

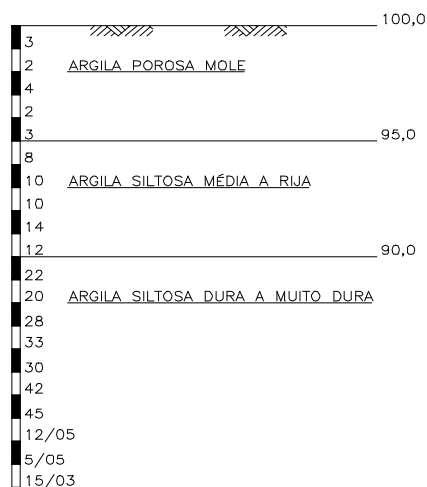
Investigações de campo, programação de sondagens, critérios de projeto

Sondagens de simples reconhecimento não são as únicas investigações do subsolo possíveis ou recomendáveis (já discutimos também CPT, CPTu, DMT, ensaio de palheta, etc.), mas em cerca de 95% dos casos usuais são as únicas disponíveis para as decisões de projeto. Provas de carga, como as estudadas na primeira aula, são relativamente raras.

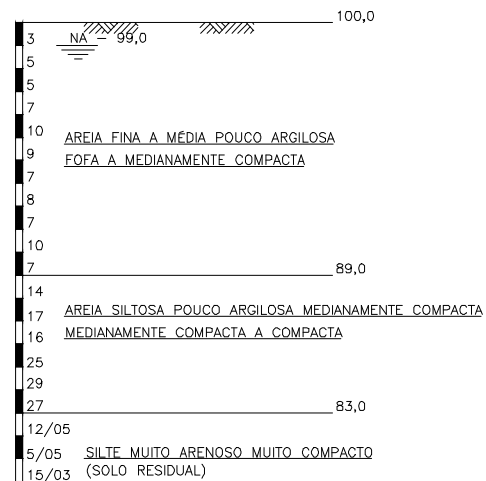
Apresentam-se a seguir diversos perfis do subsolo, determinados a partir de sondagens de simples reconhecimento.

- 1) Sapata quadrada de 2,0 m de lado apoiada na cota 95,0 do perfil de subsolo a) abaixo.
 - a. Suponha que a prova de carga da **curva 2 da aula anterior** tenha sido executada no cota 99,0 desse perfil. Como você a utilizaria para o projeto dessa sapata?
 - b. Conceitualmente, quais os parâmetros do solo a serem obtidos para garantir a segurança da fundação contra ELU e ELS? Como obtê-los? **Procure obtê-los a partir da sondagem a).**
 - c. Como a segurança contra ELU e ELS poderia ser garantida diretamente, sem prova de carga e sem estimar parâmetros do solo? Faça-o.

Perfil a)

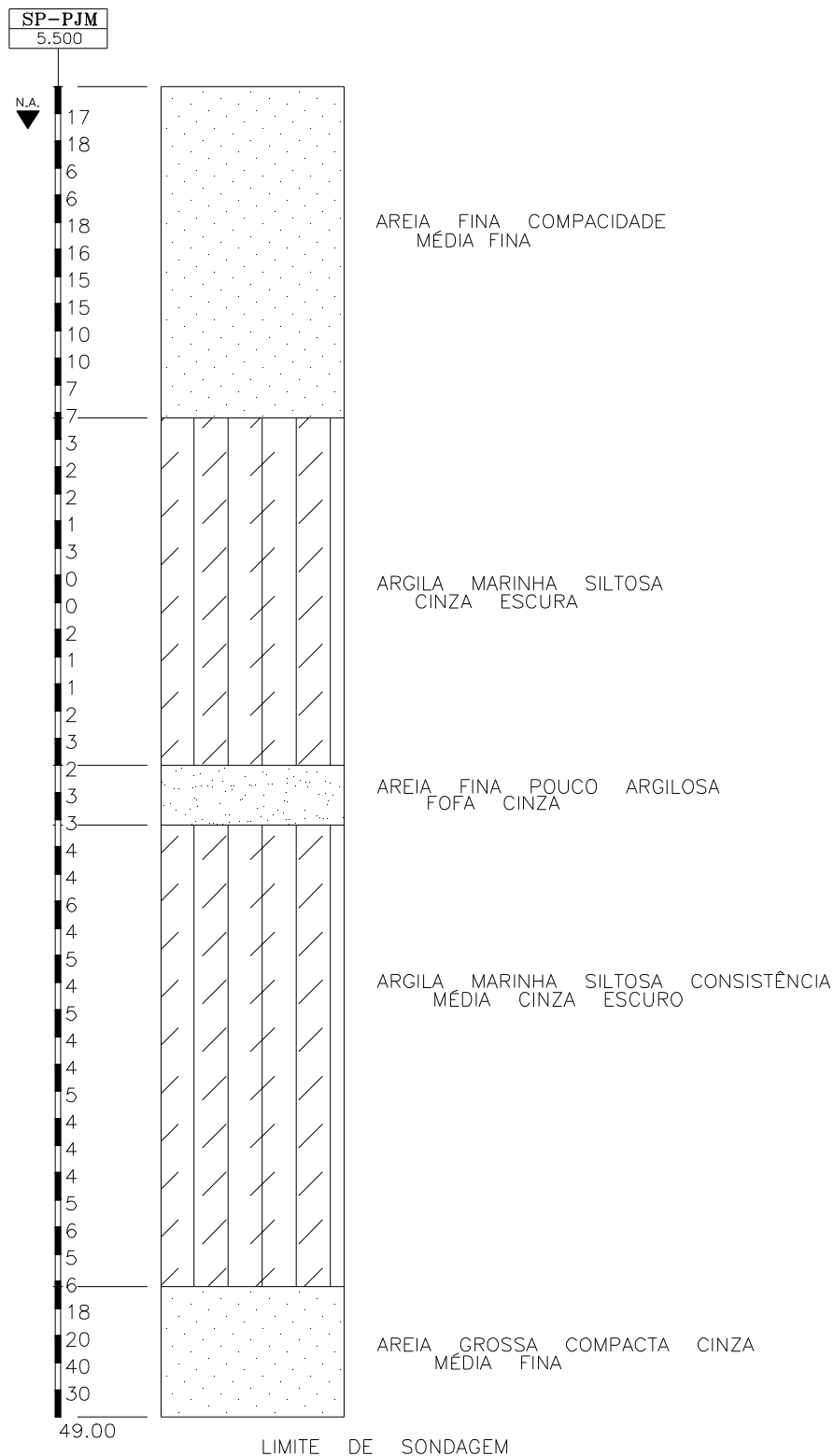


Perfil b)



- 2) Mesmas perguntas do exercício 1, porém com sapata na cota 99,0, no perfil b) .
- 3) Suponha que a prova de carga da **curva 1 da aula anterior** tenha sido executada a 1m de profundidade no perfil c). Como você a utilizaria para o projeto dessa sapata? Seriam necessárias outras informações ou parâmetros do subsolo para a garantia da segurança? Justifique e, se for o caso, identifique os parâmetros e especifique como obtê-los.
- 4) Reexamine sua resposta ao exercício 4 da primeira coleção, discutindo, à luz das diferentes situações analisadas acima, a aplicabilidade da Elasticidade linear para a previsão de recalques, bem como a representatividade da prova de carga e do módulo de Young dela deduzido.

Perfil c)

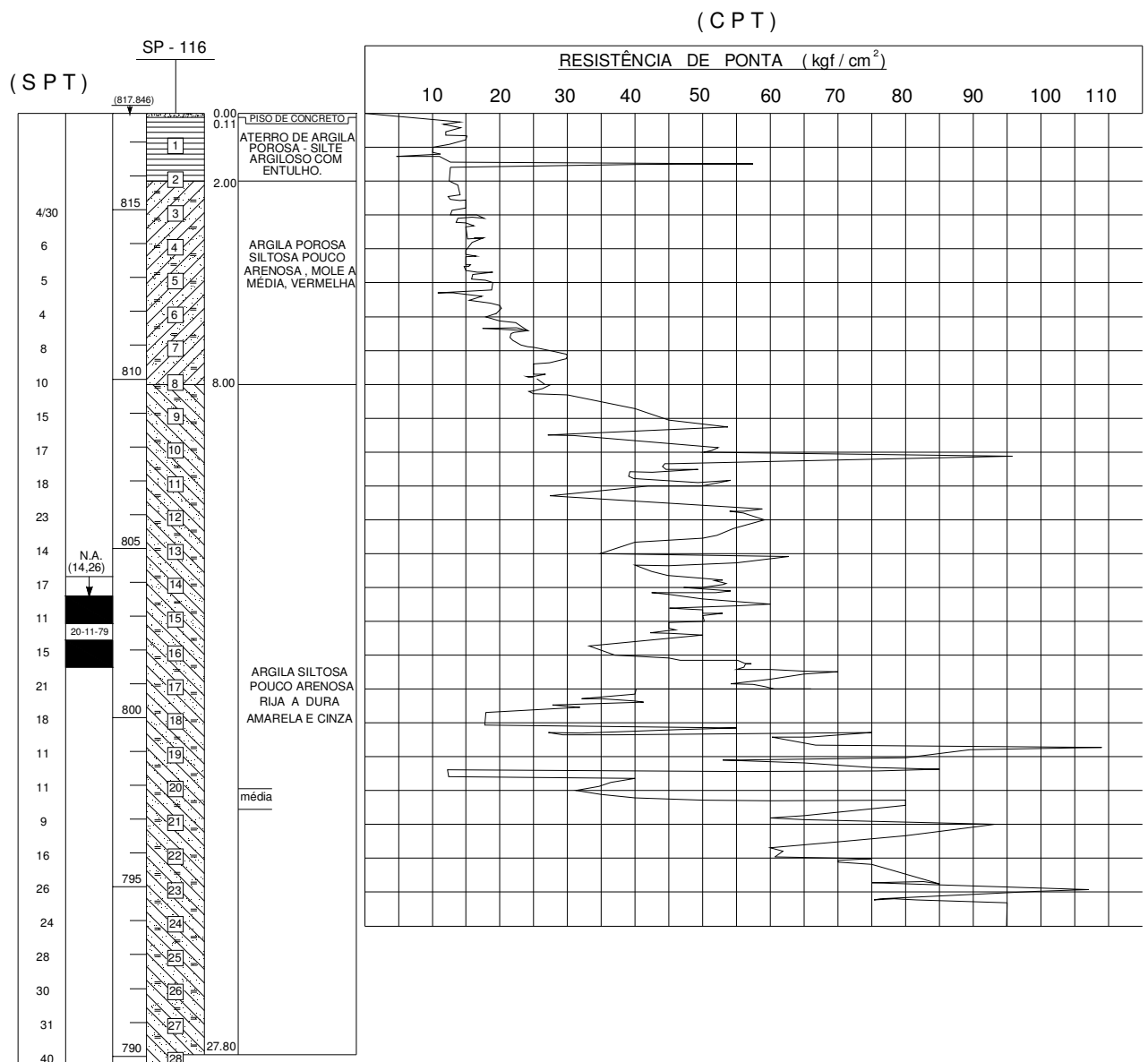


- 5) Num terreno de dimensões 22 x 33 m pretende-se construir um edifício de 18 pavimentos. Sondagens são necessárias (e exigidas por Norma!). Para a programação falta uma informação importante.
- a. O edifício será construído na região da Av. Paulista; o perfil d) abaixo é típico dessa região. Preparar uma programação de sondagens de simples reconhecimento (número, localização e profundidade a ser atingida) para efeito do projeto das fundações.

Investigações de campo, programação de sondagens, critérios de projeto

- b. Como mudaria essa programação se o local do edifício fosse Santos? O perfil c) acima é típico da orla santista.
- c. Generalizar a discussão para terrenos com características especiais: encostas; solos residuais com possibilidade de ocorrência de matacões; regiões de mangue ou com espessas camadas de argila mole; rocha a pequena profundidade; obras de grande extensão; etc..
- 6) Na situação do perfil d) está disponível o resultado de um ensaio CPT (além da sondagem). As argilas têm, nas profundidades de interesse, peso específico médio da ordem de 18 kN/m^3 . Não foi executada prova de carga. Escolha os métodos e verifique a segurança contra ELS e contra ELU de uma sapata retangular de $2,0 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}$ sob tensão de 400 kPa , apoiada a $4,5 \text{ m}$ de profundidade.

Perfil d)



LOCAL - AV. PAULISTA, EM FRENTE AO Nº 2317

Processo de Schmertmann - Estudar item 5.5.2 do Velloso e Lopes, vol. 1

(d) Método de Schmertmann (1970)

Schmertmann (1970) compilou perfis de deformação específica (ε_z) medidos debaixo de placas de prova e observou que estes perfis mostravam um pico a uma profundidade da ordem de $B/2$ e que a deformação se anulava a cerca de $2B$. Criou, então, um *índice de deformação específica*, definido como $I_\varepsilon = \varepsilon_z E / q$, cujo perfil está mostrado na Figura 5.24a.

Com o perfil do índice de deformação específica, e conhecido o E , o recalque pode ser calculado com

$$w = \int_0^H \varepsilon_z dz = q \int_0^{2B} \frac{I_\varepsilon}{E} dz = q \sum_{i=1}^n \frac{I_{\varepsilon,i}}{E_i} \Delta z \quad (5.38)$$

Schmertmann (1970) previu, ainda, duas correções, que alteram o recalque segundo

$$w_f = w C_1 C_2 \quad (5.39)$$

A primeira correção se deve ao embutimento e vale

$$C_1 = 1 - 0,5 \frac{\sigma'_{v,0}}{q} \quad (5.40)$$

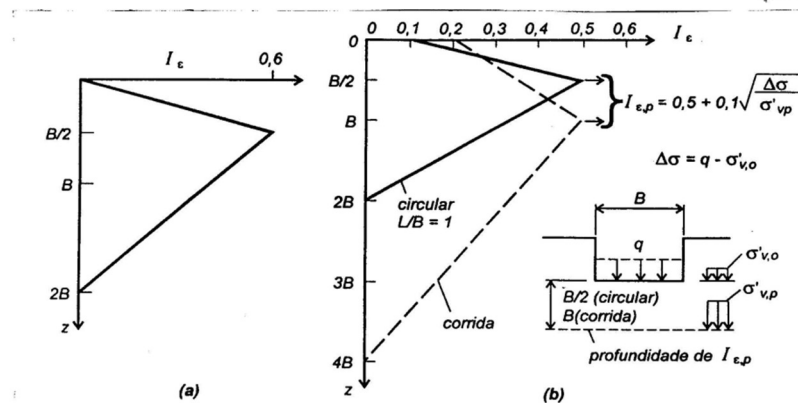


Fig. 5.24 - Perfis de Índice de deformação específica

sendo que $C_1 \geq 0,5$, e a segunda se deve a deformações viscosas (*creep*) que vale

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \frac{t}{0,1} \quad (5.41)$$

O módulo de elasticidade necessário para a Equação (5.38) pode ser obtido por

$$E' = 2 q_c \quad (5.42)$$

Posteriormente (Schmertmann *et al.*, 1978), o método sofreu modificações, ficando o perfil de *índice de deformação específica* conforme mostrado na Figura 5.24b, e com novas expressões para o módulo de elasticidade :

$$E' = 2,5 q_c \quad (5.43a)$$

para sapatas circulares e quadradas e

$$E' = 3,5 q_c \quad (5.43b)$$

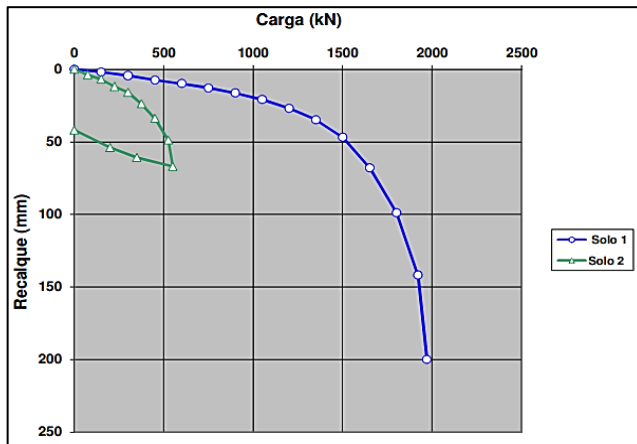
para sapatas corridas.

No perfil de *índice de deformação específica* da Figura 5.24b, o I_ε do pico pode ser maior em função do acréscimo de tensão em relação à tensão geostática (no nível do pico), de acordo com

$$I_{\varepsilon, \text{pico}} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v,p}}} \quad (5.44)$$

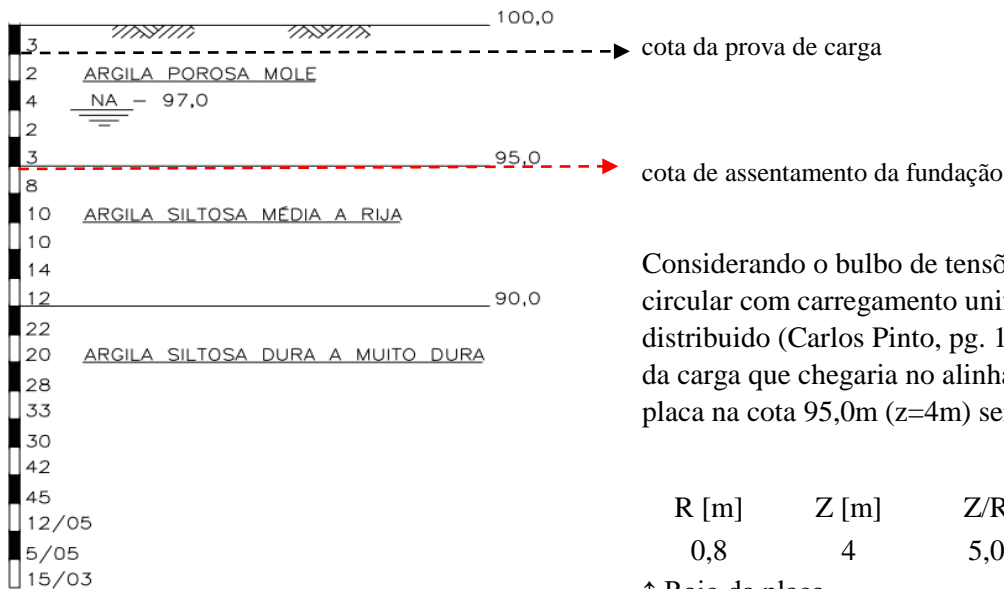
No cálculo do acréscimo de tensão, pode-se considerar o alívio devido à escavação ($\Delta\sigma = q - \sigma'_{v,0}$).

1a.



Relembrando a prova de carga da Coleção 1 ↑

Considerando a prova de carga na cota 99,0m, tem-se:



Para $Z/R = 5$, menos de 5% da carga aplicada na placa chegaria na cota de assentamento da fundação, ou seja, o comportamento proveniente da prova de carga não representa em nada o comportamento da sapata real.

Então, a resposta para a pergunta é: **NÃO UTILIZARIA! A prova de carga na cota 99,0m não diz NADA sobre o comportamento da fundação.**

Deve-se sempre lembrar de representatividade da prova de carga para que ela seja executada de maneira a tentar traduzir de fato o comportamento da fundação a ser construída. Isso inclui principalmente a compatibilidade do subsolo a ser ensaiado e com o solo a ser solicitado pela fundação.

- 1b. De maneira geral, os parâmetros do solo a serem obtidos para garantir a segurança contra ELS e ELU são:

ELU → O Estado Limite Último requer parâmetros de resistência como c' e ϕ' (coesão e ângulo de atrito; parâmetros gerais do Modelo de Mohr Coulomb) e S_u (resistência não drenada; parâmetros para solicitações sem drenagem; usada no modelo de Tresca que pode ser estendido como caso particular para $\phi = 0$ do modelo de Mohr Coulomb).

ELS → O Estado Limite de Serviço envolve análise de recalques e, portanto, requer parâmetros de compressibilidade e/ou de deformabilidade, a depender do solo analisado.

Deformabilidade → E, ν', ν (Módulo de Young e Coeficiente de Poisson → Teoria da Elasticidade Linear).

Compressibilidade → $C_c; C_r; C_e; C_a; C_v; \sigma'_{vm}$ (Coeficientes de compressão, de recompressão, de expansão, de compressão secundária, e de adensamento; e a tensão de pré adensamento → Teoria do adensamento de Terzaghi).

No caso do exercício:

ELU

Camada de Argila Siltosa Média a Rija → $N_{spt} = 11$ → Média dos N_{spts} da camada

Correlações com SPT → Mello (1975) : $S_u = f(s)$ → s = sensibilidade da argila

Para São Paulo → $s < 2$ → $S_u = 5N$ a $10N$ [kPa]

S_u [kPa] = 77

Braja → $R_c \approx 130\text{kPa}$ → $S_u > R_c/2$



Adotado:

$S_u = 70\text{kPa}$

Nota: R_c → Resistência a compressão simples

Da Teoria da Plasticidade (Última folha da coleção 1):

$$q_{rup} = S_u \cdot N_c$$

Adotando o fator D/B da coleção 1 →	D/B	N_c	S_u [kPa]	q_{rup} [kPa]
	0,5	7	70	490

FS = 3 → q_{adm} [kPa] ≈ 160

ELS

1. Deformabilidade → Teoria da elasticidade

2. Compressibilidade → Teoria do Adensamento de Terzaghi

1. Módulo de Young e Coef. De Poisson

ν	E [Mpa]	N_{spt} médio	B [m]	I	→ Para recalque na linha central de uma sapata quadrada
0,45	38	11	2,0	1,12	

↑ Correlação de Decourt $E=3,5N$

$$\rho = q \cdot B \cdot I \frac{(1 - \nu^2)}{E}$$

Recalque pela teoria da elasticidade →	ρ_1 [m]	ρ_1 [mm]
	0,0076	7,6

2. Compressibilidade → Adensamento → C_c ? C_r ? σ'_{vm} ? e_o ? γ ?

Correlação de Terzaghi - Peck → $C_c = 0,009(LL-10)$

Para melhor estimar todos os parâmetros necessários, conferir o livro 'Solos da Cidade de São Paulo' disponível no moodle da disciplina. O livro é de livre acesso pelo site da ABMS.

Páginas 144 a 146 → Cap. 5: Resistência e Deformabilidade

LL (%)	e_o	σ'_{vm} [kPa]	C_c	C_r	→ Correlação de Mello (1975):
80	1,35	650	0,60	0,09	$C_r = (0,05 \text{ a } 0,3) C_c$ (Utilizei $0,15C_c$)

Cálculo de σ'_o no meio da camada de argila:	γ_{arg_porosa}	γ_{arg_rija}	[kN/m ³]	σ'_o [kPa]
	15	17		72,5

Sabendo que a tensão de pré-adensamento é 650kPa, que a tensão inicial é 72,5kPa e que o acréscimo de tensão é a tensão admissível encontrada para ELU, o recalque da argila será apenas de recompressão.

$$\rho = \frac{H}{1 + e_o} C_r \log\left(\frac{\sigma_f}{\sigma_i}\right) \longrightarrow \begin{matrix} \rho_2 \text{ [m]} & \rho_2 \text{ [mm]} & \rho_{total} \text{ [mm]} & \rho_{total} \text{ [cm]} \end{matrix} \begin{matrix} 0,10 & 96,9 & 104,5 & 10,4 \end{matrix} \rightarrow \text{Recalque total é o recalque imediato + recalque por adensamento}$$

Recomenda-se pesquisar recalques admissíveis para sapatas assentes em argila

No livro 'Fundações diretas - Projeto geotécnico', tem-se os seguintes limites:

Recalque máximo de sapata isolada → 6,5 cm

Recalque diferencial máximo → 4,0 cm



NÃO OK!!

Como visto na coleção 1, o recalque diferencial máximo é menor que 50% do recalque máximo (no caso do exercício: **5,2cm**)

Seria necessário reduzir a tensão de projeto da sapata:

σ [kPa]	ρ_{total} [cm]	$\rho_{dif.}$ [cm]
80	6,6	3,3

Claramente a solução de fundação em sapata não é ideal para o tipo de solo do perfil a. A fundação seria muito subutilizada visto o limite imposto pelos recalques estimados (ELS). Deve-se repensar a solução de fundação.

1c. Correlação entre N_{SPT} e tensão admissível:

$$\sigma_{adm} = 20N \text{ para } 6 \leq N \leq 20$$

$$\sigma_{adm} \text{ [kPa]} = 216$$

Pelo ábaco de Teixeira: $\sigma_{adm} = 180\text{kPa}$

A tensão admissível não garante segurança contra ELS → Experiência do projetista com o solo da região.

2. Sapata quadrada de 2,0m de lado apoiada na cota 99,0m do perfil b

2a. A prova de carga é representativa para dimensionamento da fundação em sapata.

Para FS = 2 → $\sigma_{adm} = 500/2 \rightarrow 250\text{kPa}$ $\rho = 13\text{mm}$	Para FS = 3 → $\sigma_{adm} = 500/3 \rightarrow 170\text{kPa}$ $\rho = 9\text{mm}$
--	---

2b. ELU

Para a camada de areia será considerado um N_{SPT} médio igual a:

$$N_{SPT} = 7$$

A correlação de Kishida (1967) estima o ângulo de atrito: $\phi [^\circ] = \sqrt{20N} + 15 \rightarrow \phi [^\circ] = 27$

Pela Teoria da plasticidade (final da coleção 1) para uma sapata de área cricular (quadrada de área equivalente):

A [m ²]	Raio [m]	→ Raio da sapata circular de A=4,0m ²
4	1,13	

Nos livros 'Fundações Teoria e Prática' e 'Fundações diretas - projeto geotécnico' é possível encontrar estimativas do peso específico para a areia nas condições do perfil:

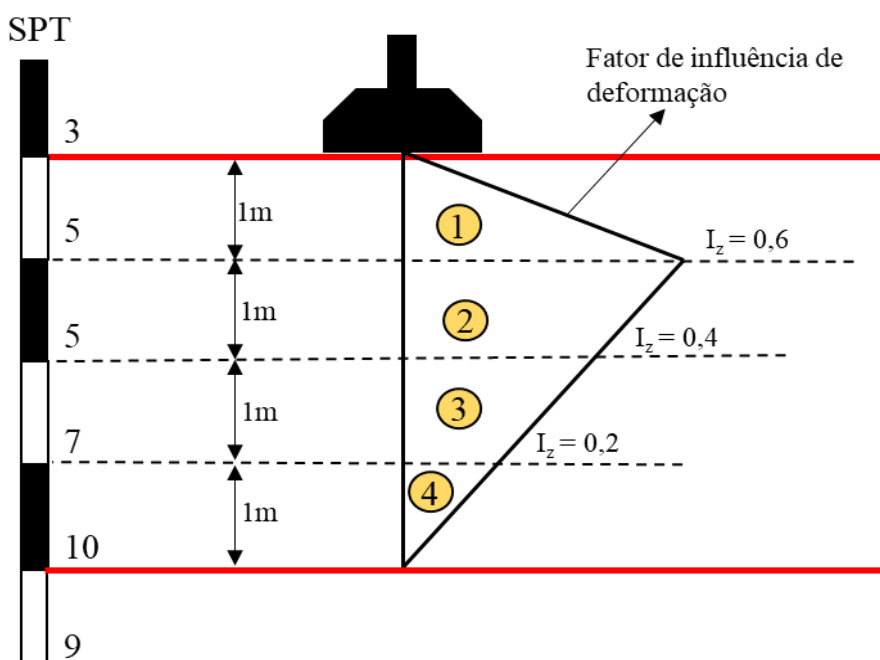
γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	→	O parâmetro N_q é para consideração do embutimento da fundação, cujo material está acima do nível d'água, logo, utilizou-se $\gamma = 17\text{kN/m}^3$. Já para N_γ , utilizou-se γ_{sub} .
17	19		

Pelo ábaco apresentado ao final da coleção 1, tem-se:

N_q	N_γ	q_{rup} [kPa]	q_{adm} [kPa]
17	15	380	127

ELS

Pelo método de Schmertmann



Originalmente, o método de Schmertmann teve como base o ensaio de cone (CPT) para estimar o módulo de Young. Porém, com a grande utilização do SPT, diversos autores propuseram correlações do q_c com o N_{SPT} para diversos tipos de solo. Nos livros indicados na bibliografia da disciplina, é possível encontrar algumas correlações.

De maneira geral, são usados dois coeficientes para correlacionar E com N_{SPT} : α e K. Schmertmann et al (1978) utilizam o coeficiente $\alpha = 2,5$ para sapatas circulares ou quadradas (final da coleção 2).

Teixeira e Godoy (1996) → Coeficiente K de correlação entre q_c e N_{SPT}

Solo	K [MPa]
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

$$E_s = \alpha \cdot q_c$$

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT}$$

No caso do exercício, por se tratar do mesmo material, α e K serão os mesmos para todas as subdivisões:

α	K [MPa]
2,5	0,9

O cálculo do recalque por Schmertmann é calculado por:

$$\rho = c_1 c_2 p \sum_0^{2B} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \rightarrow c_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{q}{p} \right) \geq 0,5 \quad c_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t_{anos}}{0,1} \right)$$

$t \rightarrow 25$ anos
 $q \rightarrow$ tensão do embutimento
 (γD)

Área	1	2	3	4
h [m]	1,0	1,0	1,0	1,0
Iz (a meia altura)	0,3	0,5	0,3	0,1
N_{SPT}	5	5	7	10
E_s [kPa]	11250	11250	15750	22500
$I_z \cdot \Delta z / E_s$	3E-05	4E-05	2E-05	4E-06
Somatório	9E-05			

Cálculo dos coeficientes c_1 e c_2 e do recalque (ρ):

q [kPa]	p [kPa]	c_1	c_2	ρ [mm]
17	127	0,93	1,48	17

↑ D=1,0m

Prova de Carga

FS = 2 → $\sigma_{adm} = 250$ kPa e $\rho = 13$ mm

FS = 3 → $\sigma_{adm} = 170$ kPa e $\rho = 9$ mm

Estimativas

FS = 2 → $\sigma_{adm} = 190$ kPa e $\rho = 25$ mm

FS = 3 → $\sigma_{adm} = 127$ kPa e $\rho = 17$ mm

Para sapatas isoladas assentes em areia:

Recalque máximo de sapata isolada → 40 mm

Recalque diferencial máximo → 25 mm

A prova de carga é ideal para dimensionar a fundação. Percebe-se que, de acordo com os limites de recalque da literatura, a segurança contra ELS está ok. A segurança contra ELU está garantida pelo fator de segurança aplicado à tensão final de ensaio.

As estimativas pela teoria da plasticidade apresentaram (para um mesmo FS) valores de tensão admissível menores do que a prova de carga. Já o método de Schmertmann, superestimou os recalques (Para $\sigma_{adm} = 250$ kPa → $\rho = 34$ mm). Talvez ajustes nos parâmetros de correlação entre N_{SPT} e E_s sejam necessários para representar melhor o solo em questão.

3. Sapata quadrada de 2,0m de lado apoiada na cota 99,0m do perfil c

O subsolo do perfil c apresenta uma camada de, aproximadamente, 12,2 metros de areia como camada superficial. O ensaio de placa que foi realizado sobre essa camada consegue captar muito bem o comportamento elástico dessa camada, principalmente os primeiros 2,4 metros (onde o bulbo de tensões verticais atinge valores de 5% da aplicada na superfície), permitindo obter parâmetros relacionados a aquela camada. Entretanto, abaixo dela há duas camadas espessas de argila marinha mole a muito mole e média, separada por uma camada drenante de argila. O bulbo de tensões mobilizado pela placa no ensaio não atinge de modo significativo essas camadas e, portanto, não permite avaliar o seu comportamento, principalmente na questão do adensamento. O recalque elástico poderá ser desprezível em comparação ao recalque por adensamento.

Além disso, a própria camada de areia tem uma variação de N_{spt} dois metros abaixo da placa (de 17 para 6). A própria camada de areia teria heterogeneidades e o ensaio de placa pode não ter captado essa variação, não permitindo utilizar de modo pleno seu resultado.

Parâmetros importantes para essa análise seriam os parâmetros de adensamento (C_c ; C_r ; C_e ; C_a ; C_v ; σ'_{vm}), sendo o principal fator para o recalque (considerando o ELS). Assim, ensaios de laboratório (necessitando a extração de amostra) e ensaios de campo complementares (como o Vane Test e o CPTu) serão necessários para a estimativa. Para estudos preliminares, é possível buscar dados em artigos ou livros que discorram sobre as propriedades dessas argilas marinhas (exemplo, "Solos do Litoral de São Paulo")

4. A teoria da elasticidade é uma ferramenta útil, porém ela exige cautela. É preciso observar a heterogeneidade do solo e os efeitos de adensamento que podem ser preponderantes no recalque, podendo ser motivo de uma troca de solução de fundação.

O ensaio em geral (incluindo o ensaio de carregamento de placa) deve representar as características e propriedades do elemento estudado (o solo), de modo que seja possível aplicar nas condições reais de projeto, que podem ter escalas maiores do que as condições testadas em laboratório ou em campo.

5. A norma NBR 8036/1983 (acessível pela GedWeb, no site do Sistema USP) apresenta as condições mínimas exigidas para as quantidades, profundidades e localização das sondagens.**5.a. As sondagens devem ser programadas de modo que permita esquematizar de modo completo o subsolo do terreno que será afetado pela construção do edifício, observando as camadas e o lençol freático.****5.b. As sondagens precisarão obter a espessura total da camada de argila mole, devendo então transpassá-la.****5.c. Para as encostas, é necessário observar as condicionantes geológicas e topográficas para a localização dos ensaios e também os tipos de ensaios (Dependendo da geologia, pode-se necessitar de ensaios rotativos);**

Para a análise de solos residuais com matacões, deve-se verificar se são mesmo matacões ou se é topo rochoso. Portanto, será necessário mais sondagens para verificar as condições (incluindo sondagem rotativa); Como mencionado no item anterior, para o caso de regiões litorâneas a sondagem deve atravessar as camadas de argila mole, necessários para a análise do adensamento;

A existência de rocha a pequenas profundidades exige o uso de sondagem mista (SPT + rotativa) para a sua caracterização;

Para obras de grande extensão, consulte um geólogo para assessorá-lo na localização das sondagens, permitindo uma melhor compreensão das características do terreno.

6. Pode-se observar que, no geral, há uma tendência de crescimento da resistência de ponta com a profundidade, o que é um indício que suas propriedades de resistência e deformabilidade também crescem. É possível fazer uma regressão linear em trechos do ensaio, obtendo uma função do tipo $q_u = a \cdot z + b$ para a resistência de ponta.

Para a análise do ELS, pode-se estimar o módulo de elasticidade utilizando correlações (exemplo, como o sugerido pelo Método de Schmertmann, $E = 2,5q_u$) e utilizar soluções da teoria da elasticidade (Obtida, por exemplo no livro do Poulos & Davis, cap. 9).

Entretanto, pode-se utilizar métodos simplificados que permite uma avaliação relativamente acurada dos recalques, como o Método de Schmertmann, que será apresentado.

No Moodle, o problema está simplificado para considerar somente o módulo de elasticidade da profundidade correspondente ao valor máximo do índice de deformação específica (I_{ep}). No Gabarito, será apresentado calculando os módulos de cada segmento.

O diâmetro do círculo equivalente à mesma área da sapata de $6,0 \text{ m}^2$ é $d = \sqrt{(6 \cdot 4/\pi)} = 2,76 \text{ m}$. Adotando 8 subdivisões, cada trecho será de $\Delta z_i = 0,69 \text{ m}$ e a zona influenciada irá até $4,5 + 2,76 \cdot 2 = 10,02 \text{ m}$.

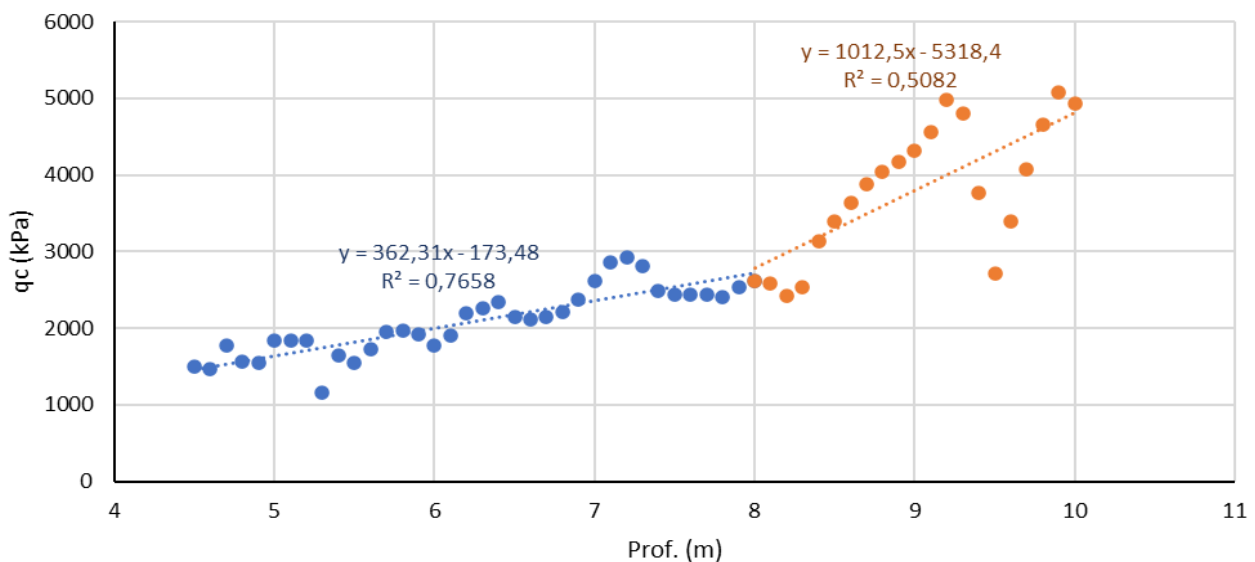
Com o peso específico do solo de 18 kN/m^3 , a tensão vertical geostática na posição da sapata é de $4,5 \cdot 18 = 81 \text{ kPa}$. Com essa tensão, é possível calcular o coeficiente C_1 do método:

$$C_1 = 1 - 0,5 \times \frac{81}{400} = 0,899$$

A profundidade onde ocorrerá a maior é a $0,5$ do diâmetro da sapata abaixo, o que corresponde a $4,5 + 2,76/2 = 5,88 \text{ m}$, e a tensão vertical geostática nesse ponto é de $\sigma'_{vp} = 105,9 \text{ kPa}$. Com isso, calcula-se o I_{ep} :

$$I_{ep} = 0,5 + 0,1 \times \sqrt{\frac{q - \sigma'_{vo}}{\sigma'_{vp}}} = 0,674$$

Agora, precisamos fazer a correlação para o parâmetro q_c do ensaio de cone. Isolando o trecho de $4,5 \text{ m}$ a 10 m , podemos adotar dois setores, conforme mostra a figura a seguir:



A quebra na profundidade de 8 metros é justificável: o material muda nessa profundidade (ver a descrição do material no SPT).

Com todos os dados, pode-se efetivar o cálculo do recalque pelo método de Schmertmann, conforme a tabela a seguir:

Camada	Prof. inicial	Prof. Final	Prof. reprez.	Pos. relativo	uri/d	Res. Ponta	Módulo (corr.)	Iei	(Iei/Ei)*Δzi		
	z0i	zfi	zri	uri=zri-z0i		qu	Ei(zri)		(m/kPa)		
	(m)	(m)	(m)	(m)		(kPa)	(kPa)				
1	4,50	5,19	4,85	0,35	0,125	1582	3955	0,243	4,25E-05		
2	5,19	5,88	5,54	1,04	0,375	1832	4581	0,530	8,00E-05		
3	5,88	6,57	6,23	1,73	0,625	2083	5207	0,617	8,19E-05		
4	6,57	7,26	6,92	2,42	0,875	2333	5833	0,505	5,98E-05		
5	7,26	7,95	7,61	3,11	1,125	2584	6459	0,393	4,20E-05		
6	7,95	8,65	8,30	3,80	1,375	2834	7085	0,281	2,74E-05		
7	8,65	9,34	8,99	4,49	1,625	3785	9462	0,168	1,23E-05		
8	9,34	10,03	9,68	5,18	1,875	4485	11211	0,056	3,46E-06		
Recalque							$w=q*\sum(Izi*\Delta zi/Ei)$			0,140	
Recalque Corrig.							$wf=w*C1*C2$				0,126

O recalque total obtido, desprezando o efeito do tempo ($C2 = 1$) foi de 12,6 cm, que é um recalque excessivo para uma sapata.

Para o ELU, pode-se utilizar de correlações do parâmetro de resistência de ponta e a resistência não drenada (ex, livro do Braja Das, capítulo sobre exploração do subsolo) e aplicar a Teoria da Plasticidade para estimar a tensão de ruptura da sapata:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_0}{N_k}$$

q_c = resistência de ponta (kPa)
 σ_0 = tensão vertical total (kPa)
 N_k = Fator de capacidade de carga (varia entre 10 e 20)

Adotando $N_k = 15$, para a profundidade de 4,5 m, temos:

q_c (kPa)=	1456	D/B	2,25
σ'_0 (kPa)=	81	N_c (quad.)	8,5
c_u (kPa)=	92	N_c (ret.)	8,05 →

$q_{ult} = 740$ kPa

Com o fator de segurança de 3, temos que a tensão admissível seria de 246 kPa, o que é incompatível com o carregamento desejado de 400 kPa.