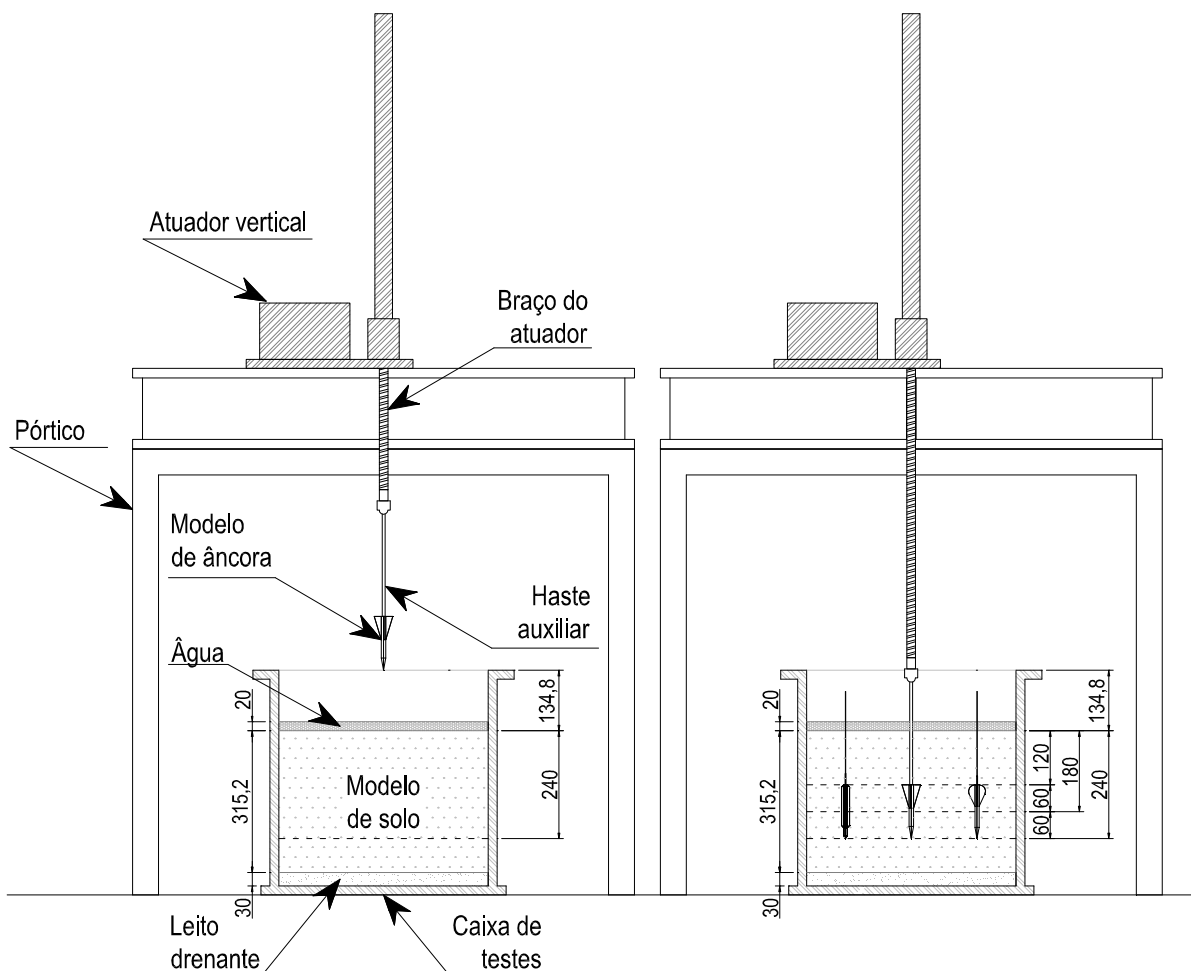


Figura 5.10 – Detalhe esquemático do sistema de cravação estática de âncoras

O atuador mecânico vertical (Figura 5.11) do Laboratório da Centrífuga Geotécnica da UENF é formado por um motor servo-controlado DC acoplado a uma caixa de redução, capaz de movimentar o braço do atuador a uma velocidade mínima de $0,1 \mu\text{m/s}$. O braço possui um curso útil de 510 mm.

O controle do motor do atuador é feito pelo NI-PXI 1052 (ver item 5.2.1) em conjunto com o controlador Galil 740 (Figura 5.12) através do programa de controle do atuador mecânico vertical descrito no item 5.2.1. O controlador Galil 740, após receber os comandos oriundos do NI-PXI 1052, origina os sinais de comando necessários para movimentar até três atuadores. Esses sinais de comando são

gerados baseados na diferença entre o movimento desejado e a resposta do motor. O motor do atuador possui um encoder com 500 ranhuras que operado em quadratura com o controlador Galil 740 dão uma resolução linear de $0,1\ \mu\text{m}$.



Figura 5.11 – Atuador mecânico vertical

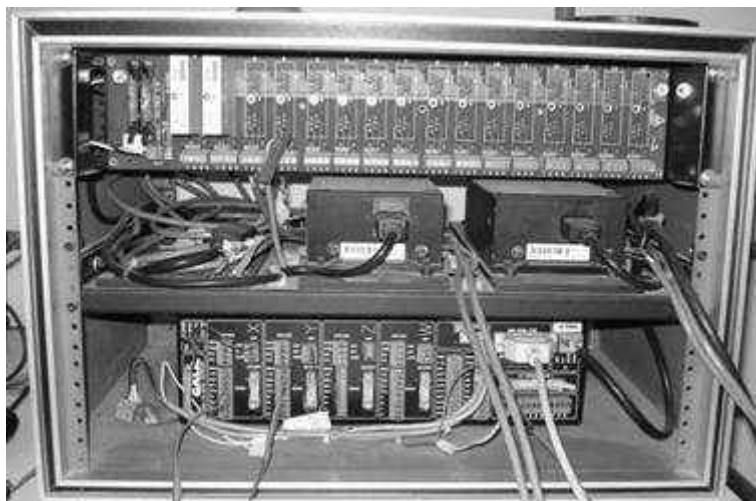


Figura 5.12 – Controlador Galil 740

O atuador mecânico vertical, além de ser utilizado como mecanismo de carregamento para realizar a cravação dos modelos de âncoras dinâmicas no modelo de solo, serviu também para auxiliar na instalação do terceiro transdutor de poropressão e na realização dos ensaios de mini-palheta.

5.1.8 SISTEMAS DE ARRANCAMENTO NA CENTRÍFUGA

Foi montado um aparato que permitiu a realização dos ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras na centrífuga geotécnica, em ambiente de aceleração inercial equivalente a de 50g. Esse aparato era composto por um atuador hidráulico, responsável por promover o deslocamento do modelo de âncora, uma régua potenciométrica e uma célula de carga, capazes de determinar, respectivamente, o deslocamento ao qual o modelo de âncora foi submetido e a força resistente a esse deslocamento. Foi utilizada uma viga de reação de alumínio para auxiliar a posicionar o aparato sobre a caixa de testes. Os componentes do aparato de arrancamento dos modelos de âncoras são descritos com mais minúcias nos itens 5.2.2, 5.2.5.1 e 5.2.5.4. A Figura 5.13 apresenta um detalhe esquemático da disposição dos equipamentos utilizados.

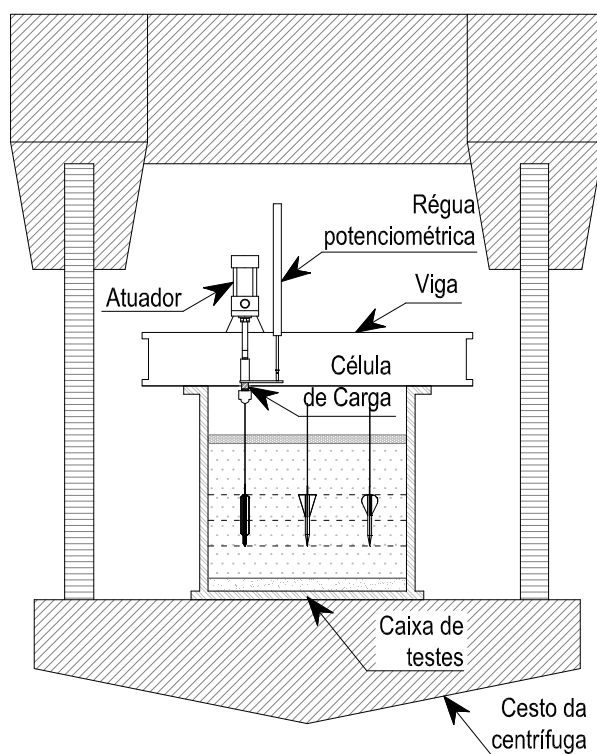


Figura 5.13 – Detalhe esquemático do sistema de arrancamento

5.1.9 APARATO PARA ENSAIOS DE MINI-PALHETA

O aparato para ensaios de mini-palheta, projetado para medir a resistência não drenada ao cisalhamento do solo, é composto por um atuador mecânico rotacional (Figura 5.14a), responsável pelo movimento de rotação da palheta, pelo atuador mecânico vertical, descrito no item 5.1.7, responsável pelo deslocamento vertical da palheta no interior da amostra ensaiada, e por uma haste instrumentada com *strain gages* posicionados próximos da palheta (Figura 5.14b), que são responsáveis por medir o torque resistente durante a rotação da palheta. A palheta utilizada para o ensaio possui diâmetro (D) e altura (H) iguais a 12,7 mm ($H=D$). Esse sistema é operado pelo NI-PXI 1052 (ver item 5.2.1) que trabalhando em conjunto com o Galil 740 e o encoder instalado no motor dão uma resolução de $0,18^\circ$ durante a rotação da palheta.

A Figura 5.15 mostra o detalhe esquemático do aparato montado para realização dos ensaios de mini-palheta.

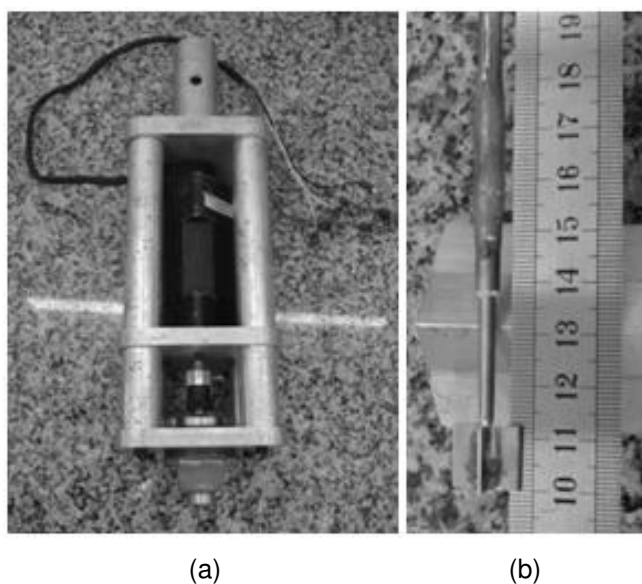


Figura 5.14 – (a) Motor elétrico servo-controlado (b) detalhe da palheta e *strain gages* na haste

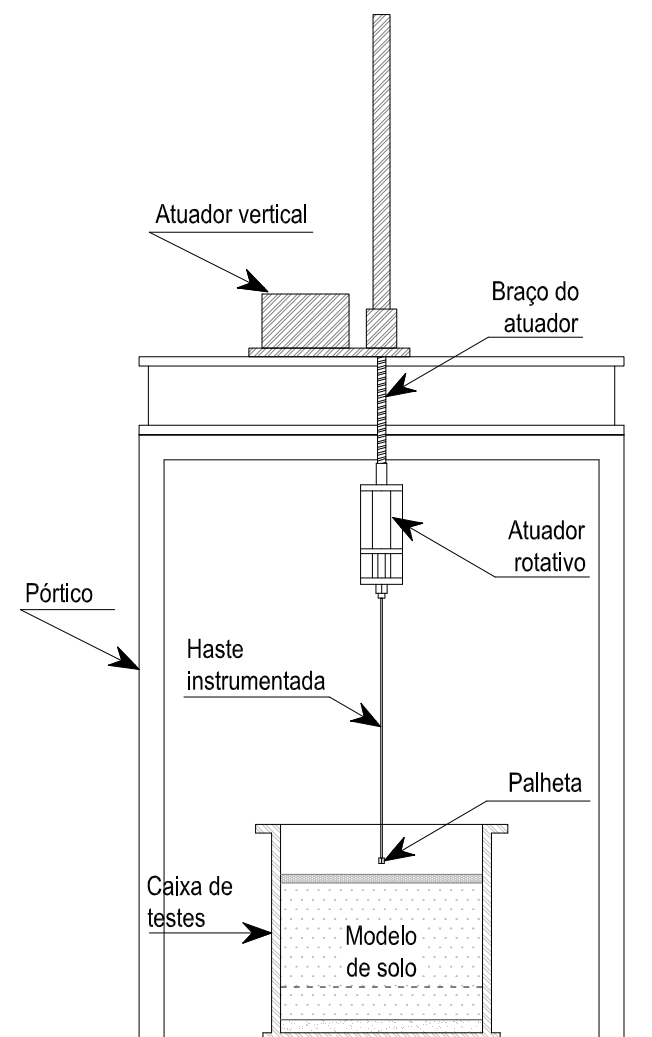


Figura 5.15 – Detalhe esquemático do aparato para ensaios de mini-palheta

5.2 INSTRUMENTAÇÃO DO ENSAIO

5.2.1 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

O Laboratório da Centrifuga Geotécnica da UENF possui um sistema de condicionador de sinais e aquisição de dados modelo NI-PXI 1052 (Figura 5.16), da National Instruments S/A, capaz de condicionar e registrar simultaneamente vários sinais oriundos dos diversos instrumentos usados durante os ensaios.

Para fazer a interface com o usuário foi utilizado o programa de gerenciamento LabVIEW 8.5, do mesmo fabricante. O sistema com essa configuração possui uma velocidade de leitura de 300k amostras por segundo.

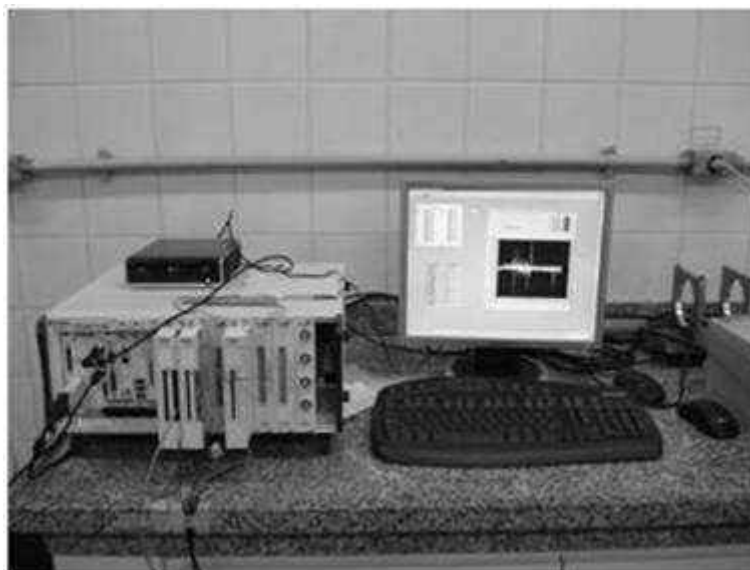


Figura 5.16 – Sistema de aquisição de dados PXI 1052

Utilizando esse sistema, foram desenvolvidos, no Laboratório, os programas responsáveis pela calibração dos transdutores elétricos (Figura 5.17), pela aquisição dos dados procedente desses transdutores (Figura 5.18) e pelo controle dos atuadores mecânicos (Figura 5.19) que foram usados durante a cravação dos modelos de âncoras e nos ensaios com a mini-palheta.

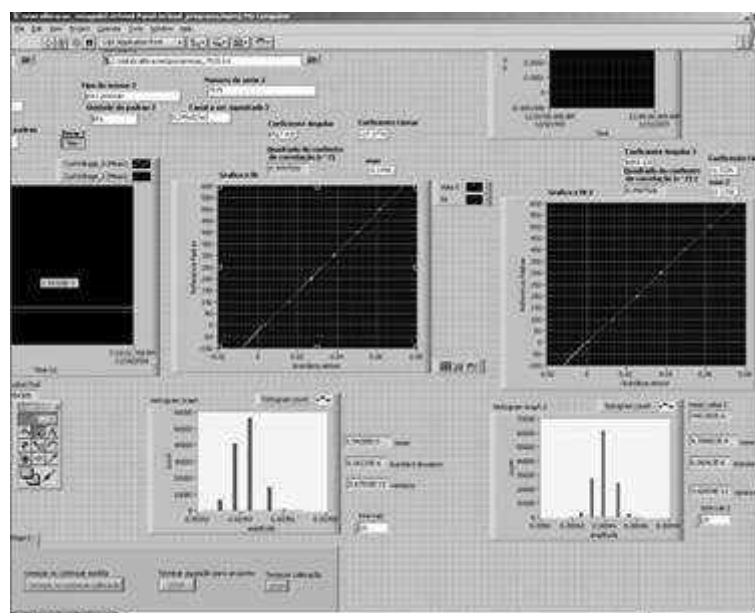


Figura 5.17 – Vista parcial da tela do programa de calibração

O programa de calibração dos transdutores elétricos que foi utilizado permitiu fazer a calibração de até dois transdutores simultaneamente, o que facilitou, principalmente, quando foi necessária a calibração de vários transdutores de poropressão.

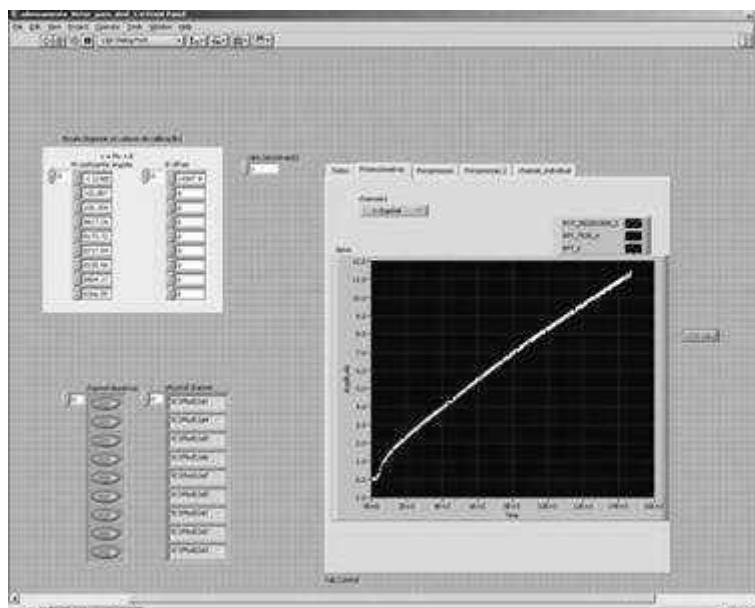


Figura 5.18 – Visão da tela do programa de aquisição de dados

Com o programa de aquisição de dados era possível fazer a aquisição de até nove transdutores ao mesmo tempo, entre os quais estavam a régua potenciométrica e os transdutores de poropressão utilizados durante o adensamento do modelo de solo.

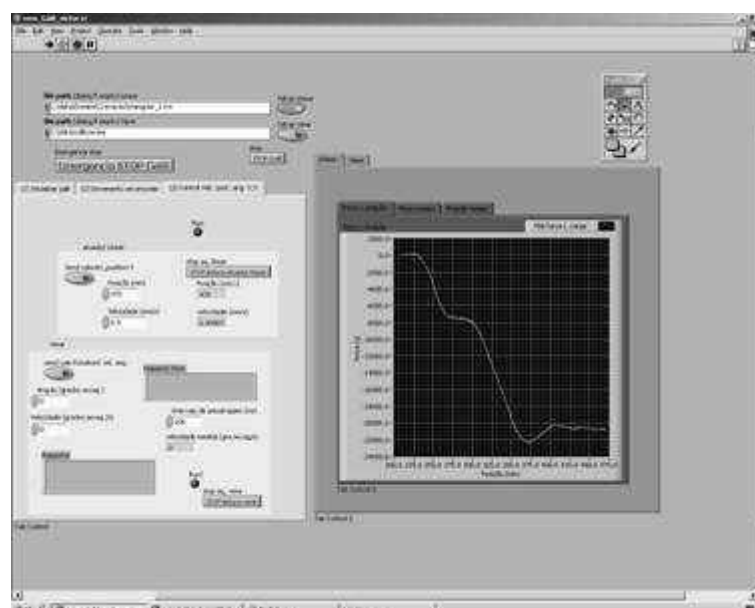


Figura 5.19 – Visão da tela do programa de controle dos atuadores mecânicos

O programa de controle dos atuadores mecânicos permite comandar tanto o atuador vertical quanto o rotacional. Além disso, o programa é capaz de registrar o sinal proveniente dos *strain gages* existentes na haste instrumentada utilizada durante os ensaios de mini-palheta. Dessa forma é possível gerar automaticamente

gráficos de torque versus rotação, os quais possibilitaram a monitoração dos ensaios de resistência não drenada ao cisalhamento realizados no modelo de solo.

5.2.2 RÉGUA POTENCIOMÉTRICA

Para medir o deslocamento da tampa do recipiente durante o adensamento do modelo de solo, possibilitando acompanhar, dessa forma, a deformação do material, foi utilizada uma régua potenciométrica (Figura 5.20), marca GEFRAN, modelo PZ34-S-250, com 250 mm de curso útil e repetibilidade de 0,125 mm. Essa régua, também, fez parte do aparato montado para o arrancamento dos modelos de âncoras na centrífuga geotécnica.



Figura 5.20 – Régua potenciométrica

A calibração da régua foi feita em um aparato especial (Figura 5.21), desenvolvido no Laboratório e usinado pelo centro de usinagem vertical, onde é possível calibrar vários modelos de réguas potenciométrica e LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*) regulando o deslocamento através de um cabeçote micrométrico. Para calibrar a régua potenciométrica utilizada nos ensaios foi utilizado um cabeçote micrométrico, marca Mitutoio, modelo 150-189, com 25 mm de curso e graduação de 0,001 mm.

Durante a calibração, a régua potenciométrica foi conectada no mesmo módulo e canal do NI-PXI 1052 utilizados para o ensaio, a fim de reduzir ao máximo o erro de leitura durante a realização do ensaio.

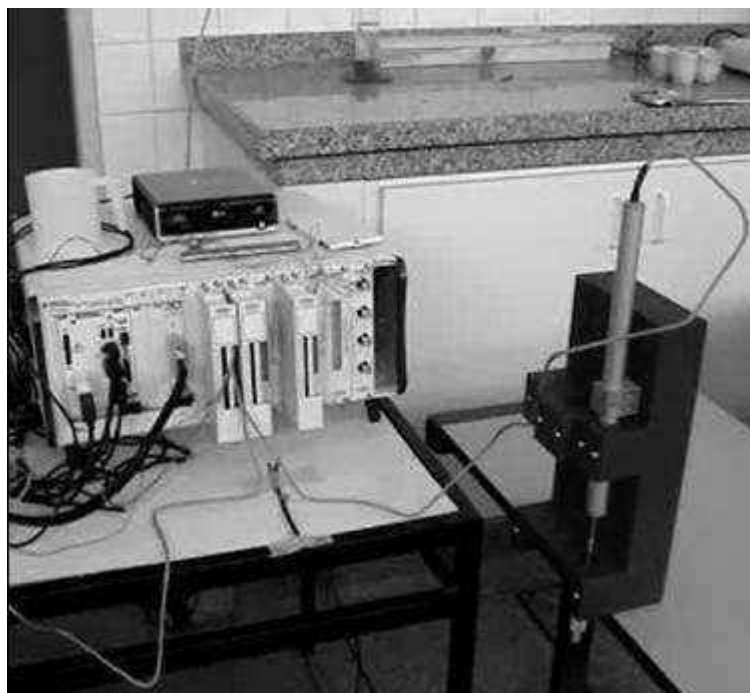


Figura 5.21 – Aparato de calibração da régua potenciométrica

A curva de calibração da régua potenciométrica utilizada no ensaio está ilustrada na Figura 5.22, apresentando coeficiente de determinação (R^2) de 0,999976 e histerese desprezível.

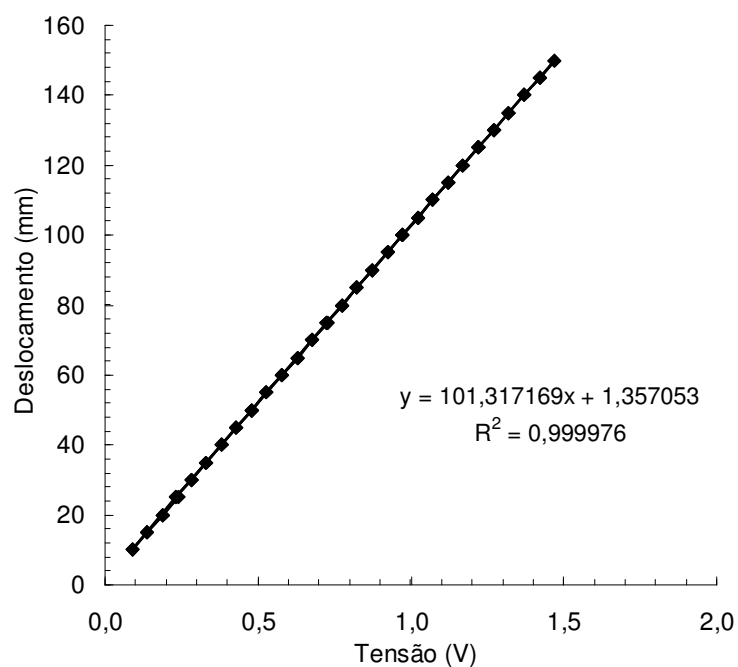


Figura 5.22 – Curva de calibração da régua potenciométrica

5.2.3 TRANSDUTOR DE POROPRESSÃO

Com o intuito de monitorar a poropressão gerada durante o adensamento do modelo de solo e também nos ensaios centrífugos, foram utilizados três transdutores de poropressão (PPT) miniaturizados de alta performance marca Druck (Figura 5.23), modelo PDCR 81, com pedra porosa aderida ao corpo do dispositivo, capazes de medir até 690 kPa de pressão positiva.

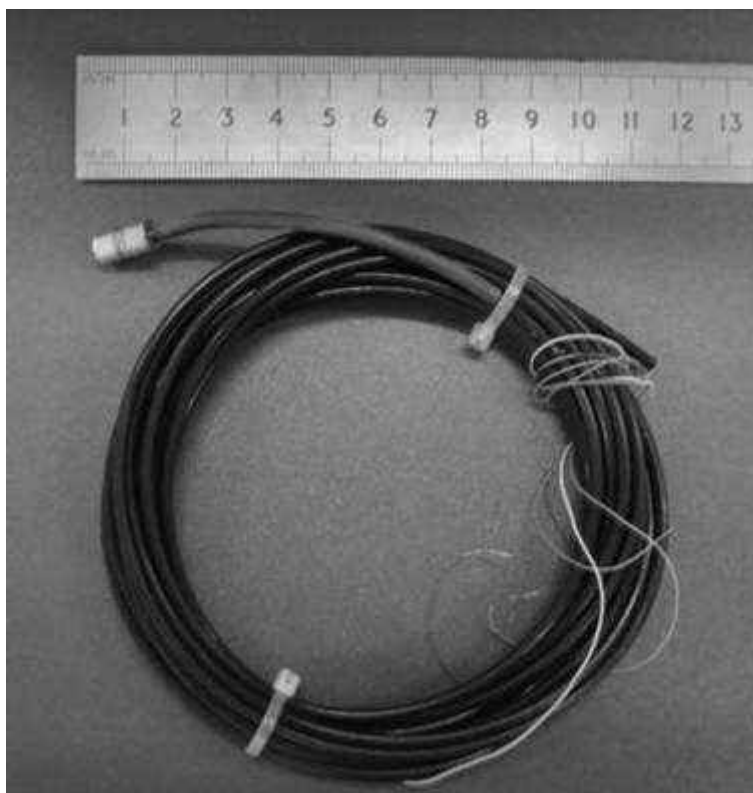


Figura 5.23 – Transdutor de poropressão

Para saturar os transdutores de poropressão empregados nos ensaios foi utilizada uma câmara especial de acrílico (Figura 5.24) preenchida com água destilada e deaerada, capaz de saturar dois transdutores simultaneamente. A saturação foi realizada em quatro 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).

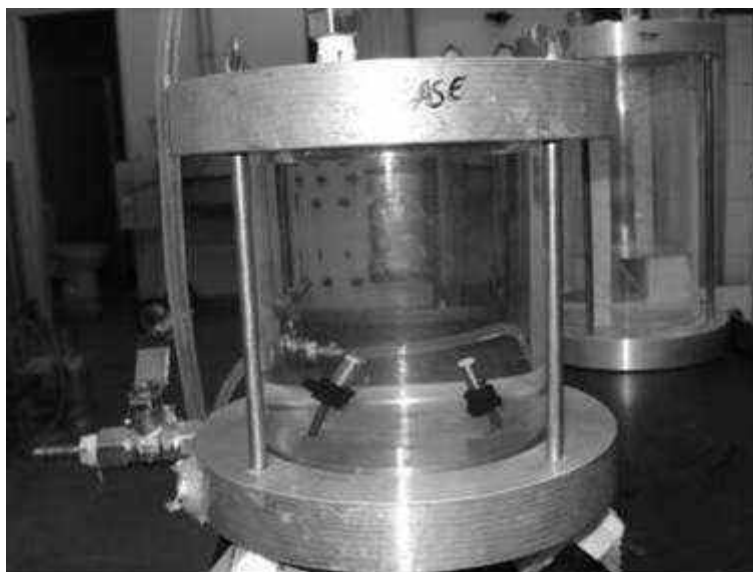


Figura 5.24 – Câmara de acrílico

A câmara de acrílico utilizada para saturação dos transdutores também serviu para a calibração dos mesmos, visto que a pedra porosa está aderida ao transdutor, fazendo, necessariamente, que a calibração fosse realizada com o transdutor submerso. Para isso, foi utilizado o painel de controle de ar comprimido para regular a pressão aplicada em conjunto com um manômetro digital marca Ashcroft, modelo D1005PS, com capacidade de 3500 kPa e resolução de 1 kPa, e um vacuômetro analógico da Willy, modelo PBIN 114/2XFF, com capacidade de -100 kPa e resolução de 1 kPa (Figura 5.25).

Dessa maneira, a pressão de ar injetada na câmara de acrílico pressiona a camada de água que, sendo considerada incompressível, transmite integralmente a pressão aplicada à membrana instrumentada do transdutor.

Idêntico ao realizado durante a calibração da régua potenciométrica, os transdutores de poropressão foram conectados nos mesmos módulos e canais do NI-PXI 1052 utilizados durante os ensaios. As curvas de calibração dos transdutores utilizados, mostradas nas Figuras 5.26, 5.27 e 5.28, apresentam excelentes ajustes lineares e histereses desprezíveis.

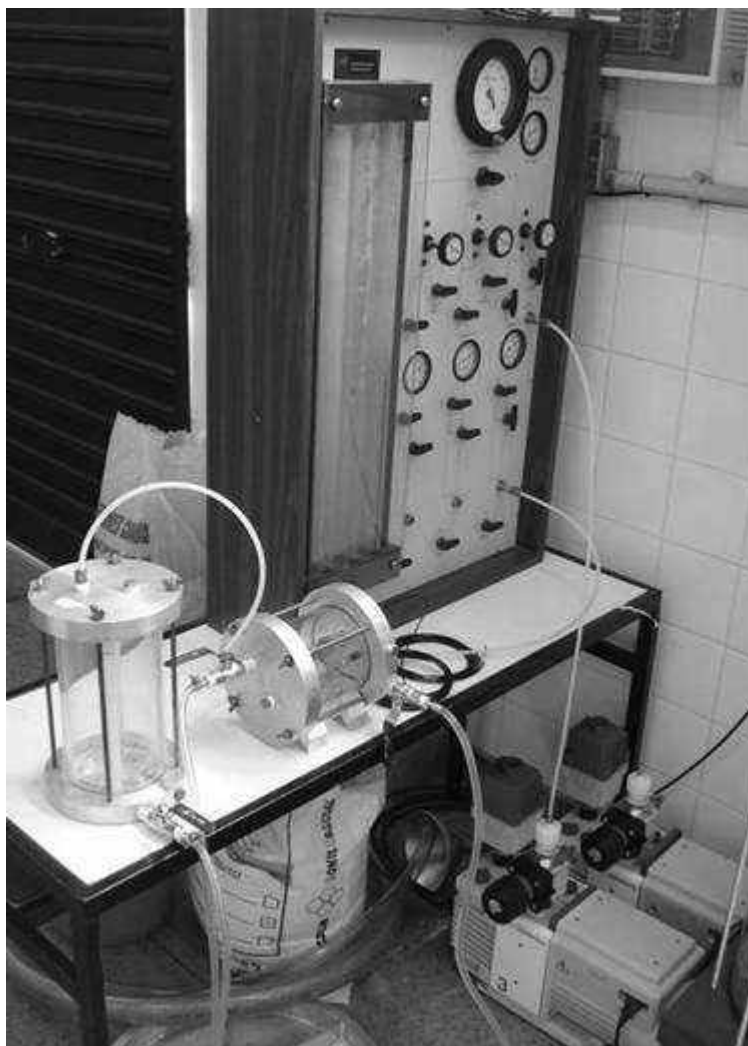


Figura 5.25 – Aparato para calibração dos transdutores de poropressão

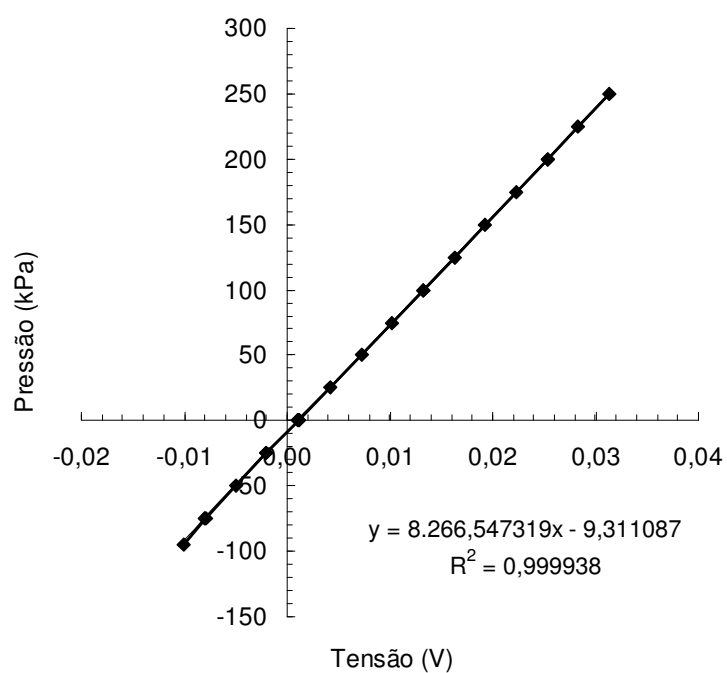


Figura 5.26 – Curva de calibração do PPT1

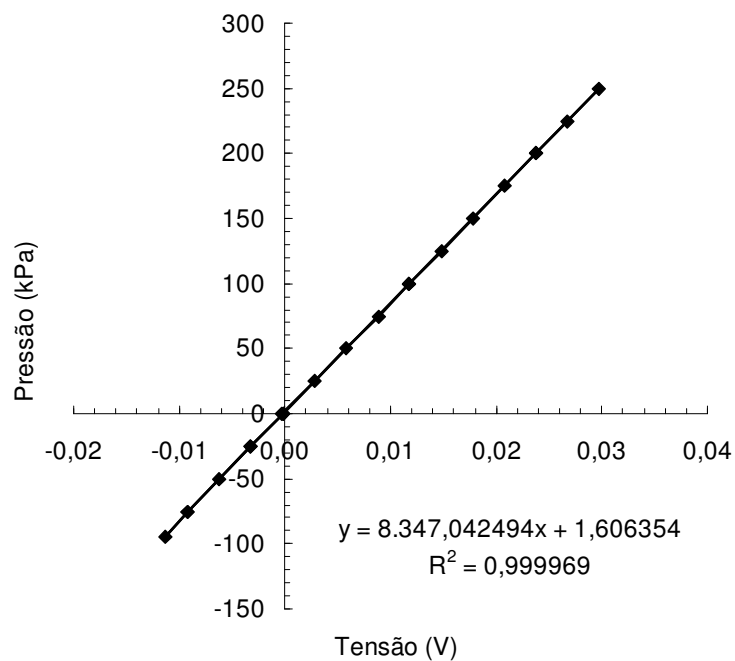


Figura 5.27 – Curva de calibração do PPT2

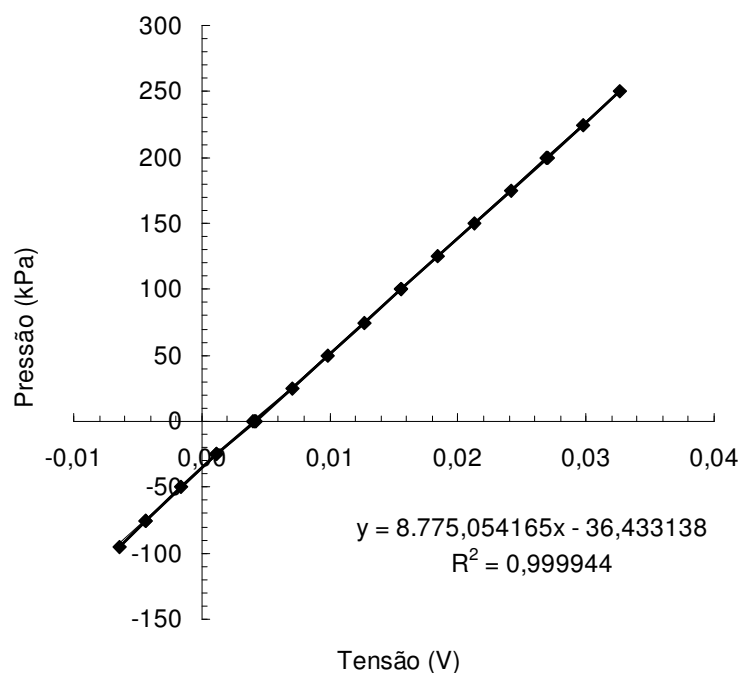


Figura 5.28 – Curva de calibração do PPT3

5.2.4 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS DA CENTRÍFUGA

A centrífuga geotécnica da UENF possui um sistema de condicionamento de sinais e aquisição de dados especial, composto por um condicionador de sinais da marca Rittal (Figura 5.29), com capacidade para 40 canais, sendo 8 exclusivos para

LVDTs e 32 para pontes de Wheatstone, um conversor analógico/digital NI-USB6255 da National Instruments S/A, e um computador, o qual utiliza o software LabVIEW para fazer a interface com o usuário e a aquisição dos dados provenientes dos sensores instalados no modelo de teste.

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 8.5. A Figura 5.30 apresenta a disposição dos elementos que compõe o sistema de aquisição de dados da centrífuga.

Programas para calibração dos transdutores elétricos (Figura 5.31) e para aquisição dos dados procedentes desses transdutores durante os ensaios centrífugos (Figura 5.32) foram desenvolvidos no próprio Laboratório utilizando o software LabVIEW 8.5.

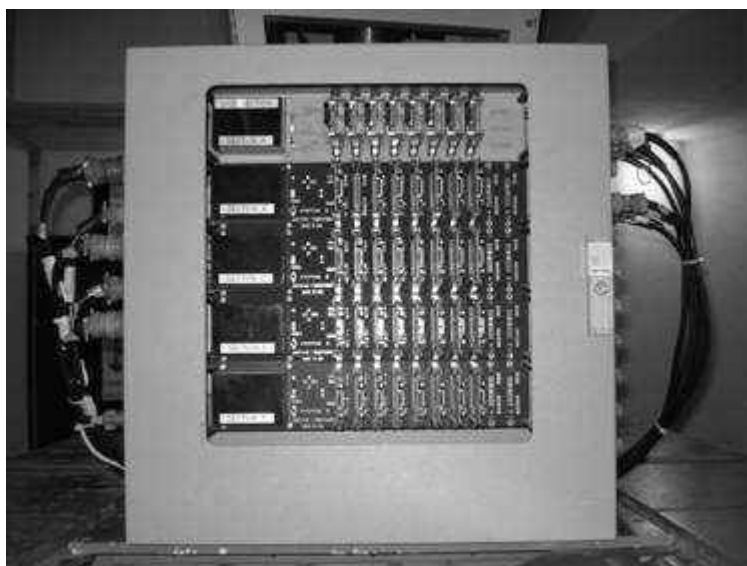


Figura 5.29 – Condicionador de sinais instalado no braço da centrífuga

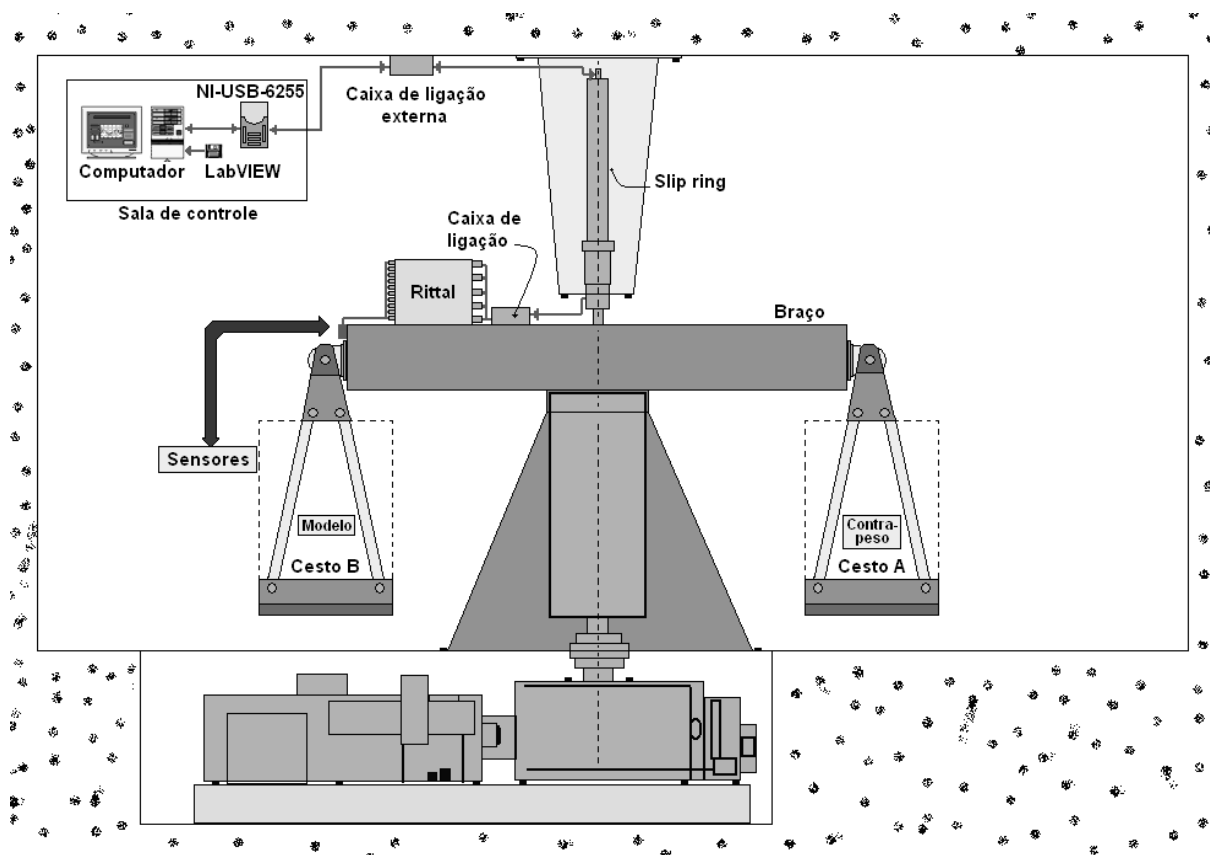


Figura 5.30 – Disposição dos componentes do sistema de aquisição de dados da centrífuga

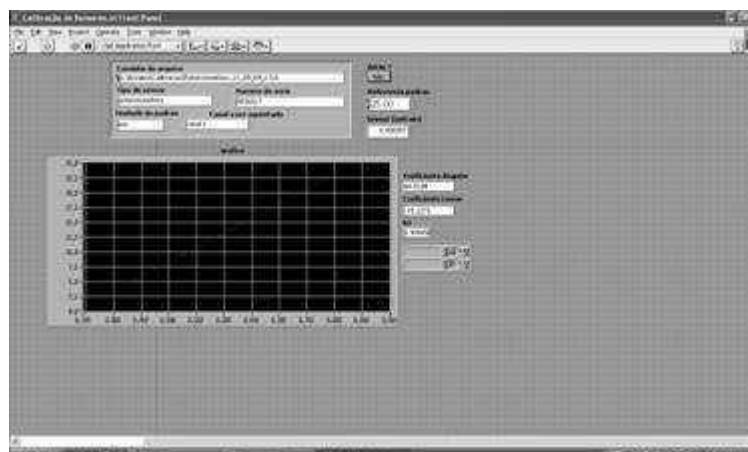


Figura 5.31 – Vista da tela do programa de calibração do sistema de aquisição da centrífuga

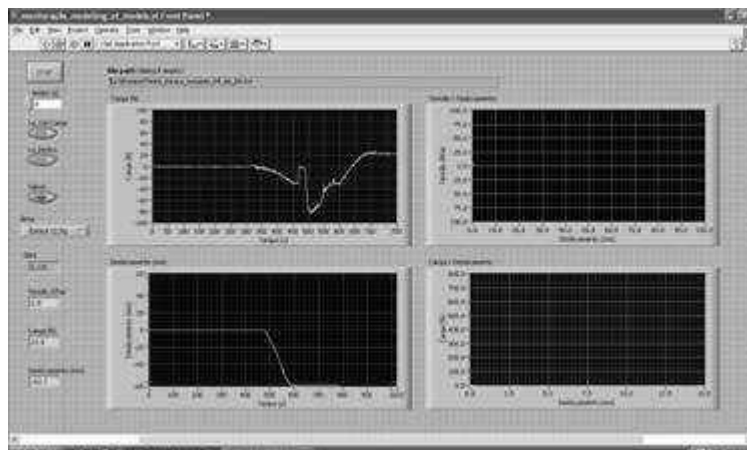


Figura 5.32 – Vista do programa do sistema de aquisição de dados da centrífuga

Em especial, o programa de aquisição de dados, além de registrar os sinais provenientes da régua potenciométrica, da célula de carga e dos três transdutores de poropressão, também gerava a função da rampa responsável pelo deslocamento do pistão do atuador hidráulico utilizado durante os ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras dinâmicas.

5.2.5 MECANISMO DE ATUAÇÃO DA CENTRÍFUGA

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:

5.2.5.1 ATUADOR HIDRÁULICO

Um atuador hidráulico da marca Milwaukke Cylinder (Figura 5.33), 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, e é

conectado ao modelo em teste através da célula de carga que fica acoplada na ponta do seu pistão.

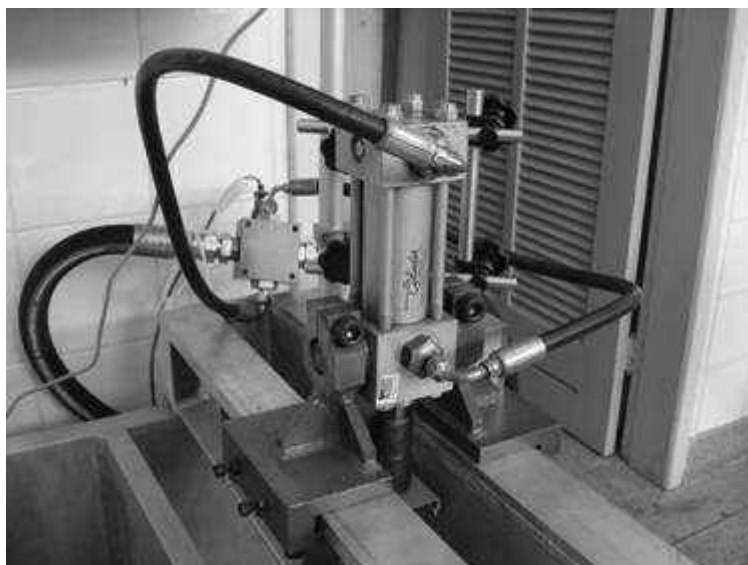


Figura 5.33 – Atuador hidráulico

5.2.5.2 SERVO-VÁLVULA

A servo-válvula regula o fluxo hidráulico direcionado ao atuador hidráulico, dessa maneira, controlando os seus movimentos e carregamentos. Uma servo-válvula da marca Ultra Hydraulics Ltd (Figura 5.34), modelo 4653 compõe o mecanismo de carregamento da centrífuga.

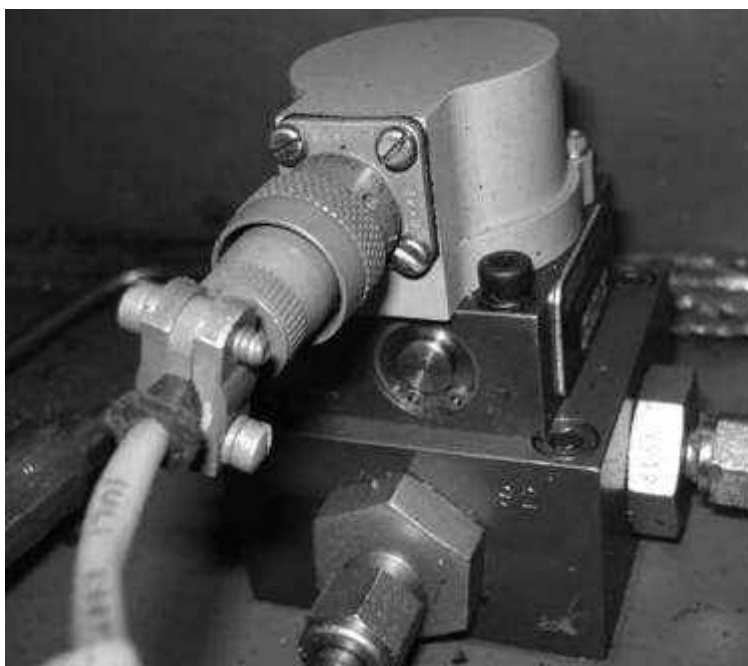


Figura 5.34 – Servo-válvula

Essa servo-válvula permite uma vazão de óleo hidráulico 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 5.2.5.3). 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.

5.2.5.3 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 5.35). Durante os ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras, o sinal de realimentação foi fornecido pelo deslocamento da régua potenciométrica.



Figura 5.35 – Controlador MTS 407

Um conjunto formado por uma bomba hidráulica e um *manifold*, marca MTS System Co. (Figura 5.36), 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 5.36 – Sistema hidráulico – bomba hidráulica e *manifold*

5.2.5.4 CÉLULA DE CARGA

A célula de carga utilizada durante os ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras dinâmicas na centrífuga geotécnica foi um modelo ELH-TC590-1000 da Entran Devices Inc (Figura 5.37). Essa célula de carga tem capacidade nominal de 4448 N (1000 lbf).

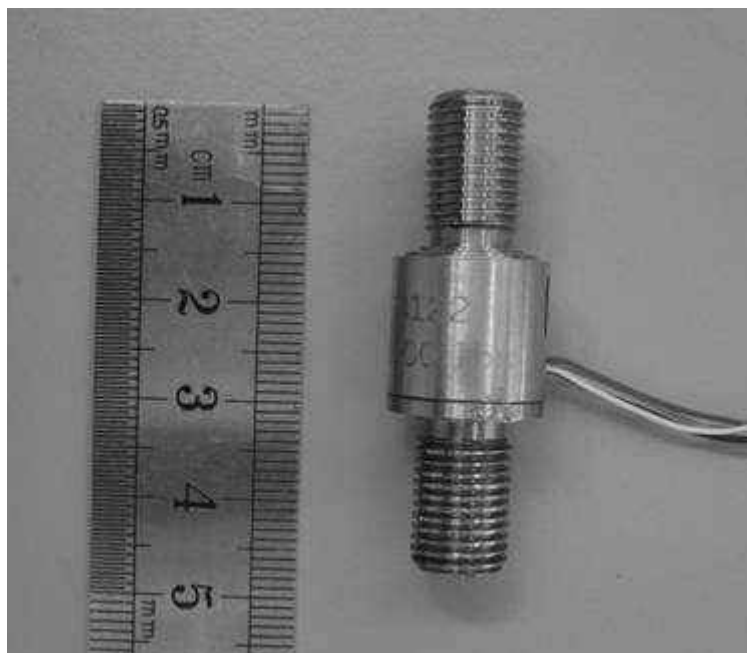


Figura 5.37 – Célula de carga ELH-TC590-1000

Esta célula de carga emprega uma ponte de Wheatstone completa formada por extensômetros elétricos. Os extensômetros estão ligados a um fino diafragma

circular o qual é fixado ao longo de sua circunferência e contém um botão de carga no seu centro. A carga aplicada no botão proporciona um carregamento distribuído para o diafragma que por sua vez fornece tensão de flexão e deformações resultantes para as quais os extensômetros reagem. Essa tensão cria uma deformação proporcional ao carregamento aplicado, a qual resulta em uma ponte desbalanceada. Com uma voltagem aplicada, esse desbalanceamento produz um desvio da tensão na saída da ponte, a qual é proporcional ao carregamento atuante sobre o botão de carga.

A Figura 5.38 apresenta o diagrama da cadeia dos dispositivos que compõe o sistema de atuação da centrífuga geotécnica da UENF.

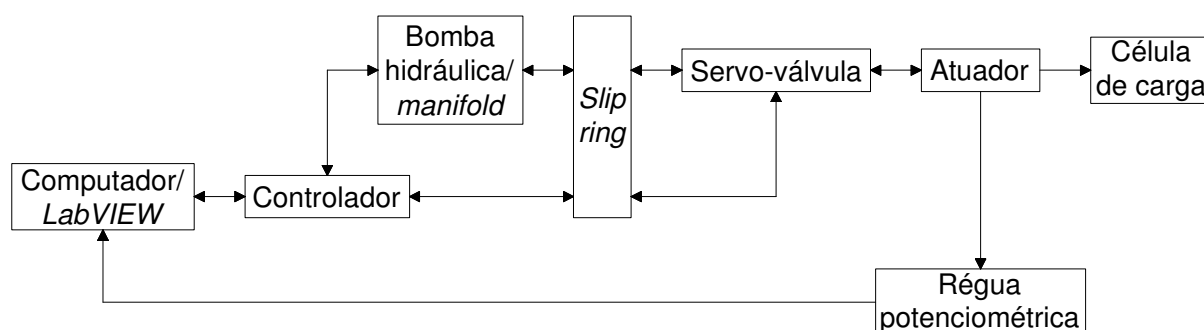


Figura 5.38 – Diagrama da cadeia de dispositivos do sistema de atuação da centrífuga

5.3 MODELOS DE ÂNCORAS DINÂMICAS

Para os ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras dinâmicas foram utilizados três modelos diferentes de âncoras, moldados nas geometrias mostradas na Figura 5.39. Os modelos têm escala física igual a 1:125 em relação a um protótipo de 15 m de comprimento e possuem quatro aletas dispostas a 90° entre si. Os modelos de âncoras foram projetados para possuírem aproximadamente a mesma superfície lateral, 6670 mm², o que equivale a uma superfície lateral no protótipo de aproximadamente 104,22 m².

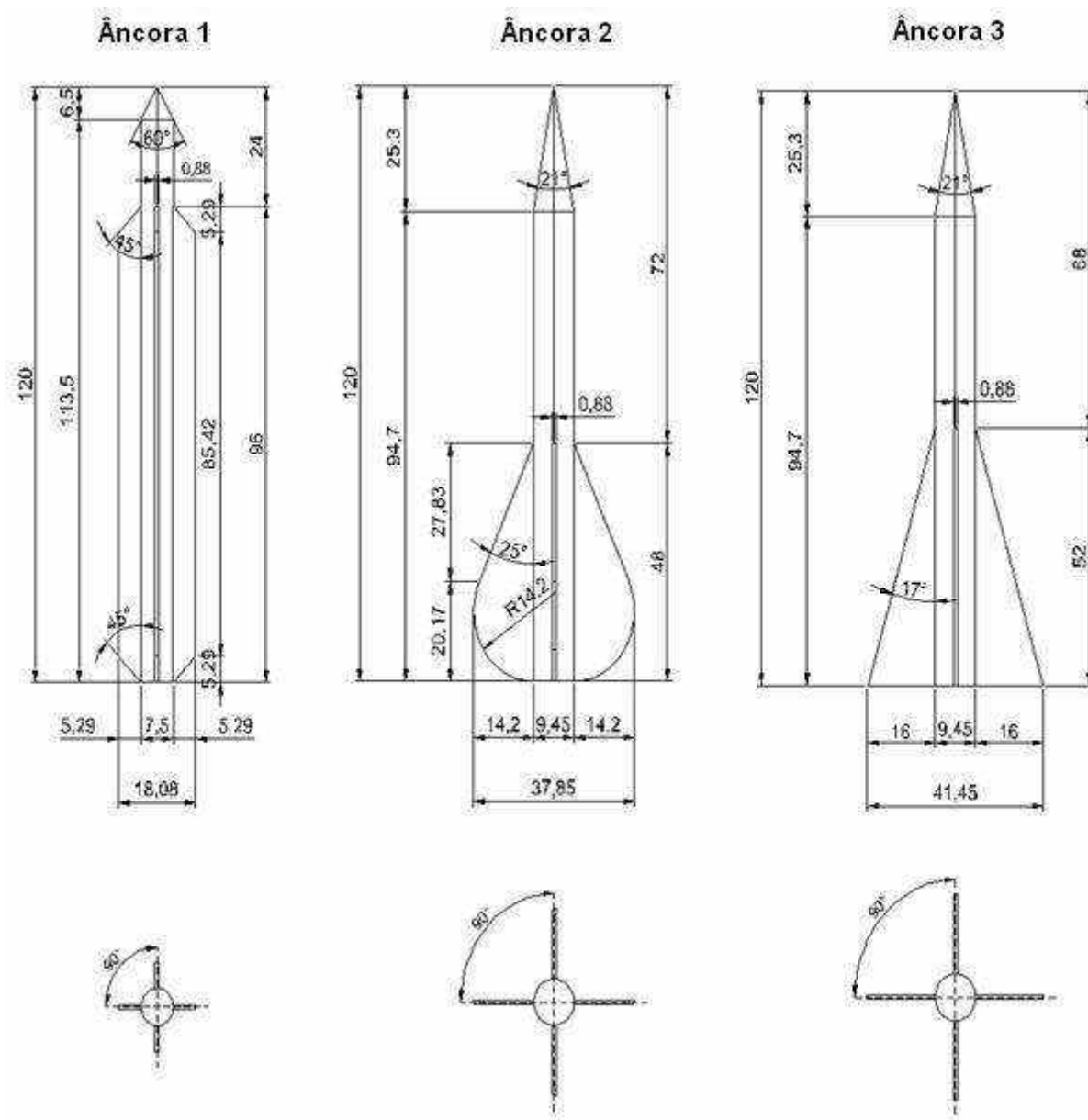


Figura 5.39 – Modelos de âncoras utilizados

A geometria da âncora 1 é semelhante a Estaca Torpedo utilizada pela Petrobras para ancoragem de instalações flutuantes na Bacia de Campos. O corpo das âncoras 2 e 3 foi selecionado após ensaios hidrodinâmicos prévios realizados no Laboratório da Centrífuga Geotécnica da UENF (Izola, 2007). A âncora 2 possui geometria das aletas similar a DPA apresentada por O'Loughlin *et al.* (2004b). O modelo das aletas da âncora 3 foi selecionado também após os ensaios hidrodinâmicos prévios realizados no Laboratório. Durante esses ensaios, o formato do corpo das âncoras 2 e 3 e a geometria das aletas da âncora 3 foram selecionadas entre as que proporcionaram os melhores resultados de velocidade e estabilidade dentre as geometrias testadas.

A Figura 5.40 ilustra a variação da superfície lateral do protótipo em função do comprimento do modelo de âncora.

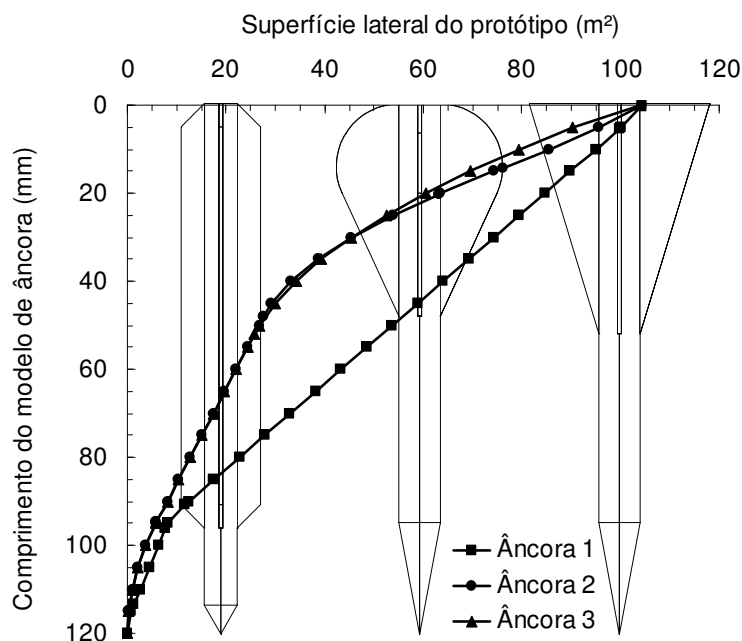


Figura 5.40 – Superfície lateral dos protótipos de âncoras estudados

Observa-se que a âncora 1 tem um crescimento maior da superfície lateral do que as âncoras 2 e 3 até aproximadamente 85 mm de comprimento. A partir desse ponto, as âncoras 2 e 3 passam a ter um crescimento maior que a âncora 1 até que todas as âncoras alcancem a superfície lateral total de aproximadamente 104,22 m². As âncoras 2 e 3 têm comportamentos parecidos em relação ao crescimento das superfícies laterais, apresentando pequenas diferenças na região das aletas.

Para produzir os modelos de âncoras que foram utilizados nos ensaios, os corpos dos modelos foram usinados em alumínio e as aletas em aço galvanizado, sendo que as aletas foram completamente produzidas no centro de usinagem do Laboratório da Centrífuga Geotécnica da UENF. Para a fixação das aletas no corpo da âncora foi utilizado um adesivo epóxi de alta aderência.

No fundo do corpo de cada modelo foi aberto um orifício para conectar a haste que auxilia na cravação da âncora na amostra de solo. Essa haste é de aço e possui 160,0 mm de comprimento e um diâmetro de 3 mm. Também, foi aberto um furo com 1 mm de diâmetro, transpassando o corpo da âncora perto da base, para permitir a passagem do cabo de pesca de aço inoxidável coberto com nylon com 0,89 mm de diâmetro, utilizado como linha de ancoragem. Segundo O'Loughlin *et al.*

(2004b), esse material fornece adequada capacidade de tensão e flexibilidade, enquanto que minimiza efeitos adversos, tais como estiramento e desatamento.

5.3.1 NOTA SOBRE OS ENSAIOS HIDRODINÂMICOS PRELIMINARES

No estudo realizado por Izola (2007), no Laboratório da Centrífuga Geotécnica da UENF, foram analisados quinze modelos de âncoras dinâmicas (Figura 5.41), onde se variou a geometria das aletas e da ponta, a quantidade de aletas, o centro de gravidade (CG), o centro hidrodinâmico (CH) e conseqüentemente a margem estática (ME) das âncoras, a qual é a distância entre o CG e o CH. Dentre os quinze modelos ensaiados, três apresentavam geometrias semelhantes das Estacas Torpedo utilizadas pela Petrobras. Nos outros doze modelos estudados foram combinadas aletas dos tipos delta, losango e trapézio com pontas dos tipos cônica, parabólica e esférica. Metade desses modelos possuía quatro aletas dispostas a 90° entre si e metade três aletas dispostas a 120° entre si.



Figura 5.41 – Modelos de âncoras utilizados por Izola (2007)

Para a determinação da margem estática foi utilizado um software em Pascal, especialmente desenvolvido durante os estudos para tal tarefa. Por meio da análise da margem estática se estabeleceu três condições de estabilidade estática: estável, neutro e instável.

Dois tipos de ensaios foram realizados com o intuito de analisar, primeiramente, a estabilidade e, em seguida, a velocidade alcançada por cada modelo de âncora. No primeiro tipo de ensaio, os modelos eram imersos numa caixa de testes preenchida com água e abandonados na posição horizontal (Figura 5.42). Em contrapartida, no segundo, os modelos eram abandonados na posição vertical (Figura 5.43).

Segundo Izola (2007) o modelo estaticamente estável tende a retornar à sua trajetória inicial se por ventura for perturbado e quando abandonado na posição horizontal retoma a trajetória perpendicular em relação ao fundo da caixa de testes. O modelo estaticamente neutro, se perturbado, tende a permanecer inclinado à trajetória inicial e quando abandonado na posição horizontal percorre uma trajetória aleatória, sobretudo em posição lateral em relação ao fundo da caixa de testes. Por fim, o modelo estaticamente instável oscila em relação à trajetória inicial acaso seja perturbado e quando abandonado na horizontal não retoma a trajetória perpendicular em relação ao fundo da caixa de testes.

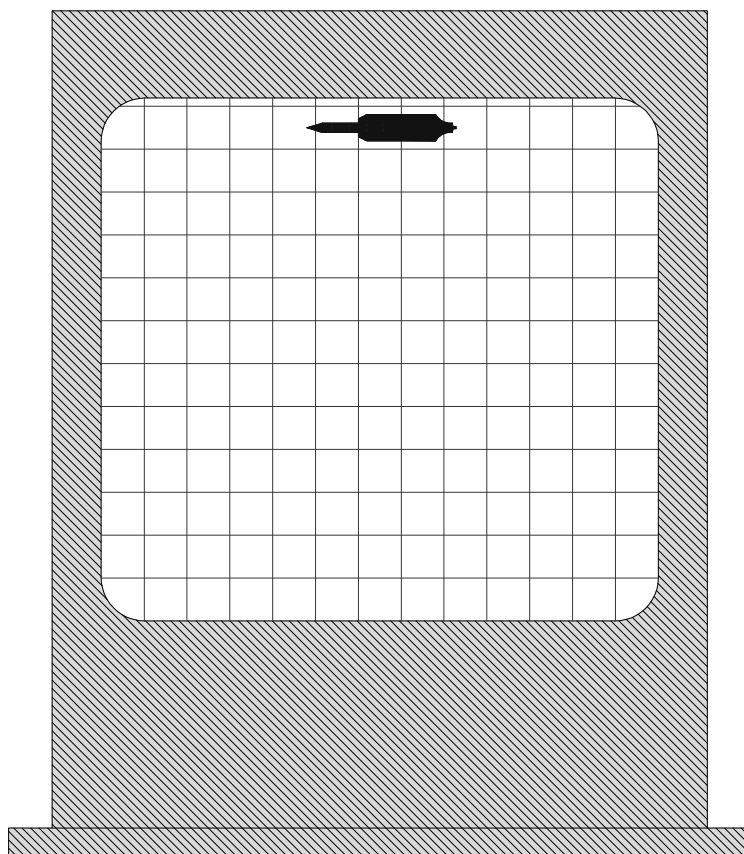


Figura 5.42 – Ensaio de lançamento horizontal

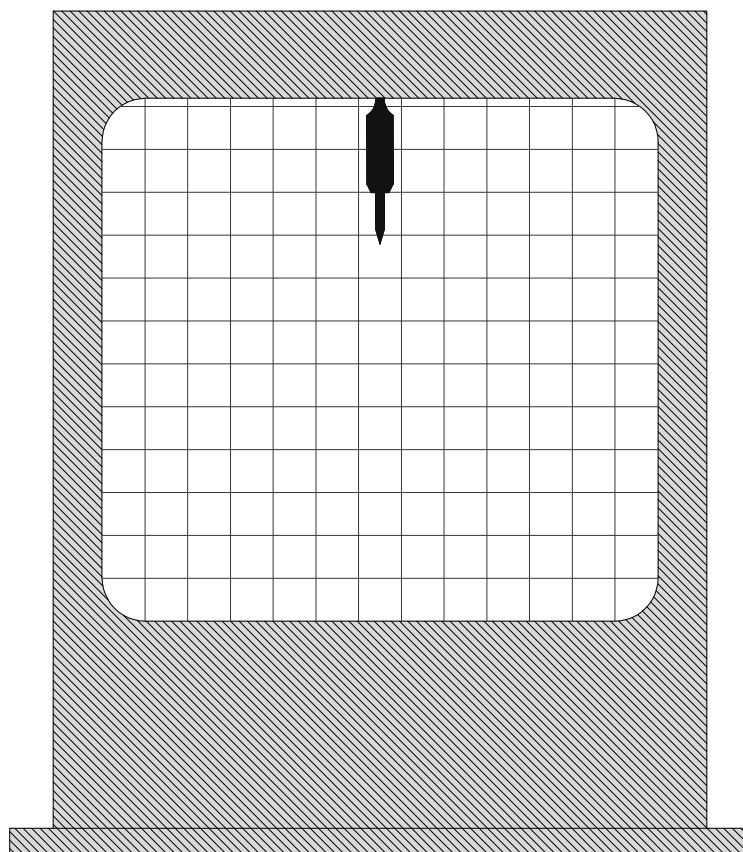


Figura 5.43 – Ensaio de lançamento vertical

A trajetória descrita e o tempo transcorrido para cada modelo de âncora alcançar o fundo da caixa de teste foram determinadas a partir da análise de imagens capturadas em lapsos de tempo por uma câmera digital (Figura 5.44).

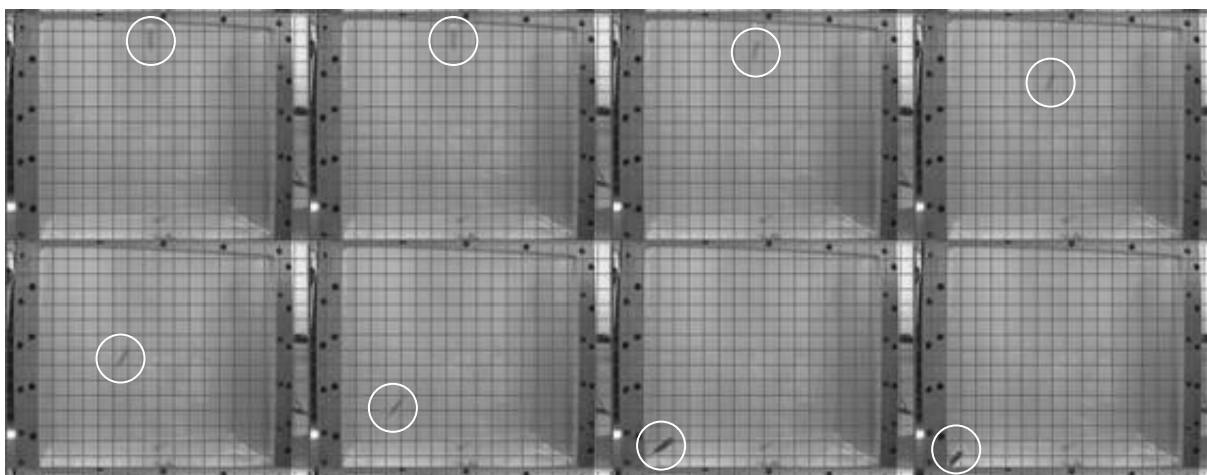


Figura 5.44 – Sequência de imagens capturadas durante ensaio de lançamento vertical da âncora 1 (extraída de Izola, 2007)

A partir dos ensaios realizados por Izola (2007) se observou que os modelos com corpo de ponta cônica apresentaram trajetórias mais verticais que os que possuíam outras geometrias de ponta. Também foi possível notar que os modelos

com geometria das aletas do tipo delta foram os que atingiram, em média, os maiores valores da relação velocidade/massa.

Ainda durante os ensaios propostos pelo autor, os modelos de âncoras que possuíam geometrias semelhantes às Estacas Torpedo utilizadas pela Petrobras foram os que alcançaram os piores desempenhos, tanto em estabilidade quanto em velocidade.

A Tabela 5.1 apresenta o resumo dos resultados obtidos pelas âncoras 1 e 3 durante os ensaios propostos por Izola (2007)

Tabela 5.1 – Resumo resultados dos ensaios propostos por Izola (2007) (extraídos de Izola, 2007)

Âncora	Condição Estática	Velocidade Média (m/s)	Peso (N)	Velocidade/Massa (s/kg)
1	Estaticamente instável	0,582	0,087	6,689
3	Estaticamente estável	2,910	0,079	36,829

As Figuras 5.45 e 5.46 mostram as trajetórias percorridas pelas âncoras 1 e 3, respectivamente, durante os ensaios de lançamento horizontal.

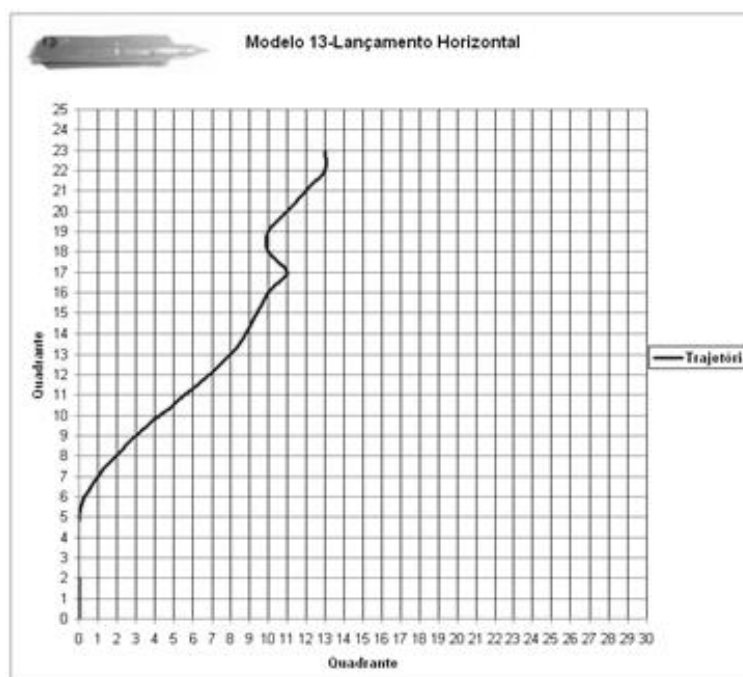


Figura 5.45 – Trajetória percorrida pela âncora 1 durante ensaio de lançamento horizontal proposto por Izola (2007)

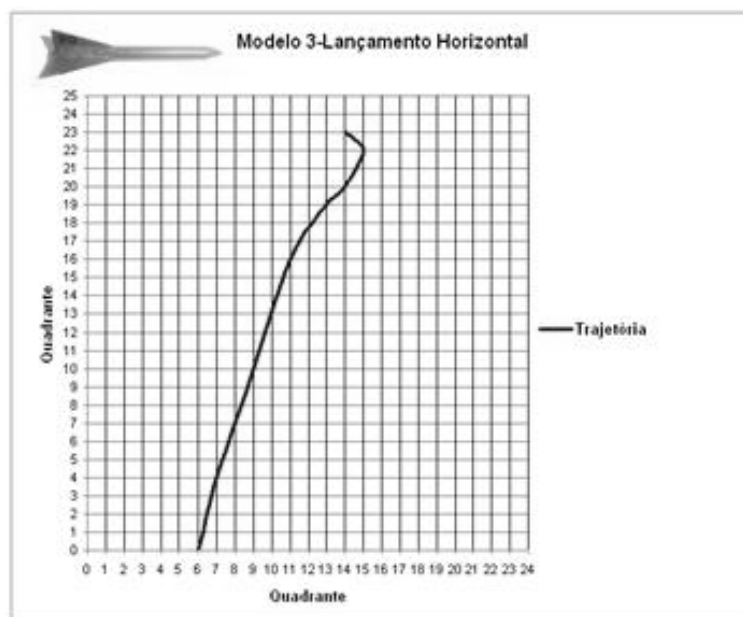


Figura 5.46 – Trajetória percorrida pela âncora 3 durante ensaio de lançamento horizontal proposto por Izola (2007)

Comparando as trajetórias percorridas pelas âncoras 1 e 3 durante os ensaios de lançamento horizontal pode-se verificar que a âncora 1 apresentou maior dificuldade de retornar à trajetória perpendicular em relação ao fundo da caixa de testes do que a âncora 3.

Durante os ensaios de lançamento vertical as âncoras 1 e 3 percorreram as trajetórias representadas pelas Figuras 5.47 e 5.48, respectivamente.

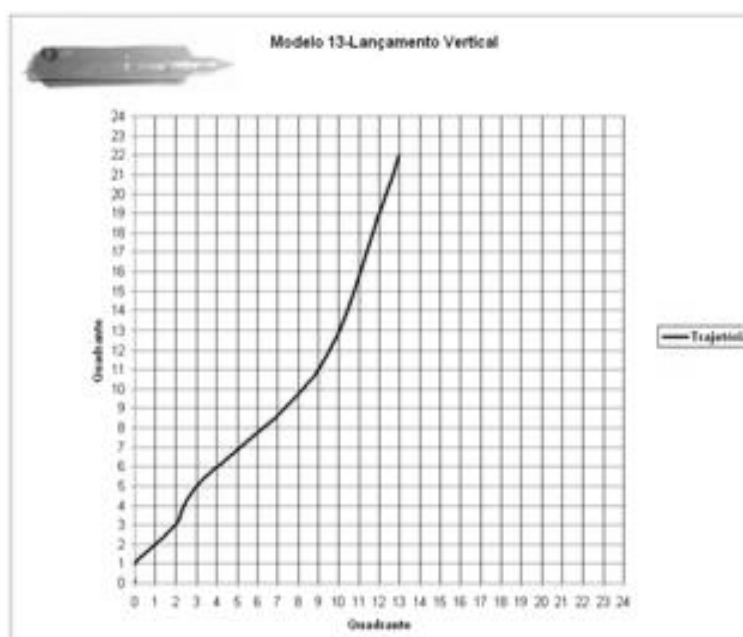


Figura 5.47 – Trajetória percorrida pela âncora 1 durante ensaio de lançamento vertical proposto por Izola (2007)

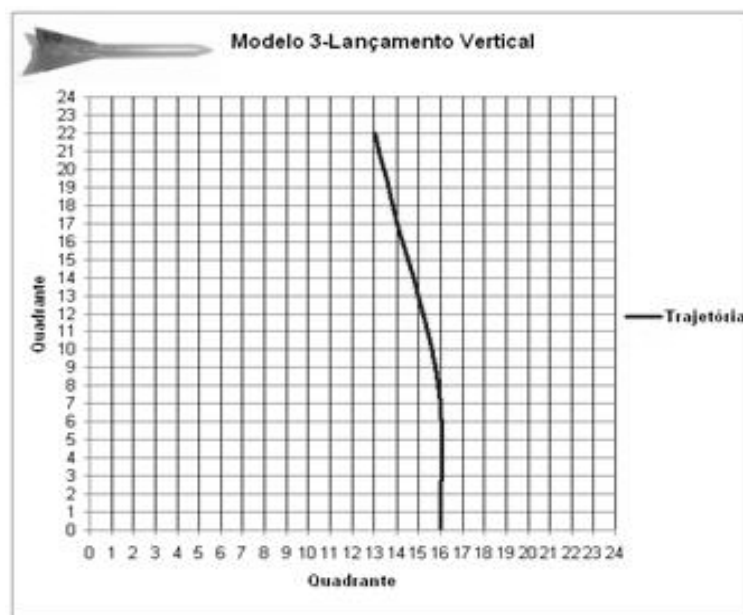


Figura 5.48 – Trajetória percorrida pela âncora 3 durante ensaio de lançamento vertical proposto por Izola (2007)

Novamente, pode-se observar que, mesmo quando lançada na posição vertical, a âncora 1 tem dificuldade de manter a trajetória perpendicular ao fundo da caixa de testes, o que demonstra problemas de estabilidade. A âncora 3 apresentou um desvio inicial na trajetória, mas, em seguida, conseguiu retornar a trajetória vertical, apresentando melhor estabilidade que a âncora 1.

5.4 MATERIAIS

5.4.1 METACAULIM

Um dos materiais utilizados na preparação do modelo de solo foi o MetacaulimHP (Figura 5.49), produzido pela Metacaulim do Brasil. O metacaulim é um produto derivado da calcinação de argilas cauliníticas, constituído principalmente por compostos à base de sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3) na fase amorfa (vítrea) (Helene, 2003).

Na Tabela 5.1 observam-se os dados obtidos com a caracterização de uma amostra do metacaulim utilizado para a composição do modelo de solo. A análise de tamanho de partículas do metacaulim foi realizada no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). A distribuição

granulométrica foi determinada em um granulômetro a laser (*Laser Scattering Particle Size Analyzer*), Mastersizer Hydro 2000 MU, da Malvern Instrumentes Ltd., utilizando uma faixa de identificação entre 20nm e 2000 μm , e está representada na Figura 5.50.



Figura 5.49 – Metacaulim

Tabela 5.2 – Dados da caracterização do metacaulim

Densidade G	Limite de Liquidez, LL (%)	Índice de Plasticidade, IP (%)	Granulometria (%)			Coeficiente de Curvatura, CC	Coeficiente de Uniformidade, Cu
			Areia	Silte	Argila		
2,60	NP	NP	9,7	83,4	6,9	1,28	9,57

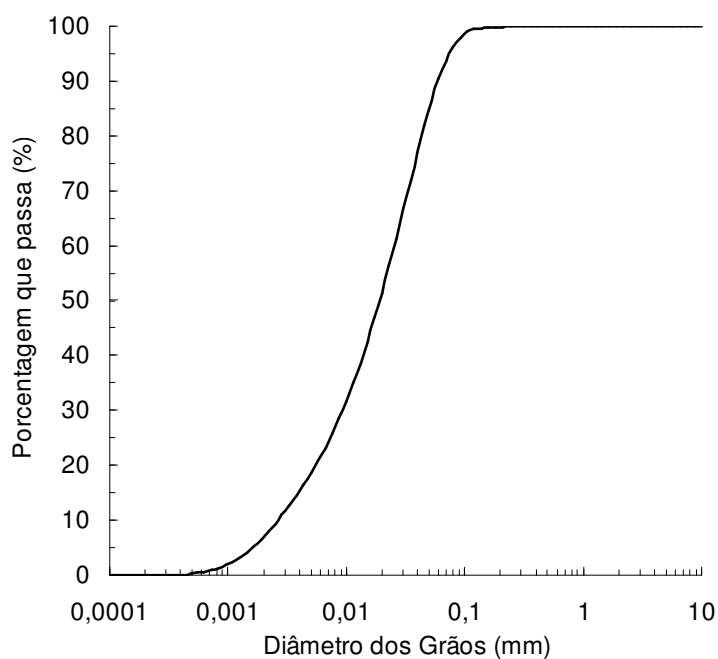


Figura 5.50 – Curva granulométrica do metacaulim

A curva granulométrica obtida mostra que 83,4% do material encontram-se na fração silte, conforme a NBR 6502/95. O material possui coeficiente de curvatura (CC) igual a 1,28 e coeficiente de uniformidade (Cu) de 9,57, indicando um material bem graduado e com uniformidade média.

5.4.2 CAULIM

Outro material usado na preparação do modelo de solo foi o caulim da Monte Pascoal (Figura 5.51). Caulins são argilo–minerais, isto é, rochas constituídas de material argiloso, com baixo teor de ferro, de cor branca e cuja composição química genérica é de um silicato de alumínio hidratado: $Al_2Si_2O_5(OH)$. O caulim da Monte Pascoal é de origem primária, caracterizado como “mineralização do tipo calha”, formado a partir de um cisalhamento de rochas graníticas e gnássicas subjacentes, sob a ação de processos hidrotermais em profundidade, com posterior alteração intempérica e zoneamento com características de depósito sedimentar nas partes próximas à superfície. O material é constituído principalmente por compostos à base de sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3). (Carvalho *et al.*, 2002)



Figura 5.51 – Caulim Monte Pascoal

Os dados obtidos com a caracterização de uma amostra do caulim utilizado estão apresentados na Tabela 5.2. A análise de tamanho de partículas do caulim também foi realizada com o granulômetro a laser do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), utilizando uma faixa de identificação entre 20nm e 2000 μm , e está representada na Figura 5.52.

Tabela 5.3 – Dados da caracterização do caulim

Densidade <i>G</i>	Limite de Liquidez, <i>LL</i> (%)	Índice de Plasticidade, <i>IP</i> (%)	Granulometria (%)			Coeficiente de Curvatura, <i>CC</i>	Coeficiente de Uniformidade, <i>Cu</i>
			Areia	Silte	Argila		
2,67	72,2	30,6	1,0	89,1	9,8	0,97	3,73

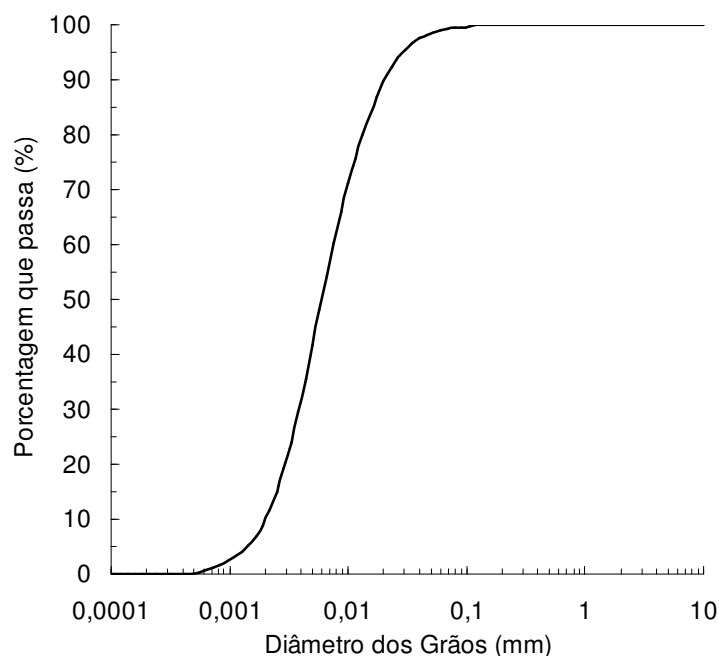


Figura 5.52 – Curva granulométrica do caulim

Através da curva granulométrica obtida observa-se que 89,1% do material encontram-se na fração silte, de acordo com a NBR 6502/95. O material possui coeficiente de curvatura (*CC*) igual a 0,97 e coeficiente de uniformidade (*Cu*) de 3,73, indicando um material mal graduado e muito uniforme. Conforme as normas técnicas NBR 6459/84 e NBR 7180/88, o material apresenta limite de liquidez (*LL*) de 72,2% e índice de plasticidade (*IP*) de 30,6%, respectivamente, classificado a partir da Carta de Plasticidade de Casagrande como uma Silte Elástico (MH). Em se tratando de atividade coloidal da fração argila, o índice de atividade de Skempton igual a 3,11 classifica a amostra como ativa.

5.4.3 ESCOLHA DA MISTURA

Com a intenção de escolher o material que seria utilizado para confeccionar a lama, com a qual se produziriam os modelos de solo usados durante os ensaios, foram preparadas misturas distintas entre metacaulim e caulim, com proporções de

metacaulim/caulim em massa de 5/95, 10/90, 20/80, 40/60, 80/20, 90/10 e 95/5. Durante os ensaios, se buscou uma relação entre os materiais que produzisse um material composto que absorvesse menos água que o caulim puro para a produção da lama, ou seja, com um limite de liquidez (*LL*) inferior ao do caulim, sem comprometer a plasticidade do material. Para isso, foram realizados ensaios com a finalidade de determinar os limites de consistência das misturas, conforme os preceitos das normas técnicas NBR 6459/84 e NBR 7180/88.

A Tabela 5.3 apresenta os dados obtidos durante os ensaios de determinação dos limites de consistência das misturas.

Tabela 5.4 – Dados dos limites de consistência das misturas

Mistura metacaulim/caulim	Limite de Liquidez <i>LL</i> (%)	Limite de Plasticidade <i>LP</i> (%)	Índice de Plasticidade <i>IP</i> (%)
5/95	73,2	35,7	37,5
10/90	72,2	35,4	36,8
20/80	68,8	38,9	29,9
40/60	66,2	37,3	28,9
80/20	58,2	38,3	19,9
90/10	57,3	40,3	17,0
95/5	56,3	42,1	14,2

Com base nos resultados dos ensaios foi escolhida a mistura 95/5 para confeccionar a lama utilizada nos ensaios, por ela ter apresentado o menor limite de liquidez entre as misturas testadas e por não incorrer na perda da plasticidade do material.

Após a escolha da mistura que seria utilizada para a produção dos modelos de solo, foi realizada a caracterização de uma amostra do material composto. Segundo a Figura 5.53, onde está apresentada a curva granulométrica do material composto, 84,2% do material encontra-se na fração silte, de acordo com a NBR 6502/95. O Coeficiente de Curvatura (*CC*) de 1,11 e o Coeficiente de Uniformidade (*Cu*) igual a 9,70 indicam que o material proveniente da mistura é um solo bem graduado e com uniformidade média, classificado, segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), como MH (silte elástico). Em se tratando de atividade coloidal da fração argila, o índice de atividade de Skempton igual a 1,78 classifica a amostra como ativa. Um resumo dos dados dos materiais utilizados na elaboração do solo e da mistura final está apresentado na Tabela 5.4.

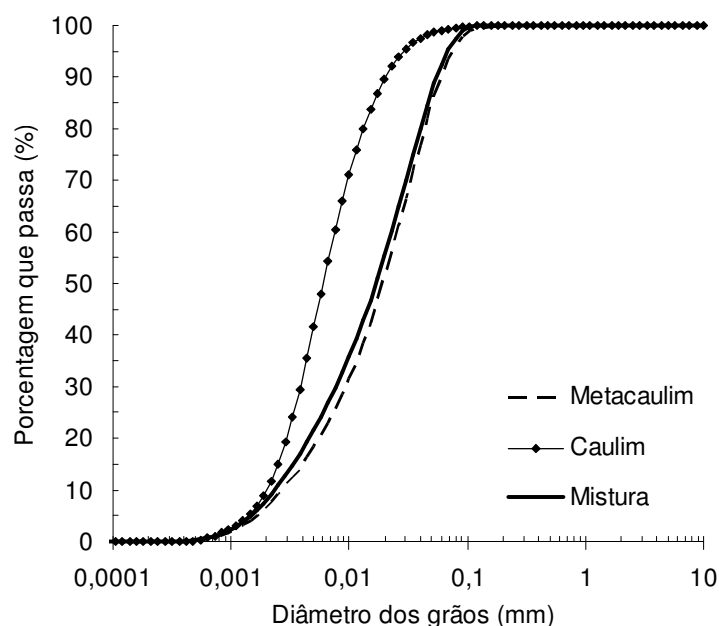


Figura 5.53 – Curva granulométrica do material composto

Tabela 5.5 – Dados dos materiais utilizados na elaboração do solo e da mistura final

Material	Densidade <i>G</i>	Limite de Liquidez, <i>LL</i> (%)	Índice de Plasticidade, <i>IP</i> (%)	Granulometria (%)			Coeficiente de Curvatura, <i>CC</i>	Coeficiente de Uniformidade, <i>Cu</i>
				Areia	Silte	Argila		
Caulim	2,67	72,2	30,6	1,0	89,1	9,8	0,97	3,73
Metacaulim	2,60	NP	NP	9,7	83,4	6,9	1,28	9,57
Mistura	2,60	56,3	14,2	7,8	84,2	8,0	1,11	9,70

Um ensaio de adensamento unidimensional foi realizado conforme a norma técnica ABNT MB-3336/90 em uma amostra de 19,1 mm de altura e 49,9 mm de diâmetro, com umidade inicial de aproximadamente 1,5 vezes o limite de liquidez, produzindo a seguinte relação entre índice de vazios (e) e tensão efetiva vertical (σ'_v , em kPa):

$$e = 2,16 - 0,12 \ln(\sigma'_v) \quad (1)$$

Ensaio de permeabilidade com carga variável foram conduzidos em cada incremento de pressão. A relação entre índice de vazios (e) e coeficiente de permeabilidade (k , em cm/s) é dada na Equação 2:

$$e = 4,90 + 0,31 \ln(k) \quad (2)$$

Os valores do coeficiente de adensamento obtidos pelo método de Taylor estão listados na Tabela 5.5

Tabela 5.6 – Valores do coeficiente de adensamento do material composto

Incremento de pressão (kPa)	Coeficiente de adensamento (m²/s)
6,25 – 12,5	$2,40 \times 10^{-6}$
12,5 - 25	$3,22 \times 10^{-6}$
25 -50	$3,59 \times 10^{-6}$
50 -100	$4,52 \times 10^{-6}$

5.5 PROCEDIMENTOS DO ENSAIO

5.5.1 MODELAGEM DO SOLO

5.5.1.1 PRODUÇÃO DA LAMA

Para confeccionar a lama, que seria utilizada para modelar o solo utilizado nos ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras, o metacaulim e o caulim eram previamente misturados a seco na bateadeira industrial (Figura 5.54), respeitando a proporção metacaulim/caulim, em massa, de 95/5, para garantir uma melhor homogeneização. Após a mistura, o material resultante era retirado da bateadeira e reservado.



Figura 5.54 – Materiais utilizados na preparação da lama

Em seguida, era colocada na bateadeira a quantidade de água destilada e deaerada necessária para formar uma lama com 84% de umidade ($1,5 \times LL$, ver Tabela 5.4). Com a turbina homogenizadora e as pás acionadas, o material oriundo da mistura a seco era entornado, aos poucos, dentro da bateadeira, de forma a evitar

a formação de grumos. Após todo o material ter sido despejado, a mistura era homogeneizada, inicialmente, por uma hora na bateadeira industrial (Figura 5.55).



Figura 5.55 – Mistura do material na bateadeira industrial

Depois da homogeneização inicial, a mistura era retirada da bateadeira e colocada na betoneira modificada (Figura 5.56), onde, enquanto era novamente misturada, ficava submetida a uma pressão de aproximadamente -100 kPa durante uma hora, a fim de conseguir o máximo grau de saturação.

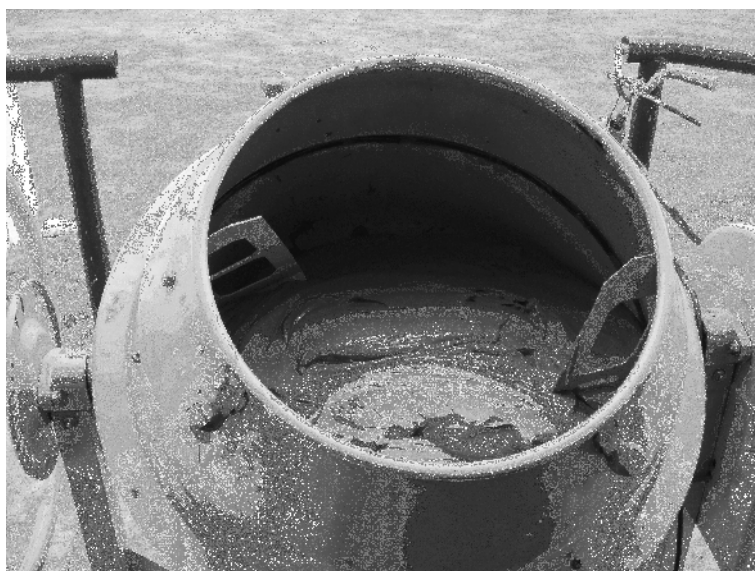


Figura 5.56 – Mistura do material na betoneira modificada

5.5.1.2 PREPARAÇÃO DA CAIXA DE TESTES

Dois exemplares de modelo de solo foram produzidos durante os ensaios. Em cada um deles, o recipiente cilíndrico, utilizado para a modelagem do solo, era preparado para receber a lama proveniente da mistura entre o metacaulim e o caulim, de maneira que fosse possível fazer o adensamento do material. Para auxiliar a drenar uniformemente o fundo da amostra de solo durante o processo de adensamento, uma mangueira flexível de silicone perfurada, com 5 mm de diâmetro, era colocada no fundo do recipiente e conectada em um dos orifícios existentes na parede do recipiente perto da sua base, conforme mostra a Figura 5.57. Sobre a mangueira perfurada era colocada uma folha de papel filtro, com a função de evitar que o material sobrejacente obstruísse os furos da mangueira. Em seguida, uma camada de 20 mm de espessura de areia média, com diâmetro dos grãos entre 2,00 mm e 150µm, era depositada sobre o conjunto, com a finalidade de formar um leito drenante na base do modelo de solo. Para finalizar a preparação do fundo, outra folha de papel filtro era colocada, agora sobre a camada de areia, para prevenir que a lama misturasse com o material do leito drenante.

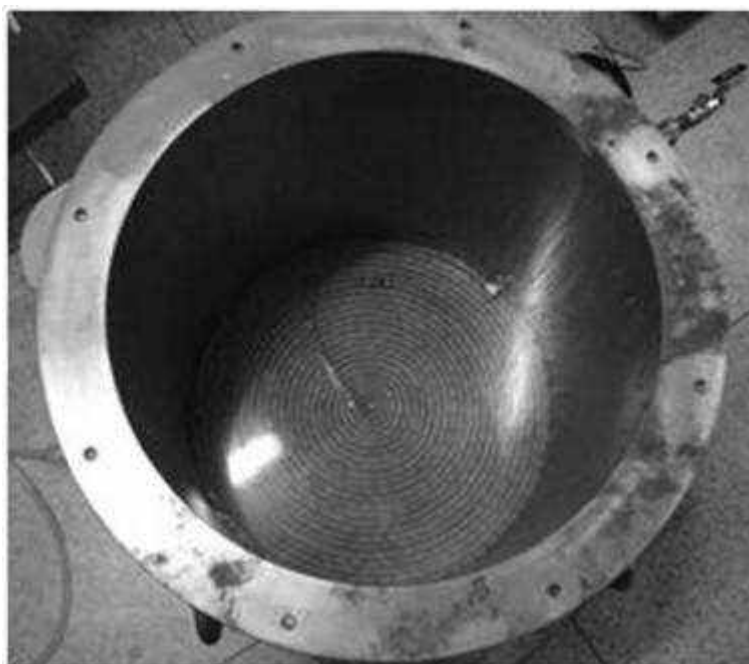


Figura 5.57 – Detalhe da mangueira flexível de silicone perfurada

Para ajudar na redução do atrito entre o solo e a parede interna do recipiente era aplicada vaselina em pasta sobre toda a parede interna do recipiente. Além disso, a vaselina ajudou também a diminuir o atrito entre a parede interna e os *o-rings* de vedação da tampa do recipiente.

A lama era, então, retirada da betoneira e cuidadosamente colocada no interior do recipiente cilíndrico até a camada de material atingir uma espessura de 400 mm (Figura 5.58). Em seguida, sobre a superfície do material era colocada outra folha de papel filtro e então a tampa perfurada do recipiente.



Figura 5.58 – Lama colocada no interior do recipiente

Em especial, no segundo modelo de solo, acima do papel filtro situado sobre a camada de lama, foi depositada uma segunda camada de 20 mm de areia média, para formar um leito drenante no topo do material, com a finalidade de reduzir a sucção provocada durante a retirada da tampa, depois de finalizado o adensamento do material. Por fim, uma última folha de papel filtro foi colocada sobre a camada de areia e em seguida a tampa perfurada do recipiente.

Dois transdutores de poropressão foram instalados no interior da camada de lama do segundo exemplar de modelo de solo, durante a colocação do material dentro do recipiente. Ambos os transdutores foram instalados através de um dos orifícios existentes na parede do recipiente próximo a sua base. O primeiro transdutor, denominado PPT1, foi posicionado quando a camada de lama atingiu a altura de 133 mm (aproximadamente $1/3$ da altura inicial da camada de lama). O segundo transdutor, denominado PPT2, foi posicionado quando a camada de lama atingiu a altura de 267 mm (aproximadamente $2/3$ da altura inicial da camada de lama). Os transdutores serviram para monitorar a variação da poropressão durante o adensamento do material e posteriormente nos ensaios centrífugos.

5.5.1.3 ADENSAMENTO DO SOLO POR GRADIENTE HIDRÁULICO

Antes de serem realizados os procedimentos de adensamento dos modelos de solo, foram realizados cinco ensaios preliminares, em recipientes cilíndricos de acrílico transparente, com dimensões internas de 110mm de diâmetro e 230 mm de altura (Figura 5.59), a fim de testar a eficácia do sistema de adensamento por gradiente hidráulico montado para a realização do presente trabalho.



Figura 5.59 – Ensaio preliminar do sistema de adensamento por gradiente hidráulico

No fundo do recipiente, de cada amostra ensaiada, era colocada uma folha de papel filtro para assegurar que somente a água da mistura seria sorvida durante a aplicação de pressão negativa na base da amostra. Uma camada de 10 mm de espessura de areia média era depositada sobre a folha de papel filtro com o intuito de formar um leito drenante na base do material. Em seguida, era colocada outra folha de papel filtro, dessa vez sobre a camada de areia, para prevenir que o material da camada de lama sobrejacente misturasse com o material do leito drenante.

Após a preparação do fundo do recipiente, a lama era depositada aos poucos até atingir uma espessura de 200 mm. Dois transdutores de poropressão eram instalados enquanto a lama era colocada no interior do recipiente, com o intuito de monitorar a variação da poropressão durante o adensamento do material. O primeiro transdutor era posicionado quando a camada de lama atingia a altura de 67 mm (aproximadamente 1/3 da altura inicial da camada de lama), ao passo que o

segundo transdutor era posicionado quando a camada de lama atingia a altura de 133 mm (aproximadamente $\frac{2}{3}$ da altura inicial da camada de lama). Posteriormente, era colocada outra folha de papel filtro e uma chapa perfurada, a qual serviu de apoio para a régua potenciométrica responsável por registrar o deslocamento do topo da amostra.

O material era deixado sedimentando durante 24 h, antes que fosse aplicado o primeiro incremento de pressão negativa na sua base. Eram realizados seis incrementos de pressão negativa, sendo -92 kPa a sucção máxima aplicada. Enquanto os cinco primeiros incrementos (0 a -3; -3 a -6; -6 a -12,5; -12,5 a -25 e -25 a -50 kPa) eram mantidos por 24 horas, o ultimo incremento (-50 a -92 kPa) era mantido até o final do adensamento.

Durante os ensaios as amostras apresentaram tendência a formarem caminhos de fluxo preferenciais próximos aos transdutores de poropressão alojados no interior do material (Figura 5.60), quando era aplicado o quarto incremento de pressão negativa, o que acabava rompendo parte da amostra e impedindo a continuidade do adensamento do material. Esse problema somente era solucionado com a aplicação de uma pequena sobrecarga na superfície do material, a qual impedia a abertura dos caminhos preferenciais.

Devido à falta de tempo para avaliar melhor a quantidade de sobrecarga necessária para assegurar a integridade do material durante o adensamento dos modelos de solo no recipiente da centrífuga, esse sistema acabou sendo descartado, o que levou a preparação do sistema de adensamento por sobrecarga.



Figura 5.60 – Detalhe do caminho de fluxo preferencial aberto durante o adensamento hidráulico

5.5.1.4 ADENSAMENTO DO SOLO POR SOBRECARGA

Ambos os modelos de solo utilizados no presente trabalho foram adensados no sistema de adensamento por sobrecarga (Figura 5.61). Após a colocação da tampa no recipiente, o conjunto era levado ao sistema de adensamento por sobrecarga. Inicialmente se utilizou o painel de controle de ar comprimido para aplicar uma pressão de 600 kPa no pistão da prensa, de forma a permitir a completa inserção da tampa no recipiente, gerando uma tensão no topo do material de 24 kPa. Em seguida, para que o modelo de solo atingisse o grau de adensamento desejado, era utilizado, no lugar do painel de controle de ar comprimido, o controlador de alta pressão, sendo então imposta uma pressão de 2465 kPa no pistão da prensa, o que produziria uma tensão no topo da amostra de 103 kPa.



Figura 5.61 – Sistema de adensamento

Para auxiliar na monitoração do ensaio, a régua potenciométrica era posicionada sobre a tampa do recipiente, a fim de medir o seu deslocamento. A aquisição dos dados provenientes da régua potenciométrica e dos dois transdutores de poropressão, alojados no interior da amostra durante o lançamento do material no recipiente, era feita pelo sistema de aquisição NI-PXI 1052 da National através do programa de aquisição de dados desenvolvido em LabVIEW 8.5 (Figura 5.18) pelo Laboratório da Centrifuga Geotécnica da UENF. Dessa forma, era possível analisar os comportamentos da deformação do material ao ser submetido ao carregamento aplicado e das poropressões durante o adensamento.

A Figura 5.62 mostra os valores do deslocamento da tampa do recipiente para os dois exemplares de modelo de solo (LVDT1 e LVDT2) durante o adensamento. Na Figura 5.63 estão exibidas as variações dos excessos de poropressões (PPT1 e PPT2) registradas durante o adensamento do segundo modelo de solo.

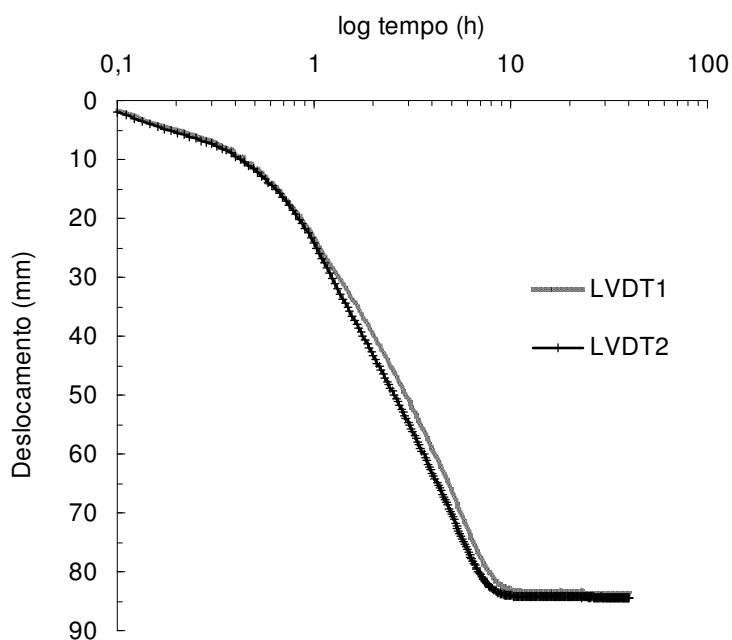


Figura 5.62 – Curvas de deslocamento versus tempo obtidas durante a adensamento do material

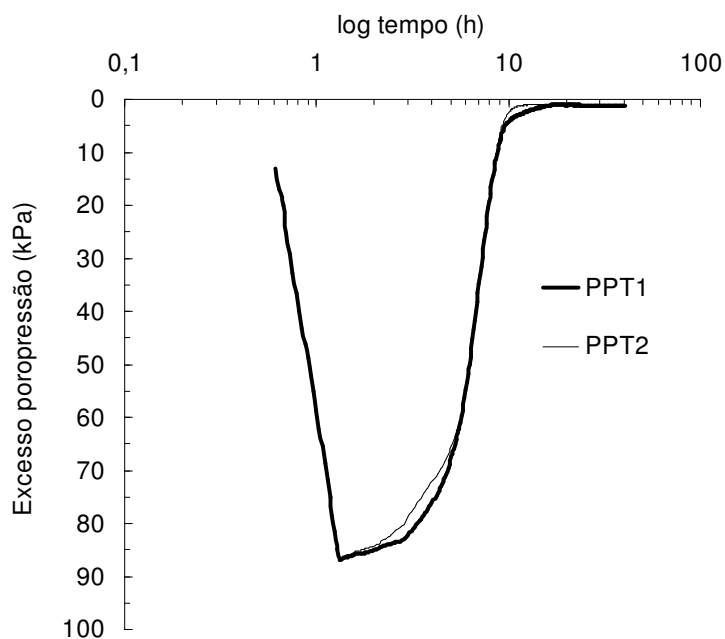


Figura 5.63 – Curvas de excesso de poropressão versus tempo obtidas durante a adensamento do segundo modelo de solo

Pela Figura 5.62 pode-se notar que os deslocamentos da tampa do recipiente, apontado pelas curvas LVDT1 e LVDT2, praticamente estabilizam a partir de onze horas de adensamento em ambos os exemplares, momento em que as variações das leituras dos deslocamentos da tampa em relação ao início dos ensaios atingiram os valores de 83,2 mm no primeiro exemplar e de 84,2 mm no segundo exemplar.

Devido problemas no sistema de aquisição durante o começo do ensaio referente ao segundo exemplar, somente foi possível registrar as leituras das

medidas das poropressões após trinta e sete minutos do início do adensamento. Segundo a Figura 5.63, os comportamentos dos excessos de poropressões medidos pelos dois transdutores instalados no segundo modelo de solo foram parecidos, atingindo valores máximos de 86,9 e 86,6 kPa, para os transdutores PPT1 e PPT2, respectivamente. Vale salientar que o crescimento aproximadamente linear das poropressões no início do adensamento é uma característica do sistema de adensamento adotado. Isso ocorre porque o controlador de alta pressão, o qual compõe o sistema, tem uma baixa vazão de óleo e, dessa forma, há um crescimento gradual da pressão durante um determinado período de tempo, até o sistema atingir a pressão máxima regulada.

Após o sinal oriundo da régua potenciométrica estabilizar, era, então, realizado o descarregamento e, em seguida, a tampa do recipiente era removida, assim como a camada de areia que serviu como leito drenante durante o adensamento do material do segundo exemplar. Na sequência, o recipiente era retirado do sistema de adensamento e depois de vinte e quatro horas era realizada a medição da distância entre a aba do recipiente e a superfície da amostra, a fim de estimar a espessura final do modelo de solo. Os valores médios encontrados foram de 133,5 mm para o primeiro exemplar e de 134,8 mm para o segundo. Com esses valores puderam-se determinar as espessuras das amostras em 316,5 e 315,2 mm, para o primeiro e o segundo exemplar, respectivamente. Não se utilizou o valor do deslocamento da tampa do recipiente para calcular a espessura do modelo de solo, pois o material já poderia ter sofrido alguma deformação antes de iniciar o adensamento, devido à sua própria sedimentação e, no caso do segundo modelo, por causa da sobrecarga causada pelo depósito do leito drenante superior.

Para garantir a saturação da amostra até a realização da cravação dos modelos de âncoras e dos ensaios de arrancamento na centrífuga geotécnica era deixada uma camada de 20 mm de água sobre a superfície do material.

5.5.2 CRAVAÇÃO DAS ÂNCORAS

O próximo passo, após o material ter sido adensado, era realizar a cravação dos modelos de âncoras, utilizando o sistema de cravação estática, conforme mostrado na Figura 5.64.

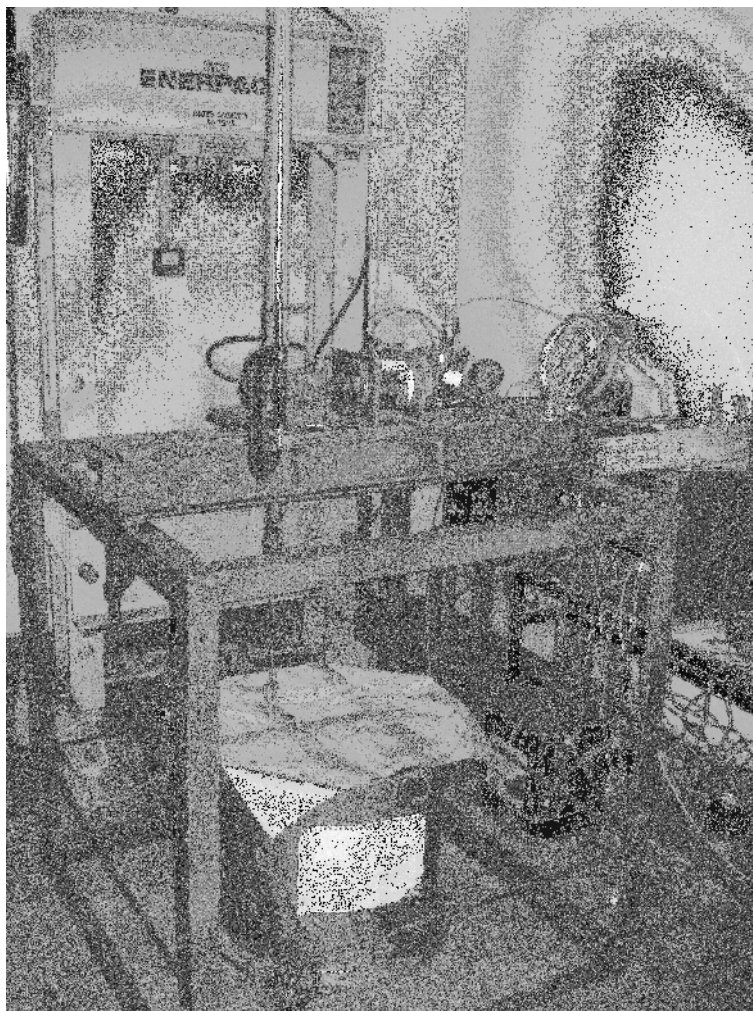


Figura 5.64 – Sistema de cravação dos modelos de âncoras

Cada modelo de âncora (Figura 5.65) era cravado até que sua ponta atingisse a profundidade de 240 mm em relação ao topo do modelo de solo, equivalente a duas vezes o comprimento da âncora, a uma velocidade de 0,5 mm/s. Após alcançar a posição pré-definida, a âncora permanecia, por no mínimo 40 horas, cravada dentro da amostra, para que parte da poropressão gerada durante a cravação fosse dissipada antes de serem realizados os ensaios de arrancamento na centrífuga geotécnica.

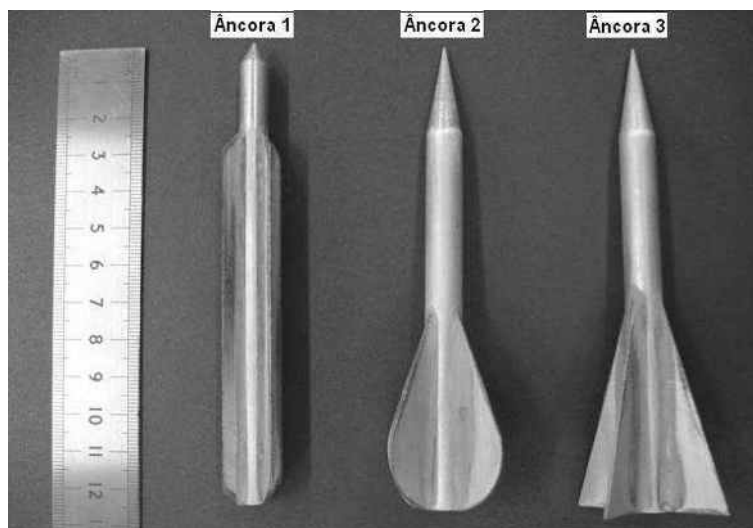


Figura 5.65 – Modelos de âncoras usados nos ensaios

A área transversal útil do recipiente cilíndrico possibilitou a distribuição de seis áreas para a cravação dos modelos de âncoras, cada uma delas tendo 146 mm de diâmetro. A disposição das áreas de cravação das âncoras, assim como a área reservada para a extração da amostra indeformada (região hachurada) são mostradas na Figura 5.66. Entretanto, apenas um exemplar de cada modelo de âncora foi modelado, dessa forma, os ensaios foram realizados em duas etapas, sendo que em cada etapa todas as três âncoras eram cravadas no modelo de solo.

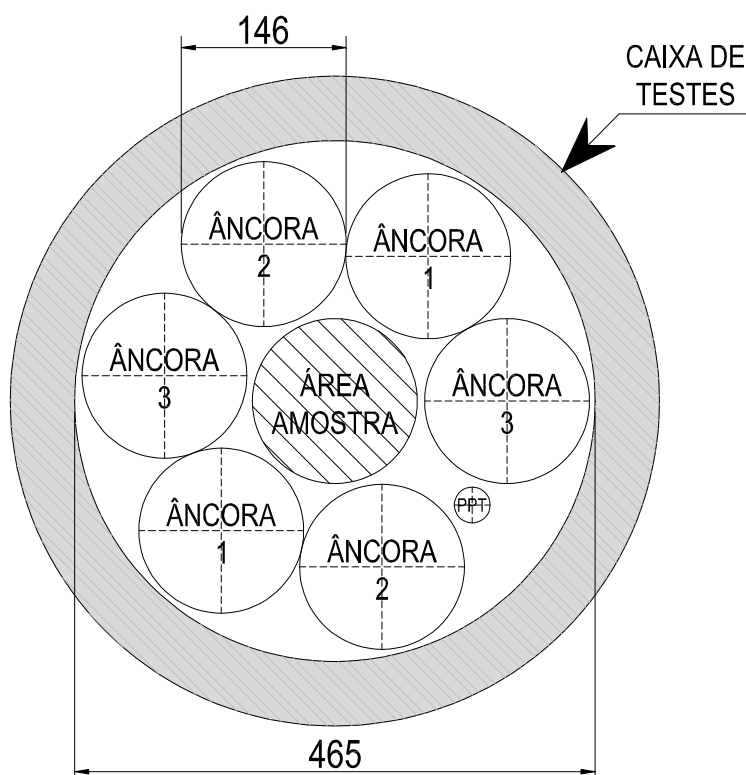


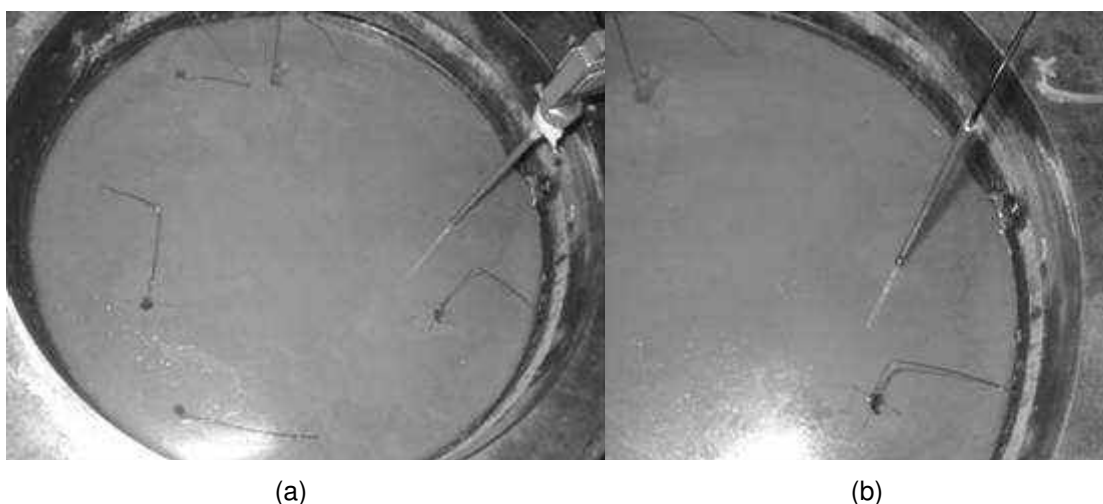
Figura 5.66 – Distribuição das áreas de cravação dos modelos de âncoras

5.5.3 INSTALAÇÃO DO TRANSDUTOR DE POROPRESSÃO

Os transdutores de poropressão alojados no modelo de solo do segundo exemplar antes do adensamento do material poderiam mudar suas posições relativas dentro da amostra após o adensamento, e somente seria possível determinar suas novas localizações após o término dos ensaios, durante a retirada do material de dentro do recipiente. Com a intenção de detectar a poropressão gerada na profundidade média dos ensaios, foi alojado um terceiro transdutor de poropressão no interior do segundo modelo de solo, posteriormente ao adensamento do material.

Para a instalação do terceiro transdutor foi aberto um furo de 6,5 mm de diâmetro e 180 mm de profundidade no modelo de solo, com a cravação de uma haste de aço inoxidável a uma velocidade de 0,5 mm/s (Figura 5.67a). Para a cravação da haste foi utilizado o sistema montado para a cravação dos modelos de âncoras.

Em seguida, a haste foi retirada e um transdutor de poropressão devidamente saturado foi colocado no interior do furo até que este estivesse em contato com o fundo do buraco. Para auxiliar a colocação do transdutor no interior do furo foi utilizado um tubo de aço inoxidável que serviu como guia para a instalação do transdutor (Figura 5.67b).



(a) (b)
Figura 5.67 – Instalação do transdutor de poropressão: (a) abertura do furo (b) posicionamento do transdutor no interior da amostra

Após o posicionamento do transdutor de poropressão, o furo foi completamente preenchido com lama bentonítica, a qual serviu para formar uma barreira hidráulica.

5.5.4 ARRANCAMENTO DAS ÂNCORAS A 50G

Para os ensaios de arrancamento vertical dos modelos de âncoras foi utilizada a centrífuga geotécnica da UENF, onde foi possível realizar os testes de capacidade de suporte das âncoras num ambiente com aceleração inercial equivalente a 50 vezes a gravidade terrestre.

Vale salientar, que apesar dos modelos de âncoras terem uma escala física de 1:125 em relação a um protótipo com 15 m de comprimento, a limitação estrutural do recipiente cilíndrico restringiu os testes a acelerações inerciais não superiores a 50g. Entretanto, como os testes são somente de efeito comparativo, a regra seguida foi realizar todos os ensaios estritamente com as mesmas condições.

Após a cravação dos modelos de âncoras e, no caso do segundo exemplar, a instalação do transdutor de poropressão, o recipiente era posicionado sobre o cesto B da centrífuga (Figura 5.68).



Figura 5.68 – Caixas de testes posicionada no cesto da centrífuga da UENF

A viga de reação era, em seguida, posicionada e presa junto à aba do recipiente, de maneira a deixar o atuador hidráulico exatamente sobre a posição do

modelo de âncora que seria arrancado. Com a viga presa, o pistão do atuador era então abaixado até alcançar o seu curso máximo, 63,5 mm, e nesse momento a linha de ancoragem era esticada e presa no adaptador da célula de carga. Em especial, nos ensaios realizados com o segundo exemplar de modelo de solo, a linha de ancoragem era presa no adaptador da célula de carga de maneira que a linha ficasse com uma folga de aproximadamente 15 mm (Figura 5.69).



Figura 5.69 – Detalhe do adaptador da célula de carga e da folga na linha de ancoragem

Essa folga foi adotada após os ensaios realizados com o primeiro exemplar de modelo de solo, os quais demonstraram que o pistão do atuador hidráulico recolhia em torno de 5 mm após a centrífuga alcançar acelerações inerciais superiores a 10g. Dessa maneira, a folga foi adotada para evitar que os modelos de âncoras fossem arrancados antes que a centrífuga atingisse a aceleração inercial predeterminada para os ensaios.

Toda a instrumentação utilizada no arrancamento das âncoras (célula de carga, régua potenciométrica e transdutores de poropressão) era conectada no sistema de aquisição de dados presente na centrífuga, nos mesmos módulos e canais utilizados durante a calibração, a fim de reduzir ao máximo o erro de leitura durante a realização dos ensaios.

A distância existente entre o centro de rotação da centrífuga e o meio dos modelos de âncoras, em relação aos seus comprimentos, era de 2969 mm no

primeiro exemplar, e de 2970 mm no segundo. Para alcançar uma aceleração inercial equivalente a 50 vezes a aceleração gravitacional terrestre durante os ensaios, a centrífuga era acelerada até alcançar uma velocidade angular constante de 122,7 rpm.

Após atingir a aceleração inercial equivalente a 50g, 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):

$$V = \frac{vd}{c_v} > 10 \quad (3)$$

onde v = velocidade de arrancamento, d = diâmetro, e c_v = coeficiente de adensamento.

Dessa forma, adotando-se o valor médio de 10,6 para a velocidade normalizada e o valor de $4,52 \times 10^{-6} \text{ m/s}^2$ para o coeficiente de adensamento (ver Tabela 5.5), a âncora 1, que possui diâmetro do corpo de 7,5 mm, era arrancada com uma velocidade de 6,5 mm/s, enquanto que as âncoras 2 e 3, que têm diâmetro do corpo igual a 9,45 mm, eram arrancadas com uma taxa de 5 mm/s.

O deslocamento total do pistão, que durante os ensaios era de aproximadamente 58,5 mm, permitiu aos modelos de âncoras alcançarem suas capacidades de suporte máximas, mesmo durante os ensaios com o segundo exemplar, onde era deixada uma folga de 15 mm na linha de ancoragem.

No momento que o atuador estava com o pistão totalmente recolhido, a centrífuga era desacelerada até a imobilidade. Com a centrífuga parada a linha de ancoragem da âncora ensaiada era solta do adaptador da célula de carga e todo o sistema então era posicionado para o arrancamento do próximo modelo de âncora.

5.5.5 CARACTERIZAÇÃO DO MODELO DE SOLO

Depois de realizados os ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras na centrífuga, foram feitas as caracterizações dos dois exemplares de modelos de solo.

O primeiro passo foi realizar ensaios de mini-palhetas nos modelos, a fim de determinar o perfil de resistência não drenada ao cisalhamento a 1g. Entretanto, devido problemas enfrentados com o atuador rotacional, não foi possível realizar os ensaios de mini-palhetas no modelo de solo do segundo exemplar.

Além dos ensaios de mini-palhetas foram realizados ensaios de adensamento unidimensional e de compressão triaxial. Para a realização desses ensaios foi extraída uma amostra indeformada de cada exemplar, tendo aproximadamente 160 mm de diâmetro, abrangendo toda a camada de solo do modelo. As amostras foram extraídas das áreas centrais de cada modelo de solo, as quais foram previamente delimitadas (ver Figura 5.66) para as caracterizações dos modelos, e dessa forma, nenhuma cravação de modelos de âncoras foi realizada nessas regiões.

Para a caracterização do modelo de solo do primeiro exemplar foram realizados um ensaio de adensamento unidimensional e três ensaios de compressão triaxial do tipo UU (não adensado e não drenado). No segundo exemplar foram realizados um ensaio de adensamento unidimensional e quatro ensaios de compressão triaxial, sendo três ensaios de compressão triaxial tipo CIU (adensado isotropicamente e não drenado) e um tipo UU (não adensado e não drenado). As amostras utilizadas nos ensaios foram extraídas de forma que sua altura média estivesse na profundidade 180 mm do modelo de solo, pois nesta profundidade encontrava-se a altura média dos modelos de âncoras após a cravação dos mesmos.

5.5.5.1 CARACTERIZAÇÃO DO PERFIL DE RESISTÊNCIA DA AMOSTRA

Depois de realizados os ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras na centrífuga geotécnica com o primeiro modelo de solo, o recipiente foi levado ao aparato montado para a realização da caracterização do perfil de resistência não drenada ao cisalhamento, através do ensaio de mini-palhetas (Figura 5.70).

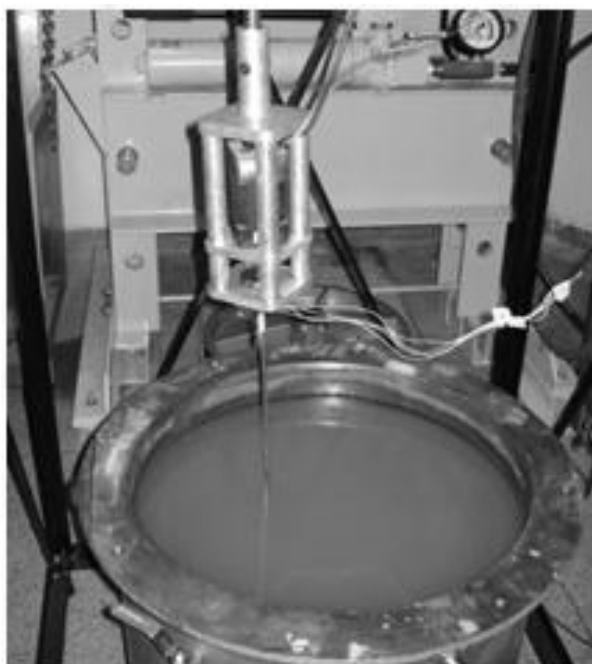


Figura 5.70 – Ensaio de mini-palheta

Os ensaios com a mini-palheta foram feitos em 6 diferentes profundidades dentro da amostra de solo (24,05; 74,85; 125,65; 176,45; 227,25 e 265,65 mm). Para realizar os ensaios, a haste instrumentada foi inserida no modelo de solo, em uma área previamente delimitada, com uma velocidade linear constante de 0,1 mm/s. Quando a palheta alcançava a profundidade predefinida para o ensaio, a haste era girada em 180°, com uma velocidade angular constante de 1°/s, para definir a resistência não drenada de pico ao cisalhamento, conforme os preceitos da ASTM D4648-05. Em seguida, amolgava-se o material rodando a haste em 1800° (cinco revoluções), com uma velocidade angular constante de 10°/s. Por fim, a haste era novamente girada em 180°, com uma velocidade angular constante de 1°/s, para, dessa vez, definir a resistência não drenada ao cisalhamento do material amolgado. Terminado o ensaio, a haste era cravada até a próxima profundidade, com a velocidade linear constante de 0,1 mm/s, e os procedimentos eram repetidos.

Para determinar o valor da resistência não drenada ao cisalhamento (s_u) na profundidade ensaiada foram utilizadas as seguintes hipóteses:

- O material é isotrópico e homogêneo;
- A distribuição de tensões de cisalhamento ao longo das superfícies vertical e horizontais é de forma retangular.

Dessa maneira, foi aplicada a seguinte relação com o torque máximo ($T_{m\acute{a}x}$) registrado durante a rotação da palheta para a determinação da resistência não drenada ao cisalhamento (s_u):

$$s_u = T_{m\acute{a}x} / [\pi D^2 (H/2 + D/6)] \quad (4)$$

onde: s_u = resistência não drenada ao cisalhamento, $T_{m\acute{a}x}$ = torque máximo; D = diâmetro da palheta; e H = altura da palheta.

O valor de resistência não drenada ao cisalhamento obtido pelo ensaio de mini-palheta é em geral superestimado, sendo comum a correção do valor através do fator μ proposto por Bjerrum (Figura 5.71), o qual é função do índice de plasticidade do solo (IP).

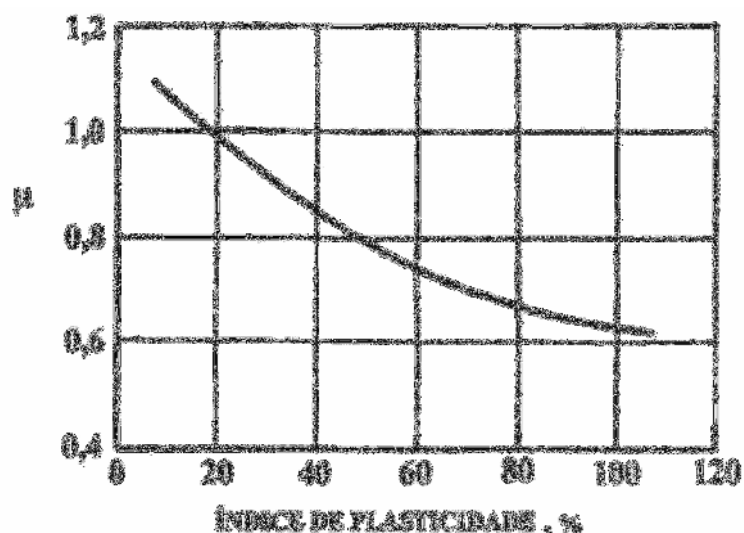


Figura 5.71 – Fator de correção para ensaio de palheta proposto por Bjerrum (extraída de Bello, 2004)

Dessa forma, a resistência não drenada ao cisalhamento corrigida ($s_{u, corrigida}$) é definida pela seguinte equação:

$$s_{u, corrigida} = \mu s_u \quad (5)$$

onde: $s_{u, corrigida}$ = resistência não drenada ao cisalhamento corrigida, μ = fator de correção proposto por Bjerrum; e s_u = resistência não drenada ao cisalhamento.

5.5.5.2 ENSAIO DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL

Um ensaio de adensamento unidimensional foi realizado para cada exemplar de modelo de solo, com amostra que possuía 19,1 mm de altura e 49,9 mm de diâmetro. A Figura 5.72 ilustra o equipamento utilizado para o ensaio, onde foi possível determinar a tensão efetiva de pré-adensamento dos modelos de solo na profundidade anteriormente citada.



Figura 5.72 – Prensa utilizada para os ensaios de adensamento unidimensional

O carregamento axial da amostra era composto por um total de dez estágios, cada um durando 24 horas, e iniciava-se com uma tensão vertical de 1,53 kPa, dobrando-se seu valor até atingir a tensão vertical final de 784,67 kPa. O descarregamento era feito até atingir a tensão de 3,06 kPa. O monitoramento das deformações verticais ao longo do tempo era feito através de relógios comparadores mecânicos com resolução de 0,01 mm.

5.5.5.3 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

O principal objetivo dos ensaios de compressão triaxial foi determinar os parâmetros de resistência não drenada ao cisalhamento (s_u) e o ângulo de atrito no estado crítico (Φ'_{cs}) do modelo de solo. Para a realização dos ensaios triaxiais, foi

utilizado um sistema da GDS Instruments (Figura 5.73), composto por uma câmara triaxial hidráulica, dois atuadores hidráulicos e um microcomputador.

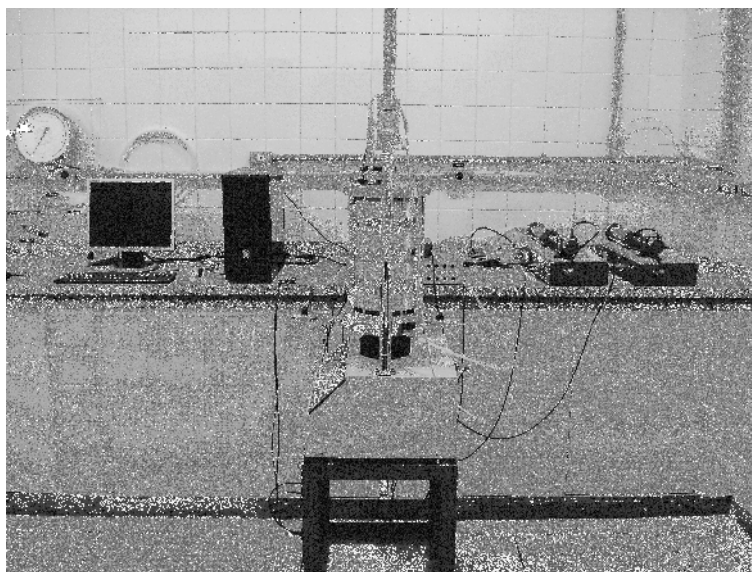


Figura 5.73 – Equipamento de compressão triaxial

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).

Para os ensaios, foram confeccionados corpos de prova cilíndricos com 35 mm de diâmetro e 76 mm de altura (Figura 5.74). 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).

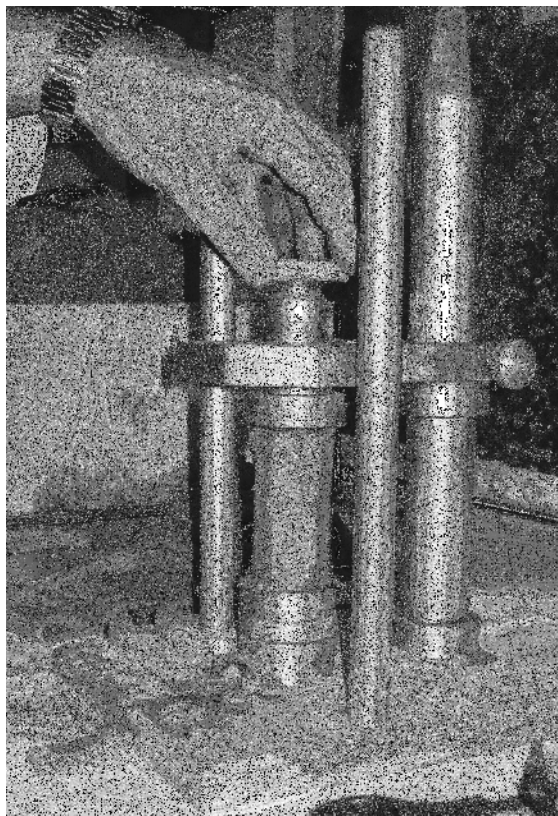


Figura 5.74 – Moldagem do corpo de prova para ensaio triaxial

A partir da amostra indeformada retirada do primeiro exemplar de modelo de solo foram realizados três ensaios de compressão triaxial tipo UU, com tensões confinantes de 300, 500 e 700 kPa. Da amostra indeformada retirada do segundo exemplar foi extraído um corpo de prova para realizar um ensaio de compressão triaxial do tipo UU, com tensão confinante de 500 kPa. Esses ensaios foram realizados para determinar a resistência não drenada ao cisalhamento do material na profundidade dos ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras. Nesse ensaio, a tensão confinante era aplicada sob condição não drenada. A fase de cisalhamento era realizada com uma velocidade equivalente a 0,3% da altura do corpo de prova.

Realizaram-se três ensaios de compressão triaxial CIU, com tensões confinantes de 300, 500 e 900 kPa, em corpos de prova extraídos da amostra indeformada do segundo exemplar de modelo de solo. Inicialmente a pressão confinante era aplicada em estágios, sob condições não drenadas, para estimativa do parâmetro de poropressão B de Skempton. A seguir as amostras eram adensadas isotropicamente por um período de tempo que garantisse atingir aproximadamente 100% do adensamento primário. Após a etapa de adensamento estar finalizada, a

amostra era comprimida axialmente. O tempo de ruptura era definido através da seguinte relação proposta por Bishop e Henkel (1962):

$$t_f = 20h^2/\eta c_v \quad (6)$$

onde: t_f = tempo para ruptura, h = altura média da amostra, η = fator que depende das condições de drenagem da amostra, e c_v = coeficiente de adensamento.

6 RESULTADOS

6.1 CAPACIDADE DE SUPORTE

Os sinais que chegavam ao sistema de aquisição de dados vindos do condicionador de sinais da centrífuga apresentaram ruídos significativos, o que acabou limitando, principalmente, a quantidade de dados registrados. Essa limitação deu-se devido à estrutura do programa utilizado para a aquisição dos dados, o qual também serviu como gerador de função da rampa responsável pelo deslocamento do pistão do atuador hidráulico durante os ensaios. Para controlar o atuador hidráulico foi utilizado um controle de “*loop*” fechado, sendo que o sinal de realimentação foi fornecido pela régua potenciométrica. Como esse sinal chegava com ruídos significativos foi necessário fazer um tratamento nele através do programa de aquisição dos dados, para então enviar um sinal com qualidade para o servo controlador. O tratamento adotado consistiu em fazer uma média dos 2000 primeiros dados registrados em cada segundo, sendo o valor resultante enviado para o controlador e registrado pelo programa. Esse tratamento foi feito em todos os canais utilizados, compreendendo, além da régua potenciométrica, a célula de carga e os transdutores de poropressão. Por causa desse tratamento, a taxa de amostragem para registro durante os ensaios na centrífuga foi de uma amostra por segundo.

Examinando-se os dados registrados durante a realização dos ensaios de arrancamento, na centrífuga geotécnica, das âncoras cravadas no primeiro exemplar de modelo de solo, 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 o modelo de âncora também fosse deslocado na mesma proporção, o que acabou comprometendo seriamente as informações colhidas durante os ensaios. Por essa razão, os dados referentes a esses ensaios foram descartados, sendo aqui apresentados, então, somente os resultados obtidos com o arrancamento dos modelos de âncoras cravados no modelo de solo do segundo exemplar, onde foi

adotada a folga descrita no item 5.5.4 para evitar a reincidência do problema durante os novos ensaios.

Por questões de segurança, visto que esses foram os primeiros ensaios realizados na centrífuga geotécnica da UENF, considerou-se prudente realizar os ensaios rapidamente, sendo os modelos de âncoras arrancados, praticamente, no momento em que se atingia a aceleração inercial predeterminada. Dessa forma, a folga de 15 mm foi suficiente para assegurar que os modelos de âncoras não fossem arrancados antes do momento da realização dos ensaios.

Os comportamentos dos modelos das âncoras durante os ensaios de arrancamento a 50g na centrífuga geotécnica estão ilustrados na Figura 6.1. A Figura 6.2 mostra o comportamento dos modelos em função do deslocamento normalizado (z/d), onde z é o deslocamento imposto no modelo durante os ensaios e d é o diâmetro do corpo da âncora.

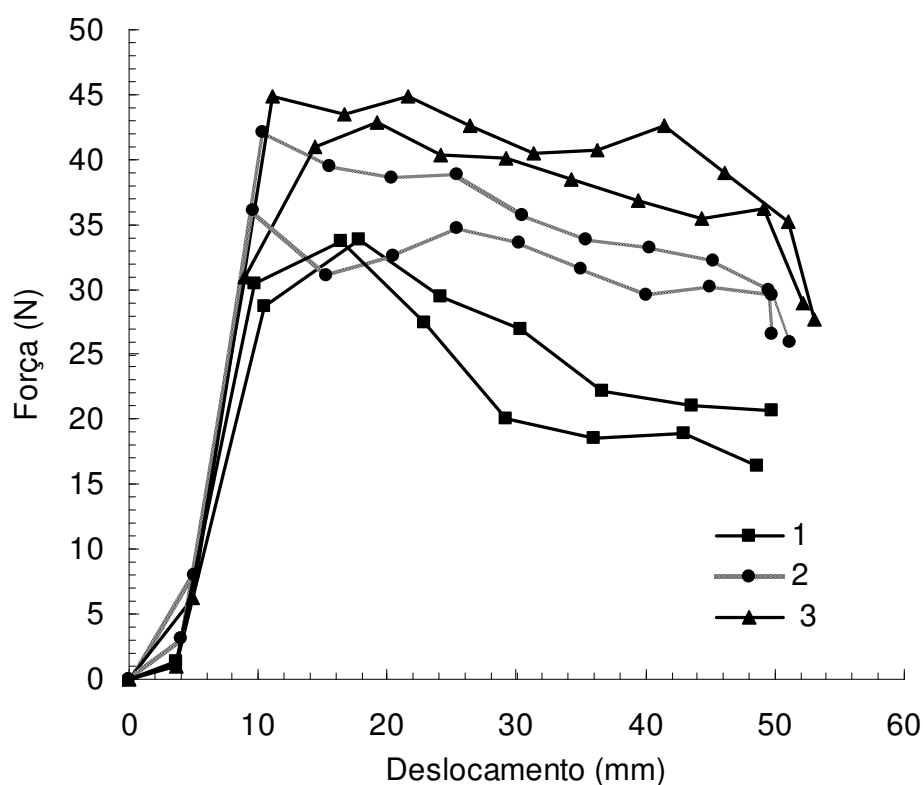


Figura 6.1 – Força x deslocamento dos ensaios de arrancamento das âncoras na centrífuga

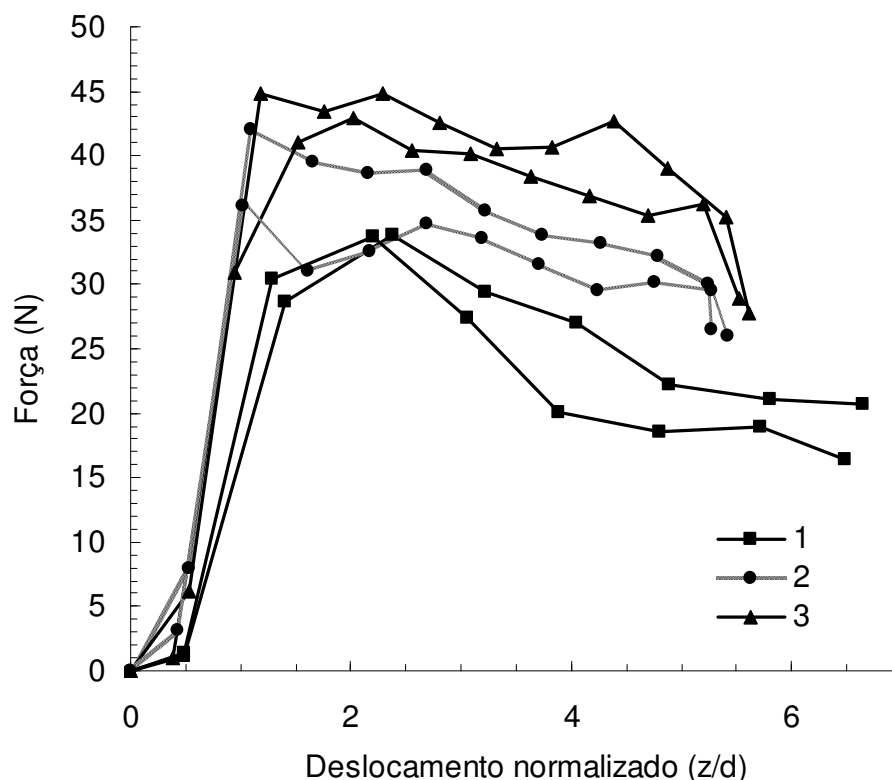


Figura 6.2 – Força x deslocamento normalizado dos ensaios de arrancamento das âncoras na centrífuga

Nota-se que algumas âncoras apresentaram curvas com um pico inicial, como é freqüentemente observado nos ensaios de arrancamento de âncoras dinâmicas em centrífuga. Uma hipótese para explicar essa diferença nos comportamentos seria a baixa taxa de amostragem e o tratamento dos sinais realizado durante os ensaios. A Tabela 6.1 mostra os valores de pico inicial e segundo pico registrados nos ensaios realizados.

Tabela 6.1 – Capacidade de suporte dos modelos de âncoras e estimativa dos protótipos

Âncora	Capacidade de suporte			
	1º Ensaio		2º Ensaio	
	1º Pico (N)	2º Pico (N)	1º Pico (N)	2º Pico (N)
1	-	33,9	-	33,7
2	42,1	38,8	36,1	34,7
3	44,8	44,8	-	42,9

A Figura 6.3 e a Tabela 6.2 apresentam os valores das capacidades de suporte máxima alcançados por cada modelo de âncora nos dois ensaios de arrancamento realizados, além da estimativa dos valores para protótipos de 6 m de comprimento (modelo com escala física de 1:50).

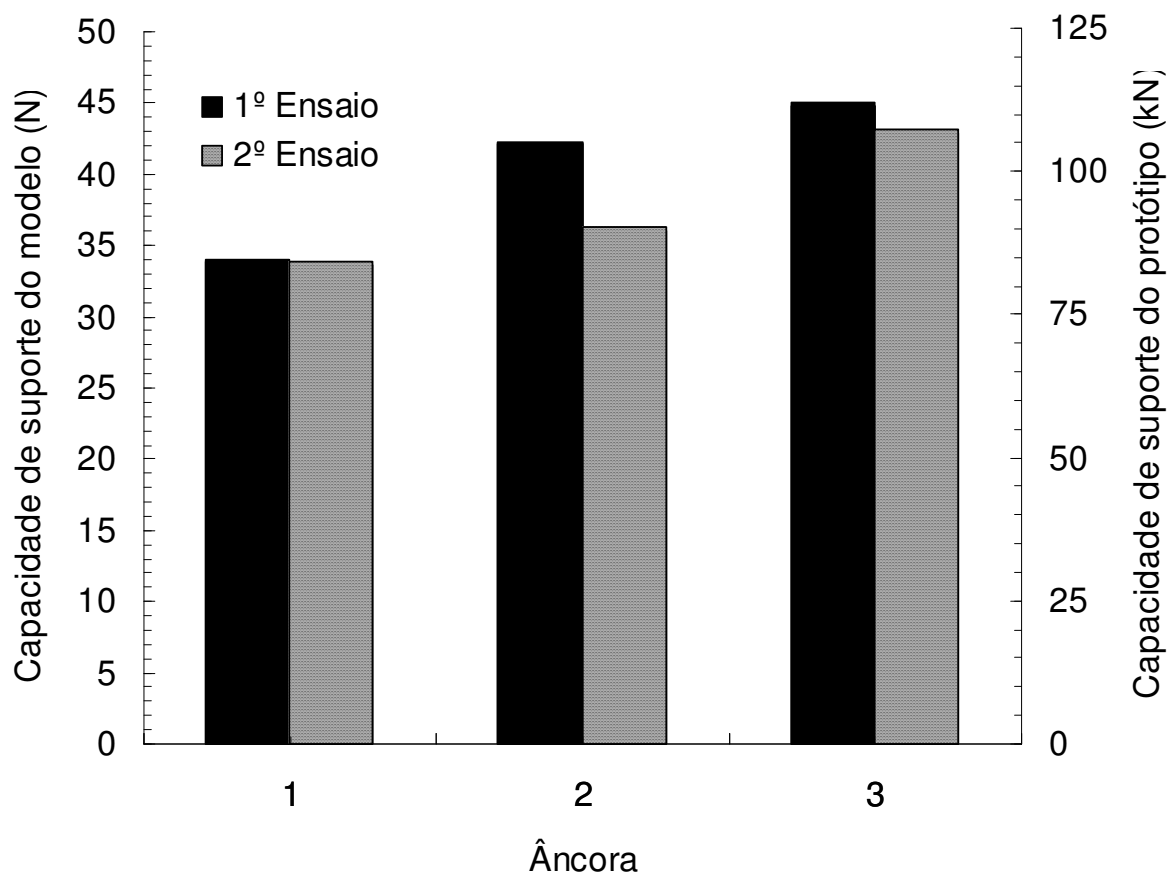


Figura 6.3 – Capacidade de suporte máxima de cada modelo de âncora

Tabela 6.2 – Capacidade de suporte máxima dos modelos de âncoras e estimativa dos protótipos

Âncora	Capacidade de suporte máxima					
	1º Ensaio		2º Ensaio		Média	
	Modelo (N)	Protótipo (kN)	Modelo (N)	Protótipo (kN)	Modelo (N)	Protótipo (kN)
1	33,9	84,7	33,7	84,2	33,8	84,5
2	42,1	105,2	36,1	90,2	39,1	97,7
3	44,8	112,1	42,9	107,2	43,9	109,7

Fazendo uma análise comparativa dos desempenhos das âncoras, segundo o valor médio da capacidade de suporte máxima atingido durante os ensaios de arrancamento apresentados na Tabela 6.2, a âncora 3 foi a que apresentou o maior valor de capacidade de suporte médio, sendo 29,82% maior que o valor apresentado pela âncora 1, modelo utilizado pela Petrobras, e 12,28% maior que o da âncora 2. A âncora 2 alcançou um valor 15,62% maior que a âncora 1.

As eficiências das âncoras em função dos seus pesos são mostradas na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Eficiência dos modelos de âncoras em função do peso

Âncora	Valor médio da capacidade de suporte máxima a 50g (N)	Peso do modelo a 50g (N)	Eficiência
1	33,8	13,9	2,43
2	39,1	15,8	2,47
3	43,9	15,8	2,78

Pelos valores apresentados na Tabela 6.3, a âncora 3 foi a mais eficiente, tendo um valor de eficiência 14,40% maior que o da âncora 1 e 12,55% maior que o da âncora 2. O resultado da âncora 2 em relação a âncora 1 também foi melhor, tendo, uma eficiência 1,65% superior a esta última. Entretanto, o valor atingido pela âncora 2 chamam a atenção, pois esta possui o mesmo peso, a mesma área superficial e tem, basicamente, a mesma geometria da âncora 3, variando somente a geometria das aletas, e, mesmo assim, teve uma eficiência expressivamente inferior. Através das Figuras 6.1 e 6.2 observa-se também que a âncora 2 apresenta valores residuais inferiores aos da âncora 3. Pode-se, desse modo, observar uma possível influência da geometria das aletas no desempenho dessas âncoras.

Observando a Figura 6.2, pode-se verificar que o pico inicial nos valores de capacidade de suporte foi alcançado numa faixa de deslocamento normalizado compreendida entre 1,0 e 1,5. O segundo pico foi alcançado com os valores de deslocamento normalizado variando entre 2,0 e 3,0. Além disso, os valores registrados de pico inicial e de segundo pico apresentaram diferenças significativas nos ensaios com a âncora 2. Por essas razões, foi adotado o valor referente ao segundo pico para realizar as seguintes comparações de desempenho entre as âncoras.

A Figura 6.4 e a Tabela 6.4 apresentam os resultados da capacidade de suporte referente ao segundo pico para cada modelo de âncora e os valores estimados para os respectivos protótipos.

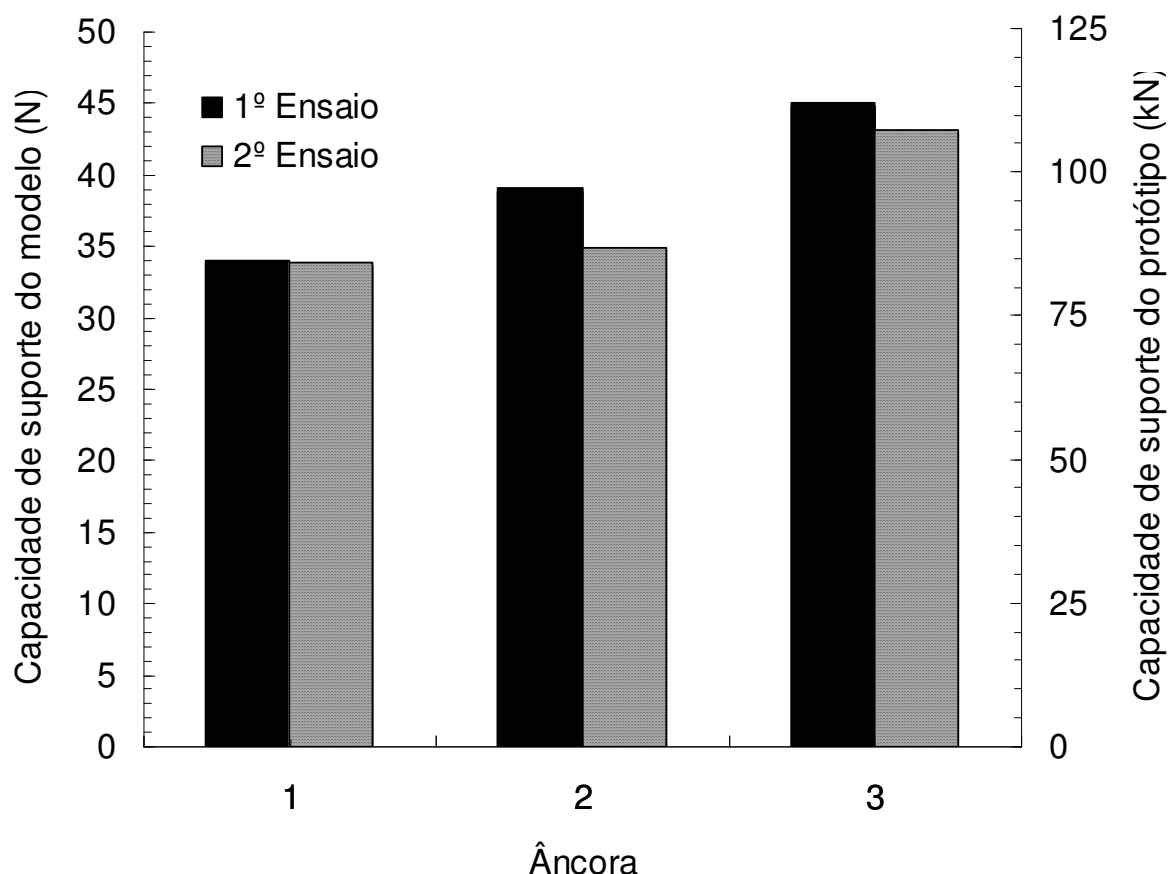


Figura 6.4 – Capacidade de suporte de cada âncora

Tabela 6.4 – Capacidade de suporte dos modelos de âncoras e estimativa dos protótipos

Âncora	Capacidade de suporte adotada					
	1º Ensaio		2º Ensaio		Média	
	Modelo (N)	Protótipo (kN)	Modelo (N)	Protótipo (kN)	Modelo (N)	Protótipo (kN)
1	33,9	84,7	33,7	84,2	33,8	84,5
2	38,8	97,1	34,7	86,8	36,8	92,0
3	44,8	112,0	42,9	107,2	43,9	109,6

A âncora 3, modelo com aletas triangulares, novamente apresentou os melhores resultados, em relação a capacidade de suporte, nos dois ensaios realizados, sendo o valor médio do seu desempenho 29,70% maior que o valor médio do desempenho da âncora 1, âncora esta que apresentou os menores valores em ambos os ensaios. Os valores alcançados pela âncora 3 foram em média 19,13% maiores aos registrados pela âncora 2, modelo com aletas arredondadas. A âncora 2, por sua vez, obteve valores em média 8,88% superiores aos da âncora 1.

A Tabela 6.5 avalia a eficiência das âncoras em função dos seus pesos.

Tabela 6.5 – Eficiência dos modelos de âncoras em função do peso

Âncora	Valor médio da capacidade de suporte adotada a 50g (N)	Peso do modelo a 50g (N)	Eficiência
1	33,8	13,9	2,43
2	36,8	15,8	2,33
3	43,9	15,8	2,78

Analisando a Tabela 6.5, onde os valores de eficiência são referentes aos valores do segundo pico, observa-se que a âncora 3 também é a qual apresenta o melhor resultado. Entretanto, por essa avaliação, a âncora 2 é a qual apresenta o valor mais baixo. De acordo com os valores obtidos, a âncora 3 tem um valor de eficiência 14,40% maior que o da âncora 1 e 19,31% maior que o da âncora 2. O resultado de eficiência da âncora 2 foi 4,12% inferior ao da âncora 1. Novamente observa-se uma possível influência da geometria das aletas no desempenho dessas âncoras.

6.2 CARACTERIZAÇÃO DO MODELO DE SOLO APÓS OS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DOS MODELOS DE ÂNCORAS

Ao final dos ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras foi realizada a caracterização do modelo de solo. Para isso, foi retirada uma amostra indeformada (Figura 6.5) representativa da região central de cada exemplar de modelo de solo. Estas áreas já haviam sido delimitadas para os ensaios e por essa razão nenhuma âncora foi cravada nessas regiões. Também foram realizados ensaios de mini-palheta no primeiro exemplar de modelo de solo.

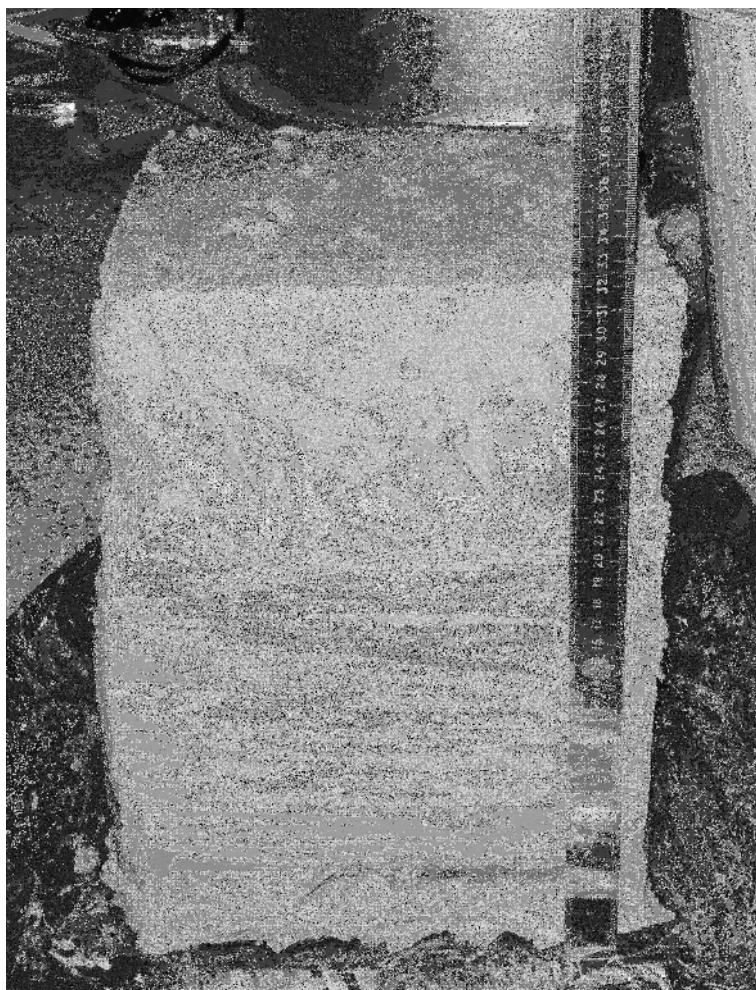


Figura 6.5 – Amostra indeformada retirada do modelo de solo

6.2.1 ENSAIOS PRELIMINARES

6.2.1.1 PERFIL VERTICAL DE UMIDADE

O primeiro passo da caracterização foi determinar a umidade do material em cinco diferentes profundidades (75, 125, 175, 225 e 275 mm), conforme os preceitos da NBR 6457/86. As amostras utilizadas para os ensaios foram colhidas diretamente do modelo de solo durante o procedimento de extração da amostra indeformada. A Tabela 6.6 apresenta os resultados dos ensaios.

Tabela 6.6 – Umidade através do perfil do modelo de solo

Profundidade (mm)		75	125	175	225	275
Umidade (%)	1º exemplar	59,71%	59,83%	59,55%	60,65%	58,76%
	2º exemplar	59,99%	60,46%	60,07%	60,25%	60,12%

Conforme mostra a Tabela 6.6, o perfil de umidade ficou praticamente constante através das amostras, com valores médios de 59,70% no primeiro exemplar de modelo de solo e de 60,18% no segundo exemplar. Esse comportamento reflete os históricos de tensões dos modelos de solo (ver Figuras 6.15 e 6.16), nos quais as tensões efetivas alcançadas durante os procedimentos de adensamento a 1g foram significativamente superiores as tensões efetivas atingidas durante os ensaios na centrífuga geotécnica.

6.2.1.2 PESO ESPECÍFICO SATURADO

A determinação do peso específico saturado do modelo de solo foi realizada em três amostras de 19,1 mm de altura e 49,9 mm de diâmetro, extraídas de diferentes profundidades nas amostras indeformadas (50, 150, 200 mm) de ambos os exemplares. Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Peso específico da amostra indeformada

Profundidade (mm)		50	150	200
Peso específico saturado (kN/m ³)	1º exemplar	16,15	16,22	16,11
	2º exemplar	16,10	15,86	15,96

Os valores encontrados durante os ensaios levam a valores médios de 16,16 kN/m³ e de 15,97 kN/m³ para os pesos específicos saturado dos modelos de solo do primeiro e do segundo exemplar, respectivamente.

6.2.2 ENSAIOS DE MINI-PALHETA

Os ensaios de mini-palheta foram realizados no primeiro modelo de solo, com base na ASTM D4648-05, para determinar o perfil da resistência não drenada ao cisalhamento do material após os ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras. Vale salientar que não é usual fazer a determinação da resistência não drenada ao cisalhamento após os ensaios centrífugos, entretanto, devido à falta de um aparato apropriado, o qual permitisse a realização dos ensaios de mini-palheta com a centrífuga em movimento, foram executados os referidos ensaios ao término dos ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras.

A variação da resistência não drenada ao cisalhamento de pico no modelo de solo com a profundidade é mostrada na Figura 6.6.

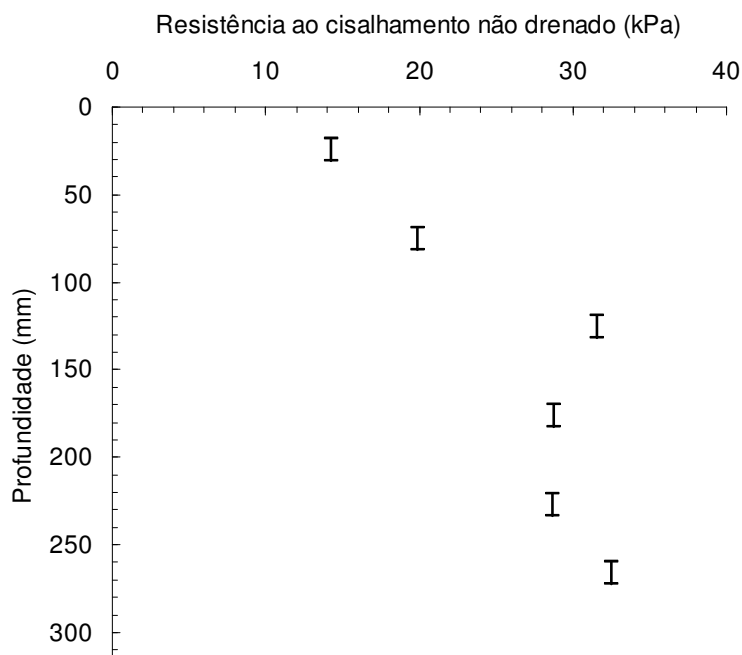


Figura 6.6 – Variação da resistência não drenada ao cisalhamento de pico no primeiro modelo de solo através da profundidade

Na Figura 6.6 pode-se notar que as duas primeiras camadas ensaiadas tiveram valores de resistência inferiores aos alcançados no restante do modelo de solo. Entretanto, nas demais camadas, as quais contém a região onde os ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras foram realizados, a resistência não drenada ao cisalhamento apresentou variação de, no máximo, 3,9 kPa, sendo que o valor médio registrado foi de 30,4 kPa, com uma sensibilidade média na ordem de 7,4.

Com base nos dados dos ensaios de mini-palheta se pôde classificar a camada referente à região dos ensaios como sendo um solo mole e sensível.

6.2.3 ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL

Com a intenção de determinar a tensão efetiva de pré-adensamento na profundidade média dos ensaios de arrancamento das âncoras, foi conduzido um ensaio de adensamento unidimensional para cada exemplar de modelo de solo, conforme a norma técnica ABNT MB-3336/90, em amostras de 19,1 mm de altura e 49,9 mm de diâmetro, retiradas a uma profundidade de 180 mm (Figura 6.7). A

Figura 6.8 mostra as curvas de adensamento de cada exemplar obtidas durante os ensaios.



Figura 6.7 – Extração da amostra para realização de ensaio de adensamento unidimensional

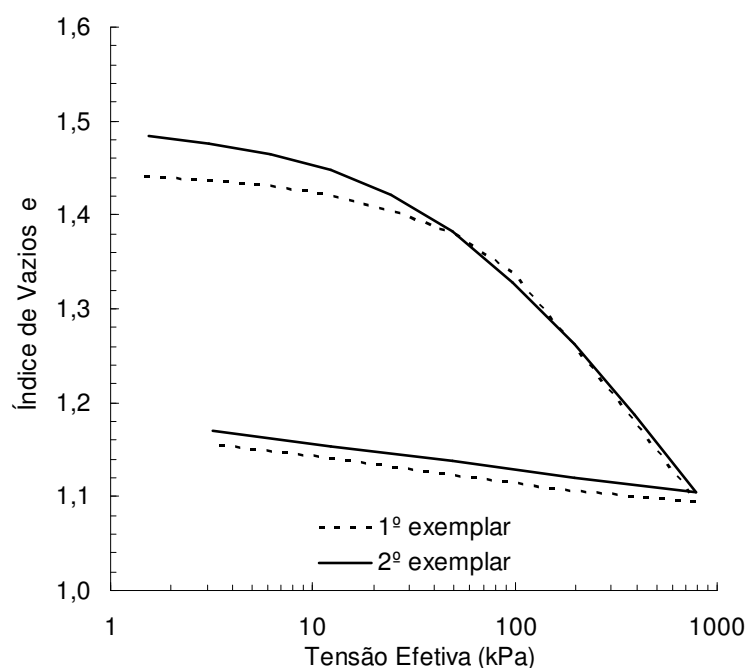


Figura 6.8 – Curva de adensamento de amostras retiradas dos dois modelos de solo após os ensaios

Empregando o método desenvolvido por Casagrande para determinação da tensão efetiva de pré-adensamento chegaram-se aos valores de 88 kPa para o primeiro exemplar e de 86 kPa para o segundo. O valor encontrado é inferior ao da tensão ajustada no sistema para fazer o adensamento do modelo de solo, 103 kPa, entretanto, esse valor é coerente com o excesso de poropressão registrado durante

o adensamento do segundo exemplar de modelo de solo. A diferença entre o valor previsto e o registrado pode ser, em parte, devido ao atrito dos *o-rings* com a parede interna do recipiente e também por um leve desnivelamento da tampa do recipiente, o qual foi observado durante a retirada da tampa do interior do recipiente em ambos exemplares, onde foi necessário aplicar um alto carregamento para que fosse possível nivelar a tampa e dessa forma desprendê-la.

Os valores dos índices de compressão (C_c) e de recompressão (C_r) são respectivamente 0,261 e 0,027.

6.2.4 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Foram realizados ensaios triaxiais dos tipos CIU e UU para determinar a resistência não drenada ao cisalhamento (s_u) e o ângulo de atrito no estado crítico (Φ'_{cs}) dos materiais que compunham os modelos de solo utilizados nos ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras.

No primeiro modelo de solo foram executados três ensaios triaxiais do tipo UU em corpos de prova extraídos da amostra indeformada, sob três níveis distintos de confinamento (300, 500 e 700 kPa). A Figura 6.9 exhibe os resultados desses ensaios.

No ensaio triaxial do tipo UU realizado com material do primeiro exemplar (Figura 6.9) observa-se que a tensão desviadora cresce rapidamente até atingir aproximadamente 1% de deformação axial, de onde passa a crescer lentamente, até que a curva apresente um pico de resistência, com exceção do ensaio com tensão confinante (σ_3) de 300 kPa, onde a tensão cresceu lentamente, sem pico de resistência, entretanto demonstrou tendência à estabilizar em um valor constante para uma deformação axial muito grande. Outra característica observada na amostra durante o ensaio foi o comportamento das poropressões, ligeiramente positivas no início do ensaio, posteriormente tornando-se negativas, tendendo-se a estabilizar em um valor constante para uma deformação axial muito grande, típico de uma argila pré-adensada.

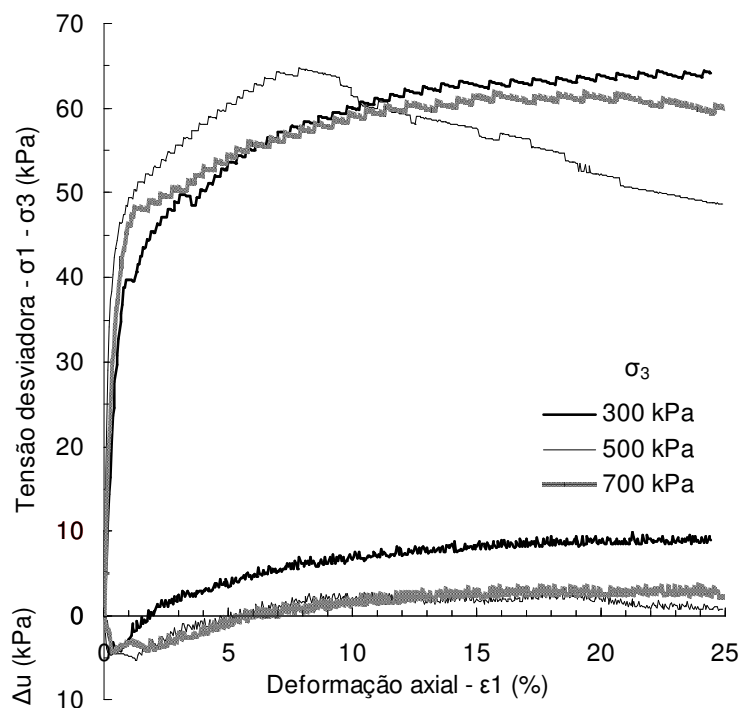


Figura 6.9 – Resultado dos ensaios triaxiais tipo UU do primeiro exemplar

Os círculos de Mohr referentes aos ensaios tipo UU do primeiro exemplar estão exibidos na Figura 6.10.

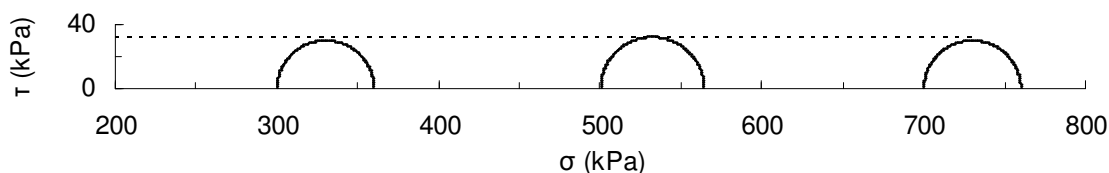


Figura 6.10 – Círculos de Mohr dos ensaios triaxiais tipo UU do primeiro exemplar

Através dos valores registrados durante o ensaio triaxial UU (Figura 6.10) definiu-se a resistência não drenada ao cisalhamento (s_u) do primeiro modelo de solo como sendo 30,7 kPa. Esse valor é bem próximo ao valor médio registrado durante os ensaios de mini-palheta.

Os ensaios triaxiais CIU foram executados em corpos de prova do segundo modelo de solo sob três níveis diferentes de confinamento (300, 500 e 900 kPa), enquanto o ensaio triaxial UU foi realizado sob 500 kPa de confinamento.

A Figura 6.11 exhibe os resultados dos ensaios triaxiais CIU.

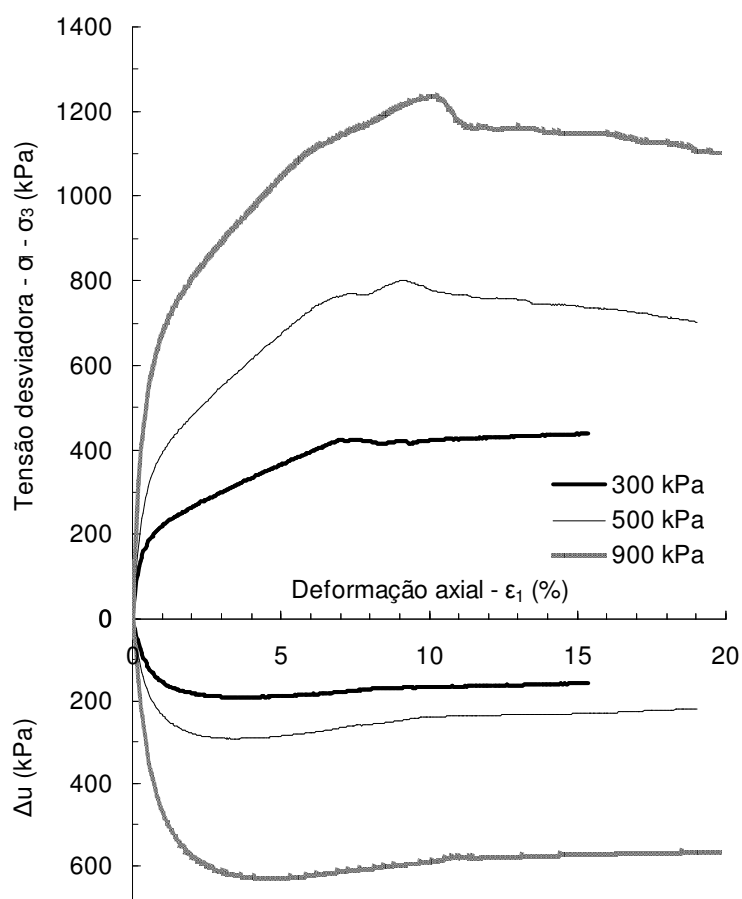


Figura 6.11 – Resultado dos ensaios triaxiais CIU do segundo exemplar

Observa-se que a tensão desviadora cresce com as deformações axiais até atingir um valor máximo. Uma vez atingido o valor máximo a tensão desviadora decresce lentamente, tendendo estabilizar em torno de um valor, exceto no ensaio com tensão confinante (σ_3) igual a 300 kPa, onde a tensão desviadora decresceu lentamente, após atingir o valor máximo, durante um pequeno intervalo de deformação axial, e, em seguida, voltou a crescer lentamente, entretanto mostrou a mesma tendência de estabilizar em torno de um valor. Nota-se também, um acréscimo da resistência e da poropressão com o aumento do confinamento.

Os resultados do ensaio do tipo UU realizado com material do segundo exemplar estão apresentados na Figura 6.12.

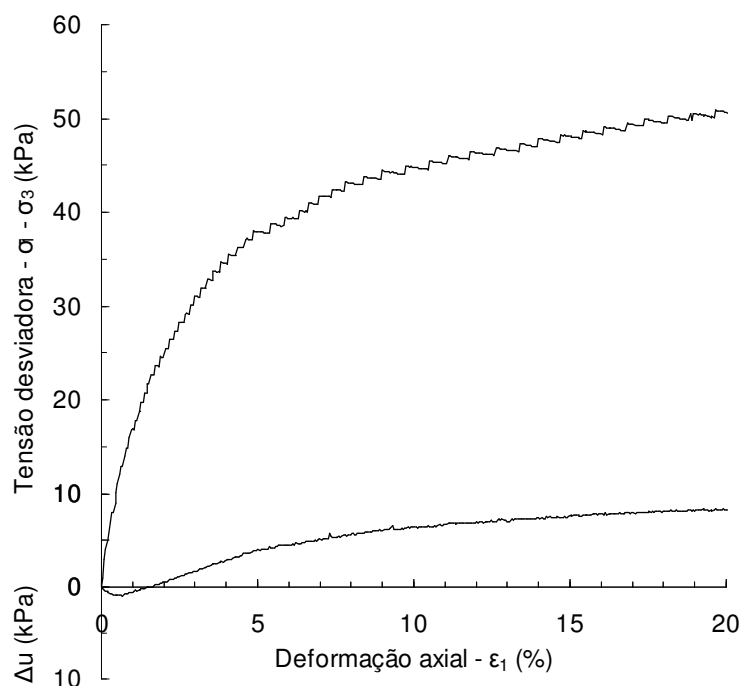


Figura 6.12 – Resultado do ensaio triaxial UU do segundo exemplar

Observa-se que o comportamento do material do segundo exemplar foi semelhante ao do primeiro, entretanto no segundo exemplar a tensão desviadora cresceu rapidamente até atingir aproximadamente 5% de deformação axial, a partir desse valor, passou a crescer lentamente, sem apresentar um pico de resistência. As poropressões foram ligeiramente positivas no início do ensaio, em seguida se tornando negativas, tendendo a estabilizar em um valor constante, assim como ocorreu com os ensaios tipo UU da primeira amostra. A resistência não drenada ao cisalhamento (s_u) do modelo de solo da segunda amostra foi definida, com base nos dados da Figura 6.12, como sendo 26,0 kPa, valor esse inferior ao encontrado no primeiro exemplar.

Entre os dois exemplares de modelo de solo, a principal diferença nas suas preparações foi o tempo entre o adensamento e a realização dos ensaios. No primeiro exemplar esse tempo foi de 103 dias, enquanto que no segundo foi de apenas 10 dias. É possível, que de certa forma, essa diferença de tempo possa ter contribuído na diferença entre os resultados.

As trajetórias de tensão totais (TTT) e efetivas (TTE), no espaço $p' \times q$, dos ensaios tipo CIU realizados com material extraído do segundo exemplar são mostradas na Figura 6.13.

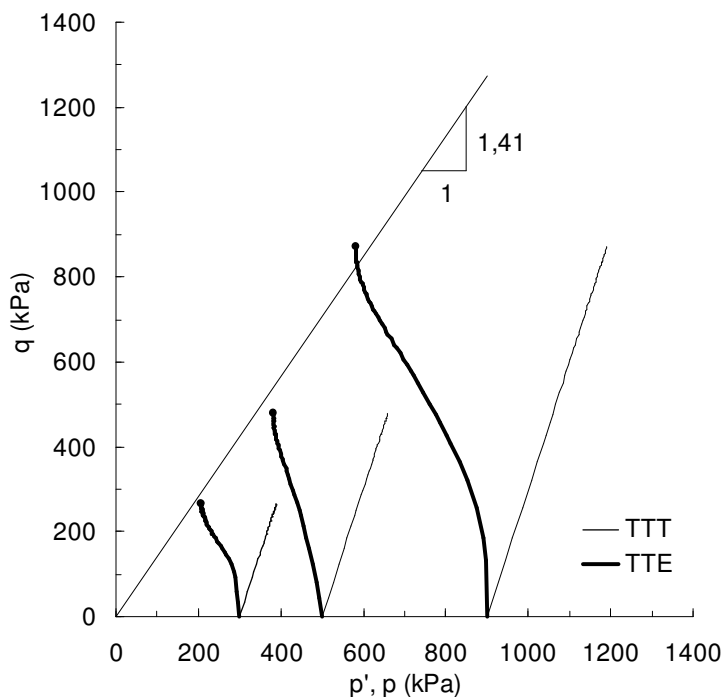


Figura 6.13 – Comportamento das trajetórias de tensões

Observa-se pela Figura 6.13 que a inclinação da linha de estado crítico (M) é igual a 1,41, o que corresponde a um ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{cs}) de $34,9^\circ$. Entretanto, vale salientar que as trajetórias de tensões efetivas obtidas durante os ensaios não apresentam o padrão esperado para materiais normalmente adensados, o que pode ter levado a valores elevados de inclinação da linha de estado crítico e de ângulo de atrito no estado crítico.

6.3 RELAÇÃO DOS VALORES OBTIDOS NOS ENSAIOS EM CENTRÍFUGA COM OS ESTIMADOS POR MEIO DE MÉTODO ANALÍTICO

A capacidade de suporte última (Q_d) foi estimada analiticamente segundo os preceitos da API RP 2A-WSD (2000), através da seguinte equação:

$$Q_d = W_s + N_{c,pad}s_{u,pad}A_{pad} + N_{c,flu}s_{u,flu}A_{flu} + \alpha s_{u,ave}A_{shaft} \quad (7)$$

onde: W_s = peso submerso da âncora; $N_{c,pad}$ e $N_{c,flu}$ = fatores de capacidade de suporte para o topo do corpo da âncora e de cada aleta, respectivamente; $s_{u,pad}$ e $s_{u,flu}$ = resistência não drenada ao cisalhamento local no topo do corpo da âncora e

de cada aleta, respectivamente; A_{pad} e A_{flu} = seção transversal do topo do corpo da âncora e de cada aleta, respectivamente; α = fator de adesão; $s_{u,ave}$ = resistência não drenada ao cisalhamento média através do comprimento da âncora; e A_{shaft} = superfície lateral da âncora.

A API RP 2A-WSD (2000) adota as seguintes equações para determinar o fator de adesão α :

$$\alpha = 0,5(s_u/\sigma'_v)^{-0,5}, (s_u/\sigma'_v) \leq 1 \quad (8)$$

$$\alpha = 0,5(s_u/\sigma'_v)^{-0,25}, (s_u/\sigma'_v) > 1 \quad (9)$$

onde: s_u = resistência não drenada ao cisalhamento; e σ'_v = tensão efetiva vertical.

Segundo O'Loughlin *et al.* (2004a), melhores aproximações entre os valores de capacidades de suporte medidos e estimados foram obtidas usando $N_{c,pad} = 9$, $N_{c,flu} = 7,5$ e $\alpha \leq 0,8$, sendo esses valores adotados no presente trabalho.

Entretanto, durante os ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras na centrífuga não foi possível determinar a resistência não drenada ao cisalhamento (s_u) no modelo de solo, devido a falta de um aparato adequado que permitisse a operação da mini-palheta com a centrífuga em movimento. Por esse motivo a resistência não drenada ao cisalhamento foi estimada através da sua relação com a tensão efetiva vertical (σ'_v) na qual o material estava submetido. Para determinar essa relação, inicialmente foi definida a razão entre a resistência não drenada ao cisalhamento (s_u) e a tensão média efetiva (p'_c) na qual o corpo de prova foi adensado antes da fase de cisalhamento durante os ensaios triaxiais CIU realizados em amostras do segundo modelo de solo, os quais estão apresentados na Tabela 6.8.

Tabela 6.8 – Valores da resistência não drenada ao cisalhamento e da tensão efetiva média de adensamento do material durante os ensaios triaxiais CIU

Tensão média efetiva de adensamento (kPa)	Resistência não drenada ao cisalhamento (kPa)	s_u/p'_c
300	132,4	0,4413
500	238,8	0,4776
900	435,9	0,4843

Os dados registrados durante os ensaios triaxiais CIU levam a um valor médio de 0,4677 para a relação s_u/p'_c .

A tensão média efetiva de adensamento (p'_c) é definida pela seguinte equação:

$$p'_c = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 \quad (10)$$

onde: σ'_1 = tensão principal efetiva máxima ou maior; σ'_2 = tensão principal efetiva intermediária; e σ'_3 = tensão principal efetiva mínima ou menor.

Considerando a condição axisimétrica, onde $\sigma'_2 = \sigma'_3$, a equação da tensão efetiva média de adensamento (p'_c) se torna:

$$p'_c = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3 \quad (11)$$

Entretanto:

$$\sigma'_3 = K_0 \sigma'_1 \quad (12)$$

onde: K_0 = coeficiente de empuxo lateral no repouso.

Dessa forma:

$$p'_c = \sigma'_1(1 + 2K_0)/3 \quad (13)$$

Sendo $s_u/p'_c = 0,4677$, então:

$$s_u/\sigma'_1 = 0,1559(1 + 2K_0) \quad (14)$$

Para a estimativa da resistência não drenada ao cisalhamento (s_u) através do perfil do modelo de solo considerou-se a tensão efetiva vertical (σ'_v) como sendo a tensão principal efetiva máxima ou maior (σ'_1).

O valor do coeficiente de empuxo lateral no repouso (K_0) foi definido através da seguinte relação proposta por Mayne e Kulhawy (1982):

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi'_{cs}) \text{OCR}^{\text{sen } \phi'_{cs}} \quad (15)$$

onde: OCR = razão de sobre adensamento; e ϕ'_{cs} = ângulo de atrito no estado crítico.

A tensão efetiva vertical (σ'_v) durante os ensaios na centrífuga foi determinada através dos valores do peso específico saturado do segundo exemplar de modelo de solo (ver item 6.2.1.2) e dos dados de poropressão registrados durante os ensaios centrífugos, estes últimos apresentados na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Valores registrados de poropressão

Âncora	Excesso de poropressão (kPa)					
	1ª etapa			2ª etapa		
	PPT1	PPT2	PPT3	PPT1	PPT2	PPT3
1	145,02	80,60	144,04	144,30	79,23	142,84
2	146,40	82,49	146,33	144,68	78,64	142,51
3	141,63	80,55	143,50	144,10	79,04	142,36

O transdutor PPT1, o qual havia sido instalado antes do adensamento do material quando a camada de lama depositada no interior do recipiente cilíndrico atingiu a altura de 133 mm, considerando como referência o topo da camada drenante inferior, ao final dos ensaios estava posicionado 127 mm acima da camada drenante, o que equivale a 188,2 mm de profundidade da superfície do modelo de solo. Já o transdutor PPT2, o qual foi posicionado quando a camada de lama atingiu a altura de 267 mm, se localizava 217 mm acima da camada drenante no final dos ensaios, o que equivale a 98,2 mm de profundidade no modelo de solo. Em relação ao PPT3, o qual havia sido instalado após o adensamento do material, o mesmo se encontrava ainda na posição do momento da instalação, 180 mm de profundidade no modelo de solo.

A partir dos valores apresentados na Tabela 6.9 foram estimados os valores de poropressão através do perfil do modelo de solo usando um modelo de regressão linear, conforme mostra a Figura 6.14.

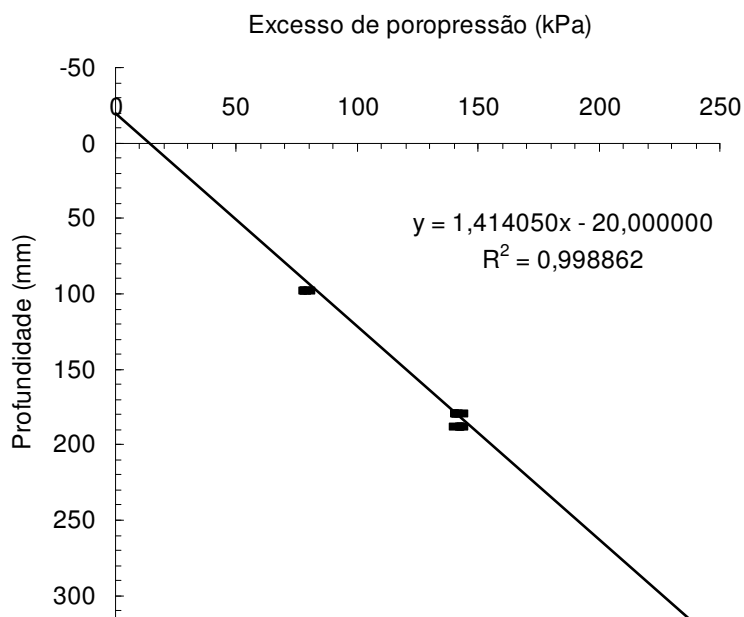


Figura 6.14 – Estimativa do comportamento da poropressão através do perfil do segundo modelo de solo

Por se ter deixado uma camada de 20 mm de água sobre a superfície do modelo de solo para garantir a saturação do mesmo, a linha de regressão ajustada da poropressão tem origem na profundidade -20 mm, conforme se pode observar na Figura 6.14.

Com posse desses dados foi possível estimar a tensão efetiva vertical durante o adensamento a 1g, a tensão efetiva vertical durante os ensaios centrífugos e, conseqüentemente, a razão de sobre adensamento para o segundo exemplar de modelo de solo.

A Figura 6.15 apresenta as estimativas da tensão efetiva vertical no adensamento a 1g e da tensão efetiva vertical durante os ensaios na centrífuga geotécnica a 50g, enquanto a Figura 6.16 ilustra a razão de sobre adensamento.

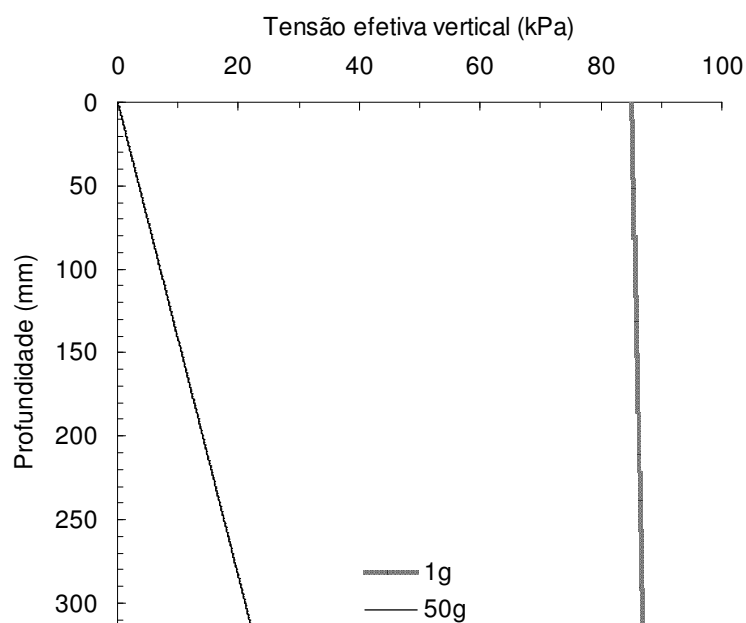


Figura 6.15 – Histórico da tensão efetiva vertical no modelo de solo do segundo exemplar

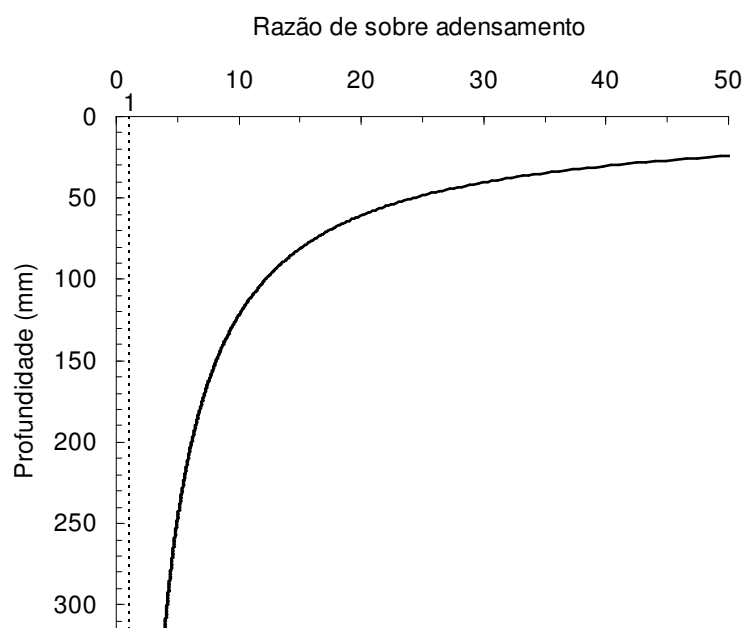


Figura 6.16 – Razão de sobre adensamento do modelo de solo do segundo exemplar

Através da Figura 6.15 se observa que a tensão efetiva máxima de adensamento a 1g foi superior a alcançada durante os ensaios a 50g. Em especial, na região onde os modelos de âncoras estavam cravados, entre 120 e 240 mm, o material é considerado fortemente pré-adensado, com OCR variando entre 10,16 e 5,12. O elevado sobre adensamento do material durante os ensaios ocorreu, em especial, porque os ensaios de arrancamento dos modelos de âncoras foram realizados rapidamente, sem que fosse permitida a dissipação dos excessos de

poropressão gerados devido o aumento das tensões, que foi causado pela aceleração radial inercial a qual o modelo de solo foi submetido.

Empregando a relação s_u/σ'_v , anteriormente determinada, foi possível estimar os valores da resistência não drenada ao cisalhamento através do perfil do modelo de solo, conforme ilustrado na Figura 6.17.

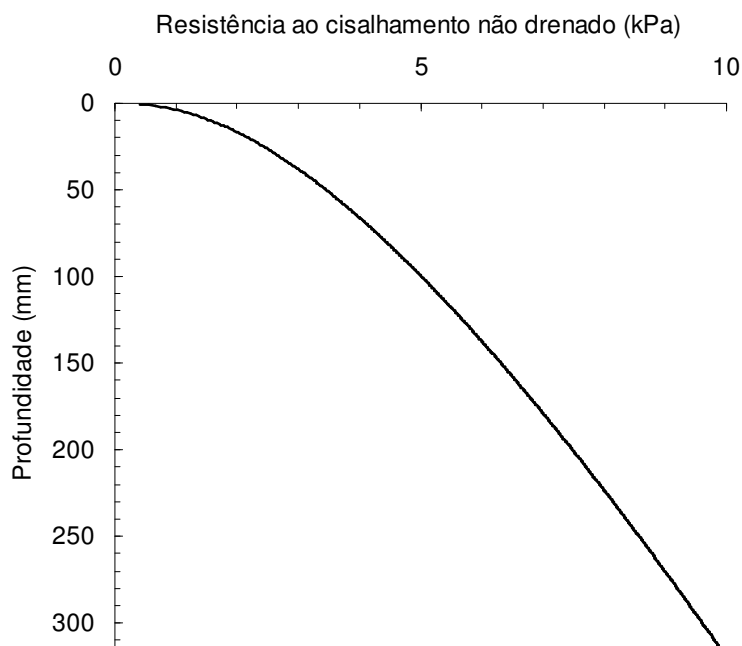


Figura 6.17 – Perfil da resistência não drenada ao cisalhamento

Utilizando os valores estimados de resistência não drenada ao cisalhamento na amostra, conforme apresentados na Figura 6.17, pôde-se chegar aos valores de capacidade de suporte, apresentados na Tabela 6.10, para protótipos das âncoras com 6 m de comprimento, considerando os modelos estudados com escala física de 1:50.

Tabela 6.10 – Capacidade de suporte calculada para os protótipos das âncoras

Âncora	Capacidade de suporte do protótipo (kN)
1	108,9
2	111,7
3	111,4

Os valores teóricos encontrados, apresentados na Tabela 6.10, estão coerentes aos estimados para os protótipos com base nos resultados dos ensaios de arrancamento na centrífuga (ver Tabela 6.2). Nota-se que, através do método analítico adotado, as âncoras 2 e 3 foram as que obtiveram as maiores capacidades

de suporte, sendo os seus valores, em média, 2,43% superiores ao valor da âncora 1.

Chama-se a atenção para as âncoras 2 e 3, que por possuírem geometrias muito parecidas, apresentaram valores muito próximos pelo modelo analítico. Este comportamento difere do observado durante os ensaios centrífugos, onde as âncoras tiveram desempenhos significativamente diferentes. Comparando-se a razão entre a capacidade de suporte máxima calculada da âncora 2 e da âncora 3, 1,00, com a razão referente aos valores máximos registrados das mesmas âncoras nos ensaios centrífugos, 0,89, leva a crer que haja uma possível influência da forma das aletas no desempenho dessas âncoras.

Fazendo uma análise comparativa entre os valores calculados e os estimados a partir dos ensaios centrífugos, pode-se observar que a âncora 3 foi a que apresentou os valores mais próximos, sendo o valor calculado 1,55% superior ao estimado. Na âncora 1, o valor calculado foi 28,88% superior ao estimado, enquanto que, na âncora 2, o valor estimado foi 14,33% superior ao calculado.

CONCLUSÕES

O presente trabalho apresenta uma pesquisa experimental, que tem por objetivo analisar comparativamente o comportamento de três modelos de âncoras dinâmicas durante ensaios de arrancamento em um solo mole, a fim de avaliar a influência da geometria das âncoras nos seus desempenhos. O foco principal da pesquisa se deu acerca da capacidade de suporte oferecida pelas âncoras quando carregadas axialmente durante ensaios na centrífuga geotécnica da UENF.

O adensamento por gradiente hidráulico, inicialmente proposta para adensar o modelo de solo, apresentou problemas durante os ensaios preliminares realizados, porém, a principal falha observada foi a falta de sobrecarga no topo da amostra, sem a qual se formavam caminhos de fluxo preferenciais perto dos locais onde estavam alojados os transdutores de poropressão. Entretanto, o sistema em si funcionou, podendo ser utilizado em trabalhos futuros. Foi gerado um gradiente hidráulico na amostra e ocorreu o adensamento devido a esse gradiente nos primeiros incrementos de pressão. O sistema de controle de nível d'água foi competente em conservar uma lâmina d'água de 20 mm durante o adensamento das amostras, e o sistema de aplicação de vácuo conseguiu manter constantes as pressões solicitadas, sem apresentar vazamentos ou instabilidade.

Sobre o adensamento do modelo de solo, o sistema montado para o adensamento por sobrecarga mostrou-se eficiente, principalmente se analisarmos os valores registrados pelos transdutores de poropressão instalados no segundo modelo de solo, os quais indicam claramente excessos de poropressão desenvolvidos praticamente na mesma ordem da tensão efetiva de pré-adensamento alcançada pelo modelo. Entretanto, a tampa do recipiente apresentou uma leve inclinação a qual impossibilitou que todo o carregamento previsto fosse aplicado em ambos exemplares de modelo de solo. Essa influência pode ser observada nos resultados dos ensaios de adensamento unidimensional, realizados nas amostras extraídas dos dois modelos de solo após a realização dos ensaios centrífugos, as quais apresentaram valores de tensão de pré-adensamento significativamente inferiores a tensão prevista para o adensamento dos modelos de solo.

Já em termos dos ensaios de capacidade de suporte realizados na centrífuga geotécnica, observou-se que a âncora 3 foi o modelo que apresentou os melhores resultados. Contudo, a âncora 2, que possuiu a mesma geometria de corpo da âncora 3, não apresentou um comportamento tão parecido, chegando a ser considerada a pior âncora em uma das avaliações de eficiência em função do peso da âncora. Essa diferença no desempenho pode ter sido causada pela influência da geometria das aletas. Porém, a qualidade dos dados registrados durante os ensaios centrífugos foi prejudicada pelo tratamento feito a fim de diminuir os ruídos apresentados nos sinais dos transdutores que chegavam ao sistema de aquisição, o que limita uma melhor avaliação do desempenho desses modelos.

Ainda sobre os ensaios de capacidade de suporte, pode-se dizer que a geometria da âncora 1, modelo utilizado pela Petrobras, é desfavorável, principalmente se comparada com a da âncora 3. Esses mesmos modelos de âncoras também foram avaliados em ensaios hidrodinâmicos por Izola (2007). Segundo o autor, a âncora 3 apresentou desempenhos de estabilidade e de velocidade superiores aos da âncora 1. Por essas razões, o projeto da âncora 1 pode ser aperfeiçoado a fim de alcançar melhores resultados, tanto de capacidade de suporte, quanto hidrodinâmicos.

Os valores obtidos através do método analítico são coerentes aos estimados através dos resultados alcançados durante os ensaios centrífugos. Entretanto, pode-se observar que os valores calculados das capacidades de suporte das três âncoras são mais próximos entre si do que os estimados a partir dos resultados dos ensaios de arrancamento, especialmente entre as âncoras 2 e 3, as quais apresentaram resultados distintos durante os ensaios com modelos físicos.

Dessa maneira, fica como sugestão para próximos trabalhos uma avaliação mais profunda da influência da geometria no desempenho das âncoras, realizando novos ensaios centrífugos de arrancamento, nos quais se permita a máxima dissipação dos excessos de poropressão, e seja utilizado um sistema de aquisição, com o qual se consiga uma melhor qualidade dos sinais e uma taxa de amostragem maior.

Sugere-se, também, o desenvolvimento de um aparato capaz de cravar as âncoras durante os ensaios centrífugos, o que permitiria avaliar a velocidade alcançada por cada modelo antes de penetrar no solo, e até mesmo a capacidade de penetração.

Outra questão reside no fato do carregamento nas âncoras não ser um processo monótono, mas cíclico, e devendo dessa forma ser estudado nesses termos. Ainda dentro deste assunto, podem ser realizados ensaios com carregamentos inclinados, visto que no sistema de ancoragem tipo *taut-leg* as solicitações da linha de ancoragem não são verticais.

Também cabe como sugestão o desenvolvimento de um aparato que possibilite a realização de ensaios de mini-palheta com a centrífuga em movimento, permitindo, dessa maneira, obter o perfil de resistência não drenada ao cisalhamento do modelo de solo durante os ensaios centrífugos.

O desenvolvimento de um trabalho extensivo de caracterização do material utilizado na modelagem do solo, a fim de melhorar sua base de dados, e, conseqüentemente, melhorar as estimativas de desempenho feitas através de relações analíticas, também é sugerido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Society for Testing and Materials (2005) Standard Test Method for Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil: ASTM D4648-05. West Conshohocken.

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) Determinação do limite de plasticidade: NBR 7180-88. Rio de Janeiro.

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

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1995) Rochas e Solos: NBR 6502-95. Rio de Janeiro.

Audibert, J.M.E., Morvant, M.N., Won, J-Y., Gilbert, R.B. (2006) Torpedo piles show promise as cost-effective solution for deepwater mooring in GoM. *Offshore Magazine*. 66:106-109.

Bello, M.I.M.C.V. (2004) *Estudo de ruptura em aterros sobre solos moles – aterro do galpão localizado na BR-101-PE*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Recife – PE, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, 207p.

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

Carvalho, E.A., Silva, A.O., Rocha, R.M. (2002) Caulim – Mineração de caulim Monte Pascoal S/A, Comunicação Técnica 2002-181-00 CETEM/MCT/CTEC, Rio de Janeiro, Dezembro 2002.

Carvalho Jr., H., Cintra, D.T., Ramos Jr., A.S., Silveira, E.S.S., Lira, W.W.M., Lages, E.N., Ramos, V.C.L. (2005) Simulação do lançamento e cravação de estacas-torpedo em solo marinho com a utilização do método dos elementos discretos. CD-ROM *Proceedings of the XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering*, Guarapari, ES, Brasil, paper nº CIL 26-0800.

Colliat, J-L. (2002) Anchors for deepwater to ultradeepwater moorings. *Proceedings of the 2002 Offshore Technology Conference*, Houston: Houston's Reliant Center at Reliant Park, paper nº OTC 14306.

Costa, Y.D.J. (2005) *Modelagem física de condutos enterrados sujeitos a perda de apoio ou elevação localizada*. Tese (Doutorado em Geotecnia) – São Carlos – SP, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 320p.

Ehlers, C.J., Young, A.G., Chen, J.H. (2004) Technology assessment of deepwater anchors. CD-ROM *Proceedings of the 2004 Offshore Technology Conference*, Houston: Houston's Reliant Center at Reliant Park, paper nº OTC 16840.

Fernandes, A.C., Araújo, J.B., Almeida, J.C.A., Diniz, R., Matos, V. (2006) Torpedo Anchor Installation Hydrodynamics. *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*. 128:286-293.

Helene, P., Medeiros, M.H.F., Relatório Técnico: Estudo da influência do MetacaulimHP como adição de alta eficiência em concretos de cimento Portland, Escola Politécnica – USP, 2003

House, A.R., Randolph, M.F. Watson, P.G. (2001) In-situ assessment of shear strength and consolidation characteristics of soft sediments. *Proceedings OTRC 2001*

International Conference on Geotechnical, Geological and Geophysical Properties of Deepwater Sediments, Houston, Texas, USA.

Izola, D. T. (2007) Desempenho Hidrodinâmico de Estacas Torpedo . Relatório Técnico – UENF, CNPQ.

Kunitaki, D.M.K.N. (2006) *Tratamento de incertezas no comportamento dinâmico de estacas torpedo para ancoragem de sistemas flutuantes na exploração de petróleo offshore*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, 111p.

Leal, S.N.C.C. (2003) *Corrosão em elos de amarras offshore: um estudo de caso*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Metalúrgica) – Rio de Janeiro – RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, 155p.

Lieng, J.T., Hove, F., Tjeltna, T.I. (1999) Deep penetrating anchor: subseabed deepwater anchor concept for floaters and other installations. *Proceedings of the 9th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Brest: p. 613-619.

Lieng, J.T., Kavli, A., Hove, F., Tjeltna, T.I. (2000) Deep penetrating anchor: further development, optimization and capacity verification, *Proceedings of the 10th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Seattle: Sheraton Seattle, v. 2, p. 410-416.

Lima, A.L. (2006) *Avaliação de metodologias de análise de unidades estacionárias de produção de petróleo offshore*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, 165p.

Liu, G. *Technology of SEPLA Anchors*, Vortag, Disponível em <<http://www.energetics.com/meetings/deepwater/pdfs/presentations/session5/gengshenliu.pdf>> Acesso em 22/02/2008.

Medeiros Jr., C.J., Hassui, L.H., Machado, R.D. (1996). *Pile for anchoring floating structures and process for installing the same*. Brazilian Patent Number 9603599, United States Patent Number 6.106.199.

Medeiros Jr., C.J. (2002) Low cost anchor system for flexible risers in deep waters. *Proceedings of the 2002 Offshore Technology Conference*, Houston: Houston's Reliant Center at Reliant Park, paper nº OTC 14151.

Meehan, C.L. (2006) *An experimental study of the dynamic behavior of slickensided surfaces*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Blacksburg – VA, Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University, 281p.

Mendez, N. (2008) Adiós techos rojos, hola bulldozers: Ingeniería y cambio modernizador em Venezuela de 1923 a enero de 1958. *Revista de La Facultad de Ingeniería de La U.C.V.*, Vol. 23, nº 1, p. 31-47.

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 – COPPE/UFRJ, 214p.

O'Loughlin, C.D., Randolph, M.F., Richardson, M. (2004a) Experimental and theoretical studies of deep penetrating anchors. CD-ROM *Proceedings of the 2004 Offshore Technology Conference*, Houston: Houston's Reliant Center at Reliant Park, paper nº OTC 16841.

O'Loughlin, C.D., Randolph, M.F., Einav, I. (2004b) Physical modelling of deep penetrating anchors. *Proceedings of the 9th Australian and New Zealand Conference on Geomechanics*, Auckland: University of Auckland, v. 2, p. 710-716.

Oliveira, J.R.M.S. (2005) *Modelagem em centrífuga de um problema de interação solo-estrutura*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, 324p.

Ortiz, J.B. (2006) *O processo de aprendizado tecnológico na trajetória do sistema de produção flutuante empreendido pela Petrobras em seu programa de capacitação tecnológica em águas profundas – PROCAP*. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento Econômico) – Curitiba – PR, Universidade Federal do Paraná – UFPR, 194p.

Pacheco, L.A. (2006) *Modelagem física e numérica de um duto enterrado em areia sujeito a deslocamento lateral*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, 114p.

Raie, M., Tassoulas, J.L. (2006) *Numerical modeling of torpedo anchors*. Final Project Report – Phase I. – College Station – TX, Offshore Technology Research Center – OTRC, 13p.

Randolph, M.F. e House, A.R. (2001) The Complementary Roles of Physical and Computational Modelling. *The International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, vol. 1, nº 1, p. 1-8

Randolph, M.F., Cassidy, M., Gourvenec, S., Erbrich, C. (2005) Challenges of offshore geotechnical engineering. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Osaka: v. 1, p. 123-176.

Richardson, M.D., O'Loughlin, C.D., Randolph, M.F., Cunningham, T.J. (2006) Drum centrifuge modelling of dynamically penetrating anchors. *Proceedings of the 6th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*. Hong Kong: Hong Kong University of Science and Technology, v. 1, p. 673-678

Richardson, M.D., O'Loughlin, C.D., Randolph, M.F., Gaudin, C. (2009) Setup following installation of dynamic anchors in normally consolidated clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. p. 487-496

Smith, T. (2008) Pioneering production from the deep sea. *Geo ExPro Magazine - eoscience & Technology Explained*, Issue nº 4 - 2008, p. 76-81.

Tannuri, E.A. (2002) *Desenvolvimento de metodologia de projeto de sistema de posicionamento dinâmico aplicado a operações em alto-mar*. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica) – São Paulo – SP, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Poli-USP, 273p.

Take, W.A. e Bolton, M.D. (2003) Tensiometer saturation and the reliable measurement of soil suction. *Géotechnique*, nº 2, p. 159-172.

Taylor R.N. (1995) *Geotechnical Centrifuge Technology*, Blackie Academic & Professional, 1ª Ed.

Vryhof, Vryhof Anchor B.V., Holanda, Disponível em http://www.vryhof.com/anchor_manual.pdf. Acesso em 06/09/2007.

Vryhof, Vryhof Anchor B.V., Holanda, Disponível em http://www.vryhof.com/pdf/stevmanta_manual.pdf. Acesso em 08/05/2009.

Wood, D.M. (2004) *Geotechnical Modelling – Applied geotechnics volume 1*. Taylor & Francis, 1ª Ed.