

Estudo do Arrancamento Vertical das Estacas de Sucção

Cássia Maria de Assis Rangel Melo

Instituto Federal Fluminense, Coordenação de Construção Civil, Campos dos Goytacazes/RJ, Brasil, cassia.melo@ifff.edu.br

Sergio Tibana

Universidade Estadual do Norte Fluminense, Laboratório de Engenharia Civil, Campos dos Goytacazes/RJ, Brasil, tibana@uenf.br

Fernando Albuquerque Saboya Júnior

Universidade Estadual do Norte Fluminense, Laboratório de Engenharia Civil, Campos dos Goytacazes/RJ, Brasil, saboya@uenf.br

Rodrigo Martins Reis

Universidade Estadual do Norte Fluminense, Laboratório de Engenharia Civil, Campos dos Goytacazes/RJ, Brasil, reis@uenf.br

RESUMO: A estaca de sucção é considerada econômica e eficiente, devido a sua capacidade de resistir aos carregamentos verticais e horizontais e por ter um procedimento de instalação simples quando comparada com os outros tipos de âncoras de fixação de plataformas flutuantes. As principais regras para projetar as estacas de sucção sob cargas estáticas verticais são apresentadas e discutidas. Os resultados dos ensaios com modelos reduzidos em centrífuga são comparados com as previsões dos métodos de projeto. As estacas utilizadas na modelagem centrífuga tinham a parede externa rugosa, esta rugosidade foi imposta com o intuito de aumentar a capacidade de permanência da estaca no leito marinho. Os resultados plotados foram obtidos para cada equação apresentada em função do contato estaca alumínio/solo. A estaca mais rugosa tem toda a sua área lateral (100%) em contato solo/solo, a estaca rugosa tem 50% da sua área lateral em contato solo/solo, a menos rugosa tem 25% da sua área lateral em contato solo/solo. A partir destes resultados quando comparados com os dos modelos, pode-se chegar à conclusão que o modo de ruptura nos ensaios foi o de ruptura na base da estaca. Esse aumento pode ser atribuído ao aumento do contato solo/solo na área lateral externa da estaca.

PALAVRAS-CHAVE: estacas de sucção; fundação *offshore*; modelos centrífugos com escala reduzida.

1 INTRODUÇÃO

O aumento na demanda de energia no mundo nas últimas décadas leva a explorar jazidas de petróleo nos mares cada vez mais profundas (1000 a 2000 m de água). As plataformas passaram a ser flutuantes e a serem ancoradas por outros sistemas além do sistema em catenária ou utilizando plataforma fixa. 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 30° e 50°. Existem vários tipos de âncoras utilizadas para fixação das estruturas flutuantes no leito marinho, como as VLAs (*vertical load anchors*), as estacas de sucção, as estacas torpedo e as SEPLAs (*suction embedded plate*

anchors). Dentre estas âncoras, a estaca de sucção é considerada econômica e eficiente, devido a sua capacidade de resistir a carregamentos verticais e horizontais e por ter um procedimento de instalação simples.

As estacas de sucção, desenvolvidas pelo NGI (*Norwegian Geotechnical Institute*) na década de 90, são instaladas como a própria denominação sugere, por aplicação de sucção. A sucção, além de proporcionar a cravação, possibilita a formação de uma bucha de solo no seu interior, aumentando a capacidade de permanência da estaca no leito marinho, garantindo assim a ancoragem das estruturas flutuantes. A estaca de sucção consiste de uma camisa metálica com grande diâmetro, e comprimento de até seis vezes o seu diâmetro (Andersen *et al.*, 2005). A ponta desta camisa é aberta e o topo fechado, onde são posicionadas a válvula de saída de água/ar e a bomba de sucção. Inicialmente é cravada com o seu peso próprio, com as válvulas no topo abertas. Então, após a estabilização dos deslocamentos decorrentes do peso próprio, a sucção é aplicada para que a estaca seja cravada no leito marinho. Uma vez no local, a estaca recupera as forças horizontais, verticais ou inclinadas, geradas pelo movimento da plataforma, sob a ação de correntes ou marés. A sucção ativa que é desenvolvida leva a mecanismos de ruptura que confere um aumento considerável à força de arrancamento.

O dimensionamento das estacas de sucção para retomar as forças verticais depende de pressupostos que diferem entre os autores em função da geometria e da natureza do mecanismo de ruptura do solo considerada. As principais regras de dimensionamento existentes na literatura para cargas verticais estáticas são apresentadas e analisadas neste artigo.

2 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DAS ESTACAS DE SUCÇÃO

2.1 Modos de Ruptura

O projeto das estacas de sucção envolve primeiramente os métodos para o projeto de

fundação com estacas, em função do mecanismo de transferência de carga ser semelhante na maioria dos casos. Como o procedimento de instalação é diferente das estacas cravadas, isso pode ser influenciada pelas propriedades do solo e consequentemente, pela capacidade de suporte da estaca de sucção. Os métodos teóricos, numéricos e empíricos utilizados para estimar a capacidade de suporte das estacas de sucção são constantemente modificados em função de conhecimentos adquiridos em experiências de campo, testes em laboratórios e modelagem numérica.

Alguns institutos internacionais têm padrões com práticas recomendadas para o projeto de fundações *offshore*, sendo os padrões americanos os mais conservadores. Mas nem todos têm práticas relevantes para o projeto de estacas de sucção.

As forças que agem na estaca de sucção durante o arrancamento axial são indicadas na Figura 1. Tanto na condição selada (a sucção é mantida no interior da estaca) ou aberta na tampa, a resistência ao arrancamento da estaca pode ser escrito como:

$$Q = (W_{est} + W_{solo}) + F_w + Q_{lat} + Q_{ponta} \quad (1)$$

Sendo:

W_{est} – peso da estaca

W_{solo} – peso da bucha do solo

F_w – pressão da água acima da estaca

Q_{lat} – resistência na ponta da estaca

Q_{ponta} – resistência lateral da estaca

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

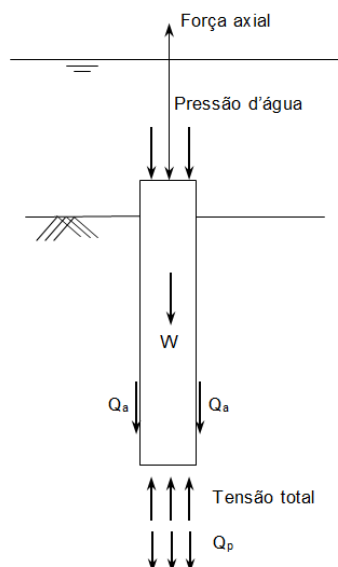


Figura 1. Componentes da carga e da capacidade de suporte axial por ocasião do arrancamento.

drenado (S_u), como é detalhado na equação a seguir:

$$R = Q_{\text{atrito}} + Q_{\text{ponta}} = f \cdot A_{\text{lateral}} + q \cdot A_{\text{ponta}} \quad (2)$$

onde:

Q_{atrito} – resistência referente ao atrito lateral

Q_{ponta} – resistência de ponta

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

α - fator atrito adimensional

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

A_{lateral} – área lateral da estaca

q – resistência de ponta unitária

A_{ponta} – área da ponta da estaca.

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

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

Na Figura 2 e na Tabela 1 são apresentados os três mecanismos de ruptura em função do tipo de fechamento da estaca de sucção.

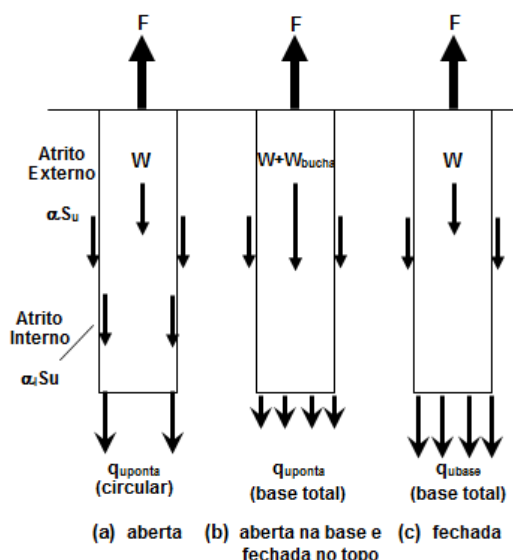


Figura 2. Mecanismos de resistência da estaca de sucção contra carga axial de tração.

Tabela 1. Mecanismos de resistência da estaca de sucção contra carga axial de tração.

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

2.1.1 Ruptura por Deslizeamento

Neste padrão de ruptura (Figura 3), a bucha de solo no interior da estaca permanece no solo. Devemos, portanto, levar em consideração o atrito na parede interna e na parede externa da estaca (T_{int} e T_{ext}). A água exerce força de pressão superior e inferior no topo da estaca (F_{out} e F_{int}).

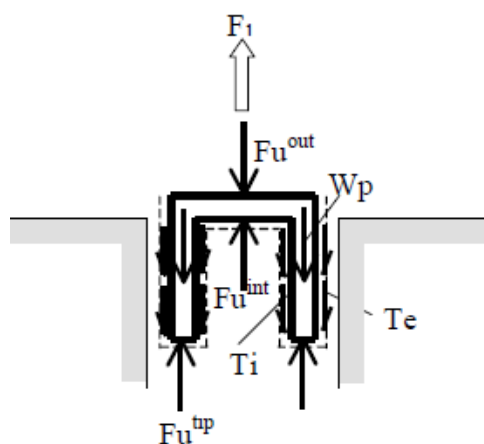


Figura 3. Esquema de ruptura por deslizamento em argilas, (Thorel *et al.*, 2002).

2.1.2 Ruptura por tração

Neste padrão de ruptura, o solo abaixo da estaca se rompe assim que a estaca é solicitada. É levado em consideração apenas o atrito na parede externa da estaca, o peso da estaca (W_p) e o peso da bucha de solo (W_s) plugue do solo. No entanto, uma força de tração é exercida na bucha do solo na base da estaca. Esta força está relacionada com as características do solo (C_u).

Estudos foram realizados por Christensen *et al.* (1991a, 1991b) onde foi obtida uma formulação para ruptura por tração levando em consideração somente o atrito externo, o peso da estaca adicionado ao peso da bucha de solo e uma resistência à tração que é mobilizada na base da estaca (Figura 4 e equação 3). Esta resistência à tração está essencialmente relacionada às características do solo.

$$F_2 = W_p + W_s + F_u^{out} + T_e + F_t \quad (3)$$

Sendo:

W_p – peso da estaca

W_s – peso da bucha do solo

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

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

T_e – atrito lateral na parte externa da estaca

$$T_e = A_e \cdot S_u \cdot \alpha_e$$

F_t – resistência à tração na base da estaca

$$F_t = A_e \cdot \min(\sigma_t; -P_{tip})$$

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

S_u – resistência ao cisalhamento não drenado

σ_t – resistência de tração parte inferior da bucha de solo

α_e – fator atrito externo

A_e – área externa da estaca em contato com o solo

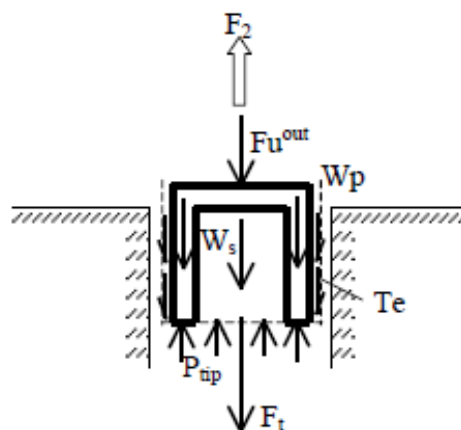


Figura 4. Esquema de ruptura por tração em argilas, (Thorel *et al.*, 2002)

Seguindo este mesmo padrão de ruptura, tem-se a equação utilizada pelo *Bureau Véritas* (DNV). Nesta equação 4 tem-se a parcela referente a resistência à tração na base da estaca, a parcela referente ao atrito lateral e a parcela devido ao peso da estaca e do solo no seu interior.

$$F_2 = C_{tip} + \pi BD \left(C_o + \frac{KD}{2} \right) + W_p + W_s \quad (4)$$

Sendo:

W_p – peso da estaca

W_s – peso da bucha do solo

B – diâmetro da estaca

D – comprimento da estaca

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

2.1.3 Ruptura no solo

Considerando o terceiro modo de ruptura, a ruptura no solo generalizada, esta ocorre no solo abaixo da base da estaca. Este mecanismo de ruptura também é chamado de capacidade reversa, onde as forças são semelhantes ao da

ruptura por compressão, sendo introduzida uma força equivalente à capacidade de carga das fundações profundas. O diagrama das parcelas atuantes é apresentado na Figura 5.

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

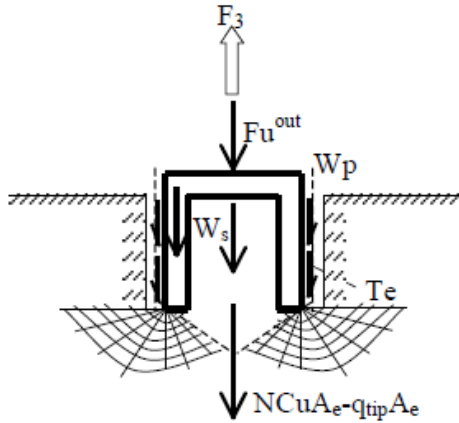


Figura 5. Esquema de ruptura do solo em argilas, (Thorel *et al.*, 2002).

$$F_2 = W_p + W_s + F_u^{out} + T_e + (NC_u - q_{tip})A_e \quad (5)$$

onde:

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

q_{tip} – pressão na base da estaca

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

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

$$F_3 = \left((2 + \pi)C_{tip} + \frac{KB}{4} \right) (1 + S_{ca} - i_{ca}) A - (p_o' + C_{tip}) i_q A + \pi BD \frac{C_D}{2} + W_p + W_s$$

(6)

onde:

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

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

$$H_{pb} = 3C_0 BD + \frac{3}{2} KBD^2 + \frac{1}{4} C_0 D^2 + \frac{1}{6} KD^3$$

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

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

$$p_o' = \gamma' D$$

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

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

$$F_3 = W_p + W_s + F_c + F_f \quad (7)$$

onde:

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

reversa e $N_c = \pi + 2$

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

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

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

$$N_\gamma = 1$$

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

2.2 Estudos com Modelagem Numérica

A partir de estudos numéricos com elementos finitos Deng & Carter (2000) desenvolveram formulações para a resistência ao arrancamento das estacas de sucção em argilas. Também

foram considerados os três padrões de ruptura, por deslizamento, por tração na base da estaca (Figura 6) e por ruptura no solo abaixo da base da estaca (Figura 7).

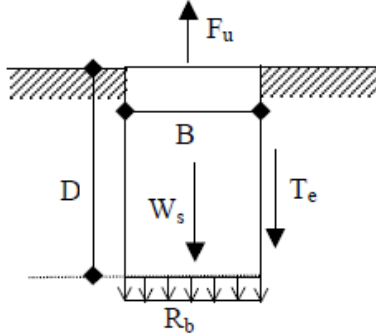


Figura 6. Esquema de ruptura por tração, Deng & Carter (2000).

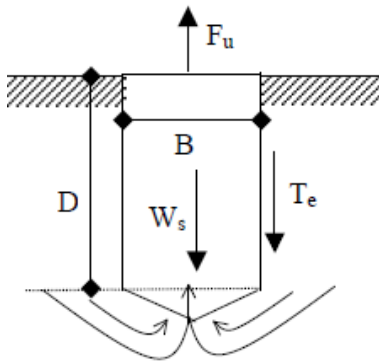


Figura 7. Esquema de ruptura do solo, Deng & Carter (2000).

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

$$F_u = N_f F_{undraine} + A N_b C_{tip} + W'_p \quad (8)$$

sendo:

W'_p – peso total da estaca

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

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

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

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

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

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

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

Onde:

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

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

C_{tip} – S_u na ponta da estaca

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

Introduzindo um fator de arrancamento:

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

A força de arrancamento total será reescrita por:

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

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

- Modelo de Renzi et al. (1991)

$$F_u = \alpha A_t C_u + (N_c C_{tip} + \gamma' D) A + W'_p \quad (10)$$

$$N_c = 9$$

$$\alpha = 0,3$$

- Modelo Rahman et al. (2001)

$$F_u = (N_c d_c C_{tip} + \gamma' D A) + W'_p \quad (11)$$

onde:

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

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

As variações nas fórmulas apresentadas acima são em função dos coeficientes aplicados para o atrito e capacidade de carga. Estes coeficientes foram determinados empiricamente ou por um elemento de modelagem finita.

2.3 Estudo com Modelagem Centrífuga

As previsões das formulações apresentadas nos itens anteriores são comparadas aos resultados obtidos para três ensaios realizados na centrifuga geotécnica da UENF com a gravidade induzida à 40g.

Uma mistura de 60% metacaulim com 40% caulim foi utilizada no estudo, o processo de preparação da amostra foi a mesma utilizada por Melo, 2010. O limite de liquidez, o índice de plasticidade e a densidade dos grãos são respectivamente, 62,5, 35,7 e 2,64. O adensamento utilizado nos modelos foi por meio de sucção aplicada na base, a fim de evitar o adensamento da amostra na centrífuga durante o voo. Inicialmente foi desenvolvido um sistema capaz de preparar uma amostra de solo normalmente adensado, para os ensaios centrífugos, através de adensamento hidráulico, com a aplicação de vácuo na base da amostra. Ensaios com o mini penetrômetro *T-bar* foram conduzidos "*in situ*" para avaliar os parâmetros de resistência do solo após o adensamento por sucção. Estes ensaios também foram realizados com a gravidade induzida à 40 g. As estacas foram instaladas em 1g usando um dispositivo especial projetado para este fim específico combinando carga e vácuo, imitando o processo real de instalação do protótipo.

Os ensaios de arrancamento foram realizados utilizando quatro modelos de estacas de sucção (Figura 8). As estacas confeccionadas em alumínio foram modeladas na escala 1:40. As estacas têm 145 mm de comprimento e 40 mm de diâmetro externo. Estas dimensões fornecem uma relação de aspecto (L/D) de 3,6. A espessura da parede da estaca é de 2 mm, apresentando um índice de esbeltez (L/t) de 72,5.

As estacas utilizadas nos ensaios possuíam a parede externa rugosa. Esta rugosidade na superfície foi imposta com o intuito de aumentar a força de resistência ao arrancamento

estático da estaca de sucção solicitada axialmente.

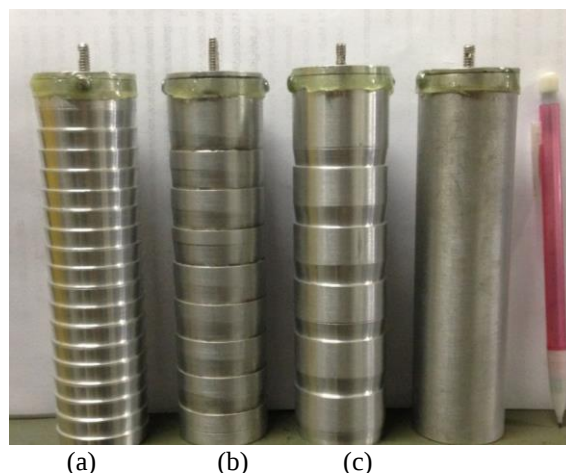


Figura 8- Estacas utilizadas nos ensaios de arrancamento.

As estacas cravadas preparadas para o ensaio de arrancamento são apresentadas na Figura 9.



Figura 9- Estacas cravadas para o ensaio de arrancamento na centrífuga geotécnica.

3 RESULTADOS

Os resultados são apresentados na Figura 10, onde foram plotados os valores obtidos para cada equação apresentada anteriormente em função do contato estaca alumínio/solo. A

estaca mais rugosa tem toda a sua área lateral (100%) em contato solo/solo, a estaca rugosa tem 50% da sua área lateral em contato solo/solo, a menos rugosa tem 25% da sua área lateral em contato solo/solo.

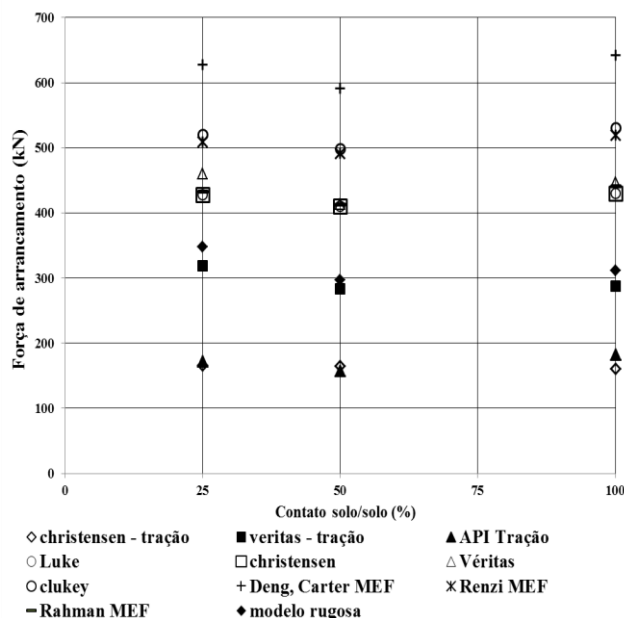


Figura 10 – Comparação dos resultados dos modelos com formulações teóricas.

A partir dos resultados obtidos pôde-se observar que os valores para a força de arrancamento com modo de ruptura à tração, calculados na base da estaca, são inferiores aos obtidos nos ensaios. Com as formulações de ruptura do solo os valores obtidos foram mais elevados, assim como os realizados a partir de estudos com método de elementos finitos adotando este mesmo modo de ruptura.

As diferenças nestes resultados foram impulsionadas em grande parte pela incerteza que existe sobre os coeficientes utilizados nas formulações: coeficiente de atrito e coeficiente de capacidade de carga. Em geral, os coeficientes propostos pelos autores foram determinados empiricamente através da realização de testes em estacas com baixo valor de esbeltez.

3 CONCLUSÕES

A partir destes resultados quando comparados com os dos modelos, pode-se chegar à conclusão que o modo de ruptura nos ensaios

foi o de ruptura local na base da estaca, e os valores obtidos foram superiores devido ao aumento da parcela lateral. Esse aumento pode ser atribuído ao aumento do contato solo/solo na área lateral externa da estaca.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e a PETROBRAS pelo apoio financeiro a essa pesquisa.

REFERÊNCIAS

- Andersen, K.H., Jeanjean, P., Luger, D., Jostad, H.P. (2005) "Centrifuge Tests on Installation of Suction Anchors in Soft Clay". *Ocean Engineering* 32: 845-863.
- Christensen N.H., Haahr F., Rasmussen J.L. (1991a). "Breakout resistance of large suction piles". *OMAE vol I-B, Offshore Technology*, pp. 617-622.
- Christensen N.H., Haahr F., Rasmussen J.L. (1991b). "Soil structure interaction model for a suction pile platform", *OMAE vol I-B, Offshore Technology*, pp.601-610.
- Clukey, E.C., and Morrison, M.J. (1993). "A centrifuge and analytical study to evaluate suction caissons for TLP applications in the Gulf of Mexico, Design and Performance of Deep Foundations: Piles and Piers in Soil and Soft Rock", *ASCE Geotechnical Special Publication*, No. 38, pp. 141-156.
- Deng, W. & Carter J. P. (2000). "A theoretical study of the vertical uplift capacity of suction caissons". *Proc. Of 10th Int. Offshore and Polar Engng. Conf., ISOPE' 2000, Seattle, USA*, 342-349.
- Melo, C. M. A. R. (2010), "Avaliação de desempenho e desenvolvimento de metodologias para estudos de ancoragem de estruturas flutuantes com estacas de sucção", *Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, UENF, Campos dos Goitacazes/RJ*.
- Rahman M.S., Wang J., Deng W., Carter J.P.(2001). "A neural network model for the uplift capacity of suction caissons". *Computer and geotechnics* 28, pp 269-287.
- Renzi, R., Maggioni, W., Smiths, F. (1991) "Centrifuge Study on the Behavior of Suction Piles". *Proceeding of the International Conference Centrifuge*, V. Manes. ENEL-DCO, Roma, Italia.
- Thorel, L., Garnier J., Rault, G., Bisson, A. (2002), "Etude de la Resistance Al'Arrachement Sous Charge Verticale des Ancres a Effet de Succion". *JNGG 2002, 8 et 9 Octobre 2002, Nancy*.