

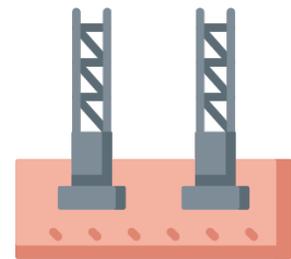


Lista de Exercícios Resolvidos 14
Engenharia Geotécnica
Parte 3: Sapatas e Estacas
Lucas Monteiro Nogueira

■ **Problemas**

Parte 1: Geotecnia Básica

1. Consistência e Plasticidade
2. Índices Físicos de Solos I
3. Índices Físicos de Solos II
4. Índices Físicos de Solos III
5. Índices Físicos de Solos IV
6. Índices Físicos de Solos V
7. Índices Físicos de Solos VI
8. Índices Físicos de Solos VII
9. Índices Físicos de Solos VIII
10. Índices Físicos de Solos IX
11. Índices Físicos de Solos X
12. Índices Físicos de Solos X
13. Compactação I – Plotando Dados de Compactação
14. Compactação II – Ensaio Proctor
15. Compactação III – Seleção de Jazidas de Empréstimo
16. Compactação IV – Análise de uma Curva de Compactação
17. Compactação V – Compactação e Densidade Relativa
18. Transporte de Água I – Permeâmetro de Carga Constante I
19. Transporte de Água II – Permeâmetro de Carga Constante II
20. Transporte de Água III – Permeâmetro de Carga Variável
21. Transporte de Água IV – Problema do Dique
22. Transporte de Água V – Condutividade Equivalente
23. Transporte de Água VI – Variando o Índice de Vazios
24. Transporte de Água VII – Percolação I
25. Transporte de Água VIII – Percolação II



Não se esqueça que utilizo o padrão americano de pontuação, no qual um ponto (“.”) aparece nos lugares em que, no sistema brasileiro, utilizaríamos uma vírgula (“,”) (e vice-versa).



- 26. Transporte de Água IX – Solo Inclinado
 - 27. Transporte de Água X – Cálculo de Subpressões
-

Parte 2: Mecânica dos Solos

- 28. Tensão Efetiva I
 - 29. Tensão Efetiva II
 - 30. Tensão Efetiva III
 - 31. Tensão Efetiva IV
 - 32. Tensão Efetiva V
 - 33. Ensaio de Adensamento I
 - 34. Ensaio de Adensamento II
 - 35. Ensaio de Adensamento III
 - 36. Ensaio de Adensamento IV
 - 37. Tempo de Adensamento I
 - 38. Tempo de Adensamento II
 - 39. Tempo de Adensamento III
 - 40. Tempo de Adensamento IV
 - 41. Tempo de Adensamento V
 - 42. Tempo de Adensamento VI
 - 43. Resistência de Solos I – Tensões de Corte
 - 44. Resistência de Solos II – Ensaio de Cisalhamento Direto I
 - 45. Resistência de Solos III – Ensaio de Cisalhamento Direto II
 - 46. Resistência de Solos IV – Ensaio de Compressão Não Drenada
 - 47. Resistência de Solos V – Teste Triaxial com uma Areia
 - 48. Resistência de Solos VI – Teste Triaxial com uma Argila
 - 49. Resistência de Solos VII – Ensaio CD com uma Areia
 - 50. Resistência de Solos VIII – Ensaio Consolidados Drenados I
 - 51. Resistência de Solos IX – Ensaio Consolidados Drenados II
 - 52. Resistência de Solos X – Análise Conjugada – Ensaio Triaxial e de Cis. Direto
-

Parte 3: Sapatas e Estacas

- 53. Sapatas – Capacidade de Carga I – Salgado
- 54. Sapatas – Capacidade de Carga II – Salgado
- 55. Sapatas – Capacidade de Carga III – Salgado
- 56. Sapatas – Capacidade de Carga IV – Salgado
- 57. Sapatas – Capacidade de Carga V – Salgado
- 58. Sapatas – Capacidade de Carga VI – Terzaghi
- 59. Sapatas – Capacidade de Carga VII – Equação Geral
- 60. Sapatas – Capacidade de Carga VIII – Compressibilidade
- 61. Sapatas – Capacidade de Carga IX – Meyerhof (Excêntrica)
- 62. Sapatas – Capacidade de Carga X – Meyerhof (Excêntrica)

63. Sapatas – Dimensões Adequadas I
 64. Sapatas – Dimensões Adequadas II
 65. Sapatas – Recalque I – Teoria da Elasticidade
 66. Sapatas – Recalque II – Christian-Carrier
 67. Sapatas – Recalque III – Mayne-Poulos
 68. Estacas – Capacidade de Carga I
 69. Estacas – Capacidade de Carga II
 70. Estacas – Capacidade de Carga III
 71. Estacas – Capacidade de Carga IV
 72. Estacas – Capacidade de Carga V
 73. Estacas – Recalque I – Método de Poulos-Davis
 74. Estacas – Recalque II – Método de Vesič
 75. Estacas – Atrito Negativo
 76. Estacas – Carregamento Lateral I
 77. Estacas – Carregamento Lateral II
 78. Grupo de Estacas
-

■ **Problema 53 (Sapatas – Capacidade de Carga I – Salgado)**

Qual é a capacidade de carga de ruptura de uma sapata corrida com largura $B = 1$ m situada acima da superfície de um depósito de areia com densidade relativa $D_r = 70\%$? A areia possui peso específico igual a 19 kN/m^3 e ângulo de atrito sob estado crítico $\phi'_{cs} = 31^\circ$. Suponha que o nível freático está muito abaixo da superfície da areia.

■ **Problema 54 (Sapatas – Capacidade de Carga II – Salgado)**

Reconsidere o problema anterior, sabendo que agora a sapata corrida está embedada 0.6 m abaixo da superfície do estrato de areia. Qual é a capacidade de carga de ruptura nesse caso?

■ **Problema 55 (Sapatas – Capacidade de Carga III – Salgado)**

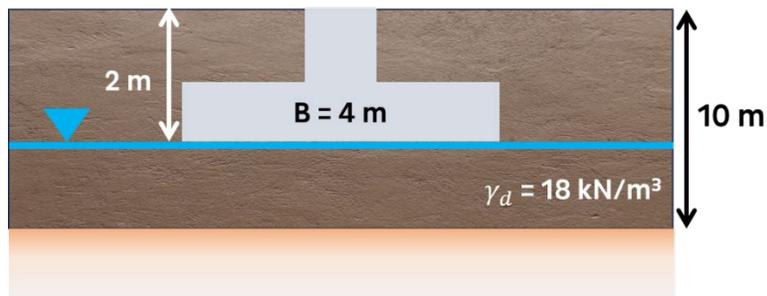
Reconsidere o depósito de areia especificado no Problema 53. Sabe-se que uma sapata quadrada de 1 m de lado está posicionada sobre a superfície do estrato arenoso. Qual é a capacidade de carga da sapata quadrada nesse caso?

■ **Problema 56 (Sapatas – Capacidade de Carga IV – Salgado)**

Reconsidere o problema anterior, sabendo que agora a sapata quadrada está embedada 0.6 m abaixo da superfície do estrato de areia. Qual é a capacidade de carga de ruptura nesse caso?

■ **Problema 57 (Sapatas – Capacidade de Carga V – Salgado)**

A sapata quadrada ilustrada a seguir tem 4 m de lado e está embedada à profundidade de 2 m em uma argila normalmente adensada. O nível freático está à profundidade de 2 m. A espessura do depósito de argila é 10 m e sabe-se que a argila é sobrejacente a uma camada de areia densa e firme. A argila tem peso específico seco $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ e resistência ao corte não drenada ao nível da base da fundação dada por $s_{u0} = 0.3q_{b0}$, onde q_{b0} é a tensão efetiva na base da sapata. Calcule a capacidade de carga da fundação com fator de segurança $\overline{FS} = 1$.



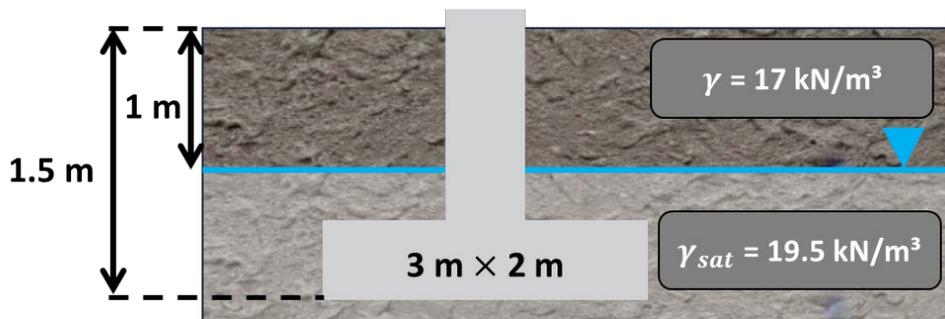
■ **Problema 58 (Sapatas – Capacidade de Carga VI – Terzaghi)**

Uma sapata corrida de 2 m de largura é posicionada a 1 m de profundidade em um solo arenoso. As propriedades da areia são $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0$ e $\phi' = 34^\circ$. Determine a carga vertical máxima que pode ser aplicada à sapata (fator de segurança $\overline{FS} = 3$) utilizando as seguintes abordagens:

- (a) Método original de Terzaghi e seus fatores de capacidade de carga.
- (b) Método da equação geral com fatores de forma, profundidade e inclinação listados na Tabela 3.

■ **Problema 59 (Sapatas – Capacidade de Carga VII – Equação Geral)**

Uma sapata retangular de dimensões $3 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ é ilustrada a seguir. Sabendo que a sapata está embedada em um depósito argiloso ($c' = 70 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 25^\circ$) à profundidade $D_f = 1.5 \text{ m}$, utilize a equação (17) para estimar a capacidade de carga permitida com fator de segurança $\overline{FS} = 3$.



■ Problema 60 (Sapatas – Capacidade de Carga VIII – Compressibilidade)

Considere os seguintes parâmetros para o dimensionamento de uma sapata retangular:

Solo

- ▶ Ângulo de atrito interno, $\phi' = 20^\circ$;
- ▶ Coesão, $c' = 72 \text{ kN/m}^2$;
- ▶ Peso específico seco, $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$;
- ▶ Módulo de elasticidade, $E_s = 1400 \text{ kN/m}^2$;
- ▶ Coeficiente de Poisson, $\mu_s = 0.35$;

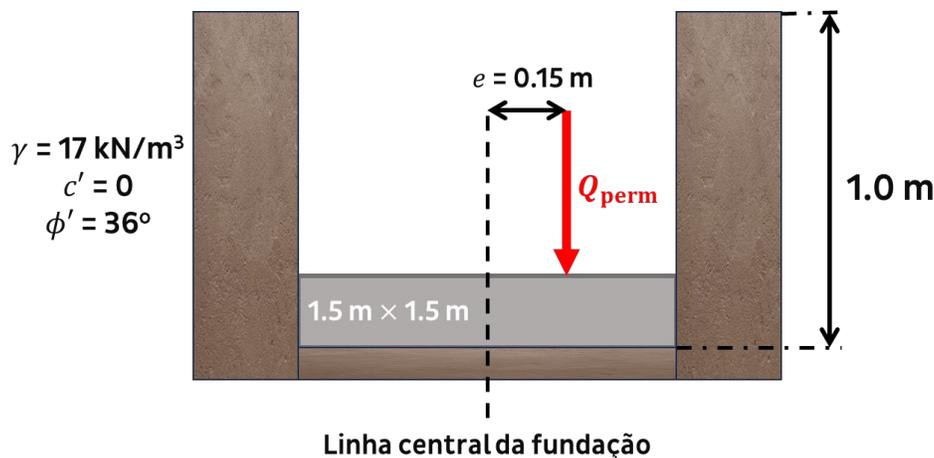
Fundação

- ▶ Comprimento, $L = 2 \text{ m}$;
- ▶ Largura, $B = 1 \text{ m}$;
- ▶ Profundidade, $D_f = 1 \text{ m}$;

Calcule a capacidade de carga da fundação com o método 5.

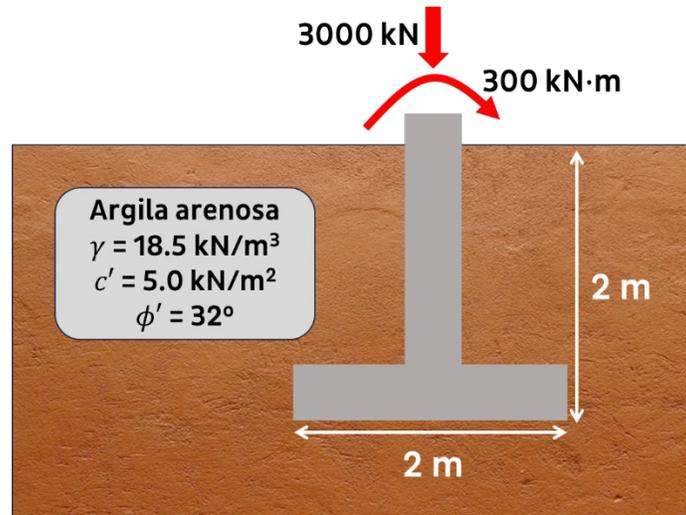
■ Problema 61 (Sapatas – Capacidade de Carga IX – Meyerhof (Excêntrica))

Uma fundação excêntrica carregada é ilustrada a seguir. Usando como fator de segurança $\bar{F}S = 4$, determine a carga máxima Q_{perm} permitida para a fundação. Use o método da área efetiva de Meyerhof.



■ Problema 62 (Sapatas – Capacidade de Carga X – Meyerhof (Excêntrica))

Uma sapata de dimensões 2 m x 3 m é embutida a 2 m de profundidade em um solo arenoso, conforme ilustra a figura na página seguinte. A fundação é solicitada com uma carga vertical de 3000 kN e um momento de 300 kN·m. Determine o fator de segurança utilizando o método da área efetiva de Meyerhof.



■ **Problema 63 (Sapatas – Dimensões Adequadas I)**

Uma sapata corrida sob carregamento previsto de 220 kN/m será inserida em um depósito arenoso. A sapata é instalada a 400 mm de profundidade e o solo em questão possui propriedades $c' = 0$, $\phi' = 37^\circ$ e $\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$. O nível freático está muito abaixo da superfície do solo. Encontre a largura mínima para assegurar que a sapata garanta um fator de segurança $\overline{FS} = 2$ relativamente à capacidade de carga obtida com o método de Terzaghi.

■ **Problema 64 (Sapatas – Dimensões Adequadas II)**

Uma sapata quadrada de lado ℓ receberá uma carga vertical de 1200 kN. A sapata está embedada a 1 m de profundidade em um solo argiloso com propriedades $c' = 5 \text{ kPa}$, $\phi' = 36^\circ$ e $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$. Encontre o lado ℓ para o qual a sapata terá um fator de segurança $\overline{FS} = 3.5$ com relação à capacidade de carga obtida com o método de Terzaghi.

■ **Problema 65 (Sapatas – Recalque I – Teoria da Elasticidade)**

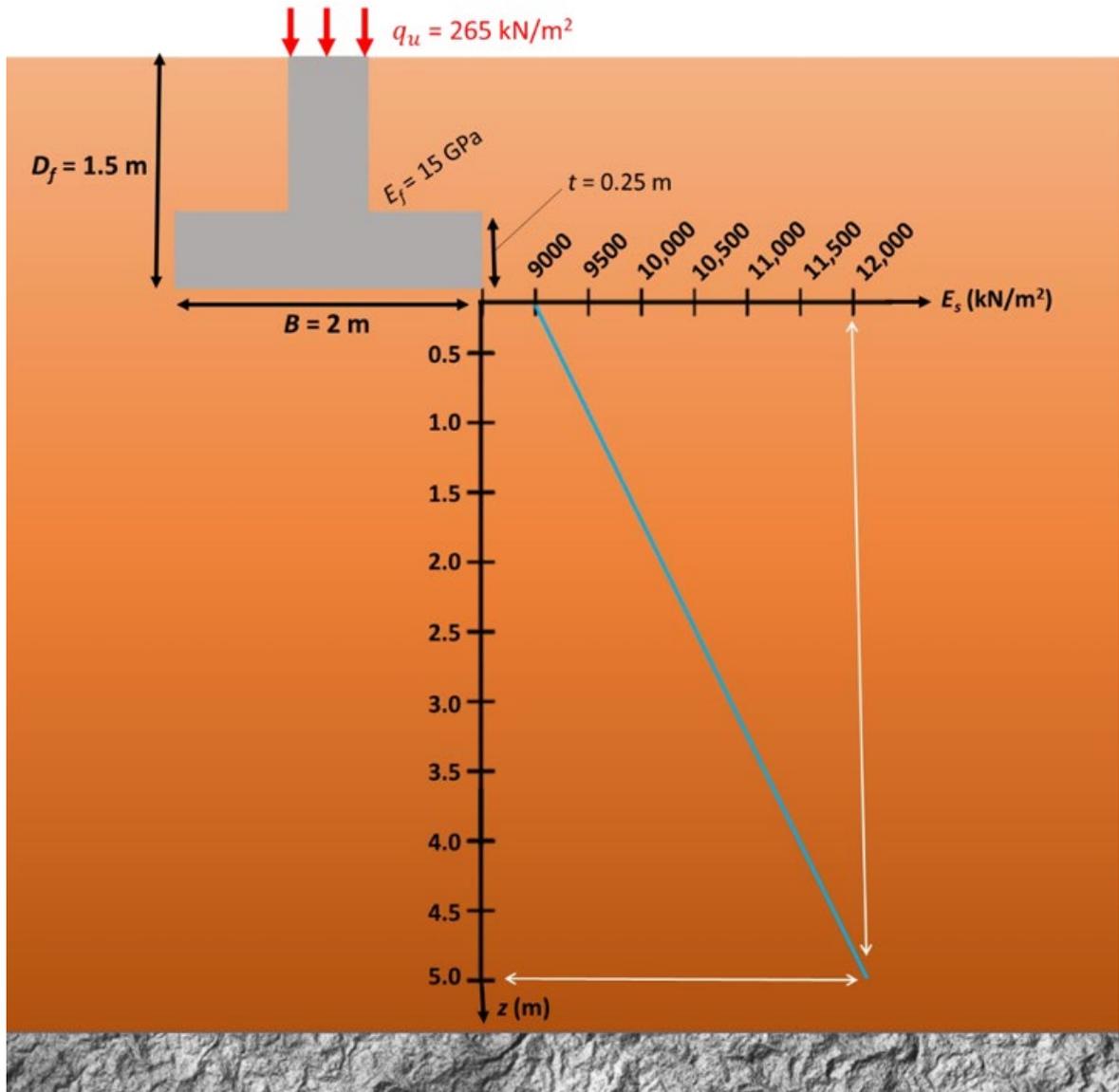
Uma sapata de dimensões 2 m \times 3 m é solicitada por uma carga vertical de 1100 kN. Sabendo que o solo no qual a fundação foi edificada possui coeficiente de Poisson $\mu_s = 0.2$ e módulo de Young $E_s = 12 \text{ MPa}$, use princípios de elasticidade isotrópica para estimar o recalque de um dos cantos da sapata.

■ **Problema 66 (Sapatas – Recalque II – Christian-Carrier)**

Uma sapata quadrada de lado 0.5 m será dimensionada para suportar uma solicitação vertical de 200 kN. A sapata está embedada a 2 m de profundidade em uma argila dura. A espessura do depósito argiloso é de 5 m, e sabe-se que o depósito é sobrejacente a uma base de rocha viva. Supõe-se que o módulo de elasticidade do solo é de 14.5 MPa e não se altera com o aumento da profundidade (isto é, o solo é isotrópico). Forneça uma estimativa do recalque esperado da fundação utilizando o método elástico generalizado com fatores de influência Christian-Carrier.

■ **Problema 67 (Sapatas – Recalque III – Mayne-Poulos)**

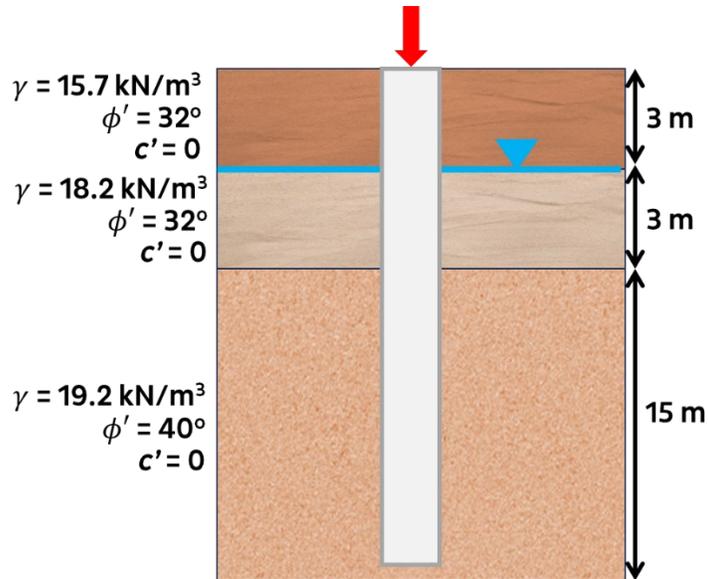
Uma fundação flexível com dimensões $B \times L = 2 \times 2$ m e profundidade $D_f = 1.5$ m é construída em um solo cujo módulo de elasticidade varia linearmente com a profundidade, como mostra a figura a seguir. A espessura da fundação é $t = 0.25$ m e o módulo elástico do material que compõe a fundação é $E_f = 15$ GPa. A capacidade de carga da fundação já foi calculada e é igual a 265 kN/m². Forneça uma estimativa do recalque observado no centro da fundação.



■ **Problema 68 (Estacas – Capacidade de Carga I)**

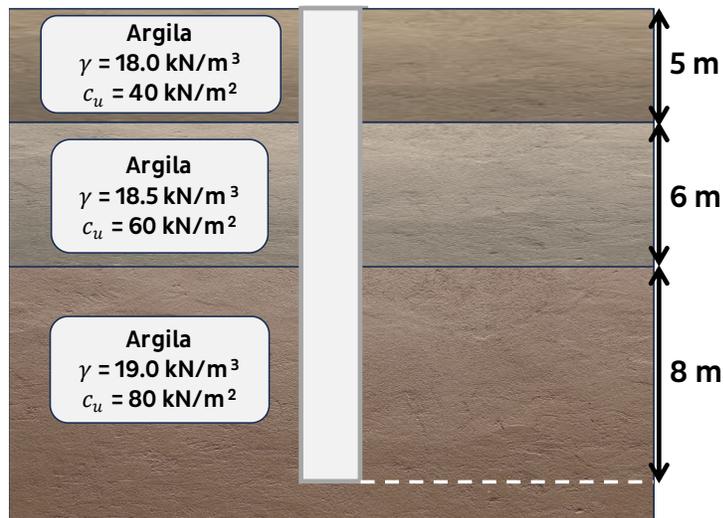
Uma estaca cravada de seção circular é ilustrada a seguir. Calcule:

- (a) A carga de ponta pelo método de Meyerhof.
- (b) A carga de ponta pelo método de Vesíç. Use $I_{rr} = 50$.
- (c) A carga de ponta média com base nos resultados dos itens (a) e (b).
- (d) A resistência lateral Q_s . Use $K = 1.4$ e $\delta' = 0.6\phi'$.
- (e) A carga total admitida na estaca com fator de segurança $\overline{FS} = 4$.



■ **Problema 69 (Estacas – Capacidade de Carga II)**

Determine a carga máxima permitida na estaca de 450 mm de diâmetro ilustrada a seguir sabendo que o fator de segurança exigido é $\overline{FS} = 3$. Use o método α para determinar a resistência por atrito lateral. Use o método de Meyerhof para estimar a resistência de ponta.



■ Problema 70 (Estacas – Capacidade de Carga III)

Uma estaca de concreto de 15.24 m de comprimento e seção transversal com medidas 406 mm × 406 mm está completamente embedada em um depósito argiloso saturado com peso específico $\gamma_{\text{sat}} = 19.02 \text{ kN/m}^3$, ângulo de atrito $\phi = 0$ e coesão $c_u = 76.7 \text{ kN/m}^2$. Determine a carga máxima permitida com fator de segurança $\overline{FS} = 3$. Utilize o método α para estimar a resistência por atrito lateral e o método de Vesíç para estimar a resistência de ponta.



■ Problema 71 (Estacas – Capacidade de Carga IV)

Repita o problema anterior utilizando o método λ para estimar a resistência ao atrito lateral e o método de Meyerhof para estimar a resistência de ponta.

■ Problema 72 (Estacas – Capacidade de Carga V)

Uma estaca de concreto com 20 m de comprimento e seção quadrada 0.46 m × 0.46 m está completamente embedada em um depósito argiloso plenamente saturado. Sabendo que a argila em questão tem peso específico saturado $\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ kN/m}^3$, ângulo de atrito $\phi = 0$ e coesão $c_u = 80 \text{ kN/m}^2$, determine a carga máxima admissível da estaca (fator de segurança = 3). Utilize o método λ para estimar a resistência por atrito lateral.

■ Problema 73 (Estacas – Recalque I – Método de Poulos-Davis)

Uma estaca de concreto com 400 mm de diâmetro e comprimento 20 m recebe uma carga axial de 1200 kN. Estima-se que essa solicitação é dividida de modo que 900 kN são carregados pelo fuste da estaca ao passo que os 300 kN restantes são recebidos pela ponta. Encontre o recalque da estaca segundo o método Poulos-Davis (método 13). Utilize os módulos de Young $E_s = 20 \text{ MPa}$ e $E_p = 30 \text{ GPa}$ para o solo e o concreto, respectivamente, e utilize $\mu_s = 0.2$ como a razão de Poisson do solo.

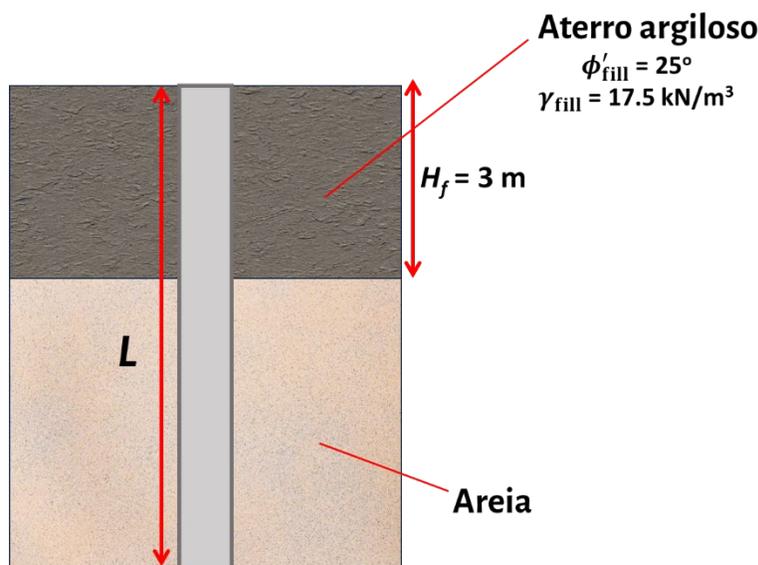
■ Problema 74 (Estacas – Recalque II – Método de Vesíç)

Repita o problema anterior usando o método de Vesíç, supondo que o atrito lateral é uniformemente distribuído ao longo da estaca.

■ Problema 75 (Estacas – Atrito Negativo)

(a) A figura a seguir mostra uma estaca. Sejam o comprimento $L = 15$ m, diâmetro $D = 305$ mm, $H_f = 3$ m, $\gamma_{\text{fill}} = 17.5$ kN/m³ e ângulo de atrito $\phi'_{\text{fill}} = 25^\circ$, determine o atrito negativo exercido na estaca. Suponha que o aterro está acima do nível freático e utilize o ângulo de atrito da interface solo-estaca $\delta' = 0.5\phi'_{\text{fill}}$.

(b) Repita a parte (a) supondo que o nível freático coincide com o topo do aterro e que o peso específico saturado do solo é $\gamma_{\text{sat}(\text{fill})} = 18.8$ kN/m³. Utilize $\delta' = 0.5\phi_{\text{fill}}$.



■ Problema 76 (Estacas – Carregamento Lateral I)

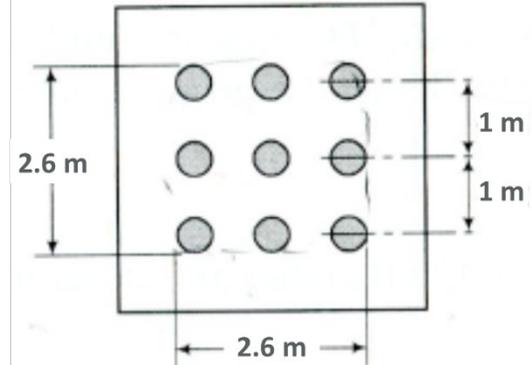
Uma estaca de concreto de dimensões 305 mm \times 305 mm e 30 m de comprimento está completamente embedada em um estrato arenoso. Busca-se determinar a carga lateral permitida com o método da solução elástica (Método 16 na seção Métodos e Equações). Sabe-se que $n_h = 9200$ kN/m²; o momento no nível do solo é $M_g = 0$; o deslocamento permitido da cabeça da estaca é 12 mm; o módulo de elasticidade do solo é $E_p = 21 \times 10^6$ MN/m²; e $F_{Y(\text{estaca})} = 21,000$ kN/m². Calcule a carga lateral permitida Q'_{perm} ao nível da superfície. Use o método da solução elástica.

■ Problema 77 (Estacas – Carregamento Lateral II)

Repita o problema anterior utilizando o método de Broms (Método 17 na seção Métodos e Equações).

■ Problema 78 (Grupo de Estacas)

Estime a carga permitida para um grupo de estacas 3×3 . Cada estaca tem 0.6 m de diâmetro e 15 m de comprimento. As estacas estão embedadas em uma argila mole cuja resistência ao corte varia com a tensão efetiva média segundo a relação $c_u = 0.25\sigma'_o$. A argila tem ângulo de atrito no estado crítico $\phi'_{cs} = 30^\circ$ e peso específico saturado $\gamma_{sat} = 17.5 \text{ kN/m}^3$. O espaçamento das estacas é de 1 m. O nível freático coincide com a superfície do solo.



■ Métodos e Equações

1 ▶ Análise de Sapatas em Areia – Salgado (2006) [Problemas 53 a 56]

As soluções dos problemas 53 a 56 envolvem a correlação de Bolton para areias.

Nessa abordagem, definimos o índice de dilatação relativa I_R como

$$I_R = I_D \left[Q - \ln \left(\frac{100\sigma'_{mp}}{p_A} \right) \right] - R_Q \quad (1)$$

onde $I_D = D_r/100$ é a densidade relativa, que varia de 0 a 1; Q e R_Q são parâmetros de ajuste que dependem das características da areia; $p_A = 100 \text{ kPa}$ é uma pressão de referência cujo valor é próximo da pressão atmosférica ao nível do mar; e σ'_{mp} é a tensão média correspondente à máxima resistência ao corte. Nos problemas 53 a 56, utilizamos $Q = 10$ e $R_Q = 1$. Para modelagem de areias, o índice I_R é utilizado no cálculo do ângulo de atrito de pico ϕ_p ,

$$\phi_p = \phi_{cs} + A_\psi I_R \quad (2)$$

onde ϕ_{cs} é o ângulo de atrito de estado crítico e A_ψ é um parâmetro que depende do problema em tela:

→ Para sapatas quadradas ou circulares, utiliza-se $A_\psi = 3$.

→ Para sapatas corridas ou sapatas retangulares com razão comprimento/largura (L/B) maior ou igual a 7, utiliza-se $A_\psi = 5$.

→ Para sapatas retangulares com $1 \leq L/B < 7$, emprega-se a interpolação

$$A_\psi = \frac{1}{3} \left(\frac{L}{B} + 8 \right) \quad (3)$$

Cálculos de capacidade de carga de sapatas exigem o emprego de uma tensão efetiva que represente a configuração mecânica de todo o sistema solo-fundação. Para tanto, Salgado (2006) sugere o uso da seguinte expressão,

$$\sigma'_{mp} = 20 p_A \left(\frac{\gamma B}{p_A} \right)^{0.7} \left(1 - 0.32 \frac{B}{L} \right) \quad (4)$$

onde $p_A = 100$ kPa, γ é o peso específico seco do solo, L é o comprimento da sapata e B é a largura da sapata.

Prosseguindo, os coeficientes de capacidade de carga N_q , N_c e N_γ para uso com a teoria de Salgado (2006) são

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} e^{\pi \tan \phi_p} \quad (5)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi_p \quad (6)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.32 \phi_p) \quad (7)$$

Salgado recomenda os seguintes fatores de forma s_q e s_γ para uso com a equação geral de capacidade de carga,

$$s_q = 1 + (0.0952 \phi - 1.60) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.583 - 0.0079 \phi} \left(\frac{B}{L} \right)^{1 - 0.15(D/B)} \quad (8)$$

$$s_\gamma = 1 + (0.0345 \phi - 1.0611) \frac{B}{L} \quad (9)$$

De modo semelhante, Salgado recomenda os seguintes fatores de profundidade d_q e d_γ para uso com a equação geral de capacidade de carga,

$$d_q = 1 + (0.0044 \phi + 0.356) \left(\frac{D}{B} \right)^{-0.28} \quad (10)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (11)$$

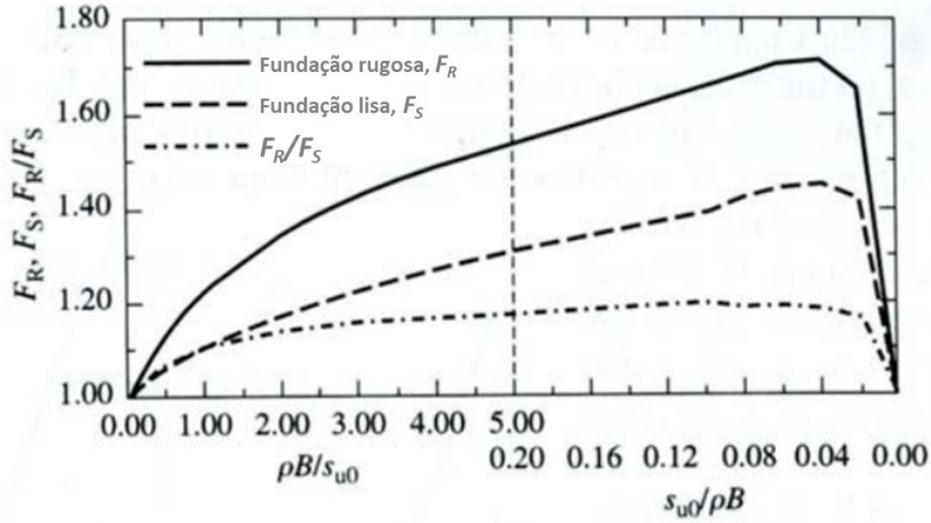
2 ► Análise de Sapatas em Argilas cuja Rigidez Cresce com a Profundidade – Salgado (2006) [Problema 57]

A capacidade de carga de uma sapata corrida num depósito cuja rigidez cresce com a profundidade pode ser estimada por meio da expressão

$$q_{bL} = F \left(s_{u0} N_c + \frac{1}{4} \rho B \right) \quad (12)$$

onde s_{u0} é a resistência ao corte não drenada na superfície do depósito (isto é, em $z = 0$); $\rho = ds_u/dz$ é a taxa de aumento da resistência coesiva do solo com a profundidade z ; B é a largura da sapata; e $N_c \approx 5.14$ para uma argila puramente coesiva (isto é, uma argila para a qual o ângulo de atrito interno $\phi' = 0$). O fator multiplicativo F depende da classificação da sapata como lisa, para o qual utilizamos a notação F_S , ou rugosa, para o qual utilizamos a notação F_R ; tais fatores são funções de $\rho B/s_{u0}$ e podem ser extraídos da Figura 1.

Figura 1. Fatores F_S e F_R para modelagem mecânica de solos cuja rigidez cresce com a profundidade.



Equipados com a equação (12), podemos aplicar os fatores de carga para forma (s_{su}), profundidade (d_{su}) e inclinação (i_{su}) normalmente,

$$q_{bL} = F S_{su} d_{su} i_{su} \left(s_{u0} + \frac{\rho B}{4N_c} \right) N_c + q_0 \quad (13)$$

onde q_0 é a tensão efetiva entre a superfície e a base da sapata. Salgado e seus colegas propuseram as seguintes equações para os fatores de forma e profundidade:

$$s_{su} = 1 + C_1 \frac{B}{L} + C_2 \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (14)$$

$$s_{su} = 1 + C_1 \frac{B}{L} \left\{ \frac{2.3}{\exp \left[0.353 \left(\frac{\rho B}{s_{u0}} \right)^{0.509} \right]} - 1.3 \right\} + C_2 \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (15)$$

onde C_1 e C_2 são constantes que dependem das dimensões da sapata e podem ser extraídas da Tabela 1.

Tabela 1. Coeficientes C_1 e C_2 para uso com as equações (14) e (15).

B/L	C_1	C_2
1 (Sapata quadrada)	0.125	0.219
1 (Sapata circular)	0.163	0.210
0.50	0.156	0.173
0.33	0.159	0.137
0.25	0.172	0.110
0.20	0.190	0.090

3 ▶ Análise de Capacidade de Carga de Sapatas – Terzaghi [Problemas 58, 63 e 64]

Pela teoria de Terzaghi, a capacidade de carga q_{bl} de uma sapata é dada pela equação usual

$$q_{bl} = c'N_c + q_0N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (16)$$

onde c' é a coesão do solo, q_0 é a tensão efetiva ao nível da sapata, γ é o peso específico do solo e B é a largura da sapata. Os fatores de capacidade de carga de Terzaghi, N_c , N_q e N_γ são funções unicamente do ângulo de atrito interno ϕ' do solo e podem ser extraídos da Tabela 2.

4 ▶ Análise de Capacidade de Carga de Sapatas – Equação Geral [Problemas 58 e 59]

Pela equação geral, a expressão a ser utilizada é

$$q_{bl} = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + q_0N_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (17)$$

Os fatores de carga N_c , N_q e N_γ podem ser extraídos da Tabela 3.

Observe que cada parcela na equação (17) é modificada por três fatores multiplicativos, quais sejam, fatores de forma F_{cs} , F_{qs} e $F_{\gamma s}$; fatores de profundidade F_{cd} , F_{qd} e $F_{\gamma d}$; e fatores de inclinação F_{ci} , F_{qi} e $F_{\gamma i}$. Os problemas da presente lista de exercícios envolvem apenas os fatores de forma e profundidade; sendo assim, omitimos as expressões para os fatores de inclinação.

Tabela 2. Fatores de capacidade de carga de Terzaghi.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Tabela 3. Fatores de capacidade de carga modificados.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	11	8.80	2.71	1.44
1	5.38	1.09	0.07	12	9.28	2.97	1.69
2	5.63	1.20	0.15	13	9.81	3.26	1.97
3	5.90	1.31	0.24	14	10.37	3.59	2.29
4	6.19	1.43	0.34	15	10.98	3.94	2.65
5	6.49	1.57	0.45	16	11.63	4.34	3.06
6	6.81	1.72	0.57	17	12.34	4.77	3.53
7	7.16	1.88	0.71	18	13.10	5.26	4.07
8	7.53	2.06	0.86	19	13.93	5.80	4.68
9	7.92	2.25	1.03	20	14.83	6.40	5.39
10	8.35	2.47	1.22	21	15.82	7.07	6.20
22	16.88	7.82	7.13	37	55.63	42.92	66.19
23	18.05	8.66	8.20	38	61.35	48.93	78.03
24	19.32	9.60	9.44	39	67.87	55.96	92.25
25	20.72	10.66	10.88	40	75.31	64.20	109.41
26	22.25	11.85	12.54	41	83.86	73.90	130.22
27	23.94	13.20	14.47	42	93.71	85.38	155.55
28	25.80	14.72	16.72	43	105.11	99.02	186.54
29	27.86	16.44	19.34	44	118.37	115.31	224.64
30	30.14	18.40	22.40	45	133.88	134.88	271.76
31	32.67	20.63	25.99	46	152.10	158.51	330.35
32	35.49	23.18	30.22	47	173.64	187.21	403.67
33	38.64	26.09	35.19	48	199.26	222.31	496.01
34	42.16	29.44	41.06	49	229.93	265.51	613.16
35	46.12	33.30	48.03	50	266.89	319.07	762.89
36	50.59	37.75	56.31				

→ *Fatores de forma*

Os fatores de forma utilizados na presente lista de exercícios são

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad (18)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi' \quad (19)$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) \quad (20)$$

→ *Fatores de profundidade para $D_f/B \leq 1$*

Com $\phi = 0$, temos

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad (21)$$

$$F_{qd} = 1 \quad (22)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (23)$$

Com $\phi' > 0$, temos

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} \quad (24)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad (25)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (26)$$

→ *Fatores de profundidade para $D_f/B > 1$*

Com $\phi = 0$, temos

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \underbrace{\arctan\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianos}} \quad (27)$$

$$F_{qd} = 1 \quad (28)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (29)$$

Com $\phi' > 0$, temos

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} \quad (30)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \underbrace{\arctan\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianos}} \quad (31)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (32)$$

5 ► Análise de Capacidade de Carga de Sapatas – Incluindo Efeitos de Compressibilidade [Problema 60]

Em 1973, Vesič publicou uma versão ligeiramente modificada da equação geral que, além dos fatores multiplicativos para forma e profundidade, inclui também uma tripla de multiplicadores para representar a compressibilidade do solo. A equação proposta por esse autor é

$$q_{bL} = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + q_0 N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c} \quad (33)$$

onde F_{cc} , F_{qc} e $F_{\gamma c}$ são os referidos fatores de compressibilidade. No modelo de Vesič, o cálculo dos fatores de compressibilidade segue três passos:

↳ *Passo 1:* Calcule o índice de rigidez I_r do solo na profundidade $B/2$ sob a base da fundação,

$$I_r = \frac{G_s}{c' + q' \tan \phi'} \quad (34)$$

onde G_s é o módulo de cisalhamento do solo, c' é a coesão do solo e q' é a tensão efetiva do solo à profundidade $D_f + B/2$, sendo D_f a profundidade da base da fundação.

↳ *Passo 2:* Calcule o índice de rigidez crítico $I_{r(cr)}$ do solo, que é dado por

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} \left\{ \exp \left[\left(3.30 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \right] \right\} \quad (35)$$

↳ *Passo 3:* Se $I_r \geq I_{r(cr)}$ (isto é, se o índice de rigidez calculado no passo 1 é maior ou igual ao índice de rigidez crítico calculado no passo 2), tem-se

$$F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma c} = 1 \quad (36)$$

Por outro lado, se $I_r < I_{r(cr)}$, tem-se

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp \left\{ \left(-4.4 + 0.6 \frac{B}{L} \right) \tan \phi' + \left[\frac{(3.07 \sin \phi') (\log_{10} 2I_r)}{1 + \sin \phi'} \right] \right\} \quad (37)$$

Se $\phi = 0$, o terceiro e último fator multiplicativo F_{cc} é

$$F_{cc} = 0.32 + 0.12 \left(\frac{B}{L} \right) + 0.60 \log_{10} I_r \quad (38)$$

Se $\phi' > 0$, F_{cc} é dado por

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi'} \quad (39)$$

6 ▶ Sapatas sob Cargas Excêntricas – Método da Área Modificada de Meyerhof [Problemas 61 e 62]

Em 1953, Meyerhof introduziu o chamado *método da área efetiva*, um procedimento simples para análise de sapatas sob cargas excêntricas em uma só direção. O método é implementado em três passos, a saber:

↳ *Passo 1.* Sendo e a excentricidade da carga em relação ao centroide da sapata, calculam-se as dimensões efetivas

$$B' = \text{Largura efetiva} = B - 2e$$

$$L' = \text{Comprimento efetivo} = L$$

É crucial observar que, se a excentricidade fosse orientada na direção do comprimento da fundação, o valor de L' seria igual a $L - 2e$ e o valor de B' seria igual a B . Isto é, a menor dentre as duas dimensões L e B é a dimensão efetiva da sapata.

↳ *Passo 2.* Calcula-se a capacidade de carga de ruptura q'_{bL} com a equação geral

$$q_{bL} = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q_0 N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (40)$$

No cálculo dos fatores de forma F_{cs} , F_{qs} e $F_{\gamma s}$, use o comprimento e largura efetivos L' e B' calculados no passo 1 ao invés das dimensões L e B originais. No cálculo dos fatores de profundidade F_{cd} , F_{qd} e $F_{\gamma d}$, não substitua B por B' .

↳ *Passo 3.* A solicitação máxima permitida da fundação é

$$Q_{\text{perm}} = \frac{q_{bL} B' L'}{FS} \quad (41)$$

onde \overline{FS} é o fator de segurança da sapata sob análise.

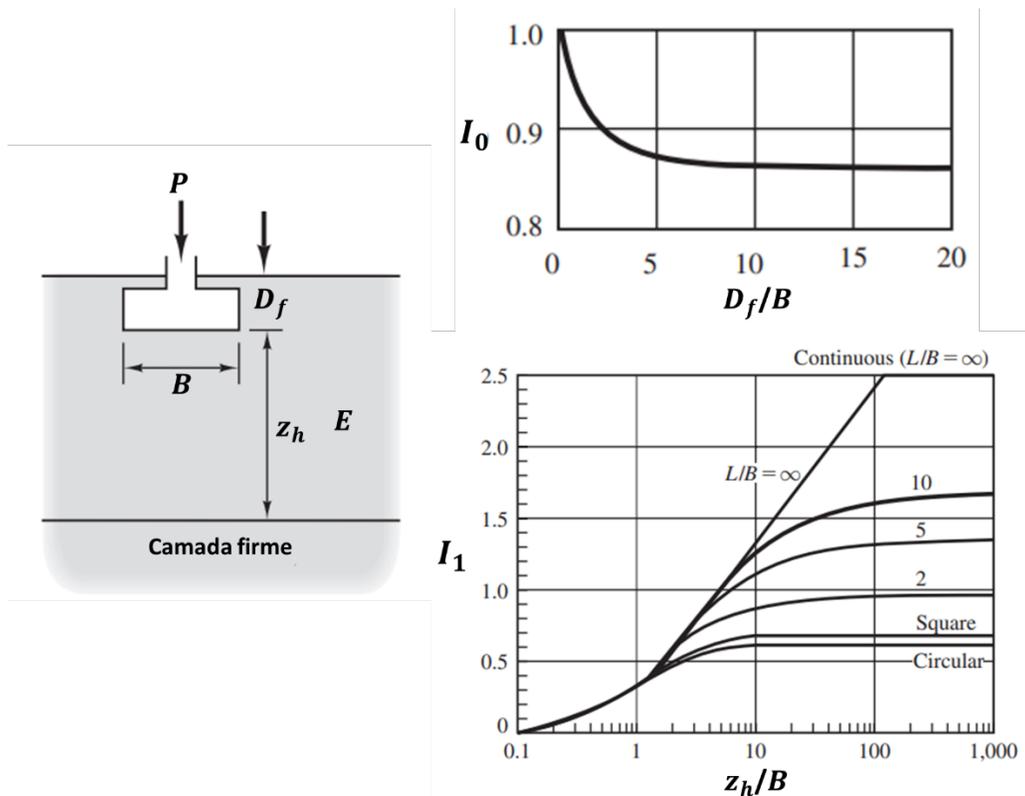
7 ▶ Recalque de uma Sapata – Método de Christian-Carrier [Problema 66]

O cálculo de recalques com princípios de teoria de elasticidade é simples e respaldado por princípios mecânicos conhecidos há séculos, como mostra o problema 65. No entanto, a literatura geotécnica atualmente conta com modelos que parecem produzir estimativas de recalque mais precisas que a abordagem puramente mecânica. Uma dessas abordagens foi introduzida por Janbu e colegas em 1956 e baseia-se no uso da equação

$$\delta = I_0 I_1 \frac{qB}{E} \quad (42)$$

Aqui, δ é o recalque da sapata, q é a tensão de suporte na sapata, B é a largura da sapata, E é o módulo de elasticidade médio do solo, I_0 é um fator de influência concernente à profundidade da fundação e I_1 é um fator de influência concernente à forma da fundação e espessura da camada de solo. Em 1978, Christian e Carrier publicaram as curvas mostradas na Figura 2, a partir das quais é possível extrair os fatores de influência I_0 e I_1 e utilizá-los diretamente na equação (42).

Figura 2. Parâmetros I_0 e I_1 para cálculo de recalques com o método de Christian-Carrier.



8 ► Recalque de uma Sapata – Método de Mayne-Poulos [Problema 67]

Em 1999, Mayne e Poulos publicaram uma fórmula aprimorada para o cálculo do recalque elástico de fundações rasas. A implementação do método de Mayne-Poulos é relativamente simples. Para sapatas retangulares, faz-se necessário o uso de um *diâmetro equivalente*, B_e , que envolve a largura B e o comprimento L da fundação,

$$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}} \quad (43)$$

Como mostra a Figura 3, o método em tela pressupõe que o módulo de elasticidade E_s do solo subjacente à fundação cresce linearmente com a profundidade z ; a equação tem a forma geral $E_s = E_o + kz$. O recalque elástico da sapata é dado por

$$\delta = \frac{q_o B_e I_G I_F I_E}{E_o} (1 - \mu_s^2) \quad (44)$$

onde q_o é a carga distribuída na fundação, μ_s é o coeficiente de Poisson do solo, I_G é o fator de influência concernente à variação do módulo de elasticidade E_s com a profundidade, I_F é o fator de influência concernente à rigidez da fundação e I_E é o fator de influência concernente à incorporação da fundação no solo. O fator I_G é função do parâmetro $\beta = E_o/kB_e$, como mostra a Figura 4. Já o fator I_F , por sua vez, é obtido através da equação

$$I_F = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10 \left(\frac{E_f}{E_o + B_e k/2} \right) \left(\frac{2t}{B_e} \right)^3} \quad (45)$$

Finalmente, o fator I_E é dado por

$$I_E = 1 - \frac{1}{3.5 \exp(1.22\mu_s - 0.4) (B_e/D_f + 1.6)} \quad (46)$$

Figura 3. Cálculo de recalques com o método de Mayne-Poulos.

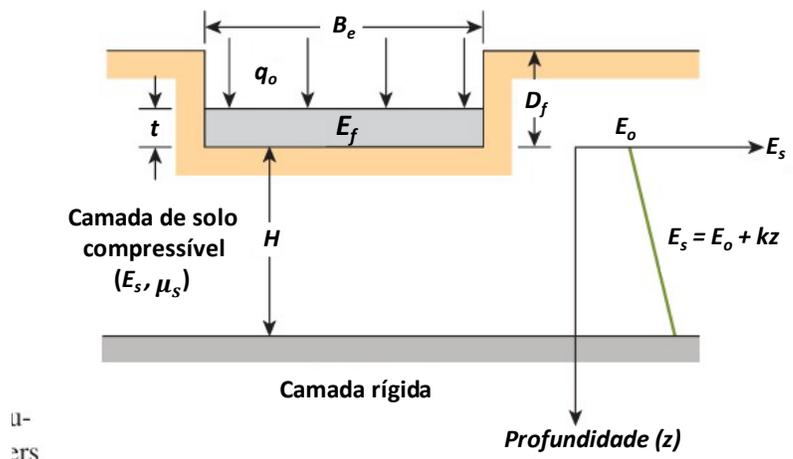
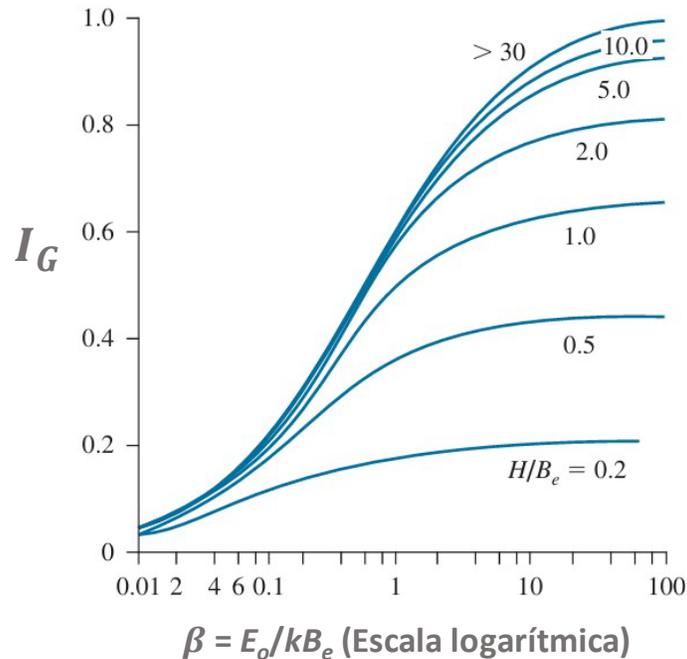


Figura 4. Valores do coeficiente I_G para uso com a equação (44).



9 ▶ Estacas – Método de Meyerhof para Cálculo da Resistência de Ponta

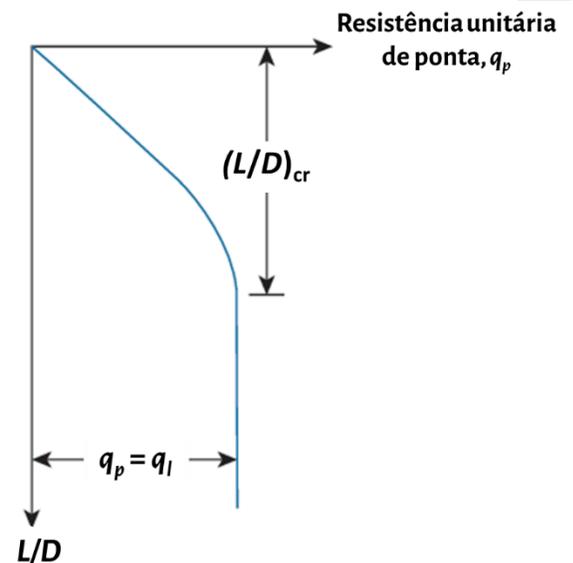
[Problemas 68 e 69]

→ Areias

A capacidade de carga pontual q_p de uma estaca cravada em areia geralmente cresce com a profundidade de incorporação L/D (onde L é o comprimento da estaca e D é a dimensão representativa da seção da estaca) até atingir um valor crítico q_l após o qual q_p mantém-se constante, conforme ilustra a figura ao lado. (Tenha em mente que esse é o comportamento esperado apenas para estacas uniformemente prismáticas embedadas em um solo homogêneo). A carga Q_p correspondente pode ser obtida ao multiplicar a resistência unitária de ponta q_p e a área de seção da ponta A_p ,

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \quad (47)$$

onde q' é a tensão efetiva ao nível da ponta e N_q^* é um fator de capacidade de carga que varia com o ângulo de atrito ϕ' e pode ser lido na Tabela 4. A resistência Q_p não pode ser maior que o valor limitante $A_p \times q_l$, ou seja,



$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \quad (48)$$

A resistência unitária limitante q_l é dada por

$$q_l = \frac{1}{2} p_a N_q^* \tan \phi' \quad (49)$$

onde $p_a = 100$ kPa e ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo arenoso.

→ *Argilas*

Para estacas em argilas saturadas sob condições não-drenadas ($\phi = 0$), Meyerhof propôs uma expressão simples para estimar a resistência de ponta,

$$Q_p = 9c_u A_p \quad (50)$$

onde c_u é a coesão não drenada do solo situado logo abaixo da ponta da estaca.

Tabela 4. Valores do coeficiente de capacidade de carga N_q^* .

ϕ' (graus)	N_q^*
20	12.4
21	13.8
22	15.5
23	17.9
24	21.4
25	26.0
26	29.5
27	34.0
28	39.7
29	46.5
30	56.7
31	68.2
32	81.0
33	96.0
34	115.0
35	143.0
36	168.0
37	194.0
38	231.0
39	276.0
40	346.0
41	420.0
42	525.0
43	650.0
44	780.0
45	930.0

10 ► Estacas – Método de Vesič para Cálculo da Resistência de Ponta em Areias [Problemas 68 e 70]

Vesič utilizou a teoria de expansão de cavidades para formular um método simples de cálculo da resistência de ponta de estacas em areias e argilas.

→ *Areias*

O primeiro passo é calcular a tensão efetiva q' ao nível da profundidade da estaca. Em seguida, calcula-se o coeficiente de pressão lateral $K_o = 1 - \sin \phi'$, onde ϕ' é o ângulo de atrito interno da areia. Prosseguindo, calcula-se a tensão efetiva média

$$\bar{\sigma}'_o = \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) q' \quad (51)$$

Deve-se então obter o fator de capacidade de carga N_σ^* , que pode ser lido ao inserir o ângulo de atrito ϕ' e o índice de rigidez reduzido I_{rr} na Tabela 5. Por fim, calcula-se a carga de ponta

$$Q_p = A_p \bar{\sigma}'_o N_\sigma^* \quad (52)$$

onde A_p é a área da seção de ponta da estaca.

→ *Argilas* ($\phi = 0$)

A análise de resistências de ponta para argilas com o método de Vesič exige cálculos mais detalhados que a abordagem para areias. As coisas tornam-se mais simples para argilas saturadas ($\phi = 0$), uma vez que, nesse caso, o índice de rigidez reduzido I_{rr} torna-se igual ao índice de rigidez propriamente dito, I_r . Pode-se então determinar I_{rr} com a expressão

$$I_{rr} = I_r = 347 \left(\frac{c_u}{p_a} \right) - 33 \quad (53)$$

onde c_u é a resistência ao corte não drenada do solo e $p_a = 100$ kPa. Conhecendo I_{rr} , determinamos o fator de capacidade de carga N_c^* utilizando a correlação

$$N_c^* = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (54)$$

Por fim, calcula-se a carga de ponta

$$Q_p = A_p c_u N_c^* \quad (55)$$

onde A_p é a área da seção de ponta da estaca.

Tabela 5. Fatores de capacidade de carga N_{σ}^* para uso com a teoria de resistência de ponta de Vesič.

ϕ'	I'_{rr}									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
25	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06
26	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
27	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
28	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
29	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
30	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
31	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
32	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
33	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87
34	25.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
35	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
38	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
43	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
44	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
45	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58

11 ► Estacas – Método α (Alfa) para Cálculo da Resistência Lateral em Argilas [Problemas 69 e 70]

O método α é uma abordagem de tensão total em que a resistência unitária por atrito lateral f é dada pelo produto

$$f = \alpha c_u \quad (56)$$

onde c_u é a resistência ao corte não drenada da argila e α é um coeficiente empírico que varia com a razão c_u/p_a (onde $p_a = 100$ kPa) e pode ser extraído da Tabela 6.

Tabela 6. Coeficientes α para uso com a equação (56).

c_u/p_a	α
≤ 0.1	1.00
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.74
0.6	0.62
0.8	0.54
1.0	0.48
1.2	0.42
1.4	0.40
1.6	0.38
1.8	0.36
2.0	0.35
2.4	0.34
2.8	0.34

12 ► Estacas – Método λ (Lambda) para Cálculo da Resistência Lateral em Argilas [Problemas 71 e 72]

O método λ é uma abordagem de tensão total em que a resistência unitária média por atrito lateral \bar{f} é dada pelo produto

$$\bar{f} = \lambda(\bar{\sigma}'_o + 2c_u) \quad (57)$$

onde $\bar{\sigma}'_o$ é a tensão efetiva média ao longo de toda a profundidade de penetração, c_u é a resistência ao corte não drenada e λ é um coeficiente que varia com a profundidade de penetração L da estaca, conforme sugere a Tabela 7.

Tabela 7. Valores do coeficiente λ para uso com a equação (57).

L (m)	λ
0	0.5
5	0.336
10	0.245
15	0.200
20	0.173
25	0.150
30	0.136
35	0.132
40	0.127
50	0.118
60	0.113
70	0.110
80	0.110
90	0.110

13 ▶ Recalque Elástico de Estacas – Método de Poulos-Davis [Problema 73]

No contexto do método Poulos-Davis, o recalque elástico s_e da cabeça de uma estaca é calculado com a relação

$$s_e = \frac{Q I_\rho}{L E_s} \quad (58)$$

onde Q é a carga axial exercida na estaca, L é o comprimento da estaca, E_s é o módulo de elasticidade do solo e I_ρ é um fator de influência que pode ser extraído de um dos gráficos da Figura 5.

Ainda de acordo com o método de Poulos-Davis, deve-se contabilizar o encurtamento elástico s_c da estaca, que é dado por

$$s_c = \frac{Q_{\text{med}} L}{A_p E_p} \quad (59)$$

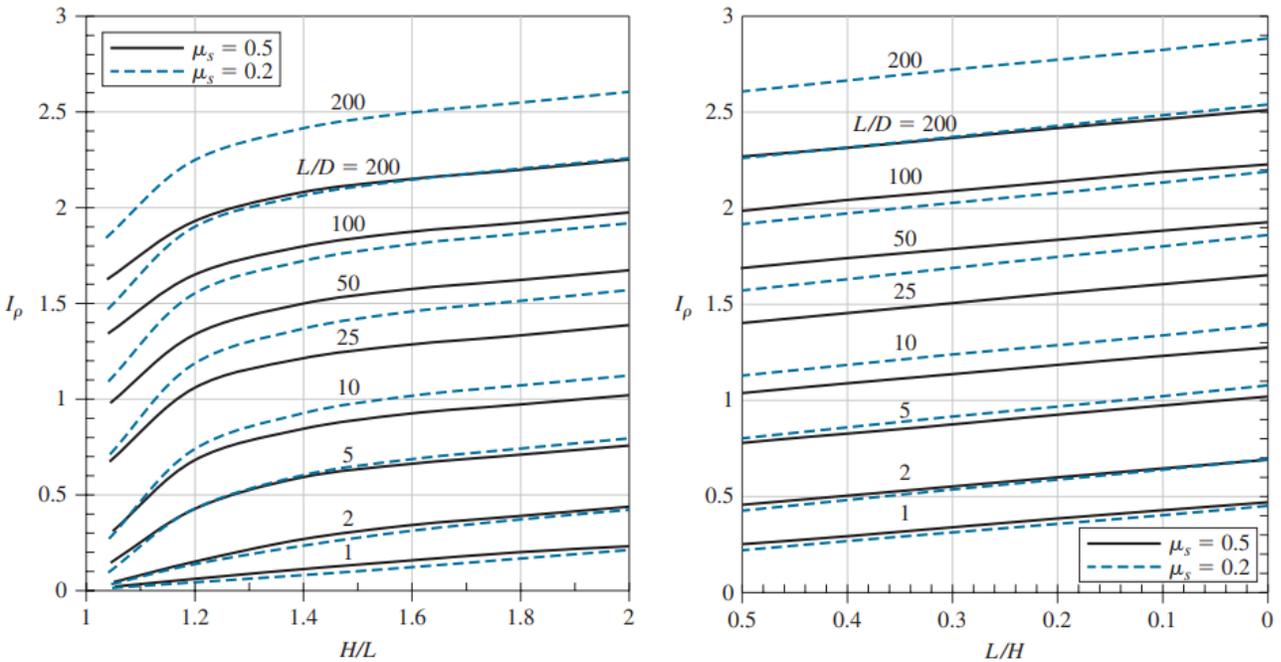
onde Q_{med} é a carga média recebida pela estaca, L é o comprimento da estaca, A_p é a área de seção da estaca e E_p é o módulo de elasticidade do material que compõe a estaca. Note que Q_{med} pode ser estimado com a relação

$$Q_{\text{med}} = \frac{Q + Q_{\text{wp}}}{2} \quad (60)$$

Onde Q é a carga axial imposta à estaca e Q_{wp} é a carga de ponta. Após determinar as componentes s_e e s_c , podemos escrever o recalque total da estaca como

$$s = s_e + s_c = \frac{QI_\rho}{LE_s} + \frac{Q_{med}L}{A_pE_p} \quad (61)$$

Figura 5. Fatores de influência I_ρ para uso com a equação (58). (μ_s = Coeficiente de Poisson; L = Comprimento da estaca; D = Dimensão representativa da seção da estaca; H = Distância entre a superfície do solo e o estrato impermeável).



14 ► Recalque Elástico de Estacas – Método de Vesič [Problema 74]

No contexto do método de Vesič, o recalque de uma estaca é dado pela soma de três contribuições, a saber:

1. Encurtamento elástico da estaca, s_1 ;
2. Recalque devido ao carregamento da ponta da estaca, s_2 ;
3. Recalque devido ao carregamento do fuste da estaca, s_3 ;

↳ *Encurtamento elástico da estaca, s_1 :* Como sugere o nome, esse componente do recalque é associado à teoria de elasticidade isotrópica e pode ser estimado com a expressão

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_pE_p} \quad (62)$$

onde Q_{wp} é o carregamento de serviço da ponta da estaca (*working load at pile point*); Q_{ws} é o carregamento de serviço do fuste da estaca (*working load along the pile shaft*); ξ é um parâmetro que varia de 0.5 a 0.67 de acordo com a distribuição de atrito lateral; L é o comprimento da estaca; A_p é a área de seção da ponta da estaca; e E_p é o módulo de elasticidade do material que constitui estaca.

↳ *Recalque devido ao carregamento da ponta da estaca, s_2* : Esse componente do recalque concerne ao carregamento da ponta da estaca e pode ser estimado com a expressão

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (63)$$

onde $q_{wp} = Q_{wp}/A_p$ é a razão entre o carregamento de serviço Q_{wp} da estaca e a área de seção A_p da ponta; D é o diâmetro de seção da estaca (ou outra dimensão representativa no caso de seções não-circulares); E_s é o módulo de elasticidade do solo; μ_s é o coeficiente de Poisson do solo; e I_{wp} é um fator de influência aproximadamente igual a 0.85.

↳ *Recalque devido ao carregamento do fuste da estaca, s_3* : Esse componente do recalque concerne ao carregamento do fuste da estaca e pode ser estimado com a expressão

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{PL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (64)$$

onde Q_{ws} é o carregamento de serviço da estaca; P é o perímetro da estaca; L é o comprimento da estaca; D é o diâmetro de seção da estaca (ou outra dimensão representativa no caso de seções não-circulares); E_s é o módulo de elasticidade do solo; μ_s é o coeficiente de Poisson do solo; e I_{ws} é um fator de influência que pode ser estimado com a relação

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (65)$$

15 ► Atrito Negativo – Argilas sobre Solos Granulares [Problema 75]

Atrito negativo (*negative skin friction*) é o termo atribuído à força de arrasto para baixo que um solo exerce ao longo de uma estaca nele inserida. Trata-se de um fenômeno comum **(1)** após o abaixamento do nível freático em argilas; **(2)** em perfis nos quais uma argila é sobrejacente a uma areia (problema 75); ou, **(3)** ao contrário, quando uma areia é sobrejacente a uma argila mole. De modo geral, o atrito negativo unitário f_n exercido por uma estaca pode ser estimado com a relação

$$f_n = K' \sigma'_o \tan \delta' \quad (66)$$

onde:

→ $K' = 1 - \sin \phi'$ é o coeficiente de pressão lateral do solo; ϕ' é o ângulo de atrito interno da argila sobrejacente à areia (caso **(2)**) ou da areia sobrejacente à argila (caso **(3)**);

→ σ'_o é a tensão efetiva em qualquer profundidade $z = \gamma'_f z$, onde γ'_f é o peso unitário efetivo da argila sobrejacente à areia (caso **(2)**) ou da areia sobrejacente à argila (caso **(3)**);

→ δ' é o ângulo de atrito da interface solo-estaca.

A aplicação do problema 75 envolve um aterro argiloso sobre uma areia e, portanto, pertence à categoria (2). O atrito negativo, nesse caso, pode ser obtido através da integração do atrito negativo unitário f_n ao longo da altura H_f do aterro argiloso,

$$Q_n = \int_0^{H_f} f_n dz = \int_0^{H_f} p (K' \gamma'_f \tan \delta') z dz = \frac{p K' \gamma'_f H_f^2 \tan \delta'}{2} \quad (67)$$

16 ► Estacas Lateralmente Carregadas –

Solução Elástica [Problema 76]

De acordo com Matlock e Reese (1960) e publicações posteriores, estacas lateralmente carregadas podem ser modeladas como vigas suportadas em fundações elásticas. A Figura 6 mostra uma estaca lateralmente carregada por uma força Q_g e um momento M_g . O eixo x é paralelo à horizontal e o eixo z é paralelo à vertical.

A flecha horizontal x_z observada em qualquer altura z é dada por

$$x_z(z) = A_x \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} + B_x \frac{M_g T^2}{E_p I_p} \quad (68)$$

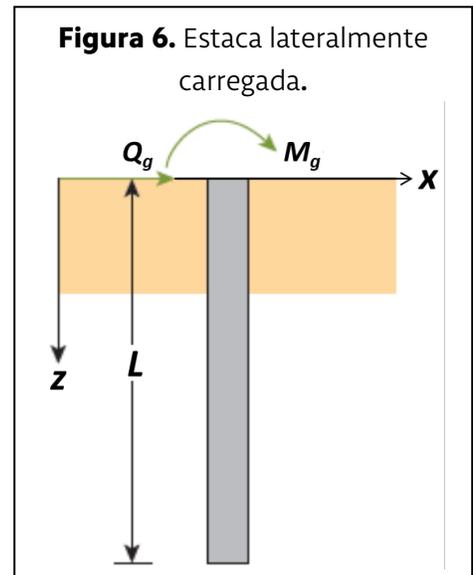


Figura 6. Estaca lateralmente carregada.

A declividade θ_z observada em qualquer altura z é dada por

$$\theta_z(z) = A_\theta \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} + B_\theta \frac{M_g T}{E_p I_p} \quad (69)$$

O momento M_z observado em qualquer altura z é dado por

$$M_z(z) = A_m Q_g T + B_m M_g \quad (70)$$

A força cortante V_z observada em qualquer altura z é dada por

$$V_z(z) = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} \quad (71)$$

A reação de solo p'_z observada em qualquer altura z é dada por

$$p'_z(z) = A_{p'} \frac{Q_g}{T} + B_{p'} \frac{M_g}{T^2} \quad (72)$$

Os coeficientes A e B estão listados na Tabela 8. E_p é o módulo de elasticidade do material que constitui a estaca. I_p é o momento de inércia da seção da estaca com relação ao eixo que contém a linha neutra. T é o comprimento característico do sistema estaca-solo, que é definido como

$$T = 5 \sqrt{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (73)$$

Nessa expressão, E_p e I_p têm os mesmos significados mencionados acima e n_h é o *módulo elástico de reação do subleito*, que pode ser conhecido previamente, como é o caso na análise simplificada do problema 76, ou estimado através de ensaios mecânicos. Conhecendo T , podemos determinar o parâmetro adimensional Z ,

$$Z = \frac{z}{T} \quad (74)$$

e utilizá-lo para extrair os parâmetros adimensionais A 's e B 's na Tabela 8.

17 ► Estacas Lateralmente Carregadas – Método de Broms [Problema 77]

Broms (1965) propôs um método simplificado de dimensionamento de estacas curtas lateralmente carregadas em argila e areia. Para obter a *máxima resistência lateral* oferecida por *estacas longas* (problema 77, por exemplo) em *areia*, utilizam-se as curvas da Figura 7; para utilizá-las, deve-se entrar com o comprimento normalizado L/D (onde L é o comprimento da estaca e D é o diâmetro ou outra dimensão representativa da seção da estaca) e extrair a resistência lateral máxima $Q_{u(g)}/K_p \gamma D^3$ (onde $Q_{u(g)}$ é a carga lateral desejada, K_p é o coeficiente de empuxo passivo e γ é o peso específico seco da areia). A curva a ser escolhida depende da razão e/D , onde e é o segmento da estaca projetado para além da superfície do solo. Para obter a *máxima flecha permitida* para *estacas longas* (prob. 77) em *areia*, utilizam-se as curvas da Figura 8; para utilizá-las, inserimos o parâmetro ηL , no qual η é dado por

$$\eta = \sqrt{\frac{n_h}{E_p I_p}} \quad (75)$$

onde n_h é o módulo elástico de reação do subleito, E_p é o módulo de elasticidade do material que constitui a estaca e I_p é o momento de inércia da seção da estaca com relação ao eixo que contém a linha neutra; extraímos então o fator

$$\text{Flecha lateral normalizada} = \frac{x_z(z=0)(E_p I_p)^{3/5} (n_h)^{2/5}}{Q_g L} \quad (76)$$

onde $x_z(z=0)$ é a flecha desejada e Q_g é o carregamento lateral obtido através da Figura 8 (ou outro método aplicável de cálculo da máxima solitação lateral na cabeça da estaca).

Tabela 8. Coeficientes A 's e B 's para uso no cálculo de carregamentos laterais (método 16).

Z	A_x	A_θ	A_m	A_v	$A_{p'}$	B_x	B_θ	B_m	B_v	$B_{p'}$
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227	1.453	-1.650	1.000	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.015	0.046	0.000	-0.011	-0.026	0.029	-0.002

Figura 7. Solução de Broms para resistência lateral de ruptura para estacas longas em areia.

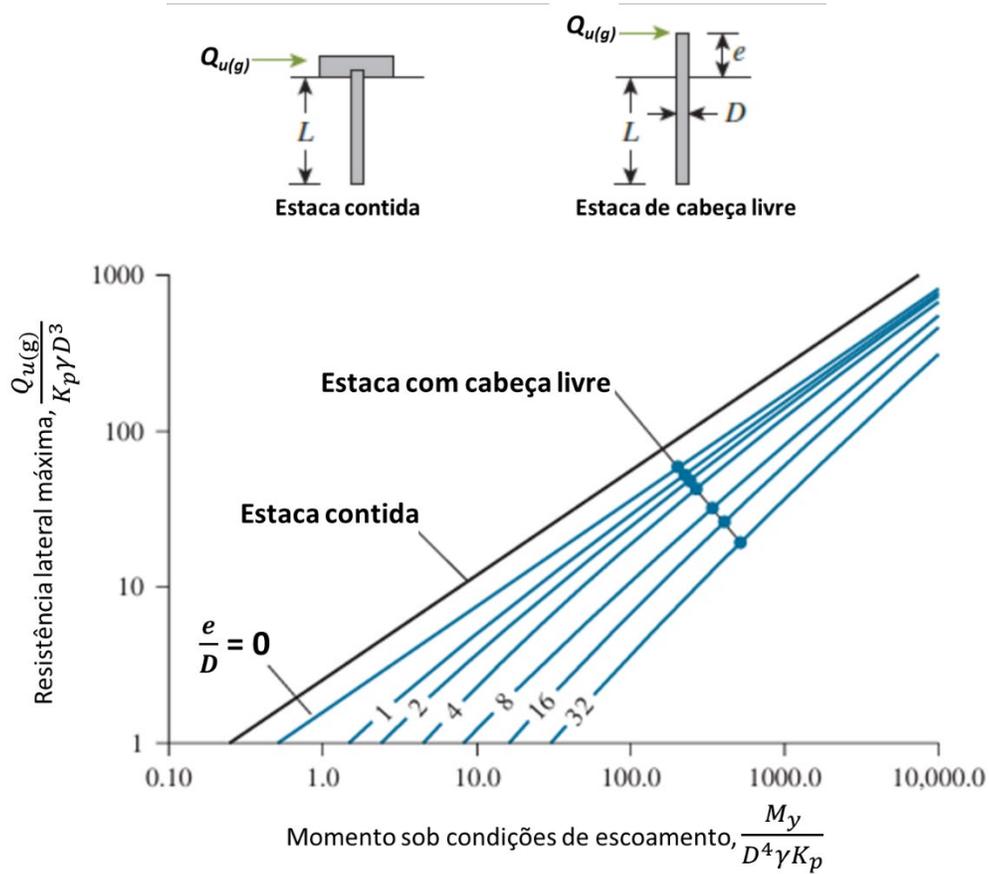
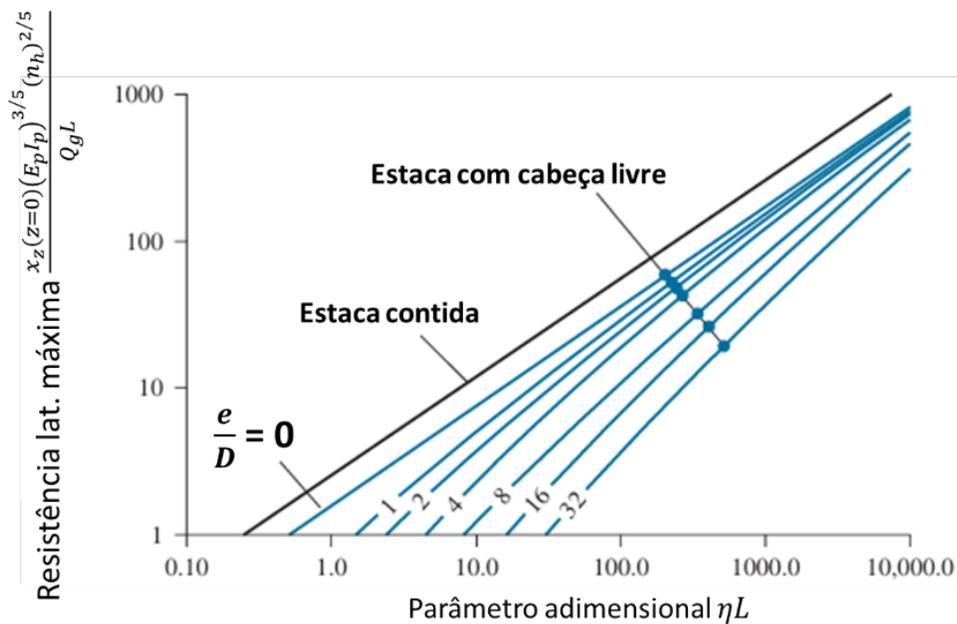


Figura 8. Solução de Broms para resistência lateral de ruptura para estacas longas em areia.



■ Soluções

■ Prob. 53

Iniciamos a solução com o cálculo da tensão efetiva média $\bar{\sigma}'_o$,

$$\bar{\sigma}'_o = 20p_a \left(\frac{\gamma B}{p_a} \right)^{0.7} \left(1 - 0.32 \frac{B}{L} \right) = 20 \times 100 \times \left(\frac{19 \times 1}{100} \right)^{0.7} \times (1 - 0.32 \times 0) = 625.4 \text{ kPa}$$

Sendo $L/B \gg 7$, podemos usar $A_{\psi} = 5$ (vide Métodos e Equações, método 1). Para determinar o ângulo de atrito ϕ_p , recorreremos à relação **(2)**,

$$\phi_p = \phi_{cs} + A_{\psi} \left\{ I_D \left[Q - \ln \left(\frac{100 \sigma_{mp}}{p_A} \right) \right] - R_Q \right\}$$

Usando $Q = 10$, $R_Q = 1$ e $I_p = D_r/100 = 70/100 = 0.7$,

$$\phi_p = 31^\circ + 5 \times \left\{ 0.7 \times \left[10 - \ln \left(\frac{100 \times 625.4}{100} \right) \right] - 1 \right\} = 38.5^\circ$$

Proseguimos ao cálculo dos coeficientes de capacidade de carga N_q e N_{γ} , que podem ser obtidos com as equações **(5)** e **(7)**, respectivamente,

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} e^{\pi \tan \phi_p} = \frac{1 + \sin 38.5^\circ}{1 - \sin 38.5^\circ} \times e^{\pi \times \tan 38.5^\circ} = 52.3$$

$$N_{\gamma} = (N_q - 1) \tan(1.32 \phi_p) = (52.3 - 1) \times \tan(1.32 \times 38.5^\circ) = 62.9$$

No cálculo da capacidade de carga, cancelamos o produto que inclui a tensão efetiva q_o (porquanto a sapata é posicionada sobre a superfície) e obtemos

$$q_{bL} = \cancel{s_q d q_o N_q} + \frac{1}{2} s_{\gamma} d_{\gamma} \gamma B N_{\gamma} = \frac{1}{2} s_{\gamma} d_{\gamma} \gamma B N_{\gamma}$$
$$\therefore q_{bL} = \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \times 19 \times 1 \times 62.9 = 597.6 \approx 598 \text{ kPa}$$

Com $B = 1 \text{ m}$,

$$Q_b = q_{bL} B = 598 \times 1 = \boxed{598 \text{ kN/m}}$$

■ Prob. 54

A solução do presente problema é semelhante à solução do problema anterior. É crucial saber que, com a sapata embudada abaixo da superfície do solo, devemos incluir a tensão efetiva na base $q_0 = 19 \times 0.6 = 11.4$ kPa na análise de capacidade de carga. Precisamos também dos fatores de profundidade (vide **(10)** e **(11)**) $d_\gamma = 1$ e d_q ,

$$d_q = 1 + (0.0044\phi + 0.356) \left(\frac{D}{B} \right)^{-0.28} = 1 + (0.0044 \times 38.5 + 0.356) \left(\frac{0.6}{1} \right)^{-0.28} = 1.61$$

Finalmente,

$$q_{bL} = s_q d_q q_0 N_q + \frac{1}{2} s_\gamma d_\gamma \gamma B N_\gamma$$

$$\therefore q_{bL} = 1 \times 1.61 \times 11.4 \times 52.3 + \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \times 19 \times 1 \times 62.9 = 1557 \text{ kPa}$$

Com $B = 1$ m,

$$Q_b = q_{bL} B = 1557 \times 1 = \boxed{1557 \text{ kN/m}}$$

■ Prob. 55

Começamos determinando a tensão efetiva média $\bar{\sigma}'_o$,

$$\bar{\sigma}'_o = 20 p_a \left(\frac{\gamma B}{p_a} \right)^{0.7} \left(1 - 0.32 \frac{B}{L} \right) = 20 \times 100 \times \left(\frac{19 \times 1}{100} \right)^{0.7} \times \left(1 - 0.32 \times \frac{1}{1} \right) = 425.3 \text{ kPa}$$

Note que $A_\psi = 1$ porque a sapata é quadrada. Para determinar o ângulo de atrito ϕ_p , utilizamos a expressão **(2)**,

$$\phi_p = \phi_{cs} + A_\psi \left\{ I_D \left[Q - \ln \left(\frac{100 \sigma_{mp}}{p_A} \right) \right] - R_Q \right\}$$

Com $Q = 10$, $R_Q = 1$ e $I_p = D_r/100 = 70/100 = 0.7$, temos

$$\phi_p = 31^\circ + 3.0 \times \left\{ 0.7 \times \left[10 - \ln \left(\frac{100 \times 425.3}{100} \right) \right] - 1 \right\} = 36.3^\circ$$

Passamos ao cálculo dos coeficientes de capacidade de carga N_q e N_γ ,

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} e^{\pi \tan \phi_p} = \frac{1 + \sin 36.3^\circ}{1 - \sin 36.3^\circ} \times e^{\pi \times \tan 36.3^\circ} = 39.2$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.32 \phi_p) = (39.2 - 1) \times \tan(1.32 \times 36.3^\circ) = 42.3$$

Sabendo que a sapata está sobre a superfície do depósito, o fator de profundidade d_γ é igual a 1. Já o fator de forma s_γ é dado pela equação **(9)**,

$$s_\gamma = 1 + (0.0345\phi - 1.0611) \frac{B}{L} = 1 + (0.0345 \times 36.3 - 1.0611) \times \frac{1}{1} = 1.19$$

A capacidade de carga resulta em

$$q_{bL} = \frac{1}{2} s_\gamma d_\gamma \gamma B N_\gamma = \frac{1}{2} \times 1.19 \times 1 \times 19 \times 1 \times 42.3 = 478.2 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_{bL} = 478.2 \times 1 \times 1 = \boxed{478 \text{ kN}}$$

■ Prob. 56

A solução do problema em tela é semelhante à solução do problema anterior. A diferença, como ocorre no Problema 54, é que devemos incluir a tensão efetiva na base $q_0 = 19 \times 0.6 = 11.4 \text{ kPa}$ na análise de capacidade de carga. Os fatores $s_\gamma = 1.19$ e $d_\gamma = 1$ seguem válidos. Precisamos também dos fatores s_q e d_q , os quais são determinados com as equações **(8)** e **(10)**, respectivamente,

$$s_q = 1 + (0.0952\phi - 1.60) \left(\frac{D}{B}\right)^{0.583 - 0.0079\phi} \left(\frac{B}{L}\right)^{1 - 0.15(D/B)}$$

$$\therefore s_q = 1 + (0.0952 \times 36.3 - 1.60) \left(\frac{0.6}{1}\right)^{0.583 - 0.0079 \times 36.3} \left(\frac{1}{1}\right)^{1 - 0.15(0.6/1.0)} = 2.60$$

$$d_q = 1 + (0.0044\phi + 0.356) \left(\frac{D}{B}\right)^{-0.28} = 1 + (0.0044 \times 36.3 + 0.356) \left(\frac{0.6}{1.0}\right)^{-0.28} = 1.60$$

Finalmente,

$$q_{bL} = s_q d_q q_0 N_q + \frac{1}{2} s_\gamma d_\gamma \gamma B N_\gamma$$

$$\therefore q_{bL} = 2.60 \times 1.60 \times 11.4 \times 39.2 + \frac{1}{2} \times 1.19 \times 1 \times 19 \times 1 \times 42.3 = 2337 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_{bL} = q_0 B^2 = 2337 \times 1 \times 1 = \boxed{2337 \text{ kN}}$$

■ Prob. 57

A tensão efetiva à profundidade de 2 m é $q_0 = \gamma_d D = 18 \times 2 = 36 \text{ kPa}$ e a resistência ao corte não drenada na base pode ser estimada como $\bar{s}_{u0} = 0.3 q_{b0} = 0.3 \times 36 = 10.8 \text{ kPa}$. A capacidade de carga de uma argila cuja resistência cresce com a profundidade pode ser estimada com a relação **(13)**,

$$q_{bL} = F s_{su} d_{su} i_{su} \left[s_{u0} + \frac{\rho B}{4N_c} \right] N_c + q_0$$

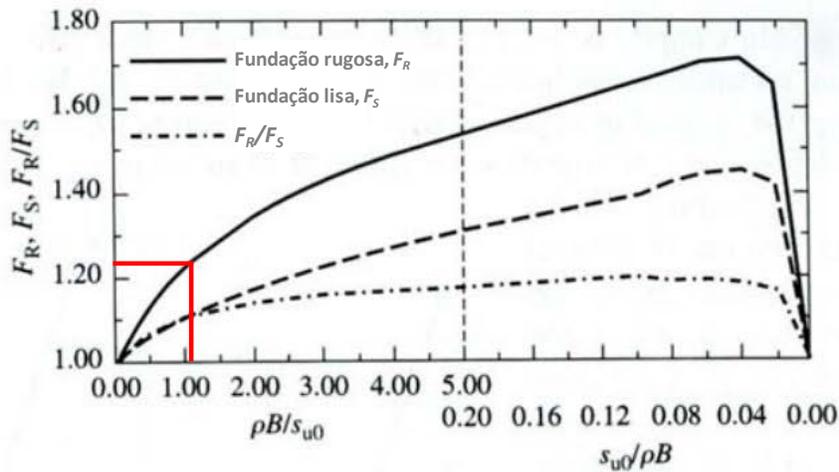
Com o intento de determinar F e s_{su} , precisamos do gradiente de resistência ρ , que descreve a variação da rigidez do solo com relação à profundidade,

$$\rho = \frac{ds_u}{dz} = \gamma_b \frac{ds_u}{d(\gamma_b z)} = \gamma_b \underbrace{\frac{ds_u}{d(\sigma'_o)}}_{=0.3} = (18 - 9.81) \times 0.3 = 2.46 \text{ kPa/m}$$

Temos então o fator

$$\frac{s_u}{\rho B} = \frac{10.8}{2.46 \times 4} = 1.10$$

Inserindo esse parâmetro na Figura 1 e lembrando que a fundação é considerada rugosa, lemos o valor $F \approx 1.22$.



Em seguida, determinamos o fator de profundidade d_{su} ,

$$d_{su} = 1 + 0.27 \sqrt{\frac{D}{B}} = 1 + 0.27 \times \sqrt{\frac{2}{4}} = 1.19$$

e o fator de forma s_{su} (com $C_1 = 0.125$ e $C_2 = 0.219$ extraídos da Tabela 1),

$$s_{su} = 1 + C_1 \frac{B}{L} \left\{ \frac{2.3}{\exp \left[0.353 \left(\frac{\rho B}{s_{u0}} \right)^{0.509} \right] - 1.3} \right\} + C_2 \sqrt{\frac{D}{B}}$$

$$\therefore s_{su} = 1 + 0.125 \times \frac{4}{4} \times \left\{ \frac{2.3}{\exp \left[0.353 \times \left(\frac{2.46 \times 4}{10.8} \right)^{0.509} \right]} - 1.3 \right\} + 0.219 \times \sqrt{\frac{2}{4}} = 1.20$$

Calculamos então a capacidade de carga q_{bL} , lembrando que $N_c \approx 5.14$ para uma argila puramente coesiva ($c = s_u, \phi = 0$),

$$q_{bL} = F s_{su} d_{su} i_{su} \left(s_{u0} + \frac{\rho B}{4 N_c} \right) N_c + q_0$$

$$\therefore q_{bL} = 1.22 \times 1.20 \times 1.19 \times 1 \times \left(10.8 + \frac{2.46 \times 4}{4 \times 5.14} \right) \times 5.14 + 36 = 137.0 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_{bL} = 137 \times (4 \times 4) = \boxed{2192 \text{ kN}}$$

■ Prob. 58

Parte (a): Entrando com $\phi' = 34^\circ$ na Tabela 2, extraímos os fatores de carga de Terzaghi $N_c = 52.64$, $N_q = 36.50$ e $N_\gamma = 38.04$. Empregamos tais fatores para estimar a capacidade de carga q_{bL} da sapata corrida descrita no enunciado,

$$q_{bL} = c' N_c + q_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$\therefore q_{bL} = 0 \times 52.64 + (1 \times 19.5) \times 36.50 + \frac{1}{2} \times 19.5 \times 2 \times 38.04 = 1454 \text{ kPa}$$

Aplicando o fator de segurança $\overline{FS} = 3$, a carga permitida é

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_{bL}}{3} = \frac{1454}{3} = 485 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_{\text{perm}} = 485 \times 2 = \boxed{970 \text{ kN/m}}$$

Parte (b): Recorrendo à Tabela 3, buscamos os fatores de forma e profundidade no contexto da equação geral. Os fatores de inclinação resultam em 1 porque não há excentricidade no carregamento imposto à fundação. Lembrando que $L \gg B$ para uma sapata corrida, de modo que $B/L \approx 0$, temos os fatores de forma **(18)** a **(20)**,

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \approx 1$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi' \approx 1$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \approx 1$$

Proseguimos ao cálculo dos fatores de profundidade **(24)** a **(26)**,

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \times \tan(34^\circ) \times (1 - \sin 34^\circ)^2 \times \frac{1}{2} = 1.131$$

(O próximo fator exige $N_c = 42.16$, que pode ser obtido na Tabela 3),

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} = 1.131 - \frac{1 - 1.131}{42.16 \times \tan(34^\circ)} = 1.136$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Podemos então substituir os valores pertinentes na fórmula da capacidade de carga (com $N_q = 29.44$ e $N_\gamma = 41.06$ extraídos da Tabela 3) e obter

$$q_{bL} = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q_0 N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$\therefore q_{bL} = q_0 N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (c' = 0)$$

$$\therefore q_{bL} = (19.5 \times 1) \times 29.44 \times 1 \times 1.131 \times 1 + \frac{1}{2} \times 19.5 \times 2 \times 41.06 \times 1 \times 1 \times 1 = 1450 \text{ kN/m}^2$$

$$\therefore Q_{bL} = \frac{q_{bL} \times B}{FS} = \frac{1450 \times 2}{3} = \boxed{967 \text{ kN/m}}$$

■ Prob. 59

A expressão a ser utilizada é **(17)**,

$$q_{bL} = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q_0 N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad \text{(I)}$$

Como não há excentricidade no carregamento, os fatores de inclinação são todos iguais a 1, isto é, $F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i}$. Proseguimos então ao cálculo dos fatores de forma **(18)** a **(20)** (lembrando que $N_q = 10.66$ e $N_c = 20.72$ são extraídos da Tabela 3),

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{2}{3} \times \frac{10.66}{20.72} = 1.34$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi' = 1 + \frac{2}{3} \times \tan(25^\circ) = 1.31$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4 \times \left(\frac{2}{3}\right) = 0.73$$

Em seguida, temos os fatores de profundidade **(24)** a **(26)**,

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \times \tan(25^\circ) \times (1 - \sin 25^\circ)^2 \times \frac{1.5}{2} = 1.233$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} = 1.233 - \frac{1 - 1.233}{20.72 \times \tan(25^\circ)} = 1.254$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

A tensão efetiva na base da fundação é

$$q_0 = 1 \times 17 + 0.5 \times (19.5 - 9.81) = 21.85 \text{ kN/m}^2$$

Substituindo os valores pertinentes em **(I)**, temos

$$q_{bL} = \left[70 \times 20.72 \times 1.34 \times 1.254 \times 1 + 21.85 \times 10.66 \times 1.31 \times 1.233 \times 1 + \frac{1}{2} \times (19.5 - 9.81) \times 2 \times 0.73 \times 1 \times 1 \right] = 2890 \text{ kN/m}^2$$

$$\therefore Q_{bL} = \frac{q_{bL} \times B \times L}{FS} = \frac{2890 \times 2 \times 3}{3} = \boxed{5780 \text{ kN}}$$

■ Prob. 60

Primeiramente, calculamos a tensão efetiva q' à profundidade $(D_f + B/2) = (1 + 1/2) = 1.5 \text{ m}$,

$$q' = \gamma \left(D_f + \frac{B}{2} \right) = 17 \times \left(1 + \frac{1}{2} \right) = 25.5 \text{ kPa}$$

Precisamos do *índice de rigidez* do solo, que é dado pela equação **(34)**,

$$I_r = \frac{G_s}{c' + q' \tan \phi'} \quad \text{(I)}$$

onde G_s é o módulo de cisalhamento do solo, que pode ser obtido a partir do módulo de Young $E_s = 1400 \text{ kN/m}^2$ e do coeficiente de Poisson $\mu_s = 0.35$,

$$G_s = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)} = \frac{1400}{2 \times (1 + 0.35)} = 518.5 \text{ kN/m}^2$$

Substituindo em **(I)**,

$$I_r = \frac{518.5}{72 + 25.5 \times \tan 20^\circ} = 6.38$$

Esse valor de I_r deve ser comparado com o índice de rigidez crítico $I_{r(\text{cr})}$ (equação **(35)**),

$$I_{r(\text{cr})} = \frac{1}{2} \left\{ \exp \left[\left(3.30 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \right] \right\}$$

$$\therefore I_{r(\text{cr})} = \frac{1}{2} \left\{ \exp \left[\left(3.30 - 0.45 \times \frac{1}{2} \right) \times \cot \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) \right] \right\} = 40.38$$

Verifica-se que $I_r < I_{r(\text{cr})}$; nesse caso, devemos calcular os coeficientes de compressibilidade com as fórmulas listadas no método 5. A equação para $F_{\gamma c} = F_{qc}$ é **(37)**,

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp \left\{ \left(-4.4 + 0.6 \frac{B}{L} \right) \tan \phi' + \left[\frac{(3.07 \sin \phi') (\log_{10} 2I_r)}{1 + \sin \phi'} \right] \right\}$$

$$\therefore F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp \left\{ \left(-4.4 + 0.6 \times \frac{1}{2} \right) \times \tan 20^\circ + \left\{ \frac{(3.07 \times \sin 20^\circ) [\log_{10} (2 \times 6.38)]}{1 + \sin 20^\circ} \right\} \right\}$$

$$\therefore F_{\gamma c} = F_{qc} = 0.534$$

Usando $N_c = 14.83$ (Tabela 3), a equação para o fator remanescente, F_{cc} , é **(39)**,

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_c \tan \phi'} = 0.534 - \frac{1 - 0.534}{14.83 \tan(20^\circ)} = 0.448$$

Tendo obtido os fatores de compressibilidade, as demais operações em nada diferem de uma análise de sapata com fatores de multiplicação. Os fatores de forma são (lembrando que $N_c = 14.83$, $N_q = 6.40$ e $N_\gamma = 5.39$ são extraídos da Tabela 3)

$$F_{cs} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \left(\frac{B}{L} \right) = 1 + \frac{6.40}{14.83} \times \frac{1}{2} = 1.22$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi' = 1 + \frac{1}{2} \times \tan 20^\circ = 1.18$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4 \times \frac{1}{2} = 0.8$$

Os fatores de profundidade são

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \times \tan 20^\circ \times (1 - \sin 20^\circ)^2 \times \frac{1}{1} = 1.32$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} = 1.32 - \frac{1 - 1.32}{14.83 \times \tan(20^\circ)} = 1.38$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Por fim, substituímos os valores pertinentes na equação **(33)**,

$$q_{bL} = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + q_0 N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c}$$

$$\therefore q_{bL} = \left[\begin{array}{l} 72 \times 14.83 \times 1.22 \times 1.38 \times 0.448 + (1 \times 17) \times 6.40 \times 1.18 \times 1.32 \times 0.534 \\ + \frac{1}{2} \times 17 \times 1 \times 5.39 \times 0.8 \times 1 \times 0.534 \end{array} \right] = \boxed{915.4 \text{ kN/m}^2}$$

■ Prob. 61

Pelo método da área modificada de Meyerhof, temos as dimensões modificadas $B' = B - 2e = 1.5 - 2 \times 0.15 = 1.20$ m e $L' = L = 1.5$ m. Recorrendo à Tabela 3, extraímos os fatores de capacidade de carga $N_q = 37.75$ e $N_\gamma = 56.31$. Em seguida, calculamos os fatores de forma F_{qs} e $F_{\gamma s}$,

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \tan \phi' = 1 + \left(\frac{1.2}{1.5}\right) \times \tan 36^\circ = 1.58$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4 \times \left(\frac{1.2}{1.5}\right) = 0.68$$

Prosseguimos então ao cálculo dos fatores de profundidade – lembrando que **não** utilizamos as dimensões modificadas B' e L' no cálculo de tais parâmetros; os resultados são

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \tan 36^\circ (1 - \sin 36^\circ)^2 \times \frac{1}{1.5} = 1.165$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Segue que a capacidade de carga da fundação é

$$q'_{bL} = qN_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

$$\therefore q'_{bL} = (1 \times 17) \times 37.75 \times 1.58 \times 1.165 + \frac{1}{2} \times 17 \times 1.2 \times 56.31 \times 0.68 \times 1 = 1572 \text{ kN/m}^2$$

Aplicando as dimensões apropriadas e o fator de segurança, temos

$$Q_{\text{perm}} = \frac{q'_{bL} B' L'}{FS} = \frac{1572 \times (1.2 \times 1.5)}{4} = \boxed{707.4 \text{ kN}}$$

■ Prob. 62

Em consonância com o método de Meyerhof, podemos substituir o par de carregamentos (força concentrada vertical e momento) por uma única carga excêntrica cuja distância ao eixo centroidal da fundação é $e = M/Q = 300/3000 = 0.1$ m. Temos então as dimensões efetivas $B' = B - 2e = 2.0 - 2 \times 0.1 = 1.8$ m e $L' = L = 3$ m. Recorrendo à Tabela 3, entramos com $\phi' = 32^\circ$ e lemos os fatores de capacidade de carga $N_c = 35.49$, $N_q = 23.18$ e $N_\gamma = 30.22$. Prosseguindo ao cálculo dos fatores de forma, utilizamos as equações **(18)** a **(20)** para obter

$$F_{cs} = 1 + \frac{B' N_q}{L N_c} = 1 + \frac{1.8}{3} \times \frac{23.18}{35.49} = 1.39$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L} \tan \phi' = 1 + \frac{1.8}{3} \times \tan 32^\circ = 1.375$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B'}{L} = 1 - 0.4 \times \frac{1.8}{3} = 0.76$$

Quanto aos fatores de profundidade, temos, usando **(24)** a **(26)**,

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \times \tan(32^\circ) \times (1 - \sin 32^\circ)^2 \times \frac{2}{2} = 1.28$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} = 1.28 - \frac{1 - 1.28}{35.49 \times \tan(32^\circ)} = 1.29$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

Os fatores de inclinação, por sua vez, são todos iguais a 1 ($F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma} = 1$). A capacidade de carga sob ruptura resulta em

$$q'_{bL} = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q_0 N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma} F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$\therefore q'_{bL} = \left[5 \times 35.49 \times 1.39 \times 1.29 \times 1 + (18.5 \times 2) \times 23.18 \times 1.375 \times 1.28 \times 1 + \frac{1}{2} \times 18.5 \times 1.8 \times 30.22 \times 0.76 \times 1 \times 1 \right] = 2210 \text{ kN/m}^2$$

A carga de ruptura correspondente é

$$Q_{bL} = q'_{bL} B' L = 2210 \times 1.8 \times 3 = 11,934 \text{ kN}$$

Por fim, o fator de segurança é

$$\overline{FS} = \frac{11,934}{3000} \approx 3.98 \approx \boxed{4.0}$$

Temos um fator de segurança igual a 4 para o sistema em questão.

■ Prob. 63

Entrando com $\phi' = 37^\circ$ na Tabela 2, extraímos os fatores de capacidade de carga de Terzaghi $N_c = 70.1$, $N_q = 53.8$ e $N_{\gamma} = 68.1$. Ademais, temos a tensão efetiva $q_0 = 0.4 \times 19.2 = 7.68 \text{ kN/m}^2$. Substituindo os valores pertinentes na equação de capacidade de carga, vem

$$q_{bL} = c'N_c + q_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}$$

$$\therefore q_{bL} = 0 \times 70.1 + 7.68 \times 53.8 + \frac{1}{2} \times 19.2 \times B \times 68.1$$

$$\therefore q_{bL} = 413.2 + 653.8B$$

Aplicando o fator de segurança $\overline{FS} = 2$,

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_{bL}}{\overline{FS}} = \frac{413.2 + 653.8B}{2} = 206.6 + 326.9B$$

Ignorando o peso da sapata e observando que a poropressão é $u = 0$ (pois a profundidade do nível d'água é muito maior que a profundidade da sapata), temos

$$q_{\text{perm}} = \frac{P + \cancel{W_f}}{B} - \cancel{u} \rightarrow q_{\text{perm}} = \frac{P}{B}$$

$$\begin{aligned}\therefore 206.6 + 326.9B &= \frac{220}{B} \\ \therefore 206.6B + 326.9B^2 &= 220 \\ \therefore 326.9B^2 + 206.6B - 220 &= 0\end{aligned}$$

Resolvendo essa equação quadrática com a fórmula de Bhaskara, obtemos uma raiz negativa sem significando físico e $B \approx 0.563 \text{ m} = 563 \text{ mm}$, que é uma solução válida para a largura da sapata.

■ Prob. 64

O primeiro passo é obter os fatores de carga de Terzaghi; com $\phi' = 36^\circ$, recorreremos à Tabela 2 e lemos os valores $N_c = 63.53$, $N_q = 47.16$ e $N_\gamma = 54.36$. Substituindo os valores pertinentes na equação de capacidade de carga de Terzaghi, vem

$$\begin{aligned}q_{bL} &= c'N_c + q_0N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \\ \therefore q_{bL} &= 5 \times 63.53 + (1 \times 20.5) \times 47.16 + \frac{1}{2} \times 20.5 \times \ell \times 54.36 \\ \therefore q_{bL} &= 1284 + 557.2\ell\end{aligned}$$

Aplicando o fator de segurança \overline{FS} ,

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_{bL}}{\overline{FS}} = \frac{1284 + 557.2\ell}{2} = 642 + 278.6\ell$$

Ignorando o peso da sapata e observando que a poropressão é $u = 0$ (pois a profundidade do nível d'água é muito maior que a profundidade da sapata), podemos escrever

$$\begin{aligned}q_{\text{perm}} &= \frac{P + \cancel{W_f}}{\ell^2} - \cancel{\gamma} \rightarrow q_{\text{perm}} = \frac{P}{\ell^2} \\ \therefore 642 + 278.2\ell &= \frac{1200}{\ell^2} \\ \therefore 642\ell + 278.2\ell^2 &= 1200 \\ \therefore 278.2\ell^3 + 642\ell - 1200 &= 0\end{aligned}$$

Podemos resolver essa equação cúbica através do comando *Solve* do Mathematica:

In[366]:= Solve[278.2 * l^3 + 642 * l - 1200 == 0, l]

Out[366]= {{l -> -0.585921 - 1.82691 i}, {l -> -0.585921 + 1.82691 i}, {l -> 1.17184}}

Evidentemente, as soluções complexas não têm significado físico; resta-nos o valor $l \approx 1.17 \text{ m}$, que é uma medida válida para o lado da sapata.

■ Prob. 65

Usando princípios de mecânica dos sólidos isotrópicos, verifica-se que o recalque δ sofrido por uma sapata retangular é dado por

$$\delta = \frac{q_{bl}BI}{E}(1 - \mu^2) \quad (\mathbf{I})$$

O fator de influência I é dado pela expressão

$$I = \frac{1}{2\pi} \left\{ m \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right) \right] + \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) \right\}$$

onde, com $m = L/B = 3/2 = 1.5$, substituímos para obter

$$I = \frac{1}{2\pi} \left\{ 1.5 \times \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+1.5^2} + 1}{\sqrt{1+1.5^2} - 1} \right) \right] + \ln \left(\frac{\sqrt{1+1.5^2} + 1.5}{\sqrt{1+1.5^2} - 1.5} \right) \right\} = 0.679$$

Ademais, a tensão efetiva na base da sapata é $q_{bl} = Q/A = 1100/(2 \times 3) = 183.3 \text{ kPa}$. Substituindo os valores pertinentes em **(I)**, vem

$$\delta = \frac{183.3 \times 2 \times 0.679}{12,000} \times (1 - 0.2^2) \approx 0.020 \text{ m} = \boxed{20 \text{ mm}}$$

■ Prob. 66

O método de Christian-Carrier é usado para estimar o recalque δ sofrido por uma fundação rasa, qual seja (equação **(42)**),

$$\delta = I_0 I_1 \frac{q_0 B}{E}$$

Temos a razão $D_f/B = 2/0.5 = 4.0$. Entrando com esse valor na Figura 2, extrai-se o fator de influência $I_0 \approx 0.88$. Sabendo que $D_f + z_h = 5 \text{ m}$, obtemos $z_h = 3 \text{ m}$. Temos então a razão $z_h/B = 3/0.5 = 6$, a qual inserimos na Figura 2 e extraímos o fator de influência $I_1 \approx 0.63$. A tensão resistida pela fundação é $q_0 = 200 \text{ kN}/(0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}) = 800 \text{ kN/m}^2$. Temos ainda $B = 0.5 \text{ m}$ e $E = 14.5 \text{ MPa}$. Substituindo na fórmula supracitada, temos

$$\delta = I_0 I_1 \frac{q_0 B}{E} = 0.88 \times 0.63 \times \frac{800 \times 0.5}{14,500} = 0.0153 \text{ m} = \boxed{15.3 \text{ mm}}$$

■ **Prob. 67**

Conforme solicitado, utiliza-se o método 8 para estimar o recalque observado no centro da fundação; a equação pertinente é

$$\delta = q B_e \frac{I_G I_R I_E}{E_o} (1 - \mu_s^2) \quad (\text{I})$$

O primeiro valor a calcular é o diâmetro equivalente da fundação,

$$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 2 \times 2}{\pi}} = 2.26 \text{ m}$$

A reta que descreve o aumento da rigidez do solo com a relação à profundidade é $E = E_o + kz = 9000 + 600z$, com z em metros e E em kN/m^2 . O fator β é dado por

$$\beta = \frac{E_o}{k B_e} = \frac{9000}{600 \times 2.26} = 6.64$$

Temos ainda a razão $H/B_e = 5/2.26 = 2.21$. Entramos com tais valores de β e H/B_e na Figura 4 e extraímos o fator de influência $I_G \approx 0.74$. Já o fator de influência I_R é inerente à rigidez do sistema e pode ser calculado através da fórmula

$$I_R = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10 \left(\frac{E_f}{E_o + k B_e / 2} \right) \left(\frac{2t}{B_e} \right)^3}$$

No presente caso, temos $E_f = 15 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$, $t = 0.25 \text{ m}$ e os demais parâmetros já foram mencionados anteriormente. Substituindo na correlação acima, temos

$$I_R = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10 \left[\frac{15 \times 10^6}{9000 + (600 \times 2.26)/2} \right] \times \left(\frac{2 \times 0.25}{2.26} \right)^3} = 0.791$$

Prosseguimos ao cálculo do terceiro e último fator de influência I_E , observando que $\mu_s = 0.3$ é o coeficiente de Poisson e B_e e D_f já foram mencionados anteriormente; o resultado é

$$I_E = 1 - \frac{1}{3.5 \exp(1.22 \mu_s - 0.4) \left(\frac{B_e}{D_f} + 1.6 \right)}$$

$$\therefore I_E = 1 - \frac{1}{3.5 \times \exp(1.22 \times 0.3 - 0.4) \times \left(\frac{2.26}{1.5} + 1.6 \right)} = 0.905$$

Resta apenas inserir os valores pertinentes em **(I)**, obtendo assim o recalque

$$\delta = qB_e \frac{I_G I_R I_E}{E_o} (1 - \mu_s^2) = 265 \times 2.26 \times \frac{0.74 \times 0.791 \times 0.905}{9000} \times (1 - 0.3^2)$$

$$\therefore \delta = 0.0321 \text{ m} = \boxed{32.1 \text{ mm}}$$

O recalque observado no centro da fundação é de aproximadamente 3 centímetros.

■ Prob. 68

Parte (a): O solo onde está embedada a ponta da estaca possui ângulo de atrito $\phi' = 40^\circ$. Entrando com esse valor na Tabela 4, lê-se $N_q^* = 346$. Determinamos a resistência unitária de ponta como

$$q_p = q_l = \frac{1}{2} p_a N_q^* \tan \phi' = \frac{1}{2} \times 100 \times 346 \times \tan 40^\circ = 14,520 \text{ kN/m}^2$$

Multiplicando esse valor pela área de seção da ponta,

$$Q_p = A_p q_p = \left(\frac{\pi}{4} \times 0.381^2 \right) \times 14,520 = \boxed{1655 \text{ kN}}$$

Parte (b): Antes de empregar o método de Vesič, precisamos da tensão efetiva no nível da ponta da estaca, qual seja,

$$q' = 3 \times 15.7 + 3 \times (18.2 - 9.81) + 15 \times (19.2 - 9.81) = 213.1 \text{ kPa}$$

Temos também o coeficiente $K_o = 1 - \sin \phi' = 1 - \sin 40^\circ = 0.357$. Podemos então estimar a tensão efetiva média $\bar{\sigma}'_o$,

$$\bar{\sigma}'_o = \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) q' = \left(\frac{1 + 2 \times 0.357}{3} \right) \times 213.1 = 121.8 \text{ kN/m}^2$$

A Tabela 5 fornece os fatores de capacidade de carga N_σ^* para uso com o método de Vesič. Como a tabela não possui entradas para $I_{rr} = 50$, a solução é interpolar e utilizar a média entre $\{\phi = 40^\circ, I_{rr} = 40\}$, para o qual $N_\sigma^* = 83.40$, e $\{\phi = 40^\circ, I_{rr} = 60\}$, para o qual $N_\sigma^* = 103.05$; destarte, obtemos $N_\sigma^* = 93.2$. Segue que

$$Q_p = A_p \bar{\sigma}'_o N_\sigma^* = \left(\frac{\pi}{4} \times 0.381^2 \right) \times 121.8 \times 93.2 = \boxed{1294 \text{ kN}}$$

Parte (c): Para fins de dimensionamento, uma abordagem comum é utilizar a média das resistências de ponta obtidas com cada método; no presente caso, temos

$$Q_p = \frac{1655 + 1294}{2} = \boxed{1475 \text{ kN}}$$

Parte (d): Aqui, a profundidade crítica é $L' = 15D = 15 \times 0.381 = 5.72 \text{ m}$; por conveniência, fazemos $L' \approx 6.0 \text{ m}$.

Profundidade $0 < z < 3 \text{ m}$. Seguindo as instruções do enunciado, temos $K = 1.4$ e $\delta' = 0.6\phi' = 0.6 \times 32^\circ = 19.2^\circ$. A resistência de atrito lateral é tal que

$$Q_{s(0 \rightarrow 3)} = pLK\bar{\sigma}'_o \tan \delta'$$

onde p é o perímetro da seção da estaca, L é o comprimento do segmento de estaca sob análise, K é o coeficiente de pressão lateral, $\bar{\sigma}'_o$ é a tensão efetiva média no intervalo de comprimentos considerado (isto é, $0 < z < 3 \text{ m}$ no presente caso) e δ' é o ângulo de atrito da interface solo-estaca; no presente caso, vem

$$Q_{s(0 \rightarrow 3)} = (\pi \times 0.381) \times 3 \times 1.4 \times \left(\frac{15.7 \times 3}{2} \right) \times \tan(0.6 \times 32^\circ) = 41.23 \text{ kN}$$

Profundidade $3 < z < 6 \text{ m}$. Nesse intervalo de profundidades, temos a tensão efetiva média

$$\bar{\sigma}'_{o(3 \rightarrow 6)} = \frac{3 \times 15.7 + 3 \times (18.2 - 9.81)}{2} = 36.14 \text{ kN/m}^2$$

A resistência por atrito lateral é então

$$Q_{s(3 \rightarrow 6)} = (\pi \times 0.381) \times 3 \times 1.4 \times 36.14 \times \tan(0.6 \times 32^\circ) = 63.27 \text{ kN}$$

Profundidade $6 < z < 21 \text{ m}$. Nesse intervalo de profundidades, temos a tensão efetiva média

$$\bar{\sigma}'_{o(6 \rightarrow 21)} = 3 \times 15.7 + 3 \times (18.2 - 9.81) = 72.27 \text{ kN/m}^2$$

A resistência por atrito lateral é

$$Q_{s(6 \rightarrow 21)} = (\pi \times 0.381) \times 15 \times 1.4 \times 72.27 \times \tan(0.6 \times 40^\circ) = 808.8 \text{ kN}$$

Somando as três componentes de resistência por atrito lateral, vem

$$Q_s = 41.23 + 63.27 + 808.8 = \boxed{913.3 \text{ kN}}$$

Parte (e): Somando $Q_p = 1475$ kN e $Q_s = 913.3$ kN e aplicando o fator de segurança $\overline{FS} = 4$, temos

$$Q_{\text{perm}} = \frac{Q_p + Q_s}{\overline{FS}} = \frac{1475 + 913.3}{4} = \boxed{597.1 \text{ kN}}$$

■ Prob. 69

Para determinar a resistência de ponta, substituímos $c_u = 80$ kN/m² e a área de seção da estaca na equação (50),

$$Q_p = 9A_p c_u = 9 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 0.45^2 \right) \times 80 = 114.5 \text{ kN}$$

Para determinar a resistência por atrito lateral com o método alfa, inserimos as razões c_u/p_a na Tabela 6 e extraímos os coeficientes α correspondentes; como o perfil de solos é composto por três estratos argilosos diferentes, devemos computar três valores de α :

$$\text{Argila 1: } \frac{c_u}{p_a} = \frac{40}{100} = 0.4 \rightarrow \alpha = 0.74$$

$$\text{Argila 2: } \frac{c_u}{p_a} = \frac{60}{100} = 0.6 \rightarrow \alpha = 0.62$$

$$\text{Argila 3: } \frac{c_u}{p_a} = \frac{80}{100} = 0.8 \rightarrow \alpha = 0.54$$

Portanto, a resistência por atrito lateral resulta em

$$Q_s = (\pi \times 0.45) \times (5 \times 40 \times 0.74 + 6 \times 60 \times 0.62 + 8 \times 80 \times 0.54) = 1013.4 \text{ kN}$$

Aplicando o fator de segurança,

$$Q_{\text{perm}} = \frac{114.5 + 1013.4}{3} = \boxed{376.0 \text{ kN}}$$

■ Prob. 70

Recorrendo ao método de Vesič, determinamos o índice de rigidez reduzido I_{rr} , lembrando que $I_{rr} = I_r$ para uma argila saturada (vide explicação no método 10),

$$I_{rr} = I_r = 347 \left(\frac{c_u}{p_a} \right) - 33 = 347 \times \left(\frac{76.7}{100} \right) - 33 = 233.1$$

Utilizamos esse resultado para obter o fator de capacidade de carga N_c^* ,

$$N_c^* = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 = \frac{4}{3} \times [\ln(233.1) + 1] + \frac{\pi}{2} + 1 = 11.17$$

Empregamos N_c^* para calcular a resistência de ponta Q_p ,

$$Q_p = A_p c_u N_c^* = 0.406^2 \times 76.7 \times 11.17 = 141.2 \text{ kN}$$

Prosseguindo ao cálculo da resistência por atrito lateral, entramos com $c_u/p_a = 76.7/100 = 0.767$ na Tabela 6 e, por interpolação, obtemos $\alpha \approx 0.553$. Equipados com esse valor, temos a resistência por atrito lateral

$$Q_s = \alpha c_u P \Delta L = 0.553 \times 76.7 \times (4 \times 0.406) \times 15.24 = 1050.0 \text{ kN}$$

Aplicando o fator de segurança solicitado, vem

$$Q_{\text{perm}} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{141.2 + 1050.0}{3} = \boxed{397.1 \text{ kN}}$$

■ Prob. 71

No contexto do método de Meyerhof, a resistência de ponta em uma argila é dada pela equação (50),

$$Q_p = 9c_u A_p = 9 \times 76.7 \times 0.406^2 = 113.8 \text{ kN}$$

Para utilizar o método λ , é necessário antes estabelecer a tensão efetiva média $\bar{\sigma}'_o$,

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{15.24}{2} \times 19.02 = 144.9 \text{ kN/m}^2$$

Em seguida, inserimos $L = 15.24 \text{ m} \approx 15 \text{ m}$ na Tabela 7 e extraímos $\lambda = 0.200$. A resistência por atrito lateral é expressa pela relação

$$Q_s = \lambda (\bar{\sigma}'_o + 2c_u) P \Delta L = 0.200 \times (144.9 + 2 \times 76.7) \times (4 \times 0.406) \times 15.24 = 1477 \text{ kN}$$

Aplicando o fator de segurança solicitado,

$$Q_{\text{perm}} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{113.8 + 1477}{3} = \boxed{530.3 \text{ kN}}$$

Observe que a combinação de métodos utilizada nesse problema (Meyerhof para resistência de ponta e lambda para resistência por atrito) resulta em uma carga permitida cerca de 34% maior que a combinação de métodos utilizada no problema anterior (Vesič para resistência de ponta e alfa para resistência por atrito).

■ Prob. 72

Primeiramente, estimamos a resistência de ponta da estaca,

$$Q_p = 9c_u A_p = 9 \times 80 \times 0.46^2 = 152.4 \text{ kN}$$

Antes de recorrer ao método λ , é necessário computar a tensão efetiva média $\bar{\sigma}'_o$,

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{20}{2} \times 18 = 180 \text{ kN/m}^2$$

Entrando com $L = 20$ m na Tabela 7, extraímos o coeficiente $\lambda = 0.173$. A resistência por atrito lateral resulta em

$$Q_s = \lambda (\bar{\sigma}'_o + 2c_u) P \Delta L = 0.173 \times (180 + 2 \times 80) \times (4 \times 0.46) \times 20 = 2165 \text{ kN}$$

Por fim, aplicamos o fator de segurança

$$Q_{\text{perm}} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{152.4 + 2165}{3} = \boxed{772.5 \text{ kN}}$$

■ Prob. 73

Temos $H = \infty$, $L = 20$ m, $D = 0.4$ m e supõe-se que o coeficiente de Poisson é $\mu_s = 0.2$. Segue que $L/H = 20/0.4 = 50$ e $L/H = 0$. Entrando com os valores pertinentes na Figura 5, obtemos o fator de influência $I_p \approx 1.80$. Segue que o recalque da estaca é dado por (vide equação **(58)**)

$$s_e = \frac{Q I_p}{L E_s} = \frac{(1200 \times 10^3) \times 1.8}{20 \times (20 \times 10^6)} = 0.0054 \text{ m} = 5.4 \text{ mm}$$

A carga média na seção da estaca é $Q_{\text{med}} = (1/2) \times (1200 + 300) = 750$ kN. Usando a equação **(59)**, computamos o recalque atribuído ao encurtamento elástico da estaca,

$$s_c = \frac{Q_{\text{med}} L}{A_p E_p} = \frac{(750 \times 10^3) \times 20}{\left[(\pi/4) \times 0.4^2 \right] \times (30 \times 10^9)} = 0.00398 \text{ m} \approx 4.0 \text{ mm}$$

O recalque total resulta em

$$s_t = 5.4 + 4.0 = \boxed{9.4 \text{ mm}}$$

■ Prob. 74

A área da seção em foco é $A_p = \pi/4 \times 0.4^2 = 0.126$ m². Conforme explica o tópico 14, o recalque no modelo de Vesič é constituído por três componentes, a saber: encurtamento elástico da estaca (s_1); recalque da ponta da estaca sob a solicitação Q_{wp} (s_2); e recalque do fuste da estaca sob a solicitação Q_{ws} (s_3). Na presente análise, temos $Q_{wp} = 300$ kN, $Q_{ws} = 900$ kN. Prosseguimos ao cálculo de s_1 ,

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} = \frac{(300 \times 10^3 + 0.5 \times 900 \times 10^3) \times 20}{0.126 \times (30 \times 10^9)} = 0.00397 \text{ m}$$

$$\therefore s_1 \approx 4.0 \text{ mm}$$

Em seguida, calculamos o recalque referente à ponta da estaca; tenha em mente que o fator de influência $I_{wp} \approx 0.85$ possui um valor empírico que não precisa ser extraído de quaisquer tabelas ou gráficos.

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} = \frac{(300 \times 10^3 / 0.126) \times 0.4}{20 \times 10^6} \times (1 - 0.2^2) \times 0.85 = 0.0389 \text{ m}$$

$$\therefore s_2 \approx 40 \text{ mm}$$

Resta apenas encontrar o recalque inerente à lateral (fuste) da estaca, que, na abordagem de Vesič, é dado por

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{PL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad \text{(I)}$$

O fator de influência I_{ws} pode ser determinado com a equação **(65)**,

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

No presente caso, com $L = 20 \text{ m}$ e $D = 0.4 \text{ m}$, tem-se

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \times \sqrt{\frac{20}{0.4}} = 4.48$$

Substituindo os valores pertinentes em **(I)**, obtemos

$$s_3 = \left[\frac{900 \times 10^3}{(\pi \times 0.4) \times 20} \right] \times \frac{0.4}{20 \times 10^6} \times (1 - 0.2^2) \times 4.48 = 0.00308 \text{ m}$$

$$\therefore s_3 \approx 3.0 \text{ mm}$$

Somando s_1 , s_2 e s_3 , o recalque total é tal que

$$s_t = s_1 + s_2 + s_3 = 4.0 + 30.0 + 3.0 = \boxed{37.0 \text{ mm}}$$

■ **Prob. 75**

Parte (a): O perímetro da estaca é $P = \pi \times 0.305 = 0.958 \text{ m}^2$. Utilizando a expressão fornecida no enunciado, o ângulo de atrito da interface solo-estaca é $\delta' = 0.5 \times 25^\circ = 12.5^\circ$. O atrito negativo é então (equação **(67)**)

$$Q_{\text{neg}} = \frac{P(1 - \sin \phi'_{\text{fill}}) \gamma'_f H_f^2 \tan \delta'}{2}$$

$$\therefore Q_{\text{neg}} = \frac{0.958 \times (1 - \sin 25^\circ) \times 17.5 \times 3^2 \times \tan 12.5^\circ}{2} = \boxed{9.66 \text{ kN}}$$

Parte (b): A fórmula utilizada na parte (a) segue válida aqui; a única mudança é o peso específico utilizado, que, no presente caso, é $\gamma'_{\text{sat}} = (19.8 - 9.81) = 9.99 \text{ kN/m}^3$. Portanto,

$$Q_{\text{neg}} = \frac{0.958 \times (1 - \sin 25^\circ) \times 9.99 \times 3^2 \times \tan 12.5^\circ}{2} = \boxed{5.51 \text{ kN}}$$

Observe que a elevação do nível freático reduziu o atrito negativo em cerca de 43%.

■ **Prob. 76**

O momento de inércia da seção da estaca é $I_p = bh^3/12 = 0.305 \times 0.305^2/12 = 7.21 \times 10^{-4} \text{ m}^4$. Utilizamos esse resultado para computar o comprimento característico T do sistema solo-estaca,

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} = \sqrt[5]{\frac{(21 \times 10^9) \times (7.21 \times 10^{-4})}{9200 \times 10^3}} = 1.105 \text{ m}$$

A flecha lateral x em qualquer profundidade z é dada pela equação **(68)**,

$$x_z(z) = A_x \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} + B_x \frac{M_g T^2}{E_p I_p} \rightarrow x_z(z) = A_x \frac{Q_g T^3}{E_p I_p}$$

Excluimos o termo à direita porque não há momento M_g na superfície. Recorrendo à Tabela 8, vê-se que o valor máximo de A_x é 2.435, portanto,

$$x_z(z) = A_x \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} \rightarrow Q_r = \frac{x_z(z) E_p I_p}{A_x T^3}$$

$$\therefore Q_r = \frac{0.012 \times (21 \times 10^6) \times (7.21 \times 10^{-4})}{2.435 \times 1.105^3} = 54.73 \text{ kN}$$

Convém verificar se esse valor de carga não excede a capacidade de momento da estaca, qual seja,

$$M_{z(\max)} = F_Y \frac{I_p}{d/2} = A_m Q_g T \rightarrow Q_g = \frac{2F_Y I_p}{A_m T d} \quad (\mathbf{I})$$

Recorrendo à Tabela 8, o valor máximo de A_m é 0.772. Substituindo em **(I)**, vem

$$Q_g = \frac{2 \times (21 \times 10^3) \times (7.21 \times 10^{-4})}{0.772 \times 0.305 \times 1.105} = 116.4 \text{ kN}$$

Como $Q_r = 54.73 \text{ kN} < Q_g = 116.4 \text{ kN}$, o valor obtido é válido.

■ Prob. 77

Primeiramente, avaliamos a segurança da estaca em termos de resistência a flexão. O módulo de seção da estaca é $S = I_p / (d/2) = 7.21 \times 10^4 / (0.305/2) = 4.73 \times 10^{-3} \text{ m}^3$. O momento correspondente à tensão de escoamento F_Y resulta em

$$M_Y = F_Y S = 21,000 \times (4.73 \times 10^{-3}) = 99.33 \text{ kN/m}^2$$

Calculamos o parâmetro

$$\frac{M_Y}{D^4 \gamma K_p} = \frac{M_Y}{D^4 \gamma \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)} = \frac{99.33}{0.305^4 \times 16 \times \tan^2 (45^\circ + 30^\circ/2)} = 239.1$$

Inserindo esse valor na Figura 7, lemos um valor de resistência lateral limite $Q_{u(g)} / D^3 \gamma K_p \approx 60$. Usamos esse parâmetro para obter a sollicitação lateral máxima $Q_{u(g)}$,

$$\frac{Q_{u(g)}}{D^3 \gamma K_p} = 60 \rightarrow Q_{u(g)} = 60 D^3 \gamma K_p$$

$$\therefore Q_{u(g)} = 60 \times 0.305^3 \times 16 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) = 81.71 \text{ kN}$$

Em seguida, avaliamos a deflexão da cabeça da estaca [*pile head*]. Calculamos o fator descrito pela equação **(75)**,

$$\eta = \sqrt{\frac{n_h}{E_p I_p}} = \sqrt{\frac{9200}{(21 \times 10^6) \times (7.21 \times 10^{-4})}} = 0.780 \text{ m}^{-1}$$

Portanto, $\eta L = 0.780 \times 30 = 23.4$. Entramos com esse valor na Figura 8 e extraímos o fator $x_{z(z=0)} (E_p I_p)^{3/5} (n_h)^{2/3} / Q_g L \approx 0.15$. Isolando Q_g e substituindo os valores pertinentes, temos

$$\frac{x_{z(z=0)}(E_p I_p)^{3/5}(n_h)^{2/5}}{Q_g L} = 0.15 \rightarrow Q_g = \frac{x_{z(z=0)}(E_p I_p)^{3/5}(n_h)^{2/5}}{0.15 L}$$

$$\therefore Q_g = \frac{0.012 \times \left[(21 \times 10^6) \times (7.21 \times 10^{-4}) \right]^{3/5} \times 9200^{2/5}}{0.15 \times 30} = \boxed{33.08 \text{ kN}}$$

Esse valor é substancialmente menor que o Q_g obtido por análise de momentos e, assim sendo, governa o processo de análise. Concluímos que a carga lateral estática máxima de dimensionamento da estaca é de aproximadamente 33 kN.

■ Prob. 78

Primeiramente, calculamos os perímetros e áreas pertinentes,

$$\text{Per. estaca única} = \pi \times 0.6 = 1.88 \text{ m}$$

$$\text{Área estaca única} = \frac{\pi}{4} \times 0.6^2 = 0.283 \text{ m}^2$$

$$\text{Per. grupo de estacas} = 4 \times 2.6 = 10.4 \text{ m}$$

$$\text{Área grupo de estacas} = 2.6^2 = 6.76 \text{ m}^2$$

Análise de tensão total. A tensão efetiva ao nível da região central da estaca é estimada como $\sigma'_o = 7.5 \times (15 - 9.81) = 57.68 \text{ kN/m}^2$. A tensão efetiva ao nível da ponta da estaca é $\bar{\sigma}'_o = 15 \times (17.5 - 9.81) = 115.35 \text{ kN/m}^2$. A resistência unitária por atrito lateral é dada pelo menor resultado entre as seguintes expressões,

$$\begin{cases} f_s = 0.5 \sqrt{s_u \bar{\sigma}'_o} = 0.5 \times \sqrt{14.5 \times 57.68} = 14.46 \text{ kPa} \\ f_s = 0.5 s_u^{0.75} (\bar{\sigma}'_o)^{0.25} = 0.5 \times 14.5^{0.75} \times 57.68 = 10.24 \text{ kPa} \end{cases}$$

Utilizaremos $f_s = 10.24 \text{ kPa}$. Segue que a resistência Q_s é dada por

$$Q_s = f_s P \Delta L = 10.24 \times 10.4 \times 15 = 1597 \text{ kN}$$

A resistência ao corte não drenada é $c_u = 0.25 \bar{\sigma}'_o = 0.25 \times 115.35 = 28.84 \text{ kPa}$. A resistência de ponta é então estimada com a equação **(50)**,

$$Q_p = 9 c_u A_p = 9 \times 28.84 \times 6.76 = 1755 \text{ kN}$$

Combinando Q_s e Q_p , tem-se a resistência total

$$Q_t = 1597 + 1755 = 3352 \text{ kN}$$

Análise de tensão efetiva. Para desenvolver uma análise de tensões efetivas, empregamos o método β (não tive tempo de incluir uma descrição desse método na

seção Métodos e Equações; aos leitores interessados, recomendo Das e Sivakugan (2019), seção 12.14 ou Budhu (2008), seção 8.6.2) e calculamos o coeficiente

$$\beta = (1 - \sin \phi'_{cs}) \tan \phi'_{cs} \sqrt{OCR} = (1 - \sin 30^\circ) \tan 30^\circ \sqrt{1} = 0.289$$

Segue que a resistência por atrito lateral é

$$Q_s = \beta \bar{\sigma}'_o P \Delta L = 0.289 \times 57.68 \times 10.4 \times 15 = 2609 \text{ kN}$$

Também precisamos do fator de capacidade de carga $N_q = 0.6 \exp(0.126 \phi'_{cs}) = 0.6 \times \exp(0.126 \times 30) = 26.29$. Utilizamos esse parâmetro para estimar a resistência de ponta Q_p ,

$$Q_p = N_q \bar{\sigma}'_o A_p = 26.29 \times 115.35 \times 6.76 = 20,500 \text{ kN}$$

Combinando Q_s e Q_p , adquirimos a resistência total

$$Q_t = 2609 + 20,500 = 23,109 \text{ kN}$$

Em suma, as cargas permitidas são 3352 kN para uma análise de tensões totais e 23,109 kN para uma análise de tensões efetivas. Evidentemente, o menor valor controla o dimensionamento do sistema; portanto, a carga permitida é $Q_{perm} = 3352$ kN. Por fim, analisamos o modo de ruptura por estaca única sob tensão total. Sabendo que apenas a área e certos parâmetros mecânicos são alterados, podemos calcular Q_s e Q_p através de proporções lineares,

$$Q_s = \left(1597 \times \frac{1.88}{10.4} \right) \times 9 = 2598 \text{ kN}$$

$$Q_p = \left(1755 \times \frac{0.283}{6.76} \right) \times 9 = 661 \text{ kN}$$

$$Q_t = Q_s + Q_p = 2598 + 661 = 3259 \text{ kN}$$

Como $3259 \text{ kN} < 3352 \text{ kN}$, conclui-se que o modo de ruptura por estaca individual prevalece e temos $Q_t = 3259 \text{ kN}$. Aplicando o fator de segurança $\bar{FS} = 2$, vem

$$Q_{perm} = \frac{Q_t}{FS} = \frac{3259}{2} = \boxed{1630 \text{ kN}}$$

■ Referências (★ → Livro altamente recomendado)

1. Budhu, M. (2008). *Foundations and Earth Retaining Structures*. John Wiley and Sons.
2. Coduto, D.P., Kitch, W.A. e Yeung, M.R. (2016). *Foundation Design: Principles and Practices*. 3ª edição. Pearson.
3. Das, B.M. e Sivakugan, N. (2019). *Principles of Foundation Engineering*. 9ª edição. Cengage Learning.
4. Salgado, R. (2006). *The Engineering of Foundations*. CRC Press. ★

➔ Referências de cada problema

Problema	Ref.	Problema	Ref.
53	[4]	66	[2]
54	[4]	67	[3]
55	[4]	68	[3]
56	[4]	69	[3]
57	[4]	70	[3]
58	[3]	71	[3]
59	[3]	72	[3]
60	[3]	73	[2]
61	[3]	74	[2]
62	[3]	75	[3]
63	[3]	76	[3]
64	[3]	77	[3]
65	[2]	78	[1]

■ Sobre mim



Sou aluno de graduação em Engenharia Civil na Universidade de Brasília (UnB). Meus principais interesses são hidrologia, engenharia hidráulica, fluidodinâmica, engenharia ambiental, geotecnia e métodos geofísicos. Tenho proficiência certificada em sete idiomas e busco me posicionar na comunidade brasileira de engenheiros e especialistas em infraestrutura.

WhatsApp: (61) 981247059

Email: lucas_0150@hotmail.com

