

Análise de métodos semi-empíricos nacionais e internacionais para determinação da capacidade de carga axial em estacas tipo raiz

Analysis of national and international semi-empirical methods for determination of axial load capacity on root piles

Tiago Melo Monteiro
tiagomelomont@gmail.com
Universidade de Fortaleza

Carla Beatriz Costa de Araújo
carlabeatriz7@gmail.com
Universidade de Fortaleza

Marcos Fábio Porto de Aguiar
marcosfpa@hotmail.com
Instituto Federal do Ceará

Resumo

Este trabalho apresenta análises comparativas dos resultados obtidos da aplicação de diferentes métodos semi-empíricos, nacionais e internacionais, para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo-estaca, utilizando como referência o valor obtido de provas de carga estáticas de carregamento lento. Para esse estudo, foram executadas no campo experimental da Universidade de Fortaleza (UNIFOR) duas estacas do tipo raiz com 310mm de diâmetro e comprimento igual a 6m. Os parâmetros geotécnicos utilizados foram obtidos a partir de sondagens a percussão (SPT) realizadas no local, sendo o solo caracterizado em sua maioria como areia siltosa. A análise das curvas carga x recalque para extrapolação da carga de ruptura do sistema solo-estaca foi feita pelo método de Van Der Veen (1953). Os seguintes métodos foram utilizados para determinação da capacidade de carga do sistema solo-estaca: Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Cabral (1986), Philipponnat (1980), Bustamante e Ganeselli (1982) e Viggiani (1993). Os resultados dos métodos semi-empíricos foram dispostos considerando a distribuição da carga de ruptura total nas parcelas de ponta e lateral. Verificou-se que os métodos semi-empíricos que mais se aproximaram da carga de ruptura obtida da prova de carga foram os métodos de Philipponnat (1980), Bustamante e Ganeselli (1982) e Cabral (1986) com variações percentuais em relação a prova de carga de respectivamente -18%, -19% e -19%.

Palavras-chave: Fundações. Prova de Carga. Capacidade de Carga. Métodos Semi-empíricos. SPT.

Abstract

This paper presents a comparative analysis of the results obtained from the application of national and international semi-empirical methods for calculating the bearing capacity of the soil-pile system, using as reference the value obtained by instrumented static load tests. Therefore, two root piles with 310mm of diameter and 6m of length were constructed on the experimental field of the University of Fortaleza (UNIFOR). The soil parameters needed for the calculation were obtained from standard penetration test (SPT) performed on site, and the soil was characterized mainly as silty sand. The load x settlement curve analysis to predict the bearing capacity of the soil-pyle system was made by the method of Van der Veen (1953). The following methods were used to determine the bearing capacity of the soil-pile system: Aoki and Velloso (1975), Décourt and Quaresma (1978), Cabral (1986), Philipponnat (1980), Bustamante and Ganeselli (1982) and Viggiani (1993). The results from the semi-empirical methods were shown considering the distribution of the ultimate load in the toe and shaft resistances. It was verified that the semi-empirical methods that presented the closest results to the static load test were the methods of Philipponnat (1980), Bustamante and Ganeselli (1982) and Cabral (1986).

Keywords: Foundations. Load Test. Bearing Capacity. Semiempirical Methods. SPT.

1 Introdução

O estudo adequado do terreno onde será apoiada a estrutura é fundamental em uma obra de engenharia, qualquer que seja seu porte. Por isso, é necessária a realização de ensaios de campo e de laboratório, para determinar as características do subsolo, garantindo assim uma maior confiabilidade na elaboração dos projetos geotécnicos.

No Brasil, há uma predominância na realização dos ensaios *in situ* para obras de fundações, sendo os ensaios de laboratório pouco utilizados, devido ao custo dos mesmos, que muitas vezes é visto como um gasto desnecessário. Já em países desenvolvidos, são realizadas as investigações geotécnicas necessárias, que são explicitadas em normas, como o *Eurocode 7*, que trata de design geotécnico. Apesar de o Brasil também possuir excelentes normas, falta a compreensão de que um maior investimento nessas investigações garante maior segurança ao projetista para escolher a solução mais viável ao problema.

Portanto, a utilização de métodos semi-empíricos para a previsão da capacidade de carga em fundações é de suma importância para uma maior confiabilidade no dimensionamento e otimização dos custos na execução. De acordo com Cintra (2010), as fórmulas teóricas nem sempre fornecem resultados adequados para previsão da capacidade de carga em estacas, por isso utilizam-se os métodos semi-empíricos que são baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga.

Existe atualmente uma grande variedade de métodos nacionais e internacionais para previsão da capacidade de carga em estacas. No Brasil, há uma predominância na utilização dos métodos nacionais, em sua maioria baseados no SPT (*Standard Penetration Test*), enquanto no exterior há uma predominância dos métodos baseados no CPT (*Cone Penetration Test*).

No entanto, são poucos os estudos sobre a aplicação dos métodos internacionais no Brasil, sendo a eficiência dos mesmos pouco testada. Por isso, é necessário o estudo dos métodos que mais se aproximem da real capacidade de carga, sejam eles nacionais ou internacionais, garantindo-se assim maior segurança no dimensionamento das fundações e economia na execução.

Com base nisto, este trabalho tem por objetivo verificar a eficiência de métodos empregados no Brasil e no exterior, que partem de resultados de ensaios à percussão (SPT), para determinar a capacidade de carga axial em fundações profundas.

Para desenvolvimento da pesquisa, inicialmente, foi feita a caracterização de amostras do campo experimental da Universidade de Fortaleza (UNIFOR), assim como a execução de sondagens SPT e SPT-T. A caracterização consistiu do solo consistiu dos seguintes ensaios: Índices de consistência (limites de liquidez e plasticidade), granulometria, densidade real dos grãos, compactação e índice de suporte Califórnia (CBR).

Em seguida, foram executadas estacas do tipo raiz e, posteriormente, foram realizados ensaios de prova de carga estática até a ruptura, para determinação da capacidade de carga axial.

Após a determinação das cargas, foi realizada uma análise comparativa entre os métodos de capacidade de carga propostos, comparando os resultados com os obtidos a partir das provas de carga estáticas, e assim verificando a eficiência dos métodos para as estacas do campo experimental.

2 Fundamentação teórica

2.1 Capacidade de carga

Cintra e Aoki (2010) explicam que com a aplicação gradativa de carga em uma estaca, são mobilizadas tensões resistentes por adesão ou atrito lateral, entre o solo e o fuste da estaca, como também tensões resistentes normais à ponta ou base da estaca. Com o objetivo de simplificar este processo, Cintra e Aoki consideram que primeiro haja mobilização exclusivamente do atrito lateral até o máximo possível, para depois iniciar-se a mobilização da resistência de ponta. Após mobilizadas a resistência lateral e de ponta, a estaca encontra-se na iminência de deslocar-se incessantemente para baixo. Com a evolução do carregamento, também aumentam os recalques.

Cintra e Aoki (2010) estabelecem as seguintes equações para deduzir a expressão da capacidade de carga através do equilíbrio de forças:

$$R_l = U \sum (r_l \Delta l) \quad (1)$$

$$R_p = r_p A_p \quad (2)$$

$$R = U \sum (r_l \Delta l) + r_p A_p \quad (3)$$

Onde R_p , R_p e R , são respectivamente a resistência lateral, resistência de ponta e a capacidade de carga. U é o perímetro do fuste da estaca, A_p é a área da seção transversal da ponta ou base da estaca e Δl é um comprimento qualquer da estaca. As variáveis r_l e r_p são medidas em unidades de tensão que representam respectivamente a resistência lateral e a resistência de ponta.

Na grande maioria dos métodos para determinação da capacidade de carga em estacas, a capacidade de carga é dada pelo somatório das resistências de ponta e lateral. Contudo, o que difere estes métodos entre si, é justamente a maneira de se calcular essas resistências.

2.2 Método de Aoki e Velloso (1975)

De acordo com Velloso de Lopes (2012), o método de Aoki-Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre provas de carga em estacas e sondagens SPT. Este método pode ser utilizado a partir de resultados de ensaio SPT e CPT.

Cintra e Aoki (2010) afirmam que para o método de Aoki-Velloso, as incógnitas r_p e r_l são relacionadas, inicialmente, com ensaios de penetração estática CPT, partindo de valores da resistência de ponta do cone (q_c) e o atrito lateral unitário da luva (f_s), conforme equações a seguir:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (4)$$

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} \quad (5)$$

Neste método são propostos fatores de correção F_1 e F_2 que levam em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT e também a influência do método executivo de cada tipo de estaca. Esses fatores foram ajustados a partir de provas de carga realizadas em vários estados do Brasil, porém, após a publicação do método ocorreram alguns aprimoramentos. A Tabela (1) relaciona os fatores de correção F_1 e F_2 por tipo de estaca.

Tabela 1 – Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados.

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	$2F_1$
Metálica	1,75	$2F_1$
Pré Moldada	$1+D/0,8$	$2F_1$
Escavada	3	$2F_1$
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2	$2F_1$

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Devido ao CPT ser menos empregado no Brasil que o SPT, o valor da resistência de ponta e do atrito lateral podem ser estimados utilizando-se correlações com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), como mostrado nas equações 6 e 7.

$$q_c = KN_{SPT} \quad (6)$$

$$f_s = \alpha KN_{SPT} \quad (7)$$

Em que α é a razão de atrito, expressa em função do tipo de solo e K é um coeficiente que também depende do tipo de solo. A Tabela (2) mostra os valores de α e K .

Tabela 2 – Valores de K e α .

Tipo de solo	K (kPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia Siltosa	800	2
Areia Siltoargilosa	700	2,4
Areia Argilosa	600	3
Areia Argilosiltosa	500	2,8
Silte	400	3
Silte Arenoso	550	2,2
Silte Arenoargiloso	450	2,8
Silte Argiloso	230	3,4
Silte Argiloarenoso	250	3
Argila	200	6
Argila Arenosa	350	2,4
Argila Arenossiltosa	300	2,8
Argila Siltosa	220	4
Argila Siltoarenosa	330	3

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Por fim, a capacidade de carga (R) pelo método de Aoki-Velloso pode ser estimada pela seguinte equação:

$$R = \frac{KN_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha KN_L L) \quad (8)$$

Onde N_p e N_L são, respectivamente, o N_{SPT} na cota de apoio da ponta da estaca e o N_{SPT} médio na camada de solo de espessura ΔL .

2.3 Método de Décourt e Quaresma (1978)

Neste método a capacidade de carga em estacas também é função da resistência de ponta e do atrito lateral, e é determinada partindo diretamente de ensaios SPT, ao contrário do método Aoki-Velloso no qual se faz necessário o uso de correlações com o CPT.

Décourt e Quaresma (1978), estimaram que a resistência de ponta e o atrito lateral podem ser obtidos a partir do valor médio do índice de resistência à penetração do SPT, conforme equações a seguir:

$$r_p = CN_p \quad (9)$$

$$r_l = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (10)$$

Onde N_L é o valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste, C é o coeficiente característico do solo (indicado na Tabela 3) e N_p é o valor médio do índice de resistência à penetração na ponta da estaca, obtido através de três valores: o correspondente ao nível da ponta, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Tabela 3 – Coeficiente característico do solo C.

Tipo de Solo	C (kPa)
Argila	120
Silte Argiloso *	200
Silte Arenoso *	250
Areia	400

* alteração de rocha (solos residuais)

Fonte: Décourt e Quaresma (1978).

Posteriormente, Décourt (1996) introduziu fatores α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, para adequar o método para estacas escavadas com lama bentonítica, escavadas em geral, hélice contínua, raiz e injetadas sob alta pressão. Obtendo-se a seguinte expressão para a capacidade de carga:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad (11)$$

Cintra e Aoki (2010) estabelecem que para a aplicação do método a estacas escavadas em geral, estacas tipo hélice contínua e raiz, e estacas injetadas sob altas pressões, os valores de α e β são apresentados na Tabela (4). O método original ($\alpha = \beta = 1$) permanece para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki.

Tabela 4 – Valores dos coeficientes α e β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipos de Estacas				
	Escavada em geral	Escavada com bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
α					
Argilas	0,85	0,85	0,30 *	0,85 *	1,00 *
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30 *	0,60 *	1,00 *
Areias	0,50	0,50	0,30 *	0,50 *	1,00 *
β					
Argilas	0,80 *	0,90 *	1,00 *	1,50 *	3,00 *
Solos Intermediários	0,65 *	0,75 *	1,00 *	1,50 *	3,00 *
Areias	0,50 *	0,60 *	1,00 *	1,50 *	3,00 *

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996).

2.4 Método de Cabral (1986)

Cabral (1986) propôs um método para determinação da capacidade de carga exclusivamente para estacas do tipo raiz. O método é aplicado a estacas raiz com diâmetro final (B) menor ou igual a 45 cm e uma pressão de injeção (p) menor ou igual a 4 kgf/cm². A capacidade de carga pelo método de Cabral é estimada pelas equações a seguir:

$$R = \beta_0 \beta_2 N_p A_p + \sum \beta_0 \beta_1 N_L U \Delta L \quad (12)$$

$$\beta_0 = 1 + 0,11 p - 0,01 B \quad (13)$$

Onde ΔL é a espessura do solo caracterizado por um N_{SPPT} , N_p é o índice de resistência à penetração no nível da ponta da estaca e N_L é o valor do índice de resistência à penetração ao longo do fuste. β_0 é um fator que depende do diâmetro da estaca B (em cm) e da pressão de injeção p (em kgf/cm²). β_1 e β_2 são fatores que dependem do tipo de sol, conforme Tabela (5).

Tabela 5 – Fatores β_1 e β_2 .

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	7,0	3,0
Areia Siltosa	8,0	2,8
Areia argilosa	8,0	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte Arenoso	6,0	2,0
Silte Argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila Arenosa	5,0	1,5
Argila Siltosa	4,0	1,0

Fonte: Cabral (1986).

Para utilização do método os valores de $\beta_1 N_L$ e $\beta_2 N_p$ são expressos em kgf/cm², $\beta_0 \beta_1 N_L \leq 2$ kgf/cm² e $\beta_0 \beta_2 N_p \leq 50$ kgf/cm².

2.5 Método de Philipponnat (1980)

Este método foi desenvolvido na França e tem como base o *Cone Penetration Test* (CPT) para determinação da capacidade de carga em estacas.

De acordo com Hachich et al (1998), no método de Philipponnat (1980), a resistência de ponta é dada por:

$$R_p = A_p \alpha_p q_c \quad (14)$$

Onde α_p é um coeficiente que depende do tipo de solo, conforme Tabela (6). O valor de q_c a ser considerado é a média dos valores numa região três diâmetros acima e três diâmetros abaixo da ponta da estaca.

Para o cálculo da resistência por atrito lateral do sistema solo – estaca, o método propõe a equação:

$$R_L = A_l \alpha_s \alpha_F q_c \quad (15)$$

Onde A_l é a área lateral da estaca em contato com o solo, α_s é um coeficiente que depende do tipo de solo e α_F é um coeficiente que depende do tipo de estaca, conforme Tabelas (7) e (8).

Tabela 6 – Valores do coeficiente α_p em função do tipo de solo.

Solo	α_p
Areia	0,40
Silte	0,45
Argila	0,50

Fonte: Hachich et al. (1998).

Tabela 7 – Valores do coeficiente α_s em função do tipo de solo.

Solo	α_s
Areia: $q_c < 08$ Mpa	100
$8 < q_c < 12$ Mpa	150
$q_c > 12$ Mpa	200
Silte	60
Argila	50

Fonte: Hachich et al. (1998).

Tabela 8 – Valores do coeficiente α_F em função do tipo de estaca.

Interface solo - estaca	Tipo de estaca	α_F	r_L máximo (kPa)
Concreto	Pré-moldada, Franki, Injetada	1,25	120
Concreto	Escavada $D < 1,5m$	0,85	100
	Escavada $D > 1,5m$ Barrete	0,75	80
Metálica	Perfil H ou I (considerar perímetro externo)	1,10	120

Fonte: Hachich et al. (1998).

2.6 Método de Bustamante e Gianeselli (1982)

Este método também é conhecido como LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chausees*) ou método francês, e foi desenvolvido pelo departamento de estradas francês por Bustamante e Gianeselli (1982).

Hachich et al (1998) cita as seguintes equações para o método de Bustamante e Gianeselli (1982):

$$R_p = q_c k A_p \quad (16)$$

$$R_s = \sum q_s A_s \quad (17)$$

$$q_s = \frac{q_c}{\alpha} \quad (18)$$

Onde q_c é a resistência média do CPT entre profundidades 1,5 diâmetros acima e 1,5 diâmetros abaixo do nível da ponta da estaca e A_s é a área lateral da estaca em contato com o solo.

Os valores dos coeficientes k e α estão apresentados na Tabela (9), assim como os valores máximos do atrito lateral unitário q_s recomendados pelos autores do método.

Tabela 9 – Valores do coeficiente k e α e valores máximos de q_s .

Natureza do Solo	q_c (10 ³ Pa)	k EC	k EE	α EE Conc	α EE Aço	α EC Conc	α EC Aço	q_s máx Conc	q_s máx Aço	q_s máx I/BP	q_s máx I/AP
Argila mole e vasa	< 10	0.4	0.5	20	30	20	30	0.4	0.4	0.5	-
Argila média	10 à 50	0.35	0.45	40	80	40	80	0.4	0.4	0.8	≥ 1.2
Argila rija e silte compacto	> 50	0.45	0.55	60	120	60	120	0.4	0.4	1.2	≥ 1.5
Silte e areia fofos	≤ 50	0.4	0.5	60	150	60	120	0.4	0.4	0.8	-
Areia e pedregulho medianamente compactos	50 a 120	0.4	0.5	100	300	100	200	0.8	0.4	1.2	≥ 1.5
Areia e pedregulho compactos a muito compactos	> 120	0.3	0.4	150	200	150	200	1.2	1.2	1.5	≥ 2.0
Cré (calcário) mole	≤ 50	0.2	0.3	100	120	100	120	0.4	0.4	0.3	-
Cré alterado e fragmentado	> 50	0.2	0.4	60	80	60	80	1.2	1.2	1.5	≥ 2.0

Fonte: Hachich et al (1998).

Legenda: EC = Estacas moldadas; EE = Estacas cravadas, Franki e injetadas sob alta pressão; Conc. = Concreto; I/BP = Estaca injetada com baixa pressão; I/AP = Estaca injetada com alta pressão.

2.7 Método de Viggiani (1993)

Segundo Brown et al (2007), no método de Viggiani (1993), foram desenvolvidas correlações com solos não coesivos, baseando-se em resultados de prova de carga em estacas hélice contínua e na resistência de ponta do ensaio CPT. As provas de carga e os ensaios CPT foram realizados próximo à região de Naples, Itália, onde os solos são vulcânicos (piroclásticos em sua maioria). A resistência ao cisalhamento lateral a uma determinada profundidade é dada por:

$$f_s = \alpha q_c \quad (19)$$

$$\alpha = \frac{6,6 + 0,32 q_c (MPa)}{300 + 60 q_c (MPa)} \quad (20)$$

Onde α é um coeficiente em função da resistência de ponta q_c do ensaio CPT.

A resistência de ponta é calculada através da seguinte expressão:

$$q_p (MPa) = q_{c(ave)} \quad (21)$$

Onde $q_{c(ave)}$ é a média da resistência de ponta do CPT, calculada em um intervalo de 4 diâmetros acima e 4 diâmetros abaixo da ponta da estaca.

2.10 Prova de carga estática e extrapolação da curva carga-recalque

Velloso e Lopes (2012) afirmam que a prova de carga estática tem como finalidade verificar o comportamento previsto em projeto quanto a capacidade de carga e recalques, como também definir a carga de serviço em situações onde não se consegue realizar uma previsão de comportamento.

A prova de carga estática em estacas é regulamentada pela NBR 12131 (ABNT, 2006) e consiste no carregamento com incrementos progressivos de carga no topo da estaca, medindo simultaneamente os respectivos recalques. A NBR 12131 (ABNT, 2006) propõe quatro tipos de carregamento, são eles: carregamento lento, rápido, misto e cíclico. Porém, no Brasil, o carregamento lento é o mais tradicional. O resultado obtido da prova de carga estática é a curva carga x recalque.

Quando uma prova de carga não é levada até a ruptura ou a um nível de recalque que caracterize ruptura, pode-se realizar uma extrapolação da curva carga-recalque, com objetivo de estipular a carga de ruptura da estaca. Para isso, existem vários métodos, como Van der Veen (1953), Chin-Kondner (1971) e NBR 6122 (ABNT, 2010), porém, foi adotado neste trabalho o método de Van der Veen (1953).

O método de Van der Veen (1953) é utilizado com frequência no Brasil para extrapolar a curva carga x recalque, utilizando a seguinte função exponencial:

$$P = R(1 - e^{-\alpha \cdot p}) \quad (22)$$

Em que α é o coeficiente que define a forma da curva, e é a base dos logaritmos naturais e R indica a interseção da assíntota vertical com o eixo das cargas.

Reescrevendo a equação 24, obtêm-se a equação de uma reta:

$$\alpha \cdot p + \ln\left(1 - \frac{P}{R}\right) = 0 \quad (23)$$

Em que α e R são duas constantes determinadas em um processo por tentativas, adotando-se valores para R e desenhando-se os respectivos gráficos de $-\ln(1 - P/R)$ contra p . O gráfico que mais se aproximar de uma reta indicará o valor procurado de R , bem como o valor de α , dado pelo coeficiente angular da reta (CINTRA et al, 2013).

Análise de métodos semi-empíricos nacionais e internacionais para determinação da capacidade de carga axial em estacas tipo raiz

Foi proposta uma alteração ao método de Van der Veen (1953), onde a curva ajustada deixa de passar pela origem do sistema de coordenadas (Aoki 1976, apud Cintra et al, 2013), ficando a equação a seguinte:

$$P = R(1 - e^{-(\rho + b)}) \quad (24)$$

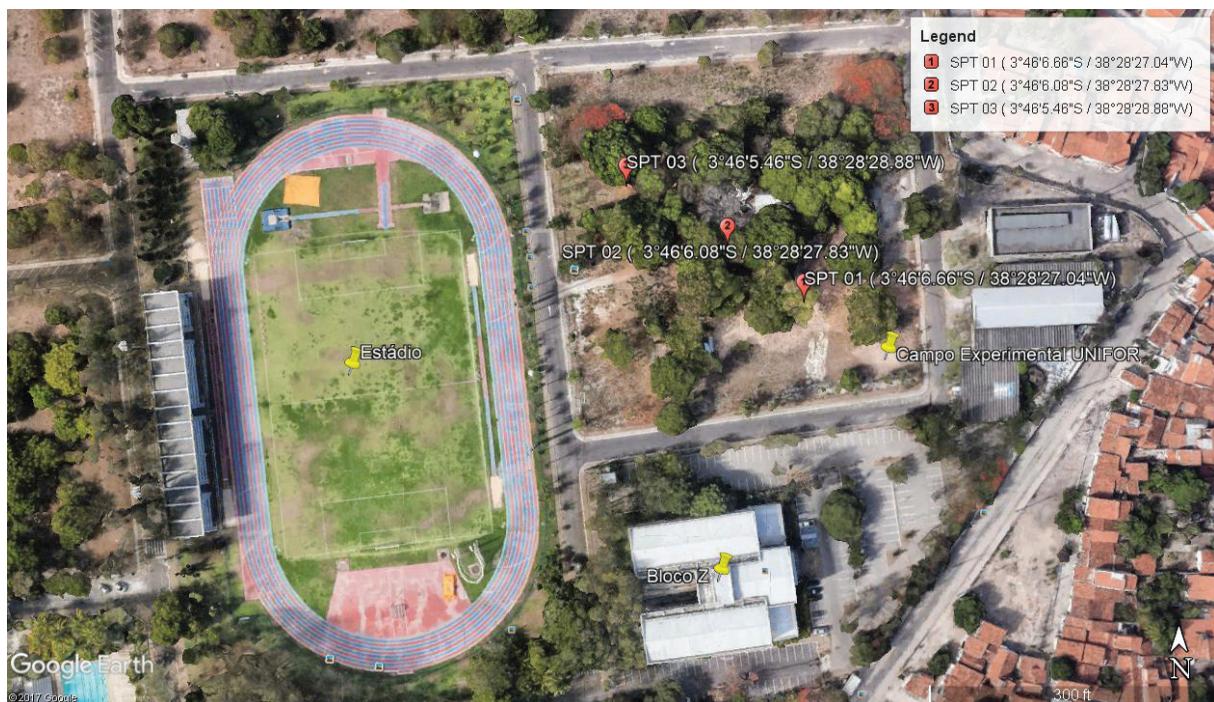
Onde b é o intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica. Assim, a carga de ruptura do ensaio será indicada pela curva que apresentar o valor do coeficiente de relação R^2 mais próximo de um. Neste trabalho, foi utilizada a versão mais recente do método, que consta na equação 24.

3 Resultados e Discussão

3.1 Campo experimental

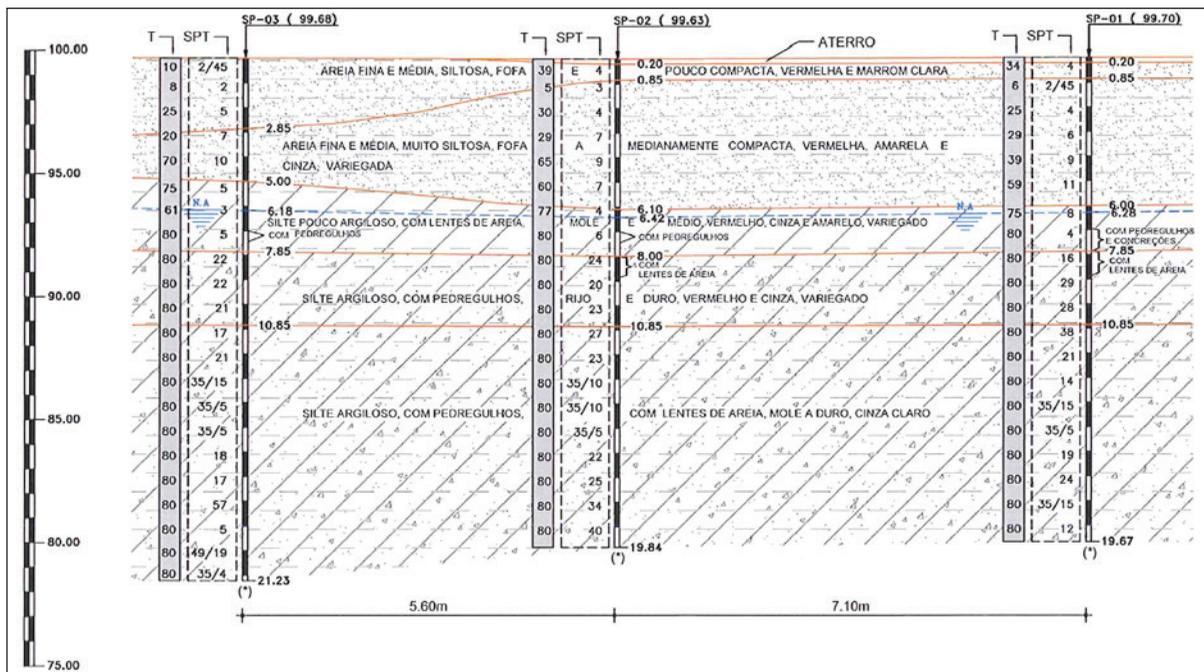
As sondagens, os ensaios de caracterização do solo, a execução das estacas, e as provas de carga, foram executados dentro do Campus da Universidade de Fortaleza (UNIFOR), em parceria com empresas locais. A Figura 1 mostra a localização das sondagens a percussão no campo experimental e a Figura 3 o perfil geológico-geotécnico do terreno.

Figura 1 – Localização das sondagens no campo experimental da UNIFOR.



Fonte: Google Earth (2017).

Figura 2 – Perfil geológico-geotécnico do campo experimental da UNIFOR.

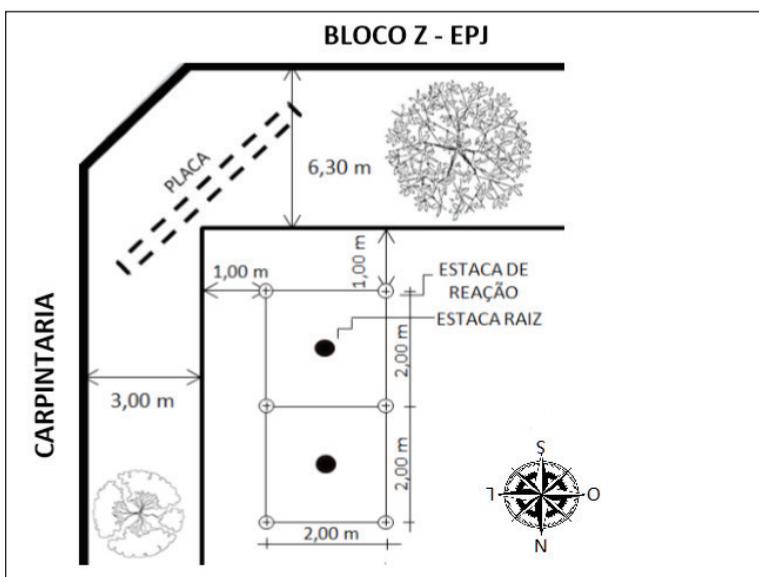


Fonte: Arquivo pessoal, 2017.

3.2 Execução das Estacas Raiz

Ao final do ano de 2014, foram executadas estacas do tipo raiz no campo experimental da Unifor, para posterior determinação da carga de ruptura por meio de ensaios de prova de carga estática. No total, foram executadas oito estacas do tipo raiz, sendo seis delas utilizadas como sistema de reação e duas para determinação da capacidade de carga. As estacas possuem comprimento de 6 m e diâmetro de 310 mm. A Figura 3 mostra a localização das estacas no campo experimental.

Figura 3 – Disposição das estacas raiz no campo experimental da Unifor.



Fonte: Arquivo pessoal, 2017.

3.3 Realização da prova de carga estática

Para realização do ensaio de prova de carga estática foi utilizado macaco hidráulico para aplicação das cargas, célula de carga para leitura dos estágios de carregamento, medidores de deslocamento (extensômetros) e sistema de reação composto por vigas metálicas. A carga última de ensaio foi estabelecida a partir dos valores de N_{SPT} obtidos das sondagens SPT, por meio de métodos semi-empíricos, fornecendo um valor de aproximadamente 800 kN. A Figura 5 mostra o sistema de reação montado no campo experimental.

Figura 4 – Sistema de reação montado no campo experimental da Unifor.

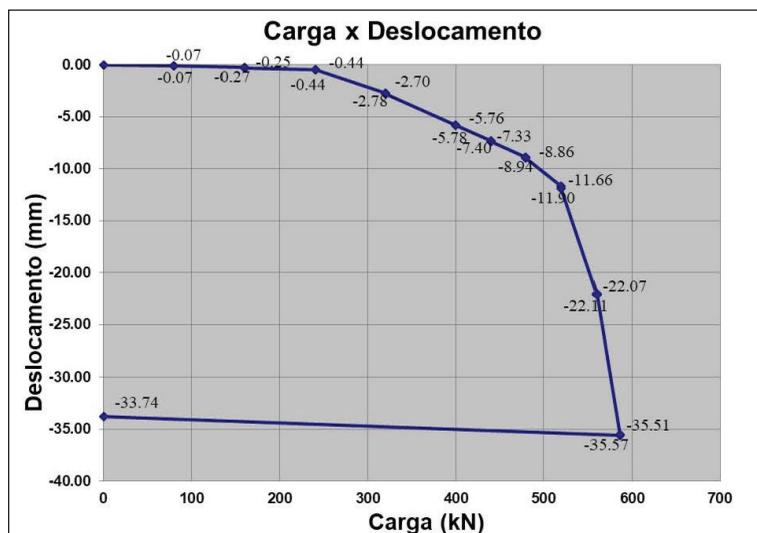


Fonte: Arquivo pessoal, 2017.

As provas de carga foram realizadas utilizando-se um procedimento semelhante ao de carregamento lento, que consiste na aplicação de cargas sucessivas em 10 estágios, cada um correspondente a 10% do valor da carga de colapso, levando a estaca à ruptura ao final do ensaio.

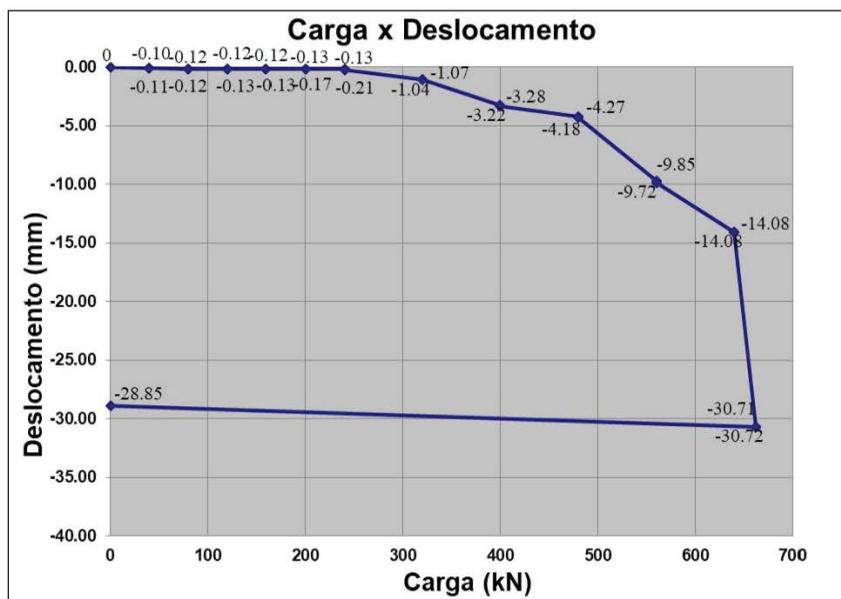
No entanto, no ensaio realizado neste trabalho, alguns estágios foram executados de maneira diferente do ensaio de carregamento lento convencional. Quando se pretendia obter uma curva carga x deslocamento mais detalhada ou quando o valor da carga se aproximava do valor máximo mobilizável pelas estacas, foram adotados acréscimos de carregamento inferiores ao valor de 10% da capacidade de carga. Com isso, pôde-se obter mais pontos na curva carga x deslocamento e evitou-se o rompimento das estacas antes de realizados todos os estágios. As Figuras 5 e 6 mostram as curvas carga x recalque obtidas e a metodologia utilizada para as duas estacas do tipo raiz no campo experimental da Unifor.

Figura 5 – Curva Carga x Deslocamento da estaca E01.



Fonte: Arquivo pessoal, 2017.

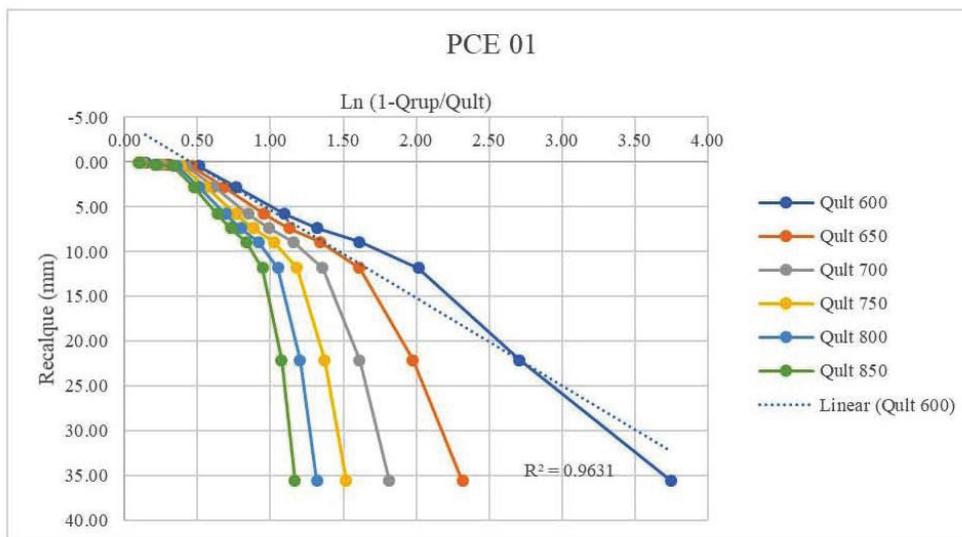
Figura 6 – Curva Carga x Deslocamento da estaca E02.



Fonte: Arquivo pessoal, 2017.

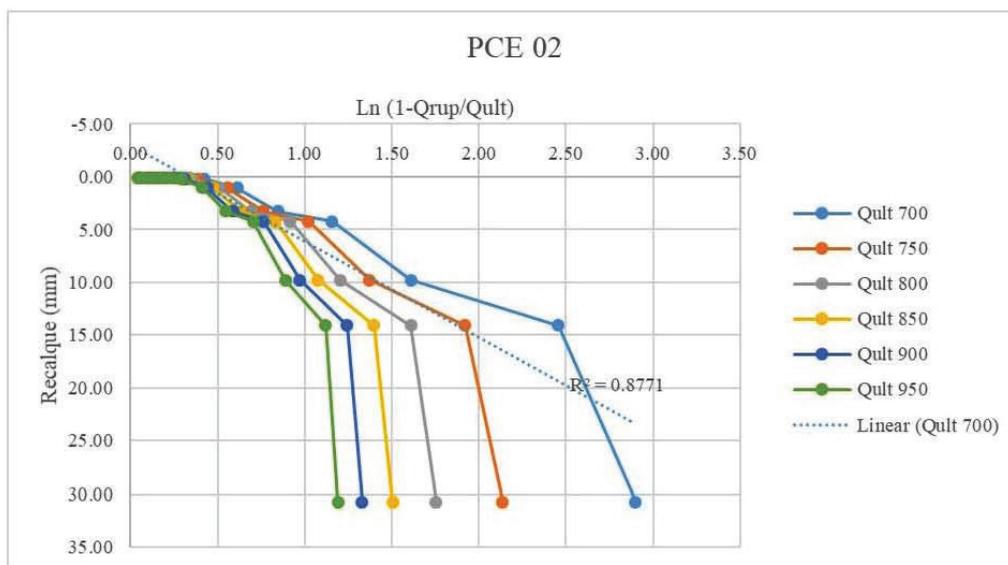
Utilizando-se os dados obtidos através do ensaio de prova de carga estática, foi realizada a extrapolação da curva carga x recalque por meio do método de Van der Veen (1953). Neste método são plotadas diversas curvas para diferentes cargas de ruptura, assim, escolhe-se a curva que apresenta R^2 mais próximo de 1, que irá representar a carga de ruptura da estaca. Chegou-se aos valores de carga de ruptura de 600 kN para a estaca E01 e 700 kN para a estaca E02, conforme Figuras 7 e 8.

Figura 7 – Extrapolação pelo método de Van der Veen (1953), estaca E01.



Fonte: Arquivo pessoal, 2017.

Figura 8 – Extrapolação pelo método de Van der Veen (1953), estaca E02.



Fonte: Arquivo pessoal, 2017.

3.3 Determinação da capacidade de carga

O cálculo da capacidade de carga foi realizado por meio de métodos semi-empíricos, sendo adotado no cálculo estaca do tipo raiz, com comprimento de 6 m, 310 mm de diâmetro e pressão de injeção de 3 kgf/cm².

Para os métodos semi-empíricos fundamentados no CPT, foi utilizada a correlação proposta no método de Aoki e Velloso (1975) para estimar os valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário da luva (f_s) a partir do N_{SPT} conforme equações 6 e 7. É importante salientar que tal correlação pode ter afetado as estimativas desses métodos, portanto, os valores obtidos servem apenas como referência.

Para verificar a eficiência dos métodos em estimar a capacidade de carga, os mesmos foram comparados com a média dos resultados da prova de carga estática de carregamento lento, que foi realizada até a ruptura das estacas (RPCE = 650kN).

Foi adotado um limite de 20% da carga de ruptura obtida da prova de carga para a análise dos valores estimados pelos métodos semi-empíricos. Este critério foi baseado no trabalho de Fellenius (1980), que verificou através de resultados de prova de carga que a imprecisão dos equipamentos (macaco hidráulico e célula de carga), seria responsável por uma margem de erro de aproximadamente 20% do valor da capacidade de carga.

Além disso, segundo Schulze (2013), o limite de 20% da carga de ruptura é usualmente adotado em publicações nacionais e internacionais.

A Tabela 10 mostra a capacidade de carga estimada por cada método e sua variação em relação ao resultado da prova de carga estática, onde os valores negativos representam uma variação para menos e os positivos para mais. O cálculo da variação em relação à prova de carga estática foi realizado conforme equação 25.

$$Var Rpce = \frac{(R-PCE)}{PCE} \quad (25)$$

Onde R é a carga de ruptura calculada pelos métodos semi-empíricos, PCE é a carga de ruptura da prova de carga estática e Var Rpce é a variação percentual para mais ou para menos de R em relação à PCE. Para os cálculos foi adotada o valor da PCE de 650 kN, que é a média obtida entre a PCE 01 e a PCE 02 após a extrapolação pelo método de Van Der Veen (1953). Vale ressaltar que os valores que constam na Tabela 10 são os valores limites, sem aplicação de fatores de segurança parciais e/ou globais. A NBR 6122 (2010) recomenda um fator de segurança global mínimo de 1,6 para estacas com prova de carga e 2,0 para estacas sem prova de carga.

Tabela 1 – Carga de ponta (RP), carga lateral (RL), carga de ruptura (R) e variação em relação à ruptura da PCE (Var Rpce).

Método	RP (kN)	RL (kN)	R (kN)	Var Rpce
Aoki-Velloso (1975)	332	138	470	-26%
Décourt-Quaresma (1978)	141	206	347	-46%
Cabral (1986)	237	281	518	-19%
Philipponnat (1980)	180	344	524	-18%
Bustamante e Gianceselli (1982)	180	339	518	-19%
Viggiani (1993)	354	364	718	13%

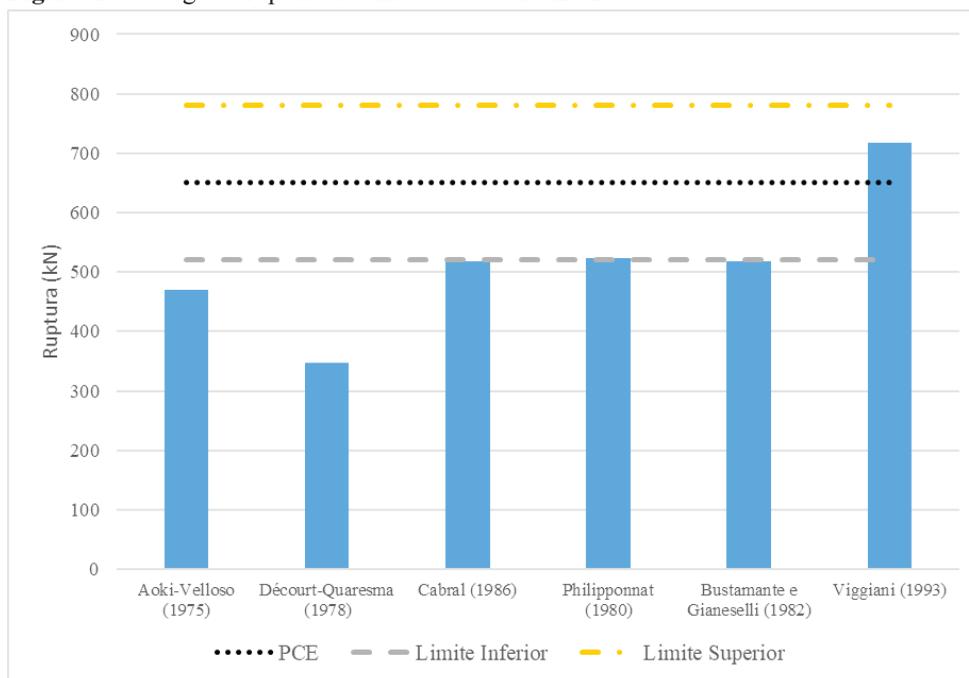
Fonte: Arquivo pessoal, 2017.

Com base na Tabela 1, analisando-se os valores absolutos da variação em relação à prova de carga estática (Var Rpce), pode-se estabelecer uma ordem de eficiência entre os métodos: Viggiani (1993), Philipponnat (1980), Cabral (1986) / Bustamante e Gianceselli (1982), Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).

Por mais que o método de Viggiani (1993) tenha sido o que mais se aproximou do valor da prova de carga estática, considera-lo o mais eficiente seria contra a segurança, pois o mesmo superestima a capacidade de carga da estaca.

A Figura 10 ilustra a capacidade de carga de cada método em relação à prova de carga estática, assim como a possível margem de erro de 20% para mais e para menos.

Figura 10 – Carga de ruptura dos métodos e da PCE ±20%



Fonte: Arquivo pessoal, 2017.

Com base na Figura 10, nota-se que os métodos de Cabral (1986), Philipponnat (1980) e Bustamante e Gianceselli (1982) apresentaram resultados quase idênticos, correspondendo a cerca de 80% do valor da PCE. O método de Aoki-Velloso mostrou-se um pouco mais conservador que os três já citados, com valor de aproximadamente 72% da PCE. O método de Décourt-Quaresma (1978) apresentou o menor valor dentro os métodos, correspondendo a cerca de 53% da PCE. Já o método de Viggiani (1993) extrapolou o valor da PCE, com valor de aproximadamente 110%, porém dentro do limite de +20%.

4 Conclusão

Entre os métodos nacionais, os que mais se aproximaram do valor obtido na prova de carga estática foram os métodos de Cabral (1986) e Aoki e Velloso (1975), apresentando variações em relação à prova de carga de respectivamente -19% e -26%.

O método de Décourt-Quaresma foi o mais conservador entre os métodos, obtendo valor inferior à prova de carga estática em 46%.

Entre os métodos internacionais, baseados no CPT, os que mais se aproximaram do valor da prova de carga foram os métodos de Philipponnat (1980) e Bustamante e Gianceselli (1982), com variações em relação a prova de carga de respectivamente -18% e -19%.

O método de Viggiani (1993), também baseado no CPT, ultrapassou o valor da prova de carga em aproximadamente 13%. Por mais que este valor tenha sido o mais próximo da prova de carga, ele superestima a capacidade de carga da estaca, indo assim contra a segurança. No entanto, é importante lembrar que esse método é fundamentado em provas de carga em estacas do tipo hélice contínua, sendo utilizado neste trabalho com intuito de verificar sua funcionalidade para estaca raiz.

Da análise dos resultados, verificou-se que entre os métodos analisados neste trabalho, os mais indicados para determinação da capacidade de carga axial em estacas do tipo raiz são: Philipponnat (1980), Cabral (1986), Bustamante e Gianceselli (1982).

Vale ressaltar que para os métodos baseados no CPT, foi utilizada a correlação do método de Aoki e Velloso (1975) para estimar os valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário da luva (f_s) a partir do N_{SPT} . Por isso, os resultados obtidos a partir desses métodos podem ter sido afetados por esta correlação, podendo apenas figurar como uma referência.

Os métodos semi-empíricos para a previsão da capacidade de carga apresentam em suas formulações, incertezas e considerações que podem não condizer com o real comportamento do sistema estaca-solo. Esses métodos são desenvolvidos usualmente a partir de observações empíricas e da análise de resultados de provas de carga realizadas para um tipo de estaca, em uma região específica. Assim, esses fatores particulares são relevantes na formulação destes métodos. Por isso, esses métodos devem ser utilizados com cautela, sendo importante verificar se o modelo adotado no método é semelhante a situação real em estudo.

Referências

- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires, 1975. v. 1. p. 367-376.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Estacas – Prova de carga estática – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam, 1982. v. 2. p. 493-500.
- CABRAL, D., A., O uso da estaca raiz como fundação de obras normais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre, 1986. v. 6. p. 71-82.
- CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações**: Ensaio estáticos e dinâmicos. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1978. v. 1. p. 45-54.

Tiago Melo Monteiro, Carla Beatriz Costa de Araújo, Marcos Fábio Porto de Aguiar

FELLENIOUS, B. H. **Basic of foundation design**. Static analysis of pile load transfer. Canada, 2006. Disponível em: <<http://www.Fellenius.net>>. Acesso em: 07 abr. 2016.

FELLENIOUS, B. H. The analyses of results from routine pile load tests. **Ground engineering**, London, v. 13, n. 6, p.19-31, Sep. 1980.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

PHILIPPONNAT, G. Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique. **Revue Française de Géotechnique**. Paris, n.10, p.55-64, 1980.

SCHULZE, Tami. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos**. 2013. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2013.

VAN DER VEEN, C. The Bearing Capacity of a Pile. Proc. Third International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, Zurich, 1953. **Proceedings...** Zurich, 1953. v. II.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

VIGGIANI, C. Further experiences with auger piles in Naples area. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 2., Belgium, 1993. **Proceedings...** Belgium, 1993. p. 445-458.

Sobre os autores

Tiago Melo Monteiro

Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade de Fortaleza.

Carla Beatriz Costa de Araújo

Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Ceará (2013) – Magna Cum Laude. Mestrado em Engenharia Civil – Área de Concentração: Geotecnia pela Universidade Federal do Ceará (2015). Atuou na Empresa Arcadis Logos S/A como engenheira civil e coordenadora da equipe de gerenciamento do DRENURB (Programa Municipal de Drenagem Urbana de Fortaleza). Atualmente é Professora da Universidade de Fortaleza no curso de Engenharia Civil e na pós-graduação e doutoranda em Recursos Hídricos na Universidade Federal do Ceará.

Marcos Fábio Porto de Aguiar

Possui doutorado em engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, pela COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro (2008), mestrado em Geotecnia e infraestrutura pela Universidade de Hannover – Alemanha (1997) e graduação em engenharia civil pela Universidade Federal do Ceará (1993). Atua como professor e consultor, principalmente nas áreas de investigações geotécnicas, engenharia de fundações e contenções e infraestrutura de transportes.