

3

Avaliação do campo de deformações em torno de uma estaca

3.1. Métodos teóricos

3.1.1. Método baseado nas funções de transferência de carga

Um método baseado nas funções de transferência de carga foi inicialmente proposto por COYLE & REESE (1966), a partir de resultados experimentais de ensaios de campo, em estacas instrumentadas, e de ensaios de laboratório, em modelos de estacas. Funções de transferência de carga relacionando o deslocamento vertical da estaca com a transferência de carga da fundação ao solo foram introduzidas por SEED & REESE (1957). Um exemplo típico é mostrado na Fig. 3.1.

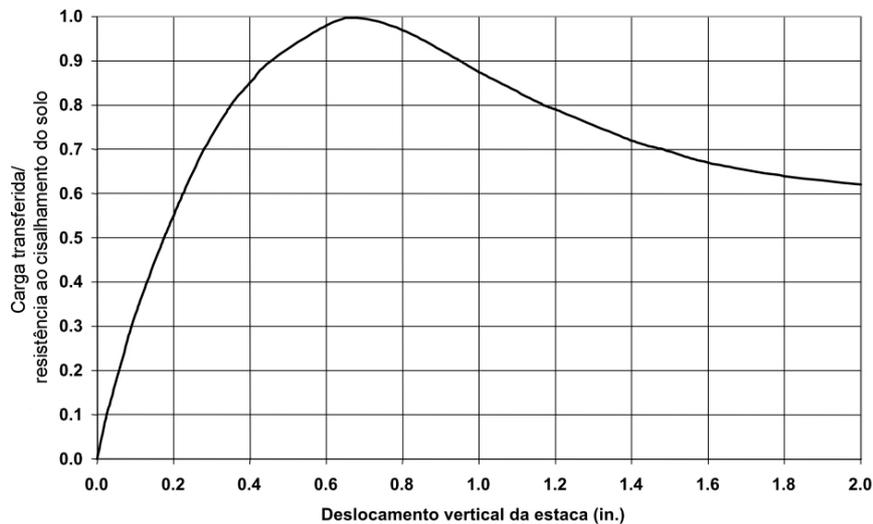


Figura 3.1 - Curva típica de transferência de carga proposta por COYLE & REESE (1966). (apud POULOS & DAVIS, 1980)

Em muitos problemas, várias dessas curvas podem ser necessárias para uma adequada descrição da transferência de carga ao longo do comprimento da estaca.

Considere, por exemplo, uma estaca dividida em três elementos (para preservar a simplicidade da análise), conforme Fig. 3.2.

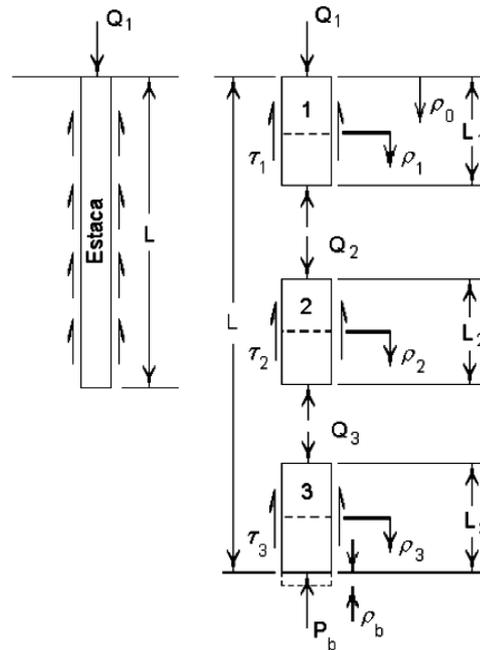


Figura 3.2 - Análise da transferência de carga, proposta por COYLE & REESE (1966). (apud POULOS & DAVIS, 1980).

Um pequeno deslocamento inicial da base ρ_b é imposto, podendo ser nulo para o caso de estacas assentes em rocha. A força de reação na ponta P_b provocada por este deslocamento, pode então ser calculada, aproximadamente, pela formulação de Boussinesq, considerando a base como uma área circular rígida de diâmetro d :

$$P_b = \frac{dE\rho_b}{(1-\nu^2)} \quad (1.1)$$

E e ν são os parâmetros médios de deformabilidade do material abaixo da base, estimados através dos ensaios de campo ou laboratório.

O passo seguinte é atribuir, arbitrariamente, um deslocamento para o centro do elemento da base (na primeira tentativa, $\rho_3 = \rho_b$). Usando o valor de ρ_3 , obtém-se na curva de transferência de carga (Fig. 3.1) um determinado valor para a razão entre a tensão transferida e a resistência ao cisalhamento do solo. Em seguida, da

curva resistência ao cisalhamento vs. profundidade, obtém-se a resistência ao cisalhamento do solo na profundidade do elemento e, assim, a tensão transferida τ_A pode ser calculada e a carga Q_3 no topo do elemento 3 pode então ser obtida:

$$Q_3 = P_b + \tau_A L_3 p_3 \quad (1.2)$$

L_3 - comprimento do elemento 3;

$p_3 = \pi d$ - perímetro do elemento 3.

Feito isso, calcula-se o acréscimo do deslocamento no ponto médio do elemento em questão, admitindo-se uma variação linear de carga ao longo do elemento, através da seguinte expressão:

$$\Delta' \rho_3 = \left(\frac{Q_m + P_b}{2} \right) \left(\frac{L_3}{2A_3 E_p} \right) \quad (1.3)$$

$$Q_m = \frac{Q_3 + P_b}{2} \quad (1.4)$$

A_3 - área da seção transversal do elemento 3;

E_p - módulo de elasticidade da estaca.

E finalmente, um novo deslocamento é obtido no centro do elemento 3, por:

$$\rho_3 = \rho_b + \Delta' \rho_3 \quad (1.5)$$

Se essa nova estimativa de ρ'_3 não convergir para o valor inicial ρ_3 , dentro de certa tolerância, o processo é então repetido, atualizando-se o valor de ρ_3 igual a ρ'_3 .

Quando a convergência for alcançada, considera-se o elemento imediatamente superior, e assim por diante, até que o deslocamento no topo da estaca seja obtido.

O mecanismo de transferência de carga ao longo da estaca (Fig. 3.3) pode ser representado pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_i \pi \frac{d^2}{4} = \Delta\tau \cdot \pi d \cdot \Delta L \quad (1.6)$$

$$\Delta\sigma_i = \frac{4\Delta L}{d} \Delta\tau_i \quad (1.7)$$

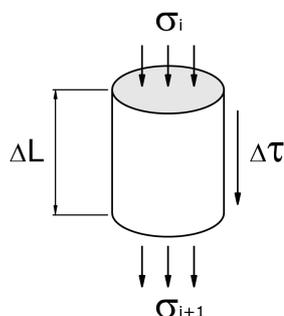


Figura 3.3 - O esquema de transferência de carga ao longo de um elemento da estaca.

3.1.2.

Método baseado na teoria da elasticidade linear

A análise do comportamento de fundações profundas com base na teoria da elasticidade linear tem sido empregada por diversos pesquisadores. Em termos gerais, essas aproximações consideram que a estaca é discretizada em um certo número de elementos e a solução é obtida através da imposição da condição de compatibilidade entre os deslocamentos da estaca e os deslocamentos do solo adjacente a cada um desses elementos. A resposta elástica do solo é geralmente obtida através das equações de MINDLIN (1936) que fornecem tensões e deslocamentos em um semi-espaço elástico, homogêneo, sob ação de uma carga pontual horizontal ou vertical aplicada em um ponto qualquer na profundidade. A principal diferença entre esses métodos consiste nas hipóteses adotadas com respeito ao ponto ou superfície de aplicação da tensão cisalhante ao longo do fuste da estaca.

3.1.2.1.

Método proposto por POULOS (1968)

POULOS (1968), e POULOS & MATTES (1969) consideram as tensões cisalhantes uniformemente distribuídas ao redor do fuste da estaca, hipótese mais realista, principalmente no caso de estacas curtas.

A estaca é considerada um cilindro de comprimento L , diâmetro do fuste d e diâmetro da base d_b e é carregada pela força axial P aplicada na superfície. Considera-se que tensões cisalhantes p atuam na área lateral do fuste e uma tensão normal uniforme p_b atua na base (Fig. 3.4). O solo é representado por um semi-espaço homogêneo isotrópico e possui parâmetros E e ν , que não são afetados pela instalação da estaca. Admite-se que o estado de tensão inicial do solo e da estaca é nulo e o processo da instalação não gera tensões residuais. A condição de compatibilidade entre os deslocamentos verticais dos elementos do solo adjacente é assegurada impondo-se o contato perfeitamente aderente na interface solo-estaca.

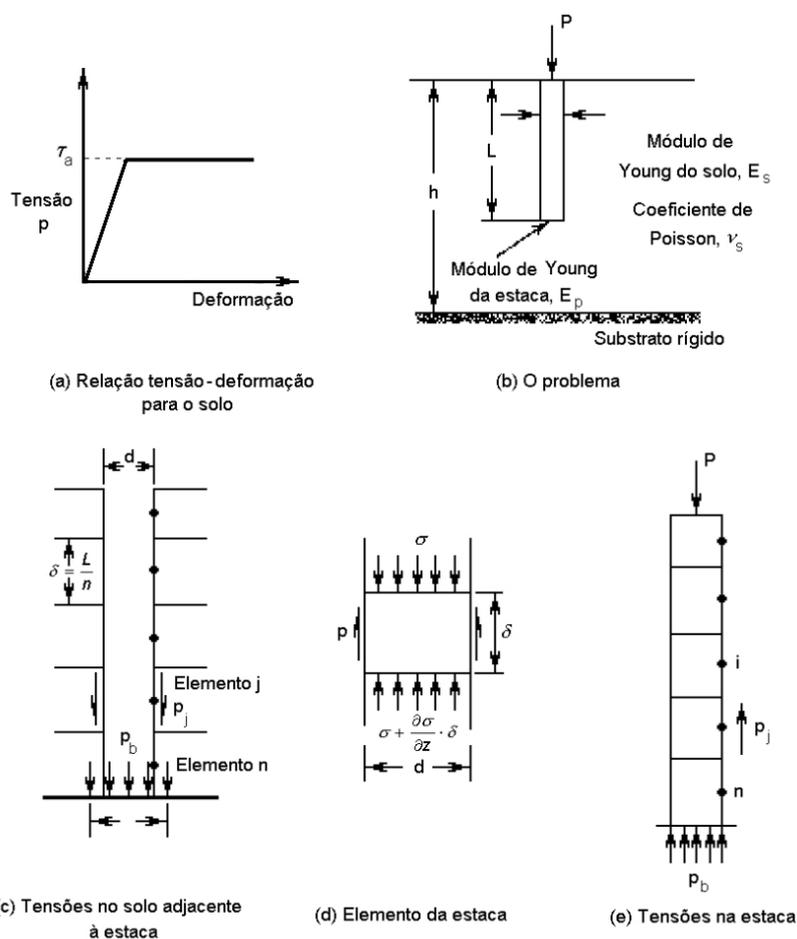


Figura 3.4 - Análise para uma estaca flutuante. (POULOS & DAVIS, 1980)

A estaca é dividida em n elementos. O deslocamento vertical no ponto médio do elemento i na interface estaca-solo devido à tensão p_j atuante no elemento j pode ser expresso como:

$${}_s\rho_{ij} = \frac{d}{E_s} I_{ij} p_j \quad (1.8)$$

${}_s\rho_{ij}$ - deslocamento vertical do solo no elemento i devido à tensão cisalhante atuante no elemento j ;

d - diâmetro da estaca;

E_s - módulo de elasticidade do solo;

I_{ij} - fator de influência do deslocamento vertical do solo no elemento i devido à tensão cisalhante atuante no elemento j ;

p_j - tensão cisalhante atuante no elemento j .

Considerando a superposição dos deslocamentos do elemento i quando o ponto de aplicação de p_j varia em todos os n elementos do fuste da estaca ($j = 1, \dots, n$) e no elemento adicional da base, obtém-se então:

$${}_s\rho_i = \frac{d}{E_s} (I_{ij} p_j) + \left(\frac{d_b}{E_s} I_{ib} \right) p_b \quad (1.9)$$

${}_s\rho_i$ - deslocamento vertical total do solo no elemento i ;

d_b - diâmetro da base da estaca;

I_{ib} - fator de influência do deslocamento vertical do solo no elemento i devido à tensão normal atuante na base da estaca;

p_b - tensão vertical normal atuante na base da estaca.

Generalizando a equação acima para todos os elementos da estaca, é possível escrever sob forma matricial:

$$\{ {}_s\rho \} = \frac{d}{E_s} [I_s] \{ p \} \quad (1.10)$$

$\{ {}_s\rho \}$ - vetor dos deslocamentos verticais dos elementos do solo;

$\{ p \}$ - vetor das tensões atuantes na superfície da estaca;

$[I_s]$ - matriz quadrada $(n+1)$ dos fatores de influência do deslocamento vertical do solo.

$$[I_s] = \begin{bmatrix} I_{11} & I_{12} & \dots & I_{1n} & I_{1B} \frac{d_b}{d} \\ I_{12} & I_{22} & \dots & I_{2n} & I_{2B} \frac{d_b}{d} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ I_{n1} & I_{n2} & \dots & I_{nn} & I_{nB} \frac{d_b}{d} \\ I_{B1} & I_{B2} & \dots & I_{Bn} & I_{BB} \frac{d_b}{d} \end{bmatrix} \quad (1.11)$$

Os elementos da matriz $[I_s]$ podem ser estimados através da integração das equações de MINDLIN (1936), que fornecem os campos de tensões e deslocamentos em um semi-espaço homogêneo gerados por força pontual aplicada em seu interior ou sobre sua superfície.

Os deslocamentos verticais dos elementos da estaca podem ser calculados considerando somente a compressão axial da estaca. O equilíbrio de cada elemento da estaca é expresso pela equação diferencial:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial z} = \frac{-4p}{R_A d} \quad (1.12)$$

σ - tensão normal axial na estaca;

z - profundidade a partir da superfície do semi-espaço;

p - tensão cisalhante na superfície lateral da estaca.

R_A - razão da área da estaca;

$$R_A = \frac{A_p}{\pi d^2 / 4} \quad (1.13)$$

A_p - área da seção transversal sólida da estaca.

A deformação axial do elemento da estaca é dada por:

$$\varepsilon = \frac{\partial_p \rho}{\partial z} = \frac{-\sigma}{E_p} \quad (1.14)$$

${}_p\rho$ - deslocamento vertical da estaca;

E_p - modulo de elasticidade da estaca;

Considerando $d = d_b$:

$$\varepsilon = \frac{\partial^2 {}_p\rho}{\partial z^2} = \left(\frac{4p}{d} \right) \left(\frac{1}{E_p R_A} \right) \quad (1.15)$$

A solução desta equação para determinação dos deslocamentos dos elementos da estaca pode ser obtida de forma aproximada pelo método das diferenças finitas (MATTES & POULOS, 1969):

$$\{p\} = \frac{d}{4\delta^2} E_p R_A [I_p] \{{}_p\rho\} + \{Y\} \quad (1.16)$$

$\{p\}$ - vetor de tensões cisalhantes (n+1);

$\delta = L/n$;

$[I_p]$ - matriz quadrada (n+1) dos fatores de deslocamento vertical da estaca;

$\{{}_p\rho\}$ - vetor dos deslocamentos verticais da estaca (n+1);

$\{Y\}$ - vetor de carregamentos externos.

$$\{Y\} = \left\{ \begin{array}{c} \left(\frac{P}{\pi d^2} \right) \left(\frac{n}{L/d} \right) \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ \dots \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right\} \quad (1.17)$$

$$[I_P] = \begin{bmatrix} -1 & 1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 & 1 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & -0,2 & 2 & -5 & 3,2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & -\frac{4f}{3} & 12f & -\frac{32f}{3} \end{bmatrix} \quad (1.18)$$

$$f = \frac{L/d}{nR_A} \quad (1.19)$$

Considerando as condições da perfeita aderência na interface solo-estaca:

$$\{p\rho\} = \{s\rho\} \quad (1.20)$$

Logo:

$$\{p\} = \left[[I] - \left(\frac{n^2}{4(L/d)^2} (K[I_P])([I_S]) \right) \right]^{-1} \cdot \{Y\} \quad (1.21)$$

K – rigidez relativa da estaca,

$$K = \frac{E_P R_A}{E_S} \quad (1.22)$$

POULOS (1968) sugere que os resultados satisfatórios são obtidos com a discretização da estaca em 10 elementos, exceto no caso das estacas relativamente esbeltas ($L/d > 50$) ou muito compressíveis ($K < 100$), situações em que recomenda $n = 20$ ou 25.

3.1.3. Modelo de cilindros concêntricos

FRANK (1974) propôs que o modo fundamental de deformação em torno de uma estaca é a cisalhamento simples de cilindros concêntricos (Fig. 3.5), que representa o mecanismo de transferência de carga radialmente. Este modelo de transferência de carga foi comprovado utilizando o método de elementos finitos e através dos resultados experimentais das provas de carga em uma estaca instrumentada (COOKE & PRICE, 1973).

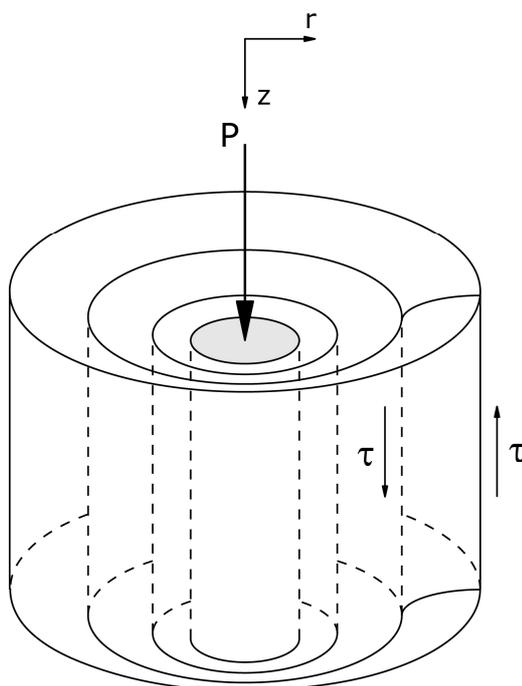


Figura 3.5 - Modelo de deformação para o fuste da estaca (cisalhamento simples de cilindros concêntricos).

3.1.3.1. Intrusão rígida em um semi-espaço homogêneo.

O modelo simplificado foi primeiramente criado para uma estaca (intrusão) rígida em um semi-espaço homogêneo. A carga imposta à estaca foi dividida em duas parcelas: a carga do fuste e da base. O solo foi dividido em duas camadas por um plano horizontal no nível da base da estaca. Considera-se que a camada superior se deforma somente devido à carga cisalhante ao longo do fuste da estaca e a camada inferior exclusivamente devido à carga na base.

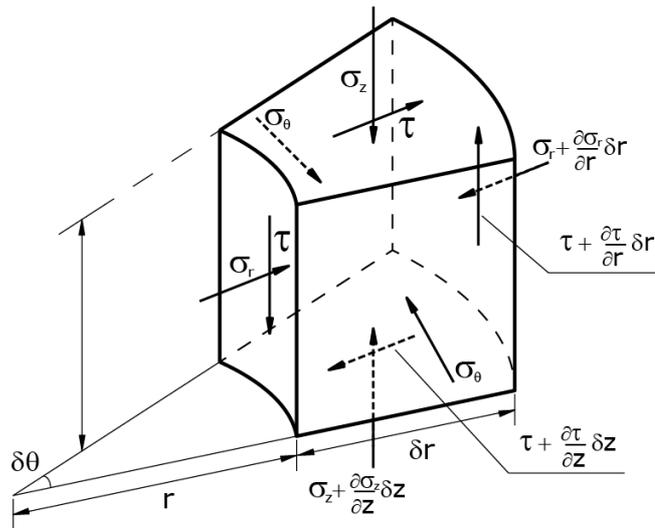


Figura 3.6 - Esquema de tensões em um elemento de solo.

Considerando o equilíbrio vertical de um elemento do solo (Fig. 3.6), temos:

$$\frac{\partial}{\partial r}(r\tau) - r \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \quad (1.23)$$

τ - tensão cisalhante;

σ_z - tensão vertical total;

r - distância radial.

O incremento da tensão cisalhante na vizinhança da estaca é muito maior do que o da tensão vertical, portanto a parcela $r \frac{\partial \sigma_z}{\partial z}$ pode ser desprezada:

$$\frac{\partial}{\partial r}(r\tau) \cong 0 \quad (1.24)$$

Perto do fuste da estaca o cisalhamento vertical é expresso por:

$$\tau = \frac{\tau_0 r_0}{r} \quad (1.25)$$

τ_0 - cisalhamento no fuste da estaca ($r = r_0$);

r_0 - raio da estaca.

Ignorando a variação do deslocamento radial com a profundidade, a deformação cisalhante do solo é aproximada por:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{\partial \rho}{\partial r} \quad (1.26)$$

γ - deformação cisalhante do solo;

ρ - deslocamento vertical;

G - módulo cisalhante do solo.

$$\rho = \rho_0 - \frac{\tau_0 r}{G} \cdot \ln \frac{r}{r_0} \quad (1.27)$$

ρ_0 - deslocamento vertical na interface estaca-solo.

Adotando uma distância r_m , na qual o deslocamento vertical é nulo, o deslocamento na interface estaca-solo é dado por:

$$\rho_0 = \frac{\tau_0 r}{G} \cdot K \quad (1.28)$$

$$K = \ln \frac{r_m}{r_0} \quad (1.29)$$

RANDOLPH & WROTH (1978) mostraram que os valores de τ_0 e r_m variam com a profundidade em uma estaca rígida enquanto o valor do deslocamento vertical ρ_0 permanece constante.

Coeficiente K representa a integração de $r = r_0$ até $r \rightarrow +\infty$ da função que descreve a variação $\frac{\delta \rho}{\delta r}$ com r . Existem várias propostas para a obtenção do K :

- RANDOLPH & WROTH (1978)

$$K = \ln \left(2,5L \frac{(1-\nu)}{r_0} \right) \quad (1.30)$$

- BAQUELIN, FRANK & JÉZÉQUEL (1982)

$$K = \ln\left(\frac{3,75L}{2r_0(1+\nu)}\right) \cong 1 + \ln\left(\frac{L}{2r_0}\right) \quad (1.31)$$

- ROCHA FILHO & AMARAL (1986)

$$K = \ln\left(\frac{2L(1-\nu)}{r_0} - 10(1-2\nu)\right) \quad (1.32)$$

- SELVADURAI (1976)

$$K = \ln\left(\frac{L}{r_0}\right) - \frac{1}{4(1-\nu)} \quad (1.33)$$

Fig. 3.7 mostra uma comparação gráfica entre diversas propostas de obtenção do K :

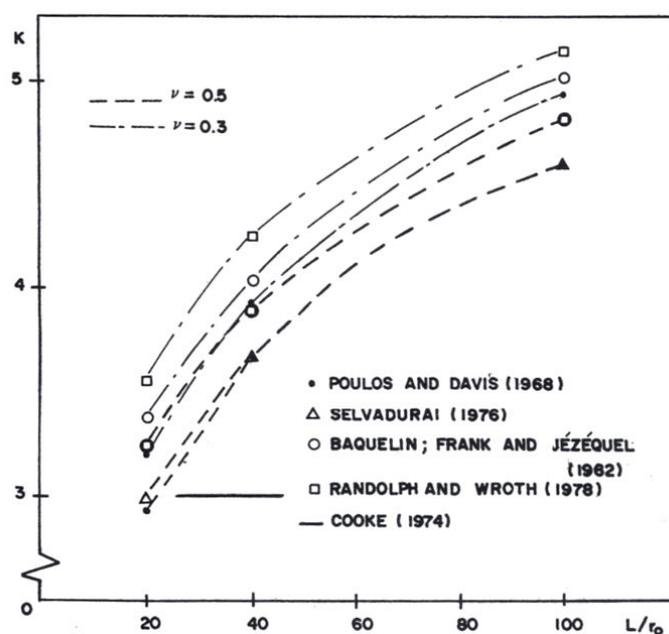


Figura 3.7 - Variação do K com o índice de esbeltez e o coeficiente de Poisson. (ROCHA FILHO & FRANK, 1987)

3.1.3.2. Análise para a base da estaca

Utilizando a formulação de Boussinesq, o deslocamento da base da estaca pode ser expresso como:

$$\rho_b = \frac{P_b(1-\nu)}{4r_0G} \beta \quad (1.34)$$

$$q_b = R\rho_b \quad (1.35)$$

$$R = \frac{2E}{\beta(1-\nu^2)} \frac{1}{\pi r_0} \quad (1.36)$$

ρ_b - deslocamento da base da estaca;

P_b - carga na base da estaca;

q_b - pressão na base da estaca;

β - coeficiente de embutimento.

3.1.3.3. Efeito da compressibilidade da estaca

É necessário incluir o efeito da compressibilidade da estaca na análise. Os deslocamentos verticais e as tensões cisalhantes passam a variar com a profundidade:

$$\rho_0(z) = \frac{\tau_0(z)r_0}{G(z)} K \quad (1.37)$$

Para obter a relação carga – recalque é necessário discretizar a estaca em elementos e fazer o equilíbrio de forças em cada elemento (Figs. 3.8 e 3.9).

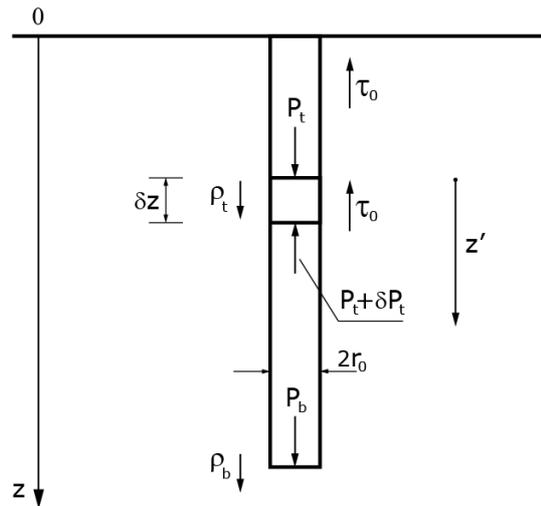


Figura 3.8 - O esquema do carregamento da estaca, convenção de sinais e notação.

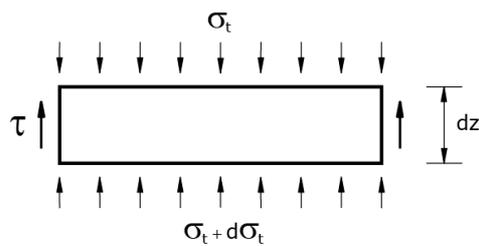


Figura 3.9 - O esquema do carregamento de um elemento da estaca.

O equilíbrio de forças:

$$d\sigma_t \cdot \pi r_0^2 = -\tau_0 \cdot 2\pi r_0 \cdot dz \quad (1.38)$$

$$\frac{d\sigma_t}{dz} = -\frac{2\tau_0}{r_0} \quad (1.39)$$

A deformação específica da estaca é dada por:

$$\varepsilon = \frac{\partial \rho}{\partial z} = \frac{\sigma_t}{E_e} \quad (1.40)$$

$$\frac{\partial^2 \rho}{\partial z^2} = \frac{d\sigma_t}{dz} \cdot \frac{1}{E_e} \quad (1.41)$$

E_e – módulo de elasticidade da estaca.

$$\pi r_0^2 E_e \frac{\partial^2 \rho}{\partial z^2} + 2\pi r_0 \tau_0 = 0 \quad (1.42)$$

No caso da lei bilinear da mobilização da resistência ao cisalhamento do solo:

$$\tau_0 = A_0 + B_0 \rho \quad (1.43)$$

A_0, B_0 – parâmetros representativos da resistência bilinear do solo.

Denominando:

$$\mu^2 = \frac{2\pi r_0 B_0}{E_e S} \quad (1.44)$$

$$S = \pi r_0^2 \quad (1.45)$$

Logo:

$$\frac{\partial^2 \rho}{\partial z^2} + \mu^2 \rho = -\mu^2 \frac{A_0}{B_0} \quad (1.46)$$

A solução da equação acima é:

$$\rho = C_1 ch(\mu z) + C_2 sh(\mu z) - \frac{A_0}{B_0} \quad (1.47)$$

Se $\tau_0 = A_0 = \tau_l$, sendo τ_l a resistência limite ao cisalhamento do solo:

$$\frac{\partial^2 \sigma}{\partial z^2} - \frac{2\pi r_0}{E_e S} A_0 = 0 \quad (1.48)$$

$$\rho = \frac{2\pi r_0 A_0}{E_e S} \frac{z^2}{2} + C_1 z - C_2 \quad (1.49)$$

C_1, C_2 – constantes de integração que podem ser determinadas através da substituição das condições de contorno no topo ou na base da estaca.

Segundo FRANK & ZHAO (1982), o deslocamento ρ_z e a carga P_z a uma profundidade $z' = L - z$, em uma determinada camada são obtidos com respeito ao deslocamento $\rho_{t'}$ e a carga $P_{t'}$ no topo da camada, onde $z' = 0$.

$$\rho_z = C_1 ch(\mu z') + C_2 sh(\mu z') - \frac{A_0}{B_0} \quad (1.50)$$

$$\rho_z = \frac{2\pi r_0 \tau_l}{E_e S} \frac{z'^2}{2} + C_1 z' - C_2 \quad (1.51)$$

$$\rho_z = \frac{2\pi r_0 \tau_l}{E_e S} \frac{z'^2}{2} + C_1 z' - C_2 \quad (1.52)$$

$$\varepsilon = \frac{2\pi r_0 A_0}{E_e S} \frac{z'^2}{2} z' - C_1 \quad (1.53)$$

Aplicando as condições de contorno para $z' = 0$:

$$\begin{cases} \rho_z = \rho_{t'} \\ P_z = P_{t'} \end{cases} \quad (1.54)$$

$$\rho_{t'} = C_1 - \frac{A_0}{B_0}, \quad C_1 = \rho_{t'} + \frac{A_0}{B_0} \quad (1.55)$$

$$-\frac{P_{t'}}{SE_e} = C_2 \mu, \quad C_2 = -\frac{P_{t'}}{SE_e \mu} \quad (1.56)$$

e

$$C_1 = \rho_{t'} \quad (1.57)$$

$$C_2 = -\frac{P_{t'}}{SE_e \mu} \quad (1.58)$$

Substituindo os constantes encontrados:

$$\rho_z = \rho_{t'} ch(\mu z') - \frac{P_{t'}}{SE_e \mu} sh(\mu z') + (ch(\mu z') - 1) \frac{A_0}{B_0} \quad (1.59)$$

$$P_z = P_t' ch(\mu z') - SE_e sh(\mu z') \left(\rho_t' + \frac{A_0}{B_0} \right) \quad (1.60)$$

e

$$\rho_z = \rho_t' - \frac{z' P_t'}{E_e S} + \frac{2\pi r_0 A_0 z'^2}{2E_e} \quad (1.61)$$

$$P_z = P_t' - 2\pi r_0 A_0 z' \quad (1.62)$$

Reescrevendo em forma matricial:

$$\begin{bmatrix} \rho_z \\ P_z \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} ch(\mu z') & -\frac{sh(\mu z')}{\mu E_e S} & \frac{A_0}{B_0 ch(\mu z') - 1} \\ -E_e S \mu sh(\mu z') & ch(\mu z') & -\frac{E_e S A_0 \mu}{B_0} sh(\mu z') \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \rho_t' \\ P_t' \\ 1 \end{bmatrix} \quad (1.63)$$

$$\begin{bmatrix} \rho_z \\ P_z \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -\frac{z'}{E_e S} & \frac{2\pi r_0 A_0 z'^2}{2E_e S} \\ 0 & 1 & -2\pi r_0 A_0 z' \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \rho_t' \\ P_t' \\ 1 \end{bmatrix} \quad (1.64)$$

Reescrevendo em função de ρ_t' e P_t' :

$$\rho_t' = ch(\mu z')(\rho_t' - D_2) + \frac{sh(\mu z')}{E_e S \mu} (P_z + D_2) \quad (1.65)$$

$$P_t' = \frac{P_z + E_e S \mu sh(\mu z') \rho_t' + D_2}{ch(\mu z')} \quad (1.66)$$

$$\rho_t' = \rho_z + \frac{z' P_t'}{E_e S} - \frac{2\pi r_0 A_0 z'^2}{2E_e} \quad (1.67)$$

$$P_t = P_z + 2\pi r_0 A_0 z' \quad (1.68)$$

$$D_1 = (ch(\mu z') - 1) \frac{A_0}{B_0} \quad (1.69)$$

$$D_2 = E_e S \mu sh(\mu z') \frac{A_0}{B_0} \quad (1.70)$$

No caso do comportamento linear elástico do solo $\tau_0 = B_0 \rho$, $z' = L$, logo:

$$\begin{cases} \rho_z = \rho_b, & P_z = P_b \\ \rho_t = \rho_t, & P_t = P_t \end{cases} \quad (1.71)$$

$$\rho_t = \frac{P_t}{Gr_0} \frac{\left[1 + \frac{1}{\beta(1-\nu)} \frac{1}{\pi r_0} \frac{G \tanh(\mu L)}{E_e \mu} \right]}{\left[\frac{4}{\beta(1-\nu)} + \frac{2\pi \tanh(\mu L)}{k \mu} \right]} \quad (1.72)$$

RANDOLPH (1977) comparou os resultados desta solução aproximada com a solução a partir do método dos elementos finitos e concluiu que para as propostas da engenharia, desde que o problema seja corretamente modelado, a solução leva a resultados satisfatórios, apontando ainda, que para as estacas com razão L/d igual ou superior a dez, as mudanças nos valores das tensões no solo, causadas pela transferência de carga da base da estaca, não são relacionadas com as mudanças causadas pela carga transferida ao longo do fuste.

3.2. Provas de carga em estacas instrumentadas

3.2.1. Mobilização das forças na base da estaca

Nos solos coesivos no caso da carga de baixa intensidade em relação à resistência de compressão o recalque da base da estaca pode ser aproximado como:

$$\rho_b = q \frac{D}{E} I(1-\nu^2) \quad (1.73)$$

ρ_b - recalque da base da estaca;

q - a pressão mobilizada na base da estaca;

D - diâmetro da base;

I - fator de influência.

Nas profundidades típicas para as pontas de estacas $I = \pi/8$ (para área circular). Assumindo a condição não drenada:

$$\rho_b = q \frac{D}{E} \frac{\pi}{8} \frac{3}{4} \quad (1.74)$$

A capacidade de suporte última q_u para solos coesivos é dada por:

$$q_u = c_b N_c \quad (1.75)$$

c_b - a resistência de cisalhamento do solo média;

N_c - fator de capacidade de suporte na base da estaca, para a profundidade maior que $4D$ é igual a 9.

Logo:

$$\rho_b = \frac{q}{q_u} \cdot \frac{2.65}{E/c_b} D \quad (1.76)$$

BURLAND & COOKE (1974) sugeriram que no caso das estacas perfuradas para argila de Londres a razão $\frac{E}{c_b}$ se encontra entre 130 e 500.

Assumindo o valor médio de 200, é possível estimar o recalque da base da estaca como menos que $0,005D$.

3.2.2. Mobilização do atrito no fuste da estaca

Para a mobilização das forças do atrito no fuste da estaca é preciso existir o deslocamento dos pontos adjacentes à superfície do fuste em relação ao solo em

volta. Como uma simplificação, assume-se que a aderência do solo à estaca é perfeita.

Sob a influência da carga aplicada à cabeça da estaca, em qualquer nível OX no sistema estaca-solo (Fig. 3.10) a argila aderida à estaca será deslocada junto com a mesma. O elemento anular ABCD, situado em torno do fuste, será destorcido, tomando a forma do elemento A'B'C'D'. Para pequenos níveis de deformação a teoria da elasticidade pode ser aplicada, logo as tensões cisalhantes desenvolvidas são proporcionais às deformações. Na superfície externa de cada elemento anular as tensões são menores do que na superfície interna porque são distribuídas na área cilíndrica maior. Empregando esse mecanismo é possível obter os deslocamentos em dependência da distância radial até que, em uma certa distância OX, eles podem ser desprezados. É importante notar que o valor constante de módulo cisalhante do solo G não é essencial para esse conceito generalizado do desenvolvimento de tensão em termos de deslocamento.

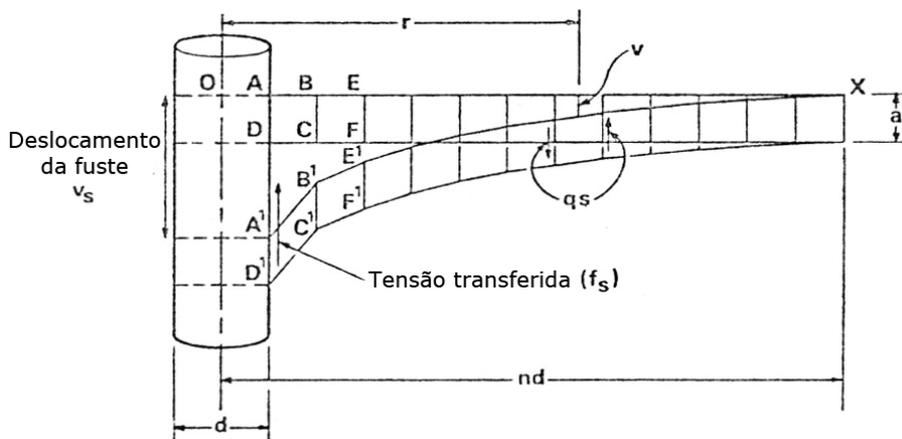


Figura 3.10 - Esquema idealizado de uma seção vertical do solo deslocado por um elemento da estaca. (COOKE, 1974)

Segundo a Fig. 3.10, a seguinte equação é válida no plano horizontal OX:

$$\pi \cdot d \cdot a \cdot f_s = 2\pi \cdot r \cdot a \cdot q_s \quad (1.77)$$

a – largura de elemento;

f_s – tensão transferida pelo elemento da superfície do fuste;

q_s – tensão cisalhante na distância radial r do eixo da estaca.

Sendo G o módulo cisalhante do solo:

$$\frac{\delta v}{\delta r} = \frac{q_s}{G} \quad (1.78)$$

Logo:

$$\frac{\delta v}{\delta r} = \frac{f_s d}{2Gr} \quad (1.79)$$

$$v = \int_{r=nd}^{r=r} \frac{f_s d}{2Gr} \delta r = \frac{f_s d}{2} \int_{r=nd}^{r=r} \frac{1}{Gr} \delta r \quad (1.80)$$

nd - distância a partir da qual os deslocamentos podem ser desprezados.

Dependendo do método da instalação da estaca e das condições do solo, o valor do G perto do fuste da estaca pode diminuir. Entretanto, assumindo que o valor de G não depende do r :

$$v = \frac{f_s d}{2G} \int_{r=nd}^{r=r} \frac{1}{r} \delta r = \frac{f_s d}{2G} \log_e \left(\frac{r}{nd} \right) \quad (1.81)$$

Quando o efeito da instalação da estaca no módulo cisalhante G é insignificante, e como n é constante, os deslocamentos do solo v devem ser proporcionais a $\log_e(r/d)$. Logo, o gráfico v vs. $\log_e(r/d)$ deve ser linear.

3.2.3.

Medição dos deslocamentos em torno da estaca instrumentada

COOKE & PRICE (1973) executaram ensaios de campo para observar o comportamento de uma estaca instrumentada durante as provas de carga. A estaca tinha 168 mm de diâmetro e 3,5 m de comprimento. Para a medição dos deslocamentos foi usado um inclinômetro e poços horizontais que foram furados de uma trincheira. As distorções no solo puderam ser medidas dentro de um raio de oito diâmetros da estaca.

Os experimentos seguintes foram feitos no mesmo local com o aumento do grau de controle. A estaca foi cravada até a profundidade de 4,6 m e em vez de um inclinômetro foram usadas cadeias de eletrônicas, que permanecem fixas durante o teste. Na Fig. 3.11 são mostrados os deslocamentos (v) do solo em três profundidades diferentes plotados contra $\log_e(2r/d)$ para incrementos de carregamento de 20, 32, 40 e 50 kN. Pode ser observado que o desvio da linha reta é mais acentuado no poço mais perto da superfície por causa do efeito do amolgamento maior durante a instalação da estaca. Todas as curvas interceptam o eixo horizontal com o valor de $\log_e(2r/d)$ igual a três, ou seja, o deslocamento tende a zero na distância de dez raios da estaca.

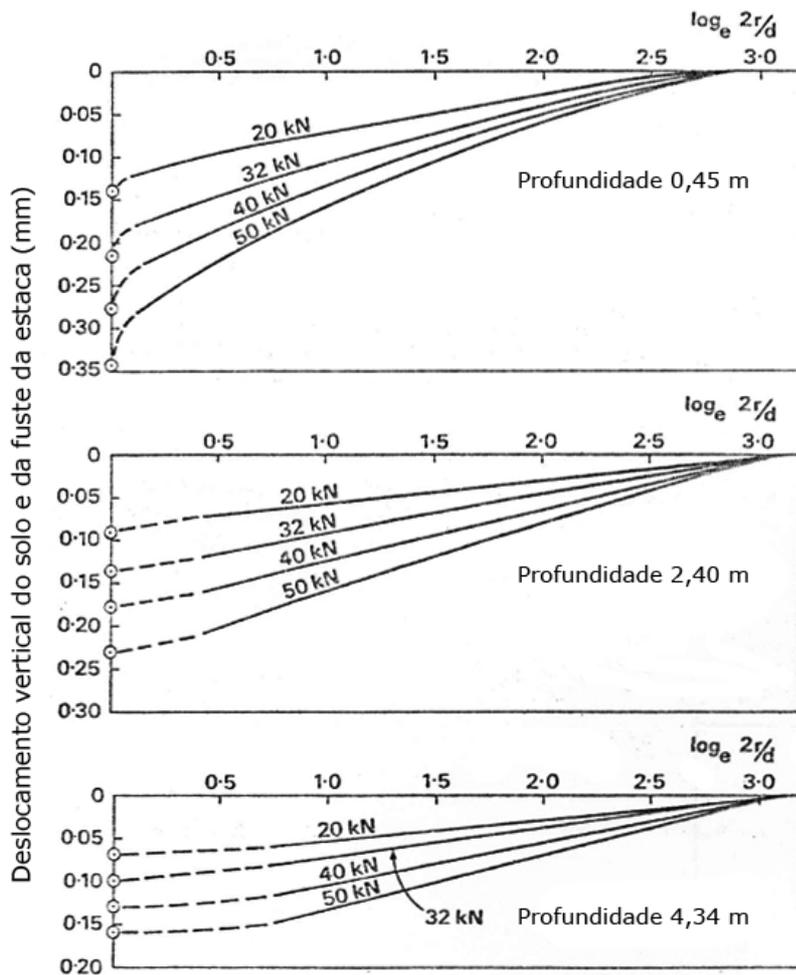


Figura 3.11 - Deslocamentos do solo e do fuste da estaca plotados contra $\log_e(2r/d)$ para a faixa dos carregamentos aplicados. (COOKE, 1974)

O caráter linear das curvas prova a validade do modelo de transferência de carga descrito acima, pelo menos sob o carregamento até 30% da resistência friccional última.

3.2.4. Recalque da estaca e a resistência do fuste

Foi mostrado que em qualquer nível horizontal:

$$v = \frac{f_s d}{2G} \log_e \left(\frac{r}{nd} \right) \quad (1.82)$$

Na superfície do fuste $r = d/2$ e $v = v_s$:

$$v_s = -\frac{f_s d}{2G} \log_e (2n) \quad (1.83)$$

Se a parcela do carregamento aplicado P transferida para o solo pelo o fuste da estaca é P_s :

$$\bar{f}_s = \frac{P_s}{\pi L d} \quad (1.84)$$

\bar{f}_s - valor médio do f_s .

Visto que para um meio elástico a relação entre os módulos E e G é $E = 2(1 + \nu)G$ e o valor de do coeficiente de Poisson para a argila não drenada é igual a 0,5:

$$\bar{v}_s = -\frac{3P_s}{2\pi LE} \log_e (2n) = -\frac{P_s}{LE} I \quad (1.85)$$

\bar{v}_s - valor médio de v_s , ou seja, o recalque da estaca;

$$I = \frac{3 \log_e(2n)}{2\pi} \quad (1.86)$$

A equação obtida é igual à de Poulos e Davis e os valores de I estão em correspondência razoável.

Os experimentos com estacas perfuradas mostraram que a resistência do fuste é totalmente mobilizada com o recalque igual a 1% do diâmetro da estaca (WHITAKER & COOKE, 1966). O resultado semelhante para uma estaca cravada foi demonstrado por COOKE & PRICE (1973). Sob o carregamento menor do valor que mobiliza a resistência do fuste a relação carga - recalque para o fuste é muito mais próxima a linear do que a mesma relação para a base da estaca.

Ignorando o sinal negativo correspondente à direção do deslocamento da estaca:

$$\bar{v}_s = \frac{P_s}{P_{su}} \frac{3P_{su}}{2\pi LE} \log_e(2n) \quad (1.87)$$

$P_{su} = \pi d L \alpha \bar{c}$ - o último valor de P_u ;

\bar{c} - a resistência de cisalhamento média do solo ao longo do fuste;

α - o coeficiente de mobilização de adesão.

$$\bar{v}_s = \frac{P_s}{P_{su}} \frac{3\alpha}{2E/c} \log_e(2n) \quad (1.88)$$

Adotando o valor médio de α igual a 0,5, $n = 10$ e $E/\bar{c} = 200$, igual a E/c na base da estaca:

$$\bar{v}_s \approx 0,01 \frac{P_s}{P_{su}} d \quad (1.89)$$

A equação acima mostra que quando $P_s = P_{su}$ o deslocamento do fuste é igual a 1% do diâmetro da estaca.