

2

Métodos para previsão da capacidade de suporte

2.1

Introdução

O presente capítulo tem como objetivo a apresentação dos principais métodos utilizados na engenharia para previsão da capacidade de suporte de estacas sob carregamento axial. A variabilidade das previsões obtidas com a aplicação destes métodos é em geral alta, sendo difícil recomendar o melhor critério uma vez que esta escolha depende fortemente da experiência do engenheiro com as propriedades do solo local. Idealmente, de acordo com Fellenius (1980) um método de previsão de capacidade de suporte deveria ser baseado em um método racional tal que o valor obtido pudesse ser sistematicamente replicado por diferentes intérpretes.

Capacidade de suporte também tem diferentes interpretações na literatura. Pode estar associada com a carga que provoca um rápido crescimento do recalque da estaca sob carregamento constante ou levemente majorado, ou então pode corresponder à carga sob a qual a cabeça da estaca atinge certo valor de recalque limite. No primeiro caso, de acordo com Leonards e Lovell (1979), trata-se do valor da carga última (Q_{ult}) enquanto que no segundo determina-se um valor da carga limite (Q_{lim}).

A execução de provas de carga estáticas no Brasil é normalizada pela NBR 12 131 (1992), podendo ser do tipo carregamento lento ou rápido. No caso de carregamento lento, os estágios de aplicação de carga, não superiores a 20% da carga de trabalho da estaca, devem ser mantidos até a estabilização dos recalques ou pelo tempo mínimo de 30 minutos, enquanto que no carregamento rápido os acréscimos não devem ser superiores a 10% da carga de trabalho e são mantidos por 5 minutos, ao menos, independentemente da estabilização dos recalques da estaca. Cabe destacar que provas de carga estáticas consistem de método para avaliação de desempenho. Apenas em obras de grande porte, quando se faz uso

deestacas piloto, as provas de carga tem como objetivo a estimativa da capacidade de carga.

Normalmente as provas de carga não atingem a ruptura em campo, sendo necessários métodos que extrapolem o comportamento da carga x recalque para obtenção da carga última Q_{ult} . Alguns destes métodos são apresentados a seguir:

2.2

Estimativa de Q_{ult} por extrapolação da curva carga x recalque

2.2.1

Método de Van der Veen (1953)

O método de Van der Veen (1953) supõe que a curva carga-recalque seja representada por uma função exponencial com a seguinte equação:

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad (2.1)$$

onde

Q é a carga vertical aplicada em determinado estágio de carregamento;

r é o correspondente recalque medido no topo da estaca;

α é um coeficiente que define a forma da curva;

A equação (2.1) pode ser re-escrita considerando um estágio genérico de carregamento $1 \leq k \leq n$ como

$$1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}} = e^{-\alpha \cdot r_k} \quad \Rightarrow \quad -\ln\left(1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}}\right) = \alpha \cdot r_k \quad (2.2)$$

o que evidencia uma relação linear entre os valores teóricos de recalque r_k e a parcela $-\ln\left(1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}}\right)$. Plotando-se os dados de provas de carga reais no gráfico

r_k versus $-\ln\left(1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}}\right)$ verifica-se geralmente que os mesmos não estão totalmente

alinhados e que a melhor reta ajustada por estes pontos apresenta um intercepto linear ou, alternativamente, o ajuste consiste de dois segmentos de reta, com o primeiro deles passando pela origem.

Em vista deste comportamento, uma alteração na equação da curva (2.1) pode ser feita,

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-(\alpha \cdot r + \beta)}) \quad (2.3)$$

ou, considerando-se novamente um estágio de carregamento k ,

$$-\ln\left(1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}}\right) = \alpha \cdot r_k + \beta \quad (2.4)$$

Sucessivos valores dos coeficientes α e β são estimados considerando-se diferentes valores de $Q_{ult} = Q_{max} + \sum_{j=n}^{n+m} \Delta Q_j$ onde ΔQ são pequenos incrementos de carga, da ordem, por exemplo de $0,5\% Q_{max}$, onde Q_{max} representa o maior valor da carga aplicada no ensaio em campo. Por regressão linear, são calculados uma série de conjuntos de valores α e β , um para cada valor de Q_{ult} considerado, selecionando-se aquele que apresentar o melhor coeficiente de correlação r^2 . A curva carga x recalque pode ser extrapolada com base na equação 2.3.

2.2.2 Método de Brinch-Hansen (1963)

Diversas relações funcionais para descrição do comportamento tensão-deformação de solos submetidos à trajetória de tensões do ensaio triaxial convencional foram propostas por Brinch-Hansen (1963). Generalizando-as para descrição de relações força x deslocamento (mais especificamente carga x recalque) obtém-se:

$$Q = \frac{r}{\alpha + \beta r} \quad (2.5)$$

$$Q = \sqrt{\frac{r}{\alpha + \beta r}} \quad (2.6)$$

$$Q = \frac{\sqrt{r}}{\alpha + \beta r} \quad (2.7)$$

onde α , β são parâmetros do modelo.

A escolha da equação depende da forma da curva carga x recalque observada em campo. A equação hiperbólica 2.5 é geralmente utilizada quando se observa um trecho inicial linear, enquanto que a equação parabólica 2.6 é mais aplicada para uma configuração inicial curva. Nestas equações, a carga última Q_{ult} somente será atingida para valores de recalque r_{ult} tendendo a infinito. Um valor finito deste recalque pode entretanto ser calculado pela equação (2.7), onde a carga última Q_{ult} é definida como a carga que provoca na cabeça da estaca um recalque 4 vezes maior do que aquele obtido com a aplicação de somente 80% de seu valor. O critério de Brinch-Hansen (1963) é geralmente associado a esta definição de capacidade de suporte de uma estaca.

O valor máximo da carga pode ser obtido derivando-se a equação 2.7 em relação à variável r (recalque), determinando-se então

$$Q_{ult} = \frac{1}{2\sqrt{\alpha\beta}} \quad e \quad r_{ult} = \frac{\alpha}{\beta} \quad (2.8)$$

Observe-se que para

$$r = \frac{1}{4} r_{ult} = \frac{\alpha}{4\beta} \quad \Rightarrow \quad Q = \frac{0,40}{\sqrt{\alpha\beta}} = 0,80 Q_{ult} \quad (2.9)$$

Os valores dos parâmetros α , β dos diferentes modelos de Brinch-Hansen (1963) podem ser obtidos novamente por regressão linear reescrevendo-se as equações (2.5) a (2.7) como

$$\frac{r}{Q} = \alpha + \beta r \quad (2.10)$$

$$\frac{r}{Q^2} = \alpha + \beta r \quad (2.11)$$

$$\frac{\sqrt{r}}{Q} = \alpha + \beta r \quad (2.12)$$

Não há necessidade de considerar todos os pontos da curva nas regressões lineares, possibilitando que se examine um número maior de possíveis soluções. No caso da aplicação da equação 2.12 para determinação de Q_{ult} é importante verificar se o ponto (Q,r) da equação 2.9 ($Q = 0,8Q_{ult}$, $r = 0,25r_{ult}$) pertence à curva carga x recalque prevista, isto é, se este ponto pertence ao intervalo selecionado de cada regressão linear. Este tipo de modelo é muito sensível a imprecisões dos valores medidos em campo.

2.2.3 Método de Chin (1971, 1978)

Chin (1971), com base no trabalho de Kondner (1963), que deu origem ao conhecido modelo constitutivo hiperbólico para comportamento mecânico de solos, também considerou uma função hiperbólica para descrição da curva carga x recalque de provas de carga em estaca de modo semelhante à equação 2.10. O valor da carga última neste caso é obtido por

$$Q_{ult} = \frac{1}{\beta} \quad \text{para } r \rightarrow \infty \quad (2.13)$$

Chin (1978), numa tentativa de identificar as parcelas de resistência de ponta e de fuste da estaca, sugeriu que nas situações onde apenas uma reta é bem ajustada pela equação 2.10, então a carga última $Q_{ult} = 1/\beta$ é relativa a uma estaca que se comporta predominantemente de ponta. Quando dois segmentos de reta forem mais adequados em função dos dados de campo, o primeiro com inclinação β_1 e o segundo com inclinação $\beta_2 < \beta_1$, então de acordo com Chin (1978) as seguintes conclusões sobre parcelas da carga última poderiam ser feitas

$$Q_{ult}^{fuste} = \frac{1}{\beta_1} \quad e \quad Q_{ult}^{total} = \frac{1}{\beta_2} \quad (2.14)$$

O método proposto também se propôs a investigar casos em que aconteçam danos à estaca durante sua instalação, nos casos em que houvessem discrepâncias nos valores esperados pelo modelo (por exemplo, quando $\beta_1 < \beta_2$, ou seja, na impossibilidade mecânica pela qual $Q_{ult}^{total} < Q_{ult}^{fuste}$). Esta interpretação baseada em possibilidades de danos à integridade estrutural da estaca é difícil de ser feita e mais difícil ainda de ser aceita sem ressalvas, visto que erros de medidas de campo podem ocorrer e, principalmente, a formulação hiperbólica ser inadequada para extrapolação da curva carga x recalque da prova de carga.

2.2.4 Método de Mazurkiewicz (1972)

Mazurkiewicz (1972) propôs um método baseado em uma série de k valores de recalque, igualmente espaçados e arbitrariamente escolhidos,

$$r_k = k\Delta r \quad \text{onde} \quad \Delta r \text{ é constante} \quad (2.15)$$

Os respectivos valores de carga Q_k são plotados em um gráfico $(Q_{k+1} - Q_k)$ versus Q_{k+1} , conforme figura 2.1, e a linha reta ajustada nos pontos finais desta série de valores $k = 1, 2, \dots, n$ define então o valor da carga última Q_{ult} na condição $\Delta Q = (Q_{k+1} - Q_k) = 0$

Massad (1986) concluiu que os métodos de Mazurkiewicz (1972) e de Van der Veen (1953) são matematicamente equivalentes e sugeriu uma adaptação no procedimento original de Mazurkiewicz (op.cit;), plotando-se os valores totais das cargas, e não somente a diferença $(Q_{k+1} - Q_k)$, conforme mostra a figura 2.2. A interseção da linha reta ajustada com os pontos correspondentes as etapas finais da prova de carga (equação 2.16) com a reta traçada a 45° (equação $Q_{k+1} = Q_k$), define então o valor procurado da carga última Q_{ult} (equação 2.17) na condição .

$$Q_{k+1} = \alpha + \beta Q_k \tag{2.16}$$

$$Q_{ult} = \frac{\alpha}{1-\beta} \tag{2.17}$$

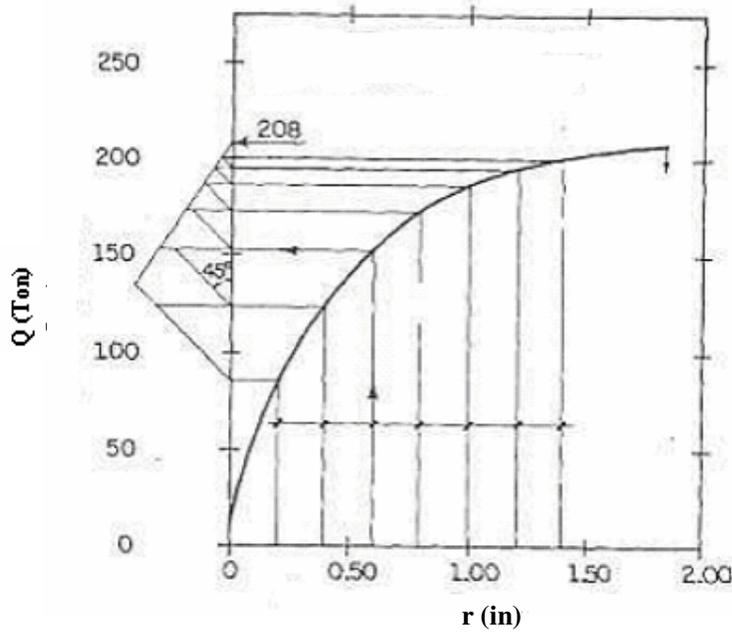


Figura 2.1 – Método de Mazurkiewicz (1972) - (apud Massad, 1986)

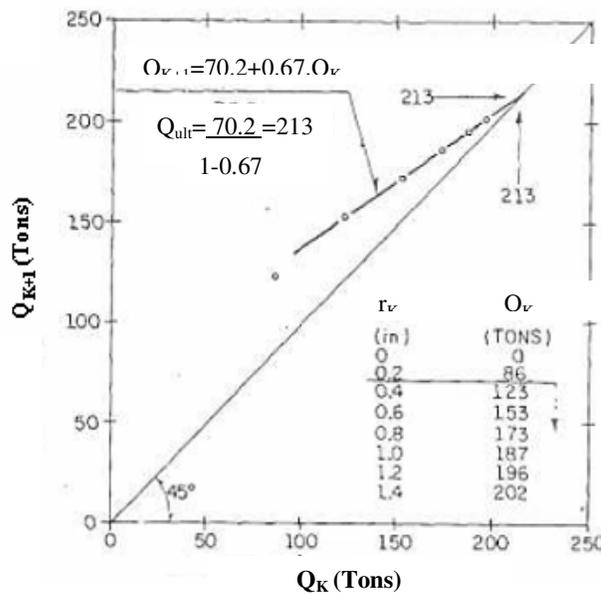


Figura 2.2 – Método de Mazurkiewicz-Massad (1986) - (apud Massad, 1986)

2.2.5 Método de Décourt (1996)

O método de Décourt (1996) é baseado na hipótese de que a rigidez K da fundação pode ser calculada pela relação genérica entre força e deslocamento, i.e., $K = Q / r$, em qualquer estágio de carregamento k .

Aumentando-se gradualmente os carregamentos na estaca, a rigidez da fundação tenderia então a zero no limite que $r \rightarrow \infty$ e $Q \rightarrow Q_{ult}$. Considerando, por hipótese, uma variação linear da rigidez K com o carregamento Q , expressa pela equação (2.18),

$$K = \alpha + \beta Q \quad (2.18)$$

os valores de α e β podem ser determinados por regressão linear dos dados de campo e a carga última Q_{ult} estimada considerando-se na equação (2.18) a condição $K = 0$, no que resulta

$$Q_{ult} = -\frac{\alpha}{\beta} \quad (2.19)$$

A aplicação do método de Décourt (1996) é indicada para os casos de provas de carga onde o ensaio é efetuado até a ocorrência de recalques elevados. Este método não é aconselhado para estacas escavadas, já que a curva $K \times Q$ deste tipo de fundação apresenta em geral uma assíntota sub-horizontal com pequeno coeficiente angular.

2.2.6 Método de Butler e Hoy (1977)

O método de Butler e Hoy (1977), adotado pelo *Corps of Engineers* (EUA), determina a carga última Q_{ult} com base no seguinte procedimento, ilustrado na figura 2.3:

- a) traçar um segmento de reta tangente ao trecho inicial da curva carga x recalque;
- b) traçar um segmento de reta no trecho final de deslocamento da curva carga x recalque com uma inclinação de $1''/20$ ton (ou $0,13\text{mm/kN}$);
- c) localizar a interseção de ambas as retas, que indica o valor da carga última Q_{ult} prevista.

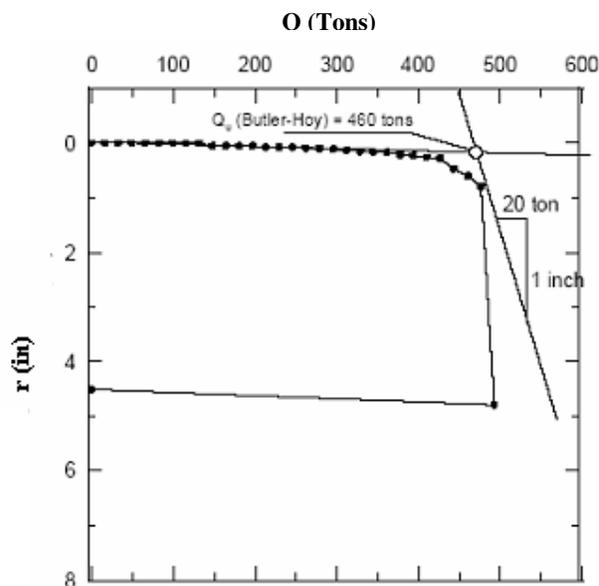


Figura 2.3 – Método de Butler-Hoy, 1977 (apud Titi e Abu-Farsakh, 1999)

2.3 Estimativa de Q_{lim} por controle de recalque

2.3.1 Método de Davisson (1972)

Davisson (1972) sugeriu que o valor da carga limite Q_{lim} seja estabelecida em função de um valor do recalque da cabeça da estaca que exceda a compressão elástica da estaca por um valor de 4mm mais uma quantidade correspondente ao diâmetro da estaca, em milímetros, dividido por 120, conforme figura 2.4.

Este método, geralmente conservativo mas bastante empregado nos Estados Unidos, tem a vantagem de permitir ao engenheiro durante a execução da prova de carga de conhecer antecipadamente qual o valor do recalque correspondente a Q_{lim} em função do comprimento e diâmetro da estaca ensaiada.

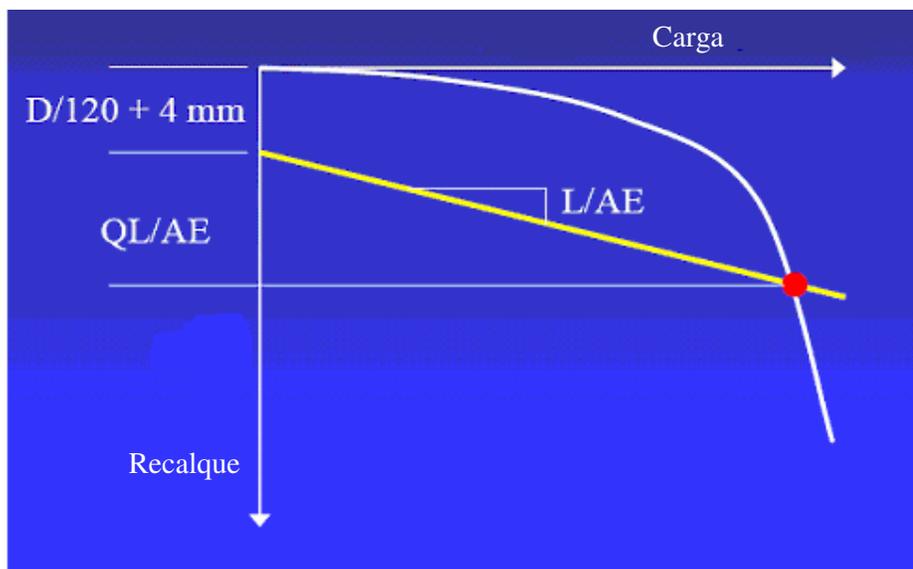


Figura 2.4 – Método de Davisson (1972) para determinação da carga limite.

2.3.2. Método da Norma Brasileira NBR 6122

Nos casos em que não há uma clara identificação da ruptura durante a execução da prova de carga, a norma brasileira NBR 6122 (1996) recomenda um procedimento similar ao método de Davisson (1972), estimando-se o valor da carga limite na interseção da curva carga x recalque com a reta definida pela equação 2.20.

$$r = \frac{QL}{A.E} + \frac{D}{30} \quad (2.20)$$

onde:

L = comprimento total da estaca

A = área da seção transversal da estaca

E = módulo de elasticidade da estaca

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca (em mm)

2.4 Métodos semi-empíricos baseados em ensaios SPT

2.4.1. Método de Aoki e Velloso (1975)

O ensaio de penetração dinâmica SPT (*Standard Penetration Test*) é muito usado na engenharia de fundações brasileira. Em muitos casos, constitui-se na única informação sobre as propriedades do solo disponível ao engenheiro responsável pelo projeto.

Aoki e Velloso (1975) sugeriram um método para previsão da capacidade de suporte de uma estaca com base nas informações fornecidas em um boletim de ensaio SPT, isto é, da descrição das camadas que compõem a estratigrafia do subsolo, profundidade do lençol freático e os números de golpes do ensaio (N_{SPT}), normalmente registrados a cada metro de sondagem. Nenhuma distinção foi feita com relação a utilização de diferentes tipos de amostradores do ensaio SPT.

O método foi inicialmente apresentado para cálculo da carga última Q_{ult} em função dos valores da resistência de ponta q_c e da resistência lateral f_s medidos em ensaio de penetração estática CPT. Porém, tendo em vista aplicar a metodologia considerando os resultados de ensaios de campo normalmente executados no Brasil, foram feitas correlações entre os valores determinados em campo por ambos os ensaios (CPT, SPT), resultando nas seguintes expressões empíricas

$$q_c = KN_{SPT} \quad e \quad f_s = \alpha q_c \quad (2.21)$$

onde K e α são constantes que dependem do tipo de solo (tabela 2.1).

Finalmente, para levar em conta as diferenças de comportamento do protótipo (estaca) e do modelo (cone) introduziram os fatores de correção F_1 e F_2 (tabela 2.2), possibilitando a estimativa da resistência de ponta r_p e da resistência lateral r_L de uma estaca através de

$$r_p = \frac{KN_p}{F_1} \quad e \quad r_L = \frac{\alpha KN_{SPT}}{F_2} \quad (2.22)$$

A capacidade de suporte de uma estaca isolada, de acordo com a equação empírica 1.1, pode ser então ser escrita na forma geral

$$Q_{ult} = \frac{A_p \cdot KN_p}{F_1} + U \cdot \sum \frac{\alpha \cdot KN_{SPT}}{F_2} \cdot \Delta L \quad (2.23)$$

onde N_p é o número de golpes do ensaio SPT na profundidade da base da estaca, ΔL o intervalo de execução do ensaio SPT (normalmente $\Delta L = 1\text{m}$), U o perímetro da estaca.

Tabela 2.1: Valores das constantes K e α no método de Aoki e Velloso (1975)

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
areia siltosa	0,80	2,00
areia silto-argilosa	0,70	2,40
areia argilosa	0,60	3,00
areia argilo-siltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
silte-arenoso	0,55	2,20
silte areno-argiloso	0,45	2,80
silte argiloso	0,23	3,40
silte argilo-arenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
argila arenosa	0,35	2,40
argila areno-argilosa	0,30	2,80
argila siltosa	0,22	4,00
argila silto-arenosa	0,33	3,00

Tabela 2.2: Valores dos fatores de correção F_1 e F_2 no método de Aoki e Velloso (1975)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-Moldada	1,75	3,50
Escavada	3,50	7,00

2.4.2. Método de Monteiro (2000)

O método proposto por Monteiro (2000) utiliza basicamente a mesma formulação de Aoki e Velloso (1975), incorporando porém algumas correções nas constantes α e K (tabela 2.3) e nos fatores de escala F_1 , F_2 (tabela 2.4), procurando melhorar o desempenho da metodologia original. De acordo com Vercaro (2000) foram introduzidas as seguintes modificações:

a) Limite do número de golpes em $N_{SPT} \leq 40$

b) Correção da resistência de ponta, considerando-se o valor de N_p da equação 2.22 como um valor médio do número de golpes medidos na região entre 7 diâmetros acima e 3,5 diâmetros abaixo da profundidade da ponta da estaca.

Para determinação do comprimento da estaca, outras considerações devem ser feitas como, por exemplo, nas estacas tipo Franki a base alargada da fundação deve ficar assente sobre um solo com $N_{SPT} \geq 10$ (solo arenoso) ou $N_{SPT} \geq 15$ (solo argiloso).

Tabela 2.3: Valores das constantes K e α no método de Monteiro (2000)

Tipo de solo	K (Mpa)	α (%)
areia	0,73	2,10
areia siltosa	0,68	2,30
areia silto-argilosa	0,63	2,40
areia argilosa	0,54	2,80
areia argilo-arenosa	0,57	2,90
silte	0,48	3,20
silte arenoso	0,50	3,00
silte areno-argiloso	0,45	3,20
silte argiloso	0,32	3,60
silte argilo-arenoso	0,40	3,30
argila	0,25	5,50
argila-arenosa	0,44	3,20
argila areno-siltosa	0,30	3,80
argila siltosa	0,26	4,50
argila silto-arenosa	0,33	4,10

Tabela 2.4: Valores dos fatores de escala F_1 e F_2 no método de Monteiro (2000)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki (fuste apilado)	2,30	3,00
Franki (fuste vibrado)	2,30	3,20
Aço	1,75	3,50
Premoldada (percussão)	2,50	3,50
Premoldada (prensada)	1,20	2,30
Escavada (lama betonítica)	3,50	4,50
Raíz	2,20	2,40
Strauss	4,20	3,90
Trado contínuo	3,00	3,80

2.4.3.

Método de Décourt-Quaresma (1978, 1982)

O método de Décourt-Quaresma (1978) é baseado inicialmente na análise de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas, porém os próprios autores admitem, em primeira aproximação que o mesmo processo de cálculo possa ser aplicado também para estacas tipo Franki, estacas escavadas e estacas tipo Strauss.

O método propõe que a resistência de ponta r_p , seja calculada pela seguinte expressão:

$$r_p = K.N_1 \quad (2.24)$$

onde K é um coeficiente obtida da tabela em função do tipo de solo e N_1 é o valor médio de golpes entre os três valores correspondentes à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Tabela 2.5: Constante K no método de Décourt-Quaresma (1978, 1982) – apud Borga (1999)

Tipo de solo	K (MPa)
argilas	0,12
silte argiloso residual	0,20
silte arenoso residual	0,25
areias	0,40

A resistência lateral unitária r_L da estaca é calculada apenas como função do valor médio de golpes (N_2) do ensaio SPT ao longo do fuste. Para os valores de N a serem empregados no cálculo de N_2 , os autores recomendam se considerar os valores obtidos ao longo do fuste, excluindo-se aqueles já utilizados para o cálculo de N_1 , respeitando-se sempre o limite de $N \leq 15$. A Tabela 2.6 apresenta valores de r_L propostos pelos autores de acordo com N_2 ,

Tabela 2.6: Valor da adesão lateral a_L de acordo com o método de Décourt-Quaresma (1978).

N_2	a_L (MPa)
3	0,02
6	0,03
9	0,04
12	0,05
15	0,06

A capacidade de suporte da estaca pode então ser estimada como

$$Q_{ult} = A_p \cdot K \cdot N_1 + 10 \cdot U \cdot L \cdot a_L \quad (2.25)$$

Em 1982, Décourt faz algumas modificações no método original com objetivo de adequá-lo melhor para cálculo da capacidade de suporte de estacas escavadas.

O valor de a_L para a nova formulação pode ser obtido da equação 2.26, onde a faixa limite do valor de N para o cálculo de N_2 é de $3 \leq N \leq 50$.

$$a_L = \left(\frac{N_2}{3} + 1 \right) \text{ kPa} \quad (2.26)$$

Para determinação da parcela de resistência de ponta, os novos valores de K propostos por Décourt (1982) são apresentados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7: Constante K no método de Décourt (1982).

Tipo de solo	K (MPa)
argilas	0,10
silte argiloso residual	0,12
silte arenoso residual	0,14
areias	0,20

2.5 Métodos empíricos baseados em ensaios CPT

2.5.1. Método de Schmertmann (1978)

Vários métodos para estimativa da capacidade de suporte têm sido publicados na literatura com base nos resultados do ensaio CPT (*Cone Penetration Test*). Schmertmann (1978), por exemplo, propôs que a resistência de ponta da estaca r_p seja calculada em função da resistência de ponta do cone q_c através da expressão

$$r_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (2.27)$$

onde q_{c1} é o valor médio da resistência de ponta medida na região compreendida entre $0,7D$ a $4D$ abaixo da ponta da estaca (D sendo o diâmetro da fundação) e q_{c2} o correspondente valor médio determinado entre a ponta da estaca e $8D$ acima. Schmertmann (op.cit.) sugeriu o valor limite de 15 MPa para a resistência de ponta da estaca r_p .

A resistência lateral da estaca r_L é calculada como

$$r_L = \alpha_c f_s \quad (2.28)$$

onde α_C é um fator de correção para solos coesivos, variando entre 0,2 a 1,25, conforme mostra a figura 2.5.

No caso de areias, a resistência por atrito lateral R_L ao longo do fuste é dada por

$$R_L = r_L A_L = \alpha_s \left(\sum_{y=0}^{8D} \frac{y}{8D} f_s A_L + \sum_{y=8D}^L f_s A_L \right) \quad (2.29)$$

onde α_s é um fator de correção para areias que pode ser obtido da figura 2.6. De acordo com Schmertmann (1978) o valor de r_L nas equações 2.28 e 2.29 deve ser limitado em 120 kPa.

2.5.2. Método de Ruiters e Beringen (1979)

Este método foi proposto com base na experiência ganha na investigação da capacidade de suporte de estacas cravadas durante a construção de grandes estruturas no Mar do Norte. É também conhecido como *método europeu* (Titi e Abu-Farsakh, 1999) e apresenta também diferentes procedimentos para argilas e para areias.

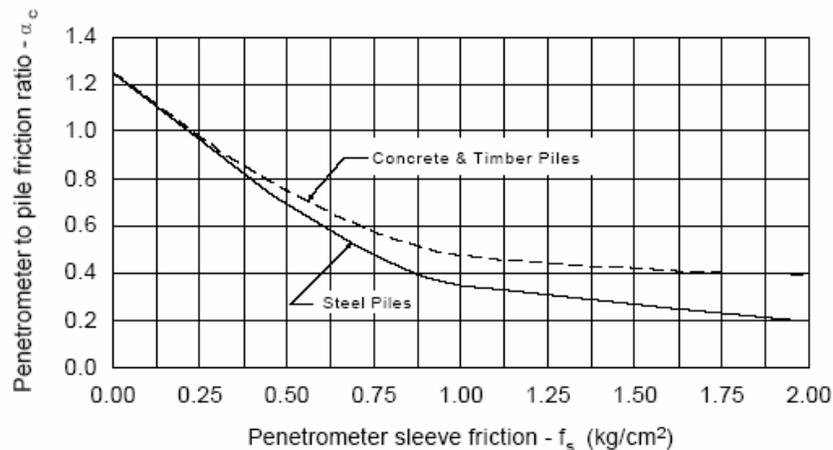


Figura 2.5 – Fator de correção da resistência lateral no caso de solos coesivos para estacas cravadas (Schmertmann, 1978).

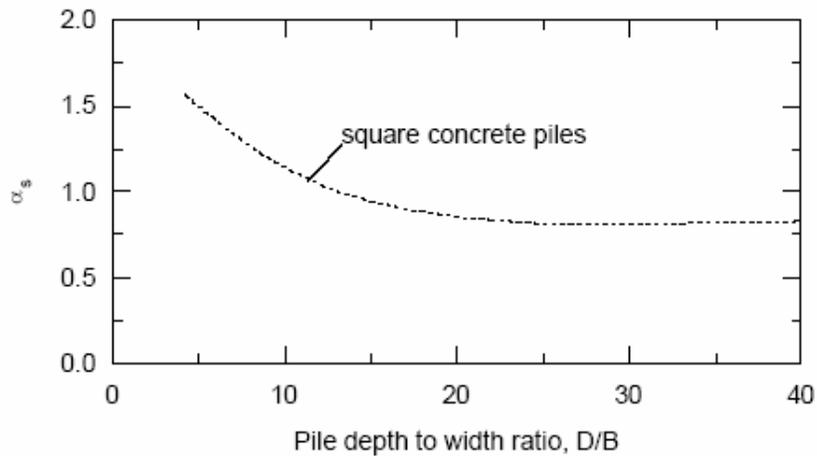


Figura 2.6 – Fator de correção α_s da resistência lateral no caso de areias (Schmertmann, 1978).

Em argilas, a resistência não drenada S_u para cada camada de solo é estimada a partir dos valores de resistência de ponta q_c do ensaio de cone. Em seguida, as resistências de ponta e lateral da estaca são calculadas aplicando-se apropriados coeficientes de correção.

A resistência de ponta da estaca r_p é dada por

$$r_p = N_c S_u^{ponta} \quad \text{com} \quad S_u^{ponta} = \frac{q_c}{N_k} \quad (2.30)$$

onde N_c é o fator de capacidade de carga ($N_c = 9$), N_k um fator de cone que varia entre 15 a 20, dependendo da experiência local, e q_c a resistência de ponta média do cone, computada de maneira similar ao método de Schmertmann (1978). Igualmente, é introduzido o valor máximo de 15 Mpa como limite para a resistência de ponta da estaca r_p .

A resistência lateral unitária r_L é determinada por

$$r_L = \beta S_u^{lateral} \quad (2.31)$$

onde β é um fator de adesão, admitindo-se $\beta = 1$ para argilas normalmente adensadas e $\beta = 0,5$ para argilas pré-adensadas.

O valor da resistência não-drenada para cada camada de solo ao longo do fuste da estaca é determinado como

$$S_u^{lateral} = \frac{q_c^{lateral}}{N_k} \quad (2.32)$$

onde $q_c^{lateral}$ é a média da resistência de ponta ao longo de cada camada de solo.

Para areias, a resistência lateral para cada camada ao longo do fuste da estaca é calculada de maneira similar ao método de Schmertmann (1978), com as seguintes restrições nos valores finais:

$$r_L = \min \left\{ \begin{array}{l} f_s \\ \frac{q_c^{lateral}}{300} \text{ (compressão)} \\ \frac{q_c^{lateral}}{400} \text{ (tração)} \\ 120kPa \end{array} \right. \quad (2.33)$$

2.5.3. Método de Bustamante e Gianeselli (1982)

Este método é também conhecido como método LCPC/LCP ou *método francês* (Titi e Abu-Farsakh, 1999). Foi desenvolvido para o Departamento de Estradas da França, onde aqueles pesquisadores analisaram o comportamento de 197 provas de carga, envolvendo uma variedade de tipos de solo e de estaca. A resistência lateral do cone f_s não foi utilizada na metodologia proposta, sendo as resistências de ponta r_p e lateral r_L da estaca obtidas em função da resistência de ponta unitária q_c medidas em ensaios CPT.

$$r_p = k_b q_{eq}^{ponta} \quad (2.34)$$

onde k_b é um fator de capacidade de suporte empírico que varia entre 0,15 a 0,60 dependendo do tipo de solo e procedimento de instalação da estaca (escavada ou cravada), conforme tabela 2.6.

O valor de q_{eq}^{ponta} representa um valor médio equivalente da resistência de ponta do cone, estimado de acordo com:

a) calcular a média das resistências de ponta do cone q'_{ca} medidas 1,5D acima e 1,5D abaixo da ponta da estaca de diâmetro D;

b) eliminar os valores de q_c desta região que são superiores a $1,3q'_{ca}$ ou inferiores a $0,7q'_{ca}$;

c) calcular q_{eq}^{ponta} como a média equivalente entre os valores de resistência de ponta q_c remanescentes, dentro da mesma região e delimitados pelas linhas grossas da figura 2.7.

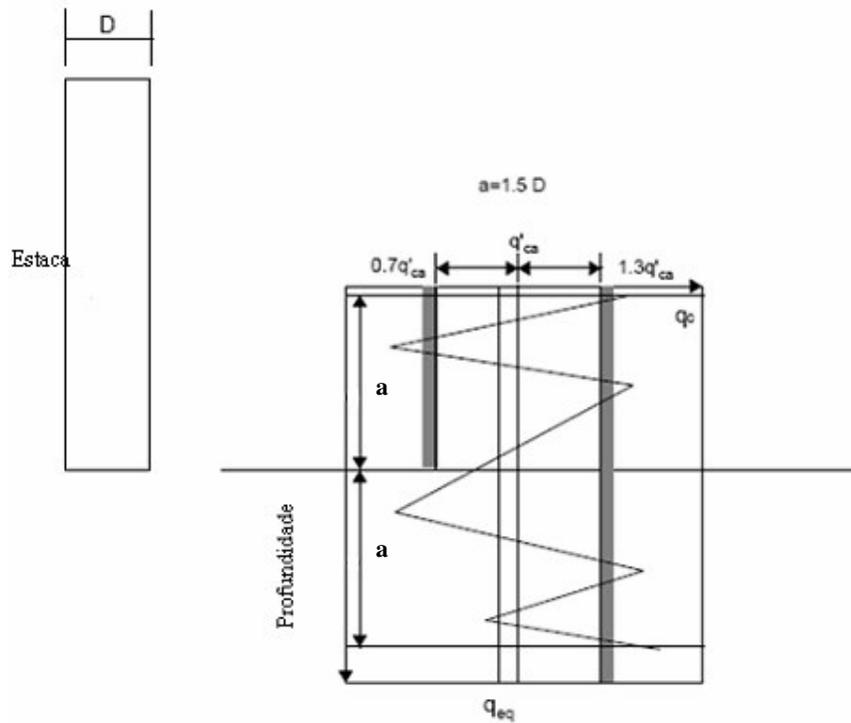


Figura 2.7 – Cálculo de q_{eq} no método LCPC/LCP (1982) – (apud Titi e Abu-Farsakh, 1999)

Tabela 2.8 – Valores de k_b no método LCPC/LCP (Bustamante e Gianceselli, 1982)

Tipo de solo	Estaca escavada	Estaca cravada
Argila - Silte	0,375	0,600
Areia - Pedregulho	0,150	0,375
Calcáreo	0,200	0,400

A resistência lateral unitária r_L em cada camada de solo é estimada com base no valor da resistência de ponta equivalente ao longo da camada $q_{eq}^{lateral}$, do tipo de solo, tipo de estaca e procedimento de instalação da mesma. O seguinte procedimento deve ser empregado:

a) selecionar a categoria da estaca com base em 17 tipos de fundação profunda tabelados (estacas de aço, concreto, raiz, Franki, com furo revestido, etc);

b) para cada camada de solo, com base nos valores de $q_{eq}^{lateral}$ e categoria de estaca selecionado no passo acima, selecionar um número de curva apropriado em tabelas específicas para areias ou argilas. As tabelas para seleção da categoria da estaca e do número da curva devem ser consultadas em Bustamante e Gianceselli (1982).

c) com o número de curva e valor da resistência de ponta do cone ao longo da camada $q_{eq}^{lateral}$, determinar o valor máximo da resistência lateral unitária r_L de acordo com as figuras 2.8.

Titi e Abu-Farsakh (1999) realizaram uma extensa análise comparativa entre vários métodos para previsão da capacidade de suporte de estacas com base em ensaios CPT. Dentre estes, consideraram os métodos de Schmertmann (1978), de Ruiters e Beringen (1979), Bustamante e Gianceselli (1982), Aoki e Velloso (1975), Price e Wardle (1982) e Philipponnat (1980), dentre outros.

Foram investigados os resultados de provas de carga em 60 estacas pré-moldadas de concreto, de seção quadrada, executadas em solos do Estado da Luisiânia, EUA. Destas, houve ruptura em 35 estacas, sendo as demais desconsideradas das análises por não terem atingido a ruptura ou sido caracterizadas como estacas de ponta.

Para avaliação dos métodos, os valores previstos de carga última com ensaios CPT foram comparados com os valores determinados pela aplicação do método de Butler e Hoy (1977) nas respectivas curvas carga x recalque determinadas em campo. Quatro critérios de seleção, em função das diferenças entre valores previstos e observados, foram adotados: coeficiente de regressão linear r^2 , média e desvio padrão, probabilidade acumulada e distribuição log-normal. Os métodos para previsão da capacidade de carga foram classificados em função de seus desempenhos gerais, representados pela soma das respectivas classificações parciais em cada um dos quatro critérios acima mencionados.

Os resultados da pesquisa, com recomendação para implementação no Departamento de Transporte e Desenvolvimento do Estado da Luisiânia (EUA), mostraram que os melhores desempenhos foram os dos métodos europeu (de Ruiters e Beringen, 1979) e francês (Bustamante e Gianceselli, 1982), seguidos, nesta ordem, pelos métodos de Philipponnat (1980), Schmertmann (1978), Aoki e Velloso (1975) e Price e Wardle (1982). De acordo com aqueles autores (Titi e

Abu-Farsakh, 1999), os métodos de Schmertmann (1978) e Philipponnat (1980) têm a tendência de superestimar o valor da carga última enquanto que os métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Price e Wardle (1982) tendem a subestimá-la consistentemente.

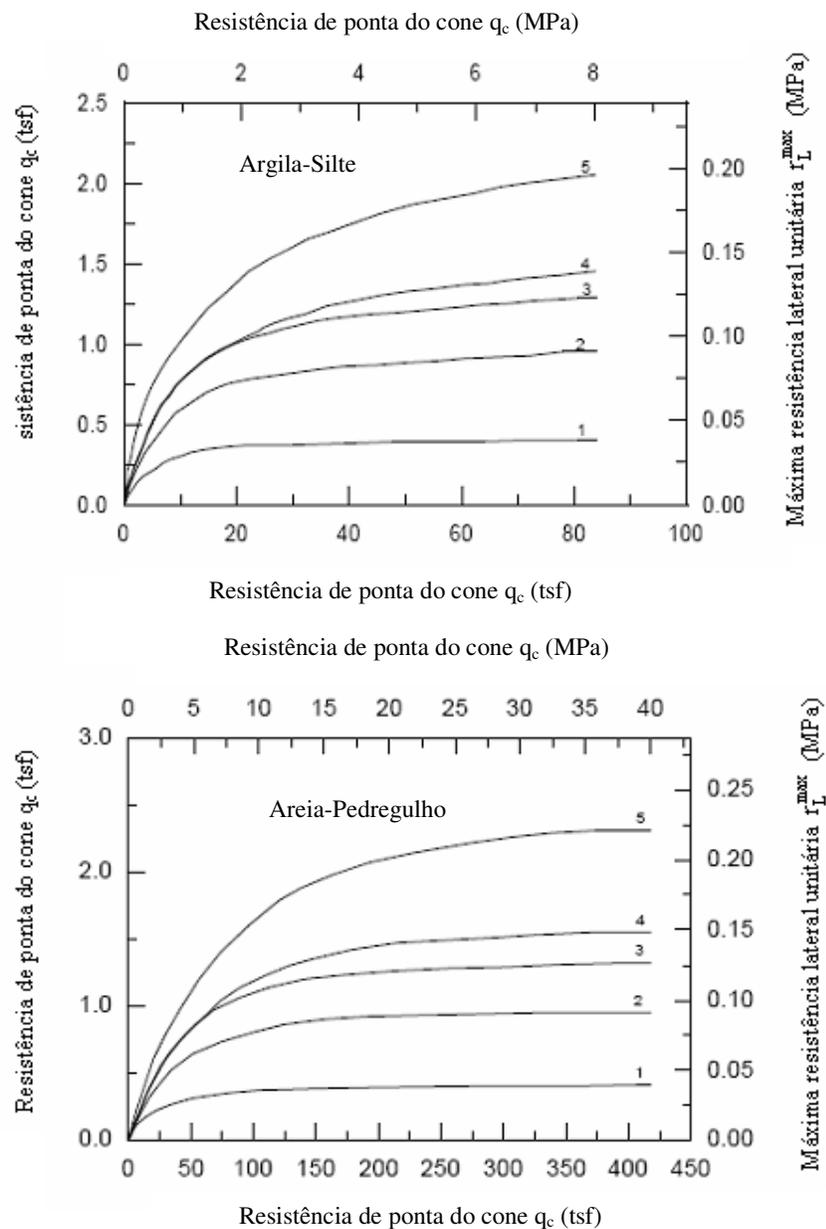


Figura 2.8 – Curvas de máxima resistência lateral unitária da estaca apresentadas por Briaud et al. (1986).

2.5.4

Método de Velloso (1981)

A metodologia proposta por Velloso (1981) para a determinação da capacidade de estacas é baseada em resultados de sondagens à percussão (correlações com o penetrômetro estático).

A equação proposta para o cálculo da resistência de ponta da estaca é expressa como:

$$r_p = A_p \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_c \quad (2.35)$$

onde α é o fator de execução da estaca (1 para estacas cravadas e 0,5 para estacas escavadas) e β é o fator de dimensão da base ($1,016$ até $1,016 \cdot d_b/d_c$ para estacas comprimidas e 0 para estacas tracionadas) e q_c é a pressão de ruptura do solo sob a ponta da estaca.

A resistência por atrito lateral depende, além do perímetro da seção transversal do fuste e do fator α , do fator de carregamento λ (considerado igual a 1 para estacas comprimidas e 0,7 para estacas tracionadas) e da aderência lateral média f_s ao longo de cada camada do solo de espessura ΔL .

No caso de se dispor de resultados de ensaios de cone, o autor sugere adotar $a_L = f_c$ (atrito lateral medido no ensaio de cone). No caso de se dispor apenas de resultados de sondagens à percussão obtém-se os valores de q_c e a_L através de correlações entre os ensaios de cone e SPT:

$$\begin{aligned} a_L &= a' \cdot N^{b'} \\ q_c &= a \cdot N^b \end{aligned} \quad (2.36)$$

Onde a' , b' , a e b são parâmetros de correlação entre o ensaio de cone e o ensaio SPT.

$$q_c = \frac{\overline{q_1} + \overline{q_2}}{2} \quad (2.37)$$

Onde \bar{q}_1 é a média dos valores de q_c 8 diâmetros acima da ponta da estaca da estaca e \bar{q}_2 é a média dos valores de q_c 3,5 diâmetros abaixo da ponta da estaca.

Os valores de a' , b' , a e b propostos por Velloso (1981) estão listados na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Valores de a , b , a' e b' para o método de Velloso (1981).

Tipo de solo	a (MPa)	b	a' (Mpa)	b'
Areias sedimentares submersas *	0,60	1	0,5	1
Argilas sedimentares submersas *	0,25	1	0,63	1
Solos residuais de gnaiss arenosiltosos submersos *	0,50	1	0,85	1
	0,40 *	1*	0,80*	1*
Solos residuais de gnaiss siltoarenosos submersos *	0,47**	0,96**	1,21**	0,74**

* dados obtidos na na área da refinaria Duque de Caxias (RJ).

** dados obtidos na área da Açominas.

2.6 Métodos teóricos

A literatura registra vários métodos denominados teóricos para estimativa da capacidade de suporte de estacas baseados na equação (1.1) e tem seus coeficientes corrigidos em função de medidas experimentais envolvendo tipo de estaca, tipo de solo, tipo de contato solo-estaca, parâmetros de resistência do solo, etc. A revisão bibliográfica apresentada a seguir é baseada nas metodologias sugeridas por O'Neill e Reese (1999), adotadas em mais de 30 Estados americanos, pela U.S. Department of Transportation e pela Federal Highway Administration.

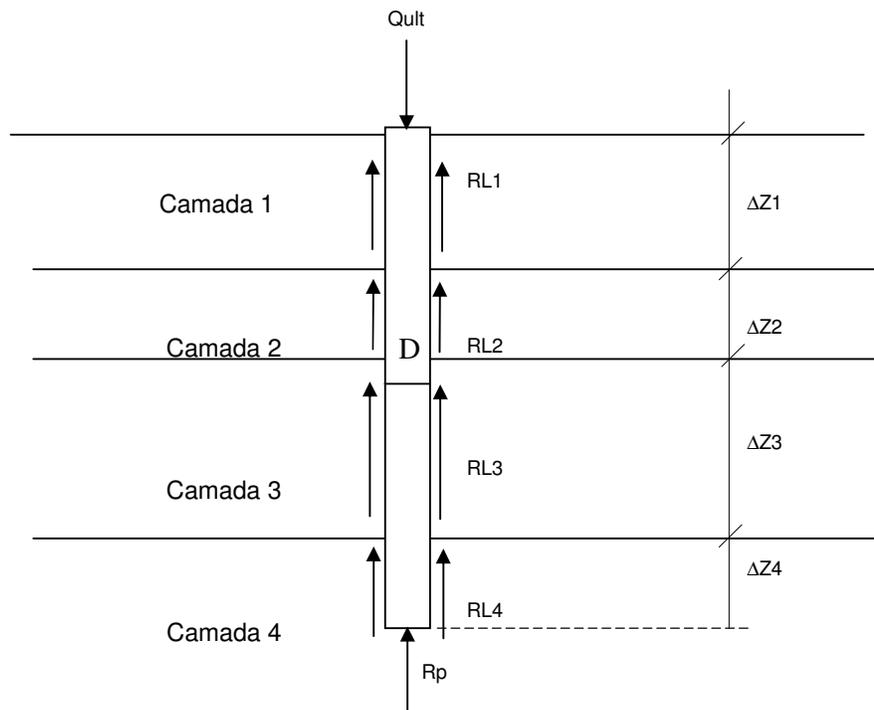


Figura 2.9 – Modelo de cálculo da capacidade de suporte de uma estaca.

$$Q_{uki} = r_p \frac{\pi D^2}{4} + \pi D \sum_{i=1}^4 (r_L)_i \Delta z_i \quad (2.38)$$

2.6.1. Resistência unitária de ponta r_p

Para solos homogêneos, isotrópicos, a resistência unitária na ponta de uma estaca pode ser estimada por

$$r_p = \xi_{sc} \xi_{dc} \xi_{ic} N_c c + \xi_{sq} \xi_{dq} \xi_{iq} (N_q - 1) \sigma'_{vb} + 0,5D \xi_{s\gamma} \xi_{d\gamma} \xi_{i\gamma} N_\gamma \gamma'_b \quad (2.39)$$

onde

N_c , N_q , N_γ são fatores de capacidade de carga para uma fundação corrida de largura D sobre a superfície do solo, com valores dependentes do ângulo de atrito, supondo ruptura generalizada (comportamento rígido plástico).

ξ_{jk} são fatores de correção de forma ($j=s$), profundidade ($j=d$), inclinação do carregamento ($j=i$) dos fatores de capacidade de carga N_c ($k=c$), N_q ($k=q$) e N_γ ($k = \gamma$);

σ'_{vb} é o valor da tensão vertical efetiva na profundidade da ponta da estaca, desconsideradas as variações produzidas pelo processo de instalação da estaca (cravação ou escavação);

γ'_b é o peso específico na profundidade da ponta da estaca peso específico submerso se abaixo do nível d'água);

c é a coesão do solo na profundidade da ponta da estaca (S_u no caso não-drenado).

2.6.1.1. Solos coesivos - carregamento não drenado

Para análise não drenada, considera-se $\phi = 0$ e, da formulação e curvas da figura 2.10, constata-se que $N_q = 1$ e $N_\gamma = 0$. Se for também admitido que a inclinação do carregamento é nula (paralelo ao eixo da estaca) e que a profundidade da base encontra-se na profundidade $L \geq 3D$, então a quantidade $\xi_{sc} \xi_{dc} \xi_{ic} N_c = N_c^*$ pode ser determinada assumindo-se que a ruptura da base ocorra pela expansão de uma cavidade esférica no interior de um meio elástico, conforme modelo teórico proposto por Vesic (1972). Assim, a equação (2.36) simplifica-se para

$$r_p = N_c^* S_u \quad \text{com} \quad (2.40)$$

$$N_c^* = 1,33(\ln I_r + 1) \quad \text{onde} \quad (2.41)$$

$$I_r = \frac{E_u}{3S_u} \quad (2.42)$$

O índice de rigidez I_r é definido em função do módulo de Young do solo na condição não drenada E_u , medido em ensaios de laboratório ou de campo, como no ensaio pressiométrico. Se o módulo de elasticidade não for avaliado, pode ainda ser aproximadamente estimado da tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Valores de $E_u/3S_u$ em ensaios UU e valores correspondentes de

$$N_c^*$$

S_u (kPa)	$E_u/3S_u$	N_c^*
24	50	6,5
48	150	8,0
96	250	8,7
192	300	8,9

Obs: Se $S_u > 192\text{kPa}$, utilizar $N_c^* = 9$.

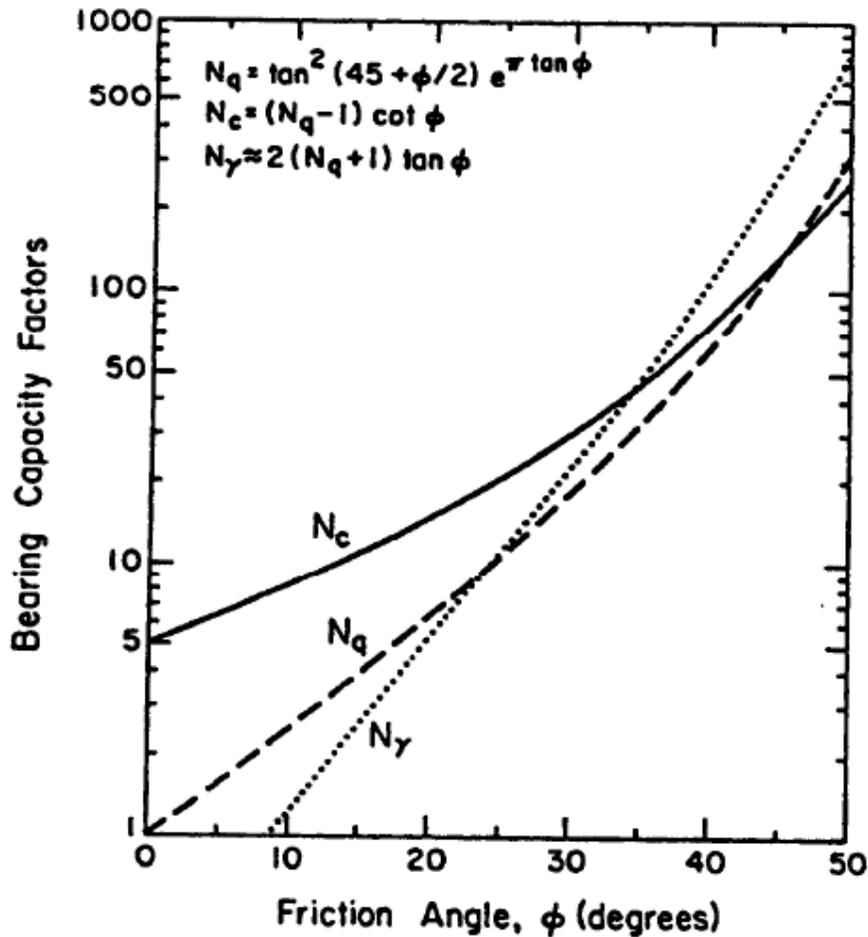


Figura 2.10 – Fatores de capacidade de carga (Chen e Kulhawy, 1994)

2.6.1.2.

Solos coesivos ou granulares - carregamento drenado

Exceto para o caso de estacas muito curtas, o termo envolvendo N_γ na equação 2.36 pode ser geralmente ignorado. Mesmo para fundações rasas, o efeito de ignorar este termo resulta em cálculos levemente conservadores. Assim sendo, a equação 2.36 pode ser re-escrita como

$$r_p = \xi_{sc} \xi_{dc} \xi_{ic} N_c c + \xi_{sq} \xi_{dq} \xi_{iq} (N_q - 1) \sigma'_{vb} \quad (2.43)$$

onde os valores dos fatores de capacidade de carga N_c e N_q para uma fundação corrida sobre solo de comportamento rígido plástico estão plotados na figura 2.10 em função do ângulo de atrito ϕ (tipicamente, para solos granulares $25^\circ < \phi < 40^\circ$ e para solos coesivos $10^\circ < \phi < 25^\circ$).

De acordo com Chen e Kulhawy (1994) durante o processo de ruptura, uma zona de escoamento plástico se desenvolve abaixo da ponta da estaca, acompanhada de deformações elásticas na massa de solo circundante. Este confinamento tem influência sobre o valor de resistência da ponta r_p , razão pela qual os fatores N_c e N_q devem ser corrigidas para considerar também o efeito da rigidez do solo (não somente do ângulo de atrito ϕ), ou seja,

$$\begin{aligned} N_c^{corrigido} &= \xi_{rc} N_c \\ N_q^{corrigido} &= \xi_{rq} N_q \\ \xi_{rc} &= \xi_{rq} - \left(\frac{1 - \xi_{rq}}{N_c \tan \phi} \right) \\ \xi_{rq} &= \exp \left(-3,8 \tan \phi + \frac{(3,07 \text{sen} \phi)(\log_{10} 2I_{rr})}{1 + \text{sen} \phi} \right) \end{aligned} \quad (2.44)$$

onde I_{rr} é o índice de rigidez reduzida que relaciona o módulo de cisalhamento do solo com sua resistência ao cisalhamento e respectiva variação de volume durante carregamento drenado. Este índice pode ser expresso pela equação

$$\begin{aligned} I_{rr} &= \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad \text{com} \\ I_r &= \frac{E_d}{2(1 + \nu_d) \sigma_{vb} \tan \phi} \end{aligned} \quad (2.45)$$

onde ν_d e E_d são os parâmetros elásticos do solo ao redor da ponta da estaca, na condição drenada, e Δ a deformação volumétrica na zona plástica durante o carregamento (fase de cisalhamento).

Para solos granulares não cimentados, Chen e Kulhawy (op.cit.) sugerem $E_d = 100p_a$ a $200p_a$ para solos fofos, $E_d = 200p_a$ a $500p_a$ para solos medianamente compactos e $E_d = 500p_a$ a $1000p_a$ para solos compactos, onde $p_a = 101$ kPa corresponde ao valor da pressão atmosférica. Aqueles autores também sugeriram

as seguintes equações de natureza empírica para estimativa de v_d e Δ a partir da definição de um ângulo de atrito relativo ϕ_{rel} ,

$$\phi_{rel} = \frac{\phi^\circ - 25^\circ}{20^\circ} \quad \text{para} \quad 25^\circ \leq \phi \leq 45^\circ \quad (2.46a)$$

$$v_d = 0,1 + 0,3\phi_{rel} \quad (2.46b)$$

$$\Delta = 0,005(1 - \phi_{rel}) \frac{\sigma'_{vb}}{p_a} \quad (2.46c)$$

Equações mais rigorosas para cálculo do índice de rigidez reduzido I_{rr} , mas também muito mais complexas, foram apresentadas por Vesic (1972).

Para solos coesivos, os valores de ϕ , E_d , v_d e Δ precisam ser estimados através de ensaios de campo específicos, pois parece ainda não existirem procedimentos simples disponíveis para estimativas como as acima apresentadas para solos granulares.

As equações 2.41 a 2.43 indicam que um solo situado abaixo da ponta da estaca e confinado por um solo deformável exibe capacidade de suporte inferior a um solo com o mesmo valor de ϕ , porém confinado por materiais mais rígidos. Assim, um solo pré-adensado com determinado valor do ângulo de atrito ϕ apresentará uma capacidade de suporte superior à de uma argila normalmente adensada com o mesmo valor de ϕ .

As correções indicadas nas equações 2.41 somente devem ser aplicadas quando I_{rr} é inferior a determinado limite crítico estabelecido pela equação 2.44. Caso contrário, deve-se desconsiderar ambas as correções (ou seja, $\xi_{rc} = 1$ e $\xi_{rq} = 1$).

$$I_{rr}^{critico} = 0,5 \exp[2,85 \cot an(45^\circ - \phi^\circ / 2)] \quad (2.47)$$

Finalmente, os valores dos coeficientes de correção dos fatores de capacidade de carga da equação 2.40 podem ser estimados pela tabela 2.11.

Tabela 2.11 - Coeficientes de correção dos fatores de capacidade de carga

Coeficiente	Valor
ξ_{sc}	$1 + N_q / N_c$
ξ_{dc}	$\xi_{dq} - (1 - \xi_{dq}) / (N_c \tan \phi)$
ξ_{sq}	$1 + \tan \phi$
ξ_{dq}	$1 + 2(\tan \phi)(1 - \text{sen} \phi)^2 \left[\pi \tan^{-1}(L/D) / 180^\circ \right]$

Obs: N_c e N_q conforme figura 2.10.

O método teórico descrito acima não é simples de ser aplicado na prática pois há variações de tensão na ponta da estaca durante o processo de instalação (cravação ou escavação). Estes efeitos são difíceis de serem quantificados analiticamente, ainda que, no futuro, talvez seja possível modificar a equação 2.43c ou introduzir uma nova variável para quantificar a influência destas variações de tensão.

2.6.2.

Resistência unitária lateral r_L

Há relativamente poucos estudos analíticos publicados sobre a resistência unitária lateral desenvolvida ao longo do fuste de estacas. A maioria das informações disponíveis foi obtida empiricamente relacionando a resistência lateral medida em provas de carga instrumentadas com propriedades do solo e nível de tensões, quando conhecidos.

2.6.2.1.

Solos coesivos - carregamento não drenado

A estimativa da resistência unitária lateral r_L é normalmente relacionada com a resistência não drenada S_u

$$r_L = \alpha S_u \quad (2.48)$$

onde α reflete os efeitos da perturbação do solo ao longo da interface solo-estaca causada pela instalação (cravação ou escavação) da fundação.

Várias correlações foram propostas na literatura para obtenção de α , determinadas com base na resistência UU medida em ensaios de laboratório e valores de resistência lateral determinados em provas de carga. Tais correlações empíricas para estacas cravadas e escavadas podem ser obtidas nos artigos de Chen e Kulhawy (1994); Davisson (1994); Reese e O'Neill (1988), Kulhawi e Phoon (1993); Sladen (1992); Randolph e Murphy (1985); McClelland (1974), dentre outros.

2.6.2.2. Solos coesivos - carregamento drenado

Via de regra, o comportamento drenado não controla a resistência lateral de estacas em solos coesivos a curto prazo. É prudente, no entanto, fazer esta avaliação no caso de argilas fortemente pré-adensadas porque podem experimentar redução da resistência lateral com o tempo. As poro pressões negativas, geradas pelo carregamento e que inicialmente contribuem para aumentar a resistência da argila, eventualmente se dissipam. O comportamento da estaca sob condição drenada também deve ser verificado em situações onde o carregamento pode variar com o tempo, como no caso da construção de aterros posteriores, causando adensamento do solo e ganho de resistência, ou na execução de escavações, provocando inchamentos e perda de resistência do solo.

. A equação empírica proposta por Stas e Kulhawy (1984), baseada no princípio das tensões efetivas, forma a base do procedimento empregado.

$$r_L = a' + \sigma'_v K_0 \tan[(\delta/\phi)\phi] \quad (2.49)$$

onde a' é a adesão do solo na interface, usualmente considerada igual à coesão do solo em termos de tensões efetivas, σ'_v a tensão vertical efetiva do solo na profundidade onde r_L é calculado, K_0 o coeficiente de empuxo no repouso do solo vizinho à estaca, (δ/ϕ) uma função dependente da rugosidade da interface solo-estaca (geralmente assumida igual a $2/3$) e ϕ o ângulo de atrito do solo nas vizinhanças da estaca.

O coeficiente de empuxo no repouso K_0 pode ser medido *in situ* (ensaio pressiométrico, por exemplo) ou estimado pela equação abaixo (Mayne e Kulhawy, 1982):

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi)OCR^{\text{sen}\phi} \quad (2.50)$$

onde OCR é a razão de pré-adensamento do solo. Como geralmente o índice OCR diminui com a profundidade, mas σ'_v cresce, a soma destes efeitos ainda produz crescimento com a profundidade da resistência lateral r_L , ainda que sob menores taxas.

2.6.2.3. Solos granulares

Para solos granulares não cimentados $a' = 0$, e a equação 2.46 é simplificada no chamado *método β*

$$r_L = a' + \sigma'_v K_0 \tan[(\delta/\phi)\phi] = K(\tan \delta)\sigma'_v = \beta\sigma'_v \quad (2.51)$$

Se uma prova de carga instrumentada for executada, valores de r_L são medidos e uma distribuição empírica de β ao longo do fuste pode ser obtida. Ainda que β seja quantidade empírica, tem como base teórica a equação 2.46.

A literatura registra várias propostas de valores de β para estacas cravadas e escavadas, conforme mostram as tabelas 2.12 e 2.13.

Tabela 2.12 – Valores de β para estacas cravadas (apud Borga, 1999)

Referência	Fator β	Material
McClelland (1974)	0,15 a 0,35 (compressão) 0,10 a 0,24 (tração)	Areias com predominância de sílica
Meyerhof (1976)	0,44 para $\phi' = 28^\circ$ 0,75 para $\phi' = 35^\circ$ 1,2 para $\phi' = 37^\circ$	
Stas e Kulhawy (1984)	$(K/K_o) \cdot K_o \cdot \tan(\phi' \cdot \delta/\phi)$ δ/ϕ depende dos materiais na interface (entre 0,5 a 1,0) K/K_o depende do método de instalação (entre 0,5 a 2,0)	
Poulos (1988)	0,05 a 0,10	Areias calcárias não cimentadas
Burland (1973)	$(1 - \sin \phi') \cdot \tan \phi' \cdot (\text{OCR})^{0,5}$	Argilas
Flaate e Selnes (1977)	$0,4\sqrt{\text{OCR}} u_L$ onde $u_L = \frac{L + 215,2}{2L + 215,2}$	
Parry e Swain (1977)	$\left(\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \right) \cdot \tan \phi'$	Argilas NC

Tabela 2.13 – Valores de β para estacas escavadas (apud Borga, 1999)

Referência	Fator β	Material
Meyerhof (1976)	0,10 para $\phi' = 33^\circ$ 0,20 para $\phi' = 35^\circ$ 0,35 para $\phi' = 37^\circ$	Areias com predominância de sílica
Kraft e Lyons (1974)	$F \cdot \tan(\phi' - 5^\circ)$ onde $F = 0,7$ (compressão) $F = 0,5$ (tração)	
Poulos (1988)	0,5 a 0,8 para $q_L = 60$ a 100 kPa	Areias calcárias não cimentadas
Fleming et al. (1985)	$K \cdot \tan \phi'$ K é menor que K_o ou $0,5(1+K_o)$	Argilas
Stas e Kulhawy (1984)	$(K/K_o) \cdot K_o \cdot \tan(\phi' \cdot \delta/\phi)$ δ/ϕ depende dos materiais na interface (entre 0,5 a 1,0) K/K_o depende do método de instalação (entre 2/3 a 1,0)	

. O'Neill e Hassan (1994) examinaram os resultados experimentais de β obtidos por vários autores, conforme figura 2.11. Observaram que os valores correspondentes a pedregulhos são maiores do que os relativos a areias, e propuseram as correlações 2.49, para areias, e 2.50 para pedregulhos, onde a profundidade z é expressa em metros. Os valores de r_L calculados posteriormente na equação 2.48 devem ser limitados a 200 kPa, exceto se um valor superior for medido em prova de carga.

$$\begin{aligned} \beta &= 1,5 - 0,245\sqrt{z} && \text{para } N_{SPT} > 15 && \text{com } 0,25 \leq \beta \leq 1,2 \\ \beta &= \frac{N}{15}(1,5 - 0,245\sqrt{z}) && \text{para } N_{SPT} < 15 && \text{com } 0,25 \leq \beta \leq 1,2 \end{aligned} \quad (2.52)$$

$$\beta = 2 - 0,15\sqrt{z} \quad \text{para } N_{SPT} \geq 15 \quad \text{com } 0,25 \leq \beta \leq 1,8 \quad (2.53)$$

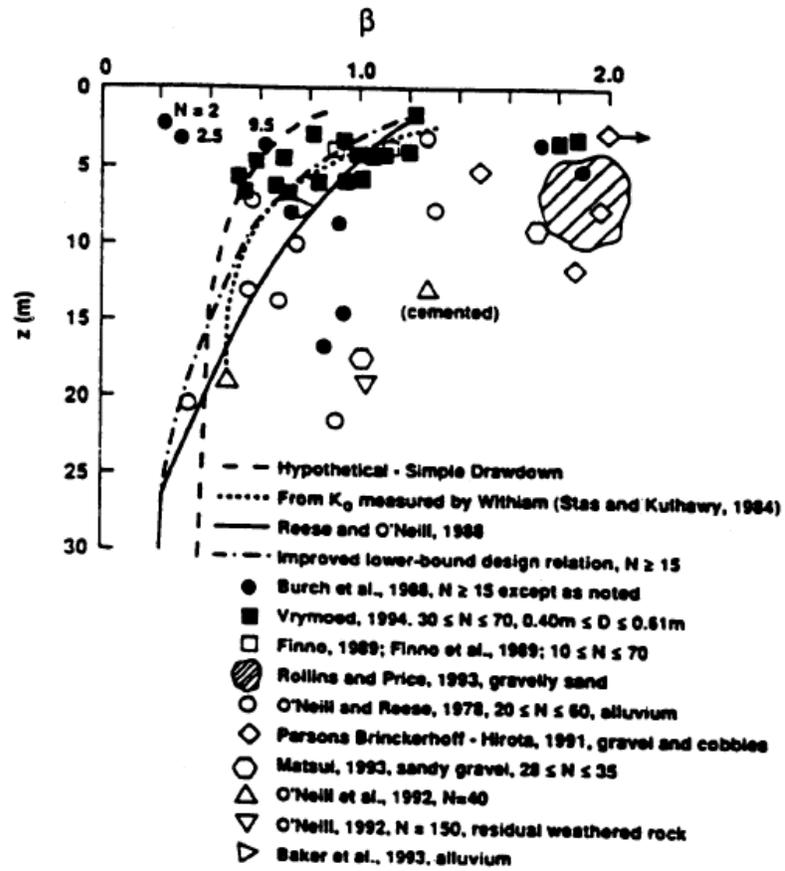


Figura 2.11 – Variações do fator β com a profundidade em estacas escavadas (O'Neill e Hassan, 1994).