

CURVA CARGA-RECALQUE DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

Load-settlement curve of continuous flight auger piles

Alexandre Duarte Gusmão¹, Karla Patrícia Souza de Oliveira²

Recebido em 11 de junho de 2013; recebido para revisão em 11 de junho de 2013; aceito em 07 de novembro de 2013; disponível on-line em 29 de novembro de 2013.



PALAVRAS CHAVE:

*Estaca;
Curva carga-recalque;
Hélice contínua.*

KEYWORDS:

*Piles;
Load-settlement curve;
Continuous flight auger.*

RESUMO: Estima-se que as estacas hélice contínua representem atualmente cerca de 75% do mercado de fundações profundas para prédios com mais de 08 pavimentos no Recife. Portanto, é fundamental que se conheça o desempenho de tais estacas, no sentido de se otimizar os projetos de fundações. O presente artigo apresenta um estudo de caso de obra de um shopping center construído no Recife, cuja fundação foi profunda com cerca de 4.000 estacas tipo hélice contínua com comprimento entre 20 e 25m. São apresentados e analisados os resultados de 40 provas de carga estática, inclusive com comparações com as previsões feitas a partir de métodos semi-empíricos usuais de projeto. Ao final é apresentada uma proposta para obtenção de uma curva carga-recalque padrão para as estacas hélice contínua.

ABSTRACT: It is estimated that the continuous flight auger piles currently represent about 75% of the market for deep foundations for buildings in Recife. Therefore, it is essential to know the performance of such piles, in order to optimize the design of foundations. This paper presents a case history of construction of a shopping center in Recife, whose foundation was about 4,000 continuous flight auger piles with 20 to 25m deep. The results of 40 static load tests are presented and analyzed, including comparisons with predictions from usual semi-empirical methods. At the end, it is proposed a method to obtain the load-settlement curve for continuous flight auger piles.

* Contato com o autor:

¹ e-mail : gusmao.alex@ig.com.br (A. D. Gusmão)

D.Sc. Professor Associado da Universidade de Pernambuco e IFPE – Recife- PE

² e-mail : kps_oliveira@hotmail.com (K. P. S. de Oliveira)

M.Sc. Eng. Civil, Terracap, Brasília - DF

ISSN: 2179-0612

© 2013 REEC - Todos os direitos reservados.

1. INTRODUÇÃO

Morfologicamente, a Cidade do Recife apresenta duas paisagens muito distintas: os morros e a planície. A ocupação da cidade com edificações de grande porte tem se dado, contudo, apenas no espaço confinado entre os morros e a orla marítima, que se constitui em uma grande planície. A planície do Recife é de origem flúvio-marinha, com dois níveis de terraços marinhos arenosos, correspondentes à penúltima e última

transgressão marinha, além de depósitos de mangues, sedimentos flúvio-lagunares e aluviões recentes, como mostrado na Figura 1 (Alheiros et al., 1990).

Neste contexto geológico, o subsolo típico é muito variado. Encontram-se camadas de areia fina e média, de compacidade fofa, intercaladas ou seguidas por outras, sejam de argila orgânica mole, sejam de areia concrecionada muito compacta ou arenitos bem consolidados. Os depósitos de argila orgânica mole e média são encontrados em cerca

de 50% da área da planície, muitas vezes em subsuperfície e com espessuras superiores a 15 m (Gusmão, 2005).

Por tudo isto, a prática atual de fundações no Recife é fortemente direcionada pelas características geológico-geotécnicas do subsolo, ainda que outros fatores influenciem na escolha e sejam assim encontrados diversos tipos de fundação na cidade.

A presença de espessos depósitos de argila mole, bem como a excessiva verticalização dos edifícios, tem favorecido o uso de fundações profundas, especialmente estacas pré-moldadas de concreto, estacas metálicas e mais recentemente estacas tipo hélice contínua.

A primeira obra no Recife com estaca tipo hélice foi executada em 1993, onde foi mobilizado um equipamento da região sudeste do Brasil. Até o final da década de 90 do século passado, foram feitas no Recife poucas obras com esse tipo de estaca. Em geral eram obras em que havia um grande número de estacas, o que compensava os custos de mobilização dos equipamentos.

Desde o ano de 2000, quando foi

adquirido por uma empresa local um equipamento, as estacas hélice vêm conquistando uma fatia cada vez maior do mercado. Atualmente há vários equipamentos disponíveis na cidade, com capacidade de executar estacas com até 800 mm de diâmetro e 30 m de comprimento.

Estima-se que as estacas hélice contínua representem atualmente cerca de 75% do mercado de fundações profundas para prédios com mais de 08 pavimentos no Recife. Portanto, é fundamental que se conheça o desempenho de tais estacas, no sentido de se otimizar os projetos de fundações.

O presente artigo tem como objetivo apresentar um estudo de caso de obra de um shopping center construído no Recife, cuja fundação foi profunda com cerca de 4.000 estacas tipo hélice contínua. São apresentados e analisados os resultados de 40 provas de carga estática. A partir da carga de ruptura obtida nas provas de carga, são feitas comparações com previsões feitas a partir de métodos semi-empíricos usuais de projeto. Ao final é apresentada uma proposta para obtenção da curva carga-recalque das estacas hélice contínua.

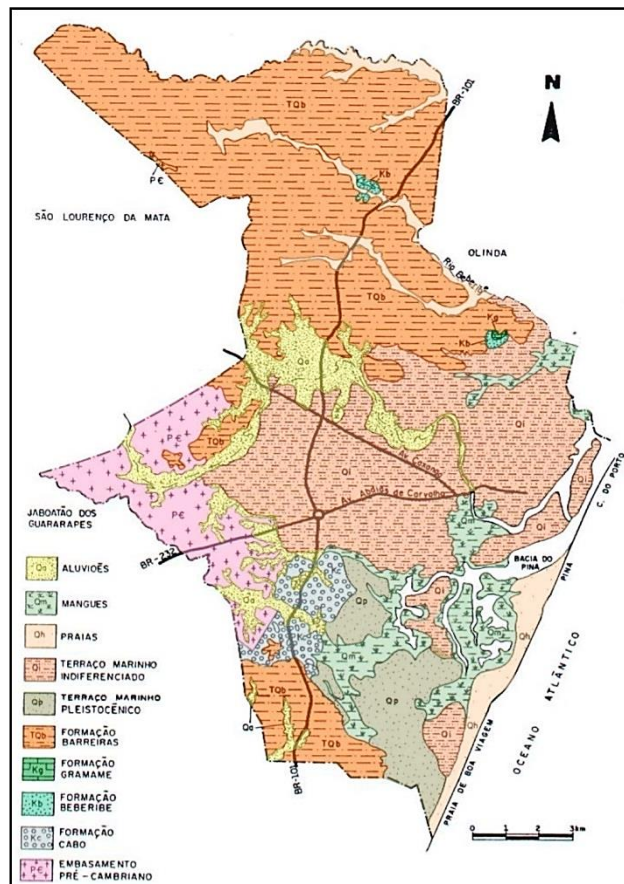


Figura 1: Unidades geológicas do Recife (Alheiros *et al.*, 1990).

2. CARACTERIZAÇÃO DA OBRA

A edificação analisada é uma estrutura aportcada pré-moldada de concreto armado, com cerca de 255.500 m² destinados a áreas comerciais e garagens. Existem trechos com até 06 níveis de lajes na estrutura. Há um total de 1.283 pilares, e as cargas verticais permanentes variam de 200 a 9.000 kN. A Figura 2 apresenta uma foto durante a execução da obra.

A caracterização geotécnica do terreno foi feita com base em 83 sondagens de reconhecimento a percussão (SPT). Do ponto de vista topográfico, o terreno natural não tinha desníveis pronunciados, estando em média na cota +2,00. Do ponto de vista geológico, o terreno está localizado na planície flúvio-marinha, dentro do terraço marinho indiferenciado.

O terreno de fundação é formado por sedimentos preponderantemente arenosos, com compactidade fofa na parte superficial do terreno. Há um aumento da compactidade com a profundidade. O nível d'água freático se encontra entre as cotas 0,0 e -1,50. A Figura 3 apresenta uma sondagem típica do terreno.



Figura 2: Vista aérea da área de implantação do shopping center.

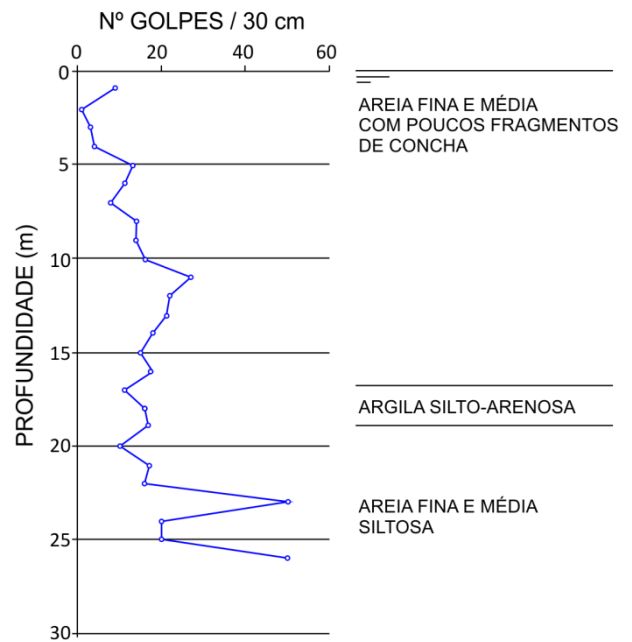


Figura 3: Sondagem de reconhecimento a percussão típica.

O estaqueamento foi executado entre os meses de setembro de 2010 e junho de 2011. Durante a execução das estacas, todos os materiais eram devidamente inspecionados e controlados (ensaios de abatimento do concreto e resistência a compressão).

Além disso, foi feita a monitoração em todas as estacas, o que permitiu o acompanhamento dos seguintes dados: profundidade, volume de concreto lançado, pressão de injeção de concreto, tempo e velocidade de extração do trado. Ao final, as estacas executadas atingiram as profundidades especificadas em projeto e obtiveram consumos e pressões de concreto aceitáveis.

3. PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Ao final do projeto de todo empreendimento (edificações, tanques de acumulação de água gelada e dois viadutos), foram executadas 4.192 estacas, com diâmetro de 400, 500 e 600 mm e comprimento entre 21 e 27 m.

Durante a obra foram realizadas 40 provas de carga estática do tipo lenta. A carga de ensaio foi igual ao dobro da carga admissível de projeto. Todos os procedimentos de montagem e operação

obedeceram ao que prescreve a Norma NBR-12131/1992 da ABNT.

A Figura 4 apresenta o resultado da primeira prova de carga, que foi realizada em uma estaca de 500 mm de diâmetro e 24,56 m de comprimento. Observa-se que ao final do ensaio não houve a ruptura da estaca (nem do elemento estrutural nem do terreno).

A Tabela 1 apresenta um resumo de todas as provas de carga realizadas. Com base em tais resultados podem ser feitos os seguintes comentários:

- Em 37 ensaios foi atingida a carga máxima com a estabilização dos recalques, ou seja,

não houve ruptura do terreno de fundação;

- No ensaio PCE-18 foi atingida a carga máxima, mas não houve a estabilização dos recalques, ou seja, houve a ruptura do terreno;
- Nos ensaios PCE-30 e PCE-31 houve a ruptura da estaca com uma carga bem menor que as demais estacas. Em ambos os casos foi diagnosticado um problema durante a execução das estacas, com provável estrangulamento de fuste;
- Em 15 ensaios o recalque máximo foi superior a 3% do diâmetro da estaca.

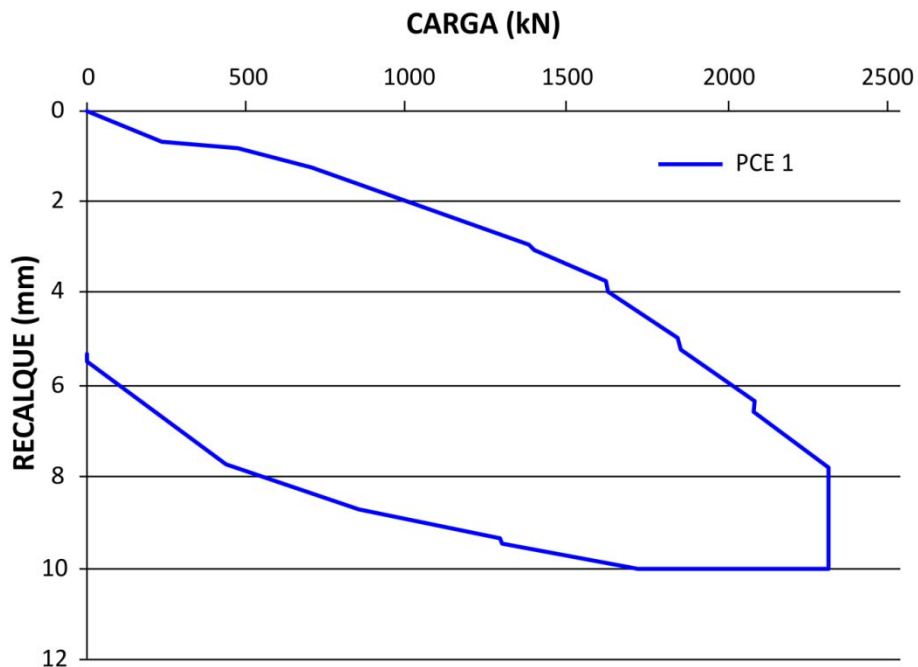


Figura 4: Curva carga-recalque PCE-1.

Tabela 1: Resumo das provas de carga estática.

| PCE | D (mm) | L (m) | Vmax (kN) | Recalque (mm) | | | Smax / D (%) |
|-----|-----------|----------|--------------|---------------|-------|------|-----------------|
| | | | | Smax | Sper | Sela | |
| 1 | 500 | 24,56 | 2314 | 10,03 | 5,20 | 4,83 | 2,01 |
| 2 | 500 | 22,24 | 2314 | 13,33 | 8,08 | 5,25 | 2,67 |
| 3 | 500 | 22,56 | 2314 | 6,72 | 3,90 | 2,82 | 1,34 |
| 4 | 500 | 25,20 | 2314 | 11,93 | 6,81 | 5,12 | 2,39 |
| 5 | 500 | 23,80 | 2314 | 8,28 | 3,94 | 4,34 | 1,66 |
| 6 | 500 | 25,00 | 2314 | 6,13 | 2,05 | 4,08 | 1,23 |
| 7 | 500 | 24,00 | 2314 | 6,06 | 1,82 | 4,24 | 1,21 |
| 8 | 500 | 24,00 | 2314 | 7,12 | 3,09 | 4,03 | 1,42 |
| 9 | 500 | 23,20 | 2314 | 11,11 | 5,01 | 6,01 | 2,22 |
| 10 | 500 | 23,70 | 2314 | 8,85 | 2,74 | 6,11 | 1,77 |
| 11* | 500 | 25,12 | 2314 | 20,62 | 14,44 | 6,18 | 4,12 |
| 12 | 500 | 25,90 | 2314 | 10,83 | 3,81 | 7,02 | 2,17 |
| 13 | 500 | 25,12 | 2314 | 6,40 | 2,46 | 3,94 | 1,28 |
| 14 | 500 | 25,60 | 2314 | 9,24 | 3,90 | 5,34 | 1,85 |
| 15* | 500 | 24,00 | 2314 | 28,27 | 18,76 | 9,51 | 5,65 |
| 16 | 500 | 27,04 | 2314 | 11,74 | 5,12 | 6,62 | 2,35 |
| 17 | 500 | 21,00 | 2314 | 9,80 | 3,81 | 5,69 | 1,96 |
| 18* | 500 | 20,48 | 2314 | 85,86 | 80,99 | 4,87 | 17,17 |
| 19* | 500 | 25,44 | 2314 | 15,29 | 9,08 | 6,21 | 3,06 |
| 20 | 500 | 22,16 | 2314 | 9,13 | 4,47 | 4,66 | 1,83 |
| 21* | 500 | 22,00 | 2314 | 27,89 | 21,61 | 6,28 | 5,58 |
| 22* | 500 | 20,00 | 2314 | 21,56 | 14,05 | 7,51 | 4,31 |
| 23* | 500 | 21,01 | 2314 | 14,99 | 9,50 | 5,49 | 3,00 |
| 24* | 500 | 23,52 | 2314 | 21,13 | 14,86 | 6,27 | 4,23 |
| 25* | 500 | 21,00 | 2314 | 17,43 | 10,52 | 6,91 | 3,49 |
| 26* | 500 | 22,32 | 2314 | 27,27 | 20,61 | 6,66 | 5,45 |
| 27 | 500 | 24,32 | 2314 | 13,57 | 5,42 | 8,15 | 2,71 |
| 28* | 400 | 20,16 | 1410 | 13,41 | 9,20 | 4,21 | 3,35 |
| 29 | 500 | 25,28 | 2314 | 7,18 | 1,25 | 5,93 | 1,44 |
| 30 | 500 | 22,00 | 2097 | 82,00 | 73,62 | 8,38 | 16,40 |
| 31 | 600 | 21,36 | 578 | 36,24 | 29,19 | 7,05 | 6,04 |
| 32 | 600 | 25,12 | 3615 | 8,71 | 3,05 | 5,66 | 1,45 |
| 33* | 600 | 22,00 | 3615 | 25,72 | 16,49 | 9,23 | 4,29 |
| 34 | 600 | 21,36 | 3615 | 10,14 | 4,18 | 5,96 | 1,69 |
| 35 | 600 | 23,00 | 3615 | 13,44 | 6,34 | 7,10 | 2,24 |
| 36 | 600 | 22,80 | 3615 | 15,22 | 9,28 | 5,94 | 2,54 |
| 37 | 600 | 22,80 | 2314 | 11,28 | 2,65 | 8,63 | 1,88 |
| 38 | 600 | 22,60 | 3615 | 10,38 | 2,32 | 8,06 | 1,73 |
| 39 | 600 | 21,45 | 3615 | 13,52 | 6,85 | 6,67 | 2,25 |
| 40* | 600 | 23,65 | 3217 | 85,49 | 77,53 | 7,96 | 14,25 |

* estacas consideradas nas análises

D – diâmetro da estaca

L – comprimento

Vmax – carga máxima no ensaio

Smax – recalque máximo no ensaio

Sper – recalque permanente no ensaio

Sela – recalque elástico no ensaio

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE

Como foi visto no item anterior, foi observada a ruptura das estacas em três ensaios (PCE-18, PCE-30 e PCE-31). As estacas PCE-30 e PCE-31 tinham defeitos de execução e, por isso, foram descartadas das análises.

Vários trabalhos têm mostrado que a extrapolação da curva carga-recalque em provas de carga que tenham atingido recalque pequeno não é confiável (Décourt, 1996b; Melo, 2009). Os resultados superdimensionam a capacidade de carga das estacas. Tendo em vista esse fato, foram descartadas todas as provas de carga que tiveram recalque máximo inferior a 3% do diâmetro nominal da estaca. Com isso as análises foram feitas para 13 ensaios, os quais estão marcados com asteriscos na Tabela 1.

Para a extrapolação do ensaio e obtenção da capacidade de carga da estaca, foram usados os métodos de Van der Veen (1953) e da rigidez (Décourt, 1996a). A Figura 5 apresenta a comparação entre os resultados obtidos. Observa-se que os valores obtidos pelo método de Van der Veen são cerca de 80% dos valores obtidos pelo método da rigidez.

4.2 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

Para ser verificada a acurácia da previsão da capacidade de carga das estacas, foi feito o cálculo por alguns métodos semi-empíricos usuais na prática de projetos no Brasil. Foram considerados os seguintes métodos:

- Aoki e Velloso (1975): adotou-se $F1 = 3,0$ e $F2 = 6,0$ (valores sugeridos por Velloso e Lopes, 2011);
- Antunes e Cabral (1996): adotou-se o valor médio de $\beta1$ e $\beta2$;
- Décourt (1996b): adotou-se $\alpha = 0,3$ e $\beta = 1,0$.

As Figuras 6 e 7 apresentam a comparação entre os valores previstos pelos métodos e os valores obtidos pela extrapolação. Observa-se que há uma maior acurácia quando se usa o método de Van der Veen para a extrapolação da curva carga-recalque, em comparação com o método da rigidez.

Isso pode ser explicado pelo fato do método da rigidez ter sido publicado em 1996, ou seja, depois dos métodos semi-empíricos. É provável que os métodos semi-empíricos tenham sido desenvolvidos a partir do método de Van der Veen.

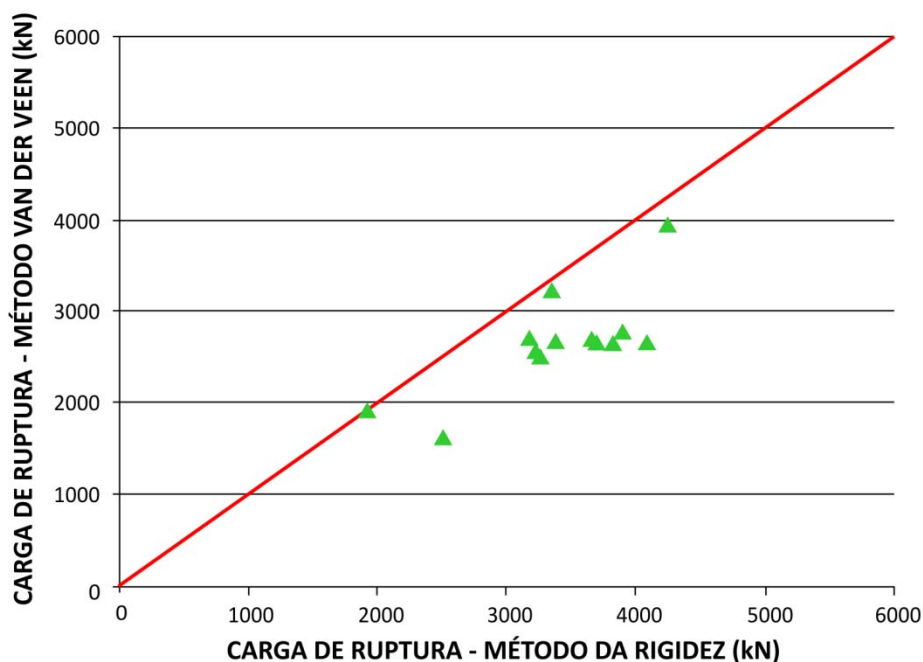


Figura 5: Comparação da carga de ruptura extrapolada pelos métodos de Van der Veen e da rigidez.

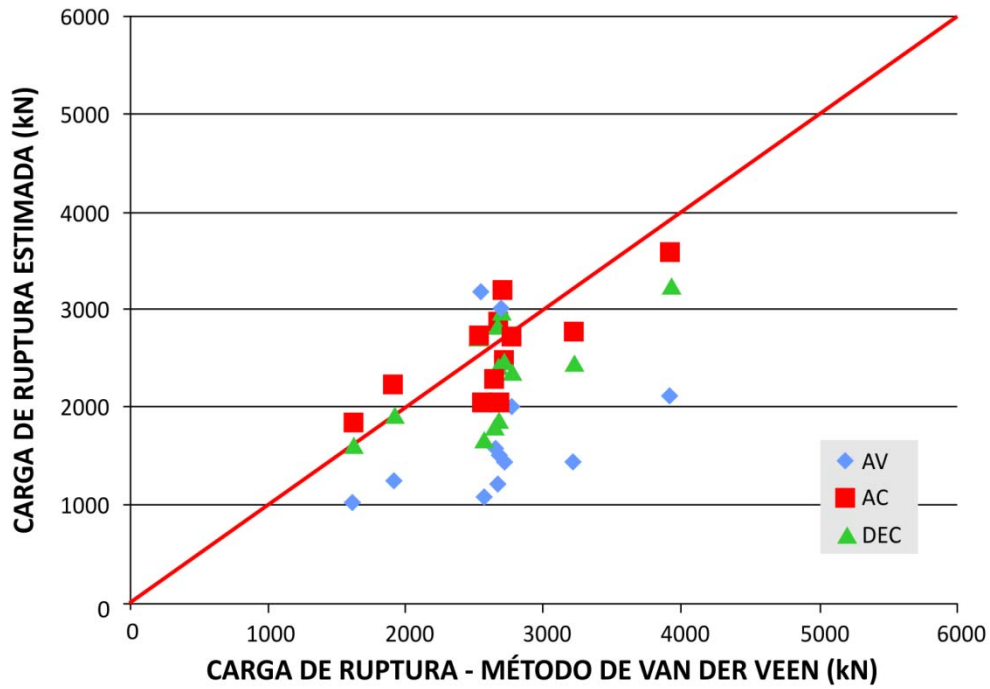


Figura 6: Comparação da capacidade de carga ruptura extrapolada pelo método de Van der Veen e os valores previstos pelos métodos semi-empíricos.

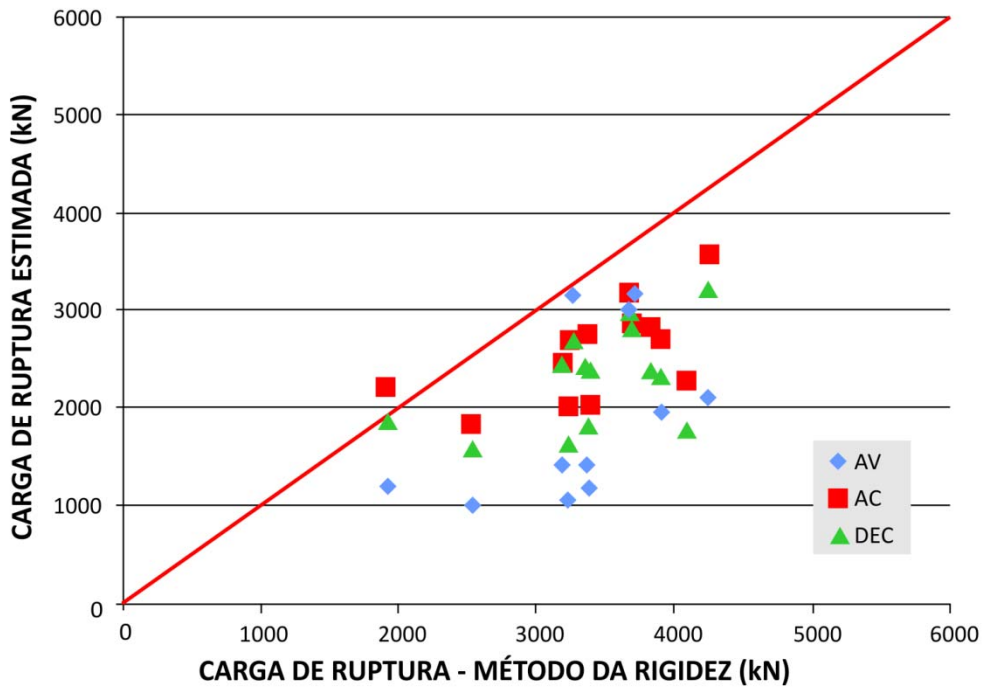


Figura 7: Comparação entre a capacidade de carga ruptura extrapolada pelo método da rigidez e os valores previstos pelos métodos semi-empíricos.

4.3 PREVISÃO DAS PARCELAS DE RESISTÊNCIA DAS ESTACAS (LATERAL E PONTA)

Para a partição da capacidade de carga da estaca, foram admitidas as seguintes hipóteses:

- A capacidade de carga da estaca é a obtida pelo método de Van der Veen;
- Toda a resistência lateral é mobilizada antes que haja mobilização da resistência de ponta;
- A resistência lateral é totalmente mobilizada para um recalque igual a 1 ou 2% do diâmetro da estaca (Décourt, 1996a e 2008; Melo et al., 2012);

- A resistência de ponta é calculada pela diferença entre a capacidade de carga e a resistência lateral.

As Figuras 8 e 9 apresentam a comparação dos valores de resistência lateral e de ponta obtidos para a hipótese da resistência lateral ser mobilizada para um recalque igual a 1% do diâmetro da estaca. Já as Figuras 10 e 11 apresentam os resultados da resistência lateral e de ponta admitindo-se que a resistência lateral seja mobilizada com recalque igual a 2% do diâmetro da estaca.

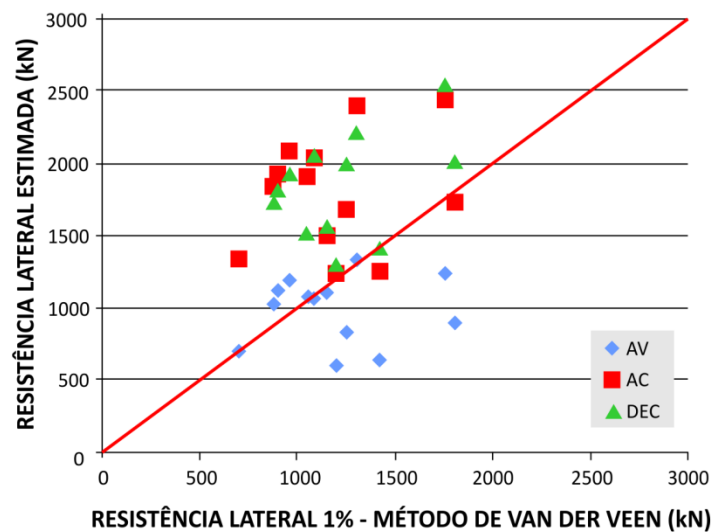


Figura 8: Comparação entre a resistência lateral da estaca e os valores previstos pelos métodos semi-empíricos (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% diâmetro da estaca).

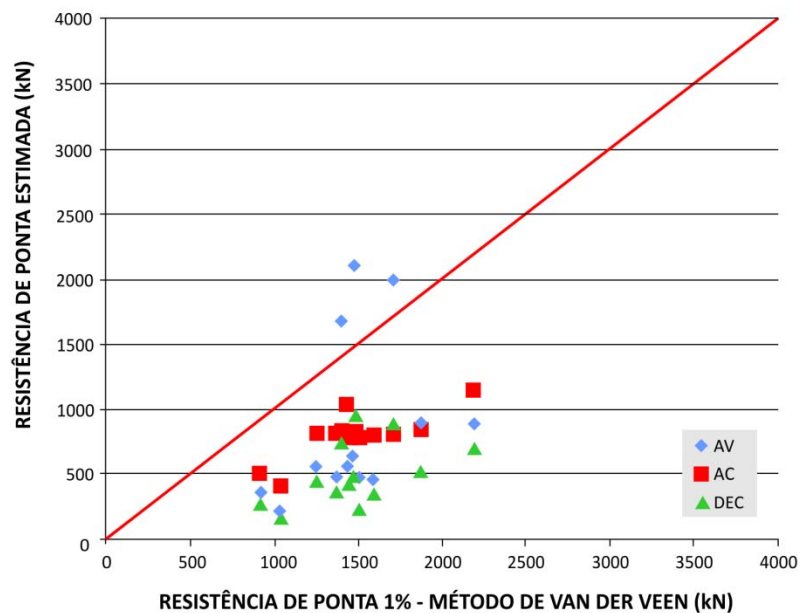


Figura 9: Comparação entre a resistência de ponta da estaca e os valores previstos pelos métodos semi-empíricos (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% diâmetro da estaca).

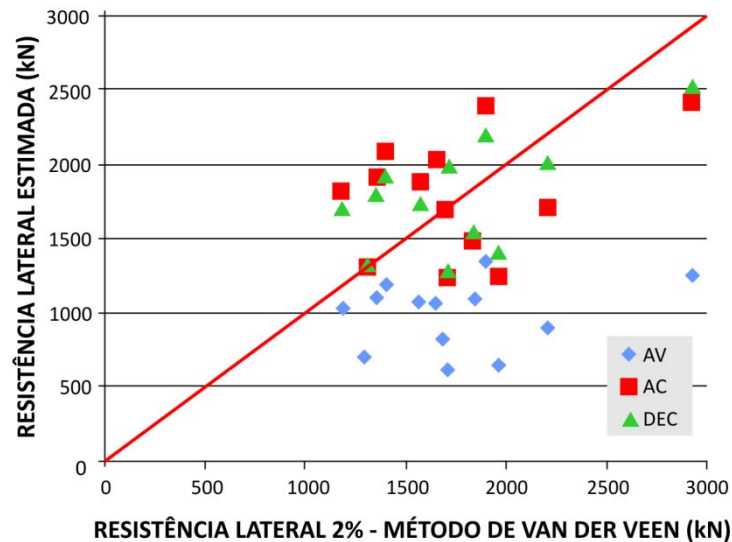


Figura 10: Comparação entre a resistência lateral da estaca e os valores previstos pelos métodos semi-empíricos (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% diâmetro da estaca)

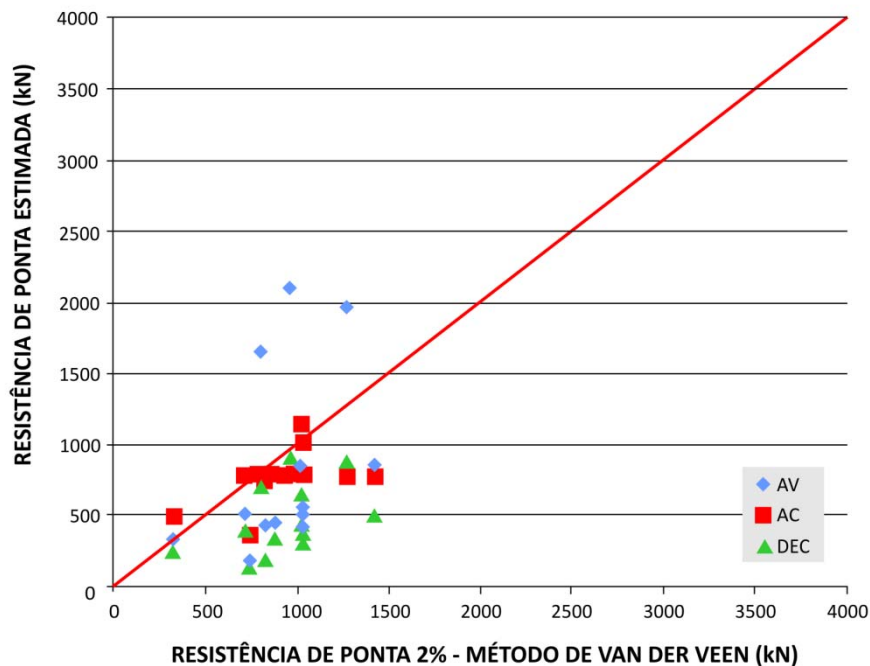


Figura 11: Comparação entre a resistência de ponta da estaca e os valores previstos pelos métodos semi-empíricos (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% diâmetro da estaca)

Os resultados mostram que para a hipótese da resistência lateral ser totalmente mobilizada para um recalque de 2% do diâmetro, a acurácia da previsão é maior. Em relação aos métodos semi-empíricos, tem-se (Figuras 10 e 11):

- A melhor previsão da resistência lateral foi obtida pelo Método de Décourt (1996b);
- A melhor previsão da resistência de ponta foi obtida pelo Método de Antunes e Cabral (1996);

- A melhor previsão da capacidade de carga foi obtida pelo Método de Antunes e Cabral (1996).

4.4 AJUSTE DO MÉTODO DE DÉCOURT (1996b) PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Como o método de Décourt (1996b) tem sido um dos mais usados na previsão de capacidade de carga de estacas no Recife, foi feita a retroanálise das provas de carga, para serem

obtidos valores de α e β que conduzissem à maior acurácia do método. Os valores obtidos foram iguais a 0,60 e 1,00, respectivamente. Isso mostra que o método mostrou-se conservador para a parcela de resistência de ponta e acurado para a parcela de resistência lateral.

A Figura 12 apresenta uma comparação entre os valores previstos pelo método com os valores de α e β ajustados, e os obtidos pelas

provas de carga. Observa-se que para a resistência lateral, 62% dos valores previstos estão dentro do intervalo de $\pm 25\%$ em relação ao valor obtido pela prova de carga. Já para a resistência de ponta, esse valor é de apenas 38%, ou seja, há uma maior dispersão dos valores (Fig. 13). Isso ratifica a necessidade de estudos regionais para verificação da aplicabilidade dos diferentes métodos semi-empíricos à prática de fundações local.

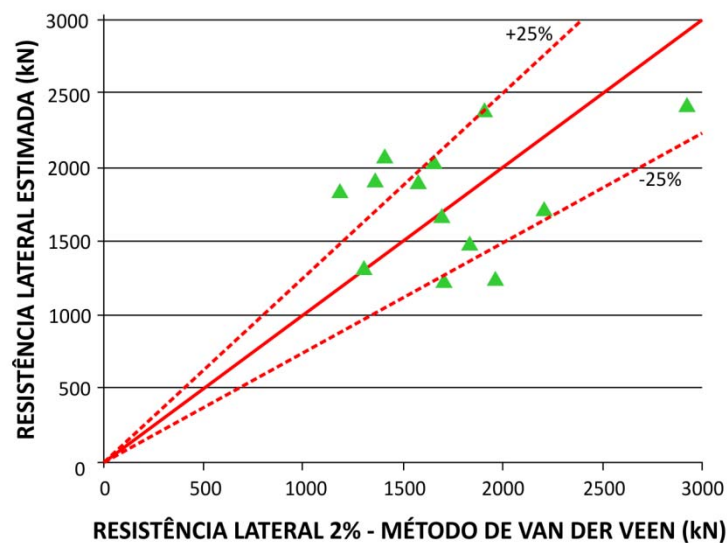


Figura 12: Comparação entre a resistência lateral da estaca e os valores previstos pelo método de Décourt ajustado (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% diâmetro da estaca).

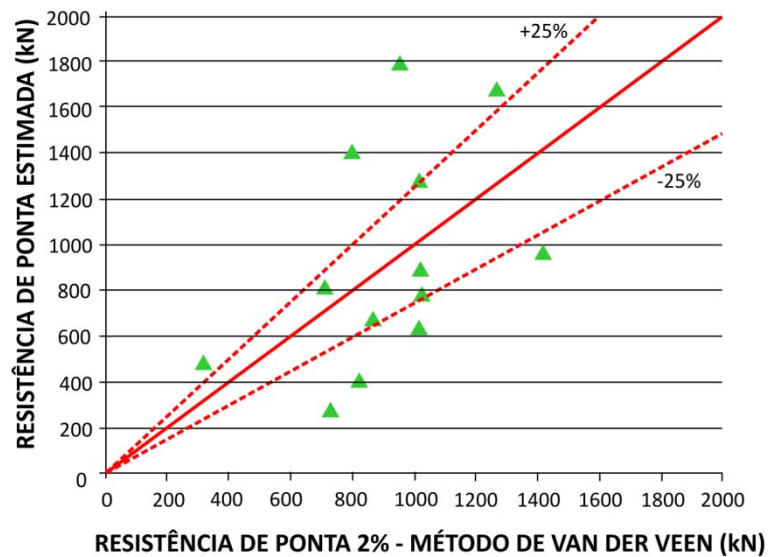


Figura 13: Comparação entre a resistência de ponta da estaca e os valores previstos pelo método de Décourt ajustado (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% diâmetro da estaca).

5. PROPOSTA DE CURVA CARGA-RECALQUE PADRÃO

Diante do grande número de provas de carga em uma região geotécnica relativamente homogênea, procurou-se estabelecer uma carga-recalque padrão para as estacas. Para isso, foram usados os dados apenas das estacas de 500 mm, que somam 10 dos 13 ensaios selecionados a priori. A Tabela 2 apresenta alguns dados obtidos.

Observa-se que para um recalque corresponde a 5% do diâmetro da estaca (no caso 25 mm), a resistência mobilizada nas provas de carga corresponde em média a cerca de 90% da carga de ruptura da estaca. Para um recalque correspondente a 10% do diâmetro da estaca (no caso 50 mm) tem-se um único dado disponível, que corresponde a 98% da carga de ruptura.

Com base em tais resultados, a Figura 14 apresenta a proposta de uma curva carga-recalque

padrão para as estacas hélice contínua. Para a construção da curva carga-recalque padrão são necessárias as seguintes etapas: (i) cálculo da resistência lateral (RL), resistência de ponta (RP) e da capacidade de carga da estaca (V_{rup}) a partir do Método de Décourt (1996b) com os valores de α e β ajustados; (ii) obtenção dos pontos a partir da curva proposta na Figura 14.

Aplicando-se a metodologia proposta à estaca da PCE11, tem-se:

- Resistência lateral com $\beta = 1,00 \rightarrow RL = 1.683,40 \text{ kN}$;
- Resistência de ponta com $\alpha = 0,60 \rightarrow RP = 895,09 \text{ kN}$;
- Capacidade de carga $\rightarrow V_{rup} = 2.578,49 \text{ kN}$.

A Tabela 3 apresenta os pontos da construção da curva carga-recalque padrão para a estaca. A Figura 15 apresenta a comparação entre a curva proposta e os resultados da prova de carga PCE-11. Observa-se que o modelo foi capaz de prever com acurácia o resultado da prova de carga.

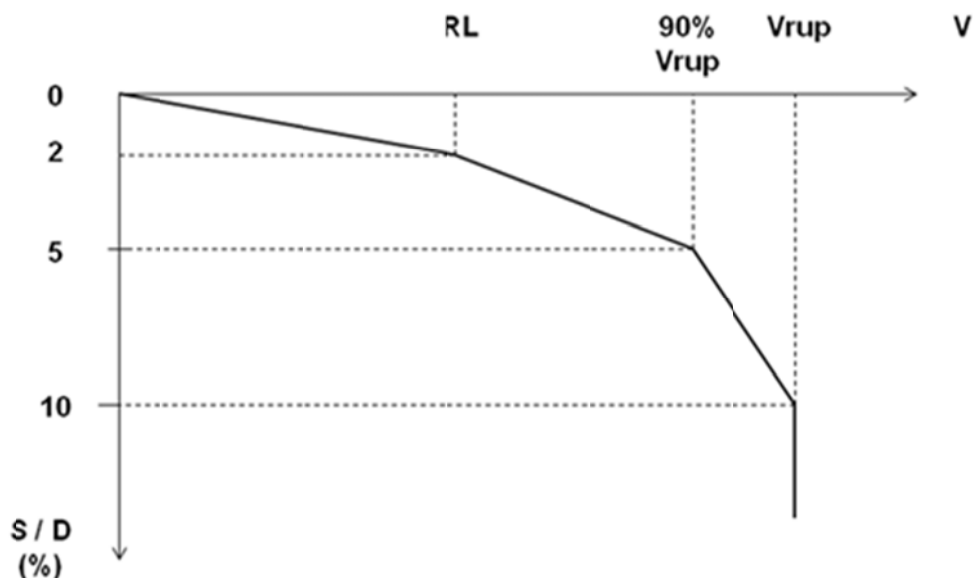


Figura 14: Curva carga-recalque padrão da estaca.

Tabela 2: Dados obtidos das provas de carga com estacas de 500mm de diâmetro.

| PCE | Vrup (kN) | V _{5%} (kN) | V _{5%} / Vrup (%) | V _{10%} (kN) | V _{10%} / Vrup (%) |
|-------|--------------|-------------------------|-------------------------------|--------------------------|--------------------------------|
| 11 | 2710 | 2600 | 96 | - | - |
| 15 | 2770 | 2200 | 79 | - | - |
| 18 | 1916 | 1600 | 84 | 1870 | 98 |
| 19 | 2700 | 2700 | 100 | - | - |
| 21 | 2670 | 2230 | 84 | - | - |
| 22 | 2570 | 2450 | 95 | - | - |
| 23 | 2670 | 2700 | 101 | - | - |
| 24 | 2670 | 2450 | 92 | - | - |
| 25 | 2650 | 2500 | 94 | - | - |
| 26 | 2530 | 2250 | 89 | - | - |
| Média | - | - | 91 | - | 98 |

V_{5%} - resistência mobilizada para um recalque de 5% do diâmetro da estaca

V_{10%} - resistência mobilizada para um recalque de 10% do diâmetro da estaca

Vrup – capacidade de carga da estaca (extrapolada pelo Método de Van der Veen).

Tabela 3: Pontos da curva padrão da estaca da PCE-11.

| Ponto da Curva | Carga | | Recalque | |
|----------------|----------|------------|----------|------------|
| | Cálculo | Valor (kN) | Cálculo | Valor (mm) |
| A | -- | 0 | -- | 0 |
| B | RL | 1.683,40 | 2% D | 10 |
| C | 90% Vrup | 2.320,64 | 5% D | 25 |
| D | Vrup | 2.578,49 | 10% D | 50 |

A curva padrão para cada estaca deve ser construída com a sondagem de referência correspondente. A Tabela 4 apresenta os valores de resistência lateral, ponta e capacidade de carga para cada uma das 10 estacas do estudo, calculados com base na sondagem mais próxima da respectiva estaca. Como as 10 estacas apresentam características semelhantes em termos de comprimento e de perfil geotécnico, foi construída uma curva padrão para as 10 estacas. Para isso foram admitidos os valores médios de RL e Vrup de

todas as estacas. A Tabela 5 apresenta os pontos da construção da curva padrão média.

Finalmente a Figura 16 apresenta a comparação entre a curva carga-recalque padrão média com os resultados das 10 provas de carga. Observa-se que, com exceção dos pontos da prova de carga PCE-18, mesmo considerando-se uma única curva padrão média, há uma boa concordância entre os valores previstos e medidos nas provas de carga, o que mostra a boa representatividade do modelo proposto.

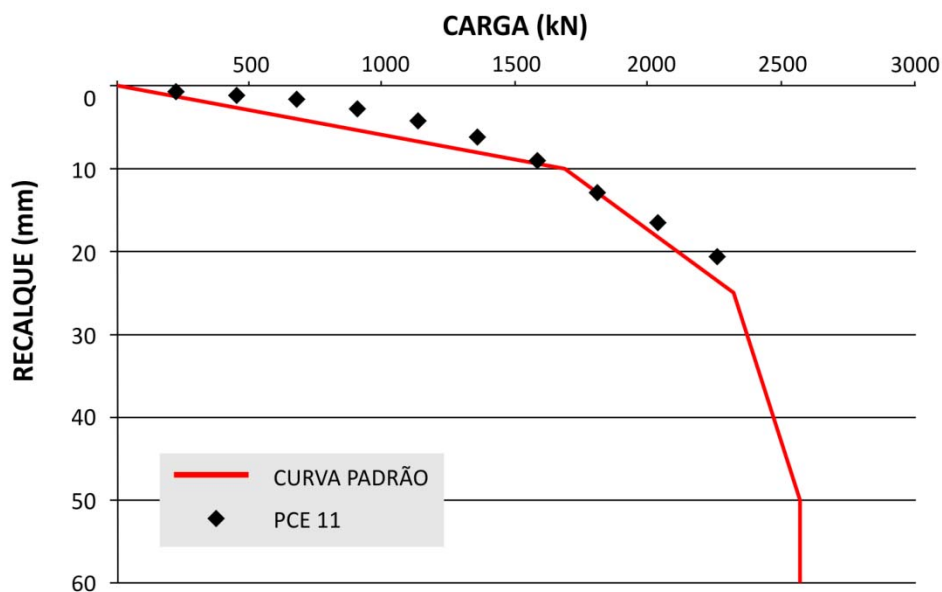


Figura 15: Comparação entre a curva carga-recalque padrão da estaca e o resultado da prova de carga PCE-11.

Tabela 4: Capacidade de carga das estacas calculadas pelo Método de Décourt (1996b) com os ajustes de α e β .

| PCE | RL (kN) | RP (kN) | Vrup (kN) |
|-------|------------|------------|--------------|
| 11 | 1683,40 | 895,09 | 2578,49 |
| 15 | 1921,70 | 984,58 | 2906,28 |
| 18 | 1841,60 | 290,89 | 2132,49 |
| 19 | 2397,40 | 1417,21 | 3814,61 |
| 21 | 2084,20 | 1685,87 | 3770,07 |
| 22 | 1238,70 | 686,28 | 1924,98 |
| 23 | 1252,90 | 820,61 | 2073,51 |
| 24 | 2041,80 | 649,04 | 2690,84 |
| 25 | 1495,40 | 420,66 | 1916,06 |
| 26 | 1907,60 | 1790,18 | 3697,78 |
| Média | 1786,47 | 964,04 | 2750,51 |

Tabela 5: Pontos da curva padrão média das 10 estacas.

| Ponto da Curva | Carga | | Recalque | |
|----------------|----------|------------|----------|------------|
| | Cálculo | Valor (kN) | Cálculo | Valor (mm) |
| A | -- | 0 | -- | 0 |
| B | RL | 1.786,47 | 2% D | 10 |
| C | 90% Vrup | 2.475,46 | 5% D | 25 |
| D | Vrup | 2.750,51 | 10% D | 50 |

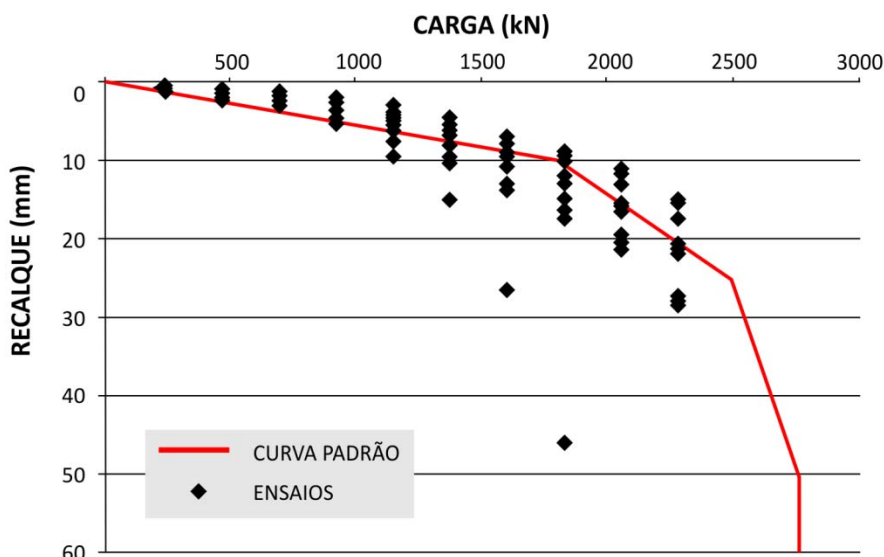


Figura 16: Comparação entre a curva carga-recalque padrão média das estacas e os resultados das 10 provas de carga.

6. CONCLUSÕES

A análise dos resultados de 40 provas de carga estática em estacas hélice contínua realizadas durante a construção de um shopping center construído no Recife, permitiu chegar às seguintes conclusões:

- i) Ao final da maioria das provas de carga realizadas não foi atingida a ruptura do sistema solo-estaca;
- ii) A carga de ruptura extrapolada pelo método de Van der Veen (1953) foi cerca de 80% da carga de ruptura obtida pelo método da rigidez proposto por Décourt (1996a);
- iii) Para a carga de ruptura obtida pelo método de Van der Veen (1953), a melhor hipótese de mobilização da resistência lateral da estaca é para um recalque igual a 2% do diâmetro da estaca;
- iv) O melhor ajuste do método de previsão de capacidade de carga de estaca proposto por Décourt (1996b) ocorreu para $\alpha = 0,60$ e $\beta = 1,00$;
- v) A curva carga-recalque proposta nesse artigo foi capaz de prever de modo satisfatório os resultados das provas de carga das estacas hélice contínua de 500 mm de diâmetro.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALHEIROS, M. M., MENEZES, M. F. e FERREIRA, M. G. **Carta Geotécnica da Cidade do Recife**. Relatório Final de Atividades. Finep / UFPE, Recife, 1990, 81 p.
- ANTUNES, W. R. e CABRAL, D. A. **Capacidade de Carga em Estacas Hélice Contínua**. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo. 1996, Vol. 2, 105-109p.
- AOKI, N. e VELLOSO, D. A. **An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles**. 5º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Buenos Aires. 1975, Vol. 5, 367-376p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-12131: **Estacas – Ensaio de Carga Estática – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro. 1992.
- DÉCOURT, L. **A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez**. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo. 1996a, Vol.1, 215-224p.
- DÉCOURT, L. **Análise e Projeto de Fundações Profundas**. Em HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES, J. L., FROTA, R. G., CARVALHO, C. S. e NIYAMA, S., **Fundações: Teoria e Prática**. Editora Pini. São Paulo. 1996b, 265-327p.
- DÉCOURT, L. **Provas de Carga em Estacas podem Dizer Muito Mais do que têm Dito**. VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo. 2008, Vol.1, 221-245p.
- GUSMÃO, A. D. **Prática de Fundações no Recife**. Em GUSMÃO, A. D., GUSMÃO FILHO, J. A., OLIVEIRA, J. T. R. e MAIA, G. B. (Org.). **Geotecnia no Nordeste**. Recife. 2005, 225-246p.

MELO, B. N. **Análise de Provas de Carga a compressão a Luz do Conceito de Rigidez.** Dissertação de mestrado. Curso de Engenharia Civil. Departamento de Geotecnia, Universidade de Campinas, Campinas, 2009.

MELO, B. N., ALBUQUERQUE, J. J. R., DÉCOURT, L., CARVALHO, D. **Análise do Atrito Lateral em Estacas Hélice Contínua Instrumentadas por meio do Conceito de Rigidez.** 16º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Porto de Galinhas. 2012, CD Rom.

VAN DER VEEN, C. **The Bearing Capacity of a Pile.** 3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Zurich. 1953, Vol.2, 84-90p.

VELLOSO, D. A. e LOPES, F. R. **Fundações.** Oficina de Textos. São Paulo. 2011, 568p.