

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Larissa Wojtysiak da Cunha

**ANÁLISE DE MÉTODOS SEMIEMPIRICOS SEGUNDO
PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS HÉLICE
CONTINUA**

Porto Alegre
Agosto de 2024

LARISSA WOJTYSIAK DA CUNHA

**ANÁLISE DE MÉTODOS SEMIEMPIRICOS SEGUNDO
PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS HÉLICE
CONTINUA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de
Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia
da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cesar Alberto Ruver

Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
(UFRGS)
Orientador

Engenheiro Fernando Pinheiro Weber

VIBRA ENERGIA
(UFRGS)

Prof. Wai Ying Yuk Gehlin

Dra pela Universitat Politecnica de Catalunya
(UFRGS)

Me. Maiki Mafessoli

Me. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
(UFRGS)

Porto Alegre

Agosto de 2024

Análise de métodos semiempíricos segundo provas de carga estáticas em estacas hélice contínua

Larissa Wojtysiak da Cunha¹,

Cesar Alberto Ruver²,

Resumo: Será apresentado um estudo com a finalidade de encontrar a previsão da capacidade de carga em estacas a partir de métodos semiempíricos e relacionando com o valor do ensaio de prova de carga. Este ensaio é o mais comum para que seja analisada a capacidade de carga de estacas e consiste na aplicação de esforços estáticos crescentes à estaca para que então possa-se fazer o registro do recalque. É utilizado para prever o comportamento da estaca e analisar a capacidade da fundação de resistir à carga aplicada. Neste estudo serão apresentados os resultados utilizando os métodos de Aoki Velloso (1975), Decourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996), que se baseiam em dados obtidos a partir de sondagens a percussão. Os valores calculados serão comparados aos resultados do ensaio de carga estática realizado na obra em análise. O trabalho tem por objetivo avaliar qual o método semiempírico que é mais confiável em relação aos resultados de capacidade de carga de estacas para a obra estudada. Para atingir esse objetivo serão analisadas 3 estacas hélice contínua na região do Bairro Praia de Belas, cujo subsolo é formado por sedimentos do Lago Rio Guaíba em que foi feito o ensaio de Prova de Carga Estática.

Palavras-chave: estaca hélice contínua; prova de carga estática; métodos semiempíricos.

Analysis of Semi-Empirical Methods Based on Static Load Testing of Continuous Flight Auger Piles

Abstract: This study aims to predict the load-bearing capacity of piles using semi-empirical methods and to compare these predictions with the results of load tests. The load test is the most common method for assessing pile load capacity and involves applying increasing static loads to the pile while recording the resulting settlement. It is used to predict the behavior of the pile and analyze the foundation's ability to withstand the applied load.

In this study, results will be presented using the methods of Aoki Velloso (1975), Decourt-Quaresma (1978), and Teixeira (1996), which are based on data obtained from percussion soundings. The calculated values will be compared with the results of the static load test conducted at the construction site under analysis. The objective of this work is to evaluate

¹ Graduanda em Engenharia Civil, UFRGS, larissa.w.cunha@hotmail.com.

² Engenheiro Civil, UFRGS, cesar@ufrgs.br.

which semi-empirical method is the most reliable for predicting pile load capacities for the studied construction. To achieve this, three continuous flight auger piles in the Praia de Belas neighborhood will be analyzed, where the subsoil consists of sediments from the Guaíba River Lake, and a static load test was performed.

Key-words: Continuous flight auger pile; Static Load Test; Semiempirical methods.

Introdução

De acordo com Velloso e Lopes (2004) a fundação nada mais é que a base da construção, seu alicerce, sua estabilidade. As fundações de uma edificação são de suma importância para a realização da obra, uma fundação bem projetada e executada diminui muitos problemas no futuro. A escolha do tipo de fundação depende de diversos fatores como: características do solo, carga a ser suportada, condições ambientais, entre outros.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), as fundações se dividem basicamente em dois grupos: fundações superficiais, que são utilizadas para quando a superfície do solo já possui a resistência suficiente para a edificação e as fundações profundas, que são utilizadas quando a camada superficial do solo não tem a resistência necessária ou não atende ao desempenho e é necessário alcançar as camadas mais profundas, com isso, essas fundações transmitem a carga para as camadas mais profundas do solo.

A fundação do tipo estaca é definida pela NBR 6122 (ABNT, 2022) como um elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase da execução não tenha trabalho manual em profundidade. As estacas podem ser fabricadas utilizando uma variedade de materiais, sendo eles: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado em loco, calda de cimento ou qualquer combinação entre eles. As estacas tipo hélice contínua surgiram na década de 1970 nos Estados Unidos, sendo posteriormente adotadas amplamente em toda Europa e Japão, vindo para o Brasil apenas a partir da década de 1980 (Velloso e Lopes, 2011).

A estaca hélice contínua é caracterizada como fundação profunda e moldada em loco, ou seja, estaca de concreto armado em que o processo construtivo é a perfuração no solo, o processo de execução da estaca hélice contínua é realizado a partir da perfuração com o trado helicoidal de diâmetro constante, após a perfuração chegar ao limite, conforme o trado é retirado, inicia-se o preenchimento do furo com concreto pelo tubo existente no centro do trado, em seguida, é imediatamente inserida a armadura. Todo esse procedimento é monitorado por um computador de bordo, que entrega diversos dados com gráficos, como por exemplo: velocidade de perfuração, volume de concreto em cada estaca, entre outros itens, esses dados podem ser utilizados pela equipe de engenharia para verificar a qualidade do processo. Esse tipo de fundação tem grandes vantagens, como por exemplo: baixo nível de vibração, alta produtividade e baixo custo, se comparado a outros métodos. Porém, é importante ressaltar que o monitoramento constante e maior automatização não garantem a inexistência de falhas no processo de execução, como: desconfinamento do solo, descontinuidade causada pela velocidade excessiva da subida do trado, colocação da armadura de forma inadequada, entre outros.

Tendo em vista a crescente utilização deste tipo de estaca, deve ser feita uma análise adequada dos dados de monitoramento da estaca, para que apenas assim esses dados possam ser considerados uma forma de controle executivo das fundações.

Existe uma discussão técnica em relação à classificação das estacas tipo hélice contínua, ou seja, se devem ser categorizadas como estacas escavadas tradicionais (estacas "de substituição"), onde ocorre descompressão do solo durante o processo de execução, ou como estacas "sem deslocamento". Segundo o método de execução, se a estaca remover praticamente todo o solo no espaço onde será construída, ela é considerada uma estaca "de substituição" (ou, conforme a terminologia da NBR 6122, "estaca hélice contínua com escavação do solo"). Se, durante o processo de execução, houver um deslocamento lateral do solo para criar o espaço da estaca, ela pode ser classificada como uma estaca "sem deslocamento" ou até mesmo "de pequeno deslocamento", como descrito por Van Impe (1995) e Viggiani (1989, 1993). Essas



distinções surgem tanto pelo uso de trados especiais, como no caso das estacas Omega e Atlas, quanto pelo método de introdução do trado convencional.

A obra em específico que será abordada está situada no Bairro Praia de Belas em Porto Alegre – Rio Grande do Sul, onde, primeiramente foram realizados ensaios SPT.

Metodologia

Este trabalho foi realizado com base na comparação entre as estimativas de capacidade de carga de estacas tipo hélice contínua a partir de métodos semiempíricos e relacionar com os resultados obtidos em provas de carga estática realizados no local de estudo.

De acordo com a NBR 16903 (ABNT, 2020), a prova de carga consiste em aplicar esforços na fundação profunda e registrar os deslocamentos correspondentes (recalques). Os esforços podem ser de tração, compressão ou flexo compressão, nas direções vertical, horizontal ou inclinada. Foram realizadas provas de carga estática em 3 estacas do tipo hélice contínua.

Com base nos dados apresentados, as estacas possuem diferentes diâmetros, comprimentos e cargas de trabalho. O tipo de carregamento foi a compressão do tipo lenta, sendo que o sistema de reação utilizado foi o sistema do tipo H, para aplicação das cargas do ensaio foi necessário cilindro e bomba hidráulica, esses equipamentos servem para controlar a aplicação das cargas. Já para o monitoramento de deslocamentos verticais, foram utilizados 4 relógios comparadores (deflectômetros) analógicos, colocados na chapa onde é feita a transferência de carga. Foi utilizado também réguas metálicas sobre os relógios comparadores, essas réguas servem para monitorar a movimentação das estacas.

Para o carregamento, foi aplicada a carga em etapas, que representavam 20% da carga de trabalho, completando-se assim 10 etapas de ensaio. Após a realização do carregamento, a permanência de carga foi maior que 12 horas (pois caso não seja observada a ruptura nítida o último estágio de carregamento deve ser mantido por 12h).



Norma Brasileira de Fundações

A NBR 6122 (ABNT, 2022) trata-se de uma norma regulamentadora de projetos e execução de fundações. Essa norma foi criada em 1986, passou por modificações no ano de 2010 e 2019 e sua mais nova revisão, incluindo uma errata, foi publicada em 2022, é um dos documentos mais importantes para a construção civil.

Com a atualização de 2022, a norma aborda novos conhecimentos e tecnologias no setor, e também ajustou alguns pontos para melhoria no aspecto das demandas socioambientais e atuais do mercado.

A norma aborda diversos aspectos referente as fundações, como: tipos de fundações, critérios de projeto, ensaios geotécnicos, execução de obras e controle de qualidade.

Essa norma é de fundamental importância pois destaca os procedimentos que devem ser seguidos desde a fase de projeto até a fase de execução e assegura a capacidade das fundações de suportar as cargas das estruturas que sustentam, previne problemas graves como colapsos, recalques etc. Além disso a norma possui vários pontos que estabelece as regras para cálculos e ensaios técnicos.

Com isso, a norma indica requisitos de durabilidade para garantir que as fundações sejam adequadas às características do solo e as cargas estruturais, o que previne danos garantindo a integridade das construções a longo prazo.

Fundações

Fundações são os elementos estruturais destinados a transmitir ao terreno as cargas de uma estrutura (AZEREDO, 1988), ou seja, as fundações são elementos estruturais que possuem o objetivo de suporte e distribuição para o terreno das cargas de pressão que são geradas pelos carregamentos e esforços exercidos pelo peso da estrutura e mais o peso da sobrecarga.

Para se escolher a fundação mais adequada, deve-se conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, as características do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações.

Assim, analisa-se a possibilidade de utilizar os vários tipos de fundação, em ordem crescente de complexidade e custos (WOLLE, 1993).

Existem basicamente dois tipos de fundações: fundações superficiais que são caracterizadas por estarem a uma profundidade relativamente pequena em relação a superfície do solo e são empregadas quando o solo é resistente e tem boa capacidade de carga. Seu propósito principal é distribuir de forma equilibrada a carga da edificação sobre o solo, garantindo sua estabilidade e segurança ao longo do tempo, exemplos de fundações rasas são: sapatas, radiers etc.

Já as fundações profundas são aquelas em que a carga da estrutura é transmitida ao solo por meio da resistência lateral (resistência de fuste), pela resistência de ponta (base) ou então por ambas, são utilizadas quando o solo superficial não tem boa resistência e não atende as recomendações para o emprego de fundações rasas, já conforme a NBR 6122 (ABNT, 2022) para uma fundação ser considerada profunda, a base ou a ponta apoiada deve estar a uma profundidade superior a oito vezes sua menor dimensão e no mínimo 3 metros de profundidade. São tipos de fundações profundas: estacas e tubulões.

Métodos semiempíricos

Os métodos semiempíricos são amplamente utilizados no Brasil para determinar a capacidade de carga das estacas.

Os métodos de cálculos são bastante utilizados por sua facilidade no cálculo e pela proximidade dos resultados com as situações reais. São métodos que comparam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT, etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo.

Como dito anteriormente, as estacas se enquadram em fundações profundas. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), o projeto de estacas escavadas com estabilização de paredes auxiliado por fluido estabilizante, deve sempre considerar a contribuição da resistência de ponta. Com isso, a transferência de cargas é feita através do atrito lateral (resistência lateral - RL) contra o terreno e pelas tensões de ponta (resistência de ponta - RP).

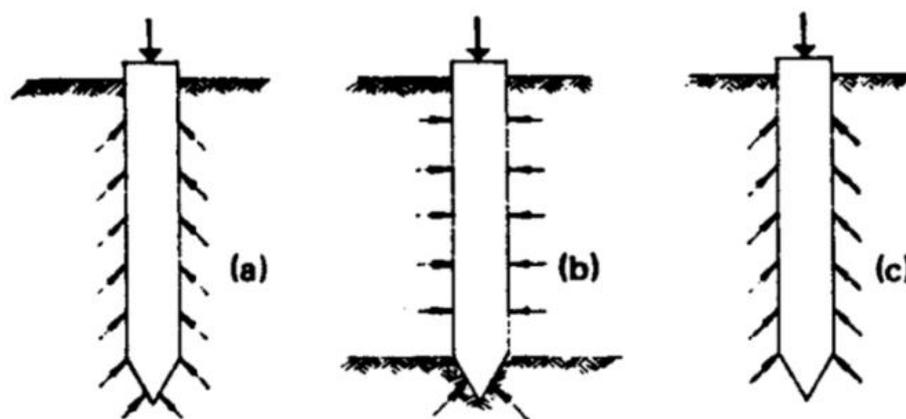


Figura 1. Resistência atrito lateral e resistência de ponta (Fonte: Plataforma Estude Engenharia, 2024)

Por exemplo, na figura 1, no item 1(a) podemos perceber que a capacidade de carga da estaca advém da resistência de ponta e de atrito lateral. Já para o item 1(b) podemos perceber que a capacidade de carga da estaca origina-se essencialmente da resistência de ponta. E no item 1(c) percebemos que a estaca trabalha apenas pela resistência lateral.

Os métodos semiempíricos empregados neste estudo são: Método Aoki e Velloso (1975), Método Decourt e Quaresma modificado (1996) e o Método de Teixeira (1996).

Método Aoki e Velloso (1975)

Este método considera uma série de parâmetros geotécnicos e estruturais para calcular a capacidade de carga das estacas, levando em conta aspectos como resistência do solo, características da estaca e condições de carregamento. Sua aplicação é amplamente difundida e continua sendo uma referência importante para o projeto de fundações profundas em diversas obras de engenharia civil.

Este método foi desenvolvido a partir de correlações entre resultados de provas de carga em estacas e valores de ensaio SPT e CPT. Sua formulação é demonstrada na Eq.1:

$$R_t = R_l + R_p \quad (1)$$

em que:

R_t = Resistência total;

R_l = Resistência lateral;

R_p = Resistência de ponta.

Dessa forma, a parcela da resistência de ponta é definida pela Eq.2:

$$R_p = q_p * A_p \quad (2)$$

em que:

R_p = Resistência de ponta;

q_p = Incógnita geotécnica da resistência de ponta;

A_p = Área de ponta da estaca.

A parcela da resistência de atrito lateral é dada pela Eq.3:

$$R_l = \sum A_l * q_l \quad (3)$$

em que:

R_l : Resistência de atrito lateral;

A_l : área lateral ao longo de todo comprimento da estaca;

q_l : Resistência de atrito lateral fornecida pelo ensaio CPT.

As incógnitas qp e ql são incógnitas geotécnicas inicialmente correlacionadas com ensaios de penetração estática por CPT, obtidos através de valores de resistência de ponta do cone (qc) e do atrito lateral (fs), respectivamente, conforme as Eqs. 4 e 5.

$$qp = \frac{qc}{F1} \quad (4)$$

$$ql = \frac{fs}{F2} \quad (5)$$

em que:

qp : Resistência de ponta fornecida pelo ensaio CPT;

ql : Resistência de atrito lateral fornecida pelo ensaio CPT;

qc : Resistência de ponta do cone;

fs : Atrito lateral unitário da luva;

$F1$ e $F2$: Coeficiente de transformação que engloba o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), para o cálculo da carga de ponta (tabela 1);

Tabela 1. Valores de F1 e F2 (Fonte: Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Pré moldada de concreto	1,75	3,5
Metálica	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0
Raiz (hélice e ômega)	2,0	4,0

Se não houver CPT, deve-se correlacionar com SPT, onde:

Compara-se o valor de resistência de ponta (q_c) com o índice de resistência à penetração (N_{spt}) utilizando a Eq.6.

$$q_c = K * N_{spt} \quad (6)$$

em que:

q_c : Resistência de ponta do cone;

K: depende do tipo de solo (tabela 2);

N_{spt} : Índice de resistência a penetração.

O atrito lateral unitário (f_s) é obtido conforme a Eq.7.

$$f_s = \alpha * q_c = \alpha * K * N_{spt} \quad (7)$$

em que:

K: Coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para N_{spt} (tabela 2);

α : Fator de correção da resistência lateral e ponta do cone no ensaio CPT em função do tipo de solo (tabela 2);

$N_{spt} = N_{spt}$ médio na camada de espessura Δl .

Tabela 2. Valores de K e α (Fonte: Aoki e Velloso, 1975)

TIPO DE SOLO	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,0	1,4
Areia siltosa	0,8	2,0
Areia silto-argilosa	0,7	2,4
Areia argilosa	0,6	3,0
Areia argilo-siltosa	0,5	2,8
Silte	0,4	3,0
Silte-arenoso	0,6	2,2
Silte areno-argiloso	0,5	2,8
Silte argiloso	0,2	3,4
Silte argilo-arenoso	0,3	3,0
Argila	0,2	6,0
Argila arenosa	0,4	2,4
Argila areno-siltosa	0,3	2,8
Argila siltosa	0,2	4,0
Argila silto-arenosa	0,3	3,0

A fórmula para a capacidade de carga se dá através da Eq.8:

$$Q_u = q_p * A_p + U * \sum(q_l * \Delta l) \quad (8)$$

em que:

q_p = Resistência de ponta fornecida pelo ensaio CPT;

A_p = Área de ponta da estaca;

U = Perímetro da seção transversal;

q_l = Resistência de atrito lateral fornecida pelo ensaio CPT;

Δl = Espessura da camada de solo.

Método de Teixeira (1996)

Teixeira expôs seu método para determinação da capacidade de carga com base na experiência e utilização contínua de vários métodos, sugerindo uma única equação, onde utilizou parâmetros α e β (retirados das tabelas 3 e 4), que são determinados em função do tipo de solo e tipo de estaca.

Tabela 3. valores de α (Fonte: Teixeira, 1996)

Solo ($4 < N_{spt} < 40$)	Pré moldada e metálica	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila Siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	110	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Tabela 4. valores de β (Fonte: Teixeira, 1996)

Tipo de estaca	β
Pré moldada e metálica	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

A capacidade de carga é definida por meio da Eq.9:

$$R = \alpha * N_p * A_p + \beta * N_l * A_l \quad (9)$$

em que:

α e β = coeficientes em função do tipo de solo;

N_p : valor médio medidos no intervalo entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo;

N_l : valor médio dos N medidos no ensaio SPT ao longo do comprimento do fuste da estaca;

A_p : área da ponta da estaca;

A_l : área lateral da estaca.

Método Decourt e Quaresma modificado (1996)

O método não tem por objetivo a obtenção do valor exato, mas sim de estimativas seguras e bastante aproximadas, utilizando apenas os resultados fornecidos pelas sondagens à percussão.

Para o método é definido que N_l e $N_p \geq N_{spt}$ médio

Para obter a capacidade de carga, utiliza-se a Eq.10:

$$Q_u = \alpha * K * N_p * A_p + \beta * 10 \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) * A_l \quad (10)$$

em que:

α e β = coeficientes em função do tipo de solo;

K = coeficiente característico do solo;

N_p = índice de resistência à penetração média na ponta da estaca (média do N_{spt} da ponta com o imediatamento superior e o imediatamento inferior);

A_p = área da seção transversal na ponta da estaca;

N_l = índice de resistência á penetração média no fuste;

A_l = área do fuste.

O K é retirado da tabela 5:

Tabela 5. Valores de K dependendo do tipo de solo (Fonte: Décourt e Quaresma, 1978)

TIPO DE SOLO	K	
	(tf/m ²)	(kPa)
Argila	12	120
Silte argiloso	20	200
Silte arenoso	25	250
Areia	40	400

Alfa e beta são retirados da tabela 6:

Tabela 6. Valores de α e β dependendo do tipo de solo. Fonte: (Décourt e Quaresma, 1978).

TIPO DE ESTACA	ESCAVADA SEM LAMA		ESCAVADA COM LAMA		HÉLICE CONTÍNUA		ESTACA RAIZ		MICRO ESTACAS	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Argilas	0,85	0,80	0,85	0,90	0,30	1,00	0,85	1,50	1,00	3,00
Siltes	0,60	0,65	0,60	0,75	0,30	1,00	0,60	1,50	1,00	3,00
Areias	0,50	0,50	0,50	0,60	0,30	1,00	0,50	1,50	1,00	3,00

Resultados e Discussões

Na tabela 7 está representado os dados das estacas. Os cálculos foram feitos com base nesses dados e também nos valores de SPT das sondagens mais próximas de cada estaca.

Tabela 7: dados das estacas

PCE	PCE01	PCE02	PCE03
Diâmetro (cm)	80	50	70
Comprim. Executado da Estaca (m)	17,53	18,5	18,37
Carga Trabalho (kN)	1853,429	882,585	1784,783
Carga Ensaio (kN)	3706,857	3138,08	3569,566
Tipo Carregamento	Lento	Lento	Lento
Sondagem mais próxima	SP7	SP8	SP5

Na figura 2 consta o perfil estratigráfico do solo, comparando o SP7 iniciando em cota -0,81, SP8 iniciando em cota -0,36 e SP5 iniciando em cota -0,46.

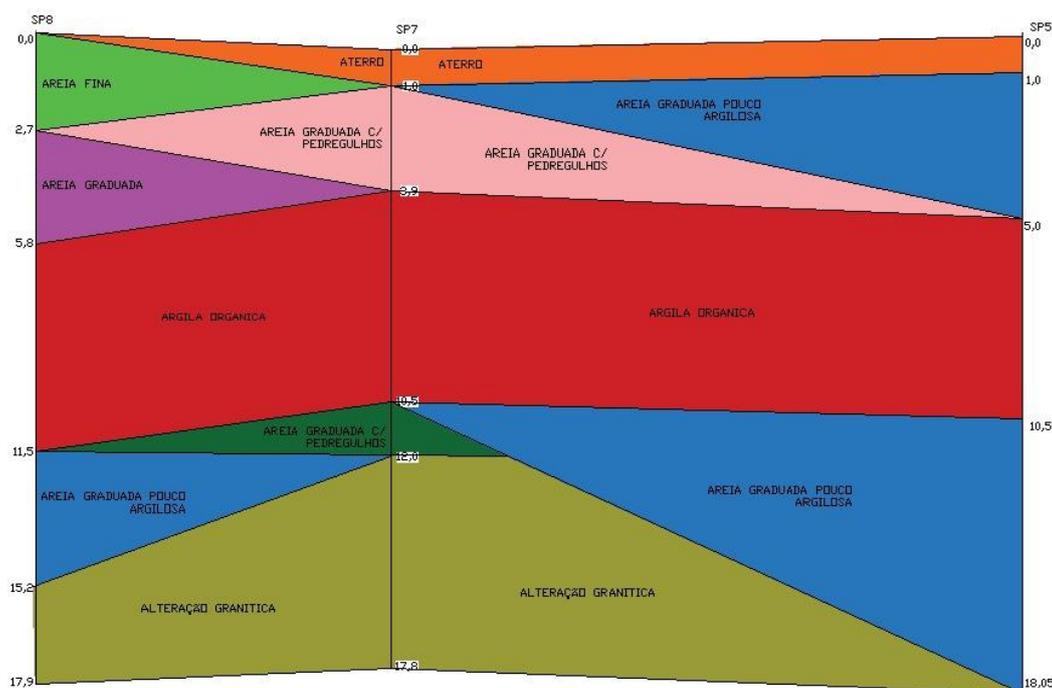


Figura 2. Perfil estratigráfico do solo.

Podemos perceber que o solo é sedimentar e apresenta camadas de areia intercaladas com camadas de argila, atingindo o impenetrável. Para o cálculo da capacidade de carga (Q_u) pelos métodos semiempíricos foi utilizado as respectivas equações já apresentadas para cada método, resultando nos valores da carga lateral e carga de ponta (Q_l e Q_p , respectivamente),

demonstrados nas tabelas 8,9 e 10. Os valores do método de Aoki Velloso, método de Decourt e Quaresma e método de Teixeira estão nas tabelas 8,9 e 10, respectivamente.

Tabela 8. Resultados pelo método Aoki Velloso

EPC1		EPC2		EPC3	
α N1 e N3	0,01	α N1 e N3	0,01	α N1 e N3	0,01
α N2	0,06	α N2	0,06	α N2	0,06
K1 e K3	1000,00	K1 e K3	1000,00	K1 e K3	1000,00
K2	200,00	K2	200,00	K2	200,00
N1	29,91	N1	46,40	N1	27,50
N2	13,20	N2	48,45	N2	5,50
N3	262,80	N3	192,00	N3	300,87
A1	2,51	A1	1,57	A1	2,20
L	17,68	L	18,64	L	18,56
F2	4,00	F2	4,00	F2	4,00
Kp	1000,00	Kp	1000,00	Kp	1000,00
Np	40,00	Np	37,25	Np	40,00
Ap	0,50265	Ap	0,20	Ap	0,38
F1	2,00	F1	2,00	F1	2,00
Q1 (kN)	2674,36	Q1 (kN)	1538,99	Q1 (kN)	2563,70
Qp (kN)	10053,10	Qp (kN)	3657,01	Qp (kN)	7696,90
Qu (kN)	5348,73	Qu (kN)	3077,98	Qu (kN)	5127,40

Tabela 9. Resultados pelo método Decourt e Quaresma

EPC1		EPC2		EPC3	
Np	49,7	Np	40,7	Np	50,0
N1	16,1	N1	14,2	N1	17,6
α	0,3	α	0,3	α	0,3
β	1,0	β	1,0	β	1,0
K	400,0	K	400,0	K	200,0
Ap	0,50265	Ap	0,19635	Ap	0,38485
L	17,68	L	18,64	L	18,56
A1	44,435	A1	29,280	A1	29,154
Q1 (kN)	2824,071	Q1 (kN)	1676,403	Q1 (kN)	2001,907
Qp (kN)	2996,024	Qp (kN)	958,1858	Qp (kN)	1154,535
Qu (kN)	5648,142	Qu (kN)	2634,589	Qu (kN)	3156,442

Tabela 10. Resultados pelo método de Teixeira

EPC1		EPC2		EPC3	
Np	40,0	Np	37,3	Np	40,0
NI	13,9	NI	13,9	NI	15,1
α	310,0	α	310,0	α	200,0
β	4,0	β	4,0	β	4,0
Ap	0,50265	Ap	0,19635	Ap	0,38485
L	17,68	L	18,64	L	18,56
AI	44,435	AI	29,280	AI	40,816
Ql (kN)	2476,493	Ql (kN)	1632,771	Ql (kN)	2470,703
Qp (kN)	6232,92	Qp (kN)	2272,419	Qp (kN)	3078,761
Qu (kN)	4952,986	Qu (kN)	3265,541	Qu (kN)	4941,405

De acordo com a NBR 6122, na verificação do ELU a resistência da ponta terá como limite superior o valor da resistência de atrito lateral, com isso, nas ocasiões em que a carga de ponta ultrapassava a carga lateral, o valor da capacidade de carga foi contabilizado como o dobro da carga lateral.

Resultados Prova de Carga

De acordo com a NBR 6122, quando a estaca submetida à prova de carga não apresentar ruptura pode-se extrapolar a curva carga x recalque fazendo com que essa curva intercepte a reta do critério de ruptura da norma, com isso, o valor da carga de ruptura da estaca se dá no ponto de interseção. Essa extrapolação foi feita utilizando as Eqs. 11 e 12:

$$\Delta r = \frac{Pr * L}{A * E} + \frac{D}{30} \quad (11)$$

Δr = recalque de ruptura convencional;

Pr = carga de ruptura convencional;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro da estaca.

Tendo em vista que o ensaio de prova de carga não atingiu a ruptura da estaca, foi necessário utilizar a Eq. 11 para o cálculo do critério de ruptura da norma e a Eq. 12 que se baseia no método de Van Der Veen (1953) para fazer a extrapolação da curva carga x recalque. Este método obtém o valor da prova de carga através de uma solução gráfica estimada, o valor definido como carga de ruptura é o valor que mais se aproxima da reta com os dados reais. Com isso, foi sendo ajustando o valor da carga de ruptura e o coeficiente de forma (coeficiente α) até que a curva ficasse ajustada aos resultados reais da prova de carga, após esses ajustes, foi feita a extrapolação, conforme a Eq.12:

$$Q = Q_{rup} * (1 - e^{-\alpha w}) \quad (12)$$

Na tabela 11 consta os dados utilizados:

Tabela 11. Dados para extrapolação

EPC1		EPC2		EPC3	
P (Kn)	1784,82	P (Kn)	882,60	P (Kn)	1784,82
L (m)	17,53	L (m)	18,50	L (m)	18,37
A(m ²)	0,50	A(m ²)	0,20	A(m ²)	0,38
E (Kpa)	31000000	E (Kpa)	31000000	E (Kpa)	31000000
D (mm)	800,00	D (mm)	500,00	D (mm)	700,00
raio (m)	0,40	raio (m)	0,25	raio (m)	0,35
D/30	26,666667	D/30	16,666667	D/30	23,333333
L/A*E	0,0011249944	L/A*E	0,003039	L/A*E	0,001540

Para a extrapolação da estaca EPC1, o valor definido para a carga de ruptura foi de 7700 kN, para a estaca EPC2 foi de 5000 kN e para a estaca EPC3 ficou em 5800 kN. Já o valor para o coeficiente de forma ficou em 0,12 para as 3 estacas.

Abaixo segue as figuras 3, 4 e 5 dos gráficos das extrapolações para cada estaca. Conclui-se que o valor da carga de ruptura das estacas pela prova de carga estática é de 7669,14, 4967 e 5762 kN, para as estacas EPC1, EPC2 e EPC3, respectivamente.

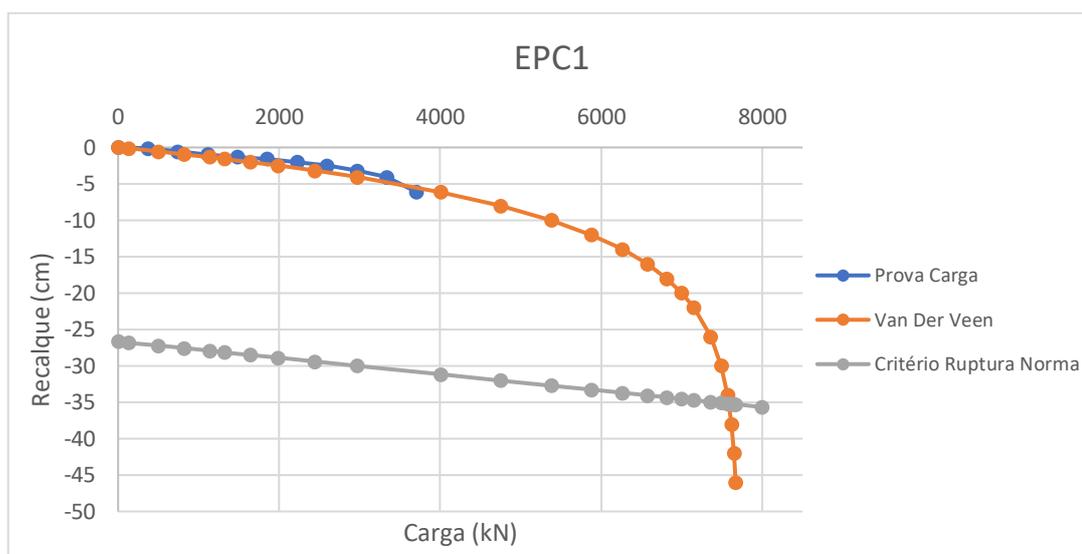


Figura 3. Carga x recalque EPC1.

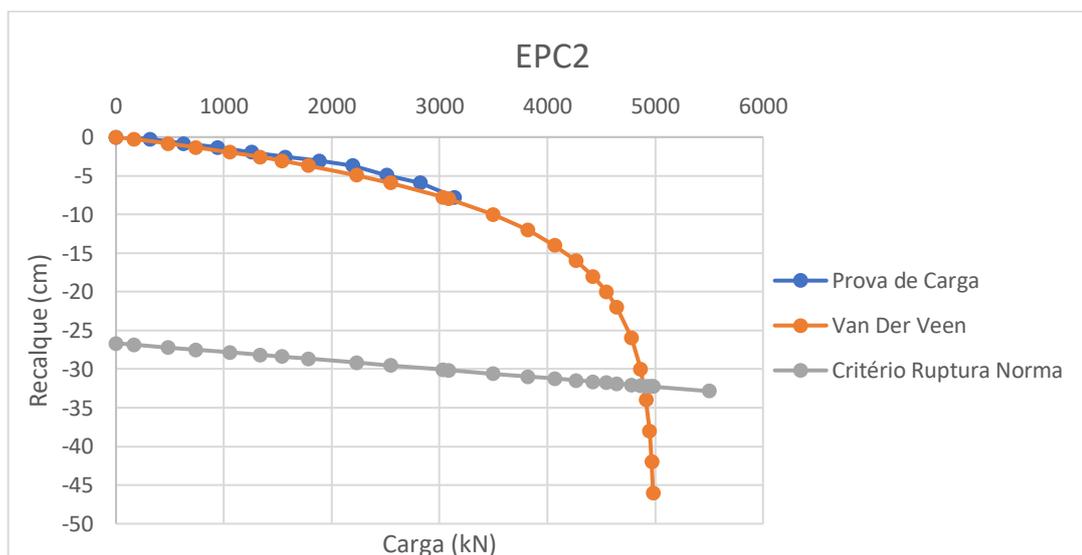


Figura 4. Carga x recalque EPC2.

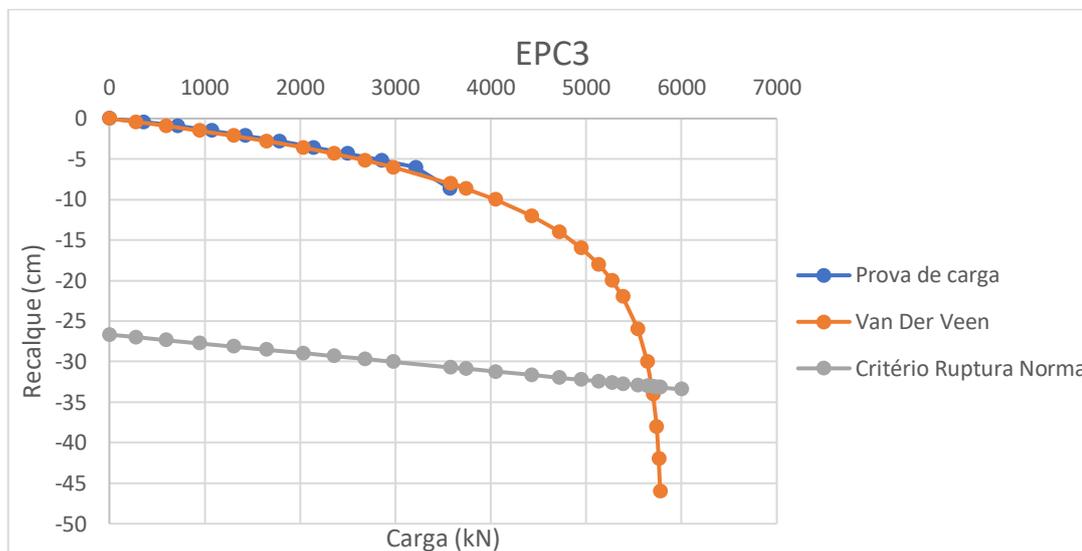


Figura 5. Carga x recalque EPC3.

Abaixo, na tabela 12, podemos ver os valores finais da capacidade de carga separados pelos métodos e comparados aos valores do ensaio de prova de carga estática.

Tabela 12. Resultados métodos semiempíricos e prova de carga

MÉTODOS	Qu em kn (EPC1)	Qu em kn (EPC2)	Qu em kn (EPC3)
P.C.E	7669,14	4967,61	5762,43
AOKI VELLOSO	5348,73	3077,98	5127,40
DECOURT E QUARESMA	5648,14	2634,59	3156,44
TEIXEIRA	4952,99	3265,54	4941,41
MÉDIA MÉT. SEMI EMP.	5316,62	2992,70	4408,41
REAL/ESTIMADO	1,44	1,66	1,31

De acordo com os resultados acima e a figura 6, pode-se perceber as diferenças de rigidez entre as estacas analisadas, pois quanto maior o diâmetro da estaca, maior é a sua rigidez, devido a sua maior seção. A estaca EPC1 com diâmetro de 80 cm, tem maior rigidez que as estacas EPC3 de 70 cm de diâmetro e a estaca EPC2 de 50 cm de diâmetro, que fica por último, com menor rigidez.

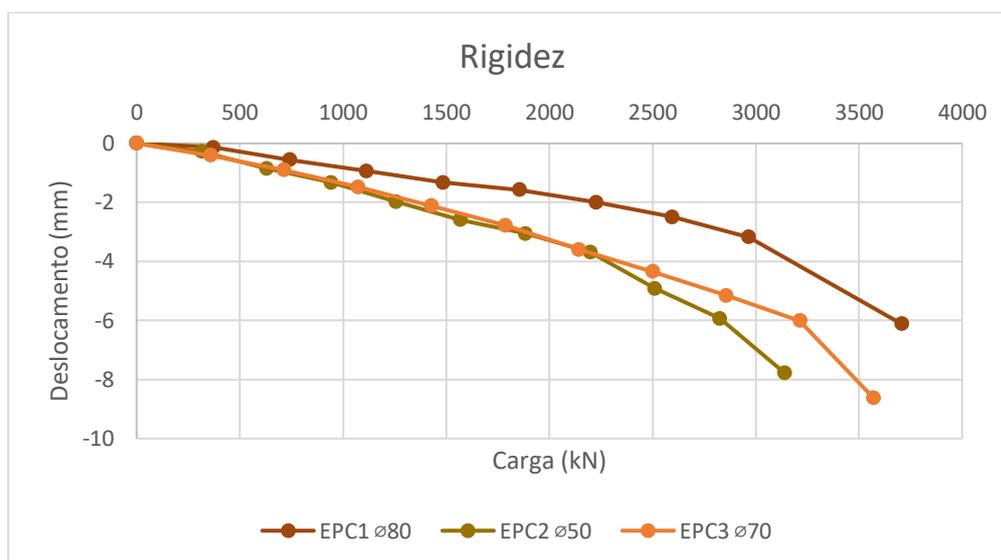


Figura 6. Rigidez das estacas.

Conclusão

Podemos perceber através deste trabalho, que os métodos semiempíricos apresentaram resultados satisfatórios e parecidos com o valor real. Os valores obtidos por cada método ficaram próximos comparando os três métodos utilizados no trabalho, mas pode-se perceber que para a estaca EPC1 o método de Decourt e Quaresma resultou em maior capacidade de carga, já para a estaca EPC2 o método de Teixeira apresentou maior valor de capacidade de carga e para a estaca EPC3 o método semiempírico que resultou em maior valor de capacidade de carga foi o método de Aoki Velloso. Os resultados das provas de carga ficaram, em média, 47% acima dos valores dos métodos semiempíricos. Podemos perceber também que a rigidez e o diâmetro da estaca estão diretamente interligados, pois quanto maior o diâmetro maior é a rigidez da estaca.

Referências

AOKI, N. e VELLOSO, D.A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. 5th Pan-American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires, 1975. p. 367–376.



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903**: Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro, 2020.

AZEREDO H.A., **O edifício e sua cobertura**. São Paulo, Edgard Blücher, 1977.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. São Paulo. Oficina de Textos, 2010.

DE ALENCAR VELLOSO, D.; LOPES, F. R. **Fundações**. [s.l.] Oficina de Textos, São Paulo, 2011, 568p.

DÉCOURT, L. E QUARESMA, A.R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**, VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro, p. 45–53.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**. SEFE III. III Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia. v.1 São Paulo. 1996. p. 33-50;

VAN DER VEEN, C. **Bearing capacity of a pile**. International conference soil mechanics foundation engineering, Zurich, 1953.

VAN IMPE, P.O., VIGGIANI, C., RUSSO, G., BOTTIAU, M. **Loadsettlement behavior versus distinctive W-pile execution parameters**. International geotechnical seminar on deep foundations on bored and auger piles, 3rd, 1998, Ghent-Belgium. Proceedings. Rotterdam: A. A. Balkema, 1998.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações**: Critérios de projeto – Investigações de Subsolo – Fundações Superficiais. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2004. 1 v.4

WOLLE, C.M.; BOSCOV M.E.G.; MARZIONNA J.D.; MELLO L.G.S.; KOCHEN R.; NEME P.A.; NADER J.J. **Fundações – Exercícios Resolvidos**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Estruturas e Fundações, 1993.