

Avaliação de prova de carga em estaca escavada de grande diâmetro em solo sedimentar

Paulo José Rocha de Albuquerque
Professor Associado, Unicamp, Campinas, Brasil, pjra@unicamp.br

Jean Rodrigo Garcia
Professor Adjunto, UFU, Uberlândia, Brasil, jean.garcia@ufu.br

RESUMO: Este trabalho apresenta uma interpretação dos resultados de prova de carga executada em uma estaca escavada, com emprego de polímero, de 24 m de comprimento e 1,0 m de diâmetro, executada em solo sedimentar constituído por camadas preponderantemente constituída por areia siltosa e areia argilosa. O nível d'água foi observado a 1 m de profundidade por ocasião das sondagens. A estaca foi instrumentada em profundidade, o que permitiu a avaliação da transferência de carga em profundidade. A avaliação da capacidade de carga, transferência de carga e da curva carga vs recalque foram realizadas numericamente por meio do software CESAR v.5 (Itech-software). Os resultados da prova de carga também foram analisados empregando o software UNIPILE (Unisoft Geotechnical Solutions), avaliando o efeito do recarregamento ocorrido na prova de carga, com intuito de avaliar a carga residual gerada por ocasião de um primeiro ciclo de ensaios na estaca. Com base nos resultados obtidos nas análises do software CESAR e UNIPILE, verificou-se que as ferramentas utilizadas possuem potencial para análise e interpretação de provas de carga.

PALAVRAS-CHAVE: prova de carga, estaca instrumentada, modelagem numérica, carga residual.

ABSTRACT: This paper presents an interpretation of the load test results performed on a bored pile with polymer of 24 m in length and 1.0 m in diameter, executed in sedimentary soil consisting of silty sand and clay sand layers. The water level table was observed at 1 m depth at the time of the SPT tests. The pile was instrumented in depth, which allowed the evaluation of the load transfer in depth. This paper shows the evaluation of the load capacity, load transfer and the load vs settlement curve using numerical analyzes performed by CESAR software v.5 (Itech-software). The results of the load test were also analyzed by means UNIPILE software (Unisoft Geotechnical Solutions), evaluating the effect of reload occurred in the load test, in order to evaluate the residual load generated during a first cycle of tests. Based on the results obtained in the analyzes of the software CESAR and UNIPILE, it was verified that there were tools that have potential in the analysis and interpretation of the load tests.

KEYWORDS: load test, instrumented pile, numerical analysis, residual load.

1 Introdução

Um dos maiores desafios da engenharia de fundações é a obtenção da capacidade de carga das fundações, sendo elas profundas ou rasas. Quando se trata de fundações profundas além da obtenção da capacidade carga, busca-se o conhecimento da transferência de carga ao longo da profundidade da estaca ou tubulão, bem como da estimativa da curva carga *vs* deslocamento. É possível observar por meio da literatura técnica /científica nacional e internacional, uma determinada quantidade de metodologias de cálculo, que se baseiam desde experiências práticas do(s) autor(es) até o emprego de refinadas ferramentas de cálculo fundamentadas em análises numéricas.

Por ocasião do 8º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia ocorrido em 2015, foi realizado um concurso de previsão de capacidade de carga e da curva carga *vs* deslocamento de uma estaca de 24 m de comprimento e 1 m de diâmetro, perfurada com auxílio de polímero. Tal evento contou com a participação de previsores do Brasil e do exterior. De acordo com Alves (2016) foram enviadas 73 estimativas, sendo que 15 delas de participantes brasileiros. Dentre as previsões enviadas à comissão do evento, constavam os resultados obtidos pelos autores deste artigo, que serão apresentadas e confrontadas com os resultados obtidos nas provas de carga. Adicionalmente, este artigo introduziu as análises obtidas por meio do emprego do software UNIPILE (Unisoft Geotechnical Solutions), efetuadas por estes autores.

2 Características geológico-geotécnicas

O local em que a estaca foi executada chamado de Campo Experimental de Araquari, está localizado no município de Araquari, no Estado de Santa Catarina. O subsolo local foi amplamente investigado por meio de campanha de ensaios CPTu, DMT e SPT, que podem ser observados no trabalho de Brochero (2014). No entanto, como este artigo versa sobre a previsão da capacidade de carga de uma estaca escavada de grande diâmetro executada com polímero, designada por ET-5, por conta do concurso de previsão do SEFE 8, serão utilizados os dados fornecidos pela comissão organizadora. Por ocasião do evento, os autores utilizaram somente os resultados obtidos nos ensaios SPT e CPTu. Na Figura 1a pode-se observar a variação dos números de golpes do SPT em profundidade, obtidos a partir dos resultados de três ensaios disponibilizados. Conforme informações fornecidas à época do evento, no eixo da estaca foi realizado um ensaio CPTu designado por CPTU-05. A Figura 1b mostra os gráficos de q_t e f_s , respectivamente. Na Figura 1c pode-se observar a variação de P_0 e P_1 obtidos no ensaio DMT 3 realizado no local.

De acordo com Brochero (2014) o subsolo pode ser caracterizado de forma geral como depósito arenoso com presença de silte com intercalações de material coesivo com nível d'água posicionado à época dos ensaios a 1,75 m. Com base na Figura 1 verifica-se a presença de uma areia siltosa compacta até 10 m de profundidade, apresentando uma redução da resistência a partir deste ponto com valor do N_{SPT} médio da ordem de 3, mostrando-se uma tendência a um aumento da resistência até 30 m, como valor médio do número de golpes da ordem de 17.

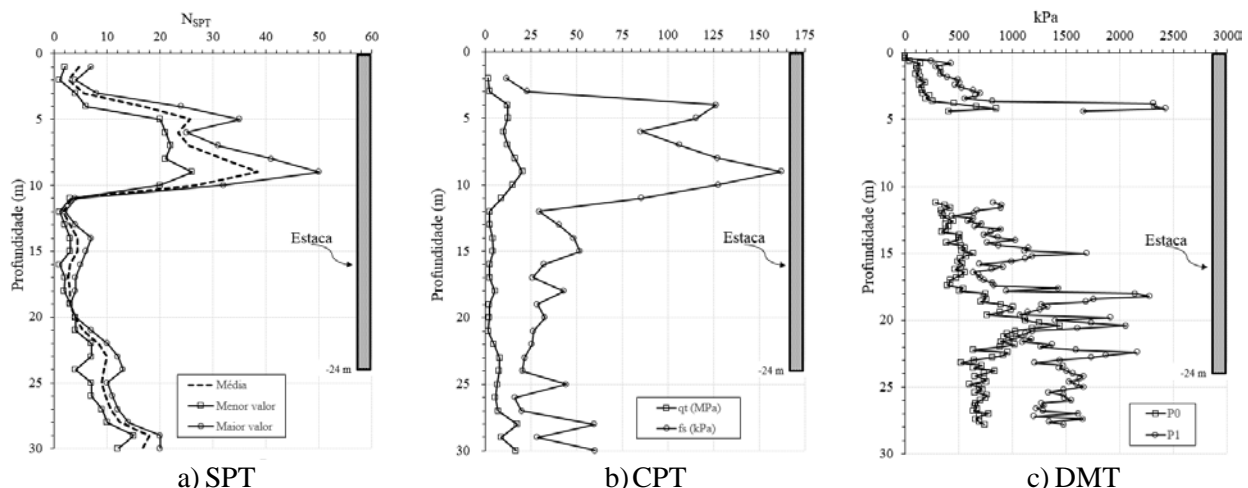


Figura 1 – Variação dos parâmetros dos ensaios SPT, CPTu5 e DMT3 em profundidade (modificado de Geofirma, 2014a, 2014b, 2014c)

3. Propriedades mecânicas do solo

A estimativa de parâmetros geotécnicos foi obtida a partir das formulações baseadas em ensaios in-situ, o que possibilitou a determinação da curva de carga vs deslocamento produzida pelo método numérico (Garcia e Albuquerque, 2014). Para estimar os parâmetros geotécnicos do subsolo local, foram empregados os dados do CPTu05 e SDMT03 (Geoforma, 2014b, 2014c). Os valores do CPTu 5 e SDMT 3 foram utilizados para obter os parâmetros mecânicos do solo necessários para análises numéricas como coesão, ângulo de atrito e módulo de deformabilidade.

Para determinar os módulos de deformabilidade das camadas do solo (E_s), utilizou-se a equação proposta por Trofimenkov (1974) para areias.

$$E_s = 3,4 \cdot q_c + 13 \text{ [MPa]} \quad (2)$$

Em que: q_c – resistência de ponta do cone (MPa)

Para a estimativa da resistência não drenada foi utilizada as propostas Ladd et al. (1977) e Mersi (1975), utilizando os ensaios DMT e a aplicação da equação de Lunne, Lacasse e Rad (1989).

$$S_u = 0,20 \cdot \sigma'_{v0} \cdot (0,5 \cdot K_D)^{1,25} \text{ [kPa]} \quad (4)$$

Em que: σ'_{v0} - tensão vertical efetiva em profundidade; K_D = índice de tensão horizontal

Os ângulos de atrito foram obtidos por meio do emprego da proposta de Kulhawy e Mayne (1990) para dados do CPT.

$$\phi_{CPT} = \tan^{-1} \cdot \left(0,1 + 0,381 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \right) \quad (6)$$

Com base nas investigações, foi possível verificar que o subsolo é constituído por uma camada superficial de areia, com aproximadamente 10 m de espessura, seguido por uma camada de areia argilosa de 11 a 21m, seguida de outra camada de areia de 22 a 31 m (Tabela 1). O nível da água encontrava-se a 1 m de profundidade.

Tabela 1. Valores médios obtidos nos ensaios CPT

Camada	CPT		
	q_c (MPa)	f_s (kPa)	R_f
0 - 10m	9,65	84	0,9
11 - 21m	4,05	46	1,3
22 - 31m	7,58	25	0,4

q_c – resistência de ponta do cone; f_s – atrito lateral do cone; R_f – razão de atrito

Os valores dos parâmetros geotécnicos obtidos por correlações empregados nas análises são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros do solo empregados nas análises.

Camada	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	ν	E_s (MPa)
0 - 10m	14.0	32	41	0.35	28
11 - 21m	13.5	13	32	0.33	32
22 - 31m	14.5	24	31	0.33	49

γ - peso específico do solo; c - coesão; ϕ - ângulo de atrito efetivo; ν - coeficiente de Poisson; E_s – módulo de deformabilidade do solo.

4 Modelagem Numérica

A modelagem foi realizada a partir de $\frac{1}{4}$ do problema em questão devido à simetria ao longo do eixo da estaca, resultando em um bloco retangular de seção 10m x 10m e com profundidade de 30 m, mas que tem no mínimo 6 m abaixo da ponta da estaca (Figura 2). Essas dimensões foram atribuídas em função de testes realizados para garantir que as condições de contorno atribuídas nas extremidades dos problemas pudessem ser consideradas como indeslocáveis ou que possuísem deslocamentos muito baixos e, conseqüentemente, não poderiam exercer influência no resultado das análises. Utilizou-se um modelo elastoplástico que varia em função das tensões aplicadas, obedecendo a um modelo de comportamento não linear.

A malha de elementos finitos compõe-se de elementos de formato triangular de interpolação quadrática, os quais foram extrudados a cada metro em profundidade, resultando em um elemento volumétrico do tipo pentaédrico contendo 3780 elementos e 10775 nós. As análises numéricas foram realizadas por intermédio do software CESAR v.5, da Ittech-software.

As propriedades atribuídas às diferentes camadas de solo seguiram o critério de Mohr-Coulomb, ou seja, são inseridos os valores de peso específico (γ), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), módulo de deformabilidade (E) e coeficiente de Poisson (ν). Para os materiais de comportamento frágil (Modelo Parabólico), como o concreto foram atribuídos valores de resistência à compressão, tração (R_t), peso específico, módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson.

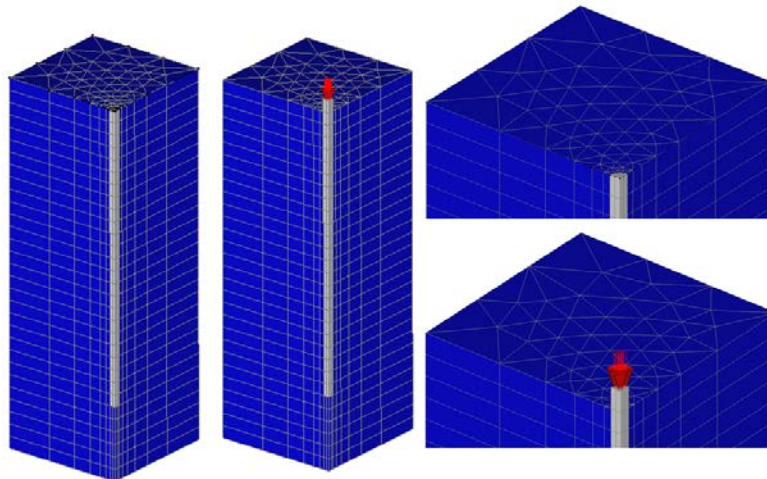


Figura 2 – Perspectivas da malha de elementos finitos 3D

5. Resultados e Análises

Neste item são apresentados os resultados e análises obtidas nos cálculos das capacidades de carga, curva carga vs recalque e da transferência de carga

5.1 Capacidade de carga

Apresenta-se neste item a metodologia e as considerações empregadas para obtenção da capacidade de carga da estaca, incluindo sua carga de ponta e atrito lateral. Para calibrar o modelo empregou-se os dados de França (2011) que realizou três provas de carga instrumentadas em estacas escavadas de grande diâmetro e profundidades variáveis em solo arenoso de Osasco/SP. Destaca-se que uma das estacas apresentadas por França (2011) em seu trabalho foi levada a carregamentos que caracterizam a ruptura no ensaio.

Desta forma decidiu-se utilizá-la para aferir e avaliar determinados métodos de previsão, adotando o mais adequado para previsão da capacidade de carga para o caso em análise, sendo eles: Décourt e Quaresma (1978, 1996), Aoki e Velloso (1975) e Teixeira (1996). Dos métodos apresentados, verificou-se que o de Teixeira (1996) foi aquele em que apresentou o melhor resultado quando comparado à prova de carga de França (2011). Desta forma, decidiu-se que se empregaria o método de Teixeira (1996) para a obtenção da carga de ruptura para a estaca deste concurso. De acordo com o método e, utilizando a médias das três sondagens SPTs (Figura 1), a carga de ruptura prevista para a estaca seria da ordem de 6.210 kN.

Para a obtenção das cargas de ponta e atrito lateral, optou-se por avaliar tanto as sondagens SPT como os relatórios dos ensaios CPTu (Figura 1). Após várias análises de N_{SPT} e q_c ao longo da profundidade e, por meio de análises de provas de carga em estacas escavadas instrumentadas (França, 2011), optou por adotar um atrito lateral unitário médio na ruptura de 65 kPa.

Desta forma a carga de atrito lateral seria da ordem de 4.741 kN, com uma carga de ponta de 1.469 kN. Porém, este valor (carga de ponta) que é da ordem de 24% da carga total, foi analisado levando-se em consideração tanto os resultados dos ensaios e a aplicação de vários métodos de capacidade de carga, citados anteriormente, bem como o método de Philipponnat (1980) empregando os dados do CPTu; além dos efeitos que o processo executivo da estaca poderia inferir à ponta da estaca.

A partir do emprego dos métodos de Décourt e Quaresma (1978, 1996), Aoki e Velloso (1975), Teixeira (1996) e Philipponnat (1980), obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Valores de carga última e porcentagem de ponta para cada método.

Método	Carga última (kN)	% ponta
Décourt e Quaresma (1978, 1996)	4.452	39
Aoki e Velloso (1975)	4.403	60
Teixeira (1996)	6.210	34
Philipponnat (1980)	5.197	44

Com base nestas análises, concluiu-se que a 24% da carga no topo seria um valor razoável para se adotar, apesar dos resultados obtidos nas metodologias empregadas apresentarem uma participação na ponta superior a 34% (Tabela 4). Ressalta-se que o método de Teixeira foi empregado somente para obtenção da carga última, não adotando as parcelas de atrito lateral e ponta resultantes. Desta forma, e de acordo com as hipóteses adotadas, empregaram-se a cargas lateral, ponta e última (Tabela 5) obtidas de acordo com os critérios citados anteriormente.

Tabela 5 – Valores de cargas lateral e ponta e última adotados.

Carga lateral	4.741 kN
Carga de ponta	1.469 kN
Carga última	6.210 kN

Considerando que a prova de carga resultou em uma carga última de 8.518 kN, foi possível avaliar a relação entre as cargas previstas e aquela obtida na prova de carga (Figura 3).

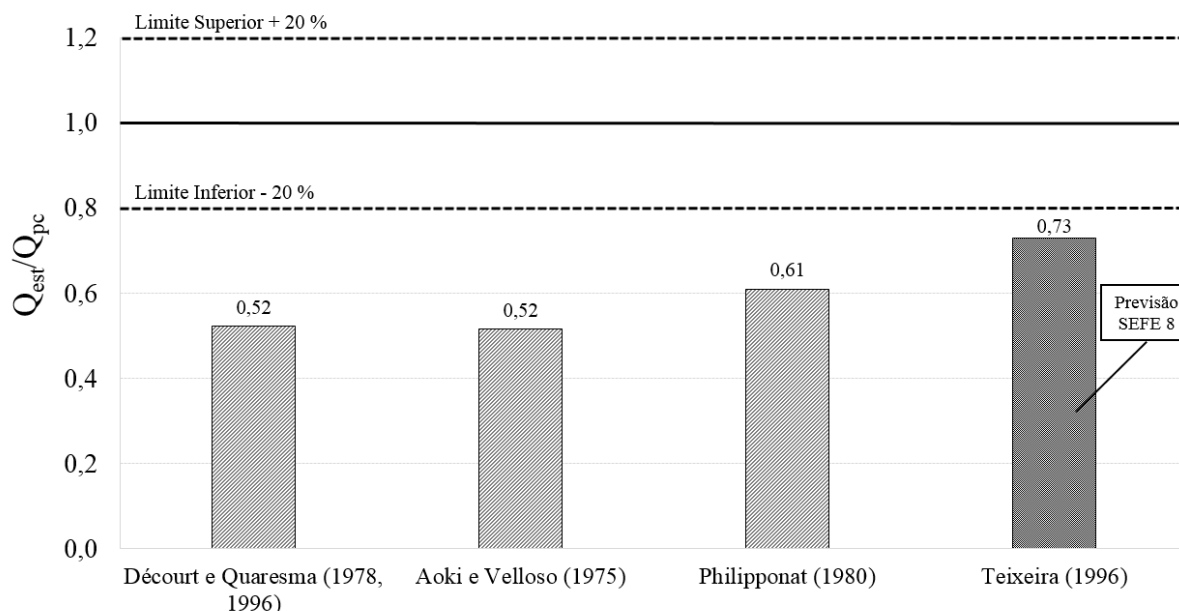


Figura 3. Fator de viés (carga estimada / carga última da prova de carga).

5.2 Carga vs recalque

Com base nos resultados da prova de carga (Nienov, 2016), da análise numérica (CESAR - LCPC) e da simulação da prova de carga (UNIPILE 5.0 – Unisoft) foi possível traçar as curvas carga vs deslocamento, conforme mostra a Figura 4.

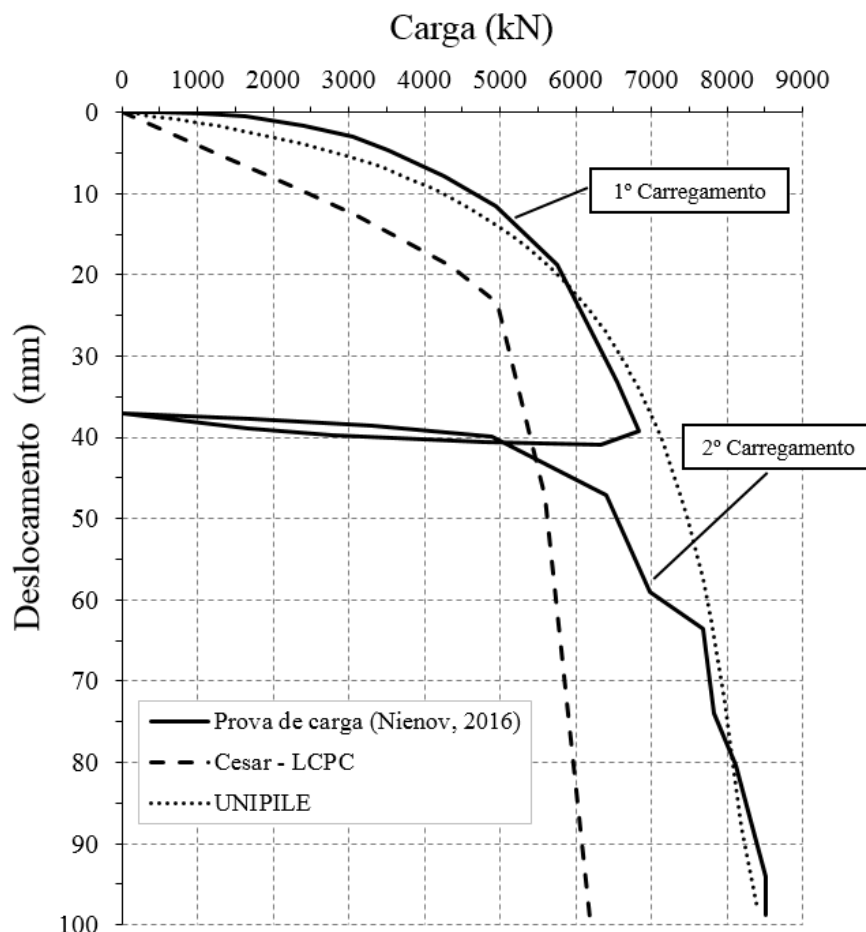


Figura 4. Curvas carga vs deslocamento.

Na simulação da prova de carga utilizando o programa UNIPILE utilizou as curvas t/z (atrito lateral) e q/z (carga de ponta), empregando a hipérbole de Chin-Kondner. Os parâmetros C1 e C2 são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Valores de C1 e C2 (Chin-Kondner)

Camada	C1	C2
t/z	0,0079	0,021
q/z	0,0060	0,080

C1 – inclinação; C2 - intercepto

Observando os gráficos da Figura 4, verifica-se que a curva carga vs deslocamento obtida pelo CESAR-LCPC, mostrou que os pontos obtidos de carga foram inferiores aos da prova de carga. Cabe ressaltar que esta modelagem foi efetuada por ocasião do evento de previsão de capacidade de carga do SEFE 8, conforme citado anteriormente, e que os dados da carga última está associada a previsão efetuada previamente. A curva obtida do software UNIPILE foi efetuada com base na retroanálise da curva obtida na prova de carga, ajustando os valores das curvas t/z e q/z .

5.3 Transferência de carga

Por meio dos resultados obtidos por meio da modelagem numérica por meio do emprego do software CESAR-LCPC e dos cálculos efetuados pelo software UNIPILE, foi possível obter as curvas de transferência de carga ao longo da profundidade da estaca, além da carga residual gerada pelo recarregamento da estaca, conforme pode-se observar na Figura 5.

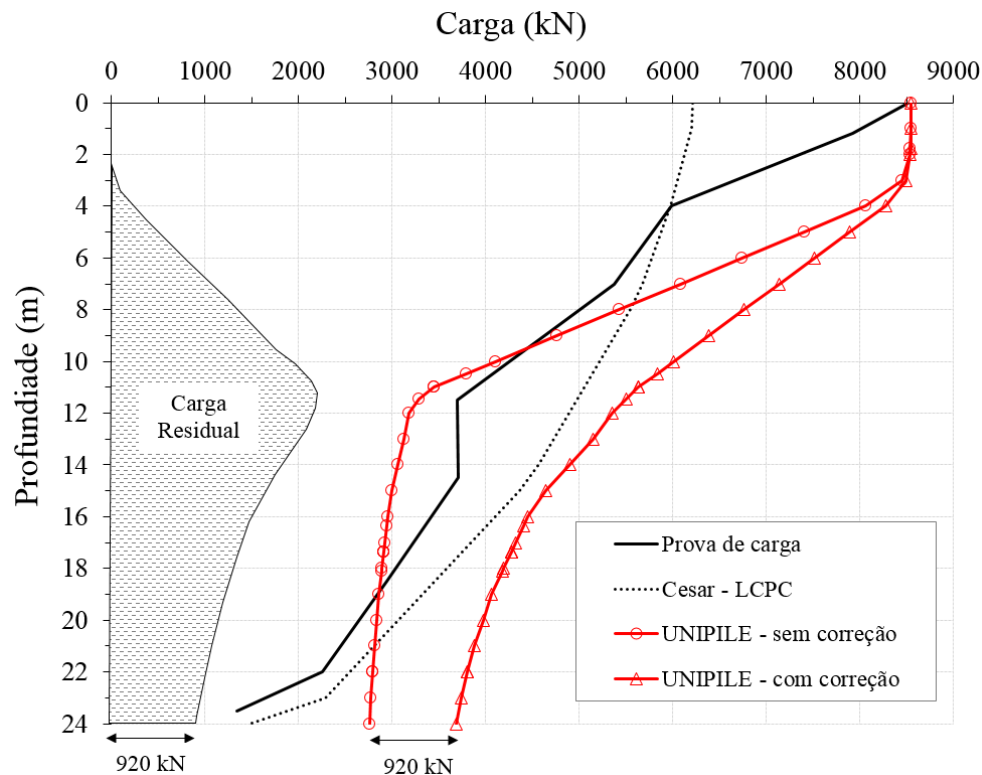


Figura 5. Curvas de Transferência de carga e carga residual.

A partir dos gráficos de transferência de carga da prova de carga e do UNIPILE, verifica-se que até 16 m um atrito lateral superior que o trecho subsequente. Verifica-se que o gráfico do UNIPILE sem correção da carga residual, uma maior inclinação no trecho superior (até 16 m). Esta figura deveria ter determinada similitude com aquela obtida na prova de carga. O gráfico da carga residual mostra um valor maior a uma profundidade de 11 m, reduzindo até a ponta da estaca chegando a 920 kN (Figura 5). De acordo com Kim, Chung and Fellenius (2011) a presença da carga residual mostra na leitura da instrumentação um valor de atrito lateral superior e uma menor carga de ponta, conforme pode ser observado nas curvas do UNIPILE com e sem correção.

Com relação ao gráfico obtido pelo software CESAR-LCPC, nota-se um comportamento próximo daquele obtido na prova de carga a partir de 15 m de profundidade.

6. Conclusões

Por meio dos resultados obtidos na previsão da capacidade de carga empregada no evento (SEFE 8), curva carga vs recalque e na transferência de carga, conclui-se que a estaca apresentou um comportamento predominantemente por atrito, representando 76% da carga aplicada no seu topo e que a carga de ponta representa 24%. O atrito lateral adotado de 65 kPa para a carga última foi da ordem de 30 % inferior aquele obtido na prova de carga (95 kPa), mostrando que a adesão solo-estaca foi superior ao previsto. A carga de ponta estimada foi 9 % superior a obtida no ensaio experimental, demonstrando boa aproximação.

O software CESAR-LCPC utilizado mostrou um formato da curva carga vs deslocamento e de transferência de carga com determinada similitude à obtida por meio do ensaio. Destaca-se que o formato da curva foi definido por base em resultado de prova de carga instrumentada por França (2011).

A retroanálise obtida pelo software UNIPILE utilizando as curvas t/z e q/z possibilitou obter uma curva carga vs deslocamento próxima àquela obtida na prova de carga, mostrando o potencial no emprego do software, a partir das premissas adotadas nas curvas t/z e q/z .

É importante considerar a influência da carga residual em estacas cravadas ou recarregadas, pois possibilita avaliar os fenômenos de atrito e carga de ponta, de forma realística.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves, D.F. (2016) *Previsões do comportamento carga-recalque de estaca escavada com polímero*. Dissertação Mestrado - UFRGS. Porto Alegre, 190p.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975) *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: Congresso Panamericano de Mecânica de Suelos y Cimentaciones, 5. Anais... Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mécanica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, p.367-376.
- Brochero, J. L. R. (2014) *Caracterização geotécnica do campo experimental da UFRGS em areia*. Dissertação Mestrado - UFRGS. Porto Alegre, 173p.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978) *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. In: Congresso Brasileiro De Mecânica dos Solos e Fundações, 6. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, p.45-53, v.1.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1996) *Análise e Projeto de Fundações Profundas*. In: Hachich, W. et al. Fundações Teoria e Prática. 2.ed. São Paulo: PINI, cap. 8, p.265-301.
- França, D.C. (2011). *Provas de carga estáticas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (estacões)*. Dissertação de Mestrado. POLI-USP. São Paulo, 159p.
- Garcia, J. R.; Albuquerque, P. J. R. (2014) Assessment of soil parameters via CPT in numerical modeling of a continuous flight auger pile. In: 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, Las Vegas, Nevada, USA. CPT Applications. *Proceedings...* Las Vegas: OmniPres. v. 1. p. 781-787.
- Geoforma (2014a) Subsurface Exploration Report – RS1735/08-14
- Geoforma (2014b) CPTU. Test Report – CPTU 251-03/14
- Geoforma (2014c) SDMT Test Report – SDMT 112-05/14
- Kim, S.R.; Chung, S.G.; and Fellenius, B.H. (2011) Distribution of residual load and true shaft resistance for a driven instrumented test pile. *Canadian Geotechnical Journal*, (48)4 583-598. DOI: 10.1139/t10-084
- Kulhawy, F. H.; Mayne, P. H. (1990) *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Electric Power Research Institute, EPRI, 1990.
- Ladd, C.C.; Foot, R.; Ishihara, K.; Poulos, H. G.; Schlosser, F. (1977) Stress-deformation and strength characteristics. 9th ICSMFE, Vol. 2, State-of-the-Art-Paper, *Proceedings...* p. 421-494.
- Lunne, T.; Lacasse, S.; Rad, N. S. (1989) *SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments on in situ testing of soils*. General Report Session. 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., *Proceedings...* p. 2339-2404.
- Mersi, G. (1975) Discussion on new design procedure for stability of soft clays. *Journal Geotech. Eng. Div.*, ASCE, v.101, p.409-412.
- Nienov, F.A (2016) *Desempenho de estacas escavadas de grande diâmetro em solo arenoso sob carregamento vertical*. Tese de Doutorado - UFRGS. Porto Alegre. 267 p.
- Philipponnat, G. (1980). Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique. *Revue Française de Géotechnique*. Paris: Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, n.10, p.55-64.
- Teixeira, A.H. (1996). Projeto e execução de fundações. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3. SEFE 3. *Anais...*São Paulo, v.1, p. 33-50.
- Trofimenkov, J. G. (1974) Penetration Test in URSS-State-of-the-Art-Report In: European Symposium on Penetration Testing, 1, Stockholm. *Proceedings...* Stockholm National Swedish Building Research, p. 147-154.
-