

ANÁLISE COMPARATIVA DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGAS DE ESTACAS PROFUNDAS – MÉTODOS AOKI-VELLOSO E DÉCOURT-QUARESMA

COMPARATIVE ANALYSIS OF DEEP PILE LOAD CAPACITY ESTIMATE – AOKI-VELLOS AND DÉCOURT-QUARESMA METHODS

Allã Iego Marques Barbosa¹
Maicon Marino Albertini²

RESUMO: O presente trabalho apresenta uma análise comparativa para verificação de capacidade de carga pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. O estudo possui em seu escopo as equações de ambos os métodos que serão tratados, e todos os valores obtidos com uso das mesmas.

Palavras chaves: Análise. Métodos. Equações.

ABSTRACT: The present work presents a comparative analysis for verification of load capacity by the methods of Aoki-Velloso and Décourt-Quaresma. The study has in its scope the equations of both methods that will be treated, and all the values obtained using them.

Keywords: Analysis. Methods. Equations.

INTRODUÇÃO

A Engenharia de Fundações é uma área de conhecimento que envolve estudo, experiência e precaução, para encaminhar soluções à grande diversificação dos problemas que se apresentam (ANDRADE 2003).

As fundações são elementos pelos quais as cargas da superestrutura são passadas para o solo. Portanto um projeto de fundação verifica as possíveis cargas admissíveis que a superestrutura passa para as fundações, fazendo assim que sejam dissipadas para o solo com segurança satisfatória, contra ruptura e escoamento do solo ou elemento de fundação.

Para a escolha de uma fundação a uma certa complexidade, pois há alguns

¹ Graduação Engenharia Civil- Universidade Brasil

² Professor do curso Engenharia Civil- Universidade Brasil.

fatores a serem verificados, visando a economia e a segurança da obra. Estas informações oscilam em função da mão de obra especializada na região para execução da fundação, topografia do terreno, das cargas, da presença de água no solo, da concepção da estrutura, entre outros.

Quando se aplica os conceitos de engenharia a um projeto devesse atender requisitos como, a funcionalidade, a durabilidade, a preservação ambiental e a segurança. Contudo os elementos envolvidos devem garantir a funcionalidade de forma que os deslocamentos e as deformações atinjam a finalidade proposta, a impossibilidade de ruptura, e também a vida útil satisfatória e eficiente em relação a sustentabilidade.

Quando falamos em métodos de cálculo para capacidade de carga, a uma grande diversidade de literaturas, tanto nacionais como internacionais. Neste presente estudo será tratado dois métodos nacionais, o de Aoki e Velloso, e o de Décourt e Quaresma.

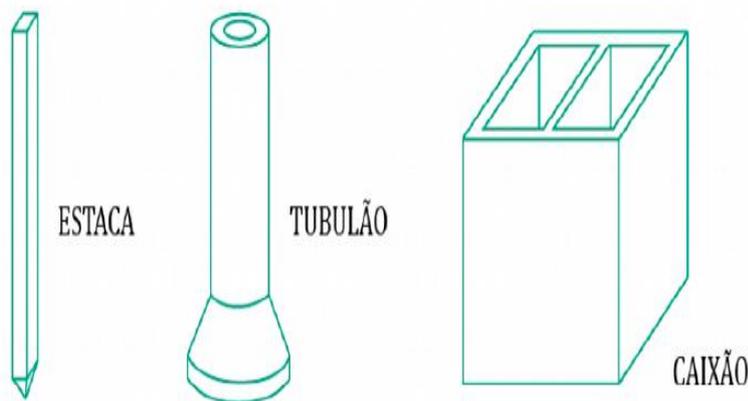
1. Fundações profundas

A norma brasileira de fundações NBR 6122 (2019) define fundação profunda como elementos de fundação que transmite cargas da superestrutura para o solo pela sua base (resultando em uma resistência de ponta), e por sua superfície lateral (resultando em uma resistência lateral por atrito), ou pela combinação de ambas, sendo assim que sua base seja apoiada a uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta, e que tenha no mínimo 3,0 m de comprimento.

1.1. Tipos de fundações profundas

Basicamente as fundações profundas são constituídas por tubulões, estacas, e por caixões (Figura 1)

De maneira a caracterizá-las, segundo a norma, as estacas distinguem-se dos tubulões e caixões pela forma de execução. Estacas são executadas utilizando apenas equipamentos ou ferramentas, sem descida de operário em seu interior em nenhuma fase. Já a diferença entre tubulão e caixão está na geometria: o primeiro é cilíndrico e o último, prismático (VELLOSO; LOPES, 2010).



2. Ensaio SPT

Para a engenharia de fundação o ensaio SPT (Standart Penetration Test) é o mais utilizado no Brasil, devido a sua facilidade de execução e seu baixo custo. Basicamente este ensaio é baseado em uma investigação do terreno, afim de descobrir os tipos de solos presentes no mesmo e descobrir a resistência de penetração do solo (N_{spt}).

1970

3. Métodos para cálculo de estimativa de capacidade de carga.

Quando falamos em cálculo de capacidade de carga, existe formulas teóricas que auxiliam nas verificações, mas quando as mesmas não são confiáveis na previsão de capacidade de carga de fundação por estacas, muitos autores tem proposto métodos que se baseiam em correlações empíricas com resultados de ensaios in situ e ajustados em prova de carga.

Alguns desses métodos são, o de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996), Lobo (2005), entre outros.

Neste presente trabalho, trabalharemos com dois métodos, o método de Aoki-Velloso (1975) e o método de Décourt-Quaresma (1978).

4.1 Método Aoki-Velloso (1975)

Em seu livro, Fundações por estacas projeto geotécnico (2010), os autores, Velloso e Lopes destacam que seu método foi desenvolvido a partir de correlações entre resultados de prova de caga em estacas e valores de ensaio SPT e CPT. O

método pode ser usado tanto como para ensaio SPT quanto para ensaio CPT.

Seguindo o exposto adotado no livro de Velloso e Lopes a formulação para este método será apresentada na Equação 1.

$$R_T = R_L + R_P \quad (1)$$

Onde:

R_T : Resistência total;

R_L : Resistência lateral;

R_P : Resistência de ponta.

Assim, a parcela de resistência de ponta é determinada pela Equação 2.

$$R_P = r_p \cdot A_p \quad (2)$$

1971

Onde:

R_P : Resistência de ponta;

r_p : Incógnita geotécnica da resistência de ponta;

A_p : Área de ponta da estaca.

A parcela de resistência de atrito lateral é dada pela Equação 3:

$$R_L = U \cdot \Sigma(r_L \cdot \Delta_L) \quad (3)$$

Onde:

R_L : Resistência de atrito lateral;

U : Perímetro da seção transversal;

r_L : Tensão média de atrito lateral na camada de espessura Δl ;

Δ_L : Espessura da camada de solo.

r_l e r_p são incógnitas geotécnicas inicialmente correlacionadas com ensaios de penetração estática CPT, por meio de valores de resistência de ponta do cone (q_C) e do atrito lateral unitário da luva (f_S), conforme Equações 4 e 5.

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

$$r_L = \frac{f_C}{F_2} \quad (5)$$

r_p : Resistência de ponta fornecida pelo ensaio CPT;

r_S : Resistência de atrito lateral fornecida pelo ensaio CPT;

q_C : Resistência de ponta do cone;

f_S : Atrito lateral unitário da luva;

F_1 : 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;

F_2 : 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 resistência lateral.

F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone de CPT (modelo), e

também a influencia do método executivo de cada tipo de estaca. O valor de resistência de ponta pode ser substituído por uma correlação com o índice de resistência à

penetração em que o coeficiente K depende do tipo de solo.

Essa substituição possibilita exprimir também o atrito lateral em função de N_{spt} com a utilização da razão de atrito em que α é função do tipo de solo.

Tabela 01 – Valores de F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2.F_1$
Metálica	1,75	$2.F_1$
Pré-moldada	$1+D/0,80$	$2.F_1$
Escavada	3,0	$2.F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	$2.F_1$

Fonte: adaptados de Aoki e Velloso (1975)

Correlaciona-se o valor de resistência de ponte (q_c) com o índice de resistência à penetração (N_{spt}) utilizando a Equação 6:

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \tag{6}$$

1973

Onde:

K: Função do tipo de solo;

N_{SPT} : Índice de resistência a penetração.

O atrito lateral unitario (f_s) é obtido conforme Equação 7:

$$f_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \tag{7}$$

Onde:

K: Coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para N_{spt} (Tabela 03);

α : Fator de correção da resistência lateral e ponta do cone no ensaio CPT em

função do tipo de solo (Tabela 02);

$N_{SPT} : N_{SPT}$ médio na camada de espessura ΔL .

Tabela 02 – Valores de K e α

Tipo de solo	k (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Siltoargilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia Argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Arenoargiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Arenossiltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

4.1 Método Décourt-Quaresma (1978)

O método de Décourt & Quaresma (1978) é um processo expedito para a estimativa da capacidade de carga, fundamentado exclusivamente em resultados de ensaios SPT. Desenvolvido a princípio para estacas pré-moldadas de concreto, com o passar do tempo foi estendido para outros tipos de estacas tais como, escavadas em geral, hélice contínua e injetadas, por meio da introdução dos coeficientes α e β à equação original (PAGNUSSATTI; SANTOS, 2020).

Para as parcelas de resistência lateral (R_L) e resistência de ponta (R_P) da capacidade de carga (R) de um elemento de fundação por estacas tem se as equações 8 e 9.

$$R_L = r_L \cdot U \cdot L \quad (8)$$

$$R_P = r_P \cdot A_P \quad (9)$$

r_P : Resistência de ponta;

r_S : Resistência de atrito lateral;

U : Perímetro da seção transversal;

L : Comprimento da estaca;

A_P : Área de ponta da estaca.

Para estimativa de tensão de adesão ou de atrito lateral (r_L) é utilizado o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_L). De acordo uma tabela apresentada pelos autores, não a nenhum tipo de distinção quanto ao tipo de solo, no calculo de N_L , adota-se os limites $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$, e não são considerados os valores utilizados na avaliação da resistência de ponta.

Em 1982 Décourt transforma os valores tabelados na expressão contida na equação 10:

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

1975

com isso estende o limite superior de $N_L = 15$ para $N_L = 50$, para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, mantendo o valor de $N_L \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto.

Para a capacidade de carga para a ponta (r_P) é usado a equação 11:

$$r_P = C \cdot N_P \quad (11)$$

C : Coeficiente característico do solo;

N_P : Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta;

em que são obtidos por:

N_P – e para valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou na base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou da base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

C – Coeficiente característico do solo (Tab. 3), ajustado por meio de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto

Tabela 03 – Valores de C para estacas de deslocamento

Tipo de solo	C (KPa)
Argilas	120
Siltos argilosos (alteração de rocha)	200
Siltos arenosos (alteração de rocha)	250
Areias	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978).

Décourt (1996) introduz fatores de α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, transformando assim a capacidade de carga na equação 12:

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \cdot U \cdot L \quad (12)$$

1976

Os valores propostos para α e β estão apresentados na tabela 4 e 5, para estacas do tipo escavada em geral, escavada com lama bentonítica, hélice contínua, raiz e injetada sob altas pressões. Já para estacas do tipo pré-moldada, metálicas e tipo Franki adota-se $\alpha = \beta = 1$.

Tabela 04 – Valores de α

Tipo de solo	Escavadas em geral	Escavadas (Bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetadas sob alta pressões
Argila	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

Fonte: Décourt (1996).

Tabela 05 – Valores de β

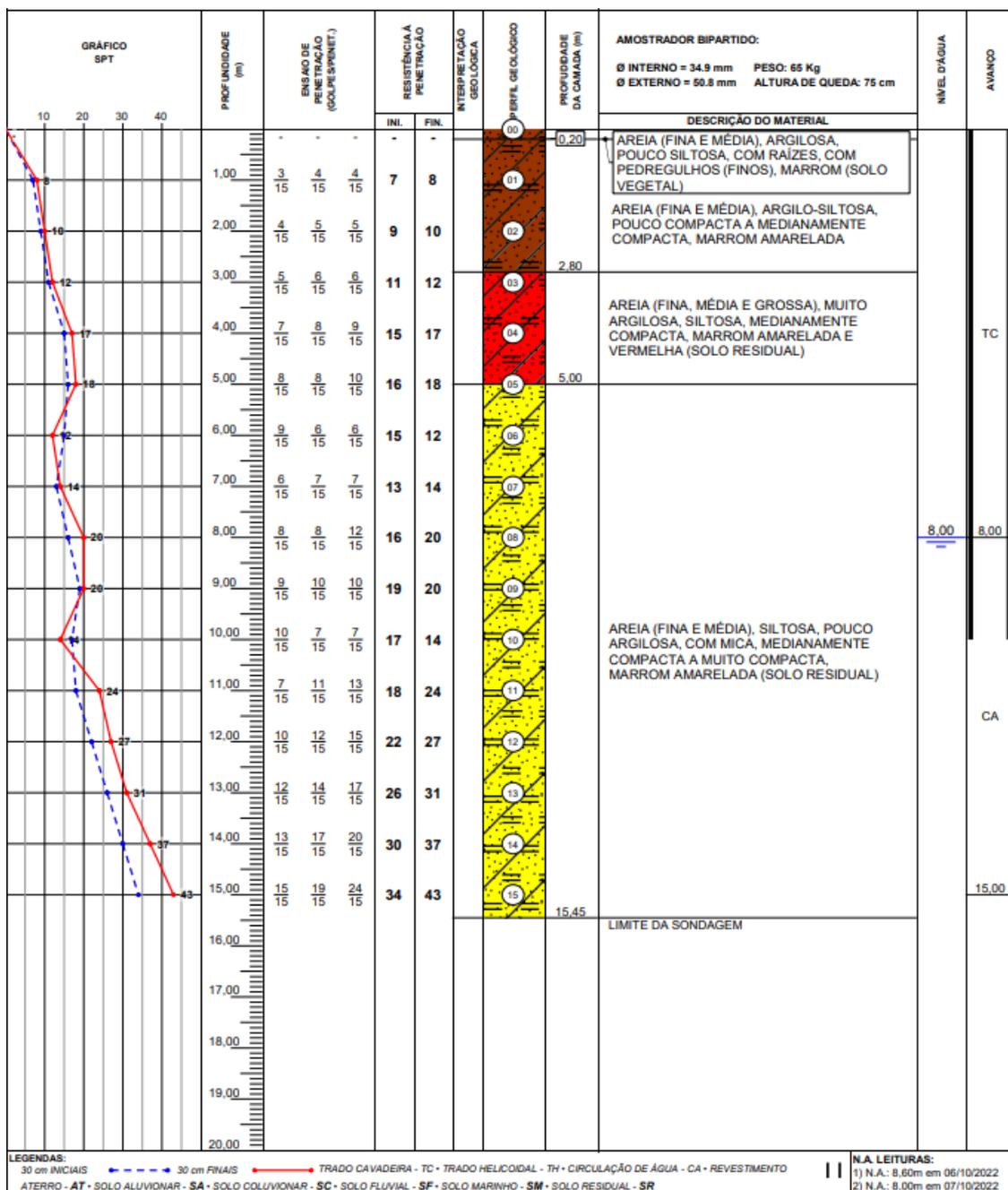
Tipo de solo	Escavadas em geral	Escavadas (Bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetadas sob alta pressões
Argila	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Décourt (1996).

2. Materiais para verificações

5.1 Determinação do perfil estratigráfico.

Para determinação das resistências laterais (R_L) e de ponta (R_P), para fins comparativos, será utilizado um ensaio do tipo SPT (Figura ...), que foi realizado no município de Fernandópolis – SP.



5.2 CARACTERISTICAS DAS ESTACAS

Será utilizado estaca do tipo escavada, com diâmetro de 32 cm e com o comprimento de 12 m.

5.3 MÉTODOS USADOS PARA ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA

As formulações e seus conceitos básicos dos métodos utilizados estão apresentados anteriormente nos itens 4.1 e 4.2.

3. Comparativo dos métodos e valores obtidos

A Tabela 6 apresenta um resumo dos resultados obtidos de capacidade de carga por atrito lateral, resistência de ponta e as resistências totais, para estacas escavadas.

Tabela 6

Tipo de solo			Aoki-veloso (1975)			Décourt-Quaresma(1978)		
	Prof.(m)	NSPT	RL [kN]	RP [kN]	RT [kN]	RL [kN]	RP [kN]	RT [kN]
Areia argilossiltosa	1	0	0,00	107,23	107,23	5,03	0,00	5,03
Areia argilossiltosa	2	8	18,77	134,04	152,81	10,05	96,51	106,56
Areia argilossiltosa	2,8	10	37,53	160,85	198,38	14,07	150,13	164,20
Areia argilosa	3	10	49,60	193,02	242,61	55,29	171,57	226,86
Areia argilosa	4	12	85,79	273,44	359,23	80,42	209,10	289,53
Areia argilosa	5	17	137,06	337,78	474,84	103,32	252,00	355,32
Areia Siltoargilosa	6	18	187,72	225,19	412,91	130,69	252,00	382,69
Areia Siltoargilosa	7	12	221,50	262,72	484,22	168,89	235,91	404,80
Areia Siltoargilosa	8	14	260,91	375,32	636,23	207,76	246,64	454,40
Areia Siltoargilosa	9	20	317,21	375,32	692,52	232,66	289,53	522,19
Areia Siltoargilosa	10	20	373,51	187,66	561,16	261,80	268,08	529,88
Areia Siltoargilosa	11	10	401,65	450,38	852,03	303,08	289,53	592,61
Areia Siltoargilosa	12	24	469,21	506,68	975,89	343,82	327,06	670,88
Areia Siltoargilosa	13	27	545,21	581,74	1126,95	364,35	439,66	804,00
Areia Siltoargilosa	14	31	632,47	694,33	1326,81	412,46	509,36	921,81
Areia Siltoargilosa	15	37	736,62	806,93	1543,55	465,92	595,1433	1061,066

A análise da tabela 6, para capacidade de carga total para estaca escavada com 12 m de profundidade demonstra uma diferença percentual de 31%, com o método de Aoki-Veloso com valor maior de resistência.

Comparando os dois métodos, percebe-se que o método de Aoki-Veloso (1975) possui maior diversidade e especificações em relação aos tipos de solo, fatores de correção, e os coeficientes de ajustes que permitem correlacionar os ensaios de SPT e CPT.

CONCLUSÃO

Conclui-se que ambos os métodos são eficientes, mas o método de Aoki-Velloso (1975), demonstra-se mais arrojado em relação ao de Décourt-Quaresma (1978).

Contudo não é possível dizer que há um método errado e outro certo, pois ambos foram resultados de estudos, experiências e prática, cada um com suas especificidades, em relação aos locais de estudos, geologia dos solos estudados, entre outras condições.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações**: NBR 6122. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Sondagens de simples reconhecimento com SPT**: NBR 6484. Rio de Janeiro, 2001.

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

ANDRADE, A. R. de; **Caracterização dos elementos de fundações aplicáveis em edificações na região de Florianópolis**. 143f. 2003. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil), Universidade Federal do Santa Catarina. Santa Catarina, 2003.

1979

PAGNUSSATTI, H.; SANTOS, A. A.; **Análise comparativa dos métodos de estimativa de capacidade de carga de fundações profundas - estudo de caso**. Artigo de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) na Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC. Criciúma, 2011. Disponível em: <http://repositorio.unesc.net/bitstream/1/1260/1/Heriberto%20Pagnussatti.pdf>. Acesso em: 22 abr. 2020.