

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS SUBMETIDAS AO  
ARRANCAMENTO EM DIFERENTES DIREÇÕES, ATRAVÉS DE  
ENSAIOS EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

**GUILHERME VENTURIN GUIZARDI**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY  
RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
SETEMBRO – 2017



ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS SUBMETIDAS AO  
ARRANCAMENTO EM DIFERENTES DIREÇÕES, ATRAVÉS DE  
ENSAIOS EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

**GUILHERME VENTURIN GUIZARDI**

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

Orientador: Professor Sérgio Tibana

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
SETEMBRO – 2017

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS SUBMETIDAS AO  
ARRANCAMENTO EM DIFERENTES DIREÇÕES, ATRAVÉS DE  
ENSAIOS EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

**GUILHERME VENTURIN GUIZARDI**

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

Aprovado em 15 de setembro de 2017.

Comissão Examinadora:

---

Prof. George de Paula Bernardes, D.sc – UNESP

---

Prof. Aldo Durand Farfán, D.sc – UENF

---

Prof. Rodrigo Martins Reis, D.sc – UENF

---

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

## **DEDICATÓRIA**

Dedico esta dissertação à minha família pela fé e confiança demonstrada.

Aos meus amigos pelo apoio incondicional

Aos professores pelo simples fato de estarem dispostos a ensinar.

Ao orientador pela paciência demonstrada no decorrer do trabalho.

Enfim, a todos que de alguma forma tornaram este caminho mais fácil de ser percorrido.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, pela oportunidade de estar realizando este trabalho e de ter me dado força suficiente para minha caminhada. Aos meus pais Sebastião e Zélia, pelo amor incondicional, esforço, dedicação e compreensão, em todos os momentos desta e de outras caminhadas. Ao meu irmão Gustavo, que sempre esteve comigo e sempre me incentivou. Ao meu orientador Sérgio Tibana, pelo empenho, paciência e credibilidade. Aos técnicos e amigos da centrífuga, Lucas Otal, Walber Silva, Matheus Ladeira, Eberton Campos, André Manhães e Priscila Cardoso, por terem me ajudado e sempre me orientando no desenvolvimento da pesquisa. À UENF, ao corpo docente do LECIV, que além de me conduzir ao conhecimento, ensinaram-me a ser profissional. Aos amigos que foram minha segunda família nessa caminhada, em especial a Victor dos Santos Singui, Liane Pereira, Diogo Gouveia, Marina Ferreira, Carlos Conegundes e Alexandre Magno, pelas palavras amigas nas horas difíceis, pelo auxílio nos trabalhos e pelo simples fato de estarem sempre ao meu lado, tornando essa caminhada mais divertida. E a todas as pessoas do meu convívio que acreditaram e contribuíram, mesmo que indiretamente, para a conclusão deste trabalho.

**Guilherme Venturin Guizardi**

# SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	viii
LISTA DE TABELAS.....	x
LISTA DE SÍMBOLOS .....	xi
RESUMO .....	xiii
ABSTRACT .....	xiv
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações Iniciais.....	1
1.2 Objetivos.....	3
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>4</b>
2.1 Estacas Tubulares.....	4
2.2 Capacidade de ancoragem de estacas.....	6
2.3 Comportamento de Estacas no Carregamento Vertical, Inclinado e Horizontal .....	7
2.3.1 Carregamento Vertical .....	7
2.3.1.1 Método do Tronco de Cone.....	9
2.3.1.2 Método do Cilindro de Atrito.....	10
2.3.1.3 Método de Grenoble.....	11
2.3.2 Carregamento Horizontal .....	14
2.3.2.1 Método de Broms.....	19
2.3.2.2 Método das curvas p-y .....	23
2.3.3 Carregamento Inclinado .....	28
2.4 Modelagem física.....	31
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>35</b>
3.1 Ensaio Propostos.....	35
3.2 Areia utilizada nos ensaios.....	35
3.3 Ensaio na Centrífuga Geotécnica .....	36
3.4 Confecção do Modelo e Sistemas de carregamento .....	37
3.4.1 Equipamentos .....	37
3.4.1.1 Caixa Teste.....	37
3.4.1.2 Estaca.....	37
3.4.1.3 Equipamentos de cravação.....	40
3.4.1.4 Instrumentação e Aquisição de dados.....	41
3.4.1.5 Centrífuga Geotécnica.....	44

<b>3.4.2 Pluviação</b> .....	47
<b>3.4.3 Cravação</b> .....	51
<b>3.4.4 Carregamento</b> .....	53
<b>3.4.4.1 Carregamento Vertical</b> .....	53
<b>3.4.4.2 Carregamento Horizontal</b> .....	57
<b>3.4.4.3 Carregamento Inclinado</b> .....	60
<b>4 RESULTADOS E ANÁLISES</b> .....	64
<b>4.1 Carregamento Horizontal</b> .....	64
<b>4.2 Carregamento Inclinado</b> .....	72
<b>4.3 Carregamento Vertical</b> .....	80
<b>4.4 Análises dos três ensaios</b> .....	81
<b>5 CONCLUSÕES</b> .....	84
<b>6 REFERÊNCIAS</b> .....	85
<b>ANEXOS - CALIBRAÇÕES</b> .....	88

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b> - Evolução dos recordes mundiais de produção na plataforma continental, atestando a constante evolução de técnicas e materiais na busca de reservas gigantes de petróleo em águas profundas. ( <a href="http://www.jornalggn.com.br/">http://www.jornalggn.com.br/</a> , 2013).....	01
<b>Figura 2.1</b> – Estacas tubulares vazadas de aço de ponta fechada e ponta aberta (Bhushan, 2004).....	05
<b>Figura 2.2</b> – Sistema de arrancamento (Neves, 2012).....	08
<b>Figura 2.3</b> – Modelo típico empregado no Método Tronco de Cone (Carvalho, 1991).....	09
<b>Figura 2.4</b> – Modelo típico empregado no Método do Cilindro de Atrito (Carvalho, 1991).....	10
<b>Figura 2.5</b> – Superfície de ruptura para estacas em solos homogêneos (Carvalho, 1991).....	11
<b>Figura 2.6</b> – Conceito do sistema solo-estaca carregado lateralmente (Murthy, 2002).....	15
<b>Figura 2.7</b> – Estaca carregada lateralmente (Murthy, 2002).....	15
<b>Figura 2.8</b> – Forma característica da curva p-y (Murthy, 2002).....	16
<b>Figura 2.9</b> – Forma de variação de Es com a profundidade.....	17
<b>Figura 2.10</b> – Variação de $n_h$ com a densidade relativa (Reese, 1975).....	17
<b>Figura 2.11</b> – Modos de ruptura para estacas de cabeça livre (Broms, 1964a).....	19
<b>Figura 2.12</b> – Solos incoerentes: (a) deformada; (b) distribuição das reações últimas do solo (adaptado de Broms, 1964b).....	20
<b>Figura 2.13</b> – Estaca curta de cabeça livre em solo incoerente: deslocamento; reação do solo; momento fletor (adaptado de Broms, 1964b).....	21
<b>Figura 2.14</b> – Estaca flexível de cabeça livre em solo incoerente: (a) deformada; (b) reação do solo; (c) momentos fletores (adaptado de Broms, 1964b).....	22
<b>Figura 2.15</b> – Ábaco para estimativa da carga última para estacas curtas em solos não coesivos (adaptado de Broms, 1964b).....	23
<b>Figura 2.16</b> – Ábaco para estimativa da carga última para estacas flexíveis em solos não coesivos (adaptado de BROMS, 1964b).....	23
<b>Figura 2.17</b> – Coeficientes A e B para variação linear de Es (Reese And Matlock, 1960).....	25
<b>Figura 2.18</b> – Relação típica entre o coeficiente de variação do módulo do solo e o deslocamento horizontal.....	27
<b>Figura 3.1</b> – Curva granulométrica da areia.....	35
<b>Figura 3.2</b> – Caixa teste cilíndrica para elaboração dos modelos físicos.....	37
<b>Figura 3.3</b> – Estaca de alumínio utilizada: (a) diâmetro e (b) comprimento.....	39
<b>Figura 3.4 (a) e (b)</b> – Equipamentos utilizados para a cravação.....	40

<b>Figura 3.5</b> – Motor elétrico e viga de alumínio.....	41
<b>Figura 3.6</b> – Transdutor de deslocamento.....	42
<b>Figura 3.7</b> – Célula de carga.....	42
<b>Figura 3.8</b> – Células de tensão total.....	43
<b>Figura 3.9</b> – Strain gauges.....	43
<b>Figura 3.10</b> – Imagem do <i>LabView</i> durante um ensaio de arrancamento.....	44
<b>Figura 3.11</b> – Vista lateral da centrífuga da UENF.....	45
<b>Figura 3.12</b> – Sala de controle e aquisição de dados da centrífuga.....	47
<b>Figura 3.13</b> – (a) Conjunto de peneiras e tubo de PVC e (b) Peneira de 5 mm.....	48
<b>Figura 3.14</b> – Pluviador.....	49
<b>Figura 3.15</b> – Procedimento de pluviação na caixa cilíndrica da centrífuga.....	51
<b>Figura 3.16</b> – Sistema de cravação.....	52
<b>Figura 3.17</b> – Cravação concluída.....	53
<b>Figura 3.18</b> – Cabeça de carregamento da estaca.....	54
<b>Figura 3.19</b> – Ensaio de arrancamento na vertical ( $\alpha = 90^\circ$ ).....	56
<b>Figura 3.20</b> – Ensaio depois do arrancamento.....	57
<b>Figura 3.21</b> – Ensaio de arrancamento na horizontal ( $\alpha = 0^\circ$ ).....	59
<b>Figura 3.22</b> – Ensaio depois do arrancamento.....	60
<b>Figura 3.23</b> – Ensaio de arrancamento inclinado ( $\alpha = 45^\circ$ ).....	62
<b>Figura 3.24</b> – Ensaio depois do arrancamento.....	63
<b>Figura 4.1</b> – Gráfico Força (N) x Deformação.....	64
<b>Figura 4.2</b> – Gráfico Deformação x Tempo (s).....	65
<b>Figura 4.3</b> – Desenvolvimento do momento fletor na estaca.....	67
<b>Figura 4.4</b> – Desenvolvimento de tensão na estaca.....	68
<b>Figura 4.5</b> – Curva Carga (kN) x Deslocamento horizontal.....	69
<b>Figura 4.6</b> – Curva nh x Deslocamento horizontal.....	70
<b>Figura 4.7</b> – Curvas p-y.....	71
<b>Figura 4.8</b> – Gráfico Força (N) x Deformação.....	73
<b>Figura 4.9</b> – Gráfico Deformação x Tempo (s).....	73
<b>Figura 4.10</b> – Desenvolvimento do momento fletor na estaca.....	76
<b>Figura 4.11</b> – Desenvolvimento de tensão na estaca.....	77
<b>Figura 4.12</b> – Curva Carga Horizontal (kN) x Deslocamento horizontal.....	78
<b>Figura 4.13</b> – Curva nh x Deslocamento horizontal.....	78
<b>Figura 4.14</b> – Curva Carga Vertical (kN) x Deslocamento vertical.....	80

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 2.1</b> – Leis de escala na modelagem centrífuga.....	34
<b>Tabela 3.1</b> – Propriedades físicas da areia.....	36
<b>Tabela 3.2</b> – Configuração da estaca (Modelo e Protótipo).....	38
<b>Tabela 4.1</b> – Posição e deformação dos <i>strain gauges</i> .....	65
<b>Tabela 4.2</b> – Tensões na estaca.....	66
<b>Tabela 4.3</b> – Momentos fletores na estaca.....	67
<b>Tabela 4.4</b> – Posição e deformação dos <i>strain gauges</i> .....	74
<b>Tabela 4.5</b> – Tensões na estaca.....	75
<b>Tabela 4.6</b> – Momentos fletores na estaca.....	75
<b>Tabela 4.7</b> – Cargas últimas previstas e observadas.....	82

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $A_1$  – Área lateral enterrada da estaca  
 $\alpha$  – Ângulo do tronco de cone  
 $\beta$  – Ângulo de inclinação da carga com a vertical  
 $c$  – coesão do solo  
 $D$  – Diâmetro externo da estaca  
 $DR$  – Densidade relativa  
 $EI$  – Rigidez à flexão da estaca  
 $E_m$  – Módulo de elasticidade da estaca (modelo)  
 $E_p$  – Módulo de elasticidade da estaca (protótipo)  
 $E_s$  – Módulo do solo  
 $e_{min}$  – Índice de vazios mínimo  
 $e_{max}$  – Índice de vazios máximo  
 $e$  – Excentricidade da carga aplicada  
 $g$  – Aceleração gravitacional  
 $G$  – Densidade real dos grãos  
 $H_u$  – Carga última horizontal  
 $I_m$  – Momento de inércia (modelo)  
 $I_p$  – Momento de inércia (protótipo)  
 $K_p$  – Coeficiente de empuxo passivo  
 $L$  – Profundidade enterrada da estaca  
LVDT's – Transdutores de deslocamento  
 $M$  – Momento fletor na estaca  
 $M_r$  – Momento resistente  
 $N$  – Fator de escala  
 $n_h$  – Coeficiente de reação horizontal do solo  
 $P_u$  – Carga máxima à tração  
 $P_f$  – Peso do elemento de fundação  
 $P_s$  – Peso do solo contido no tronco de cone  
 $P_{lu}$  – Resistência lateral máxima ao longo da superfície de ruptura  
 $P_f\Phi$  – Termo de atrito  
 $P_{fc}$  – Termo de coesão  
 $P_q$  – Termo de sobrecarga  
 $P_\gamma$  – Termo de gravidade

$p$  – Reação horizontal do solo  
 $Q_u$  – Carga inclinada última  
 $R$  – Raio da seção da estaca  
r.p.m. – Rotações por minuto  
 $s$  – Área da seção transversal da estaca  
 $T$  – Rigidez relativa estaca-solo  
 $t$  – espessura da parede da estaca  
 $V$  – Velocidade normalizada  
 $x$  – Profundidade da estaca  
 $y$  – Deslocamento horizontal da estaca  
 $Z$  – Coeficiente de profundidade  
 $\lambda$  – Ângulo da superfície de ruptura equivalente  
 $\Phi$  – Ângulo de atrito do solo  
 $\gamma$  – Peso específico do solo  
 $\gamma_d$  – Peso específico aparente seco  
 $\gamma_{min}$  – Peso específico mínimo  
 $\gamma_{max}$  – Peso específico máximo  
 $\sigma$  - Tensão

## RESUMO

Para obter um aumento na capacidade de ancoragem de fundações *offshore* várias alternativas estão sendo cogitadas, dentre elas o estudo de novas concepções de pontos fixos de ancoragem, o aumento dimensional das soluções convencionais e sua otimização, a aplicação de novas metodologias de instalação, a reavaliação dos critérios de dimensionamento (carregamento e propriedades de resistência), o uso de técnicas de melhoramento de solos e de clusters de estacas. Neste trabalho foram realizados ensaios de carregamento de estaca, com velocidade controlada, em centrífuga geotécnica. Esses ensaios foram conduzidos com o intuito de avaliar o comportamento de estacas carregadas sob diferentes direções (carregamento vertical, horizontal e inclinado), dessa forma, obtendo uma melhor compreensão da distribuição de forças nos pontos de ancoragem. O solo utilizado foi a areia industrial normalizada, comercializada pelo Instituto de Pesquisa Tecnológica (IPT). O presente estudo foi de carregamento de estaca isolada, ou seja, aos ensaios preliminares, que posteriormente fornecerão dados para a interpretação de ensaios mais complexos, de carregamento em grupo. Todos os ensaios foram executados com areia fofa ( $15\% \leq DR < 35\%$ ), sendo  $DR = 30\%$  neste trabalho. Na preparação do modelo utilizou-se um container circular e o processo de execução do mesmo seguiu-se basicamente em três etapas: pluviação, cravação da estaca e posteriormente o carregamento, no qual cada etapa foi seguida uma metodologia. O nível de aceleração centrífuga foi de 24g, simulando uma estaca de aço de 67 centímetros de diâmetro, com comprimento cravado de 6,30 metros. A evolução do deslocamento vertical, a força de carregamento, a deformação da estaca e a pressão no fuste da mesma foram monitoradas. As previsões de carga aos diferentes tipos de carregamento comparadas aos valores encontrados nos ensaios, apresentaram uma certa diferença, subestimando a carga última vertical e superestimando a carga última horizontal, mas dentro de uma faixa já encontrada por outros pesquisadores, visto que os métodos analíticos apresentam imprecisões e que a modelagem centrífuga tem imperfeições.

**Palavras-Chave:** carregamento de estaca isolada, centrífuga geotécnica, diferentes direções, sistema estaca-solo.

## ABSTRACT

To obtain an increase in ability to anchor offshore foundations several alternatives are being bandied about, including the study of new conceptions of fixed points of anchorage, the dimensional increase conventional and your optimization solutions, the application of new methodologies, the reevaluation of the sizing criteria (loading and resistance properties), the use of soil improvement techniques, and clustering of stakes. In this work were carried out loading tests with controlled speed stake in geotechnical centrifuge. These tests were conducted in order to evaluate the behavior of stakes loaded under different directions (vertical, horizontal and inclined loading), thus obtaining a better understanding of the distribution of forces in anchor points. The soil used was the standardized industrial sand, marketed by the Institute of technological research (IPT). The present study was isolated stake load, i.e. the preliminary tests, which will provide data for the interpretation of more complex tests of loading in group. All tests were executed with sand cute ( $15\% \leq RD < 35\%$ ),  $RD = 30\%$  in this work. In the preparation of the model a circular container and the process of implementation of the same basically followed in three steps: pluviation, pile driving and subsequently loading, in which each step followed a methodology. The centrifuge acceleration level was 24 g, simulating a steel stake to 67 centimetres in diameter, with long spiked of 6,30 metres. The evolution of vertical displacement, load, the deformation of the stake and the pressure on the shaft of the same were monitored. The predictions of load to the different types of loading compared to the values found in the tests presented a certain difference, underestimating the ultimate vertical load and overestimating the ultimate horizontal load, but within a range already found by other researchers, since the analytical methods present inaccuracies and that centrifugal modeling has imperfections.

**Keywords:** loading isolated stake, geotechnical centrifuge, different directions, pile-soil system.

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações Iniciais

A engenharia vem acompanhando a descoberta de campos de petróleo e gás em maiores profundidades, dessa forma plataformas específicas são desenvolvidas para cada situação de acordo com a figura 1.1. Este desenvolvimento engloba tecnologias em diferentes áreas do conhecimento, em especial as que envolvem soluções para a ancoragem de estruturas flutuantes. Grandes deslocamentos e uma resposta dinâmica maior sob a ação de cargas ambientais caracterizam estes tipos de estruturas, e que é importante destacar que seus movimentos são controlados por sua flutuação ou pelas linhas de ancoragem.

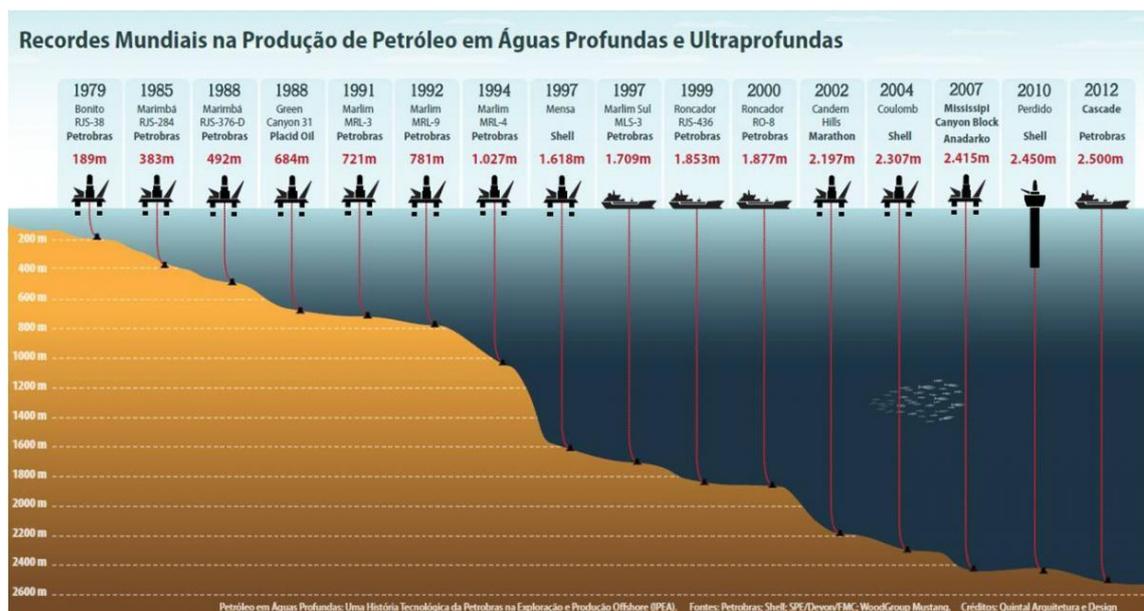


Figura 1.1 - Evolução dos recordes mundiais de produção na plataforma continental, atestando a constante evolução de técnicas e materiais na busca de reservas gigantes de petróleo em águas profundas. (<http://www.jornalggn.com.br/>, 2013).

Os métodos de ancoragem destes tipos de plataformas são desde a tradicional catenária até o sistema *taut-leg*, em que o ângulo entre a linha de ancoragem e o leito marinho pode ser entre  $40^\circ$  e  $50^\circ$ . Existem vários tipos de âncoras utilizadas para fixação das estruturas no leito marinho, como as VLA's (*vertical load anchors*), as estacas de sucção, as estacas torpedo e as SEPLA's (*suction embedded plate anchors*).

Para as fundações de obras portuárias e *offshore*, tem se notado nos últimos anos o uso das estacas de aço tubulares vazadas, que está se tornando uma ótima opção devido a seu bom desempenho ao arrancamento e pela facilidade de cravação na areia (PAIK E SALGADO, 2003).

Para obter um aumento na capacidade de carga de fundações *offshore* várias alternativas estão sendo cogitadas, dentre elas o estudo de novas concepções de pontos fixos de ancoragem, o aumento dimensional das soluções convencionais e sua otimização, a aplicação de novas metodologias de instalação, a reavaliação dos critérios de dimensionamento (carregamento e propriedades de resistência), o uso de técnicas de melhoramento de solos e de *clusters* de estacas.

A pesquisa, como um todo, buscará entender a distribuição de cargas e modos de ruptura em sistemas de ancoragem usando múltiplas configurações geométricas de pontos fixos agrupados, enterrados em areia. O presente estudo será referente ao arrancamento de estaca isoladamente, ou seja, aos ensaios preliminares, que posteriormente darão subsídios a ensaios mais complexos, de arrancamento em grupo.

## 1.2 Objetivos

Na centrífuga geotécnica será realizada uma série de ensaios físicos de carregamento de estacas de fundação (estacas vazadas), com velocidade controlada. Os ensaios de carregamento serão com apenas uma estaca. Esses ensaios serão conduzidos com o intuito de examinar o comportamento de estacas carregadas sob diferentes direções (carregamento vertical, horizontal e inclinado), em areia, dessa forma, obtendo uma melhor compreensão da distribuição de forças nos pontos de ancoragem.

O objetivo dessa pesquisa é estudar estacas de fundação *offshore* atuando isoladamente e sendo carregadas em diferentes direções, e dessa forma, saber os seus respectivos comportamentos, assim como a capacidade de carga da mesma, comparando em seguida com modelos analíticos existentes. Este estudo dará suporte a pesquisas mais complexas, de carregamento em grupo de estacas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Estacas Tubulares

As estacas cravadas possuem como principais vantagens: rapidez na execução, podem ser cravadas até a nega prevista, estáveis em terreno sem auto-sustentação, controle de qualidade na execução da estaca, resistência a ataques químicos e possibilidade de execução através da água em estruturas marítimas.

Quando comparadas com outras estacas de deslocamento, as estacas tubulares são elementos estruturais de grande capacidade portante. Para atingir a resistência especificada em projeto, elas podem ser produzidas em grandes diâmetros e com diferentes espessuras de parede. Além disso, grandes profundidades podem ser atingidas pela emenda de tubos, por solda (MELLO, 1979).

Outras vantagens que podem ser citadas para as estacas metálicas é a transmissão de pouca vibração aos terrenos vizinhos, fácil transporte, boa trabalhabilidade e manuseio, e grande capacidade de carga como elemento estrutural. São fundações que podem ser cravadas em quase todos os tipos de terreno e utilizar em serviços provisórios, podem ser reaproveitadas várias vezes.

O uso de estacas tubulares vazadas de aço está se tornando frequente nos últimos anos, devido a seu bom desempenho quanto ao arrancamento e pela facilidade de cravação na areia, principalmente para fundações de estruturas em obras portuárias e *offshore*.

A Figura 2.1 apresenta estacas tubulares de ponta fechada e ponta aberta.



Figura 2.1– Estacas tubulares vazadas de aço, de ponta fechada e ponta aberta (BHUSHAN, 2004).

As estacas tubulares vazadas podem ser cravadas até com 60% da energia necessária para cravar uma estaca tubular de ponta fechada de um mesmo diâmetro. Além disso, devido à rigidez da sua seção transversal tem elevada resistência a momentos fletores, sendo assim, reforçando sua indicação para locais em que os carregamentos horizontais variam em direção e sentido, como efeitos de marés, ventos e efeitos sísmicos (MELLO, 1979).

Na cravação das estacas tubulares vazadas, ocorre a formação do preenchimento interno que é a penetração do material no interior da estaca. O *plug* ocorre quando o preenchimento interno da estaca cessa sua penetração, ou seja, juntamente com a estaca, o preenchimento interno também se desloca. Os estudos de preenchimento interno estão muito concentrados na área de fundações *offshore*, onde é predominante a presença de solos arenosos. No presente estudo, a estaca será cravada como estaca tubular vazada e o seu preenchimento interno será retirado, ou seja, a areia será retirada do seu interior, para seu posterior carregamento, dessa forma, não havendo preocupação com o *plug* que é formado nessas estacas.

Estudos comparativos foram realizados por Mello (1979) entre as estacas de ponta vazadas e as de ponta fechada. A mais de 20D, elas apresentaram o mesmo comportamento com comprimentos cravados, ou seja, nessa condição, torna-se similar a capacidade de carga das estacas vazadas com às de ponta fechada. A

altura de preenchimento interno da estaca não acompanha o nível externo do terreno, sendo demonstrado nos ensaios. A compactação do preenchimento interno é observada a partir de certos comprimentos de cravação (como  $L=5D$  e, em outros casos,  $L=8D$ ). Em ensaios de laboratório, verificou-se para areia pura, que há um comprimento embuchado, de altura interna de  $2D$ , que é muito compacta e que ocorre significativa transferência de carga por atrito lateral interno (da estaca para o solo). Apesar de não ser considerada compacta, a coluna de solo acima de  $2D$  contribui na capacidade de carga da estaca.

## 2.2 Capacidade de ancoragem de estacas

Os métodos teóricos, numéricos e empíricos utilizados para estimar a capacidade de suporte das estacas cravadas são constantemente modificados em função de conhecimentos adquiridos em experiências de campo, testes em laboratórios e modelagem numérica.

Vale destacar que é indispensável observar os critérios "nos projetos das fundações de estruturas *offshore* para suportar cargas estáticas, cíclicas, periódicas e transientes de forma que a estrutura fique isenta de deformações ou vibrações excessivas". Os projetos de fundação *offshore* devem atender as seguintes premissas citadas (POULOS, 1988, p. 256).

Poulos, (1988), corrobora que a elaboração dos projetos segundo essas premissas se dá com embasamento nas análises de cravabilidade das estacas, de capacidade de carga axial, de deformações axiais, de capacidade de carga lateral, de deformações laterais e da resposta dinâmica. Se necessário, bases alargadas também podem ser construídas na ponta da estaca para aumentar a capacidade de carga e de resistência ao arrancamento das mesmas.

Já Meyerhof (1973) diz que nos casos das cargas de tração inclinada a  $45^\circ$ , a metodologia desenvolvida pode ser simples ou análise para cargas de ruptura seria analisar separadamente o esforço horizontal e o esforço vertical, pelas metodologias de Broms (1964) e Biarrez e Barraud (1968). O método de Meyerhof (1973) visa calcular a carga última de fundações em solos arenosos e argilosos quando solicitados a tração inclinada.

A resistência à tração em paredes rígidas e estacas sob carregamentos inclinados teve seu início com base em trabalhos anteriores sobre capacidade de carga a tração vertical (MEYERHOF E ADAMS, 1968).

O comportamento das fundações solicitadas não axialmente depende de uma consideração conjunta das características de deformações do solo e da fundação, bem como do mecanismo de ruptura na carga última, que é complexo. Portanto, um método de análise aproximado semiempírico pode ser formulado, tomando como base resultados de ensaios para fundações assentes em areia e argila, submetidas à tração inclinada variando a inclinação do carregamento desde a direção vertical a horizontal.

### **2.3 Comportamento de Estacas no Carregamento Vertical, Inclinado e Horizontal**

Neste item apresentam estudos nas três direções de carregamento e os principais métodos analíticos para cálculo da capacidade de suporte à tração e comportamento de estacas. Três métodos para carregamento vertical e dois métodos para carregamento horizontal são demonstrados.

#### **2.3.1 Carregamento Vertical**

De acordo com House et *al.* (2010) em seus experimentos de arrancamento de quatro estacas é necessário um atuador hidráulico, quatro células de carga (uma para cada estaca), uma base de alumínio desenvolvida e confeccionada, utiliza-se para o arrancamento simultâneo das estacas, uma régua potenciométrica e uma viga de alumínio, utilizada para colocar o atuador na posição do ensaio e a viga deve ser presa diretamente na caixa cilíndrica.

Para House et *al.* (2010) no ensaio é determinada a força de arrancamento em função do deslocamento das estacas. Os estudiosos no experimento usaram para o arrancamento das quatro estacas a conexão de peças de latão onde são posicionadas as células de carga e os adaptadores onde são presos os fios de aço vindo das estacas.

Foi necessário que em cada extremidade tivesse uma passagem com folga para poder ser feito um melhor ajuste da estaca, e assim, evitar a excentricidade durante o arrancamento.

Já nos estudos de Melo (2010) para os ensaios de arrancamento de estacas foram utilizadas duas simultaneamente. Onde foi usado o adaptador que consiste de uma barra de alumínio com dois orifícios onde são conectadas as células de carga. A viga é presa diretamente no pistão do atuador hidráulico.

Melo (2010) salienta que o arrancamento das estacas foi realizado a uma velocidade constante de 2,6 mm/s. Após atingir a aceleração inercial equivalente à gravidade desejada, o pistão do atuador hidráulico era completamente recolhido e o modelo era deslocado com uma velocidade que assegurasse a equivalência com as condições não-drenadas do protótipo através da velocidade normalizada  $V$ , de acordo com as técnicas de House et al. (2001).

Ensaio de arrancamento de estacas tubulares vazadas com preenchimento interno foram realizados por Neves (2012), na centrífuga geotécnica da UENF.

Uma viga de chomox em forma de cruz foi utilizada para o arrancamento das estacas, a qual foi ligada na base do atuador e na viga onde se posicionaram um atuador e um transdutor de deslocamento vertical, foram fixadas as células de carga, como se mostra na Figura 2.2. As estacas e as células de carga foram interligadas por cabos de aço esbeltos. Após a conexão do sistema de aquisição de dados a centrífuga foi acionada. A gravidade foi aumentada gradativamente até atingir 20g e após isso foi dado início ao arrancamento das estacas.

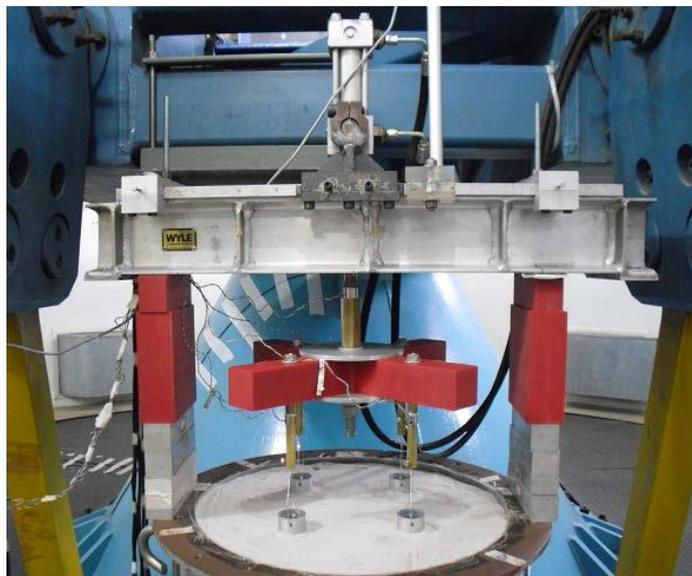


Figura 2.2– Sistema de arrancamento (NEVES, 2012).

### 2.3.1.1 Método do Tronco de Cone

O método de tronco de cone considera o peso próprio do solo contido no tronco de cone, ou seja, acima da base da fundação e o peso próprio da fundação, ambas contribuindo para a resistência ao arrancamento da mesma, para que possa ser estimada a capacidade de carga máxima à tração ( $P_u$ ). O tronco tem a base menor na base da fundação, e na interseção da superfície lateral com o nível do terreno apresenta a base maior, o qual forma um ângulo  $\alpha'$  com a vertical (Figura 2.3).

Em relação ao ângulo  $\alpha'$ , devemos ressaltar a incerteza associada na sua determinação, que pode variar aleatoriamente em função das características do terreno, tipo de fundação, dimensões da base da fundação e profundidade da fundação. (DANZIGER, 1983).

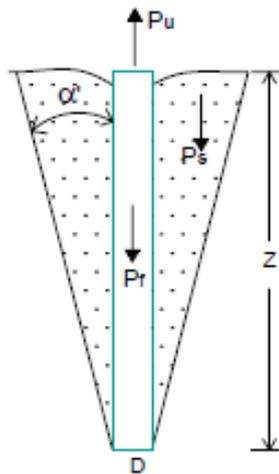


Figura 2.3– Modelo típico empregado no Método Tronco de Cone. (CARVALHO, 1991).

A carga máxima à tração é obtida segundo a expressão:

$$P_u = P_f + P_s \quad 2.1$$

Onde:

$P_f$  – peso do elemento de fundação;

$P_s$  – peso do solo contido no tronco de cone.

No caso particular, de fundações com bases circulares cilíndricas de diâmetro  $D$  e profundidade  $z$ , a carga máxima à tração pode ser estimada com a equação:

$$P_u = P_f + P_s + C_2 \cdot z^2 + C_3 \cdot z^3 \quad 2.2$$

Onde:

$P_s$  – peso do solo contido no cilindro de base  $D$  (diâmetro) e altura  $z$ .

$$C_2 = (\pi \cdot D \cdot \text{tg} \alpha' \cdot \gamma) / 2 \quad 2.3$$

$$C_3 = (\pi \cdot \text{tg}^2 \alpha' \cdot \gamma) / 3 \quad 2.4$$

### 2.3.1.2 Método do Cilindro de Atrito

Este método do cilindro apresenta uma evolução em relação ao método de cone: devido à proximidade dos princípios da Mecânica dos Solos com a superfície de ruptura do solo e, além disso, o método considera que a superfície de ruptura ocorre ao longo de um cilindro cuja base coincide com a base da fundação (Figura 2.4). A superfície de ruptura é mais representativa para o caso das estacas e tubulões.

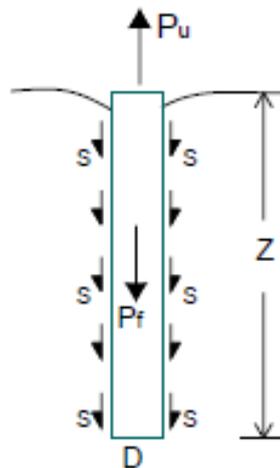


Figura 2.4 – Modelo típico empregado no Método do Cilindro de Atrito (CARVALHO, 1991).

Para o cálculo da resistência máxima à tração usa-se a equação a seguir:

$$P_u = P_f + P_{lu} \quad 2.5$$

Onde:

$P_f$  – peso do elemento de fundação;

$P_{lu}$  – resistência lateral máxima ao longo da superfície de ruptura.

### 2.3.1.3 Método de Grenoble

Desenvolvido na universidade de Grenoble (França), proposto por Biarez e Barraud (1968), o método é considerado um dos mais apropriados para a previsão da capacidade de carga ao arrancamento. Está fundamentado em um número elevado de ensaios em modelos reduzidos, nos quais se observou o comportamento e mecanismos de ruptura das fundações tracionadas, dando origem a formulação da teoria, sendo baseada no estudo do equilíbrio limite dos solos.

Uma grande quantidade de provas de carga em escala natural foi realizada por empresas e instituições de países membros da *Conférence Internationale des Grands Réseaux Électrique à Haute Tension (CIGRE)*, dessa forma validando a metodologia. (BESSA, 2005).

O método pode ser utilizado para quase todos os tipos de fundações. Para a análise da superfície de ruptura, considerações são feitas, como o tipo de elemento, tipo de solo, profundidade da fundação e efeitos de carga.

O método considera uma superfície de ruptura equivalente, que inicia na base da estaca e atinge o nível do terreno. A superfície equivalente apresenta um ângulo de inclinação  $\lambda = -\Phi/8$  (Figura 2.5).

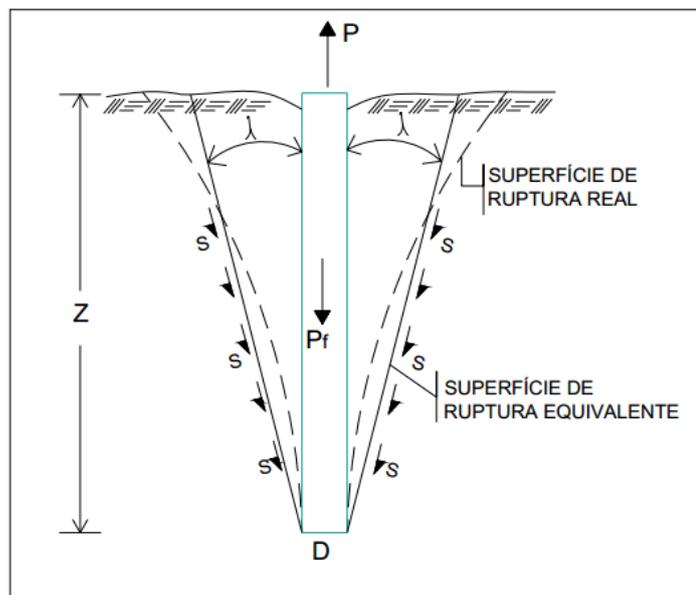


Figura 2.5 – Superfície de ruptura para estacas em solos homogêneos (CARVALHO, 1991).

A capacidade de carga última de estacas submetidas à tração pode ser obtida pela equação:

$$P_u = Pf\Phi + Pfc + Pq + P\gamma + Pf \quad 2.6$$

Onde:

$Pf\Phi$  = termo de atrito

$Pfc$  = termo de coesão

$Pq$  = termo de sobrecarga

$P\gamma$  = termo de gravidade

$Pf$  = peso próprio da fundação.

Para o cálculo dos termos se apresentam as seguintes relações:

Termo de Atrito ( $Pf\phi$ ):

$$Pf\Phi = A_1 \cdot \gamma \cdot L \cdot M_\Phi \quad 2.7$$

$$M_\Phi = M_{\Phi 0} [1 - (1/3) \cdot \tan\lambda \cdot (L/R)] \quad 2.8$$

$$M_{\Phi 0} = (\sin^2 (\Phi + \lambda)) / (4 \cos^2 \lambda) \quad 2.9$$

Termo de Coesão ( $Pfc$ ):

$$Pfc = A_1 \cdot c \cdot M_c \quad 2.10$$

$$M_c = M_{c0} [1 - (1/2) \cdot \tan\lambda \cdot (L/R)] \quad 2.11$$

$$M_{c0} = [(-\tan\lambda / \tan\Phi) + (f/H) \cdot \cos\Phi \cdot (1 + (\tan\lambda / \tan\Phi))] \quad 2.12$$

Sendo,

$$\frac{f}{H} = \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \times \frac{\cos n - \operatorname{sen}\phi \cdot \cos m}{\cos n + \operatorname{sen}\phi \cdot \cos m} \quad 2.13$$

Onde:

$$m = -\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \alpha \quad 2.14$$

$$\text{sen}(n) = \text{sen}(\phi) \times \text{sen}(m) \quad 2.15$$

Termo de Sobrecarga ( $Pq$ )

$$Pf_q = A_1 \cdot q_0 \cdot M_q \quad 2.16$$

$$M_q = M_{q0} [1 - (1/2) \cdot \tan\lambda \cdot (L/R)] \quad 2.17$$

$$M_{q0} = (f_q/q) \text{sen}\Phi (1 + (\tan\lambda / \tan\Phi)) = M_{c0} \cdot \tan\Phi \cdot \tan\lambda \quad 2.18$$

Termo de Gravidade ( $P\gamma$ )

$$P\gamma = A_1 \cdot \gamma \cdot L \cdot M_\gamma \quad 2.19$$

$$M_\gamma = M_{\gamma0} [1 - (1/3) \cdot \tan\lambda \cdot (L/R)] \quad 2.20$$

$$M_{\gamma0} = -(1/2) \cdot \tan\lambda \quad 2.21$$

Das correlações apresentadas obtém-se a capacidade de carga última à tração.

$$Pu = A_1 \cdot (c \cdot M_c + \gamma \cdot L \cdot (M_\phi + M_\gamma) + q \cdot M_q) + Pf \quad 2.22$$

Sendo:

$A_1$  = Área lateral enterrada da estaca.

$\gamma$  = peso específico do solo.

$L$  = Profundidade enterrada.

$R$  = Raio da seção da estaca.

$c$  = coesão do solo.

$\Phi$  = Ângulo de atrito do solo.

$q_0$  = sobrecarga uniforme e extensa atuante na superfície do terreno.

$M_\phi$ ,  $M_c$ ,  $M_q$  e  $M_\gamma$  = Coeficientes de capacidade de carga à tração.

### 2.3.2 Carregamento Horizontal

Estacas usadas em estruturas como altas chaminés, torres de televisão, prédios altos, paredes de retenção altas e estruturas *offshore* são normalmente submetidas a cargas laterais elevadas. Estas estacas devem resistir não apenas aos movimentos verticais, mas também aos movimentos laterais. Para que uma fundação seja adequada, o movimento vertical e horizontal não deve exceder um valor máximo aceitável e não deve haver falha por escoamento do solo ou do material da estaca.

Muitos investigadores realizaram extensos estudos teóricos e experimentais em estacas verticais individuais submetidas a cargas laterais. As soluções generalizadas para estacas verticais carregadas lateralmente são dadas por Matlock e Reese (1960). Broms (1964a, 1964b) e Poulos e Davis (1980) deram abordagens diferentes para resolver problemas de estacas carregadas lateralmente. O método de Broms é engenhoso e baseia-se principalmente na utilização de valores-limite de resistência ao solo. O método de Poulos e Davis (1980) baseia-se na teoria da elasticidade (MURTHY, 2002).

Reese et al., (1974) e Matlock (1970), para resolver problemas de estacas carregadas lateralmente, desenvolveram o conceito de curvas (p-y), sendo um método muito utilizado e difundido ao redor do mundo.

A maioria das soluções teóricas para estacas carregadas lateralmente baseia-se na suposição de Winkler, que envolvem o conceito de módulo do solo, em que o meio do solo pode ser aproximado por uma série de molas elásticas independentes estreitamente afastadas (MURTHY, 2002).

A figura 2.6 ilustra o sistema estaca-solo para carregamento lateral de uma estaca vertical. Uma série de molas não lineares representa a força-deformação característica do solo. A reação aumentando com a deflexão são indicadas pelas molas unidas aos blocos de tamanhos diferentes e então atingindo um limite de elasticidade que depende da profundidade. A variação não linear da carga com deflexão é demonstrada pelo afunilamento nas molas. O espaço entre a estaca e as molas indica a moldagem do solo por cargas repetidas e o encurtamento das molas à medida que a profundidade abaixo da superfície aumenta representa a crescente rigidez do solo (MURTHY, 2002).

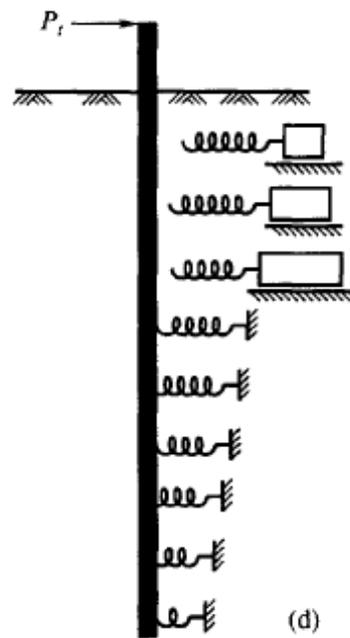


Figura 2.6 – Conceito do sistema solo-estaca carregado lateralmente (MURTHY, 2002).

A determinação do valor do módulo do solo em relação à profundidade ao longo da estaca é a chave para a solução de problemas de estacas carregadas lateralmente. A figura 2.7 mostra uma estaca vertical submetida a uma carga lateral ao nível do solo. O módulo do solo ( $E_s$ ) em qualquer ponto  $x$  abaixo da superfície ao longo da estaca é dado de acordo com a Eq. (2.23):

$$E_s = -p/y \quad 2.23$$

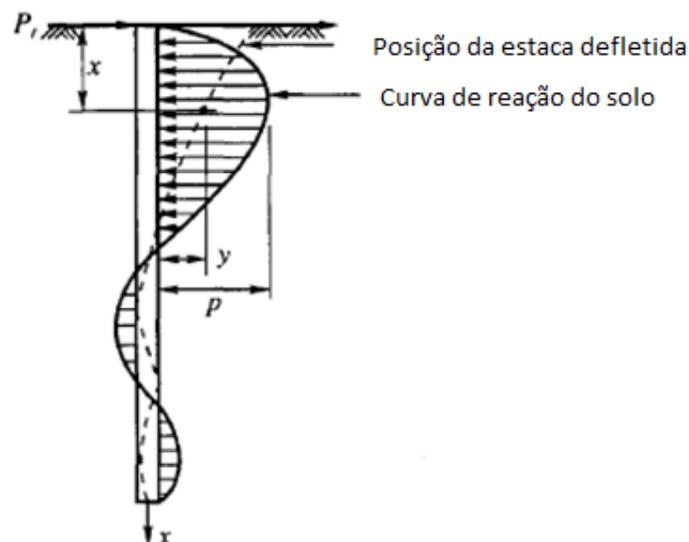


Figura 2.7 – Estaca carregada lateralmente (MURTHY, 2002).

À medida que a carga  $P_t$  no topo da estaca aumenta a deflexão  $y$  e a correspondente reação do solo  $p$  aumenta. A figura 2.8 mostra a relação estabelecida entre  $p$  e  $y$  a qualquer profundidade  $x$ . Pode-se ver que a curva é fortemente não-linear, sendo que  $E_s$  não é uma constante e muda com a deflexão.

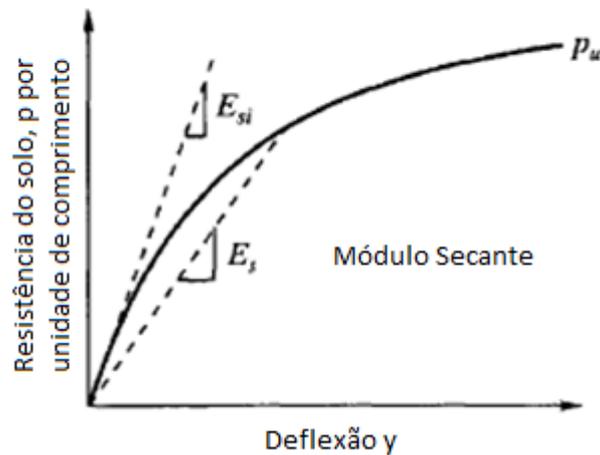


Figura 2.8 – Forma característica da curva p-y (MURTHY, 2002).

O valor de  $E_s$  é influenciado por muitos fatores, como o diâmetro da estaca ( $d$ ), a rigidez à flexão ( $EI$ ), a magnitude da carga  $P_t$  e as propriedades do solo. Para qualquer nível de carga específico, a variação de  $E_s$  com a profundidade é dada pela seguinte expressão (MURTHY, 2002):

$$E_s = n_h \cdot x^n \quad 2.24$$

Em que  $n_h$  é denominado coeficiente de variação do módulo do solo. O valor da potência  $n$  depende do tipo de solo e da inclinação da estaca. A variação de  $E_s$  com a profundidade para valores de  $n$  iguais a  $1/2$ ,  $1$  e  $2$  são dadas pela figura 2.9. A relação linear de variação de  $E_s$  ( $n = 1$ ) é a forma mais útil e normalmente utilizada pelos investigadores.

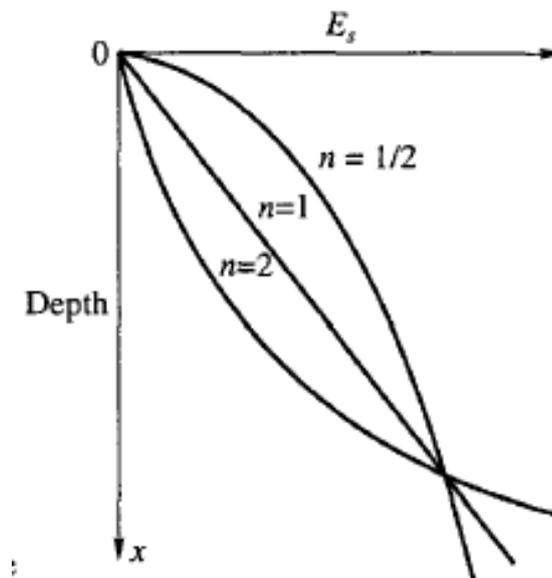


Figura 2.9 – Forma de variação de  $E_s$  com a profundidade.

Segundo Reese (1975), para a areia,  $n_h$  pode ser obtido em relação a densidade relativa. A figura 2.10 mostra esta relação.

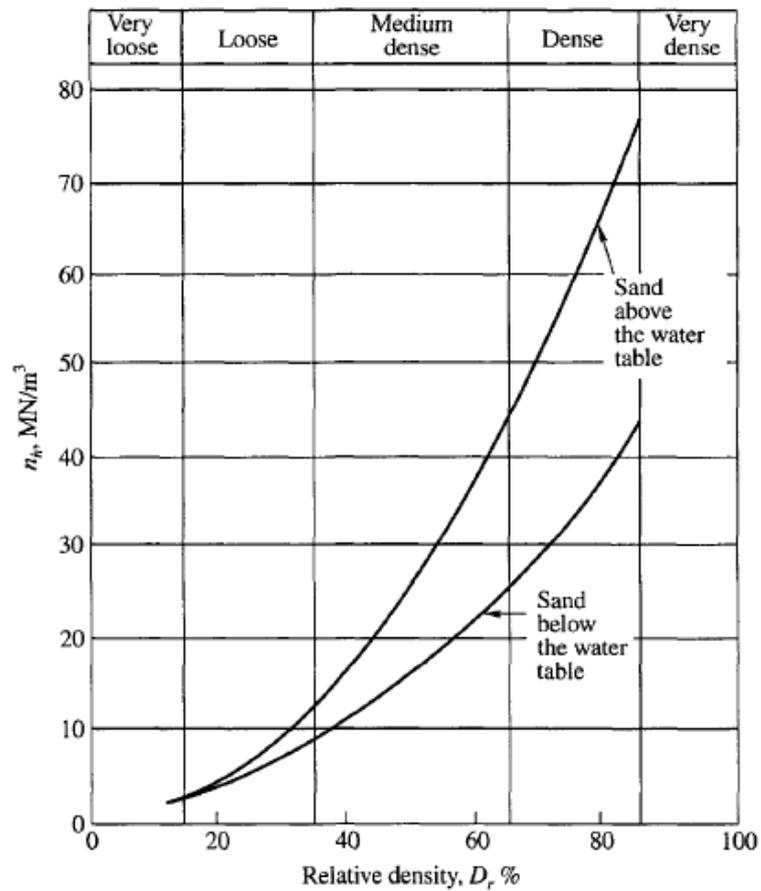


Figura 2.10 – Variação de  $n_h$  com a densidade relativa (REESE, 1975).

Bayton e Black (2016) realizaram uma série de ensaios em centrífuga geotécnica para avaliar o efeito da densidade do solo na resposta de fundações monoestacas de turbinas eólicas *offshore* submetidas ao carregamento lateral até o estado limite de serviço (SLS). A estaca foi monitorada, dessa forma, observando a evolução da deflexão, da força lateral e os momentos de flexão, sendo em seguida comparado com o método de análise das curvas p-y. A aceleração centrífuga utilizada nos estudos foi de 100g, sendo o modelo da estaca tendo 50 mm de diâmetro, espessura da parede de 2,8 mm, de alumínio e comprimento cravado de 300 mm. O protótipo correspondente apresenta dimensões de 5,0 m de diâmetro e 84 mm de espessura de parede, sendo material de aço e com um comprimento cravado de 30,0 m. A areia foi pluviada nas densidades de 34 e 78% para a realização da pesquisa. A estaca foi instrumentada com 10 pares de *strain gauges* em seu fuste ao longo de seu comprimento embutido em intervalos de 5,0 cm e cravada na amostra de areia a 1g. A configuração experimental é também composta por um atuador cilíndrico pneumático de ação dupla, uma célula de carga e dois LVDT's.

Como resultado de seus estudos, foi observado que para um solo com maior densidade, em uma mesma magnitude de carga aplicada, a deflexão sofrida pela estaca é muito menor que para a areia fofa. Além disso, foi visto que para a amostra densa, a carga-deflexão evolui linearmente, sugerindo que um mínimo escoamento global do solo tenha ocorrido, dessa forma, a ruptura é governada pela flexão excessiva da própria estaca. Já para a amostra fofa, existe uma indicação de que tenha ocorrido uma deformação plástica do solo, sendo o mecanismo de falha por rotação (BAYTON E BLACK, 2016).

A comparação com as recomendações atuais de códigos de projeto sugere que existe uma previsão exagerada da capacidade da estaca para cargas dentro da faixa testada (BAYTON E BLACK, 2016).

Analisando de forma geral o momento de flexão para cada densidade, observou-se que o comportamento da interação estaca-solo é semelhante. Contudo, a comparação mostra que o momento de flexão máximo abaixo da superfície do solo é maior para a areia densa. Além disso, Bayton e Black (2016), concluíram que o experimento em areia fofa sofre menos flexão para uma deflexão maior e o ensaio em areia densa sofre mais flexão para uma menor deflexão, para uma mesma

carga, suportando a ideia de que a ruptura em areia densa é por flexão da estaca e a ruptura em areia fofa é por rotação da mesma e pelo escoamento do solo.

Outra conclusão dos estudiosos é que a comparação da deflexão da estaca e momentos de flexão observados e preditos mostra uma subestimação de até 20%.

### 2.3.2.1 Método de Broms

O método de Broms (1964), no seu desenvolvimento, considerou simplificações relativamente à distribuição das reações últimas laterais em estacas do tipo flutuante. Uma particularidade do método é de apenas ser válido em solos homogêneos, respectivamente, solos coesivos e solos não coesivos. Uma diferenciação entre estacas de cabeça fixa e estacas de cabeça livre é proposta pelo autor dentro de cada tipo de solo.

No presente trabalho serão mostrados apenas os métodos de cálculo das cargas últimas em estacas de cabeça livre, que é apresentado à percepção do seu modo de ruptura na figura 2.11.

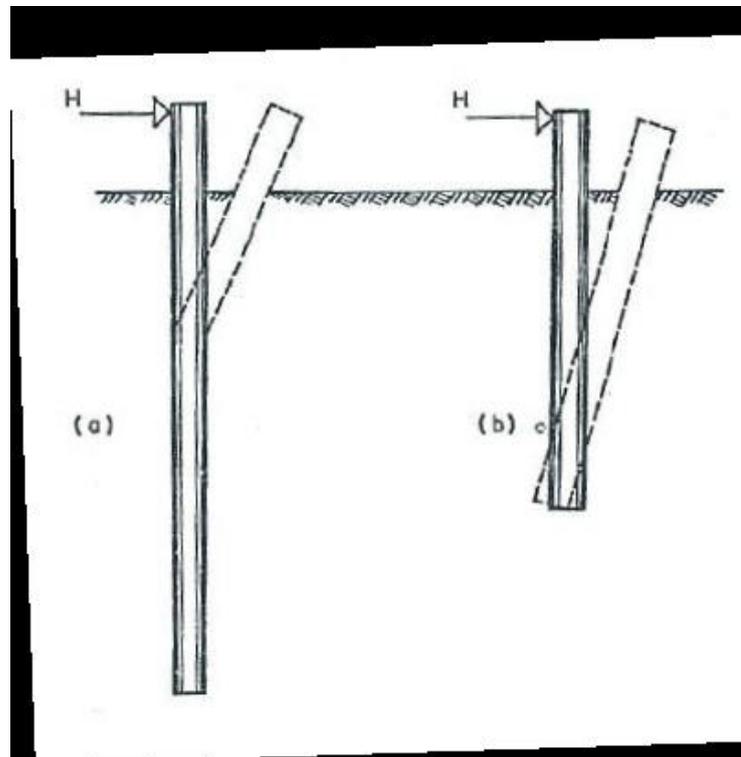


Figura 2.11 – Modos de ruptura para estacas de cabeça livre (BROMS, 1964a).

Representado pela figura 2.11, Broms (1964a), estacas de cabeça livre, é considerada a possibilidade de ocorrerem dois modos de ruptura, os quais

dependem essencialmente do comprimento da estaca para o mesmo tipo de terreno e do material que a constitui. O modo de ruptura a) ocorre no caso de estacas flexíveis (longas) e o caso b) ocorre no caso de estacas rígidas (curtas).

Para solos não coesivos, que é o material a ser utilizado nos ensaios, Broms (1964) faz suas considerações e sugere os métodos de cálculo que serão apresentados abaixo:

Na figura 2.12 é apresentada a deformada da estaca isolada com cabeça livre e a distribuição proposta pelo autor quanto às reações últimas do terreno ao longo do fuste da estaca.

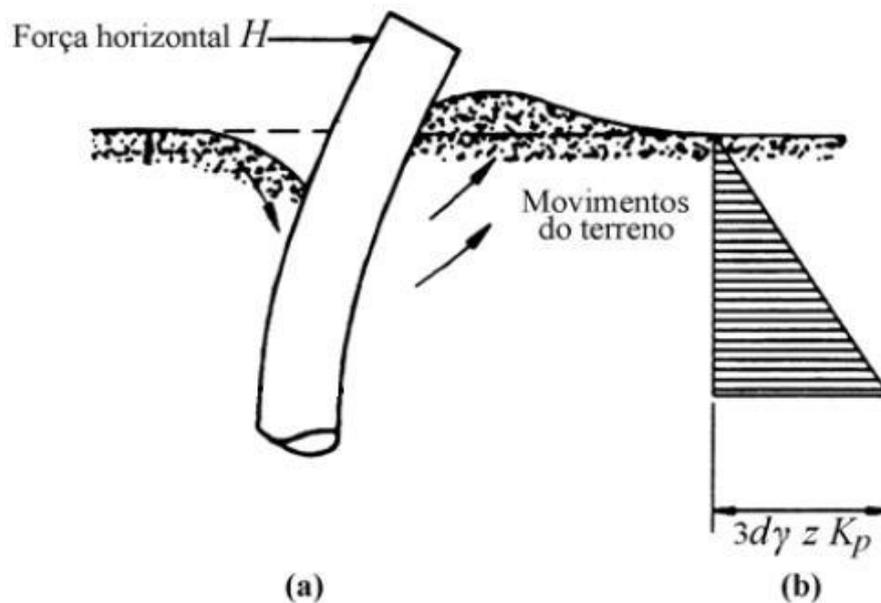


Figura 2.12 – Solos não coesivos: (a) deformada; (b) distribuição das reações últimas do solo (adaptado de BROMS, 1964b).

O valor  $K_p$  utilizado pelo autor em solos não coesivos, assumindo que a superfície da estaca não tem atrito, provém da solução de Rankine, sendo dado por

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \quad 2.25$$

Onde  $\phi'$  é o ângulo de resistência ao cisalhamento do solo.

Broms (1964b) avalia à profundidade  $z$  o valor da resistência lateral última do solo, por:

$$p_u = 3 d \gamma' z K_p \quad 2.26$$

Sendo esta expressão utilizada independentemente da forma da seção e rugosidade da estaca.

Para a determinação da capacidade de carga em estacas curtas, o momento fletor máximo deve ser inferior ao momento de ruptura em uma determinada seção. O ponto de rotação da estaca ocorre em uma seção próxima à ponta da estaca, e as elevadas tensões que são geradas abaixo dessa seção são substituídas por uma carga concentrada na ponta da estaca. Somando os momentos em relação à ponta da estaca, obtém-se a equação abaixo:

$$H_u = (0,5 \cdot \gamma \cdot d \cdot L^3 \cdot K_p) / e + L \quad 2.27$$

O mecanismo de ruptura para estaca curta é representado na figura 2.13.

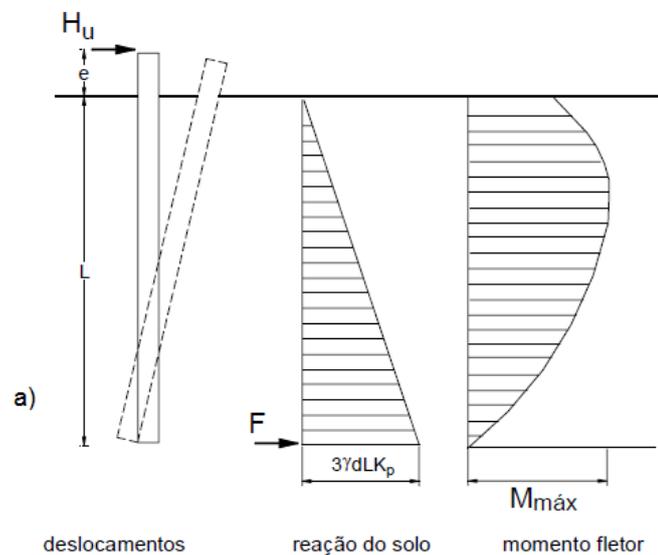


Figura 2.13 – Estaca curta de cabeça livre em solo não coesivo: deslocamento; reação do solo; momento fletor (adaptado de BROMS, 1964b).

Para estaca flexível (longa) de cabeça livre:

O modo de ruptura para uma estaca flexível de cabeça livre verifica-se quando ocorre formação de uma rótula plástica na zona de momento fletor máximo na estaca, figura 2.14.

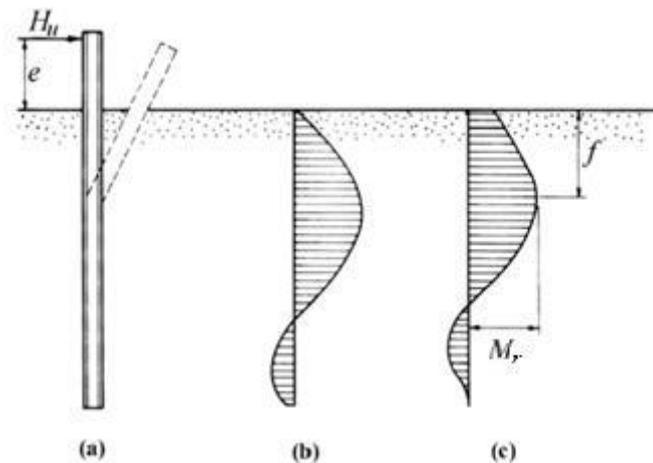


Figura 2.14 – Estaca flexível de cabeça livre em solo coesivo: (a) deformada; (b) reação do solo; (c) momentos fletores (adaptado de BROMS, 1964b).

Broms (1964b) apresenta neste caso duas expressões para o cálculo de  $H_u$ , sendo estas:

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d K_p \gamma}} \quad 2.28$$

$$H_u = \frac{M_r}{e + \frac{2}{3} f} \quad 2.29$$

Ábacos de Broms (1964b) para solos não coesivos:

No caso de solos não coesivos, Broms (1964b) elaborou também dois ábacos através das expressões anteriores, tendo a finalidade de simplificar a resolução de um dado problema para cada tipo de estaca (rígida e flexível). O ábaco para estaca curta e flexível está apresentado na figura 2.15 e 2.16.

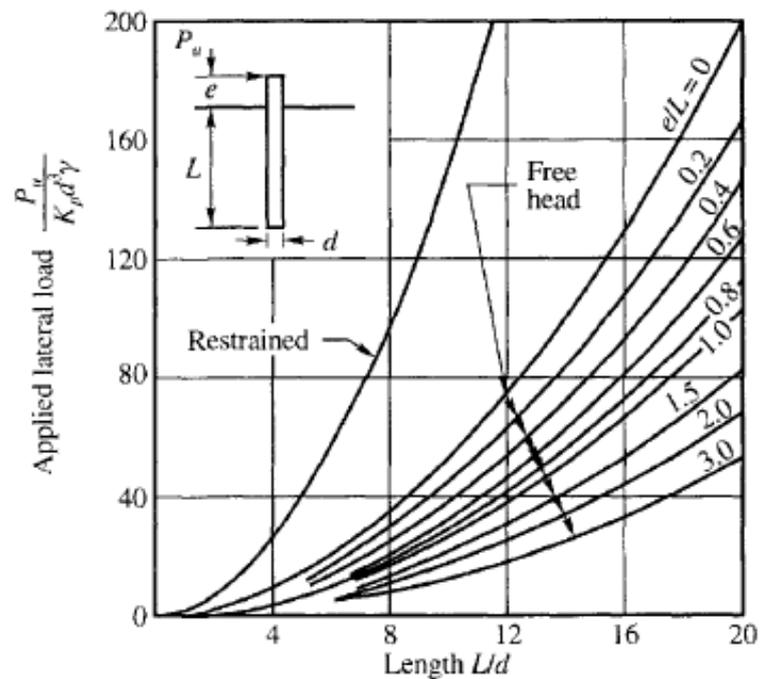


Figura 2.15 – Ábaco para estimativa da carga última para estacas curtas em solos não coesivos (adaptado de BROMS, 1964b).

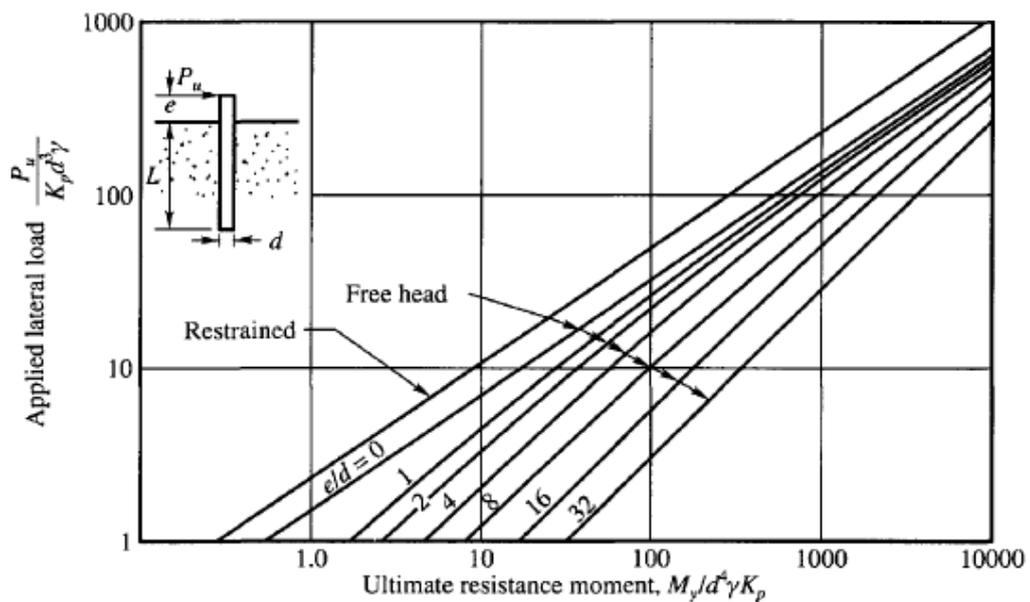


Figura 2.16 – Ábaco para estimativa da carga última para estacas flexíveis em solos não coesivos (adaptado de BROMS, 1964b)

### 2.3.2.2 Método das curvas p-y

Matlock and Reese (1960) resolveram equações para a determinação da deflexão ( $y$ ), rotação ( $S$ ), momento ( $M$ ), cisalhamento ( $V$ ) e reação do solo ( $p$ ) em

vários pontos ao longo da estaca baseados na análise dimensional. As expressões para a deflexão ( $y$ ) e reação do solo ( $p$ ) são as seguintes:

$$y = (Pt.T^3/EI)Ay + (Mt.T^2/EI)By \quad 2.30$$

$$p = (Pt/T)Ap + (Mt/T^2)Bp \quad 2.31$$

Onde  $T$  é o fator de rigidez relativa, expresso como:

$$T = (EI/n_h)^{1/5} \quad 2.32$$

Para a variação linear de  $E_s$ .

$A$  e  $B$  são o conjunto de coeficientes não-dimensionais e seus valores são apresentados na figura 2.17. Os mesmos são dados em função do coeficiente de profundidade  $Z$ , expresso como:

$$Z = x/T \quad 2.33$$

Z	$A_y$	$A_s$	$A_m$	$A_v$	$A_p$
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.966	-0.422
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.016	0.201
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.013	0.046
Z	$B_y$	$B_s$	$B_m$	$B_v$	$B_p$
0.0	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	1.453	-1.650	1.000	-0.007	-0.145
0.2	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.112	-0.482	0.668	-0.456	-0.157
1.6	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.089	0.057	0.059	-0.0213	0.268
4.0	-0.028	0.049	0.042	0.017	0.112
5.0	0.000	0.011	0.026	0.029	-0.002

Figura 2.17 – Coeficientes A e B para variação linear de  $E_s$  (REESE AND MATLOCK, 1960).

Os coeficientes A e B tendem a zero quando o coeficiente de profundidade Z é igual ou superior a 5, ou seja, quando o comprimento da estaca é superior a 5T, sendo essas estacas denominadas longas ou flexíveis. O comprimento de uma estaca perde seu significado além de 5T.

A equação correspondente para a deflexão ao nível do solo é expressa como:

$$y = 2,435 (Pt.T^3/EI) + 1,623 (Mt.T^2/EI) \quad 2.34$$

A solução de estacas verticais carregadas lateralmente pelo método das curvas p-y faz uso das equações demonstradas acima. A construção das várias curvas depende principalmente do único parâmetro  $n_h$ . As curvas p-y, a diferentes profundidades ao longo da estaca, podem ser construídas se for possível obter o valor de  $n_h$  independente para cada estágio de carregamento Pt. A construção é da seguinte forma (MURTHY, 2002):

- 1- Determine o valor de  $n_h$  para um estágio particular de carregamento Pt.
- 2- Calcule T da Eq. (2.32) para a variação linear de Es com a profundidade.
- 3- Calcule y em profundidades específicas  $x = x_1$ ,  $x = x_2$ , etc. ao longo da estaca, fazendo uso da Eq. (2.30), onde os parâmetros A e B podem ser obtidos a partir da figura 2.17 para vários coeficientes de profundidade Z.
- 4- Calcule p usando a Eq. (2.31), uma vez que T é conhecida, para cada uma das profundidades  $x = x_1$ ,  $x = x_2$ , etc.
- 5- Uma vez que os valores de p e y são conhecidos em cada uma das profundidades  $x_1$ ,  $x_2$ , etc., é também conhecido um ponto na curva p-y em cada uma destas profundidades.
- 6- Repita os passos 1 a 5 para diferentes estágios de carregamento e obtenha os valores de p e y para cada estágio de carga e trace para determinar as curvas p-y em cada profundidade.

Na figura 2.8 a curva p-y é fortemente não linear e só pode ser prevista se os valores de  $n_h$  forem conhecidos para cada estágio de carregamento. Além disso, a qualquer profundidade específica x abaixo da superfície do solo, a curva pode ser estendida até a reação do solo, p, atingir um valor final, pu.

A chave para a solução de um problema de carregamento lateral é o desenvolvimento de uma equação para  $n_h$ . Não há uma relação definida entre o parâmetro  $n_h$ , as propriedades do solo, o material da estaca e as cargas laterais. No entanto, reconheceu-se, que para estacas em areia o  $n_h$  depende da densidade relativa e que o valor de  $n_h$  diminui com um aumento na deflexão da estaca. Para

deflexões muito baixas os valores de  $n_h$  são altíssimos. A figura 2.18 mostra uma curva típica de  $n_h$  x  $y$  (deflexão) (MURTHY, 2002).

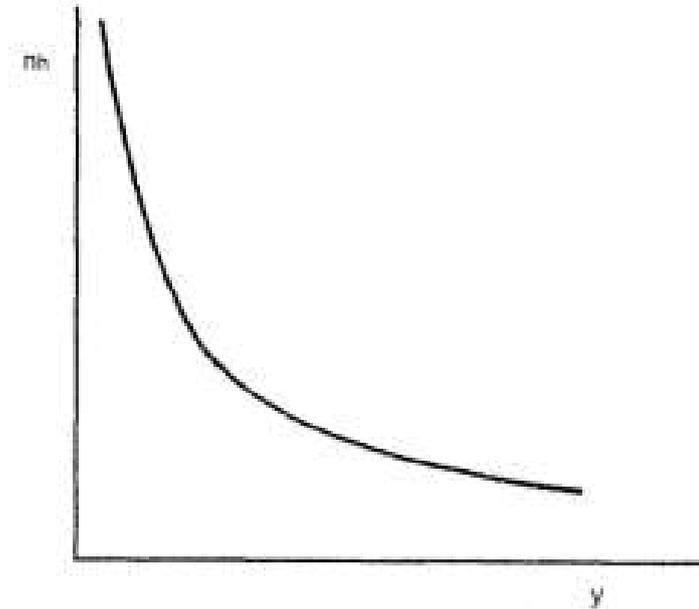


Figura 2.18 – Relação típica entre o coeficiente de variação do módulo do solo e o deslocamento horizontal.

Para um problema específico, a seleção de um valor inicial para  $n_h$  ainda é difícil e muitas vezes arbitrária. As recomendações disponíveis variam largamente a este respeito (TERZAGHI, 1955 e REESE, 1975).

Murthy trabalhou nesse problema por muito tempo. Com base nos princípios da análise dimensional, foi desenvolvida uma relação explícita entre  $n_h$  e as outras propriedades variáveis do solo e da estaca (MURTHY E SUBBA RAO, 1995).

Um grande número de dados de testes em estacas foi analisado e a expressão de  $n_h$  para estacas em areia é a seguinte:

$$n_h = (150.C\phi.\gamma^{1.5}.(EI.d)^{0.5})/Pe \quad 2.35$$

Onde:  $C\phi = 0,00003.(1,316)^\phi$

$\gamma$  = peso específico do solo.

$EI$  = rigidez à flexão da estaca.

$d$  = diâmetro da estaca.

$Pe$  = Carga aplicada.

Observa-se na equação acima que o numerador é constante para qualquer dado conjunto de propriedades da estaca e do solo.

A equação acima pode ser usada para prever o comportamento não-linear de estacas submetidas a cargas laterais com muita precisão (MURTHY, 2002).

### **2.3.3 Carregamento Inclinado**

Como já foi dito, estacas *offshore* estão sendo usadas em ambientes agressivos, podendo ser monoestacas, para suportar turbinas eólicas *offshore*, ou estacas de ancoragem para amarrar estruturas flutuantes. Uma ampla gama de forças geralmente atua nessas estacas, sendo monotônicas e cíclicas de arrancamento lateral-inclinado. Não há métodos de projeto recomendados para estacas *offshore* sujeitas a cargas de arrancamento inclinado. A maioria das pesquisas realizadas nesta área foi para cargas laterais ou de tensão nas estacas. É assumido desacoplado o efeito de componentes horizontais e verticais da carga inclinada aplicada, ou seja, podem ser consideradas independentemente.

Este problema tem recebido pouca atenção, no que diz respeito à complexidade do mecanismo de resposta, ou seja, ao comportamento de uma estaca submetida a cargas de arrancamento inclinado. As análises já existentes criaram suposições muito grosseiras que podem invalidar a sua aplicabilidade à escala completa.

Quando a carga aplicada se desvia ligeiramente da direção axial, a falha ocorrerá essencialmente devido ao deslizamento axial, enquanto que a falha lateral ocorre quando a inclinação é grande; quando a carga torna-se quase perpendicular ao eixo da estaca.

Nos estudos de Russo e Bernardes (2002), foram analisados testes em estacas modelo, carregadas em diferentes inclinações (0, 30, 50 e 90°) em relação à vertical. Nos testes realizados foi revelado que a inclinação do carregamento influencia significativamente a resistência lateral. O solo usado nos ensaios é típico de um depósito arenoso de natureza flúvio-glacial e com densidade relativa de 73%. A estaca utilizada foi de uma liga de alumínio, vazada, com comprimento de 2,6 metros, diâmetro externo de 15 cm e espessura da parede de 5 mm, sendo a

mesma instrumentada para a medição de momentos fletores, tensões de compressão e deslocamentos verticais e horizontais.

A definição da ruptura para carregamentos laterais segue a proposta de Reese et al. (1974), em que para solos arenosos a ruptura se concretiza a um deslocamento de 3/80 do diâmetro da estaca. Já para a determinação da ruptura no carregamento axial foi utilizado o critério dos 80%. Com os resultados dos ensaios, foi obtida uma “inclinação ótima”, para qual a resistência lateral é máxima, sendo essa inclinação de 35°. Os estudiosos comparam os resultados obtidos com algumas estimativas teóricas de cálculo de capacidade de carga, utilizando as relações de (Meyerhof e Ranjan, 1972), (Meyerhof et al., 1988) e (Meyerhof e Sastry, 1985). Com os resultados dos experimentos, os pesquisadores concluíram que a resistência lateral mobilizada de estacas verticais em areia é maior sob carregamentos inclinados do que em carregamentos verticais, seguindo os critérios de ruptura utilizados. Para o carregamento lateral (90° em relação à vertical), uma mesma componente horizontal apresenta um maior deslocamento que para carregamentos inclinados. Outra conclusão da pesquisa de Russo e Bernardes (2002) é que os métodos de estimativa da capacidade de carga não previram adequadamente o comportamento de estacas verticais sujeitas a carregamentos inclinados.

Em outra pesquisa relevante, Sakr e Nasr (2013) investigaram experimentalmente os efeitos da carga inclinada no deslocamento axial da estaca e a resposta lateral da mesma, para estaca cravada em terreno nivelado e próximas a terreno inclinado. Foi utilizada no estudo uma estaca modelo de aço liso com diâmetro de 10 mm e comprimento total 110, 210, 310 e 410 mm. Os 10 mm superiores das estacas são parte parafusada e o restante do comprimento cravado na areia. O solo usado foi areia, realizando os ensaios em três diferentes densidades relativas (25, 45 e 68%).

Sakr e Nasr (2013) observaram através dos resultados de suas pesquisas que a carga axial última diminui de acordo com que a inclinação da carga aplicada com a vertical aumenta. Em relação à carga lateral atuando sobre a cabeça da estaca, aumentando a inclinação da carga aplicada, a mesma também aumentará. Dessa forma, o deslocamento lateral da estaca aumentará, diminuindo a carga lateral última.

Os momentos fletores ao longo do comprimento da estaca foram observados e chegaram à conclusão, que aumentando a inclinação da carga, os valores dos momentos fletores também aumentam, para uma mesma profundidade analisada.

Segundo Sakr e Nasr (2013), a carga vertical e lateral última diminui com o aumento da inclinação com a vertical da carga aplicada. O aumento da inclinação da carga aplicada provoca também o aumento da deflexão lateral ao longo da estaca, que de acordo com seus ensaios, para estaca cravada em areia fofa, a máxima deflexão lateral na superfície do solo sobre carregamento puramente lateral é 53% maior para o caso de carregamento inclinado, com ângulo de 30° com a vertical. Outro ponto observado pelos pesquisadores, é que o valor de  $\eta_h$  decresce com o aumento da inclinação da carga aplicada, para o mesmo solo e deflexão.

Outro pesquisador, Ramadan (2014), também realizou estudos sobre o comportamento de estacas *offshore* submetidas à carga monotônica de arrancamento inclinado, em areia densa. Para simular o problema em estudo foi utilizado o método dos elementos finitos tridimensionais. A análise foi realizada para estacas de uma gama de  $(L / T)$  inferior a 3,0, sendo essa relação denominada de rigidez estaca-solo, calculada como a relação do comprimento da estaca ( $L$ ) com o comprimento elástico ( $T$ ) e o valor de  $\eta_h$  considerado constante nos cálculos, 40 MN/m<sup>3</sup> para areia densa.

De acordo com a pesquisa de Ramadan (2014), foi concluído que a capacidade máxima de tensão de uma estaca submetida a uma carga inclinada aumenta, aumentando a inclinação com relação à horizontal para todos os casos independentemente do valor  $(L / T)$ , como já foi relatado por outros pesquisadores. Além disso, a componente de carga vertical causa contrações elásticas radiais "Poisson" da seção transversal da estaca, que é mais evidente em estacas tubulares, ocasionando um aumento da rigidez à flexão da estaca, provocado devido a esta contração radial. Isto é observado como uma redução do momento de flexão e da rotação da estaca.

No presente trabalho será utilizado o método de Metlock e Reese (1960) para análise da componente horizontal da carga inclinada aplicada.

## 2.4 Modelagem física

A modelagem física é uma ferramenta complexa e útil para avaliar as hipóteses assumidas nos modelos reduzidos e também observar os fenômenos que podem ocorrer nos protótipos. Tendo a similaridade como um conceito diretamente relacionado, este que consiste basicamente na equivalência de experimentos ou fenômenos. Sendo os processos físicos semelhantes, é possível prever o comportamento de um deles quando se é conhecido o comportamento do outro.

Utilizando a relação entre o modelo e o protótipo, torna-se mais fácil a execução do ensaio em laboratório. Para que o modelo represente o protótipo, ou seja, para que todos os resultados obtidos nos ensaios com o modelo reduzido possam ser estendidos ao protótipo, é preciso que haja semelhança entre eles, a começar pela semelhança geométrica. Destaca-se que somente a semelhança geométrica não é suficiente (CARNEIRO, 1993).

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

O uso da modelagem física na engenharia geotécnica vem sendo utilizada para validar e analisar o comportamento dos solos e rochas e também para dar suporte à modelagem numérica, pois os modelos numéricos precisam de dados dos ensaios realizados com os modelos físicos para sua calibração, havendo assim uma interação entre as duas modelagens.

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

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

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

- efeitos de carregamento cíclico, como exemplo: fundações de estrutura *offshore* e liquefação induzidas por terremoto;
- processo de transporte em solo, por exemplo: remediação de áreas contaminadas;
- limitações na modelagem numérica da resposta do solo, como resposta não linear do solo, propriedade de anisotropia e acúmulo de danos dentro de materiais cimentados.

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

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

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

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

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

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

Alguns dos objetivos dos testes utilizando a modelagem centrífuga são:

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

A força de inércia centrífuga criada pela rotação é dependente da velocidade angular e do raio de rotação. Quando o modelo tem uma dimensão (profundidade) no plano da rotação que se estende desde o braço radial da centrífuga, o raio de rotação varia com a profundidade do modelo. O resultado disto é uma variação da força de inércia aplicada através da profundidade da amostra.

Os eventos que ocorrem no modelo e no protótipo devem ser semelhantes e a similaridade precisa ser relacionada com leis de escala apropriadas. Na Tabela 2.1 são listadas as leis de escala em centrífuga importantes para essa pesquisa, sendo  $N$  a razão entre as dimensões da estrutura do protótipo e o modelo em escala.

Tabela 2.1 – Leis de escala na modelagem centrífuga.

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

Área	1/N <sup>2</sup>
Tempo (T)	1/N <sup>2</sup>
Tensão ( $\sigma$ )	1
Deformação ( $\epsilon$ )	1
Velocidade (v)	1

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Ensaios Propostos

Para este trabalho foram realizados ensaios em laboratório, com o intuito de determinar as propriedades do solo utilizado, e em centrífuga geotécnica, onde os modelos reduzidos montados foram levados a uma maior aceleração gravitacional, com o objetivo de estudar o comportamento geotécnico de estacas arrancadas em três diferentes direções (vertical, inclinado e horizontal).

#### 3.2 Areia utilizada nos ensaios

A areia utilizada nos estudos foi a mesma empregada no estudo de Neves (2012), sendo a areia industrial normalizada, comercializada pelo Instituto de Pesquisa Tecnológico (IPT). A seguir será apresentada a distribuição granulométrica, obtida através dos ensaios de caracterização, e as propriedades físicas da areia. Para a obtenção dos mesmos, os ensaios foram realizados seguindo as normas vigentes.

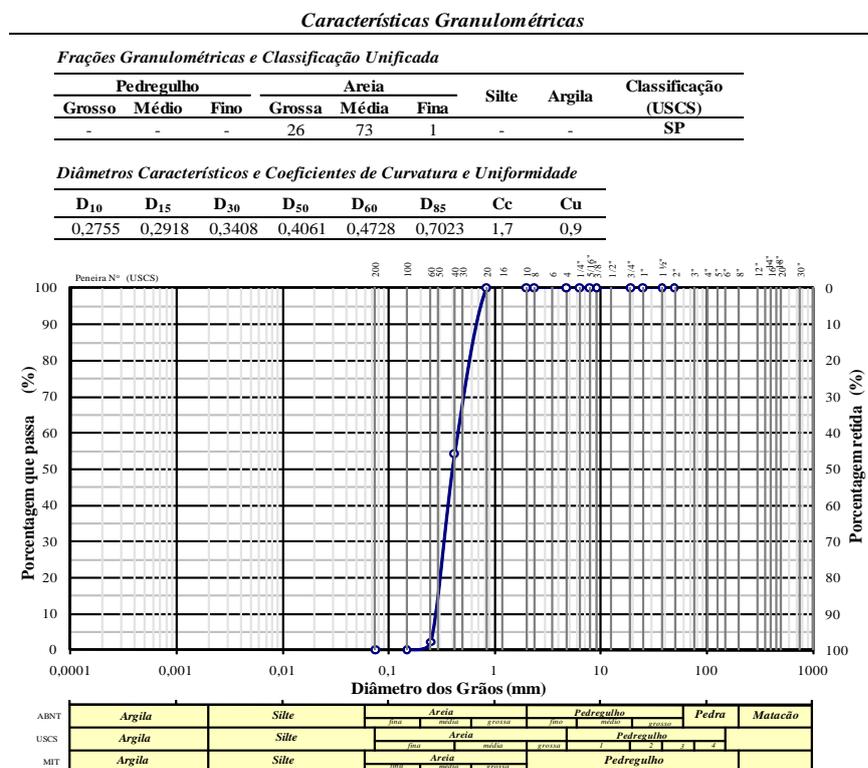


Figura 3.1 – Curva granulométrica da areia.

Tabela 3.1 - Propriedades físicas da areia

<b>Propriedades</b>	<b>Valor</b>
Coeficiente de Uniformidade	1,70
Coeficiente de Curvatura	0,90
Diâmetro Efetivo D <sub>10</sub>	0,27 mm
Densidade real dos grãos (G)	2,64
Índice de vazios mínimo	0,70
Índice de vazios máximo	1,04

### 3.3 Ensaio na Centrífuga Geotécnica

Os três ensaios definitivos foram realizados seguindo uma metodologia específica. Para que essa metodologia fosse estabelecida, vários testes foram executados nas diferentes etapas dos ensaios. Durante os testes foi possível conhecer as dificuldades no processo de realização dos ensaios, dessa forma avaliando e tomando decisões para que os mesmos fossem executados com maior precisão.

O procedimento de pluviação, a calibração de todos os instrumentos a serem utilizados nos ensaios, a célula de carga adequada, o desenvolvimento de um *software* para aquisição de dados, o sistema de cravação e o sistema de arrancamento nos três diferentes ângulos foram estabelecidos na fase de testes e montagem dos ensaios.

Todos os ensaios foram executados com areia fofa ( $15\% \leq D_R < 35\%$ ), no container circular da centrífuga, onde foi cravada a estaca, sendo solicitadas mediante diferentes ângulos de arrancamento, com taxa constante. O tipo e tamanho da estaca de fundação foram mantidos constantes, bem como sua profundidade de enterramento (topo na superfície do solo) e o nível de aceleração centrífuga  $g$  ( $N \sim 24$ ).

### 3.4 Confeção do Modelo e Sistemas de carregamento

#### 3.4.1 Equipamentos

##### 3.4.1.1 Caixa Teste

Os ensaios foram realizados no container circular da centrífuga (Figura 3.2), feito de aço com as seguintes dimensões: 464 mm de diâmetro e altura de 478 mm.



Figura 3.2 – Caixa teste cilíndrica para elaboração dos modelos físicos.

##### 3.4.1.2 Estaca

A estaca utilizada nos ensaios seguiu o estudo de escala demonstrado abaixo:

Considerando uma estaca de 67 cm de diâmetro e espessura da parede de 12,0 mm, para a obtenção do diâmetro do modelo a seguinte relação de similitude deve ser feita, também utilizada por Bayton e Black (2016) e representada abaixo. Sendo que a estaca do modelo é uma liga de alumínio 6063 T5 e a estaca do protótipo é de aço e a aceleração centrífuga de  $N = 24$ .

$$(E_m \cdot I_m) / (E_p \cdot I_p) = 1/N^4$$

3.1

A tabela 3.2 define a configuração da estaca.

Tabela 3.2 – Configuração da estaca (Modelo e Protótipo)

<b>Descrição</b>	<b>Modelo</b>	<b>Protótipo</b>
Diâmetro (D)	28,57 mm	67 cm
Espessura da parede (t)	1,6 mm	12,0 mm
Material	Alumínio	Aço
Módulo de elasticidade (E)	69 GPa	205 GPa
Rigidez à flexão (EI)	850,49 Nm <sup>2</sup>	2,752x10 <sup>8</sup> Nm <sup>2</sup>
Comprimento cravado (L)	270 mm	6,30 m

O diâmetro da estaca encontrado, utilizando a relação à cima (constituída por um tubo de alumínio), foi de 2,791 cm, sendo utilizado um tubo de alumínio (comercial) com valor mais próximo, de 2,857 cm de diâmetro (Figura 3.3 (a)).

O momento de inércia, tanto para o modelo quanto para o protótipo, foi calculado seguindo a fórmula para tubo de parede fina, também utilizada por Bayton e Black (2016), demonstrada a seguir:

$$I(\text{tubo de parede fina}) = \pi \cdot t \cdot r^3 [1 + (t/2r)^2] \quad 3.2$$

Onde:  $r = (D-t)/2 =$  raio médio.

Para determinação do comprimento da estaca no modelo outra relação deve ser feita, sendo o comprimento do protótipo de 6,30 metros. A relação é dada por:

$$L_m/D_m = L_p/D_p \quad 3.3$$

O comprimento da estaca no modelo, a partir da relação feita, é de 27,0 cm (Figura 3.3 (b)).



(a)



(b)

Figura 3.3 – Estaca de alumínio utilizada: (a) diâmetro e (b) comprimento.

Para a estaca (protótipo) foi realizado um estudo para prever seu comportamento no arrancamento inclinado e horizontal, apresentado a seguir:

A rigidez relativa estaca-solo, para solos arenosos é dada pela fórmula:

$$T = (EI/n_h)^{1/5}$$

3.4

Onde:  $n_h$  (constante do coeficiente de reação horizontal) =  $8 \text{ MN/m}^3$  - areia fofa (REESE et al., 1974).

$E_p \cdot I_p$  (rigidez à flexão) =  $2,752 \times 10^2 \text{ MNm}^2$  - aço

O valor de  $T$  foi de 2,0 metros.

Dividindo o comprimento cravado ( $L$ ) da estaca pelo valor de  $T$  encontramos um valor adimensional, que para o caso foi de 3,10.

Segundo os estudiosos, como já foi dito no presente trabalho, quando o comprimento da estaca é superior a  $5T$ , essas estacas são denominadas de longas ou flexíveis.

Sendo assim a previsão é que a estaca se comporte como estaca intermediária, sofrendo pequenas deformações no carregamento e sua ruptura caracterizada pela rotação da mesma.

#### 3.4.1.3 Equipamentos de cravação

Para a cravação da estaca nos três ensaios, foi utilizado um cilindro de simples ação, modelo RC-53 de capacidade máxima de 5 toneladas, acoplado a uma bomba hidráulica manual de aço, modelo P-84 com pressão máxima de serviço de 10000 psi, sendo os dois equipamentos fabricados pela ENERPAC. Na cravação foi necessária a fabricação de uma peça de champox no formato retangular e um gabarito de acrílico, com espessura de 1,5 cm, sendo posicionado em cima do container. Ambos sendo utilizados para garantir a verticalidade da estaca na cravação e seu posicionamento no centro do container. O auxílio de níveis também foi necessário. Todo processo de cravação ocorreu a 1g (Figura 3.4 (a) e (b)).



Figura 3.4 (a) e (b) – Equipamentos utilizados para a cravação.

#### 3.4.1.4 Instrumentação e Aquisição de dados

Para o arrancamento da estaca nos três ensaios, foi utilizado um motor elétrico, que é fixado sobre uma viga de alumínio, ficando a uma determinada altura do topo da caixa teste (Figura 3.5).

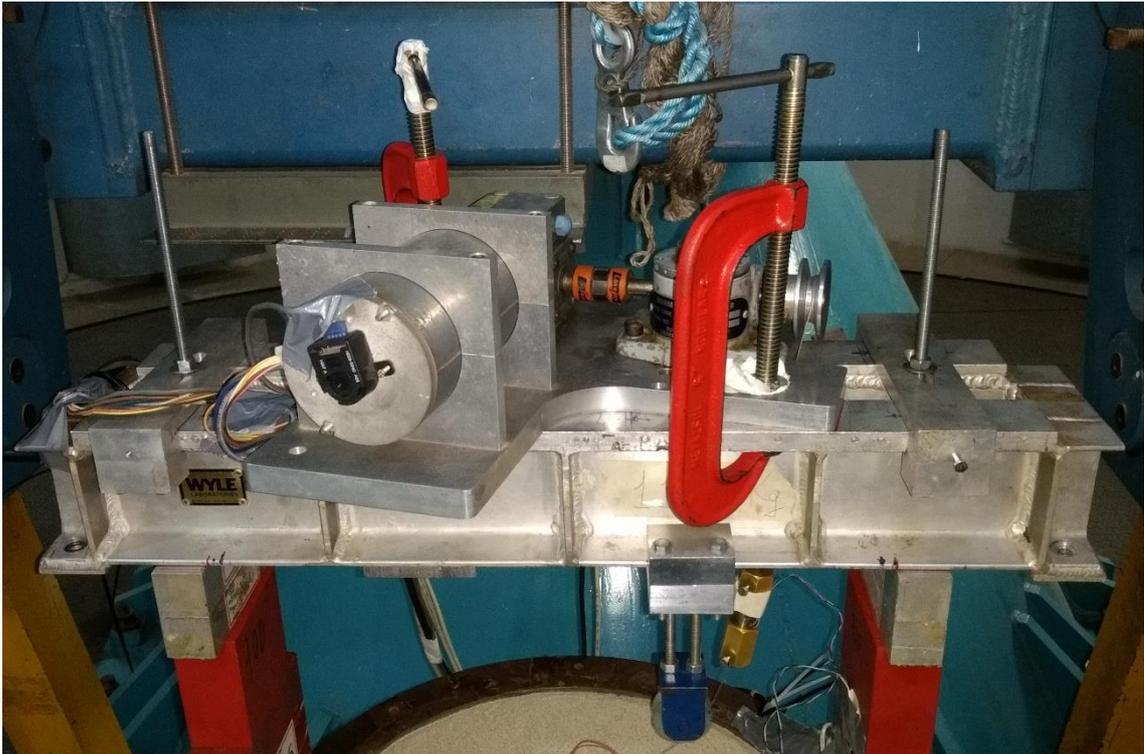


Figura 3.5 – Motor elétrico e viga de alumínio.

No ensaio de arrancamento vertical foi utilizado um transdutor de deslocamento da GEFTRAN Brasil modelo PZ34-S-250, que possui 250 mm de curso útil e repetibilidade de 0,125 mm (Figura 3.6).



Figura 3.6 – Transdutor de deslocamento.

A célula de carga utilizada nos ensaios foi a do modelo ELH TC 590 – 1000lb da *Etran Devises*, com capacidade máxima de 4450 N ou 450 kg (Figura 3.7).

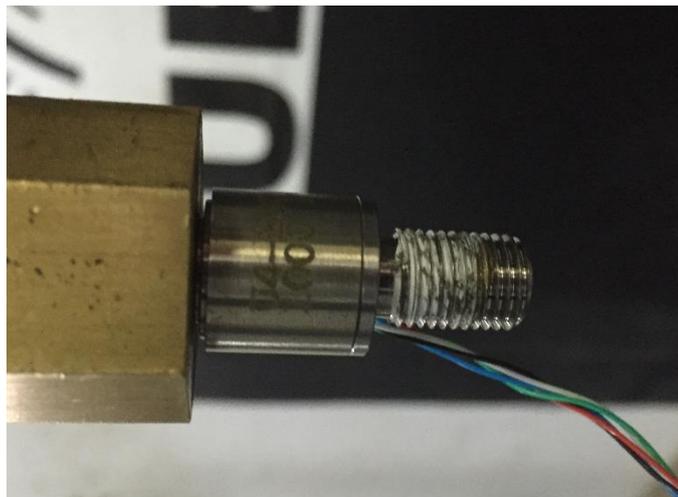


Figura 3.7 – Célula de carga.

Para o arrancamento horizontal e inclinado, sensores como *strain gauges* e de tensão total também foram utilizados, fixados no fuste da estaca modelo, fornecendo informações como deformações e tensões em diferentes pontos da mesma (Figura 3.8 e 3.9).

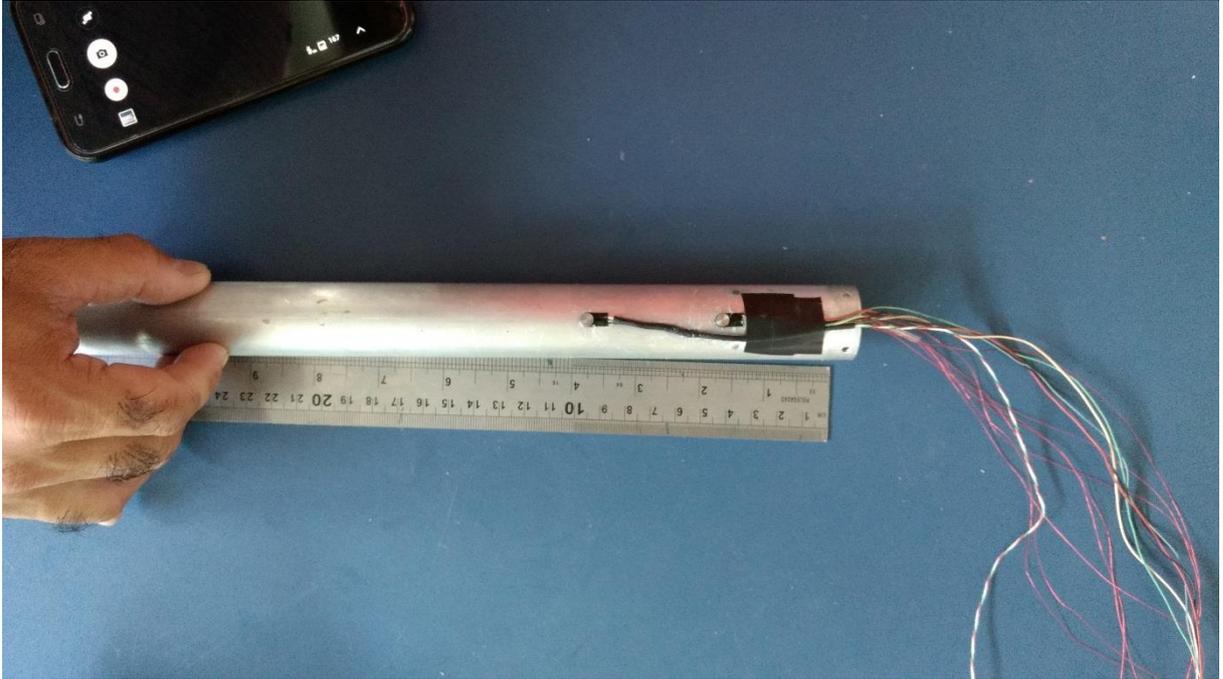


Figura 3.8 – Células de tensão total.



Figura 3.9 – Strain gauges.

Em anexo estão apresentadas as calibrações do transdutor de deslocamento e da célula de carga.

A aquisição de dados dos ensaios, na centrífuga geotécnica, foi feita através do computador PXI.

Foi desenvolvido um programa específico através da plataforma *LabView 8.5*, para acompanhar a evolução do ensaio durante ensaio na centrífuga. Com o programa foi possível visualizar, simultaneamente, os dados capitados de todos os instrumentos utilizados para o estudo. A figura 3.10 apresenta a imagem do software durante um ensaio de arrancamento na centrífuga.

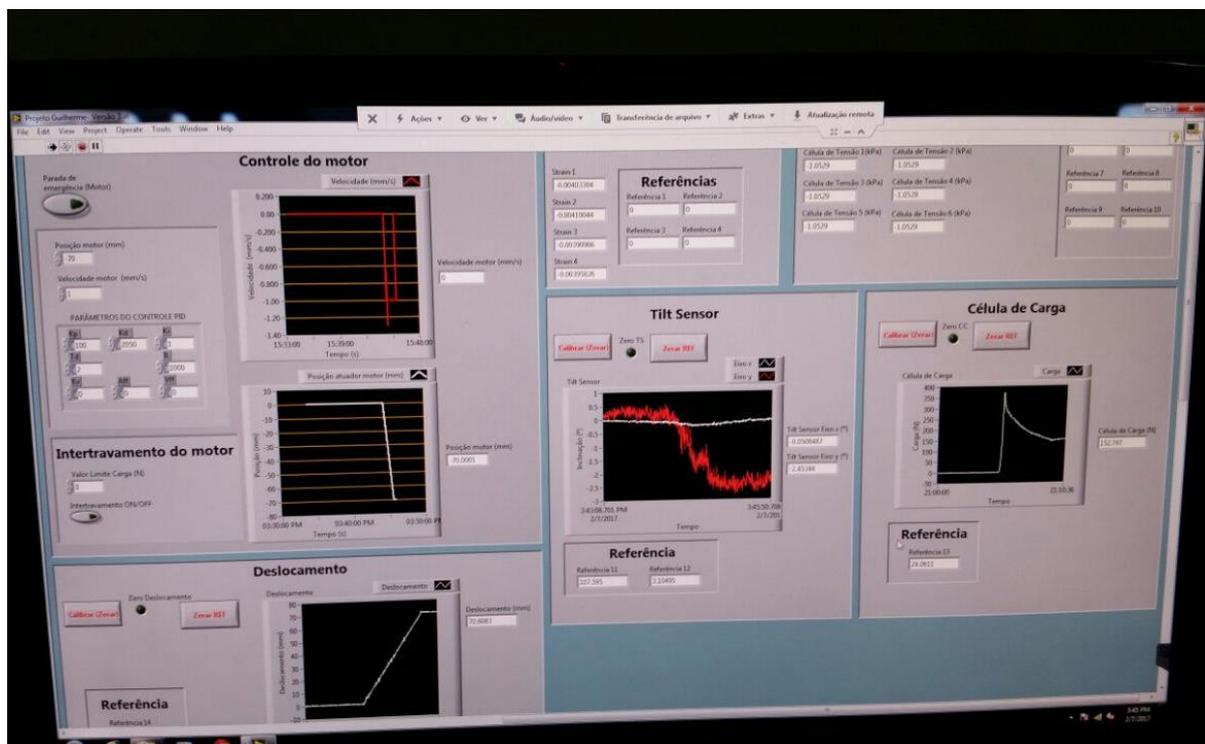


Figura 3.10 – Imagem do *LabView* durante um ensaio de arrancamento.

### 3.4.1.5 Centrífuga Geotécnica

A centrífuga geotécnica, onde serão realizados os ensaios, pertence ao laboratório de engenharia civil da UENF e é considerada de porte médio, cuja capacidade é de 100g-toneladas, podendo atingir até 200 g para uma amostra de 500 kg.

O controle da centrífuga é feito através de *softwares* desenvolvidos pela *WyleLaboratories*. Os *softwares* possuem a capacidade de calcular forças

desbalanceadas em tempo real e também antes do ensaio, possibilitando o uso de contrapesos com grande precisão.

O modelo da centrífuga é o WGC – 100-2, e o seu braço de alavanca possui comprimento total de 3,80 m, sendo constituído por duas vigas principais. Duas plataformas basculantes estão fixas nas extremidades do seu braço, para o posicionamento das caixas testes. As plataformas possuem as seguintes dimensões: 0,9m (largura) x 0,9m (comprimento) x 1,0m (altura), sendo suficientes para que protótipos de grandes estruturas geotécnicas possam ser modelados com uma maior representatividade (Figura 3.11).



Figura 3.11 – Vista lateral da centrífuga da UENF.

As principais características da centrífuga são mencionadas a baixo:

- Cestas duplas com capacidade de 100 g-ton cada;
- Raio efetivo de 3,5 m;
- Velocidade máxima de 277 rpm;
- Sistema de balanceamento automático;
- *Slip-ring* elétrico que fornece 48 canais de 3 A 28 V AC/DC;
- 14 linhas de força de 10 A 250 V AC/DC;

- 2 circuitos fechados de TV;
- Junta rotativa que fornece 4 portas para ar com 300 psig  $\frac{1}{4}$ ”;
- 2 portas para água com 300 psig  $\frac{1}{4}$ ”;
- 2 portas para óleo com 3.000 psig  $\frac{1}{4}$ ”;
- Junta rotativa com fibra ótica e multiplexador para 48 canais;
- Controle automático de operação do equipamento;
- Instrumentos de medição de cargas, deslocamentos, aceleração e transdutores de pressão;
- Atuador hidráulico-dinâmico com controlador MTS;
- Caixas de amostras.

A centrífuga está instalada em um prédio dedicado com 450 m<sup>2</sup> de área construída. O prédio possui além da sala de ensaios onde está a centrífuga, uma sala de controle (Figura 3.12), uma sala de estudo, um salão para instalação do laboratório, exaustores e ventiladores na sala da centrífuga, ar condicionado central e uma subestação com transformador de 750 KVA para alimentação do equipamento.



Figura 3.12 – Sala de controle e aquisição de dados da centrífuga.

### 3.4.2 Pluviação

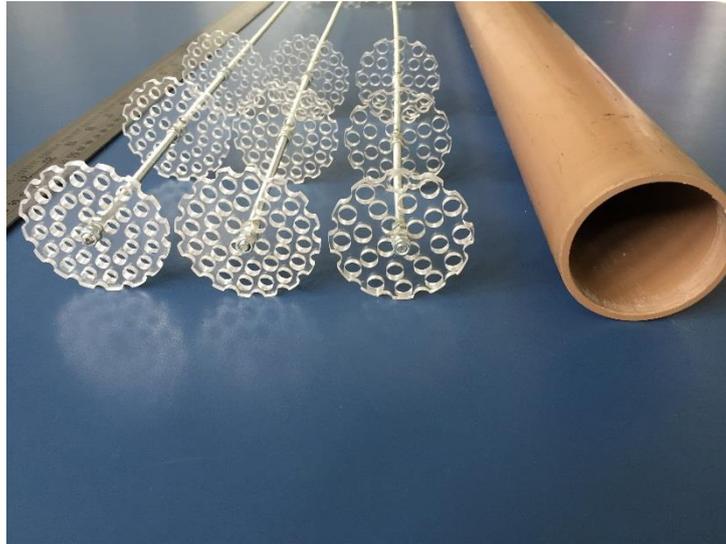
A primeira etapa para a realização dos três ensaios é o preenchimento da caixa teste, com a areia já especificada, na densidade desejada. Para que a pluviação fosse realizada de forma adequada, primeiramente foi confeccionada uma marcação em um papel acetato, de superfície com pouco atrito, colado na parede do interior da caixa teste. Essa marcação divide a caixa teste em nove camadas de 5 cm e uma camada (inferior) de 2,8 cm, totalizando a altura da mesma.

O processo de pluviação consiste na produção de uma chuva de areia através de um pluviador, o qual foi confeccionado para a realização dos ensaios.

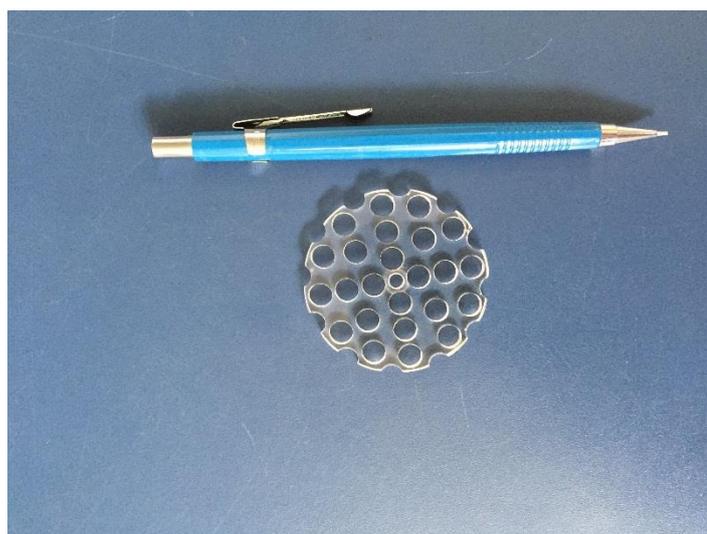
O pluviador elaborado para esse estudo tem como ideia o adotado por Dave and Dasaka (2012), sendo formado por um funil de alimentação do solo (areia), suportando determinado volume, acoplado a uma válvula borboleta, para abrir e

interromper a passagem do material e um conjunto de tubos, formado por trechos maleáveis, facilitando o manuseio e um trecho rígido, de PVC (tubo de água).

O trecho de PVC apresenta em seu interior um conjunto de peneiras, com uma determinada abertura dos furos e fixas em diferentes alturas do tubo. No presente estudo foram utilizadas 4 peneiras de acrílico, todas com diâmetro dos furos de 5 mm. O pluviador utilizado está demonstrado abaixo, nas figuras 3.13 (a) e (b) e 3.14.



(a)



(b)

Figura 3.13 – (a) Conjunto de peneiras e tubo de PVC e (b) Peneira de 5 mm.



Figura 3.14– Pluviador.

Para o ensaio, a caixa teste deveria ser preenchida com areia fofa, ou seja, com uma densidade relativa entre 15% e 35%. Segundo Dave and Dasaka (2012) a D.R. obtida pelo mecanismo de pluviação depende da intensidade de deposição do material, da altura de queda, da uniformidade da chuva de areia e das características das partículas. Para a obtenção da densidade desejada, a calibração do pluviador com a caixa teste cilíndrica foi realizada. Com o conjunto de placas de 5 mm fixa no interior do pluviador, variou-se a altura de queda para o preenchimento da caixa cilíndrica, obtendo por cálculo a densidade relativa. A curva de calibração do pluviador está em anexo.

Conhecendo o volume na qual a areia foi depositada e sua respectiva massa, obtemos o peso específico. Juntamente com o peso específico máximo e mínimo encontrados nos ensaios de laboratório, pode-se calcular a densidade relativa através da seguinte fórmula:

$$DR = (\gamma_d - \gamma_{mín}) / (\gamma_{máx} - \gamma_{mín}) \times (\gamma_{máx} / \gamma_d)$$

Sendo que também pode ser calculada em função do índice de vazios:

$$DR = (em_{\acute{a}x} - enat) / (em_{\acute{a}x} - em_{\acute{i}n}) \quad 3.6$$

E o índice de vazios pode ser encontrado através da fórmula:

$$e = (G/\gamma) - 1 \quad 3.7$$

Onde: G = densidade real dos grãos, obtida em laboratório.

De acordo com a curva de calibração obtida, observa-se que para uma altura de queda de 5 cm a densidade relativa foi de aproximadamente 30%, dessa forma, sendo essa a altura de queda utilizada nos ensaios para preenchimento da caixa teste. O peso específico da areia nos ensaios foi de 1,36 g/cm<sup>3</sup>, sendo as camadas de 5 cm preenchidas com 11,50 kg e a camada de 2,8 cm (fundo da caixa teste) com 6,45 kg.

A figura a seguir demonstra o procedimento de pluviação na caixa cilíndrica da centrífuga (Figura 3.15).



Figura 3.15 – Procedimento de pluviação na caixa cilíndrica da centrífuga.

### 3.4.3 Cravação

A segunda etapa dos ensaios é a cravação da estaca, semelhante nos três. Para não haver inclinação da estaca no processo de cravação, um guia de acrílico foi confeccionado com um furo no centro, no diâmetro da estaca, sendo fixada sobre a caixa teste. O cilindro de simples ação foi fixado a uma viga suporte e conectado a uma bomba hidráulica. Para servir como apoio à viga suporte, em cima do guia de acrílico, placas de alumínio e champox foram posicionadas umas sobre as outras nos dois extremos da caixa teste, até que a altura da posição da viga fosse alcançada. O sistema de cravação é apresentado na figura 3.16.



Figura 3.16 – Sistema de cravação.

Com a montagem do sistema de cravação, a estaca é posicionada sobre o guia de acrílico e uma viga de champox, com um furo no diâmetro da mesma, é apoiada em sua cabeça, para que o cilindro de simples ação possa ser acionado, dando início à cravação. A estaca cravada é apresentada na figura 3.17. O controle de verticalidade da estaca foi feito por níveis e durante todo o processo de cravação. Após a cravação, a areia no interior da mesma é retirada utilizando um aspirador de pó, com enorme cuidado, para não aspirar além do necessário.



Figura 3.17 – Cravação concluída.

### 3.4.4 Carregamento

O carregamento da estaca foi dado de forma diferente nos três ensaios (vertical, horizontal e inclinado), sendo realizado da seguinte forma:

#### 3.4.4.1 Carregamento Vertical

Para o carregamento foi confeccionada uma cabeça de latão sendo fixada no topo da estaca, de onde sai o cabo de aço, preso a uma pequena esfera. Essa cabeça foi utilizada nos três ensaios e está demonstrada na figura 3.18.



Figura 3.18–Cabeça de carregamento da estaca.

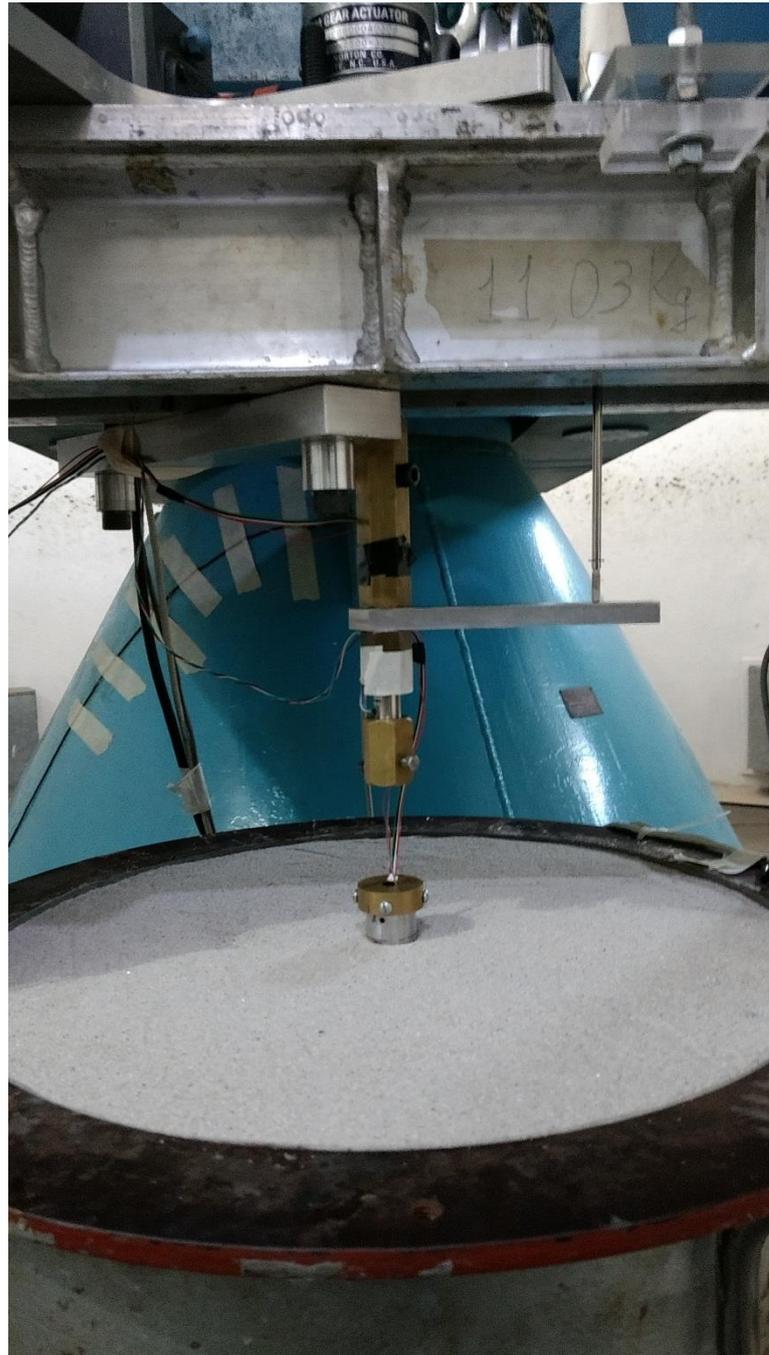
No arrancamento vertical foram utilizados os seguintes equipamentos e instrumentos, para que a análise do comportamento geotécnico e estrutural fosse realizada: motor elétrico, transdutor de deslocamento vertical e célula de carga.

O motor elétrico foi posicionado sobre a viga de arrancamento, juntamente com o transdutor de deslocamento vertical. A viga de arrancamento ficou posicionada a uma determinada altura, sendo apoiada por placas de alumínio e champox, colocadas sobre os dois extremos da caixa teste.

Peças de latão foram fabricadas, para serem fixadas na haste enroscada do motor elétrico e na célula de carga. Dessa forma, ligando o cabo de aço fixo na estaca a célula de carga e posteriormente ao motor elétrico. Uma peça de alumínio também foi confeccionada e presa as peças de latão, para que a haste do transdutor de deslocamento ficasse apoiada, dessa forma permitindo a leitura do deslocamento no arrancamento. O sistema de arrancamento vertical é apresentado na figura 3.19 (a) e (b).



(a)



(b)

Figura 3.19 – Ensaio de arrancamento na vertical ( $\alpha = 90^\circ$ ).

Todos os instrumentos e equipamentos foram ligados ao sistema de aquisição de dados da centrífuga e posteriormente sendo acionada. A gravidade foi aumentada gradativamente até atingir 24g e assim foi dado início ao arrancamento da estaca. A figura 3.20 mostra o ensaio depois do arrancamento.



Figura 3.20 – Ensaio depois do arrancamento.

#### 3.4.4.2 Carregamento Horizontal

Para o carregamento horizontal os seguintes equipamentos e instrumentos foram utilizados: motor elétrico, duas roldanas fixas, célula de carga, *strain gauges* e célula de tensão total.

O motor elétrico ficou posicionado na lateral da viga de arrancamento e não no centro como no arrancamento vertical. Duas roldanas foram utilizadas para

simulação do arrancamento horizontal, uma fixa na viga e outra fixa no motor elétrico. A roldana fixa na viga pode variar sua altura em relação ao solo, sendo neste ensaio posicionada rente ao nível de areia, para que o cabo de aço fique exatamente na horizontal. Peças de latão foram fabricadas para prender a célula de carga ao cabo de aço.

Os sensores, *strain gauges* e célula de tensão total, foram colados na parte externa do fuste da estaca. Quatro *strain gauges* foram colados de um lado da estaca, para a leitura de deformação da mesma, e dois sensores de tensão total, colados no outro lado do fuste.

O sistema de arrancamento horizontal é apresentado na figura 3.21 (a) e (b). Após a montagem do sistema a centrífuga foi acionada, dando início ao ensaio.



(a)



(b)

Figura 3.21 – Ensaio de arrancamento na horizontal ( $\alpha = 0^\circ$ ).

A figura 3.22 mostra o ensaio depois do arrancamento horizontal.



Figura 3.22 – Ensaio depois do arrancamento.

#### 3.4.4.3 Carregamento Inclinado

O carregamento inclinado foi realizado de forma semelhante ao na horizontal, sendo utilizados os mesmos equipamentos e instrumentos, e a instrumentação da estaca foi dada da mesma forma. O que variou foi a posição da roldana fixa na viga, sendo posicionada a uma determinada altura do solo, para que o ângulo de arrancamento ficasse próximo a  $45^\circ$ .

O sistema de arrancamento inclinado é apresentado na figura 3.23 (a) e (b).



(a)



(b)

Figura 3.23 – Ensaio de arrancamento inclinado ( $\alpha = 45^\circ$ ).

O ensaio depois do arrancamento inclinado é apresentado na figura 3.24.



Figura 3.24 – Ensaio depois do arrancamento.

## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

### 4.1 Carregamento Horizontal

O ensaio de carregamento horizontal, como já foi dito, foi conduzido na centrífuga geotécnica a 24g, 88 r.p.m., sendo a velocidade de carregamento da estaca de 0,01mm/segundos.

A estaca foi instrumentada com 4 *strain gauges*, de um lado do fuste na direção do carregamento, sendo o primeiro posicionado rente à superfície do solo, o último na metade do comprimento cravado da estaca e os dois restantes no intervalo entre esses, com espaçamentos iguais.

A leitura dos sensores foi adquirida durante o ensaio, bem como a da célula de carga. A figura 4.1 apresenta o gráfico da força (N) pela deformação observada nos 4 pontos analisados. Os valores apresentados estão em escala de modelo.

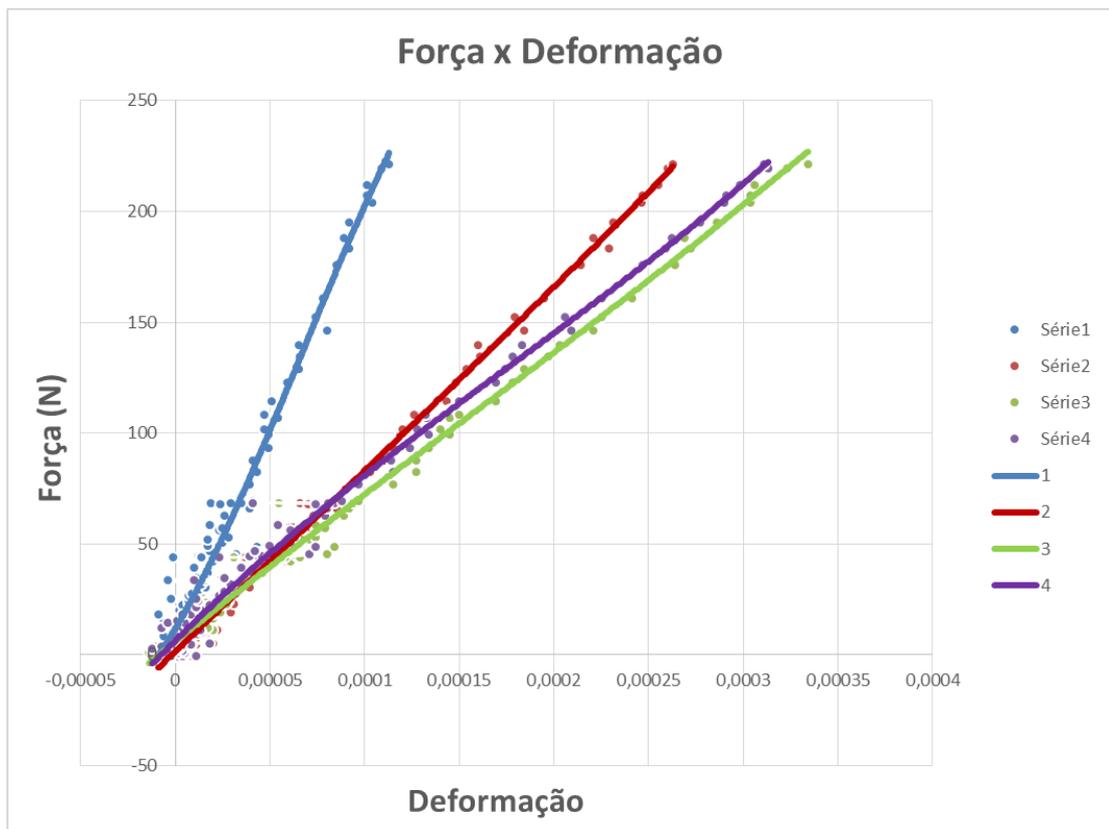


Figura 4.1 – Gráfico Força (N) x Deformação.

Na figura 4.2 é apresentado a deformação nos 4 pontos da estaca em relação ao tempo decorrido do início do carregamento a carga última.

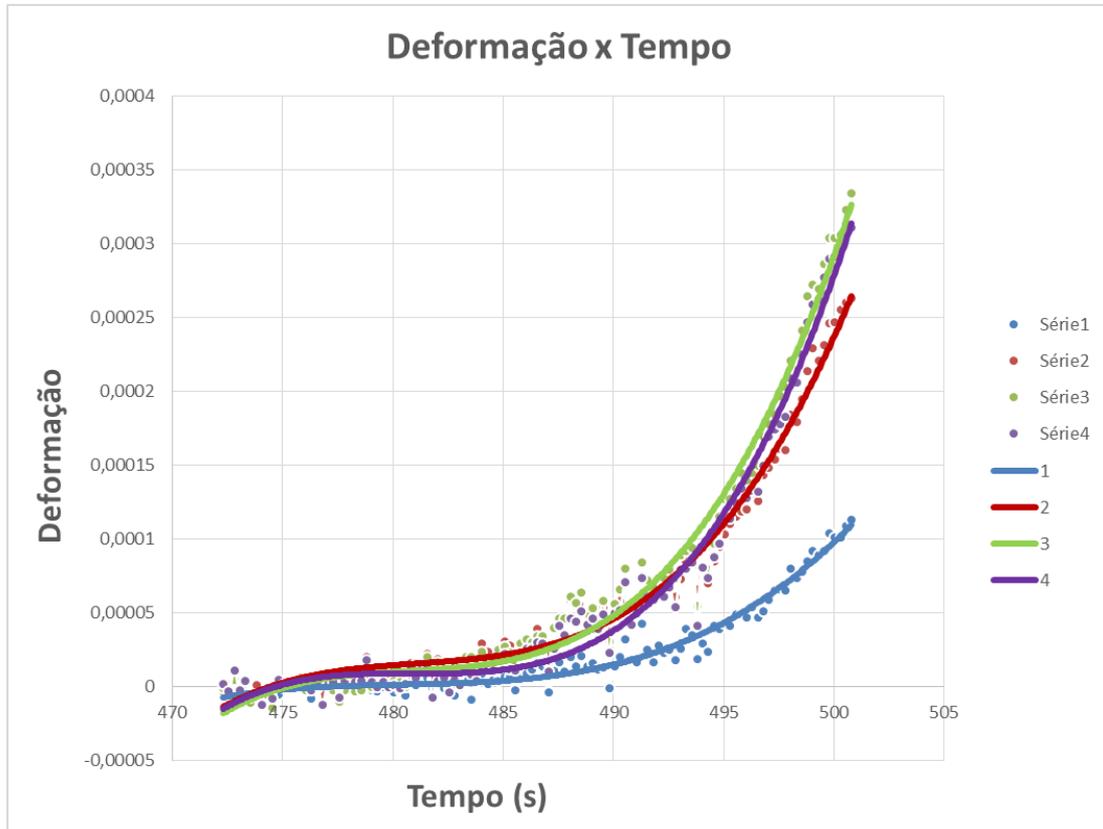


Figura 4.2 – Gráfico Deformação x Tempo (s).

Na tabela 4.1 é especificada a posição dos *strain gauges* no fuste da estaca, e o último valor da deformação em cada ponto, no momento da ruptura.

Tabela 4.1 – Posição e deformação dos *strain gauges*.

<i>Strain Gauges</i>	Profundidade – Modelo (cm)	Profundidade – Protótipo (m)	Deformação
1	0	0	0,00011
2	4,5	1,05	0,00026
3	9,0	2,10	0,00033
4	13,5	3,15	0,00031

Com base nos gráficos apresentados e na tabela demonstrada, observa-se que até a carga última, o *strain gauge* que sofreu maior deformação foi o número 3,

situado a 2,10 metros da superfície do solo, em escala de protótipo. Percebe-se também que o *strain gauge* número 1 sofre uma deformação muito menor em relação aos outros.

Um ponto importante de se observar, é que todos os valores encontrados de deformação são muito baixos, concluindo que a estaca deforma-se muito pouco até a ruptura do sistema estaca-solo. Analisando o modelo, o maior valor de deformação encontrado, que foi de 0,33‰, não se aproxima do limite de deformação elástica da liga de alumínio da estaca, que é de 1,5‰, ou seja, a mesma não escoou durante o ensaio.

Como o material da estaca não escoou, a tensão no fuste pode ser determinada através da Lei de Hooke. Com os valores de deformação e o módulo de elasticidade do material, encontra-se a tensão. A tabela 4.2 apresenta os valores das tensões nas 4 profundidades, no momento da carga última, em escala de protótipo.

Tabela 4.2 – Tensões na estaca.

Profundidade (m)	Tensão (Mpa)
0	23,165
1,05	53,915
2,10	68,470
3,15	63,755

Com as leituras das deformações e a tensão nas seções encontradas, determinou-se o momento fletor. Para o caso de carregamento horizontal a fórmula utilizada foi a de flexão simples, apresenta abaixo:

$$\sigma = (M.y) / I$$

Onde:

$\sigma$  = Tensão.

M = Momento fletor.

y = distância da linha neutra da estaca ao extremo da seção.

I = Momento de inércia da seção.

Os valores de  $y$  e de  $I$ , para o protótipo, são respectivamente, 0,335 metros (metade do diâmetro) e  $0,00134 \text{ m}^4$ .

Os momentos fletores nas seções da estaca para a carga de ruptura estão apresentados na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Momentos fletores na estaca.

Profundidade (m)	Momento Fletor (kN.m)
0	92,834
1,05	216,065
2,10	274,394
3,15	255,498

O gráfico a seguir (Figura 4.3) mostra o desenvolvimento do momento fletor com a profundidade cravada da estaca. A carga foi aplicada no topo da mesma, a uma distância de 0,65 metros da superfície de areia.

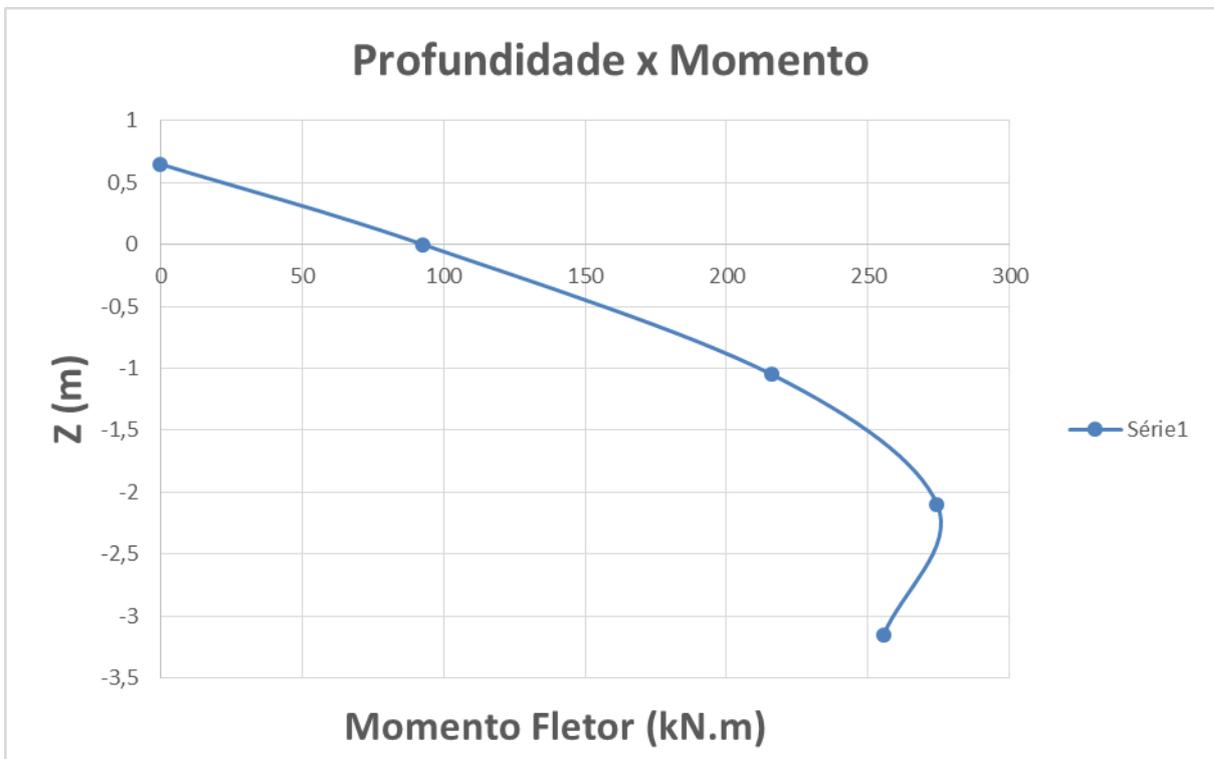


Figura 4.3 – Desenvolvimento do momento fletor na estaca.

Observa-se através do gráfico, que a região da estaca que sofreu maior momento está entre 2,0 e 2,5 metros de profundidade.

A pressão que o solo exerceu no fuste da estaca durante o seu carregamento até a ruptura do sistema, foi medida por duas células de tensão total, a primeira a 5 cm do topo da estaca (2 cm da superfície de areia) e a segunda a 5 cm abaixo da primeira (posições em escala modelo). A figura 4.4 mostra o gráfico da tensão desenvolvida nos dois pontos da estaca pelo tempo de carregamento.

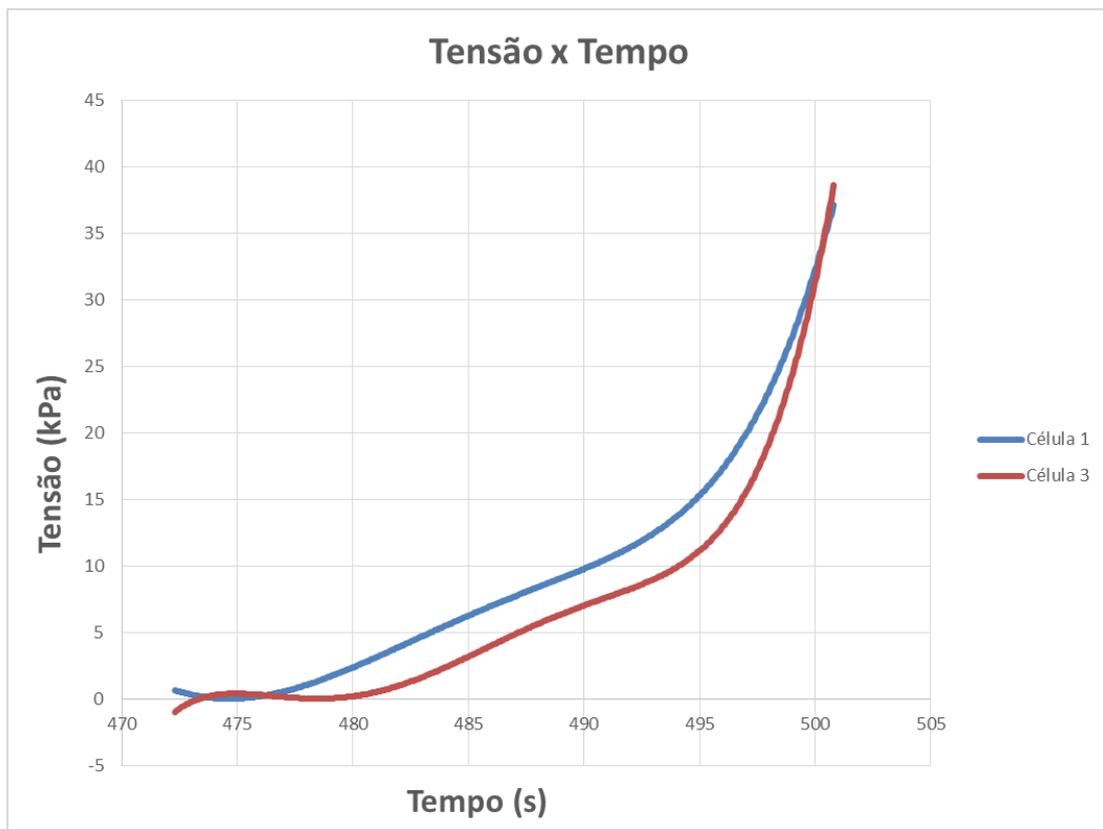


Figura 4.4 – Desenvolvimento de tensão na estaca.

Através do gráfico, observa-se que a pressão no ponto mais próximo da superfície do solo foi maior durante praticamente todo o carregamento. Se aproximando da carga de ruptura, as pressões nos dois pontos se igualaram, marcando uma tensão de aproximadamente 35 kPa no momento de falha do sistema solo-estaca.

O estudo do comportamento da estaca no carregamento horizontal foi realizado utilizando os métodos descritos no item 2.3.2.

Os valores do coeficiente de reação horizontal do solo ( $\eta_h$ ) e da rigidez relativa estaca-solo ( $T$ ) foram determinados para cada estágio de carregamento, dados pelas relações 2.35 e 2.32, respectivamente. A deflexão na estaca para várias profundidades é determinada pela equação 2.30, onde é utilizada a carga aplicada no topo da mesma e o momento na superfície do solo.

A carga última para o ensaio horizontal foi de 127 kN (protótipo), e a figura 4.5 apresenta a carga aplicada em relação ao deslocamento sofrido pela estaca no nível da superfície do solo, utilizando a formulação de Metlock e Reese (1960). O deslocamento máximo sofrido pela estaca foi de 21,15 mm.

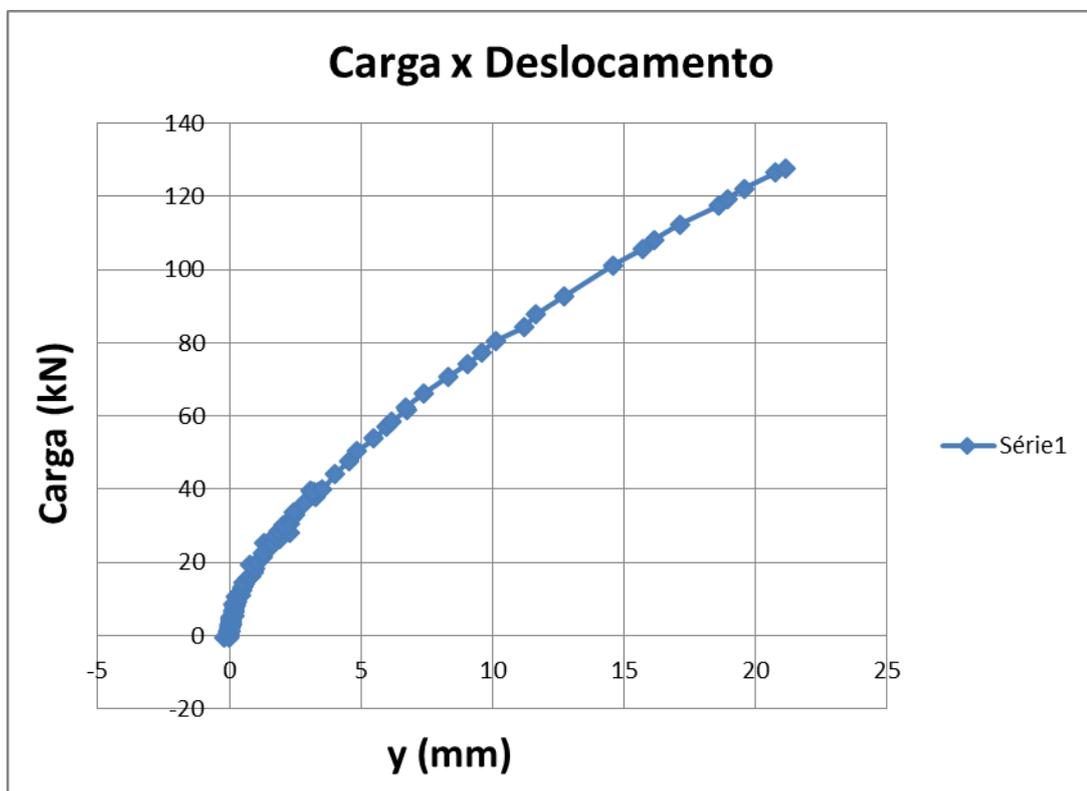


Figura 4.5 – Curva Carga (kN) x Deslocamento horizontal.

A ruptura observada no ensaio condiz com o que foi previsto, sendo que o material da estaca pouco se deforma e, no regime elástico, caracterizando uma ruptura por rotação, ou seja, escoamento do solo.

Na figura 4.6, apresentada abaixo, é relacionado o coeficiente de reação horizontal do solo com o deslocamento horizontal, sendo observado que para valores muito pequenos de deflexão, os valores de  $\eta_h$  são excessivamente altos. Esses valores se estabilizam a partir de determinado deslocamento, não havendo

muita variação. O resultado condiz com outros trabalhos realizados sobre carregamento horizontal e estudados na presente pesquisa.

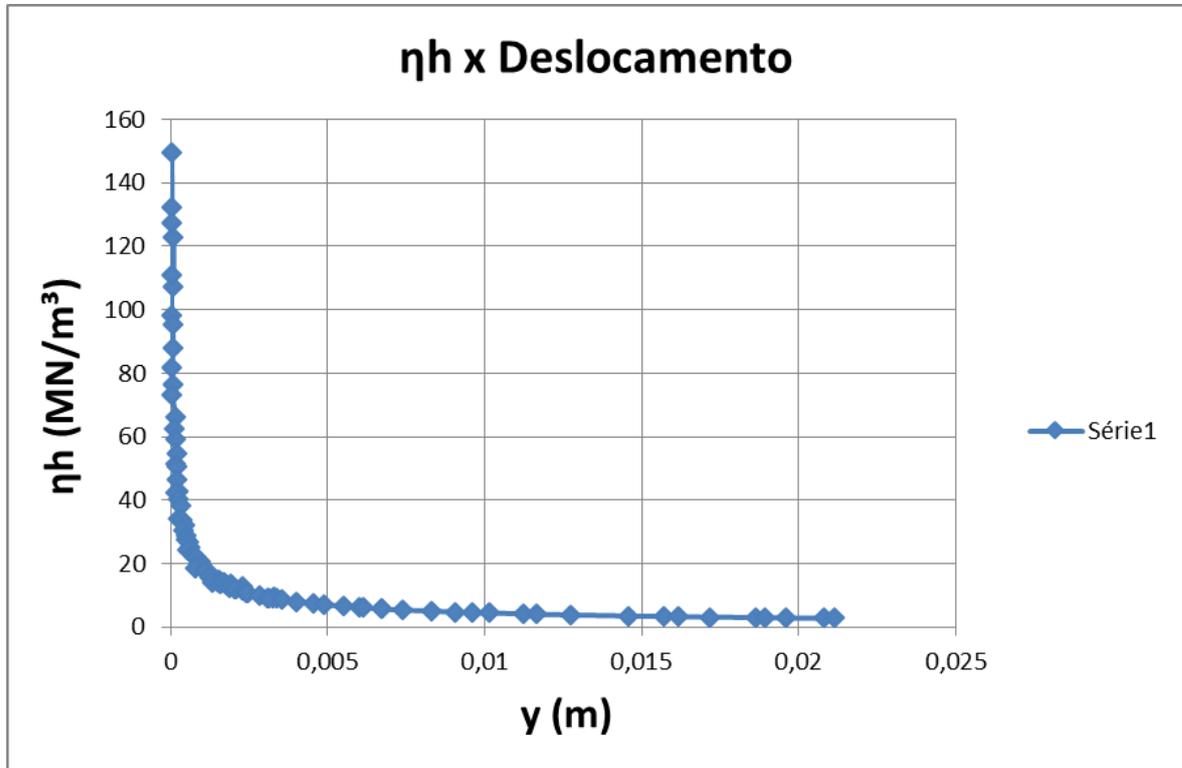


Figura 4.6 – Curva nh x Deslocamento horizontal.

A análise pelas curvas p-y foi realizada para 7 profundidades, em que a reação do solo (p) é encontrada a partir da equação 2.31, sendo que no nível do solo a reação é nula. A figura 4.7 apresenta as curvas, sendo que as profundidades analisadas, utilizando os coeficientes da figura 2.17, foram as seguintes:

Série1: 0,20 m

Série 2: 0,40 m

Série 3: 0,60 m

Série 4: 0,80 m

Série 5: 1,00 m

Série 6: 1,20 m

Série 7: 2,00 m

O método de Metlock e Reese (1960) considera o trecho inicial, ou seja, profundidades próximas a superfície do solo (coeficiente de profundidade menor que 1), como sendo as mais importantes, exercendo uma grande influência no comportamento de estacas sob carregamento lateral.

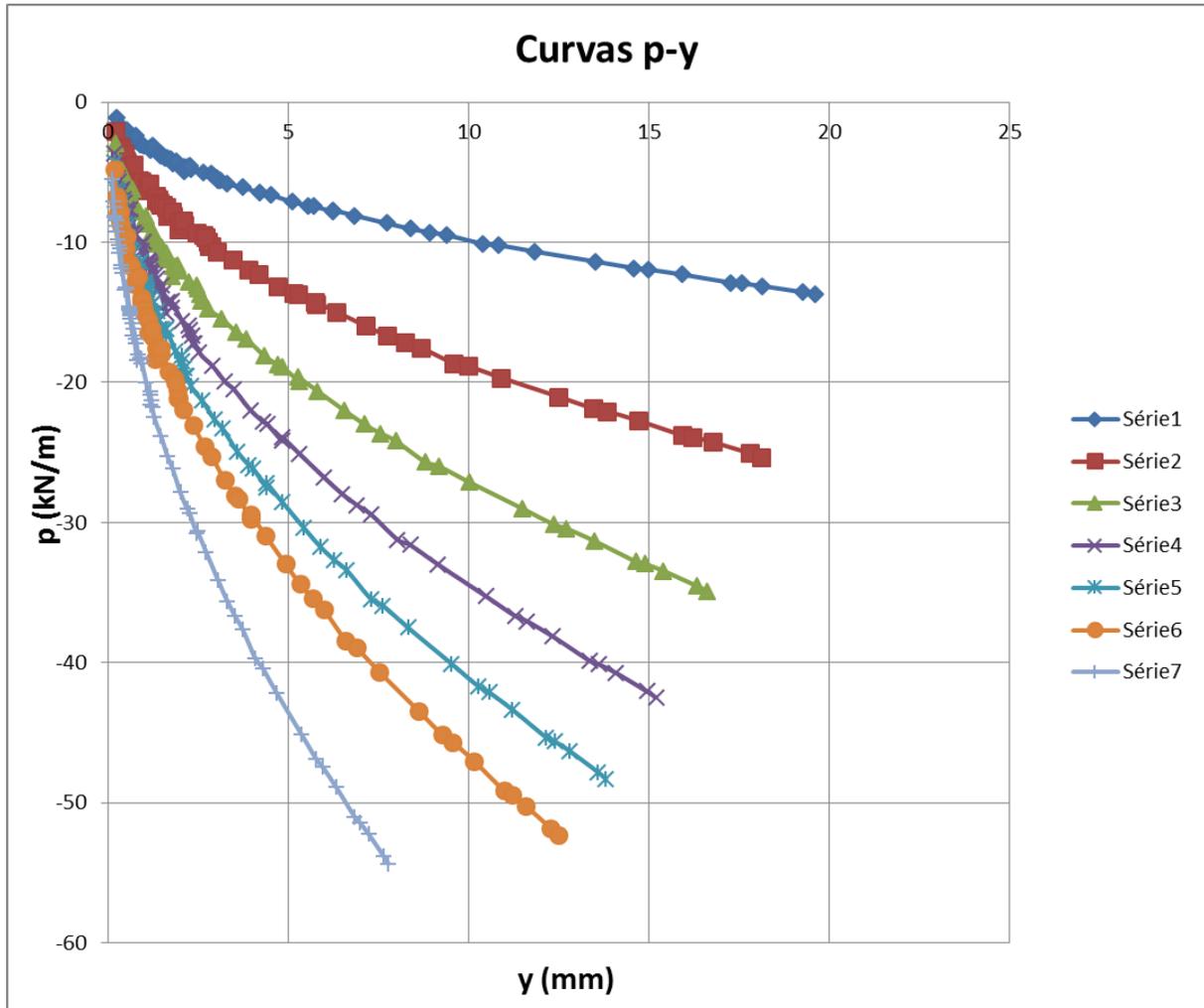


Figura 4.7 – Curvas p-y.

O método de Broms (1964) foi utilizado para a previsão da capacidade de carga da estaca ao carregamento lateral, sendo adotado o critério de ruptura para estaca curta. O que foi realizado está apresentado abaixo:

Os parâmetros solo/estaca são:

$D = 0,67 \text{ m}$ ;  $EI = 275215363,2 \text{ N.m}^2$ ;  $L = 6,30 \text{ m}$ ;  $n_h$  (constante) =  $8 \text{ MN/m}^3$ ;  $e = 0,65 \text{ m}$ ;  $\Phi = 30^\circ$ ;  $\gamma = 13341,6 \text{ N/m}^3$ ;  $K_p = 3,0$ .

Como já foi demonstrada em cálculo, a previsão é que a estaca se comporte como curta/intermediária. Utilizando a equação do capítulo 2, 2.27, com os parâmetros a cima, o valor da capacidade de carga prevista é de 482 kN.

Em trabalhos estudados para a pesquisa, os valores de capacidade de carga horizontal observados e previstos também se dispersaram, gerando uma superestimação da carga de ruptura. Uma explicação para resultados discrepantes, é que a equação de Broms (1964) independe da forma da seção da estaca, podendo alterar, e muito, no valor final. A equação necessita de um diâmetro, mas sem a preocupação se a estrutura é maciça ou tubular, por exemplo.

## **4.2 Carregamento Inclinado**

O ensaio de carregamento inclinado foi conduzido na centrífuga geotécnica a 24g, 88 r.p.m., como o de carregamento horizontal, sendo que a velocidade de carregamento da estaca foi de 0,05mm/segundos.

A estaca também foi instrumentada com 4 *strain gauges*, de um lado do fuste na direção do carregamento, da mesma forma que no ensaio horizontal.

A figura 4.8 apresenta o gráfico da força (N) pela deformação observada nos 4 sensores. Os valores apresentados estão em escala de modelo.

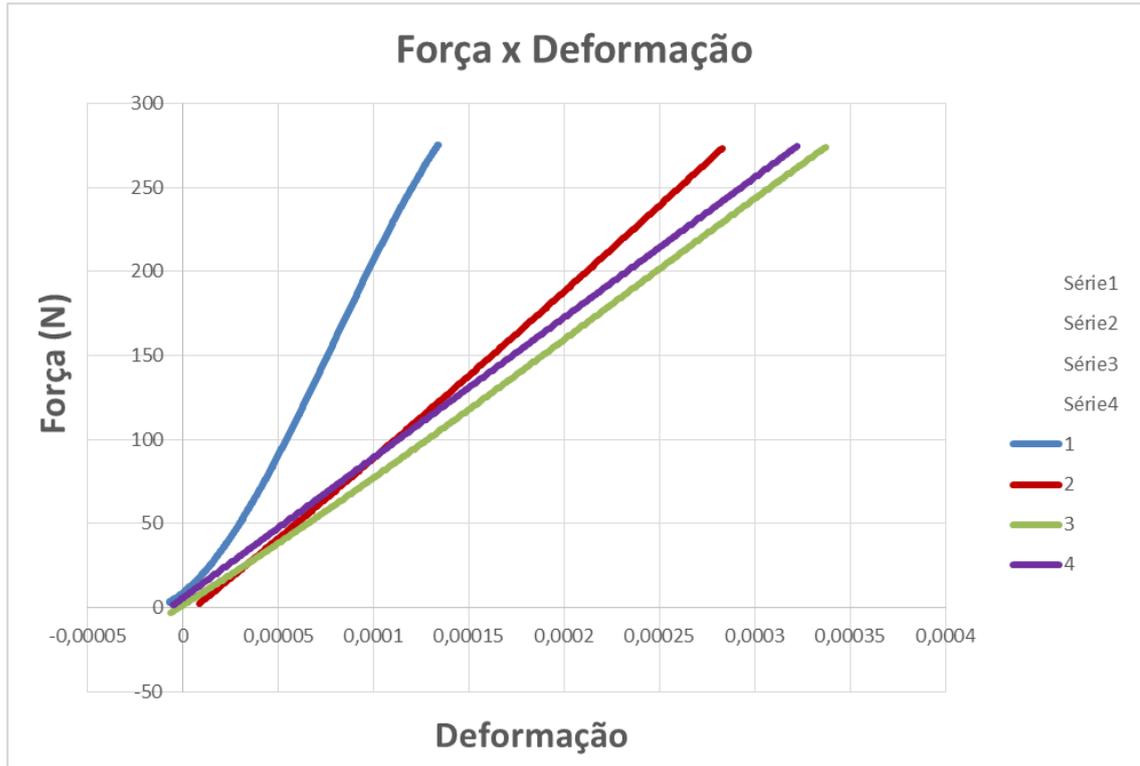


Figura 4.8 – Gráfico Força (N) x Deformação.

A figura 4.9 apresenta a deformação nos 4 pontos da estaca em relação ao tempo decorrido do início do carregamento a carga última.

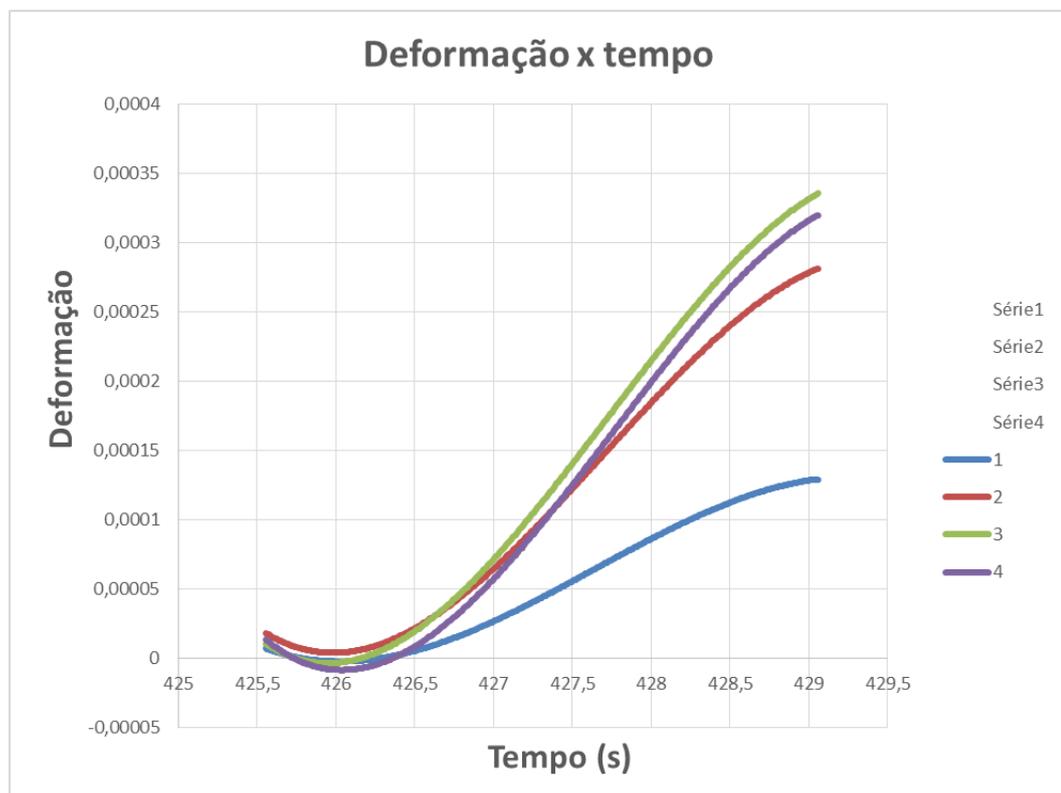


Figura 4.9 – Gráfico Deformação x Tempo (s).

A posição dos *strain gauges* no fuste da estaca, e o último valor da deformação em cada ponto, no momento da ruptura, é especificado na tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Posição e deformação dos *strain gauges*.

<i>Strain Gauges</i>	Profundidade – Modelo (cm)	Profundidade – Protótipo (m)	Deformação
1	0	0	0,00013
2	4,5	1,05	0,00028
3	9,0	2,10	0,00034
4	13,5	3,15	0,00032

Observa-se que até a carga última, com base nos gráficos apresentados e na tabela demonstrada, o *strain gauge* que sofreu maior deformação foi o número 3, assim como no carregamento horizontal. Os valores apresentados pelos sensores foram praticamente iguais aos do ensaio horizontal, sendo que o *strain gauge* número 1 sofre uma deformação menor em relação aos outros. O principal motivo para os valores de deformação da estaca nos ensaios horizontal e inclinado serem tão próximos pode ser explicado pela carga que a mesma suportou. A carga última no carregamento horizontal, como já foi apresentado, foi de 127 kN e a carga de ruptura no carregamento inclinado, sendo o ângulo de 45°, foi de 163 kN. Com a decomposição da força inclinada, obtêm-se uma carga lateral última de 115 kN. Sendo assim, o valor da carga horizontal que atua no carregamento da estaca para ambos os ensaios são muito próximos, por isso os valores das deformações também ficaram semelhantes.

A ruptura do sistema estaca-solo é da mesma forma que no ensaio de carregamento horizontal, devido à rotação da estaca, escoamento do solo, sendo que a mesma não escoou durante o carregamento.

A tabela 4.5 mostra os valores das tensões nas 4 profundidades, no momento da carga última, em escala de protótipo.

Tabela 4.5 – Tensões na estaca.

Profundidade (m)	Tensão (Mpa)
0	26,650
1,05	58,015
2,10	69,085
3,15	66,010

Para o caso de carregamento inclinado, a equação utilizada para a determinação do momento fletor foi a de flexão composta com excentricidade, apresenta abaixo:

$$\sigma = N/s + (M.y) / I + (N.e.y) / I$$

Onde:

$\sigma$  = Tensão.

N = Força vertical atuando na seção da estaca.

s = Área da seção transversal.

M = Momento fletor.

y = Distância da linha neutra da estaca ao extremo da seção.

I = Momento de inércia da seção.

e = Excentricidade da carga aplicada.

Os valores de s e I, são respectivamente, 0,02481 m<sup>2</sup> e 0,00134 m<sup>4</sup>. Os valores de y e e (excentricidade) são iguais, ambos 0,335 metros. Todos os valores em dimensões de protótipo.

A tabela 4.6 apresenta os valores de momento fletor nas seções da estaca para a carga última.

Tabela 4.6 – Momentos fletores na estaca.

Profundidade (m)	Momento Fletor (kN.m)
0	49,564
1,05	175,260
2,10	219,623
3,15	207,300

A figura 4.10 apresenta o desenvolvimento do momento fletor com a profundidade cravada da estaca no carregamento inclinado.

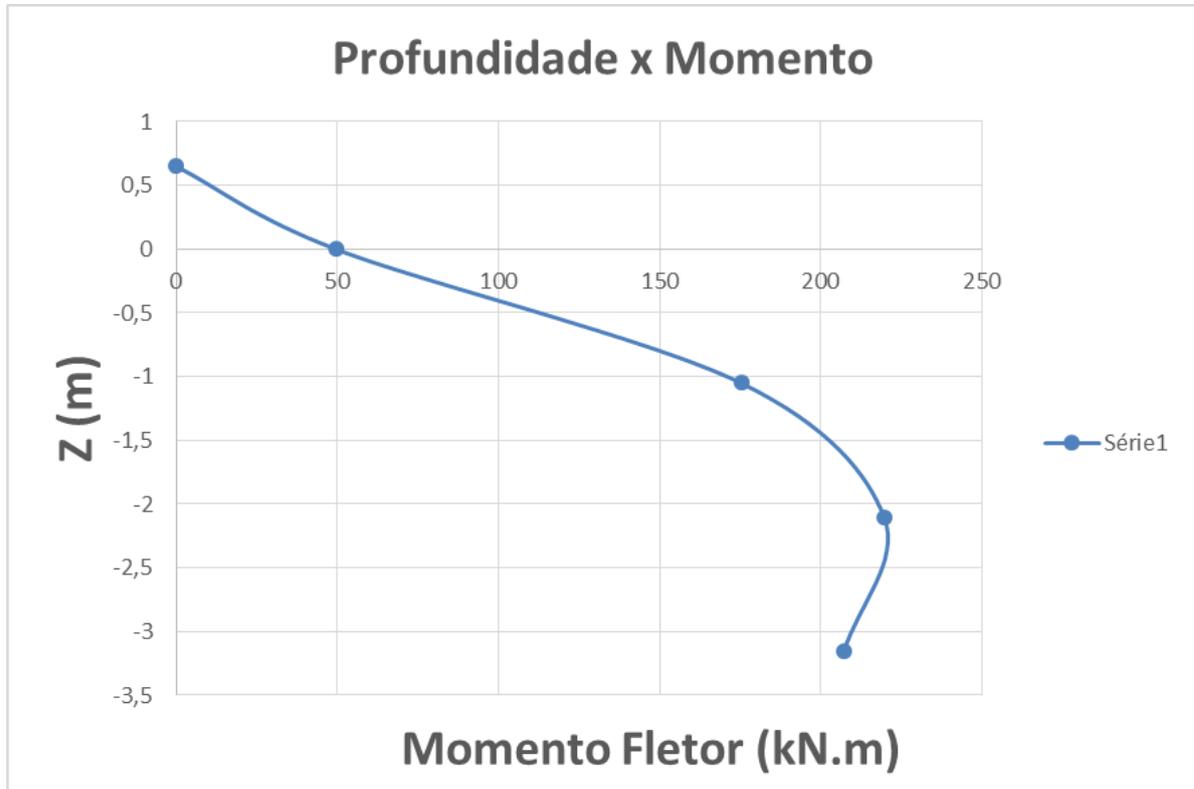


Figura 4.10 – Desenvolvimento do momento fletor na estaca.

Como pode ser visto no gráfico, a região da estaca que sofreu maior momento, também foi entre 2,0 e 2,5 metros de profundidade.

A pressão que o solo exerceu no fuste da estaca também foi medida no ensaio de carregamento inclinado, sendo utilizada a mesma configuração do ensaio horizontal. A figura 4.11 apresenta o gráfico da tensão desenvolvida nos dois pontos da estaca pelo tempo de carregamento.

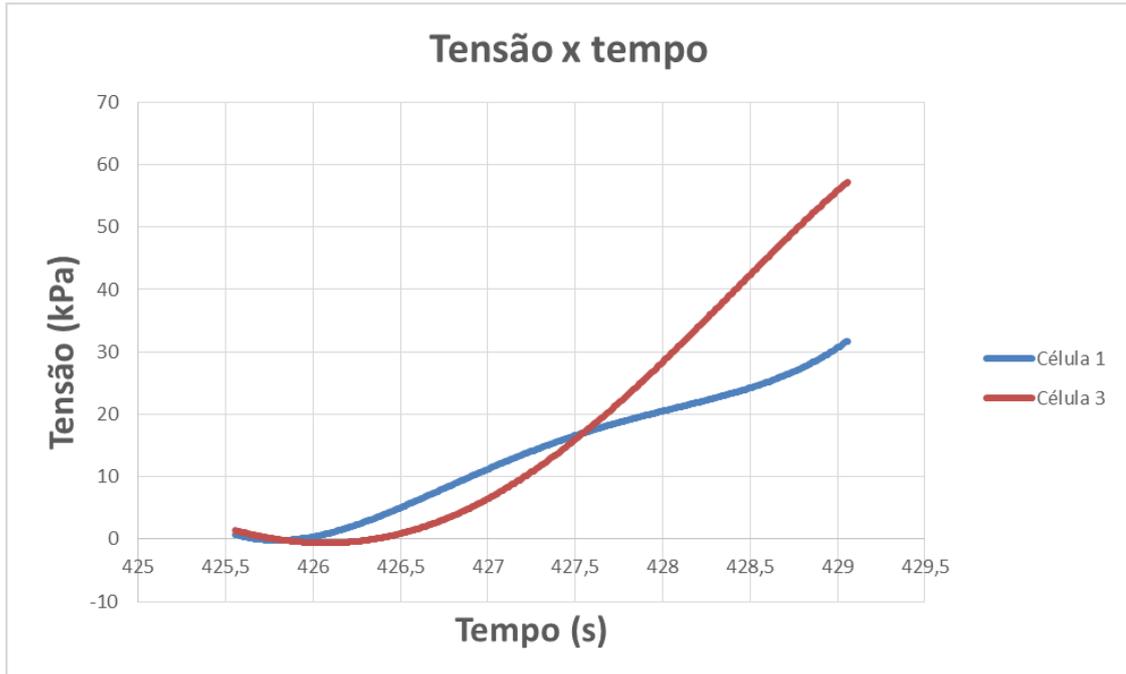


Figura 4.11 – Desenvolvimento de tensão na estaca.

Observa-se que a pressão no ponto mais próximo da superfície do solo foi maior no início do carregamento. Após determinado tempo a pressão no ponto mais profundo da estaca passou a ser maior, sendo que no momento de ruptura do sistema solo-estaca, a tensão marcada na célula 1 foi de aproximadamente 35 kPa e na célula 3 de aproximadamente 60 kPa.

A análise da estaca no carregamento inclinado foi realizada utilizando os métodos descritos no item 2.3.2 e 2.3.3.

Os valores do coeficiente de reação horizontal do solo ( $\eta_h$ ), da rigidez relativa estaca-solo ( $T$ ) e da deflexão ( $y$ ), foram determinados utilizando as mesmas equações do carregamento horizontal.

A carga última para o ensaio inclinado foi de 163kN (protótipo), sendo a carga horizontal e vertical última de 115 kN (iguais devido ao ângulo de 45°). A figura 4.12 apresenta a carga lateral aplicada em relação ao deslocamento sofrido pela estaca no nível da superfície do solo, calculado pela formulação de Metlock e Reese (1960). O deslocamento máximo calculado da estaca foi de 16,85 mm.

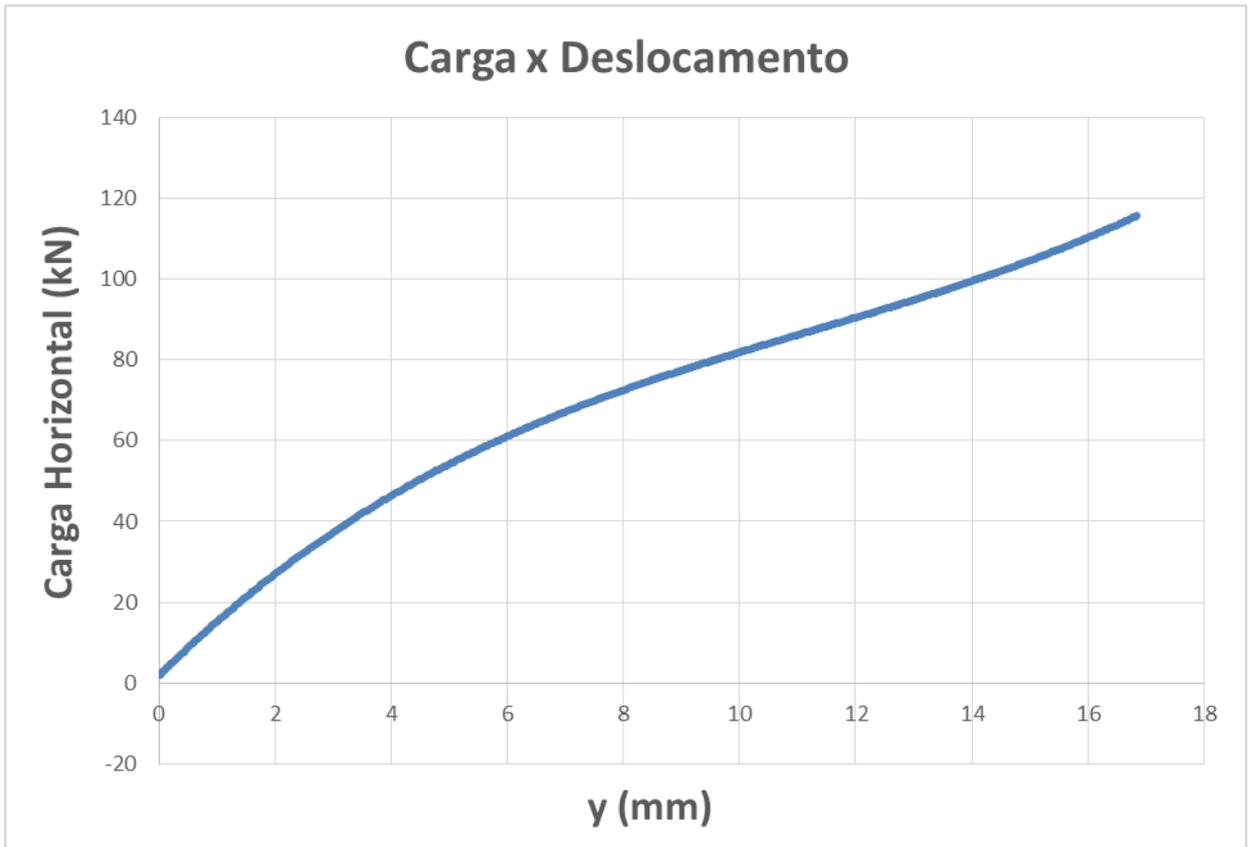


Figura 4.12 – Curva Carga Horizontal (kN) x Deslocamento horizontal.

Na figura 4.13 é relacionado o coeficiente de reação horizontal do solo com o deslocamento horizontal, sendo observado o mesmo resultado do ensaio horizontal, que para valores muito pequenos de deflexão, os valores de  $\eta_h$  são excessivamente altos.

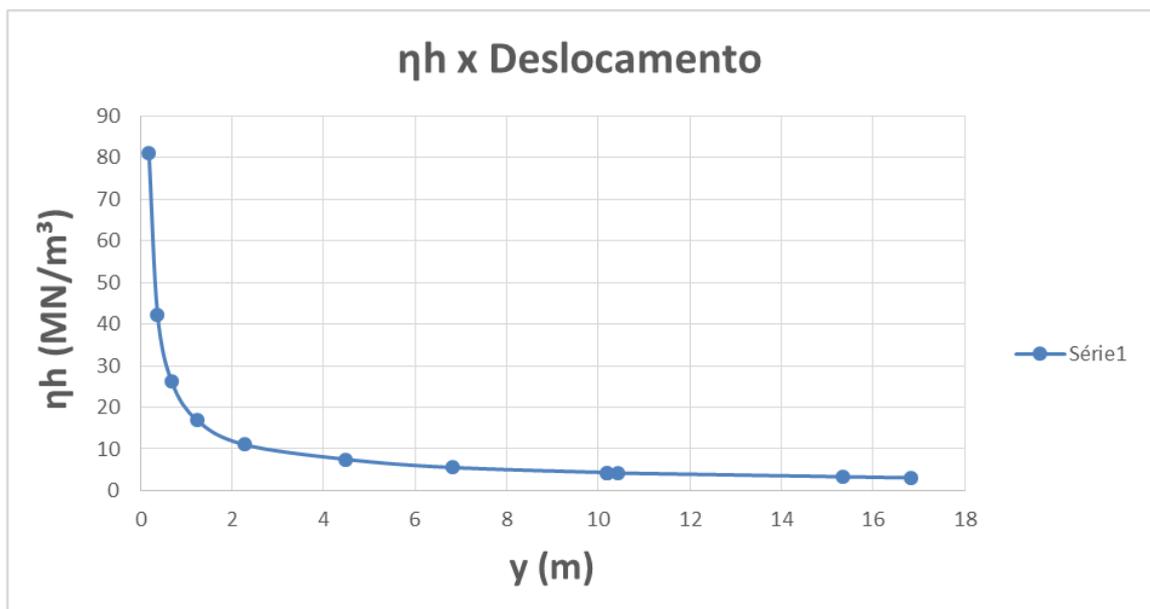


Figura 4.13 – Curva  $\eta_h$  x Deslocamento horizontal.

Para a previsão da capacidade de carga da estaca ao carregamento inclinado, foi analisado separadamente o esforço horizontal e vertical, pelas metodologias de Broms (1964) e Biarez e Barraud (1968). O que foi realizado está apresentado abaixo:

Segundo Poulos e Davis (1980) a ruptura axial da estrutura ocorre quando a carga lateral última excede a componente horizontal da carga inclinada última, ou seja:

$$H_u > P_u \cdot \tan \beta$$

E a ruptura lateral da estrutura ocorre quando a carga lateral última é menor que a componente horizontal da carga inclinada última, ou seja:

$$H_u < P_u \cdot \tan \beta$$

A carga horizontal última prevista pelo método de Broms (1964) foi de 482 kN. Já a carga vertical última prevista pelo método da Universidade de Grenoble, sendo melhor explicada no item seguinte (4.3), foi de 140 kN. Essa diferença das cargas últimas influencia na previsão do tipo de falha, sendo no caso, a ruptura axial da estrutura ( $H_u > P_u$ ).

Dessa forma, o cálculo da capacidade de carga última inclinada da estaca se dá pela seguinte expressão:

$$Q_u = P_u \cdot \sec \beta$$

Onde:

$Q_u$  = capacidade de carga inclinada da estaca;

$H_u$  = capacidade de carga horizontal da estaca;

$P_u$  = capacidade de carga axial da estaca;

$\beta$  = ângulo de inclinação da carga com a vertical.

A capacidade de carga inclinada utilizando o método proposto foi de 198 kN (para  $\beta = 45^\circ$ ), sendo que o valor encontrado no ensaio em centrífuga foi de 163 kN. Os valores previstos e observados serão melhor discutidos no item 4.4.

### 4.3 Carregamento Vertical

O ensaio de carregamento vertical foi conduzido como os demais ensaios, sendo a velocidade de carregamento da estaca de 1mm/segundo.

A estaca não foi instrumentada como nos ensaios de carregamento horizontal e inclinado, sendo apenas utilizada a célula de carga, para a medição da força de carregamento, e o transdutor de deslocamento, medindo o quanto a estaca se desloca até a carga última.

A figura 4.14 apresenta a carga aplicada em relação ao deslocamento sofrido pela estaca, sendo a medição feita no topo da mesma. O deslocamento sofrido pela estaca até a carga de ruptura foi de 95,0mm.

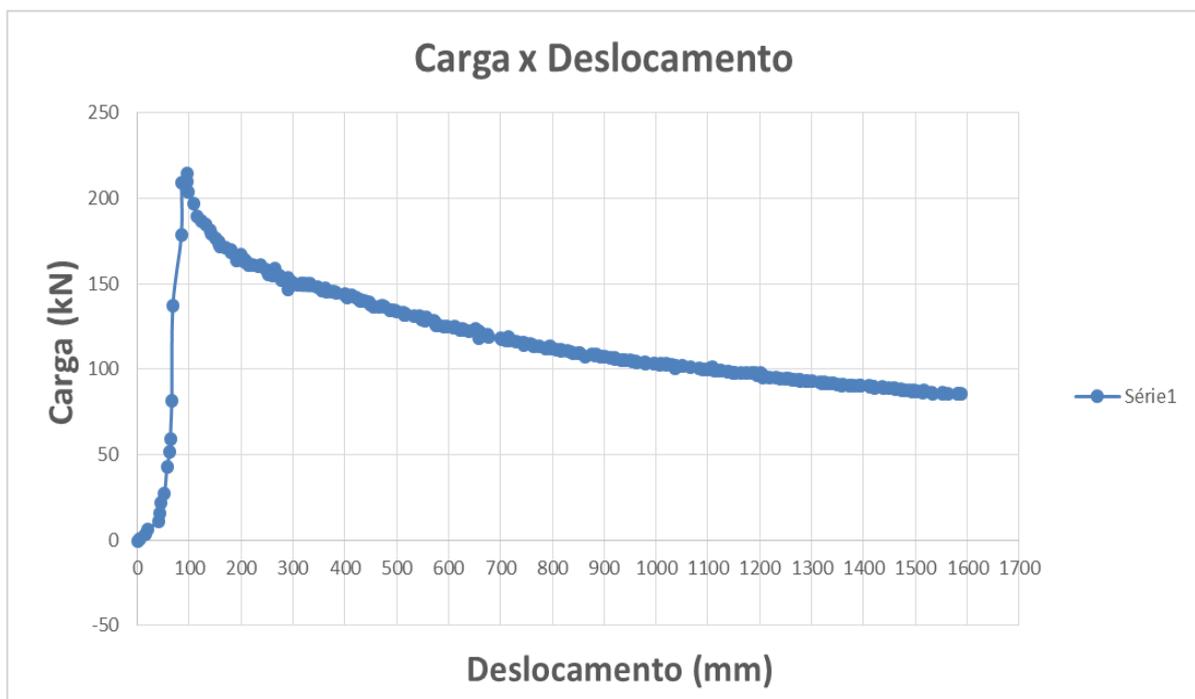


Figura 4.14 – Curva Carga Vertical (kN) x Deslocamento vertical.

A capacidade de carga da estaca foi estimada utilizando o método da Universidade de Grenoble, proposto por Biarez e Barraud (1968), sendo a sequência de cálculo mostrada no item 2.3.1.3.

Os parâmetros solo/estaca utilizados, são:

$D = 0,67$  m;  $R = 0,335$  m;  $L = 6,30$  m;  $A1 = 13,26$  m<sup>2</sup>;  $\Phi = 30^\circ$ ;  $\gamma$  (solo) = 13341,6 N/m<sup>3</sup>;  $\lambda = -3,75$ ;  $\gamma$  (estaca) = 76518 N/m<sup>3</sup>;  $M_\Phi = 0,0695$ ;  $M_\gamma = 0,0464$ .

Para o caso estudado, os termos utilizados para o cálculo da carga última, é a soma do termo de atrito, termo de gravidade e o peso próprio da estaca. O valor de cada termo foi:

$$P_{f\Phi} = 77 \text{ kN};$$

$$P_\gamma = 51 \text{ kN};$$

$$P_f = 12 \text{ kN}.$$

A soma dos termos forneceu o valor da capacidade de carga ao carregamento vertical, sendo de 140 kN. Os valores previstos e observados foram respectivamente, 140 kN e 214 kN, sendo uma diferença considera pequena e aceitável.

#### **4.4 Análises dos três ensaios**

A capacidade de carga nos três carregamentos foi mostrada nos itens anteriores. A seguir, na tabela 4.7, os valores encontrados através dos métodos analíticos (previstos) e os valores observados nos ensaios estão apresentados de forma resumida.

Tabela 4.7 – Cargas últimas previstas e observadas.

Ângulo (°)	Carg. Total Últ. Prev. (kN)	Carg. Total Últ. Obs. (kN)	Carg. Vert. Últ. Prev. (kN)	Carg. Vert. Últ. Obs. (kN)	Carg. Horiz. Últ. Prev. (kN)	Carg. Horiz. Últ. Obs. (kN)
0	140	214	140	214	0	0
45	198	163	140	115	140	115
90	482	127	0	0	482	127

Através dos três ensaios realizados, dos estudos feitos sobre carregamentos de estacas em areia e dos resultados encontrados, observações, ou seja, análises podem ser tomadas.

No que diz respeito às cargas últimas observadas e previstas pelos métodos analíticos citados, em relação a capacidade vertical, o método da Universidade de Grenoble subestimou a carga de ruptura em 35%, mostrando-se conservador, sendo uma diferença aceitável e dentro de uma faixa encontrada por outros pesquisadores, como Danziger (1983), sendo estas pesquisas estudadas para o presente trabalho. Já o método de Broms (1964) superestimou a carga última horizontal, sendo um valor aproximadamente 280% superior ao observado. De acordo com estudos realizados, como Dantas de Araújo (2013) e Bayton e Black (2016), os códigos de projeto atuais sugerem uma previsão muito elevada da capacidade de carga horizontal de estacas, sendo que diferenças percentuais em torno de 1000% já foram encontradas. Essas diferenças na presente pesquisa podem ser explicadas por imprecisões dos métodos analíticos, como no da Universidade de Grenoble, em que é considerada uma superfície de ruptura equivalente formando um ângulo  $\lambda = -\Phi/8$ , não necessariamente sendo o que ocorre na ruptura ao carregamento vertical, e como no método de Broms (1964), em que o diâmetro interfere na capacidade, mas sem a preocupação da forma da seção transversal da estaca (tubular ou maciça) e o ponto de rotação da mesma que é considerado próximo a sua base. Da mesma forma, existem imperfeições na metodologia e montagem dos ensaios em centrífuga, como por exemplo, a cravação sendo realizada a 1g, interferindo no comportamento ao carregamento da estaca em voo, sendo que esse processo de cravação provoca uma compactação do solo circundante, dessa forma alterando a capacidade de carga da estaca.

No que se refere ao observado no carregamento inclinado, evidencia-se que a estrutura sofre uma ruptura lateral segundo as considerações de Poulos e Davis (1980), pois a carga horizontal última do carregamento inclinado se aproximou da

carga última do carregamento lateral, sendo que o previsto era que a estrutura sofresse uma ruptura axial, devido ao maior valor encontrado para a capacidade lateral da estaca pelo método de Broms (1964).

Analisando os ensaios em centrífuga de carregamento horizontal e inclinado, como já foi comentado anteriormente, a deformação apresentada pela estaca nos pontos analisados foram praticamente iguais, assim como a tensão e o momento fletor calculado nas determinadas seções. O motivo do comportamento semelhante da estaca em ambos os ensaios pode ser explicado pela carga lateral última, exercendo grande influência no carregamento inclinado, sendo que no carregamento horizontal o valor da carga de ruptura foi de 127 kN e no inclinado o valor da carga lateral última foi de 115 kN, ou seja, valores muito próximos.

O deslocamento lateral da estaca até a ruptura do sistema estaca-solo, calculada pela equação de Metlock e Reese (1960) no nível da superfície de areia, foram bem próximas para os carregamentos, sendo um valor calculado de 21,15 mm para o carregamento horizontal e 16,85 mm para o carregamento inclinado. A ruptura observada nos dois ensaios foi de rotação da estaca, ou seja, escoamento do solo, sendo que a deformação sofrida pela estaca foi apenas elástica, e muito pequena. O resultado suporta a ideia de que para valores mais baixos de rigidez global, devido ao módulo do solo ( $E_s$ ) reduzido, ou seja, em amostras fofas, o mecanismo de falha que prevalece é por escoamento plástico do solo circundante.

Como a amostra de areia nos ensaios foi fofa ( $DR = 30\%$ ), ou seja, as partículas do solo mais soltas, o esforço lateral fez com que o material circundante se desprendesse com maior facilidade, ocasionando a rotação da estaca. A consequência disso é que a estaca resistiu mais ao esforço vertical que ao esforço horizontal, ou seja, a resistência ao atrito solo-estaca foi mais elevada que a resistência lateral do solo.

## 5 CONCLUSÕES

Estacas *offshore* estão sendo usadas em ambientes agressivos, podendo ser utilizadas isoladamente ou em grupo, para suportar, no caso estudado, estruturas flutuantes. Uma ampla gama de forças geralmente atua nessas estacas, sendo monotônicas e cíclicas de arrancamento lateral-inclinado. O mecanismo de resposta de uma estaca submetida a cargas em diferentes direções é considerado complexo, ou seja, o sistema estaca-solo é de difícil análise, dependendo das propriedades da estrutura, do solo circundante e da interação de ambos. No que diz respeito ao carregamento inclinado, não há métodos de projeto recomendados para a avaliação de forma adequada, sendo que os já existentes criaram suposições, de certa forma grosseiras, podendo invalidar a sua aplicabilidade.

Através dos resultados encontrados nos três ensaios, conclui-se que para o modelo de estaca utilizado, o solo na densidade especificada e seguindo a metodologia determinada, a maior capacidade de carga do sistema estaca-solo foi apresentada no carregamento vertical, seguido do carregamento inclinado e tendo menor capacidade ao carregamento horizontal, ou seja, a resistência ao atrito estaca-solo foi mais elevada que a resistência lateral do solo, principalmente devido a areia no estado fofo ( $DR = 30\%$ ), sendo suas partículas mais soltas, fazendo com que se desprendesse com maior facilidade ao esforço realizado. As previsões de carga aos diferentes tipos de carregamento comparadas aos valores encontrados nos ensaios, apresentaram uma certa diferença, subestimando a carga última vertical e superestimando a carga última horizontal, mas dentro de uma faixa já encontrada por outros pesquisadores, visto que os métodos analíticos apresentam imprecisões e que a modelagem centrífuga tem imperfeições.

A estaca se comportou de forma semelhante nos carregamentos inclinado e horizontal, com valores de carga última lateral bem aproximados, assim como as deformações na estaca, o momento calculado e o deslocamento a nível do solo. A previsão de ruptura do sistema estaca-solo foi dado como curta/intermediária, sendo o ocorrido, suportando a ideia de que em amostras fofas a falha que prevalece é por rotação da mesma, ou seja, escoamento do solo.

## 6 REFERÊNCIAS

BAYTON, S.M.; BLACK, J.A. **The effect of soil density on offshore wind turbine monopile foundation performance.** Dept. of Civil and Structural Engineering, The University of Sheffield, Sheffield, United Kingdom, 2016.

BESSA, A. O. **Avaliação- da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à tração.** 2005. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

BHUSHAN, K. **Design & Installation of Large Diameter Pipe Piles for laxy wharf.** 2004. American Society of Civil Engineers Disponível em: <http://www.groupdelta.com/papers.html>.

BIAREZ, J., BARRAUD, Y. – **The Use of Soil Mechanics Methods for Adapting Tower Foundations to Soil Conditions.** Technical Report 22-06 CIGRÉ, Paris, 1968.

BROMS<sup>a</sup>, B. B., **"Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils,"** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol 89, No. SM2, March 1964, pp 27-63. 9.

BROMS<sup>b</sup>, B. B., **"Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils",** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol 89, No. SM3, May 1964, pp 123-157.

CARNEIRO, F.L. (1993). **Análise dimensional e teoria da semelhança dos modelos físicos.** Rio de Janeiro: UFRJ, 1993.

CARVALHO, D. **Análise de cargas últimas à tração em estacas escavadas instrumentadas em Campo Experimental de São Carlos.** 1991. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

DANZIGER, F. A. B. **Capacidade de carga de fundações submetidas a Esforços Verticais de Tração.** 1983. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

DAVE, T.N.; DASAKA, S.M. **Assessment of portable traveling pluviator to prepare reconstituted sand specimens.** Dept. of Civil Engineering, IIT Bombay, Mumbai 400076, India, 2012.

DE ARAÚJO, A. G. D., **Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia.** 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal – RN.

HOUSE, A.R. ; RANDOLPH, M.F. **Installation and Pull-Out Capacity of Stiffed Suction Caissons in Cohesive Sediments**. Proceedings XI International Offshore and Polar Engineering 2001, Stavanger, Norway, 2010.

MATLOCK, H. (1970), “**Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay**”, Proc. Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper OTC 1204.

MATLOCK, H., And REESE, L.C. (1960). “**Generalised Solutions for Laterally Loaded Piles**”. J. Soil Mech. Found. Div., 86 (5), 91-97.

MELLO, V. **A Evolução das Estacas Tubulares Metálicas no Brasil**. 1979 I Congresso ABCEM, p. 1 – 8.

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

MEYERHOF, G. G., 1973, **The Uplift Capacity of Foundations Under Oblique Loads**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 10, No. 1: pp 64-70.

MEYERHOF, G. G., SASTRY V. V. R. N. e YALCIN, A. S. **Lateral Resistance and Deflection of Flexible Piles**. Canadian Geotechnical Journal, 1988, 25: 511-522.

MEYERHOF, G. G. e RANJAN, G. **The bearing capacity of rigid piles under inclined loads in sand**. I: vertical piles. Canadian Geotechnical Journal, 1972, 9: 430-446.

MEYERHOF, G. G. e SASTRY V.V.R.N. **Bearing capacity of rigid piles under eccentric and inclined loads**. Canadian Geotechnical Journal, 1985, 22: 267-276.

MEYERHOF, G.G.; ADAMS, J. I. – **The Ultimate Uplift Capacity of Foundations**. Canadian Geotechnical Journal Vol. 5, number 4, 1968.

MURTHY, V. N. S., 2002, “**Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering**”, Edição ilustrada, CRC Press, 1056 págs.

NEVES, D. P., **Estudo do Comportamento de Estacas Tubulares Vazadas Submetidas ao Arrancamento, através de Ensaios em Centrífuga Geotécnica**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos Goytacazes – RJ.

PAIK, K.; SALGADO, R. **Determination of Bearing Capacity of Open-Ended Piles in Sand**. 2003. Journal of Geotechnical and Geo environmental Engineering. Vol. 129, No. 1, pp. 46-57.

POULOS, H. G. **Marine Geotechnics**, London, Unwyn Hyman Ltd, 1988.

POULOS, H.G.e DAVIS, E.H., 1980, “**Pile Foundation Analysis e Design**”, Wiley, New York.

RAMADAN, M.I. **Behavior of Offshore Piles under Monotonic Inclined Pullout Loading**. Lecturer, Civil Engineering Departament, Faculty of Engineering, Assiut University, Assiut, Egypt, 2014.

REESE, L. C.; Cox, W. R.; Koop, F. D. (1975): **Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clays**, Proc. 7nd Annual Offshore Technology Conference, paper n°2312, Dallas Texas, p. 671-679.

REESE, L.C., e WILLIAM, F.V.I., 2001. “**Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading**,” Proceedings., Taylor & Francis Group plc, London, UK.

REESE, L.C.; Cox, W.R. e Koop, F.D. (1974), “**Analysis of laterally loaded piles in sand**”, Proc., 6th Offshore Technology Conference, Vol. 2, Houston, pp. 473-483.

RUSSO JR, W.C.; BERNARDES, G.P. **Estudo da capacidade de carga em estacas sob carregamentos inclinados**. UNESP, São Paulo – SP, 2002.

SAKR, M.A.; NASR, A.M. **Behavior of Vertical Piles Embedded in Sand under Inclined Loads near Ground**. Faculty of Engineering, Tanta University, Egypt, 2013.

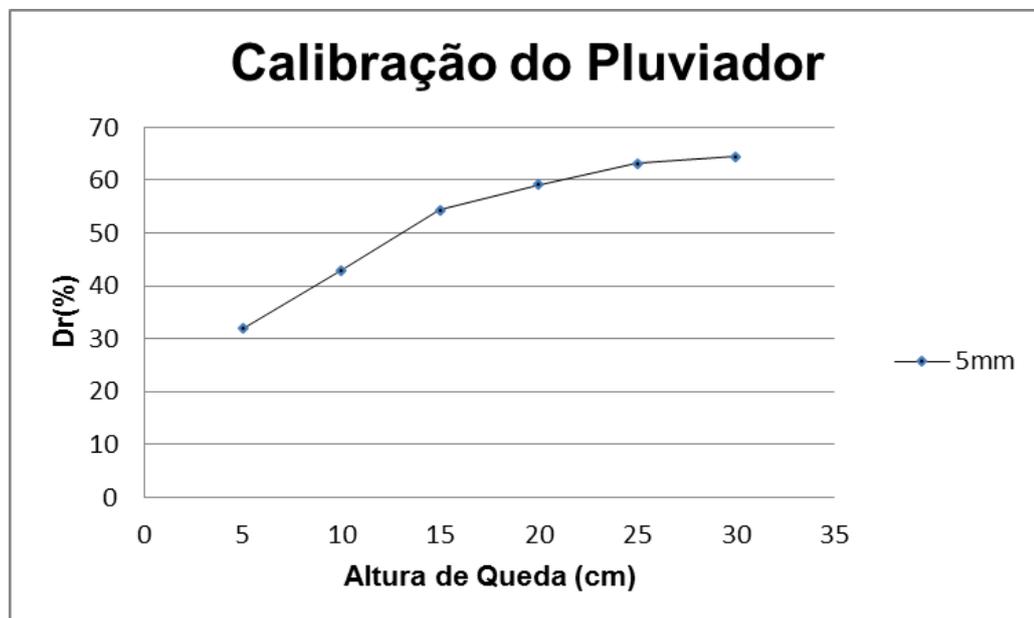
SPRINGMAN, S. **Modelling in Geotechnics**. Institute of Geotchnical Engineering, 2007.

TERZAGHI, K. **Evalution of coeficientes of subgrade reaction**. Geotechnique, v. 5, p. 298-326, 1955. ISSN 4.

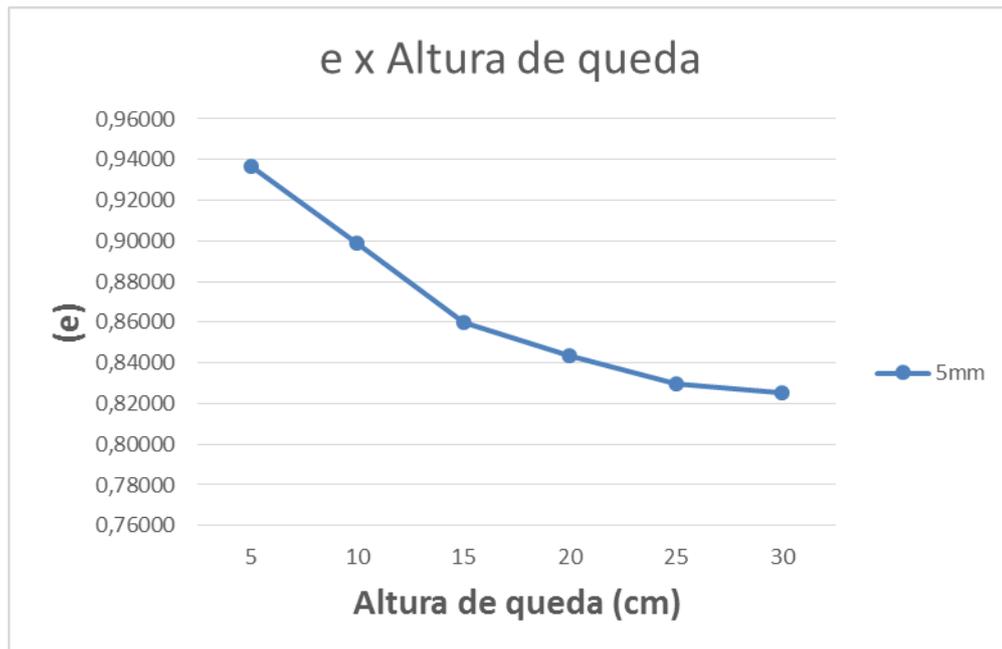
## ANEXOS - CALIBRAÇÕES

### 1. Pluviador (malha de 5mm)

Altura de Queda (cm)	Dr (%)
5	31,90098426
10	42,93133544
15	54,32432776
20	59,10147897
25	63,18223608
30	64,47280207



Índice de vazios (e)	Peso específico $\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	Altura Queda (cm)
0,93700	1,362932	5
0,89913	1,390107	10
0,86002	1,419337	15
0,84362	1,431962	20
0,82962	1,442926	25
0,82519	1,446428	30

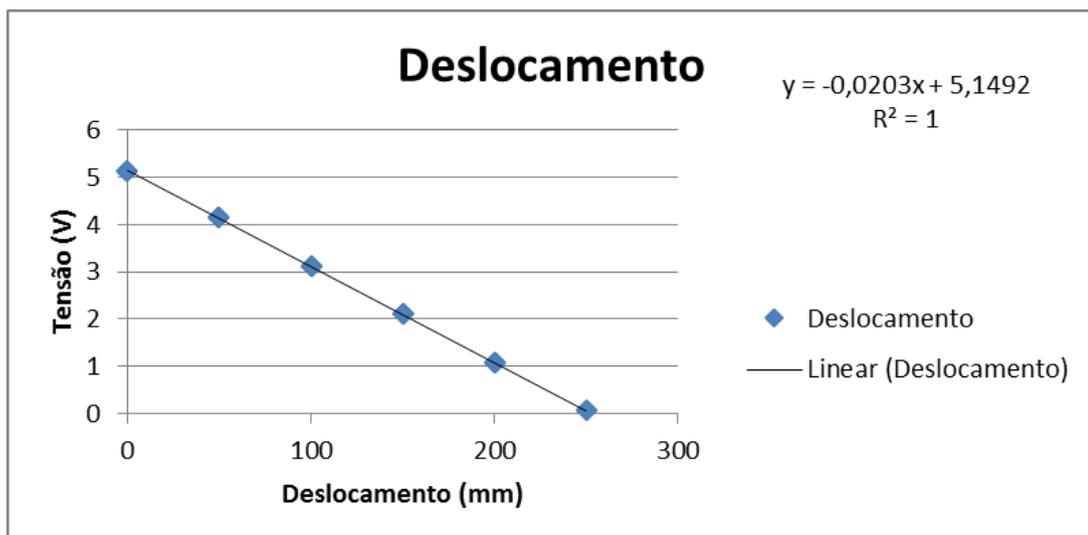


## 2. Transdutor de deslocamento

DADOS DO TRANSDUTOR	
Modelo	PZ-34-S-250
Range de medição	250 mm
Resistência	10K $\Omega$
Número do transdutor	3
Canal	ai0

DADOS DA CALIBRAÇÃO	
Módulo	NI SCB 68
Tensão de alimentação	5V
Computador utilizado	NI PXI 1050 (centrífuga)
Sentido de calibração	Valores positivos com a haste entrando no transdutor
Terminal Configuration	R.S.E

Tensão (V)	Deslocamento (mm)
5,1343	0
4,15273	50
3,12409	100
2,10858	150
1,08581	200
0,065403	250
1,08293	200
2,1031	150
3,12765	100
4,14357	50
5,13252	0



### 3. Célula de carga

Célula: ELH-TC590-1000lb

Módulo: NI SCXI 1121 (Slot 5)

Bloco de terminais: NI SCXI 1321 (canal 0)

PXI: 1052 (centrífuga)

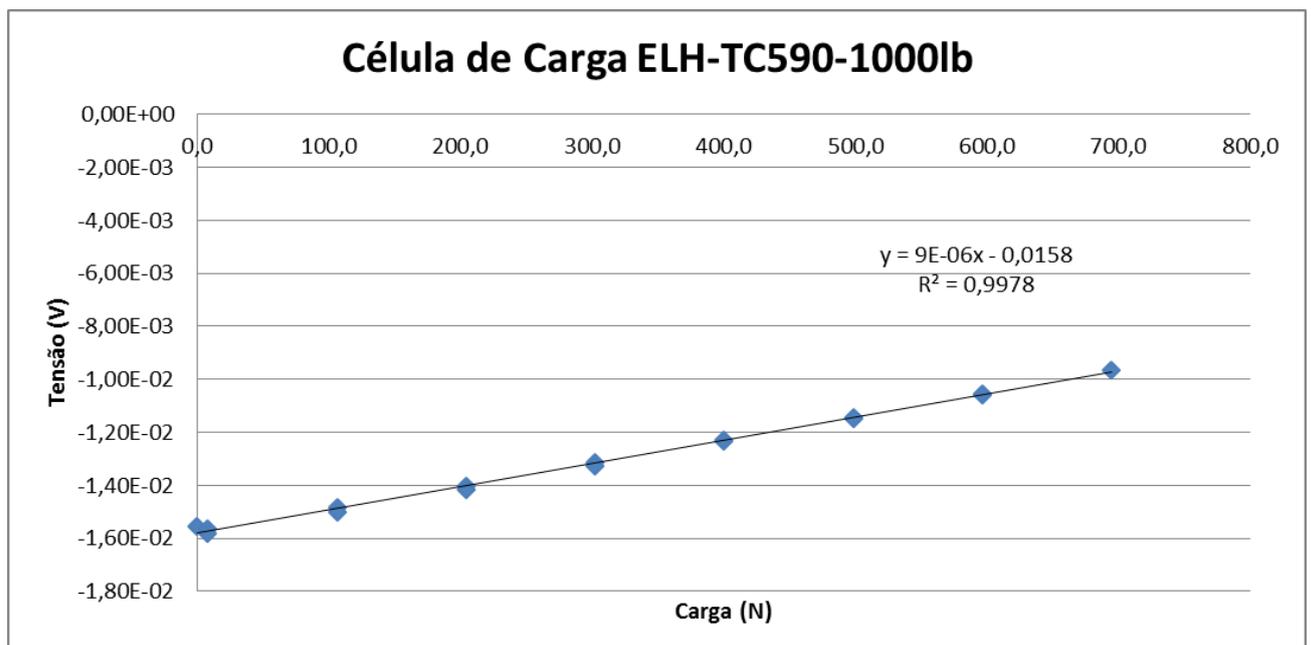
Borneira: SG1

Excitação: 3,33 V

Ganho: 100

Range: -50m – 50m

Tensão (V)	Carga (N)
-1,56E-02	0,0
-1,56E-02	8,186003
-1,48E-02	106,252500
-1,40E-02	204,319000
-1,31E-02	302,385500
-1,23E-02	400,452000
-1,15E-02	498,518400
-1,06E-02	596,585000
-9,64E-03	694,651500
-1,06E-02	596,585000
-1,15E-02	498,518400
-1,24E-02	400,452000
-1,33E-02	302,385500
-1,41E-02	204,319000
-1,50E-02	106,252500
-1,58E-02	8,186003



#### 4. Células de tensão (em vôo na centrífuga)

Módulo: NI SCXI 1121 (Slot 5, 6)

Bloco de terminais: NI SCXI 1321

Excitação: 3,33 V

Ganho: 100

Range dos transdutores: 100 PSI, 200 PSI, 500 PSI

Raio da centrífuga: 3,125m

A tensão vertical no modelo pode ser determinada a partir da equação:

$$\sigma = \rho \cdot w^2 \cdot z \cdot (Rt + (z/2))$$

Onde:

$\sigma$  = Tensão;

$\rho$  = Massa específica da areia (1360 kg/m<sup>3</sup>)

w = velocidade angular em cada estágio de aceleração centrífuga (rad/segundo)

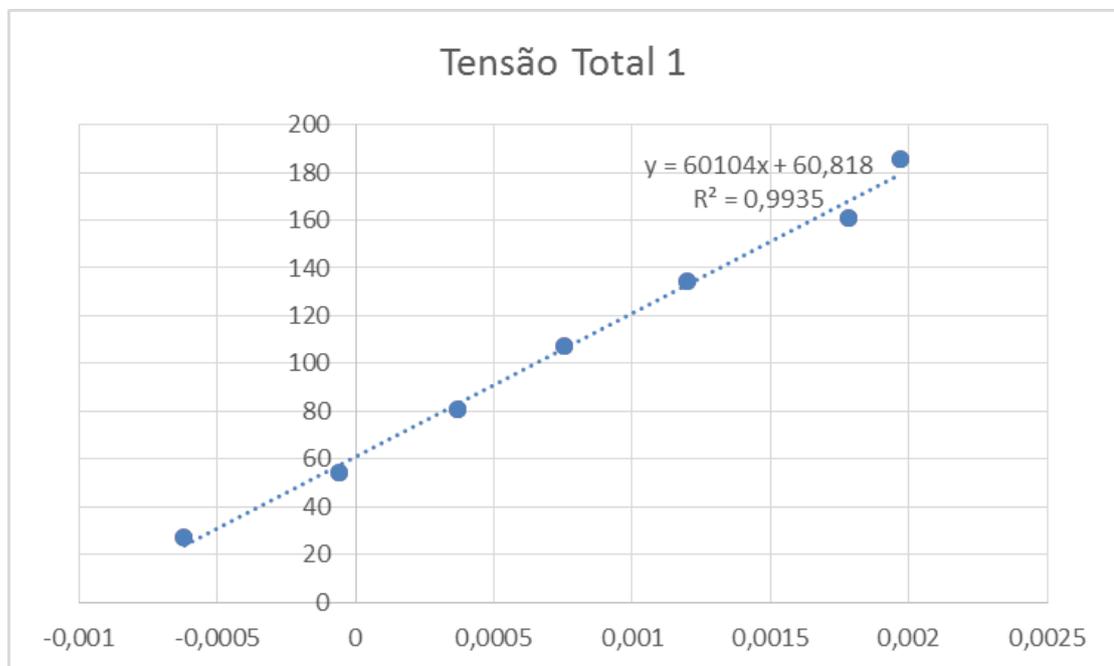
z = Altura da coluna de areia sobre as células de tensão (0,428 m)

Rt = Raio até a superfície de areia (2,7 m)

Relação nível de aceleração centrífuga por tensão vertical no modelo:

N	Tensão Vert. Modelo (N/m <sup>2</sup> )
5	26859,42147
10	54239,66275
15	81024,68139
20	107437,6859
25	134390,1109
30	160877,5182
35	186007,0739

Gravidade	Pressão (kPa)	Tensão de saída (V) C15 (Tensão Total 1)
5g	26,86819	-0,00062
10g	54,18468	-0,00058
15g	80,94255	0,000368
20g	107,3288	0,000755
25g	134,2539	0,001201
30g	160,7144	0,001784
35g	185,8185	0,001967



Gravidade	Pressão (kPa)	Tensão de saída (V) W13155 (Tensão Total 3)
5g	26,86819	-0,0094
10g	54,18468	-0,001495
15g	80,94255	0,004182
20g	107,3288	0,009563
25g	134,2539	0,013661
30g	160,7144	0,017674
35g	185,8185	0,020677

