

PEF 3310. Material com assunto da P2 (04/12/2017)

Assuntos:

Aterros sobre solos moles  
Barragens

## ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

### 1. Introdução

Este tópico é visto com detalhes no Cap. 5 do livro do Prof. Faizal. Além disso, a parte de ensaios de campo (como p.ex., ensaio de palheta) pode ser vista com maior profundidade no Cap. 2 da mesma obra.

Neste texto será dada ênfase à solução de exercícios, haja vista que o livro trata com maior profundidade os temas e deverá ser lido pelo aluno.

### 2. Origem e características dos solos moles

De maneira geral os solos moles são argilas moles ou areias argilosas finas, sedimentares, de deposição recente. A resistência desses solos é baixa, o que pode ser avaliado, p.ex., pelo SPT  $\leq 4$  (ou superior a 4) e a compressibilidade é alta. A fração argila imprime características coesivas.

Os ambientes de deposição são variados, destacando-se:

- Solos moles de origem fluvial (aluvões);
- Solos moles de origem marinha;

Dentre as propriedades geotécnicas importantes, destacam-se, entre outras:

- Tensão de pré-adensamento e razão de sobreceden-  
samento ( $\sigma'_a$ ;  $RSA$ );
- Limites de Atterberg ( $LL$ ;  $LP$ ;  $IP$ );
- Resistência não drenada ( $S_u$ );
- Teor de matéria orgânica;
- Sensibilidade;
- Coeficientes de adensamento;
- Índices físicos ( $w$ (%);  $\gamma_{nat}$ ;  $e$ ; etc.);

Para determinação desses parâmetros, há ensaios de laboratório e de campo (v. Cap. 2 - Façal).

Alguns problemas práticos que se verificam em obras relacionadas com solos moles são:

- Estabilidade de aterros sobre solos moles;
- Estabilidade de cortes ou escavações em solos moles;
- Evolução dos recalques com o tempo;
- Esforços em estacas de fundação em encontros de O.A.E's;
- Recalques diferenciais entre O.T. e O.A.E;
- Problemas construtivos diversos;

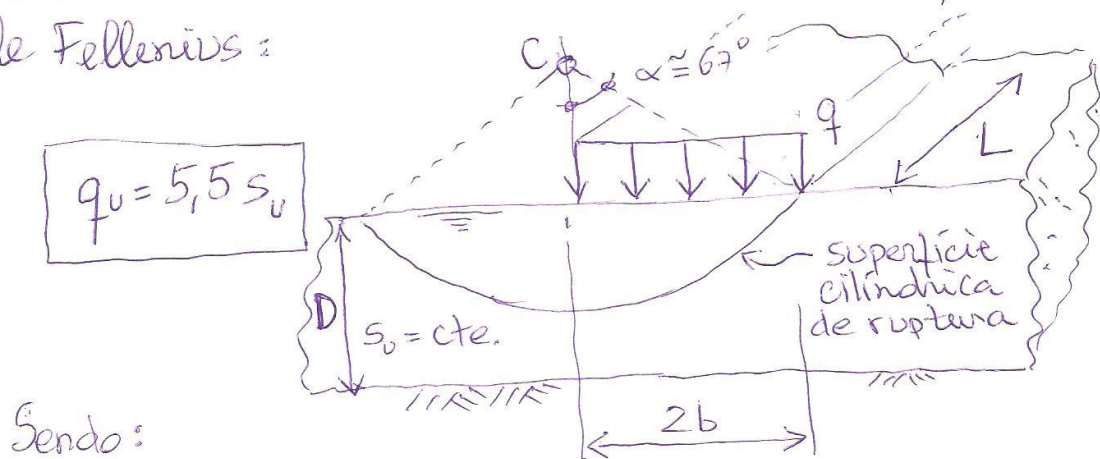
### 3. Estabilidade de aterros sobre solos moles

Como, em geral, os solos moles são saturados (ou quase saturados:  $S \sim 97-99\%$ ), em termos de tensões totais as envoltórias são horizontais (ou, quase horizontais).



Como uma envoltória horizontal indica  $\phi = 0$ , alguns autores usam o termo solo puramente coesivo. No entanto, deve-se ter em mente que essa envoltória horizontal reflete características específicas de um ensaio e não a natureza do solo.

Além disso, usualmente, a resistência cresce com a profundidade. Porém, admitindo que essa resistência seja constante, é que foi obtida a primeira expressão de verificação analítica da estabilidade de um aterro sobre solo mole. Trata-se da expressão de Fellenius:



Sendo:

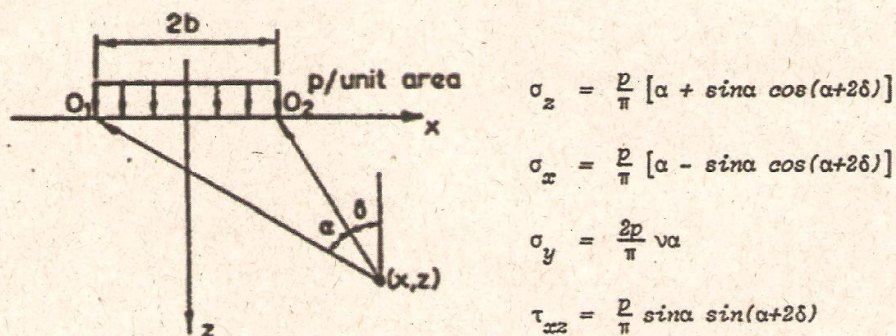
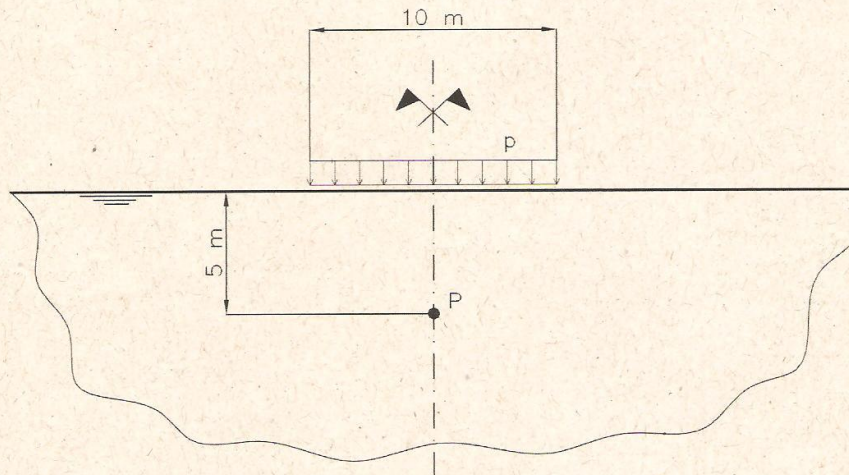
- $q_u$  = carga uniforme ("flexível"), aplicada na superfície, que leva o terreno à ruptura;
- $s_u$  = resistência não drenada do solo mole, suposta constante;
- $D$  = espessura da camada, suposta muito grande ( $D = \infty$ );

Além disso, o comprimento da carga ( $L$ ) é muito maior que a largura  $2b$  ( $L \gg 2b$ )



## PEF 3310 – Mecânica dos Solos e das Rochas II

1. Pretende-se construir um aterro extenso de 10 m de largura e 4,5 m de altura, com peso específico de 19 kN/m<sup>3</sup>, sobre argila mole saturada, com peso específico, constante, da ordem de 15 kN/m<sup>3</sup>. Calcule as tensões iniciais e as tensões causadas pelo aterro no ponto **P** da figura abaixo. Represente as tensões, totais e efetivas, nos planos horizontal e vertical que passam por este ponto. Admita, de forma simplificada, que a carga do aterro pode ser representada de maneira uniforme e que as tensões causadas por "p" podem ser determinadas com fórmulas da Teoria da Elasticidade, conforme a figura.



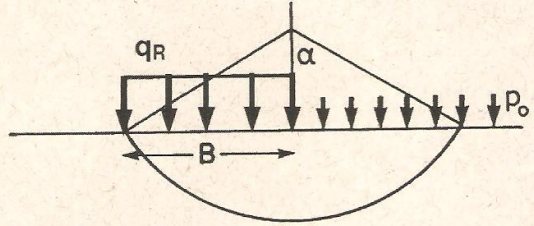
(Figura auxiliar para cálculo das tensões – Poulos & Davis, Cap.3)

2. Admitindo que a resistência não-drenada da argila em questão é aproximadamente constante com a profundidade e vale  $s_u = 15$  kPa, desenhe o círculo de Mohr correspondente às tensões calculadas na questão anterior juntamente com a envoltória de resistência. O que se pode concluir?



PEF 3310 – Mecânica dos Solos e das Rochas II

3. Admita agora que a envoltória de resistência em tensões efetivas seja dada por  $s = 14 + \sigma' \cdot \text{tg}(24^\circ)$  (em kPa). Repita o exercício anterior empregando a envoltória de tensões efetivas.
  
4. Com os mesmos dados das questões anteriores, calcule os fatores de segurança associado à superfície indicada, nas seguintes situações:
  - a) Solicitação não-drenada (curto prazo);
  - b) Solicitação drenada (longo prazo);

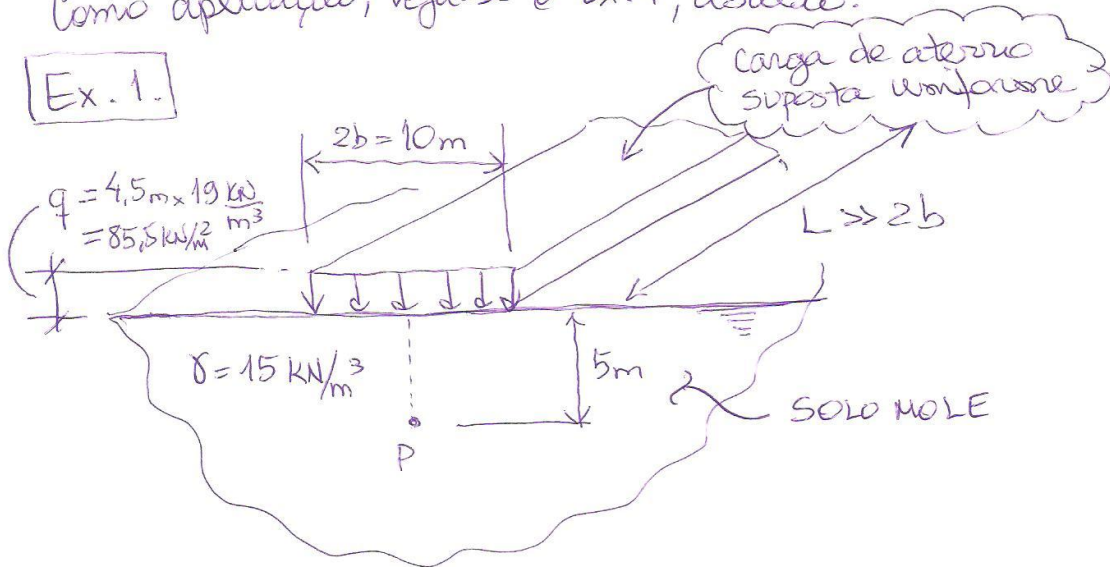


$\alpha \cong 67^\circ$   
 Solicitação não drenada:  $q_R = (\pi + 2) s_U + p_0$   
 Solicitação drenada:  $q_R = c' N_c + p_0 N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$   
 (para  $\phi' = 24^\circ$ ,  $N_c = 19,32$   $N_q = 9,60$   $N_\gamma = 5,716$ )

# Solução

Como aplicação, veja-se o Ex. 1, abaixo.

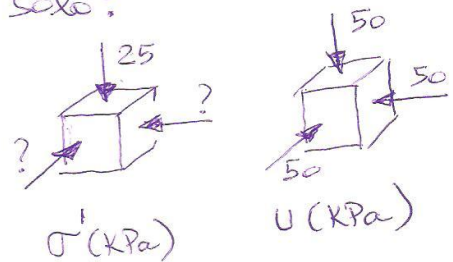
## Ex. 1.



(a) Inicialmente, vamos calcular as tensões no ponto "P".

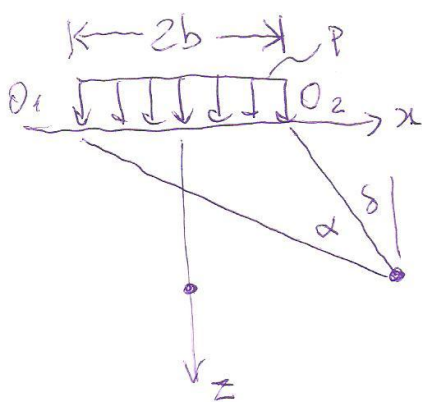
- Decomponentes do peso próprio do solo:

$$\begin{cases} \sigma_v = 15 \times 5 = 75 \text{ KPa}; \\ u = 10 \times 5 = 50 \text{ KPa}; \\ \sigma_v' = \sigma - u = 25 \text{ KPa}; \end{cases}$$



- Decomponentes do aterro:

→ Com fórmulas da Teoria da Elasticidade (Poulos & Davis, cap. 3):



Em "P",  $\alpha = 90^\circ$  e  $\delta = 0^\circ$ :

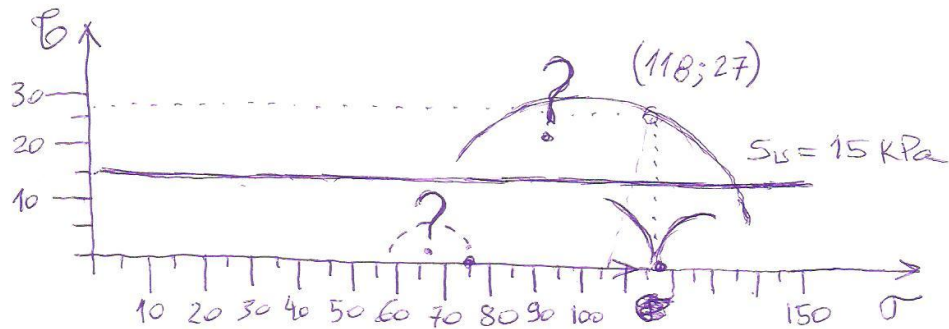
$$\sigma_z = \sigma_x = \frac{P}{z} \approx 43 \text{ KPa (COMPRESSÃO)}$$

$\sigma_y = \nu P$ , sendo " $\nu$ " o coef. de Poisson; para situação não drenada da argila saturada  $\nu \approx 0,5$

$$\sigma_{xz} = \frac{P}{\pi} \approx 27 \text{ KPa}$$



(b) Admitindo  $S_v = 15 \text{ kPa}$



----- Situação inicial com tensões totais;  
 ————— Após aterro, com tensões totais;

O que se pode concluir:

- Na situação inicial, admitindo  $\sigma_x = \sigma_y \sim 0,6 \sigma_z$ , e sendo essas tensões principais ( $\sigma_{xz} = 0$ ), vê-se que o Círculo de Mohr está sob a envoltória;
- Na situação final, sendo  $\Delta \sigma \sim 43 \text{ kPa}$  e havendo surgimento de  $\sigma_{xz}$ , admitindo os valores de  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  iniciais anteriores, o Círculo de Mohr ultrapassaria a envoltória. Ou seja, nesse ponto "P" a resistência seria ultrapassada.

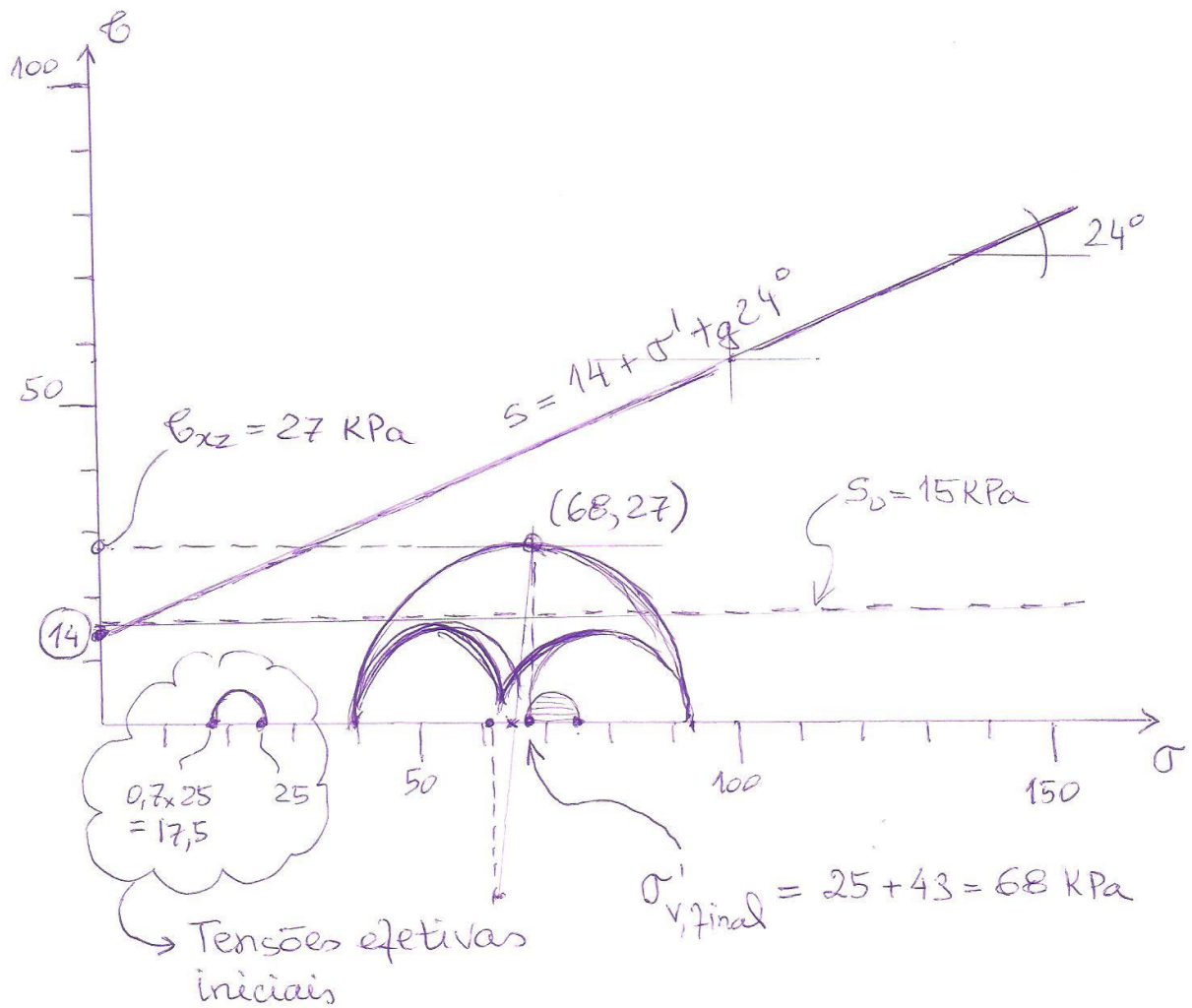
(c) Agora, com envoltória de tensões efetivas dada por  $S = 14 + \sigma' \text{tg } 24^\circ$ :

→ Com o valor de  $\phi' = 24^\circ$ , pode-se avaliar as tensões horizontais iniciais. Supondo solo sobre- adensando com  $RSA = 1,5$ , tem-se:

$$K_0 = (1 - \sin 24^\circ) \cdot 1,5^{\tan 24^\circ} \approx 0,7$$

→ CSP

Anteriormente, havia sido adotado  $\sim 0,6$ ; se fosse  $> 0,6$  o que se alteraria?



O que se pode concluir: Círculo de Mohr sob envoltória, o que indica que a resistência não foi ultrapassada em "P".

(d) O fator de segurança (FS) é a relação entre resistência e solicitação.

(d.1.) Solicitação não drenada:

$$q_R = (\pi + 2) s_u = 77 \text{ KPa} \rightarrow \text{FS} = \frac{77}{85,5} = 0,9$$

(d.2.) Solicitação drenada:

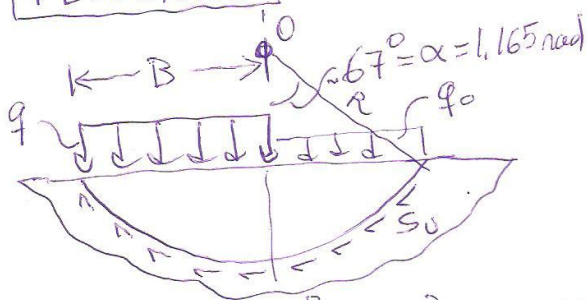
$$q_R = 14 \times 19,32 + 0,5 \times (15 - 10) \times 10 \times 5,716 = 413 \text{ KPa} \rightarrow \text{FS} = \frac{413}{85,5} = 4,83$$



### Observações:

- Pelo exposto, a resistência no curto prazo é mais crítica ( $FS < 1,0$ ). Isso pode ser justificado pelo fato do processo de adensamento provocado pela carga aplicada na superfície resultar em aumento da resistência do solo no longo prazo;
- A expressão de  $q_R$  (ou  $q_U$  como é mais comum se chamar hoje em dia) no longo prazo não foi deduzida; isso será visto no curso de fundações (PEF 3405);
- A expressão de  $q_R$  (ou  $q_U$ ) no curto prazo, isto é, na situação não drenada também não foi deduzida; no entanto ela é análoga, e dá resultados próximos ao da expressão de Fellenius. A diferença consiste na superfície de ruptura considerada e na consideração do p.p. do solo:

#### FELLENIUS

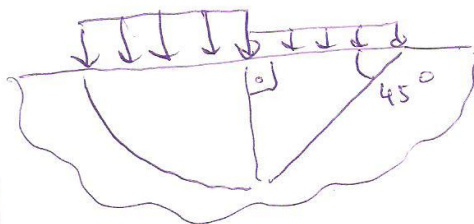


$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow \frac{qB^2}{2} = \frac{q_0 B^2}{2} + 2S_u \times 1,165 \times R^2$$

$$\text{sendo } R = \frac{B}{\text{sen } \alpha} = 1,088B$$

$$q_U = q_0 + 5,5 S_u$$

#### $q_R$ no curto prazo



$$q_U = (\pi + 2) S_u + q_0$$

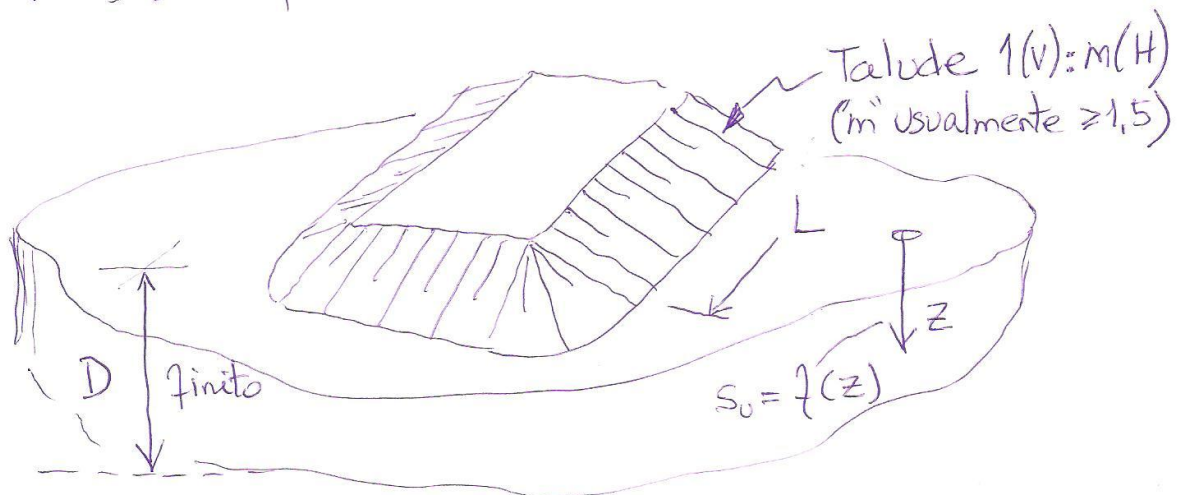
(\*) DESCONSIDERANDO PP

(\*\*)  $\pi + 2 = 5,14$

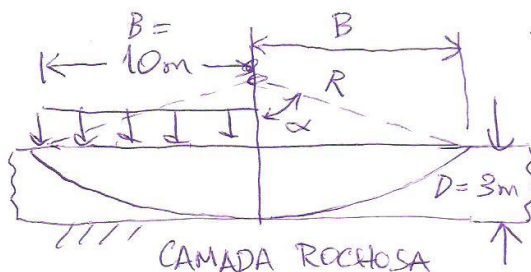
#### 4. Ampliando o uso da expressões de Fellenius

No caso geral, as hipóteses empregadas para obter a expressão de Fellenius ( $q_u = 5,5 s_u + q_0$ ), podem não se verificar, pois:

- A espessura da camada de solo mole pode ter espessura pequena;
- O ateno pode (e, em geral, é assim) apresentar taludes nas bordas;
- A resistência pode crescer com a profundidade (caso mais usual para solos moles);



**Ex. 2** Determinar a carga crítica ( $q_u$ ) para o mesmo caso do Ex. 1, porém adotando  $D = 3\text{m}$ .



Nesse caso,  $R = \frac{B^2 + D^2}{2D}$ , o que resulta em  $R = 18,17\text{m}$  e  $\alpha = 33,4^\circ$ .

Daí:

$$q_u = 7,67 s_u$$

$$\text{ou } q_u = 115 \text{ kPa}$$



Observar que, para valores de  $\alpha \geq 66,75^\circ$ , tem-se  $D \geq 0,66 B$  (onde  $B$  é a largura da carga uniforme), e  $q_u$  pode ser obtido por Fellenius.

Como não é possível obter fórmula analítica simples para casos de  $D$  finito, taludes nas bordas dos aterros e resistência ( $s_u$ ) crescente com a profundidade, no livro do Prof. Faizal, apresentam-se ábacos que podem ser empregados no caso geral (Fig. 5.10; pág. 127). O exemplo a seguir ilustrará.

**Ex. 3** Admita que a resistência não drenada de uma camada de argila mole varia conforme

$$s_u = 8 + 5z \quad (\text{KPa}) \quad \begin{cases} c_0 = 8 \text{ KPa} \\ c_1 = 5 \text{ KPa/m} \end{cases}$$

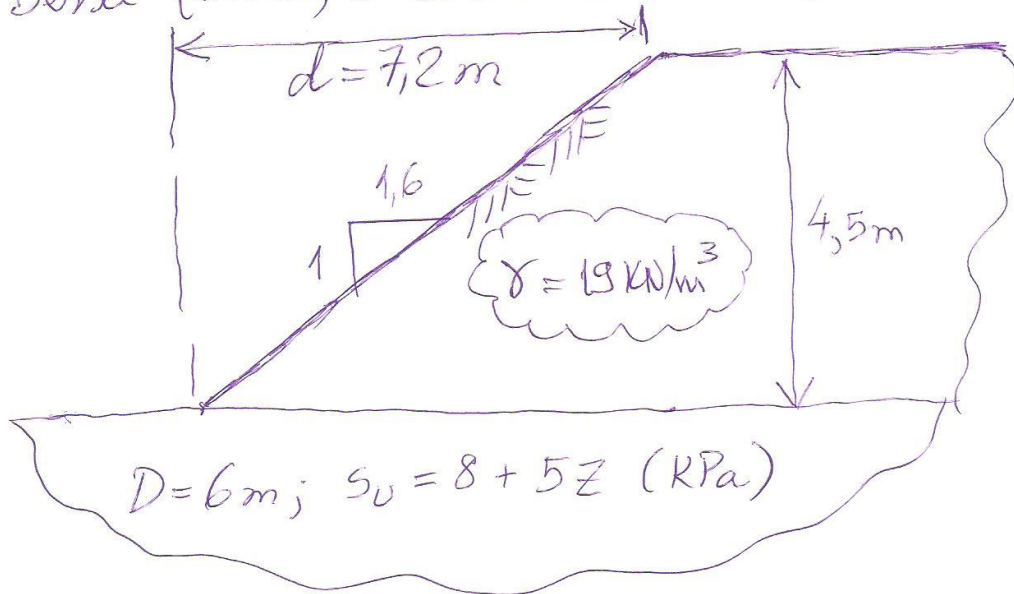
Sobre essa camada ( $D = 6 \text{ m}$ ) deverá ser construído aterro com  $4,5 \text{ m}$  e  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ . Dimensionar talude para  $FS = 1,3$ .

- Com  $FS = 1,3 \rightarrow q_u = 1,3 \times 4,5 \times 19 = 111 \text{ KPa}$
- Pelo ábaco da Fig. 5.10 (CSP)

$$q_u = N_{c0} \times c_0 = 111 \rightarrow N_{c0} \cong 14$$

- Com  $N_{c0} = 14$  e  $c_1 D / c_0 = 5 \times 6 / 8 = 3,75$ . encontra-se  $c_1 d / c_0 \cong 4,5 \rightarrow \frac{c_1 d}{c_0} = 4,5 \therefore \frac{5 \times d}{8} = 4,5 \therefore d = 7,2$

Dessa forma, o talude seria 1:1,6.

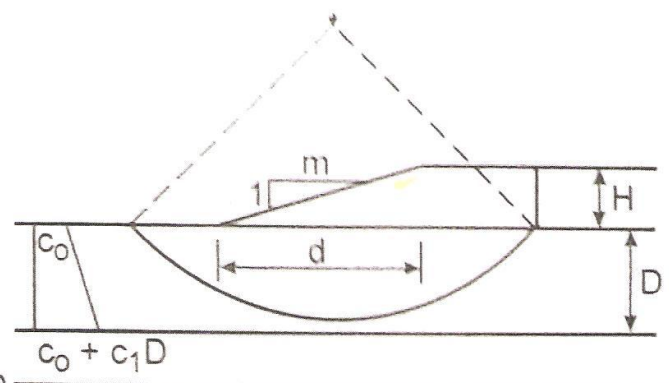


Para situações de taludes muito abatidos ("m" muito grande) é mais usual se adotarem bermas. As bermas podem ser dimensionadas com o outro âbaco da Fig. 5.10.

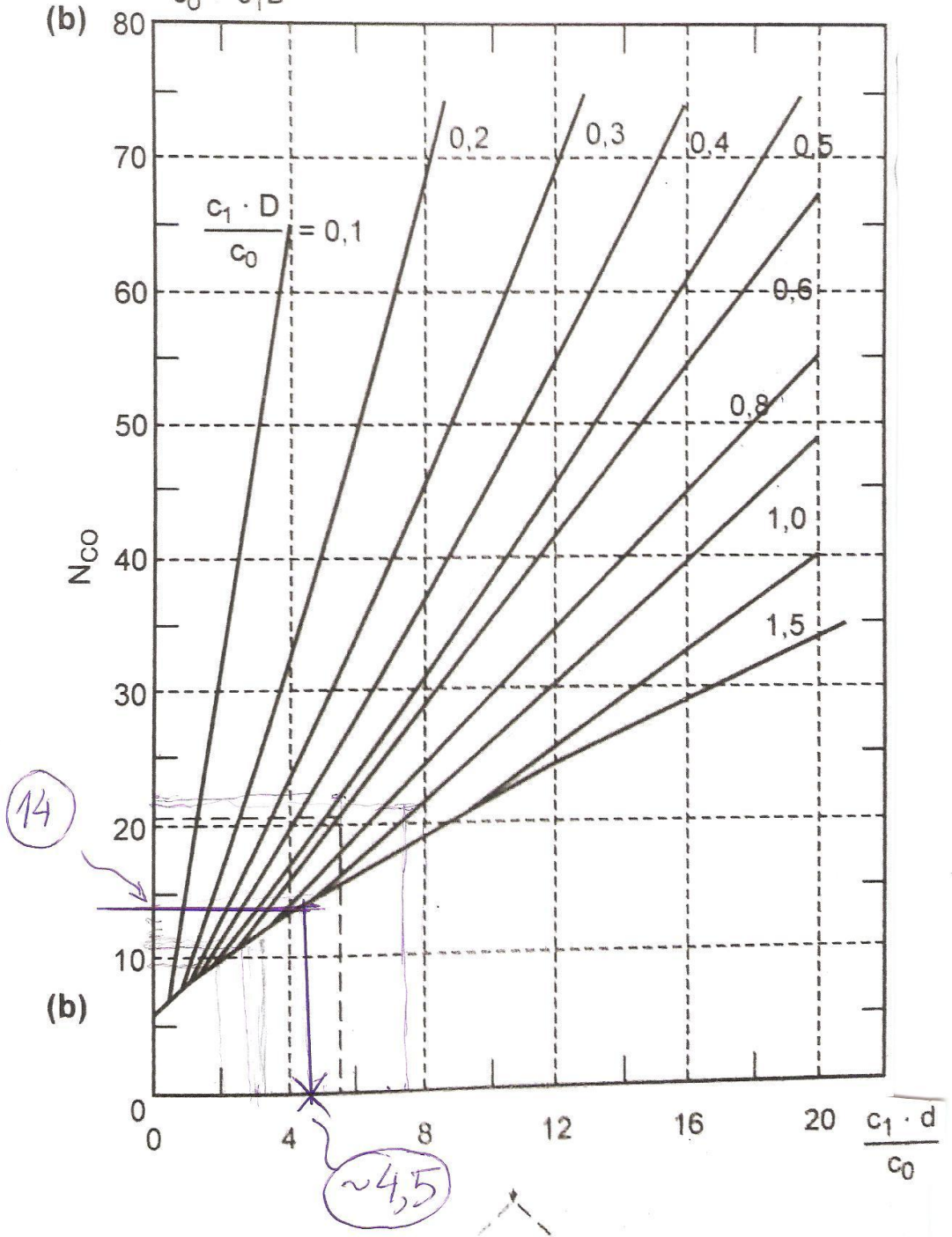
Taludes rodoviários usualmente são feitos com  $m = 1,5$ , exceto casos em que o solo mole não forneça estabilidade (como no exemplo anterior).



(a)

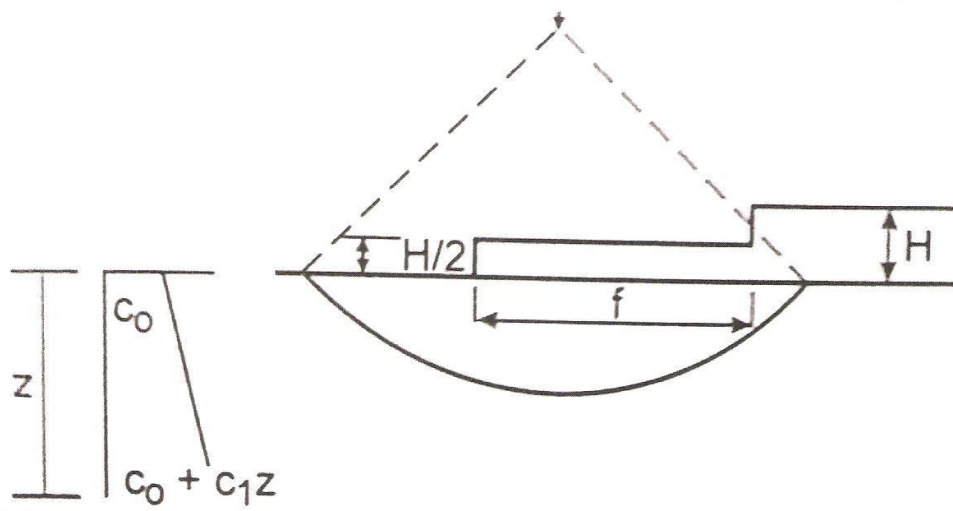


(b)

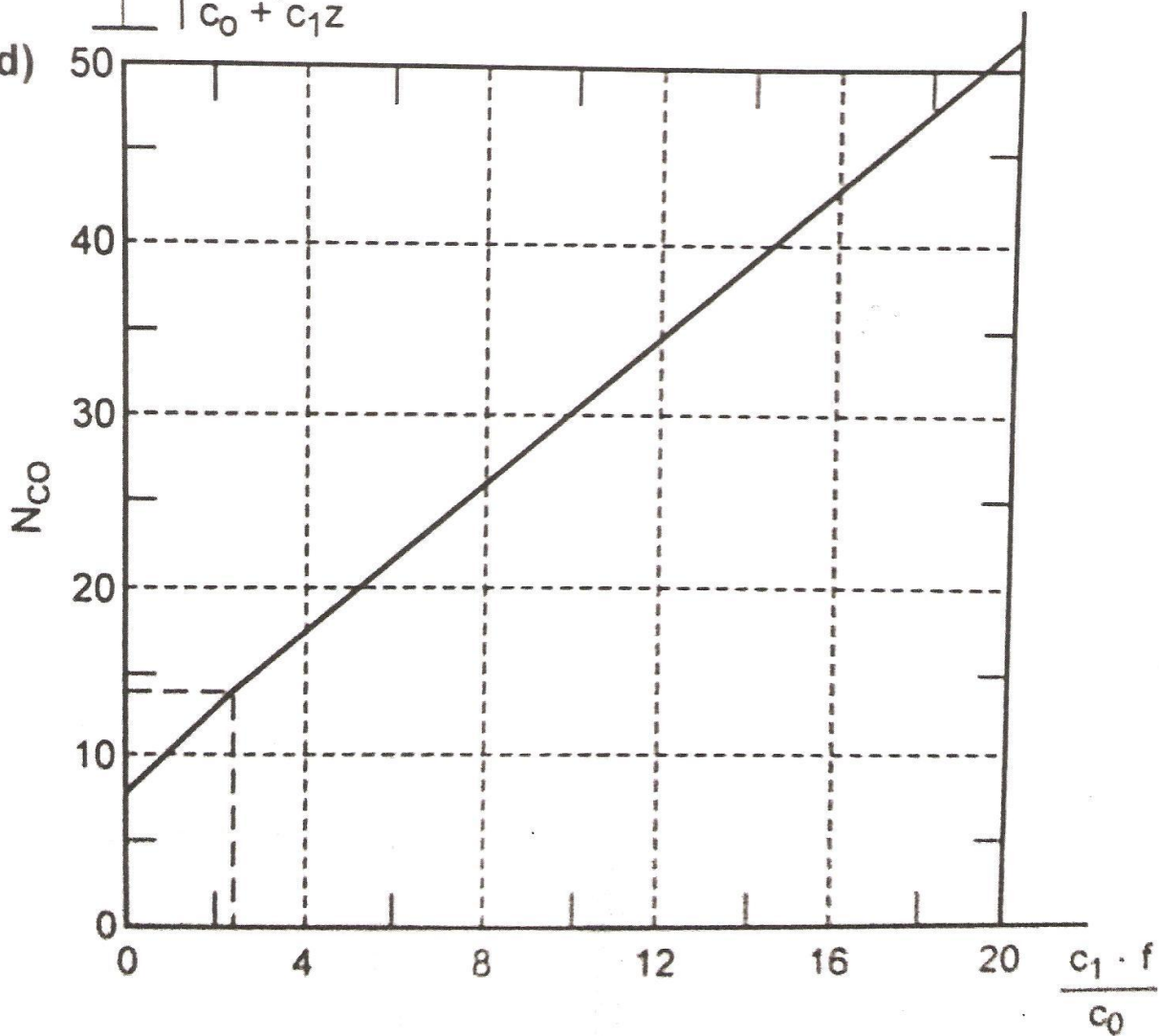


10b  
c<sub>0</sub>

(c)



(d)



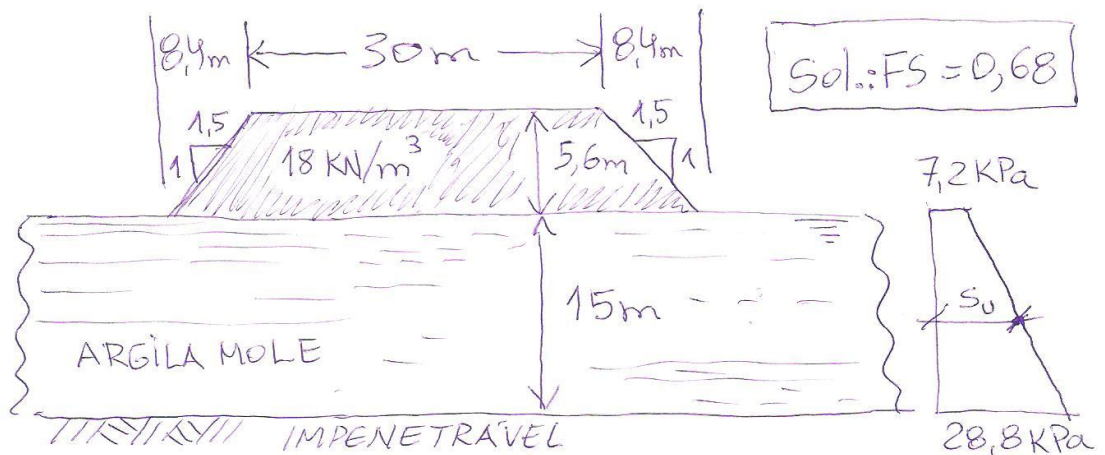


## Exercícios propostos

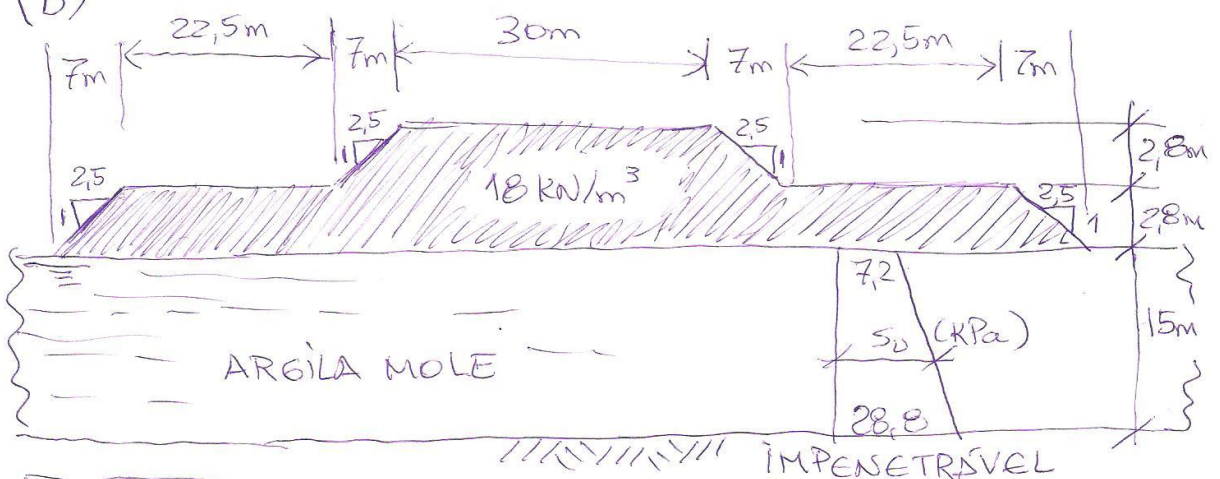
P.1. Verificar o FS dos aterros abaixo indicados, considerando que a camada de argila apresenta as seguintes propriedades (KPa):

$$S_u = 7,2 + 1,44z \quad (\text{já com correções; sem FS, ou seja, com FS} = 1,0)$$

(a)



(b)



## 5. Recalques

Além do problema de estabilidade, que caracteriza um Estado Limite Último (ELU), deve-se atentar aos recalques, que caracterizam um problema de Estado Limite de Serviço (ELS).

Para tanto, interessa saber o recalque final e sua evolução com o tempo.

O recalque final ( $P_f$ ) pode ser estimado com uso da Teoria do Adensamento:

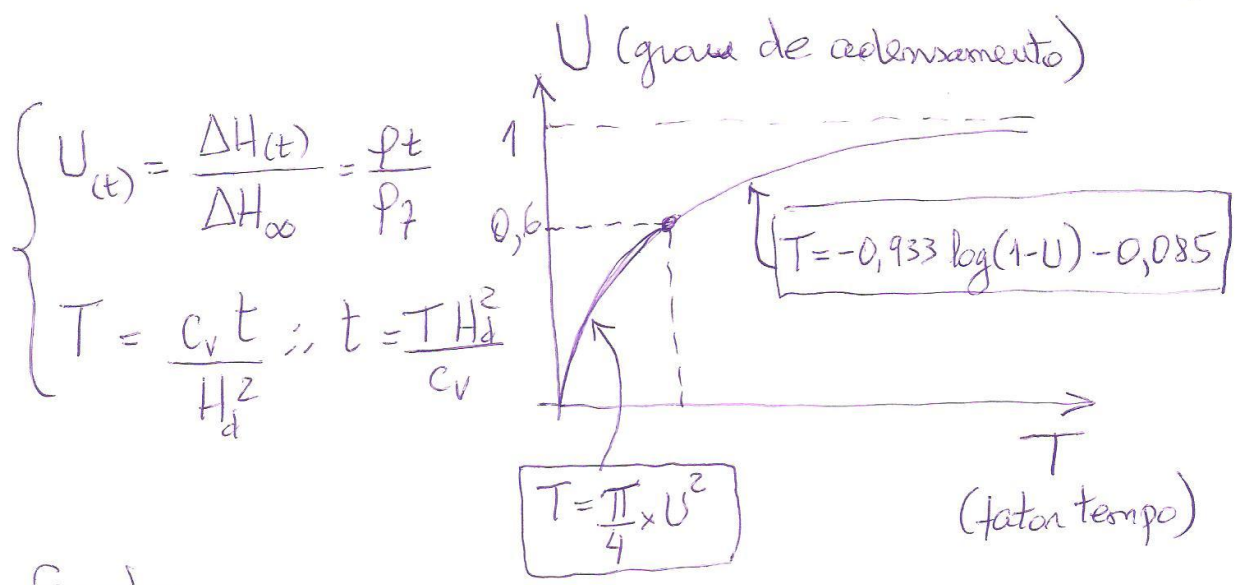
$$P_f = \frac{H}{1+e_0} \left( C_r \log \frac{\sigma'_a}{\sigma'_i} + C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_a} \right) + C_{\alpha E} H \log \frac{t}{t_p}$$

Onde:

$$\left\{ \begin{array}{l} H = \text{espessura da camada;} \\ e_0 = \text{índice de vazios inicial;} \\ C_r, C_c, C_{\alpha E} = \text{coeficientes de recompressão, compressão} \\ \quad \text{(recalque primário) e de rec. secundário.} \\ \sigma'_a, \sigma'_i, \sigma'_f = \text{tensões efetivas de pré-adensamento;} \\ \quad \text{inicial; final;} \\ t_p = \text{tempo do fim do recalque primário;} \\ t > t_p \end{array} \right.$$

A evolução com o tempo também pode ser prevista com a Teoria de Adensamento. Definiram-se  $U(t)$  e  $T$ :





Sendo:

- U = grau de adensamento médio ou percentagem de recalque;
- T = fator tempo
- $c_v = \text{coeficiente de adensamento (m}^2/\text{s)}$ 

$$\begin{cases} c_v = \frac{K(1+e_0)}{\gamma_a a_v} \\ a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} \end{cases}$$

Obtenção de  $c_v$ :

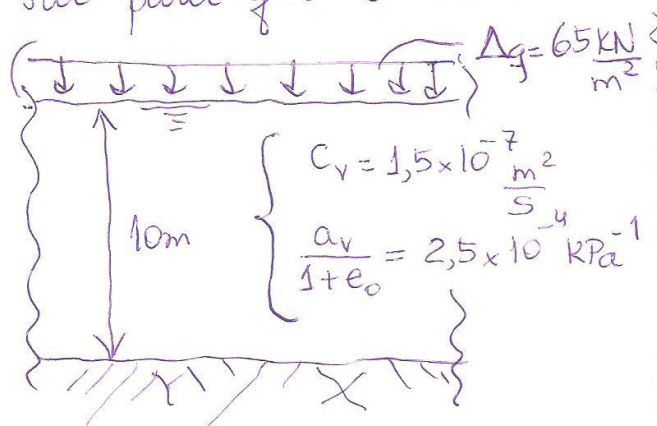
- Observações de aterros experimentais;
- Ensaio edométrico;

O coeficiente  $c_v$  é pequeno em solos argilosos, pois nesses solos a permeabilidade (K) é pequena e a deformabilidade ( $a_v$ ) é elevada.

Exemplo:

$$\begin{cases} e_0 = 1,77 \\ K = 10^{-8} \text{ m/s} \\ a_v = 0,0048 \text{ kPa}^{-1} \\ \gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ (já conhecido)} \end{cases} \rightarrow c_v = 5,8 \times 10^{-7} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

**Ex. 4** Em uma camada de argila mole com  $D=10\text{m}$ , apoiada sobre rocha impermeável, foi aplicada carga de  $65\text{ kPa}$  sobre uma área grande. Determinar o recalque final (primário) e o tempo necessário para que  $U=85\%$ .



• Recalque final:

$$P_{\infty} = \Delta q \times H \times \frac{a_v}{1+e_0}$$

$$P_f = 65 \times 10 \times 2,5 \times 10^{-4}$$

$$P_f = 0,16 \text{ m}$$

Recalque primário apenas

• Para  $U=85\%$ :

$$T = -0,933 \log(1-U) - 0,085 = 0,684$$

$$t = \frac{T H_d^2}{C_v} = \frac{0,684 \times 10^2}{(1,5 \times 10^{-7})} \approx 5300 \text{ dias}$$

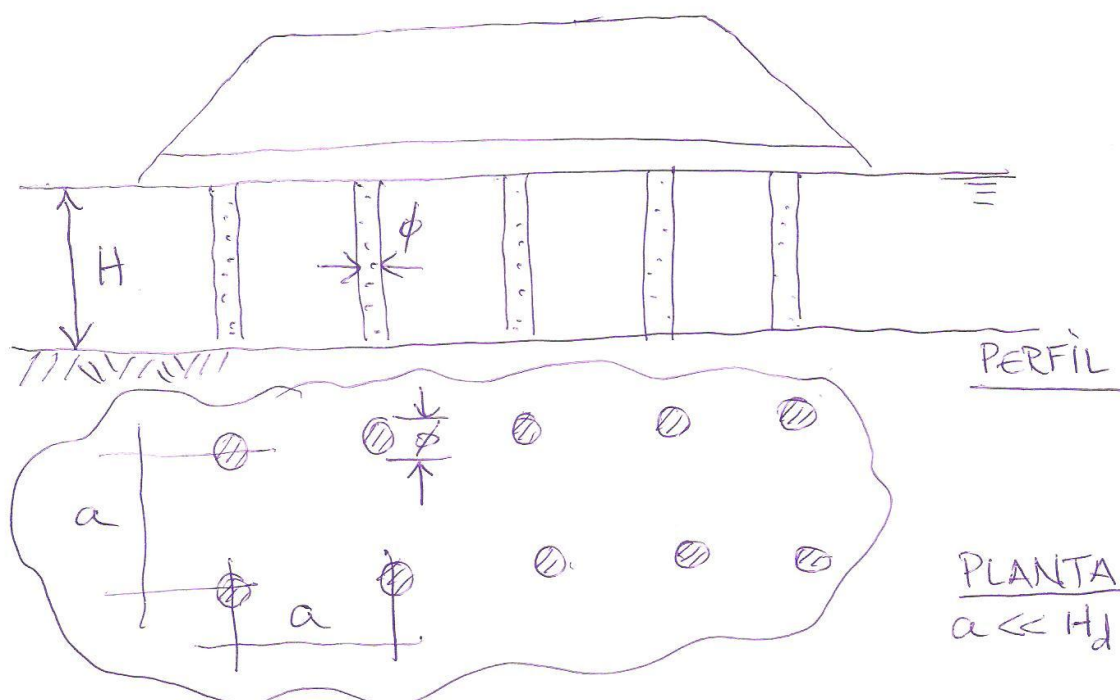
→ converter para  $\text{m}^2/\text{dia}$   
 $= 0,01296 \text{ m}^2/\text{dia}$

Observa-se necessidade de alguma medida para acelerar o tempo para se obter o recalque final, ou o adensamento (quase total). Há algumas alternativas para se alcançar esses objetivos. Uma dessas alternativas é o uso de drenos verticais, cujo objetivo é acelerar o processo de adensamento, o que terá benefícios de ELS e ELU.



## 6. Drenos verticais

A ideia básica é criar "caminhos" verticais para saída da água. Esses "caminhos" seriam drenos, com grande permeabilidade, executados através da espessura da camada e espaçados uniformemente sob a área carregada.



Sendo  $a \ll H_d$  e considerando também que  $K_{hor.} > K_{vert.}$  (permeabilidade), pode-se adotar o adensamento que será composto por:

•  $U_v =$  adensamento vertical

$$\begin{cases} U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \\ T_v = \frac{c_v t}{H_d^2} \end{cases}, \text{ pois } U_v \text{ será em geral pequeno } (< 0,6)$$

- $U_r$  (ou  $U_h$ ) = adensamento radial (ou horizontal);

Considera-se ainda:

- $T_r = \frac{C_r t}{a^2}$
- $(1-U) = (1-U_r)(1-U_v)$
- $U_r = 1 - e^{-\lambda} \left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{8T_r}{m} \\ m = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \\ n = a/\phi \end{array} \right.$

**Ex. 5** Com os dados do Ex. 4, avaliar sistema de drenos, com as expressões acima, de forma que  $U=85\%$  aos 180 dias (lembrar que no exemplo anterior  $t \approx 5300$  dias para  $U=85\%$ ); admitir  $C_r = 2,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ .

- Equacionando  $T_r = f(n)$ , onde  $n = \frac{\text{espaçamento}}{\text{diâmetro}}$

$$T_r = \frac{C_r t}{a^2} = \frac{2,5 \times 10^{-7} \times 180 \times (24 \times 3600)}{a^2} = \frac{3,888}{a^2}$$

- Adotando  $\phi = 40 \text{ cm} : n = (a/\phi, 4)$

$$T_r = \frac{24,3}{n^2}$$

- Como  $(1-U) = (1-U_v)(1-U_r)$  e  $U_v = 0,17$ ,  
para  $U = 0,85 \rightarrow U_r = 0,82$

- Adotando  $n = 9$  (usualmente entre 10 e 40):

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 9 \rightarrow T_r = 0,3 \\ m = 1,478 \end{array} \right. \rightarrow \lambda = 5,624$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U_r = 0,82 \text{ (OK)} \end{array} \right.$$