

Q1)

**RESPOSTA***Definição da profundidade de assentamento*

A profundidade de assentamento deve obedecer às proposições da NBR 6122, quais sejam: profundidade mínima de 1,5m e máxima de  $2.B$ , limitado a 3,0m para fundações rasas. Particularmente neste caso, a profundidade da camada inferior coincide com 3,0m. Destaca-se ainda que exatamente nessa posição tem-se o nível d'água, o qual se fosse ultrapassado, exigiria instalação de rebaixamento de lençol freático, encarecendo a solução. O intervalo de profundidades possíveis, portanto, está entre 1,5m e 3,0m de profundidade.

Quando levadas em conta as hipóteses da teoria de Terzaghi, deve-se considerar que sapatas a profundidade maior do que  $B$  (largura da sapata) resultam necessidade de se considerar a resistência ao cisalhamento da camada superior também, o que deveria ser feito pela teoria de Meyerhoff. Assim, este limite de  $1B$  pode ser considerado como um limitante para a fundação, visto que o limite superior indicado por norma não deve passar de 3,0m. Então, o valor adotado inicialmente para  $B$  levaria também à uma restrição da profundidade a ser assentada a sapata, para se evitar tratar das tensões de cisalhamento da camada acima da mesma.

Para tomada de decisão quanto a essa profundidade de assentamento convém considerar ainda os efeitos do aprofundamento da sapata sobre o dimensionamento, a partir da análise da equação de capacidade de carga de Terzaghi. Quanto mais profunda, maior a contribuição da sobrecarga “ $q$ ” na capacidade de carga, pelo efeito da tensão efetiva na profundidade da sapata, portanto sendo vantagem aprofundar à medida que isso permitiria reduzir as dimensões da sapata, economizando volume de concreto. Contudo, deve-se avaliar o quanto pode ser essa redução, considerando ainda os custos com escavação de bota-fora adicional com o aprofundamento da sapata. Deve-se, portanto, buscar o ponto de mínimo no custo, considerando consumo de concreto e volume de bota-fora.

Uma forma de solução por aproximações pode ser estabelecida, adotando-se como valores práticos as profundidades variando de 0,5 em 0,5m, desde 1,5m até 3,0m de profundidade, verificando-se qual delas traria melhor relação de custo para o projeto.

Para evitar a repetição de cálculos em cada profundidade, pode-se desenvolver as equações que definem o problema para identificação do domínio das possíveis soluções e, com os critérios estabelecidos acima, solucionar o sistema de equações obtido ou ainda obter a sua solução graficamente.

Q2)

**RESPOSTA***Dimensionamento da fundação*

Com as informações dos ensaios realizados, a análise do ELU (Estado Limite Último) pode ser feita de forma direta pela Teoria de Capacidade de carga de Terzaghi.

Considerando a existência de duas camadas de solo, deve-se verificar a capacidade de carga de cada uma delas. No caso da camada inferior, aplica-se o conceito do

“espraiamento de tensões”. O cálculo é feito considerando-se a capacidade de carga de cada camada e comparando-as para uma mesma profundidade de assentamento. A

análise do carregamento indica que é cíclico, de período curto, ou seja, carregamento do

tipo rápido. Tendo-se a camada inferior de argila saturada (abaixo do N.A.), interpreta-se a condição de carregamento não-drenada, com análise com base em tensões totais para esta camada.

A sequência de solução é a seguinte:

a) *Tensão efetiva de sobrecarga da camada 1*

A sobrecarga ‘q’ é calculada pela tensão efetiva de solo ao nível da sapata. No caso em questão, estando a sapata acima do N.A., deve-se considerar o peso específico do solo 1, acima da sapata. Observe-se que não foi indicada situação de capilaridade, que poderia ser, a rigor, também considerada.

$$q = D \cdot \gamma_1$$

b) *Cálculo da capacidade de carga da camada 2: areia com  $\phi=35^\circ$ .*

A equação de capacidade de carga de Terzaghi é composta por parcelas que são influenciadas por fatores de capacidade de carga ( $N_i$ ) e de fatores de forma da sapata ( $S_i$ ), estes últimos propostos por De Beer, conforme a tabela apresentada abaixo. As equações para cálculo dos fatores de capacidade de carga são dadas a seguir, sendo a equação de  $N_q$  a aproximada por Caquot-Kérisel, e indicada por Vésic.

$$\sigma_R = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{1}{\tan(\phi)} \cdot [N_q - 1]$$

$$N_\gamma = 2 \cdot [N_q + 1] \cdot \tan(\phi)$$

Sapata	Sc	Sq	Sγ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Retangulares	$1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot (B/L)$
Circulares ou Quadradas	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0,6

### I. Forma de Ruptura

Na teoria de capacidade de carga de Terzaghi deve-se levar em conta a forma de ruptura, que pode se distinguir entre geral, local e por punção, esta última especificada por Vésic. Ela é função da rigidez e da resistência do solo, e pode-se interpretá-la como sendo uma ruptura brusca no caso da geral, portanto para solos de grande resistência (coesão maior do que 100 kPa ou ângulo de atrito maior do que  $35^\circ$ , como sugerido por Cintra et al.), ou, no caso da punção, pela ocorrência de deslocamentos (recalques) excessivos sem a configuração clara de uma “ruptura” do solo. Essa última ocorre para solos de baixa resistência (menos do que 50 kPa de coesão e  $31^\circ$  de ângulo de atrito). A ruptura local é um caso intermediário entre estes.

Para a areia, com  $\phi=35^\circ$ , interpreta-se que a forma de ruptura deve ser “geral” (solo compacto). Caso não resultasse ruptura geral, Terzaghi indica aplicar a redução de  $2/3 \cdot \tan(\phi)$ , devendo-se, em tal caso, substituir nas equações dos fatores de carga o valor  $\phi^* = \text{atan}[2/3 \cdot \tan(\phi)]$ . Assim, os resultados calculados para os fatores de carga e de forma, com o ângulo de atrito dado para sapata quadrada (cuja relação  $B/L=1$ ) são:

$$\begin{aligned} N_q=33,3 & \quad ; & N_\gamma=48,0 & \quad ; & N_c=46,1 \\ S_q=1,70 & \quad ; & S_\gamma=0,60 & \quad ; & S_c=1,72 \end{aligned}$$

Considerando que para areias em geral pode-se considerar  $c=0$  kPa e que vale a condição drenada (devido à alta permeabilidade do solo que permite a dissipação rápida de excessos de pressões neutras), substituindo os valores dos produtos ( $N_i \cdot S_i$ ) obtém-se:

$$\sigma_{R2} = 0 + (D \cdot \gamma_1) \cdot 56,61 + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot 28,8$$

$$\sigma_{R2} = 0 + (D \cdot 21) \cdot 56,61 + 0,5 \cdot 21 \cdot B \cdot 28,8$$

$$\sigma_{R2} = 1188,81 \cdot D + 302,4 \cdot B$$

Esta última equação permite interpretar que a influência da profundidade é bem maior do que

a da dimensão da sapata na capacidade de carga, ao menos para o caso da areia.

Para efeito da obtenção da solução, as equações serão indicadas em função de D e B, para posterior análise considerando os critérios respondidos na questão 1.

c) *Capacidade de carga da Camada de argila, amostra 3, com sapata fictícia, pelo método do espraiamento de tensões.*

A camada 3 está saturada e, sendo o tipo de carregamento rápido, isso impõe uma condição não-drenada à argila, devido à sua baixa permeabilidade, a qual dificulta a dissipação rápida do excesso de pressões neutras devidas ao carregamento aplicado. Assim, pode-se considerar o cálculo por tensões totais, ou seja, sem descontar o peso específico da água.

Para o ensaio executado na amostra dessa camada de argila, deve-se interpretar que a resistência à compressão simples da amostra 3 é um caso particular de ensaio triaxial rápido, tipo UU, em que a tensão confinante  $\sigma_3$  é zero. Assim, a coesão não-drenada  $c_u$  coincide com a resistência ao cisalhamento da camada de argila saturada representada pela amostra 3, que resulta na metade da tensão desviadora ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), ou seja, é o raio do círculo de Mohr do ensaio, resultando  $c_u = R_{cs}/2 = 80/2 = 40$  kPa.

#### I. *Forma de Ruptura*

Essa resistência de 40 kPa sugere um solo de consistência média a mole, resultando numa ruptura esperada do tipo local ou por puncionamento (indicado pelo \*). Neste caso, adotando-se a pior situação, de puncionamento, para efeito de dimensionamento inicial, Terzaghi indica que a coesão deve ser reduzida em 2/3, assim como seria a  $tg(\phi)$ . Considerando-se o ângulo de atrito igual a zero (ensaio tipo UU), e a tensão efetiva  $q_3$  na cota da sapata fictícia, obtém-se:

$$\begin{array}{lll} N^*q=1,0 & ; & N^*\gamma=0 & ; & N^*c=5,1 \\ S^*q=1,0 & ; & S^*\gamma=0,60 & ; & S^*c=1,19 \\ q_3 = D \cdot \gamma_1 + (z_w - D) \cdot \gamma_2 \end{array}$$

#### II. *Espraiamento de tensões com sapata fictícia*

Pelo método do espraiamento de tensões, adota-se um ângulo de espraiamento  $\beta$  da ordem de  $27^\circ$  que resulta em uma largura  $B_{z_w}$  da sapata fictícia na profundidade  $z_w$  de:

$$B_{z_w} = B + 2 \cdot (z_w - D) \cdot tg(\beta) = B + (z_w - D)$$

A substituição com os produtos ( $N_i^* \cdot S_i^*$ ), na condição não-drenada (sem descontar o peso específico da água no solo saturado  $\gamma_3$ ) resulta:

$$\sigma_{R3} = \frac{2}{3} \cdot 40.6,07 + (D \cdot \gamma_1 + (z_w - D) \cdot \gamma_2) \cdot 1,0 + 0,5 \cdot \gamma_3 \cdot (B + (z_w - D)) \cdot 0$$

$$\sigma_{R3} = 161,87 + (D \cdot \gamma_1 + (z_w - D) \cdot \gamma_2) + 0$$

$$\sigma_{R3} = 161,87 + 21 \cdot z_w$$

Observe-se que neste caso, como  $\phi=0^\circ$ , não há

influência do atrito do solo abaixo da sapata fictícia, portanto, nem da dimensão da sapata. Apenas a coesão não-drenada e a sobrecarga devida à tensão efetiva atuam na resistência, sendo que um aumento da resistência depende da profundidade  $z_w$  da camada, que é a profundidade da sapata fictícia.

#### d) Capacidade de carga da sapata na profundidade D

Agora essa tensão  $\sigma_{R3}$  da profundidade  $z_w$  deve ter calculado seu valor de aplicação  $\sigma_2$  na profundidade D, para comparação com  $\sigma_{R2}$ . Para isso, basta compatibilizar as tensões e suas respectivas áreas de aplicação (área da sapata real e da fictícia, ambas quadradas) para equilibrarem a carga P:

$$P = \sigma \cdot Area = \sigma_2 \cdot B^2 = \sigma_{R3} \cdot [B + (z_w - D)]^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_{R3} \cdot \frac{[B + (z_w - D)]^2}{B^2}$$

O valor de  $\sigma_2$  é então comparado com o valor de  $\sigma_{R2}$  para verificação de qual é a camada sujeita à ruptura (ou da amostra 2, devido a  $\sigma_{R2}$  ou da amostra 3, devido a  $\sigma_2$ ) e de qual é o valor da capacidade de carga, ou seja, o menor dentre estes dois. Assim, pode-se equacionar como:

$$\sigma_R \leq \begin{cases} \sigma_{R2} = 1188,81 \cdot D + 302,4 \cdot B \\ \sigma_2 = (161,87 + 21 \cdot z_w) \cdot \frac{[B + (z_w - D)]^2}{B^2} \end{cases}$$

Agora bastaria, com essas equações, substituir os valores adotados para D e B, por exemplo, com D variando de 0,5 em 0,5m, lembrando que  $z_w=3,0m$ , e se obteriam as tensões de ruptura para diferentes valores de B. A partir disso, deve-se verificar o fator de segurança da fundação comparando-se o resultado com a tensão de trabalho da sapata (P/Área) para escolha das soluções viáveis.

#### e) Verificação da segurança conforme a normatização

Finalmente, a condição de segurança de norma deve ser verificada, compatibilizando-se a tensão de trabalho com a tensão admissível.

$$\sigma_{trab} \leq \sigma_{adm} \Rightarrow \frac{P}{B^2} \leq \frac{\sigma_R}{FS}$$

A NBR 6122:2010 preconiza que para a segurança de fundação superficial, determinada por processo analítico, sem minoração dos parâmetros de resistência do solo, deve ter um

fator de segurança global de no mínimo FS=3,0. Substituindo-se os valores adotados para D e B, pode-se verificar a segurança e escolher por tentativas uma solução possível.

Contudo, pode-se ainda desenvolver as equações já com a segurança embutida:

Para a camada 2, com FS=3,0:

$$B^2 = \frac{P \cdot FS}{1188,81 \cdot D + 302,4 \cdot B} \Rightarrow P = B^2 \cdot (396,27 \cdot D + 100,8 \cdot B)$$

Esta equação polinomial do 3º grau em B já tem o fator de segurança embutido e apresenta 3 soluções analíticas possíveis para B em função de D e P, sendo uma delas fisicamente aceitável, porém são equações extensas e pouco práticas de se trabalhar. Desta forma, propõe-se a análise gráfica buscando-se as soluções possíveis para a carga de P=1200 kN.

Para a camada 3, com  $z_w=3,0\text{m}$  e FS=3,0:

$$B^2 = \frac{P \cdot FS}{(161,87 + 21 \cdot z_w) \cdot \frac{[B + (z_w - D)]^2}{B^2}} \Rightarrow P = 74,957 \cdot (B - D + 3)^2$$

Essa equação polinomial do segundo grau em B, de P em função de B e D, pode ser colocada graficamente junto à equação da camada 2, ou pode-se colocar B em evidência e obter diretamente:

$$B = \left| \frac{D + 0,116 \cdot \sqrt{P} - 3}{D - 0,116 \cdot \sqrt{P} - 3} \right|$$

Substituindo-se P=1200 kN, obtém-se para a camada 3:

$$B \cong \left| \frac{D + 1,0}{D - 7,0} \right|$$

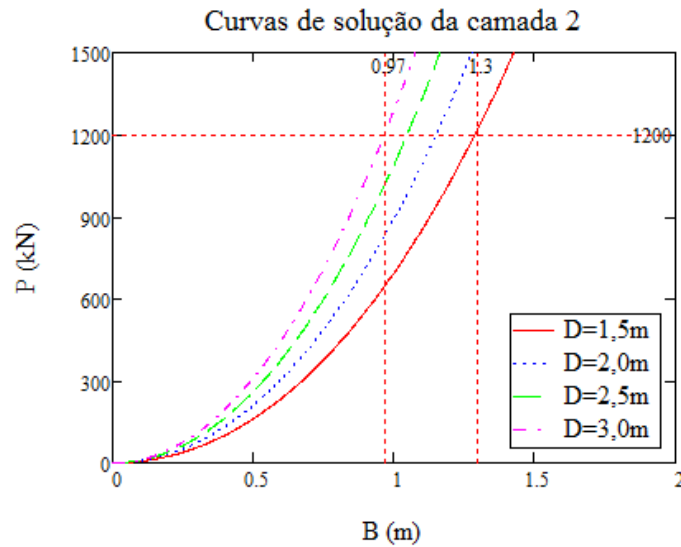
Considerando-se o critério de que D deve ser menor ou igual a  $z_w$ , a solução fisicamente possível para a camada 3 é:

$$B \cong D + 1,0$$

Observe-se que essa solução atende às restrições impostas pelas hipóteses de Terzaghi.

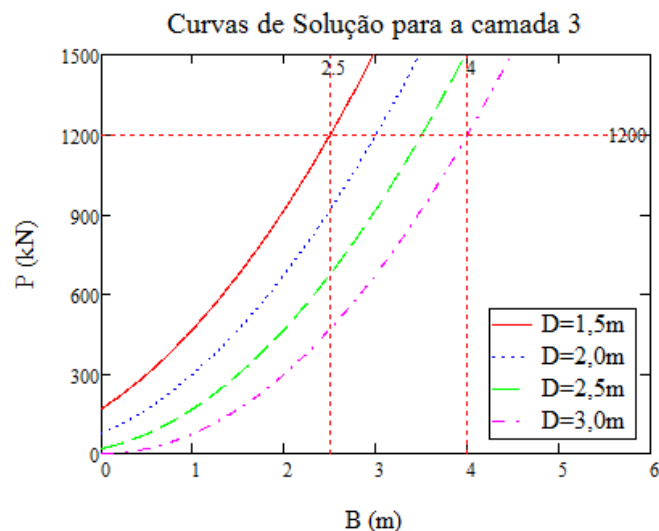
#### f) Solução por análise gráfica

Tomando-se as equações para a camada 2 e para a camada 3 é possível identificarem-se as soluções na interseção das curvas com a horizontal correspondente à carga P aplicada de 1200 kN.



A partir da análise dos gráficos obtém-se como solução para camada 2 o resultado para o exemplo de  $D=2,0\text{m}$  é  $B=1,05\text{m}$ .

Considerando os valores de  $D$  variando de  $0,5$  em  $0,5\text{m}$ , tem-se um intervalo de soluções de  $B$  entre  $0,97\text{m}$  e  $1,30\text{m}$ . Estes valores indicam o fator de segurança exatamente igual a  $3,0$ . Nesses diagramas, pode-se escolher qualquer ponto de solução nas curvas para acima da horizontal da carga, o que indica fatores de segurança maiores do que  $3,0$  para a carga aplicada de  $1200\text{kN}$ . Todas essas seriam soluções possíveis, porém de maior custo.



Para a camada 3, o valor de  $D=2,0\text{m}$  do exemplo resulta no gráfico  $B=3,0\text{m}$ , condizente com a equação  $B=D+1$ , obtida como solução para esta camada.

Como a camada 3 resultou nas maiores dimensões para a sapata, considerando-se uma mesma profundidade  $D$ , ela se torna a condição de contorno, o limitante de projeto, ou seja, a camada que é propensa à ruptura. Portanto o dimensionamento do problema deve ser feito sobre os valores obtidos para a camada 3.

Sendo assim, dentro deste diagrama da camada 3, do ponto de vista de engenharia deve-se buscar a solução que resulte mais econômica, em termos de escavação e de volume de concreto.

g) *Resposta*

Considerando que a ruptura pode ocorrer na camada 3, de argila saturada, a solução mais econômica para o dimensionamento é a menor profundidade de assentamento conjugada com a menor dimensão da sapata, dentro do intervalo de D entre 1,5m e 3,0m.

Considerando a equação de solução para esta camada com fator de segurança 3,0 para carga de 1200 kN, tem-se  $B=D+1=1,5+1=2,5m$ .

**Resposta: a sapata quadrada mais econômica para carga de 1200 kN, neste solo, deve ser assentada a 1,5m de profundidade com lado B=2,5m, sendo, contudo possível adotar qualquer relação entre B e D que obedeça a condição  $B=D+1$ , o que garante um fator de segurança global maior do que 3,0.**

h) *Considerações finais*

A questão buscou explorar os conhecimentos técnicos da teoria de capacidade de carga de Terzaghi, aplicados ao dimensionamento de sapatas conforme a segurança preconizada em norma. O objetivo da questão foi o de avaliar a capacidade de tomada de decisão do estudante, considerando esse conhecimento, para estabelecer um critério de projeto e dimensionamento, visto que o problema era aberto, possuindo diversas soluções possíveis. O estudante poderia estabelecer um critério justificado para adotar valores para D e B, devendo verificar a segurança. A proposta de Padrão de Resposta Comentado aqui apresentado optou por determinar as equações que levariam à solução ótima do problema, incluindo uma análise gráfica, porém essa não foi a exigência do enunciado.

Q3)

**RESPOSTA**

a) *Estimativa de recalques para verificação do ELS*

A estimativa de recalques para verificação do estado limite de serviço (ELS) envolve a verificação quanto aos recalques imediato e de longo prazo, este último relacionado às características de adensamento do solo argiloso. Considera-se, para o presente padrão de resposta, que é suficiente a estimativa do recalque imediato, mesmo porque não se dispõe de informações (ensaios ou correlações) para estimar o coeficiente de compressibilidade do solo.

b) *Recalques imediatos estimados pela Teoria da Elasticidade*

A equação geral do recalque imediato  $\rho$  pela Teoria da Elasticidade é dada por:

$$\rho = \frac{\sigma_{trab} \cdot B}{E_s} \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_\rho$$

O fator de recalque  $I_\rho$  para sapatas quadradas rígidas pode ser considerado aproximadamente 1,0, segundo Perlof e Baron apud Cintra et al. Os demais parâmetros como o módulo de elasticidade  $E_s$  e o coeficiente de Poisson  $\nu$  serão discutidos e estimados adiante.

Esta equação é aplicável a maciços de solo homogêneo, em que o módulo de elasticidade do solo dentro do bulbo de tensões da sapata pode ser representado por um módulo de elasticidade médio.

Observa-se pelo perfil do solo que a sapata, na profundidade adotada de  $D=1,5m$ , está assentada em uma camada de areia. É importante mencionar que, para solos arenosos,



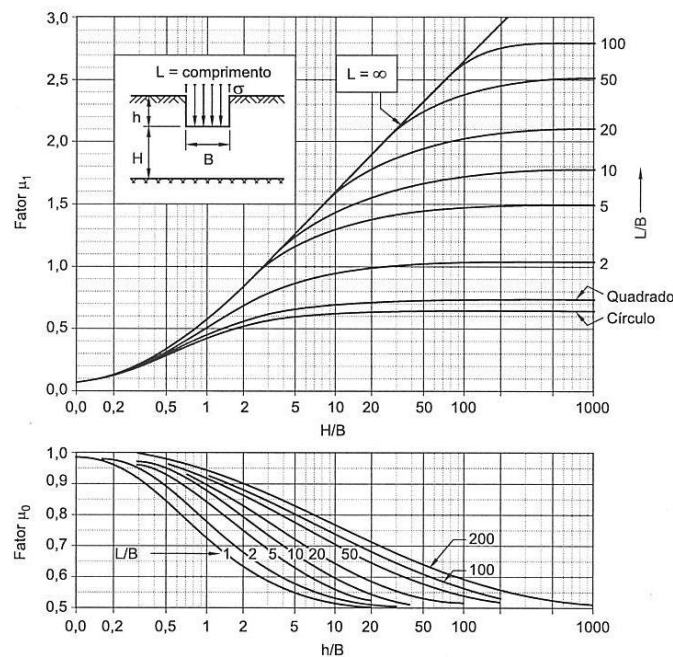
Schmertmann aproximou as retas as curvas das equações de variação do coeficiente de influência dos recalques  $I_z$  com a profundidade (linearização da função), de modo a simplificar sua aplicação. Destaca-se, contudo, que este método só é aplicável a solos arenosos dentro do bulbo de tensões.

Para solos estratificados, como é o caso em questão (areia sobre argila) indica-se aplicar a consideração de camada finita sobre estrato indeformável, somando-se os recalques de cada camada e corrigindo-se a influência do recalque pelas espessuras reais de cada camada (como se detalhará posteriormente). Utiliza-se para isso o ábaco de Janbu et al apud Simon e Menzies que relaciona a influência dos recalques em função da profundidade de assentamento da sapata (neste ábaco simbolizado por 'h' e não por 'D') e pela espessura da camada finita abaixo da sapata (H).

A aplicação do ábaco se faz a partir dos parâmetros adimensionais B/L, h/B e H/B, obtendo-se assim os valores dos fatores de influência  $\mu_0$ , da profundidade de assentamento e  $\mu_1$ , da espessura da camada finita abaixo da sapata. É este fator  $\mu_1$  que será corrigido para cada valor de H real de cada camada, como se verá adiante.

Como este ábaco foi desenvolvido para argilas saturadas (coeficiente de Poisson de  $\nu=0,5$ , como se verá adiante), deve-se aplicar um fator de correção para outros tipos de solo. A equação do recalque para uso do ábaco fica então:

$$\rho = \frac{\sigma_{trab} \cdot B}{E_s} \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_\rho = \frac{\sigma_{trab} \cdot B}{E_s} \cdot (1 - \nu^2) \cdot \frac{\mu_0 \cdot \mu_1}{(1 - 0,5^2)}$$



Ábaco de Janbu et al. apud Simon e Menzies, 1981

Note-se que a influência da forma da sapata já está incluída nos fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$ . Antes da aplicação do método e correção dos valores para as camadas reais finitas, discute-se agora como estimar os valores de módulo de elasticidade do solo e do coeficiente de Poisson.

c) Estimativa dos parâmetros de deformabilidade do solo,  $E_s$  e  $\nu$



Para verificação do ELS é necessário que se tenha informações acerca da deformabilidade dos solos, o que é feito por meio de ensaios tensão-deformação para obtenção do seu módulo de elasticidade. Mesmo estes ensaios dependem de interpretação, considerando que o solo não apresenta linearidade de comportamento tensão-deformação, o que exige considerar o nível de tensão da obra para adoção do módulo de elasticidade secante à curva de ensaio.

Como tais ensaios não foram realizados, ou pelo menos não foram informados seus resultados, pode-se recorrer a uma estimativa por correlações a partir das informações dadas. Deve-se considerar, contudo, que o resultado obtido não é mais do que uma mera estimativa, sendo importante que se especifiquem ensaios próprios para esta verificação.

### I. Estimativa do módulo de elasticidade

Há correlações entre o CPT, o SPT e o módulo de elasticidade  $E_s$  para solos brasileiros, publicados por Teixeira e Godoy apud Hachich et al e abaixo reproduzida. Como não se dispõe de sondagem SPT para o caso em questão, pode-se estimar seu valor a partir das indicações de Cintra et al, usando essas correlações, e calcado ainda na classificação dos solos em função do SPT pela NBR6484:2001 citada por aqueles autores.

Assim, considerando-se que o solo da amostra 2 é uma areia de  $\phi=35^\circ$ , resultando em ruptura geral, portanto uma areia provavelmente compacta, pode-se estimar para ela um SPT de pelo menos 19 golpes/30cm. Aplicando-se os fatores da tabela dada:

$$E_{\text{areia}} = N \cdot K_{tg} \cdot b_{tg} = 19 \cdot 3,0 \cdot 0,9 = 51,3 \text{ MPa}$$

Para a argila com coesão não-drenada de 40 kPa, o que resulta em ruptura por punção, estima-se um SPT da ordem de 5 golpes/30cm, e portanto um módulo de elasticidade de:

$$E_{\text{argila}} = 5 \cdot 7,0 \cdot 0,15 = 5,25 \text{ MPa}$$

Deve-se ressaltar que essa forma de estimativa tem o sentido apenas para análises preliminares. Para projetos de engenharia deve-se executar ensaios próprios e analisar seus resultados com uma base estatística. Correlações como as aqui utilizadas são restritas aos solos ensaiados pelos seus autores e, em geral, não permitem estimar sequer um intervalo de confiança para o valor obtido, pois não costumam apresentar o desvio-padrão das correlações estabelecidas. Nesse sentido é importante reforçar o significado de mera estimativa preliminar para os valores aqui adotados.

**Correlações do Módulo de Elasticidade  
Teixeira e Godoy (1996)**

Solo	$b_{tg}=E_s/q_c$	$K_{tg}=q_c/N$ (MPa)
pedregulho	3,0	1,10
areia		0,90
areia siltosa		0,70
areia argilosa		0,55
silte	5,0	0,35
silte arenoso		0,45
silte argiloso		0,25
argila*	7,0	0,15
argila arenosa		0,30
argilas siltosa		0,20

\*valor de  $K_{tg}$  estimado

### II. Estimativa do coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson  $\nu$  é uma propriedade dos materiais que relaciona a deformação na direção do carregamento com a deformação na direção transversal. A interpretação para estimar o valor para cada tipo de solo pode ser feita da seguinte forma:

Corpos de prova de argilas saturadas praticamente não apresentam variação de volume quando carregados rapidamente, pois a água é um líquido incompressível, de modo que a deformação transversal resulta num coeficiente de Poisson de 0,5. Já para argilas não-saturadas tem-se alguma variação de volume devido à compressão do ar, o que permite estimar um  $\nu$  bem menor, próximo de 0,2, dependendo, claro do seu grau de saturação. Dessa forma, pelas características dos solos siltosos, pode-se estimar para eles um  $\nu$  de cerca de 0,4, enquanto para areias um valor de  $\nu$  médio próximo a 0,3.

**Coefficiente de Poisson  
Teixeira e Godoy (1996)**

Solo	$\nu = \varepsilon_h / \varepsilon_v$
argila ã-sat	0,1 - 0,3
areia fofa	0,2
areia compacta	0,4
silte	0,3 - 0,5
argila saturada	0,4 - 0,5

Neste contexto, para o caso da camada de areia, poder-se-ia aplicar a seguinte relação em comparação com a argila saturada, a qual foi usada para construção do ábaco de Janbu et al:

$$\frac{(1 - \nu_{areia}^2)}{(1 - \nu_{argila}^2)} = \frac{(1 - 0,3^2)}{(1 - 0,5^2)} = 1,21$$

Ou seja, o recalque de uma camada de areia com mesmo módulo de elasticidade de uma argila saturada tende a ser 21% maior do que o desta mesma argila.

*d) Cálculo do recalque para a camada 2 (areia)*

Para a aplicação do ábaco deve-se calcular os parâmetros adimensionais a partir da geometria do problema, indicada no croqui, e obter os valores correspondentes de  $\mu_0$  e  $\mu_1$ :

$$L/B = 2,5 / 2,5 = 1,0$$

$$h/B = D/B = 1,5 / 2,5 = 0,6 \Rightarrow \mu_0 = 0,82$$

$$H/B = (z_w - D)/B = (3,0 - 1,5) / 2,5 = 0,6 \Rightarrow \mu_{1areia} = 0,35$$

Deve-se atentar para o fato de que a escala do gráfico é logarítmica e que a precisão de leitura deve ser levada em conta. A partir disto chega-se a:

$$\rho_{areia} = \frac{\sigma_{trab} \cdot B}{E_s} \cdot 1,21 \cdot \mu_0 \cdot \mu_1 = \frac{1200 / 2,5}{51,3} \cdot 1,21 \cdot 0,6 \cdot 0,35 = 2,38 \text{ mm}$$

A conversão de unidades resulta diretamente no valor em mm.

Este valor é o quanto deve recalcar o topo da camada de areia. O recalque exige que se some este ao recalque individual da camada de argila.

*e) Cálculo do recalque para a camada 3 (argila)*

Observe-se que o único valor que muda agora é  $\mu_1$ , visto que se deve tomar a espessura da camada considerada abaixo da sapata.

Como a camada de argila não apresenta um limite inferior no croqui dado, deve-se adotar uma profundidade para cálculo e verificação se já se alcançou a profundidade limite de influência dos recalques. Como uma estimativa inicial, pode-se adotar a profundidade limite do bulbo de tensões da sapata.

Para sapatas quadradas o bulbo de tensões chega a  $2B$  abaixo da sapata, sendo que abaixo deste valor se tem menos do que 10% da tensão de contato atuando no solo. Portanto, adota-se  $2.2,5=5,0\text{m}$  abaixo da sapata. Então:

$$H/B = (\Delta z_{bulbo})/B = 5,0/2,5 = 2,0 \Rightarrow \mu_{bulbo} = 0,55$$

É importante notar que desta forma se considera que a camada de argila se estende desde a base da sapata até a profundidade de  $5,0+1,5=6,5\text{m}$ , o que não é verdade pelo croqui, pois existe a camada de areia entre a sapata e a argila. Deve-se, portanto, descontar a parte da areia. Pode-se demonstrar que para isso basta fazer:

$$\mu_{argila} = \mu_{bulbo} - \mu_{areia} = 0,55 - 0,35 = 0,20$$

Isto desconta o recalque da espessura de areia que seria considerada como argila saturada. Então:

$$\rho_{argila} = \frac{\sigma_{trab} \cdot B}{E_s} \cdot \mu_0 \cdot \mu_{argila} = \frac{192.2,5}{5,25} \cdot 0,6 \cdot 0,2 = 10,97 \text{ mm}$$

$$\rho = 2,38 + 10,97 = 13,35 \text{ mm}$$

Este é o recalque total estimado tomando-se como base “indeslocável” a profundidade de  $6,5\text{m}$ . Deve-se verificar se de fato essa profundidade pode ser considerada como limite, verificando-se se o recalque calculado representa menos de 10% do recalque total:

$$\Delta\rho = \frac{10,97}{13,35} = 0,822$$

Como se tem 82% do recalque total calculado nesta camada de argila, deve-se aprofundar a pesquisa pelo indeslocável. Note-se que esta situação ocorre pela diferença de módulo de elasticidade acentuada entre as duas camadas, pois enquanto a primeira recalca apenas  $2,38\text{mm}$  a segunda recalca  $10,97\text{mm}$ , tanto pela sua espessura considerada como pela sua alta deformabilidade.

Pode-se, adotar agora um valor de camada de argila saturada  $3,0\text{m}$  abaixo do bulbo, portanto com “indeslocável” a  $9,5\text{m}$  de profundidade e  $H=8,0\text{m}$ . Caso não reduza, pode-se experimentar mais uma espessura de  $2,0\text{m}$  abaixo desta, ou seja  $H=10,0\text{m}$ . Neste caso:

H(m)	H/B	$\mu_1$	$\mu_1 - \mu_{1(i-1)}$	$\rho_{camada}$ (mm)	$\rho_{total}$ (mm)	$\Delta\rho$
8,0	3,2	0,62	0,62- 0,55=0,07	3,84	17,19	0,22
10,0	4,0	0,65	0,65- 0,62=0,03	1,65	18,83	0,087<0,1!!!

Desta forma, estabeleceu-se como indeslocável a cota de  $10,0+1,5=11,5\text{m}$  de profundidade, com recalque total de  $18,83\text{mm}$ .

Convém verificar que esta forma de pesquisa do indeslocável é afetada pela espessura da camada adotada. Se fossem adotadas camadas de pequena espessura, como a cada  $1,0\text{m}$  de espessura dentro da camada de argila, o resultado seria de menor profundidade.

f) *Resposta*

Foram estimados os valores de SPT de cada solo como forma de correlacionar e estimar o módulo de elasticidade do solo. Aplicado o ábaco para camada finita de Janbu et al, obteve-se a seguinte resposta, que deve ser encarada como uma mera estimativa preliminar:

**Resposta:** Estimou-se para a areia  $E_s=51,3\text{MPa}$  e  $\nu=0,3$ , enquanto para a argila saturada  $E_s=5,25\text{MPa}$  e  $\nu=0,5$ . Assim, o recalque estimado para o indesejável a 11,5m de profundidade foi de 18,8mm. Considerando que os valores foram estimados e não obtidos por ensaios, devem ser considerados com ressalvas, como meros indicadores preliminares e não como valores de projeto.

g) *Considerações finais*

Esta questão explorou conhecimentos de deformabilidade dos solos e a escolha do processo de estimativa dos recalques a partir do tipo de solos e características de estratificação do subsolo, com base na Teoria da Elasticidade. A estimativa dos parâmetros de deformabilidade  $E_s$  e  $\nu$  deveriam ser feitas a partir de correlações e conhecimento do comportamento dos mesmos a partir dos conceitos da Teoria da Elasticidade. A forma de estimativa exige conhecimento das correlações e de seu significado, explorando o senso crítico do estudante com relação a sua consideração em projeto.

Q4)

**RESPOSTA**

**Resposta:** Para se verificar o ELS, deve-se considerar os critérios de recalque total limite e recalques diferenciais admissíveis na estrutura. Para o caso do valor estimado, pode-se considerar os especificados na literatura, como os indicados por Cintra et al, a saber, 40mm em areias e 65 mm em argila, os quais seriam atendidos no caso em questão, visto que o recalque estimado seria de apenas 18,8mm.

Para os recalques diferenciais, deve-se dispor de informações sobre a distância entre pilares próximos e calcular o recalque de cada sapata do entorno para verificação se superam a relação 1/300 (recalque/distância) como caso geral para edifícios em alvenaria.

*Comentários*

Esta questão trata conceitualmente a verificação do ELS, de modo que o estudante tenha de demonstrar seu conhecimento dos valores limites da literatura e sua aplicação ao caso tratado