

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA



CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

JOSÉ CARLOS ÂNGELO CINTRA
JOSÉ HENRIQUE ALBIERO

SÃO CARLOS — 1985
Publicação 019/85

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Denominamos capacidade de carga (ou carga última, de uma estaca a carga P_u que provoca a ruptura do solo. P_u pode ser determinada através de fórmulas estáticas, correlações e provas de carga.

1. FÓRMULAS TEÓRICAS

A capacidade de carga de uma estaca pode ser decomposta em duas parcelas:

$$P_u = R_\ell + R_p$$

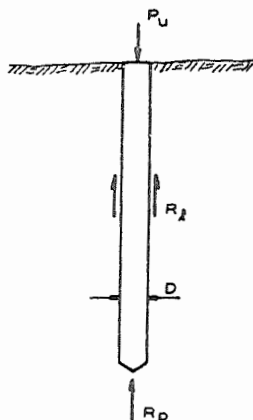
onde: R_ℓ = resistência lateral por atrito - ao longo do fuste.

R_p = resistência de ponta.

A determinação de R_ℓ e R_p leva em conta o tipo de solo.

1.1 - Estacas em Argila

A resistência lateral (R_ℓ) é dada pelo produto da tensão de adesão estaca-solo (C_a) pela superfície lateral do fuste da estaca (S_ℓ).



$$R_l = C_a S_l$$

onde C_a é função da própria coesão (c) da argila:

$$C_a = \alpha c$$

Portanto:

$$R_l = \alpha c S_l$$

Na Figura 1 são apresentados gráficos para obtenção do coeficiente de adesão α segundo Tomlinson (1957).

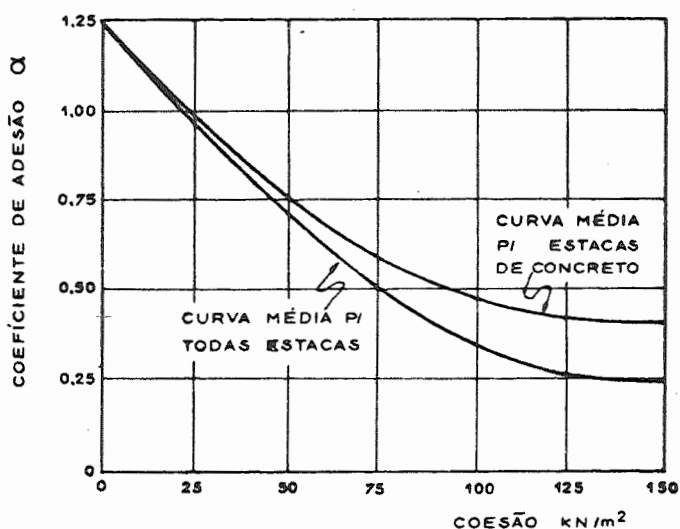


FIGURA 1 - COEFICIENTE DE ADESÃO α
(TOMLINSON, 1957)

A resistência de ponta (R_p) é dada pelo produto da capacidade de carga do solo na cota de apoio da estaca (σ_{up}) pela área da seção transversal da ponta da estaca (A_p):

$$R_p = \sigma_{up} A_p$$

onde σ_{up} pode ser calculada através da equação de Skempton (1951):

$$\sigma_{up} = c N_c + q$$

Devido ao efeito da profundidade, para estacas pode-se tomar $N_c = 9$.

Portanto:

$$R_p = (9c + q) A_p$$

1.2 - Estacas em Areia

A resistência lateral (R_ℓ) é dada pelo produto do atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca (f_{med}) pela superfície lateral (S_ℓ).

$$R_\ell = f_{med} S_\ell$$

onde o atrito (f) é função da profundidade (z)

$$f_z = \sigma_h \operatorname{tg} \delta = K \sigma_v \operatorname{tg} \delta = K \gamma z \operatorname{tg} \delta$$

sendo K = coeficiente de empuxo

γ = peso específico efetivo da areia

δ = ângulo de atrito estaca-solo

Entretanto, as pesquisas de vários autores demonstraram que a resistência ao atrito (f) não cresce linearmente com a profundidade (z), mas de forma parabólica até atingir um valor máximo para uma profundidade de 10 vezes o diâmetro da estaca para areia fofa e 20 vezes o diâmetro para areia compacta. Para profundidades maiores, o atrito lateral permanece constante.

Na prática, pode-se admitir que o atrito lateral aumenta linearmente até uma profundidade igual a 15 vezes o diâmetro, qualquer que seja a compacidade relativa da areia, permanecendo constante e igual ao valor máximo (Figura 2a).

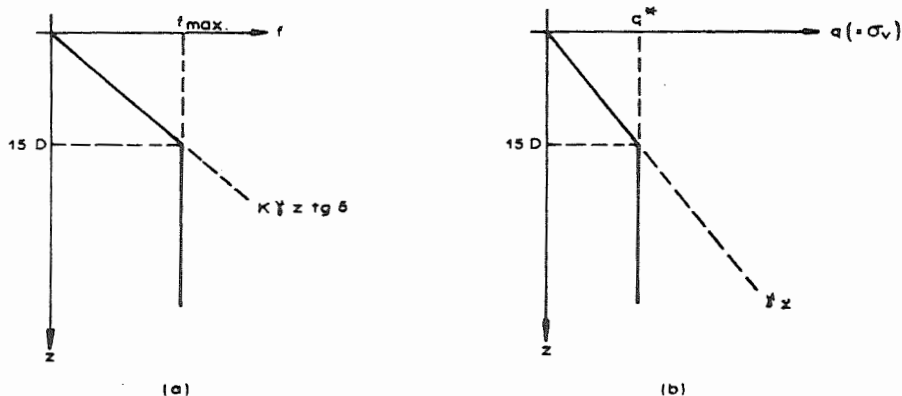


FIGURA 2: EFEITO DE ARQUEAMENTO NAS RESISTÊNCIAS LATERAL E DE PONTA EM AREIAS.

Na Tabela 1 são apresentados os valores do coeficiente de empuxo (K) de Broms (1966); e na Tabela 2 estão os valores para o ângulo de atrito estaca-solo (δ) de Potyondy (1961) em função do ângulo de atrito interno da areia (ϕ).

TABELA 1: COEFICIENTE DE EMPUXO K (BROMS, 1966)

TIPO DE ESTACA	AREIAS FOFAS	AREIAS DENSAS
AÇO (OU MOLDADA "IN LOCO")	0,5	1,0
CONCRETO (pré-moldado)	1,0	2,0
MADEIRA	1,5	4,0

TABELA 2 : ÂNGULO DE ATRITO ENTRE SOLO E MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO δ / ϕ

MATERIAL	ACABAMENTO DE SUPERFÍCIE	AREIA SECA	AREIA SATUR.
AÇO	LISA (POLIDA)	0,54	0,64
	ÁSPERA (OXIDADA)	0,76	0,80
MADEIRA	PARALELA AS FIBRAS	0,76	0,85
	NORMAL AS FIBRAS	0,88	0,89
CONCRETO	LISA (FORMA METÁLICA)	0,76	0,80
	ÁSPERA (FORMA DE MADEIRA)	0,80	0,88
	RUGOSA (SEM FORMA)	0,98	0,90

A resistência de ponta (R_p) é dada pelo produto da capacidade de carga do solo na cota de apoio da estaca (σ_{up}) pela área da ponta (A_p):

$$R_p = \sigma_{up} A_p$$

onde σ_{up} , tal como visto para fundações rasas, vale

$$\sigma_{up} = q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

Mas para estacas, a parcela devido ao fator N_γ é desprezível.

Além disso, incorporando o fator de forma (S_q) ao fator de capacidade de carga (N_q):

$$N_q^* = N_q S_q$$

e lembrando que a tensão efetiva vertical (q) atinge um va

lor máximo (q^*) na profundidade de 15 vezes o diâmetro (Figura 2b), a expressão se reduz a

$$\sigma_{up} = q^* N_q^*$$

Na Figura 3 são mostrados gráficos $N_q^* = f(\phi)$ de vários autores, podendo-se observar uma discrepância enorme.

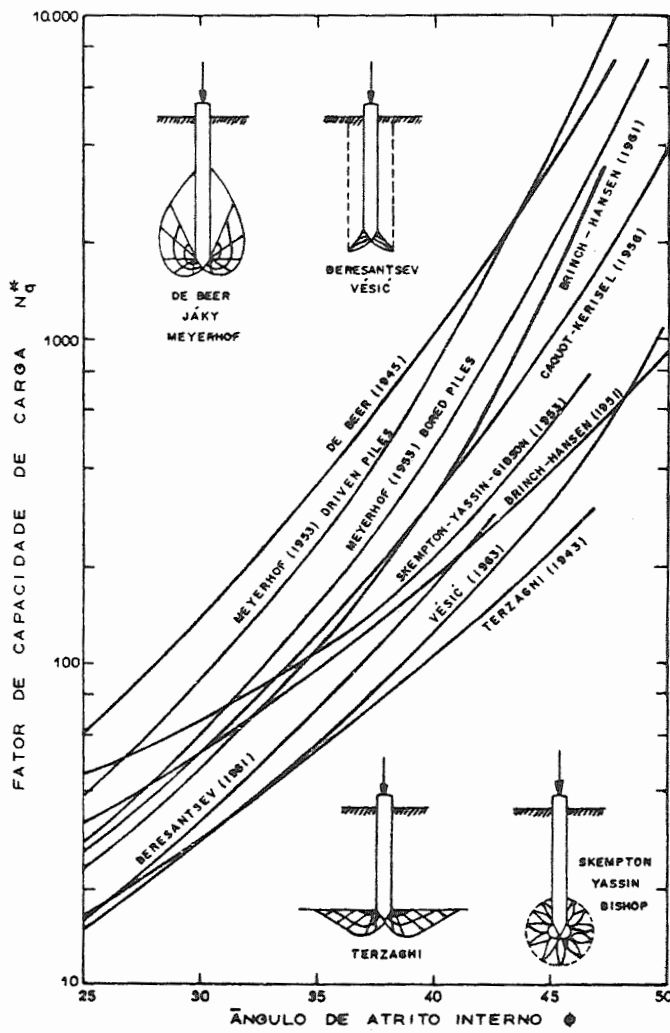
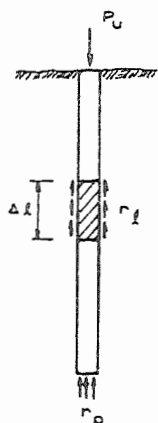


FIGURA 3: VALORES DE N_q^* DE VÁRIOS AUTORES

2. MÉTODOS EMPÍRICOS

Como as fórmulas teóricas geralmente não são confiáveis na previsão da capacidade de carga de uma estaca, - muito autores têm propostos métodos baseados em correlações empíricas (as vezes estatísticas). No Brasil, podemos destacar 3 destes métodos: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Velloso (1981).

2.1 - Método Aoki-Velloso (1975)



$$P_u = R_p + R_\ell$$

onde: $R_p = r_p A_p$

$$R_\ell = \sum U \Delta l r_\ell$$

sendo U = perímetro da estaca

Os valores de r_p e r_ℓ podem ser calculados a partir da resistência de ponta dos ensaios de penetração estática (EPC) que por sua vez pode ser correlacionada com o índice de resistência à penetração (N) dos ensaios de penetração dinâmica (SPT):

$$r_p = \frac{K N_p}{F_1}$$

$$r_\ell = \frac{\alpha K N_\ell}{F_2}$$



onde: N_p e N_ℓ são, respectivamente, o SPT na cota de apoio da estaca e o SPT da camada de solo de espessura $\Delta\ell$;

F_1 e F_2 são coeficientes que levam em conta o efeito de escala entre a estaca (protótipo) e o cone do EPC (modelo), cujos valores são apresentados na Tabela 3.

K e α são coeficientes que dependem do tipo de solo (Tabela 4).

TABELA 3 : COEFICIENTES F_1 e F_2

TIPO DE ESTACA	F_1	F_2
FRANKI	2,50	5,0
METÁLICA	1,75	3,5
PRÉ-MOLDADA	1,75	3,5

TABELA 4 : COEFICIENTES K e α

	K (MN/m ²)	α (%)
AREIA	1,00	1,4
AREIA SILTOSA	0,80	2,0
AREIA SILTO-ARGILOSA	0,70	2,4
AREIA ARGILOSA	0,60	3,0
AREIA ARGILO-SILTOSA	0,50	2,8
SILTE	0,40	3,0
SILTE ARENOSO	0,55	2,2
SILTE ARENO-ARGILOSO	0,45	2,8
SILTE ARGILOSO	0,23	3,4
SILTE ARGILO-ARENOSO	0,25	3,0
ARGILA	0,20	6,0
ARGILA ARENOSA	0,35	2,4
ARGILA ARENO-SILTOSA	0,30	2,8
ARGILA SILTOSA	0,22	4,0
ARGILA SILTO-ARENOSA	0,33	3,0

200 $\frac{KN}{m^2}$

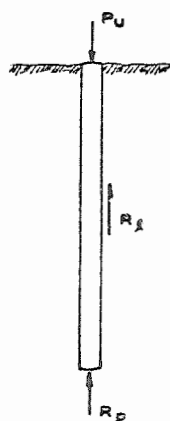
Portanto, a equação geral para a carga última pode ser expressa como:

$$P_u = \frac{K N_p}{F_1} A_p + \Sigma \left[\frac{\alpha K N_l}{F_2} S_l \right]$$

Obs.: No caso de estacas Franki, a área da ponta (A_p) é calculada com o volume da base alargada (V) admitida esférica:

$$A_p = \pi \left[\frac{3V}{4\pi} \right]^{2/3}$$

2.2 - Método Décourt-Quaresma (1978)



$$P_u = R_l + R_p$$

onde $R_l = q_l S_l$

$$R_p = q_p A_p$$

A capacidade de carga do solo junto à ponta da estaca (q_p) é dada pela equação:

$$q_p = K \bar{N}_p$$

onde: \bar{N}_p é o SPT médio na ponta da estaca, obtido com os valores de SPT correspondentes ao nível da ponta da es-

taca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

K é o fator característico do solo (Tabela 5).

TABELA 5 : FATOR CARACTERÍSTICO DO SOLO (K)

TIPO DE SOLO	K (kN/m ²)
ARGILA	120
SILTE ARGILOSO	200
SILTE ARENOSO	250
AREIA	400

A adesão média ao longo do fuste (q_ℓ) é dada pela equação:

$$q_\ell = 10 \left(\frac{\bar{N}_\ell}{3} + 1 \right) \text{ kN/m}^2$$

onde \bar{N}_ℓ é o valor médio do SPT ao longo do fuste, sem levar em conta aqueles utilizados no cálculo da resistência de ponta e, além disso, substituindo valores $N < 3$ e $N \geq 50$ por, respectivamente, $N = 3$ e $N = 50$.

Observações:

1º) Tipo de Estaca

Embora o estudo tenha sido efetuado basicamente para estacas pré-moldadas de concreto, os autores admitem que o método também seja válido para outros tipos de estaca (o

que tem merecido críticas).

2º) Coefficiente de Segurança

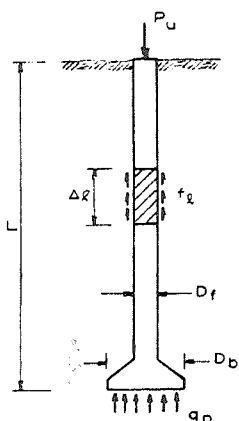
Geralmente a carga de trabalho (admissível) de uma estaca é calculada introduzindo um fator de segurança - global (FS):

$$\bar{P}_e = \frac{P_u}{FS} = \frac{R_l + R_p}{FS}$$

Entretanto, Décourt-Quaresma propõem a utilização de quatro coeficientes de segurança parciais: F_p (relativo aos parâmetros do solo), F_f (relativo à formulação adotada), F_d (relativo às deformações excessivas) e F_c (relativo às cargas). Para o atrito lateral sugerem os valores 1,1 - 1,0 - 1,0 - 1,2, respectivamente, que multiplicados resulta 1,32; e para a resistência de ponta $1,35 \times 1,00 \times 2,5 \times 1,2 = 4,05$. Portanto; a carga admissível fica:

$$\bar{P}_e = \frac{R_l}{1,3} + \frac{R_p}{4,0}$$

2.3 - Método Velloso (1981)



$$P_u = R_l + R_p$$

$$\text{onde: } R_l = \alpha \lambda U \Sigma (f_l \Delta l)$$

$$R_p = \alpha \beta \alpha_p A_p$$

sendo:

α = fator de execução da estaca

$$\alpha = \begin{cases} 1,0 & \text{para estacas cravadas} \\ 0,5 & \text{para estacas escavadas} \end{cases}$$

λ = fator de carregamento

$$\lambda = \begin{cases} 1,0 & \text{para estacas comprimidas} \\ 0,7 & \text{para estacas tracionadas} \end{cases}$$

β = fator de dimensão da base ($\geq 0,2$)

$$\beta = \begin{cases} 1,016 - 0,016 \left(\frac{D_b}{d_c} \right) \\ 0 & \text{para estacas tracionadas (para } D_b = D_f) \end{cases}$$

d_c = diâmetro da ponta do cone no EPC (3,6 cm no cone holandês)

A capacidade de carga do solo sob a ponta da estaca (q_p) é dada por:

$$q_p = \frac{\bar{q}_{c1} + \bar{q}_{c2}}{2}$$

onde:

\bar{q}_{c1} = média dos valores medidos na resistência de ponta (q_c) no ensaio de cone, numa espessura igual a $8 D_b$ logo acima da ponta da estaca (quando $L < 8 D_b$, adotar valores nulos de q_c acima do nível do terreno.

\bar{q}_{c2} = ídem, numa espessura igual a $3,5 D_b$ logo abaixo do nível da ponta da estaca.

O atrito (ou aderência) lateral médio em cada camada de solo, com espessura Δl , atravessada pela estaca é dado por:

$$f_l = f_c$$

onde f_c = atrito (ou aderência) lateral medido na haste (lisa) do ensaio do cone.

No caso de se dispor apenas dos resultados de sondagens à percussão, o autor sugere correlações do tipo:

$$q_c = a N^b$$

$$f_c = a' N^{b'}$$

onde: N = índice de resistência à penetração (SPT)

a, b, a', b' = parâmetros de correlação entre a sondagem à percussão e o ensaio de cone, a serem definidos para os solos típicos do canteiro da obra. Como exemplo, o autor apresenta (Tabela 6) os valores aproximados obtidos em 2 locais.

TABELA 6 : VALORES APROXIMADOS DE $a, b, a', e b'$

SOLO	PONTA		ATRITO	
	a (kN/m ²)	b	a' (kN/m ²)	b'
AREIAS SEDIMENTARES SUBMERSAS (1)	600	1	8,0	1
ARGILAS SEDIMENTARES SUBMERSAS (1)	250	1	6,8	1
SOLOS RESIDUAIS DE GNAISSE ARENO-SILTOSOS SUBMERSOS (1)	800	1	8,5	1
SOLOS RESIDUAIS DE GNAISSE SILTO-ARENOSOS SUBMERSOS	400 (1)	1 (1)	8,0 (1)	1 (1)
	470 (2)	0,96 (2)	12,1 (2)	0,74 (2)

(1) DADOS OBTIDOS NA ÁREA DA REFINARIA DE DUQUE DE CAXIAS (RJ)
 (2) DADOS OBTIDOS NA ÁREA DA ACOMINAÇÃO (MG)

3. PROVAS DE CARGA

A capacidade de carga pode ser determinada por provas de carga executadas de acordo com a NB-20.

Na determinação da carga admissível o fator de segurança contra ruptura deve ser mínimo igual a 2. Caso não se atinja a ruptura, a carga admissível será adotada admitindo-se 1/1,5 da carga que conduz a um recalque (medido no topo da estaca) compatível com a sensibilidade da construção projetada. De qualquer maneira o valor a ser adotado não pode ser superior ao que resultaria da aplicação do coeficiente de segurança 2 à carga de ruptura estimada (NB-51/78).

4. BIBLIOGRAFIA

- ABNT (1978) - "Projeto e Execução de Fundações (NB-51/78)", Rio de Janeiro.
- AOKI, N. e VELLOSO, D.A. (1975) - "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles", Proc. 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundations En geneerig, Buenos Aires, Vol. 1, pp. 367-76.
- BROMS, B.B. (1966) - "Methods of Calculating the Ultimate Bearing Capacity of Piles", Soils Soils, nº 18-19.
- DÉCOURT, L. e QUARESMA, A.R. (1978) - "Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores SPT", Anais do 6º Congres so Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fun- dações", Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 45-54.
- POTYONDY, J.G. (1961) - "Skin Friction Between Cohesive Gra nular Soils and Construction Material", Geotéchnique, Vol. 11, nº 4.
- TOMLINSON, M.J. (1957) - "The Adesion of Piles Driven in Clay Soils", Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engeneering, Vol. 2, pp. 66-71.
- VELLOSO, P.P.C. (1981) - "Fundações-Aspectos Geotécnicos", PUC-RJ, 3.^a edição, Vol. 3, pp. 467-69.