



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE

**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Mecânica

dos Solos II

– Notas de Aula –

Prof. DSc. Erinaldo Hilário Cavalcante

(Colaboração: Profª. DSc. Michéle Dal Toé Casagrande)

Home Page: <http://www.ufs.br>

E-mail: erinaldo@ufs.br

Aracaju – SE, Janeiro de 2006.



MECÂNICA DOS SOLOS II – Notas de Aula

Sumário

1. TENSÕES NOS SOLOS	1
1.1. Tensões Geostáticas	1
1.2. Distribuição de Tensões Devido a Aplicação de Cargas	3
1.2.1. Tensões de Espriamento ou Hipótese Simples.....	3
1.2.2. Bulbo de Tensões.....	4
1.2.3. Distribuição Baseada na Teoria da Elasticidade.....	4
1.2.3.1. Solução de Boussinesq.....	5
1.2.3.2. Solução de Carothres.....	5
1.2.3.3. Solução de Steinbrenner.....	6
1.2.3.4. Fórmula de Love	6
1.2.3.5. Ábaco de Newmark.....	7
1.2.3.6. Gráfico de Fadum.....	7
1.2.3.7. Gráfico de Osterberg.....	8
2. CAPILARIDADE	15
2.1. Definição	15
2.2. Teoria do Tubo Capilar	15
2.3. Fórmula Empírica de Hazen	16
2.4. Importância dos Fenômenos Capilares	16
3. PERMEABILIDADE	17
3.1. Definição	17
3.2. Lei de Darcy (1856).....	17
3.3. Coeficiente de Permeabilidade	17
3.4. Intervalos de Variação do Coeficiente de Permeabilidade	18
3.5. Determinação do Coeficiente de Permeabilidade.....	18
3.5.1. Fórmulas Empíricas.....	18
3.5.1.1. Fórmula de Hazen (para areias fofas e uniformes).....	18
3.5.2. Ensaios de Laboratório.....	19
3.5.2.1. Permeâmetro de Nível Constante (indicado para solos permeáveis: arenosos).....	19
3.5.2.2. Permeâmetro de Nível Variável (indicado para solos finos: argilosos).....	19
3.5.3. Ensaios de Campo (In Situ).....	20
3.5.3.1. Ensaio de Bombeamento	20

3.5.3.2. Ensaio de “Tubo Aberto”	20
3.5.3.3. Ensaio de “Tubo Aberto” com Carga Constante	21
3.6. Influência da Temperatura no Valor do Coeficiente de Permeabilidade	21
3.6.1. Equação de Helmholtz.....	22
3.7. Permeabilidade em Terrenos Estratificados	22
3.7.1. Fluxo Paralelo à Estratificação	22
3.7.2. Fluxo Perpendicular à Estratificação	23
4. PERCOLAÇÃO DE ÁGUA NOS SOLOS.....	24
4.1. Tipos de Escoamento	24
4.2. Fluxo Unidimensional.....	24
4.2.1. Conceito de Carga.....	24
4.2.2. Tensões Efetivas em um Solo com Fluxo	27
4.2.2.1. Condição Estática	27
4.2.2.2. Considerando Fluxo Ascendente	27
4.2.3. Força de Percolação.....	28
4.3. Areia Movediça (Quicksand).....	28
5. FLUXO BIDIMENSIONAL	30
5.1. Equação Diferencial do Fluxo (Solo Isotrópico $k_x = k_y$).....	30
5.2. Resolução da Equação de Laplace	30
5.3. Método Gráfico.....	31
5.3.1. Fluxo em um Solo Anisotrópico ($k_x \neq k_y$):	32
6. COMPRESSIBILIDADE.....	33
6.1. Compressibilidade.....	33
6.1.1. Ensaio de Compressão.....	34
6.1.1.1. Ensaio de Compressão não Confinada	34
6.1.1.2. Ensaio de Compressão Parcialmente Confinada	35
6.1.1.3. Ensaio de Compressão Totalmente Confinado	36
7. TERIA DO ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL DE TERZAGHI.....	37
7.1. Adensamento	37
7.2. Grau de Adensamento (U).....	37
7.2.1. Variação Linear do Índice de Vazios com a Tensão Efetiva	38
7.2.2. Percentual de Adensamento em Função da Poropressão.....	38
7.2.3. Coeficiente de Compressibilidade	39
7.3. Dedução da Teoria do Adensamento de Terzaghi	39
7.3.1. Condições de Contorno para a Solução da Equação Diferencial do Adensamento Unidimensional	41
7.3.2. O Fator Tempo (T).....	41
7.4. Tabela do Fator Tempo em Função do Grau de Adensamento	43
7.5. Relações Aproximadas entre os Recalques e o Fator Tempo	44
7.6. Drenagem só por uma Face	44

7.7. Ensaio de Adensamento (EDOMÉTRICO).....	44
7.7.1. Principais Resultados do Ensaio de Adensamento.....	45
7.7.1.1. Determinação do Coeficiente de Adensamento (C_v)	46
7.7.1.2. Tensão de Pré-Adensamento (σ_a').....	47
7.7.1.3. Razão de Pré-Adensamento (RPA) ou Over Conservation Ratio (OCR).....	47
7.8. Determinação do Coeficiente de Permeabilidade (K).....	48
7.9. Recalque	48
7.9.1. Determinação do recalque total.....	48
7.9.2. Solos Normalmente Adensados (OCR = 1)	49
7.9.3. Solos Pré-Adensados ($\sigma_A' > \sigma'$)	49
7.9.4. Solos Sub-Adensados (OCR < 1).....	50
7.9.5. Adensamento Secundário	50
7.10. Aplicação de Drenos Verticais para Acelerar o Adensamento	50
7.11. Aplicação de Sobrecargas para Acelerar o Adensamento	51
8. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS	52
8.1. Introdução	52
8.2. Parcelas da Resistência dos Solos.....	53
8.2.1. A Resistência do Atrito	53
8.2.2. A Resistência Coesiva.....	54
8.3. Critérios de Ruptura	56
8.4. Ensaios de Cisalhamento	58
8.4.1. Ensaio de Cisalhamento Direto.....	58
8.4.2. Ensaio de Compressão Simples (não confinada)	60
8.4.3. Ensaio de Compressão Triaxial (confinada).....	61
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	75

1. TENSÕES NOS SOLOS

Os solos são constituídos de partículas e forças aplicadas a eles são transmitidas de partícula a partícula, além das que são suportadas pela água dos vazios. Nos solos, ocorrem tensões devidas ao peso próprio e às cargas aplicadas.

1.1. TENSÕES GEOSTÁTICAS

São tensões devido ao peso do próprio solo.

- Tensão efetiva (σ'): é a tensão suportada pelos grãos do solo, ou seja, é a tensão transmitida pelos contatos entre as partículas;
- Pressão neutra (μ): é a pressão da água, também denominada de poro-pressão é originada pelo peso da coluna d'água no ponto considerado ($\mu = \gamma_a \cdot H$);
- Tensão total (σ): é a soma algébrica da tensão efetiva (σ') e da pressão neutra (μ).

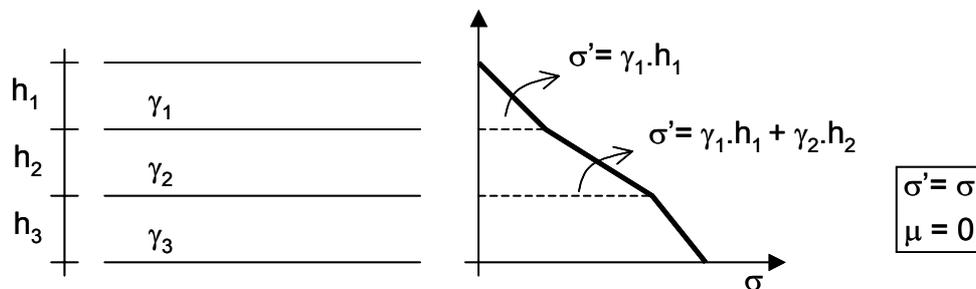
Princípio das Tensões Efetivas de Terzaghi:

a) A tensão efetiva, para solos saturados, pode ser expressa por:

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

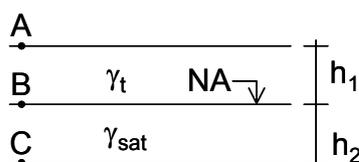
b) Todos os efeitos mensuráveis resultantes de variações de tensões nos solos, como compressão, distorção e resistência ao cisalhamento são devidos a variações no estado de tensões efetivas.

Exemplo 1: Pressões devidas ao peso próprio do solo sem a influência do nível d'água.



Sendo γ (ou γ_t) o peso específico aparente = P_t / V_t (determinado pelo frasco de areia).

Exemplo 2: Pressões devidas ao peso próprio do solo com a influência do nível d'água.



Ponto A $\rightarrow \mu = 0; \sigma = 0; \sigma' = 0$

Ponto B $\rightarrow \mu = 0; \sigma = \gamma_t \cdot h_1; \sigma' = \gamma_t \cdot h_1$

Ponto C $\rightarrow \mu = \gamma_a \cdot h_2; \sigma = \gamma_t \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2;$

$$\sigma' = \sigma - \mu = (\gamma_t \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2) - (\gamma_a \cdot h_2)$$

$$\sigma' = \gamma_t \cdot h_1 + \gamma_{sub} \cdot h_2$$

Exemplo 3: Determinar as tensões totais, tensões neutras e tensões efetivas nos pontos A, B, C e D para o perfil de solo da figura abaixo e traçar os diagramas. Adotar $\gamma_a = 1,0 \text{ tf/m}^3$.

Perfil do Solo:

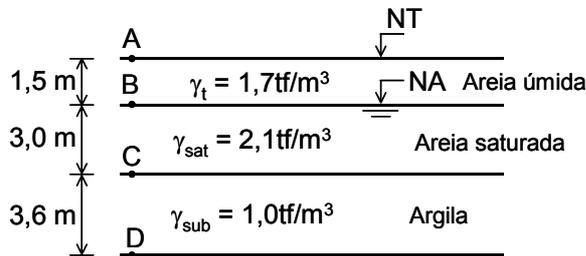
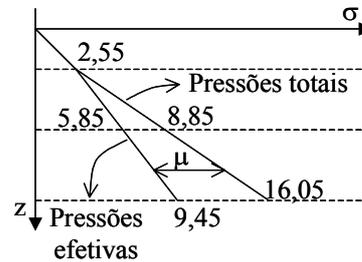


Diagrama de Tensões

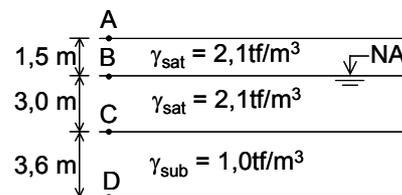


Resposta:

Ponto A	Ponto B	Ponto C	Ponto D
$\sigma = 0$	$\sigma = 1,7 \times 1,5 = 2,55$	$\sigma = 2,55 + 2,1 \times 3 = 8,85$	$\sigma = 8,85 + 2 \times 3,6 = 16,05 \text{ tf/m}^2$
$\mu = 0$	$\mu = 0$	$\mu = 1,0 \times 3 = 3,0$	$\mu = 1,0 \times 6,6 = 6,6 \text{ tf/m}^2$
$\sigma' = 0$	$\sigma' = \sigma - \mu = 2,55$	$\sigma' = 8,85 - 3,0 = 5,85$	$\sigma' = 16,05 - 6,6 = 9,45 \text{ tf/m}^2$

*Pressões em tf/m^2 .

Exemplo 4: Resolver o exercício 1 considerando que a camada de areia acima do NA está saturada devido à ascensão capilar. Adotar $\gamma_{sat} = 2,1 \text{ tf/m}^3$ para a areia.



Resposta:

Ponto A	Ponto B	Ponto C	Ponto D
$\sigma = 0$	$\sigma = 1,5 \times 2,1 = 3,15$	$\sigma = 3,15 + 2,1 \times 3 = 9,45$	$\sigma = 9,45 + 2,0 \times 3,6 = 16,65$
$\mu = -1,5 \times 1,0 = -1,5$	$\mu = 0$	$\mu = 1,0 \times 3 = 3,0$	$\mu = 1,0 \times 6,6 = 6,6$
$\sigma' = 0 - (-1,5) = 1,5$	$\sigma' = 3,15$	$\sigma' = 9,45 - 3,0 = 6,45$	$\sigma' = 16,65 - 6,6 = 10,05$

*Pressões em tf/m^2 .

OBS.: A sucção do solo provoca um fluxo em direção contrária a gravidade provocando aumento na pressão efetiva.

Exemplo 5: Resolver o exercício 2 considerando:

- Inundação ($NA = NT$);
- O nível d'água está 2,0m acima do NT.

Respostas:

Item a:

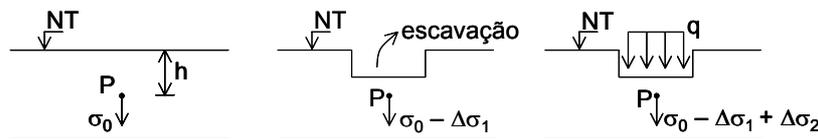
Ponto A	Ponto B	Ponto C	Ponto D
$\sigma = 0$	$\sigma = 1,5 \times 2,1 = 3,15$	$\sigma = 3,15 + 2,1 \times 3 = 9,45$	$\sigma = 9,45 + 2,0 \times 3,6 = 16,65$
$\mu = 0$	$\mu = 1,0 \times 1,5 = 1,5$	$\mu = 1,0 \times 4,5 = 4,5$	$\mu = 1,0 \times 8,1 = 8,1$
$\sigma' = 0$	$\sigma' = 3,15 - 1,5 = 1,65$	$\sigma' = 9,45 - 4,5 = 4,95$	$\sigma' = 16,65 - 8,1 = 8,55$

Item b:

Ponto A	Ponto B	Ponto C	Ponto D
$\mu = 2,0$	$\mu = 1,0 \times 3,5 = 3,5$	$\mu = 1,0 \times 6,5 = 6,5$	$\mu = 1,0 \times 10,1 = 10,1$
$\sigma = 2,0$	$\sigma = 2 + 1,5 \times 2,1 = 5,15$	$\sigma = 5,15 + 2,1 \times 3 = 11,45$	$\sigma = 11,45 + 2,0 \times 3,6 = 18,65$
$\sigma' = 0$	$\sigma' = 5,15 - 3,5 = 1,65$	$\sigma' = 11,45 - 6,5 = 4,95$	$\sigma' = 18,65 - 10,1 = 8,55$

*Pressões em tf/m^2 .

1.2. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DEVIDO A APLICAÇÃO DE CARGAS



σ_0 = tensão devida ao peso próprio do solo;

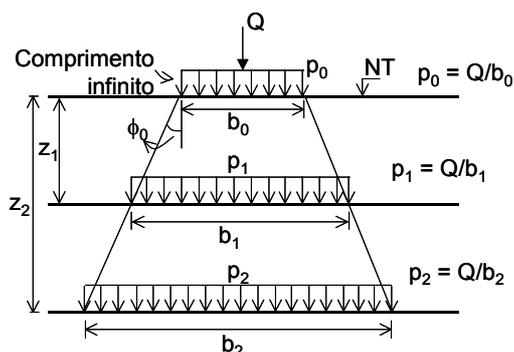
$\Delta\sigma_1$ = alívio de tensão devido à escavação;

$\Delta\sigma_2$ = tensão induzida pelo carregamento “q”.

Ao se aplicar uma carga na superfície de um terreno, numa área bem definida, os acréscimos de tensão numa certa profundidade não se limitam à projeção da área carregada. Nas laterais da área carregada também ocorrem aumentos de tensão, que se somam às anteriores devidas ao peso próprio.

1.2.1. TENSÕES DE ESPRAIAMENTO OU HIPÓTESE SIMPLES

Uma prática corrente para se estimar o valor das tensões em certa profundidade consiste em considerar que as tensões se espriam segundo áreas crescentes, mas sempre se mantendo uniformemente distribuídas.



Onde: ϕ_0 = ângulo de espriamento.

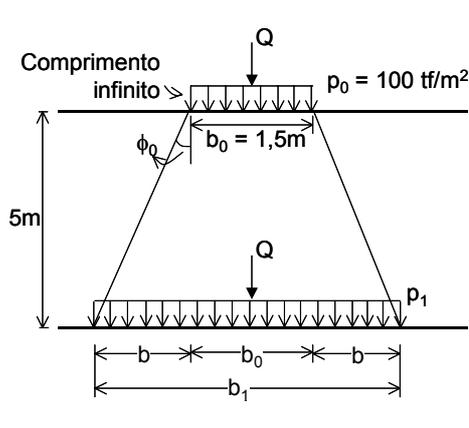
Solos muito moles $\phi_0 < 40^\circ$;

Areias puras $\phi_0 \cong 40^\circ$ a 45° ;

Argilas rijas e duras $\phi_0 \cong 70^\circ$;

Rochas $\phi_0 > 70^\circ$.

Exemplo 6: Calcular a tensão no plano situado à profundidade de 5 metros, considerando que a área carregada tem comprimento infinito. Considerar areia pura ($\phi_0 = 40^\circ$).



Solução:

$$\operatorname{tg} \phi_0 = \frac{b}{5,0} \Rightarrow b = 5,0 \times \operatorname{tg} 40^\circ$$

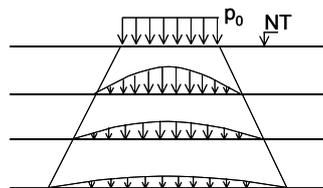
$$b_1 = 2b + 1,5 = 9,89 \text{ m}$$

$$Q = p_0 \cdot b_0 = p_1 \cdot b_1$$

$$p_1 = \frac{p_0 \cdot b_0}{b_1} = \frac{100 \times 1,5}{9,89}$$

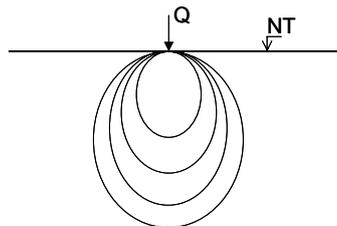
$$p_1 = \underline{\underline{15,17 \text{ tf/m}^2}}$$

Obs.: Esse método deve ser entendido como uma estimativa grosseira, pois as tensões em uma determinada profundidade não são uniformemente distribuídas, mas se concentram na proximidade do eixo de simetria da área carregada, apresentando a forma de um sino.



1.2.2. BULBO DE TENSÕES

Denominam-se isóbaras as curvas ou superfícies obtidas ligando-se os pontos de mesma tensão vertical. Este conjunto de isóbaras forma o que se chama BULBO DE TENSÕES.



1.2.3. DISTRIBUIÇÃO BASEADA NA TEORIA DA ELASTICIDADE

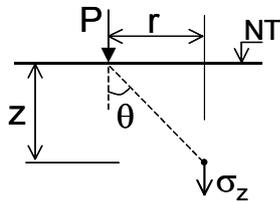
Consideram o solo como um material:

- Homogêneo: mesmas propriedades em todos os pontos;
- Isotrópico: mesmas propriedades em todas as direções;
- Elástico¹: obedece a Lei de Hooke, $\sigma = E \times \varepsilon$ (tensões proporcionais às deformações).

¹ Regime elástico: as tensões crescem linearmente com as deformações e o corpo recupera a forma e o volume iniciais ao cessar a ação das forças.

1.2.3.1. SOLUÇÃO DE BOUSSINESQ

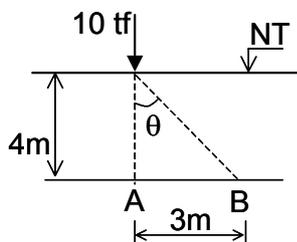
A equação de Boussinesq determina os acréscimos de tensões verticais devidos a uma carga pontual aplicada na superfície.



$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \times \cos^5 \theta$$

$$\text{Ou } \sigma_z = \frac{P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{3 \cdot z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

Exemplo 7: Utilizando a solução de Boussinesq, determinar os acréscimos de pressão nos pontos A e B.



Solução:

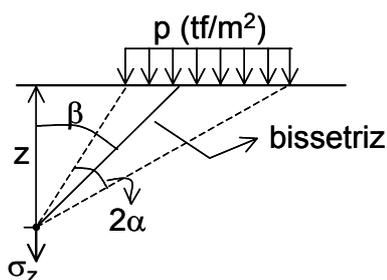
$$\text{tg } \theta = \frac{3}{4} \Rightarrow \theta = 36,87^\circ$$

$$\sigma_{zA} = \frac{3 \cdot 10}{2 \cdot \pi \cdot 4^2} \times \cos^5 0^\circ = \underline{\underline{0,298 \text{ tf/m}^2}}$$

$$\sigma_{zB} = \frac{3 \cdot 10}{2 \cdot \pi \cdot 4^2} \times \cos^5 (36,87^\circ) = \underline{\underline{0,098 \text{ tf/m}^2}}$$

1.2.3.2. SOLUÇÃO DE CAROTHRES

Determina os acréscimos de tensões verticais devidos a um carregamento uniformemente distribuído ao longo de uma faixa de comprimento infinito e largura constante.



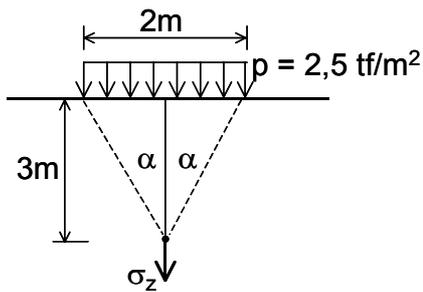
$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \cdot (\text{sen} 2\alpha \cdot \cos 2\beta + 2\alpha)$$

No eixo da carga tem-se:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \cdot (\text{sen} 2\alpha + 2\alpha)$$

Sendo α em radianos.

Exemplo 8: Uma fundação em sapata corrida com 2m de largura é carregada uniformemente por uma tensão igual a 2,5 kgf/cm². Determine os acréscimos de tensão vertical (σ_z) devido ao carregamento em um ponto situado a 3 m abaixo do centro da fundação.



Solução:

Neste caso: $\beta = 0$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3} \Rightarrow \alpha = 18,43^\circ$$

$$2\alpha = 36,86^\circ = 0,643 \text{ rad}$$

$$\operatorname{sen} 2\alpha = 0,600$$

$$\sigma_z = \frac{2,5}{\pi} \cdot (0,600 + 0,643) = \underline{\underline{0,989 \text{ tf/m}^2}}$$

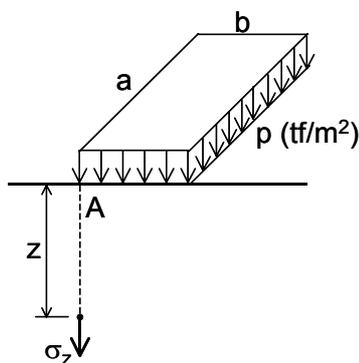
1.2.3.3. SOLUÇÃO DE STEINBRENNER

Steinbrenner construiu um gráfico integrando a fórmula de Boussinesq que permite a determinação de σ_z a uma profundidade z abaixo do vértice A de um retângulo de lados a e b ($a > b$), uniformemente carregado por uma tensão p .

O ábaco de Steinbrenner é a solução gráfica da seguinte equação:

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left\{ \operatorname{arctg} \left[\frac{b}{z} \cdot \frac{a(a^2 + b^2) - 2az(R - z)}{(a^2 + b^2)(R - z) - z(R - z)^2} \right] + \frac{bz}{b^2 + z^2} \cdot \frac{a(R^2 + z^2)}{(a^2 + z^2)R} \right\}$$

$$\text{Onde: } R = \sqrt{a^2 + b^2 + z^2}$$



$$\sigma_z = p \cdot I$$

$$\text{Entrar no abaco: } \frac{a}{b} \text{ e } \frac{z}{b} \Rightarrow I$$

Abaco → Caputo, Vol. 2, Cap. 3, Pag. 66

Para o cálculo em qualquer outro ponto, divide-se a área carregada em retângulos com uma aresta na posição do ponto considerado e calcula-se separadamente o efeito de retângulo. σ_z será a soma das ações de cada uma das áreas.

1.2.3.4. FÓRMULA DE LOVE

Determina o acréscimo de tensão em pontos ao longo de uma vertical passando pelo centro de uma área circular uniformemente carregada.

$$\sigma_z = p \cdot \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\}$$

Onde R é o raio da área carregada e z a profundidade considerada.

1.2.3.5. ÁBACO DE NEWMARK

Determina σ_z a uma profundidade z abaixo de uma vertical passando pela aresta da área retangular. São definidas as seguintes relações com os parâmetros m e n :

$$m = \frac{b}{z} \quad e \quad n = \frac{a}{z}$$

Em função destes parâmetros, a solução de Newmark é:

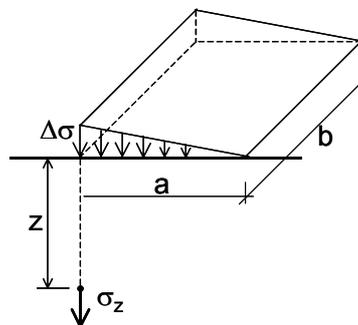
$$\sigma_z = \frac{p}{4\pi} \cdot \left\{ \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \cdot \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \arctg \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2n^2+1} \right\}$$

Considera-se a tensão como uma função dos parâmetros m e n e toda a expressão acima pode ser tabelada, de forma que: $\sigma_z = p \cdot I$, sendo que I se encontra tabelado².

Para o cálculo em qualquer outro ponto, divide-se a área carregada em retângulos com uma aresta na posição do ponto considerado e calcula-se separadamente o efeito de retângulo. σ_z será a soma das ações de cada uma das áreas.

1.2.3.6. GRÁFICO DE FADUM

Permite determinar o acréscimo de tensão vertical (σ_z) sob um carregamento triangular de comprimento finito.



Com as indicações da figura e o gráfico de Fadum³, obtém-se:

$$\sigma_z = \Delta\sigma \cdot I$$

Sendo: $\Delta\sigma = \gamma \times h$

Onde I é um coeficiente dado em função de dois parâmetros m e n que de acordo com a figura são:

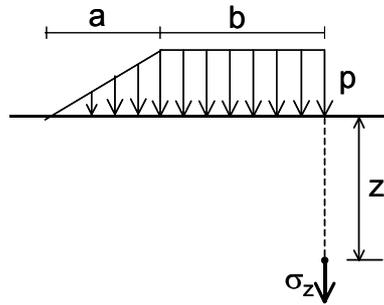
$$m = \frac{b}{z} \quad e \quad n = \frac{a}{z}$$

² Tabela e ábaco: Souza Pinto pág. 110 e 111 ou Ábaco: Milton Vargas pág. 227.

³ Gráfico de Fadum: Caputo, Vol 2, Cap. 3.

1.2.3.7. GRÁFICO DE OSTERBERG

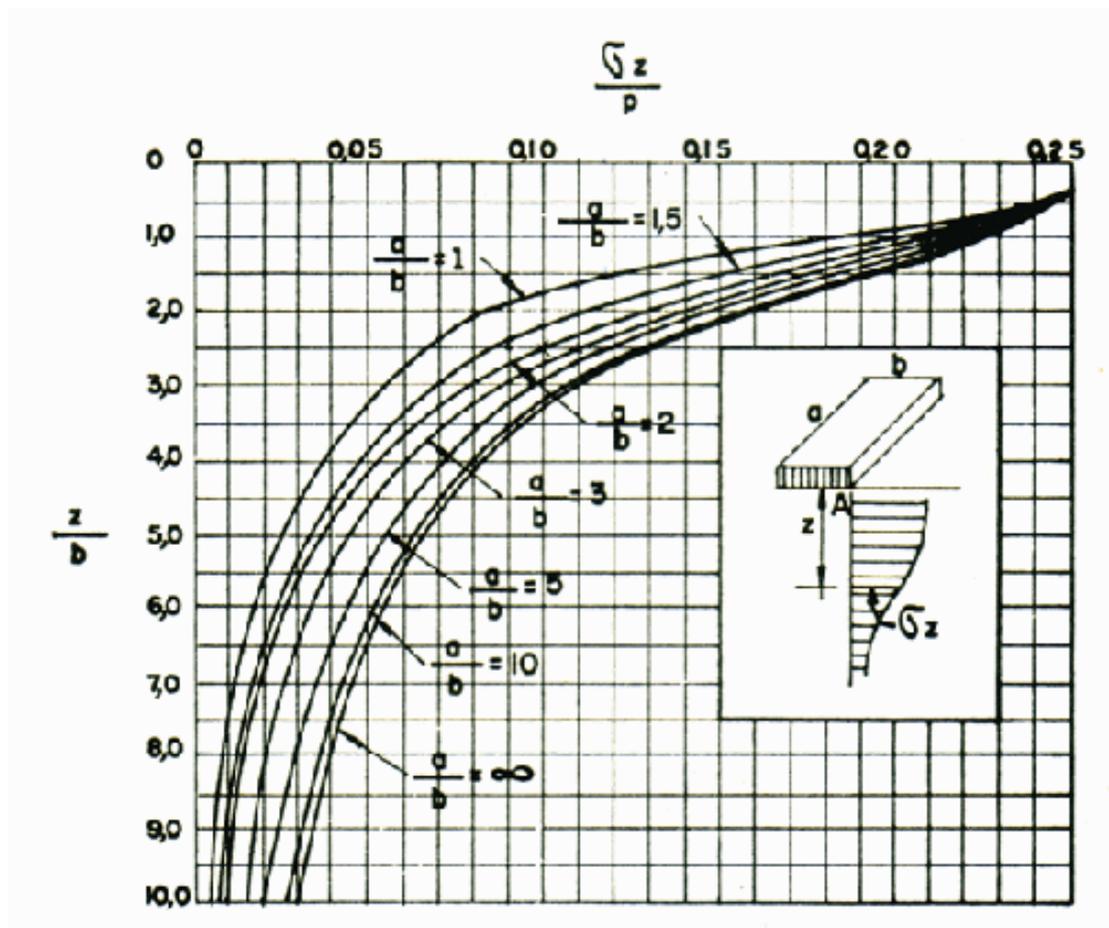
Permite calcular o acréscimo de tensão devido a uma carga em forma de trapézio retangular, infinitamente longo.



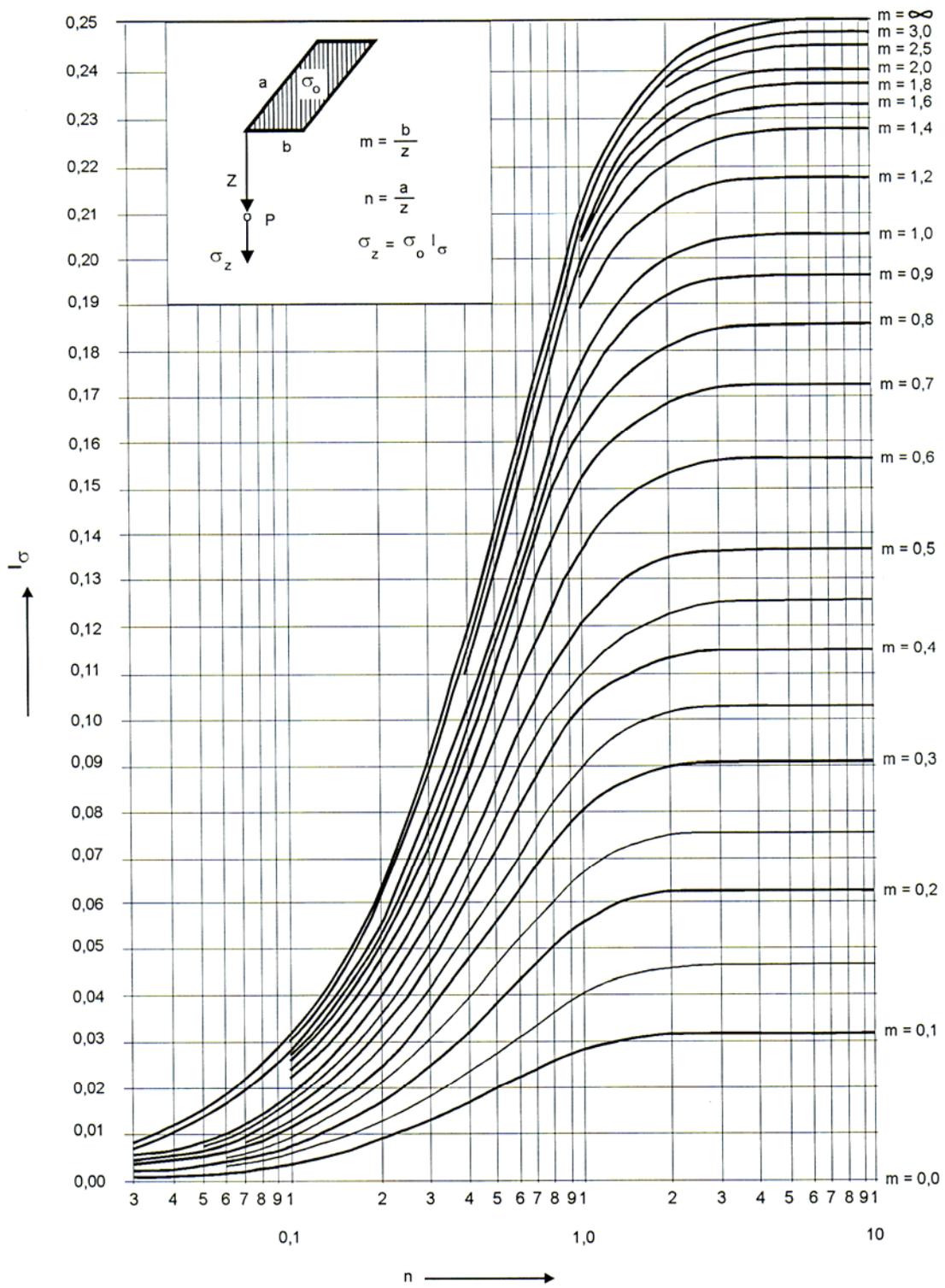
Com as indicações da figura e o gráfico de Osterberg⁴, obtém-se:

$$\sigma_z = \Delta\sigma \cdot I$$

⁴ Gráfico de Osterberg: Caputo, Vol 2, Cap. 3.

ÁBACO DE STEINBRENNER

ÁBACO DE NEWMARK

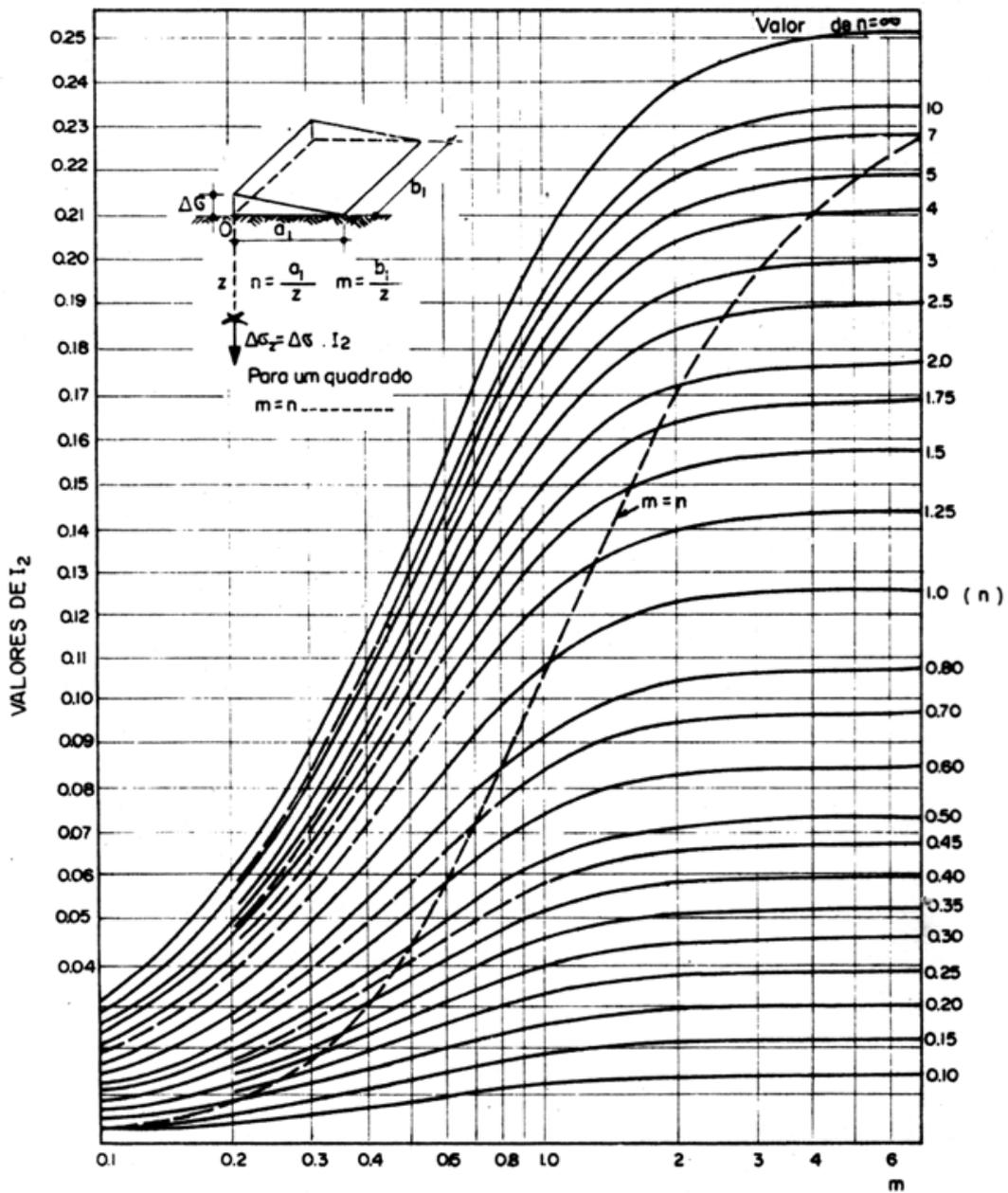


VALORES DE "I" EM FUNÇÃO DE "m" e "n" PARA A EQUAÇÃO DE NEWMARK

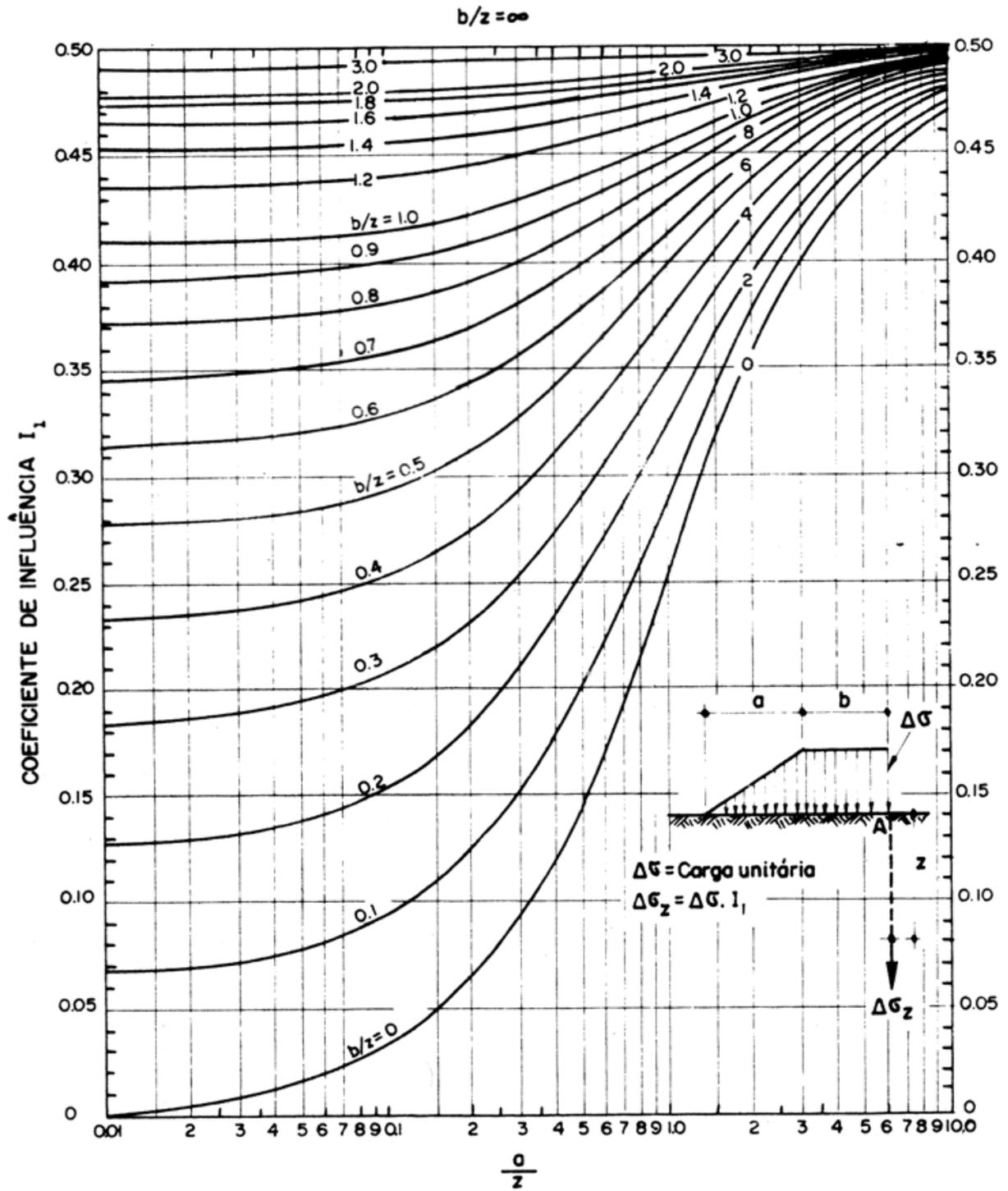
n = a/z ou m = b/z									
n ou m	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,1	0,005	0,009	0,013	0,017	0,020	0,022	0,240	0,026	0,027
0,2	0,009	0,018	0,026	0,033	0,039	0,043	0,047	0,050	0,053
0,3	0,013	0,026	0,037	0,047	0,056	0,063	0,069	0,073	0,077
0,4	0,017	0,033	0,047	0,060	0,071	0,080	0,087	0,093	0,098
0,5	0,020	0,039	0,056	0,071	0,084	0,095	0,103	0,110	0,116
0,6	0,022	0,043	0,063	0,080	0,095	0,107	0,117	0,125	0,131
0,7	0,024	0,047	0,069	0,087	0,103	0,117	0,128	0,137	0,144
0,8	0,026	0,050	0,073	0,093	0,110	0,125	0,137	0,146	0,154
0,9	0,027	0,053	0,077	0,098	0,116	0,131	0,144	0,154	0,162
1,0	0,028	0,055	0,079	0,101	0,120	0,136	0,149	0,160	0,168
1,2	0,029	0,057	0,083	0,106	0,126	0,143	0,157	0,168	0,178
1,5	0,030	0,059	0,086	0,110	0,131	0,149	0,164	0,176	0,186
2,0	0,031	0,061	0,089	0,113	0,135	0,153	0,169	0,181	0,192
2,5	0,031	0,062	0,090	0,115	0,137	0,155	0,170	0,183	0,194
3,0	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,171	0,184	0,195
5,0	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,172	0,185	0,196
10,0	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,172	0,185	0,196
∞	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,172	0,185	0,196

n = a/z ou m = b/z									
n ou m	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	5,0	10,0	∞
0,1	0,028	0,029	0,030	0,031	0,031	0,032	0,032	0,032	0,032
0,2	0,055	0,057	0,059	0,061	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062
0,3	0,079	0,083	0,086	0,089	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090
0,4	0,101	0,106	0,110	0,113	0,115	0,115	0,115	0,115	0,115
0,5	0,120	0,126	0,131	0,135	0,137	0,137	0,137	0,137	0,137
0,6	0,136	0,143	0,149	0,153	0,155	0,156	0,156	0,156	0,156
0,7	0,149	0,157	0,164	0,169	0,170	0,171	0,172	0,172	0,172
0,8	0,160	0,168	0,176	0,181	0,183	0,184	0,185	0,185	0,185
0,9	0,168	0,178	0,186	0,192	0,194	0,195	0,196	0,196	0,196
1,0	0,175	0,185	0,193	0,200	0,202	0,203	0,204	0,205	0,205
1,2	0,185	0,196	0,205	0,212	0,215	0,216	0,217	0,218	0,218
1,5	0,193	0,205	0,215	0,223	0,226	0,228	0,229	0,230	0,230
2,0	0,200	0,212	0,223	0,232	0,236	0,238	0,239	0,240	0,240
2,5	0,202	0,215	0,226	0,236	0,240	0,242	0,244	0,244	0,244
3,0	0,203	0,216	0,228	0,238	0,242	0,244	0,246	0,247	0,247
5,0	0,204	0,217	0,229	0,239	0,244	0,246	0,249	0,249	0,249
10,0	0,205	0,218	0,230	0,240	0,244	0,247	0,249	0,250	0,250
∞	0,205	0,218	0,230	0,240	0,244	0,247	0,249	0,250	0,250

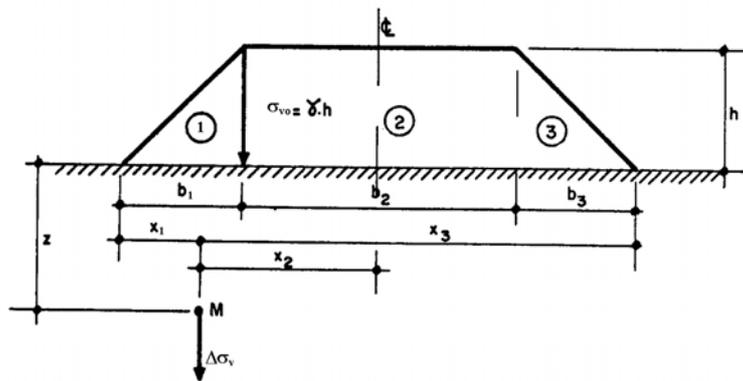
ÁBACO DE FADUM



ÁBACO DE OSTERBERG



Acréscimo de Tensão devido a Carregamentos de Aterros



$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_{v1} + \Delta\sigma_{v2} + \Delta\sigma_{v3}$$

$$I_1 = f(z/b_1; x_1/b_1)$$

$$\Delta\sigma_v = \sigma_{v0}(I_1 + I_2 + I_3)$$

$$I_3 = f(z/b_3; x_3/b_3)$$

$$I_2 = f(z/b_2; x_2/b_2)$$

Quadro 1

z/b ₁ ou z/b ₃	Coeficientes I ₁ (ou I ₃) para Valores de x ₁ /b ₁ (ou x ₃ /b ₃)												
	-1,5	-1,0	-0,5	0,0	0,25	0,50	0,75	0,99	1,00	1,01	1,5	2,0	2,5
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,25	0,50	0,75	0,99	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00
0,10	0,00	0,00	0,00	0,05	0,25	0,49	0,73	0,53	0,47	0,46	0,00	0,00	0,00
0,25	0,00	0,00	0,00	0,08	0,26	0,48	0,64	0,37	0,42	0,40	0,02	0,00	0,00
0,50	0,00	0,00	0,02	0,13	0,26	0,41	0,48	0,37	0,35	0,33	0,06	0,02	0,00
0,75	0,01	0,02	0,04	0,15	0,25	0,34	0,36	0,31	0,29	0,29	0,11	0,02	0,01
1,00	0,01	0,03	0,06	0,16	0,22	0,28	0,28	0,25	0,25	0,25	0,13	0,05	0,01
1,50	0,02	0,05	0,08	0,15	0,18	0,20	0,20	0,19	0,19	0,18	0,12	0,06	0,04
2,00	0,03	0,06	0,09	0,13	0,15	0,16	0,16	0,15	0,15	0,15	0,11	0,07	0,05
3,00	0,05	0,06	0,08	0,10	0,10	0,10	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09	0,07	0,05
4,00	0,05	0,06	0,07	0,08	0,08	0,09	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,06	0,05
5,00	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,05	0,04
6,00	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,04

NOTA: A distância x é negativa quando a tabela é utilizada para o cálculo de tensões devidas a um carregamento trapezoidal, caso que não estamos considerando.

Quadro 2

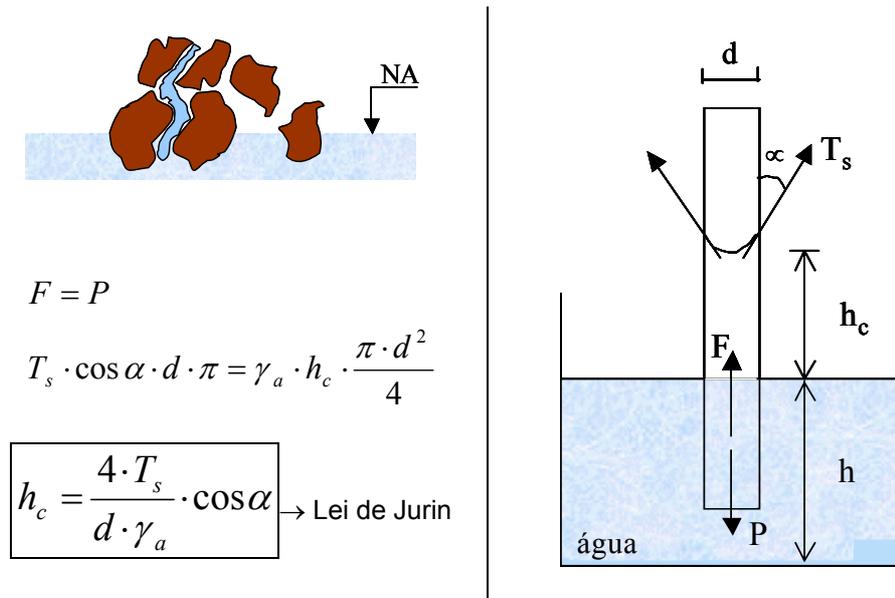
z/b ₂	Coeficiente I ₂ para Valores de x ₂ /b ₂								
	0	0,25	0,49	0,50	0,51	0,75	1,0	1,5	2,0
0,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,10	0,99	0,98	0,56	0,50	0,44	0,04	0,00	0,00	0,00
0,25	0,96	0,90	0,52	0,50	0,48	0,31	0,02	0,00	0,00
0,50	0,82	0,74	0,50	0,48	0,46	0,34	0,08	0,02	0,00
0,75	0,67	0,61	0,46	0,45	0,40	0,35	0,15	0,04	0,02
1,00	0,55	0,51	0,42	0,41	0,40	0,34	0,19	0,07	0,03
1,25	0,46	0,44	0,38	0,37	0,37	0,32	0,20	0,10	0,045
1,50	0,40	0,38	0,34	0,34	0,33	0,30	0,21	0,115	0,06
1,75	0,35	0,34	0,31	0,31	0,31	0,27	0,22	0,13	0,07
2,00	0,31	0,34	0,29	0,28	0,28	0,25	0,21	0,14	0,08
3,00	0,21	0,21	0,20	0,20	0,19	0,18	0,17	0,135	0,10
4,00	0,21	0,21	0,15	0,15	0,14	0,14	0,14	0,12	0,10
5,00	0,13	0,13	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,11	0,09
6,00	0,11	0,11	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,09
10,00	0,064	0,064	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,059

2. CAPILARIDADE

2.1. DEFINIÇÃO

Ascensão da água acima do nível freático do terreno, através dos espaços intersticiais do solo, em um movimento contrário à gravidade.

2.2. TEORIA DO TUBO CAPILAR



Onde:

P = peso da coluna d'água;

F = força de ascensão capilar;

T_s = tensão superficial da água por unidade de linha de contato entre água e o tubo ($\cong 0,0764$ g/cm para água pura e vidro limpo);

h_c = altura de ascensão capilar;

d = diâmetro do tubo;

γ_a = peso específico da água

α = ângulo de contato (No caso de água e vidro limpo este ângulo é zero).

	Tipo de Solo	h_c (cm)
Valores típicos de altura de ascensão capilar, de acordo com o tipo de solo	Areia Grossa	$h_c < 5$
	Areia Média	$5 \leq h_c < 12$
	Areia Fina	$12 \leq h_c < 35$
	Silte	$35 \leq h_c < 70$
	Argila	$h_c \geq 70$

Observações:

Segundo Milton Vargas, em solos arenosos é comum a ascensão capilar atingir alturas da ordem de 30 cm a 50 cm. Porém, em terrenos argilosos, a capilaridade pode alcançar até 80 m de elevação. Em São Paulo, foi constatada a ascensão capilar de 35 cm sob os pavimentos das pistas do aeroporto de Congonhas.

Segundo Souza Pinto (2003), a altura de ascensão capilar máxima é de poucos centímetros para pedregulhos, 1 a 2 m para areias, 3 a 4 metros para os siltes e dezenas de metros para as argilas.

2.3. FÓRMULA EMPÍRICA DE HAZEN

Pode ser empregada para uma estimativa grosseira da altura de ascensão capilar.

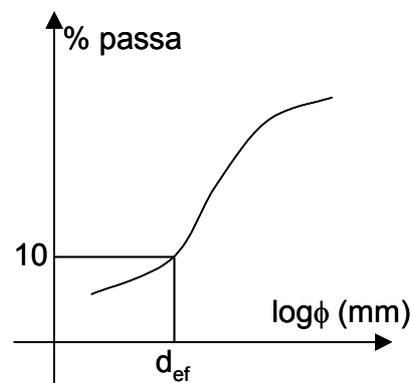
$$h_c = \frac{c}{e \cdot d_{10}}$$

Onde:

c = constante de Hazen ($0,1 < c < 0,5 \text{ cm}^2$);

e = índice de vazios;

d_{10} = diâmetro efetivo em cm.



2.4. IMPORTÂNCIA DOS FENÔMENOS CAPILARES

- Na construção de pavimentos rodoviários: se o terreno de fundação de um pavimento é constituído por um solo siltoso e o nível freático está pouco profundo, para evitar a ascensão capilar da água é necessário substituir o material siltoso por outro com menor potencial de capilaridade;
- A contração dos solos: quando toda a superfície de um solo está submersa em água, não há força capilar, pois $\alpha = 90^\circ$. Porém, a medida que a água vai sendo evaporada, vão se formando meniscos, surgindo forças capilares que aproximam as partículas.
- Coesão aparente da areia úmida: se for seca ou saturada a areia, a coesão se desfaz. Os meniscos se desfazem quando o movimento entre os grãos aumenta e as deformações são muito grandes.
- Sifonamento capilar: observado em barragens, o sifonamento capilar consiste na percolação da água sobre o núcleo impermeável da barragem.

3. PERMEABILIDADE

3.1. DEFINIÇÃO

Capacidade que tem o solo de permitir o escoamento de água através de seus vazios, sendo a grandeza da permeabilidade expressa pelo *coeficiente de permeabilidade do solo*, k .

3.2. LEI DE DARCY (1856)

$$v_p = k_p \cdot i$$

Onde:

v_p = velocidade real de percolação ou velocidade com que a água passa através do solo;

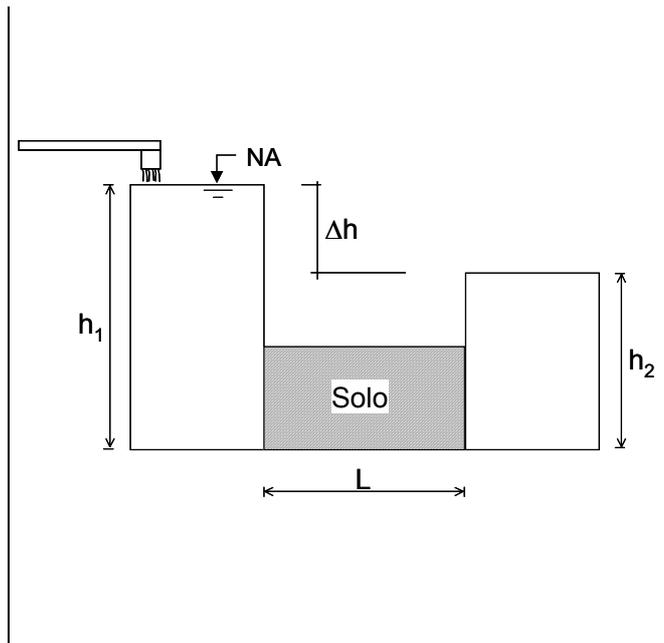
k_p = coeficiente de percolação;

i = gradiente hidráulico.

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

Δh = diferença de carga (perda de carga por percolação no comprimento L);

L = comprimento de solo na direção do escoamento.



3.3. COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

Define-se o coeficiente de permeabilidade k como sendo a velocidade média aparente “ v ” de escoamento da água através da área total (sólidos + vazios) da seção transversal do solo, sob um gradiente unitário ($i = 1$).

- Vazão (Q):

$$Q = v_p \cdot A_v$$

Onde: A_v = área de vazios;

$$Q = v \cdot A$$

Onde:

v = velocidade aparente de escoamento;

A = área da seção transversal da amostra de solo;

$$v = k \cdot i$$

Onde: k = coeficiente de permeabilidade;

$$\left. \begin{array}{l} v_p \cdot A_v = v \cdot A \\ k_p \cdot i \cdot A_v = k \cdot i \cdot A \end{array} \right| \Rightarrow \frac{A}{A_v} = \frac{k_p}{k}$$

Admitindo a proporcionalidade entre as áreas e os volumes, temos que:

$$\frac{A}{A_v} = \frac{V_t}{V_v} = \frac{1}{n}$$

Onde:

n = porosidade do solo.

A descarga total “ V ” será:

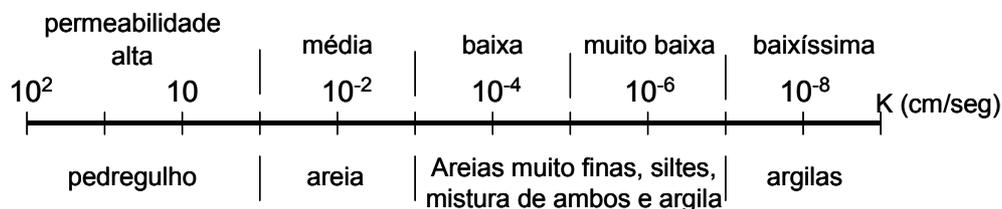
$$V = A \cdot k \cdot i \cdot t$$

Se “ A ” for em cm^2 , “ k ” em cm/seg e “ t ” em seg , o valor de “ V ” será em cm^3 .

Observação:

- Na prática, é mais conveniente trabalhar com a área total ‘ A ’ da seção transversal do que com a área média dos vazios;
- A velocidade real de escoamento “ v_p ” é maior que “ v ”, pois a área de vazios ‘ A_v ’ é menor que ‘ A ’.

3.4. INTERVALOS DE VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE



Considera-se impermeável o solo com $k = 1,3 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$.

3.5. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

3.5.1. FÓRMULAS EMPÍRICAS

3.5.1.1. FÓRMULA DE HAZEN (PARA AREIAS FOFAS E UNIFORMES)

$$k = C \cdot (d_{10})^2$$

Onde:

k = coeficiente de permeabilidade (em cm/s);

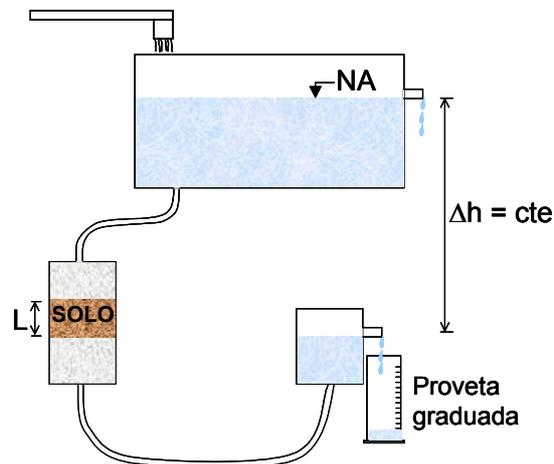
d_{10} = diâmetro efetivo (em cm);

C = coeficiente de Hazen ($100 \leq C \leq 150$);

3.5.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

3.5.2.1. PERMEÂMETRO DE NÍVEL CONSTANTE (INDICADO PARA SOLOS PERMEÁVEIS: ARENOSOS)

O coeficiente 'k' é determinado medindo-se a quantidade de água, mantida a nível constante, que atravessa em um determinado tempo 't' uma amostra de solo de seção 'A' e altura 'L' conhecidas.

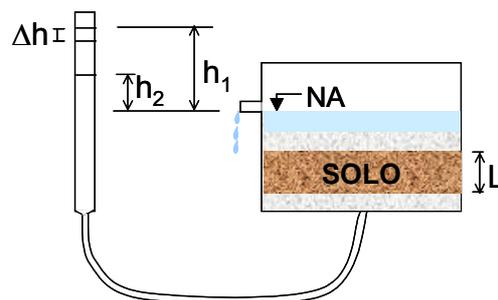


O volume de água 'V' que atravessa a amostra em um tempo 't', é dado por:

$$\begin{aligned}
 v &= k \cdot i \\
 Q &= k \cdot i \cdot A \Rightarrow V = k \cdot \frac{\Delta h}{L} \cdot A \cdot t \Rightarrow \boxed{k = \frac{V \cdot L}{\Delta h \cdot A \cdot t}} \text{ (cm/s)} \\
 V &= k \cdot i \cdot A \cdot t
 \end{aligned}$$

3.5.2.2. PERMEÂMETRO DE NÍVEL VARIÁVEL (INDICADO PARA SOLOS FINOS: ARGILOSOS)

A descarga 'V' é medida na bureta de seção 'a'. Durante um certo intervalo de tempo dt o nível decresce de um certo valor dh.



$$\boxed{dV = -a \cdot dh} \rightarrow \text{descarga através da bureta}$$

O sinal negativo é devido ao 'h' que decresce quando o tempo cresce. E:

a = área de seção transversal da bureta.

$$dV = k \cdot \frac{h}{L} \cdot A \cdot dt \rightarrow \text{descarga através da amostra}$$

Daí:

$$-a \cdot dh = k \cdot \frac{h}{L} \cdot A \cdot dt$$

$$\int_{h_1}^{h_2} -\frac{dh}{h} = \frac{k \cdot A}{L \cdot a} \int_{t_1}^{t_2} dt \Rightarrow \left[-\ln h \right]_{h_1}^{h_2} = \left[\frac{k \cdot A}{L \cdot a} \times t \right]_{t_1}^{t_2} \Rightarrow \left[\ln h_1 - \ln h_2 = \frac{k \cdot A}{L \cdot a} (t_2 - t_1) \right]$$

$$k = 2,3 \cdot \frac{L \cdot a}{A \cdot t} \cdot \log_{10} \frac{h_1}{h_2}$$

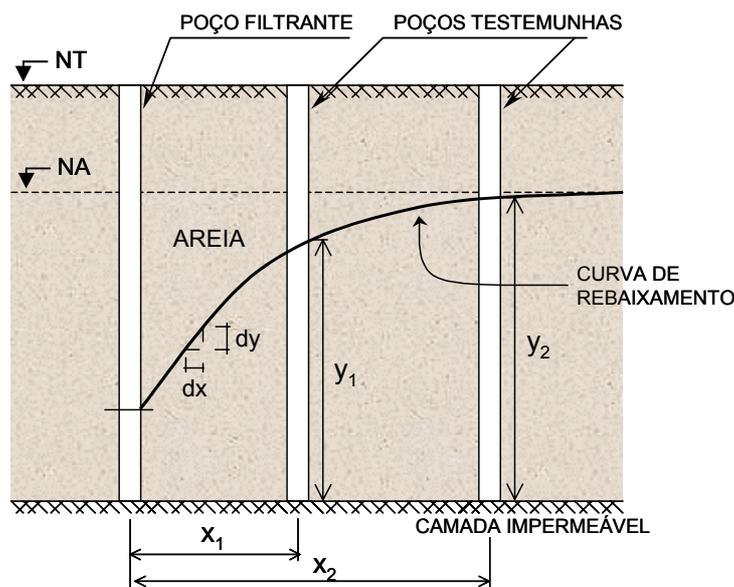
ou

$$k = \frac{L \cdot a}{A \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

3.5.3. ENSAIOS DE CAMPO (IN SITU)

3.5.3.1. ENSAIO DE BOMBEAMENTO

Utilizado para a determinação “in loco” da permeabilidade de estratos de areia e/ou pedregulho, situados abaixo do lençol freático.



$$q = k \cdot i \cdot A = k \cdot \frac{dy}{dx} \cdot 2 \cdot \pi \cdot x \cdot y$$

$$\int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{x} = \frac{2 \cdot \pi \cdot k}{q} \cdot \int_{y_1}^{y_2} y \cdot dy$$

$$k = \frac{q \cdot \ln \left(\frac{x_2}{x_1} \right)}{\pi \cdot (y_2^2 - y_1^2)} \text{ ou } k = \frac{2,3 \cdot q \cdot \log(x_2 - x_1)}{\pi \cdot (y_2^2 - y_1^2)}$$

3.5.3.2. ENSAIO DE “TUBO ABERTO”

Este ensaio consiste em cravar um tubo de sondagem no terreno até a profundidade desejada e enchê-lo com água, medindo-se a velocidade com que a água se escoou pelo tubo e se infiltra no terreno segundo superfícies esféricas concêntricas.

Para uma esfera de raio 'r', pode-se escrever:

$$q = v \cdot A$$

$$v = \frac{q}{4 \cdot \pi \cdot r^2}$$

$$v = k \cdot i = -k \cdot \frac{dh}{dr}$$

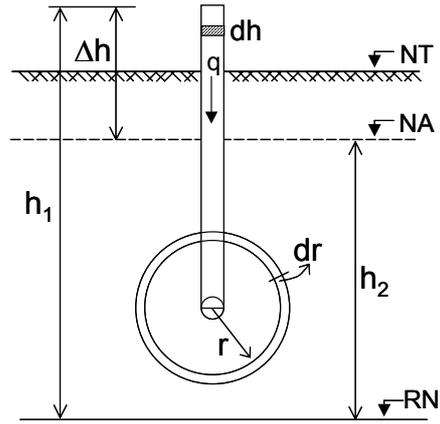
$$\frac{q}{4 \cdot \pi \cdot r^2} = -k \cdot \frac{dh}{dr}$$

$$-dh = \frac{q}{4 \cdot \pi \cdot k} \frac{dr}{r^2}$$

$$\int_{h_1}^{h_2} -dh = \frac{q}{4 \cdot k \cdot \pi} \int_{r_1}^{\infty} \frac{dr}{r^2}$$

$$h_1 - h_0 = \Delta h = \frac{q}{4 \cdot k \cdot \pi} \cdot \frac{1}{r_1}$$

$$k = \frac{q}{4 \cdot \pi \cdot \Delta h \cdot r_1}$$



3.5.3.3. ENSAIO DE "TUBO ABERTO" COM CARGA CONSTANTE

É indicado para terrenos em que a permeabilidade é tão alta, areias grossas e pedregulhos, de modo a dificultar a medida exata do abaixamento do nível d'água.

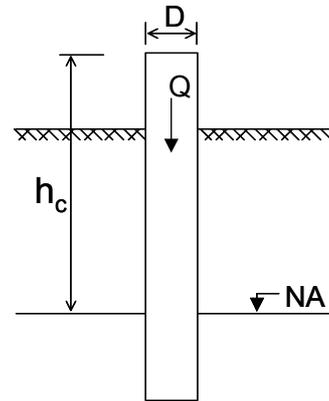
$$k = \frac{Q}{F \cdot h_c}$$

Onde:

Q = vazão (volume de água/tempo) necessária para manter o NA constante (na boca do furo);

h_c = carga hidráulica;

F = fator de forma depende da geometria do tubo;



Para tubos circulares: F = 2,75 * D.

$$k = \frac{Q}{2,75 \cdot D \cdot h_c} \text{ (m/s)}$$

3.6. INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NO VALOR DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

Quanto maior a temperatura, mais facilmente a água escoar entre os vazios do solo, devido à diminuição da viscosidade da água, de forma que ficou estabelecido que os valores de 'k' são sempre referidos à temperatura de 20°C, através da seguinte relação:

$$k_{20} = k_t \cdot \frac{\eta_t}{\eta_{20}}$$

Onde:

k₂₀ = coeficiente de permeabilidade à temperatura de 20°C;

k_t = coeficiente de permeabilidade à temperatura T;

η_{20} = viscosidade da água à temperatura de 20°C;

η_t = viscosidade da água à temperatura de T.

3.6.1. EQUAÇÃO DE HELMHOLTZ

A equação empírica de Helmholtz permite o cálculo da viscosidade da água em função da temperatura, da seguinte maneira:

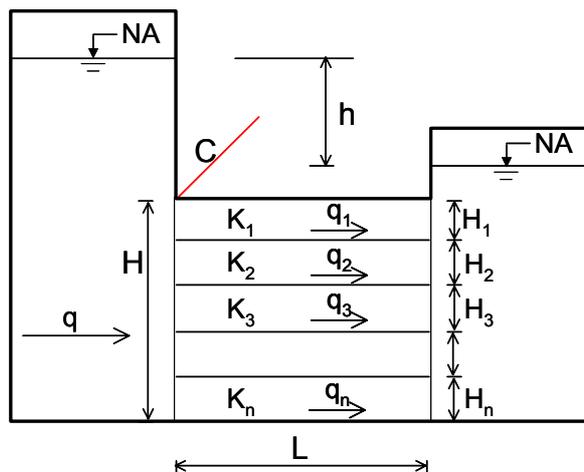
$$\eta = \frac{0,0178}{1 + 0,033T + 0,00022T^2}$$

Com η em g.s/cm² e T em °C.

3.7. PERMEABILIDADE EM TERRENOS ESTRATIFICADOS

Em virtude da estratificação do solo, os valores de K são diferentes nas direções horizontal e vertical.

3.7.1. FLUXO PARALELO À ESTRATIFICAÇÃO



Na direção horizontal, todos os estratos estão sujeitos ao mesmo gradiente hidráulico.

$$q = q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n$$

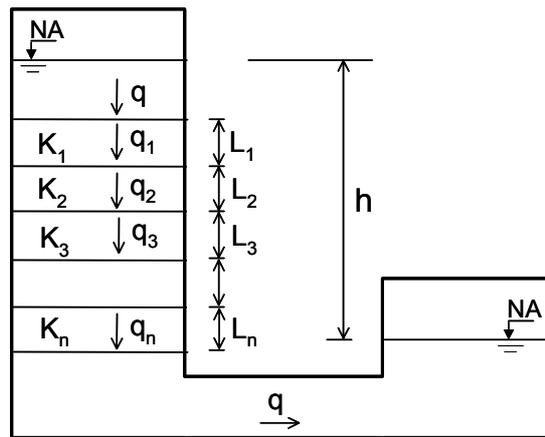
$$k_{eq} \cdot i \cdot A = k_1 \cdot i_1 \cdot A_1 + k_2 \cdot i_2 \cdot A_2 + \dots + k_n \cdot i_n \cdot A_n$$

$$i = i_1 = i_2 = i_3 = \dots = i_n = \frac{h}{L}$$

$$k_{eq} \cdot H \cdot C = K_1 \cdot H_1 \cdot C + K_2 \cdot H_2 \cdot C + \dots + K_n \cdot H_n \cdot C$$

$$k_{eq,h} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \cdot H_i}{\sum_{i=1}^n H_i}$$

3.7.2. FLUXO PERPENDICULAR À ESTRATIFICAÇÃO



Na direção vertical, sendo o escoamento contínuo, a vazão através de cada estrato é igual. Portanto:

$$q = q_1 = q_2 = q_3 = \dots = q_n$$

$$h = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n$$

Sabe-se que:

$$q = k \cdot i \cdot A = k \cdot \frac{h}{L} \cdot A \Rightarrow h = \frac{q \cdot L}{k \cdot A}$$

Substituindo:

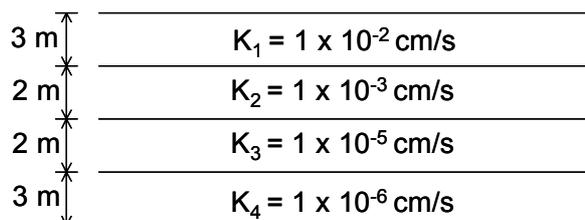
$$\frac{q \cdot L}{k_{eq} \cdot A} = \frac{q_1 \cdot L_1}{k_1 \cdot A_1} + \frac{q_2 \cdot L_2}{k_2 \cdot A_2} + \dots + \frac{q_n \cdot L_n}{k_n \cdot A_n}$$

$$\frac{L}{k_{eq}} = \frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \dots + \frac{L_n}{k_n}$$

$$\frac{L}{k_{eq}} = \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{k_i}$$

$$k_{eq,v} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{k_i}}$$

Exemplo 9: Para o terreno abaixo, determinar os coeficientes de permeabilidade na direção horizontal e vertical.



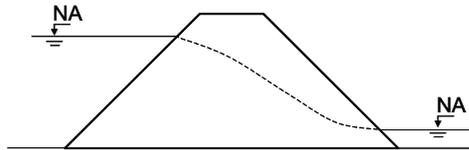
Resolução: $k_{eq,h} = 0,032 = 3,2 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ $k_{eq,v} = 3,12 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$

4. PERCOLAÇÃO DE ÁGUA NOS SOLOS

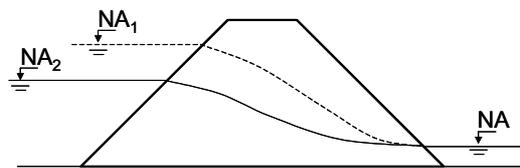
4.1. TIPOS DE ESCOAMENTO

- Regime Permanente: não há influência do tempo. A descarga é constante em qualquer tempo.

Ex.: Operação normal de uma barragem de terra.



- Regime Transiente: varia com o tempo. Ex.: Rebaixamento do NA.



- Regime Laminar: a trajetória das partículas é suave. As trajetórias não se cruzam.
- Regime Turbulento: as trajetórias das partículas se interceptam.

4.2. FLUXO UNIDIMENSIONAL

As partículas de um fluido em movimento num meio poroso possuem uma quantidade de energia resultante de três tipos de trabalho cedidos ao fluido que correspondem a três tipos de energia:

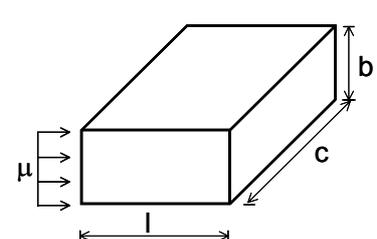
- Energia Cinética: trabalho cedido à partícula de um fluido para aumentar sua velocidade de uma velocidade de referência para aquela em que se encontra no momento.
- Energia de Pressão: trabalho cedido à partícula para aumentar sua pressão de um valor de referência para sua pressão no momento.
- Energia de Elevação: trabalho cedido à partícula para elevá-la de uma cota de referência para sua cota no momento.

4.2.1. CONCEITO DE CARGA

É uma medida correspondente à cada parcela de energia. É a energia por unidade de peso do fluido.

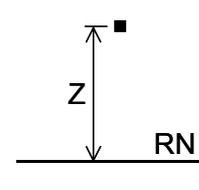
- Carga de Pressão ou Carga Piezométrica (h_p):

$$h_p = \frac{\text{energia de pressão}}{\text{peso do fluido}} = \frac{\mu \cdot (b \cdot c) \cdot l}{\gamma_a \cdot (b \cdot c) \cdot l} = \frac{\mu \cdot V}{\gamma_a \cdot V} \Rightarrow \boxed{h_p = \frac{\mu}{\gamma_a}}$$



- Carga de Elevação ou Carga Altimétrica (h_e):

$$h_e = \frac{\text{energia de elevação}}{\text{peso do fluido}} = \frac{m \cdot g \cdot z}{\gamma_a \cdot V} = \frac{m \cdot g \cdot z}{m \cdot g} \Rightarrow \boxed{h_e = z}$$



- Carga de Velocidade ou Carga Cinética (h_v):

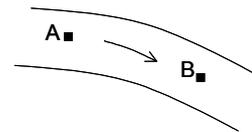
$$h_v = \frac{\text{energia cinética}}{\text{peso do fluido}} = \frac{m \cdot v^2 / 2}{m \cdot g} = \frac{m \cdot v^2}{2 \cdot m \cdot g} \Rightarrow \boxed{h_v = \frac{v^2}{2 \cdot g}}$$

- Carga Total (h):

$$h = h_p + h_e + h_v \Rightarrow \boxed{h = \frac{\mu}{\gamma_a} + z + \frac{v^2}{2 \cdot g}}$$

Teoria de Bernoulli: há conservação da carga total no escoamento de fluidos ideais e incompressíveis em regime permanente. Ou seja:

$$h_p + h_e + h_v = cte \Rightarrow h_A = h_B$$



$$\frac{\mu_A}{\gamma_a} + z_A + \frac{v_A^2}{2 \cdot g} = \frac{\mu_B}{\gamma_a} + z_B + \frac{v_B^2}{2 \cdot g}$$

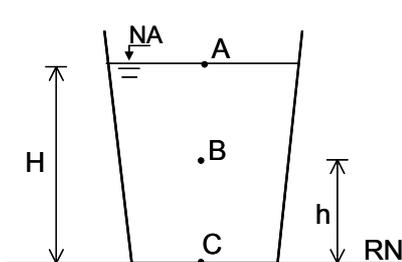
- Nos escoamentos em meios porosos:

$$h_A = h_B + \Delta h \quad \Delta h = \text{perda de carga entre A e B.}$$

De maneira geral, nos problemas de fluxo em meios porosos, a perda de carga devida à velocidade é desprezível. Assim, pode-se obter:

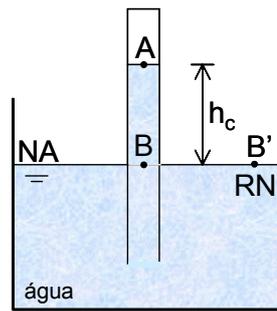
$$h_{total} = h_p + h_e \Rightarrow \frac{\mu_A}{\gamma_a} + z_A = \left(\frac{\mu_B}{\gamma_a} + z_B \right) + \Delta h_{AB}$$

Exemplo 10:



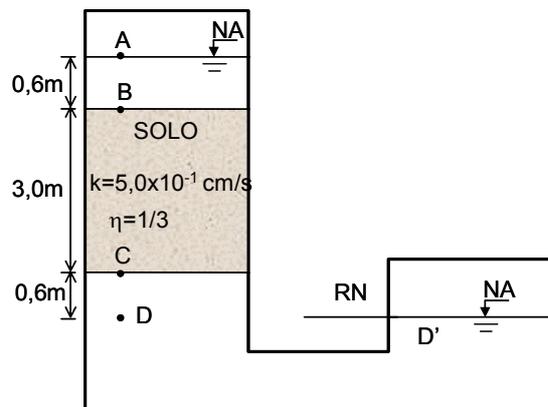
Ponto A	Ponto B	Ponto C
$h_e = H$	$h_e = h$	$h_e = 0$
$h_p = 0$	$h_p = (H - h)$	$h_p = H$
$h_T = h_e + h_p = H$	$h_T = H$	$h_T = H$

Exemplo 11:



Ponto A	Ponto B
$h_e = h_c$	$h_e = 0$
$h_p = -h_c$	$h_p = 0$
$h_T = h_e + h_p = 0$	$h_T = 0$

Exemplo 12: Fluxo Vertical Descendente



Ponto A	Ponto B	Ponto C	Ponto D
$h_e = 4,2 \text{ m}$	$h_e = 3,6 \text{ m}$	$h_e = 0,6 \text{ m}$	$h_e = 0$
$h_p = 0$	$h_p = 0,6 \text{ m}$	$h_p = 0 - 0,6 = -0,6 \text{ m}$	$h_p = 0$
$h_T = 4,2 \text{ m}$	$h_T = 4,2 \text{ m}$	$h_T = 0$	$h_T = 0$

$$v = k \cdot i$$

$$i = \frac{h}{l} = \frac{4,2}{3} = 1,4$$

$$v = 0,5 \times 1,4 = \underline{\underline{0,7 \text{ cm/s}}}$$

$$q = A \cdot v = A_V \cdot v_R$$

$$v_R = v \cdot \frac{A}{A_V} = v \cdot \frac{V_T}{V_V}$$

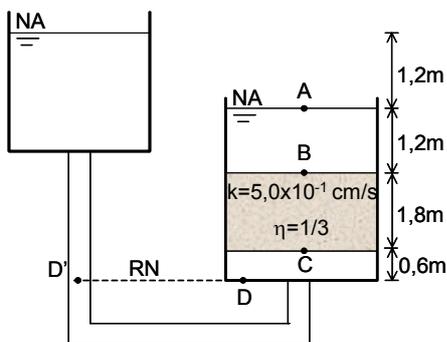
$$v_R = \frac{v}{\eta} = \frac{0,7}{1/3} = \underline{\underline{2,1 \text{ cm/s}}}$$

Nota-se que só há variação de carga total onde há perda de energia, isto é, ao longo da amostra de solo.

Observações:

- A direção do fluxo é determinada pela diferença da carga total. O fluxo é dado sempre no sentido da maior carga para o de menor;
- Toda a perda de carga acontece no solo;
- Qualquer elevação pode ser selecionada como RN para a determinação das cargas de elevação.

Exemplo 13: Fluxo Vertical Ascendente

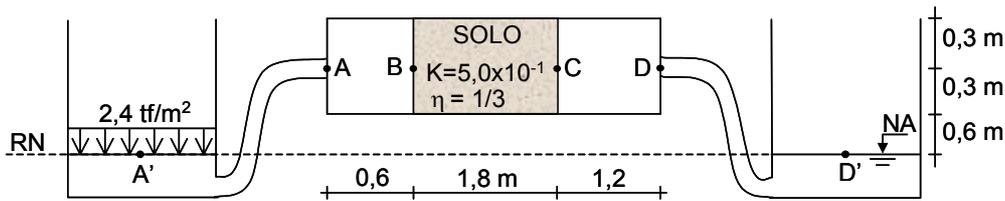


Ponto A	Ponto B	Ponto C	Ponto D
$h_e = 3,6 \text{ m}$	$h_e = 2,4 \text{ m}$	$h_e = 0,6 \text{ m}$	$h_e = 0$
$h_p = 0$	$h_p = 1,2 \text{ m}$	$h_p = 1,2 + 1,2 + 1,8 = 4,2 \text{ m}$	$h_p = 4,8 \text{ m}$
$h_T = 3,6 \text{ m}$	$h_T = 3,6 \text{ m}$	$h_T = 4,8$	$h_T = 4,8 \text{ m}$

$$i = h/l = 1,2/1,8 = 2/3 \Rightarrow v = k \cdot i = 0,5 \times (2/3) = \underline{\underline{0,33 \text{ cm/s}}}$$

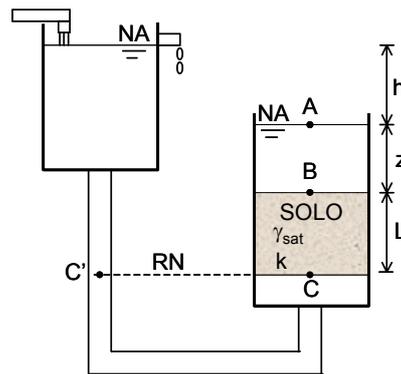
$$v_R = v/\eta = (1/3)/(1/3) = \underline{\underline{1 \text{ cm/s}}}$$

Exemplo 14: Fluxo Horizontal



Ponto A	Ponto A'	Ponto B	Ponto C	Ponto D
$h_e = 0$	$h_e = 0,9 \text{ m}$	$h_e = 0,9 \text{ m}$	$h_e = 0,9$	$h_e = 0,9\text{m}$
$h_p = (2,4 \text{ tf/m}^2)/(1,0 \text{ tf/m}^3) = 2,4\text{m}$	$h_p = 2,4 - 0,9 = 1,5\text{m}$	$h_p = 2,4 - 0,9 = 1,5 \text{ m}$	$h_p = -0,9\text{m}$	$h_p = -0,9\text{m}$
$h_T = 2,4 \text{ m}$	$h_T = 2,4\text{m}$	$h_T = 2,4 \text{ m}$	$h_T = 0$	$h_T = 0,9 - 0,9 = 0$

4.2.2. TENSÕES EFETIVAS EM UM SOLO COM FLUXO



4.2.2.1. CONDIÇÃO ESTÁTICA

Ponto A	Ponto B	Ponto C
$h_e = z + L$	$h_e = L$	$h_e = 0$
$h_p = 0$	$h_p = z$	$h_p = z + L$
$h_T = z + L$	$h_T = z + L$	$h_T = z + L$

4.2.2.2. CONSIDERANDO FLUXO ASCENDENTE

Ponto A	Ponto B	Ponto C
$h_e = z + L$	$h_e = L$	$h_e = 0$
$h_p = 0$	$h_p = z$	$h_p = z + L + h$
$h_T = z + L$	$h_T = z + L$	$h_T = z + L + h$

▪ Cálculo das Tensões:

1) Condição Estática:

Ponto A	Ponto B	Ponto C
$\mu = 0$	$\mu = \gamma_a \cdot z$	$\mu = \gamma_a \cdot (z + L)$
$\sigma' = 0$	$\sigma' = 0$	$\sigma' = \gamma_{sat} \cdot L - \gamma_a \cdot (z + L) + \gamma_a \cdot z = \gamma_{sub} \cdot L$
$\sigma = 0$	$\sigma = \gamma_a \cdot z$	$\sigma = \gamma_{sat} \cdot L + \gamma_a \cdot z$

2) Condição de Fluxo:

Ponto A	Ponto B	Ponto C
$\mu = 0$	$\mu = \gamma_a \cdot z$	$\mu = h_p \cdot \gamma_a = \gamma_a \cdot (z + h + L)$
$\sigma' = 0$	$\sigma' = 0$	$\sigma' = \gamma_{sat} \cdot L + \gamma_a \cdot z - \gamma_a (z + h + L) = \gamma_{sub} \cdot L - \gamma_a \cdot h$
$\sigma = 0$	$\sigma = \gamma_a \cdot Z$	$\sigma = \gamma_{sat} \cdot L + \gamma_a \cdot z$

4.2.3. FORÇA DE PERCOLAÇÃO

$$\text{Força de Percolação } (f) = \gamma_a \cdot h \cdot A$$

h = perda de carga;

i = gradiente hidráulico;

A = área da seção transversal.

$$j = \frac{\gamma_a \cdot h \cdot A}{A \cdot L} = \gamma_a \cdot i$$

Força de percolação por unidade de volume

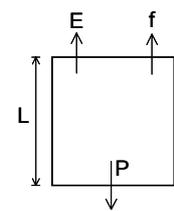
É uma força que atua nas partículas, tendendo a carregá-las. Só não o faz porque o peso das partículas a ela se contrapõe, ou porque a areia é contida por outras forças externas.

4.3. AREIA MOVEDIÇA (QUICKSAND)

Quando uma areia é submetida a uma condição de fluxo que resulta em tensão efetiva nula, a resistência do solo torna-se zero, há um afogamento do material, rompe-se o equilíbrio dos grãos e o solo experimenta uma situação de instabilidade.

A tensão efetiva é nula quando a pressão neutra se iguala à tensão total. Para que isto ocorra existem duas situações:

- 1) Na existência de um fluxo ascendente de tal magnitude que a resultante das forças [peso do solo – (empuxo + força de percolação)] seja nula;
- 2) No caso de uma areia fofa saturada ser submetida a um choque (ou vibrações) que provoque um súbito decréscimo de volume e a transferência da tensão efetiva para a pressão neutra.



Onde:

$$\frac{P = L \cdot \gamma_{sat} \cdot A}{\text{(peso do solo saturado)}}$$

$$\frac{E = L \cdot \gamma_a \cdot A}{\text{(empuxo)}}$$

$$\frac{f = h \cdot \gamma_a \cdot A}{\text{(força de percolação)}}$$

O gradiente hidráulico necessário para provocar a condição de areia movediça pode ser determinado por:

$$P - (E + f) = 0$$

$$\gamma_{sat} \cdot A \cdot L - (\gamma_a \cdot A \cdot L + h \cdot \gamma_a \cdot A) = 0$$

$$(\gamma_{sat} - \gamma_a) \cdot L = h \cdot \gamma_a$$

$$\gamma_{sub} \cdot L = h \cdot \gamma_a$$

$$\boxed{\frac{h}{L} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_a} \therefore i_{crit} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_a}}$$

$\frac{\gamma_{sub}}{\gamma_a} \cong 1$, de forma que um gradiente hidráulico unitário causará condição de areia movediça em um

solo não carregado.

Só ocorre o estado de areia movediça quando o gradiente atua de baixo para cima. No sentido contrário, quanto maior o gradiente, maior a tensão efetiva.

O combate à situação de areia movediça pode ser feito reduzindo-se o gradiente hidráulico ou aumentando-se a tensão sobre a camada susceptível.

5. FLUXO BIDIMENSIONAL

Em geral, o fluxo de água através do solo é tridimensional. Consideremos um “elemento” de solo no plano e que o fluxo através dele seja bidimensional.

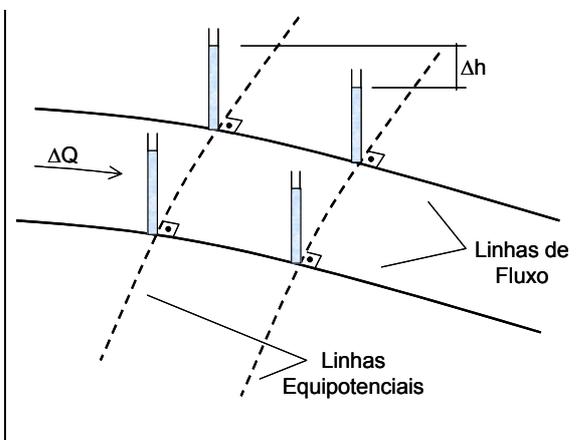
5.1. EQUAÇÃO DIFERENCIAL DO FLUXO (SOLO ISOTRÓPICO $K_x = K_y$)

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Esta é a equação geral do fluxo ou Equação de Laplace, para o plano, segundo a qual se rege o movimento dos líquidos em meios porosos.

A solução da Equação de Laplace é representada por duas famílias de curvas (linhas equipotenciais e linhas de fluxo) que se interceptam ortogonalmente formando a chamada Rede de Fluxo.

- **Rede de fluxo:** representação gráfica dos caminhos percorridos pela água. É constituída por linhas de fluxo (trajetórias das partículas) e por linhas equipotenciais (linhas de igual carga total).
- **Canal de Fluxo:** região entre duas linhas de fluxo.
- **Perda de Carga:** na rede de fluxo, a perda de carga entre duas linhas equipotenciais é igual a uma certa quantidade “ Δh ” da perda de carga total “ h ”.



5.2. RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE LAPLACE

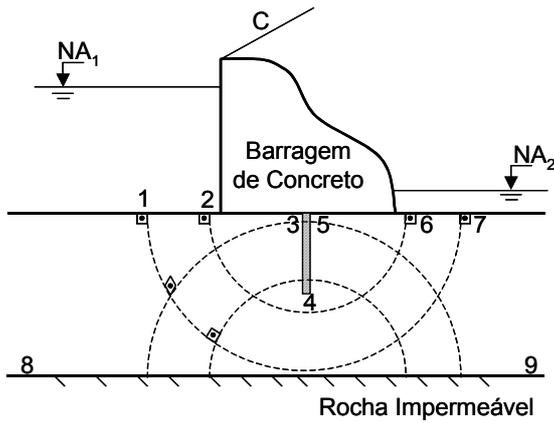
Os métodos para a determinação das redes de fluxo são:

- a) **Métodos Analíticos:** resultantes da integração da equação diferencial do fluxo. Somente aplicável em alguns casos simples, devido a complexidade do tratamento matemático.
- b) **Solução Numérica:** aplicação de métodos numéricos para a solução da Equação de Laplace através de programas de computador. Ex.: Método dos Elementos Finitos: criada uma rede de elementos finitos, pode-se calcular com razoável precisão a carga total em cada ponto.
- c) **Modelos Reduzidos:** consiste em construir num tanque com paredes transparentes um modelo reduzido do meio que vai sofrer percolação.
- d) **Solução Gráfica:** é o mais comum dos métodos (Rede de Fluxo).

Para qualquer método adotado é necessário definir previamente as condições limites (de contorno) do escoamento que geralmente são:

- Superfície de entrada e superfície de saída: linhas equipotenciais.
- Linha de fluxo superior e linha de fluxo inferior

Exemplo 15:



- 1 – 2: linha equipotencial
- 6 – 7: linha equipotencial
- 2 – 3 – 4 – 5 – 6: linha de fluxo superior
- 8 – 9: linha de fluxo inferior

5.3. MÉTODO GRÁFICO

Consiste no traçado, à mão livre, das diversas possíveis linhas de fluxo e equipotenciais. As linhas equipotenciais cortam as linhas de fluxo segundo ângulos retos, onde os elementos gerados são aproximadamente quadrados.

A rede de fluxo define:

- Número de canais de fluxo (N_f);
- Número de faixas de perda de potencial (N_d).

Para uma rede de figuras “quadradas”:

$$\Delta h = \frac{h}{N_d}; \quad \Delta Q = \frac{Q}{N_f}$$

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{h}{N_d \cdot L}$$

$$\Delta Q = k \cdot i \cdot A$$

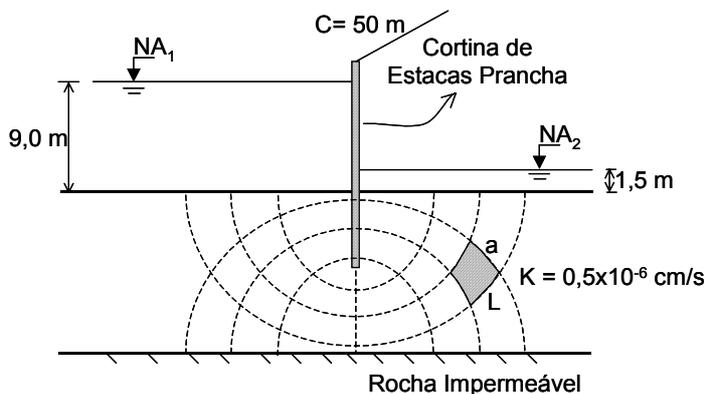
* Ver figura a seguir.

$$\Delta Q = k \cdot \frac{h}{N_d \cdot L} \cdot a \cdot 1$$

$$Q = k \cdot \frac{h}{N_d} \cdot \frac{a}{L} \cdot N_f \rightarrow a = L$$

$$Q = k \cdot h \cdot \frac{N_f}{N_d} \quad \text{ou} \quad Q = k \cdot h \cdot \frac{N_f}{N_d} \cdot C$$

Exemplo 16: Calcular a vazão de água que atravessa o solo por baixo da cortina de estacas.



$$\begin{cases} N_f = 4 \\ N_d = 8 \end{cases}$$

$$h = 900 - 150 = 750 \text{ cm}$$

$$C = 5000 \text{ cm}$$

$$Q = (0,5 \times 10^{-6}) \times 750 \times 5000 \times \frac{4}{8}$$

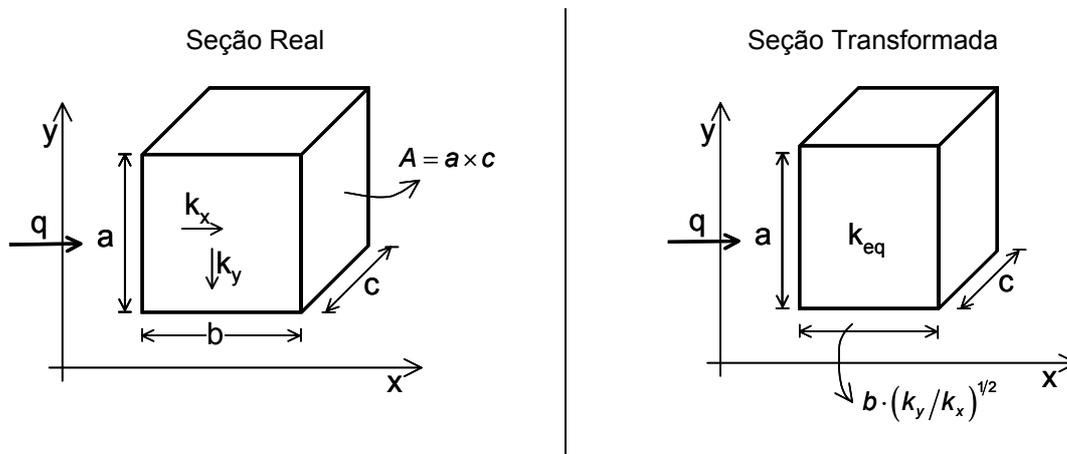
$$\underline{\underline{Q = 0,94 \text{ cm}^3/\text{s}}}$$

5.3.1. FLUXO EM UM SOLO ANISOTRÓPICO ($K_x \neq K_y$):

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Equação bidimensional do fluxo, em um meio saturado e com fluxo estacionário.

No caso em que os coeficientes de permeabilidade não sejam iguais nas duas direções ($k_x \neq k_y$), as linhas não são mais perpendiculares às equipotenciais. Para o traçado da rede de fluxo nesta situação, recorre-se a uma transformação do problema. Efetua-se uma alteração de escala na direção x .⁵



$$q = k \cdot i \cdot A$$

$$k_x \cdot \frac{h}{b} \cdot (a \cdot c) = k_{eq} \frac{h}{b \cdot (k_y/k_x)^{1/2}} \cdot (a \cdot c)$$

$$k_{eq} = k_x \left(\frac{k_y}{k_x} \right)^{1/2}$$

$$k_{eq} = \sqrt{k_x \cdot k_y}$$

⁵ A permeabilidade na direção horizontal tende a ser maior que a vertical.

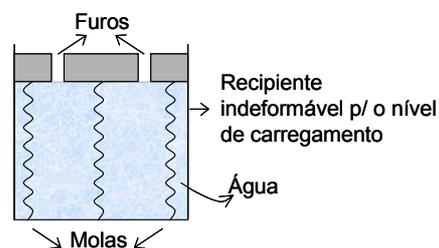
6. COMPRESSIBILIDADE

6.1. COMPRESSIBILIDADE

Propriedade que têm os materiais de sofrerem diminuição de volume quando lhes são aplicadas forças externas. Uma das principais causas de recalques é a compressibilidade do solo.

A variação de volume dos solos por efeito de compressão é influenciada pelos seguintes fatores: granulometria, densidade, grau de saturação, permeabilidade e tempo de ação da carga de compressão.

A influência de cada um destes fatores e do seu conjunto sobre a compressibilidade pode ser simulada de forma didática pelo Modelo Analógico de Terzaghi.



Analogia:

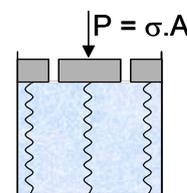
- As molas representam a estrutura do solo. Molas resistentes e/ou previamente comprimidas representariam um solo mais compacto ou mais rijo e vice-versa.
- Os furos no êmbolo representam os vazios do solo. Furos de pequeno diâmetro são análogos a uma estrutura de vazios muito pequenos como os de argila (solo com baixa permeabilidade), furos grandes se aproximam de areias ou pedregulhos (solo com alta permeabilidade).
- A água representa a água nos vazios do solo. O recipiente totalmente cheio representa um solo saturado.

Descreve-se a seguir algumas experiências a partir da compressão do êmbolo.

1ª experiência:

- Furos fechados e o recipiente cheio ($S = 1$);
- Aplicada uma carga "P" de compressão e sendo a água incompressível, toda a carga será absorvida pela água.

$$\text{Assim: } \sigma = \mu = \frac{P}{A}; \quad \sigma' = 0$$



2ª experiência:

- Furos abertos e o recipiente cheio ($S = 1$);
- Aplicada a carga "P", esta de imediato ($t = 0$) se transmite à água. Como a água pode escapar pelos furos ocorre um processo de deformação por compressão, as molas vão se comprimindo e,

conseqüentemente, absorvendo a deformação.

- O processo finaliza, a água deixa de sair e as molas não se deformam mais, quando toda a carga "P" tiver sido transferida da água para as molas.

$$t_0 \rightarrow \mu_0 = \sigma; \quad \sigma' = 0$$

$$t \rightarrow \sigma' = \sigma - \mu(t)$$

$$\Delta\mu = \mu(t) - \mu_0$$

$$\boxed{t_\infty \rightarrow \mu \cong 0}$$

$$\sigma' = \sigma$$

Conclusões: No solo real, à medida que o processo de compressão ocorre, há uma transferência de pressão da água para a estrutura sólida dos solos e a tensão total vai se transformando em tensão efetiva, do que decorre a deformação do solo. E quanto menos permeável for o solo mais demorado será o processo de compressão e vice-versa.

3ª experiência:

- Furos abertos e o recipiente parcialmente cheio ($S \neq 1$);
- Aplicada a carga "P", esta será transmitida às molas de imediato. A deformação será rápida porque se trata da expulsão de ar dos vazios.
- Expulso o ar e tendo encostado o êmbolo na água, o processo passará a ter as características da 2ª experiência.

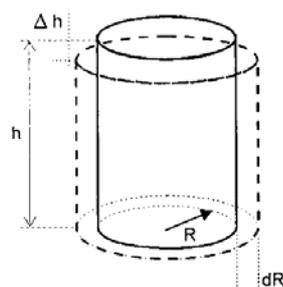
6.1.1. ENSAIOS DE COMPRESSÃO

As propriedades de compressibilidade dos solos podem ser definidas a partir de ensaios de compressão, que podem ser classificados de acordo com o grau de confinamento, ou seja:

- Não confinados;
- Confinados parcialmente;
- Confinados integralmente.

6.1.1.1. ENSAIO DE COMPRESSÃO NÃO CONFINADA

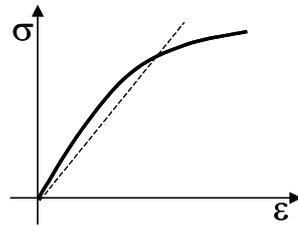
Este ensaio também é chamado de ensaio de compressão simples ou compressão uniaxial. O ensaio consiste na moldagem de um corpo-de-prova cilíndrico e no seu carregamento pela ação de uma carga axial. A carga é aplicada em uma única direção, dando liberdade ao corpo de prova para deformar-se nas outras direções sem qualquer restrição.



$$\varepsilon_l = \frac{\Delta h}{h}$$

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta r}{r}$$

Registrando-se as tensões no plano horizontal (carga dividida pela área da seção transversal) pela deformação longitudinal, ε_l , obtém-se a seguinte curva:



$$\begin{cases} E = \frac{\sigma}{\varepsilon_l} \\ \nu = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_l} \end{cases}$$

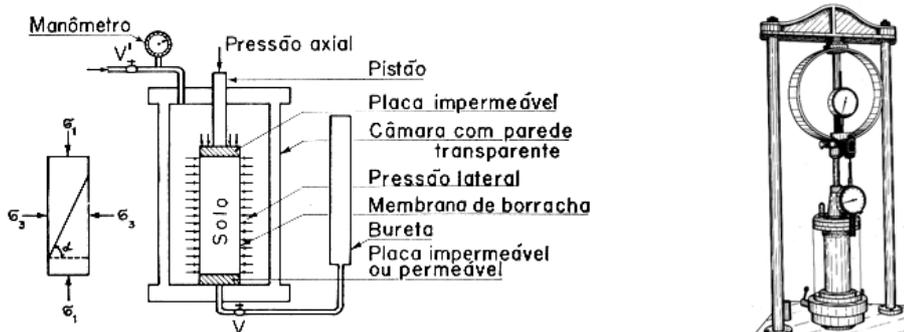
O solo não é um material elástico, mas admite-se freqüentemente um comportamento elástico-linear para o solo, definindo-se um módulo de elasticidade, E , para um certo valor de tensão e um coeficiente de Poisson, ν .

6.1.1.2. ENSAIO DE COMPRESSÃO PARCIALMENTE CONFINADA

É normalmente conhecido como ensaio de compressão triaxial. Neste caso aplicam-se, além da tensão axial, pressões laterais que impedem parcialmente a liberdade de deformação. Em geral, o corpo-de-prova é cilíndrico, com relação altura/diâmetro (h/d) mínima igual a 2,5.

O módulo de elasticidade do solo depende da pressão a que o solo está confinado. Tal fato mostra como é difícil estabelecer um módulo de elasticidade para um solo, pois na natureza ele está submetido a confinamentos crescentes com a profundidade.

O ensaio consiste inicialmente na aplicação de uma pressão confinante hidrostática (σ_3), depois se mantendo constante a pressão confinante, aplica-se acréscimos $\Delta\sigma$ na direção axial. Durante o carregamento medem-se, em diversos intervalos de tempo, o acréscimo de tensão axial que está atuando e a deformação vertical do corpo-de-prova. Adiante esse assunto voltará a ser discutido, no item referente à Resistência ao Cisalhamento dos Solos.



Notas:

- Como ordem de grandeza, pode-se indicar os valores apresentados na tabela a seguir, como módulo de elasticidade para argilas sedimentares saturadas, em solicitações rápidas, que não permite a drenagem da mesma.

Consistência	Módulo de Elasticidade (MPa)
Muito mole	< 2,5
Mole	2,5 a 5
Consistência Média	5 a 10
Rija	10 a 20
Muito Rija	20 a 40
Dura	> 40

▪ Para as areias, os módulos de elasticidade que interessam são os correspondentes à situação drenada, pois a permeabilidade é alta em relação ao tempo de aplicação da carga. Os ensaios devem ser feitos com confinamento dos corpos-de-prova. A tabela a seguir mostra uma ordem de grandeza de seus valores, para pressão de confinamento da ordem de 100 kPa:

Descrição da Areia	Módulo de Elasticidade (MPa)	
	Fofa	Compacta
Areias de grãos frágeis, angulares	15	35
Areias de grãos duros, arredondados	55	100

6.1.1.3. ENSAIO DE COMPRESSÃO TOTALMENTE CONFINADO

Também chamado de ensaio de compressão edométrica. Neste caso, o corpo-de-prova a comprimir é colocado dentro de um recipiente (anel) indeformável, sendo aplicada externamente a tensão axial. O anel impede qualquer tendência de deformação lateral e o confinamento é total.

Neste ensaio as tensões laterais são desconhecidas. Essas tensões são geradas em decorrência da aplicação da tensão axial e pela conseqüente reação das paredes do anel edométrico.

As amostras, geralmente indeformadas, podem ser coletadas em blocos ou com auxílio de tubos amostradores de paredes finas, denominados tubos Shelby. Muito cuidado deverá ser tomado para que a amostra não sofra nenhum tipo de perturbação desde a coleta até à moldagem e laboratório. Se for perturbada a amostra, pouco ou quase nada se poderá extrair sobre o comportamento do solo no seu estado natural.

Este ensaio simula o comportamento do solo quando ele é comprimido pela ação do peso de novas camadas que sobre ele se depositam (Ex.: quando se constrói um aterro em grandes áreas).

O ensaio de adensamento é realizado de acordo com a Norma MB 3336 (1999). O ensaio é geralmente realizado em 6 a 10 estágios de carregamento, sendo que cada estágio dura ao menos 24 horas. O descarregamento é feito em 4 a 6 estágios, seguindo os mesmos procedimentos de leitura empregados quando da aplicação dos estágios de carregamento.

Portanto, um ensaio edométrico completo dura ao menos uma semana.

7. TERIA DO ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL DE TERZAGHI

7.1. Adensamento

É um processo lento e gradual de redução do índice de vazios de um solo por expulsão do fluido intersticial e transferência da pressão do fluido (água) para o esqueleto sólido, devido a cargas aplicadas ou ao peso próprio das camadas sobrejacentes.

Compactação: processo manual ou mecânico de redução do índice de vazios, por expulsão do ar.

Hipóteses simplificadoras admitidas por Terzaghi:

O desenvolvimento da Teoria do Adensamento se baseia nas seguintes hipóteses:

- O solo é homogêneo e completamente saturado;
- A água e os grãos são incompressíveis;
- O escoamento obedece à Lei de Darcy e se processa na direção vertical;
- O coeficiente de permeabilidade se mantém constante durante o processo;
- O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo do adensamento.
- A compressão é unidirecional e vertical e deve-se à saída de água dos espaços vazios;
- As propriedades do solo não variam durante o adensamento.

7.2. Grau de Adensamento (U)

É a relação entre a deformação (ε) ocorrida num elemento numa certa posição ou profundidade z , num determinado instante de tempo t e a deformação deste elemento quando todo o processo de adensamento tiver ocorrido (ε_f), ou seja:

$$U = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} \quad (1)$$

A deformação instantânea do elemento pode ser expressa através da relação entre a variação da sua altura (ΔH) e sua altura inicial (H).

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H} \quad (2)$$

A deformação final do elemento devida ao acréscimo de tensão pode ser expressa pela equação seguinte:

$$\varepsilon_f = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad (3)$$

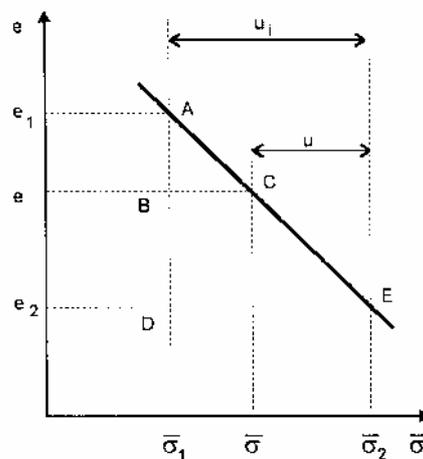
Num instante t qualquer também, o índice de vazios será “e” e a deformação correspondente ocorrida até aquele instante será:

$$\epsilon = \frac{e_1 - e}{1 + e_1} \tag{4}$$

Substituindo-se (4) e (3) em (1), obtemos:

$$U = \frac{\frac{e_1 - e}{1 + e_1}}{\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}} = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} \tag{5}$$

7.2.1. Variação Linear do Índice de Vazios com a Tensão Efetiva



Um elemento de solo que está submetido à tensão vertical efetiva σ_1' , com seu índice de vazios e_1 , ao ser submetido a um acréscimo de tensão $\Delta\sigma$, surge instantaneamente uma pressão neutra de igual valor (u_i), e não há variação no índice de vazios. Progressivamente, a pressão neutra vai se dissipando, até que todo o acréscimo de pressão aplicado seja suportado pela estrutura sólida do solo ($\sigma_2' = \sigma_1' + \Delta\sigma$) e o índice de vazios se reduz a e_2 .

Por semelhança dos triângulos ABC e ADE, tem-se:

$$U_z = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} = \frac{AB}{AD} = \frac{BC}{DE} = \frac{\sigma' - \sigma_1'}{\sigma_2' - \sigma_1'} \tag{6}$$

Da equação (6) conclui-se que o Grau de Adensamento é equivalente ao Grau de Acréscimo de tensão efetiva.

7.2.2. Percentual de Adensamento em Função da Poropressão

No instante do carregamento: $\sigma_2' - \sigma_1' = u_i$

No instante t: $\sigma_2' - \sigma' = u_i$ e $\sigma' - \sigma_1' = u_i - u$

$$U_z = \frac{\sigma'_2 - \sigma'_1}{\sigma'_2 - \sigma'_1} = \frac{u_i - u}{u_i} \tag{7}$$

Temos, portanto, quatro expressões disponíveis para o cálculo do Grau de Adensamento dos solos.

7.2.3. Coeficiente de Compressibilidade

Considerando linear o comportamento da curva índice de vazios x tensão vertical efetiva, pode-se definir a inclinação da reta correspondente como um coeficiente que dá indicações da compressibilidade do solo. Esse coeficiente é denominado Coeficiente de Compressibilidade vertical, a_v , definido conforme a equação:

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1} = - \frac{de}{d\sigma'} \tag{8}$$

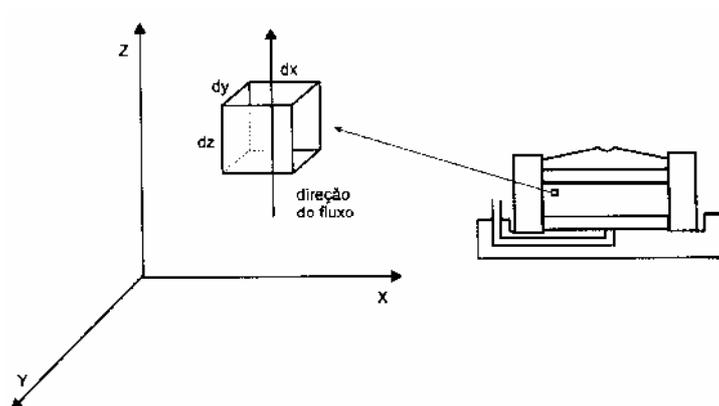
Como a cada variação de tensão efetiva corresponde uma variação de pressão neutra, de mesmo valor mas de sentido contrário, pode-se dizer que:

$$a_v = \frac{de}{du} \tag{9}$$

7.3. Dedução da Teoria do Adensamento de Terzaghi

O objetivo é determinar, para qualquer instante de tempo e em qualquer posição da camada que está adensando, o Grau de Adensamento, ou seja, as deformações, os índices de vazios, as tensões efetivas e as pressões neutras correspondentes.

Considere o elemento de solo submetido ao processo de adensamento indicado na figura a seguir.



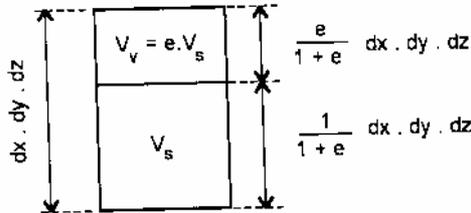
O fluxo tridimensional num solo saturado, sem variação volumétrica, é dado por:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) \cdot dx dy dz = 0 \tag{10}$$

No adensamento, há variação de volume e admite-se que o fluxo só ocorre numa direção, a vertical, uma vez que a água e as partículas sólidas são consideradas incompressíveis. A equação do fluxo neste caso será:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \left(k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) \cdot dx dy dz \tag{11}$$

A variação de volume do solo é expressa em termos de variação de seu índice de vazios, conforme segue:



Volume de sólidos = $\frac{1}{1+e} dx dy dz$; Volume de vazios = $\frac{e}{1+e} dx dy dz$; Volume total = $\frac{1+e}{1+e} dx dy dz$

Assim, a variação de volume com o tempo é dada por:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e}{1+e} \right) \cdot dx dy dz \quad \text{ou} \quad \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial t} \cdot \frac{dx dy dz}{1+e} \tag{12}$$

onde $\frac{dx dy dz}{1+e}$ é igual ao volume de sólidos, que não varia com o tempo.

Igualando-se (12) a (11), obtemos:

$$\left(k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) \cdot dx dy dz = \frac{\partial e}{\partial t} \cdot \frac{dx dy dz}{1+e} \Rightarrow k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \cdot \frac{1}{1+e} \tag{13}$$

Só a carga que excede a hidrostática provoca fluxo. Portanto, a carga h pode ser substituída por u dividida pelo peso específico da água (γ_a). Vimos também, da equação (9) que $de = a_v \cdot du$. Assim, temos:

$$k \frac{(1+e)}{a_v \cdot \gamma_a} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \tag{14}$$

A parcela $k \frac{(1+e)}{a_v \cdot \gamma_a}$ reflete características do solo tais como permeabilidade, porosidade e compressibilidade. Por isso, a ela é dado o nome de coeficiente de adensamento, c_v .

$$c_v = k \frac{(1+e)}{a_v \cdot \gamma_a} \tag{15}$$

Logo, a equação diferencial do adensamento assume a seguinte expressão:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \tag{16}$$

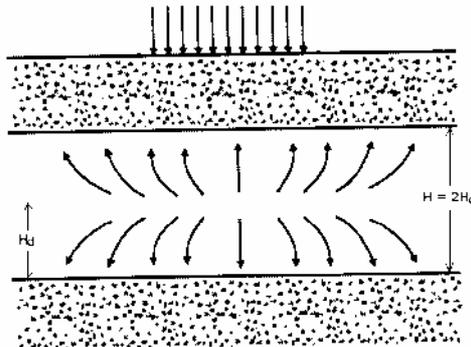
A equação (16) expressa a variação da pressão neutra, ao longo da profundidade, no decorrer do tempo. A variação da pressão neutra está associada à variação das deformações.

7.3.1. Condições de Contorno para a Solução da Equação Diferencial do Adensamento Unidimensional

- i) Há completa drenagem nas duas extremidades da amostra;

Para $z = 0$ e $z = 2H_d \Rightarrow u_o = 0$ (drenagem no topo e na base)

- ii) A sobrepressão neutra inicial, constante ao longo de toda a altura, é igual ao acréscimo de pressão aplicado. Inicialmente ($t = 0$) toda carga é transferida para a água ($u_o = u_{inicial}$).



Na integração da equação diferencial (16), a variável tempo “t” aparece sempre associada ao c_v e à maior distância de percolação, ou seja:

$$\frac{c_v t}{H_d^2} = T \quad (17)$$

O símbolo “T” é denominado de Fator Tempo. T é adimensional, t é expresso em segundos, H_d em cm e c_v em cm^2/s .

O resultado da integração da equação (16) para as condições de contorno acima definidas é dado pela seguinte expressão:

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \left(\text{sen} \frac{M \cdot z}{H_d} \right) \cdot e^{-M^2 T} \quad (18)$$

onde $M = \frac{\pi}{2} (2 \cdot m + 1)$ e U_z expressa o Grau de Adensamento ao longo da profundidade “z”.

A expressão (18) revela que quanto mais próximo um elemento se encontra das faces drenantes mais rapidamente as pressões neutras se dissipam.

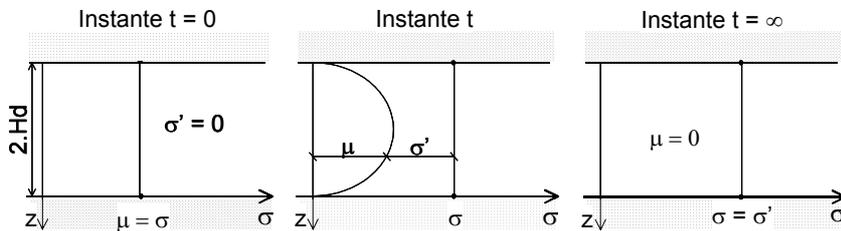
7.3.2. O FATOR TEMPO (T)

Para o problema do adensamento unidimensional, as condições limites são as seguintes:

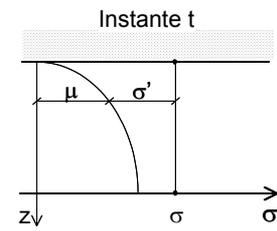
- a) Existe completa drenagem nas duas extremidades da amostra;
- b) A pressão neutra inicial, em $t = 0$, é constante ao longo de toda a altura, sendo $\mu = \sigma$. E para $t = \infty$ tem-se $\sigma' = \sigma$, constante ao longo da altura. Numa extremidade $z = 0$ e na outra

$z = 2 \cdot H_d$, sendo H_d a metade da espessura da amostra H . H_d indica a maior distância de percolação da água.

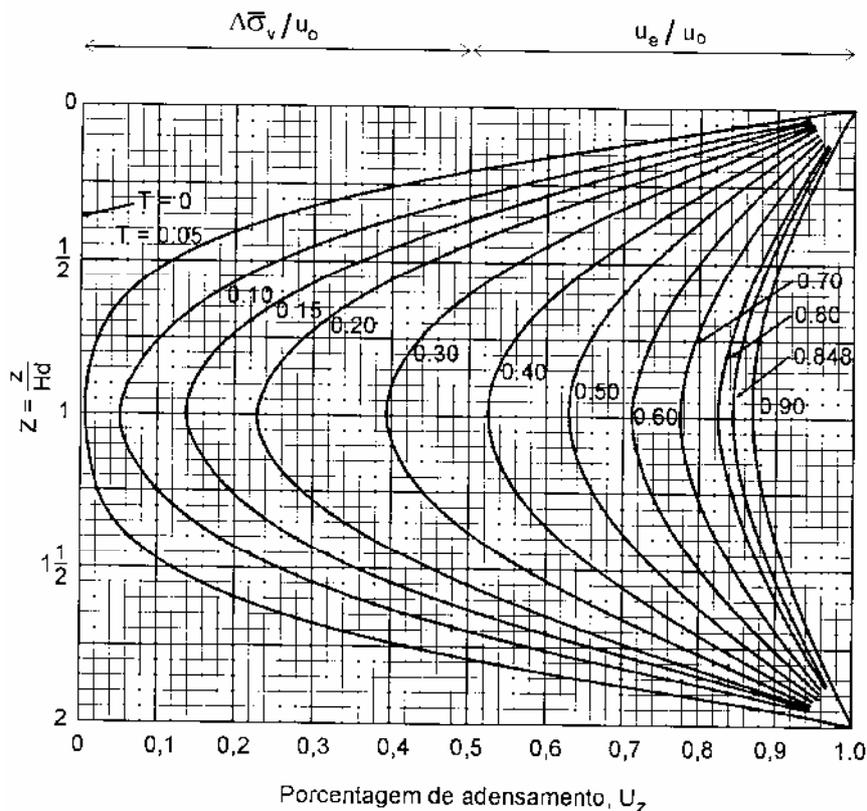
Drenagem Dupla:



Drenagem Simples:



A Figura seguinte mostra a solução da equação (18) para diversos tempos após a aplicação do carregamento. Ela indica como a pressão neutra se encontra ao longo da espessura para diversos instantes após o carregamento, a partir de curvas correspondentes a diversos valores do Fator Tempo (T). Essas curvas são chamadas de isócronas (mesmo tempo). As curvas também mostram como as deformações ocorrem muito mais rapidamente nas proximidades das faces de drenagem do que no interior da camada.



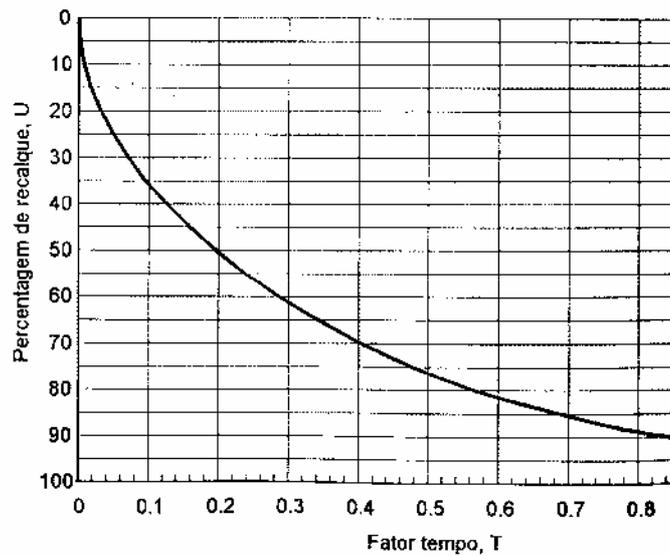
O recalque que se observa na superfície do terreno é o resultado da somatória das deformações dos diversos elementos ao longo da profundidade. Portanto, se calcularmos a média dos Graus de Adensamento, ao longo da profundidade z , obteremos o Grau de Adensamento médio, que é dado pela equação 19.

Exemplos: Para $T = 0,40$ e $z = H_d \Rightarrow U_z = 0,52$;

Para $T = 0,40$ e $z = 1,5 H_d \Rightarrow U_z = 0,67$.

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \cdot e^{-M^2 T} \tag{19}$$

U também é denominado de Porcentagem de Recalque, visto que ele indica a relação entre o recalque sofrido pela camada até o instante “t” considerado e o recalque total provocado pelo carregamento. A Figura seguinte mostra graficamente a curva de variação da porcentagem de adensamento para diversos valores do Fator Tempo T, o mesmo sendo apresentado na Tabela 8.



7.4. TABELA DO FATOR TEMPO EM FUNÇÃO DO GRAU DE ADENSAMENTO

Tabela 8 – Fator Tempo em função da Porcentagem de Recalque por Adensamento pela Teoria de Terzaghi.

U(%)	T	U(%)	T	U(%)	T	U(%)	T	U(%)	T
1	0,0001	21	0,0346	41	0,132	61	0,297	81	0,588
2	0,0003	22	0,0380	42	0,138	62	0,307	82	0,610
3	0,0007	23	0,0415	43	0,145	63	0,318	83	0,633
4	0,0013	24	0,0452	44	0,152	64	0,329	84	0,658
5	0,0020	25	0,0491	45	0,159	65	0,340	85	0,684
6	0,0028	26	0,0531	46	0,166	66	0,351	86	0,712
7	0,0038	27	0,0572	47	0,173	67	0,364	87	0,742
8	0,0050	28	0,0616	48	0,181	68	0,377	88	0,774
9	0,0064	29	0,0660	49	0,189	69	0,389	89	0,809
10	0,0078	30	0,0707	50	0,197	70	0,403	90	0,848
11	0,0095	31	0,0755	51	0,204	71	0,416	91	0,891
12	0,0113	32	0,0804	52	0,212	72	0,431	92	0,938
13	0,0133	33	0,0855	53	0,221	73	0,445	93	0,992
14	0,0154	34	0,0908	54	0,230	74	0,461	94	1,054
15	0,0177	35	0,0962	55	0,239	75	0,477	95	1,128
16	0,0201	36	0,102	56	0,248	76	0,493	96	1,219
17	0,0227	37	0,108	57	0,257	77	0,510	97	1,335
18	0,0254	38	0,113	58	0,266	78	0,528	98	1,500
19	0,0283	39	0,119	59	0,276	79	0,547	99	1,781
20	0,0314	40	0,126	60	0,287	80	0,567	100	∞

7.5. Relações Aproximadas entre os Recalques e o Fator Tempo

Duas equações empíricas ajustam-se muito bem à equação teórica do adensamento de Terzaghi, cada uma a um trecho dela. São elas:

- Quando $U \leq 60\% \rightarrow T = \frac{\pi}{4} \cdot U^2$

- Quando $U > 60\% \rightarrow T = -0,9332 \log(1-U) - 0,0851$

U (%)	T
0	0
50	0,197
90	0,848
100	

*Ver tabela no Item 7.6.

7.6. Drenagem só por uma Face

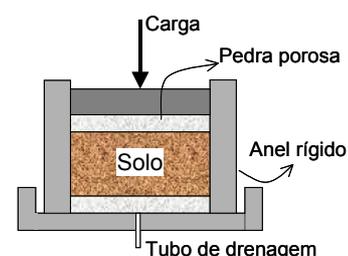
Na prática, pode ocorrer também que só uma das faces seja permeável, enquanto a outra pode ser uma argila rija ou uma rocha impermeável. A solução para este caso é igual à situação anterior (drenagem por ambas as faces da camada). Basta apenas que só se considere a metade do gráfico que relaciona a percentagem de recalque à profundidade, pois na solução original, a linha intermediária ($z = H_d$) delimitava as regiões do fluxo de água. Acima dela, a água percola para cima e abaixo dela a água percola para baixo. Havendo drenagem só por um lado, H_d passa a ser a espessura da camada, que é também a máxima distância de percolação.

Comparando-se as duas situações (dupla face de drenagem com simples face de drenagem), para uma mesma espessura de camada, conclui-se que o valor total do recalque é o mesmo, porém, quando existe uma só face de drenagem, o tempo em que ocorre o valor do recalque é quatro vezes maior do que quando a drenagem se faz nos dois sentidos (ver equação 17).

7.7. ENSAIO DE ADENSAMENTO (EDOMÉTRICO)

O ensaio de adensamento tem por objetivo a determinação experimental das características do solo que interessam à determinação dos recalques provocados pelo adensamento.

- Aparelho utilizado: edômetro;
- A amostra geralmente é indeformada e com altura pequena em relação ao diâmetro;
- A amostra é confinada por um anel rígido e a drenagem é feita por duas pedras porosas (superior e inferior);
- Aplicam-se vários estágios de cargas verticais: (1/10; 2/10; 4/10; 8/10;...) kgf/cm².

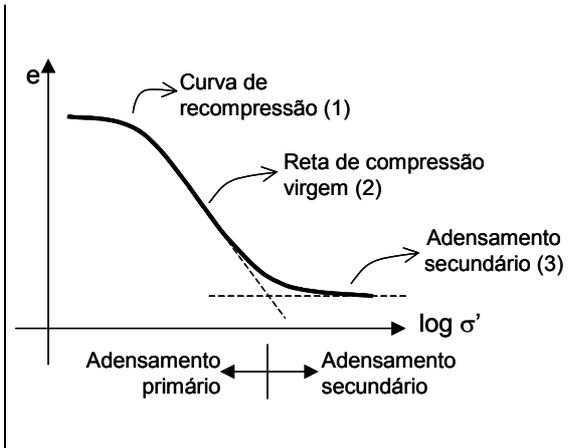


- Cada estágio de carregamento deve durar tempo suficiente à dissipação de “praticamente” todo o excesso de pressão neutra. As deformações são registradas no extensômetro em $t = (0s; 15; 30; 1min; 2; 4; 8; 16; 32\dots)$.

No final de cada estágio as tensões são praticamente efetivas, ou seja, $\sigma' \cong \sigma$.

A cada estágio de carga corresponde uma redução de altura da amostra, a qual se expressa segundo a variação do índice de vazios.

- (1) Quando o material é retirado do campo, sofre um alívio de tensões. No laboratório, reconstitui-se as condições de campo iniciais.
- (2) Corresponde à primeira compressão do material em sua forma geológica.
- (3) Ocorre quando o excesso de pressão neutra é praticamente nulo $u \cong 0$ e a tensão efetiva é praticamente igual a tensão total $\sigma' \cong \sigma$.

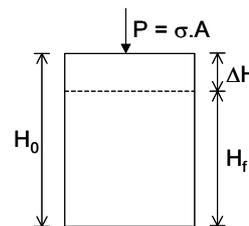


Inicial

$$\begin{cases} V_{t_0} = H_0 \cdot A \\ e_0 \end{cases}$$

Final

$$\begin{cases} V_{t_f} = H_f \cdot A \\ e_f \end{cases}$$



$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t - V_s}{V_s} = \frac{V_t}{V_s} - 1 \Rightarrow \boxed{V_s = \frac{V_t}{1+e}} \Rightarrow \frac{V_{t_0}}{1+e_0} = \frac{V_{t_f}}{1+e_f}$$

$$\Rightarrow \frac{H_0 \cdot A}{1+e_0} = \frac{H_f \cdot A}{1+e_f} \Rightarrow H_0(1+e_f) = H_f(1+e_0)$$

$$\Rightarrow \boxed{e_f = \frac{H_f(1+e_0) - H_0}{H_0}} \text{ (Índice de vazios final para cada estágio de carga)}$$

7.7.1. PRINCIPAIS RESULTADOS DO ENSAIO DE ADENSAMENTO

a) Para cada estágio de carregamento:

- C_v (Coeficiente de adensamento vertical): determinados pelos métodos de Casagrande e Taylor.

b) Com os resultados dos estágios:

- Índice de compressão (C_c): $C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$, é a inclinação da reta de compressão virgem.

*Considerar $\Delta e = e_0 - e_f$.

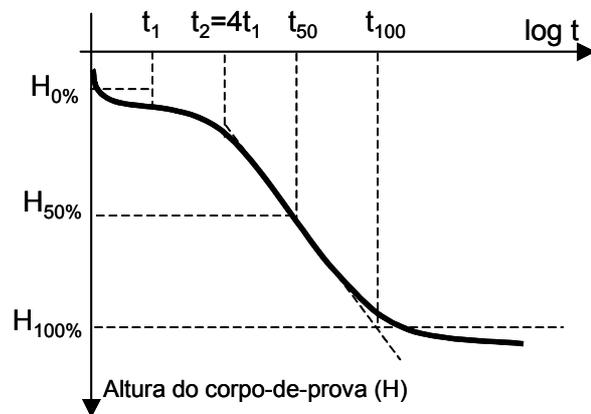
- Coeficiente de compressibilidade (a_v): $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$. *Considerar $\Delta e = e_0 - e_f$.

7.7.1.1. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO (C_v)

(1) Método de Casagrande:

$$\begin{cases} T = \frac{C_v \cdot t}{H_d^2} \rightarrow C_v = \frac{T \cdot H_d^2}{t_{50}} \\ U = 50\% \rightarrow T = 0,197 \end{cases}$$

$$\Rightarrow C_v = \frac{0,197 \cdot H_d^2}{t_{50}}$$



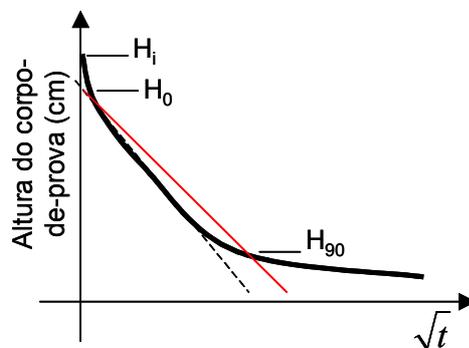
Sendo 0,197 o Fator Tempo correspondente a 50% de adensamento, t_{50} o tempo em que ocorreu 50% de recalque e H_d a metade da altura média do corpo-de-prova (com drenagem pelos dois lados).

(2) Método de Taylor:

Baseia-se em uma curva da altura do corpo-de-prova em função da raiz quadrada do tempo. Do início do adensamento primário, traça-se uma reta com abscissas iguais a 1,15 vezes as abscissas correspondentes da reta inicial. A intersecção dessa reta com a curva do ensaio indica o ponto em que teriam ocorrido 90% do adensamento.

$$\{U = 90\% \rightarrow T = 0,848$$

$$\Rightarrow C_v = \frac{0,848 \cdot H_d^2}{t_{90}}$$



7.7.1.2. TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO (σ_a')

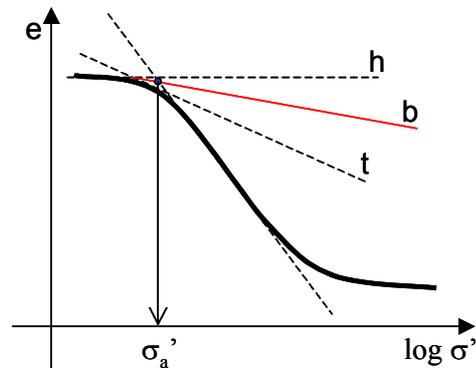
É a máxima tensão efetiva pela qual o solo foi submetido no passado (está na “memória” do solo).

(1) Método de Casagrande:

Determinação de σ_a' :

- Prolongar a reta virgem;
- Pelo ponto de curvatura máxima, traçar horizontal, tangente e bissetriz;

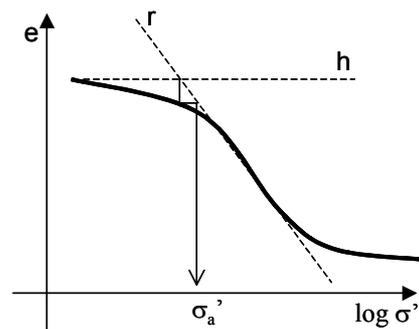
σ_a' é dada por $r \cap b$.



(2) Método de Pacheco Silva:

Determinação de σ_a' :

- Prolongar a reta virgem até a horizontal correspondente ao índice de vazios inicial da amostra;
- Do ponto de interseção, abaixa-se uma vertical até a curva de adensamento e deste traça uma horizontal;
- A interseção desta horizontal com o prolongamento da reta virgem é considerada o ponto de pré-adensamento.



7.7.1.3. RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO (RPA) OU OVER CONSERVATION RATIO (OCR)

$$OCR = \frac{\sigma_a'}{\sigma'}$$

Onde: σ_a' é a pressão de pré-adensamento determinada pelo método de Casagrande ou Pacheco Silva e σ' é determinada através do perfil do terreno levando em conta o solo existente quando a amostra foi retirada.

$OCR > 1$ ($\sigma_a' > \sigma'$) → o solo já esteve sujeito a cargas maiores do que as atuais, sendo chamado pré-adensado;

$OCR = 1$ ($\sigma_a' = \sigma'$) → a camada argilosa é dita normalmente adensada;

$OCR < 1$ ($\sigma_a' < \sigma'$) → trata-se de um solo que ainda não atingiu as suas condições de equilíbrio, tem-se assim um solo parcialmente adensado ou sub-adensado.

Principais causas do pré-adensamento:

- erosão da camada superficial (σ' diminui);
- elevação do nível d'água.

7.8. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE (K)

O coeficiente de adensamento vertical pode ser expresso da seguinte forma:

$$C_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_a} = \frac{k(1+e_0)}{a_v \cdot \gamma_a}$$

Onde m_v é o coeficiente de variação volumétrica: $m_v = \frac{a_v}{1+e_0}$

E a_v é o coeficiente de compressibilidade. Sendo: $C_v = \frac{0,197 \cdot H_d^2}{t_{50}}$, tem-se que:

$$\frac{k(1+e_0)}{a_v \cdot \gamma_a} = \frac{0,197 \cdot H_d^2}{t_{50}} \Rightarrow \boxed{k = \frac{0,197 \cdot H_d^2 \cdot a_v \cdot \gamma_a}{t_{50} \cdot (1+e_0)}}$$

7.9. RECALQUE

É a deformação vertical da superfície do terreno, proveniente da aplicação de cargas ou devido ao peso próprio das camadas.

Tipos:

- Imediatos: por deformação elástica (solos arenosos ou solos argilosos não saturados);
- Por adensamento: devido à saída de água do solo (solos argilosos);
- Por escoamento lateral: deslocamento das partículas do solo das zonas mais carregadas para as menos solicitadas (solos não coesivos).

Causas:

- Cargas estáticas (pressão transmitida pelas estruturas, peso próprio do solo, etc.);
- Cargas dinâmicas (cravação de estacas, terremotos, etc.);
- Erosão do subsolo;
- Variações do nível d'água (rebaixamento).

Efeitos: Danos à estrutura (Aparência; Funcionalidade; Estabilidade).

7.9.1. DETERMINAÇÃO DO RECALQUE TOTAL

Quando uma camada de solo sofre o efeito de uma sobrecarga ela se deforma, em consequência da diminuição do valor de seu índice de vazios inicial (e_0) para um valor final e_f , motivada pela sua compressibilidade. Sua espessura passa, portanto, de um valor inicial H_0 para um valor final H_f , cuja diferença ($\Delta H = H_0 - H_f$) corresponde ao recalque total sofrido.

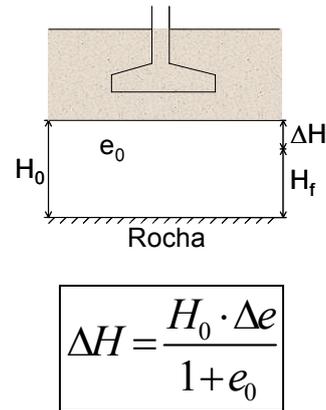
$$\frac{H_0 \cdot A}{1+e_0} = \frac{H_f \cdot A}{1+e_f}$$

$$H_0(1+e_f) = H_f(1+e_0) \rightarrow \Delta H = H_0 - H_f$$

$$H_0 + H_0 \cdot e_f = (H_0 - \Delta H) \cdot (1+e_0)$$

$$H_0 + H_0 \cdot e_f = H_0 + H_0 \cdot e_0 - \Delta H(1+e_0)$$

$$\Delta H = \frac{H_0 \cdot (e_0 - e_f)}{1+e_0} \rightarrow \Delta e = e_0 - e_f$$



Recalque no tempo “t”:

$$\Delta H(t) = \Delta H_{100} \cdot U(t)$$

ΔH_{100} = recalque total;

$U(t)$ = % de adensamento no tempo “t”.

$$t \rightarrow T = \frac{C_v \cdot t}{H_d^2} \rightarrow U(\%) \rightarrow \Delta H(t)$$

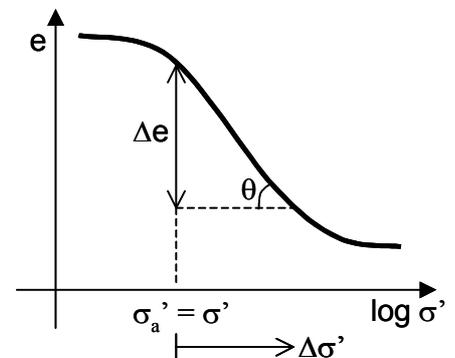
7.9.2. SOLOS NORMALMENTE ADENSADOS (OCR = 1)

$$C_c = \text{tg}\theta = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \text{ (índice de compressão)} \rightarrow \Delta e = C_c \cdot \Delta \log \sigma'$$

$$\Delta H = \frac{H_0 \cdot \Delta e}{1+e_0} = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \Delta \log \sigma'$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma_f'}{\sigma_i'}\right) = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma_a' + \Delta \sigma'}{\sigma_a'}\right)$$

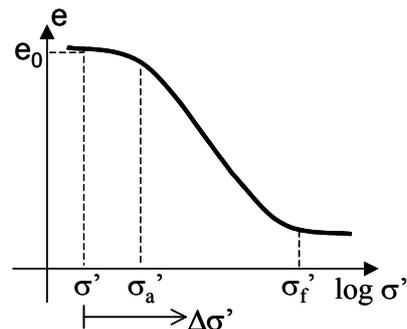
$$\boxed{\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma_a' + \Delta \sigma'}{\sigma_a'}\right)}$$



7.9.3. SOLOS PRÉ-ADENSADOS ($\sigma_A' > \sigma'$)

Quando o carregamento ultrapassa a tensão de pré-adensamento, o recalque é calculado em duas etapas: da tensão existente até a tensão de pré-adensamento e deste até a tensão final resultante do carregamento.

$$\Delta H = \left[\frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_e \cdot \log \left(\frac{\sigma_a'}{\sigma'} \right) \right] + \left[\frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma_f'}{\sigma_a'} \right) \right]$$



Onde C_e é o coeficiente de expansibilidade ou coeficiente de recompressão (C_r) que é a inclinação do trecho descarregamento-

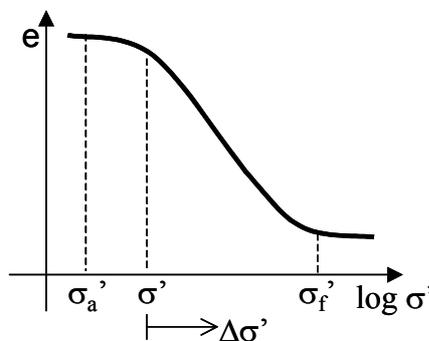
recarregamento. $C_e = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$. *Considerar: $\Delta e = e_0 - e_f$.

7.9.4. SOLOS SUB-ADENSADOS (OCR < 1)

Ainda não se adensou completamente.

$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma_f'}{\sigma_a'} \right)$$

\Rightarrow $\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma_i' + \Delta \sigma'}{\sigma_a'} \right)$



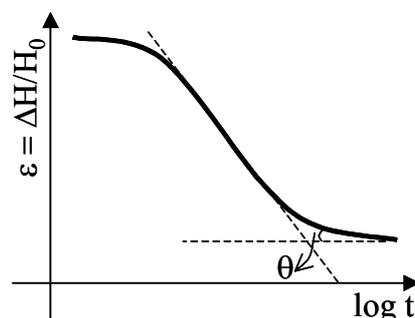
7.9.5. ADENSAMENTO SECUNDÁRIO

Ocorre quando o excesso de pressão neutra é praticamente nulo ($\Delta \mu \cong 0$) e a tensão efetiva é praticamente igual à tensão total ($\sigma' \cong \sigma$). Em geral, verifica-se que no ensaio de adensamento, a deformação continua a se processar muito embora o excesso de pressão neutra seja praticamente nulo. Este efeito é atribuído a fenômenos viscosos.

$$C_s = \text{tg} \theta = \frac{\varepsilon}{\Delta \log t} = \frac{\Delta H / H_0}{\Delta \log t}$$

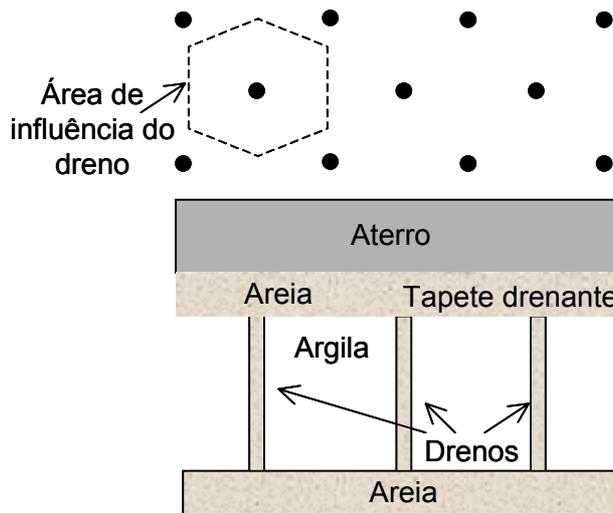
$$\Delta H = H_0 \cdot C_s \cdot \log \left(\frac{t_f}{t_{100}} \right) \quad (\text{Recalque por adensamento secundário})$$

Onde C_s é o coeficiente do adensamento secundário.



7.10. Aplicação de Drenos Verticais para Acelerar o Adensamento

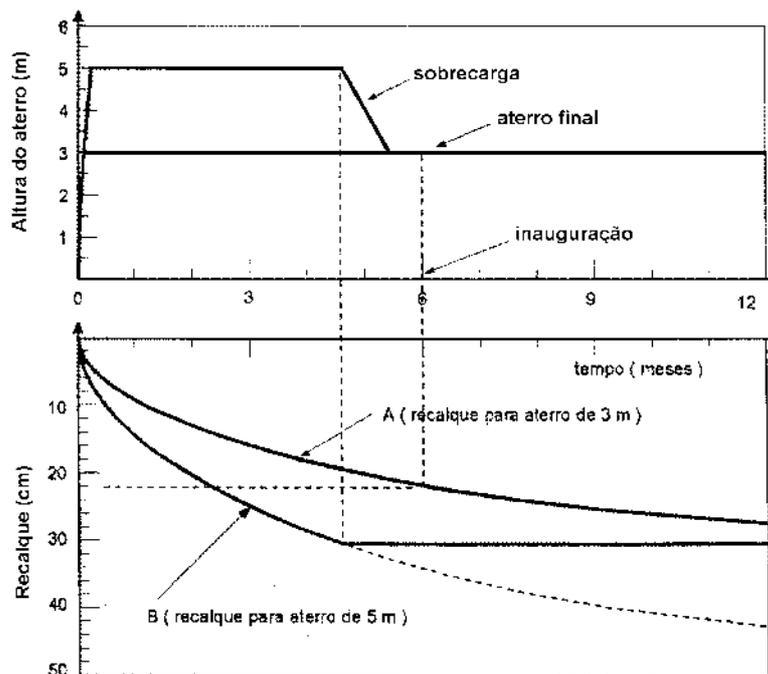
Algumas vezes, para acelerar os recalques, constroem-se drenos verticais na camada argilosa responsável pelos recalques. Estes drenos podem ser perfurações preenchidas com areia.



Aplicando-se uma carga na superfície, a água sob pressão pode percolar tanto para as camadas drenantes diretamente como pelos drenos. Os recalques se desenvolvem muito mais rapidamente, pois as distâncias de percolação são menores e os coeficientes de permeabilidade são maiores na direção horizontal do que na direção vertical.

7.11. Aplicação de Sobrecargas para Acelerar o Adensamento

Uma técnica muito interessante utilizada para amenizar os efeitos dos recalques causados por um determinado carregamento é o pré-carregamento da área. A figura seguinte mostra um exemplo prático da colocação de uma sobrecarga constituída de 2 metros de aterro para provocar um recalque de 30 cm em pouco mais de quatro meses, o que não seria atingido com o aterro definitivo projetado de 3 metros de altura nesse mesmo período. Depois de atingido o valor do recalque desejado, a sobrecarga deve ser retirada, mantendo-se a cota do aterro final prevista em projeto.



8. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

8.1. Introdução

A resistência de qualquer material é a maior tensão que o mesmo pode suportar. Se a tensão aplicada excede a sua resistência, a ruptura acontece. Por exemplo, na engenharia estrutural, sabe-se que a tensão de escoamento do aço A36 é 248 MPa. Dessa forma, deve-se garantir que a tensão de tração atuando em toda peça de tal aço seja inferior a este valor. Na prática, as tensões de trabalho deverão ser substancialmente menores que as máximas que cada material pode resistir, o que provê o fator de segurança contra a ruptura.

Vários materiais empregados na construção civil resistem bem a tensões de compressão, porém têm uma capacidade bastante limitada de suportar tensões de tração e de cisalhamento, como ocorre com o concreto e também com os solos. Na geotecnia, raramente são feitas análises relativas a tensões de tração, visto que o solo muito pouco resiste a este tipo de tensão. Por causa da natureza friccional destes materiais, pode-se mostrar que a ruptura dos mesmos se dá preferencialmente por cisalhamento, em planos onde a razão entre a tensão cisalhante e a tensão normal atinge um valor crítico. Estes planos são denominados de planos de ruptura e ocorrem em inclinações tais, que são função dos parâmetros de resistência do solo. A geometria da quase totalidade dos problemas geotécnicos é de tal forma que o solo se encontra em condição de compressão. Entretanto, mesmo que o solo rompa submetido a grandes tensões compressivas, a ruptura se dá por cisalhamento, não por compressão. Daí, o fato de em praticamente todos os casos de resistência dos solos as análises serem feitas em termos de cisalhamento apenas.

As deformações em um maciço de terra são devidas principalmente aos deslocamentos relativos que ocorrem nos contatos entre as partículas do solo, de modo que, na maioria dos casos, as deformações que ocorrem dentro das partículas do solo podem ser desprezadas, considerando-se que a água e as partículas sólidas são incompressíveis. Pode-se dizer também, que as tensões cisalhantes são a principal causa do movimento relativo entre as partículas do solo. Por estas razões, quando se refere à resistência dos solos, implicitamente trata-se de sua resistência ao cisalhamento.

A resistência do solo forma, juntamente com a permeabilidade e a compressibilidade, o suporte básico para resolução dos problemas práticos da engenharia geotécnica. Trata-se de uma propriedade de determinação e conhecimento extremamente complexos, pois às suas próprias dificuldades devem ser somadas às dificuldades pertinentes ao conhecimento da permeabilidade e da compressibilidade, visto que estas propriedades interferem decisivamente na resistência do solo. Dentre os problemas usuais em que é necessário conhecer a resistência do solo, destacam-se a estabilidade de taludes, a capacidade de carga de fundações, os empuxos de terra sobre estruturas de contenção, as escavações de túneis e as camadas de pavimentos rodoviários, conforme se pode ver na Figura 8.1.

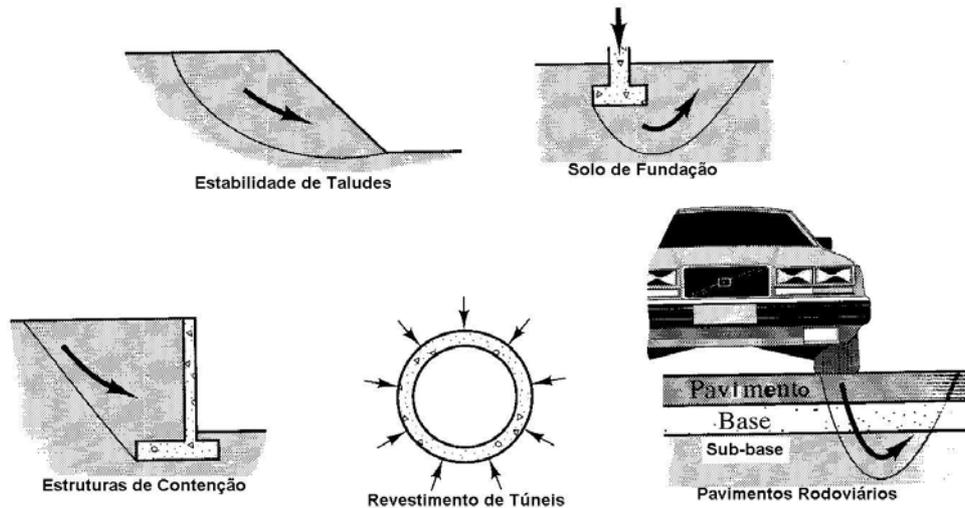


Figura 8.1 – Principais problemas envolvendo a resistência ao cisalhamento de solos.

8.2. Parcelas da Resistência dos Solos

Diferente do que acontece com a maioria dos materiais, o mecanismo físico que controla a resistência no solo é muito diferente, pois o solo é um material particulado. Dessa forma, a ruptura por cisalhamento ocorre quando as tensões entre as partículas são tais que deslizam ou rolam umas sobre as outras (ver Figura 8.2). Portanto, se pode dizer que a resistência ao cisalhamento depende da interação entre as partículas, e esta interação pode ser dividida em duas categorias: i) resistência friccional (de atrito) e ii) resistência coesiva (coesão).

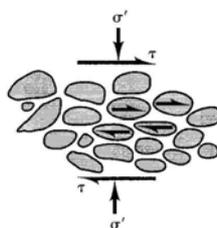


Figura 8.2 – O solo: um meio particulado.

8.2.1. A Resistência do Atrito

A resistência friccional, conferida ao solo pelo atrito interno entre as partículas, pode ser demonstrada de forma simples fazendo uma analogia com o problema de deslizamento de um corpo rígido sobre uma superfície plana horizontal, conforme mostrado nas Figuras 8.3 (a;b).

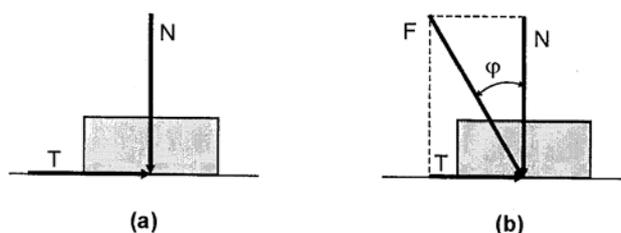


Figura 8.3 – Escorregamento de um corpo rígido sobre um plano horizontal.

Sendo N a força vertical transmitida pelo corpo, a força horizontal T necessária para provocar o deslizamento do corpo deverá ser superior a $N \cdot \mu$, em que μ é o coeficiente de atrito na interface entre os dois materiais. Dessa maneira, verifica-se que há uma proporcionalidade entre as forças tangencial e normal, que pode ser representada através da seguinte equação:

$$T = N \cdot \mu$$

onde $\mu = \tan \phi$

ϕ = ângulo de atrito, o ângulo formado entre a resultante das duas forças com a normal N . Nos solos, é denominado ângulo de atrito interno.

Também pode o deslizamento do corpo ser ocasionado pela inclinação do plano de contato, o que altera as componentes normal e tangencial ao plano do peso próprio, atingindo, na situação limite, a condição expressa na equação anterior. Esse caso é mostrado na Figura 8.4c.

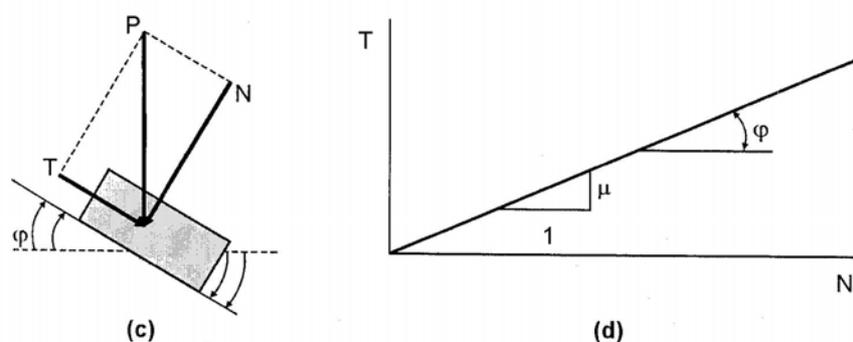


Figura 8.4 – Deslizamento de um corpo rígido sobre um plano inclinado.

Experiências realizadas com corpos sólidos têm demonstrado que o coeficiente de atrito (μ) independe da área de contato e da componente normal aplicada. Portanto, a resistência ao deslizamento é diretamente proporcional à tensão normal, podendo ser representada por uma linha reta, conforme mostrado na Figura 8.4d.

A diferença existente entre o fenômeno do atrito nos solos e o fenômeno do atrito entre dois corpos sólidos é que, no caso dos solos, o deslocamento envolve um grande número de grãos (sistema particulado), que deslizam ou rolam uns sobre os outros, acomodando-se nos vazios que encontram no percurso. A resistência friccional é a parcela de resistência predominante nos solos ditos “não plásticos” ou granulares, nos quais a drenagem é sempre favorecida. Os parâmetros de resistência, neste caso, são sempre referidos como drenados ou efetivos.

Durante o cisalhamento de solos não coesivos, dependendo do seu estado de compactidade, ele pode se dilatar (aumentar de volume) ou se contrair (diminuir de volume). No caso dos solos compactos ou muito compactos, ocorre a dilatação, enquanto o contrário acontece com os solos fofos.

8.2.2. A Resistência Coesiva

A resistência ao cisalhamento dos solos é, por natureza, conferida pelo atrito entre as partículas sólidas. Todavia, dependendo da mineralogia do solo, a atração química que pode haver entre essas

partículas é capaz de ocasionar uma resistência que independe da tensão normal atuante no plano de cisalhamento, o que constitui uma coesão verdadeira (ver Figura 8.5). O efeito é análogo à existência de uma cola entre duas superfícies em contato.

Várias fontes podem dar origem à coesão em um solo. A cimentação entre partículas proporcionada por carbonatos, sílica, óxidos de ferro, dentre outras substâncias, responde muitas vezes por altos valores de coesão.

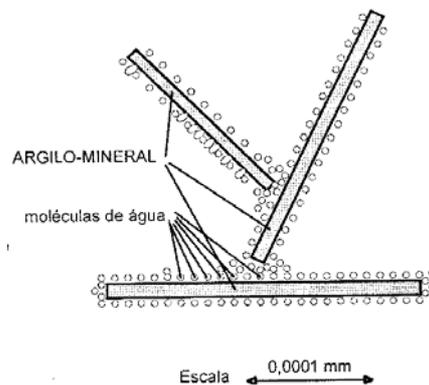


Figura 8.5 – Transmissão de forças entre partículas de solos coesivos.

Cabe ressaltar que os agentes cimentantes podem advir do próprio solo, após processos de intemperização, tal como a silificação de arenitos, em que a sílica é dissolvida pela água que percola, sendo depositada como cimento.

Excetuando-se o efeito da cimentação, pode-se afirmar serem todas as outras formas de coesão o resultado de um fenômeno de atrito causado por forças normais, atuantes nos contatos inter-partículas. Essas tensões inter-partículas, também denominadas de “internas” ou “intrínsecas”, são o resultado da ação de muitas variáveis no sistema solo-água-ar-eletrólitos, destacando-se as forças de atração e de repulsão, originadas por fenômenos eletrostáticos e eletromagnéticos e as propriedades da água adsorvida junto às partículas.

A coesão aparente é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, que não tem sua origem na cimentação e nem nas forças intrínsecas de atração.

Esse tipo de coesão deve-se ao efeito de capilaridade na água intersticial. A pressão neutra negativa atrai as partículas gerando novamente um fenômeno de atrito, visto que ela origina uma tensão efetiva normal entre as mesmas. Saturando-se totalmente o solo, ou secando-o por inteiro, esta parcela desaparece, donde o nome de aparente. A sua intensidade cresce com a diminuição do tamanho das partículas. A coesão aparente pode ser uma parcela bastante considerável da resistência ao cisalhamento do solo, principalmente nos solos argilosos e/ou siltsos.

A despeito das dificuldades de explicação física e da medida do seu valor, tem-se constatado que a coesão aumenta com os seguintes fatores:

- quantidade de argila e atividade coloidal
- razão de pré-adensamento (over consolidation ration – OCR)
- diminuição do teor de umidade

8.3. Critérios de Ruptura

São formulações que visam refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Deve-se ressaltar, contudo, que em muitos casos (inclusive para alguns solos), a curva tensão deformação apresentada pelo material é de natureza tal que impede que uma definição precisa do ponto de ruptura seja estabelecida. Desta forma, poderíamos definir como ruptura a máxima tensão a qual um determinado material pode suportar, ou, de outra forma, a tensão apresentada pelo material para um nível de deformação suficientemente grande para caracterizar uma condição de ruptura do mesmo.

Há critérios que são estabelecidos em função das tensões e outros que têm como referência as deformações. Há ainda aqueles que levam em consideração a energia de deformação ou o trabalho realizado. Pode-se dizer que um critério é satisfatório quando ele reproduz com certa fidelidade o comportamento do material em consideração (Sousa Pinto, 2003).

A análise do estado de tensões que provoca a ruptura de um terreno é o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos. São os seguintes os critérios empregados na engenharia geotécnica:

- Critério de Coulomb
- Critério de Mohr
- Critério de Mohr-Coulomb

i) Critério de Coulomb: “não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela equação $c + \sigma.f$, sendo c (coesão) e f (coeficiente de atrito) são constantes do material e σ a tensão normal atuando no plano de cisalhamento”. O coeficiente de atrito é igual à tangente do ângulo de atrito interno do solo ($\tan \phi$). Graficamente, este critério está representado na Figura 8.6a.

ii) Critério de Möhr: “não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material”. Este critério está representado graficamente na Figura 8.6b. Observe que o círculo A se encontra num estado de tensão tangente à envoltória, em que há ruptura, enquanto que o estado de tensões que gera o círculo B não provoca a ruptura do material.

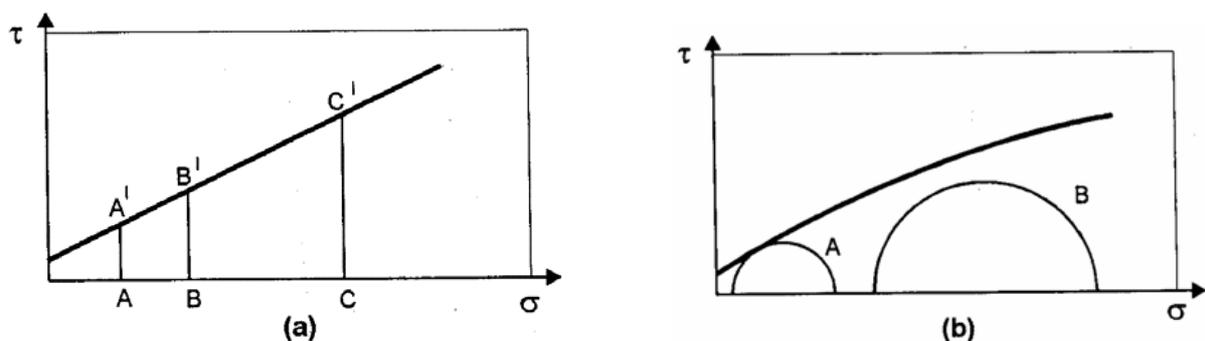


Figura 8.6 – Representações gráficas dos critérios de ruptura de (a) Coulomb (b) Möhr.

Como envoltórias curvas são de difícil aplicação, as envoltórias de Möhr são freqüentemente substituídas por retas que melhor se ajustam à envoltória. Definida uma reta, seu coeficiente linear (c) não terá mais o sentido de coesão, pois esta parcela de resistência, conceitualmente, independe da tensão normal, razão pela qual o coeficiente c passa a ser chamado de “intercepto de coesão. Dessa maneira, o critério de Möhr se assemelha ao de Coulomb, fazendo com que ele passasse a ser denominado critério de Möhr-Coulomb.

O critério de Möhr-Coulomb indica a forte influência da tensão normal atuando no plano de ruptura. Observando-se a Figura 8.7, verifica-se que a tensão normal representada pelo segmento AD propicia uma resistência ao cisalhamento maior que a proporcionada pelo segmento AB. Por essa razão, a ruptura acontece para uma tensão cisalhante menor (representada pelo segmento BC) do que a tensão cisalhante máxima (segmento DE).

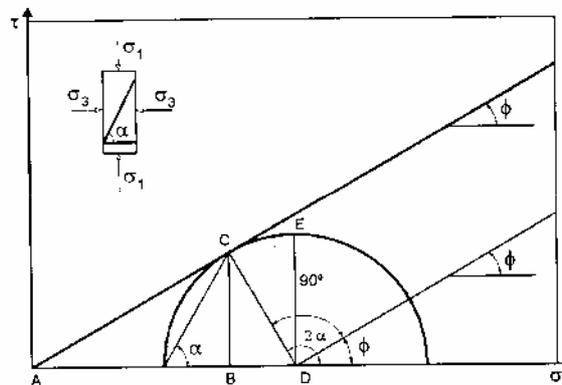


Figura 8.7 – Representação do estado de tensão no plano de ruptura.

Na análise de estabilidade de um maciço de terra natural ou compactado (p. exemplo, uma barragem de terra) interessa o estudo da ação das forças ativas e reativas. As primeiras são decorrentes de ações externas, tais como o peso próprio, o empuxo da água ou uma sobrecarga qualquer. Por outro lado, estão as forças reativas, intimamente ligadas à capacidade que um solo tem de reagir quando solicitado pelas forças externas, que deriva de suas propriedades geotécnicas. É a lei da ação e reação colocada em prática pelo solo. A reação do solo é uma resposta de sua resistência ao cisalhamento (τ), expressa pela conhecida Lei de Möhr-Coulomb: $\tau = c + \sigma \text{tg } \phi$, onde c e ϕ são a coesão e o ângulo de atrito interno do solo, respectivamente, enquanto σ é a tensão normal atuante no plano em consideração.

Como resultado, para que não ocorra a ruptura, é necessário que tensão de cisalhamento que atua (τ_{atua}) seja inferior à resistência ao cisalhamento do solo (τ). A relação entre ambas representa o coeficiente de segurança contra a ruptura por cisalhamento, F:

$$F = \frac{\tau}{\tau_{atua}} = \frac{c + \sigma \text{tg } \phi}{\tau_{atua}}$$

Quanto mais próximo de 1,0 estiver F, mais próximo o maciço estará da ruptura. Comumente, em obras de terra, tais como barragens, muros de arrimo e taludes em geral, se adota para F valores entre 1,3 e 1,5.

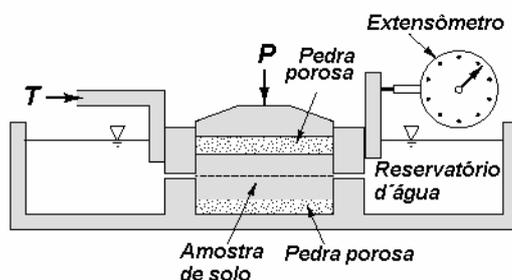
8.4. Ensaio de Cisalhamento

São três os mais comuns ensaios empregados para determinação da resistência ao cisalhamento dos solos: ensaio de cisalhamento direto, ensaio de compressão simples e o ensaio triaxial.

8.4.1. Ensaio de Cisalhamento Direto

Constitui-se no mais antigo procedimento empregado para a estimativa da resistência ao cisalhamento dos solos. É um procedimento inteiramente baseado no critério de Coulomb. O princípio do ensaio é extremamente simples: aplica-se inicialmente uma tensão normal (vertical), P/A , à amostra e verifica-se o valor da tensão de cisalhamento (T/A) que provoca a ruptura, onde A é a área da amostra (ver Figura 8.8).

Para realizar o ensaio, um corpo de prova circular (diâmetro de 60 mm ou 100 mm) ou quadrado (largura de 60 mm ou 100 mm), com 25 mm de espessura, é colocado parcialmente numa caixa de cisalhamento, bipartida (Figura 8.8^a). Aplica-se inicialmente uma força vertical P e a seguir, sob uma determinada velocidade imposta pela parte inferior da caixa, é medida a força horizontal, T . O valor de T vai crescendo, e, simultaneamente também é medido o deslocamento horizontal da parte superior da caixa em relação à inferior.



(a)



(b)

Figura 8.8 – Ensaio de cisalhamento direto: (a) caixa de cisalhamento; (b) equipamento do DEC/UFS.

A tensão de cisalhamento (τ) é geralmente representada em função do deslocamento horizontal (δH), medido no sentido do cisalhamento, conforme se mostra na Figura 8.9a. O deslocamento vertical durante o ensaio é também registrado, cujo parâmetro indica se a amostra de solo está se deformando positivamente (compressão) ou se ocorre expansão, deslocamento negativo (Figura 8.9b). O ensaio não tem norma brasileira, mas os procedimentos de execução do ensaio podem ser facilmente encontrados em diversos livros de Mecânica dos Solos.

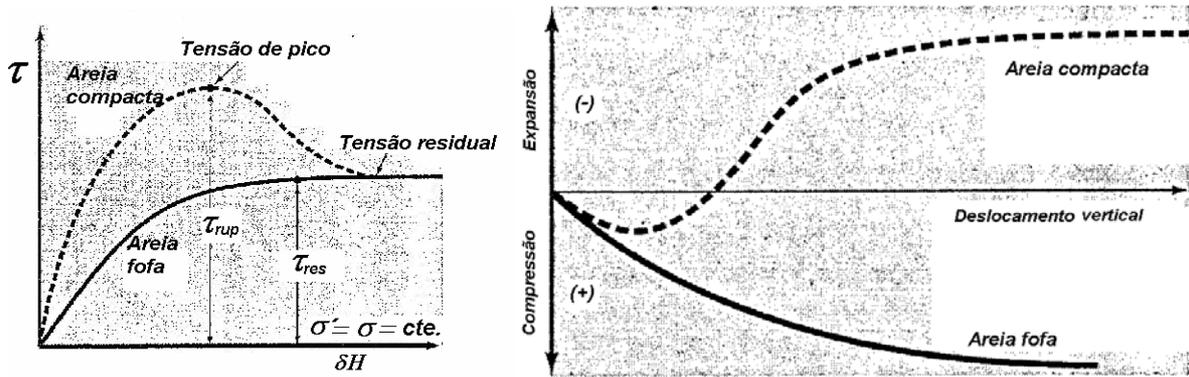


Figura 8.9 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto: (a) Gráfico típico; (b) deslocamento vertical.

É prática corrente se realizar três ensaios com tensões normais diferentes, por exemplo, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, e obter os pares de valores ($\sigma; \tau$) para cada amostra. Com os três pares de valores se pode traçar a envoltória de ruptura do solo, a envoltória de Mohr-Coulomb, conforme mostrado na Figura 8.10.

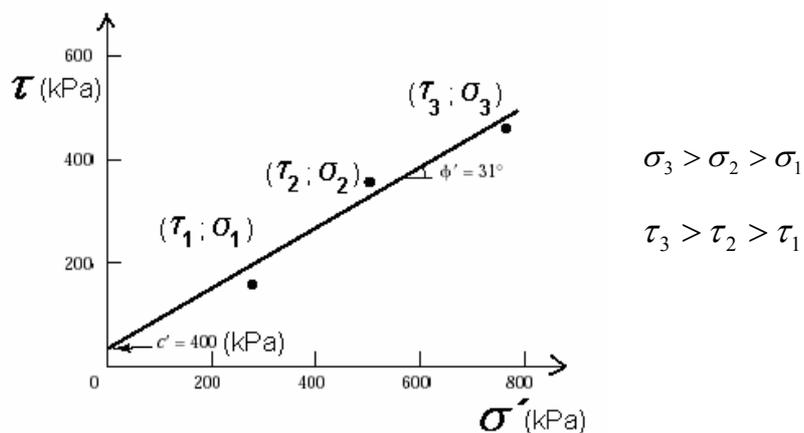


Figura 8.10 – Envoltória de ruptura obtida do ensaio de cisalhamento direto.

Apesar de o ensaio ser muito simples e prático, a análise do estado de tensões durante o carregamento é um tanto complexa: no início do ensaio, antes da aplicação das tensões cisalhantes, o plano horizontal é o plano principal maior; com a aplicação da força T, acontece a rotação dos planos principais, entretanto, as tensões só são conhecidas num plano, que é aquele na interface entre as duas partes da caixa de cisalhamento. Além disso, mesmo sabendo-se que o cisalhamento ocorre num plano preferencial, o horizontal, este cisalhamento pode ser precedido de rupturas internas em outras direções, o que se constitui numa das limitações do ensaio, alvo de críticas.

Outra questão que gera críticas ao ensaio diz respeito ao controle da drenagem do corpo de prova, que é muito difícil de realizar, pois não há como impedi-la. Dessa forma, admite-se que ensaios feitos com amostras de areias são sempre de forma que as pressões neutras se dissipem, ou seja, ensaios drenados. Neste caso, as tensões são sempre efetivas. Com argilas, podem-se realizar ensaios drenados, aplicando-se uma baixa velocidade à máquina, ou não drenados, com alta velocidade de

cisalhamento. No primeiro caso, o ensaio é lento (tipicamente 0,1mm/min) e no segundo, o ensaio é rápido (ou não drenado), com velocidades tipicamente na faixa de 0,5 a 1 mm/min. As tensões neste caso são totais.

8.4.2. Ensaio de Compressão Simples (não confinada)

O ensaio de compressão simples visa a determinação da resistência à compressão não confinada (ou simples) de corpos de prova constituídos por solos coesivos, mediante aplicação de carga axial com controle de deformação. Tais corpos de prova podem ser indeformados ou obtidos por compactação ou mesmo por remoldagem. Os valores resultantes da aplicação deste ensaio correspondem à resistência de solos coesivos em termos de tensões totais. Este tipo de ensaio se aplica a solos coesivos que não expulsam água durante a fase de carregamento do ensaio e que retêm uma resistência após o alívio das pressões confinantes de campo, tais como argilas ou solos cimentados saturados. A realização do ensaio sobre uma mesma amostra, nos estados indeformado e remoldado (aquele constituído por solos que tenha tido sua estrutura natural modificada por manipulação), permite a determinação da sensibilidade do material, desde q o corpo de prova remoldado mantenha uma forma estável.

O equipamento de compressão pode ser uma prensa hidráulica, de engrenagem ou qualquer outro equipamento de compressão com capacidade e controle suficientes para fornecer a velocidade de deslocamento necessária (Figura 8.11). O carregamento é efetuado com deformação controlada. O anel dinamométrico é utilizado para determinar os esforços aplicados e o medidor de deslocamento deve ser constituído por um deflectômetro ou relógio comparador. Os corpos de prova devem ter um diâmetro mínimo de 35 mm, devidamente medidos e pesados antes e depois da execução do ensaio. O carregamento deve ser aplicado de maneira a se obter uma velocidade de deformação axial específica constante. Os valores de carga, deslocamento e tempo devem ser registrados, com intervalos adequados para definir a forma da curva tensão-deformação. O carregamento deve prosseguir até que os valores de carga aplicada diminuam com a evolução dos deslocamentos ou então até se obtenha 15% de deformação axial específica.



Figura 8.11 – Prensa para realização do ensaio de compressão simples.

O resultado do ensaio de compressão simples indica a resistência ao cisalhamento do solo para baixas tensões totais, considerada simplificada como a metade da tensão desviadora máxima, como se pode observar na Figura 8.12 e equação a seguir. Esta resistência é devida à eventual cimentação, que geralmente varia pouco com a umidade, e à sucção (no caso de solos não saturados – compactados, colapsíveis ou expansivos – ver item 8.5), que é função do grau de saturação. É natural, portanto, que a resistência diminua à medida que a umidade do solo aumente.

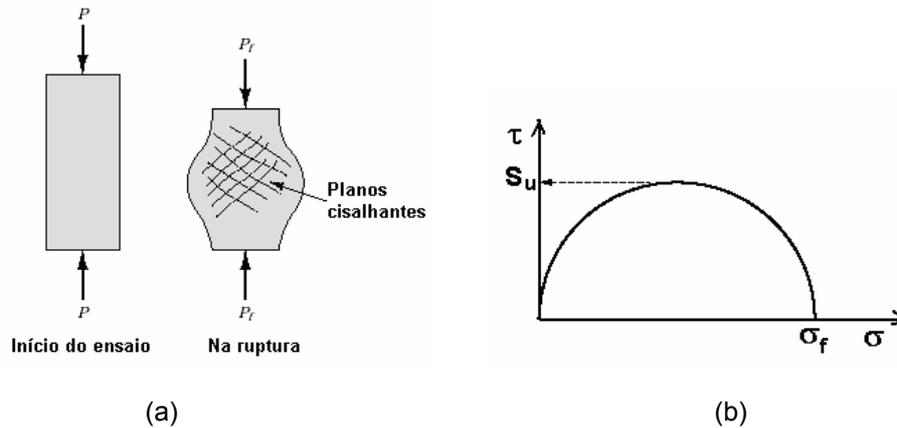


Figura 8.12 – (a): Amostra antes e depois da ruptura; (b): Círculo de ruptura.

$$C = S_U = \frac{q_{rup}}{2} = \frac{\sigma_f}{2} = \text{(raio do círculo, pois não há pressão confinante)} \quad \sigma_f = \frac{P_f}{A}$$

8.4.3. Ensaio de Compressão Triaxial (confinada)

É o ensaio mais completo e versátil, do ponto de vista teórico (com relação à aplicação de tensões e ao controle de drenagem), e o mais utilizado para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos. O ensaio de compressão triaxial tem alguma semelhança com o ensaio de compressão simples, porém, difere daquele por causa da amostra ser inicialmente submetida a um estado de pressão hidrostática. Para isso, um corpo de prova cilíndrico é envolto por uma membrana impermeável (de látex) e colocado no interior da câmara triaxial, que, por sua vez é completamente preenchida com água, o que permitirá através de um sistema pneumático a aplicação de uma pressão confinante. Em seguida, é imposto um carregamento axial sobre o corpo de prova ($\Delta\sigma_1$), o qual aplicado de maneira crescente até atingir-se a ruptura. A relação altura/diâmetro do corpo de prova situa-se entre 2,5 e 3 (ver Figura 8.13). A pressão hidrostática inicialmente aplicada à amostra é comumente denominada pressão confinante ou de confinamento, representada na Figura 8.13 por $\sigma_c (= \sigma_3)$.

OBS.: Muito cuidado deve ser tomado na preparação da amostra e durante a colocação do corpo de prova na câmara triaxial, principalmente na operação de colocação da membrana de látex sobre a amostra, o que poderá provocar sérias perturbações ao espécime.

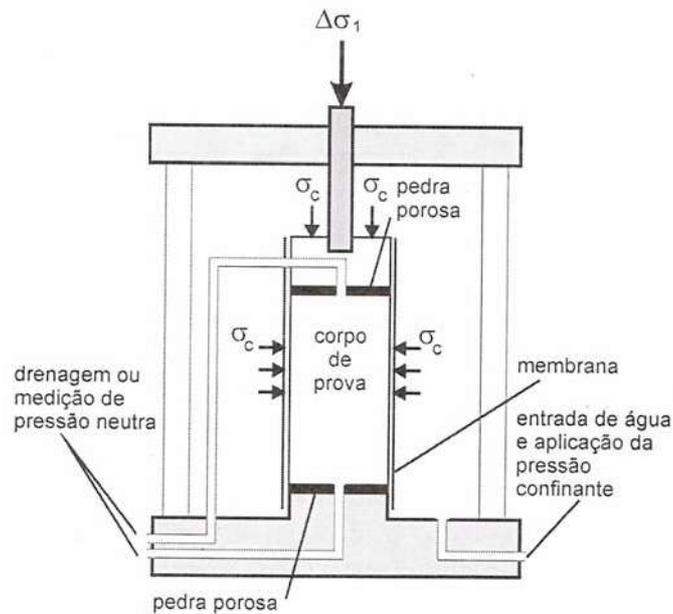


Figura 8.13 – Câmara de compressão (célula) do ensaio triaxial.

A parte superior da câmara triaxial é atravessada por um pistão, que através de uma placa circular rígida, aplica o carregamento axial à amostra. Esse carregamento é aplicado indiretamente, visto que, de fato, o pedestal onde se apóia a câmara é que se movimenta verticalmente para cima com velocidade de deslocamento pré-estabelecida. Como o pistão se mantém fixo sobre o topo do corpo de prova, todo o carregamento gerado pelo pedestal é transferido para a amostra, ao mesmo tempo em que é medida a deformação vertical (diminuição de altura) do corpo de prova, que ao ser dividida pela altura inicial dá origem à deformação vertical específica (ϵ_1). A tensão causada pelo carregamento axial é denominada tensão desviadora ou tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$), sendo σ_1 e σ_3 as tensões principais maior e menor, respectivamente.

Para cada corpo de prova se obtém um gráfico que relaciona a tensão desviadora (σ_d) versus a deformação axial específica (ϵ_1), conforme se vê na Figura 8.14. Determinando-se os pares de tensões (σ_1 ; σ_3) correspondentes à ruptura das diversas amostras ensaiadas (geralmente três corpos de prova), pode-se traçar os respectivos círculos de Mohr, conforme se pode mostrar na Figura 8.15. A câmara do triaxial permite a medida da poropressão durante o ensaio de cisalhamento, o que possibilita a obtenção de parâmetros de resistência do solo não apenas em termos de tensões totais, mas também em termos efetivos. Vale ressaltar que havendo o interesse em se obter a resistência sob estado de tensões efetivas, se faz necessário que a amostra tenha sido completamente saturada antes de iniciar a fase de cisalhamento do corpo de prova. Orifícios existentes nas placas da base e do topo do corpo de prova permitem através das pedras porosas a percolação de água para dentro ou para fora da amostra.

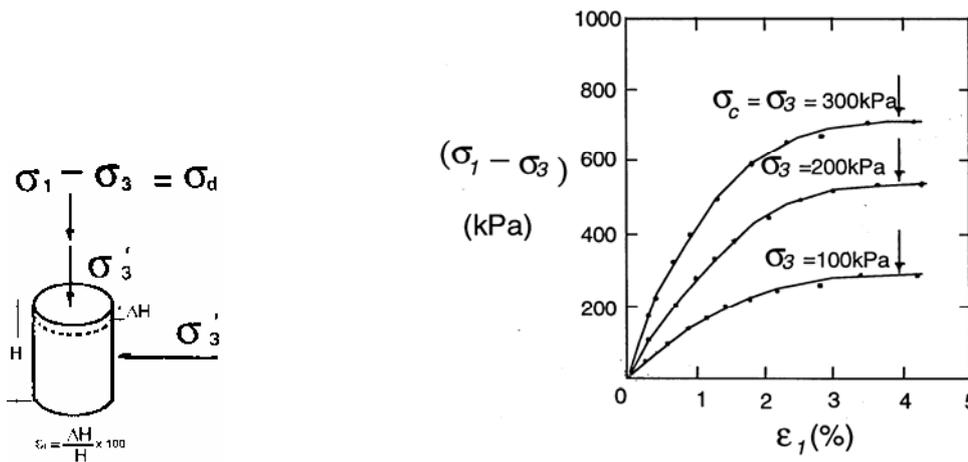


Figura 8.14 – (a): estado de tensões sobre o corpo de prova e (b): gráficos típicos com resultados de ensaio de compressão triaxial.

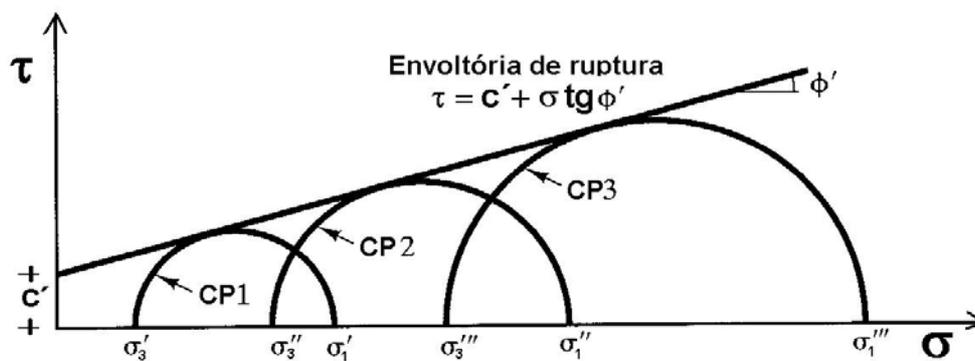


Figura 8.15 – Círculos de Mohr e envoltória de ruptura obtida do ensaio de compressão triaxial.

8.4.4. Classificação dos Ensaio de Cisalhamento

Visando reproduzir as diferentes condições de solitação existentes nos maciços em escala verdadeira, os ensaios de cisalhamento podem ser realizados de três maneiras básicas:

- i) Ensaio lento ou drenado (CD)
- ii) Ensaio rápido ou sem drenagem (UU)
- iii) Ensaio rápido pré-adensado (CU)

Nos ensaios lentos (CD – Consolidated Drained) é permitida em todas as fases a drenagem da água existente no interior do corpo de prova. Neste caso, o corpo de prova depois de colocado na câmara triaxial precisa inicialmente ser saturado, em seguida abre-se a válvula de drenagem para provocar a consolidação e quando isso acontece, a amostra é submetida ao cisalhamento ainda com a drenagem sendo permitida. Ou seja, como a velocidade de deformação é lenta, toda poropressão é dissipada ($u = 0$), o que faz com que o estado de tensões seja puramente efetivo ($\sigma = \sigma'$). Isso é possível porque na base do corpo de prova e no cabeçote superior são colocadas pedras porosas, as quais possibilitam a drenagem ou saturação da amostra.

Nos ensaios rápidos (UU – Unconsolidated Undrained) a drenagem não é permitida em nenhuma das fases do ensaio. O corpo de prova é colocado na câmara triaxial, em seguida é submetido à pressão confinante, não sendo necessária nem a presença de pedras porosas e imediatamente submete-se o corpo de prova ao cisalhamento, aumentando-se o carregamento axial com as válvulas de drenagem fechadas. Nestas condições, o teor de umidade se mantém constante e, se o corpo de prova estiver saturado, não haverá variação volumétrica. Há que se ter atenção à velocidade com que se aplica o carregamento axial, pois ela tem influência nos resultados (Sousa Pinto, 2003). As tensões medidas e os parâmetros de resistência correspondentes são totais. É um dos procedimentos de ensaios triaxiais mais comumente empregados em laboratório. O ensaio de cisalhamento equivalente, mas sem pressão de confinamento, é o ensaio de compressão simples, empregado para determinação da coesão não drenada de argilas.

Nos ensaios rápidos pré-adensados (CU – Consolidated Undrained) aplica-se a pressão de confinamento e aguarda-se a dissipação das pressões neutras geradas, deixando-se a válvula de drenagem aberta. Em seguida, fecha-se a drenagem e inicia-se o ensaio de cisalhamento propriamente dito. Portanto, a amostra é consolidada como no ensaio CD, mas é cisalhada sob uma velocidade de deformação muito mais rápida. Este ensaio indica a resistência ao cisalhamento não drenada em função da pressão de adensamento. Se durante o ensaio de cisalhamento as pressões neutras forem medidas, a resistência em termos de tensões efetivas também pode ser obtida, razão pela qual este tipo de ensaio triaxial é um dos mais empregados, pois possibilita a determinação da envoltória de resistência efetiva num período muito menor do que no ensaio triaxial CD.

8.4.5. Resistência das Areias

Como as areias são bastante permeáveis, nos carregamentos a que elas ficam submetidas em obras de engenharia, há tempo suficiente para que as poropressões geradas pelo carregamento sejam dissipadas. Por isso, a resistência das areias é sempre definida em termos de tensões efetivas, o que significa dizer que o ensaio acontece sempre na condição drenada. A resistência ao cisalhamento das areias pode ser obtida a partir de ensaio de cisalhamento direto ou do ensaio de compressão triaxial. Focaremos nossa atenção ao caso de uma amostra de areia inicialmente saturada submetida a um ensaio triaxial Adensado Drenado (CD), pois assim se pode medir através de uma bureta graduada a quantidade de água que sai do corpo de prova, o que representa a variação de volume da amostra.

Quando se trata da resistência ao cisalhamento das areias, é preciso que estude separadamente as areias fofas e as areias compactas ou muito compactas, pois o grau de compactidade exerce uma grande influência no comportamento tensão-deformação da areia, conforme se verá adiante. É importante lembrar que a compactidade relativa (CR) de uma areia é numericamente avaliada em função do índice de vazios em que ela se encontra (e_{nat}) em relação aos valores mínimo (e_{min}) e máximo (e_{max}) que ela poderá ficar submetida, ou seja:

$$CR = \frac{e_{nat} - e_{max}}{e_{máx} - e_{min}}$$

Quanto maior o valor de CR mais compacta estará a areia, conforme se pode observar na Tabela 8.1, sugerida por Terzaghi.

Tabela 8.1 – Classificação das areias com base na compactidade relativa.

Classificação	CR
Areia fofa	< 0,33
Areia de compactidade média	0,33 ≤ CR ≤ 0,66
Areia compacta	> 0,66

O que se comprova com certa facilidade é que quanto maior a compactidade de uma areia maior será a sua resistência e menor a sua deformabilidade.

8.4.6. Areias fofas

Quando submetida a um carregamento axial, o corpo de prova de uma areia fofa apresenta uma tensão desviadora que cresce lentamente com a deformação, atingindo um máximo só para deformações relativamente grandes, na faixa de 6% a 8%. Comportamentos típicos de curvas tensão–deformação de areias fofas são mostrados nas Figuras 8.16a,b,c.

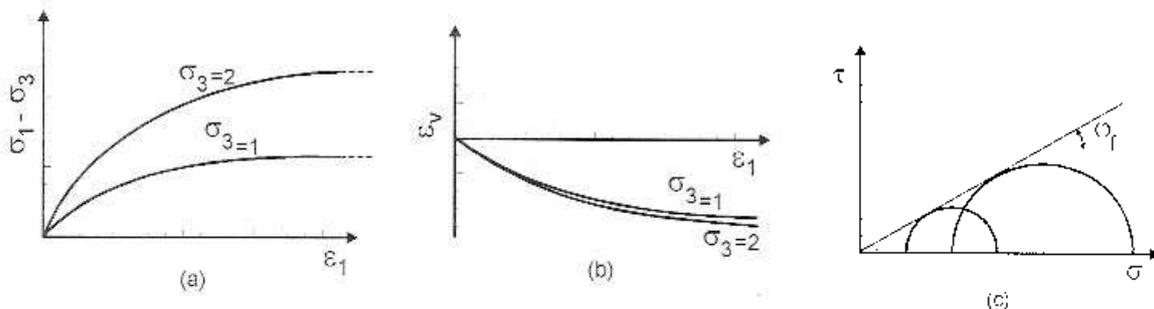


Figura 8.16 – Areias fofas: (a) Tensão desviadora x deformação específica; (b) deformação volumétrica x deformação específica e (c) envoltória de resistência.

Observe da Figura 8.16a como a tensão desviadora depende da pressão de confinamento, isto é, pode-se admitir que quanto maior for o valor de σ_3 maior será a resistência medida, embora se perceba que as curvas têm o mesmo comportamento tensão-deformação. A Figura 8.16b mostra que ocorre variação de volume do corpo de prova durante o carregamento axial, sendo para pressões de confinamentos maiores as diminuições de volume tendem a ser um pouco menores.

Ao se traçar os círculos de Mohr correspondentes às máximas tensões desviadoras, obtêm-se círculos cuja envoltória é representada por uma reta que os tangencia e que passa pela origem dos eixos, visto que as tensões de ruptura (σ_{drupt}) foram admitidas proporcionais às pressões confinantes (σ_3). A inclinação da envoltória de resistência é o ângulo de atrito interno da areia (ϕ_r).

8.4.7. Areias compactas

Nas Figuras 8.17d,e,f são mostrados resultados típicos de ensaios triaxiais CD realizados com amostras de areias compactas. Observa-se na Figura 8.17d que a tensão desviadora cresce muito mais rapidamente com as deformações e logo atinge a resistência de pico, o máximo da curva $\sigma_d \times \epsilon_1$. A partir da resistência de pico, a tensão desviadora decresce e tende a se estabilizar num determinado patamar, definido como resistência residual.

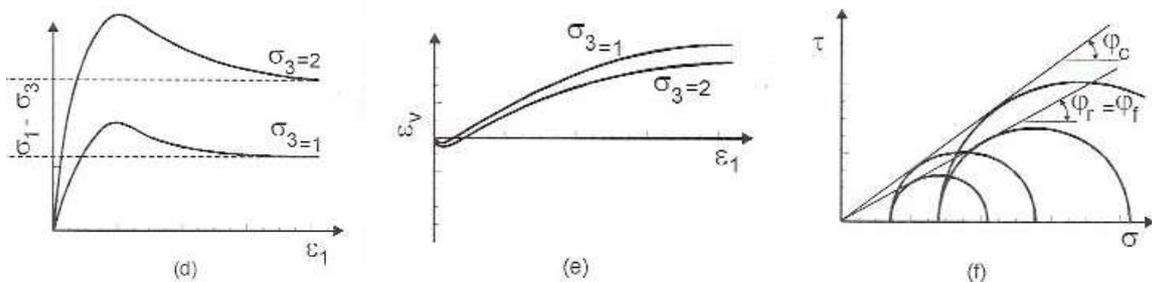


Figura 8.17 – Areias compactas: (a) Tensão desviadora x deformação específica; (b) deformação volumétrica x deformação específica e (c) envoltória de resistência.

Nos gráficos de variação de volume versus deformação específica (Figura 8.17e), nota-se que os corpos de prova experimentam inicialmente uma diminuição de volume, semelhante ao que acontece com as areias fofas, porém, logo em seguida o volume do corpo de prova passa a crescer, antes mesmo de ser atingida a resistência máxima. Na ruptura, o corpo de prova possui um volume maior do que no início do ensaio. Esse fenômeno é conhecido como *dilatância* das areias.

Os círculos representativos do estado de tensões máximas (na ruptura) estão representados na Figura 8.17f. Em princípio, percebe-se que as resistências de pico são proporcionais às tensões de confinamento dos ensaios e a envoltória a estes círculos é uma reta que passa pela origem dos eixos cartesianos. Com isso, conclui-se que a resistência de pico das areias compactas é função do ângulo de atrito interno correspondente, ϕ_c . Com os valores de tensões obtidas na condição residual se pode traçar também os círculos de Mohr e a envoltória correspondente. Neste caso, a envoltória de resistência residual também passa pela origem e o ângulo de atrito residual muito se assemelha ao ângulo de atrito dessa mesma areia no seu estado fofo ($\phi_r = \phi_f$).

8.4.8. Índice de Vazios Crítico das Areias

Nos itens anteriores foi visto que uma areia fofa diminui de volume quando solicitada axialmente, mas que aumenta de volume nas mesmas condições de carregamento se a areia estiver compacta, o que se denominou de dilatância. Para cada uma das condições acima existe um determinado índice de vazios. Entretanto, para uma determinada areia, existe um índice de vazios para o qual o corpo de prova quando solicitado não diminui nem aumenta de volume: esse é o que se denomina *índice de vazios crítico*. Portanto, trata-se de uma questão de estado: i) se a areia estiver com índice de vazios abaixo do valor crítico, quando solicitada ela se dilatará; ii) por outro lado, se o índice de vazios da amostra ensaiada estiver acima do valor crítico, o corpo de prova romperá se comprimindo, isto é com volume menor do que o inicial.

8.4.9. Ângulos de Atrito Típicos de Areias

O ângulo de atrito das areias depende do seu estado de compacidade, uma vez que é ela que comanda o entrosamento entre as partículas. Resultados experimentais têm revelado que o ângulo de atrito de uma areia no seu estado mais compacto é aproximadamente 7 a 10 graus maior do que o seu ângulo de atrito no seu estado mais fofo. Além disso, há que se dá a devida atenção a outras características das areias, que se refletem diretamente na sua resistência ao cisalhamento, que são a sua distribuição granulométrica e o formato dos grãos. Na Tabela 8.2 são mostrados valores típicos de ângulo de atrito de areias com base nessa informação.

Tabela 8.2 – Valores típicos de ângulo de atrito de areias em função da compacidade (Sousa Pinto, 2003)

Classificação	Compacidade	
	Fofa	Compacta
Areias bem graduadas		
Grãos angulares	37° a	47°
Grãos arredondados	30° a	40°
Areias mal graduadas		
Grãos angulares	35° a	43°
Grãos arredondados	28° a	35°

8.4.10. Resistência dos Solos Argilosos

Há uma diferença fundamental de comportamento entre as areias e as argilas, principalmente pelo fato de que a permeabilidade das argilas é baixa e às vezes muito baixa. Daí a importância do controle das condições de drenagem e da velocidade de aplicação das cargas para que se possa

fazer uma avaliação adequada acerca do comportamento delas em termos de resistência tanto em condições drenada quanto não drenada.

A resistência de uma argila depende fundamentalmente do índice de vazios em que ela se encontra, que é uma consequência das tensões atuais e passadas e da sensibilidade da sua estrutura. Dessa forma, o comportamento tensão-deformação no carregamento axial de uma argila dependerá da relação entre a pressão confinante do ensaio e a sua tensão de pré-adensamento. Portanto, é importante analisar a resistência das argilas de forma separada: i) para pressões confinantes acima da tensão de pré-adensamento e ii) para pressões confinantes abaixo da tensão de pré-adensamento.

i) Pressões confinantes iguais ou acima da tensão de pré-adensamento (argila NA)

Inicialmente será feita uma análise em termos de tensões efetivas (ensaios CD), para o caso de argilas submetidas a pressões confinantes acima da tensão de pré-adensamento (admitir 3 unidades para a tensão de pré-adensamento). Supondo que a argila teria sido submetida a dois ensaios CD, sendo um com pressão confinante igual 4 unidades e o outro com σ_3 igual a 8 unidades, os gráficos da tensão desviadora versus deformação axial específica seriam os mostrados na Figura 8.18a. Observa-se na figura que as tensões desviadoras crescem lentamente, são proporcionais às pressões confinantes (como no caso das areias fofas) e a ruptura só acontece para valores elevados de deformações verticais (na prática, de 15% a 20%). Na Figura 8.18b, observa-se que corpo de prova experimenta somente diminuição de volume, análogo ao caso das areias fofas.

Em consequência da proporcionalidade entre as tensões desviadoras máximas e as pressões confinantes, os respectivos círculos de Mohr correspondentes aos estados de tensão na ruptura definem uma envoltória reta, cujo prolongamento passa pela origem, conforme mostrado na Figura 8.19.

Portanto, a resistência de uma argila nestas condições será caracterizada somente por um ângulo de atrito interno efetivo, ϕ' , conforme mostrado na Equação 4:

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi'$$

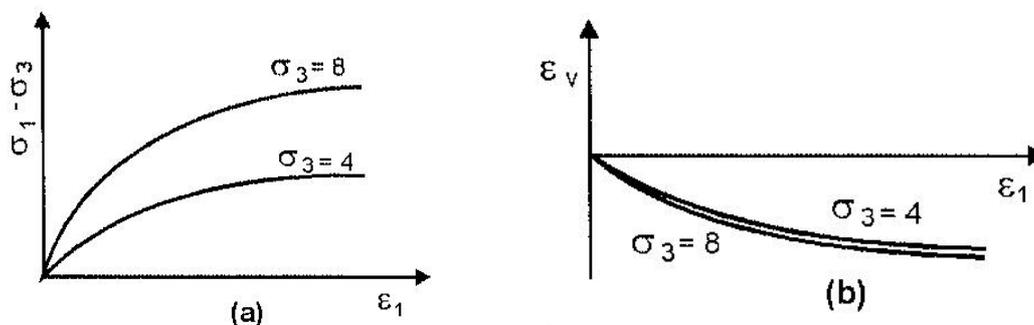


Figura 8.18 – Argilas normalmente adensadas: (a) Tensão desviadora x deformação específica; (b) deformação volumétrica x deformação específica.

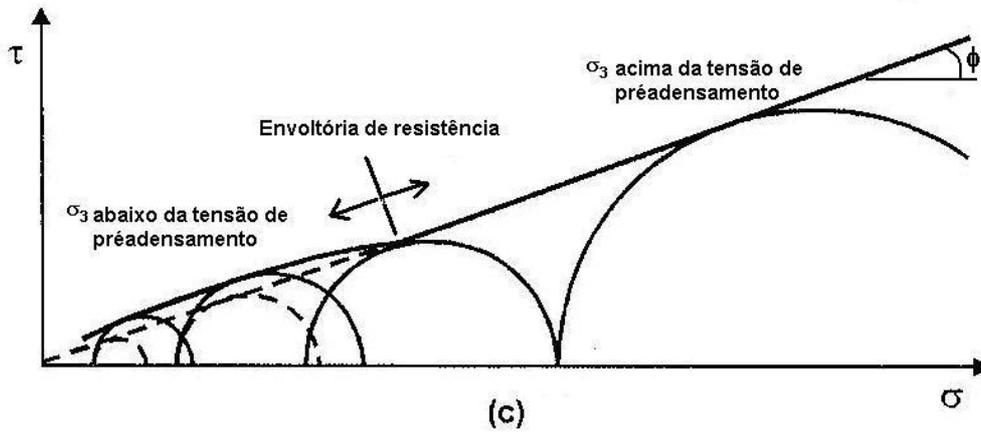


Figura 8.18 – Envoltória de resistência de argilas.

8.4.11. Resistência não Drenada Obtida *In Situ*

A resistência ao cisalhamento não drenada refere-se à condição na qual a água não entra nem sai do solo coesivo durante o processo de cisalhamento, ou seja, o teor de umidade da amostra na ruptura é o mesmo do início do ensaio.

Diversos tipos de ensaios de campo são disponíveis para a determinação da resistência não drenada das argilas. Deles, o mais comum é o ensaio de cisalhamento de campo por meio de palhetas, muito conhecido pelo nome original *vane test*.

O ensaio faz uso de uma palheta constituída por quatro lâminas retangulares, fixadas num eixo, formando uma cruz (Figura 8.19). Cravada no terreno, a palheta é submetida a uma rotação por meio de um torquímetro mantido na superfície, medindo-se o torque à medida que a rotação é forçada. Quando a palheta gira no interior do solo, ela tende a cortar o solo segundo um cilindro definido pelas dimensões da palheta. Na superfície deste cilindro, a resistência oferecida ao torque é a resistência não drenada do solo. Atingindo o torque máximo, a resistência da argila é obtida, igualando-se este valor ao momento resistente do cilindro formado.

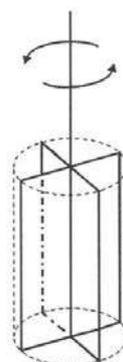


Figura 8.19 – Palheta de ensaio de cisalhamento *in situ* (*vane test*)

O *vane test* é extremamente simples, mais vantajoso que a realização de ensaios de laboratório e usado com muita frequência por ser muito econômico. Num período de 4 horas é possível determinar a resistência não drenada, de meio em meio metro, num furo até 20 m de profundidade. Mas o *vane test* também apresenta alguns problemas, o principal deles é que a rotação das palhetas tem que ser feita com elevada velocidade, para evitar que as pressões neutras se dissipem, o que faria que a resistência não fosse mais a resistência não drenada. A ruptura é atingida em menos de 5 minutos, ou seja, a resistência determinada dessa maneira é muito superior à resistência correspondente a carregamentos mais lentos, que interessam na prática. Porém, o ensaio de palhetas, devidamente corrigido através de fatores de correção que, multiplicados aos valores de resistência, indicam o que se chamaria de “resistência não drenada para projeto”, é um ensaio confiável para projeto, principalmente quando seus valores são confrontados com os fornecidos pelas correlações existentes para outros tipos de ensaios.

8.5. Introdução aos Solos Não Saturados

O comportamento das argilas não saturadas, também chamadas de parcialmente saturadas, difere do das argilas saturadas por dois motivos principais:

- 1 Nas argilas saturadas, a água nos vazios é considerada praticamente incompressível, pois ela é muito menos compressível que a estrutura sólida do solo. Em consequência, quando se aplica qualquer carregamento hidrostático, surge uma tensão neutra de igual valor e a pressão efetiva só aumenta se houver drenagem. Nas argilas não saturadas, os vazios estão parcialmente ocupados pelo ar, que é muito mais compressível do que a estrutura sólida do solo. Neste caso, qualquer carregamento provoca uma compressão do ar, à qual corresponde uma igual compressão da estrutura sólida do solo. Esta é uma indicação de que parte da pressão aplicada é suportada pelo solo; surge um aumento da tensão efetiva ainda que não tenha havido drenagem.
- 2 O ar existente nos vazios do solo encontra-se com pressão (u_a), diferente da pressão da água (u_w), nos vazios, em virtude da tensão superficial da água nos meniscos capilares que se formam no interior do solo. A pressão no ar é sempre superior à pressão na água, sendo a diferença entre as duas chamada de *pressão de sucção*, $u_a - u_w$.

O conhecimento das tensões efetivas se torna problemático, pois não se pode aplicar simplesmente a equação de Terzaghi, pela qual a tensão efetiva é igual à tensão total menos a pressão neutra, pois existem duas pressões diferentes nos fluidos que ocupam os vazios do solo. Em termos acadêmicos, existem procedimentos propostos pelo prof. Bishop, do Imperial College, de Londres, e pelo prof. Fredlund, da Universidade de Saskatchewan, no Canadá, para a consideração do efeito das duas fases. Por outro lado, existem técnicas para a medida das pressões no ar e na água, separadamente. Estes estudos vêm tendo muito desenvolvimento, mas são ainda de difícil aplicação.

Nos solos parcialmente saturados, os volumes ocupados pelo ar e pela água podem se encontrar num dos seguintes arranjos:

- a) bolhas de ar totalmente envolvidas pela água e pelas partículas sólidas. São bolhas oclusas, não se comunicam. Isto ocorre quando o grau de saturação é elevado, acima de 85 ou 90%, sendo esta a razão pela qual a curva de compactação passa a decrescer quando este grau de saturação é

atingido;

b) o ar todo intercomunicado, assim como a água, formando canais que se entrelaçam no espaço;

c) o ar todo interconectado e a água se concentrando nos contatos entre as partículas, além de molhá-las por delgada camada de água adsorvida. Isto ocorre quando o grau de saturação é muito baixo.

Nas situações (b) e (c), se o solo está exposto à atmosfera, a pressão neutra no ar é a própria pressão atmosférica (nula, porque se consideram as pressões relativas) e a pressão neutra na água é negativa. A pressão neutra negativa da água é que provoca a tensão efetiva no solo. Seu valor depende da curvatura da interface água-ar.

Num tubo capilar circular, a interface água-ar é uma calota esférica e a pressão de sucção é inversamente proporcional ao raio de curvatura da calota. Se um tubo capilar tiver uma seção elíptica, a calota que se forma não é mais esférica, e a pressão de sucção é função dos dois raios da elipse, mas, ainda assim, tanto maior quanto menores estes raios. No caso dos vazios do solo, a interface água-ar é uma superfície irregular, que depende do formato dos grãos e do teor de umidade, havendo em cada ponto desta superfície uma dupla curvatura. É comum associar o formato desta dupla curvatura ao raio de uma calota esférica que apresenta a mesma pressão de sucção. Pode-se demonstrar que o raio da calota esférica é igual à média harmônica dos raios de curvatura da superfície de dupla curvatura que apresenta a mesma pressão de sucção. Tanto na situação (b) como na situação (c) descritas acima, as curvaturas de todos os meniscos capilares conduzem a uma única pressão de sucção, pois, se isto não ocorresse, haveria dissolução do ar na água ou migração, evaporação e condensação da água no ar até que o equilíbrio fosse atingido.

Quando o teor de umidade, ou o correspondente grau de saturação diminui, os raios dos meniscos capilares também diminuem, e a pressão de sucção aumenta. A Figura 8.20 representa um contato entre duas partículas:

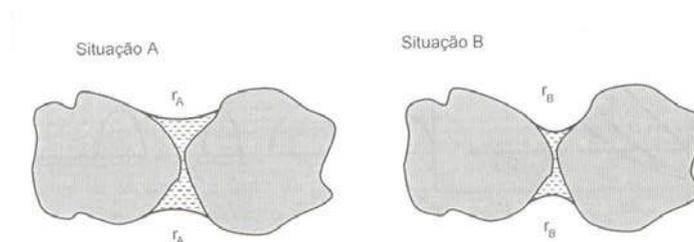


Figura 8.20 – Associação entre os raios dos meniscos capilares com a pressão de sucção num solo parcialmente saturado

na situação A, a pressão de sucção está associada ao raio r_A , enquanto que na situação B, a pressão de sucção está associada ao raio r_B . Ainda que estejam representados só um dos raios da superfície água-ar, é fácil concluir que, à medida que o teor de umidade diminui, a pressão de sucção aumenta.

A Figura 8.21 representa uma curva típica da variação da pressão de sucção com o grau de saturação de um solo não saturado. Da mesma forma como a situação da água capilar nos solos depende do histórico de levantamento ou rebaixamento do lençol freático, a relação entre a pressão de sucção e a umidade depende do sentido da variação da umidade, umedecimento ou secagem. Curvas deste tipo são chamadas de "*curvas características de umidade*", no estudo dos solos não saturados. Em consequência destes fatores, os ensaios convencionais em argilas não saturadas

apresentam as peculiaridades referentes aos ensaios triaxiais não drenado (UU), drenado (CD) e adensado-rápido (CU) e ensaio de compressão simples.

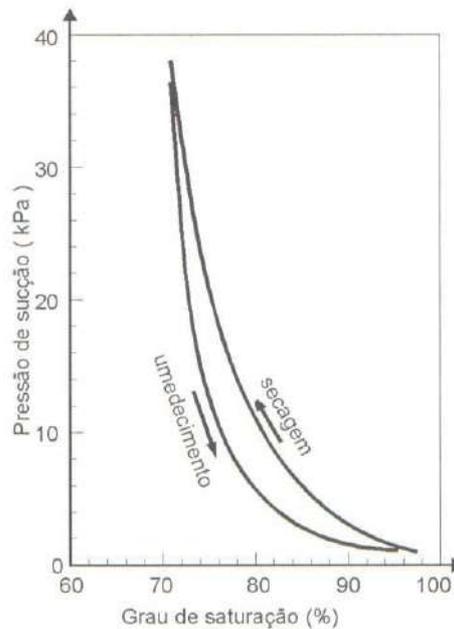


Figura 8.21 – Exemplo de curva característica de umidade de solo não saturado

8.5.1. Solos Colapsíveis

Solos colapsíveis são solos não saturados que apresentam uma considerável e rápida compressão quando submetidos a um aumento de umidade sem que varie a tensão total a que estejam submetidos. O fenômeno da colapsividade é geralmente estudado por meio de ensaios de compressão edométrica. A Figura 8.22 apresenta, esquematicamente, resultados de ensaios feitos com um solo colapsível.

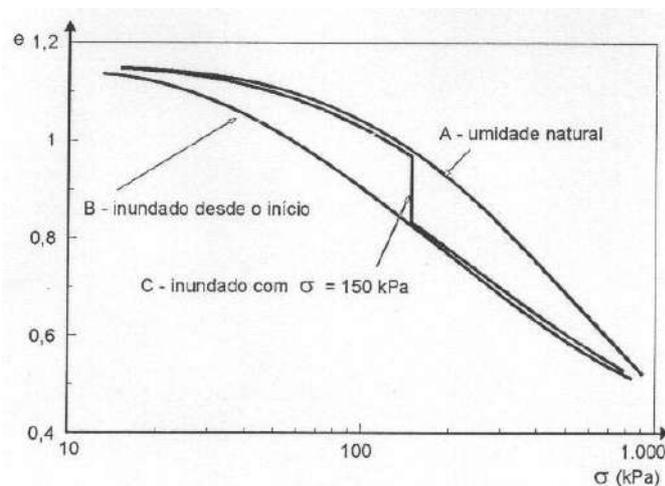


Figura 8.22 – Ensaios de compressão edométrica de um solo colapsível.

A curva A indica o resultado de um ensaio em que o corpo de prova permanece com seu teor de umidade inicial; a curva B representa o resultado de um ensaio em que o corpo de prova foi previamente saturado; e a curva C o de um corpo de prova, inicialmente com sua umidade natural e que, quando na tensão de 150 kPa, foi inundado, apresentando uma brusca redução do índice de vazios. O valor do recalque resultante do umedecimento depende do estado de saturação em que o solo se encontra e do estado de tensões a que está submetido, como se depreende da análise da Figura 8.22.

O colapso é devido à destruição dos meniscos capilares, responsáveis pela tensão de sucção, ou a um amolecimento do cimento natural que mantinha as partículas e as agregações de partículas unidas. Fisicamente, o fenômeno do colapso está intimamente associado ao da perda de resistência dos solos não saturados, conforme visto no item anterior. No carregamento axial, a inundação do solo diminui a pressão de sucção ou amolece o cimento natural, ocorrendo ruptura. No carregamento edométrico, a diminuição da pressão de sucção ou o amolecimento do cimento natural provocam microrupturas, que se manifestam só pelo recalque em virtude do solo estar contido no anel do ensaio edométrico. O mesmo ocorre no terreno: em encostas, a inundação se manifesta pelos escorregamentos dos taludes; nos terrenos planos onde se apoiam fundações, estando o solo confinado, ocorrem deformações verticais acentuadas.

Solos colapsíveis são bastante freqüentes no Brasil. Certos solos da cidade de São Paulo, conhecidos como argilas porosas vermelhas, típicas da Avenida Paulista, são colapsíveis. Submetidas a um encharcamento, devido, por exemplo, a uma ruptura de rede de água, podem apresentar deformações que se refletem em recalques das fundações diretas neles construídas. No Estado de São Paulo, a construção da barragem de Três Irmãos, no rio Tietê, criando um reservatório d'água que elevava significativamente o lençol freático na cidade de Pereira Barreto, requereu uma atenção especial do órgão responsável, pois todo o subsolo da cidade era colapsível. Fundações de diversas edificações foram reforçadas, enquanto que outras pequenas casas foram simplesmente abandonadas e substituídas por novas.

8.5.2. Solos Expansivos

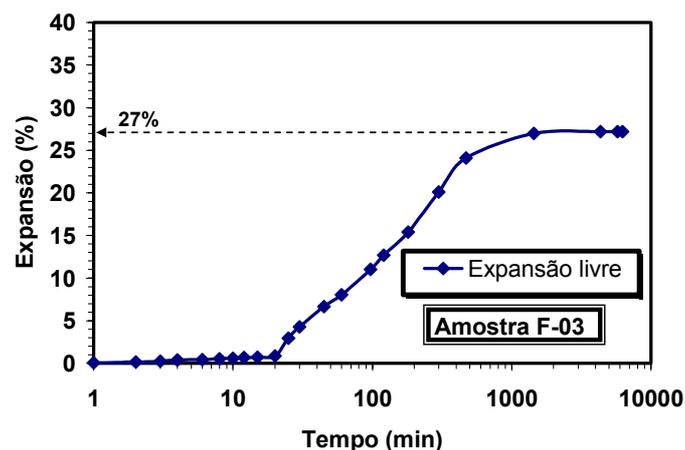
Ao contrário dos solos colapsíveis, certos solos não saturados, quando submetidos à saturação, apresentam expansão. Tal expansão é devida à entrada de água nas interfaces das estruturas mineralógicas das partículas argilosas, ou à liberação de pressões de sucção a que o solo estava submetido, seja por efeito de ressecamento, seja pela ação de compactação a que foi submetido. A expansibilidade é muito ligada ao tipo de mineral argila presente no solo, sendo uma das características mais marcantes das argilas do tipo esmectita. Mas solos essencialmente siltosos e micáceos, geralmente decorrentes de desagregação de gnaiss, apresentam-se expansivos quando compactados com umidade abaixo da umidade ótima.

A exemplo dos solos colapsíveis, o estudo da expansividade dos solos é geralmente feita por meio de ensaios de compressão edométrica. Inunda-se o corpo de prova quando as deformações decorrentes de uma certa pressão já se estabilizaram e mede-se a expansão ocorrida. A expansão depende da pressão aplicada à amostra, sendo tanto menor quanto maior a pressão. Existe mesmo uma pressão na qual não há expansão, pressão esta que é denominada *pressão de expansão*. Para pressões maiores do que esta, é comum ocorrer alguma contração do solo. Estudo recentemente feito com um solo expansivo do bairro Olaria, zona Oeste de Aracaju, indicou pressão de expansão da ordem de 300 kPa (3 kgf/cm²), conforme mostrou Cavalcante et al. (2006). Para a determinação da pressão de expansão, diversos corpos de prova são ensaiados, cada qual inundado com uma pressão diferente,

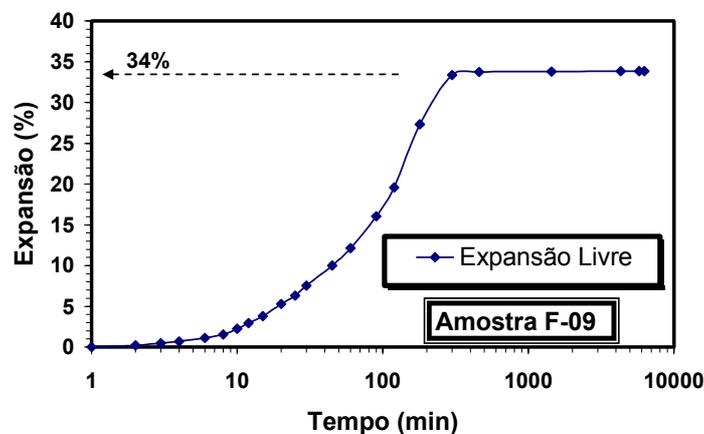
medindo a expansão correspondente. Obtém-se, por interpolação, a pressão para a qual não há expansão. Para se medir o percentual de expansão livre do solo, satura-se a amostra no anel edométrico e observa-se o valor do aumento na altura do corpo de prova. A relação entre expansão ocorrida e altura inicial do corpo de prova é o percentual de expansão. (ver Figuras 8.23 e 8.24).

Quando pequenas construções são feitas em solos expansivos, o efeito da impermeabilização do terreno pela própria construção pode provocar uma elevação do teor de umidade, pois, antes da construção, ocorria evaporação da água que ascendia por capilaridade. Este aumento de umidade pode provocar expansões que danificam as construções, provocando trincas ou ruínas. Cuidados semelhantes aos tomados com os solos colapsíveis afetados pelo reservatório da barragem de Três Irmãos, antes relatados, foram adotados para uma vila nas margens do reservatório da barragem de Itaparica, no Nordeste brasileiro, onde o solo é expansivo e o lençol freático foi elevado com o enchimento do reservatório.

O fenômeno de expansão também ocorre quando solos, mesmo saturados, ao serem aliviados das pressões que sobre eles atuam, absorvem água do lençol freático e se expandem, algumas vezes perdendo muito de sua consistência. É o caso, por exemplo, de alguns taludes da rodovia Carvalho Pinto, em São Paulo, que se tornaram instáveis algum tempo após a construção, em virtude do descarregamento de tensões a que o solo foi submetido pela abertura dos cortes para a estrada.



(a)



(b)

Figura 8.23. Percentual de expansão livre de solos do bairro Olaria – Aracaju/SE.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CAPUTO, H. P. (1987). “*Mecânica dos Solos e suas Aplicações - Exercícios e Problemas Resolvidos*”. Volume 3, Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., Rio de Janeiro.
- CAPUTO, H. P. (1983). “*Mecânica dos Solos e suas Aplicações*”. Volume 1, Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., Rio de Janeiro.
- CAPUTO, H. P. (1975). “*Mecânica dos Solos e suas Aplicações*”. Volume 2, Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., Rio de Janeiro.
- CAVALCANTE, E. H. (2003), “*Notas de Aula de Mecânica dos Solos I*”. Universidade Federal de Sergipe, Aracaju.
- CAVALCANTI JÚNIOR, D. A. (1992). “*Notas de Aula de Mecânica dos Solos II*”. Aracaju – Universidade Federal de Sergipe.
- ORTIGÃO, J. A. R. (1995). “*Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*”. Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., Rio de Janeiro.
- PINTO, C. S. (2003). “*Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*”. Oficina de Textos, São Paulo.
- PINTO, C. S. (2001). “*Curso Básico de Mecânica dos Solos – Exercícios Resolvidos*”. Oficina de Textos, São Paulo.
- VARGAS, M. (1977). “*Introdução à Mecânica dos Solos*”. Volume Único, Editora da Universidade de São Paulo, São Paulo.