

ANÁLISE COMPARATIVA DE ESTIMATIVAS DE RECALQUE EM ESTACA RAIZ ASSENTE EM SOLO ARENO-SILTOSO DO NORDESTE BRASILEIRO

COMPARATIVE ANALYSIS OF SETTLEMENT ESTIMATION OF ROOT PILES SEATED ON SILTY SAND SOIL OF NORTHEAST BRAZIL

Monteiro, Fernando Feitosa; *Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, engffmonteiro@gmail.com*

Carvalho, Leila Maria Coelho de; *Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, leila.mariacarvalho@hotmail.com*

Aguiar, Marcos Fábio Porto de; *Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, marcosfpa@hotmail.com*

Cunha, Renato Pinto da; *Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, rpcunha@unb.br*

Matos, Yago Machado Pereira de; *Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, yago_mpm@hotmail.com*

RESUMO

No Brasil, o projeto de fundações por muitas vezes é concebido a partir de ensaios SPT (Standard Penetration Test) e ensaios complementares normalmente não são realizados, fazendo com que a utilização de correlações para obtenção de parâmetros de resistência do solo seja recorrente. Assim, a estimativa dos recalques em fundações profundas, pode ser realizada a partir de métodos teóricos, semi-empíricos, empíricos e numéricos, sendo necessária a realização de ensaios de prova de carga para a verificação do comportamento previsto. O presente artigo tem como objetivo principal analisar a eficiência de métodos semi-empíricos para cálculo de recalques em estacas raiz a partir de resultados de ensaios de sondagem a percussão, através de uma comparação com ensaios de prova de carga e simulações numéricas. Foram realizadas sondagens à percussão tipo SPT e construída uma estaca do tipo raiz com diâmetro de 310mm e comprimento de 6m. A partir das análises e considerando as restrições conceituais, pode-se obter uma melhor avaliação dos métodos semi-empíricos, que partem do N_{SPT} , na estimativa de recalques, para regiões que possuem estratigrafia de solos areno-siltosos, assim aprimorando a previsão de recalques adotados em projetos. Verificou-se que os métodos semi-empíricos apresentaram estimativas razoáveis na previsão de recalque em fundações profundas para solo areno-siltoso da cidade de Fortaleza, partindo de dados de ensaio de percussão, pois as estimativas de recalques através dos métodos semi-empíricos apresentaram valores superiores aos valores obtidos pelo ensaio de prova de carga. No estudo percebe-se a importância de uma satisfatória estimativa da capacidade de carga, pois a mesma influência diretamente na determinação dos recalques avaliados.

ABSTRACT

In Brazil, the foundations project is often designed from Standard Penetration Test (SPT) and complementary tests are usually not performed, making use of correlations to obtain soil resistance parameters a common practice in those projects. Thus, the estimation of deep foundations settlement can be carried out using theoretical, semi-empirical, empirical and numerical methods, being necessary to perform load tests, in order to verify the predicted behavior. The main objective of this paper is to analyze the efficiency of semi-empirical methods for calculating root piles settlement using SPT tests results through a comparison with load test and numerical simulations. SPT tests were performed and a root pile with a 310mm diameter and 6m length was executed. From the analysis and considering the conceptual constraints, a better evaluation of the semi-empirical methods, using the N_{SPT} , in the estimation of settlements, can be obtained for regions that presents a silty sand soil stratigraphy, thus improving the prediction of settlements adopted in projects. It was verified that the semi-empirical methods presented inconsistent estimates in the prediction of deep foundations settlement in silty sand soil of the city of Fortaleza, based on standard penetration test data, since the settlement estimations using semi-empirical methods presented higher values than the values obtained by the load test. In the study, it is perceived the importance of a satisfactory estimate of the load capacity, since the same influence directly in the determination of the evaluated settlements.

1 - INTRODUÇÃO

O conhecimento adequado do solo é indispensável para a execução de obras. Sejam as obras rodoviárias ou edificações, os estudos geotécnicos são essenciais para obtenção de parâmetros do solo. Assim, são identificadas, classificadas e avaliadas as diversas camadas que compõem o subsolo. A elaboração do projeto de fundação é de suma importância, pois toda a carga da estrutura é transferida para a fundação

e, subsequentemente, para o solo. No Brasil, o projeto de fundações por muitas vezes é concebido a partir de ensaios SPT (Standard Penetration Test) e ensaios complementares normalmente não são realizados, fazendo com que a utilização de correlações para obtenção de parâmetros de resistência do solo seja recorrente. O dimensionamento geotécnico de fundações profundas considera, em sua maioria, somente capacidade de carga. Porém, vale destacar, a importância da análise de recalque, sendo este um dado primordial para realizar a execução de uma fundação e assegurar a segurança do elemento estrutural de fundação e de toda a superestrutura. Existem diversos métodos teóricos, semi-empíricos, empíricos e numéricos para a estimativa dos recalques em fundações profundas utilizadas no Brasil e no mundo. Assim, o presente trabalho possui o objetivo de avaliar a estimativa de recalques em fundações profundas do tipo raiz, comparado os resultados obtidos com ensaios de prova de carga e simulações numéricas.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Métodos semi-empíricos de determinação de capacidade de carga

Segundo Amann (2010) os métodos semi-empíricos podem ser definidos como os que partem das formulações teóricas já consagradas, mas que permitem determinar as tensões máximas de atrito e de ponta a partir de correlações com ensaios de campo. De acordo com a ABNT (2010), são considerados métodos semi-empíricos aqueles em que as propriedades dos materiais, estimados com base em correlações, são usadas em teorias adaptadas da Mecânica dos Solos.

Capacidade de carga de ruptura é a carga limite (ou máxima) a partir da qual a fundação provoca a ruptura do terreno e se desloca sensivelmente (ruptura frágil ou generalizada), ou se desloca excessivamente (ruptura plástica ou localizada), o que pode provocar a ruína da superestrutura. Ressalta-se que na determinação da capacidade de carga devem-se considerar duas condições fundamentais de comportamento: ruptura e deformação (Marangon, 2013).

2.1.1 - Método de Cabral (1986)

Segundo Cabral (1986), a capacidade de carga de estacas tipo raiz com um diâmetro final $B \leq 0,45\text{m}$ e injetada com uma pressão $p \leq 400\text{ kPa}$ pode ser estimada com:

$$Q_{ult} = (\beta_0 \beta_2 N_b) A_b + U \sum (\beta_0 \beta_1 N) \Delta L \quad [1]$$

Onde: ΔL é a espessura de solo caracterizado por um dado N_{SPT} , N_b é o N_{SPT} no nível da ponta, β_1 e β_2 fatores que dependem do tipo de solo (Quadro 2) e β_0 fator que depende do diâmetro da estaca B e da pressão de injeção p (Quadro 1), podendo ser calculado pela seguinte equação.

$$\beta_0 = 1 + 0,11p - 0,01 B \quad [2]$$

Quadro 1- Fator β_0

B (cm)	p (kPa)			
	0	100	200	300
10	90	101	112	123
12	88	99	110	121
15	85	96	107	118
16	84	95	106	117
20	80	91	102	113
25	75	86	097	108
31	69	80	091	102

42	58	69	080	091
----	----	----	-----	-----

Quadro 2- Fatores β_1 e β_2

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3,5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1

Nota: $\beta_1 N$ e $\beta_2 N_b$ em kPa, $\beta_0 \beta_1 N \leq 200$ kPa; $\beta_0 \beta_2 N_b \leq 5000$ kPa

2.1.2 - Método de Lizzi (1982)

A proposta de Lizzi (1982), não leva em consideração a resistência de ponta das estacas e atribui a resposta ao carregamento aplicado ao atrito lateral. O autor propõe que a capacidade de carga última das estacas raiz e dada por:

$$Q_{ult} = \pi d L K I \quad [3]$$

Onde: d é o diâmetro nominal da estaca, isto é, o diâmetro de perfuração; K é o coeficiente que representa a interação média entre a estaca e o solo, ou seja, a aderência solo-estaca, ou as tensões induzidas no solo pela estaca, ou a coesão do solo etc. (Quadro 3); L é o comprimento da estaca; I é o coeficiente adimensional de forma, que depende do diâmetro nominal da estaca (Quadro 4).

Quadro 3- Valores de K em função das características do solo

Características do solo	kPa
Mole	50
Solto	100
Medianamente compacto	150
Muito compacto (pedregulho e areia)	200

Quadro 4- Valores de I em função do diâmetro nominal da estaca

Diâmetro nominal da estaca (mm)	I
100	1,00
150	0,90
200	0,85

250	0,80
310	0,74
410	0,64

2.2 - Recalque em fundações profundas

A performance de uma obra de engenharia civil, ao longo de sua vida útil, especialmente da sua fundação, é consequência do grau de alteração do maciço do solo durante a fase de execução desta última (Aoki, 2000). Conforme a ABNT (2010), um projeto de fundações deve obedecer aos seguintes requisitos básicos: segurança adequada ao colapso do solo de fundação e dos elementos estruturais, e deformações aceitáveis sob as condições de trabalho. Esses requisitos são atendidos através da verificação dos estados limites de utilização ou de serviço (ELS) e dos estados limites últimos (ELU).

Nogueira (2004) ressalta que a estimativa de recalque é importante para a previsão do comportamento das fundações por estacas, pois os recalques, principalmente os diferenciais, podem prejudicar o bom desempenho da estrutura. Nogueira (2004) afirma que a carga de trabalho depende dos recalques que a estrutura pode tolerar. Contudo, Anjos (2006) observa que a maioria dos projetos de fundações profundas são realizados levando em consideração apenas a capacidade de suporte das fundações por métodos empíricos ou semi-empíricos, quer dizer, ainda persiste a total despreensão quanto ao cálculo de recalques e consideração do mecanismo de transferência de carga.

Segundo Bowles (2001), os recalques em estacas podem ser calculados em três etapas, onde na primeira etapa se calcula a força axial média em cada segmento de comprimento ΔL , área da seção da estaca (A_{med}), e o módulo de elasticidade (E_p) da estaca, assim:

$$\Delta H_{s,s} = \frac{P_{med} \Delta L}{A_{med} E_p} \quad [4]$$

Somando-se os diversos valores obtidos para obter a compressão axial total da estaca:

$$\Delta H_a = \sum \Delta H_{s,s} \quad [5]$$

Na segunda etapa calcula-se o recalque na ponta de acordo com a equação:

$$\Delta H_{pt} = \Delta q D \frac{1-\mu^2}{E_s} m I_s I_f F_1 \quad [6]$$

Onde: $m I_s = 1$ (fator de forma); I_f é o fator de embutimento ($I_f = 0,55$ se $L/D \leq 5$; $I_f = 0,5$ se $L/D > 5$); D é o diâmetro da estaca ou menor dimensão da estaca; μ é o coeficiente de poisson (sugere-se usar um valor de 0,35); Δq é a carga sobre a fundação; E_s é o modulo de elasticidade do solo abaixo da ponta da estaca, podendo ser obtido pelas seguintes relações: SPT - $E_s = 500 (N+15)$ em kPa e CPT - $E_s = 3 a 6 q_c$ (usar valores de 5,6 se o OCR for maior que 1) em kPa; F_1 é o fator de redução variando entre valores de 0,25 se a resistência lateral reduz a carga de ponta $P_p \leq 0$; 0,5 se a carga na ponta $P_p > 0$; 0,75 se houver apenas carga de ponta. O fator F_1 é usado pela razão da região da ponta da estaca se mover para baixo devido à carga na ponta e o recalque na ponta devido à resistência lateral ao longo do fuste puxar o sistema solo-fundação para baixo. Esse método usa a carga axial total, que é conhecida, e o fator F_1 , que é um valor estimado. Na terceira etapa soma-se o recalque axial e o recalque da ponta para se obter o recalque total, como visto na equação:

$$\Delta H_p = \Delta H_a + \Delta H_{pt} \quad [7]$$

2.3 - Previsão da curva carga-recalque

Aoki (1979) propõe uma metodologia para a precisão da curva carga-recalque de um elemento de fundação

por estaca, conhecido um ponto dessa curva e considerando aplicável a expressão de Van der Veen (1953):

$$P = R(1 - e^{-\alpha \rho}) \quad [8]$$

Em que o parâmetro α define a forma da curva, podendo ser determinado por:

$$\alpha = \frac{-\ln(1 - \frac{P}{R})}{\rho} \quad [9]$$

Assim, calculada a capacidade de carga R e feita a estimativa do recalque (ρ), para uma carga (P), pode-se determinar o valor de α .

3 - ESTUDO DE CASO

O estudo de caso foi realizado no campo experimental de fundações da Universidade de Fortaleza (UNIFOR), localizado na cidade de Fortaleza, no nordeste brasileiro. Na área em estudo, foram implantadas 4 estacas de reação e 1 estaca raiz como visto na Figura 1. A estaca foi executada com uso de argamassa com traço de 1: 1,2: 0,5 (cimento, areia, água) e com pressão de injeção de 300 kPa. A argamassa foi feita no próprio campo com o auxílio de um misturador. O cimento utilizado foi o CPII-E-32. A estaca raiz analisada possui 6 m de comprimento e um diâmetro de 0,31m.

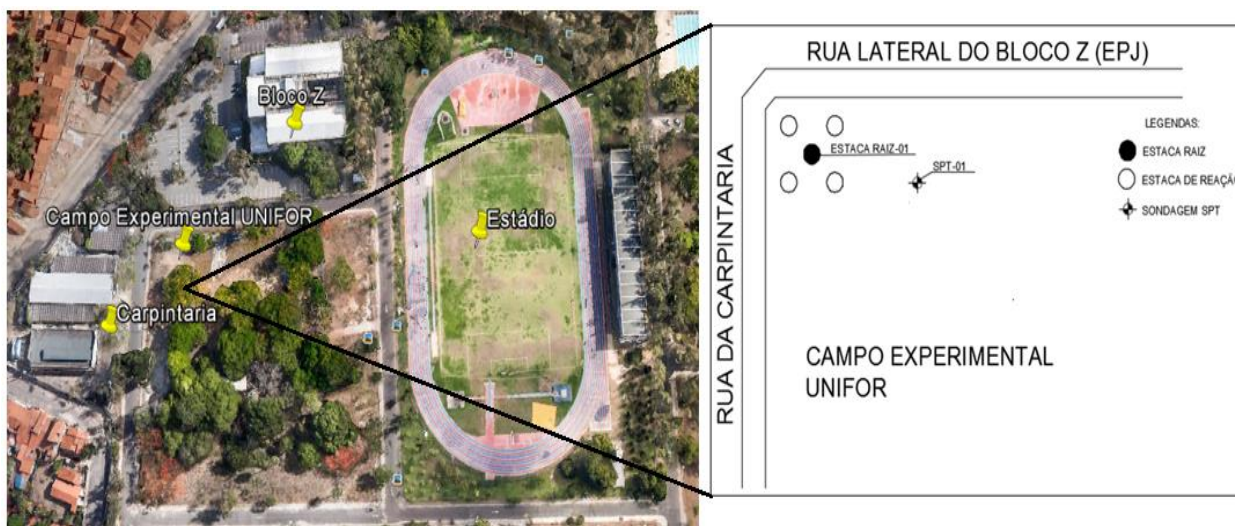


Figura 1 – Localização do campo experimental

Foram executados ensaios de caracterização do solo, em laboratório, com o objetivo de obter os parâmetros dos solos tais como a densidade real do grão, os limites de Atterberg, a dimensão dos grãos que compõem o solo e classificá-los. O Quadro 5 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização do solo feitos no campo experimental da UNIFOR. Verifica-se que a estatigrafia do campo experimental é composta na sua totalidade de um solo areno siltooso não plástico.

Quadro 5 – Caracterização do campo experimental da UNIFOR
Análise Granulométrica (%)

Profundidade (m)	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte e Argila	LL	LP	Densidade Real
1m	0	0,57	15,49	67,83	16,11	-	NP	2,62
2m	0	0,27	16,71	61,87	21,15	-	NP	2,63
3m	0	0,34	13,75	67,00	18,91	-	NP	2,59
4m	0	0,46	15,58	63,34	20,62	-	NP	2,60

3.1 - Ensaio SPT

No estudo de caso, o ensaio à percussão do tipo SPT foi executado conforme a ABNT (2001), utilizou-se lama betonítica durante a execução da sondagem para que fosse possível atingir a cota do impenetrável. Na Figura 2, apresenta-se o resultado do ensaio de sondagem a percussão, bem como o comprimento da estaca, o diâmetro e a estratigrafia geral do solo. Verifica-se que a estratigrafia do terreno é composta por dois tipos de solos, uma camada de areia siltosa com 6 m e uma camada de silte argiloso de 14 m. Os valores de índice de resistência a penetração (N_{SPT}) apresentaram baixos valores até 9 m de profundidade. Nota-se ainda a presença do lençol freático na profundidade de 5 m.

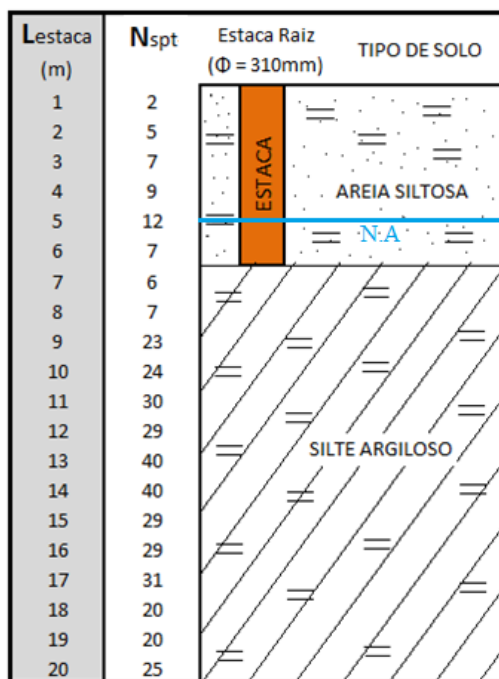


Figura 2 - Resultado do ensaio SPT

3.2 - Prova de carga estática

A estaca foi submetida à prova de carga lenta, de acordo com a ABNT (2006). O carregamento das estacas ensaiadas foi realizado em 10 estágios de carga correspondente, cada um, a 20% da carga de trabalho da mesma. A Figura 3 exibe a curva carga-recalque obtida para o ensaio de prova de carga da estaca. Durante o ensaio de prova de carga estática, a estaca foi submetida a uma carga máxima de 500,85 kN, alcançando um recalque máximo de 35,57 mm. Após o descarregamento, observa-se um recalque residual no valor de 32,74 mm.

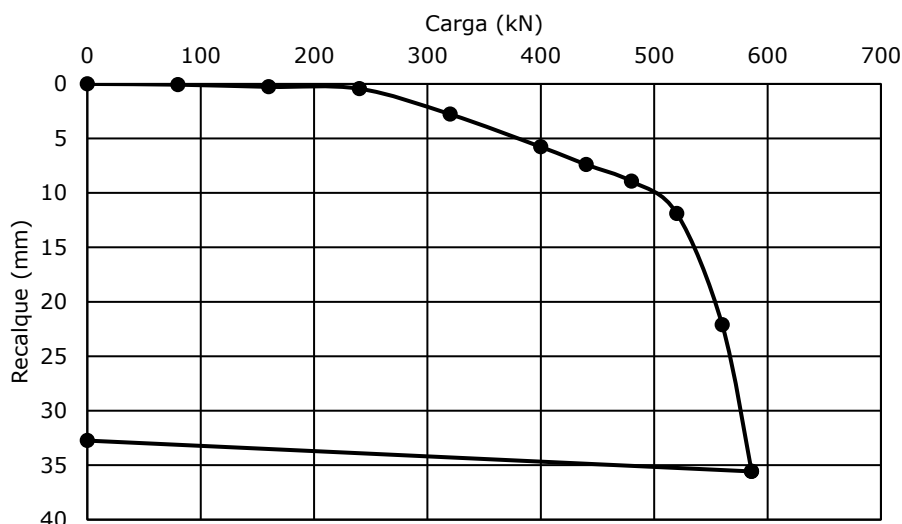


Figura 3 – Curva carga-recalque do ensaio de prova de carga

3.3 - Simulação numérica

O ensaio de prova de carga foi simulado no *software* Plaxis 2D, a análise numérica foi realizada em 2 estágios, no primeiro foi simulado a construção da estaca e no segundo estágio, avaliou-se o carregamento. Devido ao caso estudado, utilizou-se uma análise axissimétrica para ganho de tempo computacional nas simulações, escolheram-se elementos de 15 nós. Para a simulação da estaca, adotou-se um comprimento de 6 m e um diâmetro de 0,31 m. Adotou-se um módulo de elasticidade de 22 GPa, de acordo com os valores indicados por Benati (2007) para o traço utilizado de argamassa. Para a implementação dos parâmetros de resistência do solo, foi necessário utilizar correlações semi-empíricas que utilizam o N_{SPT} , assim estimando valores para coesão, ângulo de atrito e módulo de deformabilidade do solo em função da profundidade. As equações utilizadas para obter os parâmetros são exibidas abaixo:

$$\varphi = \sqrt{20 + N_{SPT}} + 15^\circ \text{ Teixeira (1996)} \quad [10]$$

$$C = 10 N_{SPT} \text{ (kPa) Teixeira e Godoy (1996)} \quad [11]$$

$$E_s = 3500 N_{SPT} \text{ (kPa) Décourt (1995)} \quad [12]$$

Vale ressaltar que as equações que correlacionam o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) com os parâmetros de resistência do solo possuem limitações quanto a sua aplicabilidade. Teixeira (1996) recomenda a utilização da equação de estimativa do ângulo de atrito para solos granulares. Décourt (1995) propôs equações que estimam o módulo de deformabilidade para diferentes tipos de solo, sendo a equação 12 recomendada para solos granulares. Por fim, a proposta de Teixeira e Godoy (1996) não faz menção ao tipo de solo. Em termos de capacidade de carga de fundações, geralmente predomina como crítica a condição não-drenada, pois a capacidade de carga tende a aumentar com a dissipação das poropressões. Por isso, é habitual o cálculo da capacidade de carga apenas com valores não drenados de coesão e ângulo de atrito, como percebido nas equações 10 e 11. Possibilitando assim, a estimativa dos parâmetros do solo para realização da simulação numérica, como mostrado no Quadro 6. Para cada camada de solo, realizou-se a média do N_{SPT} para que se aplicasse as correlações semi-empíricas. Na Figura 4, observa-se a geometria do estudo desenhada no *software* Plaxis 2D.

Quadro 6 – Parâmetros de resistência dos materiais

Material	Modelo	Peso específico (kN/m ³)	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)	Módulo de elasticidade (kPa)	ν
Areia Siltosa	Mohr-Coulomb	18	27	70	24500	0,3
Silte Argiloso	Mohr-Coulomb	21	37	250	75643	0,4
Estaca	Linear-Elástico	24	x	x	22000000	0,15

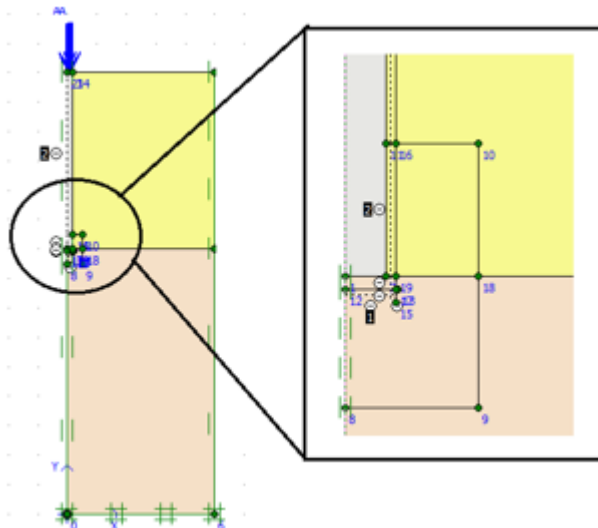


Figura 4 – Geometria da simulação numérica

Para realizar a análise numérica utilizando o *software* PLAXIS 2D, é necessário determinar as seguintes condições de contorno: a geometria do problema e as restrições quanto ao deslocamento. A geometria do terreno onde se encontra a fundação, possui uma forma retangular, a profundidade do impenetrável, que foi determinada a partir de ensaio SPT realizado na Universidade de Fortaleza, a partir de 20 metros de profundidade os deslocamentos verticais serão restringidos. A largura da região analisada será tomada como aproximadamente 5 m, assim, as fronteiras horizontais serão consideradas com deslocamentos horizontais nulos. Em seguida, a geometria da estaca é inserida sob a geometria do solo de fundação. Após a construção do contorno, a área de interesse é dividida, formando as camadas do solo. A definição do modelo físico ocorre a partir da configuração da metodologia de análise do *software* PLAXIS 2D. Definem-se as unidades, o método de solução numérica e o tipo de análise. Neste problema foram utilizadas a unidade de comprimento em metros, tensões em kPa, a solução por eliminação Gaussiana e a análise do tipo axissimétrica. Para a modelagem, foram considerados os modelos de Mohr-Coulomb para o solo e linear elástico para a estaca. O ponto utilizado para a análise, está localizado no topo e no centro da estaca. Definem-se os estágios de análise, totalizando 2 estágios, onde o 1º estágio refere-se a construção da estaca. No 2º estágio, realiza-se o carregamento da estaca. Vale comentar que o efeito da pressão de injeção inerente às estacas raiz não foi considerado na modelagem numérica.

4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para estimativa de recalque pelo método de Bowles, primeiramente determinou-se a capacidade de carga utilizando os métodos de Cabral (1986) e de Lizzi (1982). A determinação da capacidade de carga, pelo método de Cabral (1986) é utilizada apenas para estaca raiz e faz-se necessário os dados do ensaio de percussão com os valores de N_{SPT} e tipo de solo a cada metro perfurado, pois na sua expressão matemática utilizam-se dados dos Quadros 1 e 2, como fatores β (de acordo com o diâmetro da estaca e pressão de injeção) e fatores β_1 e β_2 (de acordo com o tipo de solo). O método de Lizzi (1982) não leva em consideração a resistência de ponta das estacas e atribui a resposta ao carregamento aplicado ao atrito lateral. A capacidade de carga é estimada a partir da geometria da estaca (comprimento e diâmetro), um valor K que representa a interação média entre a estaca e o solo, ou seja, a aderência solo-estaca e um valor de I , coeficiente adimensional de forma, que depende do diâmetro nominal da estaca. No Quadro 7, apresenta-se os valores estimados para a capacidade de carga para os métodos de Cabral (1986) e de Lizzi (1982). Em seguida utilizam-se os dados de capacidade de carga para determinação de recalque pelo método de Bowles, que será calculado em três etapas. Na primeira etapa calcula-se a força axial média em cada segmento de comprimento ΔL , área da seção da estaca (A_{med}), e o módulo de elasticidade da estaca (E_p). Na segunda etapa calcula-se o recalque na ponta e, por último, na terceira etapa soma-se o recalque axial e o recalque da ponta para se atingir o recalque total, como se pode observar no Quadro 8.

Quadro 7 – Capacidade de Carga - Método de Cabral (1986) e Lizzi (1982)

Método	Capacidade de carga (kN)
Cabral (1986)	484,6

Lizzi (1982)	701,2
--------------	-------

Método	Cabral (1986)	Lizzi (1982)
Recalque Axial (mm)	0,84	0,18
Recalque da Ponta (mm)	41,59	60,17
Recalque Total (mm)	41,77	60,35

De acordo com o Quadro 8, observa-se que os valores de recalque axial são bastante inferiores do que os valores de recalque da ponta, tendo essa maior relevância no valor do recalque total. Por fim, para a previsão da curva carga-recalque, utilizou-se o método de Van der Veen (1953), assim, adota-se uma carga maior que a capacidade de carga lateral e menor ou igual a carga de ruptura, de acordo com a equação 10, e em seguida, determina-se o recalque para a carga adotada pelo método de Bowles. Encontra-se um valor de α (fator que define a forma da curva), assim, estimam-se os valores de recalque e obtêm-se as cargas correspondentes a estes recalques, como mostra o Quadro 9, resultando na expressão matemática da curva carga-recalque, de acordo com a Figura 5.

Quadro 9- Dados para curva carga-recalque - Método de Van der Veen (1953)

Prova de Carga		Lizzi (1982)		Cabral (1986)	
Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
80,0	0,1	190,3	3,0	181,7	3,0
160,0	0,3	329,0	6,0	295,3	6,0
240,0	0,4	430,0	9,0	366,3	9,0
320,0	2,8	503,6	12,0	410,7	12,0
400,0	5,8	557,3	15,0	438,4	15,0
440,0	7,4	596,3	18,0	455,8	18,0
480,0	8,9	624,8	21,0	466,6	21,0
520,0	11,9	645,5	24,0	473,4	24,0
560,0	22,1	660,6	27,0	477,6	27,0
585,9	35,6	671,7	30,0	480,3	30,0
		683,8	35,0	482,7	35,0

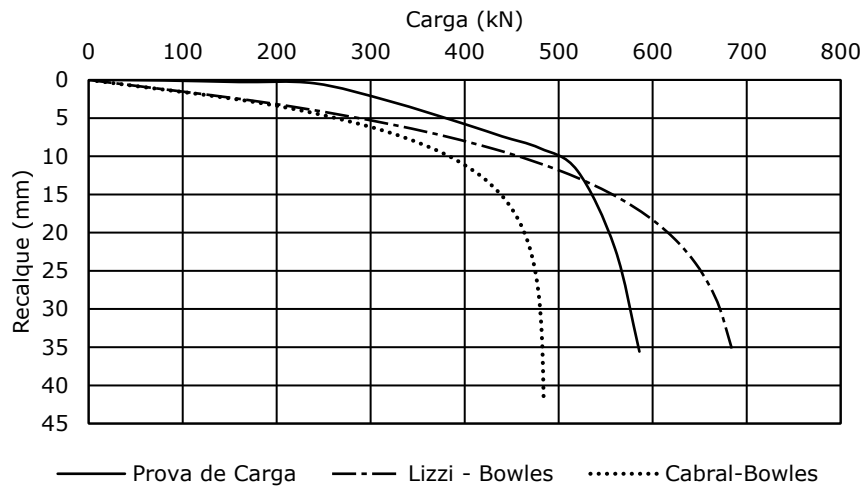


Figura 5 – Comparação Prova de carga x Métodos Semi-Empíricos

A partir dos resultados, verifica-se que as curvas apresentaram comportamentos semelhantes até uma carga de 100 kN. Para a carga de trabalho da estaca que é de 300 kN, verifica-se um recalque de 2,5 mm, enquanto que para os métodos semi-empíricos foram estimados recalques de 5,1 mm para o de Lizzi (1982) e 7,3 mm para o de Cabral (1986), apesar de os métodos apresentarem recalques com o dobro do valor de referência, os mesmos apresentam uma mesma ordem de grandeza. Quanto a capacidade de carga, observa-se uma diferença de 17,2% entre o ensaio de prova de carga e o método de Cabral (1986), sendo este um método conservador e que está a favor da segurança. Já o método de Lizzi (1982) se mostrou contra a segurança, pois apresentou uma capacidade de carga superior ao do ensaio de prova de carga em torno de 16,5%.

Na análise numérica, as condições de contorno são definidas na modelagem, restringindo deslocamentos na fronteira inferior em contato com o impenetrável, onde não ocorrerão deslocamentos verticais e nas fronteiras laterais não ocorrerão deslocamentos. As condições de deslocamento utilizadas foram as mesmas para todos os estágios da análise, criando-se uma malha de elementos finitos, assim, o *software* realiza a computação da situação apresentada no estudo de caso (Figura 6a). Após a simulação, é possível avaliar a deformação da malha de elementos finitos e determinar o recalque da estaca (Figura 6b).

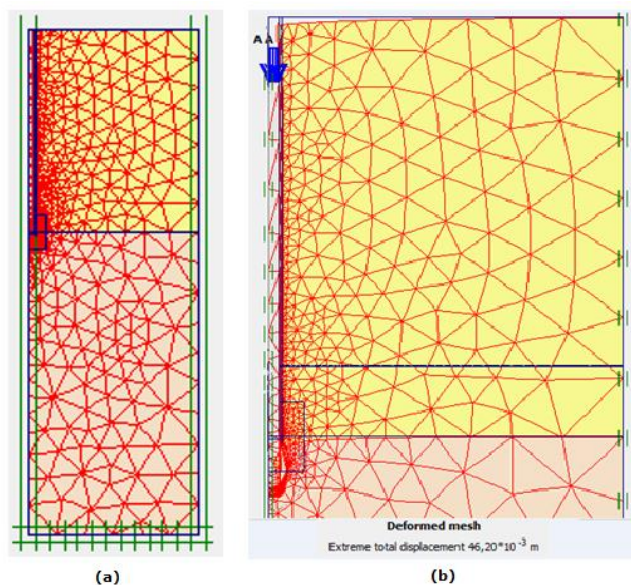


Figura 6 – (a) Malha de elementos finitos; (b) Malha de elementos finitos deformada

No Quadro 10 estão apresentados os valores das curvas carga-recalque para as diferentes metodologias utilizadas e a Figura 7 apresenta a curva carga-recalque obtida pelas mesmas metodologias. Verifica-se que a modelagem numérica apresentou concordância com os valores de recalque dos métodos semi-empírico até uma carga de 400 kN. A simulação numérica estimou um recalque de 6,2 mm para carga de trabalho de 300 kN, enquanto a prova de carga apresentou um recalque de 2,5 mm, assim, verificando que a simulação numérica apresenta um recalque 3 vezes maior do que o observado na prova de carga. Vale comentar ainda, que apesar de a simulação numérica apresentar um recalque superior ao recalque verificado no ensaio de prova de carga, a ordem de grandeza dos valores obtidos é semelhante, e do ponto de vista da engenharia de fundações, pode-se inferir que o recalque avaliado pela simulação numérica é concordante com o obtido pelo ensaio de prova de carga. Já quando comparado com os recalques obtidos pelos métodos semi-empíricos, observam-se valores de recalque convergentes. Avaliando o comportamento da curva carga-recalque do ensaio de prova de carga, a simulação numérica foi a metodologia que apresentou a melhor estimativa de comportamento. Enquanto os métodos semi-empíricos, apresentaram divergências notórias ao simular o comportamento da curva carga-recalque do ensaio de prova de carga.

Quadro 10 – Curva carga-recalque estimada pelo Método de Van der Veen (1953)

Prova de Carga		PLAXIS 2D		Lizzi (1982)		Cabral (1986)	
Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
80,0	0,1	71,6	1,4	190,3	3,0	181,7	3,0
160,0	0,3	179,2	3,5	329,0	6,0	295,3	6,0
240,0	0,4	215,0	4,3	430,0	9,0	366,3	9,0
320,0	2,8	250,8	5,0	503,6	12,0	410,7	12,0
400,0	5,8	286,7	5,8	557,3	15,0	438,4	15,0
440,0	7,4	321,0	6,6	596,3	18,0	455,8	18,0
480,0	8,9	458,0	15,3	624,8	21,0	466,6	21,0
520,0	11,9	550,6	29,9	645,5	24,0	473,4	24,0
560,0	22,1	585,8	36,6	660,6	27,0	477,6	27,0
585,9	35,6	600,5	39,8	671,7	30,0	480,3	30,0
		629,6	46,2	683,8	35,0	482,7	35,0

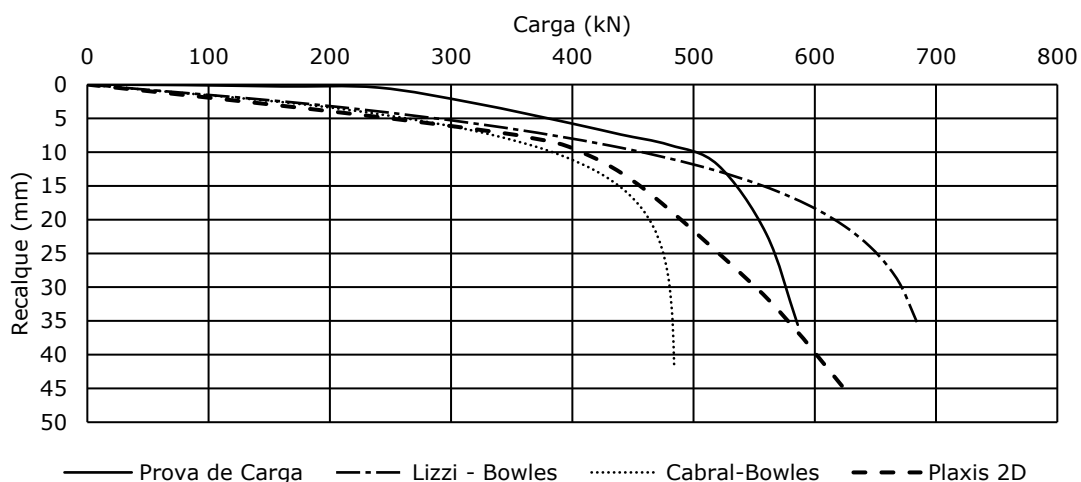


Figura 7 – Comparação Prova de carga x Métodos Analisados

Para o valor da carga de ruptura de 585,9 kN, a simulação numérica apresentou um recalque de 36,6 mm, enquanto que a prova de carga apresenta um valor de 35,6 mm. Assim, indicando que a modelagem apresentou valores de recalques convergentes com os do ensaio de prova de carga para a carga de ruptura da estaca. Vale comentar ainda que os parâmetros utilizados para a simulação numérica foram obtidos a partir de correlações com o N_{SPT} , fato que pode explicar a concordância da simulação com os métodos semi-empíricos de estimativa de recalque para a carga de trabalho analisada.

5 - CONCLUSÕES

Por meio do presente trabalho, observou-se que, apesar de ser um método de investigação geotécnica de simples execução e baixo custo, o ensaio SPT possui algumas limitações que podem gerar uma grande diversidade nos resultados de cálculos fundamentados em seus dados. Por conta disso, foi verificado que a estimativa de recalques em uma estaca do tipo raiz através de métodos baseados em ensaios SPT pode fornecer recalques diferentes daqueles obtidos nos ensaios de prova de carga, cujas medições, normalmente, são considerados como referência em projetos de fundações.

A partir das análises realizadas, foi possível constatar que os métodos semi-empíricos de previsão de recalque em fundações profundas para solos silto-arenosos apresentaram estimativas razoáveis do ponto de vista de engenharia. Porém, do ponto de vista numérico, os mesmos apresentaram valores de recalque superiores da ordem de 2 ou 3 vezes. Apesar de os métodos semi-empíricos apresentarem recalques com o dobro do valor de referência, os mesmos apresentaram uma mesma ordem de grandeza. Vale ressaltar ainda, a importância de uma estimativa razoável da capacidade de carga, pois a mesma influencia diretamente no cálculo dos recalques avaliados neste estudo. Avaliando a capacidade de carga, verificou-se um valor inferior da ordem de 17,2%, ao comparar o método de Cabral (1986) e o ensaio de prova de carga, já o método de Lizzi (1982) apresentou uma capacidade de carga superior ao do ensaio de prova de carga em torno de 16,5%, superestimando a capacidade de carga da estaca.

A modelagem numérica utilizando parâmetros baseados no N_{SPT} apresentaram concordância com os valores de recalque dos métodos semi-empíricos até uma carga de 400 kN. A simulação numérica estimou um recalque 2,5 vezes superior ao obtido pelo ensaio de prova de carga quando comparados os recalques para a carga de trabalho. Apesar disso, é possível inferir que o resultado da análise numérica apresentou uma estimativa satisfatória, tendo em vista que os valores de recalque observados foram da mesma ordem de grandeza e que os parâmetros de resistência do solo utilizados na análise numérica foram obtidos a partir de correlações com os valores de N_{SPT} .

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pelo apoio financeiro e concessão de bolsas.

REFERÊNCIAS

- Anjos, G. J. M. (2006) - Estudo experimental do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 341 p.
- Aoki, N. (1979) - Considerações sobre projeto e execução de fundações profundas. Palestra proferida no Seminário de Fundações, Sociedade Mineira de Engenharia, Belo Horizonte.
- Aoki, N. e Cintra, J. C. A. (2000) - Carga admissível e carga característica de fundações por estaca. Solos e Rochas, vol. 23, pp. 137-142.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001) - ABNT 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: Moderna, 17 p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2006) - ABNT 12131: Estacas – Prova de carga estática – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: Moderna, 16 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010) - ABNT 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: Moderna, 91 p.
- Amann, K. A. P. (2010) - Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP. 430 p.
- Benati, J. B. (2007) - Metodologia de Execução e Determinação da Capacidade de Carga de Estacas de Pequeno Diâmetro Cravadas e Injetadas. Dissertação de Mestrado. UVF, Viçosa, MG. 93 p.
- BOWLES, J. E. (2001) - Foundation Analysis and Design, 4th ed, The McGraw-Hill Companies, Singapore, 1175 p.
- Cabral, D. A. (1986) - O uso da estaca raiz como fundação de obras normais. CBMSEF, 8., Porto Alegre, v. 6, p. 71 - 82.
- Décourt, L. (1995) - Prediction of load Settlement Relationships for Foundation on the Basis on the SPT-T, Ciclo de Conferências Internacionais Leonard Zeevart, p. 87-104.
- Lizzi, F. (1982) - The "pali radice" (root piles): A state of the art report. International Symposium On Recent Developments In Ground Improvement Techniques, Bangucoque, Asian Institute Of Technology, v. 1, pp. 417 - 432.
- Marangon, M. (2013) - Capacidade de Carga dos Solos. www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/09-MS-Unidade-07-Capacidade-de-Carga-2013.pdf. Acesso em 20/12/2017.
- Nogueira, R. C. R. (2004) - Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial em solo de diabásio. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 246 p.
- Teixeira, A. H. (1996) - Projeto e execução de fundações. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, vol. 1, p. 33-50.
- Teixeira, A. H. e Godoy, N. S. (1996) - Análise, projeto e execução de fundações rasas. Fundações: teoria e prática, PINI, 2nd ed., São Paulo, Brasil, p. 227-264.
- Van Der Veen, C. (1953) - Bearing capacity of a pile. International conference soil mechanics foundation engineering, 3, Zurich. Proceedings, Zurich, v. 2.