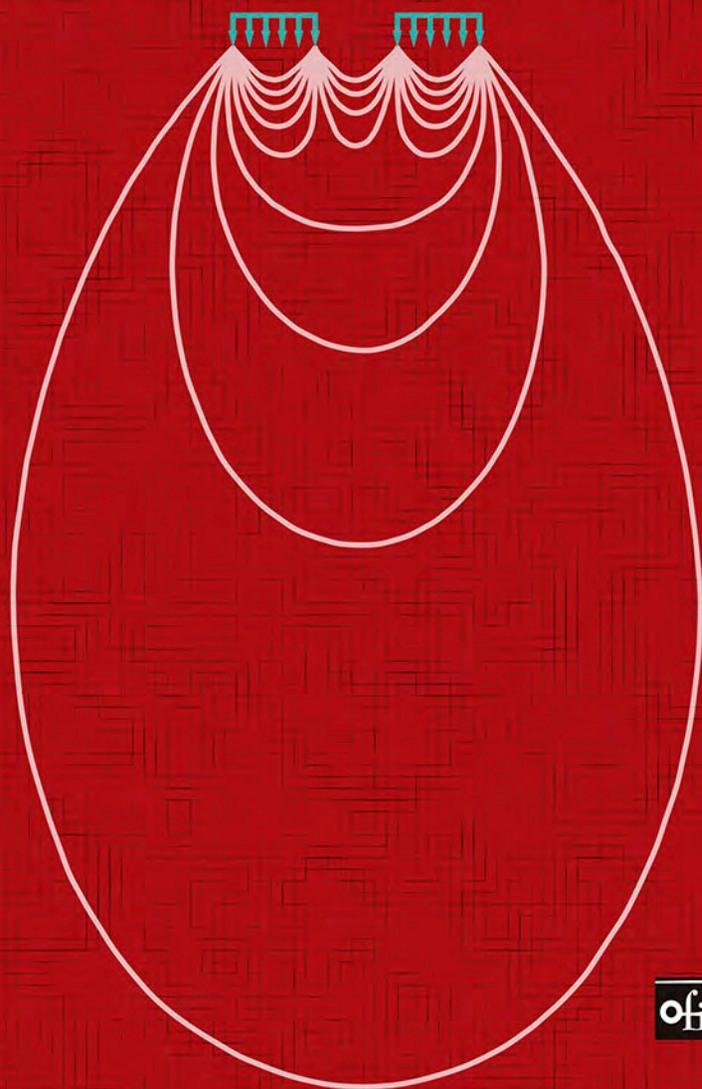


Manuel de Matos Fernandes

MECÂNICA DOS SOLOS

volume 1

conceitos e princípios fundamentais



oficina de textos

Manuel de Matos Fernandes

MECÂNICA DOS SOLOS

conceitos e princípios fundamentais

volume 1

oficina de textos

Copyright © 2016 Oficina de Textos

Grafia atualizada conforme o Acordo Ortográfico da Língua Portuguesa de 1990, em vigor no Brasil desde 2009.

Conselho editorial Arthur Pinto Chaves; Cylon Gonçalves da Silva;
Doris C. C. K. Kowaltowski; José Galizia Tundisi;
Luis Enrique Sánchez; Paulo Helene;
Rozely Ferreira dos Santos; Teresa Gallotti Florenzano

Capa e projeto gráfico Malu Vallim
Diagramação Douglas da Rocha Yoshida
Preparação de textos Carolina A. Messias
Revisão técnica Marcos Massao Futai
Revisão de textos Maria Rosa Carnicelli Kushnir
Impressão e acabamento Rettec artes gráficas

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Fernandes, Manuel de Matos
Mecânica dos solos : conceitos e princípios
fundamentais, volume 1 / Manuel de Matos
Fernandes. -- São Paulo : Oficina de Textos, 2016.

Bibliografia
ISBN 978-85-7975-180-6

1. Geotécnica 2. Mecânica dos solos 3. Mecânica
dos solos - Estudo e ensino I. Título.

16-00920

CDD-624.1513

Índices para catálogo sistemático:

1. Mecânica dos solos : Engenharia geotécnica
624.1513

Todos os direitos reservados à **Editora Oficina de Textos**
Rua Cubatão, 798
CEP 04013-003 São Paulo SP
tel. (11) 3085-7933 fax (11) 3083-0849
www.ofitexto.com.br
atend@ofitexto.com.br

apresentação

Convidou-me o Manuel de Matos Fernandes para apresentar a edição brasileira do seu *Mecânica dos Solos: conceitos e princípios fundamentais*.

O livro me havia impressionado desde a versão publicada em Portugal, da qual recebi um exemplar diretamente do autor. Em leitura rápida percebi logo que o volume 1 tratava de forma muito completa e rigorosa dos aspectos mais fundamentais da Mecânica dos Solos.

Por coincidência, naquela época um colega fez-me uma pergunta sobre a segurança do fundo de uma escavação contra o levantamento hidráulico. Pediu-me que preparasse um modelo de memória de cálculo que pudesse ser utilizado com facilidade no dia a dia de projeto. Como eu acabara de receber o livro, ocorreu-me de imediato consultá-lo para conferir o tratamento que dava ao assunto. Não precisei consultar nenhuma outra fonte! Lá estava o assunto, exposto de forma concisa, clara e rigorosa.

A experiência repetiu-se inúmeras vezes desde então, em diversos outros temas e sempre com os melhores resultados, pelo que o *Mecânica dos Solos: conceitos e princípios fundamentais* tornou-se minha obra predileta para uma primeira consulta (e frequentemente a última necessária), seja para atender a tarefas específicas de Engenharia Geotécnica, seja para guiar-me nas constantes revisões das disciplinas da área por mim ministradas na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Fiquei muito feliz quando soube que estava sendo preparada uma edição brasileira, e mais ainda quando fui convidado a apresentá-la. Acompanhei o cuidado e carinho do Manuel de Matos Fernandes na completa revisão de forma e conteúdo: desde as pequenas diferenças de nomenclatura até aos exemplos de solos típicos do Brasil.

O livro vem complementar a literatura brasileira de Mecânica dos Solos com um texto cujas características e méritos, anteriormente destacados, serão de grande utilidade para estudantes, acadêmicos e profissionais da Engenharia Geotécnica, a qual só pode ser exercida com qualidade se fundada sobre uma sólida base de Mecânica dos Solos, tal como aquela oferecida por este texto.

Recordo-me com muita admiração da magistral Conferência Pacheco Silva proferida em 2014 pelo amigo Manuel de Matos Fernandes, no COBRAMSEG de Goiânia, sobre “Grandes Escavações Urbanas: novos desenvolvimentos para controle e previsão dos movimentos induzidos em solos moles”. Ela permitiu antever o muito que a comunidade geotécnica de língua portuguesa pode esperar do Manuel de Matos Fernandes, inclusive para além do volume 2, *Mecânica dos Solos: introdução à Engenharia Geotécnica*.

Torcemos todos para que ele abrace novos desafios com o mesmo entusiasmo, dedicação e zelo que transparecem nos dois volumes da sua *Mecânica dos Solos*.

WALDEMAR HACHICH
Escola Politécnica da USP
São Paulo, fevereiro de 2016

prefácio da edição brasileira

Como referi no prefácio da edição portuguesa, este livro foi escrito visando de modo muito particular quem se inicia no estudo da Mecânica dos Solos. Tal não significa que tenha projetado escrever um livro com abordagem relativamente superficial dos tópicos essenciais da disciplina. Pelo contrário, ambicionei atingir um tratamento aprofundado e abrangente da matéria, de modo a tornar o livro útil também para os estudantes da área da Geotecnia em nível de pós-graduação e para quem já está no exercício da profissão.

Em relação à edição portuguesa, a presente edição acrescenta um número significativo de referências a solos do Brasil e a contribuições de autores brasileiros. Estou certo, todavia, que muitas omissões a respeito de outras contribuições relevantes subsistem ainda, pelo que rogo a tolerância dos respectivos autores e também do leitor. Por outro lado, o texto foi adaptado de modo a respeitar os termos técnicos em uso no Brasil.

Para levar a bom porto este projeto de publicar os meus livros no Brasil contei com o incentivo, primeiro, e com o aconselhamento técnico, mais tarde, de distintos acadêmicos e geotécnicos brasileiros, a quem estou imensamente grato. Dada a especial ajuda que forneceram, devo destacar (por ordem alfabética) Alberto Sayão, Anna Laura Nunes, Arsênio Negro Jr., Denise Gerscovich, Faiçal Massad, Fernando Danziger, Márcio Almeida, Marcos Massao Futai, Sandro Sandroni, Waldemar Hachich e Willy Lacerda.

Ao meu querido amigo Waldemar Hachich agradeço também o amável e generoso texto de apresentação desta edição. Ao Marcos Massao Futai devo especial agradecimento pela cuidada revisão e crítica do texto original.

Por último, e não menos importante, deixo expresso um voto de gratidão à Shoshana Signer por ter, desde a primeira hora, acreditado no interesse da publicação dos meus livros pela Oficina de Textos e por ter coordenado a adaptação do texto aos termos técnicos brasileiros.

prefácio da edição portuguesa

O autor tem sido responsável pelo ensino da Mecânica dos Solos na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) há mais de 25 anos. Este livro trata dos *conceitos e princípios fundamentais*, matéria lecionada num semestre aos alunos de Engenharia Civil. Foi escrito visando de modo muito particular quem se inicia no estudo da Mecânica dos Solos. Tal não significa que se tenha projetado escrever um livro com abordagem relativamente superficial dos tópicos essenciais. Pelo contrário, ambicionou-se atingir um tratamento aprofundado e abrangente da matéria, que pudesse ser considerado adequado aos engenheiros que a Faculdade de Engenharia pretende formar. Daí que se admita que o livro possa de igual modo ser útil a quem está já no exercício da Engenharia. Para a elaboração do livro o autor contou com não poucas ajudas de amigos e colegas. Algumas, pela sua importância, devem ser objeto de referência neste prefácio.

A primeira é devida a Jorge Almeida e Sousa, a quem o autor deseja expressar o mais profundo reconhecimento; durante anos, encorajou a escrita deste livro e criticou, enriqueceu e reviu com entusiasmo as diversas versões que lhe foram enviadas.

A José Couto Marques o autor agradece não apenas a meticulosa revisão do manuscrito e das provas do livro, bem como as inúmeras ajudas em aspectos pontuais que, no seu conjunto, representaram uma contribuição extremamente relevante.

A Rui Correia e a António Cardoso o autor exprime sentido reconhecimento pela revisão da versão (quase) final do manuscrito e pelas críticas formuladas, que conduziram a significativo progresso no rigor atingido.

A António Gomes Coelho, António Viana da Fonseca, António Pedro e Cláudia Pinto, pelas suas contribuições valiosas, é também devido um agradecimento.

A elaboração das figuras e o processamento do texto estiveram a cargo de Jorge Bernardes e de Manuel Carvalho, a quem o autor dedica um caloroso obrigado.

Finalmente, o autor agradece à sua instituição, a Faculdade de Engenharia, as condições proporcionadas para a realização deste trabalho.

MANUEL DE MATOS FERNANDES

Porto e FEUP, julho de 2006

sumário

APRESENTAÇÃO	7
PREFÁCIO DA EDIÇÃO BRASILEIRA	9
PREFÁCIO DA EDIÇÃO PORTUGUESA	10
SIMBOLOGIA	13
S.1 – Alfabeto latino	13
S.2 – Alfabeto grego	18
S.3 – Índices de variáveis	21
S.4 – Outros símbolos	23
1 PROPRIEDADES FÍSICAS E DE IDENTIFICAÇÃO. SOLOS ARENOSOS E	
ARGILOSOS DE ORIGEM SEDIMENTAR E SOLOS RESIDUAIS	31
1.1 Introdução	31
1.2 Grandezas básicas	34
1.3 Composição granulométrica	36
1.4 Maciços de origem sedimentar formados por solos granulares ou areias	41
1.5 Maciços de origem sedimentar formados por solos argilosos ou argilas	47
1.6 Solos residuais	61
1.7 Classificação unificada	75
1.8 Três perfis de solos portugueses	78
1.9 Quatro perfis de solos brasileiros	87
Anexos	99
2 ESTADO DE TENSÃO NOS MACIÇOS TERROSOS	121
2.1 Conceito de tensão em Mecânica dos Solos	121
2.2 Princípio da Tensão Efetiva	123
2.3 Estado de Tensão de Repouso	127

2.4	Tensões induzidas por forças exteriores	131
2.5	Soluções elásticas mais usadas em Mecânica dos Solos.....	143
2.6	Combinação dos estados de tensão de repouso e incremento de tensão.....	149
2.7	Cálculo das deformações num ponto. Recalque à superfície	153
	Anexos.....	156
3	A ÁGUA NOS SOLOS. PERCOLAÇÃO	173
3.1	Lei de Darcy. Permeabilidade.....	175
3.2	Avaliação do coeficiente de permeabilidade	181
3.3	Anisotropia de permeabilidade nos solos.....	189
3.4	Escoamentos permanentes bidimensionais em meios porosos	192
3.5	Instabilidade de origem hidráulica	207
3.6	Capilaridade.....	221
	Anexos.....	226
4	COMPRESSIBILIDADE E ADENSAMENTO DE CAMADAS DE ARGILA.....	233
4.1	Relações tensões-deformações em solos carregados em condições de confinamento lateral	233
4.2	O sobreadensamento nos maciços argilosos.....	243
4.3	Estimativa do recalque por adensamento	247
4.4	Teoria do adensamento de Terzaghi.....	256
4.5	Carregamento de camadas não confinadas de argila	267
4.6	Adensamento secundário ou secular	279
4.7	Aceleração do adensamento	283
4.8	Monitoramento de aterros sobre maciços de solos argilosos moles	293
	Anexos.....	297
5	INTRODUÇÃO À RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E RELAÇÕES TENSÕES- -DEFORMAÇÕES EM AREIAS	307
5.1	A ruptura nos solos.....	309

5.2	Ensaio para caracterização em laboratório da resistência ao cisalhamento dos solos	316
5.3	Resistência ao cisalhamento e relações tensões-deformações em areias.....	336
5.4	Liquefação das areias	349
	Anexos.....	353
6	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E RELAÇÕES TENSÕES-DEFORMAÇÕES EM ARGILAS	359
6.1	Ensaio drenado e não drenado.....	360
6.2	Relações tensões-deformações em ensaios drenados e não drenados	367
6.3	Envoltória de ruptura em tensões efetivas.....	372
6.4	Carregamento não drenado de argilas	382
	Anexos.....	421
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	433
	ÍNDICE REMISSIVO.....	441

PROPRIEDADES FÍSICAS E DE IDENTIFICAÇÃO. SOLOS ARENOSOS E ARGILOSOS DE ORIGEM SEDIMENTAR E SOLOS RESIDUAIS

1

1.1 INTRODUÇÃO

1.1.1 DEFINIÇÃO DE SOLO OU MACIÇO TERROSO.

CLASSIFICAÇÃO QUANTO À ORIGEM

Grande parte da superfície da Terra, quer nas áreas emersas, quer nas vastas regiões submersas, está coberta por solos ou maciços terrosos.

Nas áreas emersas, a espessura da camada de solos sobre o substrato rochoso é particularmente importante nas zonas geologicamente mais recentes, como no litoral dos continentes e junto aos vales formados pelos grandes rios. Como é precisamente nessas regiões que tendem a se concentrar as populações e as áreas urbanas mais importantes, daí resulta que a grande maioria das estruturas de Engenharia Civil esteja implantada sobre maciços terrosos.

Esses maciços são formados por partículas minerais, que resultaram da desintegração física e da decomposição química das rochas, podendo também conter matéria orgânica. Os espaços não ocupados pelas partículas são designados como poros ou vazios, os quais podem conter água e ar, de forma isolada ou conjunta. Quando os poros estão integralmente preenchidos por água diz-se que o solo está saturado.

São inúmeros os processos que a Natureza contempla para formar solos a partir de maciços rochosos, como, aliás, o são também os processos em que rochas são formadas a partir de solos. Tal matéria é objeto da Geologia e não será aqui aprofundada. Para uma breve revisão do assunto, recomenda-se a leitura do Anexo A1.

De qualquer forma, interessa lembrar que os maciços terrosos, quanto ao seu modo de formação ou origem na Natureza, podem ser classificados em dois grandes grupos, cada um incluindo solos com propriedades físicas e mecânicas muito diversas:

- * os solos *sedimentares*;
- * os solos *residuais*.



FIG. 1.15 Perfil típico de solos residuais num maciço de gnaise, exposto por uma escavação com 40 m de altura, mostrando o solo laterítico (avermelhado) e saprolítico (amarelado), no Estado do Rio de Janeiro, Brasil
Foto: Willy Lacerda.



FIG. 1.16 Fotografia de um perfil de alteração de formações graníticas. Autoestrada A11, Sublanço Vizela – Felgueiras, Portugal
Foto: João Lages.

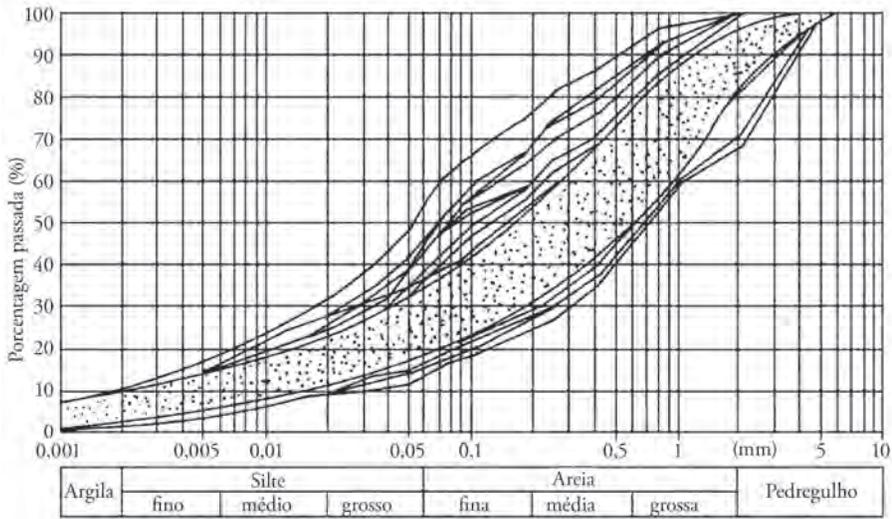


FIG. 1.17 Curvas granulométricas de solos residuais do granito do Noroeste de Portugal – o fusão pontilhado corresponde a mais de 100 curvas
 Fonte: Viana da Fonseca et al. (1994).

Cecílio Jr. e Abramento (2012) referem que uma característica dos solos residuais tropicais é a presença de partículas de minerais de argila na fração silte, o que faz com que solos com muito pequena fração argila possam ainda assim apresentar certa plasticidade.

A Tab. 1.7 inclui valores correntes de alguns parâmetros físicos dos solos saprolíticos do granito e do gnaiss de Portugal e do Brasil. Os valores referentes aos solos do Noroeste de Portugal correspondem aos solos cujas curvas granulométricas estão representadas na Fig. 1.17.

Um exame atento da Tab. 1.7 mostra que existe uma tendência para os solos brasileiros exibirem maior plasticidade e maior índice de vazios, o que parece coerente com o fato de, como foi mencionado, a sua fração areia ser menor e a de silte maior em comparação com os solos portugueses. É manifesto que esses resultados expressam o mais intenso intemperismo nos solos brasileiros, em coerência com as respectivas condições climáticas.

1.6.4 ALGUNS ASPECTOS TÍPICOS DO COMPORTAMENTO DOS SOLOS SAPROLÍTICOS DO GRANITO E DO GNAISSE

Tendo em 1.4 e 1.5 sido esboçados, em traços muito gerais, os aspectos básicos do comportamento dos solos arenosos e dos solos argilosos de origem sedimentar, é provável que neste ponto o leitor se interro-

solo exibe plasticidade) e o teor de umidade, o peso específico, a densidade das partículas sólidas, o índice de vazios e o grau de saturação. Esses resultados foram obtidos a partir de amostras colhidas em diversas sondagens e também em poços.

Os resultados com respeito à granulometria apresentam sensíveis discrepâncias em relação aos da Fig. 1.25a. Para além da heterogeneidade do solo, a explicação reside no fato de os resultados incluídos nas duas figuras terem sido obtidos por processos diferentes: por meio de um granulômetro (os da Fig. 1.25a) e por peneiramento-sedimentação (os da Fig. 1.26). De qualquer modo, para os resultados desta última figura, é também possível identificar a tendência para aumento da fração fina de baixo para cima, embora com menos nitidez que na figura anterior, tendo em conta que agora a caracterização se restringe a um horizonte mais restrito e superficial.

O solo caracterizado encontra-se acima do nível freático, o que explica que apresente um grau de saturação bastante inferior a 100%, dado que condiciona também o teor de umidade, que aparece abaixo do limite de plasticidade. Importa, todavia, recordar que os limites de Atterberg e o teor de umidade não têm, para esse tipo de solos, a relevância e o significado que apresentam para os solos argilosos de origem sedimentar. Daí também não serem usados para os solos residuais os índices de consistência e de liquidez.

Com efeito, no caso presente, a posição do teor de umidade em relação aos limites de Atterberg não reflete a história de tensões do solo. O valor absoluto do teor de umidade é, no essencial, condicionado pela posição do nível freático, não se repercutindo o seu aumento, associado a uma eventual subida daquele nível, por uma expansão (aumento de volume) ou degradação mecânica do solo, até porque este tem uma fração grossa muito importante. Aliás, é fácil verificar numericamente, com os dados da Fig. 1.26, que a saturação do solo corresponde a um teor de umidade muito próximo do limite de plasticidade.

1.9 QUATRO PERFIS DE SOLOS BRASILEIROS

1.9.1 ARGILAS MOLES DE SARAPUÍ, RIO DE JANEIRO

Como exemplo de solos argilosos que se formaram por sedimentação no litoral brasileiro no Período Holocênico da Era Quaternária, selecionou-se a argila muito mole de Sarapuí, localizada numa vasta área plana na margem esquerda do rio Sarapuí, junto à baía da Guanabara, a curta distância da cidade do Rio de Janeiro.

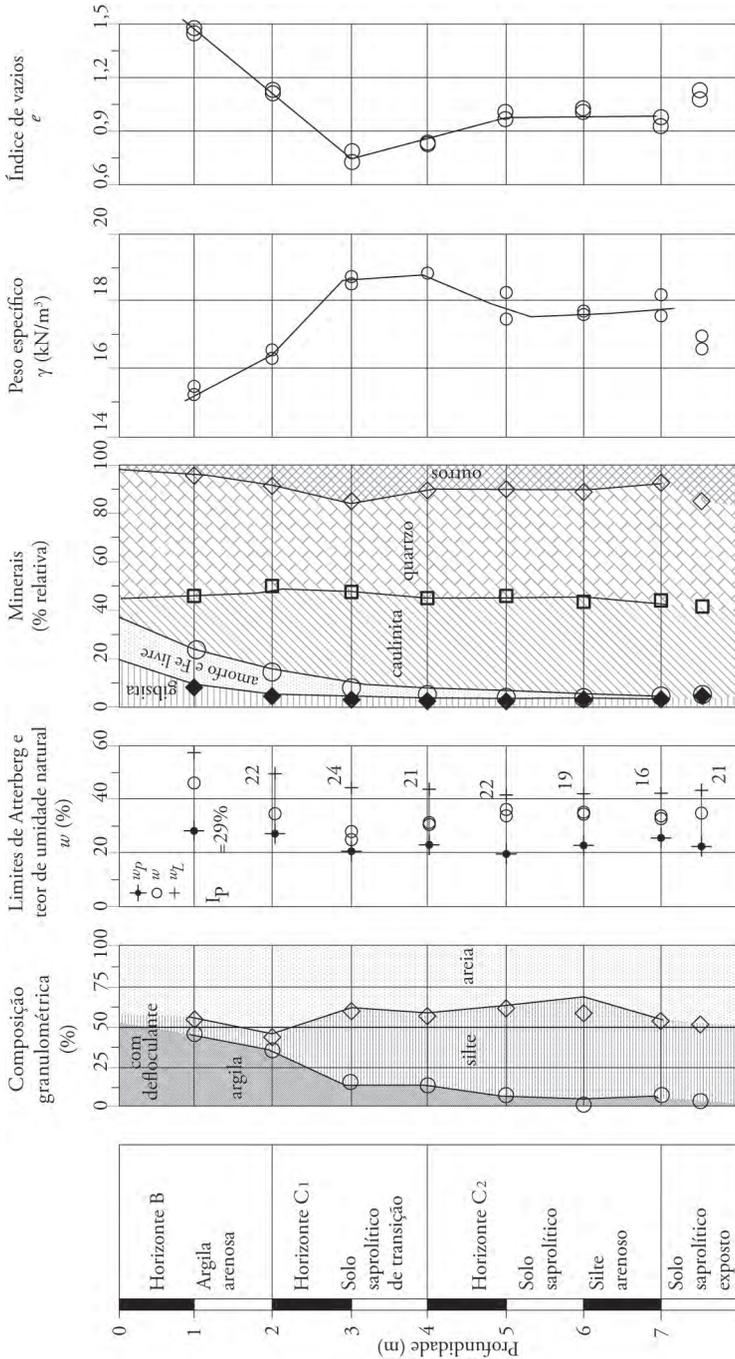


FIG. 1.31 Perfil de solo residual de gnaiss em Ouro Preto, Minas Gerais
Fonte: Futai (2002).

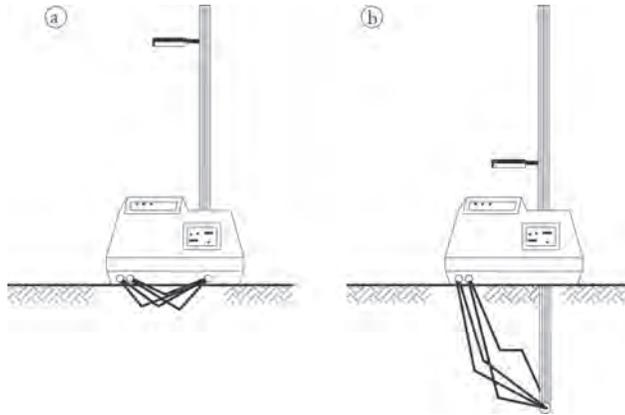


FIG. A3.1 Célula radioativa para determinação do teor de umidade e do peso específico: (a) transmissão indireta; (b) transmissão direta

A3.2 Determinação do peso específico (γ)

A3.2.1 EXTRAÇÃO DE AMOSTRAS INDEFORMADAS

Em certos tipos de solos é possível obter amostras indeformadas por meio de aparelhos chamados amostradores: tubos de aço de parede fina, que são cravados cuidadosamente no solo de modo a englobar uma amostra cilíndrica (ver 5.2.5).

Essa cravação pode ser efetuada no fundo de um furo de sondagem, para o qual o amostrador é conduzido por um conjunto de hastes apropriado, ou de modo direto, no fundo ou nas paredes de uma vala ou de um poço (Fig. A3.2a).

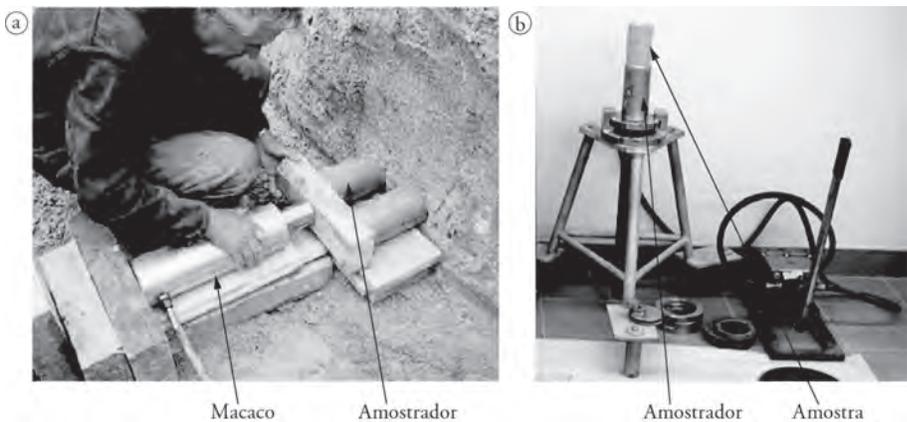


FIG. A3.2 Amostras indeformadas: (a) cravação de amostradores na parede de uma vala; (b) extração da amostra em laboratório

Foto: (a) António Viana da Fonseca; (b) Armando Pinto.

ESTADO DE TENSÃO NOS MACIÇOS TERROSOS

2

No Cap. 1 tratou-se dos parâmetros que permitem caracterizar os solos do ponto de vista essencialmente físico. Como foi discutido, esses parâmetros, quando corretamente interpretados, permitem antecipar de modo qualitativo certas características do comportamento mecânico dos solos.

A avaliação aproximada e quantitativa daquele comportamento exige, naturalmente, uma abordagem *mecânica* do problema, formulada com base nas tensões instaladas nos maciços e nas deformações associadas.

Essa abordagem inicia-se neste Cap. 2 e será sucessivamente desenvolvida nos seguintes. Neste capítulo serão tratados os aspectos relacionados com os estados de tensão nos solos – quer aqueles que resultam do seu peso próprio, quer os induzidos por cargas exteriores.

2.1 CONCEITO DE TENSÃO EM MECÂNICA DOS SOLOS

Sendo os solos formados por partículas, a noção de tensão é neles mais complexa do que nos meios contínuos, sejam estes sólidos ou fluidos.

Considere-se um solo emerso em equilíbrio estático sob a ação do seu peso próprio e de forças aplicadas à superfície, como mostra a Fig. 2.1. Nessa figura está também representado o sistema de eixos cartesianos de referência que será considerado em grande parte do presente trabalho. A origem do sistema está situada à superfície, o eixo vertical é o eixo dos zz com sentido positivo descendente, o eixo dos xx será considerado no plano da figura e o eixo dos yy perpendicular ao plano desta.

Imagine-se uma seção horizontal, S , na imediata vizinhança de um ponto P . Admita-se que a seção tem dimensões (dx dy) suficientemente pequenas para que seja legítimo admitir que a força nela atuante se distribui uniformemente, mas suficientemente grandes para que sejam muito

objeto desta seção, o cálculo das tensões induzidas nos maciços por forças exteriores. Com esse objetivo, é usual admitir para o maciço um comportamento elástico linear. Na prática, são usadas soluções para as tensões induzidas em meios semi-indefinidos (isto é, meios infinitos mas limitados por um plano), contínuos e elásticos lineares, obtidas no âmbito da Teoria da Elasticidade. Antes de apresentar a formulação elástica do problema e algumas soluções decorrentes dessa formulação, justifica-se proceder a uma breve discussão acerca da razoabilidade de tal opção.

2.4.2 APLICAÇÃO DAS SOLUÇÕES DE TEORIA DA ELASTICIDADE ÀS TENSÕES INDUZIDAS NOS MACIÇOS TERROSOS

Considere-se uma fundação assente sobre a superfície de um maciço terroso submetido a uma carga vertical centrada crescente, ΔQ_s , como mostra a Fig. 2.7a. A Fig. 2.7b ilustra o aspecto típico do diagrama carga-recalque. Em geral, para valores de ΔQ_s relativamente baixos o diagrama exhibe uma pequena inclinação e curvatura praticamente nula ou muito reduzida. A partir de certo valor da carga, a curvatura experimenta um aumento cada vez mais pronunciado até se atingir um outro ramo praticamente retilíneo de grande inclinação com recalques tendencialmente infinitos.

Chama-se a atenção ao fato de o recalque da fundação ser o integral das deformações verticais nos pontos do maciço subjacente. Dessa forma,

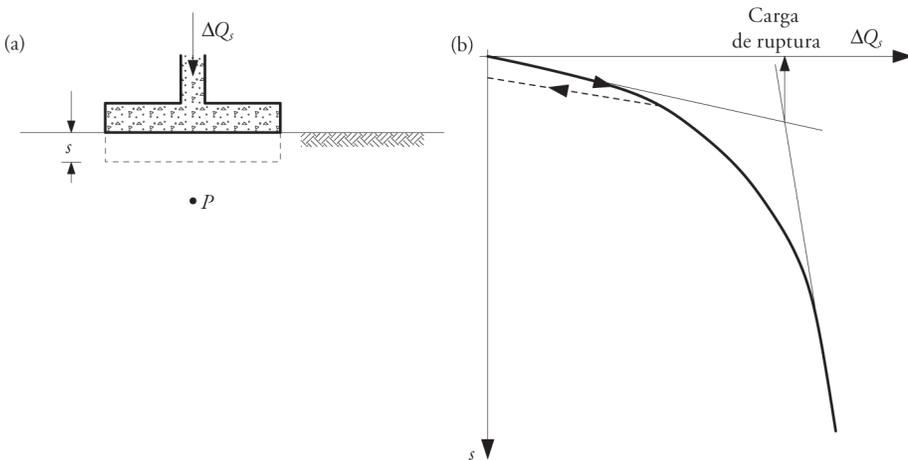


FIG. 2.7 Carregamento de maciços à superfície: (a) esquema-tipo; (b) aspecto típico do diagrama carga-recalque

2.5 SOLUÇÕES ELÁSTICAS MAIS USADAS EM MECÂNICA DOS SOLOS

2.5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No Anexo A5 apresenta-se uma recolha de algumas das soluções analíticas da teoria da elasticidade com maior interesse prático para a avaliação das tensões induzidas em maciços terrosos por cargas exteriores, assimilando o maciço a um meio elástico, semi-indefinido, isotrópico e homogêneo (Poulos; Davis, 1974). Algumas delas, pela sua importância, serão todavia apresentadas em seguida no corpo do capítulo.

De modo a salientar que se trata de tensões incrementais, que se vão somar ao estado de tensão de repouso, optou-se no presente trabalho por incluir sistematicamente o símbolo Δ antes dos símbolos usuais para as componentes da tensão.

As expressões das tensões incrementais têm em comum o seguinte: i) todas as componentes das tensões são diretamente proporcionais à força, ΔQ_s , ou à tensão, Δq_s , aplicadas à superfície; ii) todas as componentes das tensões dependem das coordenadas do ponto, referidas a um sistema de eixos cuja origem coincide com o ponto de aplicação da carga ou com o centro da área carregada; iii) as tensões normais no plano horizontal dependem do coeficiente de Poisson do meio elástico; iv) as tensões induzidas são independentes do módulo de elasticidade do meio (suposto homogêneo).

2.5.2 PROBLEMAS DE BOUSSINESQ E DE FLAMANT

As primeiras soluções analíticas com interesse para a determinação do estado de tensão no interior de maciços terrosos foram deduzidas por Boussinesq (1885) para o caso de um meio elástico, isotrópico e semi-indefinido carregado à superfície por uma carga vertical concentrada. Essas expressões, em coordenadas polares, estão incluídas na Fig. 2.9, representando ν o coeficiente de Poisson do meio.

Por meio da integração das soluções anteriores, Flamant (1892) obteve as tensões para o caso de um meio do mesmo tipo carregado à superfície por uma carga vertical linear uniforme, situação correspondente a um equilíbrio bidimensional (estado plano de deformação). A Fig. 2.10 inclui as expressões citadas.

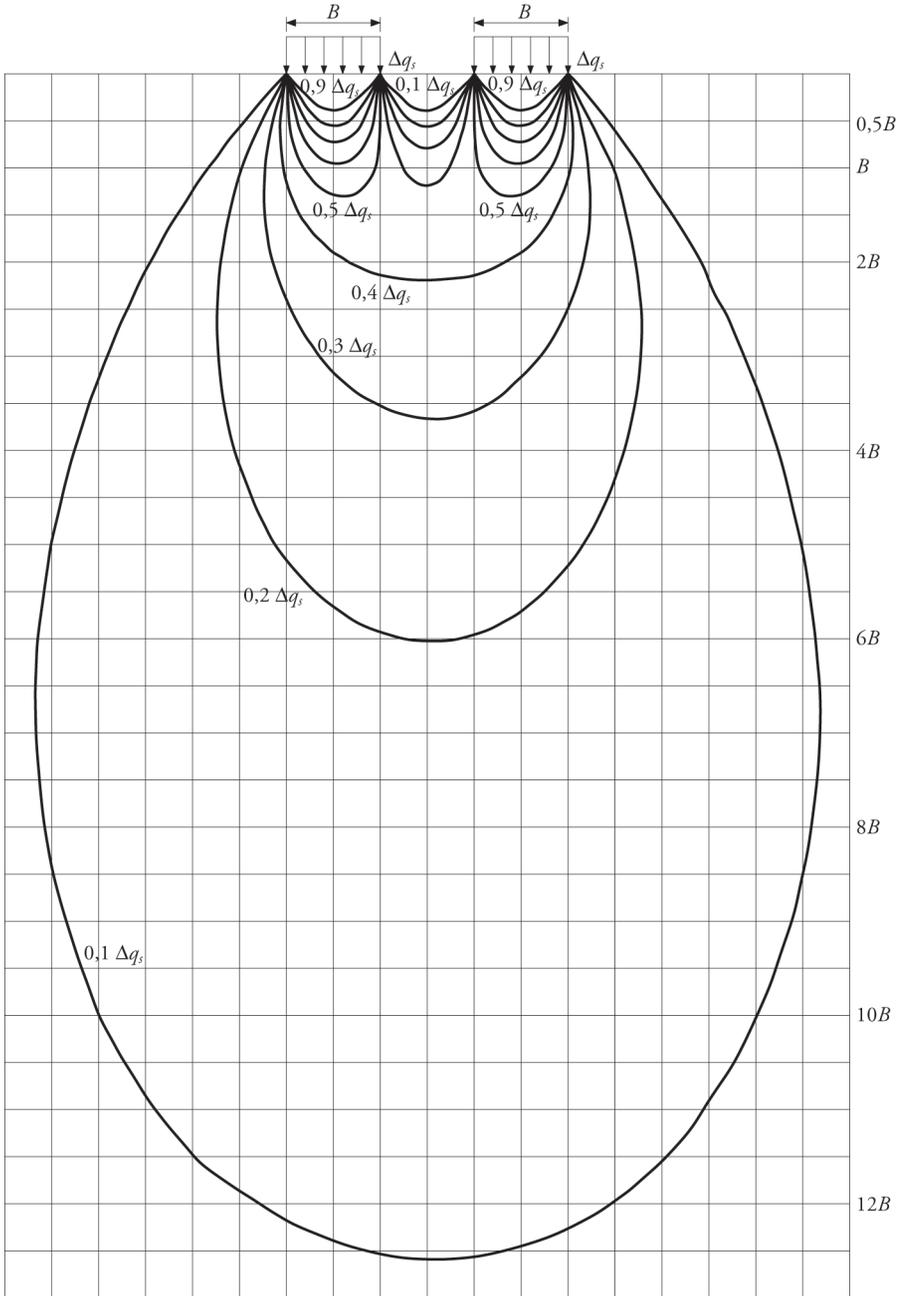


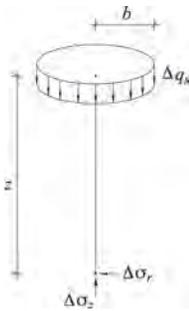
FIG. 2.13 Linhas de igual incremento de tensão vertical (bulbos de tensões) para duas faixas infinitas de igual largura e cuja distância entre eixos é o dobro da largura, uniformemente carregadas
 Fonte: Matos Fernandes (1994).

TAB. A5.2 (CONT.)

3	0,069	0,051	0,058
3,5	0,075	0,041	0,055
4	0,078	0,033	0,050

A5.3 PRESSÃO UNIFORME APLICADA NUMA ÁREA CIRCULAR

As expressões e a tabela seguintes fornecem as tensões incrementais induzidas por uma pressão uniforme aplicada numa área circular, num ponto genérico do meio elástico situado na vertical que contém o centro daquela área.



$$\Delta\sigma_z = \Delta q_s \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + (b/z)^2} \right\}^{3/2} \right] = K_1 \Delta q_s \quad (A5.8)$$

$$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_\theta = \frac{\Delta q_s}{2} \left[(1 + 2\nu) - \frac{2(1 + \nu)z}{(b^2 + z^2)^{1/2}} + \frac{z^3}{(b^2 + z^2)^{3/2}} \right] = K_2 \Delta q_s \quad (A5.9)$$

TAB. A5.3 TENSÕES INCREMENTAIS INDUZIDAS POR UMA PRESSÃO UNIFORME APLICADA NUMA ÁREA CIRCULAR, NUM PONTO GENÉRICO DO MEIO ELÁSTICO SITUADO NA VERTICAL QUE CONTÉM O CENTRO DAQUELA ÁREA

z/b	K ₁	K ₂		
		ν = 0,3	ν = 0,4	ν = 0,5
0,0	1,000	0,800	0,900	1,000
0,1	0,999	0,671	0,761	0,851
0,2	0,992	0,549	0,629	0,710
0,3	0,976	0,438	0,510	0,581
0,4	0,949	0,343	0,406	0,469
0,5	0,911	0,263	0,319	0,374
0,6	0,864	0,199	0,248	0,296
0,7	0,811	0,149	0,191	0,234
0,8	0,756	0,110	0,147	0,185
0,9	0,701	0,080	0,113	0,146
1,0	0,646	0,058	0,087	0,116
1,2	0,547	0,028	0,051	0,074
1,4	0,461	0,012	0,030	0,049

A ÁGUA NOS SOLOS. PERCOLAÇÃO

3

Em numerosas situações a água livre presente nos maciços terrosos não se encontra em equilíbrio hidrostático, mas sim em movimento. O movimento da água nos maciços terrosos chama-se *percolação*. Como acontece nos problemas tratados na Mecânica dos Fluidos, a água nos solos move-se quando ocorrem diferenças de carga hidráulica entre diversas regiões e o movimento é dirigido para os pontos de menor carga hidráulica.

Essas diferenças de carga hidráulica podem resultar de condições-fronteira impostas por obras de engenharia ou ocorrer na Natureza independentemente de qualquer intervenção humana.

A Fig. 3.1 ilustra a percolação para o interior de uma *ensecadeira*, para a construção da fundação de uma ponte, num curso de água. A escavação no interior da ensecadeira, associada ao bombeamento permanente junto à base da escavação, induzirá uma diferença de carga hidráulica entre o meio exterior e a escavação, que conduzirá ao movimento da água sugerido na figura. Basicamente, a construção de uma ensecadeira consiste na cravação no terreno de perfis de aço (estacas-pranchas) ligados entre si que materializam como que uma caixa de paredes praticamente impermeáveis.

Enquanto se mantiverem as condições-fronteira ilustradas na figura, o movimento da água conservará as suas características, isto é, a vazão e as distribuições do gradiente hidráulico e das pressões da água no meio interessado pela percolação, configurando um *escoamento em regime permanente*.

Considere-se agora a situação ilustrada na Fig. 3.2a: um maciço terroso formado por duas camadas, sendo a superior constituída por pedregulho e a inferior por silte, encontrando-se o nível freático em profundidade superior à do nível de separação das duas camadas. Suponha-se que, partindo da situação descrita (Fig. 3.2a), ocorre um certo período de precipitação muito intensa. Por causa do contraste de permeabilidade entre os dois solos (várias ordens de grandeza, como adiante se verá) e da intensidade da precipitação, a água pluvial tenderá a acumular-se sobre a face entre as camadas, formando aquilo que se designa como *nível freático suspenso*, como mostra a Fig. 3.2b.

- * o empuxo hidrostático mais a força de percolação, tendo essa a grandeza $i\gamma_w$ e a direção e o sentido do movimento da água, caso haja percolação.

Sendo, como foi enfatizado, as tensões efetivas fundamentais no comportamento mecânico dos solos, pode-se desde já antever que a força de percolação assume grande importância.

3.2 AVALIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

3.2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Entre os parâmetros físicos e mecânicos associados às obras de Engenharia Civil, o coeficiente de permeabilidade dos solos é, muito provavelmente, aquele que exibe uma gama maior de valores: oito a nove ordens de grandeza, para os solos usuais.

A granulometria é, destacadamente, o fator mais relevante para a permeabilidade. Esta depende todavia de outros aspectos referentes ao solo, como o índice de vazios, a estrutura, a composição mineralógica (em particular para os solos mais finos) e o grau de saturação.

Nas Tabs. 3.1 e 3.2 apresentam-se, respectivamente, as ordens de grandeza típicas do coeficiente de permeabilidade para os solos de origem sedimentar e uma classificação dos solos quanto à sua permeabilidade.

TAB. 3.1 VALORES TÍPICOS DE COEFICIENTES DE PERMEABILIDADE DE SOLOS DE ORIGEM SEDIMENTAR

Tipo de solo	k (m/s)
Pedregulhos limpos	$> 10^{-2}$
Areia grossa	10^{-2} a 10^{-3}
Areia média	10^{-3} a 10^{-4}
Areia fina	10^{-4} a 10^{-5}
Areia siltosa	10^{-5} a 10^{-6}
Siltes	10^{-6} a 10^{-8}
Argilas	10^{-8} a 10^{-10}

TAB. 3.2 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS QUANTO À PERMEABILIDADE

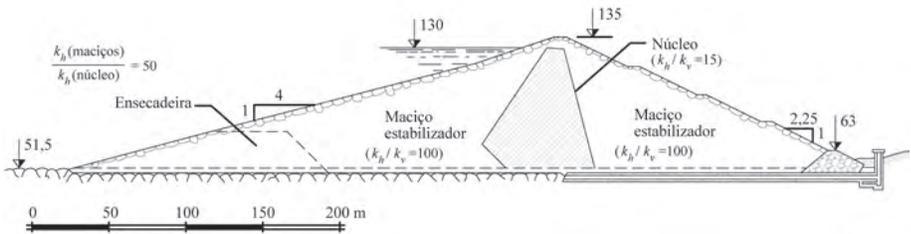
Grau de permeabilidade	k (m/s)
Alto	$> 10^{-3}$
Médio	10^{-3} a 10^{-5}
Baixo	10^{-5} a 10^{-7}
Muito baixo	10^{-7} a 10^{-9}
Praticamente impermeável	$< 10^{-9}$

Fonte: Terzaghi e Peck (1967).

O coeficiente de permeabilidade pode ser avaliado por meio de ensaios de laboratório e ensaios *in situ*. Encontram-se ainda na bibliografia algumas expressões de natureza empírica ou semiempírica com o mesmo fim.



(a)



(b)



(c)

FIG. 3.15 Barragem de Santa Clara, rio Mira, Portugal: (a) fotografia tirada de jusante; (b) seção transversal-tipo e valores da razão K_1/K_v (Maranha das Neves; Folque, 1997); (c) rede de fluxo para o pleno enchimento do reservatório

3.5 INSTABILIDADE DE ORIGEM HIDRÁULICA

3.5.1 GRADIENTE HIDRÁULICO CRÍTICO

Em 3.1.4 foi introduzido o conceito de força de percolação, tendo sido nessa altura enfatizado o fato de tal força existir em consequência direta e exclusiva do movimento da água, sendo a sua grandeza

3.5.3 A EROSÃO INTERNA (PIPING)

Recorde-se a eventualidade (referida anteriormente) de um horizonte de menor permeabilidade, próximo do nível da face de jusante, poder propiciar a ocorrência de uma condição crítica, especificamente junto da cortina, em problemas como os das Figs. 3.10 e 3.14. Essa condição acarretará, como se compreende, um arraste ou *erosão* de partículas do solo nesse ponto. Tal *erosão* poderá conduzir ao desenvolvimento de grandes vazios ou cavidades, quer no interior do maciço, quer na interface deste com a obra hidráulica, progredindo de jusante para montante, como sugere a Fig. 3.19.

Esse fenômeno, tendo sido desencadeado, torna-se extremamente perigoso porque, ao propiciar escoamentos concentrados, aumenta extraordinariamente o potencial erosivo da água, o que explica que, na generalidade dos casos, a *erosão* interna tende a acelerar-se e a amplificar-se. A isso acresce que o fenômeno se pode desenvolver até tomar proporções dificilmente controláveis sem significativas manifestações no exterior.

Pelo fato de, muitas vezes, os vazios criados pela *erosão* interna tomarem a forma de furos ou galerias (*pipe* em inglês), este fenômeno de *erosão* interna é designado também como *piping* na literatura de língua inglesa.

A sua importância é verdadeiramente transcendente nas barragens de aterro, como será comentado posteriormente.

3.5.4 PROCESSOS DE INCREMENTAR A SEGURANÇA EM RELAÇÃO À RUPTURA HIDRÁULICA

Aumento do caminho de percolação

Caso os coeficientes de segurança em relação a um ou aos dois modos de ruptura hidráulica tratados em 3.5.2 sejam insatisfatórios, uma das soluções possíveis é o aumento do caminho de percolação.

Com essa medida aumenta-se a energia dissipada pela água antes de esta atingir a zona mais crítica em relação aos fenômenos de ruptura hidráulica. Simultaneamente, tal medida reduz a vazão, o que é também, na grande maioria das situações, muito favorável.

Nas obras de escavação e nas ensecadeiras o aumento do caminho de percolação é conseguido por meio do incremento da altura enterrada da cortina impermeável.

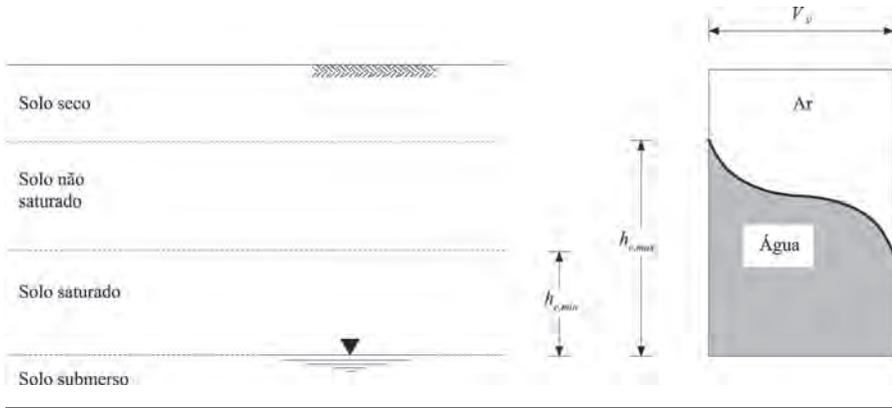


FIG. 3.25 Esquema exemplificando o efeito da capilaridade nos maciços terrosos

A explicação para este fato é simples e está indicada na figura: num processo de subida (Fig. 3.26a), a água capilar não passará acima de poros de determinado diâmetro, enquanto num processo inverso (Fig. 3.26b) poderá manter-se acima de poros similares, caso os canalículos respectivos sofram determinado estreitamento nos níveis superiores (ver esquema de um canalículo do lado direito de cada uma das figuras). Neste último caso, também, há água capilar que fica suspensa nas zonas dos contatos interpartículas, como mostra a Fig. 3.27.

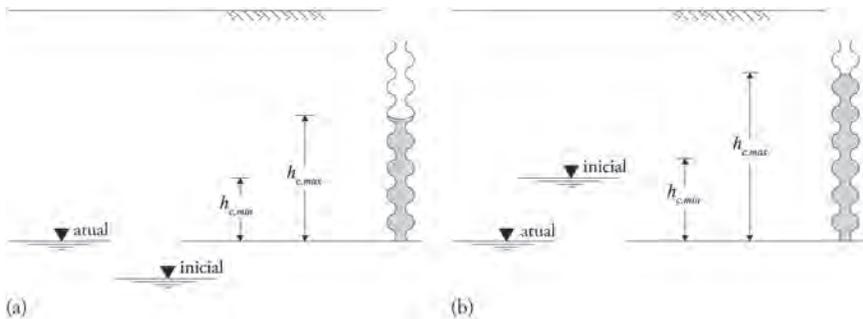


FIG. 3.26 Dependência da altura de ascensão capilar em relação à história de embebição do solo: (a) subida do nível freático; (b) descida do nível freático

Considerando que o diâmetro médio dos canalículos formados pelos poros decresce com o diâmetro das partículas do solo, compreende-se que a ascensão capilar seja tanto mais importante quanto mais fina é a granulometria daquele.

COMPRESSIBILIDADE E ADENSAMENTO DE CAMADAS DE ARGILA

4

Como já foi discutido no Cap. 1, certos solos argilosos, em particular aqueles que no seu estado natural ocorrem com teor de umidade e índice de vazios elevados, apresentam uma compressibilidade muito acentuada. Como solos naquelas condições se encontram saturados, a redução de volume que experimentam quando carregados só pode ocorrer à medida que a água seja expulsa do solo. Devido ao fato de tais solos serem, por outro lado, muito pouco permeáveis, a expulsão de água é geralmente demorada, pelo que as deformações volumétricas, que implicam recalques da superfície do terreno, podem se estender por períodos de tempo muito longos.

Estas duas características de certos maciços argilosos – a propensão para exibirem muito elevadas deformações volumétricas e estas demorarem longo tempo a processar-se – têm acarretado desde sempre grandes dificuldades às construções. Convém neste ponto lembrar que os locais em que tais tipos de solos ocorrem – zonas geológicas muito recentes, especificamente em vales aluvionares no litoral dos continentes – são precisamente aqueles onde tendem a concentrar-se as áreas urbanas e industriais mais desenvolvidas, logo a maioria das estruturas de engenharia civil.

Este capítulo apresenta algumas teorias que permitem, basicamente: i) estimar a grandeza dos recalques da superfície associados ao processo de deformação volumétrica dos solos saturados; ii) prever a evolução no tempo dos recalques desde o carregamento até à fase em que aqueles tendem à estabilização; iii) projetar sistemas destinados a acelerar, quando necessário, essa evolução.

4.1 RELAÇÕES TENSÕES-DEFORMAÇÕES EM SOLOS CARREGADOS EM CONDIÇÕES DE CONFINAMENTO LATERAL

4.1.1 NOÇÃO DE CAMADA CONFINADA. ENSAIO EDOMÉTRICO

O tratamento das questões anteriormente formuladas vai se iniciar

decorrentes de amostras de qualidade ruim ou de deficiente interpretação dos resultados experimentais ou mesmo do cenário geotécnico em questão.

4.4 TEORIA DO ADENSAMENTO DE TERZAGHI

4.4.1 INTRODUÇÃO. HIPÓTESES DE BASE

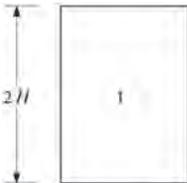
Já foi discutido que nos solos argilosos os recalques por adensamento são diferidos no tempo. O modelo analógico de Terzaghi (ver Fig. 4.3) ajuda a compreender que em camadas confinadas de solos muito finos no instante do carregamento este é exclusivamente suportado pela fase líquida do solo. Esta fica então submetida a um excesso de pressão neutra cuja dissipação, para efeitos práticos, pode ser imaginada como começando apenas após a conclusão do carregamento. Durante aquela dissipação, que se designa por adensamento, a tensão total vertical permanece constante, verificando-se apenas uma transferência do incremento de tensão total da fase líquida para o esqueleto sólido. O adensamento termina quando todo o incremento de tensão total se transformou em tensão efetiva, ou, em outras palavras, quando a pressão na água dos poros retoma os valores de equilíbrio.

No ponto anterior estudou-se como pode ser avaliada a grandeza dos recalques. Em geral, assume igualmente muita importância a caracterização da evolução no tempo daqueles recalques. É precisamente este o objeto da teoria do adensamento formulada por Terzaghi (1923a,b).

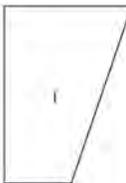
Esta teoria é fundamentada nas seguintes hipóteses:

- i) o solo é homogêneo e está saturado;
- ii) a compressibilidade da água e das partículas individuais do solo é desprezível;
- iii) em qualquer seção horizontal e em qualquer instante os estados de tensão e de deformação são uniformes;
- iv) as deformações ocorrem apenas na direção vertical;
- v) o fluxo da água é exclusivamente vertical e obedece à lei de Darcy;
- vi) os efeitos, os fenômenos e o seu curso em elementos de dimensões infinitesimais são extrapoláveis para dimensões representativas de um maciço real;
- vii) para um pequeno intervalo de tensões e de deformações considera-se constante o coeficiente de permeabilidade, k , e os coeficientes de compressibilidade, a_v , e de variação volumétrica, m_v ;

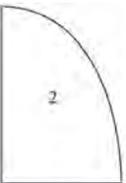
TAB. 4.2 SOLUÇÕES NUMÉRICAS DA EQUAÇÃO DE ADENSAMENTO DE TERZAGHI PARA DIVERSAS DISTRIBUIÇÕES INICIAIS DO EXCESSO DE PRESSÃO NEUTRA



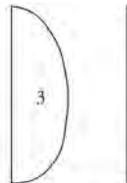
1
Constante



1
Variação linear



2
Curva tipo seno (0 a π/2)



3
Curva tipo seno (0 a π)



4
Triangular

T	Grau de adensamento médio, \bar{U}_z (%)				Fator tempo, T				
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	\bar{U}_z (%)	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
0,004	7,14	6,49	0,98	0,80	0	0	0	0	0
0,008	10,09	8,62	1,95	1,60	5	0,0020	0,0030	0,0208	0,0250
0,012	12,36	10,49	2,92	2,40	10	0,0078	0,0111	0,0427	0,0500
0,020	15,96	13,67	4,81	4,00	15	0,0177	0,0238	0,0659	0,0753
0,028	18,88	16,38	6,67	5,60	20	0,0314	0,0405	0,0904	0,101
0,036	21,40	18,76	8,50	7,20	25	0,0491	0,0608	0,117	0,128
0,048	24,72	21,96	11,17	9,60	30	0,0707	0,0847	0,145	0,157
0,060	27,64	24,81	13,76	11,99	35	0,0962	0,112	0,175	0,187
0,072	30,28	27,43	16,28	14,36	40	0,126	0,143	0,207	0,220
0,083	32,51	29,67	18,52	16,51	45	0,159	0,177	0,242	0,255
0,100	35,68	32,88	21,87	19,77	50	0,197	0,215	0,281	0,294
0,125	39,89	36,54	26,54	24,42	55	0,239	0,257	0,324	0,336
0,150	43,70	41,12	30,93	28,86	60	0,286	0,305	0,371	0,384
0,175	47,18	44,73	35,07	33,06	65	0,342	0,359	0,425	0,438
0,200	50,41	48,09	38,95	37,04	70	0,403	0,422	0,488	0,501
0,250	56,22	54,17	46,03	44,32	75	0,477	0,495	0,562	0,575
0,300	61,32	59,50	52,30	50,78	80	0,567	0,586	0,652	0,665
0,350	65,82	64,21	57,83	56,49	85	0,684	0,702	0,769	0,782
0,400	69,79	68,36	62,73	61,54	90	0,848	0,867	0,933	0,946
0,500	76,40	76,28	70,88	69,95	95	1,129	1,148	1,214	1,227
0,600	81,56	80,69	77,25	76,52	100	∞	∞	∞	∞
0,700	85,59	84,91	82,22	81,65					
0,800	88,74	88,21	86,11	85,66					
0,900	91,20	90,79	89,15	88,80					
1,00	93,13	92,80	91,52	91,25					
1,500	98,00	97,90	97,53	97,45					
2,000	99,42	99,39	99,28	99,26					

Fonte: Perloff (1975).

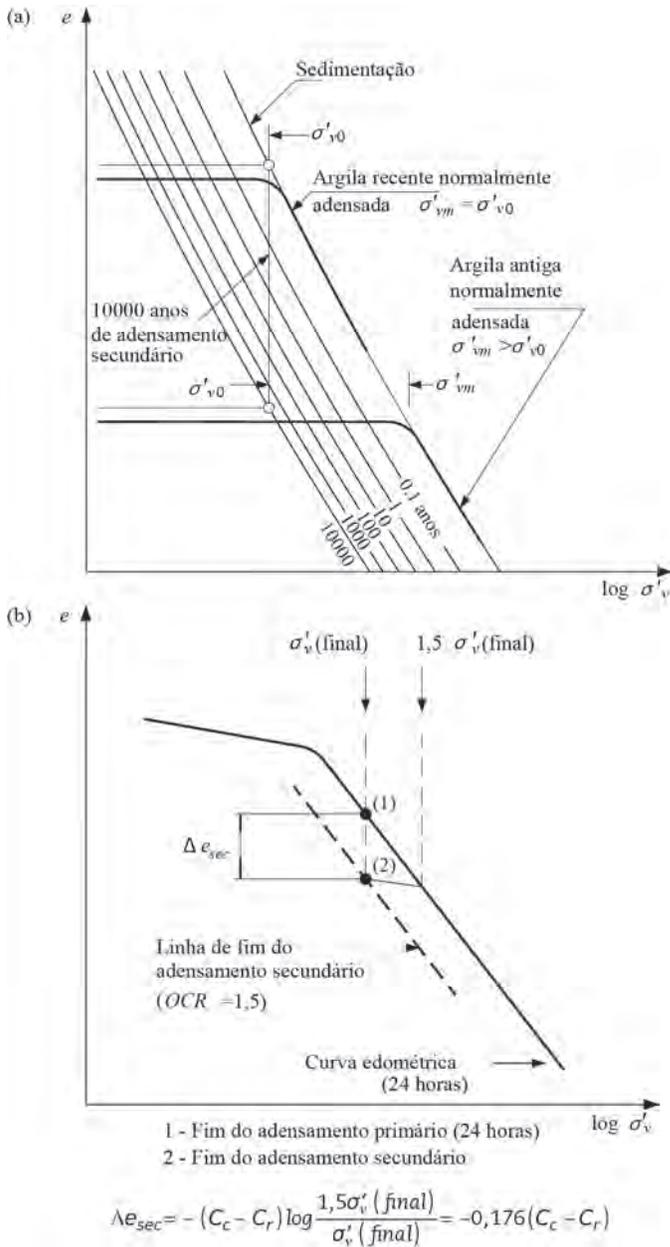


FIG. 4.24 Adensamento secundário: (a) efeito na curva de compressibilidade de uma argila; (b) proposta para identificar o fim do adensamento secundário e o respectivo recalque

Fonte: (a) Bjerrum (1972) e (b) Martins (2005).

adensamento secundário previsto para determinado período de exploração da obra após a conclusão do adensamento primário, s_d (obra).

4.7.3 DRENOS VERTICAIS

Generalidades

Processo mais recente, e que se usa em geral conjugado com o anterior, consiste na introdução, no maciço a consolidar, de *drenos verticais* de material de elevada permeabilidade. Até há alguns anos esses drenos eram constituídos por colunas ou *estacas de areia*, mas tornam-se cada vez mais utilizados, devido à economia e rapidez de instalação, *drenos artificiais* ou *sintéticos*. A Fig. 4.27 ilustra drenos dos dois tipos mencionados. Numa das figuras que precedem este capítulo, pode observar-se a aplicação de drenos sintéticos.

Como se sugere na Fig. 4.28a, quando a camada de argila aflora à superfície do terreno, o sistema de drenos é usualmente ligado por uma camada de material granular, desta forma materializando uma face de drenagem superior.

A Fig. 4.28b ilustra duas disposições usuais dos drenos em planta: uma malha quadrada e uma malha triangular, muitas vezes também denominada em quincôncio. Para análise do problema, admite-se simplificada

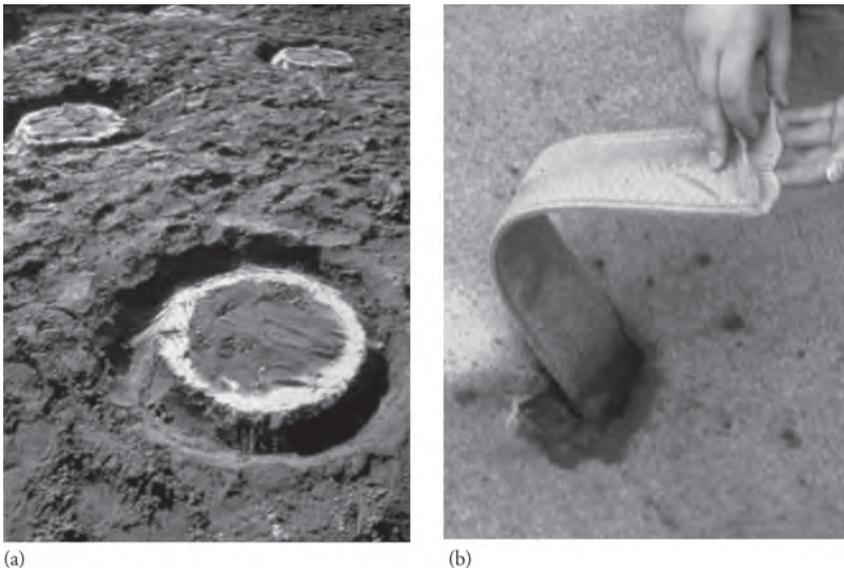


FIG. 4.27 Drenos verticais: (a) drenos de areia (cortesia da JGS) e (b) drenos sintéticos planos

INTRODUÇÃO À RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E RELAÇÕES TENSÕES-DEFORMAÇÕES EM AREIAS

5

As estruturas de engenharia civil induzem nos maciços terrosos com que interatuam estados de tensão que modificam mais ou menos profundamente o estado de tensão de repouso. Os aspectos do dimensionamento dessas estruturas relacionados com a interação com o terreno (adjacente, envolvente ou subjacente, conforme o tipo de estrutura) são orientados, de modo geral, por dois critérios essenciais:

- i) o estado de tensão resultante dessa interação deve estar suficientemente afastado daquele que, para carregamento similar do terreno, ocasionaria neste deformações infinitas, isto é, colapso ou ruptura global;
- ii) ao estado de tensão resultante dessa interação deve estar associado um estado de deformação tolerável ou aceitável para a resistência e para a funcionalidade das próprias estruturas ou de outras localizadas na vizinhança.

Os assuntos versados neste capítulo e no seguinte constituem a base que permite aos engenheiros trabalharem no contexto esboçado. Com efeito, o primeiro dos critérios enunciados exige o conhecimento da resistência dos solos e o segundo da sua rigidez ou, de forma mais rigorosa, das relações tensões-deformações na fase de carregamento que precede a mobilização da resistência.

Nestes dois últimos capítulos será abordada a caracterização da resistência e da rigidez por meio, essencialmente, de ensaios de laboratório. As amostras ensaiadas, mesmo sendo suficientemente grandes para representar o arranjo da estrutura formada pelas partículas – logo, sendo muito maiores do que as partículas da fração mais grossa do solo –, são, todavia, como se compreende, muitíssimo menores do que o maciço real.

Isso quer dizer que a caracterização da resistência de uma amostra ou série de amostras em laboratório pode conduzir à previsão dos estados de

da tensão; essas componentes são σ'_f e τ_p , respectivamente, a tensão normal no plano de ruptura na ruptura e a tensão tangencial no plano de ruptura na ruptura. Como mostra ainda a figura, aqueles planos de ruptura fazem um ângulo de $\pi/4 - \phi'/2$ com a direção da tensão principal máxima.

Repare-se que na Fig. 5.3b se representou com tracejado a envoltória na parte à esquerda do eixo das ordenadas, porque os solos não exibem praticamente resistência à tração.

5.1.2 RUPTURA PONTUAL VERSUS RUPTURA GLOBAL

Considere-se agora a seguinte questão: tendo sido o ponto P , por hipótese, o primeiro ponto do maciço da Fig. 5.2 a entrar em ruptura por cisalhamento, o que acontecerá se Δq_s experimentar novo incremento, por exemplo, similar aos três anteriores?

De acordo com a mesma lei (elástica, recorde-se) que ditou os precedentes incrementos de tensão, o novo estado de tensão em P evoluiria para o círculo de Mohr representado com tracejado fino na Fig. 5.4. Ora, sabe-se que isso é fisicamente impossível, porque esse estado ultrapassa a resistência do solo. O que ocorre então?

De modo simplificado, pode-se dizer que uma vez esgotada a resistência em P o solo nesse ponto passa, a partir de então, a ser muito mais deformável ao cisalhamento do que nos pontos vizinhos. Esse contraste de deformabilidade vai induzir, caso o carregamento prossiga, uma *redistribuição* ou *transferência de tensões* de P para aqueles pontos, assegurando-se dessa forma o equilíbrio estático do maciço. Mas, em consequência dessa redistribuição, mais pontos em volta de P experimentarão ruptura. Isto é, tal como aconteceu a P no incremento anterior, passarão de um *equilíbrio elástico* para um *equilíbrio plástico*.

Naturalmente, o que foi referido significa que a partir da plastificação do ponto P a lei elástica de crescimento das tensões no maciço induzidas pelo carregamento à superfície deixa progressivamente de ser válida, primeiro nas imediatas vizinhanças daquele ponto, e progressivamente para o restante maciço carregado.

Aspecto que interessa comentar é que, após a plastificação, o estado de tensão em P não fica propriamente *congelado* no círculo de Mohr da Fig. 5.3b, também representado com tracejado largo na Fig. 5.4. Esse estado de tensão de fato vai evoluir, mas mantendo-se tangente à envoltória, como é o caso do círculo de Mohr representado a traço contínuo na mesma figura.

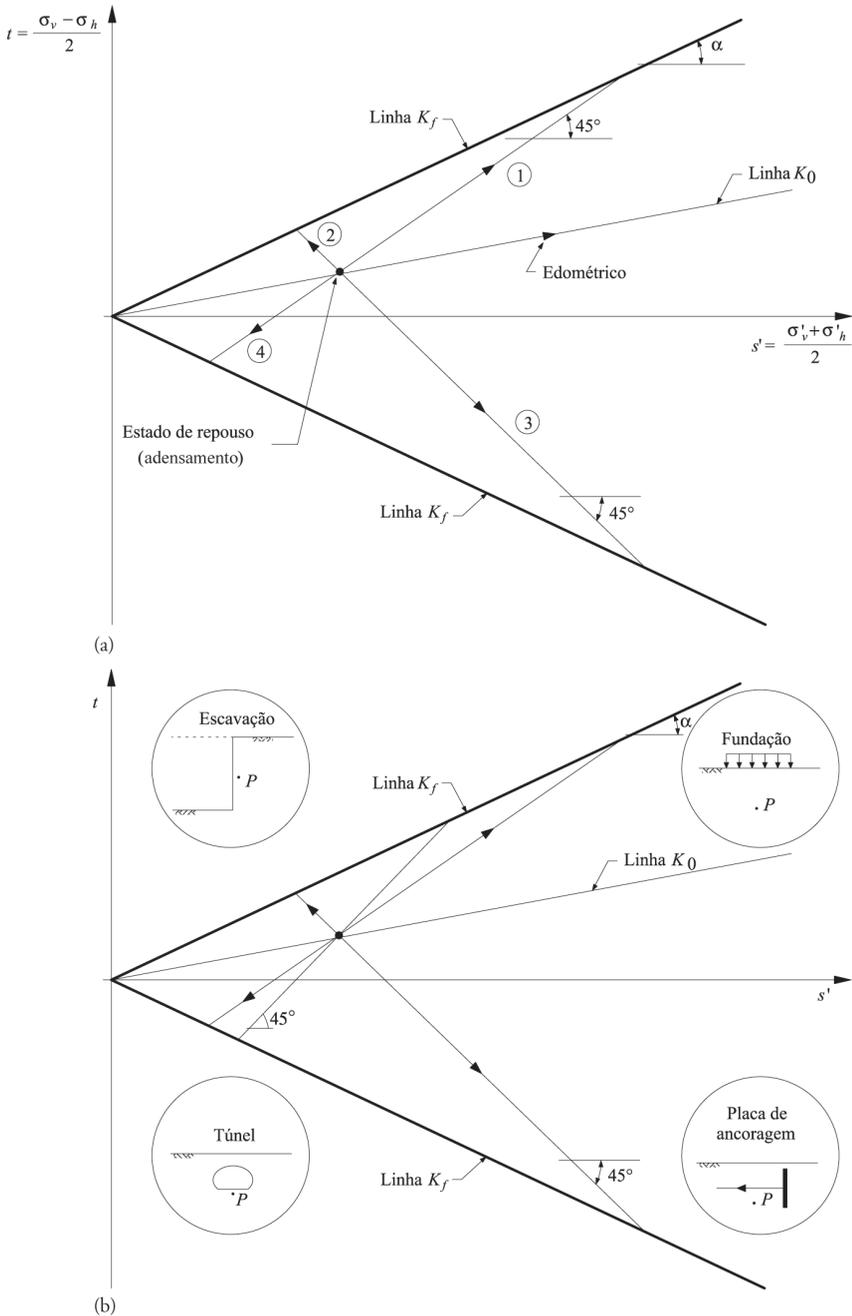
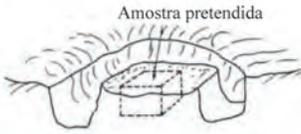
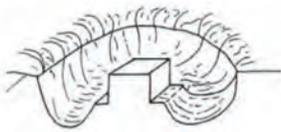


FIG. 5.6 Trajetórias de tensões efetivas (a) para as quatro modalidades principais de ensaios triaxiais drenados e (b) exemplos de problemas em que ocorrem trajetórias de tensões similares
 Fonte: adaptado de Lambe (1967).

Corte grosseiro da amostra



Talhamento do bloco



Selagem da amostra



Separação do maciço



(a)

(b)

FIG. 5.13 Amostragem indeformada de blocos: (a) procedimento típico; (b) blocos de solos residuais do granito no campus da FEUP
Fonte: (a) JGS (1998) e (b) Ferreira (2003).

Esta última equação é útil porque, como salienta Bolton (1986), associa à dilatância a diferença (toda a diferença, aliás) entre as resistências de pico e para grandes deformações. Nos solos, todavia, os fenômenos de cisalhamento são mais complexos, razão pela qual esta equação deve ser tomada apenas como aproximação simplificada.

O mesmo autor mostrou que, tomando ψ de acordo com a sua definição rigorosa (Eq. 5.18), a equação:

$$\phi'_{ps} = \phi'_{cv} + 0,8\psi \quad (5.20)$$

constitui uma boa aproximação aos resultados experimentais em estado plano de deformação (daí o uso do símbolo ϕ'_{ps} para o ângulo de atrito, já que estado plano de deformação se designa como *plane strain*).

5.4 LIQUEFAÇÃO DAS AREIAS

Já no Cap. 1 foi discutido que um maciço arenoso fofo sob a ação de um sismo tenderá a experimentar uma brusca redução do índice de vazios, logo redução também da sua espessura, tendo como consequência o recalque da superfície do terreno.

Os depósitos arenosos de baixa compacidade situam-se geralmente em vales aluvionares geologicamente muito recentes, com o nível freático próximo da superfície, estando pois submersos, logo, também, saturados. Esta última condição pode proporcionar, sob a ação de um sismo intenso, um fenômeno ainda mais grave do que um recalque brusco e de elevada grandeza! Tal fenômeno designa-se como *liquefação das areias*.

A ação de um sismo corresponde a um carregamento de cisalhamento cíclico aplicado a todo o maciço de forma muitíssimo rápida. Numa camada de areia solta e saturada, cada ciclo vai acarretar a geração de excessos de pressão neutra positivos. Como os ciclos se sucedem muito rapidamente, e como os excessos de pressão neutra abrangem praticamente todo o depósito arenoso, não há possibilidade de significativa dissipação daqueles durante o sismo. Como a tensão total média não varia, a subida da pressão da água nos poros diminui a tensão efetiva, logo durante o evento sísmico a resistência ao cisalhamento vê-se progressivamente reduzida.

Se o sismo for suficientemente intenso – o que se traduz em mais elevadas acelerações sísmicas, que são proporcionais às tensões de cisalhamento comunicadas ao maciço – e longo, pode acontecer que em muitos pontos do solo

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E RELAÇÕES TENSÕES-DEFORMAÇÕES EM ARGILAS

6

Neste capítulo serão estudadas a resistência ao cisalhamento dos solos argilosos e as relações tensões-deformações que, naqueles solos, precedem a ruptura por cisalhamento.

O contexto em que as questões aqui serão tratadas é em tudo análogo ao do capítulo anterior. Por isso, as considerações tecidas na introdução do Cap. 5 são ainda aqui inteiramente válidas. De igual modo, o que em 5.1 foi discutido sobre a ruptura nos solos e o que em 5.2 foi apresentado sobre os ensaios de cisalhamento em laboratório e sobre a amostragem têm completa aplicação ainda para as argilas. Optou-se pelo tratamento em capítulo separado da resistência e das relações tensões-deformações em argilas apenas porque o assunto é bastante extenso e envolve alguma complexidade.

Grande parte dessa complexidade advém da muito baixa permeabilidade das argilas. Essa característica vai propiciar, em muitos casos, que o carregamento dos maciços argilosos gere excessos de pressão na água dos poros. Esses excessos irão depois dissipar-se por meio de um processo de adensamento, durante o qual as tensões efetivas vão variar, logo o mesmo acontece com a resistência, dado que, seja qual for o tipo de solo, são essas tensões as determinantes para esta resistência.

Por simplicidade metodológica, distingue-se então, no que diz respeito às condições de carregamento de argilas, e à resistência mobilizável em cada caso, as *condições drenadas* e as *condições não drenadas*. Nas primeiras admite-se um carregamento sem geração de excessos de pressão neutra, que é, aliás, a regra – com a importante exceção da liquefação – para as areias. Nas últimas admite-se que durante o carregamento não há variação do teor de umidade do solo, gerando-se excessos de pressão neutra; o processo de adensamento começa assim, nessa perspectiva, apenas após a conclusão do carregamento.

Como se verá, as resistências exibidas pelos solos argilosos para aquelas condições, digamos, *extremas*, são em geral muito distintas. O seu valor relativo (isto é, qual é a menor e qual é a mais elevada) vai, todavia, depender

- i) conduz à dissolução do ar existente entre o corpo de prova e a membrana envolvente e nas ligações ao sistema de medição de pressões neutras, melhorando a confiabilidade das medidas;
- ii) num ensaio drenado, caso o corpo de prova tenda a aumentar de volume, a água poderá ser livremente absorvida pelo solo sem obstrução do sistema pela formação de bolhas de ar;
- iii) num ensaio não drenado, e num corpo de prova semelhante ao que em ii) expandiria, a redução das pressões neutras devido ao cisalhamento, isto é, um excesso de pressão neutra negativo, não corresponderá a pressões neutras realmente negativas, inferiores à pressão atmosférica, cuja medição é também problemática.

6.1.4 ADENSAMENTO DAS AMOSTRAS PARA AS TENSÕES EFETIVAS DE REPOUSO

O modo de concretizar a passagem do estado de tensão efetiva no final da fase de saturação para o estado de tensão efetiva de repouso precisa ser esclarecido (Baldi; Hight; Thomas, 1988).

Idealmente, este último estado de tensão deveria ser atingido por meio de um carregamento incremental, crescendo em cada incremento a tensão efetiva vertical e a tensão efetiva horizontal, esta última segundo a proporção K_0 em relação à primeira. Tal corresponderia, como ilustra a Fig. 6.1, essencialmente a uma trajetória de tensões efetivas sobre a linha K_0 entre os dois estados de tensão anteriormente mencionados (trajetória $a c b$, em que o trecho ac corresponde a um carregamento apenas na direção vertical de modo a passar de um estado de tensão isotrópico para um estado de tensão anisotrópico sobre a linha K_0).

Procedimento muito mais simples corresponde a, partindo do estado (isotrópico) de tensão efetiva do final da fase de saturação, aplicar um incremento de tensão, por meio de um aumento da pressão na água da câmara, de modo a perfazer um estado de tensão isotrópico igual a σ'_{h0} , como ilustra também a Fig. 6.1; em seguida, por meio da ação do pistão, aplicar um incremento de tensão de modo que a tensão efetiva vertical atinja σ'_{v0} (trajetória $a d b$ na figura).

Do que foi exposto, pode compreender-se que o corpo de prova ao ser ensaiado parte de um estado de tensão efetiva igual ao que possuía *in situ*, mas de estados de tensão total e neutra diferentes (em geral mais elevados). Como são as tensões efetivas que comandam o comportamento do solo,

Uma evolução como a da Fig. 6.21a pode ser observada na Fig. 1.23 para as aluviões argilosas do Baixo Mondego, em Portugal (Coelho, 2000).

A propósito ainda do crescimento da resistência não drenada em profundidade, recomenda-se a leitura do Anexo A16, em que se atenta para uma forma menos correta, embora infelizmente bastante divulgada, de interpretá-lo.

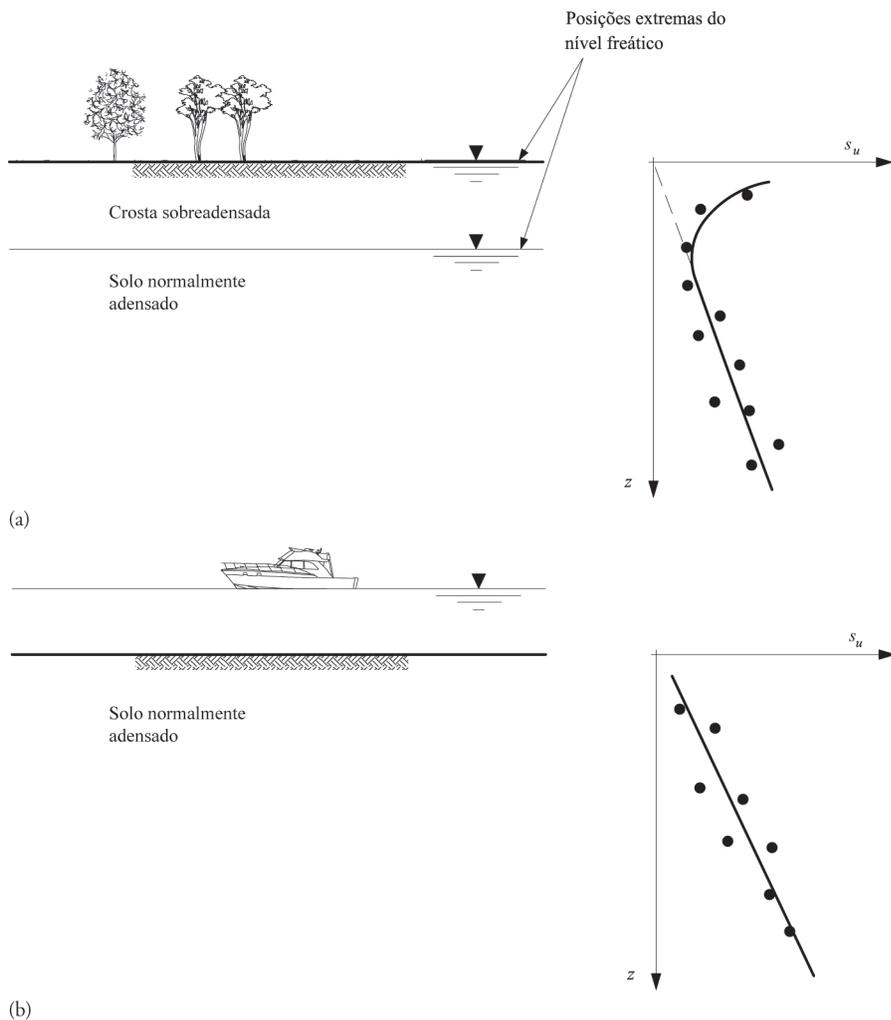


FIG. 6.21 Evolução da resistência não drenada de uma argila num vale aluvionar: (a) leito de cheia; (b) leito menor do rio

Nas argilas medianamente sobreadensadas, a anisotropia de resistência pode ainda ser significativa. Nas argilas fortemente sobreadensadas, k_s aproxima-se da unidade, podendo inclusive ultrapassá-la em resultado de diversos fatores: i) porque K_0 se aproxima ou ultrapassa mesmo a unidade (passando neste último caso a serem agora mais longas as trajetórias de tensões em compressão); ii) porque o parâmetro A_f se reduz; iii) porque nesses solos passa a ser significativa a contribuição da anisotropia inerente, a qual tende a conferir maior resistência ao solo quando a direção do incremento de tensão principal máxima coincide com a direção da tensão principal máxima de repouso.

6.4.7 A DETERMINAÇÃO DE s_u POR MEIO DO ENSAIO DE PALHETA *IN SITU* (VANE SHEAR TEST)

Descrição do ensaio

O ensaio de cisalhamento rotativo *in situ* – também muito conhecido no Brasil como ensaio de palheta, ou mesmo pela sua designação em língua inglesa, *vane test* – é particularmente apropriado para a estimativa da resistência não drenada de solos argilosos moles (argilas muito moles, moles e médias).

O ensaio consiste fundamentalmente em introduzir no terreno uma palheta cruciforme, isto é, um conjunto de quatro lâminas retangulares soldadas a uma haste central, esta última ligada à superfície do terreno, conforme ilustra a Fig. 6.25a; posicionado o aparelho à profundidade desejada é-lhe comunicado por meio da haste um momento torsor que o obriga a rodar, interessando nesse movimento de rotação um cilindro de solo que se destaca do terreno envolvente (Fig. 6.25b). O momento é transmitido à haste por um dispositivo mecânico colocado na superfície do terreno, que impõe uma velocidade de rotação constante à palheta e que permite obter o diagrama momento aplicado *versus* ângulo de rotação, cujo aspecto típico se indica na Fig. 6.25c.

A palheta pode ser introduzida no terreno ao abrigo de um furo de sondagem, previamente realizado até à profundidade da camada a caracterizar, ou ser introduzida por cravação a partir da superfície do terreno. Nessa modalidade, é indispensável que a palheta atravesse o terreno, especificamente camadas mais grossas e resistentes, envolvida por um dispositivo protetor, como o ilustrado na Fig. 6.26a. Atingida a camada a caracterizar, a palheta destaca-se então da proteção posicionando-se no ponto a ensaiar

Δu_i), conjugam-se para tornar a estimativa de $\sigma'_i = \sigma_i - u_i$ muito pouco confiável, logo a da própria tensão de cisalhamento resistente, τ_{fi} .

Como mostra o Quadro 6.5, numa abordagem por via das tensões totais, a análise envolve apenas a tomada da tensão de cisalhamento resistente igual ao valor da resistência não drenada à profundidade em questão. A aproximação da estimativa de τ_{fi} depende da aproximação com que o perfil de evolução de s_u em profundidade é obtido.

QUADRO 6.5 CARREGAMENTOS NÃO DRENADOS DE MACIÇOS ARGILOSOS: ABORDAGEM EM TENSÕES EFETIVAS VERSUS ABORDAGEM EM TENSÕES TOTAIS

	Abordagem em tensões efetivas	Abordagem em tensões totais
Análise	1. Estado de tensão de repouso $\sigma_{v0i}, \sigma_{h0i}, u_{0i}, \sigma'_{v0i}, \sigma'_{h0i}$ 2. Estado de tensão total incremental $\Delta\sigma_{zi}, \Delta\sigma_{xi}, \Delta\tau_{xzi}, \Delta\sigma_{1i}, \Delta\sigma_{3i}$ 3. Novo estado de tensão total; tensão normal total, σ_i 4. Excesso de pressão neutra $\Delta u_i = \Delta\sigma_{3i} + A_i (\Delta\sigma_{1i} - \Delta\sigma_{3i})$ 5. Tensão efetiva normal $\sigma'_i = \sigma_i - (u_{0i} + \Delta u_i)$ 6. Resistência ao cisalhamento $\tau_{fi} = c'_i + \sigma'_i \operatorname{tg} \phi'_i$	1. Resistência ao cisalhamento $\tau_{fi} = s_{ui}$
Parâmetros envolvidos	Coeficiente de empuxo em repouso, K_0 Coesão efetiva, c'_i Ângulo de atrito efetivo, ϕ'_i Parâmetro de Skempton, A_i (variável com tensões de cisalhamento)	Resistência não drenada, variável em profundidade $s_u(z)$
Ensaio de caracterização exigidos	Ensaio triaxiais, CK_0U , de compressão e de extensão com medição de pressões neutras e ensaios de cisalhamento direto simples <i>DSS</i>	Ensaio de palheta <i>in situ</i>

Atente-se agora na parte inferior do quadro em que estão listados os parâmetros do solo envolvidos em cada uma das abordagens (para além do peso específico, naturalmente), bem como os ensaios que são exigidos para a respectiva avaliação. Pode verificar-se que a abordagem em tensões efetivas, pelos parâmetros que envolve, exige a realização de ensaios de cisalhamento em laboratório com medição das pressões na água dos poros, enquanto que a abordagem em tensões totais é viável com a realização de ensaios de palheta. É em geral recomendável, todavia, que estes sejam confrontados com alguns

Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais utiliza linguagem e ilustrações didáticas e diversos exemplos práticos para apresentar os conceitos básicos da área, sem deixar de aprofundar-se em cada tema. O livro aborda características físicas e de identificação de solos, estados de tensão, percolação, compressibilidade e consolidação e resistência ao cisalhamento dos solos.

Com cuidadosa adaptação para o Brasil, tanto de termos técnicos como de estudos de solos brasileiros, *Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais* é uma referência para quem se inicia no estudo da área e também para estudantes de pós-graduação e profissionais de Geotecnia.

O livro vem complementar a literatura brasileira de Mecânica dos Solos com um texto cujas características e méritos [...] serão de grande utilidade para estudantes, acadêmicos e profissionais da Engenharia Geotécnica, a qual só pode ser exercida com qualidade se fundada sobre uma sólida base de Mecânica dos Solos, tal como aquela oferecida por este texto.

Waldemar Hachich
Professor Titular da Escola Politécnica da USP

ISBN 978-85-7975-180-6



9 788579 751806