

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/284

# AValiação DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS SUBMETIDAS A DESLOCAMENTOS ELEVADOS, ATRAVÉS DE PCES INSTRUMENTADAS, EXECUTADAS NO PORTO DE SUAPE.

Tiago Garcia Rodriguez

Sócio-diretor, Geoprova Engenharia, Campinas/SP, Brasil, tiago@geoprova.com.br

Guilherme Soler Varela da Silva

Sócio-diretor, Geoprova Engenharia, Campinas/SP, Brasil, guilherme@geoprova.com.br

Fernando Pinheiro Weber

Engenharia de projetos, Vibra Energia, Porto Alegre/RS, Brasil, fernandopw@vibraenergia.com.br

**RESUMO:** O presente trabalho analisa o resultado de 2 provas de carga estáticas (PCEs), em estacas flutuantes, do tipo hélice contínua monitoradas (HCM), com diâmetros de 100 cm e 15 m de comprimento, instrumentadas em profundidade com *strain gages*, instaladas em solo sedimentar litorâneo, localizada na região de Suape/PE. Nestes ensaios buscou-se avançar com os deslocamentos de topo a no mínimo 20% do diâmetro das estacas, de modo a garantir a mobilização da ponta da estaca. Os resultados obtidos foram comparados sob a ótica do estado limite último, utilizando o método semi-empírico de Alonso (1996) para capacidade de carga, e sob a ótica do estado limite de serviço, utilizando o método semi-empírico de Aoki (1984) apud Cintra e Aoki (2010) para recalque.

**PALAVRAS-CHAVE:** PCE, HCM, instrumentação, strain-gages, capacidade de carga, recalques, estaca flutuante

**ABSTRACT:** This paper analyzes the results of two static load tests (SLTs) conducted on continuous flight auger (CFA) friction piles, with diameters of 100 cm and lengths of 15 m, instrumented with strain gages at depth. These piles were installed in coastal sedimentary soil in the Suape/PE region. These tests aimed to achieve top displacements of at least 20% of the diameter to ensure mobilization of the pile toe. The results were compared, considering the ultimate limit state, using Alonso's semi-empirical method for load capacity, and from the serviceability limit state perspective, employing Aoki's semi-empirical method for settlement.

**KEYWORDS:** SLT, CFA, instrumentation, strain gauges, load capacity, settlements, friction piles.

## 1 INTRODUÇÃO

Este trabalho apresenta os resultados preliminares da releitura do estudo de Leño (2023), focando na análise do desempenho individual das estacas hélice contínuas em termos de capacidade de carga e previsão de recalques. Ressalta-se que os autores, deste trabalho, atuam, ou atuaram diretamente, no projeto em questão e foram os responsáveis pela condução das provas de carga estáticas utilizadas. No local, futuramente será conduzida a retirada de amostras do tipo Shelby para posteriores ensaios triaxiais e edométricos, fornecendo parâmetros de refinamento a serem introduzidos posteriormente nas análises aqui apresentadas.

O comportamento mecânico de estacas flutuantes, submetidas a deslocamentos elevados, é pouco explorado na literatura e apresenta um grande desafio aos projetos de fundações da prática corrente, pois são baseadas principalmente nos modelos semi-empíricos de cálculo, bastante difundidos no meio técnico.

Quando se trata do ELU (estado limite último), os modelos semi-empíricos são pautados na resistência máxima teórica do sistema estaca-solo, ou seja, na carga de ruptura, porém não explicitam a qual nível de deformação esta carga estaria correlacionada.

Aoki (1997) tem explorado a problemática da definição do conceito de ruptura geotécnica em estacas, o que nem sempre ocorre fisicamente (com o deslocamento relativo do elemento de fundação em relação ao

maciço circunvizinho), gerando assim a necessidade de algumas convenções. A convenção proposta por Terzaghi é bastante utilizada, onde um deslocamento de 10% do diâmetro da estaca seria considerado, por convenção, uma “ruptura”. A NBR 6122:2022 também traz uma proposta de definição através do cálculo do encurtamento elástico da estaca mais uma constante  $D/30$ .

Outro aspecto que tem ganhado destaque no meio técnico é o desempenho das fundações, especialmente a interação solo-estrutura, sob o aspecto do ELS (estado limite de serviço). Esta demanda é impulsionada pelos modelos computacionais que buscam, por meio de simulações, prever o deslocamento dos elementos de fundações, principalmente os recalques. No entanto, diversos autores, como Aoki (1984) apud Cintra e Aoki (2010), apresentam um conjunto de equações, de caráter semi-empírico, buscando a obtenção do deslocamento (recalque) teórico de estacas quando submetidas a esforços compressivos.

No presente trabalho buscou-se analisar capacidade de carga e a previsão de recalques de estacas flutuantes do tipo hélice contínua com 100 cm de diâmetro e 15m de profundidade, pertencentes à base de tanques de armazenamento, a partir de duas provas de carga estáticas instrumentadas em profundidade com strain-gages, levadas a deslocamentos da ordem de 20% do diâmetro. A obra está localizada no porto de Suape, na cidade de Ipojuca/PE, região caracterizada por depósitos litorâneos pertencentes ao período quaternário, com alternância de material sedimentar típico de perfis costeiros.

Para tal foram utilizados os métodos de Alonso (1996) para a estimativa de capacidade de carga e o método de Aoki (1984) para a estimativa dos recalques. Também foram analisados o resultado das provas de carga, e principalmente da distribuição de carga ao longo do fuste, obtida com a instrumentação.

As estacas foram executadas pela empresa FE Fundações, a instrumentação por strain-gages e condução das provas de carga ficaram a cargo da Geoprova Engenharia e o sistema de reação utilizado foi com ancoragens provisórias da Tecnitork Engenharia.

## 2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA DE ESTUDO

Para a elaboração do perfil geotécnico foram utilizados resultados da execução de 29 sondagens do tipo Standard Penetration Test (SPT). Destas sondagens, 8 (oito), nominalmente SP-01; SP-05; SP-09; SP-13; SP-17; SP-21; SP-24 e SP-27 alocadas nos correspondentes centros da base dos tanques com profundidade entre 35m e 40m. Os demais ensaios foram executados até uma profundidade em torno de 20m. As características geológico-geotécnicas do subsolo, incluindo a estratigrafia indicando a distribuição espacial, i.e. profundidade, espessura da camada, além da litologia e tipo de solo, foram obtidos através de 2 (dois) perfis longitudinais, e 4 (quatro) seções transversais. A figura 1 apresenta um exemplo dos perfis utilizados.

Como resultado da investigação geotécnica evidencia-se o substrato formado por sedimentos recentes do período quaternário com alternâncias de energia de deposição e sedimentação. Observa-se também a existência de sedimentos de origem flúvio-lagunar (intercalações estratigráficas constituídas de areias finas, siltes e argilas) e de sedimentos marinhos (camadas espessas de areia), com o nível de lençol freático raso, situado a uma profundidade de 2 a 3 metros. Para efeito de análise de comportamento da fundação pode ser considerado representativo o seguinte perfil estratigráfico: uma camada constituída de uma areia fina a média, com presença de silte, compacta a pouco compacta. Esta matriz principal, com uma espessura em torno de 20 (vinte) metros, apresenta intercalações de camadas argilosas com muita matéria orgânica e silte. As intercalações de solo argiloso possuem espessuras variando de 2 a 5 metros. Abaixo dessas camadas, areia e argila com espessura média total de 16 metros encontra-se uma camada de argila com muita matéria orgânica com espessura média variando de 10 a 16 metros. Após a camada de argila mole verifica-se uma camada de areia com índice mais elevado de  $N_{spt}$ .

## 3 RECALQUES EM TANQUES DE ARMAZENAMENTO

Conforme Thusyanthan e Enriquez (2022), apesar de tanques serem considerados estruturas flexíveis sob aspecto estrutural, o desempenho das fundações precisa ser especialmente estimado a nível de recalques, pois podem provocar deformações excessivas no equipamento. A preocupação com o recalque de reservatórios e silos está evidenciada na última revisão da NBR 6122:2022, o documento torna obrigatório o monitoramento do comportamento desse tipo de estrutura. A motivação deve-se à elevada variabilidade da carga com relação ao peso próprio, apesar de não demonstrar valores aceitáveis para a sua utilização. Tais limites são apontados pelo American Petroleum Institute (API) 653 (API, 2018), e na literatura por D’Orazio e Dunca (1987).

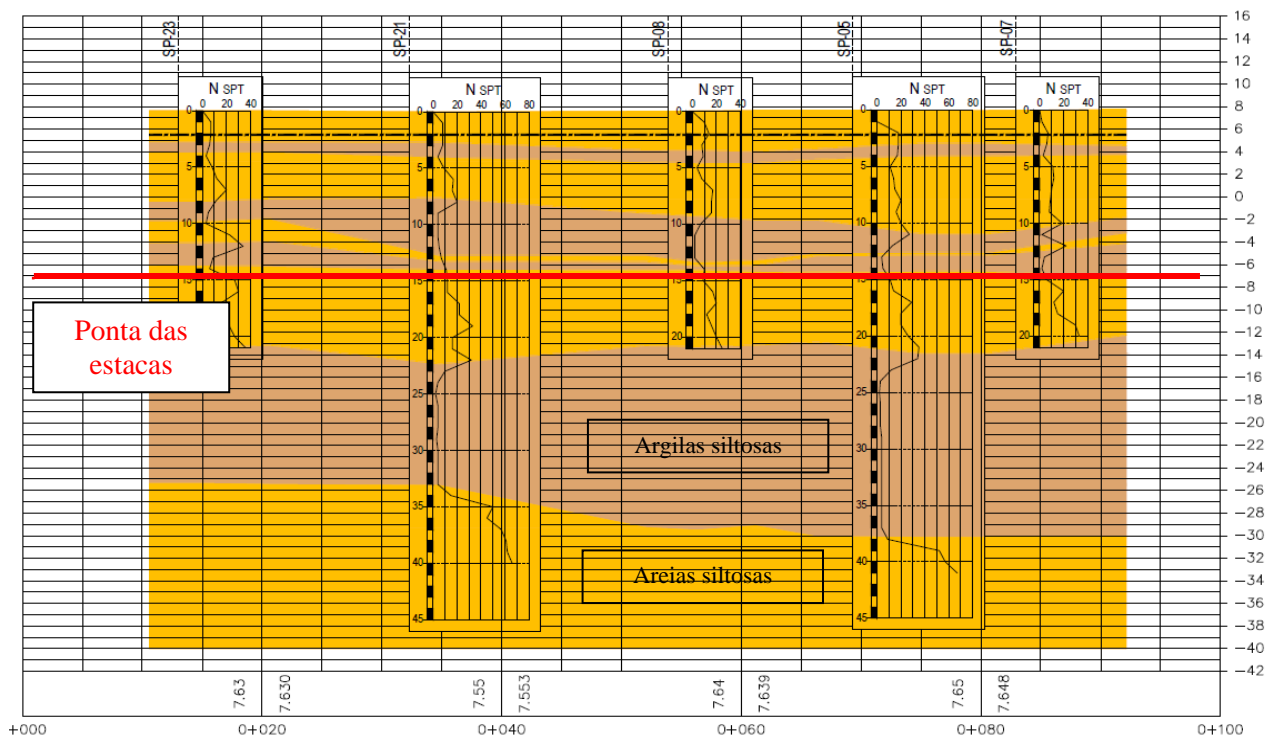


Figura 1. Exemplo de interpretação do SPT representado em corte pelo perfil longitudinal e modelagem do perfil estatigráfico do solo. Fonte: Relatório técnico Vibra Energia S/A.

O acompanhamento do comportamento das fundações também está presente nas recomendações das normas API que regem com maior abrangência os limites das deformações recomendadas. Ainda de acordo com as normas, o monitoramento deve ser prática comum em todas as fases do projeto como: execução das fundações, prova de carga e operação do equipamento, para confrontar com as previsões de projeto.

Tanques de armazenamento estão sujeitos a seis diferentes tipos de recalques: recalque uniforme, diferença entre borda e centro, adernamento, recalque diferencial (distorcional), afundamento de borda e afundamentos de fundo. Como recalque uniforme a API 650 (API, 2018) permite uma deformação máxima de 300mm.

Diante deste contexto, com deformação uniforme considerada elevada para projetos de engenharia, terrenos com camadas de solo iniciais mais resistentes e com camadas intercaladas por materiais de baixa resistência em cotas inferiores, os autores Randolph (1994), Poulos e Davis (1972) propõe a utilização de estacas para redução de recalques diferenciais, com o objetivo de uniformizar a deformação. Essa solução é bastante utilizada para estruturas com grandes diâmetros e elevado bulbo de tensões.

O exposto nos pressupõe algumas condições especiais de projeto. A primeira é o critério de deformação, o qual é diferenciado em relação aos critérios usuais, especialmente quando comparados a interrupção das provas de carga. O segundo é a necessidade, apontada pelos fatos, da execução de prova de carga com elevadas deformações para a correta correlação entre premissas de projeto e operação do equipamento. Esse conjunto de ações visa estabelecer de forma mais fidedigna o atendimento às normas citadas.

#### 4 PROVAS DE CARGA REALIZADAS

Foram conduzidas provas de carga estáticas, seguindo os preceitos da NBR 16.903:2020, sobre duas estacas hélice contínua monitoradas, de 100 cm de diâmetro e 15 m de profundidade, com instrumentação por strain gages em profundidade em cinco níveis.

O sistema de carregamento adotado foi convencional pelo topo, com transferência por vigas metálicas e ancoradas ao solo através de reações provisórias no sistema SAP, cujos elementos portantes consistiam em estacas helicoidais.

De maneira a se atingir os objetivos do contratante, procedeu-se, sobre cada estaca testada, dois ciclos de carregamento, de maneira a se obter o deslocamento de topo mínimo da ordem de 250 mm (25% do

diâmetro). Na PCE-01, utilizaram-se 2 carregamentos do tipo rápido, com incrementos de aproximadamente 45tf. Já na PCE-02, utilizou-se o primeiro carregamento do tipo lento com incrementos de aproximadamente 85 tf, seguido de um segundo carregamento do tipo rápido, com incrementos de aproximadamente 45 tf. Para o objetivo do presente trabalho utilizou-se apenas o primeiro ciclo de cada ensaio, com a finalidade de se evitar os efeitos das tensões residuais resultantes no segundo ciclo de carga. As curvas dos carregamentos das duas PCEs estão apresentadas na figura 2.

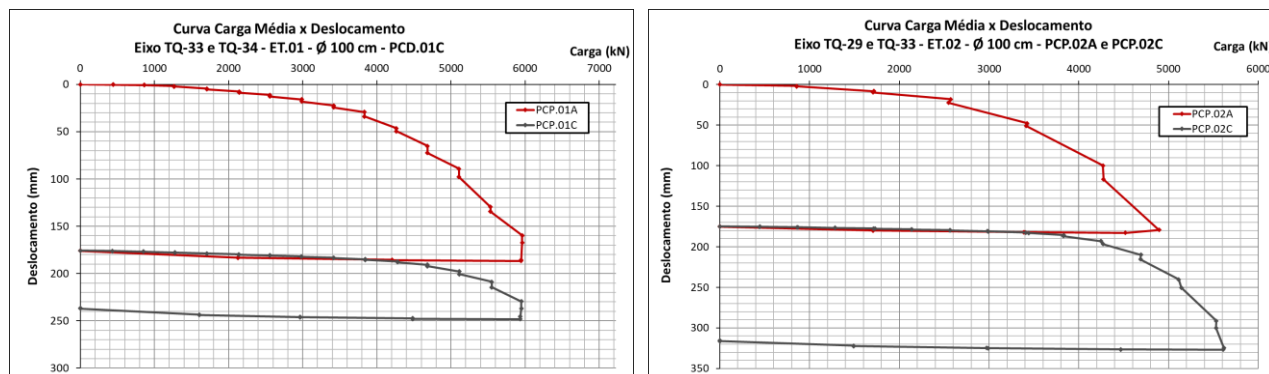


Figura 2. Curva carga x deslocamento das PCEs 01 e 02 (ciclos A e B).

A instrumentação utilizada consistiu na utilização de *strain gages* resistivos de 350 ohms, ligados em ponte completa, aderidos a um barra de aço de CA-50 de 12,5 mm com 50 cm de comprimento. A instrumentação foi instalada em 5 níveis, com 3 instrumentos por nível monitorado. Abaixo estão apresentados os níveis da instrumentação adotados:

- Estaca 1: N1-1,42m, N2-5,42m, N3-8,42m, N4-11,42m e N5-13,62m.
- Estaca 2: N1-1,80m, N2-5,85m, N3-8,84m, N4-11,86m e N5-13,90m.

A instrumentação seguiu os mesmos preceitos utilizados em Albuquerque (2001), valendo-se da seção de referência para a obtenção do módulo de elasticidade do material, assim como também da consideração de que a estaca apresentava seção constante e uniforme, para a obtenção das cargas nos níveis inferiores.

Devido à posterior execução do bloco de reforço para o recebimento dos macacos hidráulicos, cujas dimensões foram de 1,10m x 1,10m x 1,20m, optou-se por instalar a seção de referência a aproximadamente 1,5m. Desta forma, o atrito no trecho superior, do nível do terreno à seção de referência, assim como a resistência na base do bloco, foram desprezados, assumindo-se que a carga lida na célula de carga fora integralmente entregue no nível da referência. O resultado da instrumentação, com a distribuição de cargas em profundidade, para os primeiros ciclos de carga de cada PCE, está apresentado na figura 3. A tabela 1 apresenta os principais parâmetros obtidos nas provas de carga estáticas.

Tabela 1. Resumo dos principais parâmetros obtidos nas provas de carga estáticas.

| Ensaio  | Estaca | Tipo estaca     | Diâmetro [cm] | Comp. L[m] | Carregamento | Carga de ensaio [kN] | Deslocamento |               | Distr. Carga     |              |             |
|---------|--------|-----------------|---------------|------------|--------------|----------------------|--------------|---------------|------------------|--------------|-------------|
|         |        |                 |               |            |              |                      | Máximo [mm]  | Residual [mm] | Atrito total (%) | Nível N5 (%) | Ponta (%) * |
| PCP.01A | ET.01  | Hélice contínua | 100           | 15,00      | Rápido       | 6039                 | 186,55       | 175,63        | 74%              | 34%          | 26%         |
| PCP.02A | ET.02  | Hélice contínua | 100           | 15,00      | Lento        | 4965                 | 182,73       | 174,77        | 73%              | 39%          | 27%         |

(\*) A carga de ponta considerada é oriunda da extrapolação do atrito lateral unitário do trecho abaixo de N5.



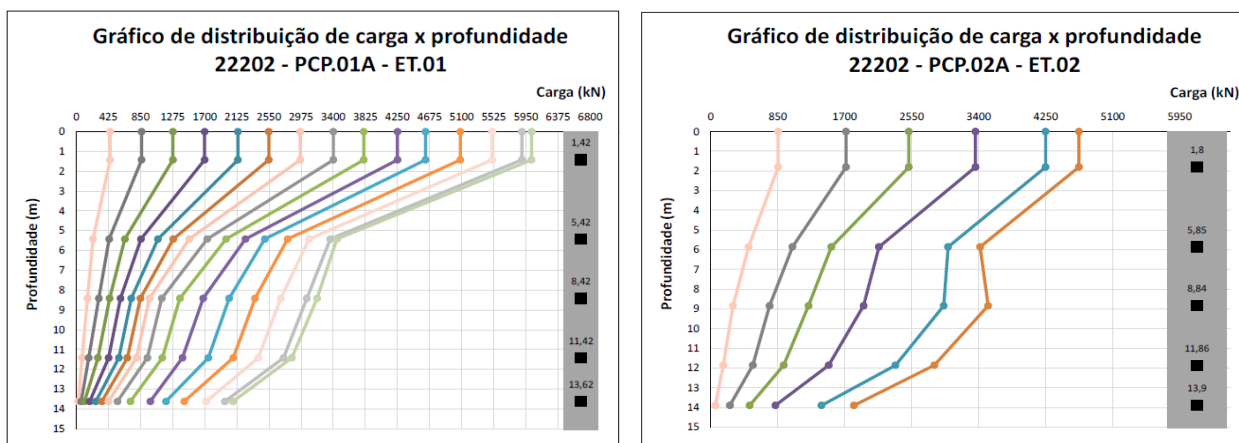


Figura 3. Distribuição de carga em profundidade das PCEs 01 e 02 (ciclo A).

## 5 ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA

Com base nas sondagens mais próximas a cada prova de carga, foi conduzido um estudo de capacidade de carga através do método semi-empírico de Alonso (1996). Ademais, utilizaram-se também os dados obtidos por Leañó (2023) para a capacidade de carga teórica, utilizando dos índices físicos e parâmetros de resistência ao cisalhamento. Os resultados obtidos pelos métodos de previsão de capacidade de carga, assim como a carga máxima atingida no ensaio e a aplicação do método da rigidez de extrapolação de curva carga x recalque (Decourt, 1996) estão apresentados na tabela 2.

Tabela 2. Capacidade de carga para as estacas hélice contínua (D = 100cm com 15m de profundidade).

| ENSAIO  | SPT   | Prup (kN) - Alonso (1996) | Prup (kN) - Leañó (2023) | Carga máx ensaio (kN) | Deslocamento de ensaio no topo (% do diâmetro) | Prup (kN) - Rigidez - Decourt (1996) |
|---------|-------|---------------------------|--------------------------|-----------------------|--|--------------------------------------|
| PCE-01A | SP-07 | 2.498                     | 8.740                    | 6.025                 | 19%  | 6.291                                |
| PCE-02A | SP-08 | 3.351                     | 8.740                    | 4.734                 | 18%  | 5.457                                |

Os ensaios foram levados a deslocamento de topo, conforme apresentado na tabela 2, bastante superiores aos usuais, normalmente limitados em 10% do diâmetro (critério de Terzaghi), resultando assim em uma boa aproximação à carga de ruptura teórica obtida da extrapolação das curvas carga x recalque, pelo critério de Decourt (1996), com frações mínimas de 85% da carga de ruptura, corroborando a aderência da extrapolação de acordo com as recomendações indicadas por Melo (2009), que traz a inviabilidade da extrapolação quando esta relação está abaixo de 70%.

A tabela 2 apresenta uma grande divergência entre as cargas de ruptura calculadas e a carga de ruptura teórica. O método semi-empírico de Alonso (1996) obteve de 40 a 61% da carga de ruptura teórica. Já os cálculos apresentados por Leañó (2023) apresentou valores de 39 a 60% superiores à carga de ruptura teórica.

## 6 ANÁLISE DA PREVISÃO DE RECALQUES

Tendo por base os resultados da instrumentação das estacas, apresentados na Figura 2, utilizando o último carregamento de cada PCE, foi possível utilizar a metodologia proposta por Aoki (1984) apud Cintra e Aoki (2010), com valores de distribuição de carga e profundidade aferidos. Ademais, foram utilizados os parâmetros do concreto e principalmente geotécnicos, apresentados na tabela 3.

Cabe salientar que a aferição de módulos de deformabilidade E0 e Es foi realizada conforme sugerido por Aoki (1984), porém com uma ressalva. A equação de Es, demanda um fator de ajuste “n”, variável em função do tipo de solo, derivada do trabalho de Jambu (1963).

Cintra e Aoki (2010) sugerem que se utilize o valor de n igual a 0,5 para solos granulares e o valor de 0 para argilas duras e rijas. Jambu (1963) concorda com os anteriores em termos de solos granulares, porém diverge para solos argilosos normalmente adensados, onde o valor de referência seria 1. Contudo, a camada de argila em questão, camada de solo 6, além de apresentar uma fração siltosa significativa, tem consistência

mole e conforme diversos estudos, apresentados em Leão (2023), provavelmente é sobreadensada, o que distancia do enquadramento apresentado pelos dois autores.

Diante do exposto, para o desenvolvimento dos cálculos foi adotado o valor de n igual 0,5, levando em consideração o apontado por Pinto (2006) onde comportamento de argilas sobreadensadas, na condição drenada para cargas menores que a tensão de pré-adensamento, se equivale à areias compactas, afastando assim o valor de 0,5. Já para a camada inferior de solo granular, os autores convergem no valor de n igual a 0,5. Para a PCE-01, esta adoção refletiu no módulo de deformabilidade da ordem de 3.600 kPa e 160.500 kPa, para as camadas 6 e 7, respectivamente. Já para a PCE-02 esta adoção refletiu no módulo de deformabilidade da ordem de 3.600 kPa e 160.000 kPa, para as camadas 6 e 7, respectivamente.

Tabela 3. Parâmetros utilizados para a estimativa de recalques conforme Aoki (1984).

| PCE-01        |                |               |                                |                             |   |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
|---------------|----------------|---------------|--------------------------------|-----------------------------|---|------|----------------------|-------------------------------|---|----------------------|------|------|---------|--------|-----|---------|
| #camada       | Tipo solo      | Espessura (m) | $v_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | TVE na base da camada (kPa) | Ksolo (MPa)   | Nspt | E <sub>0</sub> (KPa) | TVE no centro da camada (kPa) | n | E <sub>s</sub> (kPa) |      |      |         |        |     |         |
| camada solo 1 | Areia Siltosa  | 5,42          | 18                             | 69,8                        | $E_0 = 4 \cdot K \cdot N_{spt}$ ; para estacas hélice contínua<br>$E_s = E_0 \cdot \left( \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n$ |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
| camada solo 2 | Areia Siltosa  | 3,00          | 18                             | 93,8                        |   |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
| camada solo 3 | Argila Siltosa | 3,00          | 15                             | 108,8                       |   |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
| camada solo 4 | Argila Siltosa | 2,20          | 15                             | 119,8                       |   |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
| camada solo 5 | Argila Siltosa | 1,38          | 15                             | 126,7                       |   |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
| camada solo 6 | Argila Siltosa | 15,00         | 15                             | 201,7                       |   |      |                      |                               |   |                      | 0,22 | 3,61 | 3.177   | 164,16 | 0,5 | 3.634   |
| camada solo 7 | Areia Siltosa  | 10,00         | 18                             | 281,7                       |   |      |                      |                               |   |                      | 0,8  | 49   | 156.800 | 241,66 | 0,5 | 160.544 |
| NA(m):        | 2,64           | fck(MPa):     | 40                             | Econc(Gpa):                 | 35,4  |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
| PCE-02        |                |               |                                |                             |   |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
| #camada       | Tipo solo      | Espessura (m) | $v_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | TVE na base da camada (kPa) | Ksolo (MPa)   | Nspt | E <sub>0</sub> (KPa) | TVE no centro da camada (kPa) | n | E <sub>s</sub> (kPa) |      |      |         |        |     |         |
| camada solo 1 | Areia Siltosa  | 5,42          | 18                             | 73,2                        | $E_0 = 4 \cdot K \cdot N_{spt}$ ; para estacas hélice contínua<br>$E_s = E_0 \cdot \left( \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n$ |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
| camada solo 2 | Areia Siltosa  | 3,00          | 18                             | 97,1                        |   |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
| camada solo 3 | Areia Siltosa  | 3,00          | 18                             | 121,3                       |   |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
| camada solo 4 | Argila Siltosa | 2,20          | 15                             | 131,5                       |   |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
| camada solo 5 | Areia Siltosa  | 1,38          | 18                             | 140,3                       |   |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |
| camada solo 6 | Argila Siltosa | 15,00         | 15                             | 215,3                       |   |      |                      |                               |   |                      | 0,22 | 3,61 | 3.177   | 172,38 | 0,5 | 3.577   |
| camada solo 7 | Areia Siltosa  | 10,00         | 18                             | 295,3                       |   |      |                      |                               |   |                      | 0,8  | 49   | 156.800 | 249,88 | 0,5 | 159.974 |
| NA(m):        | 2,1            | fck(MPa):     | 40                             | Econc(Gpa):                 | 35,4  |      |                      |                               |   |                      |      |      |         |        |     |         |

Com os dados acima, utilizando a proposta de Aoki (1984) obteve-se os resultados apresentados na tabela 4, onde também estão apresentados os recalques obtidos nas duas PCEs. De forma a se avaliar a dependência da proposta de Aoki (1983) em relação ao nível de carregamento, foi comparado o resultado do recalque calculado, com o recalque lido nas PCEs, utilizando-se a distribuição de cargas em profundidade para um nível de carga inferior, próximo à carga de ruptura obtida pelo método de Alonso (1996). Os resultados estão apresentados na tabela 5. Uma terceira via de análise foi considerada, buscando a relação entre o resultado da estimativa de recalques e a distribuição de cargas em profundidade. Nesse sentido a proposta também foi aplicada considerando-se a distribuição teórica apresentada no método semi-empírico de Alonso (1996), comparando-o ao recalque correspondente da curva carga x recalque, no ponto desta carga de ruptura calculada, esta análise está apresentada na tabela 6.

Tabela 4. Parâmetros utilizados para a estimativa de recalques conforme Aoki (1984) utilizando-se os dados da instrumentação.

| Ensaio  | Carga máx ensaio (kN) | Recalque do ensaio na C <sub>máx</sub> (mm) | Recalque Aoki (1984) - (mm) | Es camada 6 (kPa) | (Rec lido / Rec calc) * 100 |
|---------|-----------------------|---|-----------------------------|-------------------|-----------------------------|
| PCE-01A | 6.025                 | 185,57                                      | 211,74                      | 3.634             | 87,6%                       |
| PCE-02A | 4.734                 | 182,73                                      | 196,20                      | 3.577             | 93,1%                       |

Tabela 5. Parâmetros utilizados para a estimativa de recalques conforme Aoki (1984) utilizando-se os dados da instrumentação para carga máxima próxima a prevista pelo método de Alonso (1996).

| Ensaio  | Carga máx Alonso (1996) - (kN) | Recalque do ensaio na C <sub>máx</sub> (mm) | Recalque Aoki (1984) - (mm) | Es camada 6 (kPa) | (Rec lido / Rec calc) * 100 |
|---------|--------------------------------|---|-----------------------------|-------------------|-----------------------------|
| PCE-01A | 2.548                          | 12,78                                       | 65,27                       | 3.311             | 19,6%                       |
| PCE-02A | 3.359                          | 49,01                                       | 116,99                      | 3.410             | 41,9%                       |

Tabela 6. Parâmetros utilizados para a estimativa de recalques conforme Aoki (1984) utilizando-se os dados previsão de capacidade de carga, segundo Alonso (1996).

| Ensaio  | Carga máx Alonso (1996) - (kN) | Recalque do ensaio na C <sub>máx</sub> (mm) | Recalque Aoki (1984) - (mm) | Es camada 6 (kPa) | (Rec lido / Rec calc) * 100 |
|---------|--------------------------------|---|-----------------------------|-------------------|-----------------------------|
| PCE-01A | 2.498                          | 12,19                                       | 109,70                      | 3.653             | 11,1%                       |
| PCE-02A | 3.351                          | 48,74                                       | 163,67                      | 3.874             | 29,8%                       |

Da comparação entre os resultados obtidos nas tabelas 4, 5 e 6 percebe-se uma grande dependência, para uma convergência entre a estimativa de recalques pela proposta de Aoki (1983), do nível de carregamento e da distribuição de carga. Nota-se que quando a prova de carga se aproxima da ruptura a convergência do recalque aumenta significativamente, conforme tabela 4, com relação de 87 a 93% de convergência. Já para a distribuição de carga, em níveis mais prematuros, apresentam pouca convergência, da ordem de 19 a 41%, porém sendo ainda pouco superior à convergência do terceiro caso, onde tanto o nível de carregamento, quanto a distribuição teórica afetam significativamente o resultado.

## 7 CONCLUSÕES

Com base nos resultados apresentados, conclui-se que a capacidade de carga para estacas flutuantes, considerando-se os dois métodos utilizados, semi-empírico de Alonso (1996) e os dados obtidos por Leão (2023) se mostraram distantes da realidade, sendo o primeiro aquém e o segundo além da carga obtida experimentalmente.

Já em termos da aplicação do método para a estimativa de recalques, observa-se que o resultado é bastante influenciado pelo nível de carga considerada, aparentemente quanto mais distante da ruptura geotécnica, obtida por provas de carga estáticas, menos precisa é a estimativa.

Ademais, a distribuição de cargas em profundidade afeta diretamente no resultado, sendo muito recomendada, para a confiabilidade da análise, a utilização da distribuição de carga em profundidade, resultante do uso de *strain gages*.

A utilização da proposta de Aoki (1984) foi um grande desafio aos autores, principalmente em função da adoção de valores seguros do parâmetro “n”, pois as publicações sobre este assunto são escassas. Além de que as correlações do ensaio SPT com parâmetros de deformabilidade são limitadas, e não abordam o nível de deformação utilizado.

No caso de tanques de armazenamento devido ao seu grande diâmetro, uma das alternativas de projeto é o radier estaqueado utilizando-se estacas para redução de recalques diferenciais. Nessa situação a estaca pode sofrer deformações superiores a de projetos usuais, dificultando o uso dos modelos semi-empíricos. Nestes casos, análises mais complexas são necessárias, tanto do aspecto das investigações geotécnicas como também dos modelos físicos utilizados.

Fica como recomendação para o prosseguimento do presente trabalho, assim como outros que possam vir no futuro, um melhor entendimento do fator n, aprofundando as análises em tipos de solos, valendo-se, se possível, de ensaio de compressibilidade e resistência, ou seja, edométricos e triaxiais.

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos às empresas envolvidas no projeto Vibra Energia S/A, PMMR Consultoria e Projetos, Solo engenharia, FE Fundações, Geoprova Engenharia e Tecnitork Engenharia, no empenho em viabilizar a realização do escopo aqui apresentado.

Agradecemos também aos colegas Dr. Tiago Jesus Souza da empresa Solotecnique e Dra. Graciele

Dienstmann professora e pesquisadora da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), pela ajuda e troca de experiências, que contribuíram muito no desenvolvimento do presente trabalho.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albuquerque, P. J. R. (2001). *Estacas escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade*. - Tese de Doutorado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Alonso, U.R. (1996). *Estacas Hélice Contínua com Monitoração Eletrônica: Previsão da Capacidade de Carga Através do Ensaio SPT-T*, 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, SEFE III, ABEF/ABMS, São Paulo, v.2, p. 141-151/.
- American Petroleum Institute. API 650: *Welded Tanks for Oil Storage*. Washington, DC. 2018
- American Petroleum Institute. API 653: *Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction*. Washington, DC. 2018
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6.122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16.903. *Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro
- Aoki, N.(1984) Previsão da curva carga-recalque. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos – USP – São Carlos. Apud Cintra, J.C.A., Aoki, N (2010). *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. Oficina de textos.
- Aoki, N. (1997) *Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente*. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- Cintra, J.C.A., Aoki, N (2010). *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. Oficina de Textos.
- Décourt, L. A. (1996) *Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez*. In: *SEFE 3*, São Paulo. v. 1, p.215-224.
- Davis, E.H., Poulos, B.E. (1972), *The Analysis of Pile Raft System*. Aust. Geomechanics Journal, v. G2, n°1, p. 21-27.
- D’Orazio; Duncan J. M. (1984), *Differential Settlements in Steel Tanks*. *Journal of getechnical engineering*. Division ASCE
- Janbu, N. (1963); *Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests*. Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Weisbaden, v. 1, p. 19-25.
- Leaño, E.G. (2023); *Análise numérica e experimental do comportamento das fundações de tanques de armazenamento de combustível na região de Suape – Pernambuco*. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.
- Melo, B. N. (2009), *Análise de Provas de Carga à Compressão à Luz do Conceito de Rigidez*. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas – Campinas/SP
- Randolph, M. F. (1994). *Design methods for pile groups and piled rafts*. XIII ICSMFE, New Delhi, Índia, 61-82
- Thusyanthan, I.; Enriquez, H. (2022); *Design guidance for evaluating storage tank settlements and acceptable tank settlement criteria*. Proceedings of the 20th Internacional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sydney.