

J.A.R. ORTIGÃO

INTRODUÇÃO À
MECÂNICA DOS SOLOS
DOS ESTADOS CRÍTICOS

3a Edição, 2007



Terratek

2007

Índice

Cap 1. INTRODUÇÃO À ENGENHARIA DE SOLOS	11
Introdução.....	11
Objetivo do livro	11
Origem e formação dos solos	12
Caracterização dos solos.....	17
Granulometria.....	17
Índices físicos	19
Exemplo 1.1.....	22
Exemplo 1.2.....	22
Densidade relativa das areias.....	23
Limites de Atterberg.....	24
Atividade das argilas	27
Índice de liquidez	28
Exemplo 1.3.....	28
Perfis geotécnicos.....	29
Exercícios	31
Cap 2. TENSÕES E DEFORMAÇÕES NOS SOLOS.....	32
Introdução.....	32
Conceito de tensão.....	32
Condições de equilíbrio.....	34
Tensões segundo um plano qualquer.....	35
Transformação de coordenadas	35
Tensões principais	36
Tensões octaédricas.....	37
Espaço bidimensional.....	38
Condição assimétrica.....	39
Círculo de Mohr	39
Pólo do círculo de Mohr.....	41
Exemplo 2.1.....	42
Estado de deformação.....	42
Relações tensão-deformação	44
Exemplo 2.2.....	47
Tensores esférico e desviatório.....	47
Comportamento da tensão-deformação dos solos	49
Exercícios	50
Cap 3. TENSÕES INICIAIS NOS SOLOS	52

Introdução.....	52
Tensões iniciais no terreno	52
Água no solo.....	53
Pressões verticais totais	55
Exemplo 3.1.....	56
Princípio da pressão efetiva.....	57
Exemplo 3.2.....	60
Exemplo 3.3.....	60
Pressões efetivas em condições hidrodinâmicas.....	62
Exemplo 3.4.....	62
Tensão horizontal	64
Exemplo 3.5.....	65
Exemplo 3.6.....	67
Exercícios	67
Cap 4. TENSÕES DEVIDO A SOBRECARGAS	69
Introdução.....	69
Carga concentrada: solução de Boussinesq	70
Exemplo 4.1.....	72
Exemplo 4.2.....	74
Carga distribuída em faixa infinita	74
Carregamento circular distribuído	75
Exemplo 4.3.....	75
Bulbo de pressões	76
Tensões sob a borda de uma sapata	78
Exemplo 4.4.....	79
Exemplo 4.5.....	82
Rotação de tensões principais.....	84
Exemplo 4.6.....	85
Modelagem numérica	86
Trajetórias de tensão.....	87
Diagrama tipo MIT.....	88
Exemplo 4.7.....	91
Exemplo 4.8.....	92
Trajetória de tensões totais e efetivas	93
Exemplo 4.9.....	93
Diagrama tipo Cambridge	94
Exercícios	95
Cap 5. HIDRÁULICA DE SOLOS	97

Introdução.....	97
Regime de escoamento nos solos	97
Lei de Darcy	99
Determinação da permeabilidade	99
Exemplo 5.1.....	101
Exemplo 5.2.....	102
Valores de permeabilidade	102
Potenciais	104
Carga hidráulica	105
Exemplo 5.3.....	106
Exemplo 5.4.....	106
Exemplo 5.5.....	107
Exemplo 5.6.....	108
Exemplo 5.7.....	109
Força de percolação.....	109
Liquefação.....	112
Definição alternativa para o gradiente hidráulico.....	112
Equação diferencial do fluxo.....	114
Solução analítica.....	115
Solução numérica	115
Analogia elétrica.....	117
Modelo físico.....	117
Solução gráfica	117
Rede de fluxo.....	117
Linhas de fluxo.....	118
Linhas equipotenciais	118
Elementos da rede	119
Exemplo 5.8.....	119
Potenciais ou cargas	120
Exemplo 5.9.....	120
Gradientes hidráulicos	120
Exemplo 5.10.....	120
Fluxo bidimensional.....	121
Exemplo 5.11.....	121
Exemplo 5.12.....	125
Exemplo 5.13.....	127
Exercícios	129

Cap 6. COMPRESSIBILIDADE E RECALQUES	133
Introdução.....	133
Ensaio oedométrico	133
Comportamento de areias	136
Comportamento de argilas.....	138
História de tensões.....	142
Causas de pré-adensamento.....	144
Parâmetros de compressibilidade	145
Exemplo 6.1.....	145
Relação entre parâmetros de compressibilidade.....	149
Cálculo de recalques.....	151
Exemplo 6.2.....	153
Exemplo 6.3.....	155
Correlações entre parâmetros de compressibilidade.....	156
Exemplo 6.4.....	159
Valor de K_0 de ensaios oedométricos	160
Diagrama $s':t:e$ no ensaio oedométrico	162
Equações das retas de compressão oedométrica e isotrópica	164
Exemplo 6.5.....	165
Solos colapsíveis por saturação	167
Solos expansivos	170
Exercícios	170
Cap 7. ADENSAMENTO.....	173
Introdução.....	173
Analogia do sistema água-mola de Terzaghi.....	173
Teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi	175
Solução exata da equação diferencial unidimensional de adensamento	179
Grau de adensamento localizado	180
Exemplo 7.1.....	181
Exemplo 7.2.....	183
Grau de adensamento médio.....	184
Exemplo 7.3.....	186
Exemplo 7.4.....	187
Exemplo 7.5.....	187
Soluções da equação diferencial do adensamento para distribuições iniciais de poropressões variando linearmente com a profundidade	188
Tipos de recalque quanto à dissipação de poropressões	189
Determinação de c_v a partir de ensaios oedométricos.....	191

Método de Casagrande ou $\log t$	191
Método de Taylor ou \sqrt{t}	193
Discussão dos métodos.....	195
Correlação entre c_v e índices físicos	197
Exemplo 7.6.....	198
Determinação de c_v a partir de ensaios in situ	199
Piezocone.....	199
Método de Asaoka.....	205
Exemplo 7.7.....	208
Método combinado.....	210
Breve comparação entre os métodos	212
Exercícios	212
Cap 8. ENSAIOS PARA O ESTUDO DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	216
Introdução.....	216
Tipos de ensaio.....	216
Compressão isotrópica.....	216
Compressão oedométrica.....	218
Compressão triaxial.....	218
Cisalhamento direto.....	218
Cisalhamento simples.....	219
Cisalhamento torcional.....	220
Outros tipos de ensaio	220
Equipamentos e técnicas do ensaio de cisalhamento direto.....	220
Equipamentos e técnicas do ensaio triaxial	223
Classificação dos ensaios quanto à drenagem	226
Classificação dos ensaios quanto à trajetória de tensões de consolidação.....	227
Classificação dos ensaios quanto à trajetória de tensões no cisalhamento	227
Exercícios	228
Cap 9. COMPORTAMENTO DAS AREIAS	229
Introdução.....	229
Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb.....	229
Inclinação do plano de ruptura	231
Comparação entre τ_{ff} e a tensão cisalhante máxima τ_{max}	232
Envoltória transformada	232
Exemplo 9.1.....	233
Exemplo 9.2.....	235
Determinação da envoltória de resistência no cisalhamento direto	236

Exemplo 9.3.....	236
Fatores que influenciam σ' das areias	238
Comportamento sob baixos níveis de tensões	240
Estado crítico	241
Analogia do dente de serra	242
Exemplo 9.4.....	244
Influência do nível de tensões	246
Não-linearidade da envoltória de resistência.....	248
Linha de estado crítico.....	250
Previsão de ϕ' em função da compactidade e do nível de tensões.....	252
Exemplo 9.5.....	253
Valores típicos de ϕ'	253
Areias calcárias.....	254
Exercícios	255
Cap 10. COMPORTAMENTO DRENADO DE ARGILAS.....	258
Introdução.....	258
Fases de ensaio	258
Comportamento de argila normalmente adensada.....	259
Estado crítico	259
Envoltória de Mohr-Coulomb	260
LIC e LEC	261
Comportamento normalizado	262
Exemplo 10.1.....	263
Correlações para determinação de ϕ'	265
Exemplo 10.2.....	266
Adensamento e sobreadensamento isotrópicos.....	266
Comportamento de argila sobreadensada	267
Exemplo 10.3.....	271
Regiões no espaço $s':t:e$	272
Aplicação da resistência drenada em análise de estabilidade	273
Comparação entre o comportamento drenado de argilas e areias.....	274
Exercícios	275
Cap 11. COMPORTAMENTO NÃO-DRENADO DE ARGILAS.....	277
Introdução.....	277
Fases de ensaio	277
Resultados de ensaio triaxial em argila normalmente adensada.....	278
Resultados de ensaio triaxial em argila pré-adensada	279
Estado crítico	279

Trajétórias de tensão em ensaios <i>CIU</i>	280
Influência da tendência à dilatação nas poropressões.....	281
Equações de poropressão.....	282
Método elástico	282
Hipótese de Terzaghi.....	283
Método de Skempton.....	284
Exemplo 11.1.....	284
Método de Henkel	285
Exemplo 11.2.....	286
Exemplo 11.3.....	286
Valores dos parâmetros de poropressão	287
Comportamento de argilas <i>NA</i> no diagrama <i>s':t:e</i>	289
Comportamento de argila <i>PA</i> no diagrama <i>s':t:e</i>	290
Comportamento de argilas com mesmo índice de vazios.....	292
Superfície limite de estado <i>SLE</i>	293
Ensaio drenados e não-drenados e a envoltória de estado crítico	294
Aplicação do modelo de estado crítico à argila do Rio de Janeiro	294
Exemplo 11.4.....	297
Exemplo 11.5.....	299
Exemplo 11.6.....	300
Exercícios	301
Cap 12. MÉTODO ϕ_u E ENSAIOS UU.....	304
Introdução.....	304
Método $\phi = 0$	304
Determinação de c_u em ensaios triaxiais	306
Exemplo 12.1.....	306
Resistência não-drenada de laboratório e mobilizada in situ.....	309
Perfil de c_u	309
Influência da perturbação da amostra	311
Ensaio de compressão não confinada <i>U</i>	312
Ensaio de palheta in situ EP ou VST	312
Sensibilidade	316
Correção dos valores de c_u fornecidos pelo <i>VST</i>	318
Exemplo 12.2.....	319
Determinação empírica de c_{ur}	320
Relação entre c_u e pressões efetivas e <i>OCR</i>	321
Exemplo 12.3.....	322

Aplicação da análise tipo <i>UU</i> e do método $\phi = 0$	322
Exercícios	325
Cap 13. APLICAÇÕES A PROBLEMAS PRÁTICOS	327
Introdução.....	327
Classificação das trajetórias de tensão.....	327
Generalização do modelo de estado crítico	330
Análise de problemas práticos.....	332
Muros de arrimo	332
Aterro sobre solo mole construído em uma etapa.....	333
Aterro sobre solo mole construído em duas etapas.....	334
Escavação em solo mole.....	335
Estaca em argila <i>NA</i>	336
Estaca em argila <i>PA</i>	338
Resistência ao cisalhamento residual.....	338
Exercícios	340
Cap 14. CAM-CLAY.....	343
Introdução.....	343
Modelo elastoplástico.....	343
Curva de tensão-deformação e escoamento.....	344
Diagrama $p' : q : e$	346
Equação da superfície de escoamento	349
Deformações.....	350
Simulação automática de ensaios triaxiais	352
Entrada de dados	352
Definição do ensaio	353
Resultados	354
Exercícios	355
Observações.....	369
Pressões ou tensões.....	369
Relação entre tensões e deformações	370
Deslocamento e deformação.....	370
Parâmetros de tensão-deformação-resistência	370
Parâmetros de consolidação.....	371
Índices físicos	371
Miscelânea.....	372
Ângulos	374
Tipos de ensaios	374
Ensaio <i>in situ</i>	377

Ensaio de laboratório	378
Capítulo 1	379
Capítulo 2	379
Capítulo 4	379
Capítulo 5	379
Capítulo 6	380
Capítulo 7	380
Capítulo 9	380
Capítulo 10	380
Capítulo 11	380
Capítulo 12	381
Capítulo 13	381



Abril 2007

PREFÁCIO

Este livro foi resultado das minhas aulas na Universidade Federal do Rio de Janeiro, onde lecionei por 25 anos. Foi publicado pela LTC Editores em 1993, revisado dois anos depois e agora publicado através da internet.

O texto será atualizado aos poucos e divulgado através do site da Terratek.

O autor

terratek@terratek.com.br

www.terratek.com.br

Cap 1. INTRODUÇÃO À ENGENHARIA DE SOLOS

Introdução

A definição do que é solo depende em muitos casos de quem o utiliza. Os agrônomos, por exemplo, o vêem como um material de fixação de raízes e um grande *armazém* de nutrientes e água para as plantas. Para o geólogo de mineração, a capa de solo sobrejacente ao minério é simplesmente um material de rejeito a ser escavado. Para o engenheiro civil, os solos são um aglomerado de partículas provenientes de decomposição da rocha, que podem ser escavados com facilidade, sem o emprego de explosivos, e que são utilizados como material de construção ou de suporte para estruturas.

Como material de construção e de fundação, os solos têm grande importância para o engenheiro civil. Nas barragens de terra, nas fundações de estruturas, o solo – assim como o concreto e o aço – está sujeito a esforços que tendem a comprimi-lo e a cisalhá-lo, provocando deformações e podendo, eventualmente, levá-lo à ruptura.

Objetivo do livro

O objetivo deste livro é apresentar, de forma simples, o modelo teórico de comportamento denominado *modelo de estado crítico*, cuja finalidade é calcular as deformações de um elemento quando sujeito a um certo estado de tensões. Esse modelo foi desenvolvido na Universidade de Cambridge, Inglaterra, no final dos anos 60, tendo conquistado desde então muitos adeptos. O primeiro livro sobre o assunto foi publicado por Schofield e Wroth em 1968. Seguiram-se o de Atkinson e Bransby (1978) e o de Bolton (1979). Um livro em português foi publicado em Lisboa por Neves, em 1975, mas teve pouca divulgação no Brasil. Certamente, a primeira publicação brasileira a respeito foi o artigo de Negro, datado de 1978.

Na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) o interesse pelo assunto surgiu somente nos anos 80 (Almeida, 1982; Almeida et al, 1987; Ortigão e Almeida, 1988), sendo que, após 1985, os cursos de mestrado passaram a incluir os modelos de estado crítico. Face a sua importância, os modelos de Cambridge foram introduzidos nos cursos de graduação a partir de 1986, com uma abordagem alternativa – que finalmente resultou neste livro –, sem equações nem deduções teóricas, mas somente sob a forma de tratamento gráfico.

O capítulo 1 deste livro trata da origem e da formação dos solos, dos índices físicos, dos limites de Atterberg e da granulometria, apresentados de maneira muito resumida. Para maiores detalhes, sugere-se ao leitor consultar livros de geologia de engenharia e de mecânica dos solos, em particular os de Chiossi (1975), Hunt (1984), Lambe e Whitman (1979) e Vargas (1977), e o de comportamento dos solos de Mitchell (1976).

Os dois capítulos seguintes abrangem as tensões totais e efetivas em um elemento, apresentando uma revisão da mecânica dos contínuos. No capítulo 4 é estudado o efeito de sobrecargas e no 5, o movimento da água nos solos – a hidráulica de solos. A compressibilidade e os recalques dos terrenos são tratados nos capítulos 6 e 7. O capítulo 8 é uma introdução ao comportamento em ensaios de laboratório, sendo estes ensaios estudados nos capítulos 9 a 12. Algumas aplicações práticas são estudadas no capítulo 13, o que, na UFRJ, permite uma ligação com a disciplina de Mecânica dos Solos II.

Finalmente, no capítulo 14, o cálculo de deformações a partir dos modelos denominados Cam-Clay é introduzido de forma resumida e sem deduções teóricas. Visa-se com isto demonstrar as potencialidades do método e estimular os alunos a empregá-lo através de um programa para microcomputador, que é distribuído gratuitamente a todos os interessados.

Origem e formação dos solos

Os solos são provenientes da deterioração da rocha através de um processo denominado *intemperismo*, ou seja, a ação do tempo. As várias formas de intemperismo podem ser classificadas em dois grandes grupos: *intemperismo químico* e *intemperismo mecânico*. O primeiro está relacionado com os vários processos químicos que alteram, solubilizam e depositam os minerais de rocha, transformando-a em solo. Esse tipo é mais freqüente nos climas quentes e úmidos e, portanto, muito comum no Brasil. O segundo é proveniente da ação mecânica desagregadora de transporte da água, do vento e da variação de temperatura. Muitas vezes ocorre a ação conjunta de vários agentes do intemperismo.

Os solos que permanecem próximos à rocha que lhes deu origem são denominados *residuais*; os demais são *sedimentares* ou *transportados*. A Fig. 1.1 apresenta um perfil típico de solo residual.

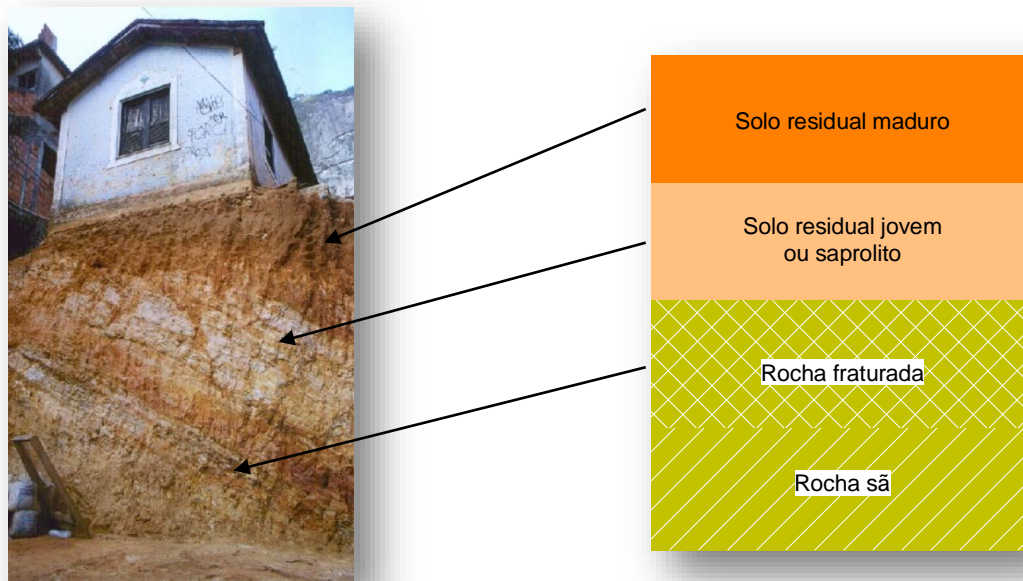


Fig. 1.1. Perfil geotécnico típico de solo residual de gneiss

do Rio de Janeiro

O agente transportador pode ser a água ou o vento, este último dando origem aos depósitos denominados *loess*. As dunas são também um exemplo da ação do vento. Quando o agente transportador é a água, os solos sedimentares podem ser classificados como de origem marinha, fluvial ou deltaico.

A rocha que mantém as características originais, ou seja, a rocha sã, é a que ocorre em profundidade. Quanto mais próximo da superfície do terreno, maior o efeito do intemperismo. Sobre a rocha sã encontra-se a rocha alterada, em geral muito fraturada e permitindo grande fluxo de água através de discontinuidades. A rocha alterada é sobreposta pelo solo residual jovem, ou *saprolito* (*sapros*, em grego, significa deteriorado, podre), que é um material arenoso. O material mais intemperizado ocorre acima do saprolito e é denominado *solo residual maduro*, o qual contém maior percentagem de argila.

Cliente RIO PARACATU MINERAÇÃO SA						Ref. MG 2833	
Local PROJETO EXPANSÃO III PARACATU -MG							
Escala: 1:100		Data: 6/6/2006		Des.ª		Eng.º	Des.nº 6564/06
SONDAGEM MISTA SM 38-MDAGEM						COTA: 814.468m.	
Cota em relação ao R. N.	Amostra	Profundidade da canada (m)	PERCUSSÃO Penetração : (golpes/30cm) — 1a. e 2a. penetrações — 2a. e 3a. penetrações			Revestimento ø 76,2mm 1,00m Amostrador { ø interno: 34,9 mm ø externo: 50,8 mm Peso 65 Kg - Altura de queda 75 cm	
Nível d'água	ø da coroa	N.º de golpes 1a.e2a. 2a.e3a.	T max T res	Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
810	①	18	34			Pedregulho de quartzo com argila siltosa marrom Duro	
	②	24	41/21			Silte argiloso (FILITO) Variegado cinza e marrom Duro	
	③	45	36/25				
	④	20	38/27				
	⑤	45	29/6				
	⑥	45	12			Silte argiloso, com pedregulho de quartzo Variegado (cinza) Duro (FILITO) (Solo residual)	
	⑦	45	25/6				
	⑧	45	8				
805	⑨	45	8				
	⑩	45	20				
	⑪	31	41/1				
	⑫	45	12			Silte argiloso (FILITO) Cinza e marrom Duro (Solo residual) Matacão (Filito Alterado)	
	⑬	45	18				
800	⑭	45	28				
799,15	⑮	45	14			Silte argiloso (FILITO) Cinza e marrom Duro	
	⑯	45	17				
	⑰	45	11				
795	⑱	45	14			Filito Alterado a muito alterado, variegado cinza e marrom (MATAÇÃO)	
	⑲	45	4			LIMITE DA SONDAGEM Paralisado conforme orientação da fiscalização COORDENADAS N=8.099.277,909 E=299.704,615	
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)							
INICIAL		FINAL					
NFO		15.32					
20/05/2006		25/05/2006					
				ROTATIVA		0, M <input type="checkbox"/> AMOSTRADOR PENETROU Ncm SDB <input type="checkbox"/> PESO DAS HASTES	
				ROTATIVA		F, M <input type="checkbox"/> AMOSTRADOR PENETROU Ncm SDB <input type="checkbox"/> PESO DAS HASTES+PESO BATENTE	
				ROTATIVA		NFE NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO	

Fig. 1.2. Exemplo de boletim de sondagem em solo residual e em rocha (filito), Paracatu, Minas Gerais

A Fig. 1.2 apresenta um exemplo de boletim de sondagem em solo residual penetrando até a rocha.

A Fig. 1.3 mostra um perfil típico de solo sedimentar, muito comum no litoral brasileiro devido à sedimentação do transporte fluvial no ambiente marinho das baías e restingas, como é o caso, por exemplo, da argila do Rio de Janeiro, depositada em toda a periferia da baía de Guanabara, e das argilas de Santos, de Florianópolis e de São Luís. A camada superficial de argila mole é muito fraca e a construção sobre este tipo de terreno é sempre problemática, requerendo a realização de estudos especiais por engenheiro geotécnico experiente. Um boletim de sondagem típico é apresentado na Fig. 1.4.

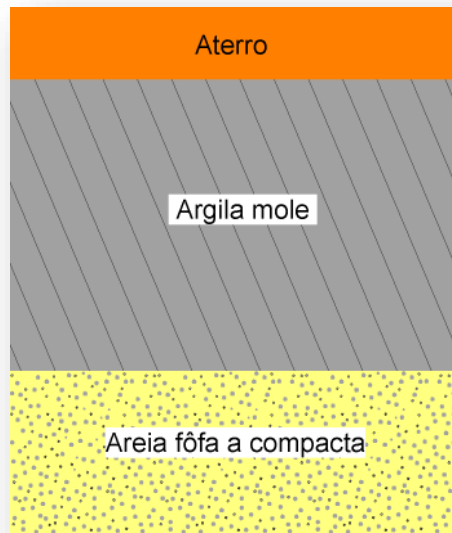


Fig. 1.3. Perfil geotécnico típico de argila mole

A Fig. 1.5 apresenta um tipo de solo denominado *coluvial* ou *talus*, muito comum ao pé de encostas naturais de granito e gnaisse, caso típico dos morros do Rio de Janeiro e de toda a serra do Mar. Devido ao deslizamento e ao transporte pela água de massas de solo, um material muito fofo e em geral contendo muitos blocos soltos é depositado próximo ao pé das encostas. Este depósito é sempre a grande causa de acidentes durante chuvas intensas, que o saturam e elevam o nível d'água do terreno, levando-o ao deslizamento.

Sondagem		ABNT NBR 6484		Furo F3		Elev. (m): 2.6 m	
N		NA	Revest.	Prof (m)	Camadas	Espessura (m)	Descrição
F							
10	20	30	40	50			Aterro arenoso
1			TC				Aterro arenoso (material dragado)
3			TH				
3							
2							
3				5,00			
4						7,75	Argila mole
1			CA				
0							
1							
2			10,00				
0							
1							
3							
0							
0			15,00				
4						16,55	Silte arenoso compacto
8							
19							
24							
33			20,00				
Job site: Porto Novo, Caju, Rio de Janeiro							
I - Série inicial	TC - Trado concha		Sondador				Data início
F - Série final	TH - Trado helicoidal		ESC.: 1:100		Eng		Data final
	CA - Lavagem		Desenho:				28-01-81
Amostrador SPT	Revestimento	Massa 65 kg					Sheet
	Diam. 63 mm	Alt queda 75 cm					

Fig. 1.4. Exemplo de boletim de sondagem em argila mole do Rio de Janeiro

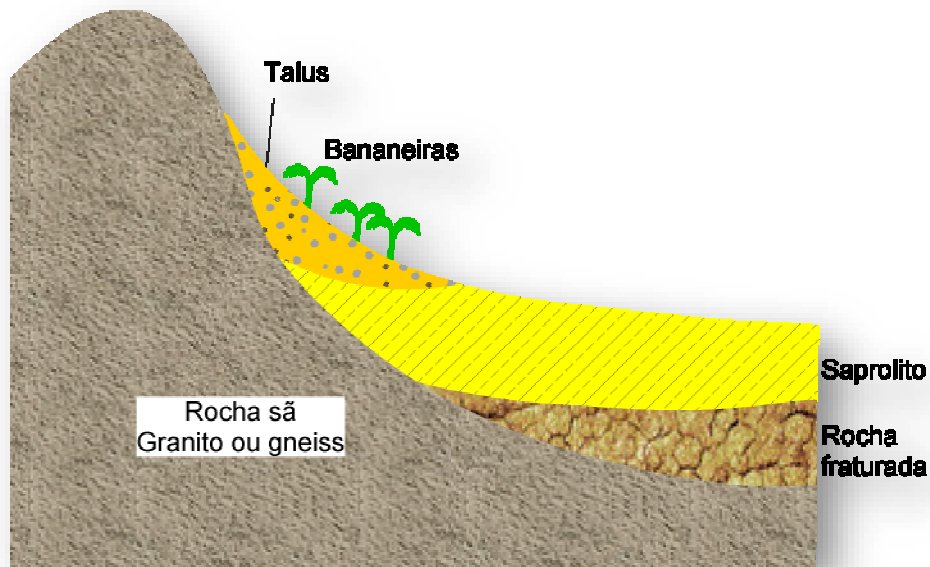


Fig. 1.5. Solo coluvial ou talus

Muitas vezes, a presença de talus pode ser identificada pelo tipo de vegetação. As bananeiras têm uma predileção especial por esses terrenos, devido à baixa compactidade (muito fofos) e à elevada umidade.

Caracterização dos solos

Algumas propriedades dos solos são especialmente úteis para sua caracterização, entre elas a granulometria, os índices físicos e os limites de Atterberg, descritos nos itens seguintes.

Granulometria

A análise da distribuição das dimensões dos grãos, denominada *análise granulométrica*, objetiva determinar uma curva granulométrica. Para a realização dessa análise, uma amostra de material granular é submetida a peneiramento em uma série-padrão de peneiras, cuja abertura de malhas tem a seqüência apresentada no quadro 1.1.

Em seguida, determina-se a massa de material retido em cada peneira e os resultados são plotados em um gráfico (Fig. 1.6), no qual o eixo das abscissas corresponde à abertura de malha, em escala logarítmica, e as ordenadas, à percentagem do material que passa. Esse ensaio tem procedimento normatizado pela ABNT NBR 7181. Os solos muito finos, com granulometria inferior a $75\mu\text{m}$, são tratados de forma diferenciada através do ensaio de sedimentação, cujos detalhes podem ser vistos em Vargas (1977) ou na

norma ABNT NBR 7181.

Abertura	4,8 mm	2,0 mm	600 μm	420 μm	250 μm	75 μm
----------	--------	--------	-------------------	-------------------	-------------------	------------------

da malha

Quadro 1-1. Série de peneiras (ABNT NBR 5734)

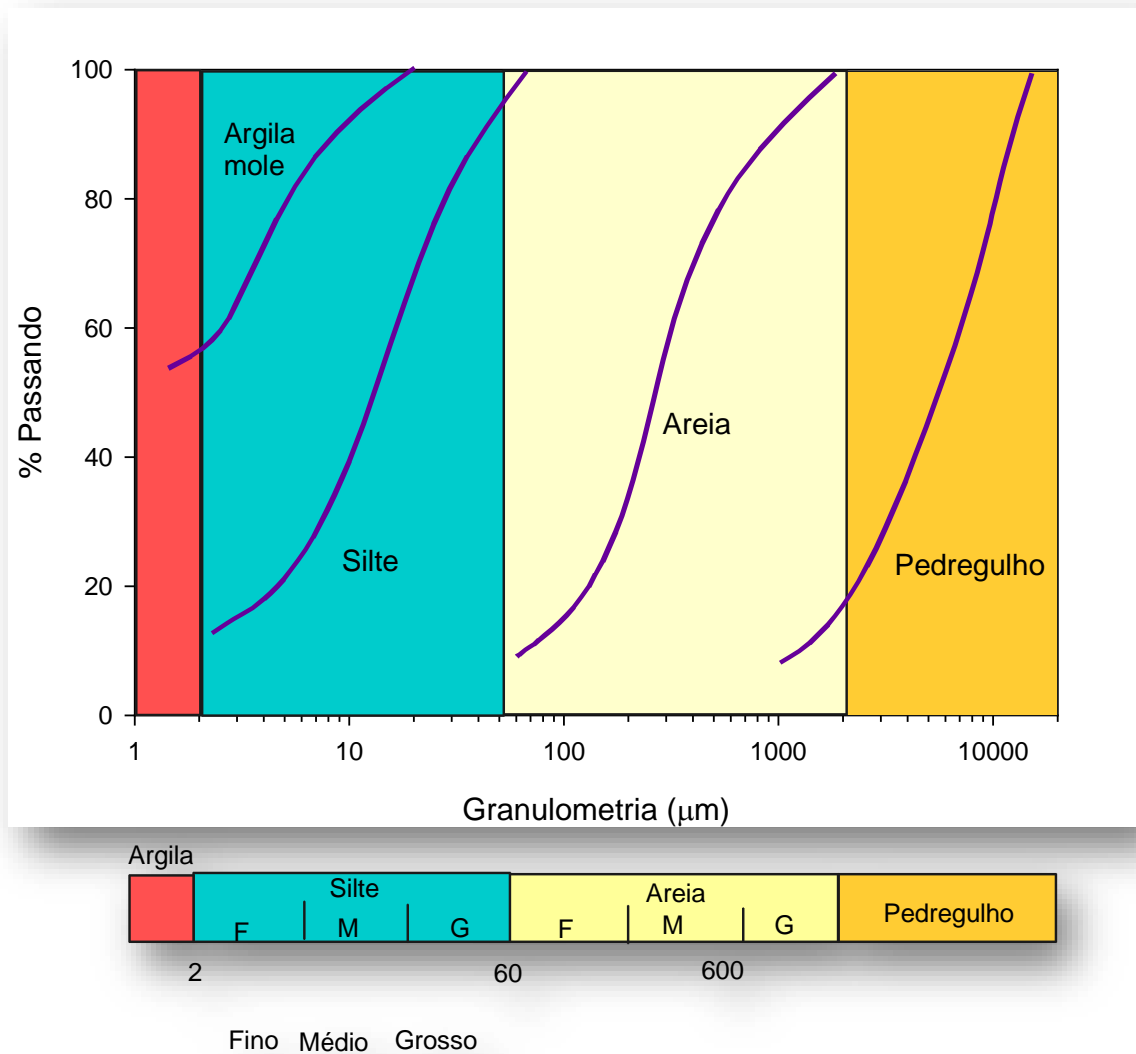


Fig. 1.6. Curvas granulométricas para vários solos

A interpretação dos resultados é feita mediante comparação com escalas granulométricas padrão, duas das quais incluídas na Fig. 1.6. A primeira é a escala internacional, recomendada pela ISSMFE. É a mais simples, fácil de ser memorizada – porque se baseia nos algarismos 2 e 6, conforme indicado no quadro 1.2 – e, portanto, a mais lógica. Essa escala pretende unificar os diversos sistemas de classificação, tendo

sido proposta pela primeira vez em um congresso de ciência dos solos, em 1927 (Means e Parcher, 1965), e logo adotada em todos os países desenvolvidos, exceto nos Estados Unidos.

Quadro 1-2. Escala granulométrica internacional recomendada pela ISSMFE

Descrição	Diâmetro das partículas
Argila	$< 2 \mu\text{m}$
Silte	2 a $60 \mu\text{m}$
Areia fina	60 a $200 \mu\text{m}$
Areia média	200 a $600 \mu\text{m}$
Areia grossa	600 a 2 mm
Pedregulhos	$> 2 \text{mm}$

Nos Estados Unidos, a escala mais utilizada é a segunda, a *Unified Soil Classification System (USCS)*.

Os materiais que apresentam uma curva granulométrica suave, como a indicada na curva à direita da Fig. 1.6 para os pedregulhos (solo residual), são denominados *bem graduados*; os demais, como a areia das dunas de Santa Catarina, *mal graduados*. As areias de dunas apresentam uma granulometria quase constante devido ao tipo de agente transportador, o vento. Os grãos de areia podem ser classificados de acordo com a forma, que pode ser angular, subangular e arredondada (Fig. 1.7), sendo esta última característica das areias de rios.

Índices físicos

A Fig. 1.8 mostra um elemento de solo contendo sólidos, água e ar. Os índices físicos e as equações para sua definição constam do quadro 1.3. Algumas relações entre esses índices são apresentadas no quadro 1.4.

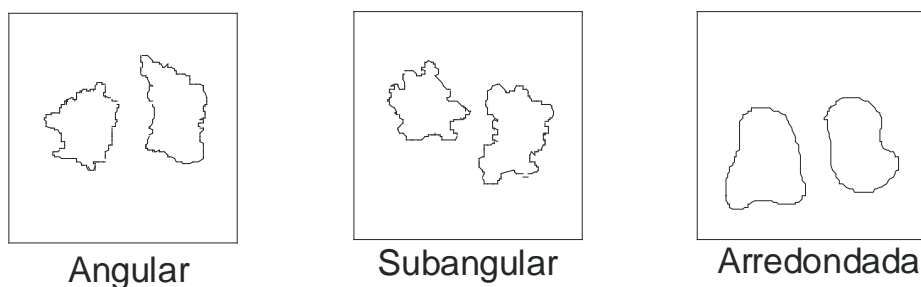


Fig. 1.7. Formas de grãos de areia

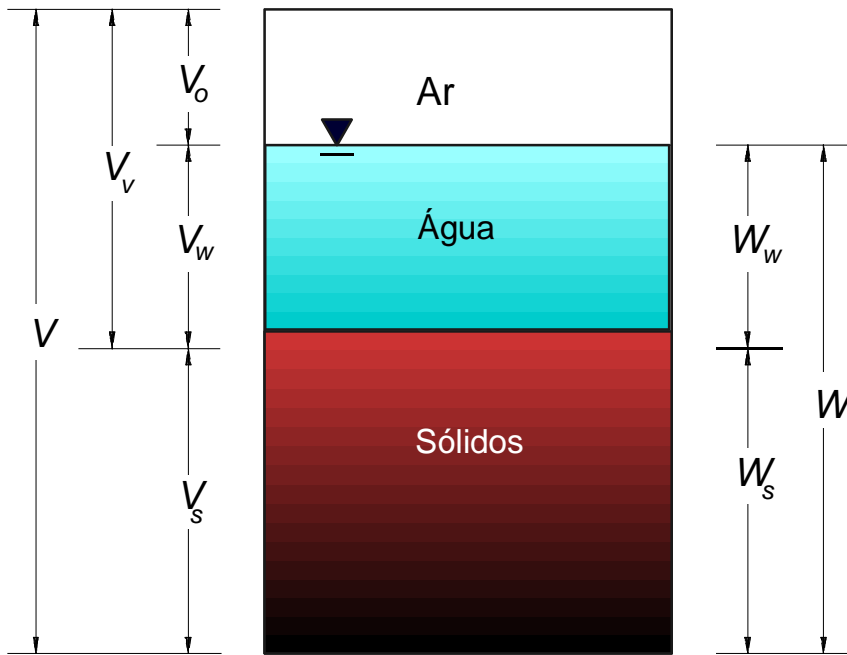


Fig. 1.8. Pesos e volumes em um elemento de solo não saturado

V = volume total

V_v = volume de vazios

V_a = volume de ar

V_w = volume de água

V_s = volume de sólidos

W = peso total

W_w = peso da água

W_s = peso de sólidos

γ_w = peso específico da água, considerado igual a 10 kN/m^3

O *índice de vazios* é usado para representar o estado em que se encontra o material. As deformações volumétricas, como demonstrado no capítulo 6, são proporcionais a uma variação de índice de vazios Δe . Quanto maior o índice de vazios, maior a deformação volumétrica quando o material é comprimido.

Quadro 1-3. Índices físicos

Nome	Símbolo	Equação
Índice de vazios	e	$e = V_v / V_s$
Porosidade	n	$n = V_v / V$
Grau de saturação	S	$S = V_w / V_v$
Umidade	w	$w = W_w / W_s$
Peso específico aparente úmido	γ	$\gamma = W / V$
Peso específico aparente saturado	γ_{sat}	Idem, para $S = 100\%$
Peso específico aparente submerso	γ_{sub} ou γ'	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$
Peso específico aparente seco	γ_d	$\gamma_d = W_s / V$
Densidade dos grãos	G_s	$G_s = \gamma_s / \gamma_w$

Quadro 1-4. Relações entre índices físicos

Equações		
$n = \frac{e}{1+e}$	$e = \frac{n}{1-n}$	$G_s w = S e$
$\gamma = \frac{G_s(1+w)}{1+e} \gamma_w$	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$	$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)}{1+e} \gamma_w$

O grau de saturação é igual a 100% nos materiais saturados, isto é, cujos vazios estão totalmente preenchidos pela água. A umidade tem pouca importância nas areias, ao contrário do que ocorre nas argilas, e permite chegar-se a uma série de conclusões quanto à suscetibilidade à variação volumétrica por expulsão da água dos vazios. É determinada em laboratório a partir da relação entre o peso de uma amostra úmida e após a secagem em estufa a 105°C.

O peso específico aparente úmido permite calcular as pressões na massa de solo, como é abordado no capítulo 3. As argilas apresentam valores da ordem de 13 a 17 kN/m³, enquanto para as areias obtém-se γ entre 17 e 20 kN/m³. O peso específico aparente submerso permite descontar o empuxo hidrostático específico, ou seja, γ_w . O valor de γ_{sub} resultante é empregado para o cálculo de pressões intergranulares, ou efetivas.

A densidade dos grãos refere-se à relação entre o peso específico do material seco e o da água, sendo portanto uma grandeza adimensional. O valor obtido para G_s está frequentemente na faixa de $2,7 \pm 0,1$,

sendo igual ao dos minerais constituintes dos grãos. Para o quartzo, $G_s = 2,65$. Alguns minerais, como a hematita e a magnetita, encontradas nas regiões de mineração de ferro de Minas Gerais, apresentam G_s muito elevado, da ordem de 5,1. Os solos residuais dessas regiões podem apresentar, conseqüentemente, pesos específicos muito elevados.

Exemplo 1.1

Uma amostra de argila saturada com volume de 560 cm^3 apresentou massa de 850 g. Após secagem total durante 24 h em estufa a 105°C , a massa resultante foi de 403 g. Estimando-se $G_s = 2,7$, determinar: (a) w , (b) e e (c) γ .

Solução

$$(a) \quad w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{M_w}{M_s} = \frac{850 - 403}{403} = 1,11 = 111\%$$

(b) A partir da equação $G_s w = Se$, obtém-se:

$$e = \frac{G_s w}{S} = \frac{2,7 \times 1,11}{1} = 3$$

$$(c) \quad \gamma = \frac{W}{V} = \frac{850 \text{ g} \times 10^{-3} \times 9,81 \times 10^{-3}}{560 \text{ cm}^3 \times (0,01)^3} = 14,9 \text{ kN/m}^3$$

Exemplo 1.2

Para uma amostra de areia argilosa de origem aluvial foram obtidos $G_s = 2,72$, $e = 0,75$ e $S = 50\%$. Determinar: (a) w , (b) γ , (c) γ_{sat} , (d) γ_{sub} e (e) γ_d .

Solução

(a) A partir da equação $G_s w = Se$, obtém-se:

$$w = \frac{Se}{G_s} = \frac{50 \times 0,75}{2,72} = 14\%$$

(b) A partir das equações do quadro 1.4, tem-se:

$$\gamma = \frac{G_s(1+w)}{1+e} \gamma_w = \frac{2,72(1+0,14)}{1+0,75} 10 = 17,7 \text{ kN/m}^3$$

$$(c) \gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)}{1+e} \gamma_w = \frac{2,72 \times 0,75}{1+0,75} 10 = 19,8 \text{ kN/m}^3$$

$$(d) \gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w = 19,8 - 10 = 9,8 \text{ kN/m}^3$$

$$(e) \gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{17,7}{1+14/100} = 15,5 \text{ kN/m}^3$$

Densidade relativa das areias

A densidade relativa das areias D_r é definida pelas equações:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Eq. 1-1

onde:

e_{\max} = índice de vazios máximo no estado mais fofo;

e_{\min} = índice de vazios mínimo possível, no estado mais compacto;

e = índice de vazios atual.

O valor de D_r é expresso em percentagem, o que é uma indicação da compactidade da areia. As areias com D_r inferior a 30% são consideradas *fofas*, com D_r entre 30 e 70%, *medianamente compactas*, e com D_r maior que 70%, *compactas*.

O parâmetro D_r tem grande importância prática em obras civis. No controle de construção de aterros especifica-se, em geral, que o material acabado tenha $D_r \geq 70\%$ para que se obtenha areia compacta.

Limites de Atterberg

Por volta de 1911, o agrônomo sueco Atterberg (*Über die Physikalische Bodenuntersuchung und über die Plastizität der Tone*, Internationale Mitteilungen Bodenkunde, vol 1, pp 10-43) dividiu os valores de umidade que uma argila pode apresentar em limites correspondentes ao estado aparente do material (Fig. 1.9).

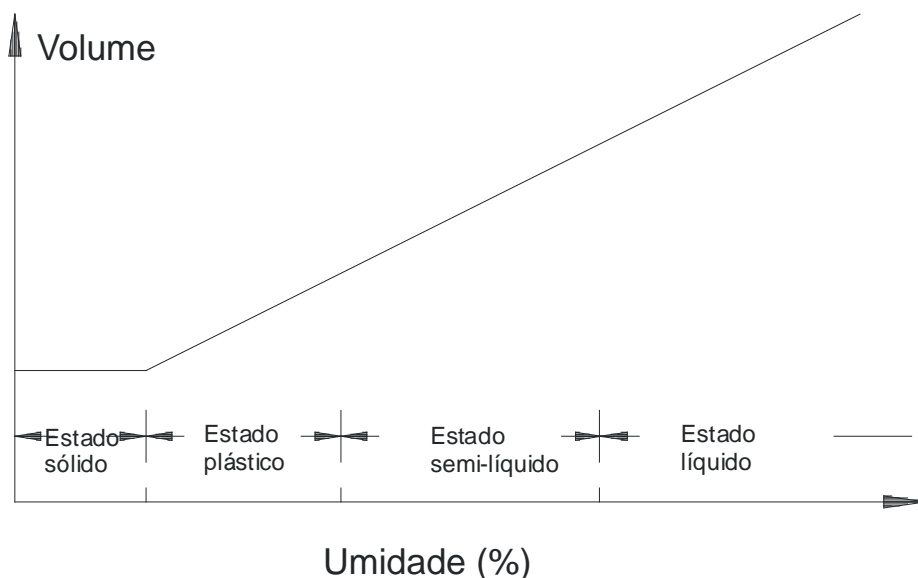


Fig. 1.9. Relação entre volume e umidade

Os limites definidos foram os de *contração* (*LC*), *plasticidade* (*LP*) e *liquidez* (*LL*), correspondentes à transição entre os estados *sólido*, em que não há mais variação de volume, *plástico*, em que o volume varia com a umidade, e *líquido*.

Atterberg sugeriu que a diferença, em percentagem, entre os limites de plasticidade e liquidez, denominada *índice de plasticidade* (*IP*), informa quanto à amplitude da faixa de plasticidade, e que este índice poderia ser empregado para classificar os solos. A equação correspondente é:

$$IP = LL - LP$$

Eq. 1-2

O assunto foi abordado mais tarde por Casagrande, que projetou um equipamento para a realização do ensaio para a determinação do limite de liquidez (Fig. 1.10), o qual é empregado em todo o mundo e padronizado no Brasil pela ABNT NBR 6459.

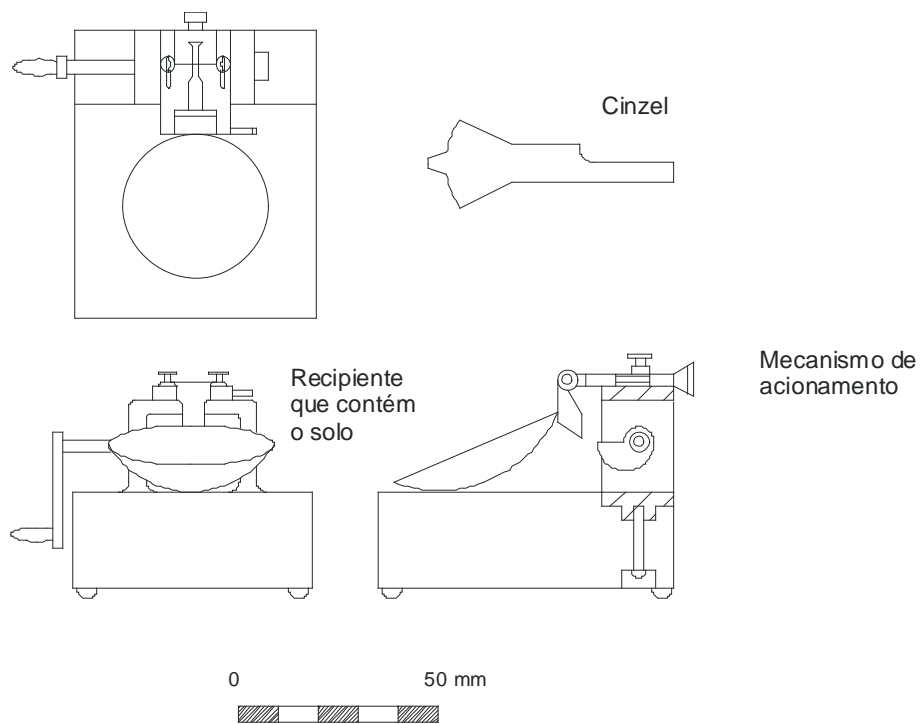


Fig. 1.10. Aparelho de Casagrande para a determinação do limite de liquidez

O ensaio consta inicialmente do destorroamento e da homogeneização de uma amostra de solo, determinando-se sua umidade w . Em seguida, a amostra é colocada no recipiente do aparelho (Fig. 1.11), fazendo-se então um sulco longitudinal com o auxílio do cinzel.

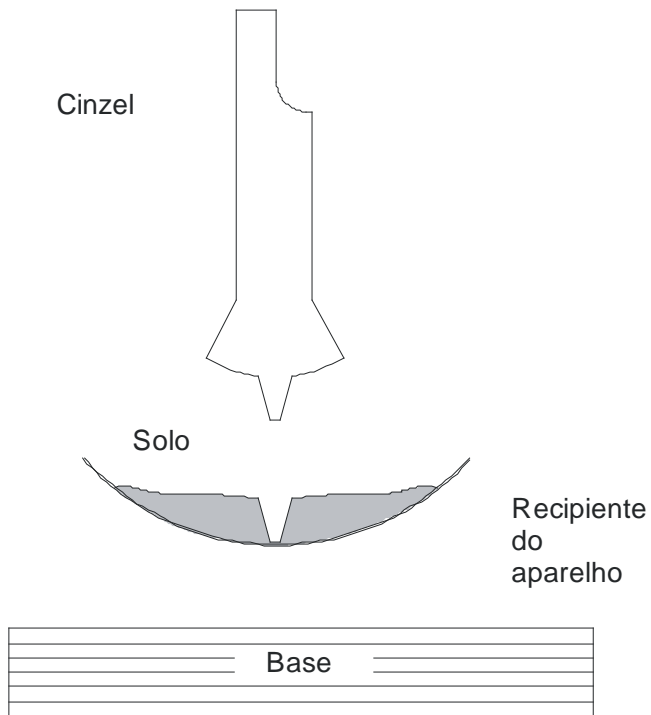


Fig. 1.11. Determinação do limite de liquidez

O recipiente contendo a amostra é deixado cair de uma altura padrão, batendo sobre a base do aparelho, e o número de golpes necessário para provocar o fechamento desse sulco é registrado. Adicionando água à amostra, vai-se repetindo tal procedimento, com várias umidades. Os resultados são plotados conforme

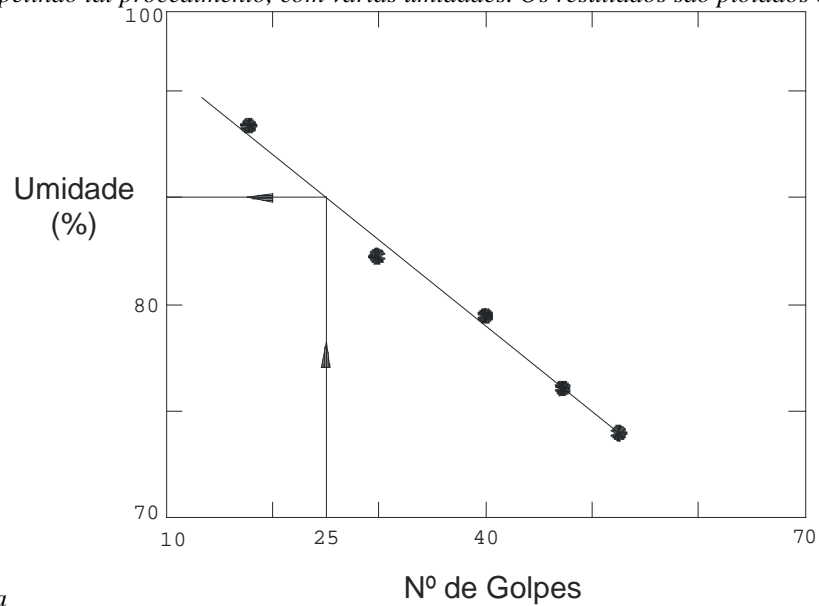


Fig. 1.12, determinando-se o valor do LL correspondentes a 25 golpes.

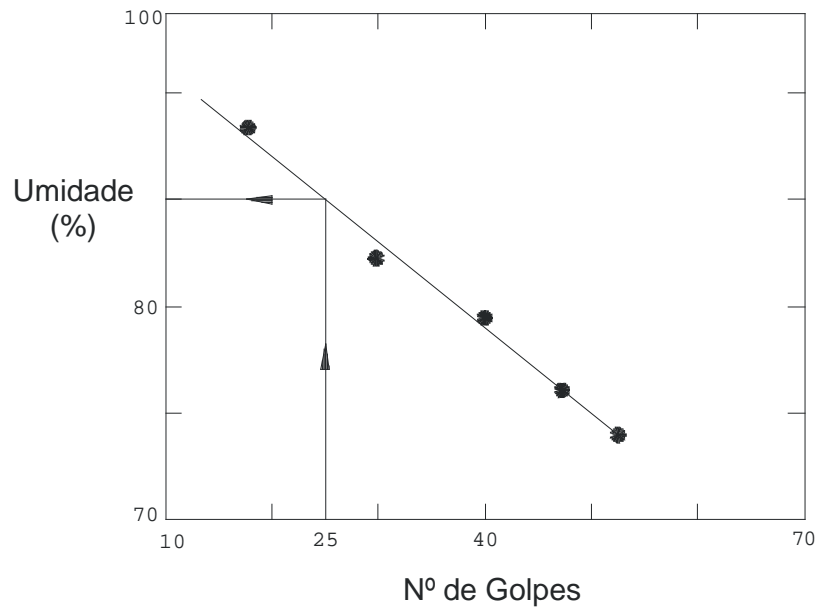


Fig. 1.12. Gráfico do número de golpes × umidade para determinação do limite de liquidez

O ensaio de limite de plasticidade, padronizado pela ABNT NBR 7180, consta da determinação da umidade correspondente ao início do fraturamento de uma amostra cilíndrica de 3 mm de diâmetro (Fig. 1.13). A amostra é rolada com a mão, em um movimento de vaivém, determinando-se a umidade na qual ela começa a se partir (Fig. 1.13b).

Atividade das argilas

A atividade coloidal das argilas foi estudada por Skempton (1953), que definiu a *atividade A'*:

$$A_c = \frac{IP}{\text{Fração argila}}$$

Eq. 1-3

A fração argila é considerada igual à percentagem de material com granulometria inferior a 2 μm . Esse parâmetro serve como indicador do potencial de variação de volume da argila, de acordo com o quadro 1.5.

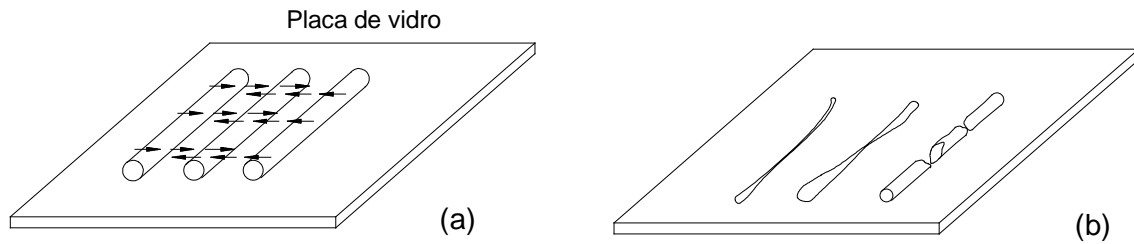


Fig. 1.13. Determinação do limite de plasticidade

Quadro 1.5. Atividade das argilas (apud Skempton, 1953)

A_c	Atividade
< 0,75	Inativa
0,75 – 1,25	Normal
> 1,25	Ativa

Índice de liquidez

O índice de liquidez IL , utilizado para classificar as argilas, é definido pela equação:

$$IL = \frac{w - LP}{IP}$$

Eq. 1-4

onde w é a umidade natural da amostra.

O índice de liquidez é igual a 1, para argilas em que a umidade é igual ao limite de liquidez, e maior que 1, quando $w > LL$.

Exemplo 1.3

Para uma amostra de argila do Rio de Janeiro obtiveram-se os seguintes valores médios: $LL = 120\%$, $LP = 40\%$ e $w = 150\%$. Sabendo-se que a percentagem de argila, isto é, de material menor que $2 \mu m$, é de 55%, obter: (a) o índice de plasticidade, (b) a atividade e (c) o índice de liquidez.

Solução

(a) Índice de plasticidade

$$IP = LL - LP = 120 - 40 = 80\%$$

(b) Atividade

$$A_c = IP (\% < 2 \mu\text{m}) = 80 / 55 = 1,45$$

(c) Índice de liquidez

$$IL = (w - LP) / IP = (150 - 40) / 80 = 1,4$$

Perfis geotécnicos

Os índices físicos e os demais parâmetros estudados neste capítulo podem ser plotados versus a profundidade, servindo para caracterizar e identificar as camadas de solo. Alguns exemplos são dados a seguir, para solos de diferentes origens geológicas.

A Fig. 1.14 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** sumariza algumas propriedades da argila de origem marinha do Rio de Janeiro, encontrada em toda a periferia da baía de Guanabara: os limites de Atterberg, o índice de vazios in situ, o peso específico aparente úmido e a resistência não-drenada c_u (parâmetro estudado no capítulo 12). Esse material apresenta $IP \cong 40\%$ e $LL \cong 120\%$; conseqüentemente, $IP \cong 80\%$. A umidade é maior que LL , concluindo-se que IL é superior a 1. O índice de vazios in situ e_0 é da ordem de 4 no topo da camada, diminuindo para 3 no fundo; o peso específico γ varia entre 13 e 14 kN/m^3 .

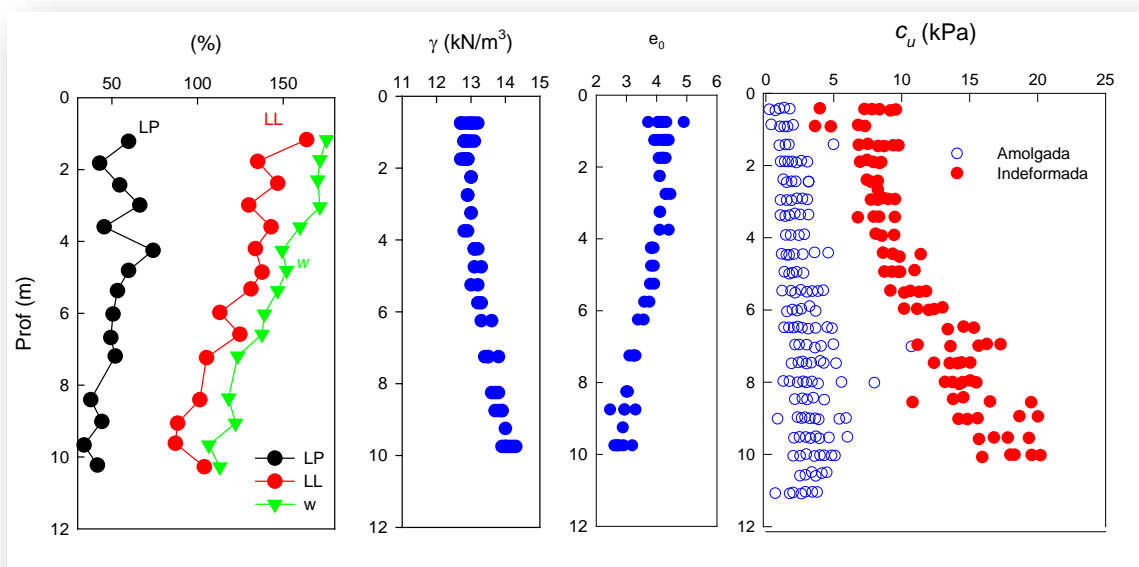


Fig. 1.14. Propriedades geotécnicas da argila do Rio de Janeiro

A Fig. 1.15 apresenta índices físicos da argila marinha da Baía de Sepetiba, RJ, de dois locais: Casa da Moeda, construída na década de 70 e da obra da CSA Cia Siderúrgica do Atlântico, cujo início de execução ocorreu em 2007. Os dados indicam LP da ordem de 30 a 40%, LL da ordem 100 a 120% e a umidade acima do LL. O peso específico γ é da ordem de 12 a 14 kN/m³ e o índice de vazios entre 1 e 3.

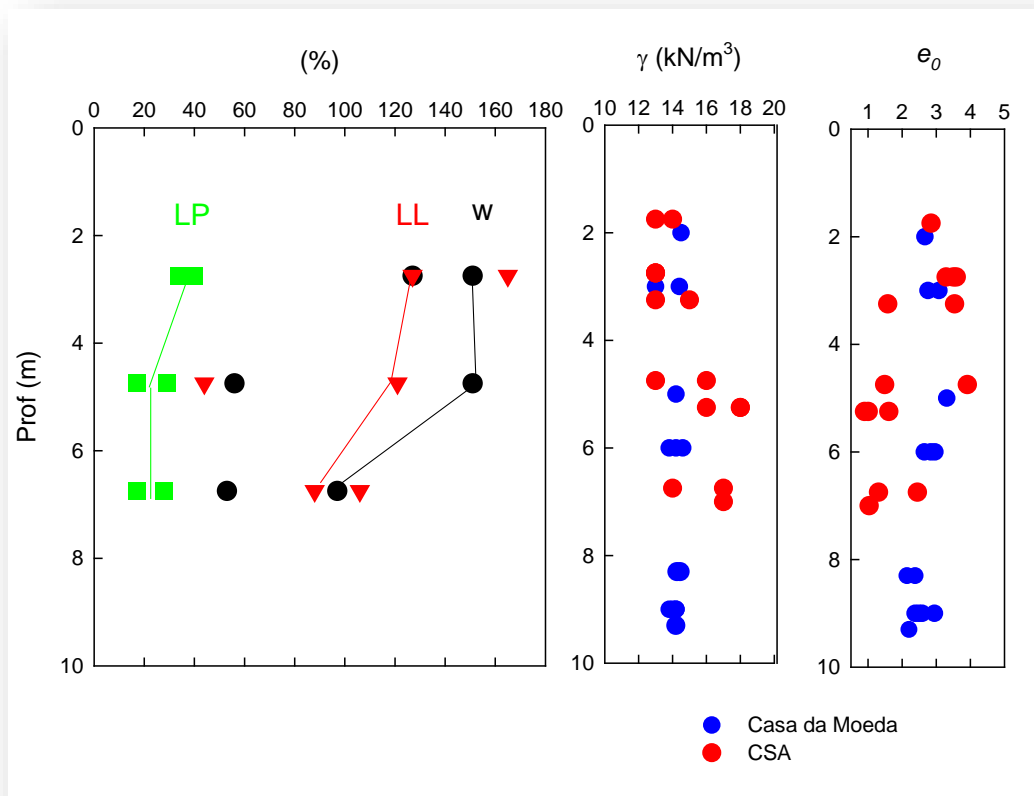


Fig. 1.15. Propriedades geotécnicas da argila da Baía de Sepetiba, RJ

A Fig 1.16 mostra as propriedades referentes a um depósito de argila mole marinha de Sergipe, subjacente a uma camada de areia com 4 m de espessura. Os valores de LL são da ordem de 80% e os de LP , de 40%; portanto, $IP \cong 40\%$. Esses valores são muito inferiores aos da argila do Rio de Janeiro. Dados referentes ao peso específico e à umidade constam também da Fig 1.16. Outros capítulos do livro tratam das propriedades c_u (resistência não drenada) e q_c (resistência de ponta do ensaio de cone).

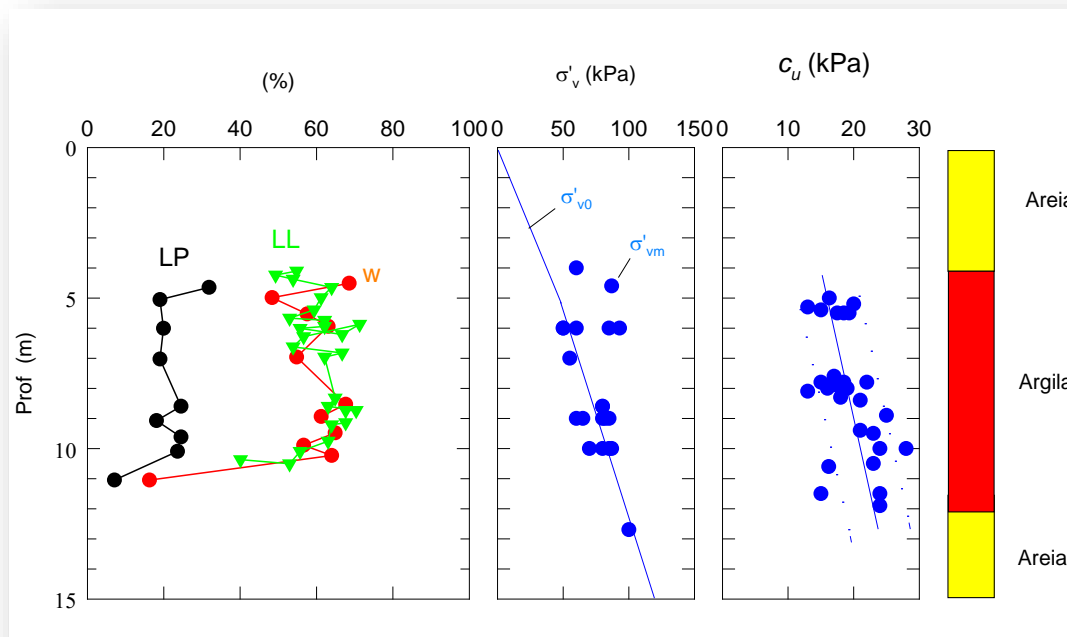


Fig. 1.16. Propriedades geotécnicas de um depósito de argila de Sergipe

Exercícios

- 1.1. Uma amostra de solo saturado com volume de 300 cm^3 apresentou, no estado úmido, massa de 423g. Após secagem completa em estufa a 105°C , a massa da amostra foi de 320 g. Estimando-se $G_s = 2,65$, determinar a umidade w , o índice de vazios e e os pesos específicos seco, saturado e submerso.
- 1.2. Repetir o exercício 1.1 imaginando que a amostra seja de solo residual de hematita, oriunda da região do quadrilátero ferrífero de Minas Gerais, cujo valor de G_s é muito alto, tomado igual a 5.
- 1.3. Um enrocamento construído com blocos de rocha granítica ($G_s = 2,7$) apresentou índice de vazios $e = 0,5$. Estimar os pesos específicos seco e submerso do material.
- 1.4. Com os dados da Fig 1.15, plotar gráficos de IL e IP versus profundidade.
- 1.5. Sabendo-se que a argila do Rio de Janeiro apresenta 55% de argila, isto é, granulometria inferior a $2 \mu\text{m}$, elaborar um diagrama de atividade A_c versus profundidade para esse material. Classificar os resultados segundo Skempton.
- 1.6. Deseja-se executar um aterro arenoso com densidade relativa de 70%. Sabendo-se que $e_{\min} = 0,565$ e $e_{\max} = 0,878$, determinar qual deve ser o índice de vazios do material após a construção.
- 1.7. Para a camada de areia superior da Fig 1.4 determinar o peso específico seco e o índice de vazios, admitindo que $G_s = 2,69$.

Introdução

Este capítulo apresenta uma revisão sobre a mecânica dos meios contínuos, que é tratada com mais ênfase nas disciplinas de resistência dos materiais, sendo porém aqui abordada visando sua aplicação em mecânica dos solos. Ao leitor interessado em mais detalhes, sugere-se consultar, por exemplo, Timoshenko e Goodier (1951), Poulos e Davis (1974) ou Harr (1966).

Conceito de tensão

A Fig. 2.1 mostra um corpo qualquer, que se encontra em equilíbrio sob a ação de forças externas. Esse corpo é seccionado por um plano A qualquer, que o divide em duas partes. A parte inferior também está em equilíbrio sob a ação de forças externas, bem como de forças internas, que são as que têm ponto de aplicação na seção transversal determinada pelo plano. Na área elementar dA dessa seção, cuja normal é n , a força atuante elementar interna é dF e pode ser decomposta nos componentes dN , segundo a normal n , e dT , contida na seção transversal do corpo. As tensões normal e cisalhante segundo o plano A são:

(a) tensão normal

$$\sigma_n = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{dN}{dA}$$

(b) tensão cisalhante

$$\tau = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{dT}{dA}$$

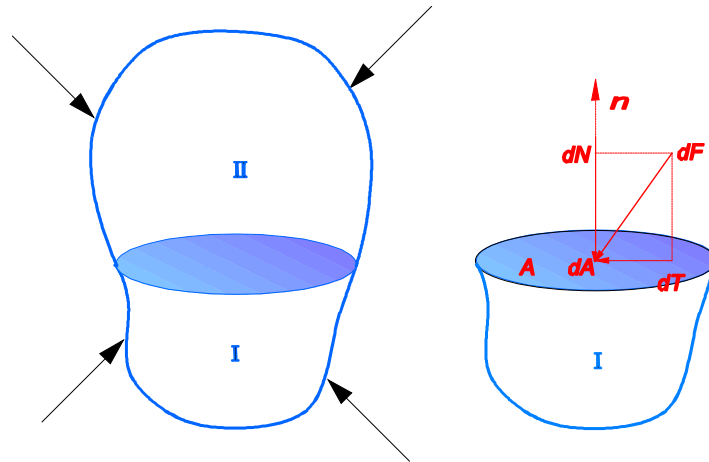


Fig. 2.1. (a) Condições de equilíbrio no meio contínuo sujeito a forças externas; (b) decomposição de forças internas em uma área elementar dA

A força elementar transversal dT pode ser decomposta segundo dois eixos coordenados x e y , obtendo-se os componentes dT_x e dT_y (Fig. 2.2).

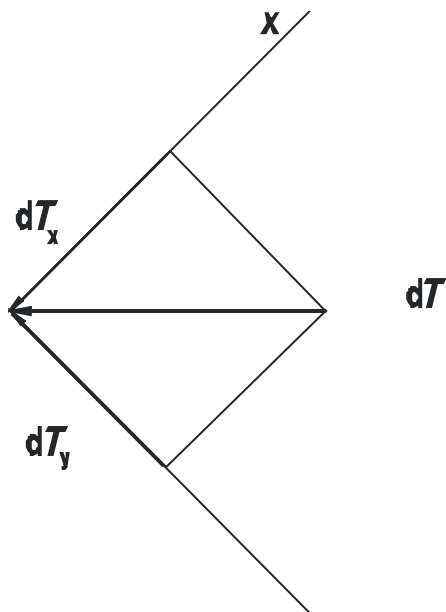


Fig. 2.2. Decomposição da força elementar dT

Definem-se, então, as tensões cisalhantes τ_x e τ_y através das equações:

$$\tau_x = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{dT_x}{dA} \quad \tau_y = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{dT_y}{dA}$$

O objetivo final desse estudo é conhecer o estado de tensão em qualquer ponto da massa de solo. Isto implica, então, conhecer as tensões normal e cisalhante segundo qualquer plano que passa pelo ponto. Entretanto, uma vez determinadas as tensões segundo três planos ortogonais quaisquer, é possível resolver o problema, como mostrado adiante.

Considerando agora o mesmo ponto, porém seccionado por três planos ortogonais (Fig. 2.3) definidos por um sistema de eixos cartesianos x , y e z , é possível definir as tensões normais segundo esses três planos que passam pelo ponto mencionado: σ_x , σ_y e σ_z .

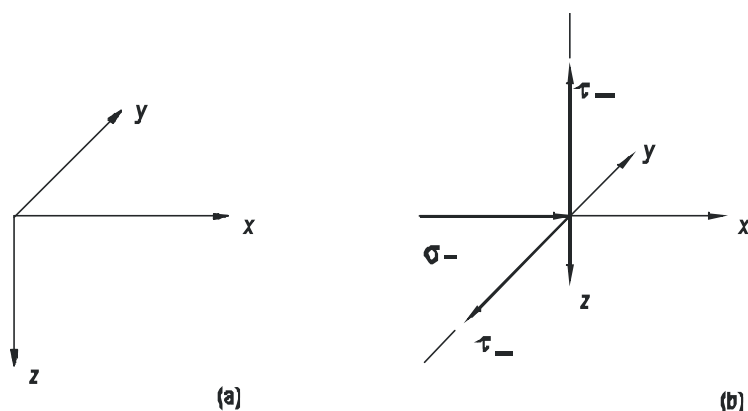


Fig. 2.3. (a) Três planos ortogonais; (b) decomposição das tensões normais e cisalhantes em três planos ortogonais

A cada uma das tensões normais estão relacionadas duas tensões cisalhantes, perfazendo três tensões normais e seis cisalhantes, nove componentes ao todo. Tais componentes, quando arranjados segundo a matriz:

$$|\sigma| = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix}$$

formam o que se chama de *tensor das tensões*.

Condições de equilíbrio

Considerando as equações de equilíbrio em torno de um ponto, é possível concluir que:

$$\tau_{xy} = \tau_{yz} \quad \tau_{yz} = \tau_{zy} \quad \tau_{zx} = \tau_{xz}$$

Conseqüentemente, os nove componentes do tensor das tensões se reduzem, na realidade, a somente seis termos independentes.

Tensões segundo um plano qualquer

As tensões segundo um plano qualquer podem ser conhecidas, desde que se tenham as tensões segundo três planos ortogonais quaisquer. Então, considere-se um plano N definido pelos seus co-senos diretores $\cos(n,x)$, $\cos(n,y)$ e $\cos(n,z)$, isto é, co-senos de ângulo formado entre a normal ao plano, que passa pela origem dos eixos cartesianos, e cada um dos eixos x , y e z . Tomando p_n como a resultante das tensões segundo o plano N , e p_{nx} , p_{ny} e p_{nz} como as componentes de p_n segundo os eixos x , y e z , essa resultante pode ser obtida através da equação matricial:

$$\begin{vmatrix} p_{nx} \\ p_{ny} \\ p_{nz} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \cos(n, x) \\ \cos(n, y) \\ \cos(n, z) \end{vmatrix}$$

Eq. 2-5

Conclui-se portanto que, conhecendo-se as tensões normais e cisalhantes que atuam em três planos ortogonais quaisquer que contêm um ponto do meio contínuo, o estado de tensões é conhecido neste ponto. Em outras palavras, conhecendo-se o tensor das tensões em um ponto, o estado de tensões é também conhecido. Conclui-se ainda que o tensor das tensões forma uma base no espaço vetorial R^3 .

Transformação de coordenadas

As conclusões anteriores permitem avançar. Ora, se os componentes segundo um plano qualquer podem ser obtidos através da equação 2.1, também poderão ser obtidos os componentes segundo um novo conjunto de três planos ortogonais. Ou seja, é possível realizar transformações de coordenadas de um sistema x, y, z para um outro x_1, y_1, z_1 . A seguinte equação matricial permite tais transformações:

$$|\sigma_1| = |A| \quad |\sigma| \quad |A|^T$$

Eq. 2-6

onde:

$|\sigma_1|$ = tensor das tensões em relação ao novo sistema de coordenadas x_1, y_1, z_1

$|A|$ = matriz dos co-seno diretores

$$\begin{vmatrix} \cos(x_1, x) & \cos(x_1, y) & \cos(x_1, z) \\ \cos(y_1, x) & \cos(y_1, y) & \cos(y_1, z) \\ \cos(z_1, x) & \cos(z_1, y) & \cos(z_1, z) \end{vmatrix}$$

$|A|^T$ = matriz transportada de $|A|$

Tensões principais

É possível demonstrar que, para qualquer ponto do meio contínuo, haverá um sistema de eixos coordenados x^*, y^*, z^* em relação aos quais as tensões cisalhantes são nulas e as tensões normais têm valores máximos e mínimos. Esta demonstração é realizada a partir da equação 2.2, igualando-se a zero as tensões cisalhantes que aparecem no tensor $|\sigma_1|$ e procurando-se, então, o novo sistema de eixos correspondentes a planos onde as tensões cisalhantes são nulas. Nessa dedução, chega-se a uma equação do terceiro grau (equação 2.3), denominada *equação característica*, cujas incógnitas σ_1 são as tensões normais do novo sistema de eixos pesquisado.

As raízes da equação característica são denominadas *tensões principais*, cuja simbologia é σ_1, σ_2 e σ_3 . Convenciona-se que: $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$.

$$\sigma_1^3 - I_1\sigma_1^2 + I_2\sigma_1 - I_3 = 0$$

Eq. 2-7

onde:

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

Eq. 2-8

$$I_2 = \sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{xz}^2 - \tau_{zy}^2$$

Eq. 2-9

$$I_3 = \sigma_x \sigma_y \sigma_z + \sigma_x \tau_{zy}^2 - \sigma_y \tau_{xz}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2 - 2\tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx}$$

Eq. 2-10

Os termos independentes I_1 , I_2 e I_3 da equação característica têm valores constantes e independentes do sistema de eixos escolhido, como pode ser verificado pelas equações 2.4 a 2.6. Por este motivo são denominados *invariantes de tensão*. As equações 2.4 a 2.6 podem ser bastante simplificadas, desde que o sistema de eixos escolhido seja correspondente às tensões principais. Neste caso, obtêm-se:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

Eq. 2-11

$$I_2 = \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_1 \sigma_3$$

Eq. 2-12

$$I_3 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$$

Eq. 2-13

Tensões octaédricas

Algumas teorias sobre o comportamento da tensão-deformação de materiais utilizados em sua formulação a tensão normal média, também denominada *tensão normal octaédrica*, definida pela equação:

$$\sigma_{\text{oct}} = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

Eq. 2-14

Verifica-se que o valor da tensão normal octaédrica independe do sistema de eixos, pois:

$$\sigma_{\text{oct}} = \frac{1}{3} I_1$$

Eq. 2-15

Pesquisando os planos onde essa tensão ocorre, verifica-se que os mesmos fazem um ângulo de $\text{arc cos } \pm$

$3^{-0.5}$ com as direções das tensões principais, formando um octaedro imaginário em torno da origem dos eixos coordenados; daí provém o nome tensões octaédricas.

A tensão octaédrica cisalhante é dada, em função das tensões principais, pela equação:

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \right]^{0.5}$$

Eq. 2-16

Verifica-se também que τ_{oct} pode ser obtido em função dos invariantes, através da equação:

$$\tau_{\text{oct}} = \pm \sqrt{\frac{2}{9} (I_1^2 - 3I_2)}$$

Eq. 2-17

Uma outra notação para tensão octaédrica, que é muito utilizada adiante no estudo de trajetórias de tensão, é p , ou seja: $p = \sigma_{\text{oct}}$.

Espaço bidimensional

Muitas obras de engenharia apresentam características geométricas que levam à simplificação do tratamento quanto ao estado de tensão e deformação. Um caso muito freqüente é quando se pode admitir um estado plano de deformação. Por exemplo, em uma barragem de terra na qual a dimensão ao longo do eixo x é muito maior que as demais (Fig. 2.4a), as deformações no sentido de x serão insignificantes, ou nulas, em relação às sofridas pela obra nas direções y e z . Daí o nome *estado plano*, pois todas as deformações estarão contidas no plano transversal yz . As tensões principais σ_1 e σ_3 também ocorrerão nesse plano e σ_2 não é independente, pois é função das demais tensões principais. Esta simplificação é muito vantajosa nas aplicações.

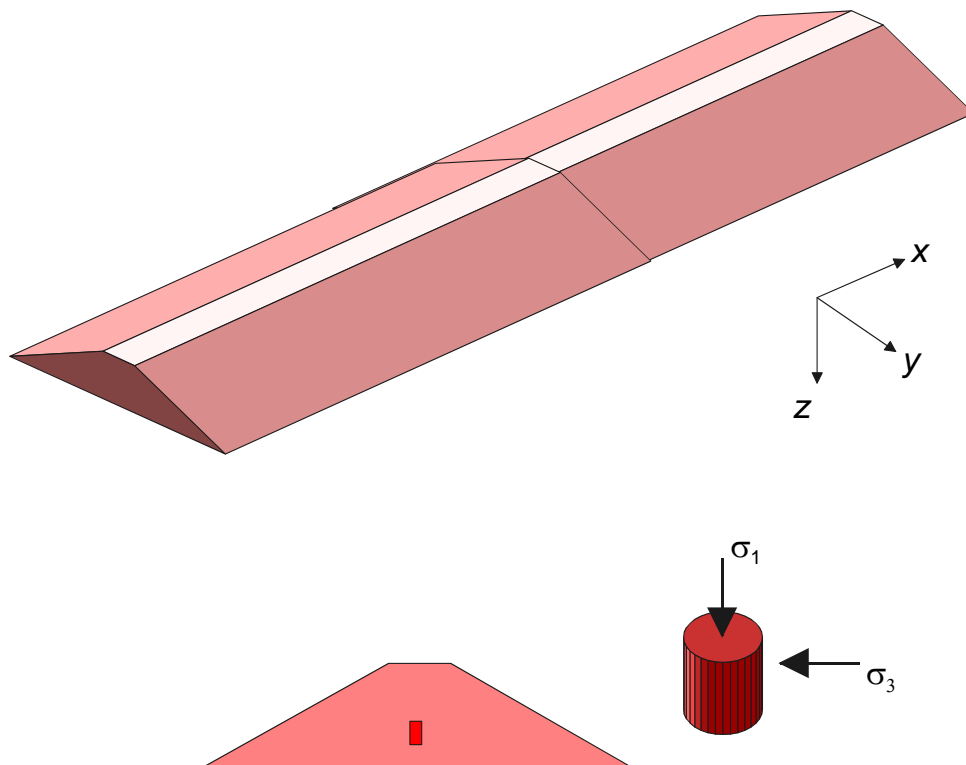


Fig. 2.4. (a) Exemplo de estado plano de deformação: barragem de terra; (b) situação axissimétrica em um corpo-de-prova

Outros exemplos de obras em que se pode admitir estado plano de deformação são as rodovias e os muros muito longos.

Condição assimétrica

Esta condição ocorre em problemas que apresentam um eixo de simetria axial, como nos casos de corpos-de-prova cilíndricos que são testados em laboratório e de estacas de seção circular. Na condição axissimétrica, tem-se $\sigma_2 = \sigma_3$, conforme indicado na Fig. 2.4b.

Círculo de Mohr

O círculo de Mohr (Fig. 2.5) é uma representação gráfica do estado de tensão em um ponto do meio contínuo, extremamente útil para todos os problemas de tensão e deformação. Este é um ponto de grande importância, sugerindo-se ao leitor exercitar-se bastante nesta técnica gráfica antes de avançar.

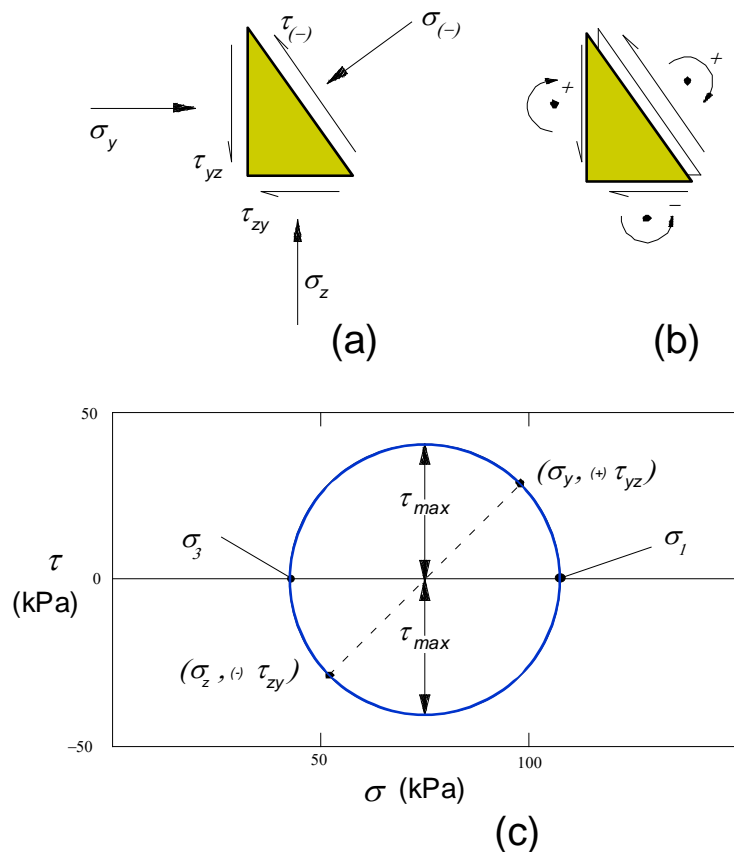


Fig. 2.5. (a) Situação bidimensional de tensões; (b) convenção de sinais para a tensão cisalhante τ ; (c) círculo de Mohr

A Fig. 2.5a apresenta uma situação bidimensional de tensões no plano yz em que são conhecidas as tensões σ_y , σ_z e τ_{yz} . O círculo de Mohr (Fig. 2.5c) é obtido da seguinte maneira:

- (a) representa-se, em uma escala adequada, um sistema de eixos cartesianos no qual as abscissas são as tensões normais σ e as ordenadas, as tensões cisalhantes τ ;
- (b) escolhe-se um dos planos, ou facetas, cujas tensões se deseja representar, como, por exemplo, o plano vertical xy , onde atuam σ_y e τ_{yz} ;
- (c) determina-se o sinal da tensão cisalhante τ_{yz} segundo a convenção indicada à direita da Fig. 2.5a, isto é, marcando um ponto fora da faceta, ou seja, o traço do plano onde atuam as tensões consideradas; observa-se então qual o sentido de rotação que a tensão cisalhante teria ao redor desse ponto; o sentido horário é, por convenção, positivo;
- (d) as tensões normais serão positivas quando forem de compressão, segundo a convenção de sinais utilizada em Mecânica de Solos; note-se que isto é exatamente o contrário da convenção empregada, por exemplo, em concreto;
- (e) plota-se o ponto de coordenadas (σ_y, τ_{yz}) em que o sinal de τ_{yz} é positivo, como descrito no item anterior;

- (f) plota-se o ponto de coordenadas (σ_z, τ_{zy}) , em que o sinal de τ_{zy} é negativo, pois tem sentido de rotação anti-horário;
- (g) segmento de reta entre os pontos (σ_y, τ_{yz}) e (σ_z, τ_{zy}) interceptará o eixo das abscissas no ponto correspondente ao centro do círculo de Mohr, que é, então, obtido.

Os pontos correspondentes às tensões principais estão indicados na Fig. 2.5c, sendo obtidos para tensões cisalhantes nulas. Outros pontos notáveis do círculo de Mohr são os correspondentes às tensões cisalhantes máxima τ_{max} e mínima τ_{min} , indicadas na mesma figura. Note-se que τ_{max} é igual a τ_{min} em módulo.

Pólo do círculo de Mohr

O pólo do círculo de Mohr é uma construção gráfica auxiliar, que permite determinar o ponto do círculo correspondente a uma faceta cuja direção seja conhecida, ou vice-versa. Dado um círculo de Mohr, como o da Fig. 2.6, pode-se averiguar como a técnica do pólo pode auxiliar na determinação das tensões σ_θ e τ_θ segundo uma faceta qualquer, da qual só se conhece a inclinação θ .

Na primeira etapa determina-se a localização do pólo, tomando um ponto do círculo de Mohr cuja faceta correspondente tenha direção conhecida, como é o caso do ponto 1 do círculo. A partir deste ponto, traça-se uma paralela à faceta. O pólo será determinado na interseção dessa paralela com o círculo de Mohr, como indicado no ponto 2.

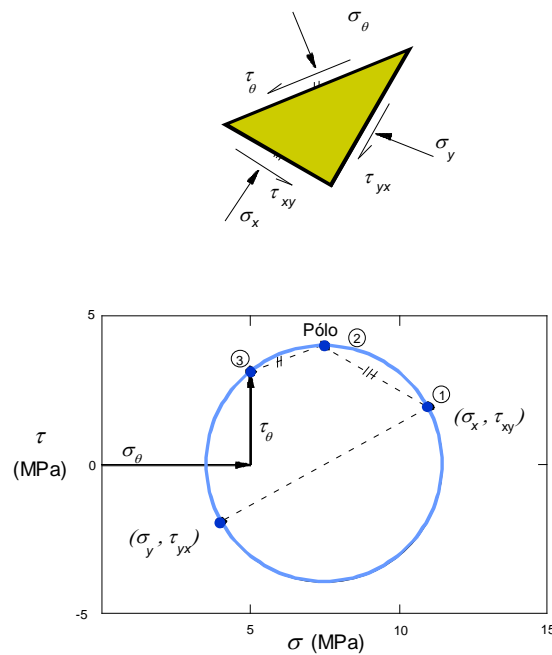


Fig. 2.6. Determinação de σ_θ e τ_θ através do círculo de Mohr empregando o processo gráfico do pólo

Uma vez determinado o pólo, torna-se muito fácil obter para qualquer faceta o ponto do círculo de Mohr correspondente. Para tanto, traça-se, a partir do pólo, uma paralela à faceta onde atuam as tensões $\sigma\theta$ e $\tau\theta$, cujo valor se deseja. Essa paralela corta o círculo no ponto 3, que fornece graficamente o valor das tensões $\sigma\theta$ e $\tau\theta$.

Exemplo 2.1

No círculo de Mohr apresentado na Fig. 2.7, o ponto A corresponde a uma faceta vertical. Determinar: (a) o pólo; (b) as tensões atuantes na faceta horizontal; (c) valores de σ_1 e σ_3 e as direções das facetas onde atuam; (d) τ_{max} e τ_{min} (iguais em módulo) e as direções das facetas onde atuam.

Solução

É apresentada na Fig. 2.7.

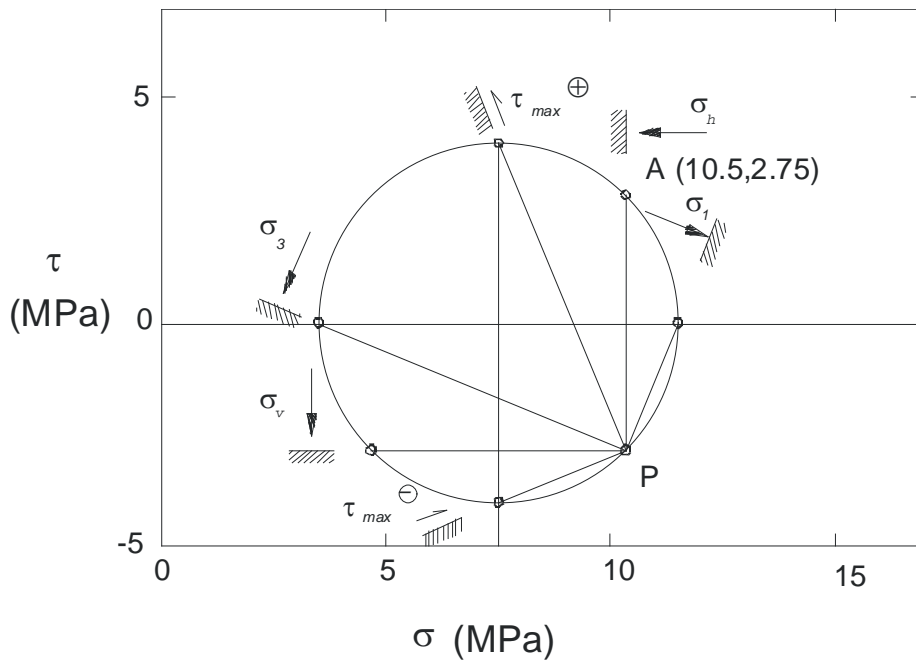


Fig. 2.7. Exemplo 2.1

Estado de deformação

Considerando deslocamentos infinitesimais $\partial u, \partial v$ e ∂w ocorridos nas direções dos eixos coordenados x, y e z , respectivamente, as deformações lineares segundo estes eixos são definidas por:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$$

As deformações distorcionais, ou distorções angulares, são definidas pelas pressões:

$$y_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}$$

$$y_{yz} = \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z}$$

$$y_{xz} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}$$

O tensor das deformações, apresentado na forma matricial, é:

$$\left| \varepsilon \right| = \begin{vmatrix} \varepsilon_x & 1/2\gamma_{xy} & 1/2\gamma_{xz} \\ 1/2\gamma_{yx} & \varepsilon_y & 1/2\gamma_{yz} \\ 1/2\gamma_{zx} & 1/2\gamma_{zy} & \varepsilon_z \end{vmatrix}$$

As deformações cisalhantes podem ser interpretadas fisicamente, conforme mostrado na Fig. 2.8.

Após a deformação sofrida por um ponto do material, foram medidos os ângulos θ e β , respectivamente em relação à vertical (eixo z) e à horizontal (eixo y). Ora, como

$$\theta = \frac{\partial v}{\partial z} \quad \text{e} \quad \beta = \frac{\partial w}{\partial y},$$

conclui-se que $\gamma_{xy} = \theta + \beta$.

Uma outra notação também empregada para as deformações lineares e distorcionais é ε_{ij} , em que i e j assumem valores de x , y e z . Quando $i = j$, trata-se de deformações lineares; do contrário, trata-se de deformações cisalhantes, notadas da seguinte maneira:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \gamma_{ij}, \quad i \neq j$$

De acordo com essa notação, o tensor das deformações é:

$$|\varepsilon| = \begin{vmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{vmatrix}$$

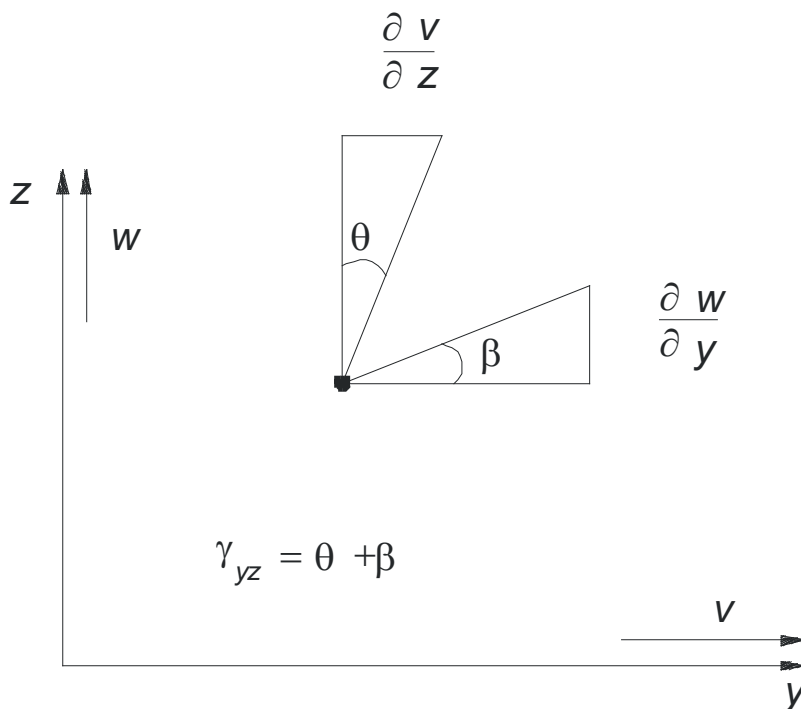


Fig. 2.8. Interpretação física de deformação cisalhante

Analogamente ao que foi visto sobre o estado plano de tensão, podem-se deduzir: as deformações principais ε_1 , ε_2 e ε_3 , as invariantes de deformações J_1 , J_2 e J_3 e o círculo de Mohr de deformações. Nota-se que, no círculo de Mohr em estado plano de deformação, a ordenada é $1/2 \gamma_{ij}$ ou ε_{ij} .

Relações tensão-deformação

Viu-se até agora que o estado de tensão, representado pelo tensor das tensões, tem seis termos independentes. O estado de deformação, analogamente, tem igual número de termos independentes. Ora, se se deseja obter relações de tensão-deformação lineares, deve-se resolver a equação matricial:

$$\{ \varepsilon \} = | C | \{ \sigma \}$$

Eq. 2-18

onde: $\{ \varepsilon \}$ e $\{ \sigma \}$ são vetores cujos elementos são os termos independentes dos tensores das tensões e deformações, ou seja,

$$\{ \varepsilon \} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad \{ \sigma \} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix}$$

e $| C |$ = matriz 6×6 dos coeficientes do sistema de equações lineares representado pela equação 2.14.

No caso mais geral, poderiam ser formuladas relações constitutivas lineares, desde que fossem determinados cada um dos 36 elementos da matriz $| C |$. Seria necessário realizar pelo menos 36 tipos diferentes de ensaio, o que não é prático.

Assim, são feitas hipóteses simplificadoras quanto ao comportamento do material em questão, supondo-o homogêneo, elástico-linear (proporcionalidade entre tensões e deformações) e isotrópico. Isto possibilita reduzir para somente duas o número de constantes, ou propriedades do material, que são o *módulo de Young* E e o *coeficiente de Poisson* ν . Neste caso, a equação 2.14 fica:

$$\{ \varepsilon \} = | E | \{ \sigma \}$$

Eq. 2-19

Essa equação matricial é denominada *lei de Hooke generalizada*. A matriz $| E |$ dos coeficientes fica, então:

$$|E| = \begin{vmatrix} 1/E & -\nu/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & 1/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & -\nu/E & 1/E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu)/E & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu)/E & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu)/E \end{vmatrix}$$

Nessa matriz, o inverso da relação $2(1+\nu)/E$ é denominado *módulo cisalhante* G , ou seja:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Eq. 2-20

Na forma canônica, a equação 2.15 resulta no sistema:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_z)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_z)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y)$$

Eq. 2-21

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G}$$

Exemplo 2.2

Em um ensaio de compressão axial em um corpo-de-prova cilíndrico de solo, aplicaram-se as tensões $\sigma_2 = \sigma_3 = 100$ kPa e $\sigma_1 = 300$ kPa. As deformações resultantes foram $\varepsilon_1 = 6\%$ e $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -1\%$ (expansão). Obter as constantes elásticas E , ν e G .

Solução

Trata-se de resolver o sistema de equações 2.17, o qual, substituindo os valores dados, fica:

$$0,06 = \frac{300}{E} - \frac{\nu}{E} (100 + 100)$$

$$-0,01 = \frac{100}{E} - \frac{\nu}{E} (300 + 100)$$

Resolvendo-se o sistema, obtêm-se $E \cong 3,8$ MPa e $\nu \cong 0,35$. O valor de G é obtido em seguida pela equação 2.16, encontrando-se $G \cong 1,4$ MPa.

Tensores esférico e desviatório

Define-se como *tensor esférico das tensões* a matriz $|T^e|$, semelhante ao tensor das tensões, porém correspondente a um estado hidrostático, em que todas as tensões cisalhantes são nulas e as tensões principais são iguais à tensão média p :

$$|T^e| = |p| = \begin{vmatrix} p & 0 & 0 \\ 0 & p & 0 \\ 0 & 0 & p \end{vmatrix}$$

Eq. 2-22

Subtraindo o tensor esférico do tensor das tensões, obtém-se o que se denomina *tensor-desvio das tensões* $|T^d|$:

$$|T^d| = |\sigma| - |T^e| = \begin{vmatrix} \frac{2\sigma_x - \sigma_y - \sigma_z}{3} \tau_{xy} \tau_{xz} \\ \tau_{yx} \frac{2\sigma_y - \sigma_z - \sigma_x}{3} \tau_y \\ \tau_{zx} \tau_{zy} \frac{2\sigma_z - \sigma_x - \sigma_y}{3} \end{vmatrix}$$

Eq. 2-23

Analogamente às tensões, definem-se os tensores esférico e desviatório das *deformações*, respectivamente $|D^e|$ e $|D^d|$, cujo significado físico fica claro quando escrevem as equações da lei de Hooke generalizada da seguinte maneira (eliminando as barras verticais das matrizes):

$$T_d = 2G D^d$$

Eq. 2-24

$$T_e = 3K D_e$$

Eq. 2-25

onde K é *módulo volumétrico*, definido como a relação entre a tensão média p a deformação volumétrica ε_{vol} , isto é,

$$K = \frac{p}{\varepsilon_{vol}}$$

Eq. 2-26

onde: $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$

Eq. 2-27

K é obtido também pela equação:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

Eq. 2-28

Em resumo, as variações de volume estão relacionadas com variações no tensor esférico, enquanto as variações de forma, com o tensor-desvio.

Comportamento da tensão-deformação dos solos

A aplicação de modelos teóricos de comportamento, ou constitutivos, a materiais reais é uma *arte*, pois tais modelos só existem na imaginação. Os solos apresentam grandes dificuldades para um tratamento tensão-deformação devido à não-linearidade acentuada, à histerese e à plastificação a partir de certa deformação. A *arte* está em se determinar um modelo o mais simples possível, mas que seja razoavelmente acurado, para a aplicação pretendida. A Fig. 2.9 sumariza as características de alguns modelos constitutivos.

A lei de Hooke, como visto anteriormente, é aplicada a materiais homogêneos elástico-lineares e que não apresentam histerese. A aplicação desse modelo a solos apresenta várias limitações e só pode ser feita para níveis muito baixos de tensão, isto é, no início da curva de tensão-deformação, quando o fator de segurança é ainda muito alto. A grande vantagem do modelo é a simplicidade de cálculos em relação a qualquer outro, e ele é o único para o qual se dispõe de soluções fechadas. Fora do modelo elástico-linear, as análises de tensão e deformação são feitas por métodos numéricos, como o dos elementos finitos, através de computadores.

Uma das maneiras de se tratar a não-linearidade da curva de tensão-deformação dos solos é utilizar pequenos incrementos de tensão, alterando o módulo de Young à medida em que se percorre a curva. Soluções desse tipo têm tido bastante aplicação prática (Desai & Christian, 1977).

A partir da década de 70, devido principalmente ao trabalho desenvolvido na Universidade de Cambridge, tem sido dada atenção especial aos modelos elastoplásticos. O comportamento do solo é representado por um trecho inicial elástico-linear até atingir um ponto de *escoamento*, a partir do qual ocorrem deformações plásticas ou irreversíveis, somando-se às elásticas. Tais modelos têm demonstrado grandes potencialidades. O assunto será abordado novamente no capítulo 14.

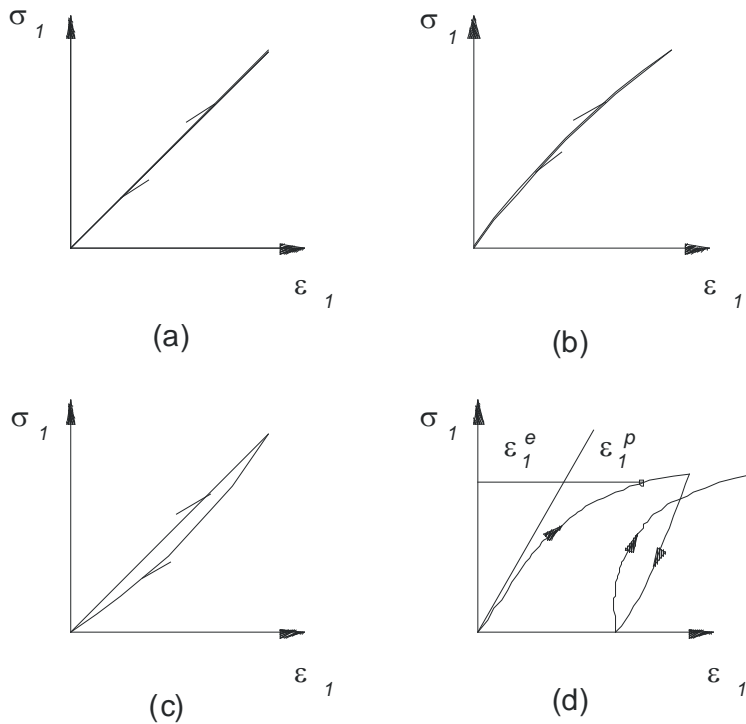


Fig. 2.9. Comportamento da tensão-deformação dos solos: (a) elástico-linear; (b) elástico não-linear; (c) histerese; (d) elastoplástico

Exercícios

- 2.1. Quais as condições de equilíbrio de tensões em um ponto de um meio contínuo?
- 2.2. Apresentar o tensor das deformações e explicar seu significado.
- 2.3. que é a equação característica do tensor das tensões e quais são suas raízes? Idem, quanto às deformações?
- 2.4. Explicar o significado físico dos tensores esféricos e desviatórios das tensões e deformações.
- 2.5. Em um corpo-de-prova cilíndrico de solo em que foram aplicadas as tensões $\sigma_1 = 280$ kPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, as deformações correspondentes foram $\varepsilon_1 = 6\%$ e $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 1,5\%$ (expansão). Admitindo material elástico-linear, obter o módulo de Young, o coeficiente de Poisson, o módulo cisalhante G e o módulo volumétrico K .
- 2.6. Uma amostra cilíndrica de solo saturado é ensaiada à compressão axial muito rapidamente, sem permitir qualquer variação de volume durante o teste (isto é, $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = 0$). As tensões aplicadas foram iguais às do exercício 2.5. Mediu-se a deformação axial resultante, igual a $\varepsilon_1 = 5\%$. Qual foi a deformação lateral ε_2 ou ε_3 ? Obter os parâmetros elásticos E , ν e G . Qual será o módulo volumétrico K ?
- 2.7. Demonstrar que, em estado plano de deformação, a tensão principal intermediária é $\sigma_2 = \nu (\sigma_1 +$

σ_3).

- 2.8. Para o seguinte estado de tensão, obter as tensões normais e cisalhantes em um plano com $\alpha = 30^\circ$ com a direção horizontal, as tensões principais e suas orientações, a tensão cisalhante máxima e o plano onde atua.
- 2.9. Repetir o problema anterior para o eixo vertical do elemento girado de 30° no sentido anti-horário.
- 2.10. Considerando um estado de deformação de um elemento em que se tem $\varepsilon_1 = 20\%$ e $\varepsilon_3 = 5\%$, traçar o círculo de Mohr e obter a distorção máxima que pode ocorrer nesse elemento (lembrando que $\varepsilon_{xy} = 1/2 \gamma_{xy}$).

Introdução

No capítulo anterior foi estudado o estado de tensão e deformação em torno de um ponto no meio contínuo. Passa-se agora a sua primeira aplicação a solos, com o estudo das tensões iniciais e a introdução do conceito de *pressão efetiva*.

Tensões iniciais no terreno

A Fig. 3.1 mostra um perfil geotécnico no qual o nível do terreno é horizontal, não ocorrem cargas aplicadas ou distribuídas próxima à região considerada e o solo é seco, sendo γ o peso específico aparente desse material, que pode ser considerado homogêneo sob uma visão macroscópica.

O ponto A está na profundidade z , onde se deseja a tensão normal vertical inicial σ_{vo} . O valor de σ_{vo} pode ser obtido considerando o peso de solo acima de A, dividido pela área. Alternativamente, considera-se o peso da coluna de solo sobre A como área da base unitária. Isso equivale a dizer que:

$$\sigma_{vo} = \gamma z$$

Eq. 3-29

Por outro lado, se o solo acima do ponto A for estratificado, isto é, composto de n camadas, o valor de σ_{vo} é dado pelo somatório de $\gamma_i z_i$ ($i = 1, n$), ou seja:

$$\sigma_{vo} = \sum_{i=1}^n \gamma_i z_i$$

Eq. 3-30

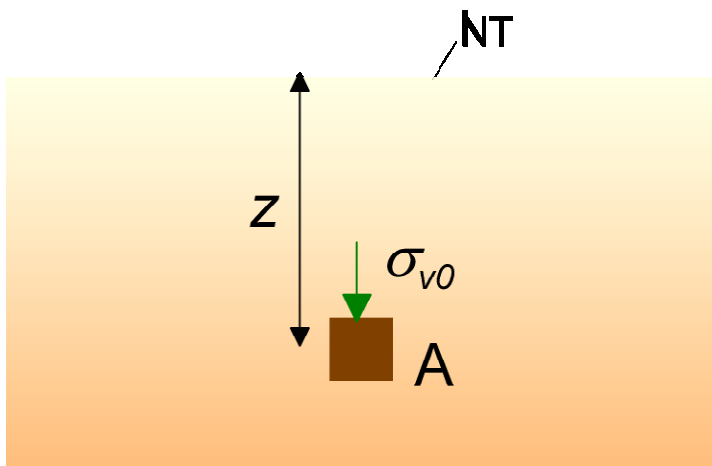


Fig. 3.1. Cálculo de σ_{v0} em solo seco

Água no solo

O ingresso da água no solo, através de infiltração no terreno e a ocorrência de um perfil estratificado, com uma sucessão de camadas permeáveis e impermeáveis, permitem a formação de lençóis freáticos ou artesianos. Para entender estes fenômenos, pode-se imaginar que no local foram instalados três tubos: A, B e C (Fig. 3.2), o primeiro atravessando a camada inicial permeável, seguindo por uma camada de solo impermeável (hachurada) e atingindo a camada inferior, onde ocorre *lençol confinado*, *artesiano* ou *sob pressão*. Estes nomes se aplicam porque o nível d'água (NA) do tubo A está acima do nível do terreno (NT).

O tubo B encontra um *lençol livre*, situação que é verificada pelo operador no campo, pois a profundidade do NA no tubo permanece estacionária. Já a perfuração feita para instalar o tubo C atinge inicialmente o lençol livre. Avançando-a, pode-se observar que a água subirá no tubo, indicando que se atingiu também o lençol artesiano inferior.

A Fig. 3.2 apresenta também um caso de lençol *pendurado* ou *cativo*, ou seja, preso sobre uma fina camada de material impermeável. Se uma perfuração for aí realizada, ocorrerá perda d'água repentina no furo assim que a perfuração atingir a camada permeável inferior.

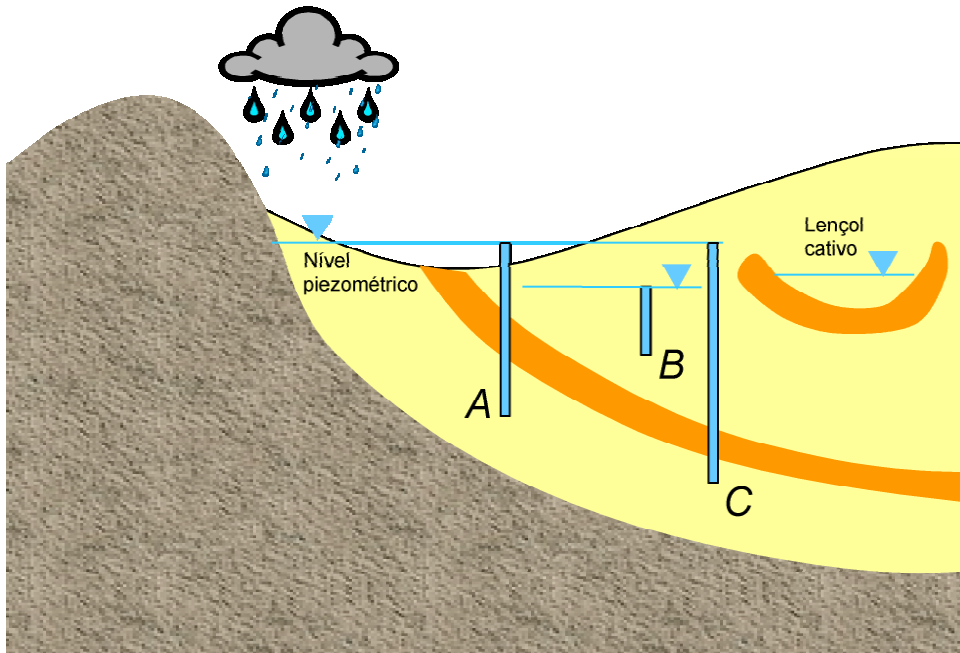


Fig. 3.2. Água no solo

Observe agora que o que acontece próximo ao NA (Fig. 3.3), onde um poço foi escavado. Pelas paredes do poço, verifica-se que a água sobe acima do NA por efeito de capilaridade, formando *franjas de saturação capilar*. Até onde a água consegue saturar totalmente o solo, denomina-se *franja de saturação capilar total*; no restante, a franja é de *saturação parcial*. Nesta região, a água que ocupa os *poros ou interstícios* do solo está sob pressão negativa, ou seja, inferior à atmosférica.

As franjas capilares têm uma importância primordial para os agrônomos, pois daí as plantas retiram água e outras substâncias que necessitam. Para os engenheiros geotécnicos, o maior interesse está no que acontece abaixo do NA, onde as *pressões intersticiais* da água, ou *poropressões* (u_o), são positivas e calculadas pela expressão:

$$u_o = z_w \gamma_w$$

Eq. 3-31

onde:

γ_w = peso específico da água, tomado igual a 10 kN/m³;

z_w = profundidade em relação ao NA.

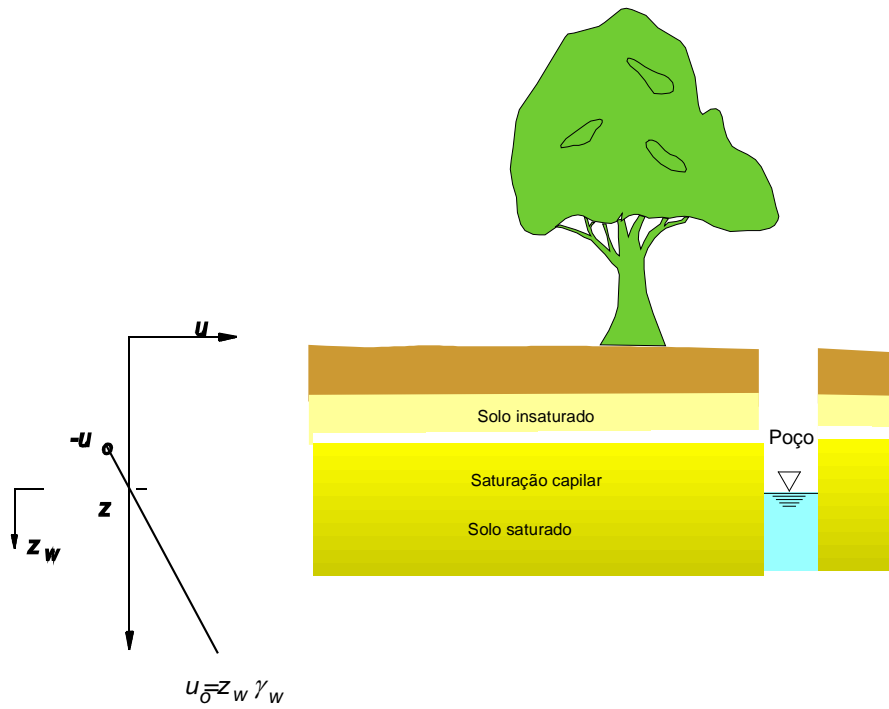


Fig. 3.3. Sistema capilar

Nos últimos anos, o interesse pelo estudo dos solos residuais, que ocorrem com muita frequência em regiões tropicais, tem levado os engenheiros geotécnicos a estudarem também as variações de umidade na região do terreno acima do NA.

Pressões verticais totais

Foi visto anteriormente como calcular o valor da pressão vertical inicial σ_{vo} em um solo seco. Se o solo apresentar água, o cálculo das pressões também é muito simples, bastando considerar separadamente as camadas abaixo e acima do NA e aplicar a equação 3.2. Tem-se então, para o ponto A da Fig. 3.4 :

$$\sigma_{vo} = \gamma_1 z_1 + \gamma_{sat} z_2$$

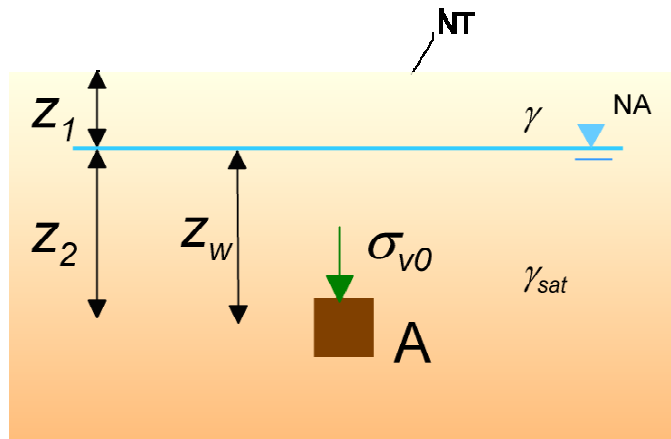


Fig. 3.4. Cálculo de σ_{v0} em solo com água

Exemplo 3.1

Para um perfil abaixo de solo saturado deseja-se a tensão total σ_{v0} no ponto A, com o NA na posição indicada na Fig. 3.5 e 2 m acima do nível do terreno.

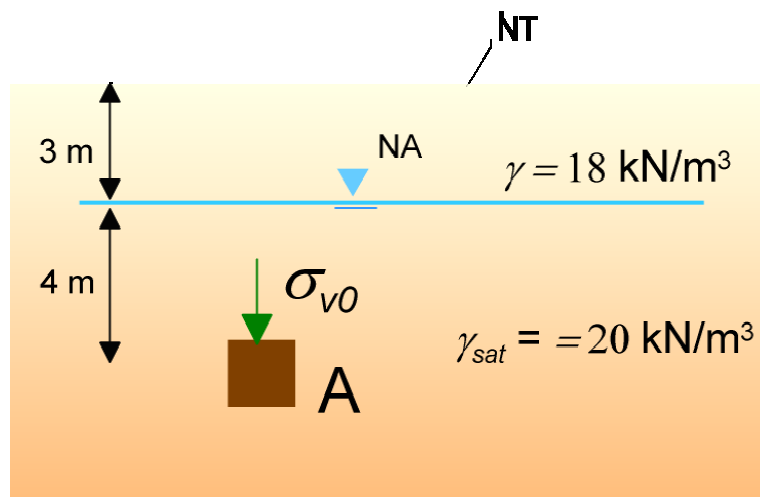


Fig. 3.5. Exemplo 3.1: cálculo de σ_{v0}

Solução

O valor de σ_{v0} é calculado considerando duas camadas de solo com diferentes valores do peso específico aparente:

$$\sigma_{v0} = \underbrace{3\text{m} \times 18\text{kN/m}^3}_{\text{Acima do NA}} + \underbrace{4\text{m} \times 20\text{kN/m}^3}_{\text{Abaixo do NA}} = 134\text{kP}$$

Se o NA estiver 2 m acima do NT, considera-se a pressão da água ao nível do terreno que será somada às

parcelas do solo:

$$\sigma_{vo} = \underbrace{2\text{m} \times 10\text{kN/m}^3}_{\text{Lâmina d'água}} + \underbrace{3\text{m} \times 18\text{kN/m}^3}_{1^\text{a} \text{ camada}} + \underbrace{4\text{m} \times 20\text{kN/m}^3}_{2^\text{a} \text{ camada}} = 154\text{kPa}$$

Princípio da pressão efetiva

O princípio da pressão efetiva, de Terzaghi, foi uma das maiores contribuições à engenharia e é considerado o marco fundamental do estabelecimento da Mecânica dos Solos com bases científicas independentes.

K. Terzaghi (1883-1963), um conhecido engenheiro e professor austríaco, publicou, em 1925, em Viena, o livro *Erdbaumechanik auf der Bodenphysikalischen Grundlage* (A Mecânica dos Solos com Base na Física dos Solos), no qual estabelece o princípio da pressão efetiva a partir de observações e da intuição de que o comportamento dos solos saturados quanto à compressibilidade e à resistência ao cisalhamento depende fundamentalmente da pressão média intergranular, denominada por ele de pressão efetiva. Terzaghi propôs uma expressão muito simples para o cálculo das pressões efetivas:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Eq. 3-32

onde σ' é a pressão efetiva, σ a pressão total e u a poropressão (sendo que o apóstrofo após um símbolo de grandeza indica que este é tomado em termos de pressão efetiva). Assim, o tensor das tensões em termos de pressões efetivas é:

$$|\sigma'| = |\sigma| - |u|$$

Eq. 3-33

onde o tensor das tensões, em termos de pressões efetivas, é:

$$|\sigma'| = \begin{vmatrix} \sigma'_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma'_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma'_z \end{vmatrix}$$

e o tensor das tensões, em termos de poropressões, é:

$$|u| = \begin{vmatrix} u & 0 & 0 \\ 0 & u & 0 \\ 0 & 0 & u \end{vmatrix}$$

Note-se que as tensões cisalhantes não são alteradas, pois a água não tem resistência ao cisalhamento. Então, $\tau'_{ij} = \tau_{ij}$. A comprovação desse princípio foi feita por Terzaghi de maneira muito simples, utilizando um tanque com solo saturado e água (Fig. 3.6). Aumentando o nível da água no tanque, a pressão total σ_{vo} também aumenta no solo. Entretanto, não se observa qualquer diminuição de volume no solo, o que vem comprovar que seu comportamento é totalmente independente das pressões totais.

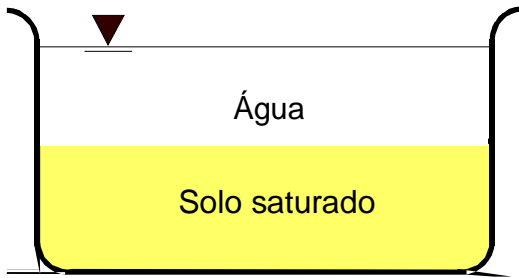


Fig. 3.6. Experiência de Terzaghi para demonstrar o princípio da pressão efetiva

Procurando agora interpretar a equação 3.4 através de uma visão microscópica, a Fig. 3.7a apresenta um conjunto de partículas de solo saturado no terreno seccionado por um plano horizontal e outro ondulado, este último ao longo dos contatos reais entre grãos. As seções transversais obtidas por essas superfícies são representadas nas Fig. 3.7b e Fig. 3.7c.

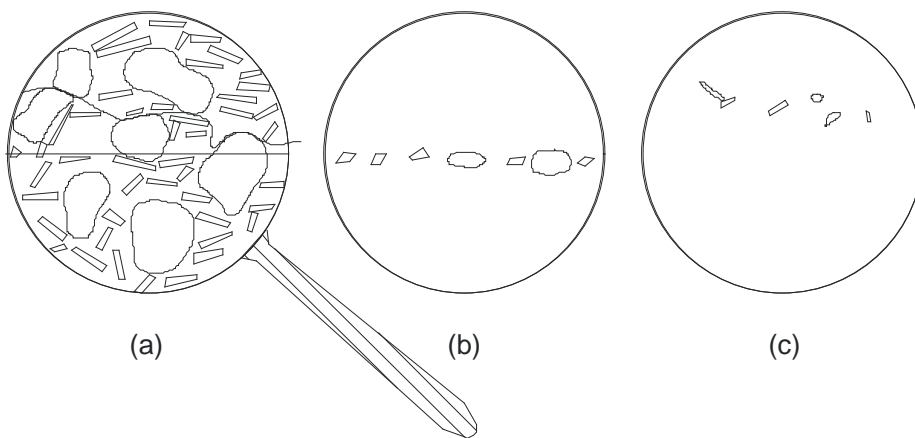


Fig. 3.7. Visão microscópica de solo: (a) conjunto de partículas de um solo saturado seccionado por um

plano horizontal e outro ondulado; (b) seção transversal do plano horizontal; (c) seção transversal do plano ondulado

Logo, a pressão total média σ é dada por:

$$\sigma = \sigma'_g a_g + u a_w$$

Eq. 3-34

onde:

σ'_g = tensão nos contatos reais dos grãos, cujo valor é muito elevado, pois a área de contato é muito pequena;

a_g = percentagem da área total de contato real entre grãos da seção ondulada (figura 3.3c), cujo valor é muito pequeno;

u = poropressão;

a_w = percentagem da área total da seção menos a_g ou:

$$a_w = 1 - a_g$$

Eq. 3-35

A tensão efetiva σ' , atuante no plano horizontal, é aproximadamente igual à tensão de contato real entre grãos multiplicada pela área de contato real entre grãos, isto é:

$$\sigma' \cong \sigma'_g a_g$$

Eq. 3-36

Substituindo as expressões 3.7 e 3.8 na 3.4, obtém-se $\sigma = \sigma' + u (1 - a_g)$. Como o valor de a_g é muito pequeno, $1 - a_g \cong 1$, pode-se simplificar ainda mais: $\sigma = \sigma' + u$.

Exemplo 3.2

Aplicar a equação 3.4 de pressão efetiva de Terzaghi para verificar que, na Fig. 3.6, as pressões efetivas não variam durante a elevação do NA no recipiente.

Solução

Tomando um ponto de profundidade z (em relação ao NT) da massa de solo do recipiente e sendo z_w a espessura da lâmina d'água e γ e γ_w , respectivamente os pesos específicos do solo e da água, as pressões efetivas serão:

(a) pressão total $\sigma_{vo} = \gamma_w z_w + z \gamma$

(b) poropressão $u_o = \gamma_w (z_w + z)$

(c) pressão efetiva $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_o = \gamma_w z_w + z \gamma - \gamma_w (z_w + z)$

Simplificando, vem: $\sigma'_{vo} = z (\gamma - \gamma_w)$. Como esta equação é independente de z_w , a pressão efetiva não varia com a espessura da lâmina d'água.

Exemplo 3.3

Calcular as tensões verticais totais e efetivas nos pontos A a D do perfil geotécnico da Fig. 3.8.

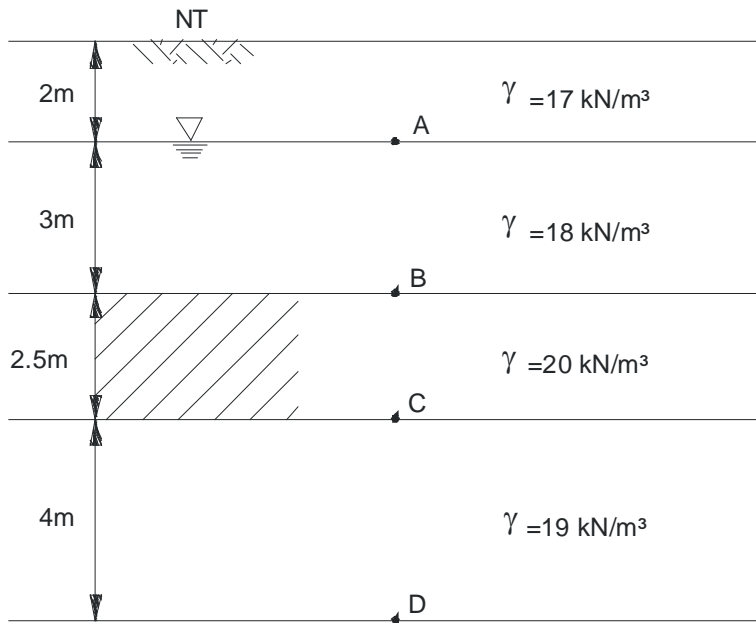


Fig. 3.8. Exemplo 3.3: perfil geotécnico para os cálculos

Solução

Ponto A $\sigma_{vo} = 2 \times 17 = 34 \text{ kPa}$

$$u_o = 0$$

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} = 34 \text{ kPa}$$

Ponto B $\sigma_{vo} = 2 \times 17 + 3 \times 18 = 88 \text{ kPa}$

$$u_o = 3 \times 10 = 30 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vo} = 88 - 30 = 58 \text{ kPa}$$

Ponto C $\sigma_{vo} = 88 + 2,5 \times 20 = 138 \text{ kPa}$

$$u_o = (3 + 2,5) 10 = 55 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vo} = 138 - 55 = 83 \text{ kPa}$$

Ponto D $\sigma_{vo} = 138 + 4 \times 19 = 214 \text{ kPa}$

$$u_o = (3 + 2,5 + 4) \times 10 = 95 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vo} = 214 - 95 = 119 \text{ kPa}$$

Uma forma mais simples de calcular a pressão efetiva, quando ocorrerem condições hidrostáticas de poropressão é utilizar o peso específico submerso γ_{sub} ou γ' do solo igual ao peso específico do solo saturado γ_{sat} menos o peso específico da água γ_w :

$$\gamma_{\text{sub}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

Eq. 3-37

Neste caso, substitui-se γ_{sat} por γ_{sub} quando o cálculo é feito abaixo do NA. Assim:

(a) ponto A $\sigma'_{vo} = 2 \times 17 = 34 \text{ kPa}$

(b) ponto B $\sigma'_{vo} = 34 + 4 (18 - 10) = 58 \text{ kPa}$

(c) ponto C $\sigma'_{vo} = 58 + 2,5 (20 - 10) = 83 \text{ kPa}$

(d) ponto D $\sigma'_{vo} = 83 + 4 (19 - 10) = 119 \text{ kPa}$

Pressões efetivas em condições hidrodinâmicas

Pressões efetivas verticais em condições hidrodinâmicas são calculadas pela equação 3.4, na qual o valor da poropressão u é estimado ou medido in situ através de piezômetros. Um desses instrumentos, conhecido como *piezômetro Casagrande* ou de *tubo aberto* (Fig. 3.9), utilizado em 1949 por A. Casagrande.

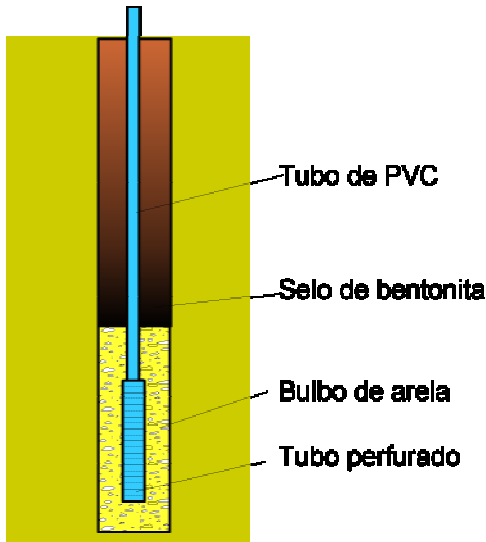


Fig. 3.9. Piezômetro Casagrande

O equipamento consta de uma ponta porosa (vela de filtro ou tubo perfurado, revestido com manta ou geossintético permeável), que é instalada no terreno através de uma perfuração, ao redor da qual executa-se um *bulbo de areia*. Este dispositivo permite que a água flua para o interior do instrumento. A ponta porosa se comunica com a superfície por um tubo plástico com diâmetro de 12 ou 25 mm, através do qual o NA é medido. A diferença de cota entre o NA medido e a ponta porosa corresponde à poropressão, em metros de coluna d'água.

O exemplo seguinte mostra um caso de lençol artesianos ou sob pressão, no qual foram empregados piezômetros Casagrande para leituras de poropressão, permitindo calcular as pressões efetivas verticais no terreno.

Exemplo 3.4

A Fig. 3.10 mostra o perfil geotécnico de um terreno onde os piezômetros Casagrande instalados indicaram artesianismo do lençol inferior. Calcular σ_{vo} , u_o e σ'_{vo} nos pontos A, B e C e traçar os diagramas destas grandezas com a profundidade.

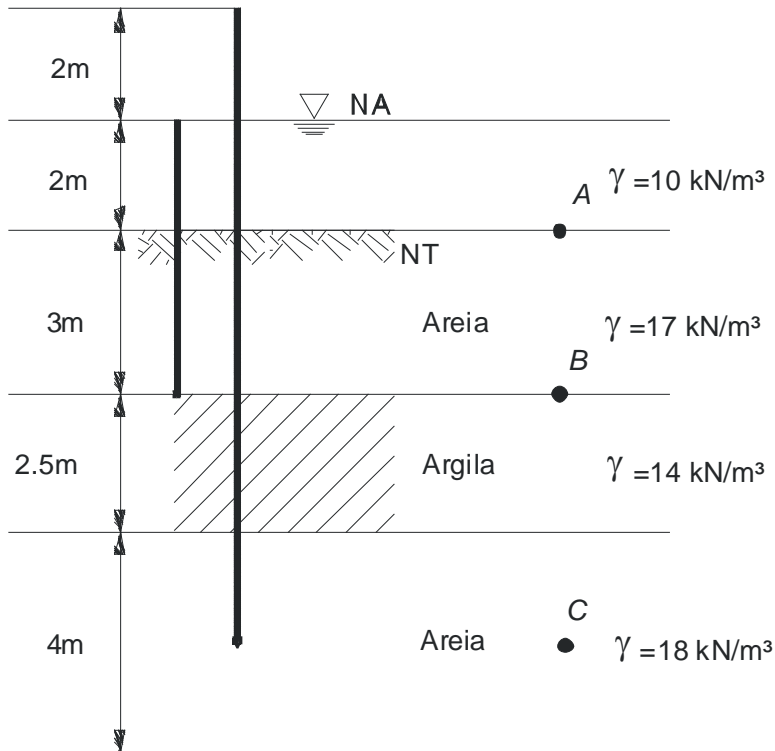


Fig. 3.10. Exemplo 3.4: perfil geotécnico para os cálculos

Solução

O cálculo é semelhante ao do exemplo 3.2:

Ponto A $\sigma_{vo} = 2 \times 10 = 20 \text{ kPa}$

$u_o = 2 \times 10 = 20 \text{ kPa}$

$\sigma'_{vo} = 0$

Ponto B $\sigma_{vo} = 20 + 3 \times 17 = 71 \text{ kPa}$

$u_o = 5 \times 10 = 50 \text{ kPa}$

$\sigma'_{vo} = 71 - 50 = 21 \text{ kPa}$

Ponto C $\sigma_{vo} = 71 + 2,5 \times 14 + 2 \times 18 = 142 \text{ kPa}$

$u_o = (2 + 2 + 3 + 2,5 + 2) 10 = 115 \text{ kPa}$

$\sigma'_{vo} = 142 - 115 = 27 \text{ kPa}$

O diagrama pedido consta da Fig. 3.11, tendo sido traçado pelos pontos A, B e C e outros adicionais, cujo cálculo não é apresentado, mas é análogo aos anteriores.

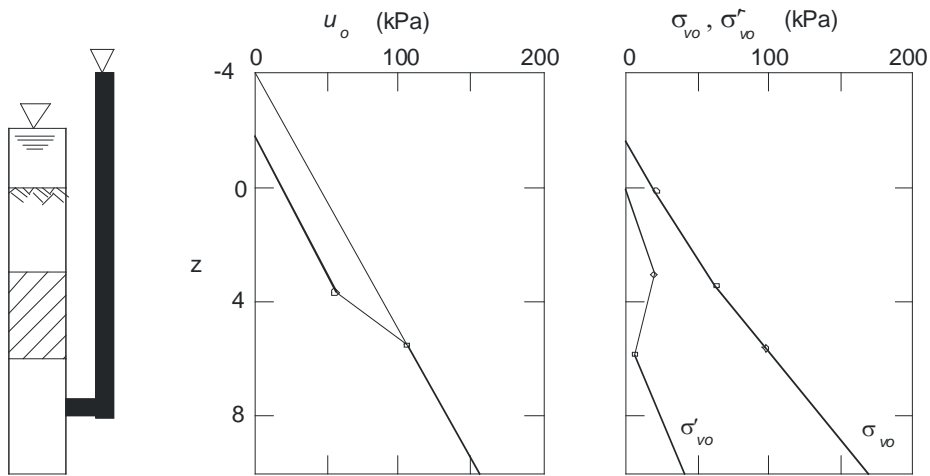


Fig. 3.11. Exemplo 3.4: gráficos de $u_o \times z$ e de σ_{vo} , $\sigma'_{vo} \times z$

Tensão horizontal

Até agora foram vistas apenas as tensões verticais iniciais, totais e efetivas. Entretanto, conforme abordado no capítulo 2, isto não é suficiente para se conhecer o estado de tensão inicial, pois, considerando uma situação bidimensional, é necessário determinar as tensões que atuam em dois planos ortogonais (Fig. 3.12).

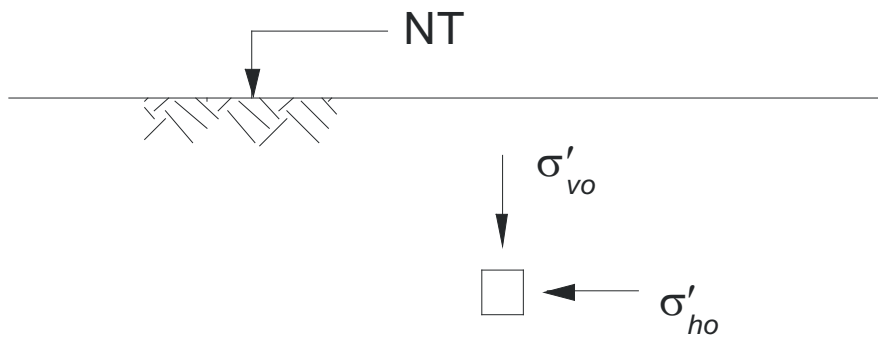


Fig. 3.12. Tensões efetivas vertical e horizontal que atuam em um elemento de solo

Como faltam as tensões horizontais σ'_{ho} e σ_{ho} , define-se:

$$K_o = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}}$$

Eq. 3-38

onde K_o é o *coeficiente de empuxo no repouso*, pois se trata de uma relação entre tensões efetivas iniciais. O valor de K_o pode ser obtido através de ensaios de laboratório em que se simulam condições iniciais, ou seja, sem deformações laterais, situação esta ocorrida durante o processo de formação de terrenos sedimentares. Este assunto é abordado adiante.

Para determinar K_o são empregados também ensaios in situ, um dos quais consiste na introdução, de uma *célula-espada* no terreno, (Fig. 3.13), ou seja, um medidor de pressão semelhante a uma almofada, porém de pequena espessura, que é cravado verticalmente no terreno, como uma espada, e após a estabilização permite deduzir a tensão lateral total σ_{ho} após correções nas medições in situ. Conhecendo o valor da propressão inicial u_o e da tensão efetiva vertical σ'_{vo} , obtém-se o valor de K_o pela equação 3.10.

Exemplo 3.5

Calcular σ'_{vo} e σ'_{ho} nos pontos A, B, C e D do perfil geotécnico da Fig. 3.14a e traçar os diagramas de variação de σ'_{vo} e σ'_{ho} com a profundidade.

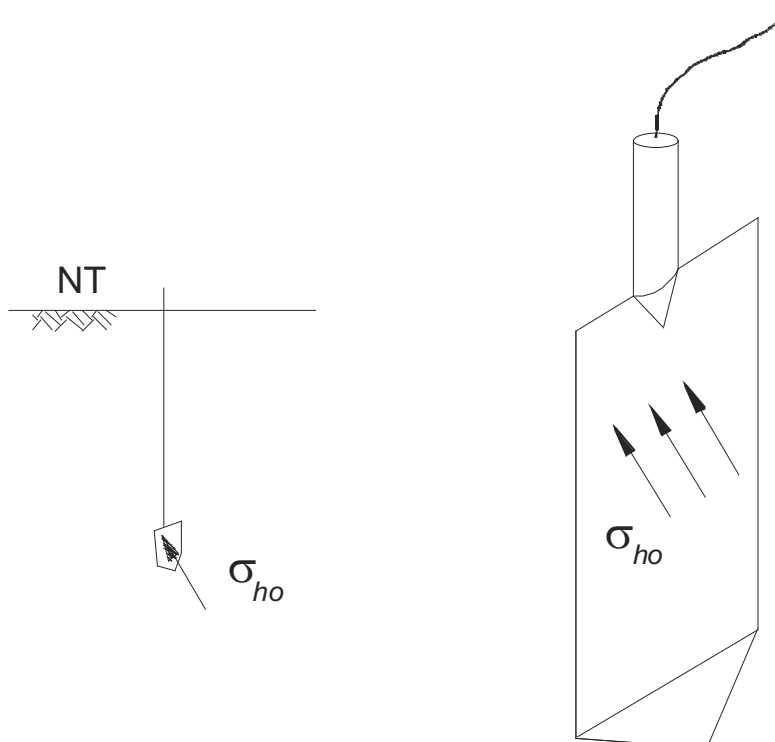


Fig. 3.13. Célula-espada para a determinação da tensão horizontal total σ_{ho}

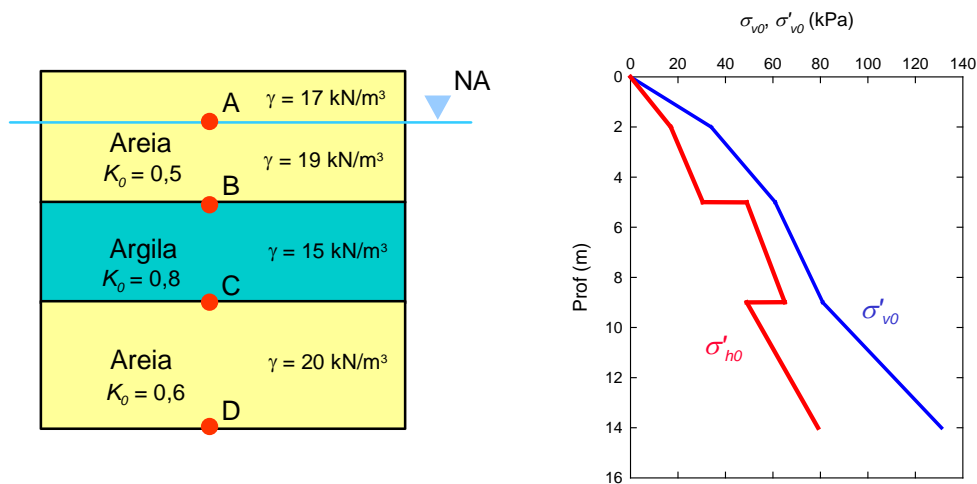


Fig. 3.14. Exemplo 3.5: perfil geotécnico para os cálculos

Solução

Os dados do problema incluem pesos específicos das camadas e valores de K_o . Os cálculos estão sumarizados no quadro 3.1.

Quadro 3.1. Cálculo das tensões iniciais σ'_{v0} e σ'_{ho}

Ponto	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{ho} (kPa)
A	$17 \times 2 = 34$	$34 \times 0,5 = 17$
B	$34 + 9 \times 3 = 61$	$61 \times 0,5 \cong 30$ $61 \times 0,8 \cong 49$
C	$61 + 4 \times 5 = 81$	$81 \times 0,8 \cong 65$ $81 \times 0,6 \cong 49$
D	$81 + 5 \times 10 = 131$	$131 \times 0,6 \cong 79$

Como os pontos B e C estão localizados na interface entre camadas, os valores correspondentes de σ'_{ho} foram obtidos para os dois valores de K_o . As tensões efetivas assim obtidas estão plotadas na Fig. 3.14b, representando descontinuidade de σ'_{ho} na interface entre camadas. Essa descontinuidade é teórica, pois na realidade a transição in situ é suave.

Exemplo 3.6

Para o ponto *B* do exemplo 3.5, cujas tensões efetivas obtidas são $\sigma'_{vo} = 61$ kPa e $\sigma'_{ho} = 30$ kPa (o valor de σ'_{ho} adotado corresponde a $K_o = 0,5$ da camada de areia), obter o círculo de Mohr em termos de tensões efetivas e totais.

Solução

O ponto *B* (tomado na camada de areia) da Fig. 3.14a está sob superfície do terreno horizontal, não havendo carregamentos próximos. Então, as tensões σ'_{vo} e σ'_{ho} são principais, isto é, $\tau_{vho} = 0$. O círculo de Mohr correspondente é apresentado na Fig. 3.15. As tensões principais totais que atuam em *B* são obtidas somando-se $u_o = 30$ kPa às tensões efetivas σ'_{vo} e σ'_{ho} :

$$\sigma_{vo} = 61 + 30 = 91 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{ho} = 30 + 30 = 60 \text{ kPa}$$

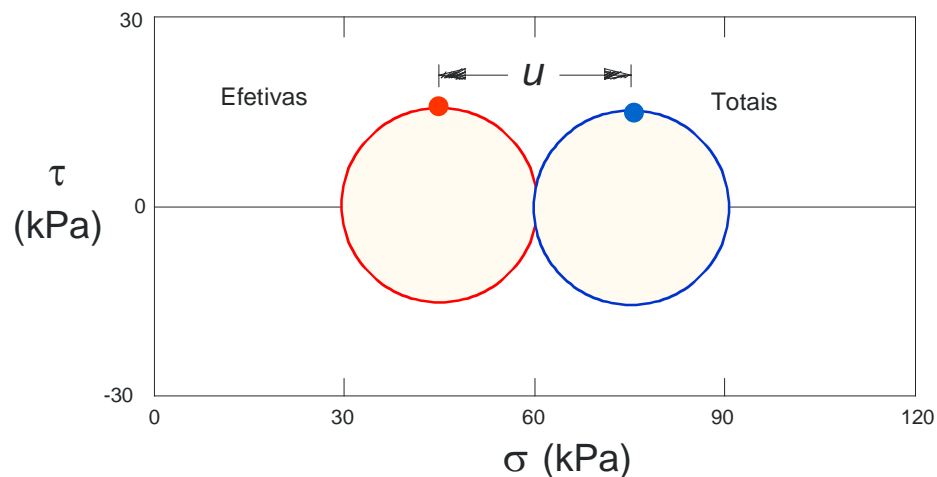


Fig. 3.15. Exemplo 3.6: círculos de Mohr para pressões totais e efetivas

O círculo de Mohr em tensões totais obtido também consta da figura 3.15.

Exercícios

- 3.1. Definir lençóis livre, artesianos e cativos.
- 3.2. Definir franja de saturação parcial e total.
- 3.3. Por que na franja de saturação capilar a poropressão é negativa?
- 3.4. que são pressões efetivas? O que é o tensor das pressões efetivas?

- 3.5. Definir K_o e estabelecer como esse coeficiente pode ser determinado.
- 3.6. Refazer o exemplo 3.4 com o NA 3 m acima do NT. Traçar os diagramas de variação de σ'_{vo} , σ'_{ho} , σ_{vo} , σ_{ho} e u_o com a profundidade e os círculos de Mohr em pressões totais e efetivas para o ponto A.

Cap 4. TENSÕES DEVIDO A SOBRECARGAS

Introdução

Conhecendo-se o tensor das tensões iniciais $|\sigma_o|$ do ponto P da figura 4.1, quer-se encontrar, para uma determinada sobrecarga aplicada, o tensor das tensões finais $|\sigma_f|$. Para tanto, é necessário conhecer o tensor dos acréscimos de tensão $|\Delta\sigma|$, pois:

$$|\sigma_f| = |\sigma_o| + |\Delta\sigma|$$

Eq. 4-39

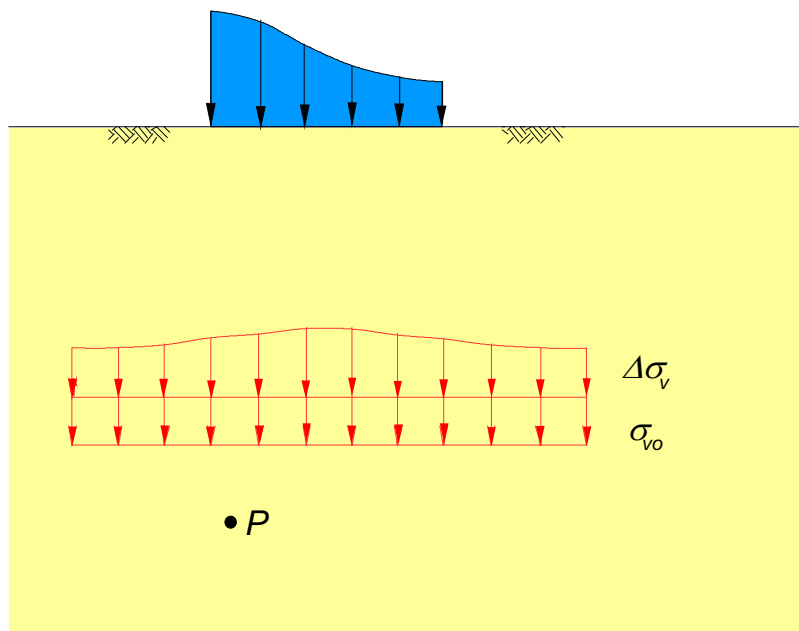


Fig. 4.1. Efeito de uma sobrecarga aplicada a carga sobre o nível do terreno, provocando acréscimos de tensão vertical $\Delta\sigma_v$.

O estudo do efeito de cargas sobre o terreno foi iniciado pelo matemático francês Boussinesq, através da aplicação da *teoria da elasticidade*. Boussinesq estudou o efeito de uma carga concentrada sobre terreno semi-infinito, elástico-linear, isotrópico e homogêneo, tendo publicado em Paris, em 1885, o livro

Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et de mouvement des solides élastiques (Ed Gauthiers-Villars).

Partindo da solução de Boussinesq, vários outros autores resolveram, por integração, problemas como os apresentados na figura 4.2, isto é, carregamento linear e carga distribuída retangular ou com formas diversas (triangulares, trapezoidais, etc).

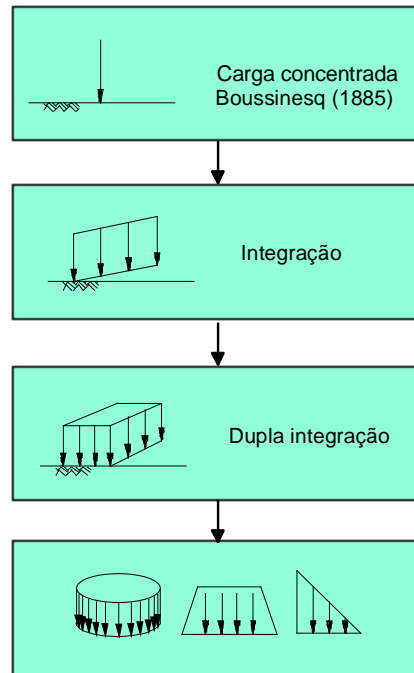


Fig. 4.2. Soluções teóricas de distribuição de pressões no terreno obtidas para vários tipos de carregamento, a partir da integração da solução de Boussinesq

São apresentadas neste capítulo somente algumas aplicações mais importantes de distribuição de pressões em geotecnia, através de equações e ábacos. Para um estudo profundo do assunto devem ser consultados textos especializados, principalmente o trabalho de Poulos e Davis (1974), que apresenta uma coletânea de fórmulas e ábacos, além de Harr (1966) e Giroud (1975). Em português, sugerem-se os livros de Barata (1984) e Vargas (1977).

Ao final deste capítulo é mostrado como representar graficamente variações de tensões, através da técnica de *trajetórias de tensão*.

Carga concentrada: solução de Boussinesq

Para uma carga concentrada Q (figura 4.3) aplicada sobre semi-espço semi-infinito, homogêneo, elástico-linear e isotrópico, os acréscimos de tensão resultantes em um ponto qualquer do material com coordenadas cilíndricas em relação à carga, isto é, profundidade z e afastamento r , são:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

Eq. 4-40

$$\Delta\sigma_r = \frac{Q}{2\pi} \left[\frac{3r^2z}{R^5} - \frac{(1-2\nu)}{R(R+z)} \right]$$

Eq. 4-41

$$\Delta\sigma_\theta = \frac{Q}{2\pi} (1-2\nu) \left[\frac{z}{R^3} - \frac{1}{R(R+z)} \right]$$

Eq. 4-42

$$\Delta\tau_{rz} = \frac{3Qrz^2}{2\pi R^5}$$

Eq. 4-43

onde: $R^2 = z^2 + r^2$.

Uma importante conclusão a partir das equações de Boussinesq é que os acréscimos de tensão vertical e cisalhante $\Delta\sigma_z$ e $\Delta\tau_{rz}$ independem dos parâmetros elásticos do material. Em outras palavras, independem do tipo de solo. Mesmo os acréscimos horizontais de tensão $\Delta\sigma_r$ e $\Delta\sigma_\theta$ só dependem do coeficiente de Poisson ν , que varia relativamente pouco para a maioria dos solos, em geral entre 0,2 e 0,5. Essas conclusões se aplicam, aproximadamente, a solos razoavelmente homogêneos, no início do carregamento, ou seja, enquanto o fator de segurança é ainda muito alto (maior que 2) e para uma camada de solo espessa.

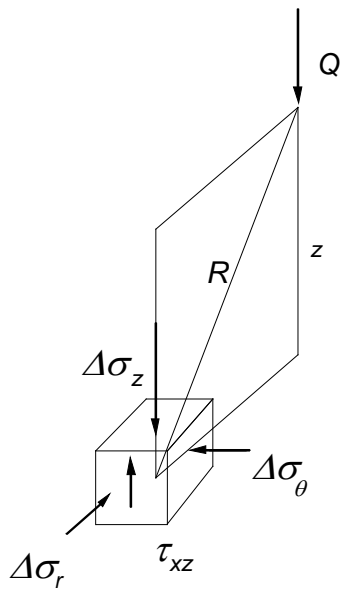


Fig. 4.3. Tensões em um ponto devido a uma carga concentrada: solução de Boussinesq

A equação 4.2 pode ser apresentada sob outra forma, permitindo a utilização de ábacos, como o da figura 4.4:

$$\Delta\sigma_z = N_B \frac{Q}{z^2}$$

Eq. 4-44

onde N_B é o fator de influência de $\Delta\sigma_z$ de Boussinesq.

Exemplo 4.1

Considerando a aplicação de uma carga de 1.000 kN sobre a superfície do terreno e admitindo $\nu = 0,5$ (figura 4.5), obter as tensões finais σ_{vf} , σ_{hf} e τ_{vhf} no ponto P .

Solução

As coordenadas de P são $z = 3$ m e $r = 3$ m. Daí, obtém-se $R = (3^2 + 3^2)^{0,5} = 4,24$ m. Aplicando as equações de Boussinesq, vem:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3 \times 1000 \times 3^3}{2\pi 4,24^5} = 9,4 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma_r = \frac{1000}{2\pi} \left[\frac{3 \times 3^2 \times 3}{4,25^5} - \frac{(1 - 2 \times 0,5)}{4,24(4,24 + 3)} \right] = 9,4 \text{ kPa}$$

$$\Delta\tau_{rz} = \frac{2 \times 1000 \times 3 \times 3^2}{2\pi 4,24^5} = 9,4 \text{ kPa}$$

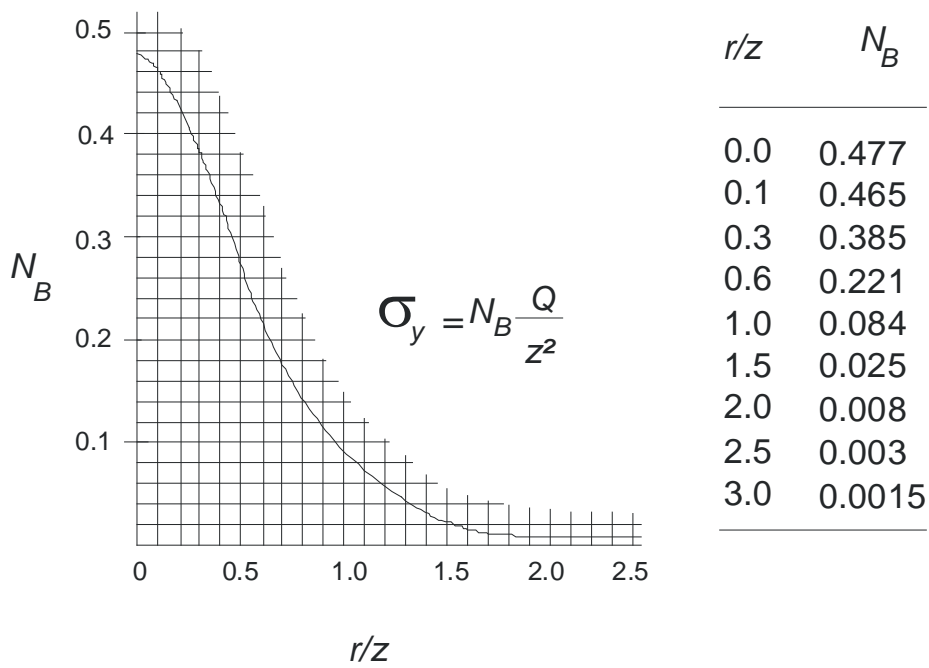


Fig. 4.4. Ábaco para a determinação de coeficientes para carga concentrada: solução de Boussinesq

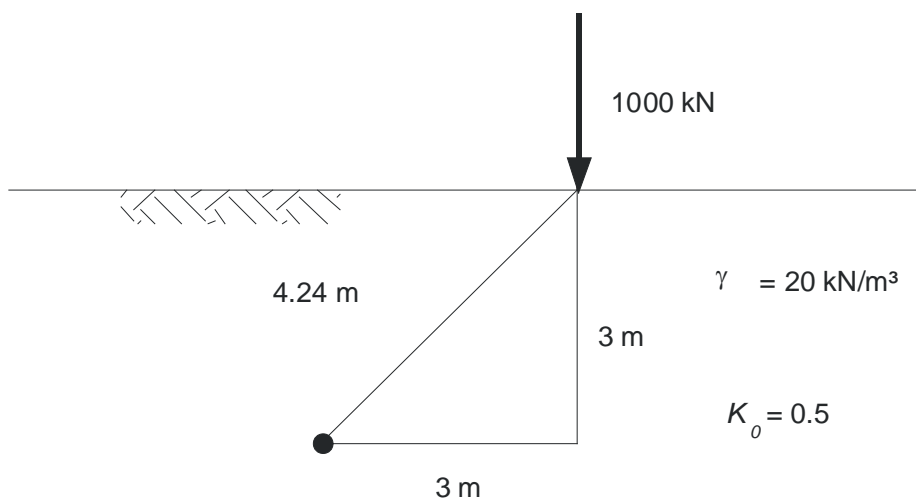


Fig. 4.5. Exemplo 4.1: dados para os cálculos

As tensões iniciais são:

$$\sigma_{vo} = 3 \times 20 = 60 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{ho} = 0,5 \times 60 = 30 \text{ kPa}$$

As tensões finais são:

$$\sigma_{vf} = \sigma_{vo} + \Delta\sigma_z = 60 + 9,4 = 69,4 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{hf} = \sigma_{ho} + \Delta\sigma_z = 30 + 9,4 = 39,4 \text{ kPa}$$

$$\tau_{vhf} = \tau_{vho} + \Delta\tau_{rz} = 0 + 9,4 = 9,4 \text{ kPa}$$

Exemplo 4.2

Para a situação do exemplo 4.1, calcular o valor de $\Delta\sigma_z$ aplicando o ábaco da figura 4.4.

Solução

Entra-se no ábaco com o valor de $r/z = 3/3 = 1$, obtendo-se $N_B = 0,084$. Aplicando a equação 4,6, vem:

$$\Delta\sigma_z = 0,084 \frac{1000}{3^2} = 9,3 \text{ kPa}$$

Carga distribuída em faixa infinita

A situação da figura 4.6 ocorre, por exemplo, em fundações de muros ou em sapatas de fundação que transmitem ao terreno carga distribuída de valor p por unidade de área. Para a seção transversal média de uma fundação, pode ser admitido carregamento infinito sempre que o comprimento L e a largura total B ($B = 2b$) satisfizerem a relação $L \geq 3B$. As equações, nesse caso, são (α é definido em radianos):

$$\Delta\sigma_z = \frac{p}{\pi} [\alpha + \text{sen } \alpha \cos (\alpha + 2\delta)]$$

Eq. 4-45

$$\Delta\sigma_z = \frac{p}{\pi} [\alpha - \text{sen } \alpha \cos (\alpha + 2\delta)]$$

Eq. 4-46

$$\Delta\sigma_y = \frac{2p}{\pi} v \alpha$$

Eq. 4-47

$$\Delta\tau = \frac{p}{\pi} \text{sen } \alpha \text{ sen } (\alpha + 2\delta)$$

Eq. 4-48

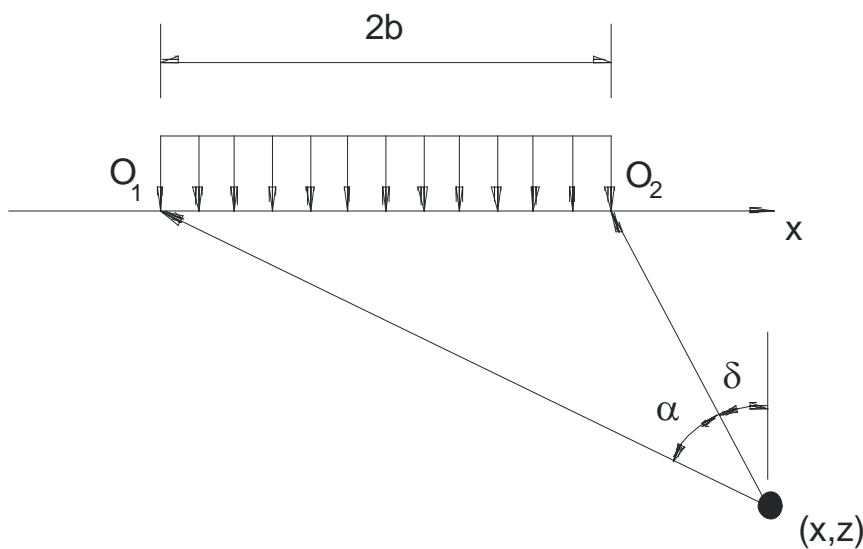


Fig. 4.6. Carga distribuída em faixa infinita

Carregamento circular distribuído

Esta situação ocorre, por exemplo, no caso de um tanque cilíndrico ou de uma fundação de chaminé circular de raio R que transmite carga distribuída p ao terreno. A figura 4.7 apresenta um ábaco que fornece isóbaras de $\Delta\sigma_v/p$, em função do afastamento e da profundidade relativa x/R e z/R .

Exemplo 4.3

Calcular o acréscimo de pressão vertical nos pontos A e B transmitido ao terreno por um tanque circular de 6 m de diâmetro, cuja pressão transmitida ao nível do terreno é igual a 240 kPa. Os pontos A e B estão à profundidade de 3 m, porém A está sob o centro do carregamento e B , sob a borda (figura 4.8).

Solução

Primeiro determinam-se o afastamento e a profundidade relativa, respectivamente x/R e z/R , e depois localiza-se o ponto correspondente a esses valores no ábaco. Em seguida, determina-se a isóbara correspondente, obtendo-se o valor de $\Delta\sigma_v/p$. Os cálculos constam do quadro 4.1.

Bulbo de pressões

Um conceito importante para a prática da engenharia geotécnica é deduzido do ábaco da figura 4.7, na qual devem ser observadas as dimensões da isóbara de 10% da carga aplicada, ou seja, a isóbara correspondente a $\Delta\sigma_v/p = 0,10$. Essa isóbara contém a região do terreno que recebe a parcela mais significativa do carregamento aplicado e é, portanto, a que está sujeita a deformações, sendo por esta razão denominada *bulbo de pressões*.

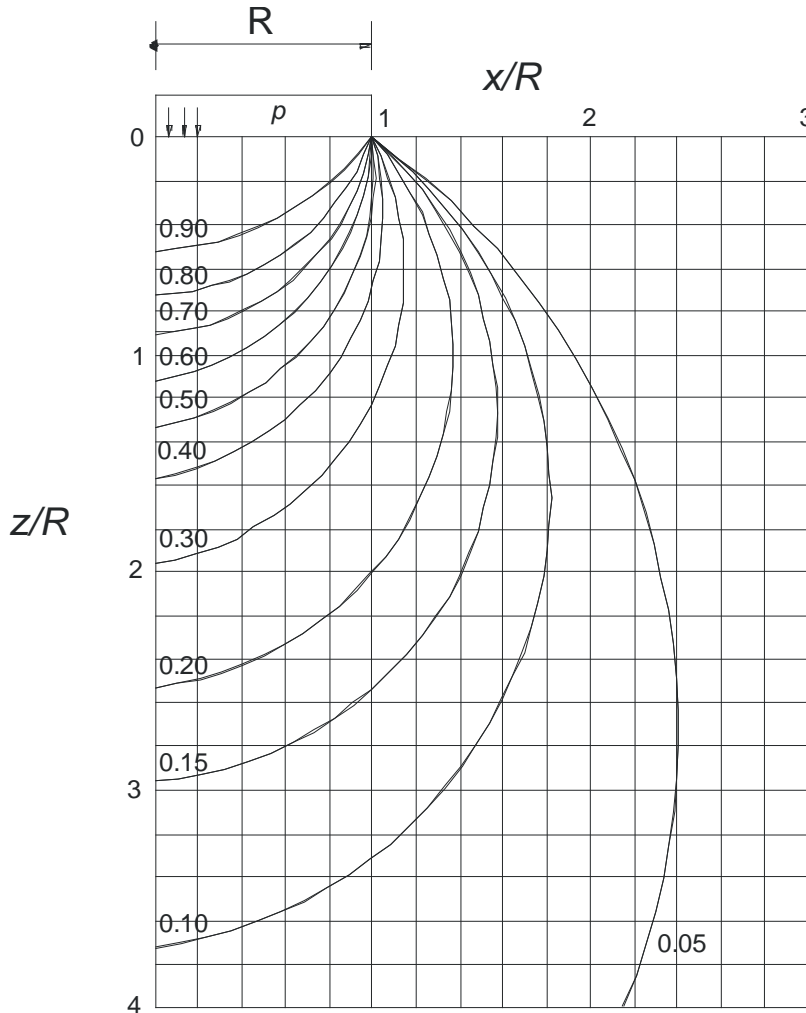


Fig. 4.7. Ábaco para determinação de acréscimos de tensões verticais devido a carregamento circular

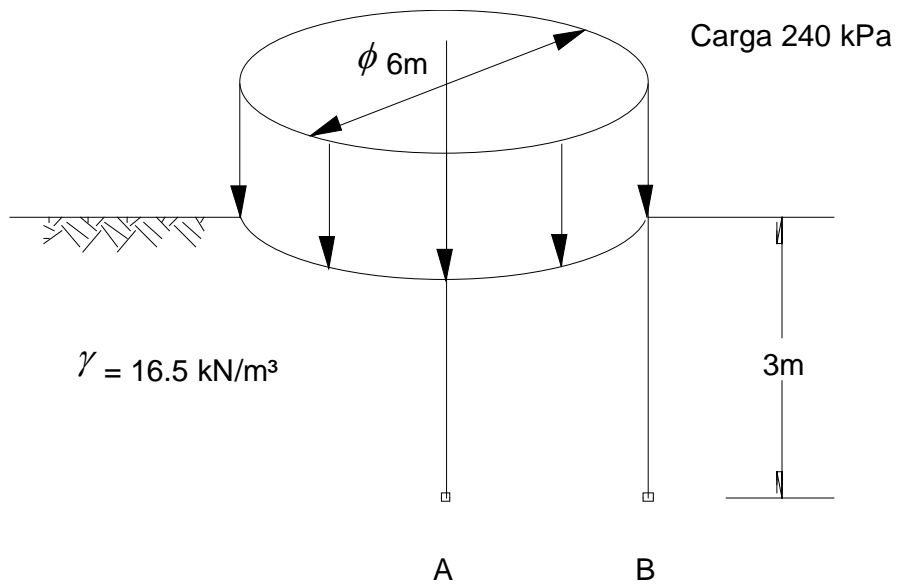


Fig. 4.8. Exemplo 4.3: dados para os cálculos

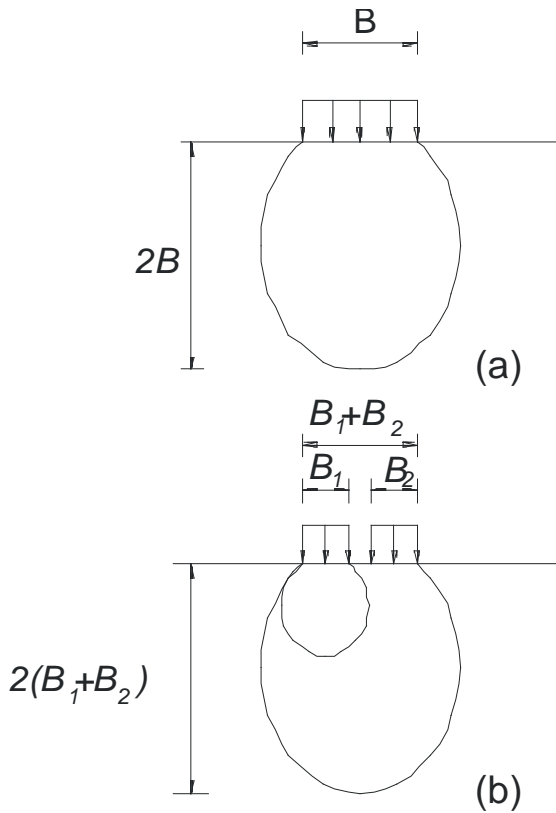


Fig. 4.9. (a) Bulbo de pressões; (b) integração em bulbos

Quadro 4.1. Exemplo 4.3: cálculo de $\Delta\sigma_v$

Ponto	x (m)	z (m)	x/R	z/R	$\Delta\sigma_v/p$ (kPa)	$\Delta\sigma_v$
-------	---------	---------	-------	-------	--------------------------	------------------

A	0	3	0	1	0,64	154
B	3	3	1	1	0,33	79

A profundidade atingida pelo bulbo é aproximadamente $2B$, sendo B a largura total ou o diâmetro do carregamento (figura 4.9a). Se o bulbo atingir camadas de solo mais compressíveis, a fundação estará sujeita a recalques significativos. Por esta razão, é um passo importante em qualquer projeto de fundações a verificação das camadas abrangidas pelo bulbo.

Quando se projeta a fundação de um prédio ao lado de um outro existente, ocorre uma interação entre os respectivos bulbos (figura 4.9b). O bulbo resultante terá profundidade igual a $2(B_1 + B_2)$, onde B_1 é a largura do primeiro prédio e B_2 , a do segundo. Ao projetar uma obra, o engenheiro de fundações sempre analisará as fundações dos prédios vizinhos. Se as camadas abrangidas pelo bulbo resultante incluírem solos moles, os recalques poderão ser excessivos, levando à exclusão desse tipo de fundação.

Tensões sob a borda de uma sapata

Os acréscimos de tensões sob a borda de uma área retangular com dimensões l e b (figura 4.10), carregada com a carga distribuída p , é dada pelas expressões (Holl, 1940):

$$\Delta\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[a \tan \frac{lb}{zR_3} + \frac{lbz}{R_3} (R_1^{-2} + R_2^{-2}) \right]$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{p}{2\pi} \left(a \tan \frac{lb}{zR_3} - \frac{lbz}{R_1^2 R_3} \right)$$

$$\Delta\sigma_y = \left(a \tan \frac{lb}{zR_3} - \frac{lbz}{R_2^2 R_3} \right)$$

$$\Delta\tau_{xz} = \frac{p}{2\pi} \left(\frac{b}{R_2} - \frac{z^2 b}{R_1^2 R_3} \right)$$

$$\Delta\tau_{yz} = \frac{p}{2\pi} \left(\frac{l}{R_1} - \frac{z^2 l}{R_2^2 R_3} \right)$$

$$\Delta\tau_{xy} = \frac{p}{2\pi} \left[1 + \frac{z}{R_3} - z(R_1^{-1} - R_2^{-1}) \right]$$

Eq. 4-49

onde:

$$R_1 = (l^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = (b^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = (l^2 + b^2 + z^2)^{0.5}$$

$a \tan =$ arco tangente

Observa-se que os valores de l e b são intercambiáveis, exceto nas equações de $\Delta\tau_{xy}$ e $\Delta\tau_{yz}$. O valor do acréscimo de tensão vertical $\Delta\sigma_z$ pode ser obtido também por meio de ábacos, como o da figura 4.11.

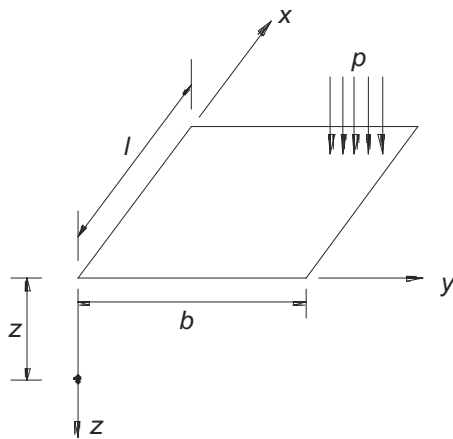


Fig. 4.10. Acréscimos de tensões sobre a borda de uma área retangular, carregada com uma carga distribuída (Holl, 1940)

Exemplo 4.4

Calcular, através das equações 4.11 e do ábaco da figura 4.11, o acréscimo de tensão vertical $\Delta\sigma_z$ a 5 m de profundidade sob a borda de uma sapata retangular com 6m x 8m, carregada com 300 kPa.

Solução

Tem-se: $p = 300$ kPa, $z = 5$ m, $l = 6$ m, $b = 8$ m (pode-se fazer também $l = 8$ m e $b = 6$ m com os mesmos resultados, pois l e b são intercambiáveis). Através das equações 4.11, tem-se:

$$R_1 = (6^2 + 5^2)^{0,5} = 7,8 \text{ m}$$

$$R_2 = (8^2 + 5^2)^{0,5} = 9,4 \text{ m}$$

$$R_3 = (6^2 + 8^2 + 5^2)^{0,5} = 11,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_z &= \frac{300}{2\pi} \left[a \tan \frac{6 \times 8}{5 \times 11,2} + \frac{6 \times 8 \times 5}{11,2} (7,8^{-2} + 9,4^{-2}) \right] = \\ &= \frac{300}{2\pi} (a \tan 0,86 + 0,59) = \frac{300}{2\pi} (0,71 \text{ rad} + 0,59) = \\ &= 300 \times 0,21 = 62 \text{ kPa}\end{aligned}$$

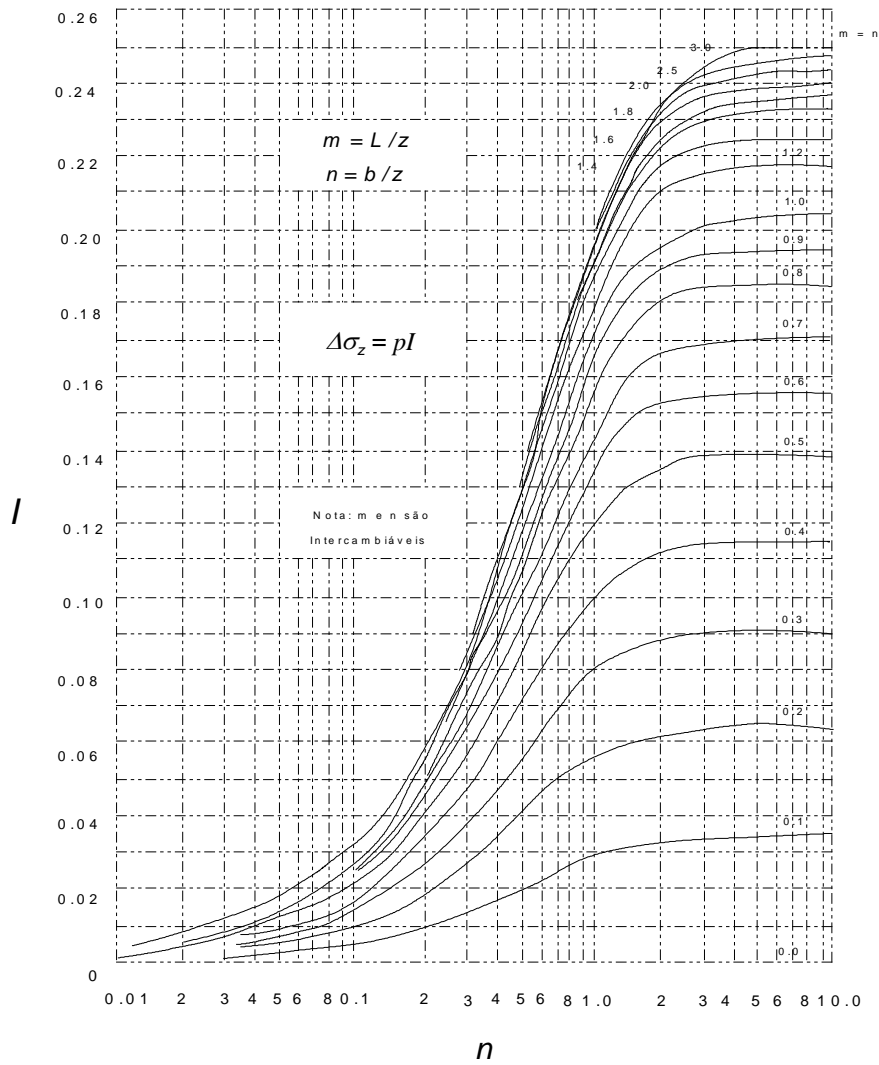
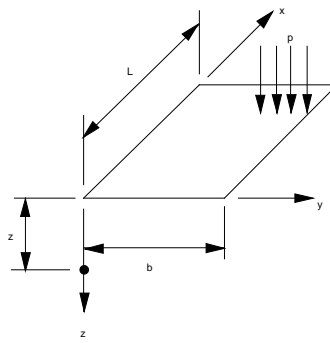


Fig. 4.11. Ábaco para determinação do valor do acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma_z$) sob a borda de uma área retangular uniformemente carregada (Fadum, 1948)

Para calcular $\Delta\sigma_z$ através do ábaco da figura 4.8 admitem-se:

$$m = l/z = 6/5 = 1,2$$

$$n = b/z = 8/5 = 1,6$$

Entrando no ábaco com esses valores, obtém-se o valor do *fator de influência* $l = 0,21$. O valor de $\Delta\sigma_z$ é dado por:

$$\Delta\sigma_z = pI$$

$$\therefore \Delta\sigma_z = 300 \times 0,21 = 62\text{kPa}$$

Eq. 4-50

A figura 4.12 apresenta um ábaco para uma sapata com $l = 2b$, que fornece a variação do fator de influência l em vários pontos em função da profundidade, observando-se que o valor de $\Delta\sigma_z$ no centro da sapata é muito maior que nas bordas para uma pequena profundidade, mas fica praticamente uniforme a uma profundidade igual à do bulbo de pressões.

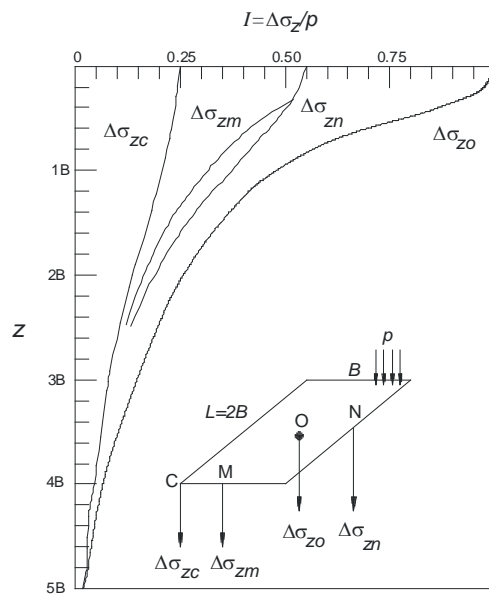


Fig. 4.12. Ábaco para determinação de tensões sob uma área retangular de comprimento igual ao dobro da largura (Giroud, 1975)

Através do princípio da superposição dos efeitos, pode-se calcular o valor dos acréscimos de tensão em pontos afastados da borda de uma sapata, como demonstra o exemplo 4.5.

Exemplo 4.5

A planta baixa apresentada na figura 4.13 indica uma área retangular *HECI* carregada com $p =$

100 kPa, aplicada ao nível do terreno. Calcular o incremento de tensão vertical no ponto *A*, afastado da área carregada tanto em planta quanto em profundidade, estando 10 m abaixo do NT.

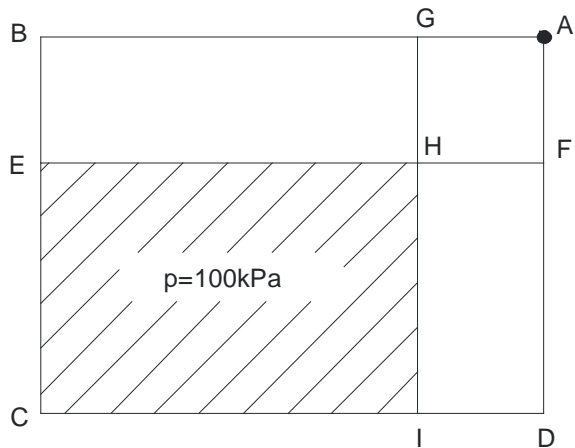


Fig. 4.13. Exemplo 4.5: dados para os cálculos

Solução

Como o ponto *A* está fora da área carregada, as equações 4.11 e o ábaco da figura 4.11 não podem ser aplicados diretamente. Entretanto, admitindo-se domínio elástico, aplica-se o *princípio da superposição de efeitos*, segundo o qual a tensão atua independentemente. Em outras palavras, os efeitos não interagem. Este princípio é válido no domínio elástico.

Assim, o problema pode ser resolvido calculando-se o incremento de tensão devido à área *ABCD* e deduzindo-se o incremento devido a *ABEF* e *AGID*. Como isto implica a dedução duas vezes da área *AGHF*, calcula-se o incremento devido a essa área, que é então somado ao valor anteriormente obtido, como mostrado no quadro 4.2.

Quadro 4.2. Exemplo 4.5: cálculo de $\Delta\sigma_z$

Área	l (m)	b (m)	m (*)	n (*)	l	$\Delta\sigma_z$ (kPa)
<i>ABCD</i>	15	20	1,5	2,0	0,223	22,3
<i>ABEF</i>	5	20	0,5	2,0	0,135	-13,5
<i>AGID</i>	15	5	1,5	0,5	0,131	-13,1
<i>AGHF</i>	5	5	0,5	0,5	0,085	8,5

$\therefore \Delta\sigma_z = 4,2$ kPa

(*) $m = l/z$, $n = b/z$

Rotação de tensões principais

Comparando as tensões em um ponto qualquer antes e após um carregamento, as tensões principais podem ter assumido novas direções. Este fenômeno é denominado *rotação de tensões principais*. As direções das tensões podem ser calculadas pelo processo gráfico do círculo de Mohr, como discutido no capítulo 2. A figura 4.14 apresenta um caso de rotação de tensões em que, sobre um terreno originalmente plano, aplicou-se um carregamento que apresenta um eixo de simetria.

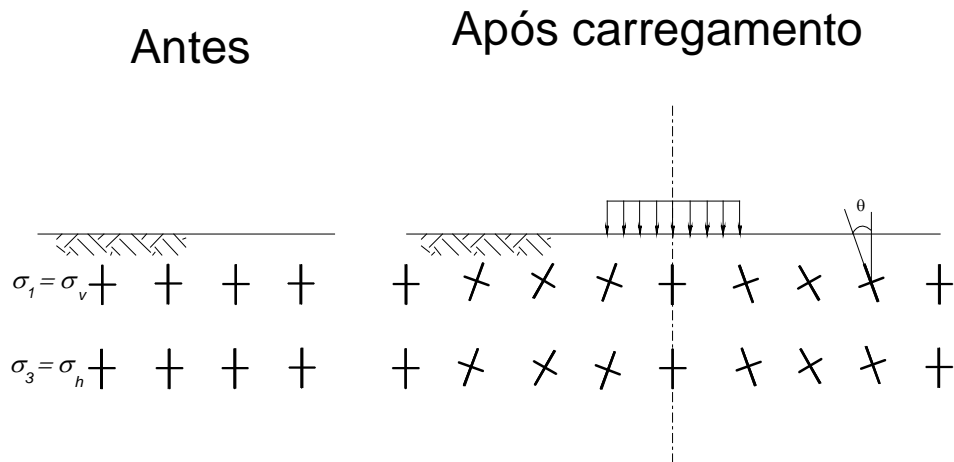


Fig. 4.14. Rotação de tensões principais

As tensões principais iniciais tinham as direções vertical e horizontal, pelas razões discutidas no capítulo 3. Sob o eixo de simetria, os acréscimos de tensão cisalhante são nulos; conseqüentemente, não há rotação de tensões sob esse eixo. Afastando-se do mesmo, mas ainda na região de influência do carregamento, o cálculo através do círculo de Mohr indica que há uma tendência de a tensão principal maior estar voltada para o centro do carregamento. O exemplo 4.6 apresenta um cálculo de rotação de tensão através do

círculo de Mohr.

Exemplo 4.6

Um determinado carregamento provocou, no ponto A da figura 4.15a, os seguintes acréscimos de tensão: $\Delta\sigma_v = 40$ kPa, $\Delta\sigma_h = 30$ kPa, $\Delta\tau_{vh} = 32$ kPa. Sabendo que as tensões iniciais eram $\sigma_{vo} = 70$ kPa e $\sigma_{ho} = 30$ kPa, determinar, através da construção gráfica de Mohr, a direção das tensões finais.

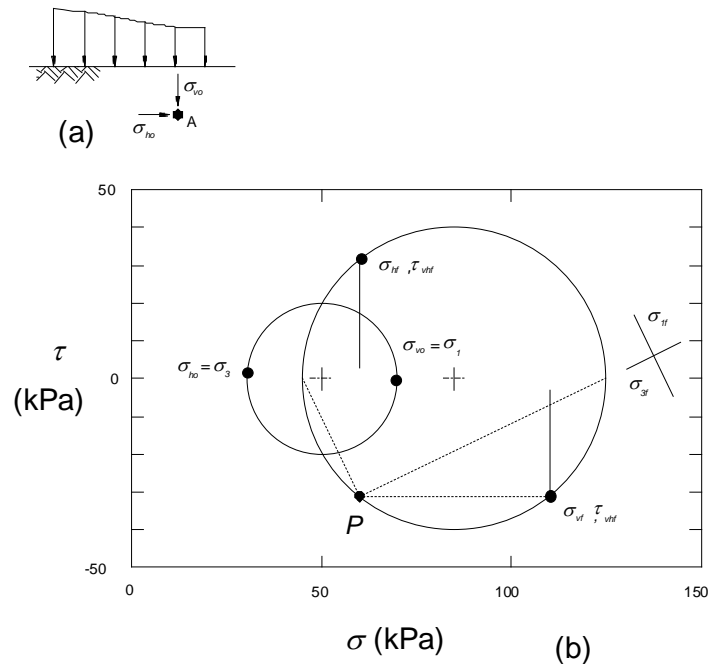


Fig. 4.15. Exemplo 4.6: determinação da rotação de tensões através do círculo de Mohr

Solução

As tensões finais são:

$$\sigma_{vf} = 70 + 40 = 110 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{hf} = 30 + 30 = 60 \text{ kPa}$$

$$\tau_{vhf} = 0 + 32 = 32 \text{ kPa}$$

É necessária a análise do sinal de τ_{vhf} para efeito de plotagem no círculo de Mohr. Para tanto, recomenda-se arbitrar um sinal positivo ou negativo, traçar o círculo de Mohr e analisar a direção final da tensão principal maior σ_{1f} , que deve estar voltada para o carregamento. Neste exemplo, o sinal correto de τ_{vhf} é negativo, como pode ser verificado na figura 4.15b. Só desta maneira obtém-se σ_{1f} voltado para o carregamento. Os passos para o traçado da figura 4.15b são:

- (a) traçar o círculo de Mohr para o estado de tensão final, caracterizado por $\sigma_{vf} = 110$ kPa, $\sigma_{hf} = 60$

kPa e $\tau_{vhf} = -32$ kPa;

- (b) determinar o pólo traçando, a partir do ponto do círculo (σ_{vf} , τ_{vhf}), uma reta horizontal, paralela à faceta, até cortar o círculo no pólo P ;
- (c) a partir de P , traçar retas aos pontos correspondentes às tensões principais finais σ_{1f} e σ_{3f} , determinando suas direções, e finalmente, analisando a direção de σ_{1f} , como comentado anteriormente.

Modelagem numérica

A modelagem numérica do contínuo é uma das ferramentas atuais mais importantes em engenharia que permite modelar numericamente o contínuo e obter tensões e deformações. O método numérico mais comum é o método dos elementos finitos (MEF) em que o contínuo é discretizado em elementos de pequenas dimensões. Os computadores pessoais e as interfaces gráficas popularizaram o uso destas ferramentas. Atualmente, pode ser mais rápido e prático o emprego de modelagem numérica do que soluções simples através de ábacos.

Existem muitos programas de computador no mercado que permitem isso. O autor utiliza o programa de elementos finitos Plaxis (Brinkgreve, 2002) (www.plaxis.nl), cuja descrição detalhada está fora do escopo deste texto, mas que é apresentado através do exemplo seguinte.

Uma sapata com semilargura de 5 m foi aplicada sobre 20 m de espessura de solo. A Fig. 4.16 apresenta a geometria do problema, que tem um eixo de simetria no centro da carga.

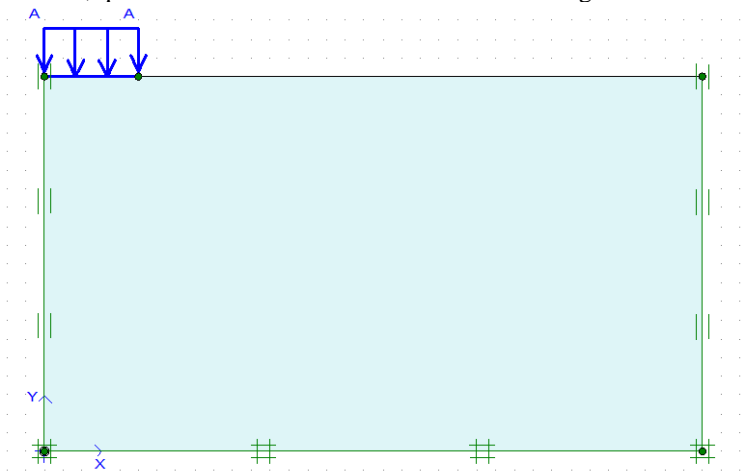


Fig. 4.16. Geometria de análise de tensões em baixo de uma sapata com carga uniforme de 100 kPa

Os resultados (Fig. 4.17) indicam a forma aproximada do bulbo de pressões calculado. A profundidade do mesmo, indicada pela região amarela, é da ordem de 15 m, ou seja, $15/(2 \times 5\text{m}) = 1.5 B$, inferior que as teorias elásticas. Isso pode ser causado pela profundidade do solo ser somente de 20 m, ou seja $2B$ e os métodos elásticos adotam espaços semi-infinitos.

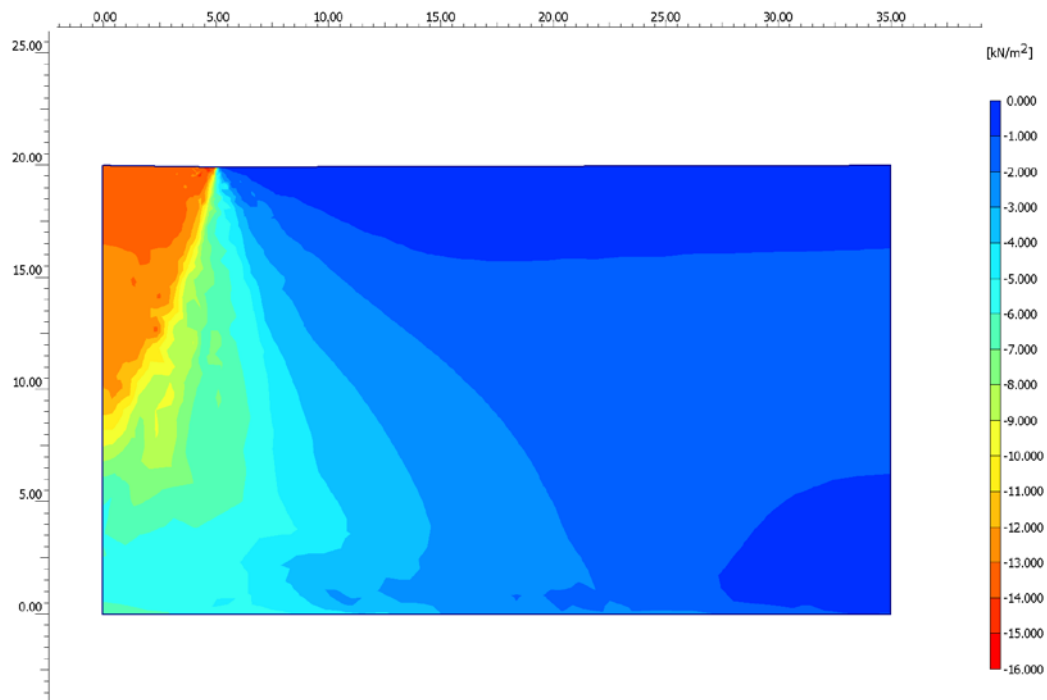


Fig. 4.17. Resultados de acréscimos de tensões verticais calculados pelo MEF

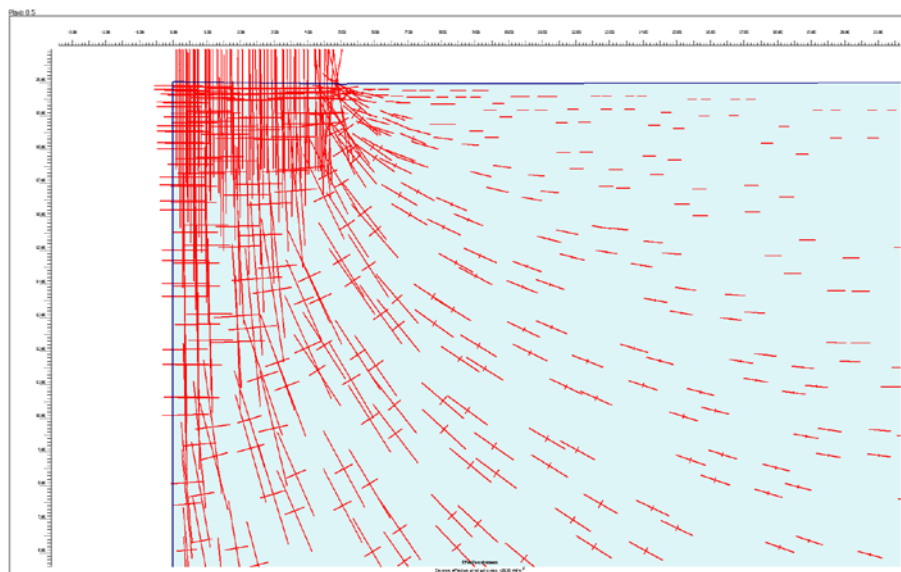


Fig. 4.18. Rotação de tensões calculadas pelo MEF

A Fig. 4.18 apresenta graficamente através de cruzes as rotações de tensões calculadas pelo MEF. À esquerda do gráfico, ou seja, sob o centro do carregamento, as rotações são nulas e aumentam à medida que se afasta horizontalmente.

Trajatórias de tensão

Viu-se anteriormente como utilizar o círculo de Mohr para representar o estado de tensão em um certo

instante, em um elemento de solo de uma estrutura ou em um ensaio de laboratório. Entretanto, como mostrado no exemplo 4.6, muitas vezes é necessário representar a alteração de tensões sofrida por um elemento de solo durante um carregamento, caso em que o círculo de Mohr não é adequado.

Se for tomado um material perfeitamente elástico, o estado final de tensões e deformações é independente dos estados intermediários. Não há histerese, nem não-linearidade da curva de tensão-deformação e, conseqüentemente, cada estado depende somente das tensões que atuam *naquele* momento. Em plasticidade, ao contrário, o estado final depende de como o material se comportou durante o carregamento. Se um elemento de solo se plastifica, transferirá carga para os demais. O material ainda apresenta histerese e não-linearidade da curva de tensão-deformação. Por estas razões, é importante conhecer sua *trajetória de tensões*.

Uma das maneiras de se traçar as trajetórias de tensão de um ponto é adotar um sistema de eixos tridimensional em que as variáveis são os invariantes de tensão (I_1, I_2, I_3). Com isto, representa-se a magnitude do estado de tensão, evitando-se a influência do sistema de eixos x, y e z , pois os invariantes são independentes dos mesmos. Alternativamente, podem ser adotadas as tensões octaédricas que, conforme estudado no capítulo 2, são função dos invariantes. Ambas as soluções, entretanto, não são práticas, pois tanto a representação gráfica quanto o cálculo de τ_{oct} são trabalhosos.

Duas maneiras são mais empregadas atualmente para representar as trajetórias, sempre que se trata de estado bidimensional de tensão. Uma delas é a utilizada pela Massachusetts Institute of Technology (MIT), dos Estados Unidos (Lambe e Whitman, 1979), e a outra, a adotada pela Universidade de Cambridge, da Inglaterra (Atkinson e Bransby, 1978).

Diagrama tipo MIT

O diagrama tipo MIT, ou diagrama $s:t$, tem a grande vantagem de ser construído de maneira equivalente à do círculo de Mohr. Isto pode ser constatado pela figura 4.16a, que apresenta uma sucessão de estados de tensão. Tomando o ponto A no topo do círculo inicial, antes do carregamento, o ponto B no círculo seguinte, e assim sucessivamente até o ponto final E , a trajetória de tensão correspondente será uma linha unindo os pontos A a E , como indicado na figura 4.16b. Isto corresponde a se tomarem os seguintes eixos coordenados s e t :

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Eq. 4-51

O valor de t é positivo quando a tensão vertical é maior que a horizontal; do contrário, é negativo. Desde que as tensões principais atuem nos planos vertical e horizontal, o que ocorre na maioria dos casos, as

equações 4.13 podem ser assim escritas:

$$s = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \quad t = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$$

Eq. 4-52

A plotagem de um ponto no diagrama $s:t$ pode ser feita através da determinação dos valores de s e t , pelas equações 4.13 ou 4.14, plotando-se o ponto com coordenadas (s,t) , ou pelo *método dos LGs*, plotando-se, a partir do eixo s , os *lugares geométricos (LGs)* dos pontos que têm σ_v e σ_h constantes. Este último método deve ser praticado, pois será muito útil mais adiante, devendo ser memorizados os seguintes LGs:

- (a) o LG dos pontos com o mesmo σ_h , que é uma reta a partir da abscissa $s = \sigma_h$, com inclinação de 1:1 à direita (figura 4.16c);
- (b) o LG dos pontos com o mesmo σ_v , que é uma reta a partir da abscissa $s = \sigma_v$, com inclinação de 1:1 à esquerda (figura 4.16d);
- (c) o LG dos pontos com $\sigma_v = \sigma_h$, que é uma reta coincidente com os eixos (figura 4.17a), também conhecido como eixo hidrostático;
- (d) o LG dos pontos com $t/s = \text{constante}$, ou $K = \sigma_h/\sigma_v = \text{constante}$, que é uma reta inclinada (figura 4.17b).

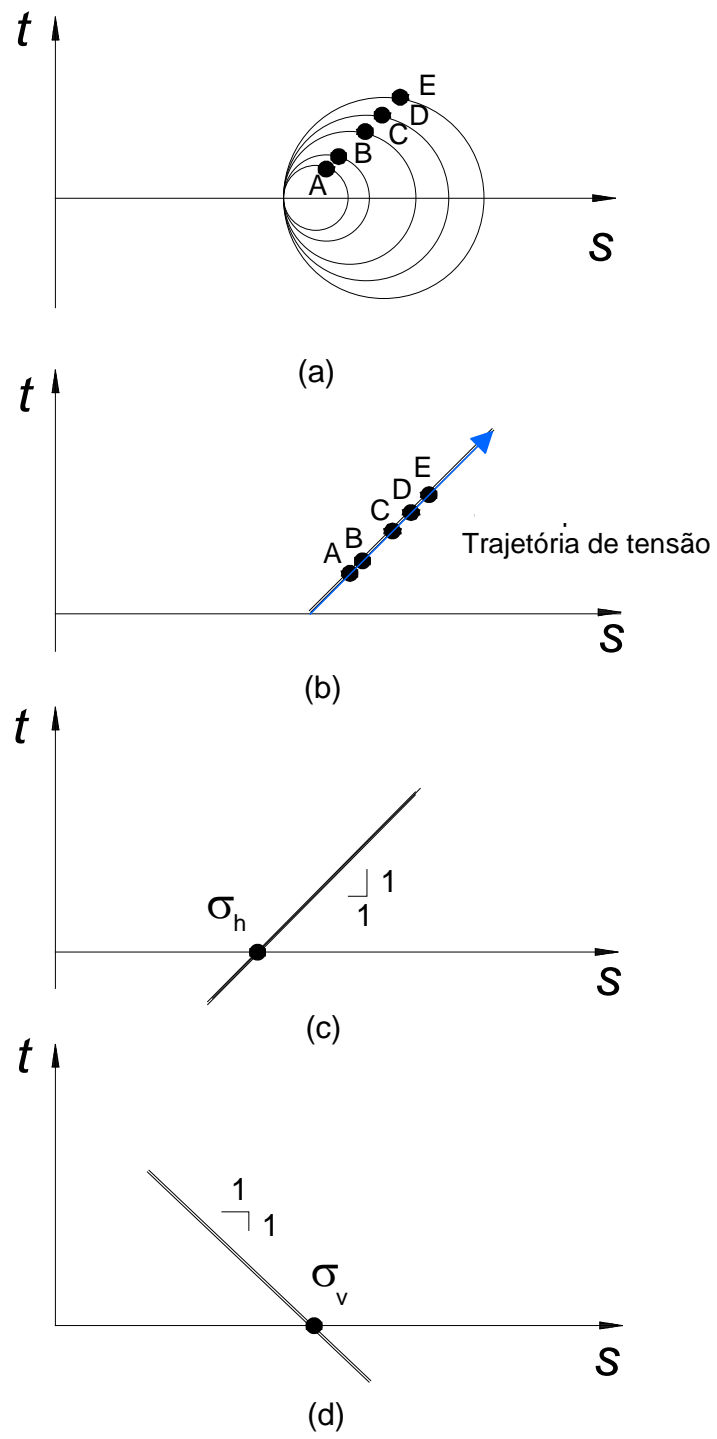


Fig. 4.19. Trajetórias de tensões no diagrama tipo MIT: (a) diagrama de Mohr; (b) diagrama $s:t$; (c) lugar geométrico dos pontos com $s = \sigma_h$; (d) lugar geométrico dos pontos com $s = \sigma_v$

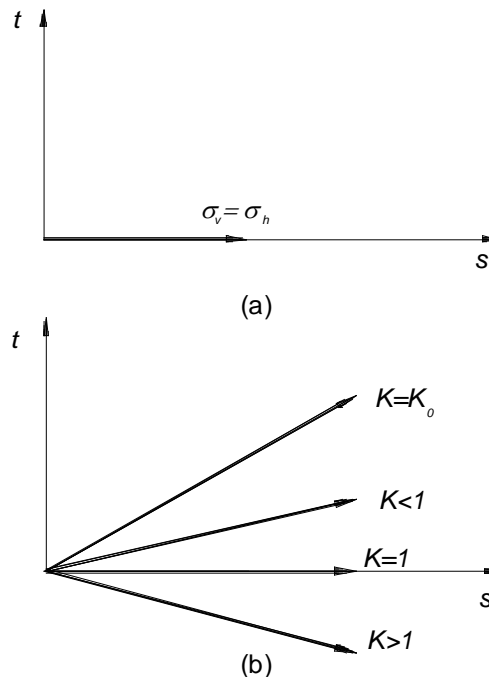


Fig. 4.20. Lugar geométrico dos pontos com: (a) $\sigma_v = \sigma_h$; (b) $\sigma_h / \sigma_v = \text{constante}$

Exemplo 4.7

Marcar os seguintes pontos no diagrama $s:t$, utilizando o método dos LG s:

- (a) $\sigma_v = 200 \text{ kPa}$, $\sigma_h = 100 \text{ kPa}$
- (b) $\sigma_v = 150 \text{ kPa}$, $\sigma_h = 100 \text{ kPa}$
- (c) $\sigma_v = \sigma_h = 100 \text{ kPa}$

Solução

A partir do eixo s , determina-se o ponto com $s = \sigma_v$ e traça-se a reta inclinada de 1:1 à esquerda, que é o LG dos pontos com $s = \sigma_v$. Realiza-se a mesma operação para $s = \sigma_h$, sendo a reta inclinada à direita. A interseção dos dois LG s é o ponto desejado, estando os resultados plotados na figura 4.18.

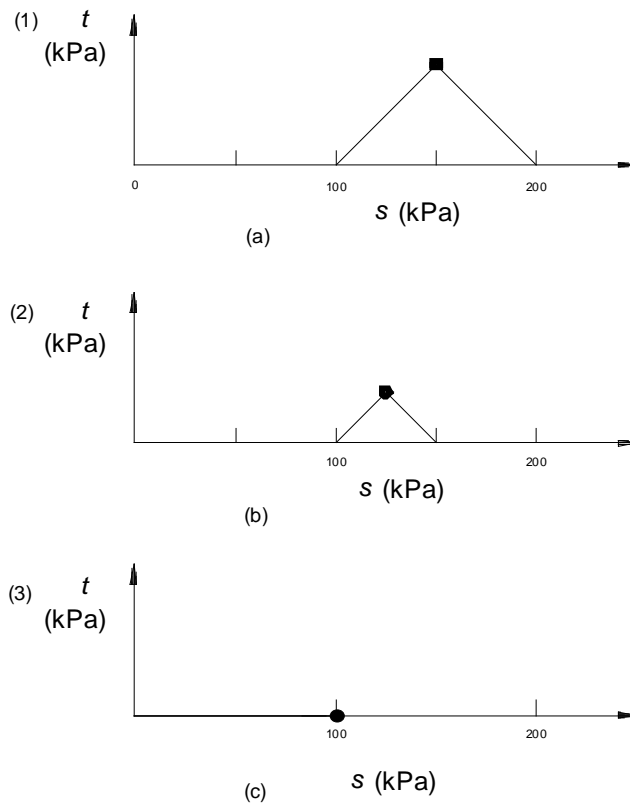


Fig. 4.21. Exemplo 4.7: resultados

Exemplo 4.8

Apresentar em um diagrama $s:t$ as trajetórias de tensão para os seguintes carregamentos:

- (a) condição inicial $\sigma_v = \sigma_h = 200$ kPa; σ_h permanece constante enquanto σ_v aumenta até 600 kPa;
- (b) condição inicial $\sigma_v = \sigma_h = 200$ kPa; σ_v permanece constante enquanto σ_h aumenta até 600 kPa;
- (c) condição inicial $\sigma_v = \sigma_h = 200$ kPa; σ_v permanece constante, enquanto σ_h diminui até 100 kPa;
- (d) condição inicial $\sigma_v = \sigma_h = 200$ kPa; σ_v e σ_h aumentam em uma razão de $\Delta\sigma_h/\Delta\sigma_v = 3$.

Solução

A figura 4.19 apresenta a solução para o problema pelo método dos LGs. Os casos (a) a (c) são imediatos; no caso (d), a partir do ponto $s = \sigma_v = \sigma_h = 200$ kPa, aplica-se um incremento qualquer, por exemplo, $\Delta\sigma_v = 100$ kPa e, em seguida, marca-se um ponto arbitrário com $\Delta\sigma_h = 3 \times \Delta\sigma_v \therefore \sigma_h = 200 + 3 \times 100 = 500$ kPa e $\sigma_v = 200 + 100 = 300$ kPa. Este ponto pertencerá à trajetória pedida.

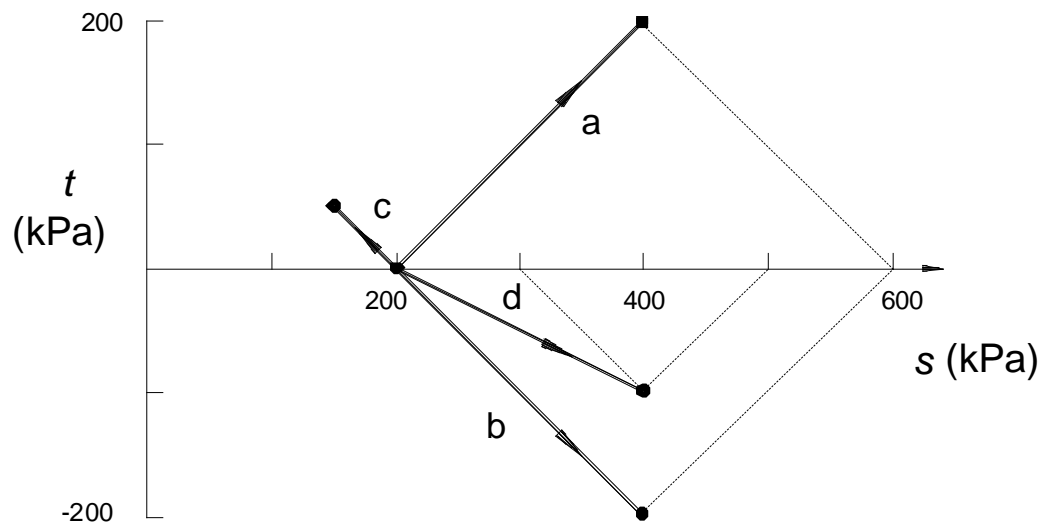


Fig. 4.22. Exemplo 4.8: diagrama $s:t$

Trajectoria de tensões totais e efetivas

Analogamente às definições de pressões totais e efetivas, definem-se *trajetórias de tensões totais (TTT)*, correspondentes ao diagrama $s:t$, e *trajetórias de tensões efetivas (TTE)*, correspondentes ao diagrama $s':t'$. Os valores de s' e t' são dados por:

$$s' = s - u \quad t' = t$$

Eq. 4-53

Exemplo 4.9

Representar em um diagrama tipo MIT, em tensões totais e efetivas, o ponto B do exemplo 3.5, cujas tensões são $\sigma_{v0} = 91$ kPa; $\sigma_{h0} = 60$ kPa e $u_0 = 30$ kPa.

Solução

Obtém-se o ponto B em tensões totais pelo método dos LGs (figura 4.20) e, em seguida, considerando as equações 4.14, obtém-se o ponto B' , correspondente a pressões efetivas, marcando-se u_0 para a esquerda de B .

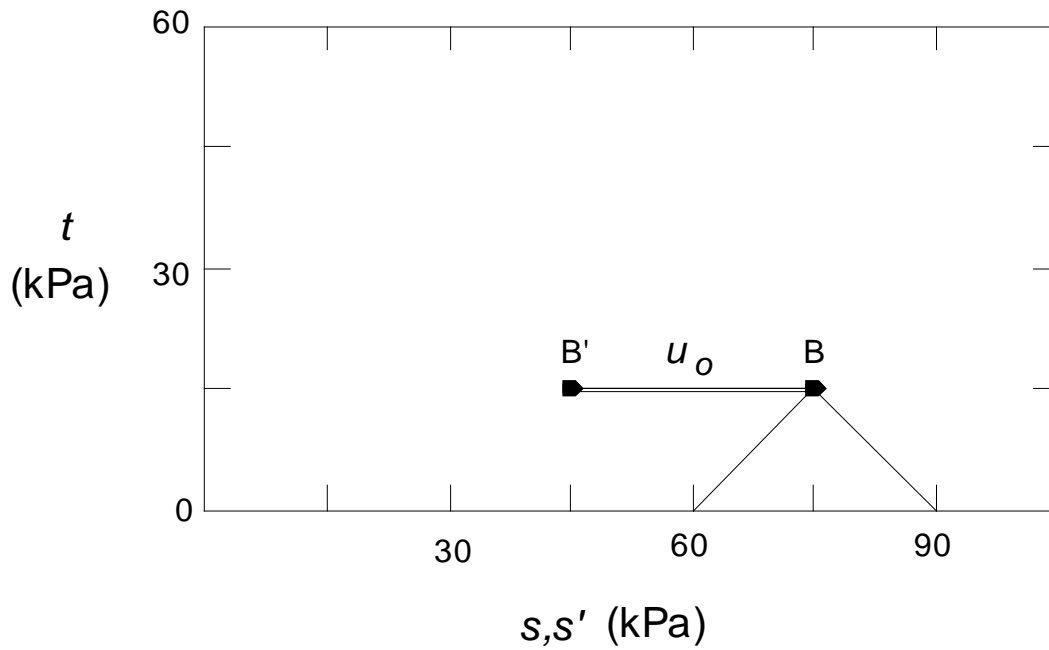


Fig. 4.23. Exemplo 4.9: ponto B

Diagrama tipo Cambridge

Considerando que a abscissa s tem por limitação desprezar a influência de σ_2 , o grupo de solos da Universidade de Cambridge (eg Atkinson e Bransby, 1978) vem adotando eixos coordenados p e q (figura 4.21), procurando relacioná-los com os invariantes de tensão e, conseqüentemente (ver equações 2.11 e 2.13), com as tensões octaédricas σ_{oct} e τ_{oct} . As seguintes expressões definem p e q :

$$p = \sigma_{\text{oct}} \quad q = \frac{3}{\sqrt{2}} \tau_{\text{oct}}$$

Eq. 4-54

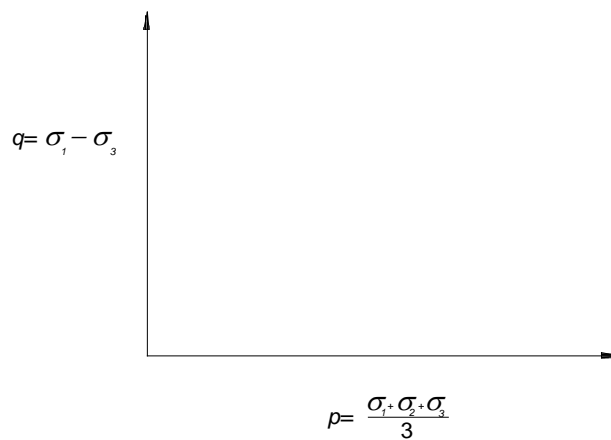


Fig. 4.24. Eixos coordenados do diagrama de Cambridge $p:q$

O valor de q dado pela equação 4.13 é utilizado em situações tridimensionais. O cálculo é bastante trabalhoso mas, em situações axissimétricas, em que $\sigma_2 = \sigma_3$, traz uma grande simplificação. Neste caso, o valor de q é dado por:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

Eq. 4-55

Analogamente ao que foi visto para o diagrama $s:t$, definem-se trajetórias de tensões totais (eixos $p:q$) e efetivas (eixos $p':q'$):

$$p' = p - u \quad q' = q$$

Eq. 4-56

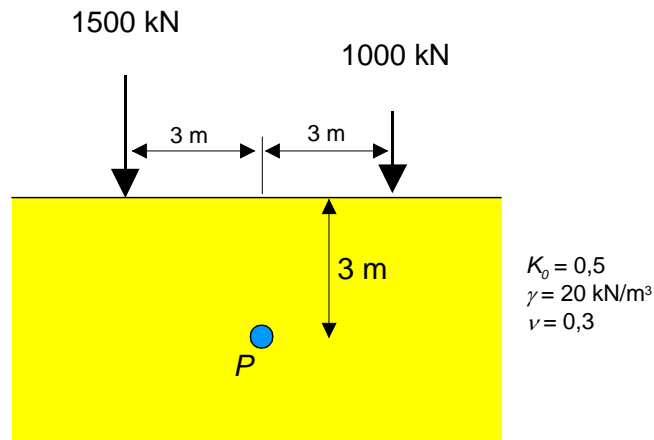
Para o caso de deformação plana, a tensão σ_2 depende das demais tensões principais, podendo ser verificado, pela aplicação da lei de Hooke, que $\sigma_2 = \nu (\sigma_1 + \sigma_3)$. Em uma situação não drenada, isto é, sem variação de volume, $\nu = 0,5$. Neste caso, obtém-se $p = s$. Para comportamento drenado, caso se tenha $\nu = 0,2$, obtém-se $p' = 0,4 (\sigma'_1 + \sigma'_3)$, ou seja, $p' \cong s'$. Por essas razões, o grupo de Cambridge prefere empregar o diagrama $s':t$ para analisar situações de estado plano de deformação.

Exercícios

- 4.1. Em que condições a teoria de Boussinesq é aplicável?
- 4.2. Definir bulbo de pressões e explicar sua importância prática?
- 4.3. Um muro de arrimo é construído sobre terreno arenoso e transmitirá carga de 500 kPa através de uma sapata com 4 m de largura. Sabendo que $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ e $K_o = 0,6$, e que o NA está 1 m abaixo do NT , traçar a TTE e a TTT em diagramas $s:t$ e $p:q$ para um ponto situado a 4 m de profundidade.
- 4.4. Comparar a distribuição de tensões com a profundidade para: (a) carregamento concentrado de 3.000 kN; (b) carga de 3.000 kN distribuída em uma área de $3\text{m} \times 3\text{m}$. Plotar os resultados.
- 4.5. Em que consiste o princípio da superposição dos efeitos e em que situações é e não é válida sua aplicação?
- 4.6. centro de uma área retangular na superfície do terreno tem coordenadas, em metros, de (0,0) e os cantos, de (6,15). A área está sujeita a um carregamento distribuído de 400 kPa. Estimar as tensões

a uma profundidade de 15 m nos seguintes pontos: (0,0), (0,15), (6,0) e (10,25).

- 4.7. Considerar um ponto P em um terreno arenoso seco, inicialmente sem carregamento (estágio inicial), da seguinte forma: $\nu = 0,3$.



Uma força concentrada de 1.000 kN é aplicada (primeiro estágio), seguida de outra de 1.500 kN (segundo estágio). As forças e o ponto P são coplanares. Dar para o ponto P : (a) tensões iniciais; (b) acréscimos de tensão segundo Boussinesq; (c) círculos de Mohr, magnitude e direção das tensões principais para todos os estágios; (d) TTT através do diagrama $p:q$.

- 4.8. Plotar no diagrama $s:t$ a TTE para um material com $K_0 = 0,60$. Idem com $K_0 = 1,1$.
- 4.9. Plotar no diagrama $s:t$ a TTT de um corpo-de-prova sujeito à seguinte seqüência de tensões: (a) início $\sigma_v = 100 \text{ kPa}$ e $K = 0,6$; (b) σ_h constante e σ_v aumenta até 250 kPa; (c) com σ_v constante, aplica-se $\Delta\sigma_h$ de -30 kPa ; (d) com σ_h constante, aplica-se $\Delta\sigma_v$ de -30 kPa .

Cap 5. HIDRÁULICA DE SOLOS

Introdução

Este capítulo aborda o escoamento da água nos solos e algumas de suas implicações em obras de engenharia. Em barragens de terra, por exemplo, o engenheiro geotécnico deseja saber a vazão que percolará através do maciço e da fundação; já em uma lagoa de estabilização de rejeitos, precisa-se evitar a contaminação do lençol através de uma barreira impermeabilizante, sendo necessário selecionar o material adequado a esta aplicação.

Regime de escoamento nos solos

As bases teóricas sobre o regime de escoamento em condutos forçados foram estabelecidas por Reynolds, em 1883 (*An experimental investigation of the circumstances which determine whether the motion of water shall be direct or sinuous and of the law of resistance in parallel channels*, Phil Trans, The Royal Society, London).

A conhecida *experiência de Reynolds*, que é assunto de todos os compêndios de Mecânica dos Fluidos, comprovou que o regime de escoamento é linear, sob certas condições, ou turbulento. Esta experiência, mostrada esquematicamente na Fig. 5.1a, consistiu em permitir o fluxo de água através de uma tubulação transparente e, por meio de um pequeno funil instalado no tanque superior, introduzir um corante no fluxo: se o corante escoasse com uma trajetória retilínea, o regime de escoamento seria *laminar*, pois as partículas têm trajetórias paralelas; caso contrário, o regime seria *turbulento*.

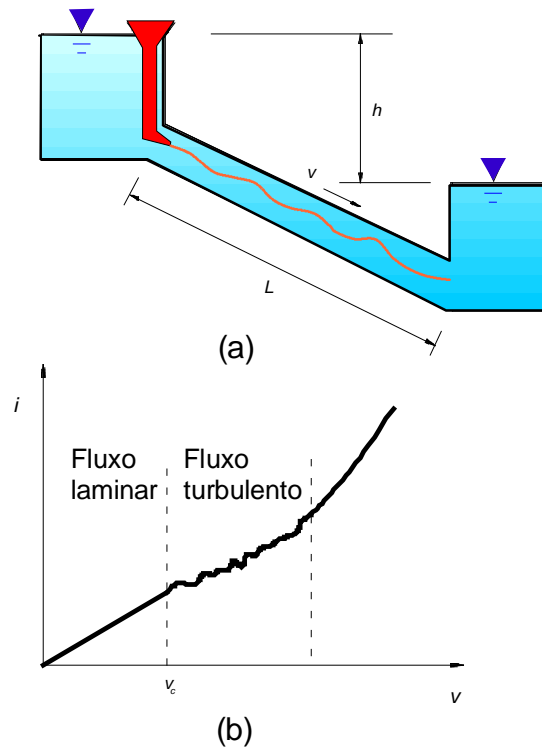


Fig. 5.1. Experiência de Reynolds: (a) montagem; (b) resultados

Reynolds variou o diâmetro D e o comprimento L do conduto e a diferença de nível h entre os reservatórios, medindo a velocidade de escoamento v . Os resultados constam da figura 5.1b, onde estão plotados o *gradiente hidráulico* $i = h/L$ versus a velocidade de escoamento v . Verifica-se que há uma *velocidade crítica* v_c abaixo da qual o regime é laminar, havendo proporcionalidade entre gradiente hidráulico e velocidade de fluxo. Para velocidades acima de v_c , a relação não é linear e o regime de escoamento é turbulento. Ainda segundo Reynolds, o valor de v_c é relacionado teoricamente com as demais grandezas intervenientes através da equação:

$$R_e = \frac{v_c D \gamma}{\mu g}$$

Eq. 5-57

onde:

R_e = número de Reynolds, adimensional e igual a 2.000;

v_c = velocidade crítica;

γ = peso específico do fluido;

μ = viscosidade do fluido;

g = aceleração da gravidade.

Substituindo na equação 5.1 os valores correspondentes à água a 20°C, obtém-se o valor de v_c (em m/s) em função do diâmetro do conduto D (em metros):

$$v_c = \frac{28 \times 10^{-4}}{D}$$

Eq. 5-58

Nos solos, o diâmetro dos poros pode ser tomado como inferior a 5 mm. Levando este valor à equação 5.2, obtém-se $v_c = 0,56$ m/s, que é uma velocidade muito elevada. De fato, a percolação da água nos solos se dá a velocidades muito inferiores à crítica, concluindo-se daí que a percolação ocorre com regime laminar. Como consequência imediata haverá, segundo os estudos de Reynolds, proporcionalidade entre velocidade de escoamento e gradiente hidráulico (Fig. 5.1b). Denominando o coeficiente de proporcionalidade entre v e i de *permeabilidade* ou *condutibilidade hidráulica* k , vem:

$$v = k i$$

Eq. 5-59

Lei de Darcy

Na realidade, a equação 5.3, deduzida no item anterior segundo a teoria de Reynolds, foi obtida experimentalmente cerca de 30 anos antes pelo engenheiro francês H. d'Arcy (*Les fontaines publiques de la ville de Dijon*, 1856, Ed Dalmon, Paris), e por isto é conhecida como *lei de Darcy*. Por motivos exclusivamente didáticos é que o assunto é apresentado de forma não cronológica.

A experiência de Darcy (Fig. 5.2) consistiu em percolar água através de uma amostra de solo de comprimento L e área A , a partir de dois reservatórios de nível constante, sendo h a diferença de cota entre ambos. Os resultados indicaram que a velocidade de percolação $v = Q/A$ é proporcional ao gradiente hidráulico $i=h/L$, como visto na equação 5.3.

Determinação da permeabilidade

A determinação da permeabilidade dos solos pode ser feita através de ensaios in situ e de laboratório. Neste capítulo são abordados apenas os tipos mais comuns, que são os ensaios de laboratório através de *permeâmetros de carga constante ou variável*. O primeiro (Fig. 5.3a) é o tipo empregado por Darcy e

consta de dois reservatórios onde os níveis d'água são mantidos constantes e com diferença de altura h . Medindo-se vazão Q e conhecendo-se as dimensões do corpo-de-prova (comprimento L e área da seção transversal A), obtém-se o valor da permeabilidade k , dado por:

$$k = \frac{QL}{Ah}$$

Eq. 5-60

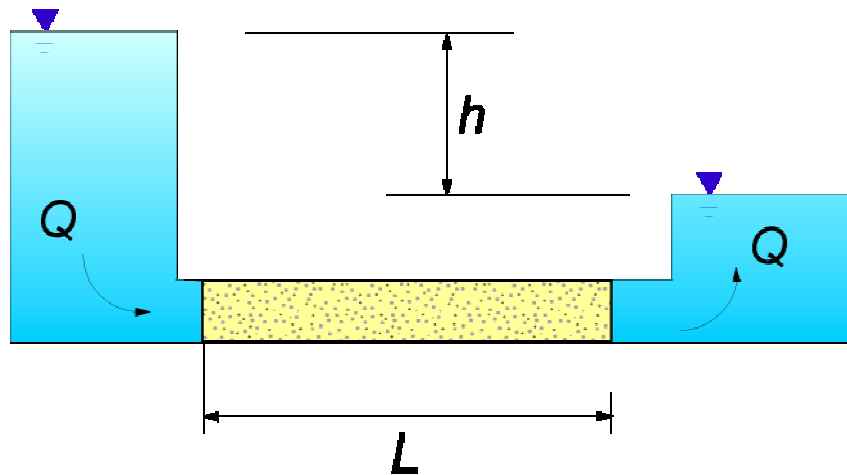


Fig. 5.2. Experiência de Darcy

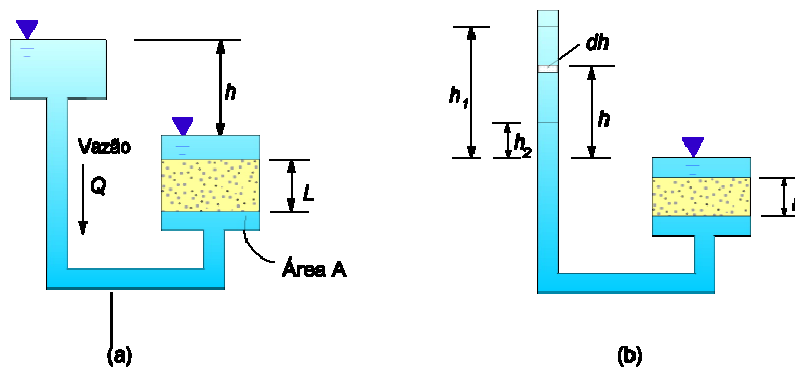


Fig. 5.3. Permeômetros de carga: (a) constante; (b) variável

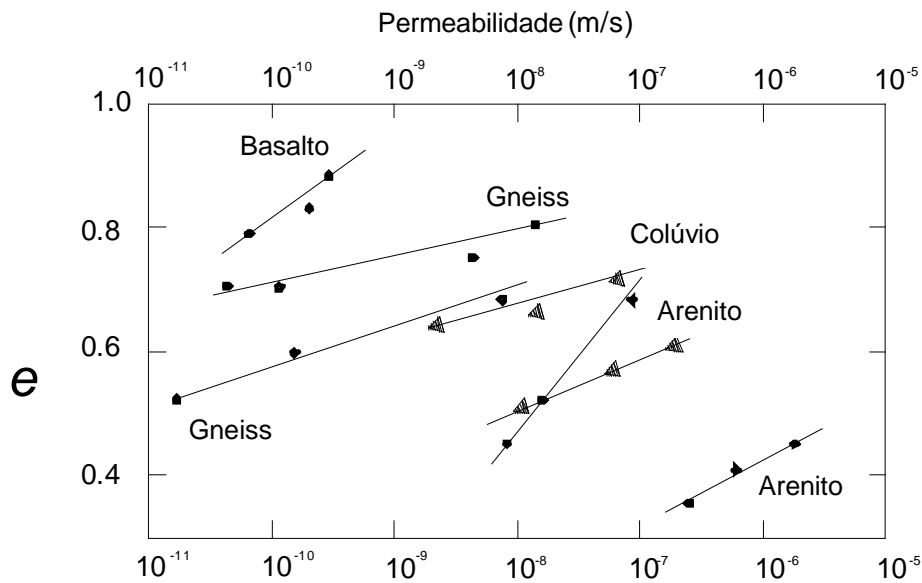


Fig. 5.4. Resultados de ensaios de permeabilidade em solos residuais versus índice de vazios (Vargas, 1977)

Exemplo 5.1

Um ensaio de permeabilidade em um permeâmetro de carga constante forneceu um volume percolado, em 500 s, de 0,034 m³, sendo $h = 2$ m, $L = 0,20$ m e $A = 0,04$ m². Determinar a permeabilidade.

Solução

A vazão percolada foi de $Q = 0,034/500 = 6,8 \times 10^{-5}$ m³/s. Aplicando a equação 5.4, vem:

$$k = \frac{6,8 \times 10^{-5} \times 0,20}{0,04 \times 2} = 1,7 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$

No permeâmetro de carga variável o corpo-de-prova é submetido a um nível d'água variável (Fig. 5.3b). Durante o ensaio, observa-se a descida do nível d'água, h_1 e h_2 , em função do tempo, t_1 e t_2 , no tubo transparente ou bureta de vidro, cuja seção transversal é a . O cálculo da permeabilidade é feito pela equação 5.5, cuja dedução é apresentada no exemplo 5.2:

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

Eq. 5-61

Exemplo 5.2

Deduzir a equação 5.5 para o permeâmetro de carga constante, considerando o volume elementar dV de altura dh , cujo volume é dado por $dV = a dh$.

Solução

Aplicando a lei de Darcy $v = k i$ para esse volume e considerando que a velocidade é $v = dV/(A dt)$, obtém-se $dV = k i A dt$. Igualando as expressões em dV , vem:

$$a dh = k i a dt$$

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

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

Realizando-se a integração entre h_1 e h_2 e t_1 e t_2 , vem:

$$\int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = k \frac{A}{a L} \int_{t_1}^{t_2} dt$$

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

Valores de permeabilidade

O quadro 5.1 apresenta valores típicos de permeabilidade para solos arenosos e argilosos. Os solos permeáveis, ou que apresentam *drenagem livre*, são aqueles que têm permeabilidade maior que 10^{-7} m/s. Os demais são solos impermeáveis ou com *drenagem impedida*.

Quadro 5.1. Valores de permeabilidade

Permeabilidade	Tipo de solo	k (m/s)
Solos permeáveis		
Alta	Pedregulhos	$> 10^{-3}$
Alta	Areias	10^{-3} a 10^{-5}
Baixa	Siltes e argilas	10^{-5} a 10^{-7}
Solos impermeáveis		
Muito baixa	Argila	10^{-7} a 10^{-9}
Baixíssima	Argila	$< 10^{-9}$

A Fig. 5.4 apresenta uma série de correlações para vários tipos de solos brasileiros através de uma equação logarítmica do tipo $\log k = f(e)$, onde e é o índice de vazios do material. Como essa figura engloba solos bastante diferentes, desde areias a argilas, conclui-se que correlações do tipo $\log k = f(e)$ são aplicáveis aos mais diferentes materiais. Uma outra comprovação desse tipo de correlação para o mesmo solo, porém em diferentes estados, é apresentada na Fig. 5.5.

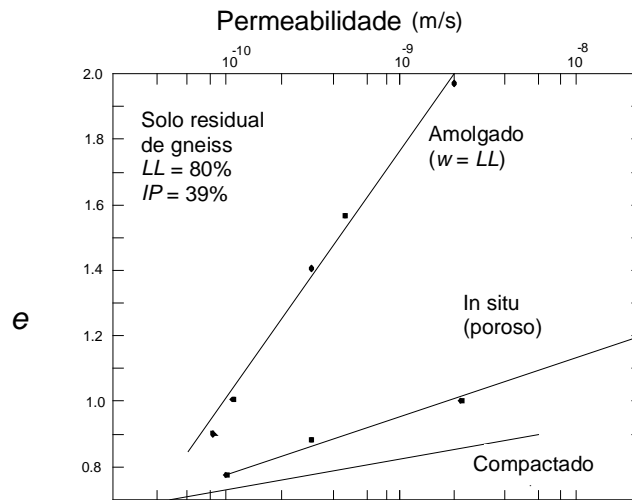


Fig. 5.5. Correlações $k \times e$ para o mesmo solo em estados diferentes (Vargas, 1977)

Uma interessante aplicação dessas correlações é na estimativa da permeabilidade in situ do solo versus profundidade, através da seguinte metodologia:

- (a) a partir de ensaios de permeabilidade, obtém-se a correlação $\log k = f(e)$;
- (b) através de ensaios, obtém-se a relação $e = f(z)$, onde z é a profundidade;

(c) através das correlações obtidas em (a) e (b), obtém-se $\log k = f(z)$.

Em areias, uma maneira indireta de determinar a permeabilidade é a proposta por Hazen (*Discussion on dams on sand foundations*, Transactions ASCE, vol 73, 1911), aplicável a areias limpas e uniformes, sem finos, e cuja equação é:

$$k = C D_{10}^2$$

Eq. 5-62

onde k é a permeabilidade em m/s, D_{10} é o diâmetro efetivo da areia, em metros, obtido na curva granulométrica. O coeficiente C pode ser tomado igual a 0,01.

Potenciais

Para o estudo do movimento da água, bem como do calor ou da eletricidade, é necessário conhecer seu estado de energia, ou seja, o potencial ψ . Diferentes formas e quantidades de energia podem ser caracterizadas, como a energia cinética e a potencial, que são estudadas em Física. O movimento da água pode ser estudado como a resultante de uma diferença de potencial, pois o equilíbrio é conseguido para um estado de potencial mínimo.

O potencial da água é sempre tomado em relação a um referencial, de valor arbitrário $\psi_0 = 0$, que em geral é atribuído à água sob condições normais de temperatura e pressão. As unidades utilizadas para expressar o potencial são:

- (a) *energia por unidade de massa* – a unidade de energia do *SI* é o joule (J), correspondente ao trabalho de uma força de um newton percorrendo uma distância de um metro; em engenharia é mais conveniente utilizar o kJ, que, dividido pela unidade de massa do *SI*, fornece kJ/kg;
- (b) *energia por unidade de volume* – é o kJ/m³, mas como kJ = kNm, obtém-se kJ/m³ = kNm/m³ = kPa, concluindo-se que a energia possui dimensões de pressão;
- (c) *energia por unidade de comprimento* – a energia possui dimensão de comprimento, pois, assim como pode ser expressa como pressão, também pode sê-lo como altura de coluna de um líquido; expressa desta maneira, a energia será denominada *carga hidráulica* (h). O assunto é abordado adiante.

O potencial total da água no solo ψ_t pode ser estudado (Reichardt, 1985) como a soma de vários componentes: o *cinético* ψ_c , o *piezométrico* ψ_p , o *altimétrico* ψ_a , o *térmico* ψ_k e o *material* ψ_m . Assim:

$$\psi_t = \psi_c + \psi_p + \psi_a + \psi_k + \psi_m$$

Eq. 5-63

O componente cinético ψ_c , segundo a Física, é proporcional ao quadrado da velocidade de escoamento v . Como nos solos os valores de v são muito pequenos, esta parcela é desprezível.

O componente piezométrico ψ_p corresponde à diferença entre a pressão da água atuante em um ponto e a pressão do potencial de referência ψ_0 , cuja pressão é atmosférica. Conseqüentemente, este componente é igual à poropressão u no ponto considerado.

O componente altimétrico ψ_a , também chamado gravitacional, é a própria energia potencial do campo gravitacional, igual a mgz , onde m é a massa, g a aceleração da gravidade e z a cota ou elevação em relação a um referencial arbitrário.

O componente térmico ψ_k é considerado desprezível, porque as variações de temperatura que ocorrem na água do solo são pequenas, de tal forma que o escoamento pode ser considerado *isotérmico*.

O potencial matricial ψ_m é o resultado de forças capilares e de adsorção que surgem devido à interação entre a água e as partículas sólidas, ou seja, a matriz do solo. Estas forças *atraem e fixam* a água no solo, diminuindo sua energia potencial em relação à água livre. São fenômenos capilares que resultam da tensão superficial da água.

O potencial matricial só tem importância nas franjas de saturação capilar e em solos parcialmente saturados, sendo nulo abaixo do nível d'água. Como sua determinação teórica é difícil, ele é determinado experimentalmente, através de técnicas descritas, por exemplo, por Reichardt (1985). De grande importância em agronomia, esse potencial tem sido abordado no estudo do comportamento de solos residuais.

Carga hidráulica

Denomina-se *carga hidráulica* (h) a energia por unidade de peso. Como dito no item anterior, a carga hidráulica tem unidade de comprimento. Expressando desta forma a equação 5.7, e desprezando os potenciais cinético, térmico e matricial, obtém-se:

$$h_t = h_p + h_a$$

Eq. 5-64

onde h_t é a carga hidráulica total, h_p a carga piezométrica e h_a a carga altimétrica.

A carga piezométrica pode ser obtida pela expressão:

$$h_p = u / \gamma_w$$

Eq. 5-65

onde u é a poropressão e γ_w é o peso específico do fluido, no caso a água. A carga altimétrica é igual à cota ou elevação do ponto em relação a um referencial arbitrário. Os exemplos 5.3 a 5.6 mostram como determinar as cargas altimétrica, piezométrica e total para alguns casos simples.

Exemplo 5.3

Obter o diagrama de elevação \times carga hidráulica para os pontos 1 e 2 do tanque de água da Fig. 5.6.

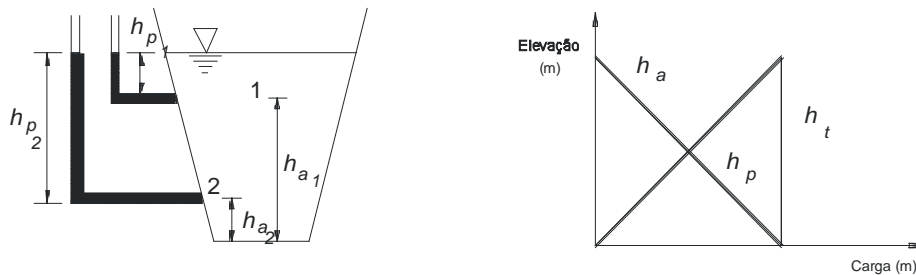


Fig. 5.6. Exemplo 5.3: dados para os cálculos

Solução

Os valores das cargas piezométricas h_p , altimétrica h_a e total h_t constam do quadro 5.2, verificando-se que as cargas totais dos pontos considerados são iguais a h_t . Traçando o diagrama de cargas (Fig. 5.6a), verifica-se que não há variação da carga total h para todos os pontos do tanque, o que implica não haver fluxo.

Exemplo 5.4

Obter o diagrama de elevação \times carga hidráulica para o tubo capilar da Fig. 5.7.

Solução

Os valores das cargas piezométricas h_p , altimétrica h_a e total h_t dos pontos 1 e 2 constam do quadro 5.3.

Quadro 5.2. Exemplo 5.3: carga hidráulica

Ponto	Carga		
	Altimétrica	Piezométrica	Total
1	h_{a1}	h_{p1}	$h_{a1} + h_{p1} = h_t$

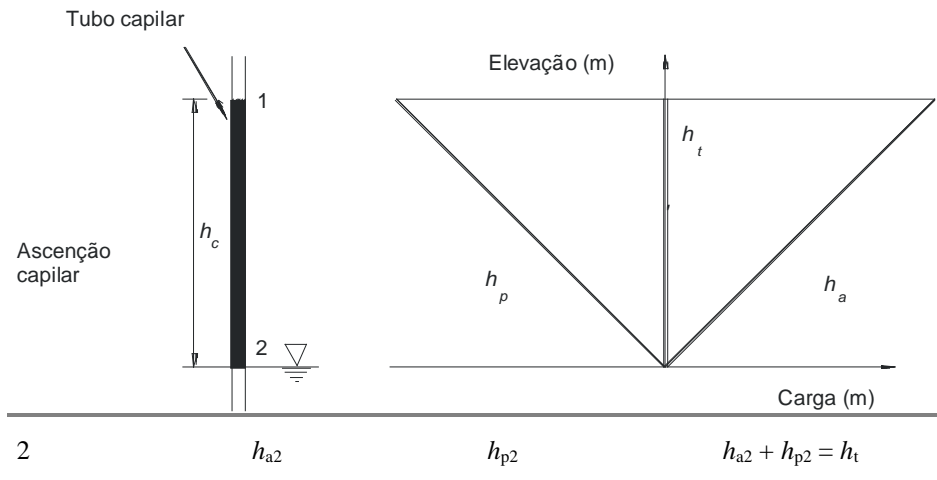


Fig. 5.7. Exemplo 5.4: dados para os cálculos

Quadro 5.3. Exemplo 5.4: carga hidráulica

Ponto	Carga		
	Altimétrica	Piezométrica	Total
1	h_c	$-h_c$	$h_c - h_c = 0$
2	0	0	$0 + 0 = 0$

Exemplo 5.5

Obter o diagrama de elevação \times carga hidráulica para a amostra de solo da Fig. 5.8, submetida a um fluxo descendente.

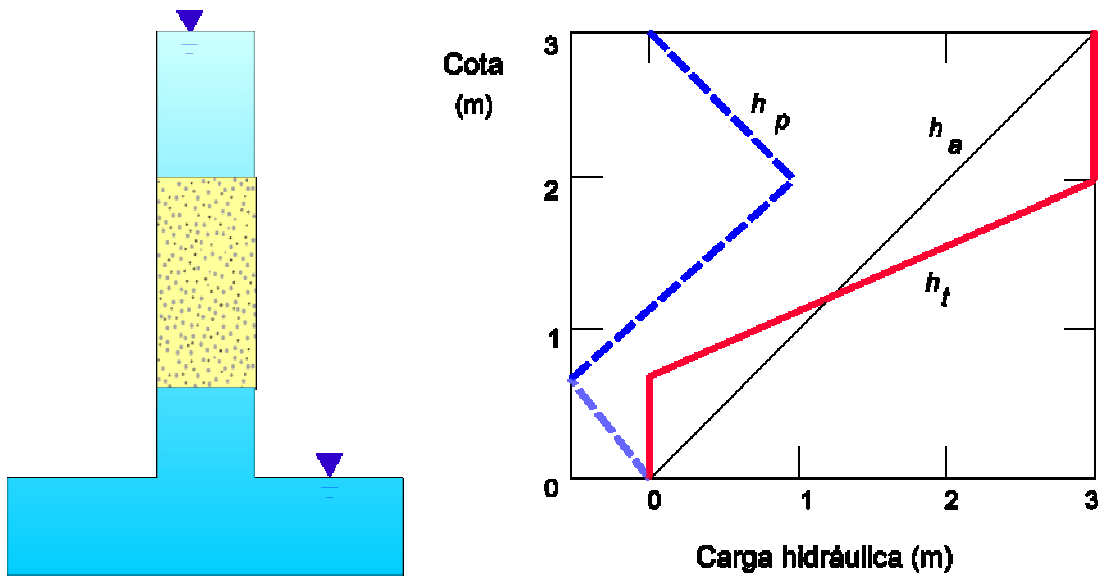


Fig. 5.8. Exemplo 5.5: dados para os cálculos

Solução

Para traçar o diagrama, devem ser dados os seguintes passos:

- obter o diagrama de carga altimétrica – como as escalas escolhidas, para as cargas e as elevações são iguais, o diagrama será uma linha inclinada de 45° , como indicado na Fig. 5.8;
- obter o diagrama de carga piezométrica – conhecendo-se as pressões hidrostáticas, ou poropressões u , as cargas piezométricas são calculadas pela equação 5.9; lembrando que os valores de u são nulos nos níveis d'água, o diagrama é então obtido;
- somar os diagramas obtidos em (a) e (b) para se ter o diagrama de cargas totais. Note-se que só há variação de carga total onde há perda de energia, isto é, ao longo da amostra de solo.

Exemplo 5.6

Obter o diagrama de elevação \times carga hidráulica para a amostra de solo da Fig. 5.9, submetida a um fluxo ascendente.

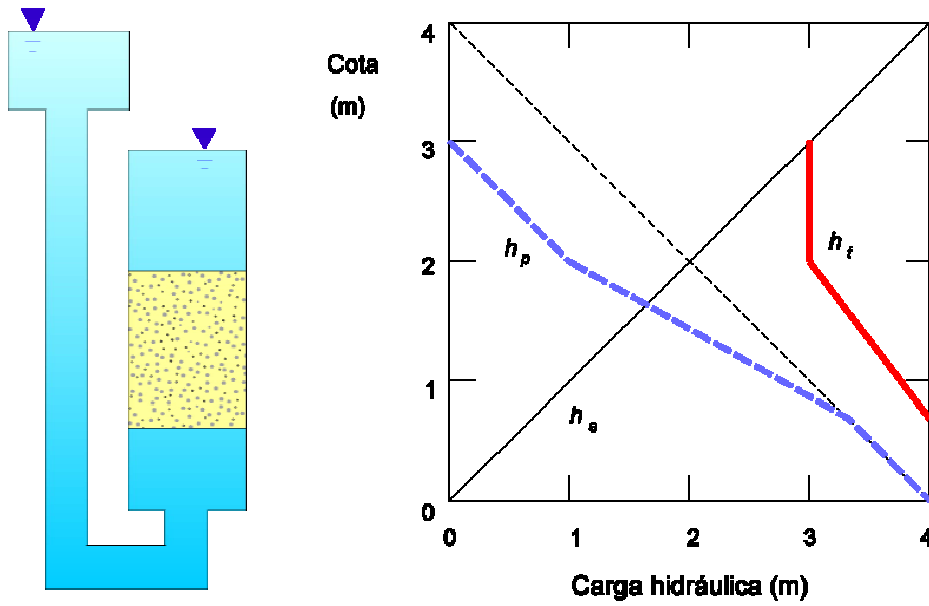


Fig. 5.9. Exemplo 5.6: dados para os cálculos

Solução

A solução é análoga à do exemplo 5.5.

Exemplo 5.7

Para o exemplo 5.5, obter a velocidade de escoamento da água, admitindo que a amostra de solo tenha permeabilidade de 3×10^{-5} m/s.

Solução

Basta aplicar a lei de Darcy (equação 5.3). O valor do gradiente hidráulico é dado por $i = h/L$, onde h é a diferença de carga total entre as extremidades da amostra, igual a 3 m (Fig. 5.8), e L é o comprimento da amostra, igual a 1,5 m. Daí obtém-se $i = 3/1,5 = 2$. A velocidade de fluxo é dada pela equação 5.3:

$$v = ki = 3 \times 10^{-5} \times 2 = 6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

Força de percolação

A percolação da água no solo implica a dissipação de energia através das partículas de solo. De fato, os diagramas de carga total do item anterior permitem determinar quanto de energia por unidade de peso, ou carga hidráulica total, é dissipada por atrito ao longo de uma amostra de solo. Este atrito provocará no

solo uma *força de percolação* F_p , cujo valor é determinado conforme exemplificado na Fig. 5.10a, referente a uma amostra solo sujeita a percolação.

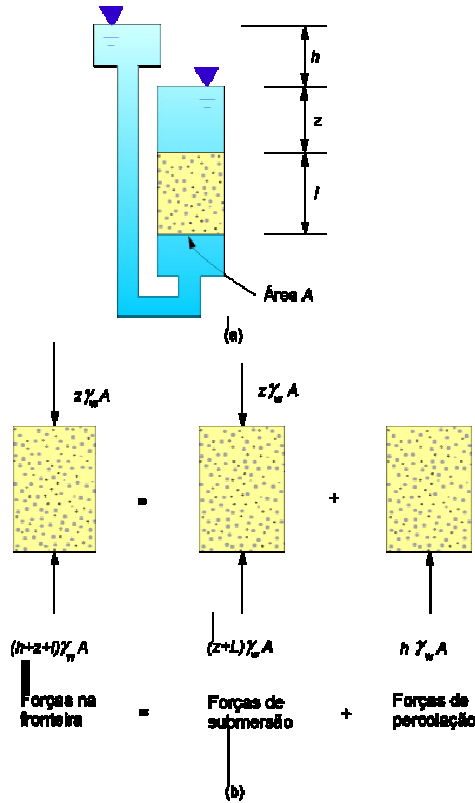


Fig. 5.10. Forças de percolação

As forças atuantes na amostra, denominadas na figura como *forças de fronteira*, podem ser decompostas em *forças de submersão* e *de percolação*. Esta última é o componente devido à dissipação da carga hidráulica h entre os níveis d'água do reservatório superior e inferior, e seu valor é $F_p = h \gamma_w A$ (Fig. 5.10b).

Considerando agora o valor de F_p por unidade de volume V , tem-se:

$$\frac{F_p}{V} = \frac{h \gamma_w A}{L A} = \frac{h}{L} \gamma_w = i \gamma_w$$

Conseqüentemente:

$$\frac{F_p}{V} = i \gamma_w$$

Eq. 5-66

Como o valor de γ_w é constante, a força de percolação por unidade de volume é proporcional ao gradiente hidráulico i .

As forças de percolação são consideradas em vários problemas de Mecânica dos Solos. Na análise de estabilidade de taludes, por exemplo, a existência ou não de percolação influencia sobremaneira a estabilidade. Em problemas desse tipo, o peso do solo pode ser considerado adotando-se o peso específico *total* γ ou o *submerso* γ' . No primeiro caso, os esforços de percolação são considerados através das *forças de fronteira* e, no segundo, através da *força de percolação*. Embora os dois métodos forneçam a mesma resposta, o primeiro é mais utilizado na análise de estabilidade de taludes (eg Lambe e Whitman, 1979).

A Fig. 5.11a apresenta os esforços atuantes em um elemento sob percolação. A força resultante F será:

$$F = \gamma_t LA + z\gamma_w A - (h + z + L)\gamma_w A$$

$$\therefore F = (\gamma_w + \gamma') LA - h\gamma_w A$$

$$\therefore F = \gamma' LA - h\gamma_w A$$

Eq. 5-67

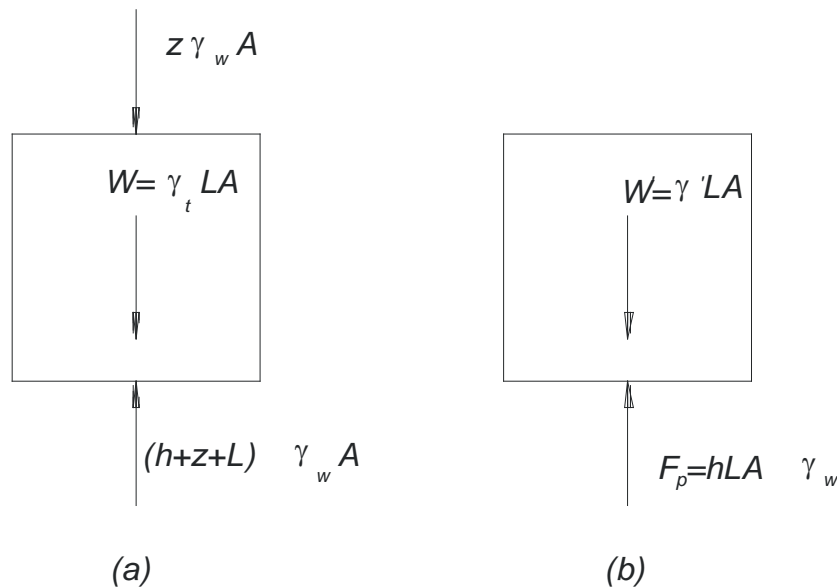


Fig. 5.11. Forças de percolação

Por outro lado, calculando-se o resultante F através da Fig. 5.11b, vem:

$$F = \gamma' LA - h\gamma_w A$$

Eq. 5-68

Como as equações 5.11 e 5.12 são iguais, conclui-se que os esforços em um elemento de solo sob percolação podem ser obtidos considerando-se o peso específico total e as forças nas fronteiras ou o peso específico submerso e a força de percolação, com idênticos resultados.

Liquefação

A condição de liquefação pode ocorrer em solos granulares, principalmente areias e siltes finos e fôfos, quando as poropressões se elevam a ponto de anular as pressões efetivas. Se isso acontecer, a pressão intergranular também será nula, assim como o atrito entre partículas. Neste caso, o material se comportará como um líquido.

O fenômeno da liquefação pode ocorrer em situações distintas: *dinâmica*, quando o agente deflagrador é um terremoto ou explosão; ou *estática*, quando deflagrada por carregamento rápido, aumento de poropressões durante períodos de muita chuva.

A liquefação de areias fofas é um problema em caso de rejeitos de mineração. Grande parte dos rejeitos de ouro, ferro e outros metais, produzem um rejeito areno-siltoso, com condições ideais para a liquefação ocorrer e causar grandes rupturas de diques e barragens construídas sobre o rejeito.

O fenômeno de liquefação em areias finas e fofas durante terremotos, o que é atribuído a deformações cíclicas que ocorrem rapidamente, conduzindo a um aumento de poropressões. Como não há tempo para dissipação, o excesso de poropressões induz à liquefação. A condição de liquefação pode ser atingida também por percolação sob fluxo ascendente (Fig. 5.12), quando a força de percolação F_p atinge o valor do peso submerso W do elemento de solo de volume V . Nesse caso, considerando $W = F_p$ como a situação crítica, obtém-se o *gradiente hidráulico crítico* i_c , dado por:

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Eq. 5-69

Como para a maioria dos solos $\gamma' \cong \gamma_w$, o valor do gradiente crítico i_c é aproximadamente igual a 1, situação que tem de ser evitada a todo o custo em projetos de engenharia. O assunto é novamente abordado no exemplo 5.11.

Definição alternativa para o gradiente hidráulico

No início deste capítulo viu-se uma definição para o gradiente hidráulico como sendo $i = h/L$, ou seja, a

razão entre a diferença de nível h dos reservatórios do permeâmetro de carga constante e o comprimento L da amostra de solo. Com base no estudo dos potenciais de carga hidráulica, é possível rever tal definição. De fato, para o fluxo unidimensional estudado nos permeâmetros de carga constante, o gradiente hidráulico representa a perda de energia ou de carga ao longo do fluxo. No caso de fluxo unidimensional na direção x , a variação do potencial ou da carga hidráulica pode ser representada matematicamente por:

$$i = \partial\psi / \partial x \quad \text{ou} \quad i = \partial h / \partial x$$

Eq. 5-70

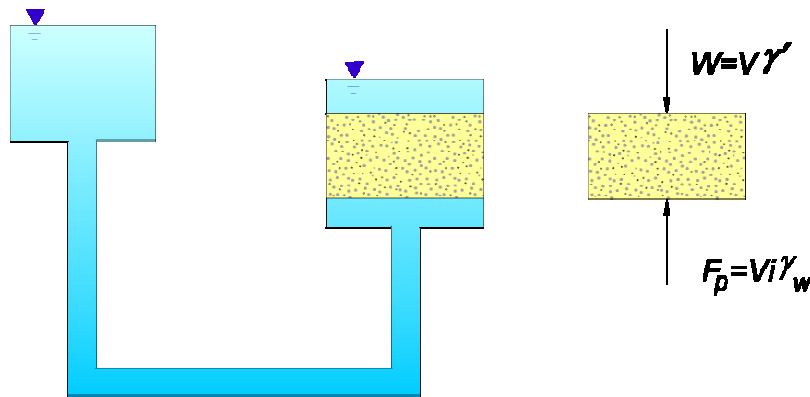


Fig. 5.12. Condição de liquefação por percolação ascendente

Generalizando para o fluxo tridimensional (x, y, z), a definição de i será:

$$i = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial z}$$

Eq. 5-71

A equação 5.15 pode ser apresentada de uma forma alternativa utilizando-se o operador vetorial gradiente ∇ (daí, aliás, o nome gradiente hidráulico), obtendo-se:

$$\vec{i} = \nabla h$$

Eq. 5-72

Conseqüentemente, a equação 5.3 de Darcy pode ser apresentada da seguinte forma:

$$\bar{v} = k \nabla h$$

Eq. 5-73

Equação diferencial do fluxo

A equação diferencial do fluxo é a base para o estudo da percolação bi ou tridimensional. Neste item são estudadas algumas aplicações bidimensionais em geotecnia.

Tomando um ponto definido por suas coordenadas cartesianas (x, y, z) , considerando o fluxo através de um paralelepípedo elementar em torno deste ponto, e assumindo a validade da lei de Darcy, solo homogêneo e solo e água incompressíveis, é possível deduzir (eg Lambe e Whitman, 1979; Vargas, 1977) a equação tridimensional do fluxo em meios não-saturados:

$$k_x = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \left[S \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial S}{\partial t} \right]$$

Eq. 5-74

onde k_i é a permeabilidade na direção j , h a carga hidráulica total, S o grau de saturação, e o índice de vazios e t o tempo (o subscrito t , referente à carga hidráulica total, é omitido para tornar as fórmulas mais claras).

Em muitas aplicações em geotecnia, a equação 5.18 pode ser simplificada para a situação bidimensional, em meio saturado e com fluxo estacionário (isto é, $\partial S/\partial t = 0$), obtendo-se:

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

Eq. 5-75

Se nessa equação for considerada isotropia na permeabilidade, isto é, $k_x = k_y$, pode-se simplificar ainda mais:

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

Eq. 5-76

Este tipo de expressão é conhecido como *equação de Laplace*, que governa vários fenômenos físicos, como transmissão de calor e campo elétrico, e que pode ser escrita sob forma operacional, através do operador *gradiente* ∇ :

$$\nabla^2 h = 0$$

Eq. 5-77

É importante observar que a permeabilidade k do solo não interfere na equação de Laplace. Conseqüentemente, em solos isotrópicos a solução depende unicamente da forma do fluxo e das condições de contorno.

A resolução de um problema de fluxo pode ser obtida de várias formas: *solução analítica*, *solução numérica*, *analogia elétrica*, *modelo físico* e *solução gráfica*.

Solução analítica

Algumas soluções analíticas são possíveis através de integração da equação diferencial apropriada. As principais referências sobre o assunto, e que apresentam uma coletânea de soluções, são Polubarinova Kochina (1962) e Harr (1962).

O *método dos fragmentos* é um tipo de solução analítica muito interessante e fácil de aplicar, desenvolvido na Rússia por Pavlovsky (1956) e publicado em inglês por Harr (1962) e, mais recentemente, por Holtz e Kovacs (1981). As soluções analíticas têm, entretanto, aplicação limitada a casos de permeabilidade constante e isotrópica e fluxo estacionário.

Solução numérica

Desde a primeira edição deste livro em 1993, o cenário de aplicação de soluções numéricas mudou completamente. As aplicações de soluções numéricas através de PC's ficaram tão eficientes que tornaram todos os outros métodos coisa do passado. Não se cogita mais de traçar uma rede de fluxo. Os programas de computadores são cada vez mais fáceis de usar e fornecem soluções em pouco segundos com gráficos de excelente qualidade.

Os métodos mais usados são diferenças finitas, ou de elementos finitos (MEF), sendo este cada di mais aplicado. Existe farta literatura sobre estas soluções numéricas (e.g., Rushton e Redshaw, 1978, Veeruijt, 1982; Franciss, 1980) e não faz parte do escopo deste livro uma discussão.

Vários programas estão disponíveis no mercado. O autor utiliza o programa PlaxisFlow (www.plaxis.nl) e apresenta um exemplo. Trata-se de um dique em que se deseja obter as poropressões devido à percolação. A Fig. 5.13, que corresponde à figura gerada pelo PlaxisFlow, indica os níveis d'água de montante e jusante.

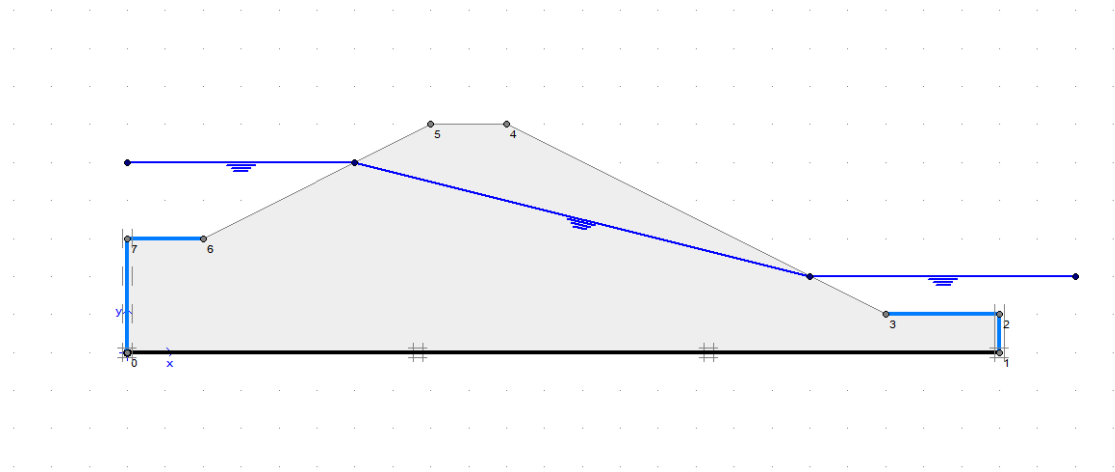


Fig. 5.13. Geometria de um dique de material siltoso para análise de percolação pelo MEF

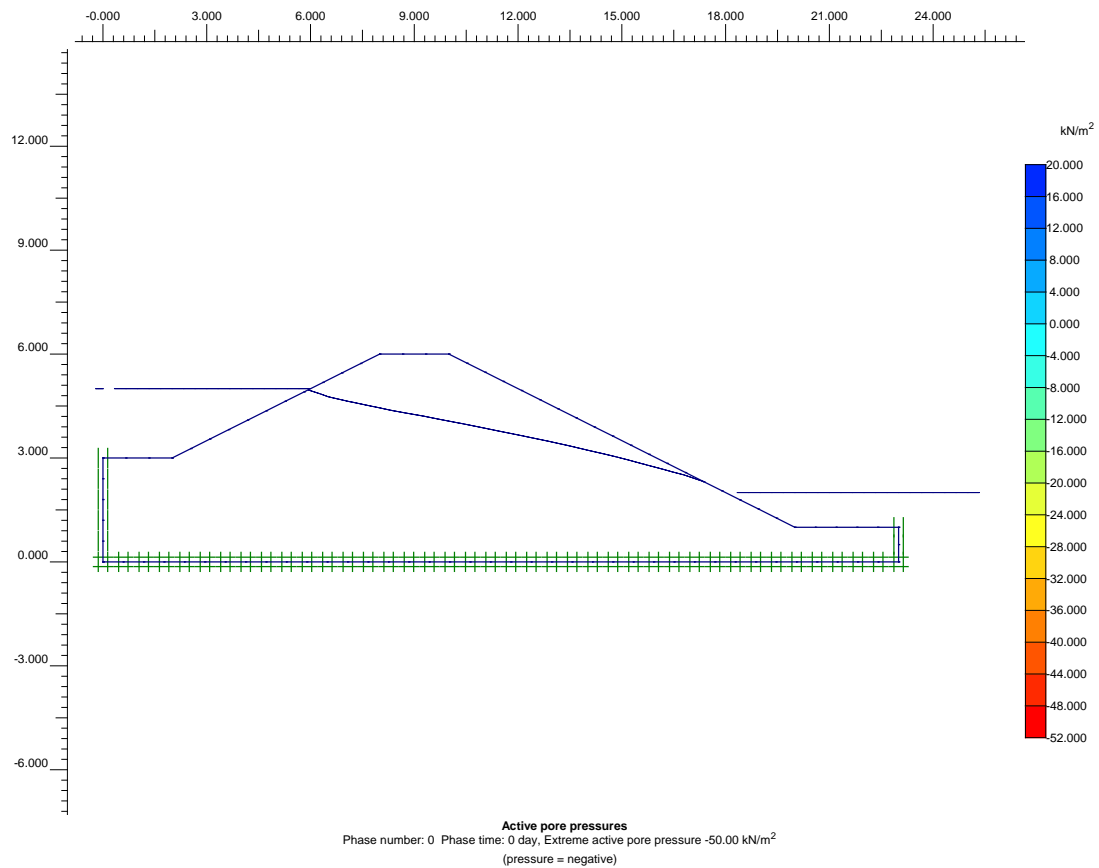


Fig. 5.14 Poropressões calculadas

A Fig. 5.14 apresenta os resultados da análise com as poropressões calculadas.

Analogia elétrica

Como a equação de Laplace rege o problema da condução de corrente, pode-se solucionar experimentalmente um problema de fluxo d'água através de analogia com o fluxo elétrico em um meio condutor. Nesse tipo de experiência utiliza-se um papel especial condutor elétrico, cortado de maneira a simular as condições de contorno do problema prático, e aplica-se um potencial elétrico conhecido, medindo-se a voltagem em vários pontos do papel com um voltímetro comum.

Detalhes sobre esta experiência podem ser encontrados, por exemplo, em Franciss (1980) e Bowles (1970), sendo que ela já foi empregada para a solução de problemas bi e tridimensionais (Cedergren, 1977). Com o avanço dos métodos numéricos esta técnica foi abandonada.

Modelo físico

Em casos especiais podem ser empregados modelos de areia em escala de laboratório, medindo-se poropressões com pequenos piezômetros instalados em vários locais do modelo. Andrade (1983) relata um interessante trabalho em que um modelo físico tridimensional de fundação de barragem de concreto foi executado para simular a instalação de drenos horizontais para diminuir subpressões.

Solução gráfica

A equação bidimensional de Laplace pode ser representada graficamente, através de famílias de curvas que se interceptam em ângulos retos, formando uma figura denominada *rede de fluxo*. Esse método é descrito no item seguinte.

Rede de fluxo

A rede de fluxo é uma figura que representa o fluxo através de um meio poroso e consiste em um conjunto de *linhas de fluxo* e *linhas equipotenciais* que se cruzam em ângulos retos. A rede pode ser obtida *graficamente* por tentativas e, uma vez isto feito, podem ser determinados facilmente poropressões e gradientes hidráulicos em qualquer ponto dela. Em seguida, conhecendo-se a permeabilidade, determina-se a vazão que percola.

Não é do escopo deste livro discutir técnicas para o traçado da rede de fluxo, recomendando-se o trabalho de Cedergren (1977) para os leitores que desejarem dominá-las. A abordagem aqui é dirigida para o estudo de sua utilização na determinação de poropressões, vazões e gradientes. A Fig. 5.15 dá um exemplo muito simples de fluxo unidimensional, que consiste em uma amostra de areia com 5 m de

altura, seção transversal de 2 m × 2m e permeabilidade de 5×10^{-4} m/s, sujeita a um fluxo vertical e descendente. Na figura é apresentado o diagrama de cargas piezométrica, altimétrica e total e, ao lado, a rede de fluxo do problema, que consta dos itens detalhados a seguir.

Linhas de fluxo

As linhas de fluxo indicam a trajetória das partículas do fluido percolado. No caso em análise, são cinco linhas de fluxo verticais ($n_{lf} = 5$), sendo que os espaços entre elas definem o que se denomina *canal de fluxo*. Os canais de fluxo n_c são quatro. Observar que:

$$n_c = n_{lf} - 1$$

Eq. 5-78

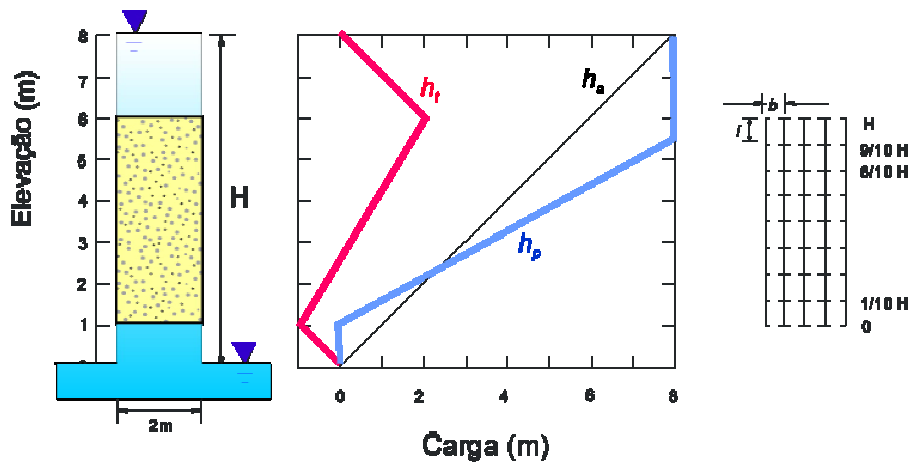


Fig. 5.15. Rede de fluxo unidimensional

Linhas equipotenciais

As linhas equipotenciais são, no caso analisado, as linhas horizontais, que interceptam as linhas de fluxo com ângulos retos e são o lugar geométrico de pontos com o mesmo potencial total ou a mesma carga hidráulica total. Entre duas equipotenciais adjacentes ocorre uma perda de carga, que é igual à perda total de carga dividida pelo número de quedas de carga n_q . No exemplo da Fig. 5.15, $n_q = 10$ e o número de equipotenciais n_{eq} é 11. Observar que:

$$n_q = n_{eq} - 1$$

Eq. 5-79

Elementos da rede

Os elementos da rede são a figura definida por dois pares de eqüipotenciais e linhas de fluxo adjacentes que se cruzam. O comprimento (ao longo da direção do fluxo) é l e a largura b . No exemplo da Fig. 5.15 os elementos da rede são quadrados, uma vez que a permeabilidade é igual nas direções vertical e horizontal. Uma vez definidos os principais elementos geométricos da rede, quais sejam, n_c e n_q , realiza-se o cálculo da vazão, das cargas e dos gradientes hidráulicos. A vazão Q_1 por unidade de comprimento em uma rede de fluxo é dada por:

$$Q_1 = k H \frac{n_c}{n_q}$$

Eq. 5-80

É importante ressaltar que, nessa equação, Q_1 é a vazão por unidade de comprimento da rede ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) e k , a permeabilidade (m/s); a relação n_c/n_q é o *fator de forma da rede de fluxo*, cujos termos já foram definidos, e H é a perda de carga total (m) que ocorre na rede. A dedução da equação 5.24 não é apresentada aqui, porém o exemplo 5.8 compara os valores calculados pela mesma com a vazão obtida a partir da lei de Darcy (equação 5.3), provando que os resultados são idênticos.

Exemplo 5.8

Calcular a vazão através da amostra da Fig. 5.15 pela equação 5.24 e a partir da lei de Darcy (equação 5.3).

Solução

Da Fig. 5.15 obtém-se $k = 5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$, $n_c/n_q = 4/10 = 0,4$ e $H = 8 \text{ m}$. Daí:

$$Q_1 = 5 \times 10^{-4} \times 0,4 \times 8 = 1,6 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Como a seção transversal da amostra tem $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$, a vazão total Q que percola é o dobro desse valor, ou seja, $Q = 3,2 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$. Através da equação 5.3, obtém-se: $v = Q/A = ki$, $\therefore Q = Aki$. Como a área da seção transversal da amostra é $A = 2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$ e o gradiente hidráulico é $i = HL = 8/5 = 1,6$, a vazão total é:

$$Q = 4 \times 5 \times 10^{-4} \times 1,6 = 3,2 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Potenciais ou cargas

Como o potencial, ou a carga hidráulica, pode ser determinado em qualquer ponto da rede de fluxo através de linhas eqüipotenciais, é possível determinar também poropressões em qualquer ponto, como exemplificado a seguir.

Exemplo 5.9

Calcular a poropressão indicada em um piezômetro instalado na elevação de 3 m na amostra da Fig. 5.15.

Solução

Considerando que a carga total no NA superior é de 8 m, calcula-se a perda de carga entre cada queda, ou seja, entre duas eqüipotenciais adjacentes. Como a carga hidráulica total dissipada é $H = 8$ m em 10 quedas de carga ($n_q = 10$), a carga dissipada em cada queda é $\Delta H = H/n_q = 8/10 = 0,8$ m.

A carga total h_t no piezômetro é obtida subtraindo-se as quedas desde a carga total do NA superior até o local de instalação do instrumento. Como são seis quedas, a carga total no piezômetro é $h_t = 8 \text{ m} - 6 \text{ quedas} \times 0,8 \text{ m} = 3,2 \text{ m}$. A carga piezométrica h_p no total do piezômetro é calculada pela equação 5.8, obtendo-se $h_p = h_t - h_a = 3,2 \text{ m} - 3 \text{ m} = 0,2 \text{ m}$. A poropressão, dada pela equação 5.9, é $u = 0,2 \times \gamma_w = 0,2 \times 10 = 2 \text{ kPa}$.

Gradientes hidráulicos

Os gradientes hidráulicos podem ser determinados em qualquer elemento da rede através da equação:

$$i = \Delta H / l$$

Eq. 5-81

onde ΔH é a perda de carga no elemento, ou seja, entre as duas eqüipotenciais que o delimitam, e l o comprimento do mesmo na direção do fluxo.

Exemplo 5.10

Calcular o gradiente i para um elemento da rede de fluxo da Fig. 5.21.

Solução

Nesta rede de fluxo unidimensional, todos os elementos têm o mesmo gradiente i . Aplicando a equação 5.25, com $l = 0,5$ m, obtido graficamente, e $\Delta H = 0,8$ m, calculado no exemplo 5.9, vem:

$$i = 0,8/0,5 = 1,6$$

Fluxo bidimensional

Situações bidimensionais formam a maioria dos problemas práticos em geotecnia e a rede de fluxo, nestes casos, apresenta curvatura, tanto nas linhas de fluxo quanto nas eqüipotenciais. Os exemplos 5.11 a 5.13 mostram alguns casos práticos de como a rede pode ser empregada para a determinação de vazões, pressões e gradientes.

Exemplo 5.11

Para a cortina de estacas-pranchas apresentada na Fig. 5.16, determinar as pressões d'água na cortina, a vazão que percola e o gradiente de saída. A permeabilidade do terreno é de 3×10^{-7} m/s.

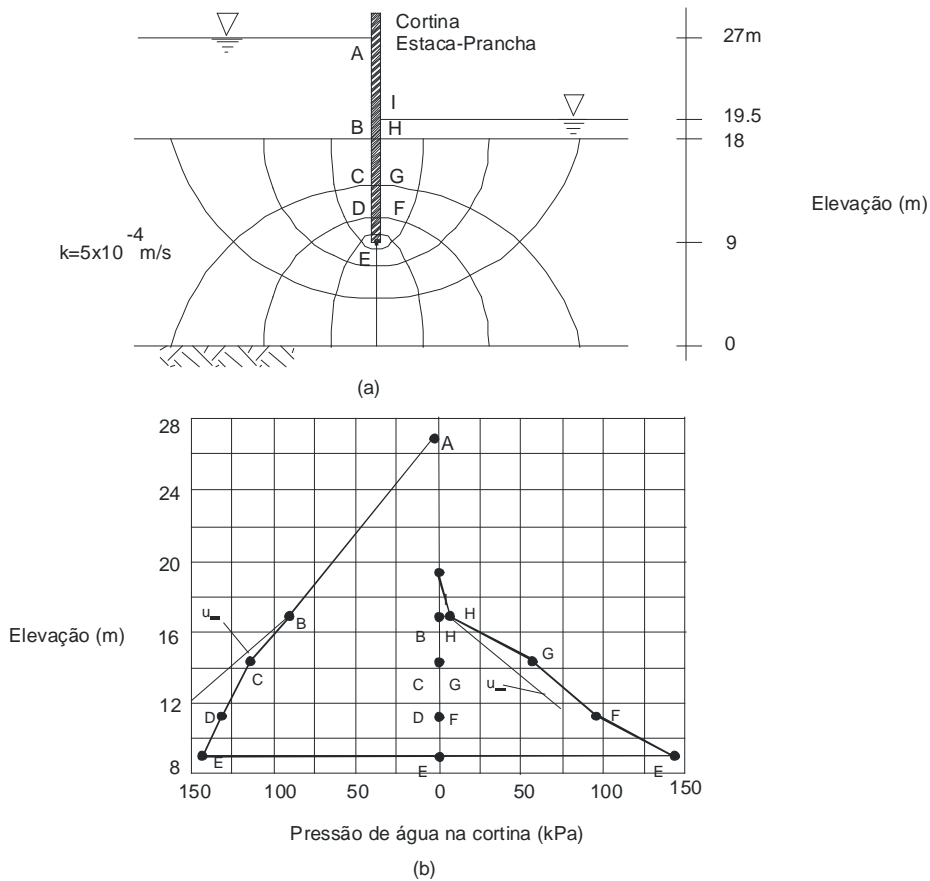


Fig. 5.16. Exemplo 5.11: (a) percolação através da fundação de cortina de estacas-pranchas; (b) diagrama de empuxos hidrostáticos da cortina

Solução

As características da rede de fluxo determinadas a partir da Fig. 5.16 constam do quadro 5.4. O quadro 5.5 apresenta, para pontos seleccionados ao longo da cortina: a carga altimétrica h_a , determinada na figura 5.14; a carga total h_t , calculada verificando-se a posição de cada ponto em relação à equipotencial mais próxima, pois se conhece o valor da perda de carga entre duas equipotenciais adjacentes; a carga piezométrica, obtida a partir das anteriores pela equação 5.8; e as poropressões u junto à cortina, calculadas pela equação 5.9.

Quadro 5.4. Exemplo 5.11: características da rede de fluxo

Características da rede de fluxo	Valor
Carga total na entrada (NA montante)	27 m
Carga total de saída (NA jusante)	19,5 m

Carga total dissipada $H = NA_{\text{mon}} - NA_{\text{jus}}$	$27 - 19,5 = 7,5$
Número de quedas de fluxo	$n_q = 8$
Número de canais de fluxo	$n_c = 4$
Número de eqüipotenciais	$n_{\text{eq}} = 9$
Número de linhas de fluxo	$m_f = 5$
Fator de forma da rede	$n_c / n_q = 0,5$
Queda de carga entre eqüipotenciais adjacentes ($\Delta H = H/n_q$)	$7,5 \text{ m}/n_q = 7,5/8 = 0,94 \text{ m}$

Quadro 5.5: Exemplo 5.11: cálculo das subpressões

Ponto	h_a (m)	h_t (m)	h_p (m)	u (kPa)
A	27,00	27,0	0,0	0
B	18,00	27,0	9,0	90
C	14,70	26,1	11,4	114
D	11,70	25,1	13,4	134
E	9,00	23,2	14,2	142
F	11,70	21,4	9,7	97
G	14,70	20,4	5,7	57
H	18,00	19,5	1,5	15
I	19,50	19,5	0,0	0

A vazão pela fundação é calculada pela equação 5.24, obtendo-se:

$$Q_1 = 3 \times 10^{-7} \text{ m/s} \times 7,5 \text{ m} \times 0,5 = 1,13 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/m}$$

O gradiente de saída corresponde ao gradiente hidráulico na região de saída da rede de fluxo e seu valor máximo deve ser controlado em todos os projetos de engenharia. Como se viu anteriormente, o gradiente-limite de valor 1 conduz à condição de liquefação por percolação. Além disso, gradientes altos na região de saída da rede podem provocar erosão interna, através do carreamento de partículas.

Fenômenos desse tipo têm sido responsáveis pela ruptura hidráulica de diversas obras, como as barragens da Pampulha, no Brasil (Nunes, 1971), e Teton, nos EUA (ENR, 1977). O fator de segurança recomendado para o problema é da ordem de 3; conseqüentemente, o gradiente de saída deverá ser inferior a 0,3. Altos gradientes *internos* à obra não apresentam grandes problemas. Apesar disso, um projeto contemplando gradientes menores é sempre mais seguro. Uma discussão abrangente sobre o assunto pode ser vista em Cedergren (1977).

Para calcular o gradiente de saída escolhe-se o elemento mais desfavorável, que, no exemplo da Fig. 5.16, é o próximo aos pontos *G* e *H*. Assim, obtém-se $i = (\Delta H/n_q)/l = (7,5 \text{ m}/8)/3,5 \text{ m} = 0,27$, valor inferior ao do limite de segurança (0,3).

Exemplo 5.12

Para a rede de fluxo na fundação da barragem de concreto de gravidade da Fig. 5.17, obter o diagrama de subpressões e calcular a vazão e o gradiente de saída. A permeabilidade da fundação é de 5×10^{-9} m/s.

Solução

Seguindo os passos do exemplo anterior, obtêm-se as características da rede de fluxo e o cálculo das subpressões, apresentados nos quadros 5.6 e 5.7. A vazão através da fundação, calculada pela equação 5.20, é:

$$Q_1 = 5 \times 10^{-9} \text{ m/s} \times 7,8 \text{ m} \times 4/13 = 1,20 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/m}$$

O gradiente de saída, calculado para o elemento mais desfavorável, que é o menor elemento entre os de saída junto ao pé da barragem, é:

$$i = (H/n_q)/l = (7,8 \text{ m}/13)/3,5 \text{ m} = 0,11$$

valor também inferior ao do limite de segurança.

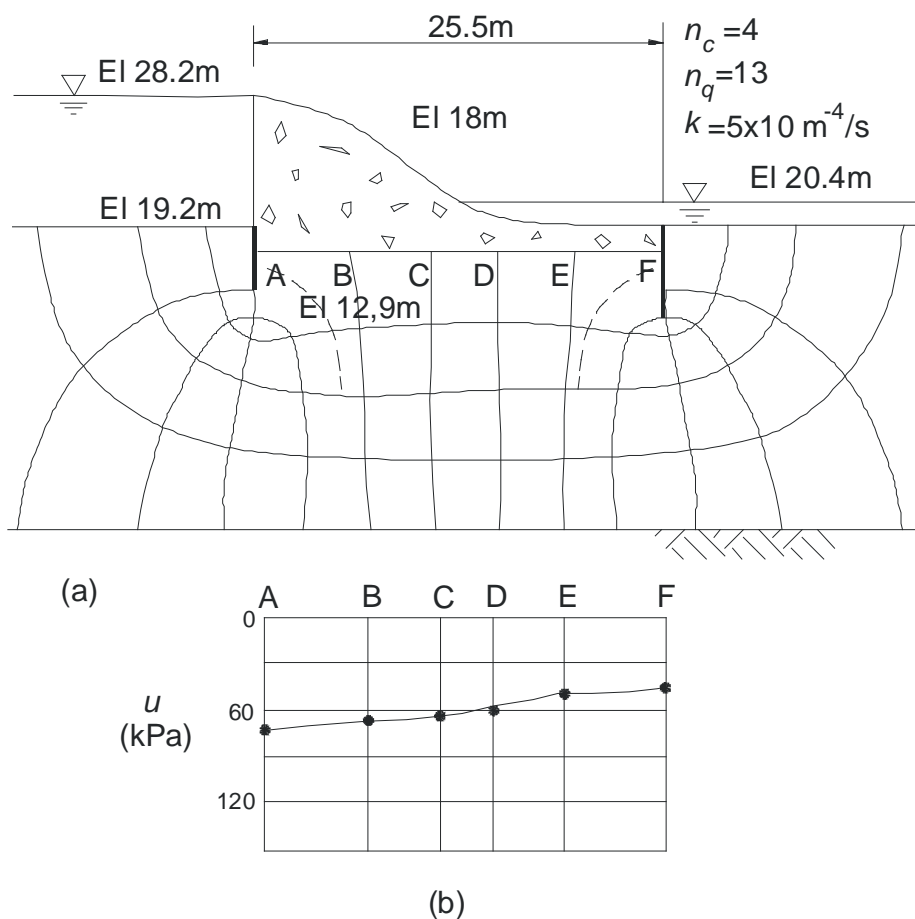


Fig. 5.17. Exemplo 5.12: (a) percolação através da fundação de barragem de gravidade; (b) diagrama de subpressões

Quadro 5.6. Exemplo 5.12: características da rede de fluxo

Características da rede de fluxo	Valor
Carga total na entrada (NA montante)	28,2 m
Carga total de saída (NA jusante)	20,4 m
Carga total dissipada $H = NA_{\text{mon}} - NA_{\text{jus}}$	$28,2 - 20,4 = 7,80$
Número de quedas de fluxo	$n_q = 13$
Número de canais de fluxo	$n_c = 4$
Número de equipotenciais	$n_{eq} = 14$
Número de linhas de fluxo	$n_{lf} = 5$
Fator de forma da rede	$n_c / n_q = 0,31$
Queda de carga entre equipotenciais	$7,8 \text{ m} / n_q = 7,8 / 13 = 0,6 \text{ m}$

adjacentes ($\Delta H = H/n_q$)

Quadro 5.7. Exemplo 5.12: cálculo das subpressões

Ponto	h_a (m)	h_t (m)	h_p (m)	u (kPa)
A	18,00	25,50	7,50	75
B	18,00	25,20	7,20	72
C	18,00	24,60	6,60	66
D	18,00	24,00	6,00	60
E	18,00	23,40	5,40	54
F	18,00	23,10	5,10	51

Exemplo 5.13

A Fig. 5.18 apresenta a rede de fluxo para uma barragem homogênea de terra com filtro de pé, onde foram instalados três piezômetros Casagrande (P_1, P_2 e P_3) para controle de poropressões. Sabendo que a permeabilidade do maciço é de 2×10^{-8} m/s, realizar a previsão de leituras piezométricas nos pontos P_1, P_2 e P_3 , calcular a vazão e determinar o gradiente hidráulico no elemento X .

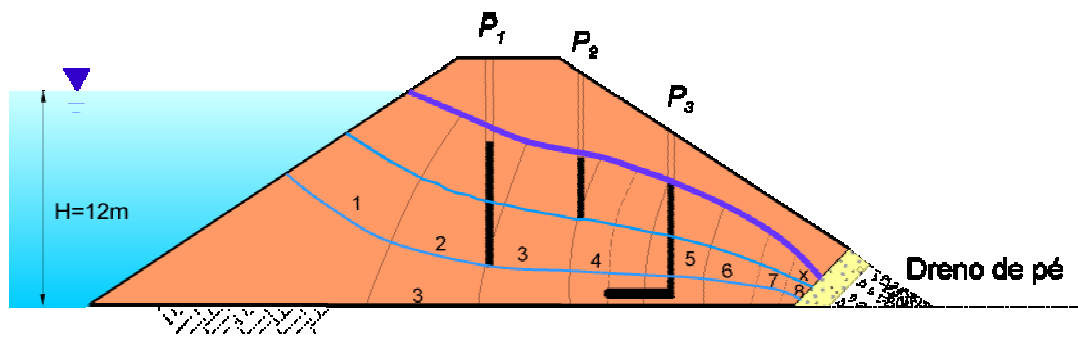


Fig. 5.18. Exemplo 5.13: percolação através do maciço de barragem de terra homogênea

Solução

Ao contrário dos exemplos 5.11 e 5.12, em que o fluxo era confinado, neste o escoamento se dá com superfície livre, em que a linha de fluxo mais elevada é também denominada linha freática, pois coincide com o nível d'água no interior da barragem. O NA de montante está 12 m acima do nível do terreno e não há NA de jusante. Nestas condições, as características da rede de fluxo são as indicadas no quadro 5.8.

Quadro 5.8. Exemplo 5.13: características da rede de fluxo

Características da rede de fluxo	Valor
Carga total na entrada (NA montante)	12 m
Carga total de saída (NA jusante)	0 m
Carga total dissipada $H = NA_{\text{mon}} - NA_{\text{jus}}$	$12 - 0 = 12$ m
Número de quedas de fluxo	$n_q = 8$
Número de canais de fluxo	$n_c = 3$
Número de equipotenciais	$n_{eq} = 9$
Número de linhas de fluxo	$n_f = 4$
Fator de forma da rede	$n_c / n_q = 0,38$
Queda de carga entre equipotenciais adjacentes ($\Delta H = H/n_q$)	$12 \text{ m} / n_q = 12/8 = 1,5$ m

A previsão de leituras nos piezômetros pode ser feita pela metodologia dos exemplos 5.11 e 5.12, calculando-se as cargas altimétrica, total e piezométrica. Alternativamente, como se trata de escoamento não-confinado, as pressões nos piezômetros podem ser determinadas graficamente (Fig. 5.18), definindo-se a equipotencial mais próxima do local do instrumento e seguindo-a até a linha freática. Este ponto determina a cota máxima que a água subirá no tubo do piezômetro. A vazão através do maciço, calculada pela equação 5.24, é:

$$Q_1 = 2 \times 10^{-8} \text{ m/s} \times 12 \text{ m} \times 3/8 = 9 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/m}$$

O gradiente no elemento X, junto ao pé do maciço, é:

$$i = (H/n_q)/l = (12 \text{ m}/8)/1,5 \text{ m} = 1$$

superior, portanto, ao limite de segurança de 0,3. Trata-se, porém, de um gradiente interno e protegido por um filtro de pé que impede a erosão interna.

Exercícios

- 5.1. que se entende por liquefação por percolação e qual é o gradiente necessário para provocar esta situação?
- 5.2. Definir rede de fluxo, linha de fluxo e linha eqüipotencial.
- 5.3. Qual a faixa de permeabilidade que uma areia deverá ter para que se diga que ela apresenta *drenagem livre*?
- 5.4. A Fig. 5.19 mostra a rede de fluxo traçada através da fundação de uma barragem de concreto. A montante e a jusante foram cravadas duas cortinas de estacas-pranchas, consideradas como impermeáveis. Pede-se: (a) o valor da poropressão nos pontos *A*, *B*, *C* e *D*; (b) a vazão através da fundação por unidade de comprimento da barragem; e (c) o valor do gradiente hidráulico no quadrado *X*. Sabe-se que $k = 2 \times 10^{-6}$ m/s, $h_1 = 50$ m, $h_2 = 10$ m, $\Delta H = 26$ m e $L = 85$ m.

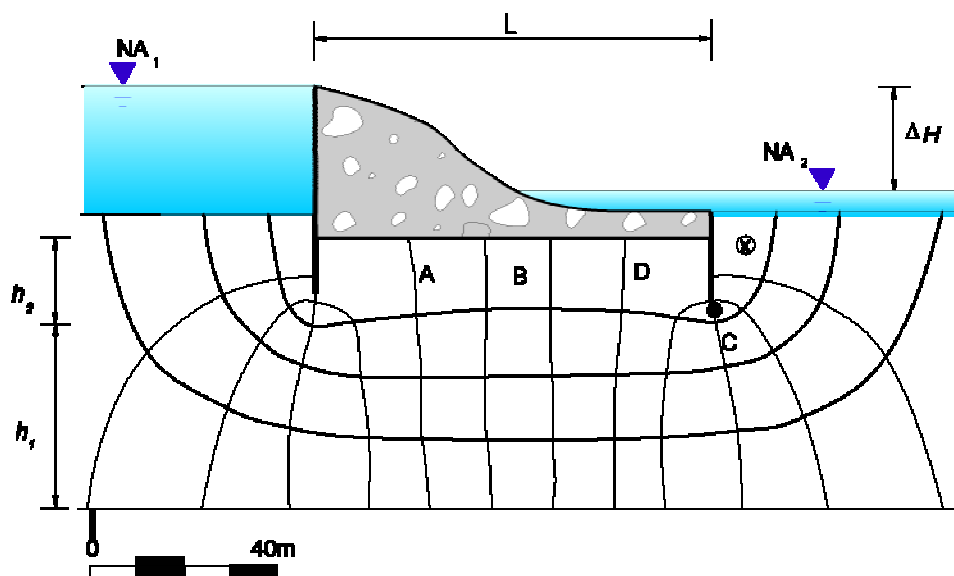


Fig. 5.19. Exercício 5.4: percolação através da fundação de barragem de gravidade

- 5.5. Por que nas barragens de concreto executa-se uma cortina de injeções a montante da fundação, seguida por uma cortina de drenagem?
- 5.6. A Fig. 5.20 mostra a seção de uma barragem com coeficiente de permeabilidade igual a $2,5 \times 10^{-7}$ m/s. Determinar a vazão através da barragem e a poropressão no ponto *P*, sendo $H = 18$ m.

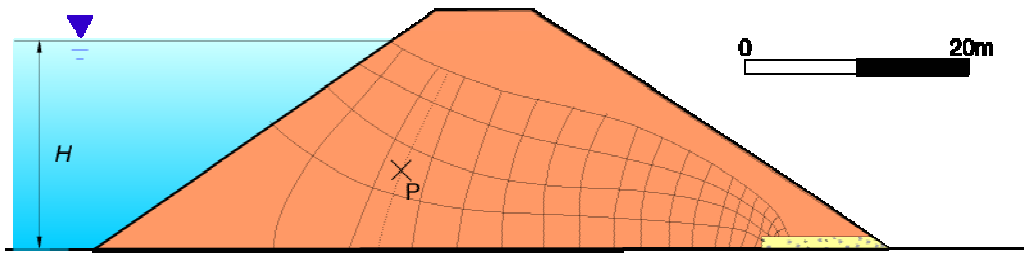


Fig. 5.20. Exercício 5.6: percolação através de barragem de terra homogênea

- 5.7. Determinar a vazão sob a barragem mostrada na Fig. 5.21 e plotar a distribuição da poropressão em sua base, sabendo que $k = 2 \times 10^{-5}$ m/s, $H = 10$ m, $h_1 = 2,8$ m, $h_2 = 1,6$ m e $h_3 = 2$ m.

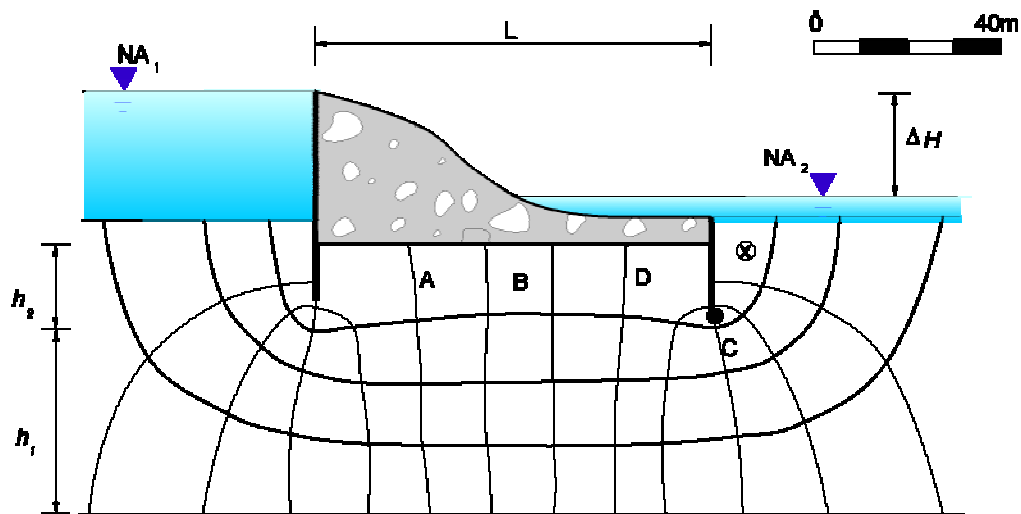


Fig. 5.21. Exercício 5.7: percolação através da fundação de barragem de gravidade com cortina de estacas-pranchas a montante

- 5.8. Considerando o perfil de solo da Fig. 5.22, pede-se (a) σ_v , σ'_v e u no meio da camada de silte; (b) velocidade de percolação na camada de silte.

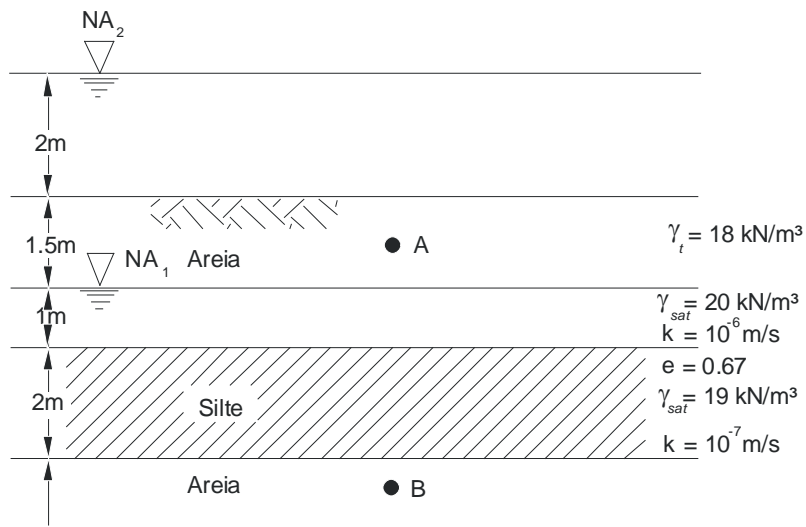


Fig. 5.22. Exercício 5.8: perfil de solo

Para a amostra de solo da Fig. 5.23, traçar os diagramas de distribuição das cargas total, piezométrica e altimétrica e da força de percolação.

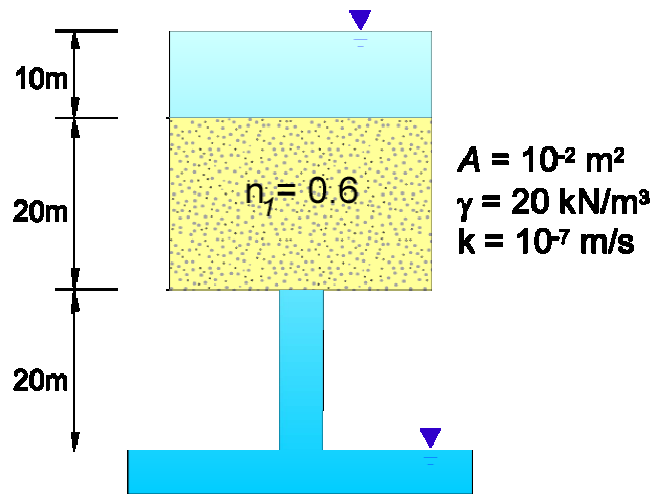


Fig. 5.23. Exercício 5.9: dados de cálculo

5.9. Calcular a força de percolação que atua na amostra da Fig. 5.24.

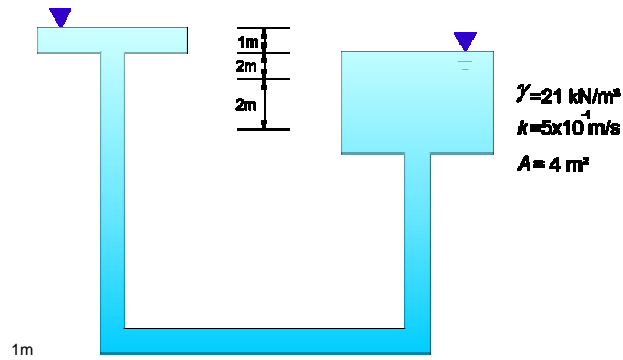


Fig. 5.24. Exercício 5.10: dados de cálculo

5.10. A Fig. 5.25 apresenta quatro soluções de projeto para barragens homogêneas, sendo (a) sem filtro, com a linha freática saindo no talude de jusante, (b) com filtro de pé, (c) com filtro horizontal, tipo tapete, e (d) com filtro chaminé interceptando o filtro horizontal. Com auxílio da bibliografia recomendada, apresentar uma discussão explicando por que o tipo (d) é o mais seguro e a seção do tipo (a) geralmente é contra-indicada.

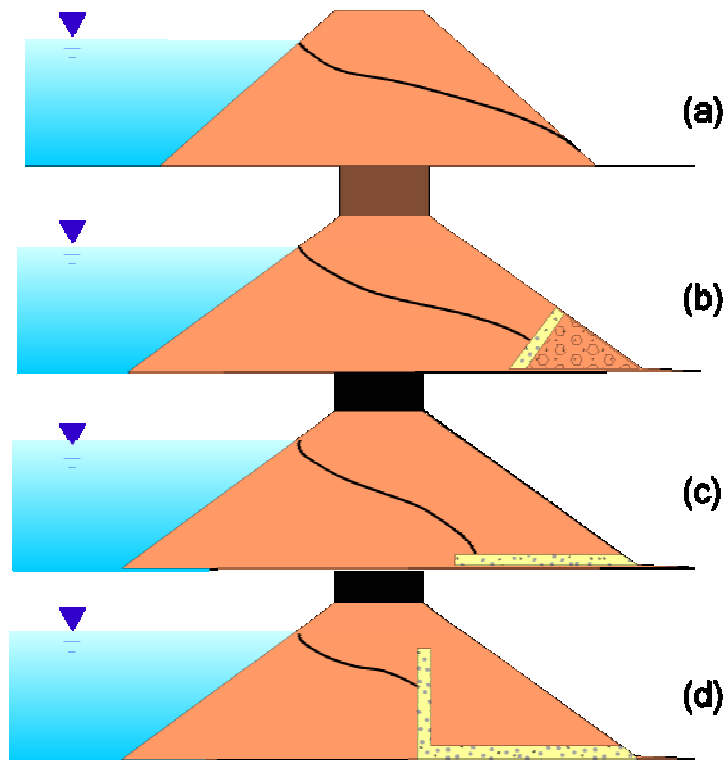


Fig. 5.25. Exercício 5.11: soluções para barragens de terra homogêneas: (a) sem filtro, com a linha freática saindo no talude de jusante; (b) com filtro de pé; (c) com filtro horizontal, tipo tapete; e (d) com filtro chaminé interceptando o filtro horizontal

Cap 6. COMPRESSIBILIDADE E RECALQUES

Introdução

Este capítulo trata da compressibilidade e dos recalques dos solos em condições de deformação lateral nula, situação que ocorre, por exemplo, no centro de uma camada de solo sob uma grande área carregada, como mostra a figura 6.1, referente a um aterro de largura B , grande em relação à espessura D da camada sujeita a recalques, e com pontos A e B situados, respectivamente, no centro e na borda do carregamento.

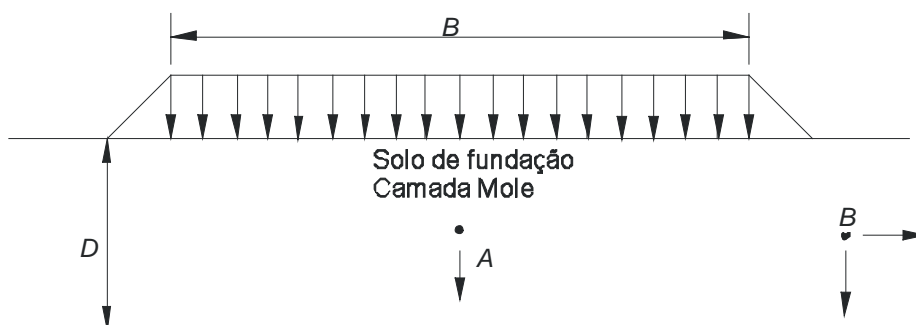


Fig. 6.1. Deslocamentos verticais e horizontais sob pontos na borda e no centro de um aterro em construção

O ponto A está sujeito a tensões cisalhantes nulas, pois se localiza sob o eixo da área carregada, sofrendo deformações volumétricas sem que haja deformações laterais significativas. Já o ponto B sofre deformações laterais durante e após o carregamento, devido ao aumento das tensões cisalhantes em sua vizinhança. Neste capítulo é estudado apenas o que ocorre no ponto A .

Ensaio oedométrico

No estudo das deformações volumétricas de amostras de solo sem deformações laterais é utilizado um aparelho desenvolvido por Terzaghi, denominado *oedômetro* (*oedos*, do grego, significa confinado lateralmente), mostrado na figura 6.2

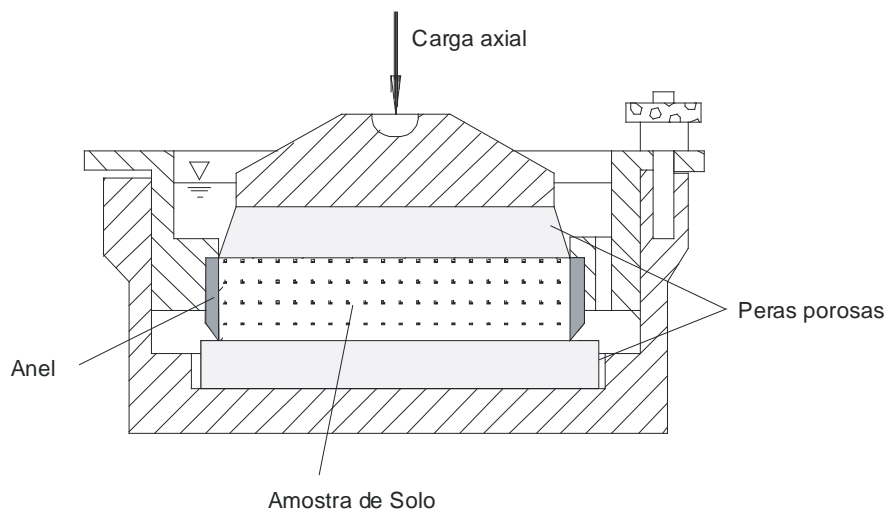


Fig. 6.2. Oedometro

Um corpo-de-prova cilíndrico é confinado por um anel de aço e, no topo e na base, são colocadas pedras porosas para permitir a drenagem. A carga vertical é transmitida através de uma placa de distribuição rígida, que serve para uniformizar pressões, e uma bacia de saturação permite manter a amostra sob água, evitando a perda de umidade durante o ensaio de solos saturados.

No ensaio oedométrico são impostas as condições mostradas na figura 6.3, aplicando-se incrementos de carga e medindo-se as deformações verticais com o auxílio de um deflectômetro. Admitindo-se os grãos sólidos como incompressíveis, a variação volumétrica se dará pela expulsão de gases e da água intersticial, conforme indicado na figura 6.4.

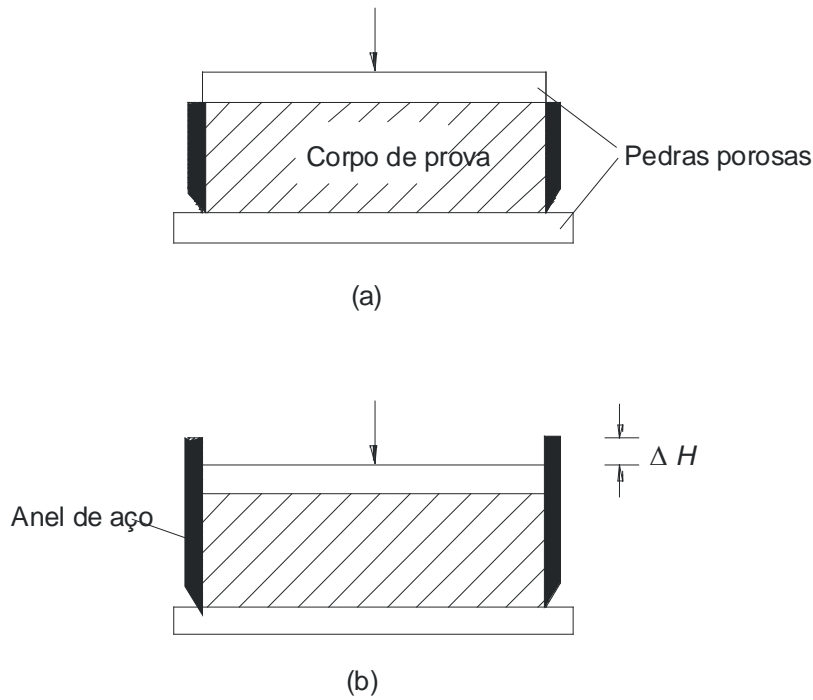


Fig. 6.3. Condições de deformação impostas em um ensaio oedométrico

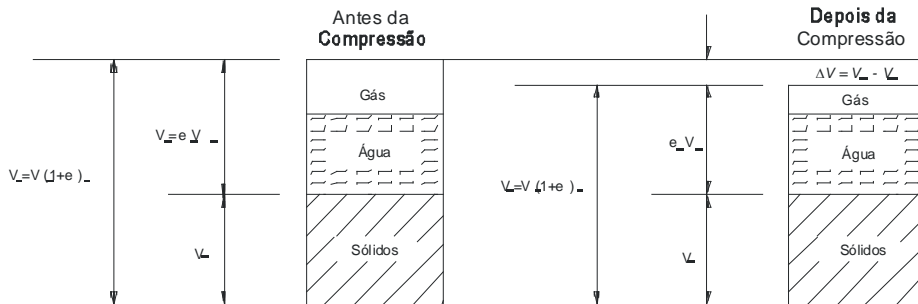


Fig. 6.4. Compressão unidimensional

A correlação entre a variação do índice de vazios Δe e a deformação volumétrica ϵ_{vol} é feita, então, por:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{V_0 - V_1}{V_0} = \frac{V_s(1 + e_0) - V_s(1 + e_1)}{V_s(1 + e_0)} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$$

$$\therefore \epsilon_{vol} = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Eq. 6-1

onde:

e_o = índice de vazios inicial

e_1 = índice de vazios após a deformação

V_o = volume inicial

V_s = volume de sólidos

V_v = volume de vazios = $e_o V_s$

V_1 = volume após a deformação = $e_1 V_s$

Comportamento de areias

Para o estudo da compressibilidade de areias consideram-se os resultados de ensaios oedométricos realizados por Roberts (1964) e de compressão isotrópica efetuados por Vesic e Clough (1968). Os primeiros estão plotados na figura 6.5, representando-se, nas ordenadas, a variação do índice de vazios durante o ensaio e, no eixo das abscissas, a pressão em escala logarítmica.

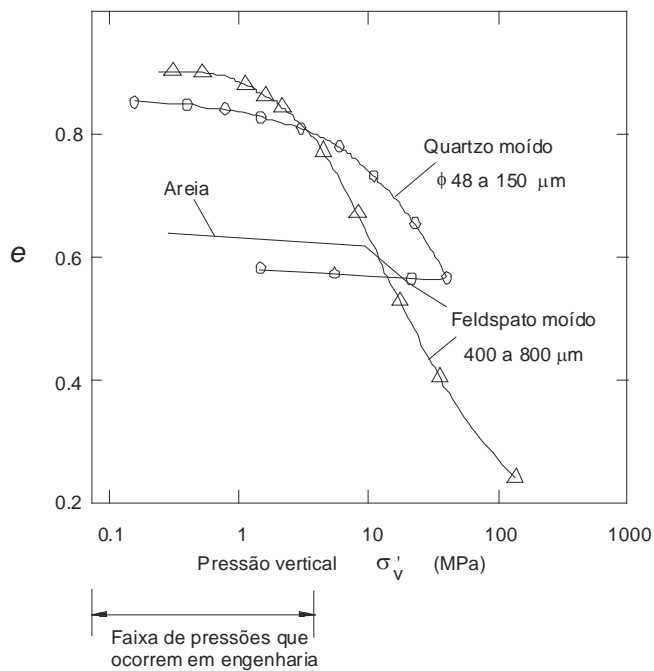


Fig. 6.5. Resultados de ensaios realizados para o estudo da compressibilidade de areias (Roberts, 1964)

Observa-se que a curva da areia ensaiada apresenta uma fase inicial quase horizontal, em que praticamente não há variação do índice de vazios com o aumento de $\log \sigma'_v$, ou seja, a compressão volumétrica é quase nula até atingir pressões verticais σ'_v muito elevadas, da ordem de 10 MPa. A partir deste valor, as deformações volumétricas são sensivelmente maiores. Observa-se também que os

resultados relativos a materiais granulares fabricados com quartzo e feldspato moído são equivalentes aos da areia.

Para todos os materiais ensaiados é possível determinar um valor de pressão vertical a partir do qual as deformações volumétricas aumentam rapidamente com o logaritmo de σ'_v . Essa pressão efetiva pode ser denominada *pressão de escoamento*, para a qual é adotada a notação σ'_{vm} . As deformações volumétricas para pressões inferiores a σ'_{vm} são pequenas e praticamente desprezíveis. Ultrapassando-se σ'_{vm} , as deformações são consideráveis.

Analisando a distribuição granulométrica antes e após os ensaios (eg Datta et al, 1980; Almeida et al, 1987), verifica-se que esse fenômeno se deve à *quebra de grãos*, que provoca o aumento da compressibilidade volumétrica. De fato, em ensaios em areias com grãos de sílica que não ultrapassam σ'_{vm} , não há alteração na distribuição granulométrica; já naqueles em que se atingem pressões superiores ao valor de σ'_{vm} , verifica-s uma grande percentagem de quebra de grãos do material, frente às altas pressões aplicadas.

Outra conclusão importante que se tira dos ensaios em areias é que o valor de σ'_{vm} está associado à dureza dos grãos, isto é, quanto maior a dureza, maior o valor de σ'_{vm} . Em areias de sílica ou quartzo, σ'_{vm} é em geral superior a 10 MPa, como indica a figura 6.5. Este valor é superior às pressões aplicadas na grande maioria dos projetos de engenharia, visto que os carregamentos, as estacas e as sapatas de fundação transmitem ao solo pressões inferiores a 10 MPa. Por esta razão, recalques em areias são desprezíveis na grande maioria dos projetos.

Os resultados obtidos por Vesic e Clough (1968) estão plotados na figura 6.6, também com a variação dos índices de vazios nas ordenadas e a pressão, em escala logarítmica, no eixo das abscissas. Esses resultados foram obtidos em ensaios de compressão isotrópica, uma vez que, devido às altas pressões necessárias para se alcançar σ'_{vm} , é experimentalmente mais fácil induzir altas pressões em uma célula de compressão isotrópica do que no oedômetro.

A figura 6.6 compara a compressão volumétrica de duas areias, uma fofa e outra compacta, mostrando que a compressibilidade independe da compactidade, mas que o valor de σ'_{vm} é influenciado. Em areias fofas, portanto, os projetos de engenharia devem considerar a influência, ainda que na maioria das vezes pequena, dos recalques em areias.

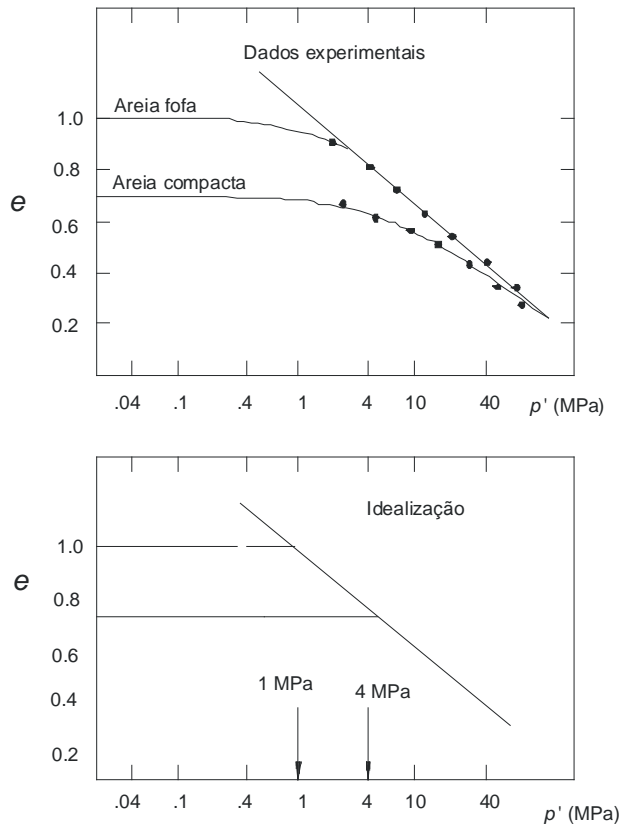


Fig. 6.6. Resultados de ensaios realizados para o estudo da compressibilidade de areias (Vesic e Clough, 1968)

Uma importante exceção nesse comportamento é o dos depósitos marítimos de areia calcária que ocorrem na plataforma continental, longe da costa brasileira, conforme comentado no capítulo 1 (figura 1.16). Esses materiais apresentam grãos muito frágeis e quebradiços e, em conseqüência, excessiva compressão volumétrica, sendo que várias estruturas offshore da bacia de Campos foram construídas sobre os mesmos. Entretanto, não há registro de ocorrência em terra, no Brasil, de depósitos de areia calcária.

Comportamento de argilas

Para o estudo da compressibilidade das argilas foram considerados os resultados de um material representativo de muitas argilas brasileiras: a argila mole do Rio de Janeiro, que tem sido objeto de muitas pesquisas na UFRJ (eg Ortigão e Almeida, 1988). Uma amostra desse material, coletada a 5,5 m de profundidade, foi submetida a um ensaio oedométrico com pressões efetivas verticais σ'_v , em estágios crescentes de 4 a 160 kPa, e depois descarregada em três etapas. As leituras de deformação foram feitas ao final de cada etapa com duração mínima de 24 horas, isto é, após a estabilização das deformações. Os resultados estão sumarizados no quadro 6.1.

Quadro 6.1. Resultados de ensaio oedométrico em argila do Rio de Janeiro

Fase	σ'_v (kPa)	ε_v (%)	e
Carga	0	0	3,60
	4,0	0,6	3,57
	10,0	1,8	3,52
	20,0	3,6	3,43
	40,0	8,6	3,20
	80,0	22,1	2,58
	160,0	33,7	2,05
Descarga	80,0	32,8	2,09
	10,0	27,3	2,34
	2,5	24,6	2,47

Os dados de σ'_v versus ε_v do quadro 6.1 foram plotados inicialmente na figura 6.7a, com ambas as escalas aritméticas. A curva resultante é bastante não-linear e dela podem ser obtidos dois módulos de deformação: o oedométrico E'_{oed} ou de Janbu M e seu inverso, o módulo de variação de volume m_v , cujas equações são:

$$M = E'_{\text{oed}} = \frac{d\sigma'_v}{d\varepsilon_v}$$

Eq. 6-2

$$m_v = \frac{d\varepsilon}{d\sigma'_v} = \frac{1}{E'_{\text{oed}}} = \frac{1}{M}$$

Eq. 6-3

Observando a figura 6.7a, constata-se que esses módulos variam com a tensão, o que levou Terzaghi a preferir plotar a tensão efetiva de consolidação σ'_v , em escala logarítmica, conforme apresentado na figura 6.7b. A curva resultante apresenta um longo trecho aproximadamente linear, tanto no carregamento quanto no descarregamento, facilitando, segundo Terzaghi, a adoção de um modelo de comportamento

que permite o cálculo de recalques.

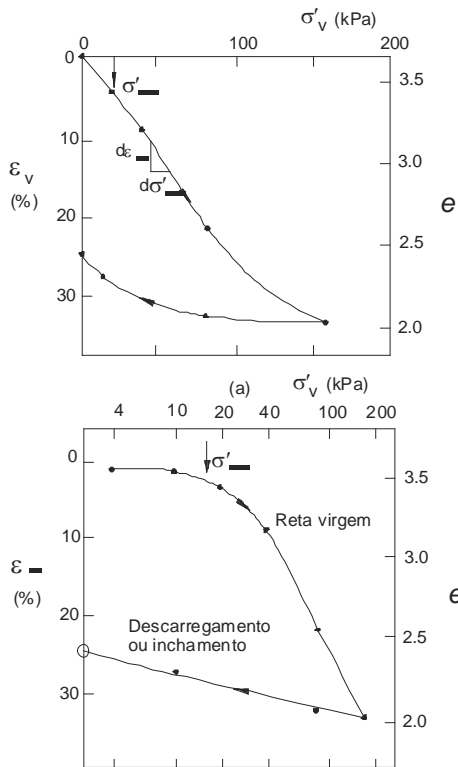


Fig. 6.7. Resultados de ensaio oedométrico na argila do Rio de Janeiro

Na figura 6.7b observa-se que:

- logo no início da curva, a partir do estágio inicial de 4 kPa, há um trecho de *recompressão*, em que a amostra está sendo reconduzida às tensões in situ e onde as deformações são relativamente pequenas;
- após uma curvatura acentuada há um trecho retilíneo, denominado por Terzaghi *reta virgem*, em que a amostra sofre grandes deformações com o aumento do logaritmo das pressões verticais;
- finalmente, durante o *descarregamento* ou *inchamento* da amostra, as deformações verticais também são relativamente pequenas.

A pressão vertical correspondente ao início da reta virgem, a partir da qual o solo passa a sofrer grandes deformações, é denominado *pressão de pré-adensamento* σ'_{vm} ou de *sobre-adensamento*, ou ainda de *pré-consolidação*. O conhecimento do valor de σ'_{vm} é extremamente importante para o estudo do comportamento dos solos, pois é a *fronteira* entre deformações relativamente pequenas e muito grandes. Vários métodos têm sido propostos para sua determinação, tendo sido sumarizados por Leonards (1962). Dois deles, entretanto, merecem atenção: o de *Casagrande* (figura 6.8), devido a sua importância histórica, pois foi o primeiro a ser proposto (Casagrande, 1936), e o de *Pacheco Silva* (figura 6.9), engenheiro do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT), que propôs um método de fácil

aplicação e muito usado no Brasil (Silva, 1970).

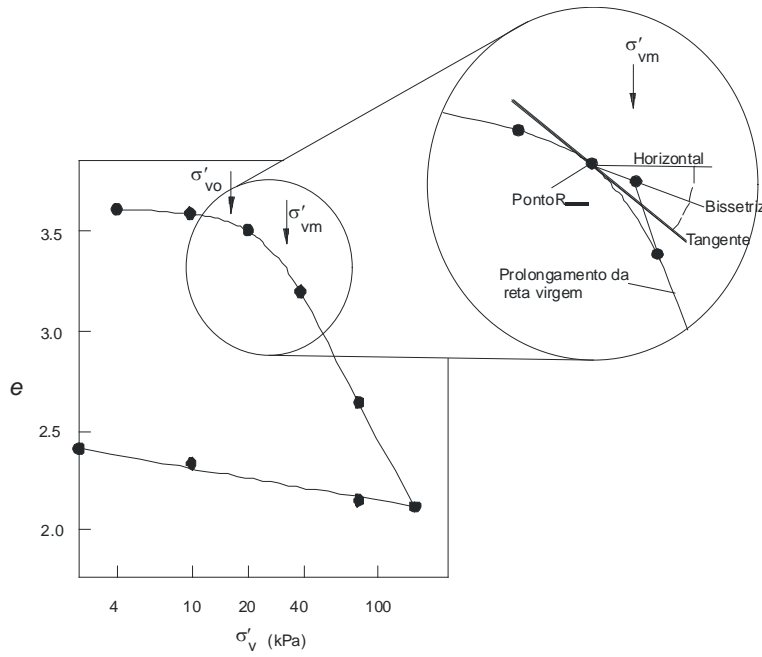


Fig. 6.8. Determinação da pressão de pré-adensamento pelo método de Casagrande

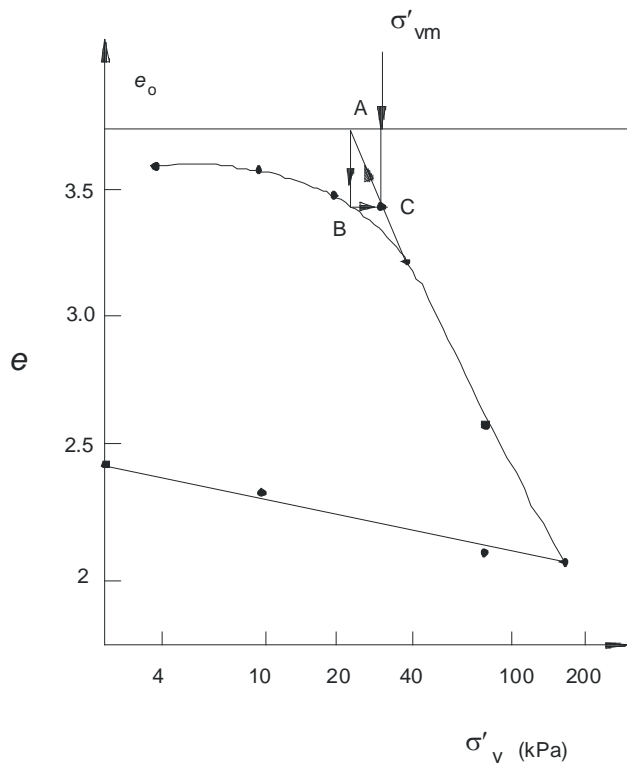


Fig. 6.9. Determinação da pressão de pré-adensamento pelo método de Pacheco da Silva

Para a determinação de σ'_{vm} pelo método de Casagrande, é definido inicialmente o ponto de menor raio de curvatura, a partir do qual são traçadas duas retas, uma tangente à curva e a outra paralela ao eixo das tensões. Após determinar a bissetriz do ângulo formado por essas duas retas, prolonga-se a reta virgem até encontrar bissetriz. O ponto de encontro terá coordenadas (e_{vm}, σ'_{vm}) . O valor de σ'_{vm} encontrado para a amostra de argila do Rio de Janeiro analisada é da ordem de 34 kPa.

Para a determinação de σ'_{vm} pelo método de Pacheco da Silva, traça-se uma reta horizontal, passando pela ordenada correspondente ao índice de vazios inicial e_0 , e prolonga-se a reta virgem até interceptar a reta horizontal. A partir dessa interseção (ponto A), traça-se uma reta vertical até interceptar a curva (B) e, daí, traça-se outra reta horizontal até sua interseção com o prolongamento da reta virgem (C). As coordenadas deste ponto são (e_{vm}, σ'_{vm}) .

História de tensões

O ensaio de adensamento em amostra de argila do Rio de Janeiro mostrado na figura 6.7b está replotado na figura 6.10, com uma diferença: neste caso, o ensaio foi executado com um ciclo de descarga e recarga, iniciado na pressão de 80 kPa. As deformações obtidas durante o ciclo foram *pequenas e reversíveis*, o que caracteriza um comportamento aproximadamente *elástico*. Já o trecho virgem, antes e após o ciclo de descarga-recarga, apresenta características de comportamento plástico, pois as deformações são *grandes e irreversíveis*.

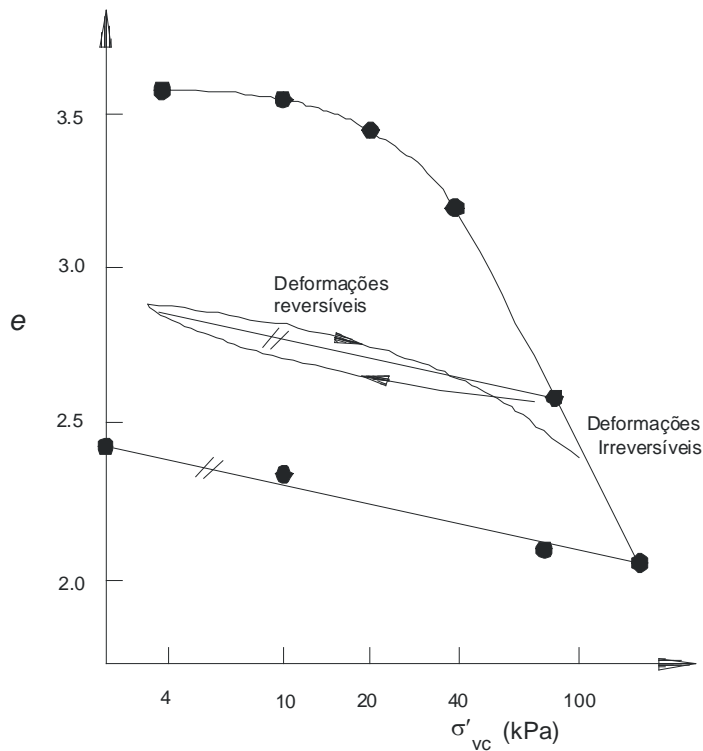


Fig. 6.10. Ciclo de carga-descarga apresentando deformações reversíveis

A pressão de 80 kPa, a partir da qual o descarregamento teve início, é muito importante, pois representa um estado-limite entre o plástico (reta virgem) e o elástico. Ao recarregar a amostra, verifica-se que, para pressões superiores a 80 kPa, o material retorna à reta virgem. Portanto, essa pressão pode ser considerada como uma nova pressão de pré-adensamento aplicada em laboratório, ou seja, $(\sigma'_{vm})_{lab}$. Desta forma, pode-se dizer que a argila tem seu comportamento muito influenciado pela maior pressão vertical a que esteve submetida anteriormente, algo como uma memória do passado, ou uma história de *tensões*.

Comparando a pressão efetiva vertical atual, σ'_v , com a máxima anteriormente registrada, σ'_{vm} , o comportamento das argilas pode ser classificado como *normalmente adensado (NA)* ou *pré-adensado (PA)*. O quadro 6.2 mostra o valor da relação entre pressões efetivas verticais atual e máxima passada, aqui notada como *OCR (overconsolidation ratio)*, preferencialmente às siglas *RSA* (razão de sobreadensamento) e *RPA* (razão de pré-adensamento), adotadas em alguns textos em português.

Quadro 6.2. Comparação entre pressões atual σ'_v e máxima passada σ'_{vm}

Pressão	Comportamento da argila
$\sigma'_v < \sigma'_{vm}$	Solo pré-adensado (PA) Deformações pequenas e reversíveis Comportamento elástico $OCR > 1$
$\sigma'_v \geq \sigma'_{vm}$	Solo normalmente adensado (NA) Deformações grandes e irreversíveis Comportamento plástico $OCR = 1$

O valor do *OCR* é definido por:

$$OCR = \sigma'_{vm} / \sigma'_v$$

Eq. 6-4

O cálculo do *OCR* pode ser exemplificado pela amostra de argila do Rio de Janeiro: sabendo-se que o valor de σ'_{vm} é de 34 kPa e que σ'_{vo} na profundidade da amostra é igual a 16 kPa, vem: $OCR = 34/16 \cong 2$.

Causas de pré-adensamento

A figura 6.11a mostra uma partícula A de argila em processo de sedimentação. Logo após a deposição, a partícula estará submetida a uma tensão efetiva σ'_{vo} , pressão esta jamais excedida anteriormente, podendo-se afirmar daí que $\sigma'_{vo} = \sigma'_{vm}$, e a amostra estará sobre a reta virgem (figura 6.11b). Admitindo que um processo de erosão superficial remova da superfície do terreno uma capa de solo (figura 6.11c), ocorrerá então um alívio da tensão σ'_{vo} aplicado ao ponto A. Em conseqüência, o elemento A sofrerá descarregamento e inchamento, afastando-se da reta virgem como mostra a figura 6.11d, e estará pré-adensado.

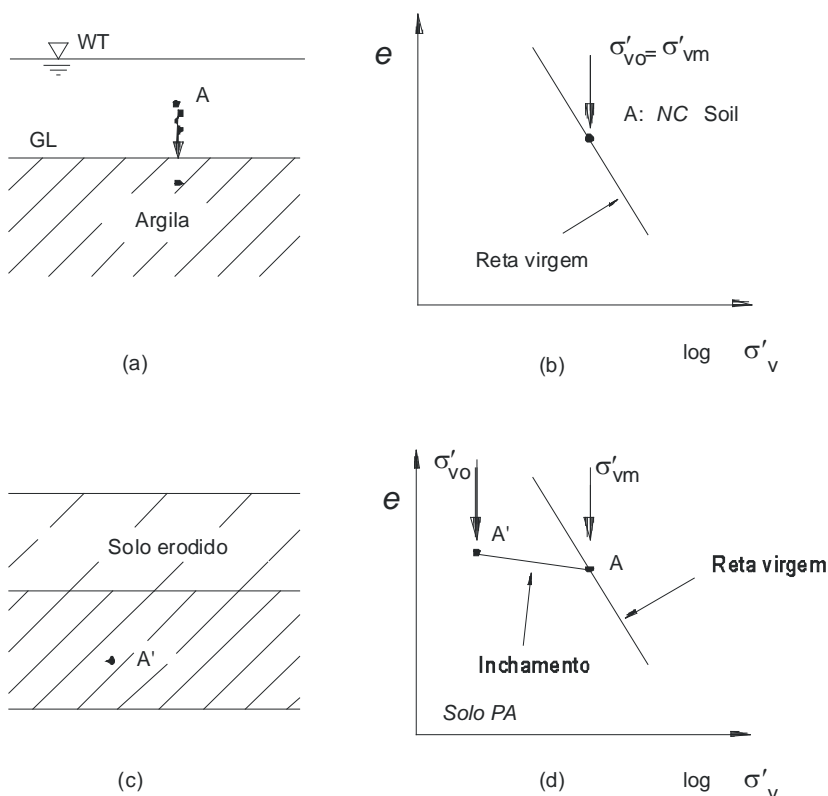


Fig. 6.11. (a) sedimentação; (b) erosão

Esta é uma das causas de pré-adensamento, havendo porém várias outras possibilidades. A variação do nível d'água também é uma das causas freqüentes, pois, se o NA sofrer uma elevação no interior do terreno, as pressões efetivas serão aliviadas, provocando um pré-adensamento. Outra causa importante é o ressecamento devido a variações de nível d'água próximo à superfície de um depósito de argila normalmente adensada, que provoca o aparecimento de uma crosta pré-adensada. Finalmente, o adensamento secundário, ou fluência, abordado no capítulo 7, foi empregado por Bjerrum (1973) para explicar o fenômeno de *envelhecimento* de uma argila, que por sua vez provoca o pré-adensamento.

A *lixiviação*, que é o fenômeno da precipitação de elementos químicos solúveis, como compostos de

sílica, alumina e carbonatos, pode ocorrer nos solos, nas camadas superiores, devido à chuva. Tais elementos, se precipitados nas camadas inferiores, podem provocar a cimentação entre grãos, fenômeno este utilizado por Vargas (1977) para interpretar a formação e as pressões de pré-adensamento em argilas porosas de São Paulo e da região centro-sul do Brasil.

Segundo Vargas (1953), o fenômeno do pré-adensamento não se restringe aos solos sedimentares. Os solos residuais também podem apresentar um pré-adensamento *virtual*, relacionado com ligações intergranulares provenientes do intemperismo da rocha. A figura 6.12 exemplifica este fato através do perfil geotécnico de um solo residual de Belo Horizonte, onde se verifica um forte sobreadensamento nos primeiros 5 m de profundidade.

Qualquer que seja a causa, o importante é ter em mente que, se o material for carregado abaixo de σ'_{vm} , as deformações serão pequenas e reversíveis e o material apresenta comportamento que se pode admitir como elástico; carregando-se acima de σ'_{vm} , as deformações serão grandes e irreversíveis e o solo apresenta comportamento admitido como plástico.

Parâmetros de compressibilidade

Para se adotar um modelo teórico no cálculo de deformações, podem ser definidos alguns parâmetros de compressibilidade (figura 6.13). A figura 6.13a apresenta os parâmetros relativos à curva de índice de vazios e versus $\log \sigma'_v$ e a figura 6.13b, os relativos à curva de deformação ε_v versus $\log \sigma'_v$. O quadro 6.3 apresenta as equações que definem os parâmetros de compressibilidade utilizados.

Os parâmetros da curva $e \times \log \sigma'_v$ podem ser convertidos nos parâmetros da curva $\varepsilon_v \times \log \sigma'_v$ pelas equações:

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0}$$

Eq. 6-5

$$SR = \frac{C_s}{1 + e_0}$$

Eq. 6-6

Exemplo 6.1

Considerando as curvas de $e \times \log \sigma'_v$ e $\varepsilon_v \times \log \sigma'_v$ da amostra de argila do Rio de Janeiro, cujos dados

constam do quadro 6.1, obter graficamente e através das equações do quadro 6.3 os parâmetros de compressibilidade.

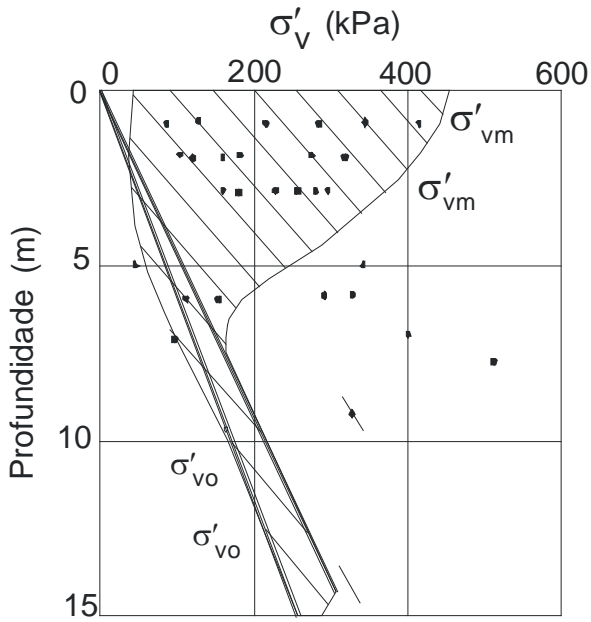


Fig. 6.12. Pré-adensamento virtual em solo residual de Belo Horizonte (Vargas, 1953)

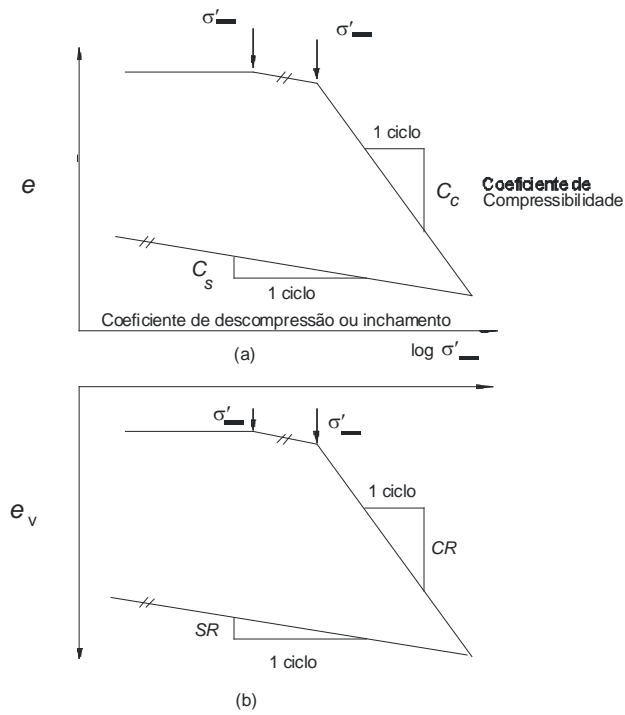


Fig. 6.13. Parâmetros de compressibilidade: (a) curva de $e \times \log \sigma'_v$; (b) curva de $\epsilon_v \times \log \sigma'_v$

Quadro 6.3. Parâmetros de compressibilidade

Curva	Inclinação	
	Reta virgem	Reta de descompressão ou inchamento
(a) $e \times \log \sigma'_v$	$Cc = -\frac{de}{d \log \sigma'_v}$	$Cs = \frac{de}{d \log \sigma'_v}$
(b) $\varepsilon_v \times \log \sigma'_v$	$CR = -\frac{d\varepsilon_v}{d \log \sigma'_v}$	$SR = \frac{d\varepsilon_v}{d \log \sigma'_v}$
(a) Os valores de e e σ'_v são determinados no trecho apropriado da curva de $e \times \log \sigma'_v$.		
(b) Os valores de ε_v e σ'_v são determinados no trecho apropriado da curva de $\varepsilon_v \times \log \sigma'_v$.		

Solução gráfica

Para a obtenção de C_c e C_s , determina-se, na escala logarítmica de σ'_v , um intervalo correspondente a um ciclo na escala logarítmica, ou seja, entre 4 e 40 kPa ou entre 10 e 100 kPa, de forma que a diferença dos respectivos logaritmos seja unitária, isto é:

$$\log 40 - \log 4 = 1 \quad \text{ou} \quad \log 100 - \log 10 = 1$$

Para este ciclo, o valor de C_c pode ser assim calculado:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} = \frac{e_{100} - e_{10}}{\log 100 - \log 10} = e_{100} - e_{10}$$

onde e_{100} e e_{10} são os índices de vazios dos pontos da reta virgem correspondentes às pressões verticais do ciclo de pressões adotado. O segundo passo consiste em se prolongar a reta virgem, de forma a ser interceptada pelas abscissas correspondentes ao ciclo selecionado. Os valores de C_c e C_s assim obtidos estão indicados na figura 6.14. A determinação gráfica de CR e SR é análoga e consta da figura 6.15.

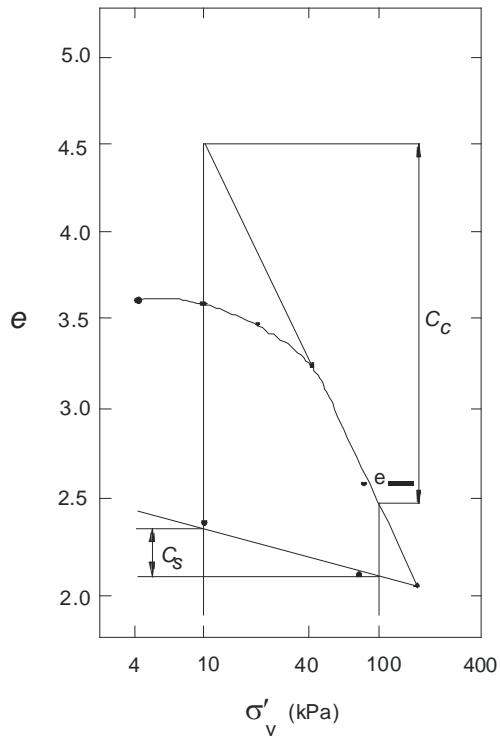


Fig. 6.14. Determinação gráfica dos parâmetros C_c e C_s

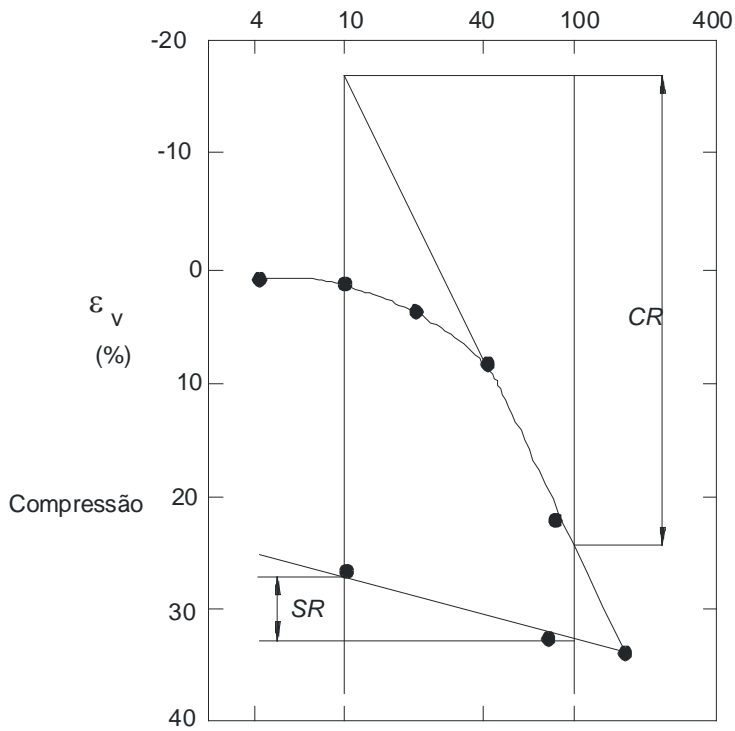


Fig. 6.15. Determinação gráfica dos parâmetros CR e SR

Solução analítica

Aplicando-se as equações do quadro 6.3 para o trecho correspondente das curvas de $e \times \log \sigma'_v$ e $\varepsilon_v \times \log \sigma'_v$, cujos dados constam do quadro 6.1, vem:

$$C_c = \frac{3,20 - 2,05}{\log 160 - \log 40} = 1,91$$

$$C_s = \frac{2,47 - 2,05}{\log 160 - \log 2,5} = 0,23$$

$$CR = \frac{33,7 - 8,6}{\log 160 - \log 40} \cong 42\%$$

$$SR = \frac{33,7 - 24,6}{\log 160 - \log 2,5} \cong 5\%$$

Alternativamente, pode-se obter CR e SR através das equações 6.5 e 6.6:

$$CR = \frac{1,91}{1 + 3,60} \cong 0,42 = 42\%$$

$$SR = \frac{0,23}{1 + 3,60} \cong 0,05 = 5\%$$

Relação entre parâmetros de compressibilidade

É possível relacionar o módulo oedométrico E'_{oed} com o módulo de Young E' , bastando aplicar a condição de deformação oedométrica $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ nas equações da lei de Hooke, estudadas no capítulo 2. Obtêm-se, assim, as seguintes equações (onde o módulo de Young E' e o coeficiente de Poisson ν' referem-se a ensaios drenados, ou seja, durante os quais foi permitida a drenagem do corpo-de-prova):

$$E'_{\text{ocd}} = \frac{E'(1 - \nu')}{(1 + \nu')(1 - 2\nu')}$$

Eq. 6-7

$$K_o = \frac{\sigma'_{\text{ho}}}{\sigma'_{\text{vo}}} = \frac{\nu'}{1 - \nu'}$$

Eq. 6-8

Essas equações só têm validade, é claro, se o material puder ser considerado elástico. Mais adiante pode ser visto que a equação 6.8 não fornece resultados satisfatórios na maioria dos casos, havendo, entretanto, correlações empíricas cujo uso é recomendado.

Outra relação de interesse pode ser obtida entre o módulo de variação de volume m_v e o coeficiente de compressibilidade C_c . Para tanto, a partir da definição de C_c (quadro 6.3) obtém-se o valor de uma variação infinitesimal do índice de vazios de :

$$-de = C_c d \log \sigma'_v = \frac{C_c}{2,3} d \ln \sigma'_v = \frac{C_c}{2,3} \frac{d\sigma'_v}{\sigma'_v}$$

Eq. 6-9

Por outro lado, de pode ser obtido a partir de m_v :

$$m_v = \frac{d\varepsilon_v}{d\sigma'_v} = \frac{-de}{(1 + e_o)d\sigma'_v}$$

Eq. 6-10

Combinando e rearranjando as equações 6.9 e 6.10, obtém-se:

$$m_v = \frac{C}{2,3(1 + e_o)[\sigma'_v]_{\text{médio}}}$$

Eq. 6-11

Cálculo de recalques

Partindo da equação 6.1, conclui-se que o recalque unidimensional ρ é dado pela equação:

$$\rho = H_o \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

Eq. 6-12

onde H_o é a espessura inicial da camada. Essa equação é válida independentemente do mecanismo que causa a variação de volume e do grau de saturação do material. O valor da variação do índice de vazios Δe pode ser obtido diretamente na curva de ensaio $e \times \log \sigma'_v$, correspondente à variação de pressões efetivas inicial σ'_{vi} e final σ'_{vf} .

Para solo normalmente adensado, o valor de Δe da equação 6.12 pode ser substituído, resultando na expressão:

$$Cc = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} = \frac{\Delta e}{\log \sigma'_{vf} - \log \sigma'_{vi}} = \frac{\Delta c}{\log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}}}$$

$$\therefore \Delta e = C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}}$$

Eq. 6-13

Combinando as equações 6.12 e 6.13, vem:

$$\rho = H_o \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}}$$

Eq. 6-14

O valor de CR pode ser substituído na equação 6.14, resultando em:

$$\rho = H_o CR \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}}$$

Eq. 6-15

A vantagem do emprego do parâmetro CR em lugar de C_c fica clara a partir da equação 6.15, pois *um parâmetro a menos* é necessário para o cálculo de recalques. Para solo pré-adensado, *mutatis mutandis*, obtêm-se as expressões:

$$\rho = H_o \frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}}$$

Eq. 6-16

$$\rho = H_o SR \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}}$$

Eq. 6-17

Para solo pré-adensado, porém carregado além da pressão de pré-adensamento σ'_{vm} , ou seja, $\sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$, as equações 6.14 e 6.12 podem ser combinadas, fornecendo:

$$\rho = H_o \left(\frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} + \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right)$$

Eq. 6-18

Analogamente, obtém-se:

$$\rho = H_o \left(SR \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} + CR \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right)$$

Eq. 6-19

A figura 6.16 apresenta um resumo das expressões empregadas nos casos de material pré-adensado carregado além e aquém da pressão de pré-adensamento, isto é, $\sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$ e $\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$, e de material

normalmente adensado.

Exemplo 6.2

Calcular os recalques na argila do Rio de Janeiro para o perfil geotécnico da figura 6.17, sobre o qual se construirá um aterro arenoso com alturas H_a de 0,5 m, 1 m e 3 m e peso específico $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. As propriedades geotécnicas, obtidas em um ensaio oedométrico de uma amostra do meio da camada de argila, são $C_c = 1,91$, $C_s = 1,16$, $e_o = 3,6$, $\sigma'_{vm} = 34 \text{ kPa}$ e $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$.

Solução

Para a altura do aterro $H_a = 0,5 \text{ m}$, considerando a camada de argila homogênea, o cálculo de pressões é realizado para o ponto A no meio da camada. Tem-se:

$$\sigma'_{vo} = 5,5 \text{ m} \times 3 \text{ kN/m}^3 \cong 17 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma = 17 + 0,5 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 27 \text{ kPa}$$

Verifica-se que $\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$. O recalque calculado é pela equação 6.16, obtendo-se:

$$\rho = 11 \text{ m} \frac{0,16}{1 + 3,6} - \log \frac{27}{17} = 0,08 \text{ m}$$

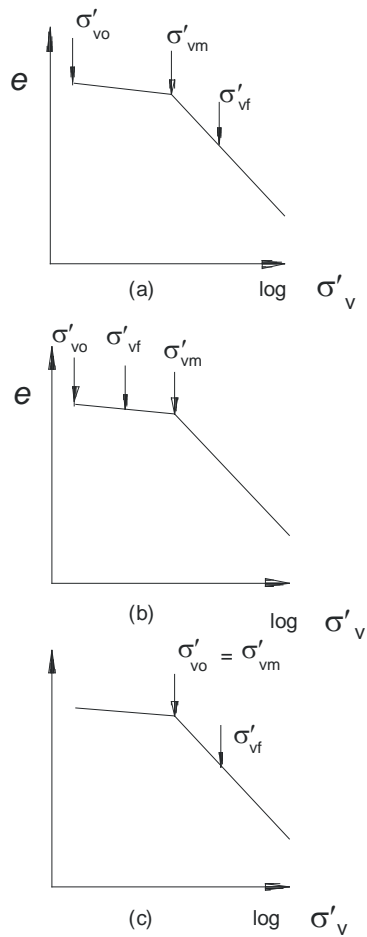


Fig. 6.16. (a) Solo PA carregado com $\sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$; (b) idem, com $\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$; (c) solo NA

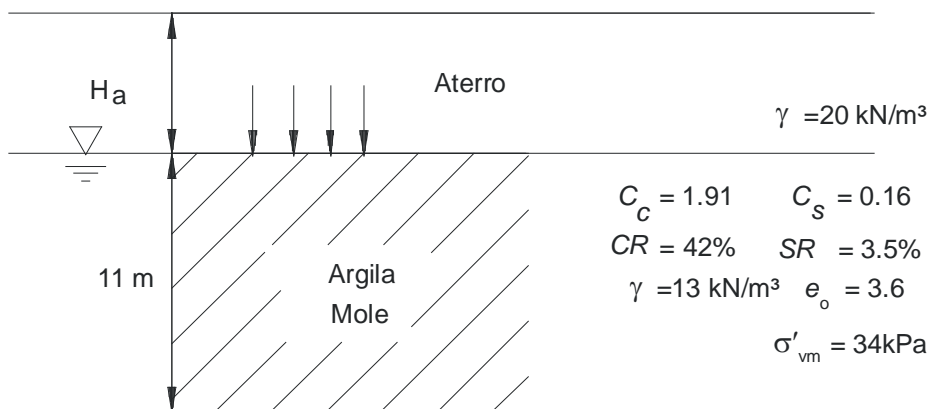


Fig. 6.17. Exemplo 6.2: cálculo de recalques

Para o aterro com altura $H = 1 \text{ m}$, tem-se:

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma = 17 + 1 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 37 \text{ kPa}$$

$$\therefore \sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$$

O recalque, também calculado pela equação 6.18, é:

$$\rho = 11 \left(\frac{0,16}{1+3,6} \log \frac{34}{17} + \frac{1,91}{1+3,6} \log \frac{37}{34} \right) = 0,28 \text{ m}$$

Para o aterro com $H_a = 3 \text{ m}$, tem-se:

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma = 17 + 3 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 77 \text{ kPa}$$

$$\therefore \sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$$

O recalque, calculado pela equação 6.18, é:

$$\rho = 11 \left(\frac{0,16}{1+3,6} \log \frac{34}{17} + \frac{1,91}{1+3,6} \log \frac{77}{34} \right) = 1,74 \text{ m}$$

Exemplo 6.3

Calcular os recalques na argila do Rio de Janeiro para o perfil geotécnico da figura 6.17, onde se construirá um aterro arenoso com 2 m de altura e peso específico $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. As propriedades geotécnicas da argila, neste caso, são as obtidas através de vários ensaios oedométricos, que constam da figura 6.18. O peso específico da argila é $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$.

Solução

Como as propriedades da argila variam com a profundidade, divide-se a camada de argila em várias subcamadas e calcula-se o recalque em cada uma delas. O resultado final é a soma dos recalques das subcamadas. As propriedades geotécnicas consideradas constam da figura 6.18. Devido ao sobreadensamento da argila, a equação 6.18 foi usada nos cálculos, que são apresentados no quadro 6.4.

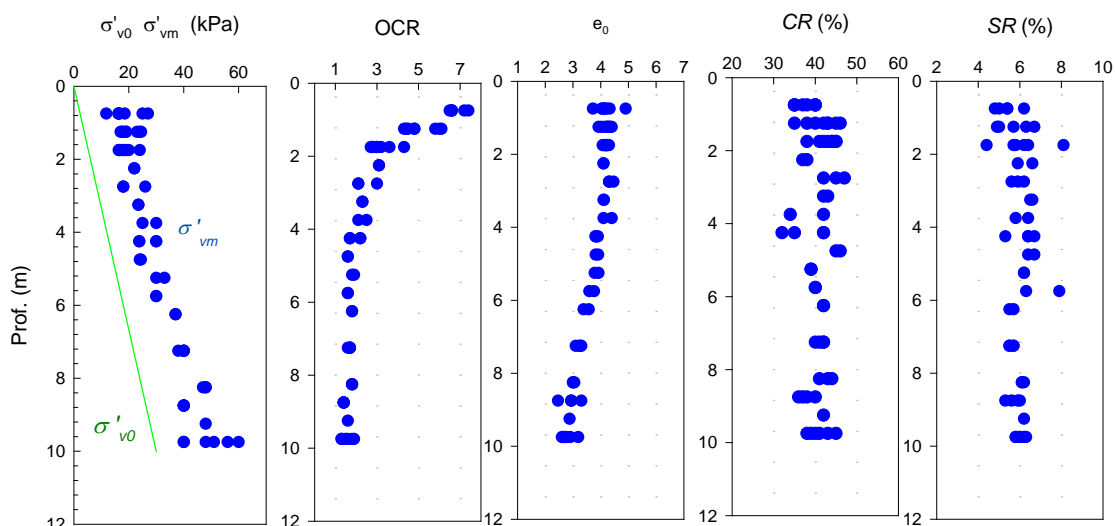


Fig. 6.18. Resultados de ensaios oedométricos em argila do Rio de Janeiro

Quadro 6.4. Exemplo 6.3: cálculo de recalques

z (m)	H_0 (m)	z_{med} (m)	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	σ'_{vf} (kPa)	CR (%)	SR (%)	ρ (m)
0 a 2	2	1,0	3,0	19	39	40	6	0,10+0,25
2 a 5	3	3,5	10,5	23	47	40	6	0,06+0,37
5 a 8	3	6,5	19,5	34	56	40	6	0,04+0,26
8 a 11	3	9,5	28,5	46	65	40	6	0,04+0,18
$\rho = \Sigma$								1,3

Correlações entre parâmetros de compressibilidade

Correlações entre parâmetros de compressibilidade são muito úteis na prática da engenharia. Procura-se correlacionar, por exemplo, o coeficiente de compressibilidade C_c , obtido em ensaios oedométricos, com os limites de Atterberg, fornecidos por ensaios bem mais simples, de caracterização. Com isto, na fase de anteprojeto de uma estrutura é possível realizar uma estimativa de recalques, antes mesmo de se iniciar a campanha de ensaios oedométricos. Assim, podem ser avaliadas nessa fase diferentes soluções de projeto sem grandes investimentos em ensaios.

Posteriormente, durante a campanha de investigações geotécnicas, as correlações podem ser utilizadas para aferir os resultados dos ensaios: constatando-se grandes diferenças, será conveniente uma investigação das causas, pois são frequentes os erros devido à má qualidade da amostra, a ensaios

conduzidos erroneamente, e mesmo a erros nos cálculos dos resultados.

O quadro 6.5 resume algumas correlações do tipo $C_c = f(LL)$ para vários solos sedimentares, onde LL é o limite de liquidez. Tais correlações apresentam grande dispersão no valor calculado de C_c , da ordem de 30%, e têm validade restrita ao depósito de solo para o qual foram determinadas.

Em solos tropicais (saprolíticos e lateríticos) as correlações do tipo $C_c = f(LL)$ fornecem dispersão excessiva (Lacerda, 1985, Milititsky, 1986), preferindo-se correlacionar C_c com o índice de vazios e_o . A figura 6.19 apresenta uma correlação desse tipo, obtida pelo autor para solos de diferentes origens.

Quadro 6.5. Correlações $C_c = f(LL)$

Argila	Correlação	Referência
São Paulo (argilas terciárias)	$C_c = 0,0046 (LL-9)$	Cozzolino (1961)
Santos	$C_c = 0,0186 (LL-30)$	Cozzolino (1961)
Rio de Janeiro (Sarapuí)	$C_c = 0,013 (LL-18)$	Ortigão (1975)
Rio de Janeiro (Grande Rio)	$C_c = 0,021 (LL-40)$	Costa-Filho et al (1985)
Recife	$C_c = 0,014 LL$	Coutinho et al (1988)
Vitória	$C_c = 0,01 (LL-8)$	Castello et al (1986)
Argilas de baixa sensibilidade	$C_c = 0,009 (LL-10)$	Terzaghi e Peck (1967)

Outras correlações mais recentes têm caráter universal, podendo ser aplicadas a materiais de diferentes origens geológicas. Entre as que podem ser enquadradas nesse tipo, são particularmente úteis às correlações correspondentes às seguintes equações:

$$C_c = \frac{1}{2} \left[\frac{\gamma_w}{\gamma_d} \right]^{\frac{12}{5}} \quad (\text{Herrero, 1980})$$

Eq. 6-20

$$\frac{C_c}{1 + e_o} = 0,329 \left[1 + \frac{0,0133 IP(1,192 + A_c^{-1}) - 0,027 LP^{-1}}{1 + 0,027w} \right] \quad (\text{Carrier, 1985})$$

Eq. 6-21

onde:

γ_w = peso específico da água

γ_d = peso específico seco = $\gamma / (1+w)$

A_c = atividade = $IP / (\% < 2 \mu m)$

w = umidade (%)

LP = limite de plasticidade (%)

IP = índice de plasticidade (%)

A figura 6.20 apresenta um ábaco para a solução gráfica da equação 6.21.

Exemplo 6.4

Estimar o valor de C_c e CR a partir de ensaios de caracterização em argila do Rio de Janeiro, que, na profundidade de 5,5 m, apresenta: $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$, $IP = 80\%$, $LP = 40\%$, $w = 150\%$, $e_0 = 3,6$ e 55% de argila com granulometria menor que $2 \mu\text{m}$.

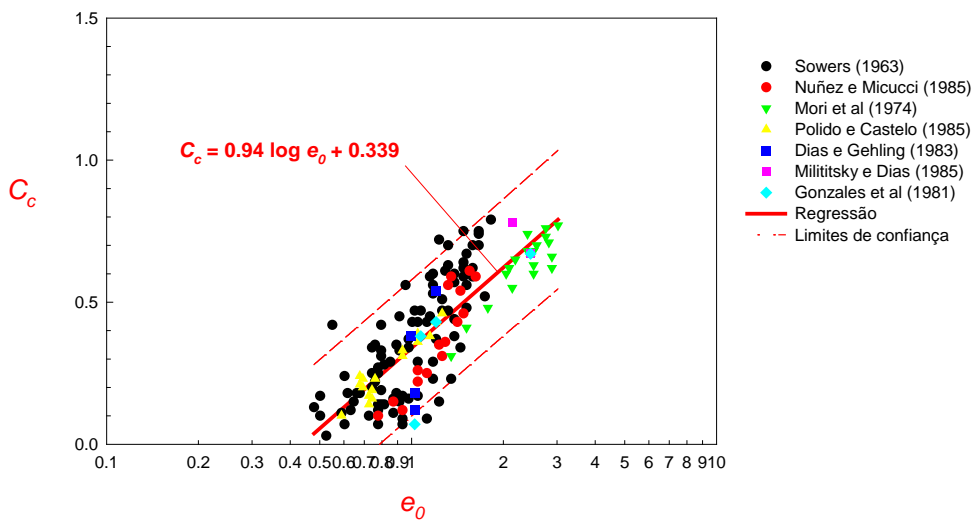


Fig. 6.19. Correlação entre C_c e e_0 para solos saprolíticos e lateríticos

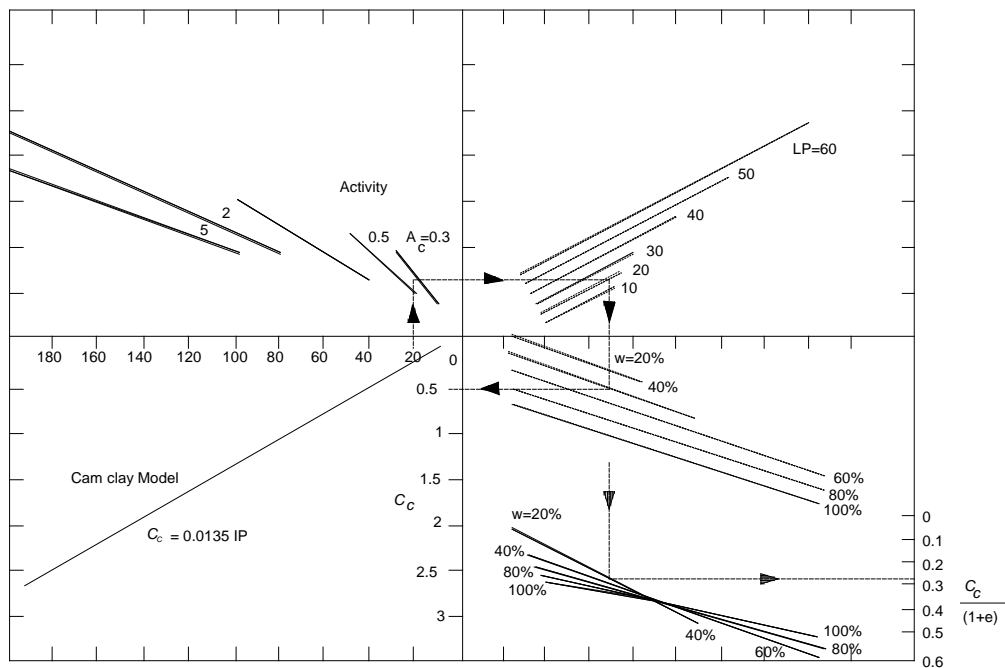


Fig. 6.20. Ábaco para solução gráfica da equação 6.21 (Carrier, 1985)

Solução

Aplicando-se a equação 6.20, vem:

$$\gamma_d = \frac{13}{1 + 150/100} = 5,2 \text{ kN/m}^3$$
$$\therefore C_c = \frac{1}{2} \left[\frac{10}{5,2} \right]^{\frac{12}{5}} = 2,4$$

Aplicando-se a equação 6.21, vem:

$$A_c = 80/55 = 1,45$$
$$\therefore CR = \frac{C_c}{1 + e_0} = 0,329 \left[\frac{1 + 0,0133 \times 80(1,192 + 1,45^{-1}) - 0,027 \times 40 - 1}{1 + 0,027 \times 150} \right]$$

Valor de K_0 de ensaios oedométricos

Como em um ensaio oedométrico convencional não se mede o valor da tensão horizontal σ'_h , o coeficiente K_0 não é obtido. Entretanto, em ensaios especiais, se for instalado um dispositivo lateral de medição da pressão horizontal σ'_h , o valor de K_0 poderá ser calculado pela equação 3.10 (capítulo 3) para cada estágio de carga vertical σ'_v . Neste caso, será possível estudar a variação de K_0 nos solos. Para estudar o comportamento de argilas, pode-se utilizar como exemplo os resultados de um ensaio oedométrico em caulim, reproduzidos na figura 6.21.

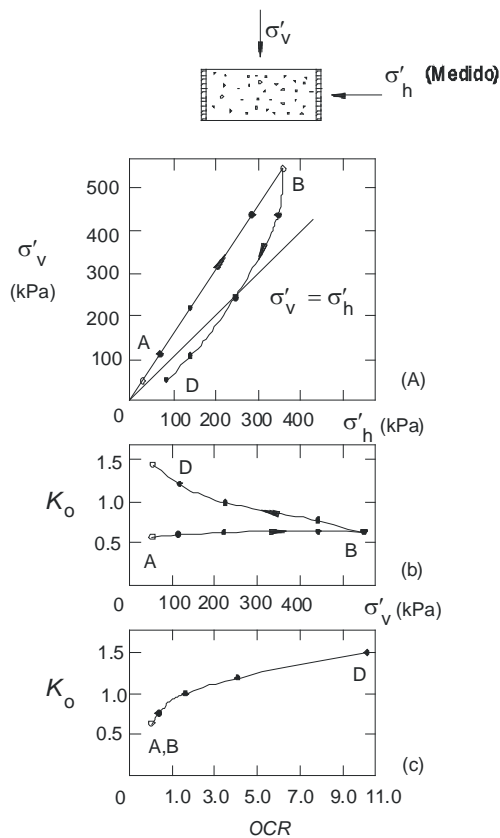


Fig. 6.21. Ensaio oedométrico em caulim (Nadarajah, 1973)

A amostra foi normalmente adensada na pressão vertical σ'_v de 50 kPa, correspondente ao primeiro estágio de carga (ponto A da figura 6.21a). Seguiram-se outros estágios de valores crescentes de σ'_v , até 550 kPa (ponto B). Em seguida, descarregou-se em estágios até a pressão de 80 kPa (ponto D). O trecho AB corresponde ao comportamento normalmente adensado da argila, enquanto no trecho BD o material foi pré-adensado.

A figura 6.21b apresenta a variação do valor de K_o versus σ'_v durante o ensaio, verificando-se que K_o é aproximadamente constante e da ordem de 0,55 durante o carregamento; no descarregamento seu valor cresce, até atingir 1,5 no final do ensaio. A partir desses dados foi possível estabelecer uma relação entre K_o e o OCR (figura 6.21c), constatando-se que o valor do primeiro depende fortemente do segundo. Em resumo, pode-se dizer que, para solos normalmente adensados, K_o é aproximadamente constante e menor que 1; em solos muito pré-adensados, $K_o > 1$, sendo $K_o = f(OCR)$. Estudos realizados em areias (eg Al Hussaini et al, 1975; Daramola, 1980; Mayne e Kulhawy, 1982) permitem estender tais conclusões a esses tipos de solos.

A tentativa de relacionar K_o com outras propriedades dos solos normalmente adensados levou Jaky (1944) a correlacioná-lo com o atrito mobilizado entre as partículas de solo, ou seja, uma relação do tipo $K_o = f(\phi')$. Nesta equação, ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo dos solos, parâmetro estudado nos capítulos 9

e seguintes. Jaky propôs a seguinte correlação:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi$$

Eq. 6-22

Embora muito simples e de caráter empírico, essa relação produz resultados surpreendentemente bons, tanto para areias quanto para argilas normalmente adensadas, como pode ser verificado pelos dados plotados na figura 6.22. Mais recentemente, Mayne e Kulhawy (1982) procuraram estender o emprego da equação de Jaky para areias e argilas pré-adensadas, propondo a equação:

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi') OCR^{\text{sen } \phi'}$$

Eq. 6-23

Diagrama $s':t:e$ no ensaio oedométrico

A técnica de representação gráfica de trajetórias de tensões efetivas (*TTE*) tipo MIT, estudada no capítulo 4, é agora aplicada a um ensaio oedométrico especial em que se conhece o valor de K_o durante o mesmo. A figura 6.23a apresenta a *TTE* desse ensaio, sendo que o trecho inicial *AB* corresponde ao primeiro carregamento da argila. Nesse trecho a argila é normalmente adensada, e o valor de K_o é constante. No diagrama, esse trecho é plotado como uma reta, denominada *linha K_o* .

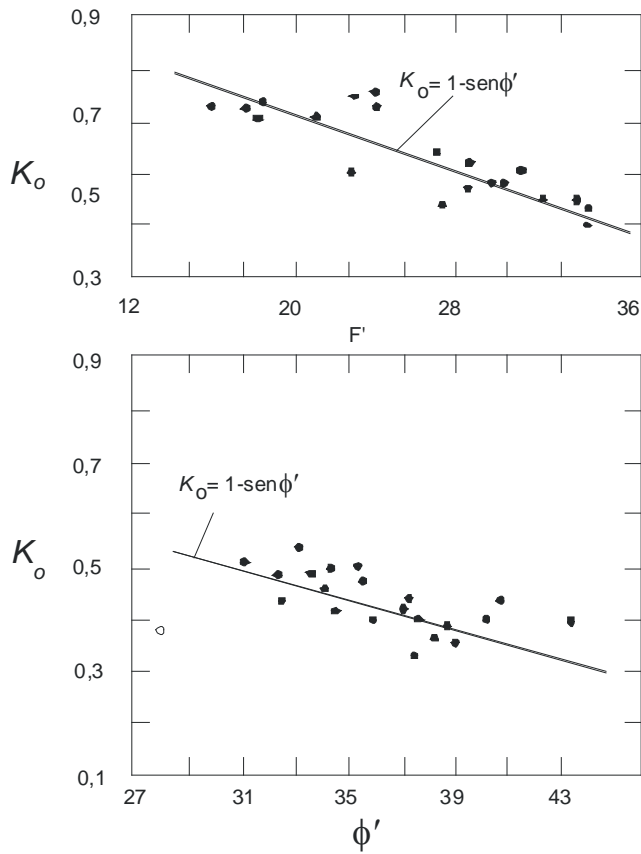


Fig. 6.22. K_o em solos normalmente adensados: (a) argilas (Ladd et al, 1977) e (b) areias (Al Hussaini et al, 1975)

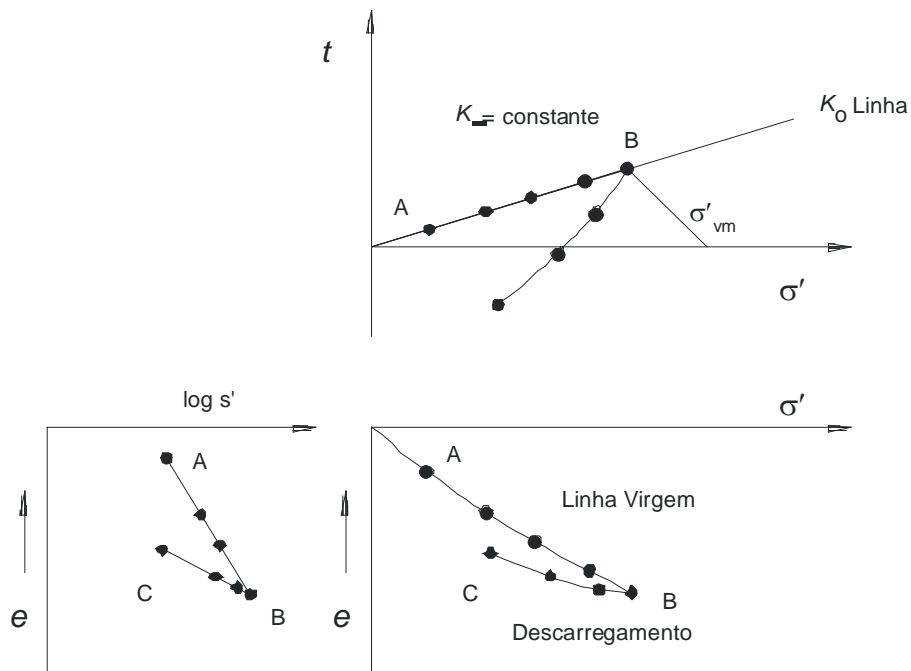


Fig. 6.23. Trajetória de tensões no ensaio oedométrico

A partir do ponto *B* se inicia o descarregamento do ensaio, tendo o material comportamento sobreadensado. O valor do *OCR* aumenta à medida que σ'_v diminui. K_o pode ser estimado, aproximadamente, pela equação 6.23 e, como seu valor aumenta com o *OCR*, o trecho *BC* do diagrama não é linear, sendo traçado por pontos. A figura 6.23b apresenta o gráfico de s' versus índice de vazios e , que não é linear. Entretanto, desde que a escala de s' seja logarítmica (figura 6.23c), obtêm-se segmentos de reta *AB* e *BC*, correspondentes aos trechos virgem e de descarregamento.

Plotado da forma apresentada na figura 6.23, o diagrama $s':t:e$ permite visualizar tanto a variação de tensões quanto as deformações volumétricas sofridas por um elemento. Outros autores (eg Atkinson e Bransby, 1978) utilizam representação tridimensional para o mesmo diagrama. Neste livro, entretanto, deu-se preferência aos diagramas bidimensionais, plotados conforme a figura 6.23.

Equações das retas de compressão oedométrica e isotrópica

No diagrama $e \times \log s'$ as retas virgem e de descarregamento têm inclinação aproximada C_c e C_s , respectivamente. Para a localização dessas retas, é importante estabelecer suas equações (figura 6.24).

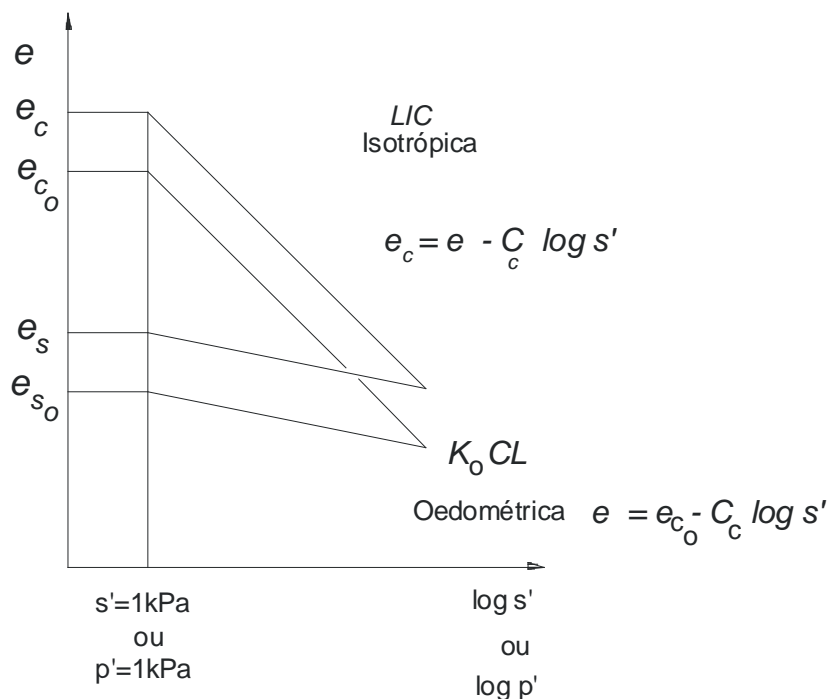


Fig. 6.24. Compressões oedométrica e isotrópica

Assim, denominando de e_{c0} o índice de vazios da reta virgem correspondente a um valor de $s' = 1 \text{ kPa}$, a equação da reta virgem de um ensaio oedométrico será:

$$e = e_{co} - C_c \log s'$$

Eq. 6-24

Analogamente, para a compressão isotrópica a equação será:

$$e = e_o - C_c \log s'$$

Eq. 6-25

e as retas de descarregamento terão as seguintes equações:

$$\text{oedométrica } e = e_{so} - C_s \log s'$$

Eq. 6-26

$$\text{isotrópica } e = e_s - C_s \log s'$$

Eq. 6-27

As equações 6.24 a 6.27 podem ser definidas também com p' em lugar de s' , como pode ser visto no capítulo 14.

Exemplo 6.5

Traçar o diagrama $s':t:e$ de um ensaio oedométrico com os seguintes estágios de pressão σ'_v : carregamento com 80, 300 e 600 kPa, seguido de descarregamento com 300, 150 e 75 kPa. Os valores de K_o podem ser obtidos através da equação 6.23, com $\phi' = 25^\circ$. Têm-se ainda $C_c = 2,07$ e $C_s = 0,28$, e sabe-se que o índice de vazios para o primeiro estágio de carga é 2,58.

Solução

Inicialmente, é empregada a equação 6.23 para se obter K_o , conforme os cálculos apresentados no quadro 6.6. Em seguida, obtêm-se σ'_h pela equação 3.10 (capítulo 3) e s' pela equação $s' = 0,5 (\sigma'_v + \sigma'_h)$. Os valores dos índices de vazios da reta virgem e de descarregamento (última coluna à esquerda do quadro 6.6) são obtidos pelas equações 6.24 e 6.26. Para a aplicação destas equações são necessários os valores de e_{co} e e_{so} , que podem ser calculados sabendo-se que o índice de vazios correspondente à pressão $\sigma'_v =$

80 kPa é 2,58, e que este estágio corresponde a um valor de s' de 63 kPa. Aplicando-se então a equação 105 para $s' = 63$ kPa e $e = 2,58$, vem:

$$2,58 = e_{co} - 2,07 \times \log 63 \quad \therefore e_{co} = 6,3$$

A equação da reta virgem é, portanto:

$$e = 6,3 - 2,07 \log s'$$

Quadro 6.6. Exemplo 6.5: Cálculos para a obtenção de K_o

σ'_v (kPa)	OCR	K_o	σ'_h (kPa)	s' (kPa)	e
80	1	0,58	46	63	2,58
300	1	0,58	174	237	1,39
600	1	0,58	348	473	0,77
300	2	0,78	234	266	0,84
150	4	1,04	154	153	0,93
75	8	1,39	104	90	1,01

Com essa equação, calculam-se os valores de e para o carregamento sob as pressões médias s' de 237 e 473 kPa. Como o último ponto da reta virgem também corresponde ao início do descarregamento, utilizam-se os dados deste ponto ($s' = 473$ kPa, $e = 0,77$) para se determinar a equação da reta de descarregamento. Aplicando a equação 6.26, vem:

$$0,77 = e_{so} - 0,28 \log 473 \quad \therefore e_{so} = 1,5$$

A equação da reta de descarregamento é:

$$e = 1,5 - 0,28 \log s'$$

a partir da qual se determinam os valores de e para o descarregamento. O diagrama $s':t:e$ resultante está

plotado na figura 6.25.

Solos colapsíveis por saturação

Alguns solos formados em ambientes muito secos e os denominados *solos porosos* (porosidade provocada por lixiviação, isto é, solubilização de compostos pela água de chuva) apresentam deformações volumétricas acentuadas quando encharcados. Entre os terrenos sujeitos a este fenômeno estão os solos de formação eólica, *loess*, e as argilas lixiviadas, estas encontradas em regiões muito secas do Nordeste, do Planalto Central e em São Paulo (Vargas, 1973).

O fenômeno da colapsibilidade ocorre quando a lixiviação provoca uma alteração estrutural por dissolução ou alteração do material de ligação entre grãos. É comum em regiões áridas e semi-áridas onde uma estação chuvosa se alterna com períodos muito secos.

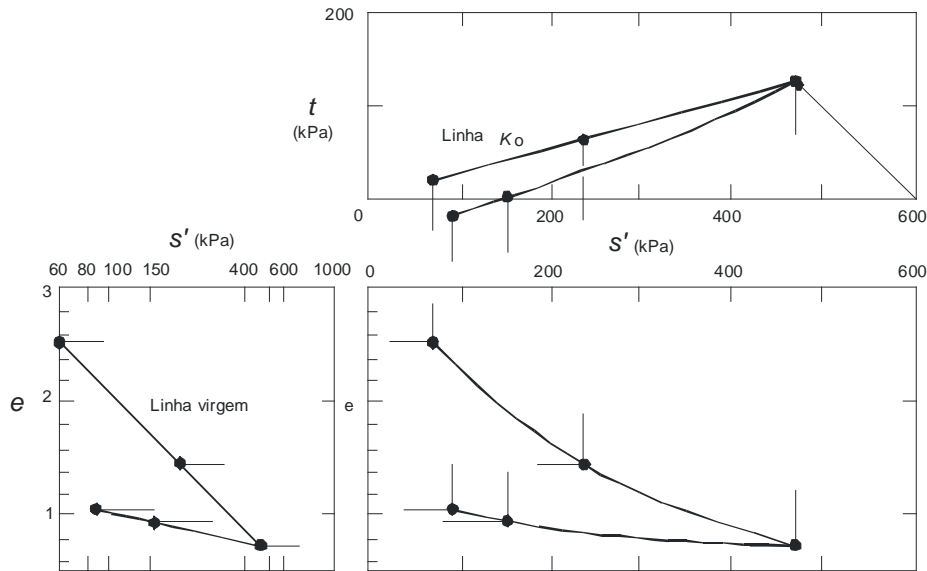


Fig. 6.25. Exemplo 6.5: diagrama $s':t:e$

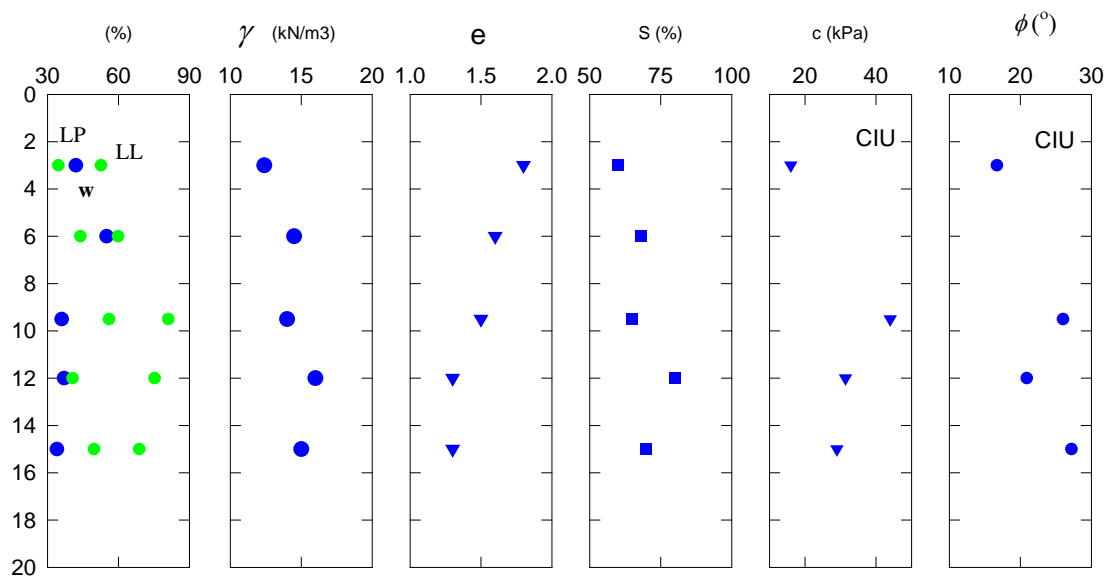


Fig. 6.26. Propriedades geotécnicas da argila porosa de Brasília (Ortigão e Macedo, 1993)

Como exemplo, tomemos a argila porosa de Brasília, como resumo das propriedades consta da figura 6.26. Toda a região de Brasília está coberta por um manto de material argiloso vermelho, denominado *argila porosa*, que foi muito estudada por ocasião da construção do túnel do Metrô daquela cidade (Ortigão et al, 1993 e 1994; Macedo et al, 1994). Os três primeiros metros ao longo de sua profundidade encontram-se muito lixiviados e, por isso, fornecem um valor do peso específico γ muito baixo, de somente 13 kN/m³ e, conseqüentemente, um índice de vazios e elevado de 1,7. Abaixo da camada lixiviada no topo verifica-se uma alteração nos valores de γ e e .

Embora já seja um fenômeno célebre desde o início da construção de Brasília, o autor pode presenciar as conseqüências do esquecimento disto. Um empreiteiro daquela cidade resolveu afrontar os solos colapsíveis e montou o seu canteiro em fundações diretas. Em menos de 6 meses, após o início das chuvas, ocorreram muitas trincas, com danos a diversas construções.

A ocorrência de colapso na argila porosa de Brasília está demonstrada na figura 6.27 em um ensaio oedométrico em que a amostra foi encharcada na pressão vertical de 200 kPa. O resultado foi uma deformação volumétrica considerável.

A prática de fundações da região é assentar qualquer construção sobre estacas. Mesmo as pequenas, de um só pavimento, não devem ter fundações diretas. Nesse caso, a solução corrente é empregar estacas tipo trado manual. Nos prédios maiores a solução tem sido tubulões a céu aberto.

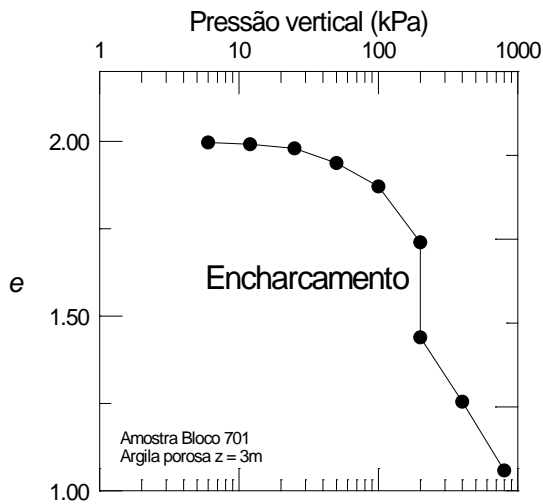


Fig. 6.27. Colapso em amostra de argila porosa de Brasília

Em pequenos barramentos construídos no Nordeste, a compactação pode ser feita com umidade muito abaixo da ótima, devido à falta d'água na região. No primeiro enchimento pode ocorrer o colapso do aterro, conforme observado por Miranda (1988).

O ensaio oedométrico pode ser empregado para o estudo do efeito da saturação dos solos. A figura 6.2 compara o comportamento de três amostras idênticas, a primeira completamente saturada antes do início do ensaio e a segunda, seca. A terceira, inicialmente seca, é adicionada de água na célula após um certo estágio de pressão para provoca a saturação e, em consequência, apresenta uma compressão volumétrica acentuada e uma variação correspondente do índice de vazios de Δe_c .

A deformação volumétrica correspondente é $\Delta \varepsilon_v$, obtida pela equação $\Delta e_c = \frac{\Delta e_c}{1 + e_o}$ onde e_o é o índice de

vazios inicial da amostra seca. Segundo Vargas (1973), o solo é considerado *colapsível* se $\Delta \varepsilon_v > 2\%$. Há, entretanto, outros critérios para se caracterizar um solo como colapsível (Vilar et al, 1981), não abordados neste livro.

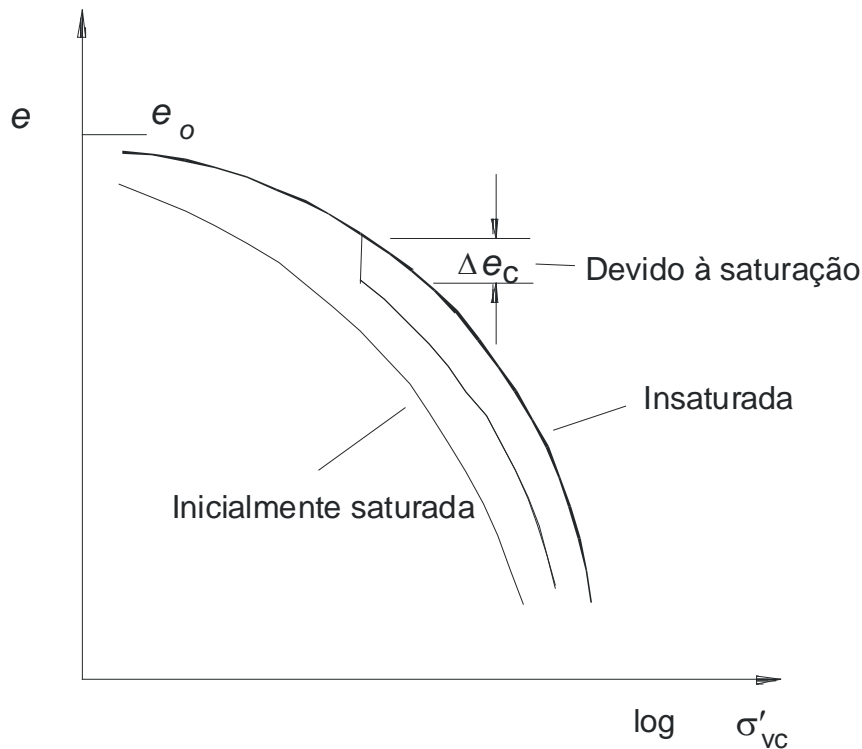


Fig. 6.28. Colapso devido à saturação em solos insaturados (Vargas, 1977)

Solos expansivos

Certos solos tropicais apresentam uma situação inversa à descrita no item anterior: em contato com a água, apresentam *expansão*, o que freqüentemente é a causa de acidentes ou defeitos em construções sobre os mesmos. Tais solos ocorrem em regiões semi-áridas, sendo freqüentes no Recôncavo Baiano, onde são conhecidos como *massapê*, originando-se de rochas sedimentares de argilito e folhelho.

Esses materiais são constituídos de minerais expansivos, como a montmorilonita e a ilita. Após períodos de seca prolongados, o nível d'água fica muito abaixo da superfície do terreno e aparecem trincas superficiais devido à grande contração volumétrica. Ocorrendo chuvas ou molhagem, mesmo devido a pequenos vazamentos em tubulações, observa-se o inchamento desses solos, provocando defeitos em construções.

Uma descrição pormenorizada de suas propriedades geotécnicas e técnicas construtivas foge do escopo deste livro, podendo ser encontrada, por exemplo, em Nunes (1978), Simões e Costa-Filho (1981) e Hunt (1984).

Exercícios

- 6.1. Qual o significado da pressão de pré-adensamento em areias e argilas? Qual a importância da compressibilidade desses materiais na prática da engenharia?

- 6.2. Por que as areias calcárias, encontradas por exemplo na bacia de Campos, apresentam grande compressibilidade volumétrica em comparação com uma areia de quartzo terrestre?
- 6.3. Definir os seguintes parâmetros e apresentar as equações correspondentes: σ'_{vm} , E'_{oed} , m_v , OCR , C_c , C_s , CR , SR e K_o .
- 6.4. Deduzir a equação $\varepsilon_o = \Delta e / (1 + e_o)$.
- 6.5. Com base no quadro 6.7, que apresenta os resultados de um ensaio oedométrico em uma argila com $e_o = 0,965$: (a) plotar o gráfico $e \times \log \sigma'_v$ em papel milimetrado (e não logaritmo), usando a função \log de uma calculadora; (b) obter σ'_{vm} , C_c , C_s , CR e SR ; (c) sabendo que esse ensaio é representativo de uma camada de argila saturada com 10 m de espessura, NA na superfície do terreno e $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$, calcular o recalque provocado por uma sobrecarga de 300 kPa.

Quadro 6.7. Exercício 6.4: resultados de ensaio oedométrico em argila

σ'_v (kPa)	e
20	0,953
40	0,948
80	0,938
160	0,920
320	0,878
640	0,789
1.280	0,691
320	0,719
80	0,754
20	0,791

- 6.6. Estimar os recalques devido a um aterro de 3 m de altura (com $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$) sobre argila do Rio de Janeiro, cujos dados constam do ensaio oedométrico apresentado no quadro 6.1. Usar quatro subcamadas.
- 6.7. Plotar o diagrama $s':t:e$ para uma argila com $\phi' = 30^\circ$, $C_c = 0,65$, $C_s = 0,04$ e $e_{co} = 5,2$. Este material, inicialmente NA com $\sigma'_v = 100 \text{ kPa}$, foi adensado em um oedômetro até $\sigma'_v = 320 \text{ kPa}$ e em seguida descarregado até $\sigma'_v = 20 \text{ kPa}$. O valor de K_o pode ser estimado pela equação 6.23.

- 6.8. Refazer os gráficos para a mesma argila do exercício 6.7, porém em compressão isotrópica com $e_0 = 5,7$.
- 6.9. que significa colapso devido à saturação e qual a importância do fenômeno?

Cap 7. ADENSAMENTO

Introdução

Um depósito de solo saturado e de baixa permeabilidade, quando submetido a uma sobrecarga, apresenta recalques que tendem a aumentar lentamente com o tempo. Aterros em solos aluvionares de baixada ou em regiões de formação marinha, como os mangues, e até mesmo edificações assentadas sobre camadas fracas, como é o caso de muitos prédios altos construídos sobre argila de Santos, SP, são exemplos típicos da ocorrência desse fenômeno.

Denominado *adensamento* ou *consolidação*, o fenômeno foi estudado por Terzaghi a partir de 1914, quando ainda era professor da Universidade de Istambul. Terzaghi desenvolveu o ensaio oedométrico, estudado no capítulo 6, e posteriormente a denominada *teoria do adensamento de Terzaghi*, abordada neste capítulo.

Analogia do sistema água-mola de Terzaghi

Iniciando o estudo do fenômeno de consolidação através de um modelo físico, é apresentada na figura 7.1a uma amostra de solo totalmente saturado e de baixa permeabilidade, que será submetida a um estágio de pressão $\Delta\sigma_1$ no oedometro da mesma figura. A amostra é composta de partículas de solo envolvidas por água, que preenche seus vazios. Um dispositivo qualquer, como um manômetro, permite a medição do acréscimo de pressão na água.

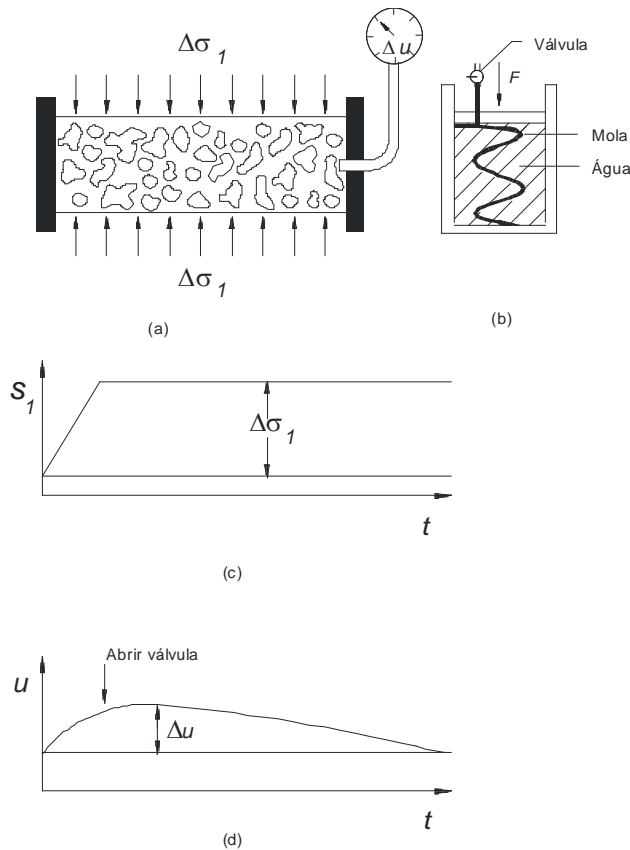


Fig. 7.1. (a) Condições impostas à amostra em um ensaio de adensamento; (b) analogia do sistema água-mola de Terzaghi; (c) aplicação do carregamento versus tempo; (d) variação da poropressão com o tempo

A figura 7.1b apresenta o modelo físico denominado *analogia do sistema água-mola de Terzaghi*, que consiste em um cilindro indeformável, um pistão sustentado por uma mola e uma válvula para controle do fluxo. O cilindro é preenchido pela água, cuja compressibilidade é admitida como sendo nula. Cada componente do sistema corresponde a outro na amostra da figura 7.1a. A água do cilindro corresponde à água intersticial da amostra de solo; a permeabilidade é representada pela abertura parcial da válvula e a deformação do esqueleto sólido, pela mola.

Uma vez aplicado o acréscimo de tensão vertical $\Delta\sigma_1$ no oedômetro, a pressão da água intersticial, ou poropressão, sofre imediatamente um acréscimo correspondente, que pode ser observado no manômetro. No pistão é aplicada analogamente a força F , cujo valor é ajustado de forma a aplicar uma pressão uniforme e igual a $\Delta\sigma_1$. No instante inicial, com a válvula ainda fechada, a pressão na água é igual à sobrecarga, ou seja, $\Delta u_{t=0} = \Delta\sigma_1$. Nesta ocasião, a força suportada pela mola ainda é nula, pois toda a pressão é suportada inicialmente pela água.

Com o passar do tempo, a água dos vazios começa a ser expulsa da amostra de solo, o que é representado no modelo de Terzaghi por uma pequena abertura na válvula. À medida que a água sai, diminui a

poropressão e aumenta a tensão na mola. Este fenômeno é denominado *transferência de carga* da água para a mola, ou seja, da água intersticial do solo para o esqueleto sólido. O aumento da pressão sobre o esqueleto sólido corresponde um aumento de pressão efetiva σ'_1 .

As figuras 7.1c e 7.1d apresentam a variação da pressão total vertical σ_1 e da poropressão u com o tempo. A dissipação e o processo de transferência de carga ocorrem a partir do momento em que a válvula é aberta. Para um tempo grande, o acréscimo Δu tende a zero, ou seja, às condições de equilíbrio, enquanto o esqueleto sólido tem sua pressão efetiva aumentada em um valor igual a Δu .

Teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi

A equação diferencial do adensamento unidimensional, incluída por Terzaghi em seu conhecido livro *Erdbaumechanik*, de 1925, é considerada o marco fundamental da Mecânica dos Solos. É importante entender seu desenvolvimento teórico, analisando as hipóteses sobre as quais a teoria se baseia e suas limitações.

Para representar matematicamente a analogia do sistema água-mola de Terzaghi são necessárias três equações, uma para representar o fluxo d'água, outra para a compressibilidade da mola, ou seja, do esqueleto sólido, e a terceira para garantir o equilíbrio. No primeiro caso é empregada a equação de continuidade de fluxo estudada no capítulo 5 (equação 5.18), que, para o caso unidimensional, pode ser assim simplificada:

$$k = \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \left(S \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial S}{\partial t} \right)$$

Eq. 7-28

onde:

k = permeabilidade na direção vertical

z = coordenada na direção vertical

h = carga hidráulica total

e = índice de vazios

S = grau de saturação

t = tempo

Quando empregada na teoria de Terzaghi, essa equação considera várias hipóteses, uma das quais é a *validade da lei de Darcy*. A proporcionalidade entre velocidade de fluxo e gradiente hidráulico tem sido

comprovada mesmo em gradientes muito baixos, como os que podem ocorrer devido ao fluxo por consolidação (Tavenas et al, 1983). Com isso, a lei de Darcy pode ser estendida ao processo de consolidação, sem restrições.

Outra hipótese é a de *deformações infinitesimais*, que considera que as deformações, ou os recalques por adensamento, são pequenos em relação à espessura total da camada sujeita ao fenômeno, situação que se aplica a grande parte dos casos práticos em Mecânica de Solos. Há, entretanto, uma classe de problemas que deve ser tratada diferenciadamente como *deformações finitas*. Por exemplo, no estudo de adensamento em lagoas de estabilização de rejeitos, em que o material é lançado ainda como líquido e ocorre um processo de sedimentação e consolidação, o recalque da superfície do rejeito pode alcançar 70% da espessura inicial da camada; neste caso, a aplicação de *deformações infinitesimais* conduzirá a erros consideráveis nas previsões feitas com base na teoria de Terzaghi.

As partículas de solo e a água são admitidas como incompressíveis. A compressibilidade da água é muito baixa e pode ser desprezada sem problemas. Os grãos de solo também podem ser considerados incompressíveis, sendo toda a compressibilidade do conjunto solo-água atribuída ao *esqueleto sólido*, que funciona, como visto na analogia de Terzaghi, como uma mola.

A hipótese de *fluxo unidimensional* é válida quando a espessura da camada em processo de consolidação é bem inferior à largura do carregamento (figura 7.2).

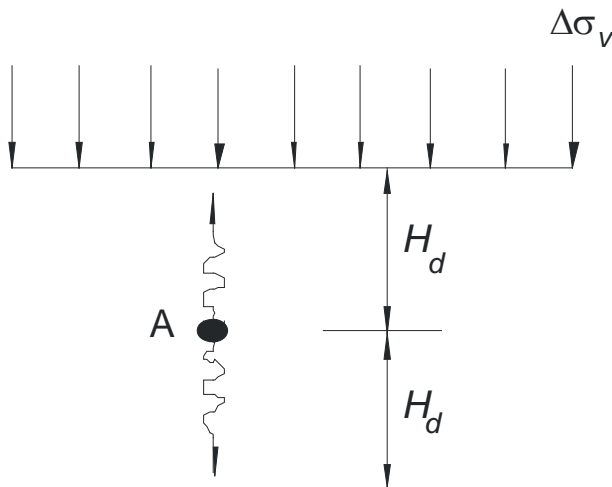


Fig. 7.2. Fluxo unidimensional durante o adensamento e caminho de drenagem de uma partícula A de água

A teoria de Terzaghi restringe ainda mais a equação 7.1 no caso de *solo saturado*. Considerando $S = 1$ e $\partial S/\partial t = 0$, essa equação simplifica para:

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t}$$

Eq. 7-29

O valor da carga total h é a soma da carga altimétrica h_a e piezométrica h_p , e esta última é igual à poropressão u dividida pelo peso específico da água γ_w (equações 5.8 e 5.8, capítulo 5). Daí, vem:

$$h = h_a + h_p = h_a + \frac{u}{\gamma_w}$$

O valor de u pode ser substituído por $u_o + \Delta u$, isto é, poropressão estática u_o correspondente à condição de equilíbrio, mais o acréscimo de poropressão Δu . Obtém-se, então:

$$h = h_a + (u_o + \Delta u) / \gamma_w$$

Eq. 7-30

Aplicando o operador diferencial $\partial^2/\partial z^2$ na equação 7.3, verifica-se que $\partial^2 h_a / \partial z^2 = 0$ e $\partial^2 u_o / \partial z^2 = 0$. Assim:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2}$$

Eq. 7-31

Conseqüentemente, a equação 7.2 pode ser assim reescrita (eliminando o Δ , pois escrever $\partial \Delta u$ é uma heresia matemática, já que não se pode diferenciar um acréscimo; por esta razão, adota-se ∂u , onde u é o acréscimo de poropressão):

$$k \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t}$$

Eq. 7-32

Para o comportamento do esqueleto sólido, Terzaghi adotou uma relação *tensão-deformação linear*:

$$\frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} = -a_v$$

Eq. 7-33

onde $\partial \sigma'_v$ é a tensão efetiva vertical e a_v , um módulo de compressibilidade. Introduzindo a equação 7.6 na 7.5 e rearranjando os termos, vem:

$$\frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t}$$

Eq. 7-34

O termo independente à esquerda dessa equação foi denominado por Terzaghi de *coeficiente de adensamento* c_v (ou coeficiente de consolidação, que deve ser expresso em m²/ano para facilitar as aplicações práticas em engenharia geotécnica). Esse coeficiente é expresso por:

$$c_v = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v}$$

Eq. 7-35

Nessa equação, verifica-se que a relação $(1+e)/a_v$ é o inverso do módulo de variação de volume m_v definido no capítulo 6 (equação 6.2). Daí:

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$$

Eq. 7-36

Uma outra hipótese de Terzaghi, a de que c_v *permanece constante durante o adensamento*, foge bastante à realidade, pois o coeficiente de adensamento não é uma propriedade independente, mas sim variável com a permeabilidade e a compressibilidade do solo, como demonstra a equação 7.9. À medida que o solo adensa, tanto a permeabilidade quanto a compressibilidade, e conseqüentemente c_v , diminuem. A

experiência em ensaios de laboratório e medições de campo comprovam, como é estudado adiante, que c_v apresenta valores elevados em argilas pré-adensadas, reduzindo muito seu valor quando o material se torna normalmente adensado. Assim, admitir c_v constante é, na melhor das hipóteses, uma aproximação grosseira. Desta forma, a equação 7.7 pode ser assim apresentada:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t}$$

Eq. 7-37

Em outra hipótese, a de *condição de equilíbrio*, Terzaghi admitiu que as tensões totais não variam durante o processo de consolidação, isto é:

$$\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v = \text{constante}$$

onde σ_v é a tensão vertical total, σ_{v0} a tensão vertical total inicial e $\Delta\sigma_v$ o acréscimo de tensão total devido à sobrecarga, que, por ser extensa em relação à espessura da camada, é constante em toda a profundidade. Com isto, uma variação no excesso de poropressão Δu corresponde a uma variação contrária na tensão efetiva σ'_v , isto é, $\partial u = -\partial \sigma'_v$. Realizando esta substituição na equação 7.10, obtém-se finalmente a *equação diferencial do adensamento unidimensional de Terzaghi*:

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

Eq. 7-38

Essa equação é composta de derivadas parciais de segunda ordem. Há soluções exatas, aproximadas e numéricas, algumas das quais são abordadas nos itens seguintes.

Solução exata da equação diferencial unidimensional de adensamento

A solução exata da equação 7.11 foi obtida inicialmente pelo próprio Terzaghi e consta de seu livro *Erdbaumechanik*. As condições de contorno adotadas basearam-se nas seguintes hipóteses simplificadoras:

(a) *peso específico da argila desprezado* – com isso, o problema da consolidação devido ao peso

próprio, como o processo de sedimentação, não pode ser analisado pela solução original de Terzaghi; a hipótese é válida, entretanto, para analisar o efeito de sobrecarga aplicada ao nível do terreno;

- (b) *comportamento isotrópico da argila* – isto implica adotar acréscimos iniciais de poropressões iguais à sobrecarga aplicada, ou seja, $\Delta u_{t=0} = \Delta \sigma_v$; esta hipótese só pode ser válida quando a largura do carregamento é muito maior que a espessura da camada; medições de campo, entretanto, indicam que $\Delta u_{t=0} < \Delta \sigma_v$ (esse assunto será novamente abordado no capítulo 11);
- (c) *drenagem no topo e no fundo da camada sujeita à consolidação* – esta hipótese ocorre comumente em engenharia geotécnica e sua validade nas aplicações práticas pode (e deve) ser verificada com facilidade nas obras de porte, através de observações in situ com piezômetros.

A solução do caso (c) consta de vários livros (eg, Vargas, 1973; Caputo, 1980; Lambe e Whitman, 1979). A função $u(z, t)$, que satisfaz a equação 7.11 para uma sobrecarga $\Delta \sigma_v$ no tempo t , é uma de Fourier:

$$u(z, t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2\Delta\sigma_v}{M} \operatorname{sen} \frac{Mz}{H_d} \exp(-M^2 T_v)$$

Eq. 7-39

onde:

$$M = 0,5 \pi (2m + 1), m = 1, 2, 3, \dots$$

H_d = *caminho de drenagem*, ou seja, o comprimento da maior trajetória vertical percorrida por uma partícula de água A até atingir a fronteira drenante (figura 7.2)

T_v = fator tempo, fornecido pela equação:

$$T_v = \frac{c_v t}{H_d^2}$$

Eq. 7-40

Grau de adensamento localizado

O grau de adensamento localizado, ou *percentagem de adensamento localizado* U_z , que é função da profundidade z e do tempo t , é definido pela equação:

$$U_z = 1 - \frac{\Delta u_t}{\Delta u_{t=0}}$$

Eq. 7-41

onde Δu_t é o acréscimo de poropressão no tempo t e $\Delta u_{t=0}$, o valor inicial correspondente ao tempo $t = 0$. De acordo com esta definição, U_z é nulo no instante inicial do adensamento e igual a 1 ou a 100% em um tempo infinito.

Através das equações 7.13 e 7.14 é possível obter U_z em função da profundidade relativa z/H_d , para vários valores do fator tempo T_v , conforme apresentado na figura 7.3. As curvas assim obtidas são denominadas *isócronas*, pois correspondem a um único *tempo* (*cronos*, em grego).

Exemplo 7.1

O perfil da figura 7.4 mostra um aterro arenoso que aplicou instantaneamente, ao nível do terreno, uma sobrecarga de 100 kPa. Obter: (a) a altura de drenagem H_d ; (b) o valor do acréscimo inicial de poropressão no meio da camada de argila; (c) idem, após passados três anos; (d) idem, 2 m abaixo da superfície do terreno. Considerar $c_v = 2 \text{ m}^2/\text{ano}$.

Solução

(a) Altura de drenagem H_d

Como há duas camadas de material drenante, uma no topo e outra na base da camada de argila, a partícula de água que percorrerá a maior trajetória até atingir a fronteira drenante será a que estiver no centro da camada, no ponto A. Conseqüentemente, $H_d = H/2 = 10 \text{ m}/2 = 5 \text{ m}$.

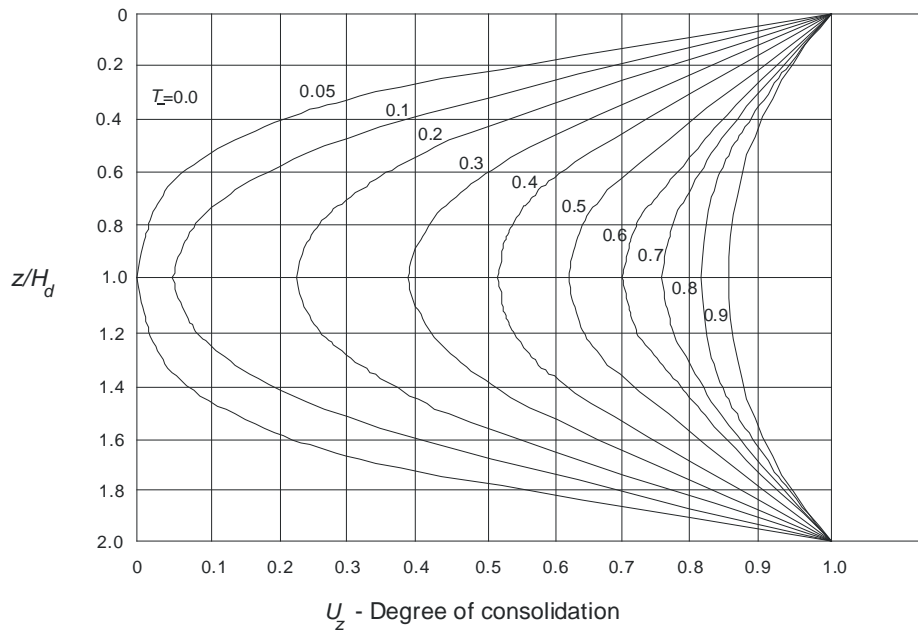


Fig. 7.3. Grau de adensamento localizado U_z em função do fator tempo T_v

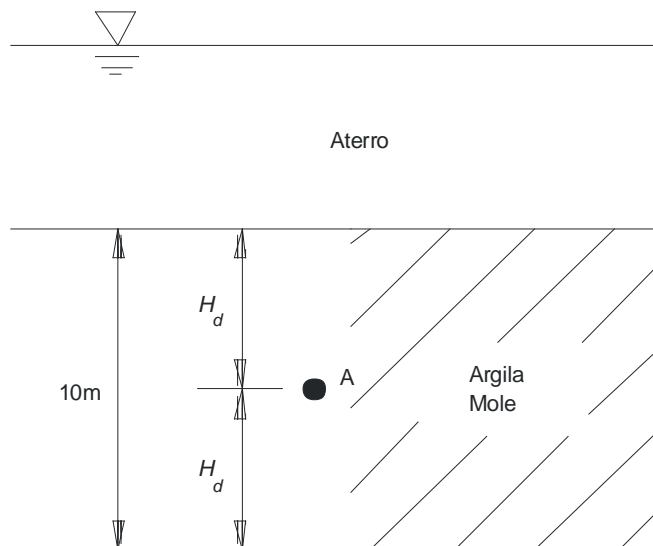


Fig. 7.4. Exemplo 7.1: perfil geotécnico

(b) Valor do acréscimo inicial de poropressão $\Delta u_{t=0}$

Segundo a teoria de Terzaghi, $\Delta u_{t=0} = \Delta \sigma_v$, ou seja, $\Delta u_{t=0}$ é tomado igual à sobrecarga aplicada. Portanto, $\Delta u_{t=0} = 100$ kPa. Como o aterro é extenso em relação à espessura da camada de argila, o acréscimo de tensão vertical é constante com a profundidade, o mesmo acontecendo com $\Delta u_{t=0}$.

(c) Valor de Δu_t para $t = 3$ anos, no meio da camada de argila

Calcula-se inicialmente o fator tempo pela equação 7.13, obtendo-se:

$$T_v = \frac{2\text{m}^2 / \text{ano} \times 3 \text{ anos}}{5^2} = 0,24$$

Com $z/H_d = 5 \text{ m} / 5 \text{ m} = 1$, entra-se no gráfico da figura 7.3 utilizando a isócrona correspondente ao T_v calculado, interpolando entre as isócronas correspondentes a $T_v = 0,2$ e $0,3$. Assim, obtém-se no eixo das abscissas um valor de $U \cong 0,33$. Empregando a equação 7.14, vem:

$$\Delta u_t = \Delta u_{t=0}(1 - U_z)$$

$$\therefore \Delta u_t = 100(1 - 0,33) = 67 \text{ kPa}$$

(d) Cálculo de Δu_t para $t = 3$ anos e $z = 2 \text{ m}$

Para o mesmo valor de T_v , mas com $z/H_d = 2 \text{ m} / 5 \text{ m} = 0,4$, entra-se no gráfico da figura 7.3 e obtém-se $U_z \cong 0,60$. Assim:

$$\therefore \Delta u_t = 100(1 - 60) = 40 \text{ kPa}$$

Exemplo 7.2

Repetir os cálculos do exemplo 7.1 imaginando drenagem simples somente pela base a camada de argila.

Solução

(a) Altura de drenagem H_d

Neste caso, a partícula de água que percorrerá a maior trajetória até alcançar a fronteira drenante será a que estiver sobre a fronteira impermeável. O valor de H_d coincide, então, com a espessura da camada, que é de 10 m.

(b) Valor do acréscimo inicial de poropressão $\Delta u_{t=0}$

Como no exemplo 7.1, $\Delta u_{t=0} = 100 \text{ kPa}$.

(c) Valor de Δu_t para $t = 3$ anos, no meio da camada de argila

O fator tempo, calculado pela equação 7.13, é:

$$T_v = \frac{2\text{m}^2/\text{ano} \times 3 \text{ anos}}{10^2} = 0,06$$

Com $z/H_d = 5 \text{ m}/10 \text{ m} = 0,5$, entra-se no gráfico da figura 7.3, interpolando para a isócrona correspondente ao T_v calculado e obtendo-se $U_t \cong 0,15$. Empregando a equação 7.14, vem:

$$\Delta u_t = \Delta u_{t=0}(1 - U_z) \quad \therefore \Delta u_t = 100(1 - 0,15) = 85 \text{ kPa}$$

(d) Cálculo de Δu_t para $t = 3$ anos e $z = 2$ m

Para o mesmo valor de T_v , mas com $z/H_d = 2 \text{ m}/10 \text{ m} = 0,2$, entra-se no gráfico da figura 7.3, obtendo $U_z \cong 0,55$. Assim:

$$\therefore \Delta u_t = 100(1 - 0,55) = 45 \text{ kPa}$$

Grau de adensamento médio

O grau de adensamento médio U para toda a camada pode ser obtido através da integração do grau de adensamento localizado U_z ao longo da profundidade. Ou seja, para um certo valor de T_v , a área delimitada por uma isócrona, como a apresentada na figura 7.5a, corresponde ao valor de U .

Pode-se escrever também que:

$$U = 1 \frac{1}{2H_d} \int_0^2 U_z dz$$

Eq. 7-42

Efetuada esta integração para vários valores de T_v obtém-se a relação $U = f(T_v)$, apresentada na figura 7.5b e no quadro 7.1.

Alguns autores (eg, Atkinson e Bransby, 1978), pesquisando funções que representassem aproximadamente a relação $U = f(T_v)$, propuseram as equações apresentadas no quadro 7.2, que são úteis em aplicações práticas, pois permitem facilmente o cálculo automático através de minicalculadoras.

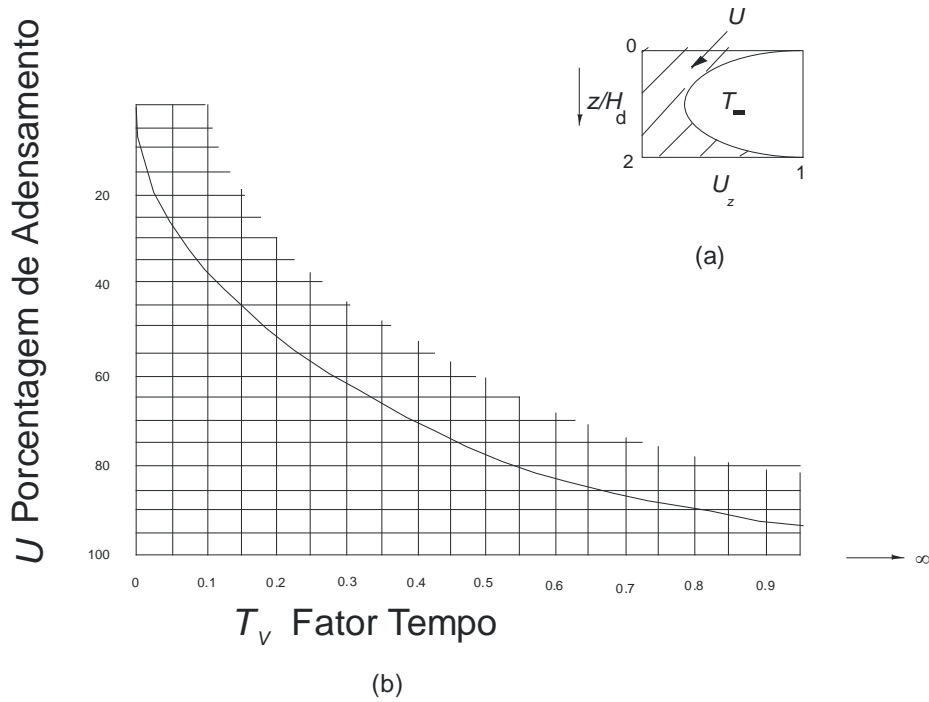


Fig. 7.5. Grau de adensamento médio U em função do fator tempo T_v

Quadro 7.1. Valores de $U = f(T_v)$ na teoria de Terzaghi para distribuição inicial de Δu constante com a profundidade

U (%)	T_v
0	0
10	0,0077
20	0,0314
30	0,0707
40	0,126
50	0,196
60	0,286
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	∞

Quadro 7.2. Relações aproximadas $U = f(T_v)$

Função	Eq	Validade
$U = 1,155 T_v^{0,5}$	7.16	$U < 33\%$
$U = 1 - 0,67 \exp(0,25 - 3 T_v)$	7.17	$U > 33\%$
$U = \left[\frac{T_v^3}{T_v^3 + 0,5} \right]^{1/6}$	7.18	$0 < U < 95\%$

A equação 7.15 pode ser reescrita como uma relação entre o recalque ρ_∞ :

$$U = \frac{\rho_t}{\rho_\infty}$$

Eq. 7-43

Exemplo 7.3

Comparar resultados do grau de adensamento médio U calculado pela teoria de Terzaghi (quadro 7.1) e pelas expressões aproximadas do quadro 7.2 para $T_v = 0,03$.

Solução

Os valores obtidos para U são:

- (a) pela teoria de Terzaghi (solução rigorosa), $U = 0,20$;
- (b) pela equação 7.16, $U = 1,155 \times 0,03^{0,5} = 0,20$;
- (c) pela equação 7.18,

$$U = \left[\frac{0,03^3}{0,03^3 + 0,5} \right]^{1/6} = 0,22$$

A diferença entre o valor fornecido pela solução rigorosa e o obtido pela equação 7.16 é insignificante. Já em relação ao valor obtido pela equação 7.18, há uma diferença de 0,02.

Exemplo 7.4

Para o perfil geotécnico da figura 7.4, determinar o tempo necessário para que ocorra 20% dos recalques devido à aplicação da sobrecarga, considerando $c_v = 2 \text{ m}^2/\text{ano}$.

Solução

Entrando no gráfico da figura 7.5b com $U = 20\%$, obtém-se $T_{20} \cong 0,03$. Devido à dupla drenagem, tem-se $H_d = 10 \text{ m}/2 = 5 \text{ m}$. Assim, através da equação 7.13, obtém-se:

$$t = \frac{T_v H_d^2}{c_v} \quad \therefore t_{20} = \frac{0,03 \times 5^2}{2} \cong 0,4 \text{ anos}$$

Exemplo 7.5

Sabendo que, para o perfil geotécnico da figura 7.4, o recalque total calculado para uma determinada sobrecarga foi de 1,2 m, obter a curva de tempo \times recalque considerando $c_v = 2 \text{ m}^2/\text{ano}$.

Solução

Os cálculos constam do quadro 7.3, sendo que: para a primeira coluna, arbitram-se valores de U ; a segunda é obtida sabendo-se que, para $U = 100\%$, o valor do recalque total ρ é 1,2 m; na terceira coluna, os valores de T_v são obtidos a partir do quadro 7.1 ou pelas equações do quadro 7.2; e na quarta coluna, o valor de t é obtido a partir da equação 7.16, com $H_d = 5 \text{ m}$ (dupla drenagem). A curva de tempo \times recalque é apresentada na figura 7.6.

Quadro 7.3. Exemplo 7.5: cálculo da curva de tempo \times recalque

U (%)	ρ (m)	T_v	t (anos)
20	0,24	0,031	0,4
40	0,48	0,126	1,6
60	0,72	0,286	3,6
80	0,96	0,567	7,1
100	1,20	∞	∞

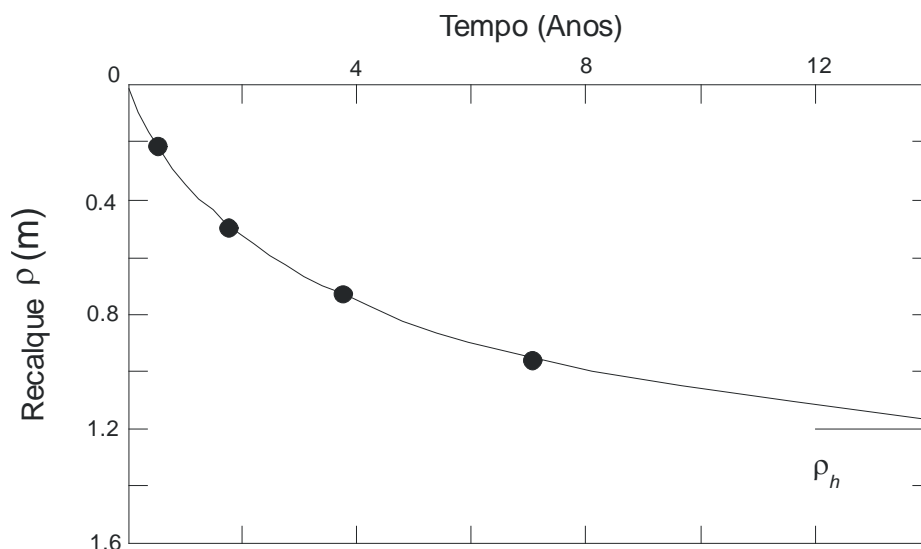


Fig. 7.6. Exemplo 7.5: curva de tempo \times recalque

Soluções da equação diferencial do adensamento para distribuições iniciais de poropressões variando linearmente com a profundidade

Uma importante contribuição à teoria de Terzaghi foi o trabalho de Ortenblad *Mathematical theory of the process of consolidation of mud deposits* (ScD Thesis, MIT, 1925). Trata-se da primeira tese de doutorado em engenharia do MIT, pois até aquela época havia somente teses em Ciências: julgavam que a engenharia não poderia produzir nada de original. A tese foi defendida pelo então estudante brasileiro, que se interessou pela solução da equação diferencial do adensamento, na qual o próprio Terzaghi havia introduzido hipóteses simplificadoras, uma das quais admitia que $\Delta u_{t=0} = \Delta \sigma_v$, o que implica erros em certos casos (ver interessante entrevista de Ortenblad no *Volume comemorativo do centenário de K. Terzaghi*, publicado pela ABMS em 1983).

Ortenblad desenvolveu soluções originais para condições de contorno em que a distribuição inicial de acréscimos de poropressão $\Delta u_{t=0}$ varia com a profundidade. Estas soluções vieram a constar de vários livros tradicionais (eg, Caputo, 1981; Taylor, 1948; Leonards, 1962) e algumas estão reproduzidas no quadro 7.4, sendo que o caso 1 corresponde à situação em que $\Delta u_{t=0}$ é nulo na superfície e o caso 2, em que $\Delta u_{t=0}$ é nulo no fundo da camada. Uma compilação de várias outras soluções é apresentada por Ortigão e Almeida (1988).

Quadro 7.4. Soluções exatas da equação diferencial do adensamento de Terzaghi, para Δu inicial variando

linearmente com a profundidade

U (%)	T_v	
	Caso 1	Caso 2
0	0	0
10	0,04	0,003
20	0,10	0,009
30	0,15	0,024
40	0,22	0,048
50	0,29	0,092
60	0,38	0,160
70	0,50	0,271
80	0,66	0,440
90	0,94	0,720
100	∞	∞

Tipos de recalque quanto à dissipação de poropressões

As deformações que ocorrem durante a compressão oedométrica podem ter diferentes causas e, para analisá-las, estão plotados na figura 7.7 os resultados de um estágio de carga de um ensaio oedométrico. O gráfico apresenta resultados típicos de recalques, plotados com o logaritmo do tempo decorrido durante um estágio de carga, distinguindo-se três tipos de recalque: *inicial*, *primário* e *secundário*.

O *recalque inicial* ocorre simultaneamente à aplicação da carga, devido não só à compressão de gás dos vazios do solo, quando o material não é completamente saturado, mas também à influência de deslocamentos horizontais *in situ* nas vizinhanças do ponto considerado, quando a largura do carregamento não é grande em relação à espessura da camada.

O *recalque primário* é o que ocorre por adensamento devido à expulsão da água dos vazios do solo, sendo o único que pode ser tratado pela teoria do adensamento.

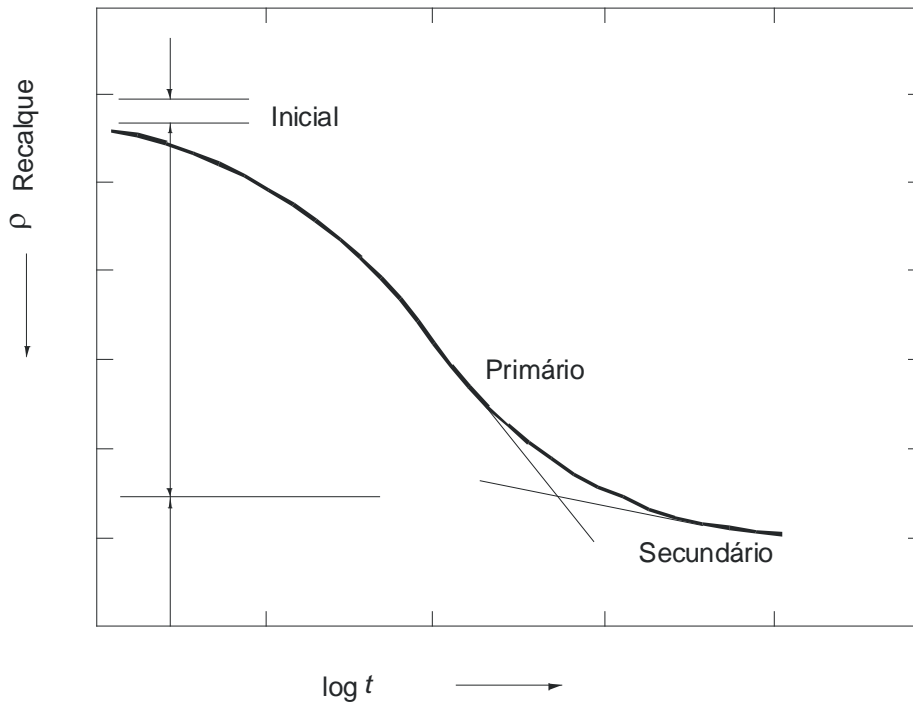


Fig. 7.7. Recalques inicial, primário e secundário

O recalque secundário, também denominado *fluência*, ocorre mesmo com pressões efetivas constantes e é devido à deformação lenta do esqueleto sólido. Corresponde ao trecho retilíneo da curva, no final do ensaio, em que as poropressões são nulas e as deformações variam proporcionalmente ao logaritmo do tempo.

A divisão em três tipos de recalque tem fins exclusivamente didáticos, por facilitar a compreensão dos fenômenos e seu tratamento matemático, pois, na realidade, eles ocorrem no solo de forma simultânea.

Os recalques primários podem ser tratados como qualquer problema de cálculo de tensões e deformações em meios contínuos: com a aplicação da teoria da elasticidade, em que o comportamento do material é simplesmente representado pelo módulo de Young E e o coeficiente de Poisson ν , ou até por métodos numéricos sofisticados, considerando comportamento elastoplástico e vários tipos de material. Os casos simples podem ser resolvidos com a aplicação de quadros gráficos, como os apresentados por Poulos e Davis (1974), desde que se conheçam os parâmetros elásticos do solo.

Na maioria dos solos, a fluência tem menor importância durante a fase inicial da obra e de utilização da estrutura, porque sua magnitude é inferior à dos outros tipos de recalque, sendo por esta razão desconsiderada na maioria das análises. Medições de recalque realizadas ao longo de muitos anos em estruturas permitem classificar os solos quanto à fluência. Nas areias, é praticamente inexistente. Nas argilas, é comum os engenheiros geotécnicos admitirem para a fluência uma pequena parcela de 5 a 10% do recalque total. Como a velocidade de fluência pode ser admitida como constante com o logaritmo do tempo, sua magnitude reduz a cada ciclo da escala \log , mas teoricamente nunca cessa.

Um exemplo desse comportamento é o muro central da Avenida Brasil, no Rio de Janeiro, próximo à refinaria de Manguinhos, onde ocorre uma camada de solo mole com muitos metros de espessura: a obra foi executada por volta de 1948, mas, como ao longo do muro há trechos estaqueados, notam-se os defeitos provocados por recalques diferenciais, que parecem desacelerar com o tempo, mas não cessam. Em prédios antigos sobre argila, Nunes (1971) observou velocidades mínimas de recalques da ordem de 1 μm por dia.

Um material cujo comportamento é *sui generis* quanto à fluência são as turfas (eg, Casagrande, 1966; Perrin, 1973), que apresentam uma alta percentagem de matéria orgânica, sendo constituídas de um emaranhado de matéria vegetal com argila e tendo, muitas vezes, aspecto fibroso. Outras características importantes são as altíssimas umidades, que podem atingir 1.000%, e os elevados índices de vazios, que alcançam o valor de 20.

Devido à alta quantidade de vazios, as turfas apresentam também compressibilidade e permeabilidade inicial muito elevadas, que decrescem rapidamente após a aplicação de um carregamento. Com isso, o adensamento primário e a dissipação dos excessos de poropressões são excepcionalmente rápidos, da ordem de minutos, e o adensamento secundário, ou fluência, começa a atuar logo após a aplicação da carga. Nos recalques medidos em turfas, sempre a maior parcela é devida ao adensamento secundário.

Uma implicação prática que se pode deduzir do comportamento das turfas é que, como a dissipação de poropressões é muito rápida, qualquer método de tratamento do solo que vise acelerar a drenagem (para acelerar os recalques) não funciona. Os recalques nas turfas, como foi visto, são eminentemente de fluência, ocorrendo após a dissipação de poropressões.

Determinação de c_v a partir de ensaios oedométricos

O fator mais importante e mais difícil para a utilização da teoria do adensamento é a determinação correta do coeficiente c_v , havendo dois métodos tradicionais para obtê-lo: o de Casagrande, ou $\log t$, e o de Taylor, ou \sqrt{t} , ambos desenvolvidos a partir do ajustamento de curvas de ensaio à teoria do adensamento.

Método de Casagrande ou $\log t$

A figura 7.8 apresenta os resultados de um estágio de carga com 160 kPa de pressão vertical em amostra de argila do Rio de Janeiro. O eixo das abscissas corresponde ao tempo decorrido desde o início do estágio, plotado em escala logarítmica. As leituras em cada estágio são feitas em tempos dobrados, em progressão geométrica, adotando-se em geral a seqüência (em minutos): 0,1; 0,25; 0,5; 1; 2,4; 8; 15; 30; 60; 120; 240; 480; 1.440 (24 horas). As ordenadas correspondem ao deslocamento vertical (em milímetros) sofrido pelo corpo-de-prova no estágio.

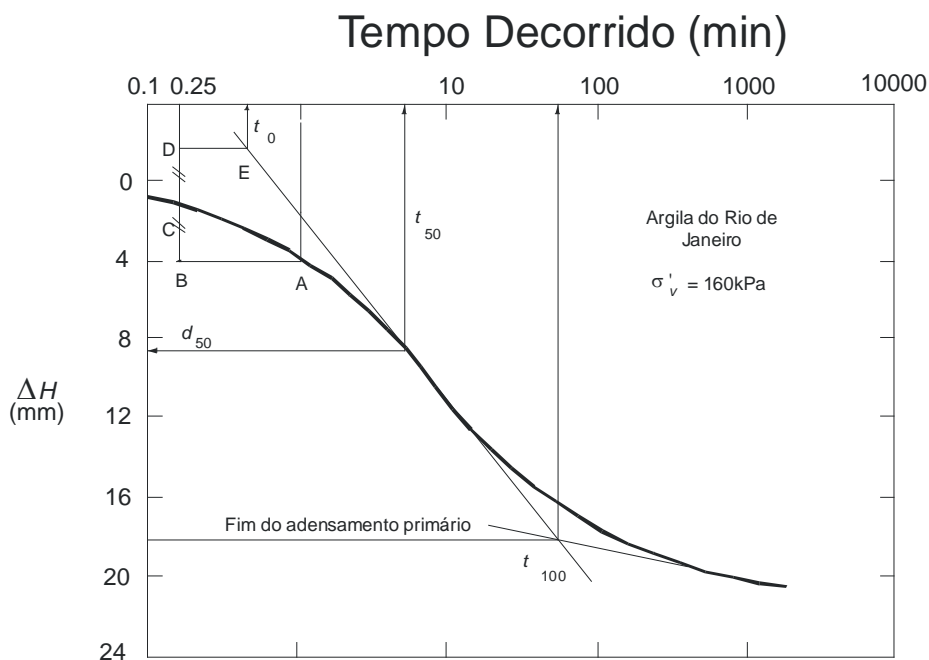


Fig. 7.8. Determinação de c_v pelo método $\log t$

Para a determinação de c_v são traçadas duas retas, uma tangente à parte retilínea do final da curva de ensaio, correspondente ao trecho de adensamento secundário, e a outra tangente à parte central da curva, através de seu ponto de inflexão. O ponto de interseção das duas retas corresponde ao fim teórico do adensamento primário, cujo tempo correspondente é denominado de t_{100} .

A técnica para se obter o ponto correspondente ao início do adensamento no início da curva de ensaio consiste em ajustar uma parábola, determinando-se graficamente sua assíntota. Para tanto, a partir da abscissa correspondente a 1 minuto, determina-se o ponto A na curva de ensaio e, a partir de A, traça-se uma horizontal que determina B na abscissa de 0,25 minutos. O ponto C está na mesma abscissa de 0,25 minutos, mas sobre a curva de ensaio. O ponto D, também com abscissa de 0,25 minutos, é determinado sabendo-se que o segmento de reta BC tem o mesmo comprimento do segmento CD.

A reta horizontal que passa pelo ponto D é a assíntota à parábola ajustada, cuja interseção E com a reta anteriormente traçada, tangente à parte central da curva de ensaio, determina t_0 . O ponto central do segmento de reta entre t_0 e t_{100} permite determinar t_{50} e h_{50} , respectivamente o tempo e a altura de drenagem (metade da altura total, no caso de drenagem dupla) do corpo-de-prova, correspondentes a 50% de adensamento. Assim, para t_{50} obtém-se:

$$t_{50} = 5,6 \text{ min} \frac{5,6}{60 \times 24 \times 365} = 1,07 \times 10^{-5} \text{ anos}$$

Para h_{50} , considerando que

$$h_{50} = \frac{1}{2} (H_0 - \Delta H_{50})$$

e sendo H_0 a altura inicial do corpo-de-prova, igual a 14 mm, e ΔH_{50} o deslocamento medido na curva de ensaio correspondente a t_{50} , igual a 0,88 mm, obtém-se:

$$\therefore h_{50} = \frac{1}{2} (14 - 0,88) = 6,6\text{mm} = 0,0066\text{m}$$

Finalmente, aplicando a equação 7.13, vem:

$$c_v = \frac{T_{50} h_{50}^2}{t_{50}}$$

Eq. 7-44

onde T_{50} é igual a 0,196 (quadro 7.1, para $U = 50\%$). Daí:

$$c_v = 0,196 \times 0,0066^2 / (1,07 \times 10^{-5}) = 0,8\text{m}^2 / \text{ano}$$

Método de Taylor ou \sqrt{t}

Para calcular c_v por esse método, os resultados do ensaio em cada estágio de carga são plotados conforme a figura 7.9, em que a abscissa é a raiz quadrada do tempo decorrido, \sqrt{t} , e a ordenada, os deslocamentos verticais.

A curva típica do ensaio é inicialmente acentuada, seguindo-se um trecho retilíneo. Para este trecho obtém-se inicialmente uma tangente, interpolando-a entre os pontos experimentais e estendendo-a até encontrar o eixo das ordenadas, determinando-se o ponto A . Em seguida, arbitra-se o ponto B em qualquer lugar sobre a tangente, cuja distância (em milímetros) em relação ao eixo das ordenadas tem valor x . Prosseguindo, determina-se o ponto C , à direita do ponto B e distando deste $0,15x$, e traça-se uma reta AC , que seciona a curva experimental no ponto D . As coordenadas do ponto D são t_{90} e ΔH_{90} , respectivamente

o tempo e o recalque correspondentes a $U = 90\%$.

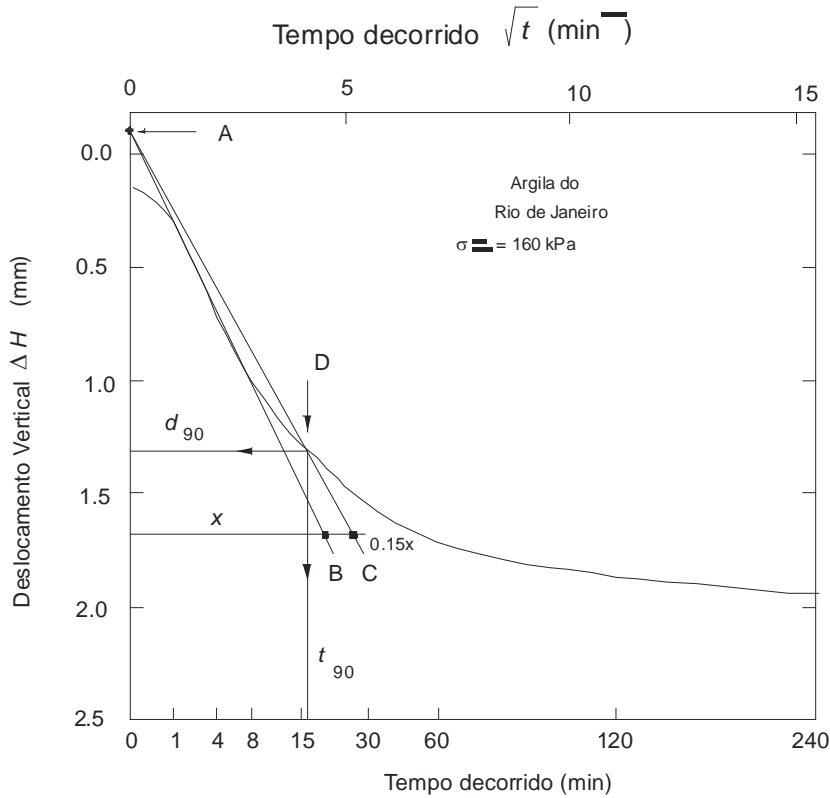


Fig. 7.9. Determinação de c_v pelo método \sqrt{t}

Com isto obtém-se o gráfico $t_{90} = 16$ min. Daí, vem $t_{90} = 3,04 \times 10^{-5}$ anos. Sabendo que a altura inicial do corpo-de-prova é de 14 mm e que o deslocamento ΔH_{90} tirado do gráfico é de 1,3 mm, a altura de drenagem será:

$$\therefore h_{90} = \frac{1}{2} (14 - 1,3) = 6,3\text{mm} = 0,0063\text{m}$$

O valor de c_v é dado pela equação:

$$c_v = \frac{T_{90} h_{90}^2}{t_{90}}$$

Eq. 7-45

onde:

$T_{90} = 0,848$, segundo o quadro 7.1. Assim:

$$\therefore c_v = 0,848 \times 0,0063^2 / (3,04 \times 10^{-5}) = 1,1 \text{ m}^2 / \text{ano}$$

Discussão dos métodos

A curva experimental da figura 7.8 em que foi aplicado o método de Casagrande é, na realidade, uma curva típica obtida nas fases finais de carga de ensaio, em que o material está normalmente adensado. Este fato está ilustrado na figura 7.10, que apresenta uma família de curvas de *deformação vertical* ε_v *versus* $\log t$, obtidas em um único ensaio realizado com vários estágios de carga em argila mole do Rio de Janeiro.

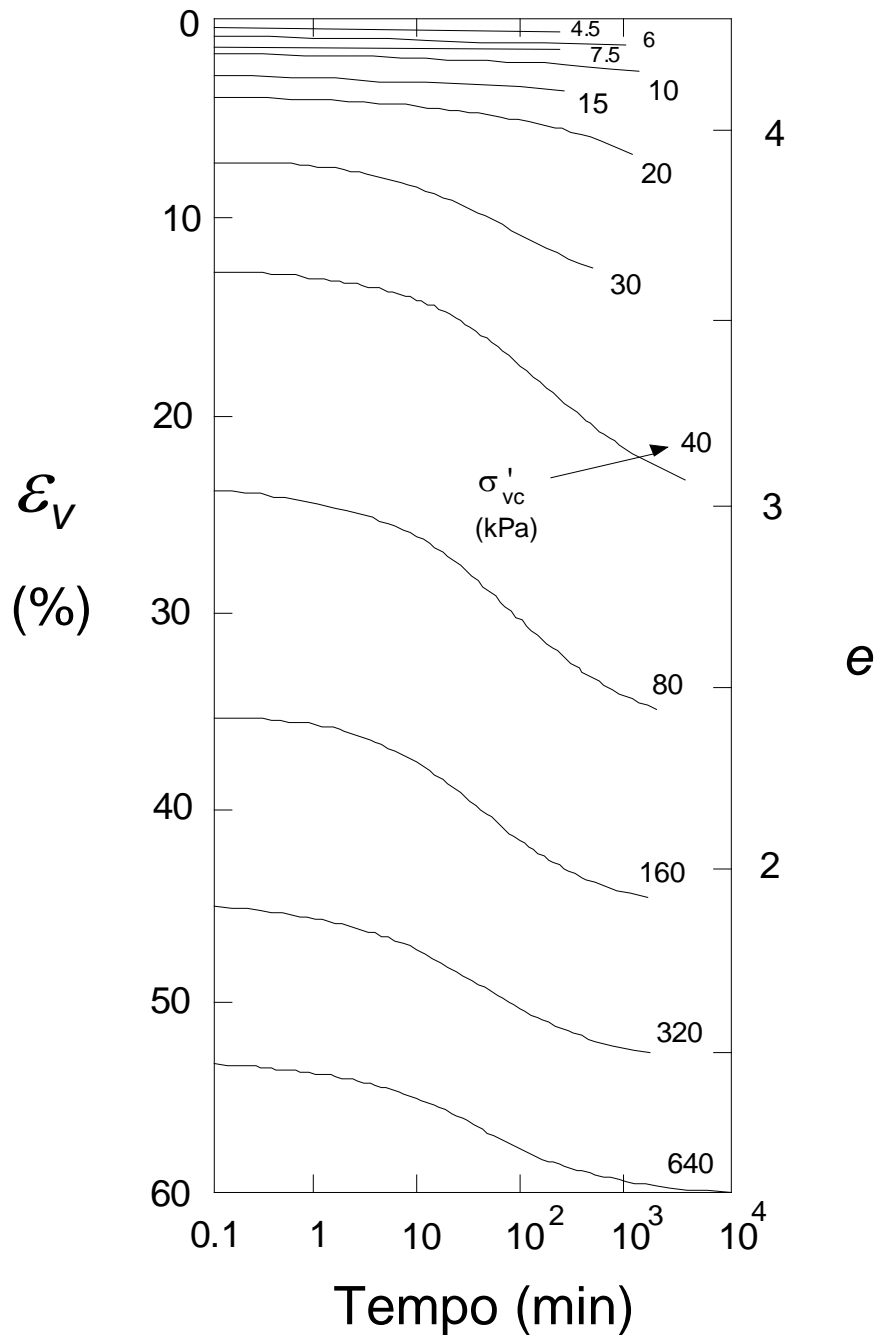


Fig. 7.10. Comparação entre as curvas de tempo \times recalque para vários estágios de carga em amostra de argila do Rio de Janeiro

Os primeiros estágios foram realizados com o valor da carga e o incremento entre estágios bem pequenos, até se atingir a pressão de pré-adensamento de 25 kPa. A partir daí, os incrementos foram dobrados sucessivamente até o limite de 640 kPa. Algumas observações feitas a partir desse gráfico podem ser generalizadas para muitos materiais. Não é possível obter c_v pelo método $\log t$ nos estágios iniciais de carga, pois as curvas não tem o aspecto da curva teórica da figura 7.8, dificultando a aplicação do método. Isto não ocorre nos estágios com pressões superiores à de pré-adensamento. Já com método \sqrt{t} é possível

obter c_v para a maioria dos estágios de carga do ensaio oedométrico. Por esta razão o autor prefere adotar o método de Taylor.

Os valores de c_v calculados pelos dois métodos não são iguais. Nos exemplos aqui apresentados foram obtidos $0,8 \text{ m}^2/\text{ano}$ pelo método de Casagrande e $1,1 \text{ m}^2/\text{ano}$ pelo de Taylor, o que corresponde a uma diferença aproximada de 40%. Isto ocorre comumente em argilas, já tendo sido verificadas diferenças de até 150% (Ladd, 1973). Embora à primeira vista a influência do método de cálculo possa parecer significativa, na realidade sua importância é menor que a da variação dos valores de c_v em ensaios oedométricos realizados para uma mesma argila, como comprovam os dados da figura 7.11. Esta figura apresenta a faixa de variação de c_v par argila do Rio de Janeiro correspondente a mais de 100 ensaios oedométricos (Ortigão e Almeida, 1988).

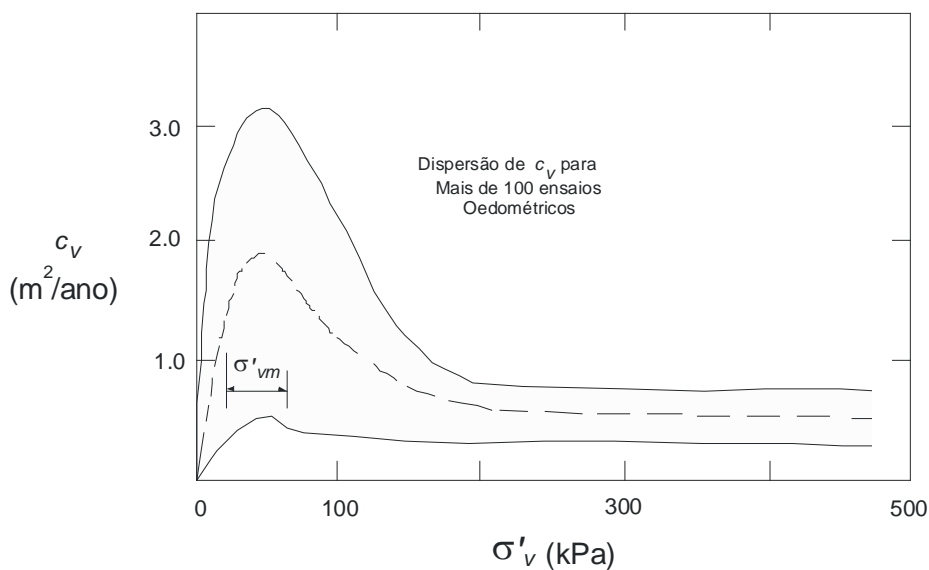


Fig. 7.11. Faixa de valores de c_v da argila do Rio de Janeiro obtida em ensaios oedométricos

Observa-se que para σ'_v até 100 kPa, região em que o material está pré-adensado, a dispersão de resultados é muito grande, entre 1 e $3,5 \text{ m}^2/\text{ano}$. Para valores de σ'_v superiores a 100 kPa, os resultados estão compreendidos na faixa de $0,5 \pm 0,3 \text{ m}^2/\text{ano}$. Estes dados demonstram a dificuldade em se seleccionar, a partir de ensaios oedométricos, um valor de c_v para aplicação da teoria de Terzaghi.

Correlação entre c_v e índices físicos

Uma correlação universal empírica entre c_v e índices físicos simples foi obtida por Carrier (1985):

$$c_v = \frac{28,67}{IP} \frac{(1,192 + A_c^{-1})^{6,993}}{(2,03IL + 1,192 + A_c^{-1})^{7,993}} \text{ (m}^2 \text{ / ano)}$$

Eq. 7-46

onde:

IP = índice de plasticidade (%)

A_c = atividade (equação 1.3, capítulo 1)

IL = índice de liquidez (equação 1.4, capítulo 1)

Essa equação é válida para amostras amolgadas, ou seja, as que tiveram sua estrutura perturbada durante o processo de coleta, transporte e armazenamento, e por isso apresentam valores de c_v inferiores aos de argilas intactas. Essa correlação é muito útil na estimativa preliminar de c_v em anteprojetos de engenharia e para aferição de valores obtidos em laboratório. A figura 7.12 apresenta um ábaco para solução gráfica da equação 7.22.

Exemplo 7.6

Determinar c_v para a argila do Rio de Janeiro, que apresenta $w = 150\%$, $IP = 80\%$, $LP = 40\%$ e 55% de material inferior a $2 \mu\text{m}$.

Solução

Obtém-se inicialmente $A_c = 1,45$ e $IL = 1,38$. Aplicando a equação 7.22, vem:

$$c_v = \frac{28,67}{80} \frac{(1,192 + 1,45^{-1})^{6,993} (4,135 \times 1,38 + 1) 4,29}{(2,03 \times 1,38 + 1,192 + 1,45^{-1})^{7,993}}$$

$$\therefore c_v \cong 0,5 \text{ m}^2 \text{ / ano}$$

O valor obtido está dentro da faixa de resultados apresentada na figura 7.11 para a região normalmente adensada. O ábaco da figura 7.12 também pode ser usado para resolver este problema.

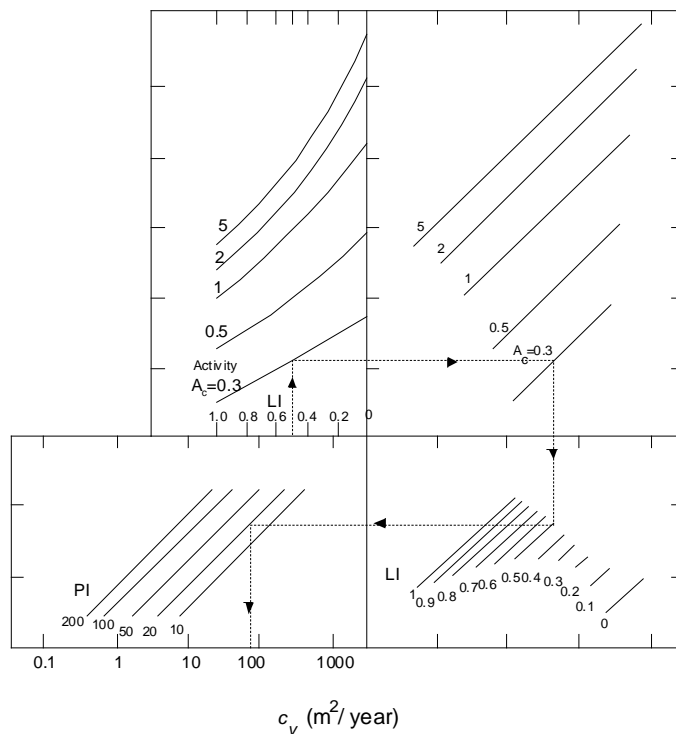


Fig. 7.12. Ábaco para a determinação de c_v a partir de correlação (Carrier, 1985)

Determinação de c_v a partir de ensaios in situ

A imprecisão e a grande dispersão em c_v obtido por métodos correntes de ensaios de laboratório leva a buscar outros meios, como os ensaios in situ, Schnaid (2000) publicou um excelente resumo sobre os ensaios in situ e as suas aplicações. As principais vantagens dos mesmos são a rapidez e o fato de eliminarem o amolgamento ou perturbação de amostragem, transporte e da preparação do corpo-de-prova, o que é impossível evitar no caso de amostras destinadas a ensaios de laboratório. Entretanto, perde-se o controle das condições de tensão, deformação e drenagem, bem conhecidas nos ensaios de laboratório mas impossíveis de serem controladas integralmente no campo.

Entre os métodos in situ, podem ser citados o do piezocone, o de Asaoka e o método combinado através de permeabilidade in situ e compressibilidade de laboratório, descritos a seguir.

Piezocone

Os ensaios de piezocone, conhecidos mundialmente pela sigla CPTU (piezocone penetration test) consistem na penetração lenta, no terreno, de uma ponteira de aço instrumentada (figura 7.13) em forma de cone e com área de 10 cm^2 , correspondente a um diâmetro de $3,6 \text{ mm}$ e ângulo de apex de 60° .



Fig. 7.13. Piezocone

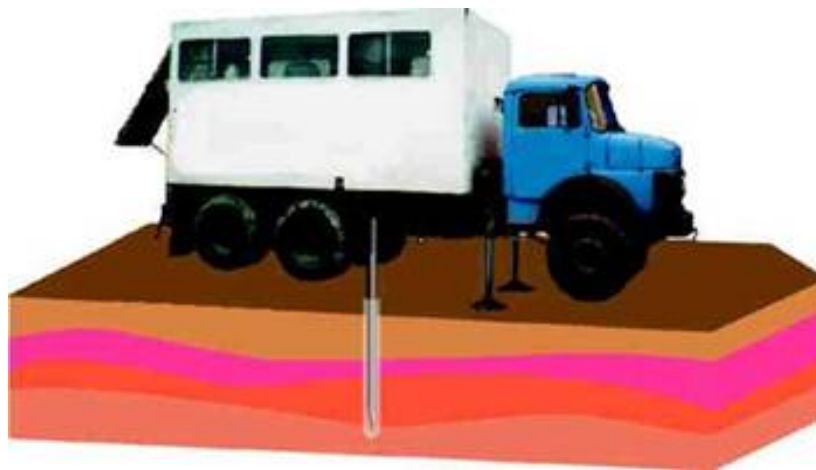


Fig. 7.14. Caminhão de investigações geotécnicas

O aparelho permite medir simultaneamente a resistência de ponta q_c , em MPa, o atrito lateral f_s , em MPa, e a poropressão u (também de notada como u_2), em kPa. As medidas são praticamente contínuas e automatizadas ao longo da penetração, oferecendo uma grande sensibilidade para detecção das camadas até mesmo muito delgadas, com espessura da ordem de centímetros, o que é impossível por outros métodos. As figuras apresentam exemplos de resultados obtidos, sendo que as grandezas medidas q_c , f_s , u e a *relação de atrito* $R_f = f_s/q_c$, são plotadas ao longo da profundidade. A poropressão hidrostática é indicada como u_0 . Dois parâmetros de poropressão são empregados e fornecem valores muito próximos:

O DPPR é a sigla de *differential porepressure ratio*, definido por:

$$DPPR = \frac{\Delta u}{q_c} = \frac{u_2 - u_0}{q_c}$$

O outro parâmetro é:

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_c - \sigma_{v0}}$$

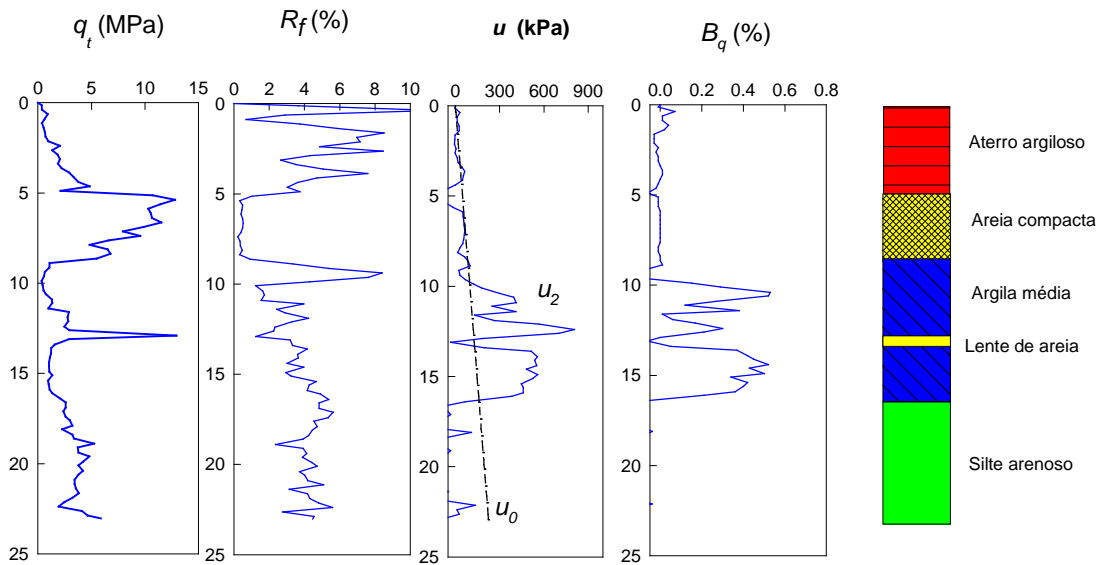


Fig. 7.15. Resultados típicos de CPT: atrito lateral f_s , resistência de ponta q_c e relação de atrito R_f , ensaio em Tijuca, SC

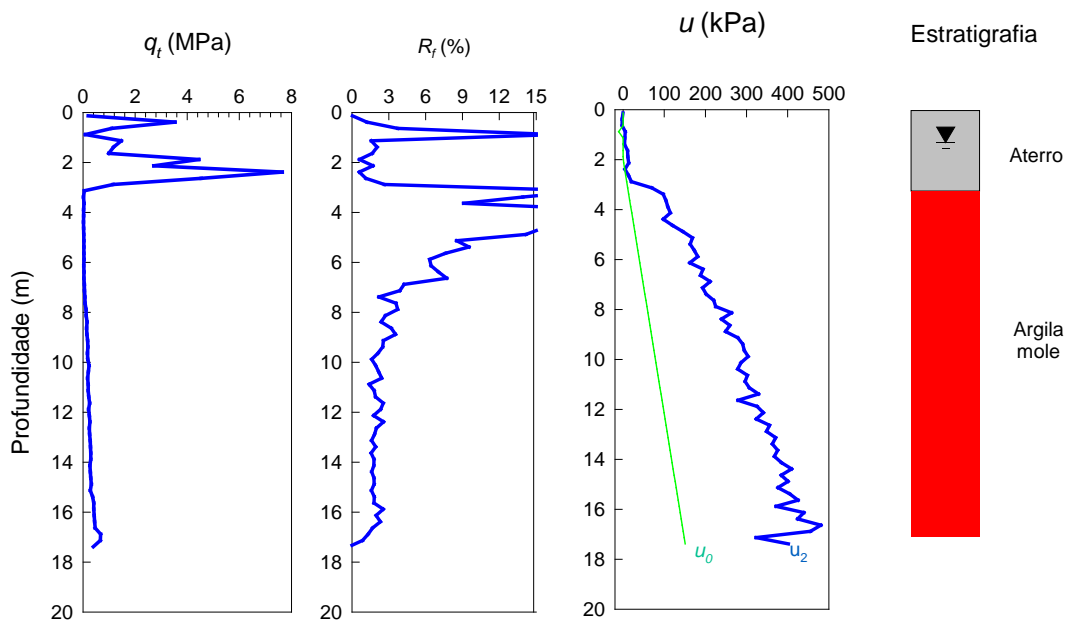


Fig. 7.16. Resultados típicos de CPTU, argila de São Luiz, MA, apresentando grande homogeneidade da argila, sem lentes

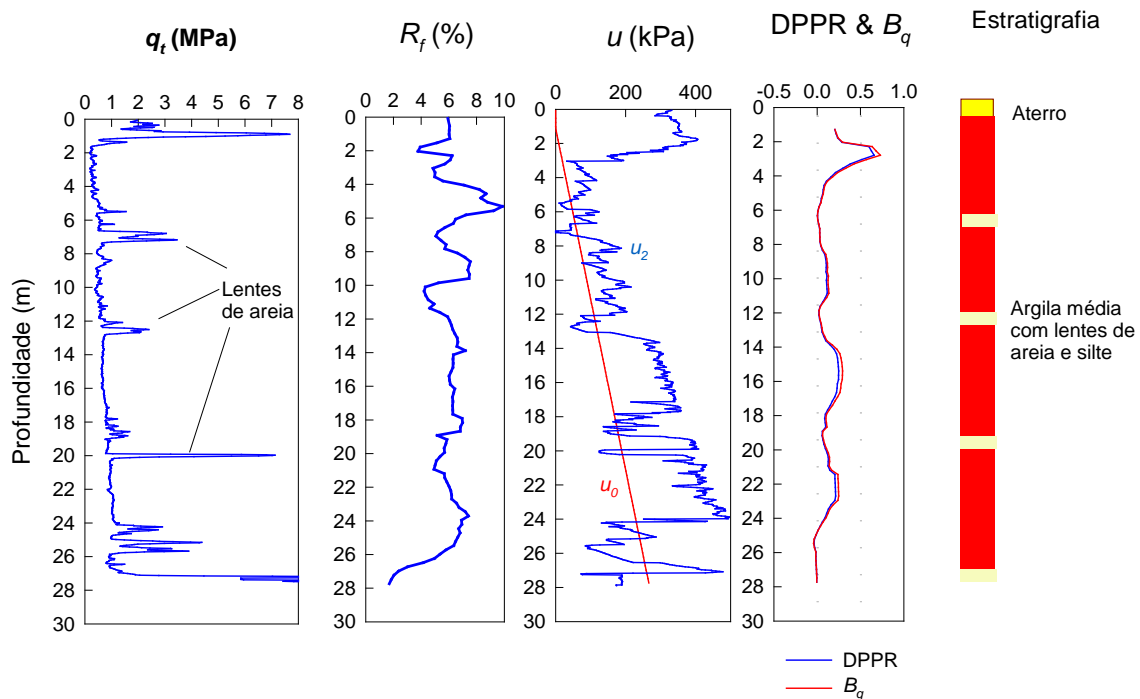


Fig. 7.17. CPTU em argila de Santos com várias lentes de areia

Este método é certamente o mais avançado para se obter a *estratigrafia* do terreno, ou seja, a identificação e a descrição da seqüência de camadas que compõem um perfil geotécnico, e soluciona um problema antigo no estudo de adensamento de camadas moles: a identificação da ocorrência ou não de *lentes de areia*, como são chamadas as camadas muito finas que ocorrem intercaladas com camadas espessas de argila.

A presença de uma lente de areia não detectada no meio de uma camada de argila, conforme apresentado na figura 7.16, faria com que o caminho de drenagem fosse a metade do que se supunha. Isso acarretaria um erro considerável no estudo de adensamento, pois se tomaria um valor duas vezes maior para o caminho de drenagem H_d , sua influência nos resultados seria muito significativa.

Erros desse tipo em estudos de adensamento foram muitas vezes atribuídos à presença de lentes de areia, que são difíceis de se identificar através de uma sondagem comum, em que a estratigrafia se baseia em amostragem de metro em metro. Como exemplo, pode ser citado um caso em que o autor esteve recentemente envolvido, de construção de um enrocamento sobre fundação mole. A projetista, com base em sua experiência com a argila de Santos, em que observou valores de c_v da ordem de $20 \text{ m}^2/\text{ano}$ devido à presença de lentes de areia, admitiu para o terreno de fundação do enrocamento um valor de c_v da mesma ordem de grandeza. Entretanto, após a realização de uma campanha de CPTU, não foi detectada qualquer lente e o valor de c_v constatado foi, na realidade, muito mais baixo.

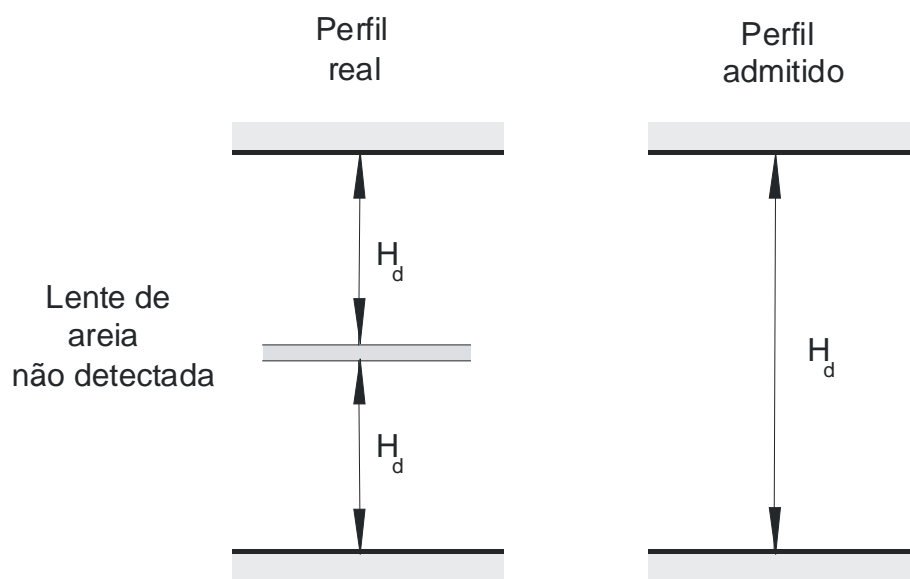


Fig. 7.18. Significado de uma lente de areia na previsão de velocidade de recalque

Exemplos de resultados de CPTU estão apresentados nas figuras 7.14 e 7.15. A primeira apresenta um perfil de areia densa sobrejacente à argila siltosa ou silte argiloso de Richmond, British Columbia, Canadá, obtido pelo autor a bordo do caminhão de investigações geotécnicas da UBC – Universidade de British Columbia, Vancouver. Os resultados mostram claramente, a 20 m de profundidade, uma transição brusca entre a camada superior de areia e a argila siltosa. Logo em seguida, na profundidade de 25 m, observam-se lentes finas de areia que provocam um aumento no valor da resistência de ponta q_c e um decréscimo na poropressão u .

Mesmo em argila mole do Rio de Janeiro, em que métodos convencionais de investigação nunca detectaram a presença de lentes finas de areia, o CPTU (figura 7.15) revelou a presença de lentes.

Em um outro exemplo, o autor esteve envolvido na construção de um enrocamento sobre fundação mole (Ortigão e Sayão, 1994). O projetista, com base na experiência na argila de Santos, utilizou um valor muito alto de c_v de 20 m²/ano, alegando que a presença de lentes de areia não detectáveis aumentaria c_v para este valor. Uma campanha de CPTU foi então realizada e mostrou que o valor de c_v a ser usado no projeto deveria ser muito mais baixo.

O CPTU pode ser executado a partir de caminhão de investigações, como o apresentado na figura 7.17, que imprime grande mobilidade e velocidade de execução de ensaio. Um caminhão como este carrega sua própria tara de até 200 kN e não precisa de reação por meio de ancoragens. Com isso, o tempo de mobilização e deslocamento até um novo furo é muito reduzido, como também o custo do ensaio. Deve-se observar que, como o fluxo ao redor da ponta é radial, a notação c_h é a mais apropriada, não sendo teoricamente correto confundir-la com c_v , exceto no caso de materiais isotrópicos.

Embora alguns pesquisadores preconizem a utilização de procedimentos bem mais elaborados (eg Thomas, 1986; Danziger, 1990), o ensaio de dissipação pode ser analisado através do seguinte procedimento simples, sem perda significativa de acurácia:

- interromper a penetração do piezocone e observar a variação de Δu versus tempo decorrido t : plotar Δu versus \sqrt{t} , conforme indicado na figura 7.18;
- interpoler uma reta através dos pontos experimentais da figura, extrapolar a reta para obter o início da dissipação (tempo zero) e obter t_{50} , conforme indicado, correspondente a 50% de dissipação; daí $\sqrt{t} = 8,8s$, $\therefore t_{50} = 77s$;
- obter o valor teórico do valor tempo T_{50} correspondente a 50% de dissipação, empregando uma solução teórica de fluxo radial em volta do cone; Danziger (1990) avaliou várias soluções disponíveis e recomenda empregar o trabalho de Houlsby e Teh (1988), que fornece o coeficiente de adensamento através da equação

$$c_h = \frac{T r^2 I_r^{0,5}}{t}$$

Eq. 7-47

onde r é o raio do piezocone, padronizado em 18,3 mm, I_r é o índice de rigidez, dado por $I_r = G/c_u$, sendo G o módulo cisalhante do solo e c_u a resistência não drenada, assunto estudado no capítulo 12.

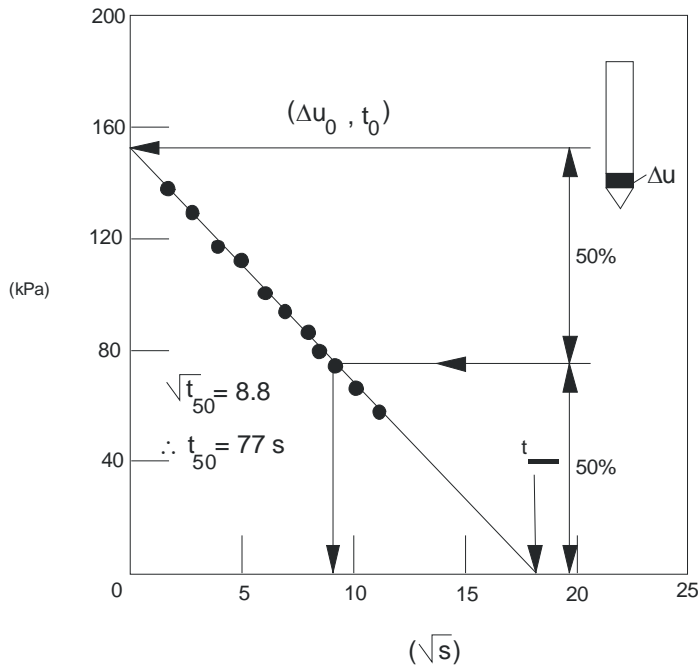


Fig. 7.19. Exemplo de resultados de ensaios de dissipação ao redor de piezocone com medição de poropressão através da ponta

Para a maioria das argilas, pode ser empregado um valor de $I_r = 100$. Houlsby e Teh (1988) indicam, para o fator tempo, um valor de $T_{50} = 0,245$ para dissipação de poropressão observada logo atrás do cone, conforme indicado na figura 7.18. Então, empregando a equação 7.23, o valor de c_h é:

$$c_h = \frac{0,245 \times 0,0183^2 \times 100^{0,5}}{77} = 336 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$\frac{3600 \times 24 \times 365}{3600 \times 24 \times 365}$$

O valor de c_h assim obtido é em geral maior que o obtido em ensaios de laboratório. Isto pode ser explicado pelo fato de que a dissipação em volta do piezocone ocorre na recompressão, isto é, o solo apresenta comportamento sobreadensado com valores de c_h maiores que na região normalmente adensada. Com isso, a aplicação prática de valor de c_h requer uma correção, conforme discutido com mais detalhes por Robertson e Campanella (1989) e Schnaid (2000).

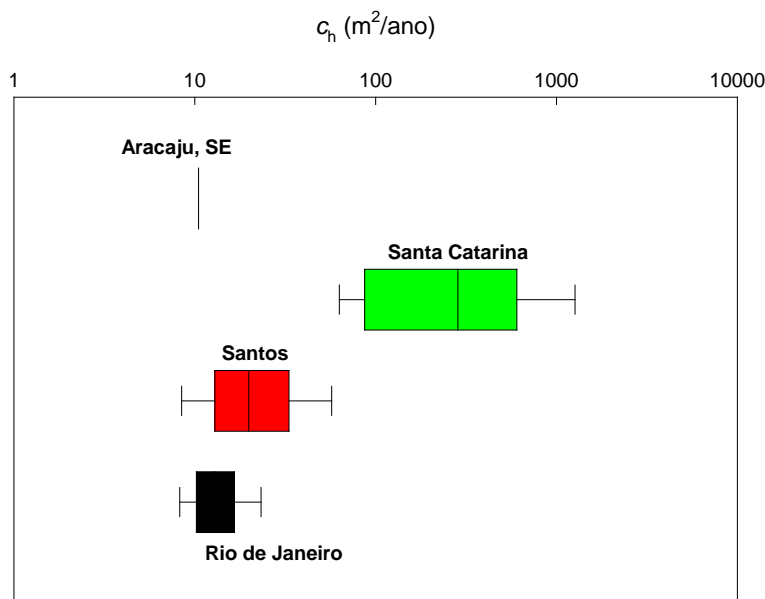


Fig. 7.20. Faixas de valores de c_v (ou c_h) em algumas argilas

Método de Asaoka

Um método muito prático e de fácil aplicação para a estimativa de recalques totais e do coeficiente de consolidação c_v in situ foi proposto por Asaoka (1978), sendo utilizado para a análise de observações de recalque de um carregamento sobre fundação mole.

Em uma obra importante, muitas vezes é economicamente viável executar uma experiência de campo em

verdadeira grandeza, que permita verificar parâmetros do solo, como a resistência e a compressibilidade, e testar algum tipo de solução de engenharia. No caso de construção de uma estrada que atravessa muitos quilômetros sobre solos moles, de uma barragem ou de uma obra portuária muito extensa, a execução de um aterro experimental é uma solução já utilizada no Brasil.

Como exemplo, os aterros experimentais executados pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) sobre argila mole do Rio de Janeiro (Ortigão et al, 1983; Almeida et al, 1988), que até hoje são úteis em projetos de engenharia nessas argilas. Outro exemplo é o da barragem de Juturnaíba (Coutinho e Ortigão, 1990), onde foi construída uma obra provisória para verificar as condições de fundação. Em ambos os casos, além da resistência da fundação, o valor de c_v foi verificado in situ e os projetos utilizaram dados com incerteza muito menor.

O método de Asaoka (figura 7.19) é uma ferramenta muito útil nos casos em que se dispõe de medições de recalque. A apresentação de bases teóricas do método não é objetivo deste livro, pretendendo-se mostrar aqui apenas sua versatilidade e aplicação.

Pelo método de Asaoka, as observações de recalque são plotadas em um gráfico de *recalque versus tempo*, em escala aritmética (figura 7.19a). A escala de tempo é dividida em intervalos Δt constantes, em geral entre 15 e 100 dias, e na curva experimental são obtidos os valores de recalque $\rho_1, \rho_2, \rho_3 \dots \rho_n$ correspondentes aos tempos $t_1, t_2, t_3 \dots t_n$.

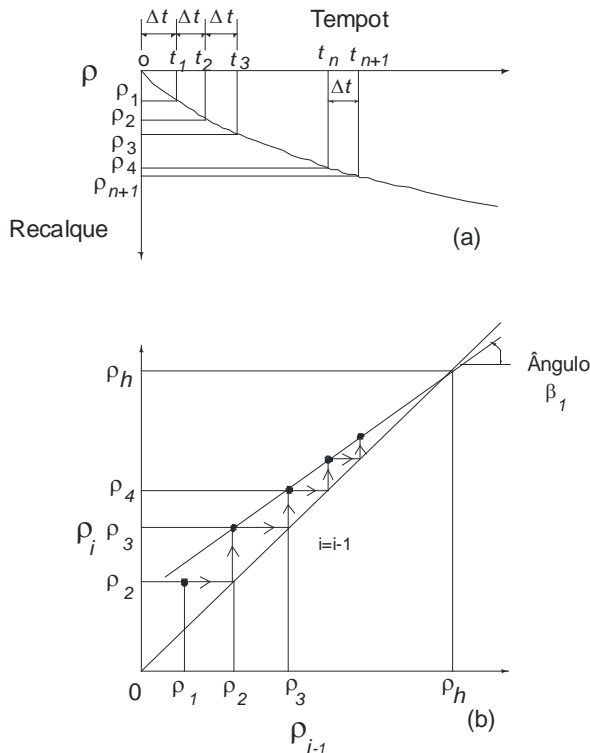


Fig. 7.21. Método de Asaoka para análise de recalques: (a) pontos da curva de tempo \times recalque obtidos para um intervalo de tempo Δt constante; (b) obtenção do recalque total ρ_∞ e do parâmetro β_1

Um outro gráfico (figura 7.19b) é construído para representar os recalques ρ_1 , no tempo t_1 , versus os recalques ρ_{i-1} , correspondentes aos tempos t_{i-1} , e é traçada uma reta com 45° . Através dos pontos experimentais da figura interpola-se uma outra reta, e o ponto onde esta interceptar a reta de 45° corresponde ao recalque total ρ_∞ . O ângulo β_1 permite obter o coeficiente de consolidação c_v através da seguinte equação, válida para drenagem dupla:

$$c_v = -\frac{5 H_d^2 \ln \beta_1}{12 \Delta t}$$

Eq. 7-48

Exemplo 7.7

Aplicar o método de Asaoka para analisar os recalques medidos na barragem de Juturnaíba (figura 7.20), construída sobre camada de solo mole. Os dados de recalque estão plotados na figura 7.21, de onde foram extraídos os dados do quadro 7.5.

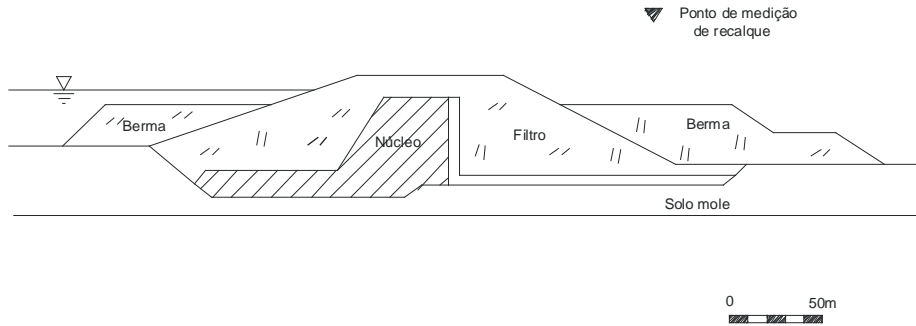


Fig. 7.22. Seção transversal da barragem de Juturnaíba

Solução

O intervalo de tempo Δt escolhido foi de 25 dias. Para facilitar a representação gráfica de Asaoka, foi incluída no quadro 7.5 a terceira coluna, com os valores de ρ_{i-1} . Em seguida, foi plotada a figura 7.22 e obtida a regressão linear que correlaciona os valores das ordenadas ρ_i com as abscissas ρ_{i-1} , qual seja:

$$\rho_i = 153,5 + 0,83\rho_{i-1}$$

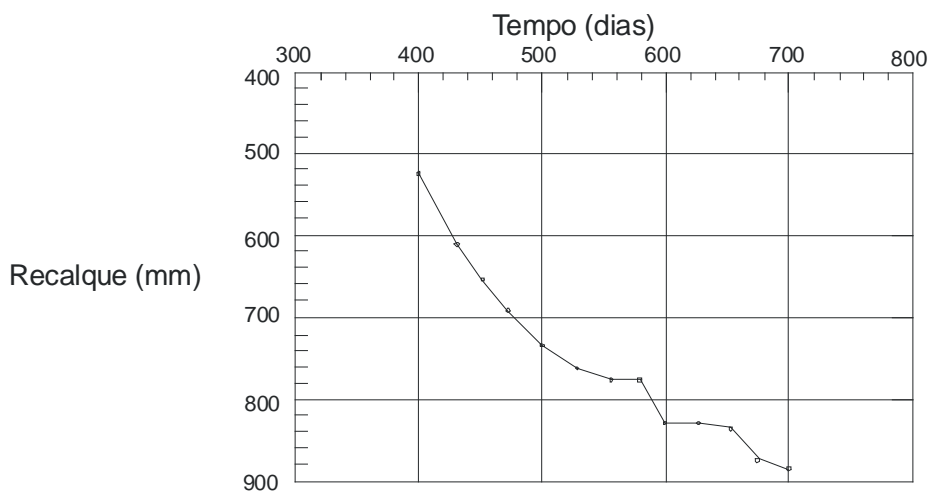


Fig. 7.23. Dados de tempo e recalque observados na barragem de Juturnaíba

Quadro 7.5. Aplicação do método de Asaoka para análise de recalques medidos na barragem de Juturnaíba

Tempo (dias)	ρ_i (mm)	ρ_{i-1} (mm)
400	530	
425	610	530
450	650	610
475	690	650
500	720	690
525	750	720
550	770	750
575	770	770
600	820	720
625	820	820
650	830	820
675	870	830
700	880	870

O recalque total ρ_∞ , determinado pela interseção dessa correlação com a reta de 45° , foi de 908 mm. O valor do ângulo β_1 é igual ao coeficiente angular da mesma correlação, ou seja, $\tan \beta_1 = 0,83$; então, $\beta_1 = 0,69 \text{ rad}$. Considerando a espessura da camada mole abaixo da crista da barragem (figura 7.20) de 4,5 m, o valor de c_v pela equação 7.24 é:

$$c_v = -\frac{5 \times (4,5/2)^2 \ln 0,69}{12 \times 25/365} \cong 11 \text{ m}^2 / \text{ano}$$

Deve-se notar que uma das vantagens do método de Asaoka é a facilidade com que um critério probabilístico pode ser adotado para se avaliar a distribuição do recalque total. Basta considerar os erros de estimativa dos parâmetros da correlação anterior e a faixa de variação do ponto de interseção com a reta de 45° .

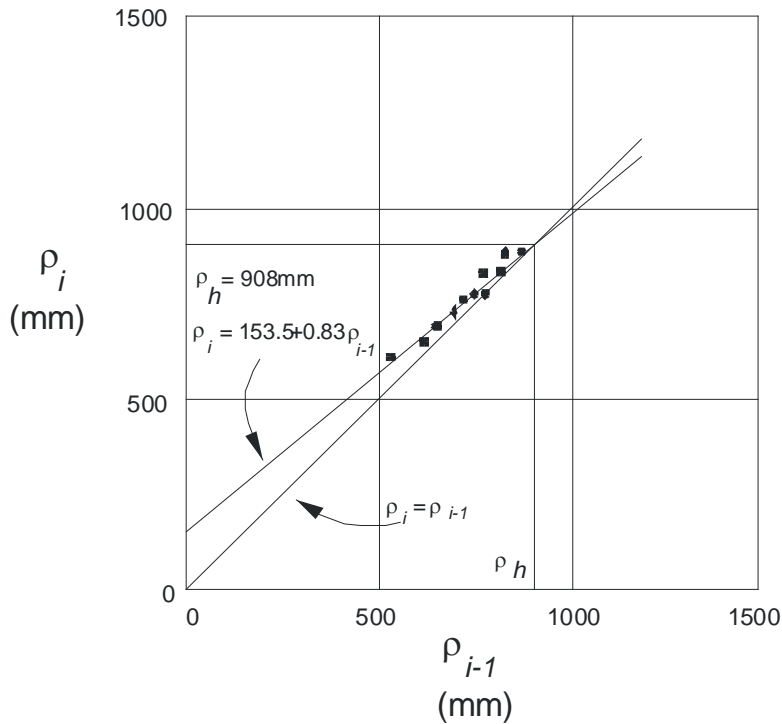


Fig. 7.24. Construção de Asaoka para análise de recalques observados na barragem de Juturnaíba

Método combinado

O método combinado consiste na utilização da equação 7.9, que relaciona c_v com a permeabilidade k , obtida através de ensaios in situ, e com o módulo de variação de volume m_v , obtido através de ensaios oedométricos de laboratório. O nome *combinado* advém do emprego dos parâmetros k e m_v .

Os ensaios de permeabilidade in situ podem ser conduzidos por várias metodologias (eg ABGE, 1981; Cedergren, 1977). Em solos moles, a permeabilidade in situ é facilmente determinada através de ensaios de carga variável em piezômetros Casagrande (capítulo 3). A metodologia desses ensaios e uma discussão detalhada sobre o assunto podem ser vistas em Daniel (1989), Tavenas et al (1986), Leroueil et al (1985) e no trabalho clássico de Hvorslev (1951).

Tanto o ensaio quanto o cálculo de k são análogos ao ensaio de permeabilidade de laboratório de carga variável, visto no capítulo 5, consistindo simplesmente em se elevar o nível d'água no interior do tubo de acesso do piezômetro (figura 7.23), por exemplo, em 1 m, e observar sua variação com o tempo até a estabilização.

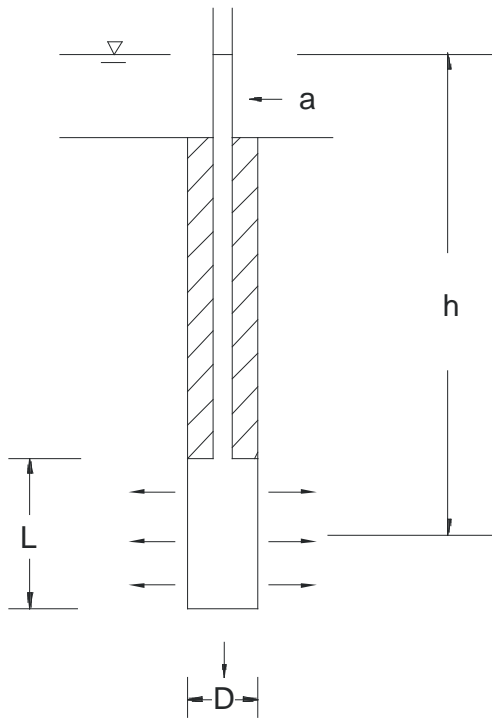


Fig. 7.25. Ensaio de permeabilidade in situ com piezômetro Casagrande

A permeabilidade é obtida através da equação:

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

Eq. 7-49

onde t_1 , h_1 e t_2 , h_2 são observações nos tempos t_1 e t_2 das alturas do nível d'água h_1 e h_2 no interior do tubo do piezômetro; a é a área da seção transversal do tubo de acesso do piezômetro e F é o *fator de forma* do piezômetro, dado pela equação:

$$F = \frac{2\pi L}{\ln \left\{ \frac{L}{D} + \sqrt{1 + (L/D)^2} \right\}}$$

Eq. 7-50

Em relação às determinações de laboratório, a permeabilidade in situ tem como vantagem possibilitar o ensaio de uma massa de solo consideravelmente maior, incluindo o efeito de eventuais lentes de areia, fissuras etc. Como o fluxo de água que sai do instrumento é essencialmente radial (figura 7.23), a permeabilidade obtida é *radial*, ou *horizontal*. Nas argilas que apresentam um alto grau de homogeneidade, este fato é pouco relevante.

Breve comparação entre os métodos

A figura 7.24 compara valores médios do coeficiente de adensamento obtidos para a argila do Rio de Janeiro através dos métodos apresentados neste capítulo. Há uma boa concordância entre os resultados dos ensaios do piezocone e os obtidos pelo método de Asaoka a partir de dados de recalques em aterros. Já os valores obtidos pelo método combinado são da ordem de 50% dos primeiros e os fornecidos por ensaios de laboratório são muito pequenos, da ordem de 5 a 10% dos valores de campo. Comparações desse tipo são importantes para permitir a seleção do valor de c_v a ser empregado em um projeto de engenharia.

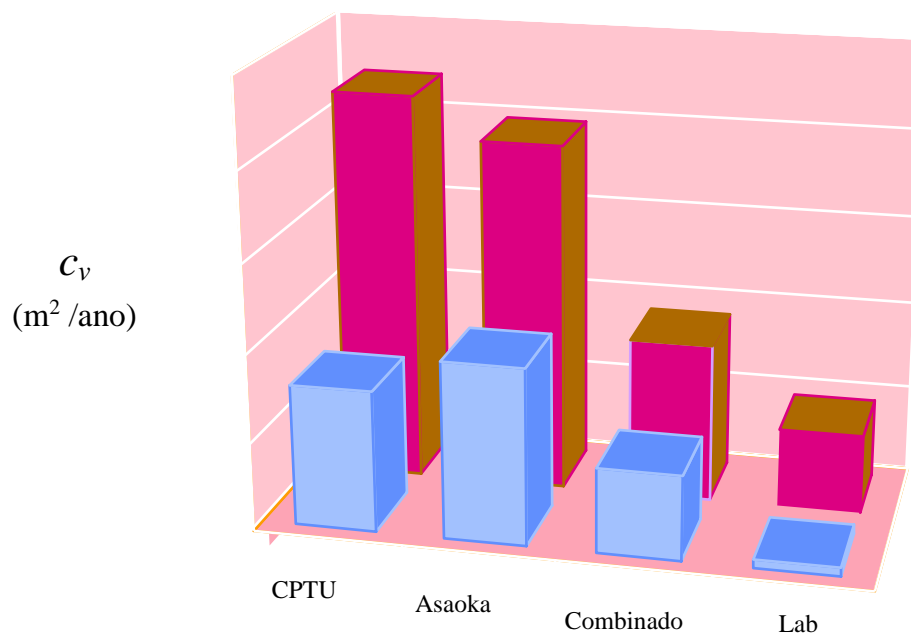


Fig. 7.26. Comparação entre valores de coeficiente de adensamento da argila do Rio de Janeiro obtidos por diferentes métodos (dados de Almeida et al, 1989 e Danziger, 1990)

Exercícios

- 7.1. Definir o coeficiente de adensamento, o fator tempo e a percentagem de adensamento.
- 7.2. Explicar por que as areias apresentam consolidação imediata, enquanto nas argilas o processo é lento.

- 7.3. que se entende por *analogia do sistema água-mole de Terzaghi*?
- 7.4. Apresentar e discutir a validade das hipóteses da teoria do adensamento de Terzaghi.
- 7.5. fator tempo para uma argila em adensamento é 0,2. Qual o grau de consolidação no centro da camada e nos pontos correspondentes a $z/H = 0,25$ e $0,75$? Qual o grau de consolidação médio para a camada de argila?
- 7.6. Se o recalque final estimado para o exercício 7.5 fosse de 1 m, quais os recalques que ocorreriam para fatores tempo de 0,2 e 0,7?
- 7.7. Repetir os exercícios 7.5 e 7.6 considerando drenagem somente no topo da camada de argila.
- 7.8. Com base nos dados do quadro 7.6, referentes ao carregamento de 40 kPa em um corpo-de-prova de argila mole com 27 mm de altura inicial, submetido a um ensaio oedométrico, obter: (a) o valor de c_v pelos métodos $\log t$ e \sqrt{t} , comparando os resultados (plotar em papel milimetrado comum, e não logaritmo, e usar uma calculadora com função \log); (b) o valor do coeficiente de permeabilidade k através da equação $k = c_v m_v \gamma_w$, em que o valor de m_v pode ser obtido dos resultados de ensaios da argila do Rio de Janeiro (figuras 6.8 e 6.9, capítulo 6).
- 7.9. Um aterro com 4,5 m de espessura e $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ será executado sobre argila do Rio de Janeiro, cujos valores de compressibilidade e de c_v podem ser obtidos no capítulo 6 e na figura 7.11, respectivamente. Obter, para esse aterro: (a) o recalque total; (b) a curva de tempo x recalque, justificando o valor de c_v selecionado; (c) as curvas de variação de poropressão com o tempo para um piezômetro instalado a 2 m e outro a 5 m de profundidade na argila.
- 7.10. Os dados de tempo x recalque do quadro 7.7 foram obtidos através de medições de recalque na barragem de Juturnaíba, cuja seção transversal consta da figura 7.20. Traçar a curva de tempo x recalque e aplicar o método de Asaoka para estimar recalques totais e o valor de c_v .
- 7.11. Um piezômetro Casagrande, com bulbo de 37 mm de diâmetro e 0,6 m de altura, foi instalado a 25 m de profundidade em argila. Realizou-se um ensaio de permeabilidade in situ, cujos dados constam do quadro 7.8, sendo t o tempo decorrido (em horas) e h o valor da poropressão (em metros de coluna d'água). O ensaio teve início com $t = 47$ horas, quando foi adicionada água no tubo do piezômetro. Obter a permeabilidade in situ k e, empregando os valores de m_v do capítulo 6 para a argila do Rio de Janeiro, calcular c_v .

Quadro 7.6. Exercício 7.8: dados

Tempo decorrido (min)	Leitura (mm)
0	4.041
0,10	3.927
0,25	3.879
0,50	3.830
1,00	3.757
2,00	3.650
4,00	3.495
8,00	3.282
15,00	3.035
30,00	2.766
60,00	2.550
120,00	2.423
240,00	2.276
505,00	2.184
1.485	2.040

Quadro 7.7. Exercício 7.10: valores de tempo x recalque obtidos na barragem de Juturnaíba

Tempo t (dias)	Recalque ρ (mm)
400	700
425	750
450	780
475	800
500	840
525	860
550	870
575	880
600	920
625	940
650	950
675	995
700	1.100

Quadro 7.8. Exercício 7.11: resultados de ensaio de permeabilidade in situ

<i>t</i> (h)	<i>h</i> (m)	<i>t</i> (h)	<i>h</i> (m)	<i>t</i> (h)	<i>h</i> (m)	<i>t</i> (h)	<i>h</i> (m)
0	21,60	47	22,64	92	21,68	130	21,57
5	21,58	47	22,61	100	21,67	131	21,58
6	21,60	48	22,60	101	21,66	139	21,56
14	21,57	48	22,57	102	21,64	140	21,55
18	21,57	49	22,53	103	21,64	141	21,54
20	21,61	63	22,07	104	21,64	142	21,56
27	21,58	64	22,02	105	21,65	143	21,57
29	21,60	73	21,92	112	21,65	150	21,57
30	21,64	74	21,90	113	21,63	151	21,56
38	21,62	75	21,85	114	21,59	152	21,55
39	21,58	79	21,79	115	21,58	153	21,54
41	21,59	88	21,75	116	21,58	154	21,54
42	21,60	89	21,73	117	21,58	155	21,55
44	21,62	90	21,72	128	21,56	156	21,56
47(*)	21,64	91	21,70	129	21,57	162	21,57

(*) NA no tubo de acesso elevado em 1 m, tendo-se adicionado água.

Cap 8. ENSAIOS PARA O ESTUDO DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Introdução

Os ensaios de laboratório têm grande importância para o estudo de propriedades de tensão-deformação e resistência dos solos. No capítulo 6 foi vista a aplicação do ensaio oedométrico para o estudo de recalques. Aqui são abordados outros tipos muito utilizados, detalhando-se o de cisalhamento direto e o triaxial, que, por serem os ensaios de resistência mais utilizados, têm os equipamentos necessários para sua realização disponíveis em quase todos os laboratórios de solos.

Tipos de ensaio

As figuras 8.1 e 8.2 resumizam os principais tipos de ensaios de solos, suas trajetórias de tensão e as deformações sofridas pela amostra.

Compressão isotrópica

No ensaio de compressão isotrópica (figura 8.1a), o estado de tensão aplicado corresponde à condição $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Como tais condições dificilmente ocorrem em situações reais, esse ensaio é pouco empregado em Mecânica dos Solos, exceto para o estudo de deformações sob tensões muito elevadas, da ordem de vários MPa, em que é conveniente utilizá-lo por problemas relativos à resistência do próprio equipamento. A trajetória de tensões no diagrama $s:t$ coincide com o eixo hidrostático.

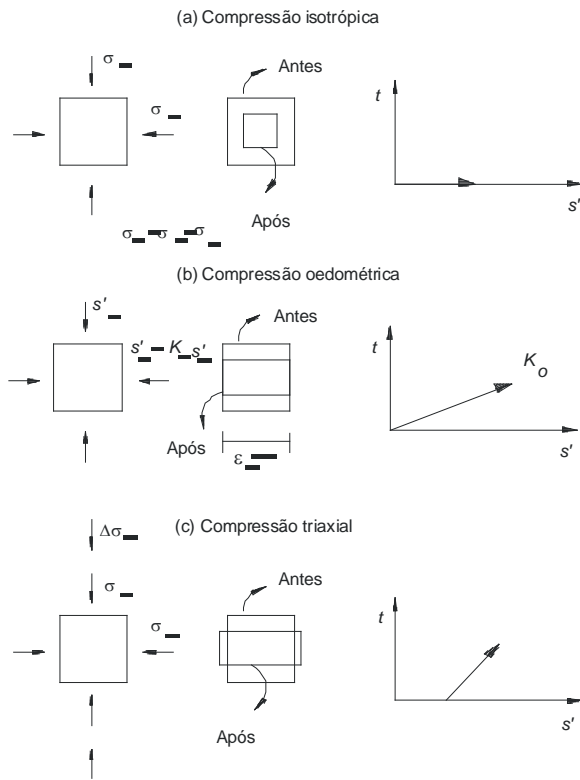


Fig. 8.1. Tensões e deformações aplicadas em ensaios geotécnicos de laboratório e trajetória de tensões nos casos de compressão: (a) isotrópica, (b) oedométrica e (c) triaxial

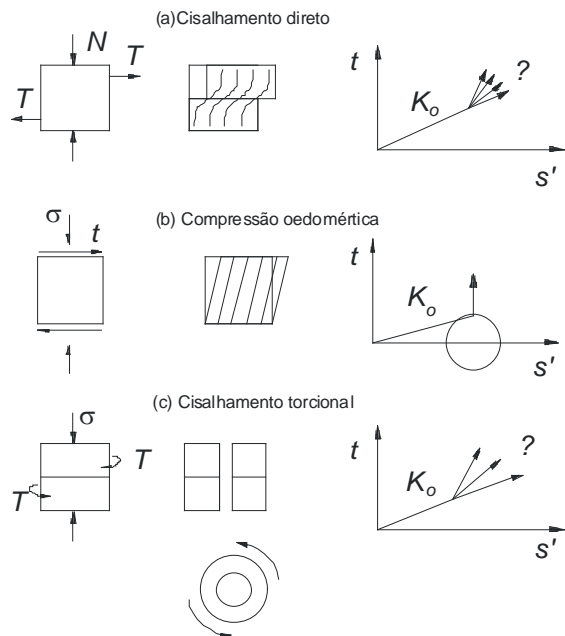


Fig. 8.2. Tensões e deformações aplicadas em ensaios geotécnicos de laboratório e trajetória de tensões nos casos de cisalhamento: (a) direto, (b) simples e (c) torsional

Compressão oedométrica

Na compressão oedométrica (figura 8.1b), impõem-se deformações laterais nulas, isto é, $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$, simulando-se a condição mais freqüentemente encontrada in situ durante a formação dos solos sedimentares. Tal condição é freqüente também no estudo dos recalques, razão pela qual o ensaio de compressão oedométrica é muito utilizado. A trajetória de tensões efetivas *TTE*, como visto no capítulo 6, segue uma relação K_0 . O ensaio de compressão oedométrica se presta ao estudo de deformações antes da ruptura.

Compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial (figura 8.1c) refere-se à compressão em uma amostra cilíndrica em que se variam as tensões radial e axial. O nome dado ao ensaio é inapropriado, pois as condições impostas à amostra são *axissimétricas*, e não triaxiais verdadeiras.

Em geral, o ensaio é conduzido em duas fases: na primeira, aplica-se uma *tensão confinante* σ_c isotrópica e, na segunda, denominada *fase de cisalhamento*, mantém-se constante o valor de σ_c e aumenta-se o valor da tensão axial σ_1 , através da aplicação da *tensão-desvio* ou *desviatória* $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$. A trajetória de tensões é composta de dois trechos: um horizontal, correspondente à compressão isotrópica, e o outro inclinado de 45° à direita, correspondente ao aumento da tensão-desvio.

O ensaio de compressão triaxial se presta tanto ao estudo de resistência quanto ao de relações tensão-deformação. É muito versátil, permitindo a aplicação de trajetórias de tensão diversas, como estudado no capítulo 13, e pode ser considerado como o ensaio-padrão de Mecânica dos Solos. O custo do equipamento necessário à sua execução é acessível à maioria dos laboratórios de solos.

Cisalhamento direto

Pioneiro dos ensaios de solo, o de cisalhamento direto (figura 8.2a) foi utilizado por Coulomb, em 1776 (*Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*, Memoires Academie Royales, Paris, 38p), e permite o estudo de resistência em um único plano de ruptura, que é *imposto*.

A amostra é colocada em uma caixa bipartida, onde se aplica a força normal N , aumentando em seguida a força tangencial T , provocando o deslocamento de uma das partes da caixa em relação à outra, até a ruptura. As tensões normal e cisalhante no plano de ruptura são, respectivamente, $\sigma = N/a$ e $\tau = T/a$, onde a é a área da seção transversal da amostra. Na primeira fase do ensaio, em que a tensão normal é aplicada, as condições são equivalentes às do ensaio oedométrico, pois não se permite a deformação lateral. A trajetória de tensões mantém uma relação K_0 , conforme indicado na figura 8.2a.

Uma vez iniciada a aplicação da força T , o campo de deformações passa a ser desuniforme, ou seja, diferente para cada ponto considerado no interior do corpo-de-prova. As deformações específicas lineares

ou distorcionais não podem ser determinadas a partir de observações na superfície da amostra. A única possibilidade é a utilização de sensores instalados no interior de uma amostra de grandes dimensões, conforme as pesquisas de Palmeira (1987), que empregou um corpo-de-prova de $1\text{m}\times 1\text{m}\times 1\text{m}$ com diversos sensores internos. Como em ensaios convencionais de pequenas dimensões isto é inviável, uma vez iniciado o cisalhamento não se tem qualquer informação sobre o estado de tensão ou de deformação da amostra, sendo impossível saber quais as trajetórias de tensões e deformações e obter módulos de deformação, como o de Young e o coeficiente de Poisson. As únicas informações obtidas são as tensões no plano de ruptura. Assim, o resultado do ensaio de cisalhamento direto em um corpo-de-prova é somente um ponto no diagrama de Mohr (figura 8.3), pelo qual podem ser traçados vários círculos.

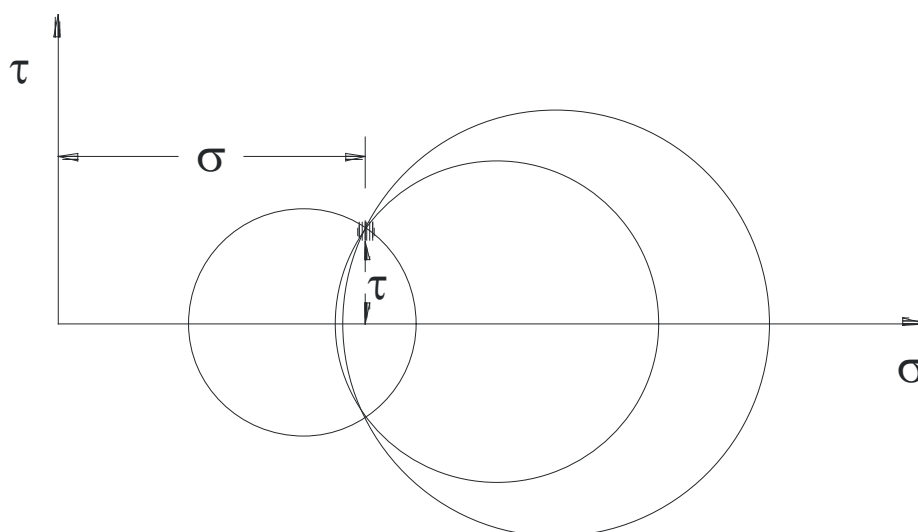


Fig. 8.3. Círculos de Mohr possíveis para um ensaio de cisalhamento direto em que se conhecem as tensões τ_{ff} e σ_{ff}

Cisalhamento simples

O ensaio de cisalhamento simples (figura 8.2b), desenvolvido no Instituto Norueguês de Geotecnia, NGI (Bjerrum e Landva, 1966), e posteriormente em Cambridge (Roscoe, 1970), constituiu um avanço em relação ao ensaio de cisalhamento direto, por procurar submeter a amostra a um estado de deformação e tensão uniforme. O ensaio é conduzido aplicando-se inicialmente a tensão normal σ , em condições oedométricas, com *TTE* ao longo da linha K_0 . Em seguida, aplica-se a tensão cisalhante τ , provocando deformações distorcionais até a ruptura. O equipamento utilizado para sua execução é bem mais complexo que o empregado no ensaio de cisalhamento direto, perdendo-se, portanto, a grande vantagem deste – a simplicidade.

Cisalhamento torcional

O ensaio de cisalhamento torcional (figura 8.2c) permite submeter a amostra a uma compressão oedométrica inicial, seguida de uma torção conhecida. A ruptura ocorre, como no cisalhamento direto, segundo um plano predeterminado. Sua maior utilidade é no estudo de resistência sob deformações muito grandes, da ordem de metro, por permitir aplicar várias rotações entre as partes superior e inferior da amostra. A resistência do solo obtida nessas condições é denominada *residual*, ocorrendo, por exemplo, ao longo da superfície de ruptura de uma encosta que deslizou. O assunto é novamente abordado no capítulo 13.

O equipamento hoje utilizado foi desenvolvido por Bromhead (1979), havendo um em operação na UFRJ. De utilização simples, equivale ao empregado no ensaio de cisalhamento direto, o que permite recomendá-lo para uso em aplicações práticas. As técnicas de ensaio são discutidas por Bromhead e Curtis (1983) e Bromhead (1986).

Outros tipos de ensaio

Há vários tipos de ensaio que utilizam equipamentos bem complexos, razão pela qual são empregados exclusivamente em pesquisa. Por exemplo, os ensaios triaxiais verdadeiros, em que se pode variar independentemente σ_1 , σ_2 e σ_3 , os ensaios de deformação plana, em que se impõe a condição $\varepsilon_2 = 0$ e, o mais atual, o ensaio de cilindro vazio (Sayão e Vaid, 1988), em que se pode inclusive aplicar uma rotação de tensões principais sem alterar a magnitude das mesmas.

Equipamentos e técnicas do ensaio de cisalhamento direto

O equipamento empregado no ensaio de cisalhamento direto é uma célula, ou caixa bipartida (figura 8.4), onde o corpo-de-prova é colocado. Para facilitar a drenagem são colocadas duas pedras porosas, no topo e na base da amostra. A força normal é aplicada através de uma placa rígida de distribuição de carga e é possível manter o corpo-de-prova sob água, evitando a perda excessiva de umidade durante o ensaio em amostras saturadas.

A força lateral é aplicada na parte inferior da caixa, provocando seu deslocamento em relação à parte superior, mantida imóvel durante o ensaio. Rolamentos lineares atuando abaixo da caixa eliminam o atrito. A força lateral é medida através de um transdutor de força, ou seja, um dispositivo elétrico ou mecânico que permite a medição da carga aplicada. *Deflectômetros* permitem medir os deslocamentos verticais e horizontais durante ensaio.

A descrição dos dispositivos de aplicação das cargas vertical e horizontal e dos procedimentos para a preparação do corpo-de-prova não faz parte do escopo deste livro, estando contida em manuais de laboratório de solos, como o de Vickers (1978) ou o excelente tratado de Head (1980).

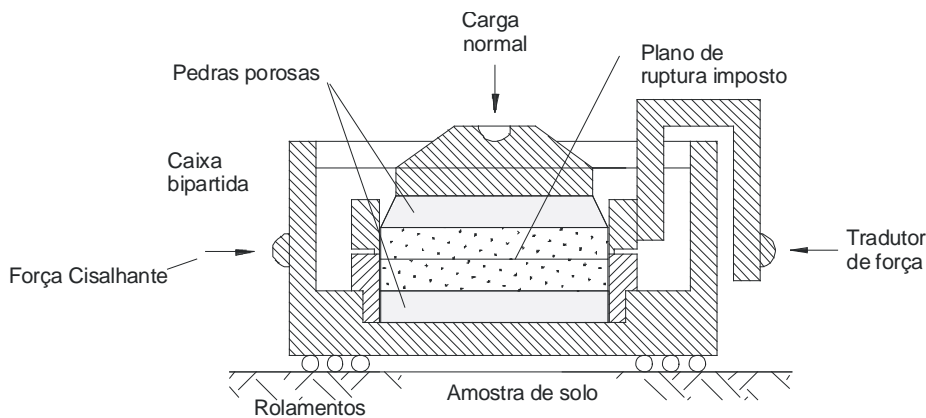


Fig. 8.4. Detalhes da caixa de cisalhamento direto

Uma deficiência importante do ensaio de cisalhamento direto é a impossibilidade de controle da drenagem no corpo-de-prova, pois a caixa não tem um sistema de vedação adequado. Mesmo que fossem usadas placas impermeáveis no topo e na base da amostra, seria impossível impedir a saída da água, pois logo que se inicia o ensaio o deslocamento de uma parte da caixa sobre a outra provoca uma abertura entre elas, permitindo a drenagem. Com isso, as pressões efetivas seriam alteradas, tornando difícil a análise dos resultados. Por estas razões, a única solução é conduzir o ensaio em condições totalmente drenadas, mantendo nulas as poropressões.

A condição drenada implica a total dissipação de poropressões durante o cisalhamento. Nas areias, devido à alta permeabilidade, isto é automático; em solos argilosos, é necessário reduzir a velocidade de deformação para aumentar o tempo de ensaio. Muitos laboratórios comerciais insistem em realizar ensaios de cisalhamento direto com drenagem impedida, e portanto mais rápidos, conseguindo maior produtividade, porém incorrendo em uma prática teoricamente inaceitável.

No ensaio de cisalhamento direto, a imposição do plano de ruptura é uma desvantagem quando se trata de testar solos aparentemente homogêneos, cujo plano de fraqueza não foi detectado a priori. Pode-se incorrer no erro de se moldar o corpo-de-prova segundo a direção de maior resistência, obtendo-se resultados contra a segurança.

A Fig. 8.5 apresenta um talude em saprolito estruturados, ou seja, um material que guarda as estruturas da rocha de origem. Este caso é um filito de Minas Gerais, com planos ou juntas mergulhando na direção do talude. A Fig. 1.1 apresenta um outro exemplo em solo residual de gneiss do Rio de Janeiro.



Fig. 8.5. (a) Talude em filito, Minas Gerais; (b) Planos de menor resistência ao longo das juntas

Nesses materiais estruturados há interesse em se avaliar sua resistência ao cisalhamento em função da direção das juntas ou planos de fraqueza. Nesse caso, o procedimento recomendado é retirar amostras em blocos (Fig. 8.6) com dimensões mínimas de $0,3\text{m} \times 0,3\text{m} \times 0,3\text{m}$ e extrair corpos-de-prova com orientação definida. A Fig. 8.6 exemplifica como os corpos-de-prova A e B são extraídos conforme os planos paralelos ou perpendiculares às juntas.

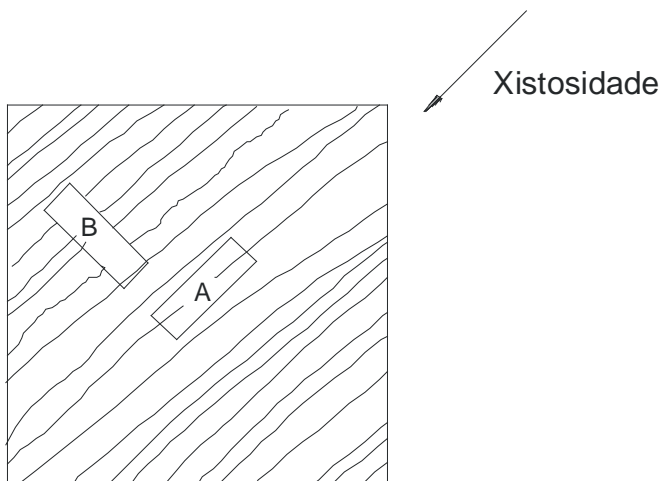


Fig. 8.6. Amostra de solo com forte xistosidade, de onde foram moldados corpos-de-prova paralelo (A) e transversal (B) à xistosidade

Um exemplo concreto dessa situação é o quadrilátero ferrífero de Minas Gerais, região de mineração de ferro próxima às cidades de Ouro Preto e Itabira, onde as rochas, da série Minas, são compostas de filitos, itabiritos e quartzitos cujos solos de alteração apresentam fortes estruturas da rocha. Quando se analisa a estabilidade de taludes nessa região, é necessário considerar a variação da resistência com a direção, caso em que o ensaio de cisalhamento direto é uma ferramenta útil, devido à possibilidade de se escolher a direção do plano de ruptura.

Equipamentos e técnicas do ensaio triaxial

O ensaio triaxial é tão importante em Mecânica dos Solos que pode ser considerado como o ensaio-padrão. As principais referências sobre o assunto são o livro de Bishop e Henkel (1962) e, mais recentemente, o trabalho de Head (1980). A abordagem aqui feita é bastante simplificada, abrangendo a célula triaxial, as medições de poropressão e variação de volume e a saturação do corpo-de-prova.

A célula triaxial (figura 8.6) consiste em uma câmara de acrílico transparente assentada sobre uma base de alumínio, uma bucha e um pistão. O corpo-de-prova é colocado sobre um pedestal, através do qual há uma ligação com a base da célula. A carga axial é aplicada pelo pistão e a pressão confinante, através da água da célula. Entre o pedestal e a amostra utiliza-se uma pedra porosa para facilitar a drenagem.

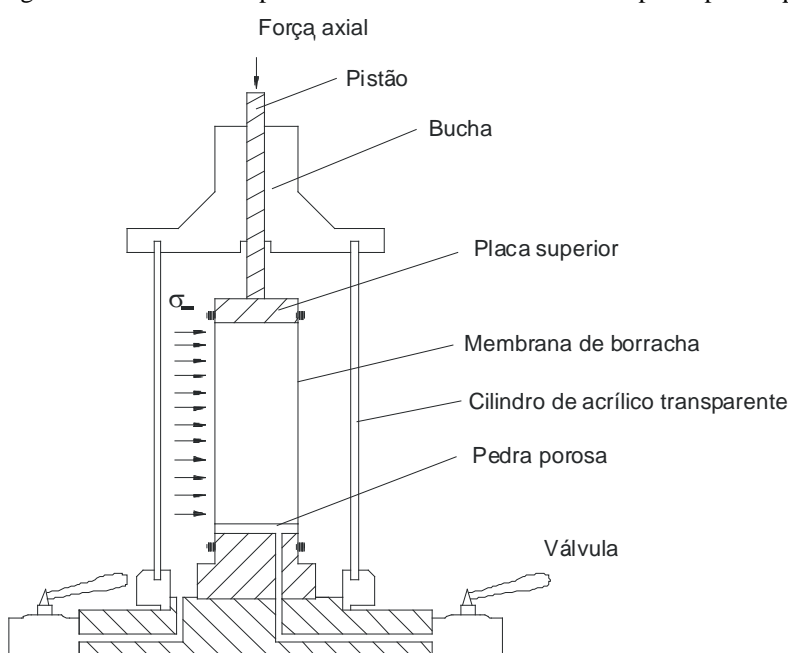


Fig. 8.7. Detalhes da célula triaxial

O corpo-de-prova é envolvido por uma membrana de borracha, vedada no topo e na base por anéis de borracha ou elásticos comuns, para evitar contato com a água e variação de umidade durante o ensaio. Em contato direto com o corpo-de-prova utiliza-se uma tira de papel-filtro em espiral, cujo objetivo é diminuir o caminho de drenagem ao longo do mesmo para obter equalização de poropressões e facilitar a drenagem. O papel-filtro é utilizado também entre o corpo-de-prova e a pedra porosa, para evitar o ingresso de solo e a colmatção da pedra.

Os instrumentos necessários para a medição da variação volumétrica e da poropressão estão esquematizados na figura 8.7, constando de um transdutor de pressão, uma válvula para controle da drenagem e uma bureta graduada. A drenagem é controlada através da válvula, que é o único caminho

possível de entrada ou saída de água; fechando-a, o ensaio é realizado em condições não drenadas. Nesse tipo de ensaio há interesse no controle das poropressões, que são medidas pelo transdutor de pressão. Trata-se de instrumento que possui um diafragma muito sensível à variação de pressão na água, produzindo um sinal elétrico proporcional, que é medido por instrumentos eletrônicos digitais. O valor da poropressão é obtido diretamente em unidades de engenharia, kPa ou MPa, mediante uma calibração prévia.

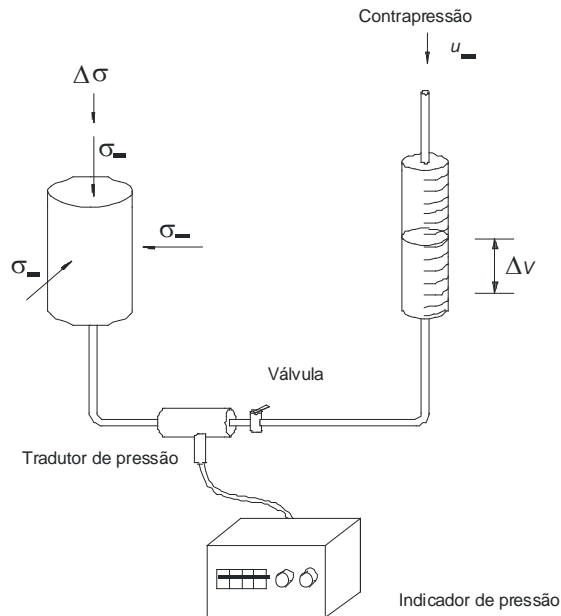


Fig. 8.8. Medições na base do corpo-de-prova durante o ensaio triaxial: poropressões, variação de volume e aplicação de contrapressão

Quando o ensaio é realizado em condições drenadas, deseja-se medir a variação de volume do corpo-de-prova para conhecer as deformações volumétricas. Isso pode ser feito facilmente em materiais saturados, bastando observar, através da bureta graduada, a quantidade de água que sai ou entra no corpo-de-prova.

A linha de drenagem na base do corpo-de-prova, indicada na figura 8.7, permite aplicar uma pressão inicial u_0 no interior da amostra, denominada *contrapressão*, ao mesmo tempo em que se altera o valor da pressão da água na célula σ_{cel} . Com isso, a pressão confinante σ_c não é alterada, pois $\sigma_c = \sigma_{cel} - u_0$. Aplicada desta forma, a contrapressão não tem qualquer influência nos cálculos, equivalendo a aumentar a pressão atmosférica, conforme indicado no quadro 8.1. O aumento de u_0 é feito em estágios até se atingir o valor desejado, que, na maioria dos casos, é da ordem de 300 kPa.

Quadro 8.1. Exemplo de aplicação na contrapressão

Estágio	Contrapressão u_0 (kPa)	Pressão na célula σ_{cel} (kPa)	Pressão confinante $\sigma_c = \sigma_{cel} - u_0$ (kPa)
0	0	100	100
1	20	120	120
2	40	140	100
3	80	180	100
.			.
.			.
.			.
10	300	400	100

A contrapressão tem por objetivos saturar o corpo-de-prova e facilitar as medições de deformação volumétrica e de poropressão durante o ensaio, conforme o caso. Por exemplo, quando a amostra é saturada *in situ* mas, devido às perturbações durante a coleta, o transporte, o armazenamento e a moldagem do corpo-de-prova, perde umidade e deixa de ser totalmente saturada. Antes do início do ensaio é importante voltar às condições iniciais de saturação, através da aplicação de contrapressão, sob pena de se obterem medições errôneas de poropressão. A saturação é obtida porque as eventuais bolhas de ar são dissolvidas na água sob pressão.

Outro exemplo é quando a amostra não é saturada *in situ*, como no caso de argila compactada do núcleo de barragens de terra e enrocamento, mas se deseja estudar o comportamento em condições que existirão após o enchimento do reservatório. As poropressões durante o cisalhamento são maiores à medida que se aumenta o grau de saturação, como pode ser visto no capítulo 11. Neste caso, a saturação do corpo-de-prova através de contrapressão simulará condições que poderão ocorrer.

Medições *internas* de variação de volume do corpo-de-prova, ou seja, através da água que entra ou sai do mesmo, só serão possíveis se o corpo-de-prova for 100% saturado. Por esta razão, é sempre conveniente a saturação por contrapressão. Este tipo de medição é muito mais conveniente do que qualquer outro, como, por exemplo, medições *externas*, que envolvem a observação da variação de volume da água da câmara triaxial, incorrendo em problemas devido à flexibilidade de diversos componentes do equipamento, como o cilindro de acrílico.

Nos materiais dilatantes, isto é, aqueles que tendem ao aumento de volume durante o cisalhamento, os acréscimos Δu de poropressão são negativos durante esta fase do ensaio, conforme é estudado no capítulo

11. Se a pressão de referência fosse a atmosférica, seria impossível medi-los. Com aplicação da contrapressão u_0 , com um valor adequado, isto se torna possível, pois estará sendo medido u positivo e calculado Δu através da equação $\Delta u = u - u_0$.

Classificação dos ensaios quanto à drenagem

As primeiras classificações de ensaios empregavam a velocidade de cisalhamento como característica mais importante, o que levava a classificá-las como *lentos* ou *rápidos* (cf Lambe, 1951). Essa prática persiste até hoje, principalmente entre os engenheiros de barragens. Nas classificações mais recentes, que empregam as condições de drenagem, os ensaios podem ser *drenados* ou *não-drenados*. Estas são as características realmente mais importantes, sendo por isto utilizadas neste livro.

Como visto anteriormente, os ensaios são realizados em duas fases, uma de consolidação e outra de cisalhamento. As condições de drenagem podem variar nas duas fases e os ensaios serão (figura 8.8): consolidado drenado *CD*, consolidado não-drenado *CU* e não-consolidado não-drenado *UU* (o primeiro *U* de *UU* vem de *unconsolidated* e o segundo, de *undrained*; o *C* vem de *consolidated* e o *D* de *drained*, termos ingleses empregados mundialmente).

No ensaio consolidado drenado *CD* (figura 8.8a), ao se aplicar a tensão confinante σ_c ainda com as válvulas de drenagem fechadas, será observado um acréscimo de poropressão Δu . Abrem-se então as válvulas, permitindo a drenagem e, ao final da consolidação, no tempo $t = t^*$, o acréscimo Δu terá se dissipado. A tensão confinante efetiva e de consolidação é σ'_c . Inicia-se então a fase de cisalhamento em condições drenagem total, com as válvulas abertas e na velocidade de cisalhamento, ou seja, de aplicação da tensão-desvio $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$, ajustada de forma a permitir a drenagem e a dissipação dos acréscimos de poropressão durante o ensaio.

Se o ensaio for conduzido em areia, a velocidade de cisalhamento poderá ser grande, com a ruptura ocorrendo, por exemplo, em 20 minutos. Ensaioando-se uma argila com permeabilidade muito baixa, a velocidade de cisalhamento também terá de ser muito baixa para que a drenagem ocorra, o que pode demorar, por exemplo, uma semana. Como se vê, a classificação de acordo com a velocidade de cisalhamento confunde e deve ser evitada.

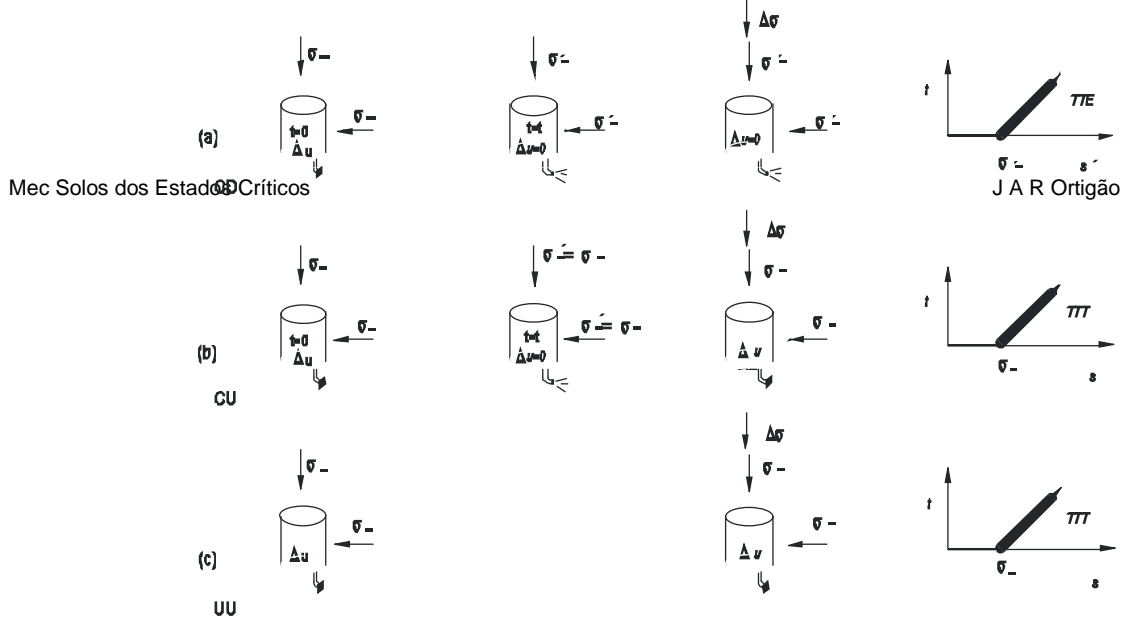


Fig. 8.9. Fases dos ensaios triaxiais CD, CU e UU

No ensaio consolidado não-drenado *CU* (figura 8.8b), apenas a fase de consolidação é drenada e igual à do ensaio *CD*. O cisalhamento é conduzido em condições não drenadas e com medições de poropressões. No ensaio não-consolidado não-drenado *UU* (figura 8.8c), as duas fases são não-drenadas e, em geral, as poropressões não são medidas.

Os ensaios *CD*, *CU* e *UU* têm finalidades específicas, abordadas nos capítulos seguintes. Nas areias, cujo comportamento in situ é quase sempre drenado, é utilizado o tipo *CD*. Os ensaios não-drenados nesse material visam simular casos de sollicitação transiente, como os terremotos. Nas argilas são realizados os três tipos, dependendo da situação que se quer analisar. O ensaio de cisalhamento direto, como só deve ser conduzido em condições drenadas, deverá ser sempre *CD*.

Classificação dos ensaios quanto à trajetória de tensões de consolidação

A trajetória de tensões mais comum nos ensaios triaxiais durante a fase de consolidação é a isotrópica, empregando-se neste caso as notações *CID* e *CIU*, onde *I* significa que a consolidação é isotrópica.

Em casos especiais, as tensões de consolidação são aplicadas com uma relação K_0 , caso em que os ensaios triaxiais são notados como *CK₀D* e *CK₀U*. Os ensaios *UU* são realizados quase sempre com a tensão confinante em condições isotrópicas, dispensando esta notação. Excetuam-se os ensaios utilizados para previsão de poropressões durante a construção de barragens, muitas vezes chamados de *K-constante*, mas que deveriam levar a notação *UKU*. Estes ensaios especiais são abordados no capítulo 13.

Classificação dos ensaios quanto à trajetória de tensões no cisalhamento

Neste capítulo tratou-se apenas de ensaios de *compressão triaxial*, em que se aumenta a tensão-desvio na fase de cisalhamento até a ruptura, e que corresponde à grande maioria dos ensaios triaxiais correntes. No capítulo 13 são discutidos outros tipos especiais em que a tensão-desvio diminui, rompendo o corpo-de-

prova por *extensão axial*, ou em que se varia a tensão horizontal, provocando *compressão* ou *extensão lateral*.

Exercícios

- 8.1. Quais são as medições necessárias no ensaio triaxial para se determinar o coeficiente de Poisson ν de uma amostra de solo?
- 8.2. Podem ser realizados ensaios não-drenados de cisalhamento direto? Por quê?
- 8.3. Qual ensaio você escolheria para determinar parâmetros de deformabilidade de uma areia: o triaxial ou o de cisalhamento direto? Por quê?
- 8.4. Por que a designação *adensado rápido* ou *lento* para um ensaio triaxial não é adequada? Qual a alternativa que você sugere?
- 8.5. Para que servem as medições de poropressão no ensaio triaxial? E a contrapressão?
- 8.6. Por que e quando se aplica a contrapressão em ensaios triaxiais em argila?

Cap 9. COMPORTAMENTO DAS AREIAS

Introdução

Os materiais granulares, como as areias e os pedregulhos, têm como característica mais importante a alta permeabilidade e se comportam com características de *drenagem livre*. Neste caso, utilizam-se *ensaios drenados* para representar seu comportamento em laboratório, exceto no caso de carregamentos transientes ou cíclicos, como os de terremotos, em que pode haver acréscimos de poropressão e liquefação de areias finas e fofas. Como esta situação raramente é encontrada no Brasil, é abordado neste capítulo somente o comportamento drenado das areias.

Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb

A figura 9.1 mostra as curvas de tensão-deformação resultantes de ensaios triaxiais *CID*, com pressões confinantes σ'_c de 100, 200 e 300 kPa, realizados em três corpos-de-prova extraídos de uma amostra de areia. Para cada corpo-de-prova, o ponto correspondente à ruptura é indicado por uma pequena seta para baixo. Os valores da tensão-desvio de ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ constam do quadro 9.1, sendo que o valor da tensão efetiva principal menor σ'_3 é igual ao da tensão confinante, mantida constante durante o ensaio, e o da tensão efetiva principal maior de ruptura σ'_{1f} , incluído na terceira coluna, resulta da soma das colunas anteriores, pois $\sigma'_{1f} = \sigma'_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)_f$. Como se dispõe das tensões efetivas principais na ruptura σ'_{1f} e σ'_{3f} , podem ser traçados os círculos de Mohr correspondentes, como indicado na figura 9.2

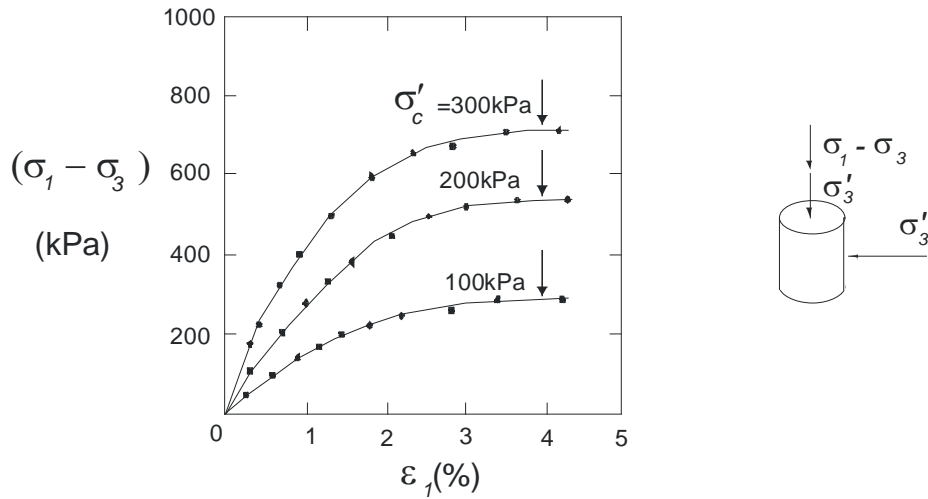


Fig. 9.1. Resultados de ensaios triaxiais em areia com corpos-de-prova testados com tensões confinantes σ'_c de 100, 200 e 300 kPa

Quadro 9.1. Resultados de ensaio triaxial CID

Corpo-de-prova	$\sigma'_c = \sigma'_3$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)	σ'_{1f} (kPa)
1	100	269	369
2	200	538	738
3	300	707	1.007

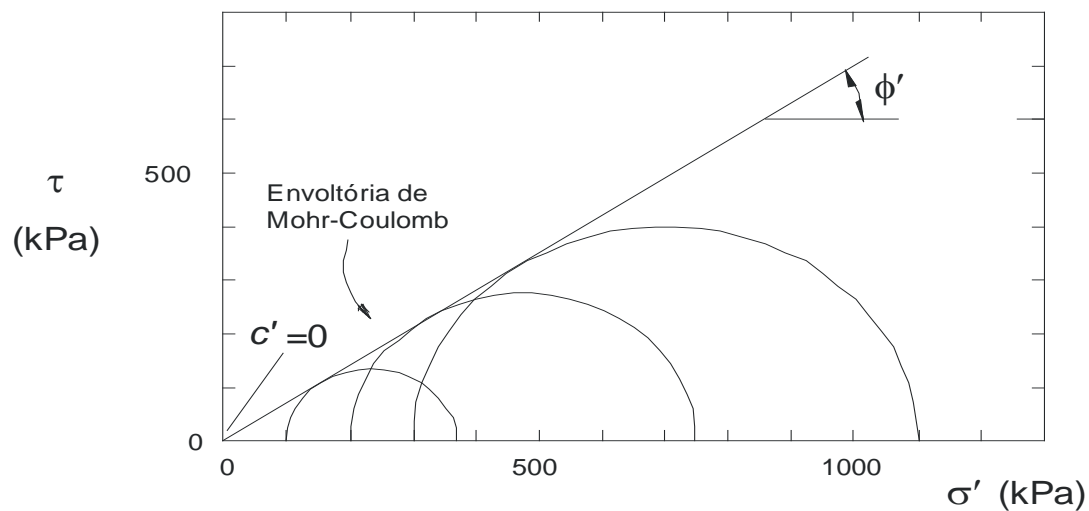


Fig. 9.2. Obtenção da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb tangente aos círculos de Mohr na ruptura

Em seguida, obtém-se uma reta tangente aos três círculos de Mohr, denominada *envoltória de resistência*

de *Mohr-Coulomb*, que delimita duas regiões no gráfico: os pontos situados abaixo da reta correspondem a estados de tensão antes da ruptura e, portanto, possíveis; os situados acima são impossíveis, pois o material terá rompido antes de alcançá-los. A envoltória de Mohr-Coulomb, em sua forma geral, pode ser representada pela equação:

$$\tau_{ff} = c' + \sigma'_{ff} \tan \phi'$$

Eq. 9-51

onde:

τ_{ff} = tensão cisalhante no plano de ruptura, por ocasião da ruptura;

σ'_{ff} = tensão normal efetiva no plano de ruptura, por ocasião da ruptura;

c' e ϕ' = parâmetros efetivos de resistência, em que c' é o intercepto da envoltória no eixo das ordenadas, denominado *coesão efetiva*, e ϕ' é o ângulo de inclinação da envoltória denominado *ângulo de atrito efetivo*.

Para as areias, considerando que para tensões normais efetivas nulas a resistência ao cisalhamento τ_{ff} também é nula, pode-se tomar $c' = 0$. A equação 9.1 simplifica para:

$$\tau_{ff} = \sigma'_{ff} \tan \phi'$$

Eq. 9-52

Inclinação do plano de ruptura

A figura 9.3a mostra as tensões σ'_{ff} e τ_{ff} que atuam no plano de ruptura e no círculo de Mohr correspondente à ruptura (figura 9.3a), obtidas em um ensaio triaxial.

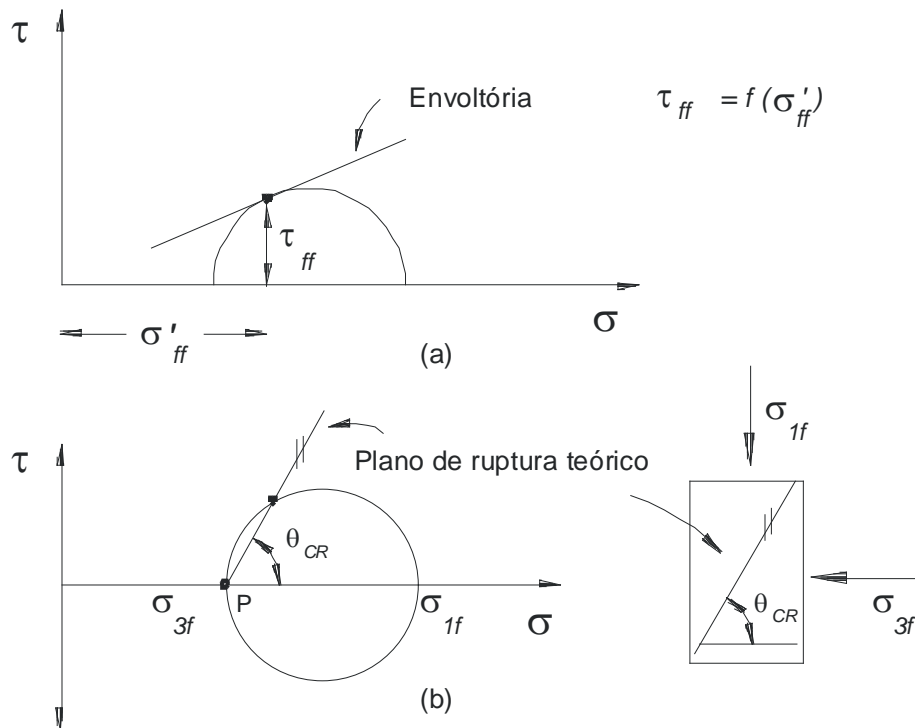


Fig. 9.3. (a) Tensões no plano de ruptura por ocasião da ruptura e (b) determinação da inclinação teórica do plano de ruptura pelo processo gráfico do pólo

Utilizando o processo gráfico do pólo (capítulo 2) para determinar a inclinação do plano de ruptura (figura 9.3b), traça-se uma paralela à faceta horizontal, a partir do ponto correspondente à tensão principal maior σ_{1f} , obtendo-se o pólo P no outro extremo do círculo, coincidente com o ponto correspondente à tensão principal σ_{3f} . A reta que liga P ao ponto do círculo que corresponde ao plano de ruptura fornece a inclinação do plano de ruptura θ_{cr} . O valor de θ_{cr} assim obtido é teórico, podendo ser diferente daquele determinado experimentalmente a partir de ensaios.

Comparação entre τ_{ff} e a tensão cisalhante máxima τ_{max}

Na figura 9.3b observa-se que o valor da tensão cisalhante τ_{ff} no plano de ruptura é inferior à tensão cisalhante máxima τ_{max} , que ocorre no apex do círculo. Esta condição ocorre sempre que o valor de ϕ' é maior que zero; quando ϕ' é igual a zero, a envoltória de Mohr-Coulomb é horizontal e, portanto, $\tau_{ff} = \tau_{max}$.

Envoltória transformada

A figura 9.4 mostra as trajetórias de tensões efetivas $TTEs$ obtidas para os três corpos-de-prova do ensaio triaxial, cujos resultados constam do quadro 9.1.

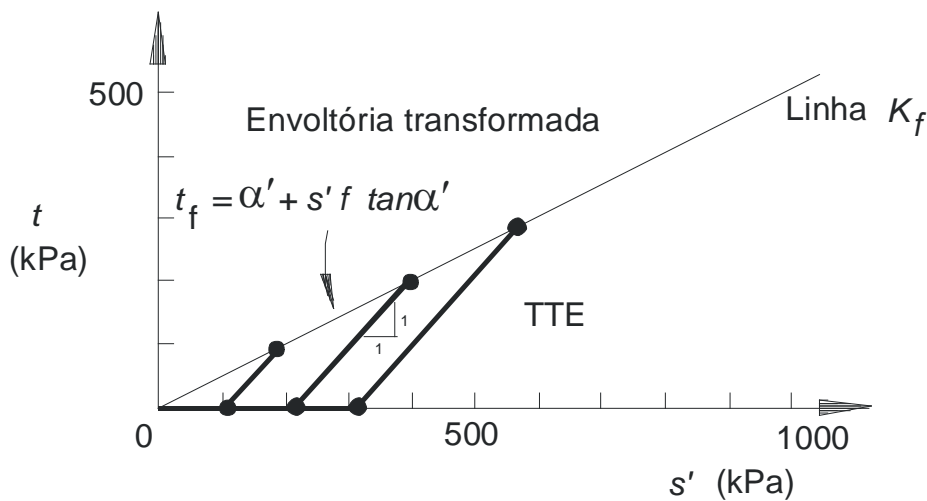


Fig. 9.4. Envoltória transformada obtida através dos pontos finais das TTEs do ensaio triaxial

O trecho horizontal das TTEs corresponde à comparação isotrópica inicial até se alcançar o valor da pressão confinante do ensaio; o trecho com inclinação 1:1 corresponde à fase de aplicação da tensão-desvio até a ruptura, sendo (s'_f, t_f) as coordenadas deste ponto. A reta que contém os pontos de coordenadas (s'_f, t_f) para todos os corpos-de-prova é denominada *envoltória transformada*, expressa por:

$$t_f = a' + s'_f \tan \alpha'$$

Eq. 9-53

onde a' e α' são os parâmetros efetivos de resistência da envoltória transformada, ou seja, o intercepto na origem e o ângulo de inclinação da reta, respectivamente. A equivalência entre os parâmetros tradicionais c' e ϕ' da envoltória de Mohr-Coulomb e os da envoltória transformada está deduzida no exemplo 9.1

Exemplo 9.1

Obter uma relação entre os parâmetros da envoltória transformada a' e α' e da envoltória de Mohr-Coulomb c' e ϕ' .

Solução

Na figura 9.5 estão representadas as duas envoltórias, correspondentes a um único círculo de Mohr na ruptura, com eixos $s':t$ coincidentes com os eixos $\sigma':\tau$. A envoltória de Mohr-Coulomb é tangente no

ponto B e a transformada é secante no ponto C . Pode-se verificar, através de geometria elemental, que as duas envoltórias se cruzam sobre o ponto A , situado no prolongamento do eixo das abscissas.

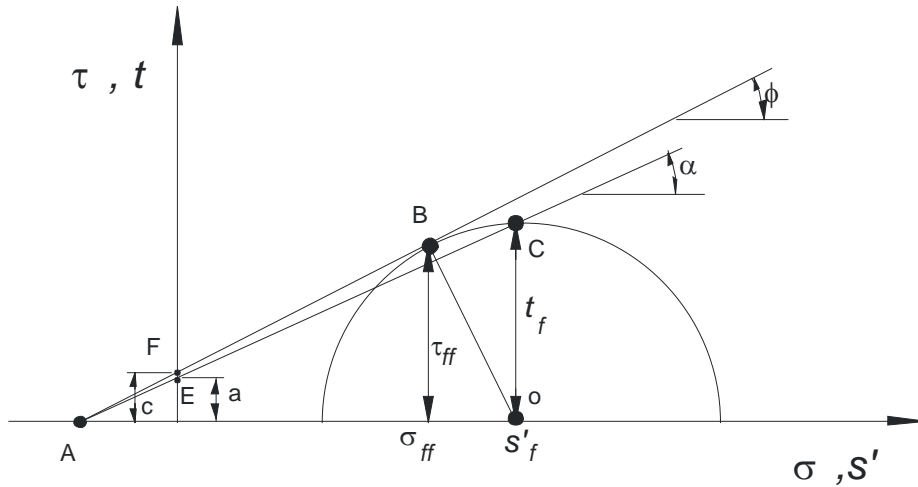


Fig. 9.5. Relação entre os parâmetros das envoltórias de Mohr-Coulomb e da transformada

Considerando os triângulos AOC e AOB , o segmento comum AO e que $OC = OB = t_f$, vem:

$$\tan \alpha = t_f | AO \quad \text{e} \quad \text{sen } \phi = t_f | AO$$

$$\therefore \text{sen } \phi' = \tan \alpha'$$

Eq. 9-54

Os triângulos ADF e ADE têm o mesmo cateto AD e permitem escrever:

$$\tan \alpha' = a' | AD \quad \text{e} \quad \tan \phi' = c' | AD$$

Substituindo AD e introduzindo a equação 9.4, vem:

$$c' = \frac{a'}{\cos \phi'}$$

Eq. 9-55

A vantagem da envoltória transformada é que ela pode ser obtida através de interpolação de uma reta entre pontos experimentais de ensaio. Ainda que em uma mesma amostra de solo, devido a dificuldades

de caráter experimental e a pequenas heterogeneidades entre os corpos-de-prova, os pontos resultantes jamais se alinham em uma única reta. Assim, os parâmetros a' e α' podem ser obtidos por regressão linear e transformados, através das equações 9.4 e 9.5, nos tradicionais c' e ϕ' .

Esta é a via mais fácil para a obtenção dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, pois utilizar o diagrama de Mohr significa tentar obter uma única envoltória tangente a três ou mais círculos, que, devido aos problemas mencionados, jamais têm uma única tangente. O exemplo 9.2 trata deste assunto.

Exemplo 9.2

Conhecidos os resultados de ensaios triaxiais *CID* em areia (figura 9.6), obter: os círculos de Mohr na ruptura; as *TTEs*; os parâmetros da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb através do diagrama $\sigma':\tau$; idem, a partir do diagrama $s':t$; a inclinação teórica do plano de ruptura.

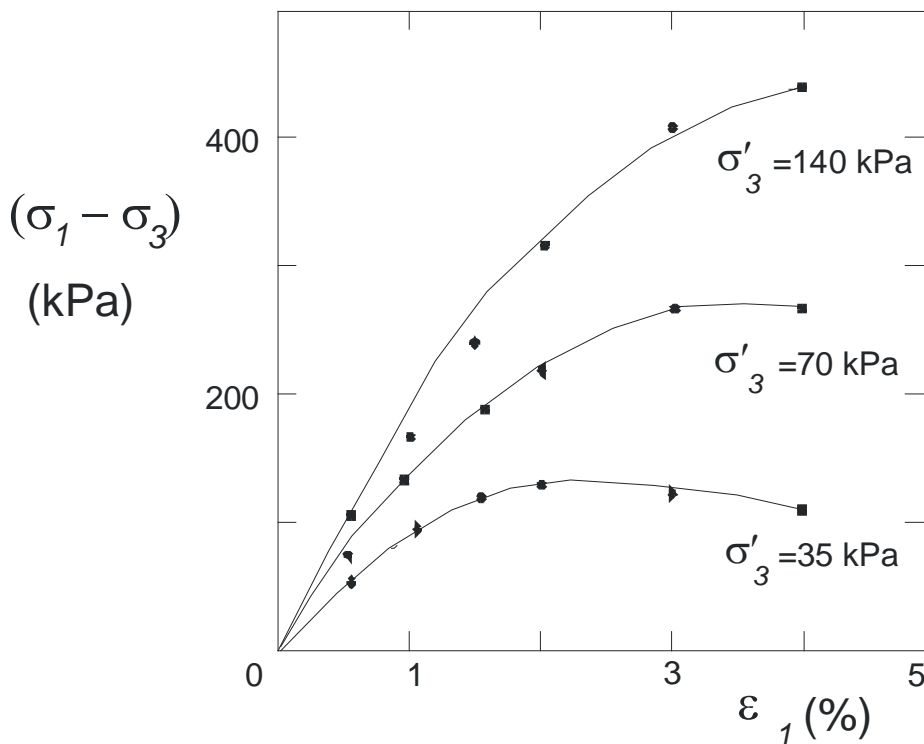


Fig. 9.6. Exemplo 9.2: resultados de ensaios triaxiais em areia

Solução

A partir da figura 9.6 obtêm-se as pressões confinantes e as tensões-desvio na ruptura, sumarizadas no quadro 9.2. O ponto de ruptura considerado nas curvas de tensão-deformação, indicado na figura, corresponde à tensão-desvio máxima. O valor da tensão efetiva principal na ruptura σ'_{1f} foi obtido somando-se as duas primeiras colunas do quadro, pois $\sigma'_{1f} = \sigma'_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)_f$.

Quadro 9.2. Exemplo 9.2: resultados de ensaio triaxial *CID*

Corpo-de-prova	$\sigma'_c = \sigma'_3$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)	σ'_{1f} (kPa)
1	35	93	128
2	70	270	340
3	140	425	565

A figura 9.7a apresenta os círculos de Mohr na ruptura para os três corpos-de-prova ensaiados. A envoltória de resistência de Mohr-Coulomb foi obtida adotando-se a equação 9.2, ou seja, $c' = 0$, e traçando uma envoltória secante aos círculos, já que, analisando-se resultados experimentais, é praticamente impossível conseguir uma única tangente aos três círculos. Assim, obteve-se $\phi' = 40^\circ$.

A inclinação teórica dos planos de ruptura θ_f é indicada na figura 9.7a. As *TTEs* constam da figura 9.8b e terminam no ponto correspondente à ruptura dos corpos-de-prova. Através destes pontos foi interpolada a envoltória transformada com $a' = 0$ (ou seja, $c' = 0$), por se tratar de areia. O valor de α' obtido foi de $32,5^\circ$. A partir da equação 9.4 obtém-se $\phi' \cong 40^\circ$, valor que está de acordo com ϕ' obtido pela construção de Mohr.

Este exemplo mostra que a utilização do diagrama $s':t$ é vantajosa para a determinação de parâmetros de resistência.

Determinação da envoltória de resistência no cisalhamento direto

A utilização do ensaio de cisalhamento direto para obter a envoltória de Mohr-Coulomb é apresentada através do exemplo 9.3.

Exemplo 9.3

De uma amostra de areia foram preparados cinco corpos-de-prova, os quais foram testados no cisalhamento direto com pressões normais entre 0,35 e 1,1 MPa. Os resultados constam da figura 9.8a, na qual foi plotada a variação da tensão cisalhante versus o deslocamento lateral da caixa para cada corpo-de-prova. Obter a envoltória de Mohr-Coulomb e o valor de ϕ' .

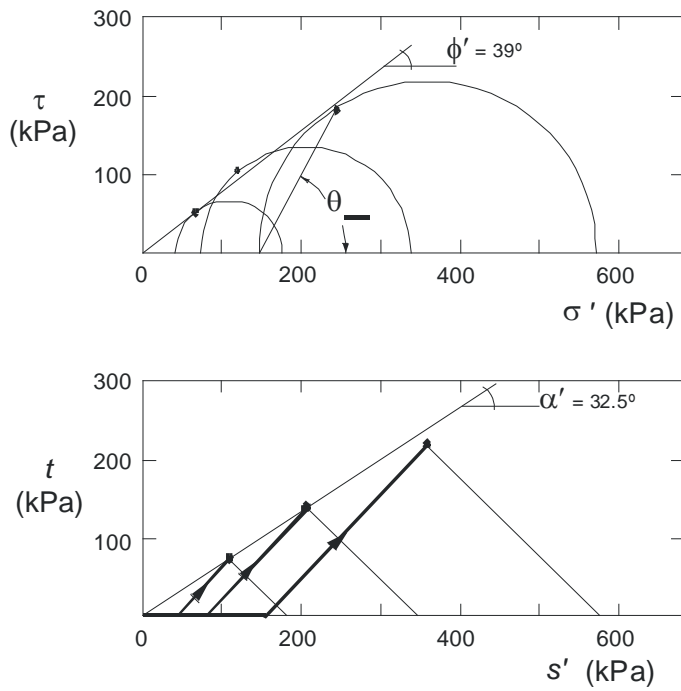


Fig. 9.7. Exemplo 9.2: envoltórias (a) de Mohr-Coulomb e (b) transformada

Solução

As tensões normais no plano de ruptura não variam durante o ensaio. As tensões cisalhantes aumentam à medida que a caixa se desloca lateralmente (figura 9.8a), passando por um valor máximo, que pode ser admitido como o de ruptura, isto é, $\tau_{ff} = \tau_{max}$. Os valores de τ_{ff} obtidos nas curvas de ensaio estão plotados na figura 9.8b versus o valor de σ'_{ff} correspondente. A envoltória de Mohr-Coulomb é obtida através dos pares de pontos $(\sigma'_{ff}, \tau_{ff})$. Como se trata de areia, admite-se a aplicação da equação 9.4, com $c' = 0$. O valor de ϕ' está indicado na figura 9.8b.

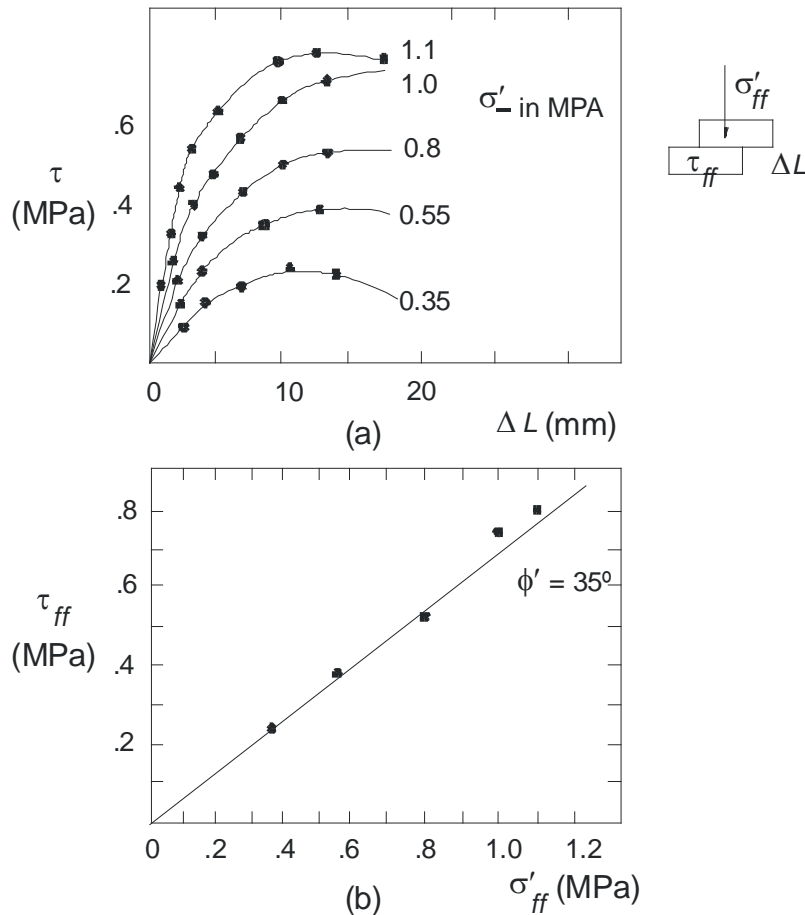


Fig. 9.8. Exemplo 9.3: (a) curvas de tensão-deslocamento e (b) envoltória de resistência

Fatores que influenciam σ' das areias

O ângulo de atrito das areias durante o cisalhamento é influenciado pelo deslizamento e pelo rolamento entre grãos (figuras 9.9a e 9.9b); no primeiro caso porque os grãos podem deslizar uns sobre os outros, provocando o atrito, e no segundo porque os grãos podem também rolar uns sobre os outros, influenciando o atrito entre partículas. Estes dois fatores são, por sua vez, influenciados pela forma e pela rugosidade superficial das partículas. Por exemplo, uma areia de rio ou seixos rolados (pedregulhos de rio) têm forma arredondada e pouca rugosidade superficial, devido ao tipo de intemperismo a que estiveram sujeitos. Já a pedra britada tem rugosidade superficial mais pronunciada, o que aumentará a parcela de atrito por deslizamento e rolamento.

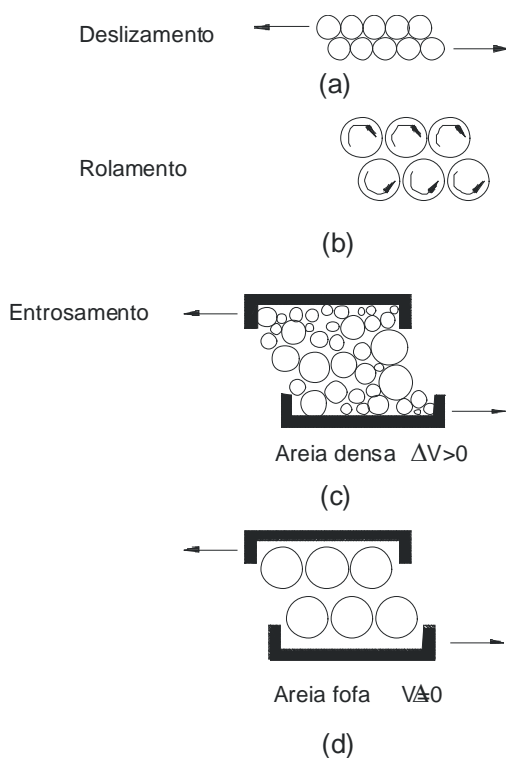


Fig. 9.9. Fatores que influenciam o ângulo de atrito das areias

Outro fator que influencia o ângulo de atrito durante o cisalhamento é o entrosamento entre grãos. Uma amostra de areia bem graduada, com uma distribuição granulométrica suave, sem predominância de partículas com um mesmo diâmetro, e que tenha sido compactada, ou seja, submetida a um processo mecânico de diminuição do índice de vazios e da densificação, através de vibração mecânica, poderá apresentar um bom entrosamento entre grãos (figura 9.9c), com os menores ocupando o espaço entre os maiores. Ao ser iniciado o cisalhamento, as partículas tenderão a subir ou a *cavalgar* umas sobre as outras, o que resultará no aumento do volume da amostra.

Quanto maior o entrosamento entre partículas, maior a tendência da amostra em aumentar o volume durante o cisalhamento. Este fenômeno é denominado de *dilatância* e tem grande importância na resistência, pois uma boa parcela da energia despendida para cisalhar a amostra é utilizada na variação de seu volume. Se o material, ao contrário, estiver fofo e suas partículas forem todas do mesmo diâmetro (figura 9.9d), não haverá tendência ao aumento de volume durante o cisalhamento. O atrito resultante será devido somente às parcelas de deslizamento e rolamento.

O entrosamento entre grãos pode ser caracterizado pela compacidade ou pelo índice de vazios inicial e_0 da amostra, que se for fofo apresentará maior valor de e_0 que o de uma areia compacta ou densa. As parcelas de atrito devidas ao deslizamento e ao rolamento dependem da forma e da rugosidade das partículas, que são propriedades intrínsecas do material ensaiado. A dilatância, ao contrário, depende da

compacidade, que é função do *estado* em que o material está no momento – fofo ou denso.

Comportamento sob baixos níveis de tensões

Para o estudo do comportamento de areias sob níveis de tensões relativamente baixos (100 a 300 kPa) e da influência do índice de vazios inicial, são apresentados na figura 9.10 os resultados de dois ensaios triaxiais *CID* em uma mesma areia, com a mesma tensão confinante $\sigma' \cong 200$ kPa, porém com um corpo-de-prova denso, com índice de vazios inicial $e_0 = 0,605$, e o outro fofo, com $e_0 = 0,834$.

As curvas de tensão-deformação (figura 9.10a) têm comportamento bem distinto. A areia compacta apresenta maiores valores de resistência e um pico bem definido, correspondente à resistência máxima $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$. Traçando-se o círculo de Mohr correspondente e a envoltória com $c' = 0$, obtém-se o ângulo de atrito máximo ou de pico ϕ'_f . O comportamento pós-pico é de *amolecimento*, ou seja, o material perde resistência com o aumento da deformação. Já a areia fofo apresenta comportamento plástico, sem um pico definido, e a resistência permanece aproximadamente constante até o fim do ensaio.

Os trechos tracejados das curvas da figura 9.10 foram extrapolados, pois não se consegue prosseguir o ensaio triaxial; a partir de cerca de 20% de deformação vertical as amostras ficam muito deformadas e as medições perdem significado. Entretanto, a partir de informações de outros ensaios, como o de cisalhamento direto, as duas curvas de tensão-deformação tendem para o mesmo valor de resistência a grandes deformações, independentemente do estado inicial.

As deformações volumétricas são bastante diferentes nos dois corpos-de-prova (figura 9.10b). A areia densa aumenta de volume gradativamente, tendendo no final à estabilização. O comportamento dilatante é explicado pela tendência dos grãos a subirem uns nos outros, ou a *cavalgarem*. A areia fofo, ao contrário, apresenta inicialmente uma pequena diminuição de volume, logo recuperada pela amostra, e depois o volume praticamente não varia até o fim do ensaio.

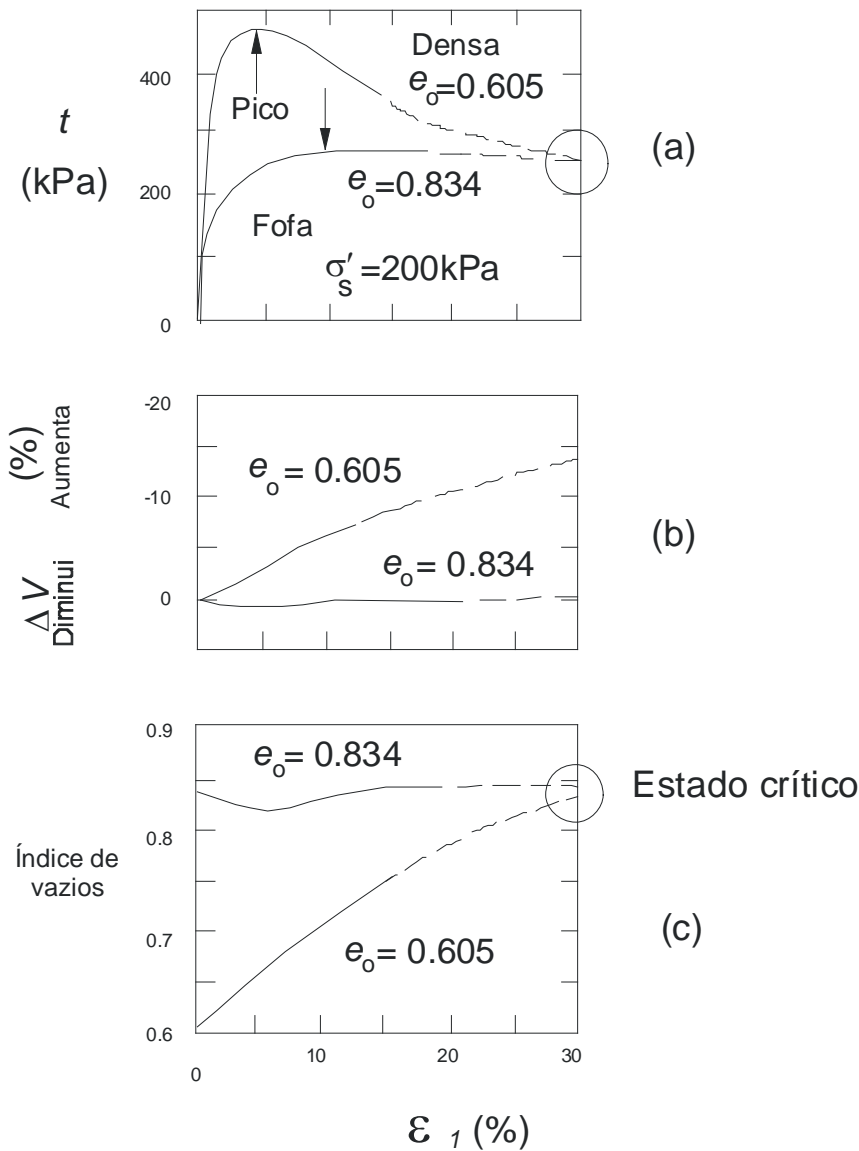


Fig. 9.10. Ensaios triaxiais em areia fofa e densa sob baixos níveis de tensão confinante, $\sigma'_c = 200 \text{ kPa}$ (Taylor, 1948)

O índice de vazios (figura 9.10c), na areia fofa, permanece praticamente constante, a despeito de uma pequena diminuição, logo recuperada, no início do ensaio; na areia densa, aumenta continuamente e, a grandes deformações, tende ao mesmo valor da areia fofa.

Estado crítico

Os corpos-de-prova de areia fofa e densa em análise tendem, ao final do ensaio, a um estado estável, a grandes deformações, em que a resistência (q ou t) e o índice de vazios e não variam mais. Nesta situação,

conforme estudado adiante, o valor de p' e s' também são constantes. Este estado foi denominado pelo grupo de solos de Cambridge (Schofield e Wroth, 1968; Atkinson e Bransby, 1978) de *estado crítico*, que matematicamente pode ser expresso por:

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_1} = 0$$

Eq. 9-56

Ou, no diagrama tipo MIT $s':t:e$, por:

$$\frac{\partial t}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial s'}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_1} = 0$$

Eq. 9-57

O ângulo de atrito correspondente a esse estado é denominado *ângulo de atrito crítico* ϕ'_{cr} .

Analogia do dente de serra

O fenômeno da dilatância e seu efeito na resistência podem ser visualizados através da analogia do dente de serra, idealizado por Rowe (1961 e 1963). Exemplificando, a figura 9.11 mostra um bloco bipartido, cuja superfície entre suas partes é denteada. Essa superfície é a de ruptura, que ocorrerá durante o cisalhamento provocado por forças tangenciais entre as duas partes do bloco.

A inclinação ψ do dente, que corresponde à inclinação do plano AA com a horizontal, controla a variação de volume do bloco durante o cisalhamento. Uma areia fofa, por exemplo, cuja variação de volume durante o cisalhamento é nula, será representada neste modelo por $\psi = 0$ – as partes do bloco não tenderão a se afastar na direção vertical durante o cisalhamento, o que corresponde a $\Delta V = 0$. Se ψ for diferente de zero, uma vez iniciado o cisalhamento haverá deslocamento entre as partes do bloco na direção vertical e, portanto, o solo terá comportamento dilatante.

Ainda de acordo com esse modelo, o ângulo de atrito efetivo máximo ϕ'_f , correspondente ao valor de pico, pode ser analisado como sendo constituído de duas parcelas:

$$\phi'_f = \phi'_{cr} + \psi$$

Eq. 9-58

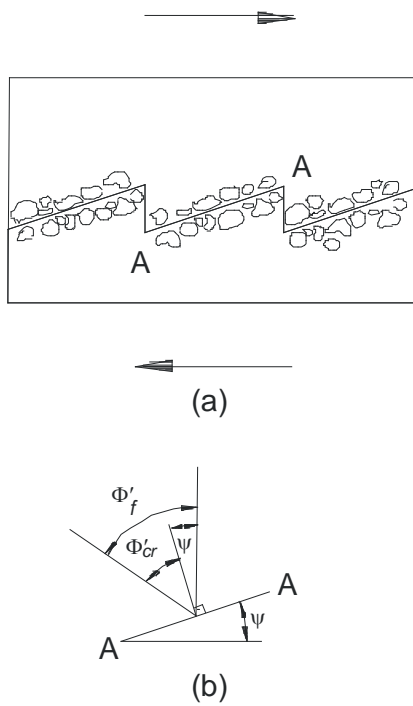


Fig. 9.11. Analogia do dente de serra

onde:

ϕ'_{cr} = ângulo de atrito efetivo correspondente ao estado crítico;

ψ = inclinação do dente de serra, ou seja, parcela influenciada pela dilatância.

Para exemplificar a aplicação da equação 9.8, estão plotados na figura 9.12 os resultados de ensaios de cisalhamento direto na areia grossa do rio Guandu, RJ. Os ensaios foram realizados em corpos-de-prova moldados com vários índices de vazios iniciais, determinando-se o valor do ângulo de atrito de pico ϕ'_f e o valor final para grandes deformações ϕ'_{cr} . Para a areia densa, com $e_0 \cong 0,55$, obtiveram-se $\phi'_f \cong 42^\circ$ e $\phi'_{cr} \cong 33^\circ$. Para a areia fofa, testada com $e_0 \cong 0,8$, obtiveram-se $\phi'_f \cong 36^\circ$ e $\phi'_{cr} \cong 32^\circ$. A curva interpolada entre os valores de ϕ'_f cruza a reta horizontal correspondente a ϕ'_{cr} no ponto A, cujas coordenadas são (e_{cr}, ϕ'_{cr}) . A diferença $\psi = \phi'_f - \phi'_{cr}$ está plotada na figura 154b versus e_0 . O valor de e_{cr} também pode ser obtido nesse gráfico, extrapolando-se a curva para a condição $\psi = 0$.

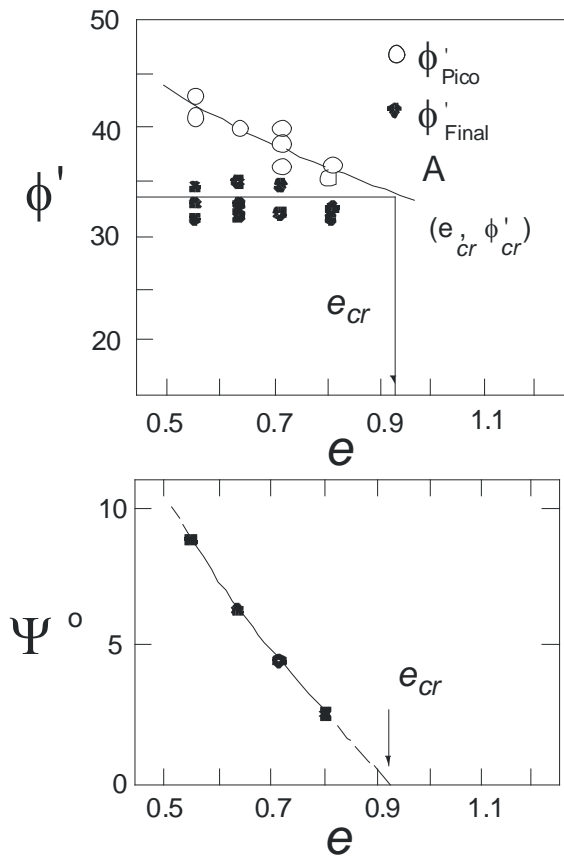


Fig. 9.12. Determinação de ϕ'_{cr} e e_{cr} para areia do rio Guandu (Pacheco, 1978)

Resultados de ensaios triaxiais *CID* (figura 9.13) para a mesma areia, com o mesmo valor de σ'_c , variando-se, entretanto, o índice de vazios inicial, comprovam que, à medida que se aumenta e_0 , o valor de ϕ'_f de pico tende para o valor crítico ϕ'_{cr} , o que tem duas conseqüências imediatas para aplicação prática:

- (a) ϕ'_{cr} pode ser interpretado como uma propriedade do material, pois é independente do estado, ou seja, da compacidade;
- (b) ϕ'_{cr} é um valor conservador e, adotando-o em projetos, fica-se a favor da segurança.

Exemplo 9.4

Obter as *TTEs* no diagrama $s':t$, as envoltórias de resistência e os valores de ϕ'_f e ϕ'_{cr} para os ensaios triaxiais *CID* cujos resultados constam da figura 9.10.

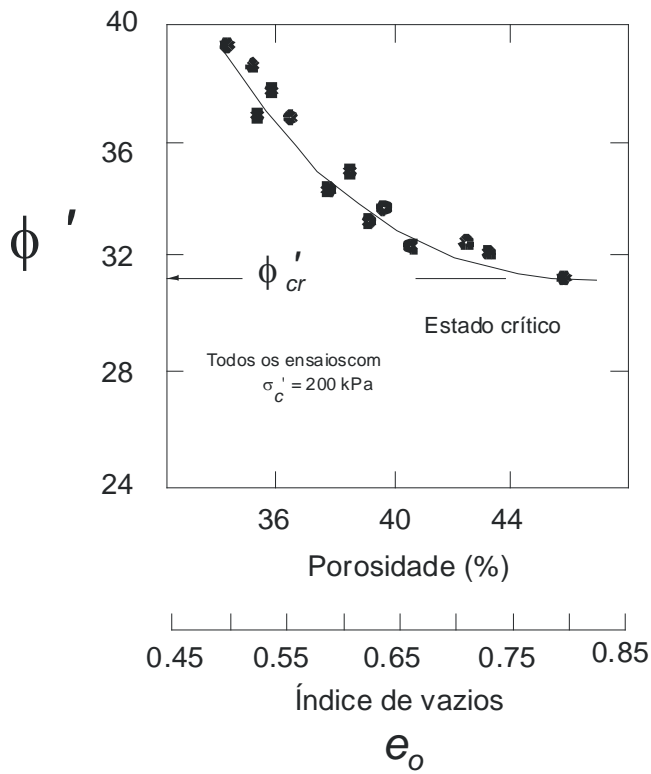


Fig. 9.13. Valores de ϕ' em ensaios triaxiais em areia sob mesma tensão confinante, em corpos-de-prova moldados com diferentes e_0 (Rowe, 1961)

Solução

Os principais resultados do ensaio extraídos da figura 9.10 estão tabulados no quadro 9.3, onde t_f e t_{cr} correspondem, respectivamente, aos valores de t de pico (ruptura) e estado crítico. Os valores de σ'_{1f} e σ'_{1cr} foram obtidos a partir desses resultados.

Quadro 9.3. Resultados de ensaios triaxiais CID em areia

Compacidade	σ'_c (kPa)	t_f (kPa)	t_{cr} (kPa)	σ'_{1f} (kPa)	σ'_{1cr} (kPa)
Densa	200	475	250	1.150	700
Fofa	200	250	250	700	700

Conhecendo-se as tensões principais, o traçado das TTEs é imediato. Para a areia densa, a fase de cisalhamento inicia no ponto A (figura 9.14), caminhando até o ponto C, correspondente ao pico da curva de tensão-deformação; em seguida, retorna sobre a mesma linha até B, correspondente ao estado crítico.

A areia fofa também inicia a *TTE* de cisalhamento no ponto *A* e vai até *B*, permanecendo neste ponto até o estado crítico.

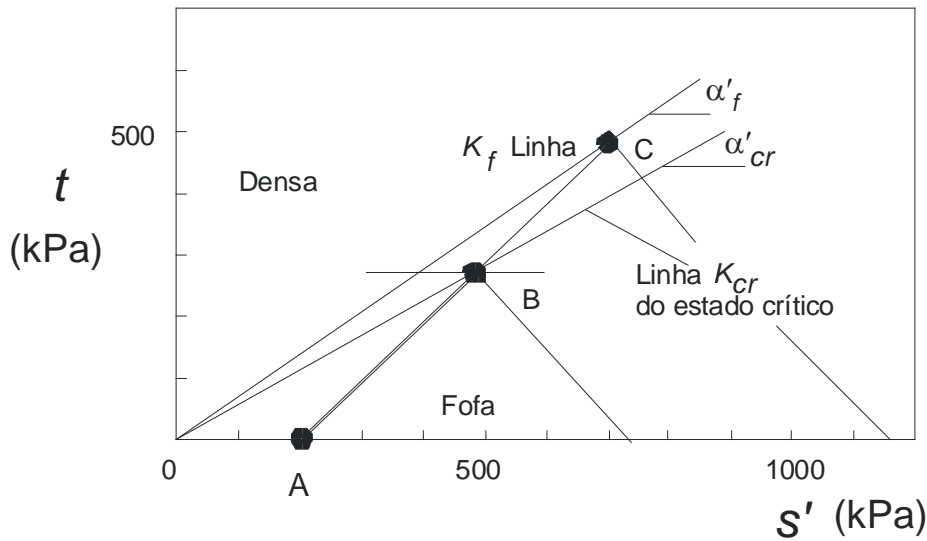


Fig. 9.14. Exemplo 9.4: diagrama $s':t$

A envoltória de resistência correspondente ao pico, também denominada linha K_f , fornece $\alpha'_f \cong 35,5^\circ$. A envoltória de estado crítico, ou linha K_{cr} , fornece $\alpha'_{cr} \cong 30^\circ$. Através da equação 9.4 obtêm-se $\phi'_f = 45^\circ$ e $\phi'_{cr} = 35^\circ$.

Influência do nível de tensões

A influência do nível de tensões confinantes é aqui abordada utilizando os dados de Lee (1965), publicados também por Holtz e Kovacs (1981) e referentes a ensaios triaxiais *CID* em areias compactas e fofas, em que se variou a tensão confinante σ'_c de valores baixos (100 kPa) a muito altos (13,7 MPa) e se normalizaram as curvas de tensão-deformação dividindo o valor de σ'_1 por σ'_3 .

Os resultados obtidos para areias compactas mostram que, sob tensões confinantes baixas, as amostras apresentam um pico de resistência (figura 9.15a) e dilatação durante o cisalhamento (figura 9.15b), que vai perdendo significado, até desaparecer totalmente, à medida que as tensões confinantes aumentam. A inclinação inicial da curva de tensão-deformação e, conseqüentemente, o módulo de Young diminuem bastante. A variação de volume da amostra também sofre uma enorme influência do aumento da tensão confinante, passando de dilatante, sob baixas pressões, a contração volumétrica, sob pressões confinantes altas.

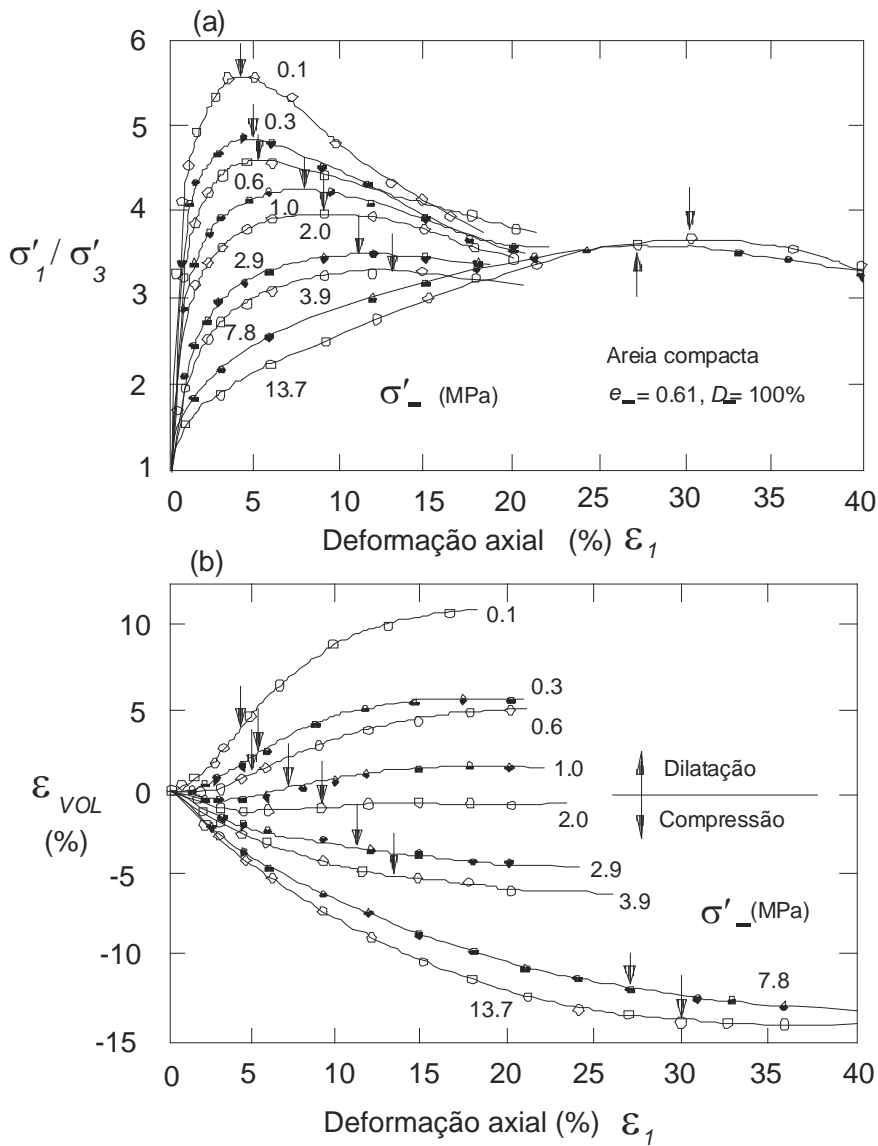


Fig. 9.15. Comportamento de areia compacta em ensaios triaxiais (Lee, 1965)

O comportamento das areias fofas também é bastante influenciado pelo aumento das tensões confinantes, que provoca alterações na curva de tensão-deformação (figura 9.16a), com o aumento da deformação correspondente à ruptura e a diminuição do módulo de Young, bem como na curva de deformações volumétricas (figura 9.16b), com significativa compressão durante o cisalhamento.

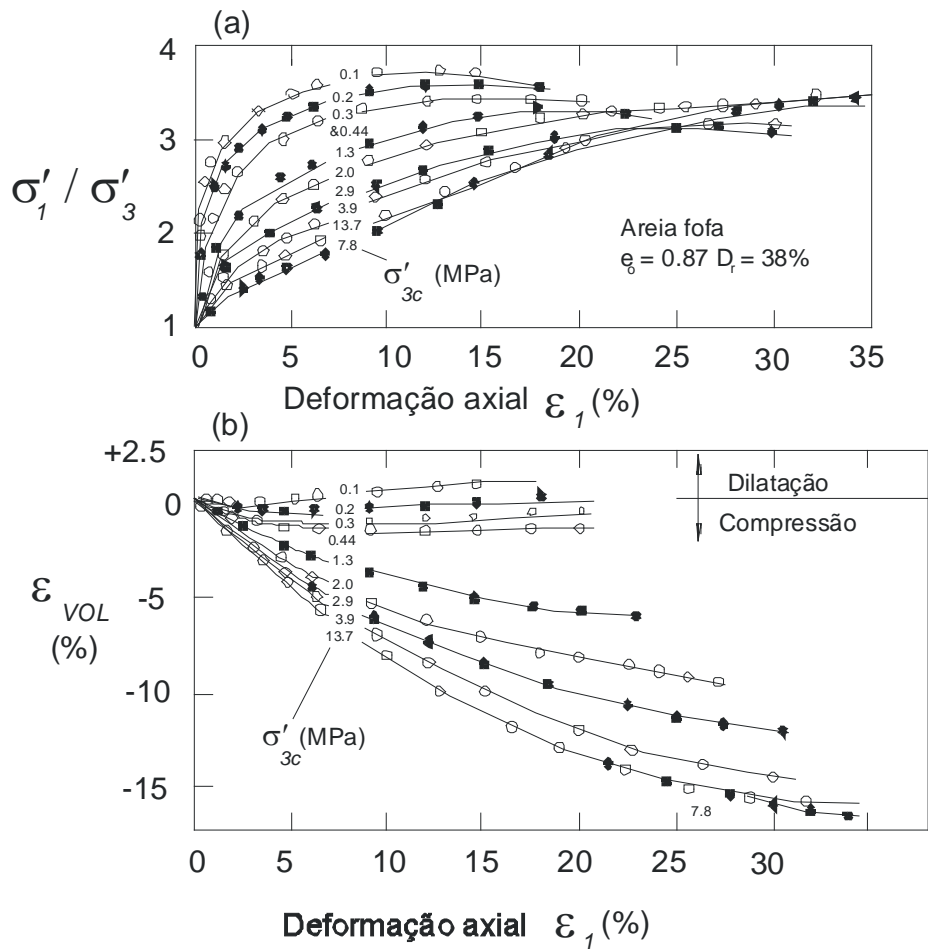


Fig. 9.16. Comportamento de areia fofa em ensaios triaxiais (Lee, 1965)

A influência da tensão confinante na variação do índice de vazios durante o cisalhamento, tanto nas areias fofas quanto nas compactas, pode ser explicada da mesma forma que a descrita para o comportamento de areias no oedômetro (capítulo 6). De fato, análises granulométricas realizadas antes e após os ensaios triaxiais demonstram que as pressões muito elevadas são responsáveis pela quebra de grãos, vindo daí as deformações volumétricas.

Não-linearidade da envoltória de resistência

Resultados de ensaios de laboratório (figura 9.17) evidenciam que os solos e outros materiais apresentam curvatura na envoltória de resistência.

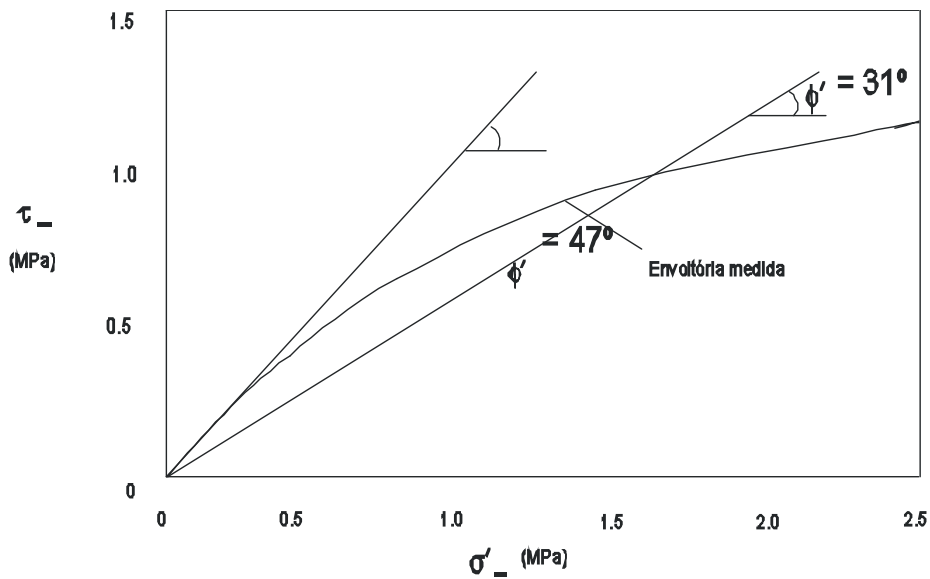


Fig. 9.17. Não-linearidade na envoltória de resistência para uma ampla faixa de tensões normais σ'_{ff}

Nos materiais granulares, o fenômeno pode ser resultante de algum tipo de cimentação entre grãos (que pode ser destruída à medida que as tensões aumentam), da variação na compacidade do material e da quebra de grãos com o aumento da tensão confinante. As areias calcárias, por exemplo, depositadas offshore ao longo da costa brasileira, apresentam frequentemente cimentação e têm grãos muito frágeis, sujeitos a quebra, mesmo com baixas pressões confinantes (Ortigão et al, 1985).

As areias de sílica ou quartzo, cujos grãos são bastante resistentes, apresentam curvatura quando a faixa de variação de tensões é muito grande, conforme o exemplo da figura 9.17. Nesse caso, a equação de Mohr-Coulomb tem aplicação restrita a uma pequena faixa de pressões, daí a necessidade de se realizarem sempre ensaios com tensões na faixa prevista para a obra.

Os materiais granulares grossos, como os enrocamentos empregados nos taludes de barragens e de quebra-mares, compostos de grandes blocos de rocha, têm sua envoltória de resistência com curvatura bastante acentuada (Barton e Kjaernskli, 1981; Charles e Soares, 1984). Ao se analisar a estabilidade de barragens de enrocamento, principalmente as mais altas (acima 60m), é importante considerar esse fenômeno, sob pena de se incorrer em erros consideráveis. O mesmo se aplica aos taludes de rocha (Hoek, 1983). Em todos esses casos, a variação da tensão confinante do topo à base do talude é muito grande e a envoltória de resistência, fortemente não-linear.

A curvatura da envoltória pode ser considerada adotando-se pequenos trechos lineares ao longo da mesma, cada um com valores diferentes dos parâmetros c' e ϕ' , em função do nível de tensões. Selecionam-se, então, c' e ϕ' para a faixa de tensões que ocorrerá na obra. Este método tem a desvantagem de empregar dois parâmetros, c' e ϕ' , razão pela qual o método descrito em seguida é mais

conveniente.

Em areias puras sem cimentação, como não há resistência sob tensões confinantes nulas, mantém-se a condição $c' = 0$ e adota-se ϕ' tangente a um único círculo de Mohr, conforme mostrado na figura 9.17. Os valores de ϕ' , então altos para tensões baixas, vão diminuindo com o aumento destas. Uma areia fina, por exemplo, pode fornecer $\phi' = 47^\circ$ para $\sigma'_{ff} = 10$ kPa e $\phi' = 31^\circ$ para $\sigma'_{ff} = 400$ kPa. A variação de ϕ' com o nível de tensões pode ser considerada através de uma função $\phi' = f(\sigma'_{ff})$, como a proposta por Wong e Duncan (1974) para análise de materiais granulares em barragens:

$$\phi' = \phi'_0 - \Delta\phi' \log\left(\frac{\sigma'_c}{p_a}\right)$$

Eq. 9-59

Nesta equação, ϕ'_0 é o valor de ϕ' para σ'_c igual à pressão atmosférica p_a e $\Delta\phi'$ é a redução de ϕ' correspondente à variação de 10 vezes o valor de σ'_c .

Para enrocamentos, tem sido empregada a seguinte equação exponencial, proposta por Mello (1977):

$$\tau_{ff} = A(\sigma'_{ff})^b$$

Eq. 9-60

onde A e b são parâmetros determinados por regressão exponencial à envoltória curva fornecida por ensaios.

Linha de estado crítico

Como visto anteriormente, os pontos de uma *TTE* que estão no estado crítico, satisfazendo portanto a equação 9.7, se alinham no espaço $s':t$ ao longo de uma única linha K_{cr} . Com base nos resultados dos ensaios triaxiais *CID* realizados por Lee (1965) em areias compactas e fofas (figura 9.15 e 9.16), estuda-se agora o que acontece no espaço $s':e$ com os pontos no estado crítico.

Esses ensaios foram conduzidos mantendo-se σ'_3 constante, mas variando e_0 em cada corpo-de-prova. Em seguida, plotando-se um gráfico semelhante ao da figura 9.12b, o valor de e_{cr} foi obtido para cada σ'_3 . Como σ'_3 é mantido constante, tem-se $s'_0 = \sigma'_3$. Os pares de pontos (s'_0, e_{cr}) assim obtidos estão plotados na figura 9.18 em escala logarítmica de tensões, obtendo-se aproximadamente uma relação linear.

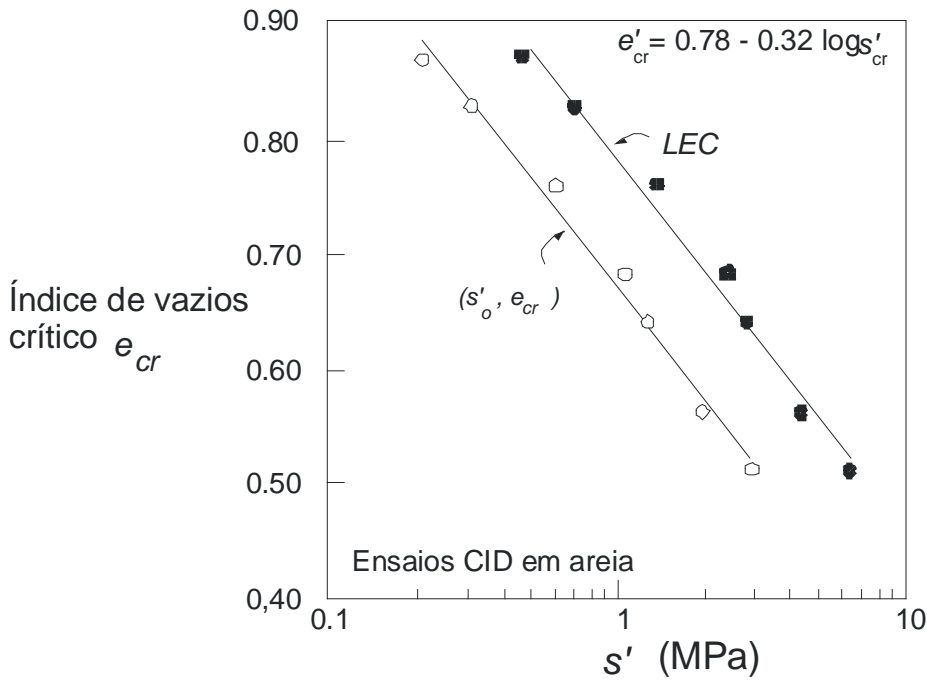


Fig. 9.18. Linha de estado crítico obtida para os resultados de ensaios triaxiais de Lee (1965)

Em seguida, obteve-se o valor de s'_{cr} correspondente a cada valor de e_{cr} , pela equação:

$$s'_{cr} = 0,5 s'_0 [1 + (\sigma'_1 / \sigma'_3)_{cr}]$$

onde $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{cr}$ é a relação de tensões principais no estado crítico, cujo valor foi estimado em 3,5 a partir das figuras 9.15a e 9.16a. Os pontos resultantes (s'_{cr}, e_{cr}) foram plotados na figura 9.18 segundo uma única *linha de estado crítico* (LEC). Essas evidências experimentais permitem afirmar que, tanto no espaço $s':t$ quanto no $s':e$, os pontos no estado crítico apresentam relação unívoca, no primeiro caso, linear e, no segundo, logarítmica.

O comportamento das areias em ensaio CID está sumarizado na figura 9.19, referindo-se a duas amostras, uma densa e outra fofa. Quanto às curvas de tensão-deformação e de variação volumétrica (figura 9.19a), o comportamento das duas amostras é semelhante ao da figura 9.11, comentado anteriormente. Para as duas areias, o ponto inicial das TTEs (figura 9.19b) é A e o ponto C corresponde ao estado crítico; o ponto B é o pico da TTE da areia densa. Quanto ao comportamento com eixos $s':e$ (figura 9.19c) e $\log s':e$ (figura 9.19d), a amostra fofa inicia o cisalhamento no ponto A' e atinge o estado crítico em C'; a densa inicia o cisalhamento em A'', atinge B' no pico e continua a aumentar de volume até atingir o estado crítico, também em C'. O lugar geométrico dos pontos no estado crítico é a LEC, que pode ser aproximada por uma reta no gráfico $\log s':e$.

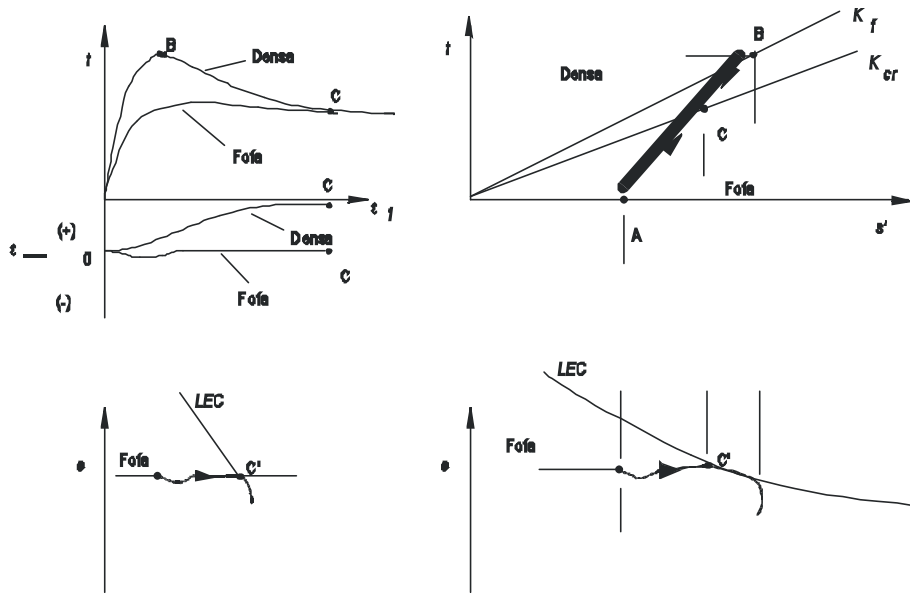


Fig. 9.19. Comportamento de areia fofa e densa sob baixos níveis de tensão confinante: (a) curvas de tensão-deformação e de deformações volumétricas; (b) TTEs no diagrama $s':t$; (c) diagrama $s':e$; (d) diagrama $\log s':e$

Previsão de ϕ' em função da compacidade e do nível de tensões

Um interessante método semi-empírico de previsão de variação de ϕ' de areias em função da compacidade e do nível de tensões foi proposto por Bolton (1986). Nesse método, o nível de tensões é caracterizado pelo valor da tensão efetiva média p' e a compacidade, pela *densidade relativa* D_r (equação 1.1). O valor de ϕ'_f é calculado pela equação 9.8, onde, segundo Bolton (op cit), ψ é dado por:

$$\psi = n D_{rc}$$

Eq. 9-61

onde n é igual a 5 em situações axissimétricas e a 3 em deformação plana. D_{rc} é a *densidade relativa corrigida*, dada pela seguinte equação empírica:

$$D_{rc} = D_r (10 - \ln p') - 1$$

Eq. 9-62

válida para valores de D_{rc} entre 0 e 4. O valor de p' é em kPa.

Exemplo 9.5

Estimar a variação de ϕ'_f pelo método de Bolton para uma areia submetida a um ensaio triaxial *CID*, com pressões confinantes entre 20 kPa e 1 MPa, sendo $D_r = 70\%$ e $\phi'_{cr} = 35^\circ$.

Solução

O valor da D_{rc} é calculado pela equação 9.12, obtendo-se, para $p' = 20$ kPa, $D_{rc} = 0,70 (0 - \ln 20) - 1 = 3,9$, e para $p' = 1$ MPa, $D_{rc} = 0,70 (10 - \ln 1000) - 1 = 1,2$. Como os valores de D_{rc} estão entre 0 e 4, o método de Bolton é aplicável. Os valores de $\psi = 5 \times 3,9 = 19,5^\circ$, e para $p' = 1$ MPa, $\psi = 5 \times 1,2 = 6^\circ$. Os valores de ϕ'_f (em graus), calculados pela equação 9.8, são, para $p' = 20$ kPa, $\phi'_f = 35 + 9,5 = 54,5^\circ$, e para $p' = 1$ MPa, $\phi'_f = 35 + 6 = 41^\circ$.

Valores típicos de ϕ'

Nas fases preliminares de projeto muitas vezes ainda não se dispõe de ensaios de resistência e de compactidade da areia, e a resistência tem de ser estimada com base em caracterização visual ou tátil. O quadro 9.4 e a figura 9.20 permitem estimar ϕ' .

Quadro 9.4. Valores típicos de ϕ' (graus)

Material	Compacto	Medianamente compacto	Estado crítico
Silte	30-34	28-32	26-34
Areia fina a média, uniforme	32-36	30-34	26-30
Areia bem graduada	38-46	34-40	30-34
Mistura de areia e pedregulhos	40-48	36-42	32-36

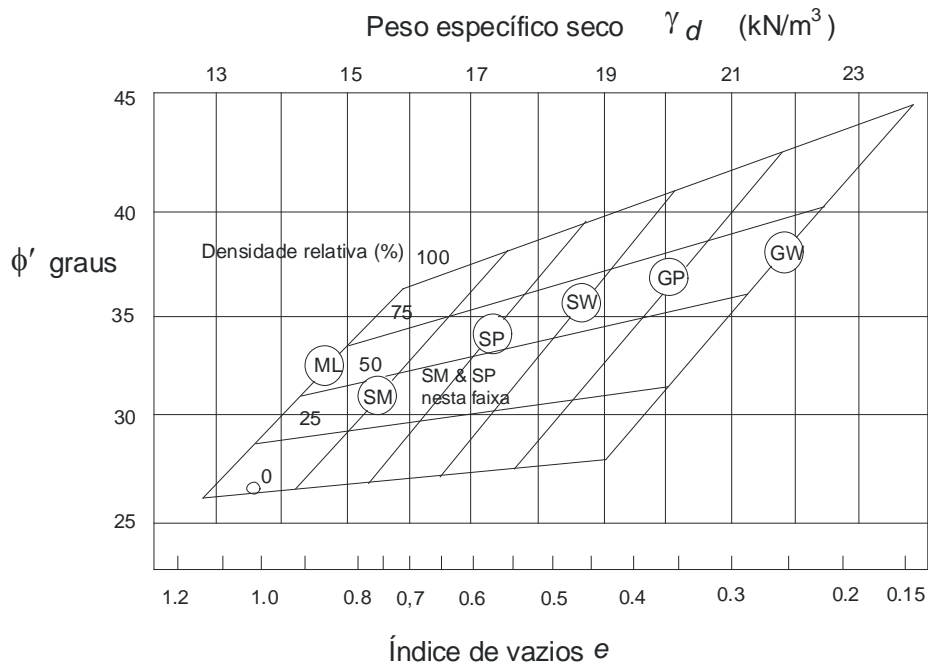


Fig. 9.20. Ábaco para estimativa de ϕ' em areias, siltes e pedregulhos (Navfac DM-7)

Os valores do quadro 9.4 devem ser bastante reduzidos quando se verificar a presença de mica, pois este mineral tem ângulo de atrito baixíssimo, da ordem de 10° , e quando presente em areia ou silte, mesmo em pequenas percentagens, afeta sobremaneira o valor de ϕ' de solos granulares. Como o quadro se refere a areias com grãos predominantemente angulosos, se não for este o caso (por exemplo, se as areias forem de origem fluvial), os valores de ϕ' deverão também ser reduzidos.

A figura 9.20 permite estimar ϕ' em função do peso específico seco γ_d ou do índice de vazios e_0 e da densidade relativa D_r . De acordo com o Sistema de Classificação Unificada dos Solos (USCS), ϕ' varia também com o tipo de material, assunto que é tratado em vários livros de Mecânica dos Solos (eg Vargas, 1977; Holtz e Kovaks, 1981). Os tipos de solo referidos na figura são siltes de baixa plasticidade (ML), areias siltosas (SM), areias mal graduadas (SP), areias bem graduadas (SW), pedregulhos mal graduados (GP) e pedregulhos bem graduados (GW).

Areias calcárias

Uma areia especial é encontrada somente a vários quilômetros da costa, na plataforma continental brasileira. A Fig. 9.21 apresenta um perfil geotécnico do sítio de Carapeba na Bacia de Campos, com cerca de 100 m de lâmina d'água. O depósito é constituído predominantemente de areia calcária, que, ao contrário das terrestres, cujos grãos são de sílica ou quartzo, é formada de partículas muito frágeis de calcário. Esses depósitos têm origem em lixo orgânico de corais, conchas e carapaças de moluscos, depositados somente em águas marítimas tropicais, entre os paralelos $\pm 30^\circ$. A identificação das areias calcárias pode ser feita pelo alto teor de CaCO_3 , conforme indicado para profundidades entre 20 e 120 m.

Os grãos de calcário são facilmente quebradiços, aos contrário das areias de sílica. Ortigão et al (1985)

discutem problemas geotécnicos destes materiais e observaram alguns aspectos interessantes que caracterizam os materiais calcários (Fig. 9.21), tais como: o alto teor de CaCO_3 , baixos valores de peso específico, e o vai-e-vem da resistência de ponta q_c do ensaio CPT. O valor de q_c aumenta rapidamente, e leva a uma quebra de grãos que faz com que q_c reduza novamente e assim por diante.

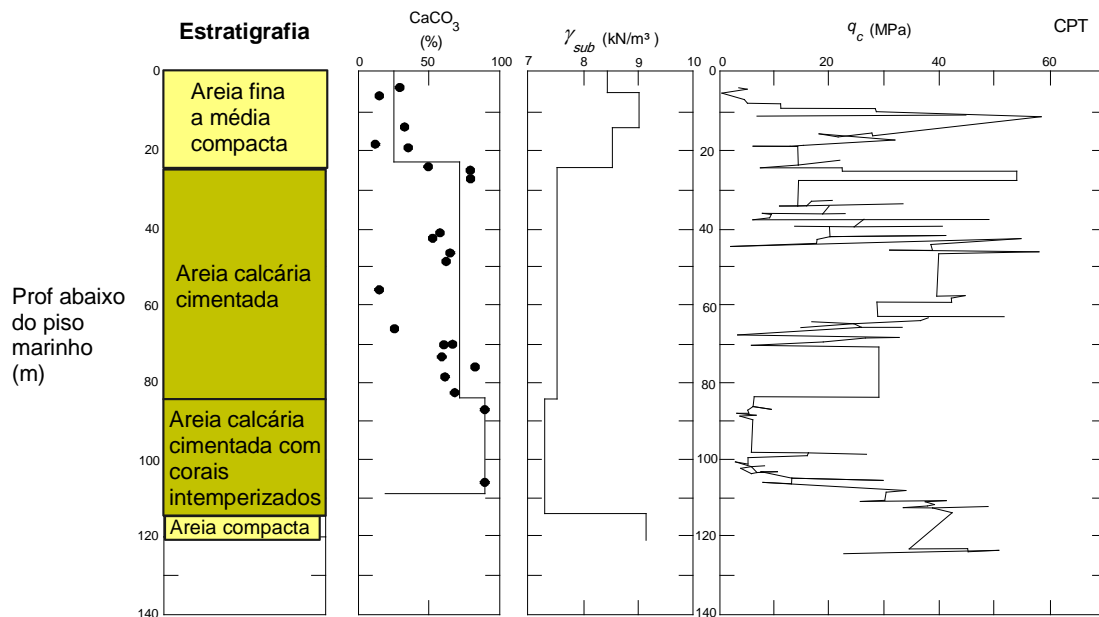


Fig. 9.21. Propriedades geotécnicas de um depósito de areia calcária da bacia de Campos (Ortigão et al, 1986)

Exercícios

- 9.1. Definir estado crítico e apresentar sua equação matemática.
- 9.2. Explicar em que consiste e para que serve a analogia do dente de serra.
- 9.3. Para um ensaio de cisalhamento direto em areia com tensão normal na ruptura de 100 kPa e tensão cisalhante de 35 kPa, e admitindo $c' = 0$, obter ϕ' . Explicar por que não é possível obter módulos de deformação nesse ensaio.
- 9.4. Um ensaio de cisalhamento direto em areia densa apresentou os resultados do quadro 9.5. O índice de vazios inicial foi de 0,668, tendo o ensaio sido realizado em caixa de cisalhamento quadrada com 75 mm de lado e 10 mm e altura, aplicando-se uma carga vertical de 2,3 kN. Traçar as curvas usuais ($\tau \times$ deslocamento horizontal e deslocamento horizontal \times deslocamento vertical) e calcular

ϕ' admitindo $c' = 0$.

Quadro 9.5. Exercício 9.4: resultados de ensaio de cisalhamento direto em areia densa

Deslocamento (mm)		Carga horizontal (N)
Horizontal	Vertical	
8,89	3,56	0
8,82	3,54	356
8,63	3,52	721
8,44	3,51	1.014
7,92	3,53	1.428
7,18	3,59	1.655
6,38	3,63	1.770
5,49	3,65	1.744

- 9.5. A partir do quadro 9.6, que apresenta os resultados de dois ensaios triaxiais *CID* realizados em uma mesma areia, com corpos-de-prova (CP 1 e 2) moldados no mesmo índice de vazios (0,65), obter: (a) gráficos de $t:\varepsilon_1$, $s':t:e$ e $\varepsilon_{vol}:\varepsilon_v$; (b) módulos de deformação inicial e a um nível de tensões de 50%; (c) idem, coeficiente de Poisson; (d) ângulos de atrito na condição de ruptura e no estado crítico; (e) círculos de Mohr na condição de ruptura, indicando o plano de ruptura teórico. Comentar os resultados.
- 9.6. Estimar ϕ' das areias das praias da Barra da Tijuca (grossa) e de Santos (muito fina). Comentar.
- 9.7. Estimar ϕ' para: (a) pedregulho arenoso bem graduado com $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; (b) areia siltosa mal graduada com $\gamma = 15,5 \text{ kN/m}^3$; (c) pedregulho mal graduado com índice de vazios in situ igual a 0,4.

Quadro 9.6. Exercício 9.5: resultados de ensaios triaxiais *CID* em areia

CP 1 $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$				CP 2 $\sigma_3 = 3 \text{ MPa}$					
ε_1 (%)	σ_1	-	σ_3	ε_{vol} (%)	ε_1 (%)	σ_1	-	σ_3	ε_{vol} (%)
	(kPa)					(kPa)			
0	0		0		0	0		0	0

1,71	325	-0,10	0,82	2.090	-0,68
3,22	414	0,60	2,50	4.290	-1,80
4,76	441	1,66	4,24	5.810	-2,71
6,51	439	2,94	6,00	6.950	-3,36
8,44	405	4,10	7,76	7.760	-3,38
10,40	370	5,10	9,56	8.350	-4,27
12,30	344	5,77	11,40	8.710	-4,53
14,30	333	6,33	13,20	8.980	-4,71
16,30	319	6,70	14,90	9.120	-4,84
18,30	318	7,04	16,80	9.140	-4,92
20,40	308	7,34	18,60	9.100	-4,96
			20,50	9.090	-5,01

9.8. O quadro 9.7 apresenta os resultados de ensaios triaxiais *CID* em areia média, nos quais todos os corpos-de-prova tinham o mesmo índice de vazios inicial. Obter os círculos de Mohr e os diagramas $s':t$ e estimar ϕ' para as faixas de tensões de 0-500 kPa, 1000-1500 kPa, 3-6 MPa e 0-6 MPa. Comentar.

Quadro 9.7. Exercício 9.8: resultados de ensaios triaxiais *CID* em areia média

Corpo-de-prova	σ_3 (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)
1	100	480
2	400	1.870
3	997	4.080
4	1.880	7.050
5	2.990	10.200
6	3.850	12.690

Introdução

Este capítulo aborda o comportamento de argilas em ensaios triaxiais drenados, tipo *CID*. Como se trata de um material de baixa permeabilidade, para simular seu comportamento totalmente drenado em laboratório, as fases do ensaio devem ser suficientemente lentas para permitir a total dissipação de poropressões. Embora as argilas sejam muito diferentes das areias, constata-se que os dois materiais apresentam resultados bem semelhantes, podendo ser adotado para ambos o mesmo modelo de estado crítico.

Fases de ensaio

Conforme estudado no capítulo 8, nos ensaios triaxiais *CID* aplica-se inicialmente a tensão confinante σ_c (figura 10.1a), provocando um acréscimo de poropressão Δu na amostra. Com a válvula de drenagem aberta (figura 10.1b), permitem-se a consolidação e a dissipação de Δu . Na maioria dos casos, a duração desta fase é tipicamente de 24 a 48 horas. Ao final da consolidação, o volume da amostra terá variado e as poropressões serão nulas.

Mantendo-se as válvulas de drenagem abertas, inicia-se a aplicação da tensão-desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) de forma controlada, para que as poropressões também sejam nulas durante o ensaio. Isso implica adotar uma taxa de variação de ($\sigma_1 - \sigma_3$) muito pequena, o que pode levar esta fase a durar até uma semana. As deformações axiais e volumétricas são registradas durante todo o ensaio.

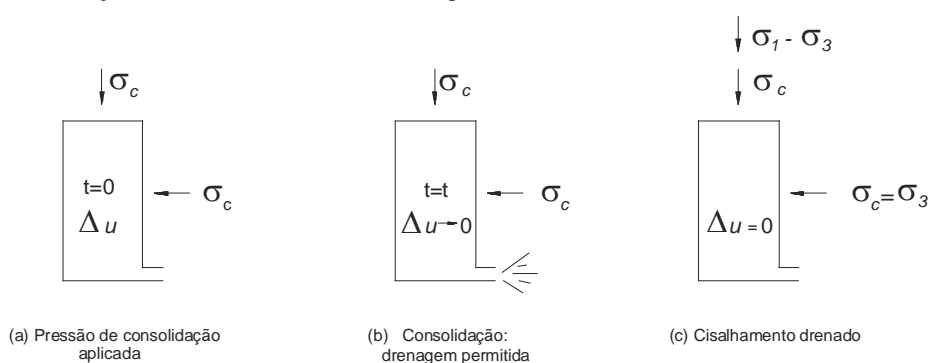


Fig. 10.1. Fases do ensaio triaxial CID

Comportamento de argila normalmente adensada

O comportamento da argila normalmente adensada *NA* é exemplificado na figura 10.2, que apresenta os resultados de ensaios *CID* realizados em três corpos-de-prova de argila do Rio de Janeiro, adensados nas pressões confinantes de 70, 200 e 700 kPa.

Tal como nas areias, nas argilas a resistência, ou seja, o valor máximo da tensão-desvio $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$, aumenta com a tensão confinante em cada corpo-de-prova. Uma vez atingido esse valor, a resistência se mantém constante até o final do ensaio. O módulo de Young tangente e drenado E' , obtido pela inclinação inicial da curva de tensão-deformação, aumenta com a tensão confinante (figura 10.2a). As deformações volumétricas são de compressão e aumentam com as deformações axiais, até que estas atinjam um patamar próximo dos 20% (figuras 10.2b). A partir daí, o volume não varia mais.

Estado crítico

Analogamente às areias, pode ser definido, para os resultados da figura 10.2, um estado estável, a grandes deformações, em que a resistência e o volume da argila normalmente adensada não variam mais. Nesta situação, os valores de p' , q e e (ou s' , t e e) também não são alterados, caracterizando-se o denominado estado crítico, expresso pela equação 9.6.

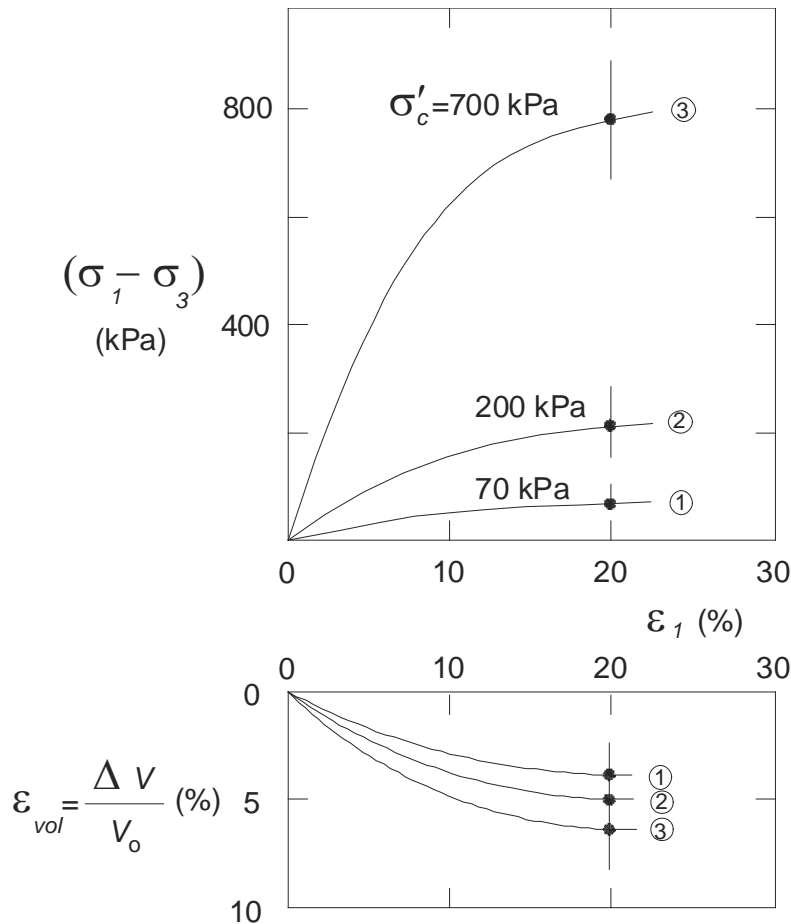


Fig. 10.2. Resultados de ensaio triaxial CID em argila NA: (a) curvas de tensão-deformação; (b) curvas de deformação volumétrica versus deformação axial

Envoltória de Mohr-Coulomb

Os dados das curvas de tensão-deformação da figura 10.2a estão replotados na figura 165a, com os valores de t nas ordenadas. Estão assinalados os valores de t_{max} que, neste caso, correspondem aos valores de estado crítico e de ruptura, isto é, $t_{cr} = t_f = t_{max}$.

A figura 10.3b apresenta as TTEs na fase de cisalhamento, iniciando no ponto do eixo das abscissas com valores de s' igual à tensão confinante e terminando no ponto (t_{max}, s_{max}) . A envoltória transformada de resistência é obtida por interpolação através dos pares de valores (t_{max}, s_{max}) , resultando em uma reta que passa pela origem, fornecendo, para a argila NA do Rio de Janeiro, os parâmetros $a' = 0$ e $\alpha' = 2,5^\circ$, correspondentes a $c' = 0$ e $\phi \cong 25^\circ$ na envoltória de Mohr-Coulomb. Verifica-se que a resistência drenada das argilas normalmente adensadas pode ser expressa pela equação 9.2, utilizado para as areias. Como os pontos correspondentes à ruptura coincidem com os de estado crítico, as linhas K_f e K_{cr} são coincidentes (figura 10.3b).

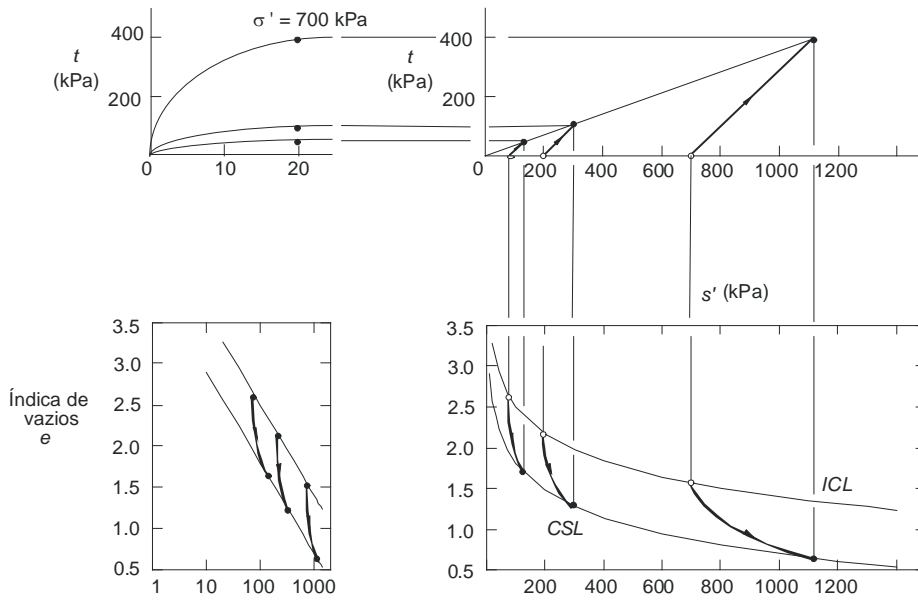


Fig. 10.3. Resultados de ensaio triaxial CID em argila NA: (a) curvas de tensão-deformação; (b) diagrama $s':t$ e TTEs; (c) diagrama $s':e$; (d) diagrama $\log s':e$

LIC e LEC

Como dito anteriormente, as amostras foram consolidadas até a reta virgem ou até a *linha isotrópica de consolidação LIC*. As figuras 10.3c e 10.3d indicam as trajetórias percorridas pelas amostras no espaço $s':e$ ou $\log s':e$ desde o início do cisalhamento até atingir o estado crítico, situação da qual os pontos dessas trajetórias podem ser unidos por uma única *linha de estado crítico LEC*. As seguintes equações (figura 10.4) são empregadas para a *LIC* e a *LEC*:

$$LIC \ e = e_{co} - C_c \log s'$$

Eq. 10-63

$$LEC \ e = e_{cs} - C_c \log s'$$

Eq. 10-64

onde e_{co} e e_{cs} correspondem ao valor do índice de vazios para $s' = 1$ kPa.

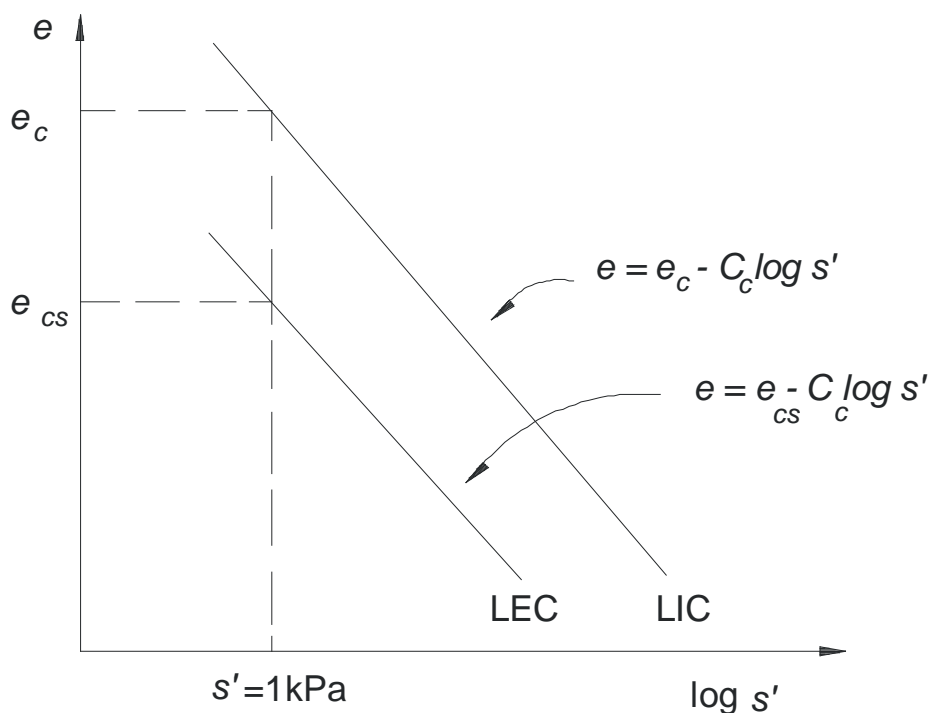


Fig. 10.4. LIC e LEC

Comportamento normalizado

O conceito de comportamento normalizado (Ladd e Foott, 1974) deriva de observações empíricas em que, para grande parte dos solos finos e argilosos, as características de tensão-deformação-resistência de amostras semelhantes, consolidadas em laboratório sob pressões confinantes diferentes, são diretamente proporcionais às pressões de consolidação. A figura 10.5a mostra curvas de tensão-deformação de argilas semelhantes, consolidadas sob pressões de 400 e 700 kPa. A figura 10.5b apresenta as mesmas curvas, porém plotadas com as ordenadas normalizadas em relação à pressão confinante, isto é, divididas pelo valor de σ'_c . Neste caso, o comportamento é normalizado porque as curvas resultantes são coincidentes.

Aplicando esse conceito aos resultados dos ensaios *CID* em argila do Rio de Janeiro, foram plotadas as curvas de tensão-deformação da figura 10.6a, que são coincidentes, e as *TTEs* da figura 10.6b, também coincidentes.

O estado crítico para todos os corpos-de-prova se resume a *um ponto* nos diagramas $s':t$. Entretanto, a experiência indica que os solos argilosos com algum tipo de cimentação entre partículas, ou alta sensibilidade, não apresentam comportamento normalizado. Deve-se notar que a sensibilidade é uma relação entre a resistência determinada em uma amostra intacta e em outra completamente perturbada, ou amolgada, servindo como indicador do efeito da *estrutura* da argila. Este assunto é abordado no capítulo 12.

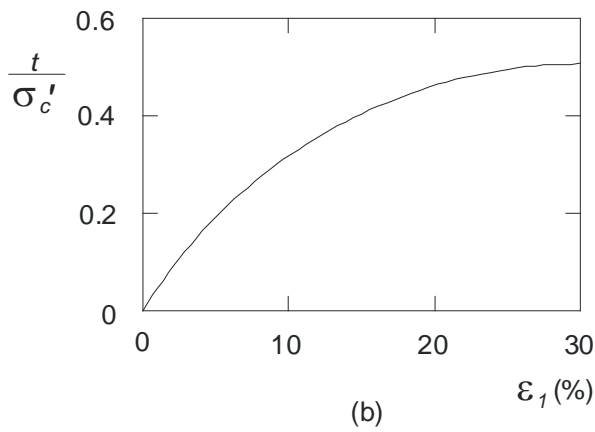
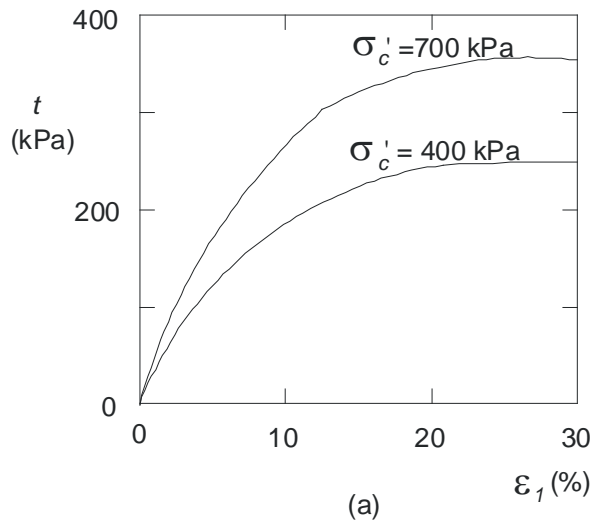


Fig. 10.5. Comportamento normalizado

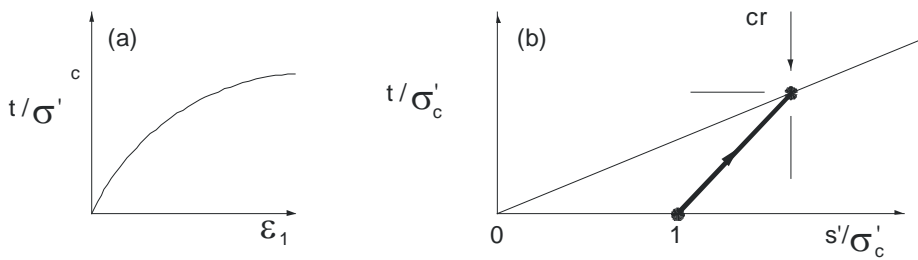


Fig. 10.6. (a) Comportamento e (b) TTEs normalizados

Exemplo 10.1

Prever o comportamento de uma argila NA a ser submetida a um ensaio triaxial CID, sendo a amostra consolidada isotropicamente de 40 a 100 kPa e em seguida cisalhada com $\sigma'_c = 100$ kPa. Sabe-se que esse material apresentou, em ensaios anteriores, os seguintes parâmetros: $\phi' = 25^\circ$, $C_c = 2,01$, $e_{co} = 5,72$ e $e_{cs} = 5,70$.

Solução

A TTE no diagrama $s':t$ (figura 10.7a) é obtida sabendo-se que a fase de consolidação isotrópica corresponde ao trecho AB da TTE. O ponto A tem coordenadas $t_A = 0$ e $s'_A = \sigma'_{eA} = 40$ kPa e o ponto B, $t_B = 0$ e $s'_B = \sigma'_{eB} = 100$ kPa. A inclinação da TTE na fase de cisalhamento é de 1:1 e o ponto final, ou de estado crítico C, é obtido na interseção da linha K_{cr} (inclinação $\alpha' \cong 22,9^\circ$). Os valores de s' e t no final da TTE, correspondentes ao estado crítico, são $s'_{cr} = 173,2$ kPa, obtido graficamente, e $t_{cr} = s'_{cr} \tan \alpha' = 173,27 \times \tan 22,9^\circ = 73$ kPa.

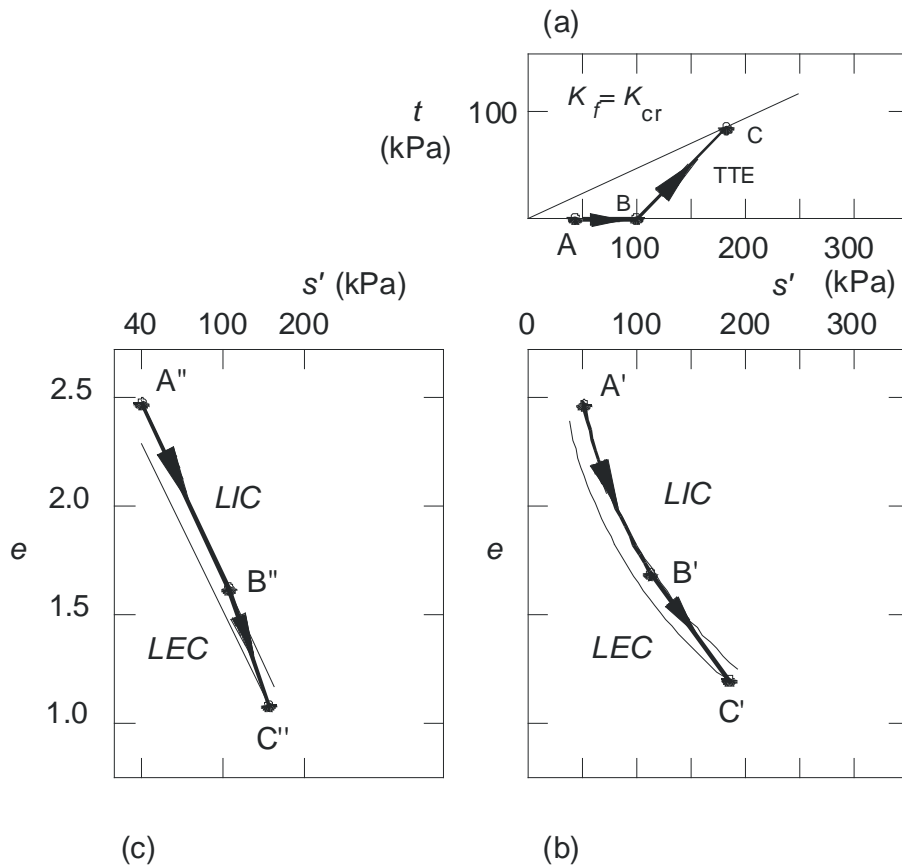


Fig. 10.7. Exemplo 10.1: diagrama $s':t:e$

A LIC e a LEC são traçadas por pontos, a partir de suas equações:

$$LIC \ e = 5,72 - 2,01 \log s'$$

$$LEC \ e = 5,72 - 2,01 \log s'$$

que permitem determinar o valor dos índices de vazios e_0 na LIC, no final da consolidação, e o valor final

e_{cr} de estado crítico, na *LEC*. Os resultados obtidos estão sumarizados no quadro 10.1 e plotados na figura 10.7.

Quadro 10.1. Exemplo 10.1: resultados

Coordenadas	Consolidação isotrópica		Estado crítico
	Início / Ponto A	Fim / Ponto B	Ponto C
s' (kPa)	40,0	100,0	173,2
t (kPa)	0	0	73,0
e	2,5	1,7	1,2

Correlações para determinação de ϕ'

O valor de ϕ' para argilas normalmente adensadas pode ser estimado através de correlações empíricas, como as apresentadas no quadro 10.2. O valor de ϕ' é correlacionado com propriedades mais fáceis de serem obtidas, como os limites de Atterberg. A figura 10.8 apresenta os dados empregados por Kenney (1959) e por outros autores.

Quadro 10.2. Obtenção de ϕ' para argilas NA por correlações

Equação (*)	Referência
$\text{sen } \phi' = 0,82 - 0,24 \log IP$	Kenney (1959)
$\text{sen } \phi' = 0,656 - 0,409 \frac{IP}{LL}$	Mayne (1980)

(*) IP = índice de plasticidade; LL = limite de liquidez

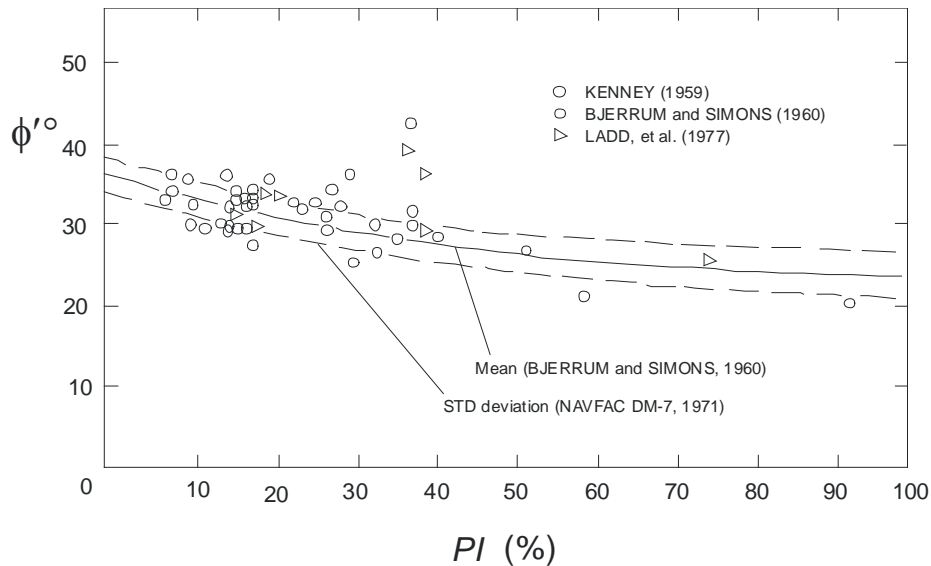


Fig. 10.8. Correlação entre ϕ' e IP para argilas NA (Holtz e Kovacs, 1981)

Exemplo 10.2

Prever o valor de ϕ' para a argila mole do Rio de Janeiro, cujos valores de IP e LL são, respectivamente, 80 e 150%.

Solução

Aplicando as correlações do quadro 10.2, vem:

$$\text{Kenney} \quad \phi' = \text{arc sen} (0,82 - 0,24 \log 80) = 21,3^\circ$$

$$\text{Mayne} \quad \phi' = \text{arc sen} (0,656 - 0,409 \frac{80}{150}) = 26^\circ$$

Adensamento e sobreadensamento isotrópicos

No capítulo 6 é estudada a compressão oedométrica de argilas e as trajetórias no espaço $s':t:e$. Na câmara triaxial, entretanto, é muito mais simples executar o adensamento ou a consolidação isotrópica através da aplicação de uma tensão confinante, seguida de drenagem até a dissipação total de poropressões. Se o material for normalmente adensado, estará sobre a LIC (figura 10.9), continuando sobre esta linha com o aumento da tensão confinante.

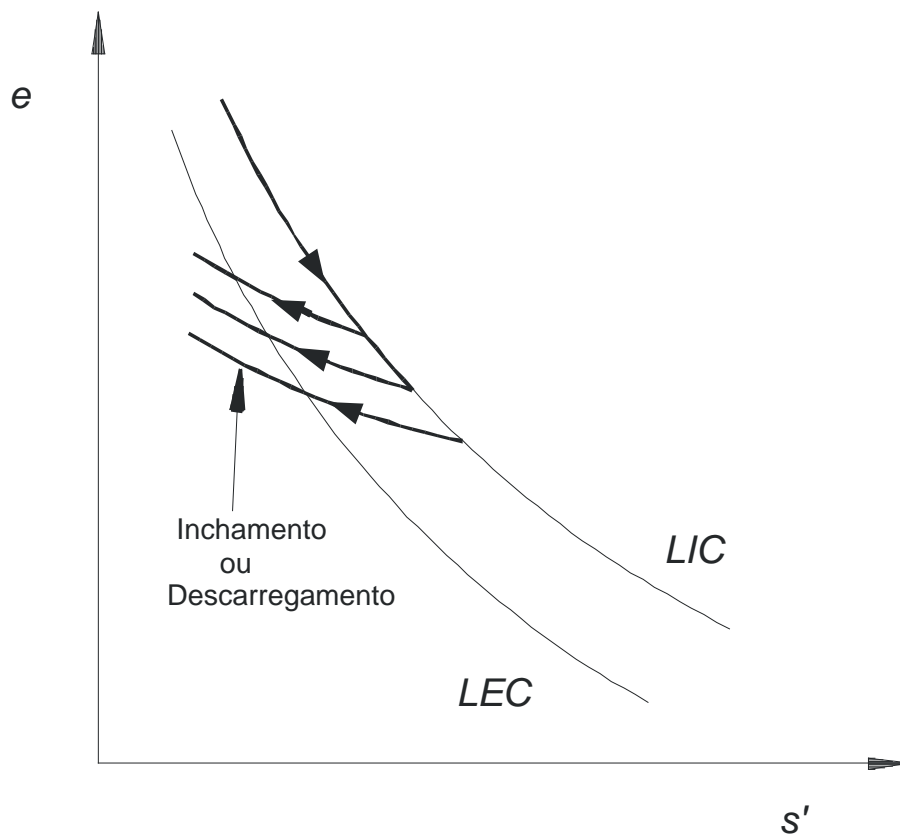


Fig. 10.9. Inchamento ou descarregamento

O sobreadensamento pode ser simulado em laboratório simplesmente reduzindo-se a pressão confinante e deixando a amostra inchar sob tensões efetivas inferiores. O comportamento no diagrama $s':e$ está esquematizado na figura 10.9 para três amostras semelhantes, porém consolidadas sobre pressões diferentes. As amostras incham percorrendo as linhas de *descarregamento* ou *inchamento*, cujas equações constam do capítulo 6. O valor do *OCR* é obtido pela relação entre a pressão efetiva vertical máxima aplicada e a final. Se a redução de tensões for suficientemente grande – o que corresponde, como é visto adiante, a um *OCR* superior à faixa de 8 a 10 –, a linha de descarregamento ultrapassará a *LEC*.

Comportamento de argila sobreadensada

O efeito do sobreadensamento nas argilas é aqui analisado com base nas conclusões de diversos autores (eg Henkel, 1960; Bishop e Henkel, 1962; Ladd, 1971). Inicialmente, a figura 10.10 compara o comportamento de uma argila normalmente adensada *NA* com outra amostra do mesmo material, porém fortemente pré-adensada *PA*. A amostra *NA* foi adensada sob tensão confinante σ'_c e a *PA* foi inicialmente adensada sob a mesma tensão confinante, mas em seguida o valor desta foi reduzido, permitindo-se o inchamento. Ambas foram submetidas a compressão triaxial drenada, observando-se as

deformações axiais e volumétricas durante o ensaio. Todas as tensões foram normalizadas em relação à tensão vertical de sobreadensamento σ'_{vm} .

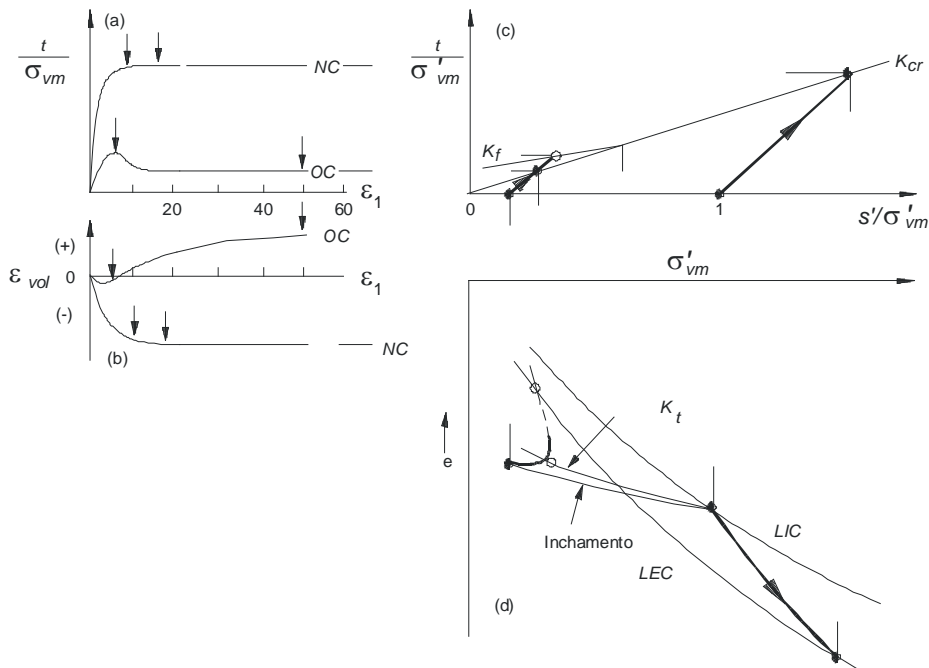


Fig. 10.10. Comparação entre o comportamento de argilas NA e PA

As curvas de tensão-deformação (figura 10.10a) e de variação volumétrica (figura 10.10b) apresentam resultados bastante influenciados pelo sobreadensamento. A argila NA, conforme estudado anteriormente, não apresenta pico de resistência e as deformações volumétricas são de compressão; o estado crítico é atingido para deformações axiais da ordem de 20%. Já a argila PA apresenta um pico de resistência na ruptura, seguido de *amolecimento*, ou enfraquecimento, com o aumento da deformação. O volume apresenta um ligeiro decréscimo, logo recuperado, e tende a aumentar durante todo o ensaio, que foi paralisado quando as deformações axiais atingiram cerca de 20%.

A interrupção do ensaio decorre da dificuldade em se observarem deformações superiores a 20% no ensaio triaxial. Neste ponto, os corpos-de-prova apresentam, em geral, muitas distorções em sua forma e as medições de deformações perdem significado. Por esta razão, os trechos tracejados das curvas de tensão-deformação consistem em extrapolação com base em outros ensaios e hipóteses simplificadoras empregadas para modelar o comportamento. No caso da argila PA imagina-se que, para grandes deformações, haverá estabilização nas deformações volumétricas, o que é uma das condições para se supor que o material atingirá o estado crítico.

As TTEs são comparadas na figura 10.10c: na argila NA ela cresce continuamente até atingir o estado crítico na envoltória ou linha K_{cr} ; na argila PA, ultrapassa a linha K_{cr} , atingindo uma envoltória de ruptura ou de pico – a linha K_f –, mas perde resistência em seguida, retornando à K_{cr} . A presença de uma envoltória K_f acima da de estado crítico está de acordo com a existência de uma *coesão efetiva* em argilas

sobreadensadas. De fato, uma argila *PA* pode apresentar um valor de c' maior que zero em um ensaio triaxial. Entretanto, à medida que o material se aproxima do estado crítico e a *TTE* retorna à envoltória de estado crítico, o valor de c' tende a zero para grandes deformações.

O diagrama $s':e$ (figura 10.10d) permite acompanhar a evolução do índice de vazios com o nível de tensões. Ambas as amostras foram consolidadas no mesmo ponto da *LIC*, mas na argila *PA* permitiram-se o descarregamento e o inchamento, ultrapassando a *LEC* e ficando à esquerda da mesma. Na fase de cisalhamento, a amostra *NA* diminui de volume e, no final, atinge a *LEC*; a amostra *PA* aumenta de volume à medida que tende para a *LEC*.

Vejo agora o que acontece à medida que se aumenta o *OCR*. Em três das quatro amostras da mesma argila *NA* simulou-se o pré-adensamento no laboratório com diferentes valores de *OCR*. Os resultados estão sumarizados na figura 10.11 e no quadro 10.3. A simulação foi realizada isotropicamente, consolidando as quatro amostras até o ponto A' , ao longo da *LIC* (figura 10.11b). A amostra *NA* permaneceu neste ponto e, nas demais, diminuíram-se as pressões confinantes, permitindo-se o descarregamento e o inchamento. Os caminhos seguidos no diagrama $s':e$ foram $A'C'$, $A'E'$ e $A'H'$. As *TTEs* seguidas pelas três amostras foram (figura 10.11a) de consolidação até o ponto *A*, seguidas de descarregamento e inchamento até os pontos *C*, *E*, e *H* (cada amostra atingindo um desses pontos).

Terminada a consolidação, iniciou-se o cisalhamento drenado de todas as amostras. A *TTE* de cisalhamento da amostra *NA* inicia no ponto *A* e atinge o estado crítico em *B*, enquanto a variação do índice de vazios é representada no diagrama $s':e$ pela trajetória $A'B'$, este último ponto pertencente à *LEC*. A amostra levemente pré-adensada, que inicia o cisalhamento em *C*, atinge o estado crítico em *D* e, no diagrama $s':e$, apresenta trajetória $A'D'$, também com diminuição de volume.

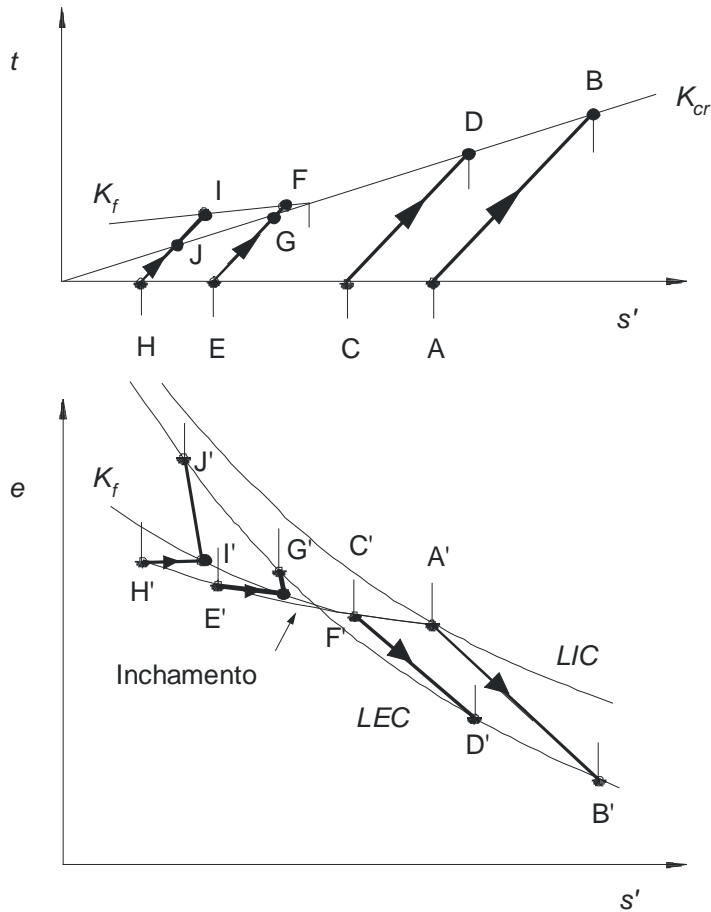


Fig. 10.11. Efeito do sobreadensamento com vários OCRs

Quadro 10.3. Trajetória de consolidação e cisalhamento drenado das amostras da figura 10.12

Fases de ensaio	Amostra / trajetória			
	NA	PA	PA	PA
Consolidação isotrópica	Até A	Até A	Até A	Até A
	Até A'	Até A'	Até A'	Até A'
Descarregamento ou inchamento devido ao alívio de tensão confinante	–	AC	AE	AF
	–	A'C'	A'E'	A'F'
Estado antes do cisalhamento	NA	PA	PA	PA

Cisalhamento drenado	<i>AB</i>	<i>CD</i>	<i>EFG</i>	<i>HIJ</i>
	<i>A'B'</i>	<i>C'D'</i>	<i>E'F'G'</i>	<i>H'I'J'</i>
Estado crítico K_{cr}	<i>B</i>	<i>D</i>	<i>G</i>	<i>J</i>
<i>LEC</i>	<i>B'</i>	<i>D'</i>	<i>G'</i>	<i>J'</i>

Esse comportamento é radicalmente alterado nas amostras muito pré-adensadas, que iniciam o cisalhamento à esquerda da *LEC*, nos pontos *H'* e *E'*, e, ao contrário das anteriores, aumentam de volume durante o cisalhamento, tendendo a atingir a *LEC* nos pontos *J'* e *G'*. As *TTEs* ultrapassam a linha K_{cr} e atingem uma outra envoltória acima, porém tendem a retornar à envoltória de estado crítico com o aumento das deformações.

Exemplo 10.3

Uma amostra de argila *NA* consolidada isotropicamente com $\sigma'_c = 50$ kPa apresentou $e_0 = 3,8$ (ponto *A*₁, figura 10.12). Em seguida, foi consolidada sob $\sigma'_c = 1.000$ kPa (ponto *B*). Posteriormente, simulou-se um pré-adensamento, diminuindo o valor de σ'_c para 50 kPa e permitindo o inchamento da amostra (ponto *A*₂). Iniciou-se então a fase de cisalhamento drenado por compressão triaxial. Sabendo que os parâmetros de estado crítico desse material são $\phi' = 42,4^\circ$ ($\alpha' = 34^\circ$), $C_c = 1$, $C_s = 0,083$, $e_{co} = 5,5$ e $e_{cs} = 5$, e supondo que a *TTE* atingirá a *LEC* no final do ensaio (ponto *C*), estimar o comportamento da amostra através do diagrama $s':t:e$.

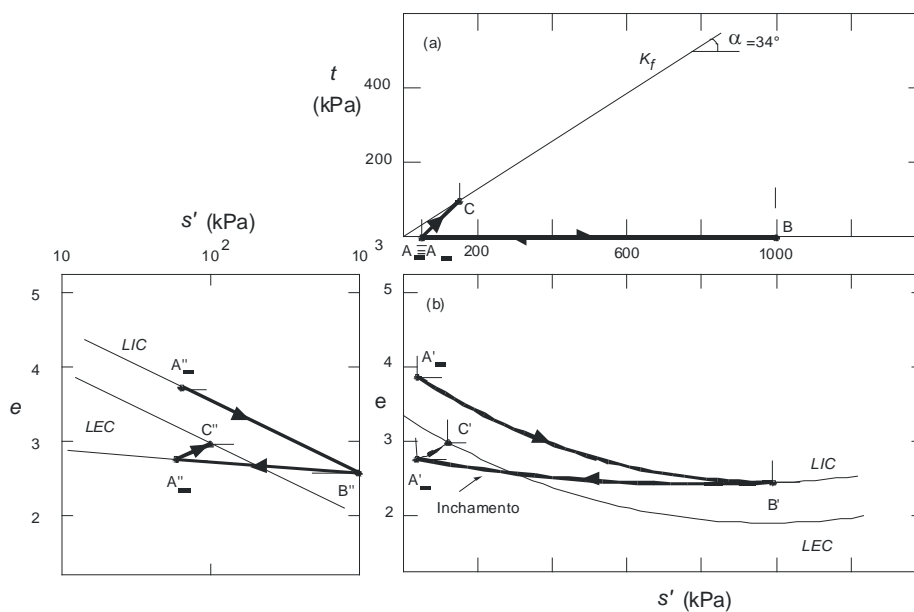


Fig. 10.12. Exemplo 10.3: comportamento de argila NA

Solução

As equações da *LIC*, da *LEC* e da K_{cr} , cujas curvas estão plotadas nas figuras 10.12a, 10.12b e 10.12c, respectivamente, são:

$$LIC \quad e = 5,5 - \log s'$$

$$LEC \quad e = 5 - \log s'$$

$$K_{cr} \quad t = s' \tan 34^\circ$$

Seguindo as *TTEs* de consolidação A_1B , de inchamento BA_2 e de cisalhamento A_2C , calcularam-se as tensões vertical e horizontal e o índice de vazios, empregando as equações da *LIC*, da *LEC* e da K_{cr} . O índice de vazios no descarregamento (BA_2) foi determinado a partir do ponto *B*, considerando uma reta de descarregamento com inclinação igual a $-C_s$. Os valores obtidos constam do quadro 10.4.

Quadro 10.4. Exemplo 10.3: resultados numéricos

Ponto	s' (kPa)	t (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	e
A_1	50	0	50	50	3,80
B	1.000	0	1.000	1.000	2,50
A_2	50	0	50	50	2,75
C	150	100	250	50	3,00

Regiões no espaço $s':t:e$

A partir das diferenças de comportamento das argilas, pode-se dividir o espaço $s':t:e$ nas seguintes regiões (figura 10.13):

- (a) possível – os estados de tensão possíveis e estáveis são os que estão abaixo da envoltória de estado crítico (linha K_{cr}) e da linha K_f ;
- (b) impossível – os estados de tensão acima das linhas K_{cr} e K_f estão em ruptura e são, portanto, impossíveis; os estados no diagrama $s':e$ à direita da *LIC* são também impossíveis, pois os pontos dessa região correspondem a material ainda em sedimentação, não constituindo um solo;
- (c) metaestável – região entre as linhas K_{cr} e K_f , correspondentes às *TTEs* que ultrapassam a primeira,

- mas apresentam amolecimento com o aumento da deformação e , no estado crítico, voltam à linha K_{cr} ;
- (d) lado úmido – região entre a LIC e a LEC , correspondente às amostras de argila NA e levemente pré-adensadas que, durante a compressão triaxial drenada CID , diminuem de volume;
 - (e) lado seco – região à esquerda da LEC , correspondente às amostras de argila PA que, durante a compressão triaxial drenada CID , aumentam de volume.

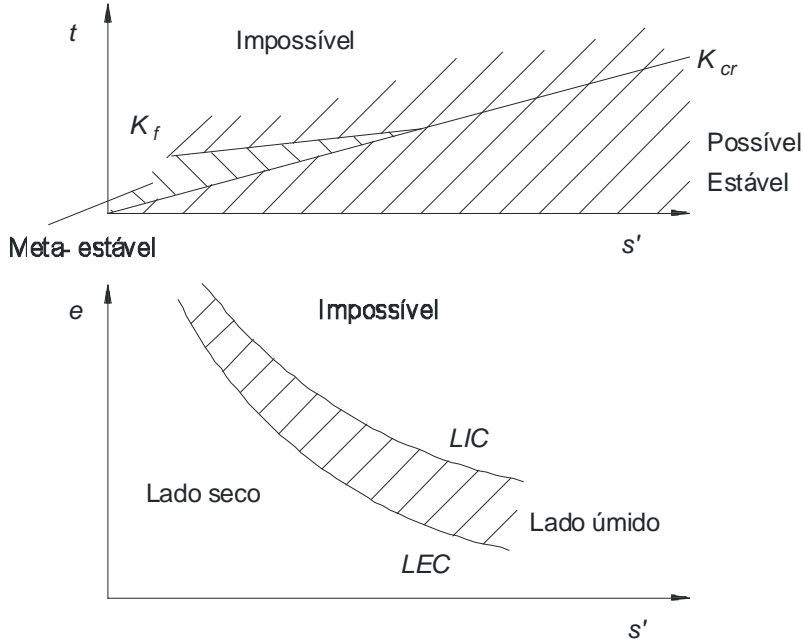


Fig. 10.13. Regiões do espaço $s':t:e$

Aplicação da resistência drenada em análise de estabilidade

A aplicação prática em análise de estabilidade da resistência drenada das argilas, ou seja, da equação de Mohr-Coulomb $\tau_{ff} = c' + \sigma'_{ff} \tan \phi'$, utilizando parâmetros efetivos de resistência c' e ϕ' , só é possível se as condições de drenagem in situ forem compatíveis com as simuladas nos ensaios de laboratório. Enquanto as areias apresentam sempre drenagem livre, à exceção de carregamentos cíclicos em terremotos, e o uso da resistência drenada é indiscriminado, as argilas impedem a drenagem, a não ser que o carregamento seja muito lento, capaz de não provocar acréscimos de poropressão, ou que haja tempo suficientemente grande para a dissipação de poropressões.

Algumas aplicações práticas da resistência drenada em análise de estabilidade estão compiladas nas figuras 10.14 e 10.15. O método de análise, entretanto, não faz parte do escopo deste livro, sendo tratado em vários textos voltados à aplicação prática (eg Cruz, 1973; Guidicini e Nieble, 1976; Ortigão e Almeida, 1988; Mitchell, 1983).

Comparação entre o comportamento drenado de argilas e areias

Conforme estudado no capítulo 9, as areias compactadas sob pressões confinantes baixas apresentam um pico na curva de tensão-deformação e, em seguida, amolecimento. As deformações volumétricas são de dilatação durante o cisalhamento. Um comportamento muito semelhante é observado nas argilas pré-adensadas, cisalhadas a partir do lado seco. Uma outra similaridade de comportamento pode ser observado entre as areias fofas e as argilas cisalhadas a partir do lado úmido: ambas não apresentam pico de resistência.

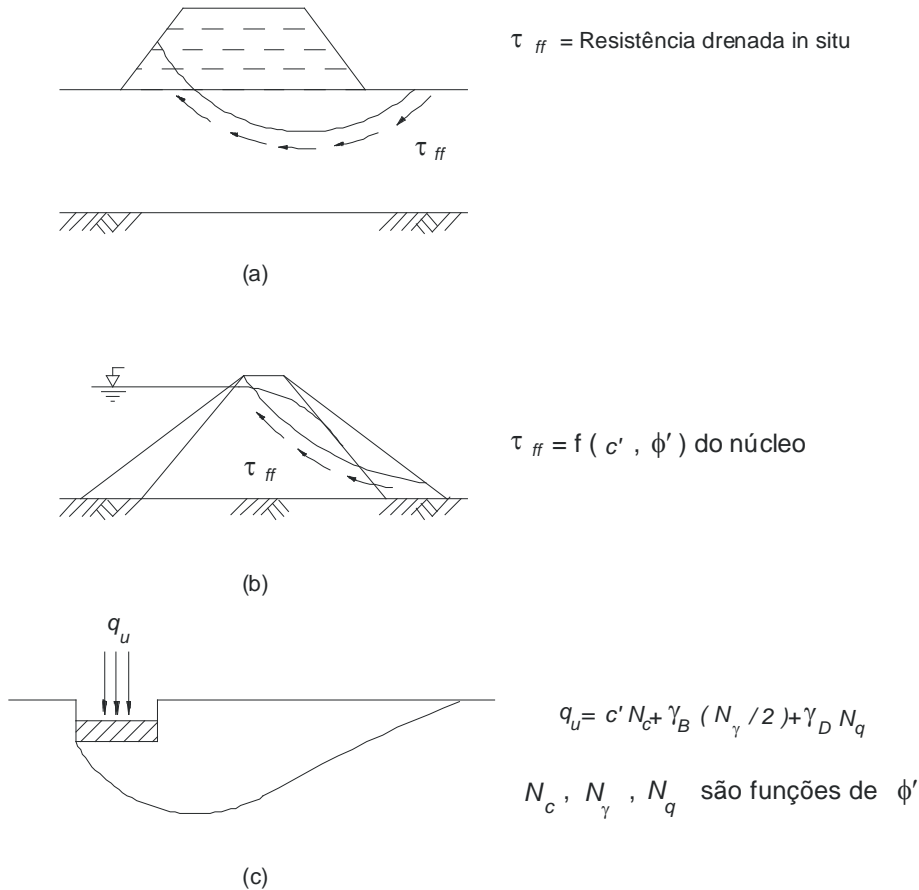


Fig. 10.14. Aplicações da resistência drenada: (a) aterro sobre argila mole construído lentamente; (b) barragem de terra com núcleo argiloso, longo tempo após o enchimento do reservatório; (c) fundação direta construída lentamente (Ladd, 1971)

Verifica-se, portanto, que há grandes semelhanças no comportamento de materiais aparentemente diferentes e, o mais importante, que tal comportamento pode ser explicado através de um *modelo de estado crítico* muito simples. Os parâmetros empregados nesse modelo são apenas ϕ' e a equação da LEC, definida por C_c e e_{cs} .

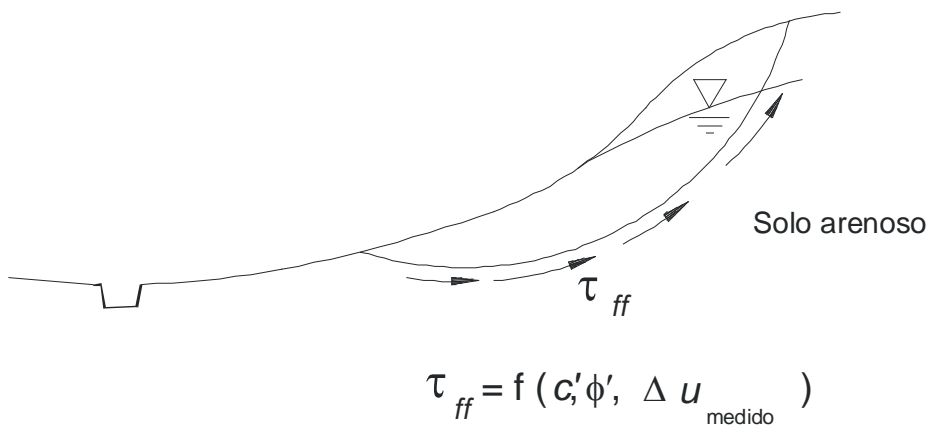


Fig. 10.15. Estabilidade de talude de encosta em solo residual saprolítico

Exercícios

- 10.1. Definir estado crítico em condições drenadas, *LEC* e *LIC*.
- 10.2. Quais são e o que significam os parâmetros de estado crítico?
- 10.3. Um corpo-de-prova de argila com $\phi' = 33^\circ$, $C_c = 1,2$ e $C_s = 0,02$ foi consolidado isotropicamente sob $\sigma'_c = 50$ kPa, apresentando no final $e = 3,1$. Em seguida, realizou-se um ensaio *CID*, verificando-se que, para grandes deformações, o corpo-de-prova apresentou grande variação de volume, estabilizando com $\varepsilon_{vol} = 20\%$ ao final do ensaio. Plotar o diagrama $s':t:e$.
- 10.4. Da mesma argila do exercício 10.3 extraiu-se um corpo-de-prova, que foi consolidado isotropicamente com $\sigma'_c = 1.000$ kPa. Em seguida, aliviaram-se as pressões, descarregando para $\sigma'_c = 50$ kPa, permitiu-se o inchamento e cisalhou-se a amostra em condições drenadas. Imaginando que o material atinja no final o estado crítico, obter o diagrama $s':t:e$.
- 10.5. Estimar ϕ' para a argila do Rio de Janeiro ($LL = 120\%$, $LP = 40\%$) pelas correlações de Kenney (1959) e Mayne (1980). Comparar os resultados com os fornecidos neste livro para ensaios com essa argila e comentar.
- 10.6. Explicar as razões pelas quais é difícil uma argila muito sobreadensada atingir o estado crítico em um ensaio triaxial *CID* e esquematizar seu comportamento no diagrama $s':t:e$.

Cap 11. COMPORTAMENTO NÃO-DRENADO DE ARGILAS

Introdução

Este capítulo aborda a realização, em argilas, de ensaios triaxiais não-drenados, tipo *CIU*, que servem para representar o comportamento desses materiais em situação de drenagem praticamente impedida, como é o caso de obras de duração relativamente curta (aterros construídos rapidamente, escavações, aterros de barragens homogêneas etc). A abordagem refere-se quase que exclusivamente a argilas saturadas, embora sejam apontadas algumas diferenças em relação a solos insaturados.

Fases de ensaio

Conforme estudado no capítulo 8, nos ensaios triaxiais *CIU* (figura 11.1) aplica-se inicialmente a tensão confinante σ_c , provocando um acréscimo de poropressão Δu na amostra. Com a válvula de drenagem aberta, permitem-se a consolidação e a dissipação de Δu . Na maioria dos casos, a duração desta fase é tipicamente de 24 a 48 horas. Ao final da consolidação, o volume da amostra terá variado e o acréscimo de poropressão Δu será nulo. Após o fechamento das válvulas de drenagem e a instalação do transdutor de pressão, inicia-se a fase de cisalhamento em condições não-drenadas. Nos solos saturados, nem o volume nem o índice de vazios variam nesta fase, pois a drenagem é impedida.

Prosseguindo o ensaio, incrementa-se a tensão-desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) progressivamente, de forma controlada, para que as poropressões no interior do corpo-de-prova sejam uniformes, isto é, para que a poropressão no meio da amostra seja aquela que se está medindo na base da mesma. Isto é muito importante pois, se a velocidade de ensaio for excessivamente rápida, não haverá tempo para que a poropressão no meio da amostra seja transmitida às suas extremidades e a leitura Δu na base será incorreta. Em geral, o cisalhamento dura de 8 a 36 horas e as deformações axiais, as poropressões e a carga axial são registradas durante todo o ensaio.

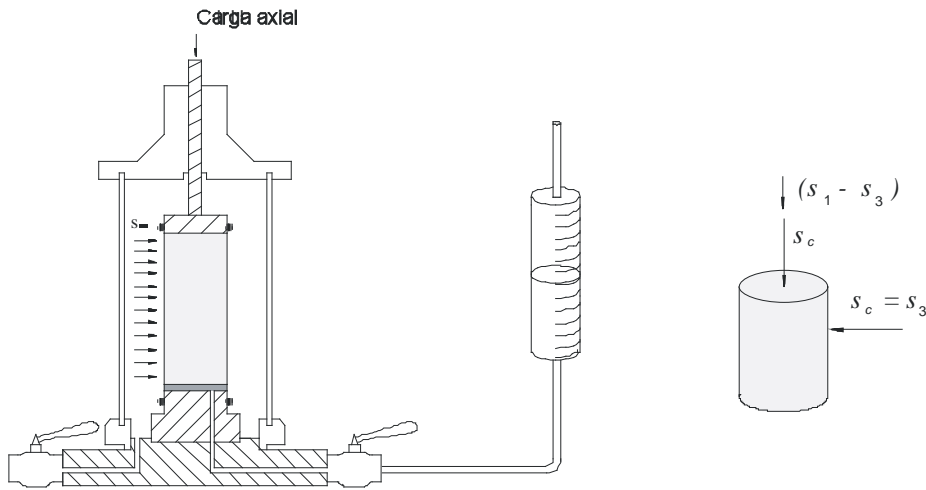


Fig. 11.1. Esquema do ensaio triaxial CIU

Resultados de ensaio triaxial em argila normalmente adensada

A figura 11.2 apresenta os resultados de um ensaio *CIU* em argila normalmente adensada *NA*, incluindo as curvas de $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ e de Δu versus ε_1 . Trata-se de um corpo-de-prova de argila do Rio de Janeiro, adensado na pressão confinante $\sigma'_c = 150$ kPa.

Os resultados do ensaio mostram que o valor da resistência máxima, ou seja, t_{max} , é alcançado para deformações axiais relativamente pequenas, da ordem de 2%, ponto em que a *ruptura* é alcançada. Daí em diante, a resistência praticamente não varia mais. As poropressões Δu , ao contrário, aumentam gradativamente e só tendem à estabilização para valores muito maiores de deformação, superiores a 10%. O ensaio realizado, entretanto, teve de ser paralisado quando as deformações axiais atingiram cerca de 10%. Neste ponto, o corpo-de-prova ensaiado já apresentava distorções excessivas em sua forma cilíndrica original e as medições de deformação perdiam o significado.

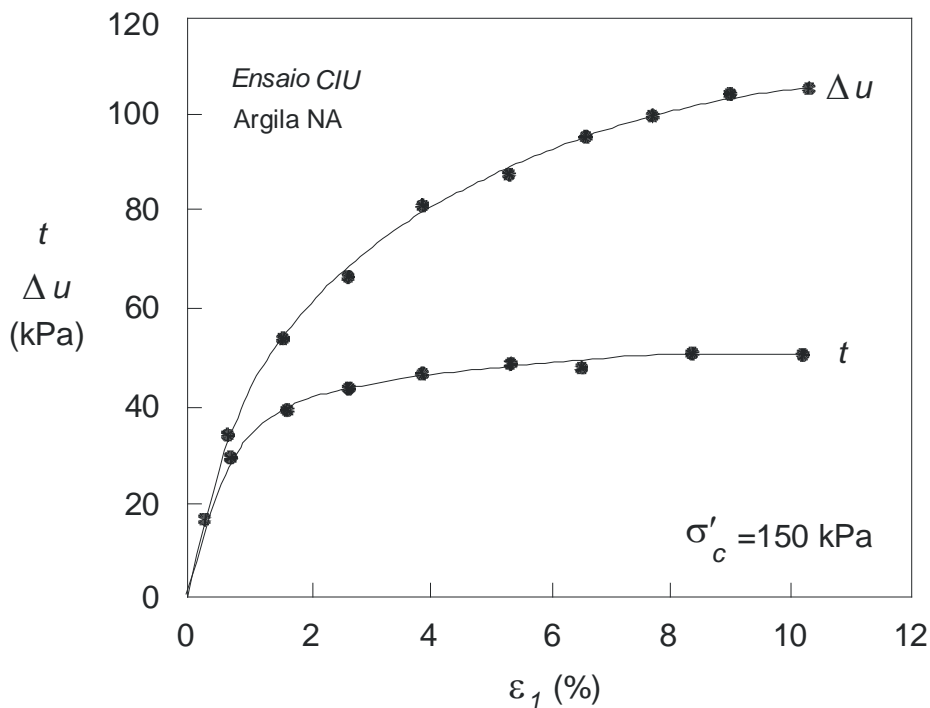


Fig. 11.2. Resultados de ensaio triaxial CIU em argila NA do Rio de Janeiro

Resultados de ensaio triaxial em argila pré-adensada

O comportamento da argila saturada pré-adensada *PA* é aqui estudado com base nos resultados obtidos há mais de duas décadas no Imperial College of Science and Technology, da Universidade de Londres, por Henkel (1960) e Bishop e Henkel (1962), e utilizados por vários autores (eg Atkinson e Bransby, 1978; Lambe e Whitman, 1979; Ladd, 1971). A figura 11.3 (*c* e *d*) apresenta resultados típicos de uma argila *PA*, muito pré-adensada, e os compara com os resultados mostrados nos itens anteriores (*a* e *b*) para argila *NA*.

A característica aparentemente surpreendente da argila *PA* é que as poropressões (figura 11.3d), ligeiramente positivas no início do ensaio, se tornam negativas e só tendem a se estabilizar em um valor constante para uma deformação axial muito grande. A resistência *t* nesse ensaio também só atinge um máximo para valores grandes de deformação axial.

Estado crítico

Os dois corpos-de-prova de argila – normalmente e pré-adensada – analisados no item anterior tendem, para grandes deformações, a um estado estável, em que a resistência (*q* ou *t*) e a poropressão Δu não variam mais. Nesta situação, da mesma forma que nos ensaios drenados em areias e argilas, os valores de p' ou t' também não são alterados. Este estado, denominado de *estado crítico*, é caracterizado pela

equação:

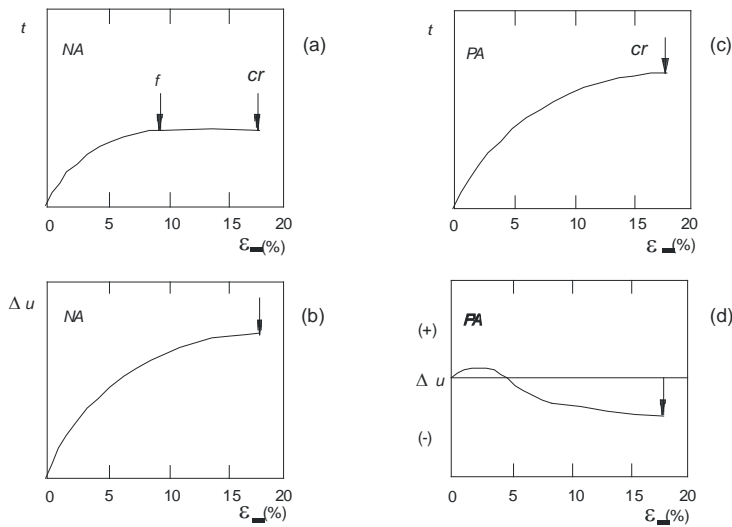


Fig. 11.3. Comparação de resultados típicos de ensaio triaxial: (a) e (b) argila NA; (c) e (d) argila PA

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial u}{\partial \varepsilon_1} = 0$$

Eq. 11-65

ou, no diagrama tipo MIT $s':t:e$, por

$$\frac{\partial t}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial s'}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial u}{\partial \varepsilon_1} = 0$$

Eq. 11-66

O ângulo de atrito correspondente a este estado é denominado *ângulo de atrito crítico* ϕ'_{cr} .

Trajétórias de tensão em ensaios CIU

As trajetórias de tensão totais e efetivas na fase de cisalhamento de ensaios CIU não coincidirão sempre que o valor de Δu não for nulo, de acordo com as equações 4.14 e 4.15. Devido às diferenças nas poropressões Δu , o aspecto apresentado pela TTEs em ensaios CIU de compressão axial em argilas NA e PA é bem distinto: em argilas NA (figura 11.4a), como Δu é *positivo* durante o cisalhamento, a TTE apresenta uma curvatura à esquerda da TTT do ensaio; já em uma argila PA, os *valores negativos* de Δu serão plotados à direita da TTT (figura 11.4b).

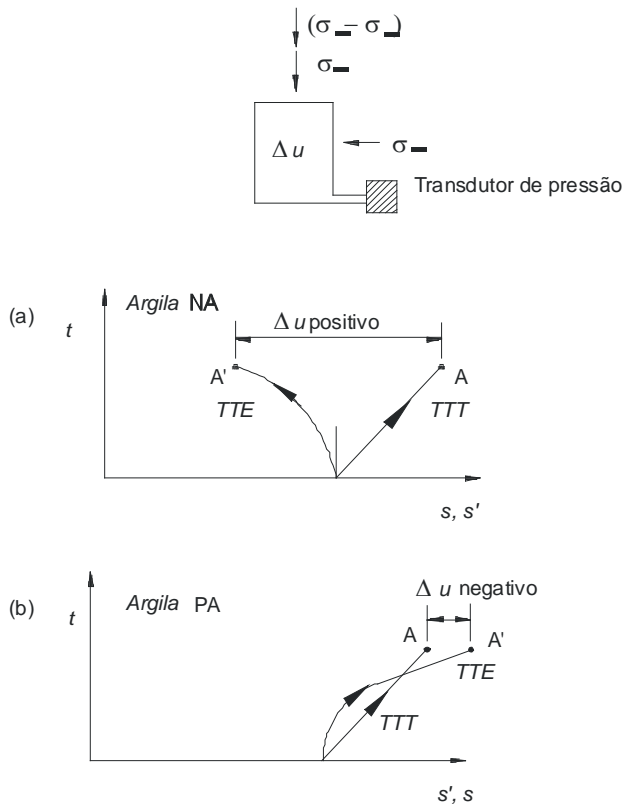


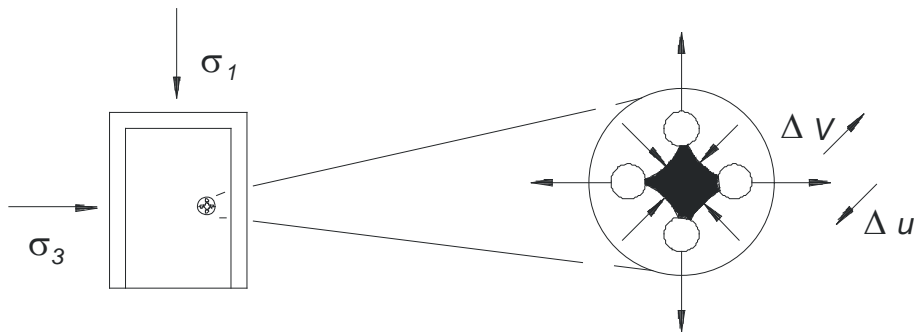
Fig. 11.4. Trajetórias de tensão de argilas (a) NA e (b) PA

A figura 11.4 indica uma maneira prática de se obter a *TTE* por pontos: marca-se o ponto *A* da *TTT* e, em seguida, conhecendo-se o valor de Δu , obtém-se o ponto *A'* da *TTE*, e assim sucessivamente. Alternativamente, a *TTE* pode ser traçada pelas coordenadas $s':t$.

Influência da tendência à dilatação nas poropressões

A razão pela qual Δu pode ser positivo ou negativo está na tendência à dilatação ou à contração da amostra. Em uma argila *PA* saturada, que em um ensaio *CID* apresenta dilatação volumétrica no cisalhamento (figura 11.5a), quando o material for submetido a um ensaio não drenado *CIU*, as partículas tenderão a se afastar; entretanto, como as válvulas estão fechadas, não poderá ocorrer qualquer dilatação e, com isto, a água será tensionada e a poropressão diminuirá. Com um material saturado que tende a se contrair durante o cisalhamento (Figura 11.5b) ocorre o inverso: as poropressões tendem a aumentar, como acontece com uma argila *NA*.

Tendência à dilatação



Tendência à contração

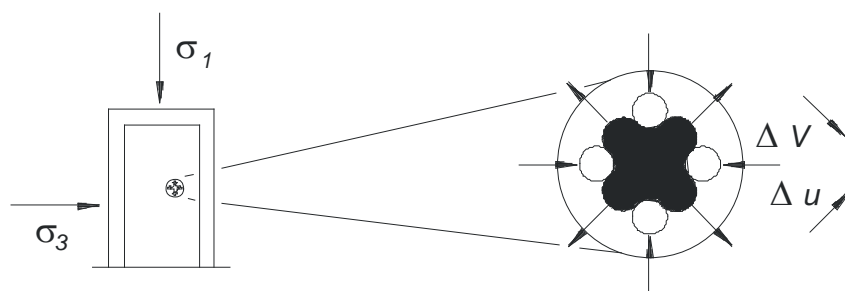


Fig. 11.5. Poropressões em ensaios triaxiais CIU: (a) tendência à dilatação diminuindo Δu ; (b) tendência à contração aumentando Δu

Resumindo, quando a tendência à variação volumétrica no cisalhamento não-drenado é de dilatação, Δu diminui; quando a tendência é de compressão, Δu aumenta.

Equações de poropressão

A situação apresentada na figura 11.6, em que um elemento de solo saturado é submetido sem drenagem aos acréscimos de tensão total $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ e $\Delta\sigma_3$, resulta em um acréscimo de poropressão Δu no interior do elemento. Têm sido feitas várias tentativas para relacionar matematicamente Δu com $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ e $\Delta\sigma_3$, entre as quais se destacam o método elástico, a hipótese de Terzaghi, o método de Skempton e o método de Henkel, descritos a seguir.

Método elástico

Se o solo é perfeitamente elástico e o fluido intersticial incompressível, a variação volumétrica será nula durante um carregamento não-drenado. Isso impõe que a pressão efetiva octaédrica $\sigma'_{oct} = p'$ permaneça constante durante todo o processo, satisfazendo a equação 2.22. Então: $p' = \text{constante}$. Em outras

palavras:

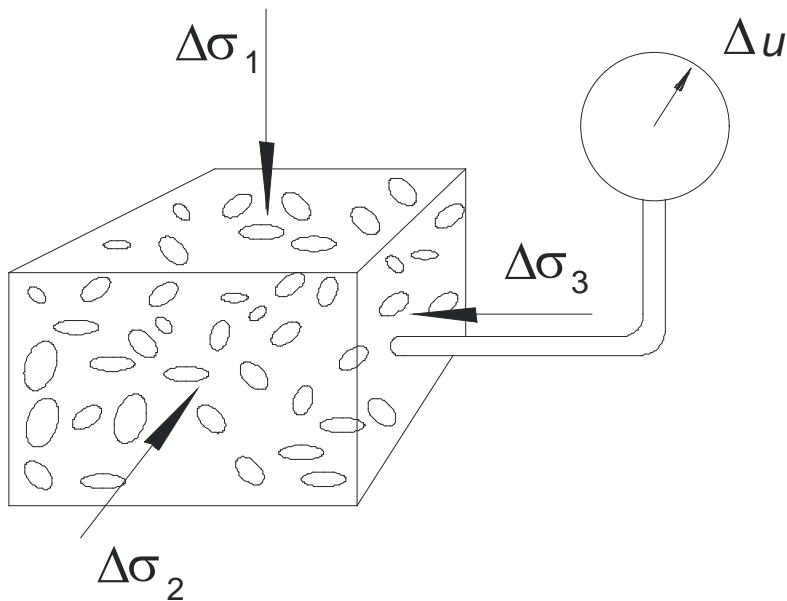


Fig. 11.6. Acréscimo de poropressão em elemento de solo saturado sujeito aos incrementos $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ e $\Delta\sigma_3$

$$\Delta u = \Delta\sigma_{oct} = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = \Delta p.$$

Eq. 11-67

A validade dessa equação foi verificada (Höeg et al, 1969) para a previsão de Δu in situ no início do carregamento, na fundação de aterros sobre argila mole, enquanto o solo se aproximava de uma condição elástica. Outros autores (Leroueil et al, 1978 e 1985) consideram difícil sua aplicação prática, devido à dissipação de poropressões que ocorre desde o início da construção, simultaneamente à aplicação da carga. Com efeito, medições de campo em vários aterros sobre solos moles indicam que, no início do carregamento, $\Delta u < \Delta\sigma_{oct}$.

Hipótese de Terzaghi

A hipótese de Terzaghi para carregamento unidimensional é uma simplificação da equação 11.3, pois admite que:

$$\Delta u = \Delta \sigma_1$$

Eq. 11-68

Embora seja bastante questionada a aplicação dessa equação para estimar Δu in situ no início do carregamento, ou seja, no domínio elástico (Høeg et al, Leroueil et al, op cit), sua validade é admitida no domínio plástico, a partir do momento em que o material inicia o escoamento. Este comportamento foi confirmado em medições de campo na argila do Rio de Janeiro (Ortigão et al, 1983).

Método de Skempton

Reconhecendo as limitações do método elástico para a previsão de Δu durante a fase de cisalhamento de ensaios triaxiais, Skempton (1954) propôs a seguinte equação empírica:

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_1 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

Eq. 11-69

onde A e B são parâmetros empíricos de poropressão determinados experimentalmente a partir de ensaios. Se o material é totalmente saturado, $B = 1$ e a equação 11.5 se reduz a:

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

Eq. 11-70

Essa equação é limitada a condições axissimétricas, que prevalecem no ensaio triaxial, pois não considera o efeito do acréscimo da tensão principal intermediária $\Delta \sigma_2$.

Exemplo 11.1

Determinar os parâmetros de poropressão de Skempton nas condições de ruptura (t_{\max}) e estado crítico para o ensaio *CIU* em argila do Rio de Janeiro, cujos resultados constam da figura 11.2.

Solução

Como o ensaio é isotrópico de compressão triaxial e em argila saturada, $\Delta \sigma_3 = 0$ e $B = 1$, a equação 11.6 simplifica para:

$$\Delta u = A\Delta\sigma_1 \quad \therefore A = \Delta u / \Delta\sigma_1$$

Eq. 11-71

Como $\sigma_3 = \text{constante}$, o valor de $\Delta\sigma_1$ é dado por $\Delta\sigma_1 = (\sigma_1 - \sigma_3) = 2t$. O quadro 11.1 resume os dados obtidos na figura 11.2 e os valores de A_f e A_{cr} correspondentes à ruptura e ao estado crítico, respectivamente.

Quadro 11.1. Exemplo 11.1: valores de ruptura e estado crítico

Condição	ε_1	σ_3	t	Δu	$\Delta\sigma_1$	A
	(%)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	
Ruptura	2,0	150	40	60	80	0,75
Estado crítico	10,5	150	45	105	90	1,17

Método de Henkel

Reconhecendo as limitações da equação 11.5, Henkel (1960) propôs uma equação análoga à anterior, mas relacionando Δu com os acréscimos de tensão octaédrica, ou seja, incluiu o efeito de $\Delta\sigma_2$:

$$\Delta u = \beta[\Delta\sigma_{oct} + 3\alpha\Delta\tau_{oct}]$$

Eq. 11-72

onde α e β são parâmetros empíricos de poropressão. Para solos saturados, $\beta = 1$.

Substituindo os valores de p e q nas equações 2.10 e 2.12, a equação 11.5 pode ser reescrita:

$$\Delta u = \beta[\Delta p + \alpha\sqrt{2}\Delta q]$$

Eq. 11-73

Exemplo 11.2

Para um ensaio *CIU* de compressão triaxial, obter uma relação entre os parâmetros α e A de Henkel e Skempton.

Solução

Considerando que $\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_2 = 0$, $B = \beta = 1$, $\Delta p = \Delta\sigma_1/3$ e $\Delta q = \Delta\sigma_1$, e aplicando as equações 11.7 e 11.9, vem:

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) = A\Delta\sigma_1$$

$$\Delta u = \Delta p + \alpha\sqrt{2}\Delta q = \frac{\Delta\sigma_1}{3} + \alpha\sqrt{2}\Delta\sigma_1$$

Igualando as duas equações, vem:

$$A\Delta\sigma_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{3} + \alpha\sqrt{2}\Delta\sigma_1$$

Simplificando e explicitando α :

$$\alpha = \frac{3A - 1}{3\sqrt{2}}$$

Eq. 11-74

Exemplo 11.3

Repetir o exercício do exemplo 11.1 para os parâmetros de poropressão de Henkel.

Solução

Para o ensaio *CIU* da figura 11.2, tem-se $\beta = 1$, $\Delta\sigma_3 = 0$, $p_0 = 150$ kPa e $q_0 = 0$. Os demais dados para a aplicação da equação 11.9 constam do quadro 11.2. Alternativamente, α pode ser obtido pela equação 11.10, a partir dos valores de A do exemplo 11.1.

Quadro 11.2. Exemplo 11.3: dados para os cálculos

Condição	ε_1 (%)	σ_3 (kPa)	Δq (kPa)	Δu (kPa)	$\Delta \sigma_1$ (kPa)	Δp (kPa)	A
Ruptura	2,0	150	80	60	80	27	0,29
Estado crítico	10,5	150	90	105	90	30	0,59

Valores dos parâmetros de poropressão

O quadro 11.3 apresenta, para algumas argilas submetidas a ensaios triaxiais de compressão, valores típicos do parâmetro de poropressão A_f (estudado no capítulo 12), correspondente à ruptura, em função de sua *sensibilidade*. A figura 11.7a apresenta *TTEs* típicas obtidas no diagrama $s':t$ para vários valores de A_f .

Quadro 11.3. Valores do parâmetro A_f de poropressão (Skempton, 1954)

Material	A_f
Argila mole sensível	0,71 a 1,5
Argila mole <i>NA</i>	0,50 a 1,0
Argila compactada	-0,25 a 0,5
Argila rija <i>PA</i>	-0,50 a 0

Como visto anteriormente, materiais elásticos saturados apresentam $p' = \text{constante}$ e $\Delta u = \Delta p$. Aplicando estas condições às equações de Skempton e Henkel, obtêm-se $A = 1/3$ e $\alpha = 0$. Uma importante consequência desse fato é que a *TTE* para materiais elásticos no diagrama $p':q$ é uma reta vertical (figura 11.7b).

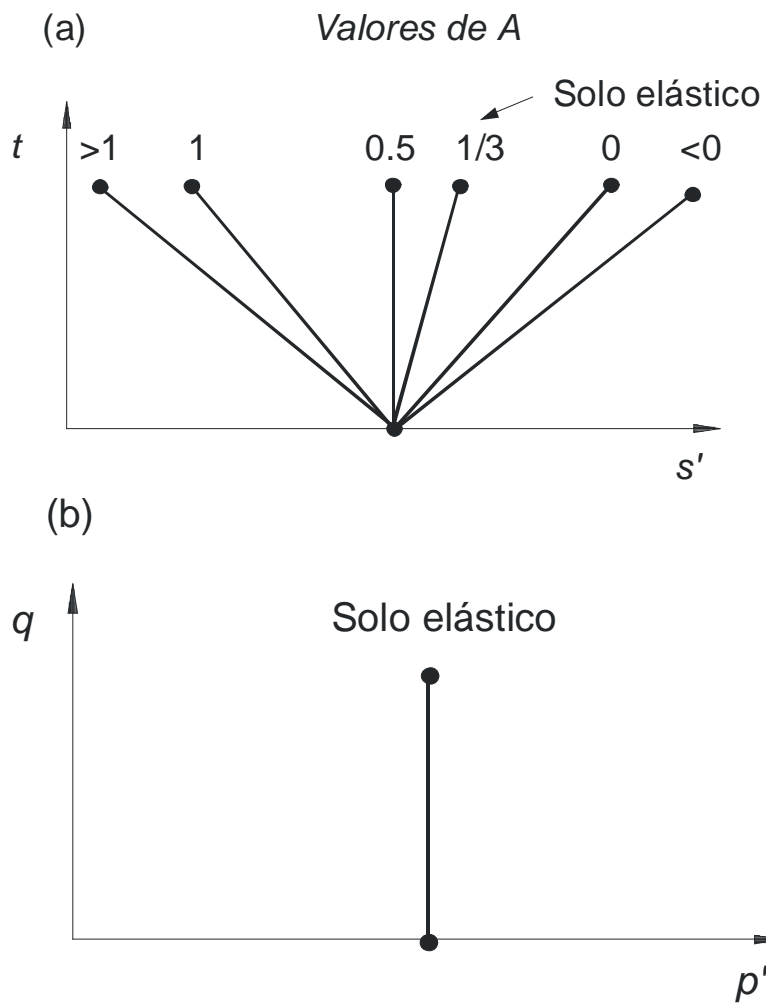


Fig. 11.7. Trajetórias de tensão: (a) diagrama $s':t$ para vários valores de A ; (b) diagrama $p':q$ para solo elástico

A variação do parâmetro B para vários tipos de solos insaturados, em função do grau de saturação S , é apresentada na figura 11.8.

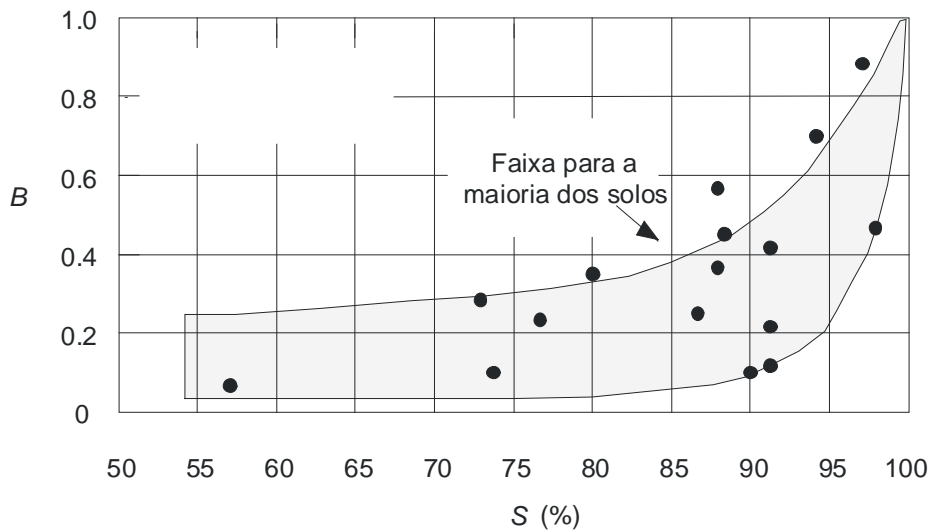


Fig. 11.8. Parâmetro B de poropressão para solos insaturados ($B < 1$) (Black e Lee, 1973)

Observa-se uma enorme diminuição no valor de B , mesmo para uma pequena queda no grau de saturação, de 100 para 95%. Por outro lado, solos com grau de saturação inferior a 90% apresentam valores de B inferiores a 0,4, o que implica que o parâmetro A também será pequeno.

Comportamento de argilas NA no diagrama $s':t:e$

Os resultados de ensaios CIU para argila NA apresentados na figura 11.2 são agora reanalisados através do diagrama $s':t:e$. Os resultados típicos da argila NA do Rio de Janeiro estão replotados na figura 11.9a, incluindo os valores de Δu e t versus ε_1 e indicando os pontos de *ruptura* (C) e *estado crítico* (D).

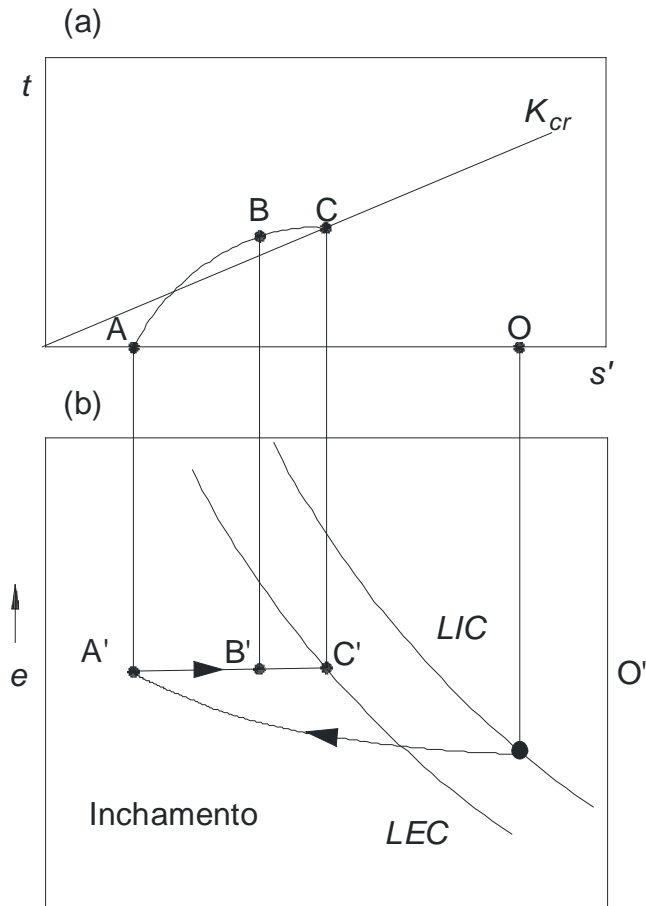


Fig. 11.9. Diagrama $s':t:e$ para ensaios CIU em argila PA

A figura 11.9b apresenta a TIT (AB) e a TTE (ACD), verificando-se que, no ponto C , a argila entra em ruptura, tendo atingido t_{max} . Entretanto, como as poropressões ainda continuam a crescer até o estado crítico, a TTE prossegue até o ponto D , quando tal estado é atingido. Os pontos da TTE de ruptura e estado crítico pertencem às linhas correspondentes K_f e K_{cr} , que não são coincidentes.

No diagrama $s':e$ (figura 11.9c) o material está inicialmente sobre a LIC (ponto A'). Como o ensaio não é drenado e o material é saturado, não pode haver alteração de volume e de índice de vazios. A trajetória percorrida é obrigatoriamente uma reta horizontal, até encontrar a LEC no ponto D' . O mesmo ocorre no diagrama $\log s':e$ (figura 11.9d), em que a amostra percorre a trajetória $A''D''$, sem variação de volume.

Comportamento de argila PA no diagrama $s':t:e$

Uma argila PA fortemente consolidada (ponto A' da figura 11.10b) foi submetida a consolidação isotrópica sobre a LIC (ponto O' do diagrama $s':e$) e depois permitiu-se o inchamento até atingir o ponto A' do lado seco, isto é, à esquerda da LEC . Conforme salientado, nesta fase as válvulas de drenagem são fechadas e o cisalhamento por compressão triaxial não-drenada é iniciado. Como não pode ocorrer

variação de volume, a amostra percorre a trajetória horizontal $A'B'$ no diagrama $s':e$, dirigindo-se para a LEC , tendendo a atingir o estado crítico em C' . A TTE correspondente (figura 11.10a) é comentada com o auxílio da figura 11.11, que apresenta um conjunto maior de gráficos da mesma amostra PA .

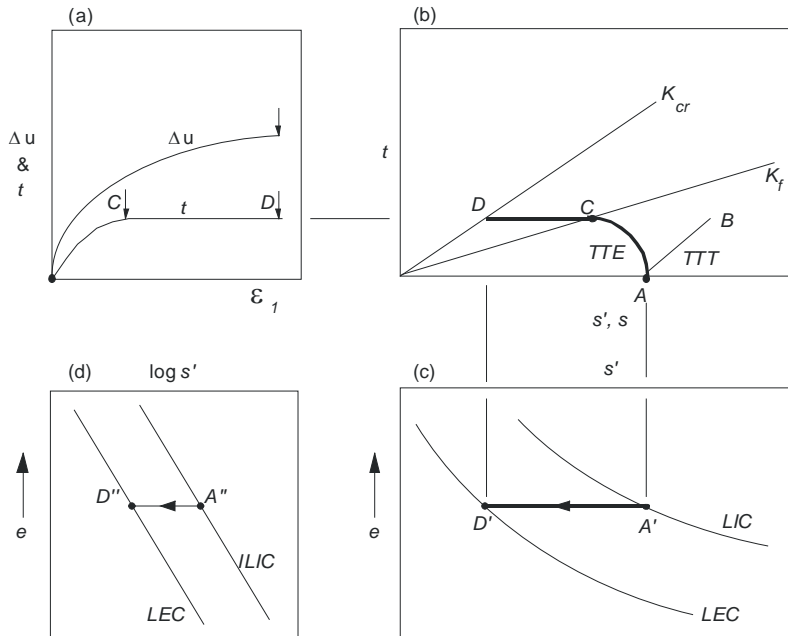


Fig. 11.10. Diagrama $s':t:e$ para ensaios CIU em argila NA

As curvas de tensão-deformação e de poropressão versus deformação constam das figuras 11.11a e 11.11b. Os pontos B_1 e B_2 correspondem à ruptura (t_{max}). Como neste ponto a amostra apresenta deformações excessivas, o ensaio foi interrompido, embora tendesse a atingir o estado crítico em C . A TTE é apresentada na figura 11.11c. O ponto B está na reta K_f , que se situa acima da reta K_{cr} , na região metaestável. Como as poropressões no final do ensaio são negativas, a TTE se curva para a direita, tendendo a atingir o estado crítico em C . As figuras 11.11d e 11.11e apresentam os diagramas $s':e$ e $\log s':e$, em que as trajetórias são horizontais, pois não há variação de volume no cisalhamento.

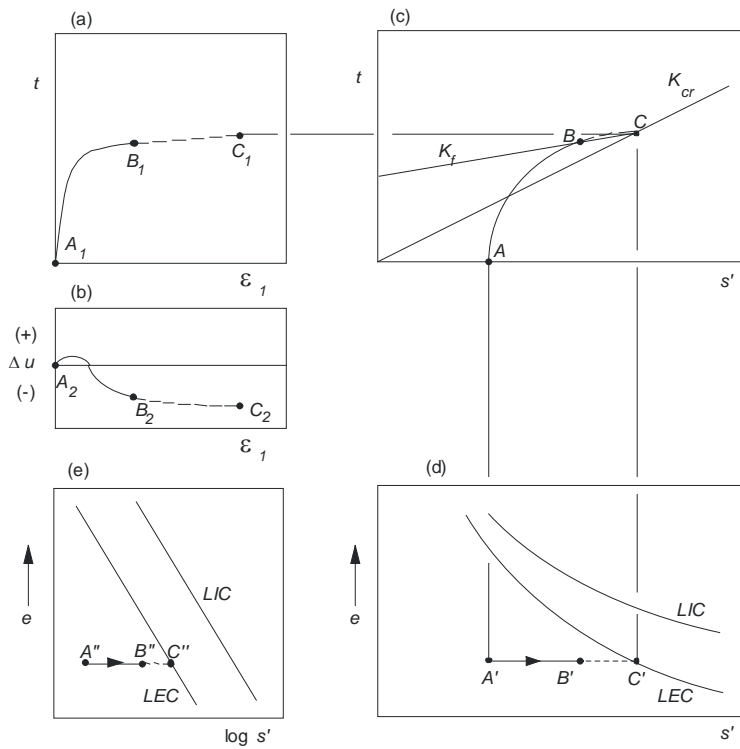


Fig. 11.11. Resultados de ensaio CIU e diagrama $s':t:e$ em argila PA

Comportamento de argilas com mesmo índice de vazios

Algumas amostras saturadas do mesmo material foram consolidadas com diferentes pressões confinantes e diferentes $OCRs$, porém todas tinham o mesmo índice de vazios e_0 antes do cisalhamento. Ao se iniciar a fase de cisalhamento, como não se permite a variação de volume, todas as trajetórias no diagrama $s':e$ tenderam para um único ponto C' da LEC (figura 11.12b), apresentando trajetória horizontal no diagrama $s':e$.

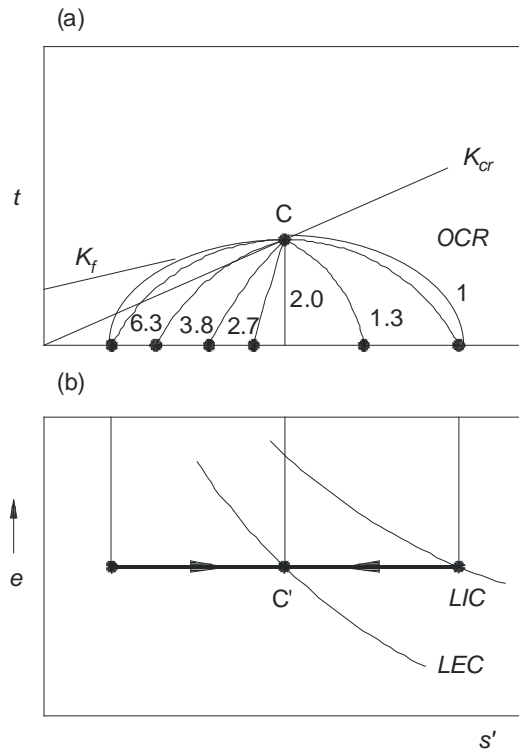


Fig. 11.12. Diagrama $s':t:e$ para várias amostras de argila com o mesmo e_0 e diferentes OCRs

As TTEs correspondentes são apresentadas na figura 11.12a. As amostras com OCR superior a 4 alcançam a região metaestável, tocam a linha K_f e em seguida tendem a atingir o estado crítico em C . A TTE da amostra com $OCR = 1$, normalmente adensada, é o limite à esquerda de todas as TTEs.

Superfície limite de estado SLE

As TTEs da figura 11.12 estão reproduzidas na figura 11.13, mostrando que, para um mesmo índice de vazios e_0 antes do cisalhamento, nenhuma delas ultrapassa os limites formados, à esquerda, pela linha K_f , e à direita, pela TTE da amostra normalmente adensada. Esses limites constituem o que se denomina *superfície limite de estado SLE*.

Como para cada valor de e_0 há uma SLE correspondente, verifica-se a existência de uma família de SLEs, conforme indicado na figura 11.14.

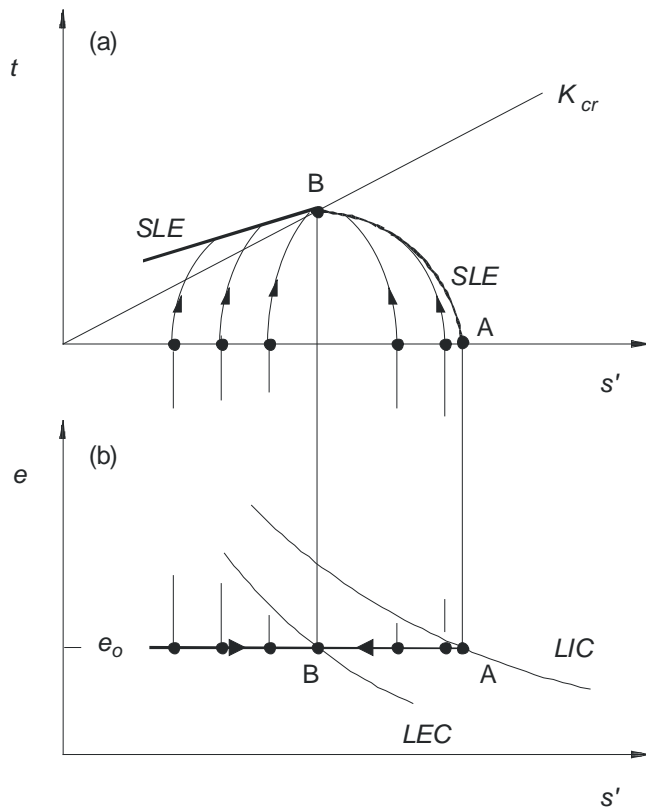


Fig. 11.13. Superfície limite de estado SLE

Ensaio drenados e não-drenados e a envoltória de estado crítico

O modelo de estado crítico assume a existência de uma única envoltória ou linha K_{cr} para um mesmo material, independentemente do tipo de ensaio. De fato, ao realizar um ensaio *CIU* e outro *CID* a partir do mesmo ponto A (figura 11.15), verifica-se que o estado crítico é atingido respectivamente em B e C, situados sobre a linha K_{cr} .

Aplicação do modelo de estado crítico à argila do Rio de Janeiro

O arcabouço teórico de estado crítico é uma forma simples de interpretar o comportamento de materiais. Para visualizar a possibilidade de aplicá-lo em casos reais, são aqui utilizados resultados da argila do Rio de Janeiro, para a qual se dispõe de muitos dados.

Os resultados de ensaios triaxiais *CIU* em amostras normalmente adensadas dessa argila constam da figura 11.16a, onde estão plotadas algumas *TTEs* e interpolada a envoltória de resistência. Esses ensaios foram realizados com pressões confinantes relativamente altas, até 10 vezes superiores às pressões in situ, cujos valores de σ'_{vo} e σ'_{vm} constam da figura 6.18.

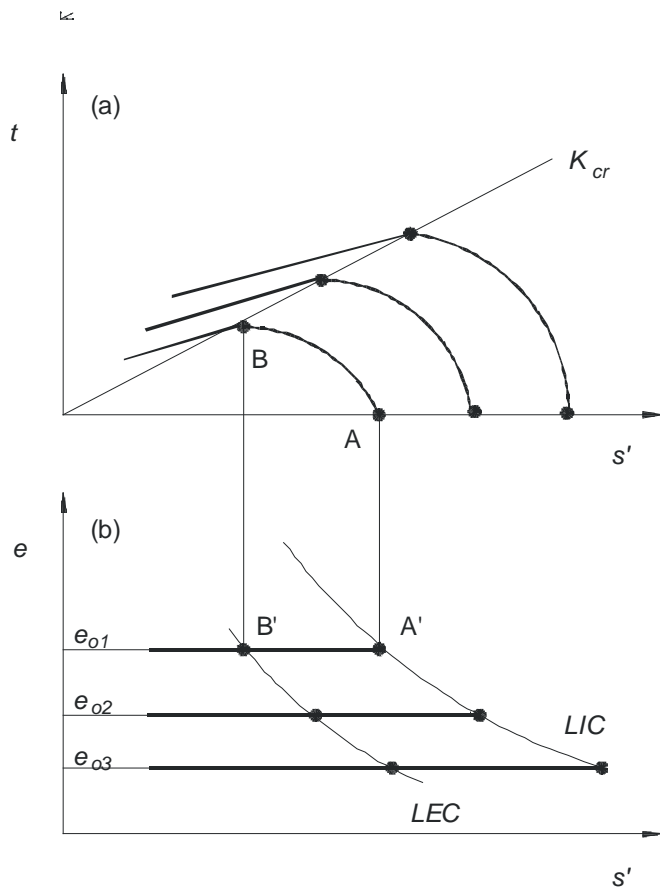


Fig. 11.14. Família de SLEs em função de e_0

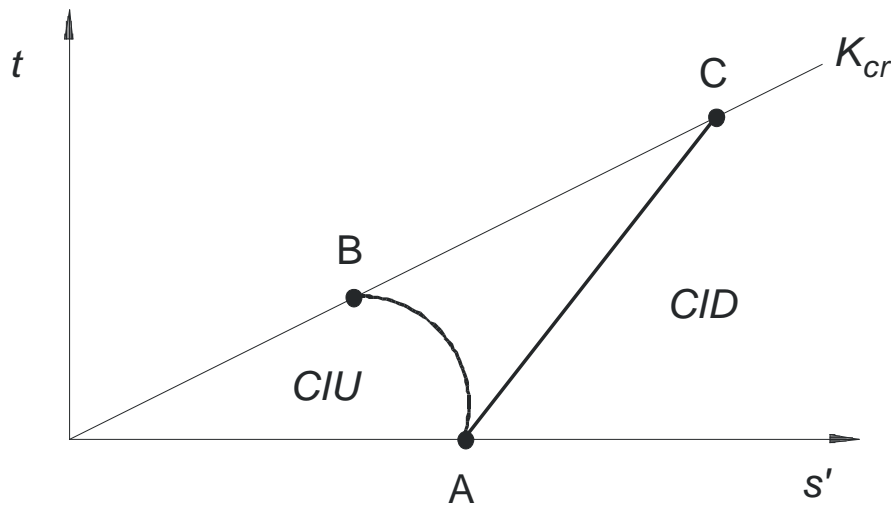


Fig. 11.15. Ensaios CIU e CID na mesma argila e com a mesma envoltória de estado crítico, ou linha K_{cr}

A figura 11.16b mostra os resultados de ensaios CIU com pressões confinantes de até cerca de 100 kPa, mas ainda consolidados sob pressões superiores às in situ, realizados por Gerscovich et al (1986). Esses pesquisadores realizaram também ensaios com pressões muito baixas, cujas dificuldades experimentais são bem maiores, pois até a resistência da membrana e o papel-filtro que envolvem o corpo-de-prova

interferem nas medições e esses efeitos têm de ser corrigidos.

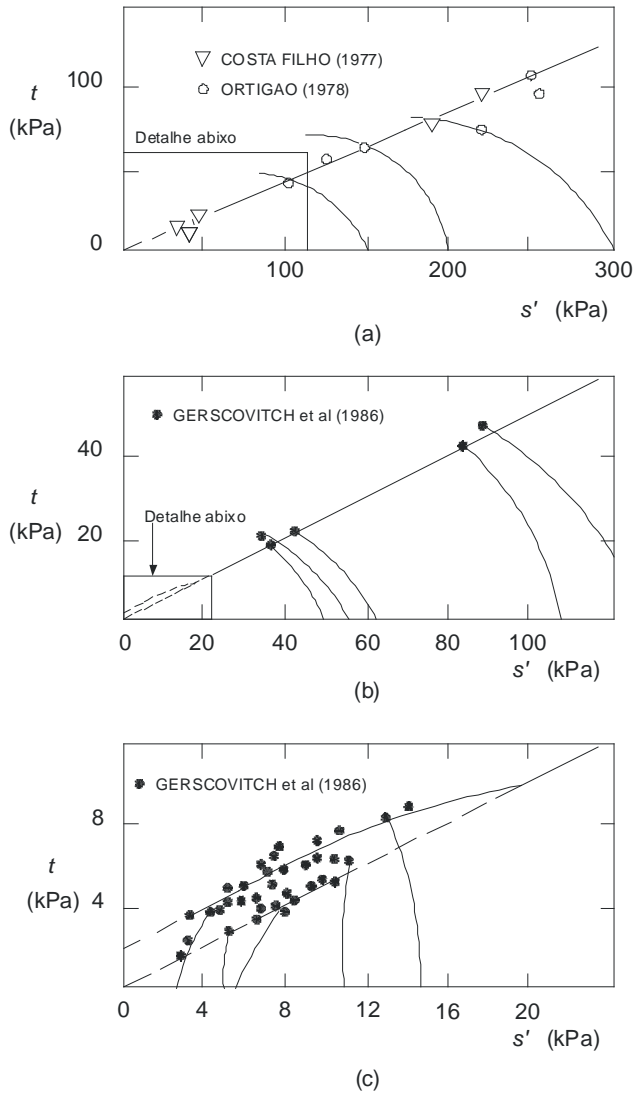


Fig. 11.16. Resultados de ensaios triaxiais em argila do Rio de Janeiro com diferentes pressões confinantes

As pressões confinantes nesses ensaios (figura 11.16c) são da ordem de 2 a 15 kPa, ou seja, inferiores às pressões in situ. Neste caso, as amostras foram testadas em condições *PA*, como pode ser deduzido pelo aspecto das *TTEs*, aproximadamente verticais ou voltadas para a direita. A existência de uma região metaestável acima da linha K_{cr} e valores de coesão efetiva da ordem de 2 kPa são constatados.

A figura 11.17 apresenta uma outra série de ensaios *CIU* em amostras *NA* e *PA*, cujas consolidação é pré-consolidação foram simuladas em laboratório. As *TTEs* foram normalizadas, isto é, os valores de s' e t foram divididos pela pressão vertical máxima σ'_{vm} aplicada em laboratório. O ponto final da *TTE* das amostras *NA* ($OCR = 1$) corresponde aproximadamente ao estado crítico. As amostras *PA* tenderiam a atingir este ponto se o ensaio fosse prolongado.

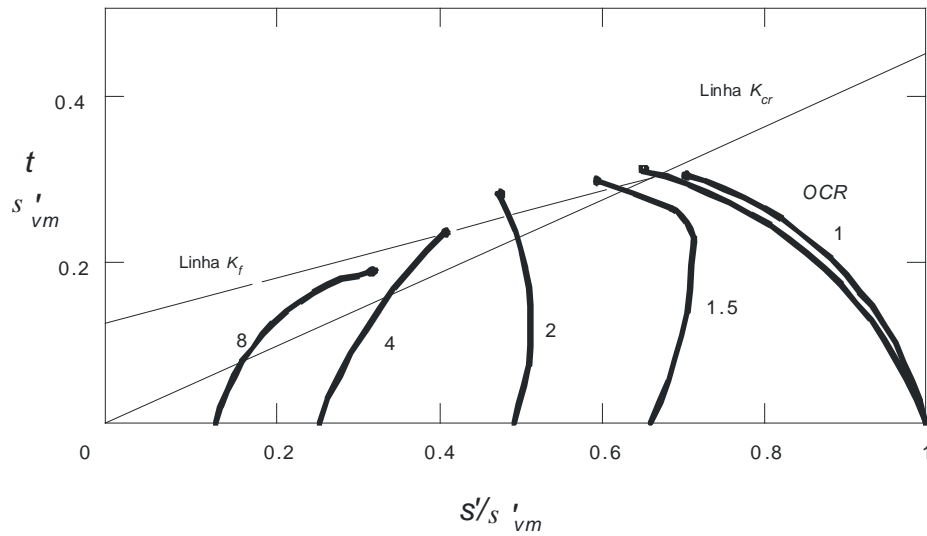


Fig. 11.17. Trajetórias de tensão normalizadas: ensaios CIU em argila do Rio de Janeiro (Ortigão, 1978)

A figura 11.18 apresenta um diagrama $\log p':e$, incluindo vários tipos de ensaios triaxiais, alguns dos quais estudados no capítulo 13. Esses resultados comprovam a existência da LIC e da LEC para a argila do Rio de Janeiro, as quais, entretanto, apresentam uma certa curvatura, devido à larga faixa de valores de p' analisados, levando à conclusão de que o modelo deve ser aplicado para uma faixa limitada de valores de p' .

Exemplo 11.4

Uma amostra de argila NA foi submetida a um ensaio triaxial CIU de compressão que resultou na TTE AC (figura 11.19a). Dadas a LIC e a LEC na figura 11.19b. Plote a trajetória no diagrama $s':e$ e (b) calcule o parâmetro de poropressão A no estado crítico.

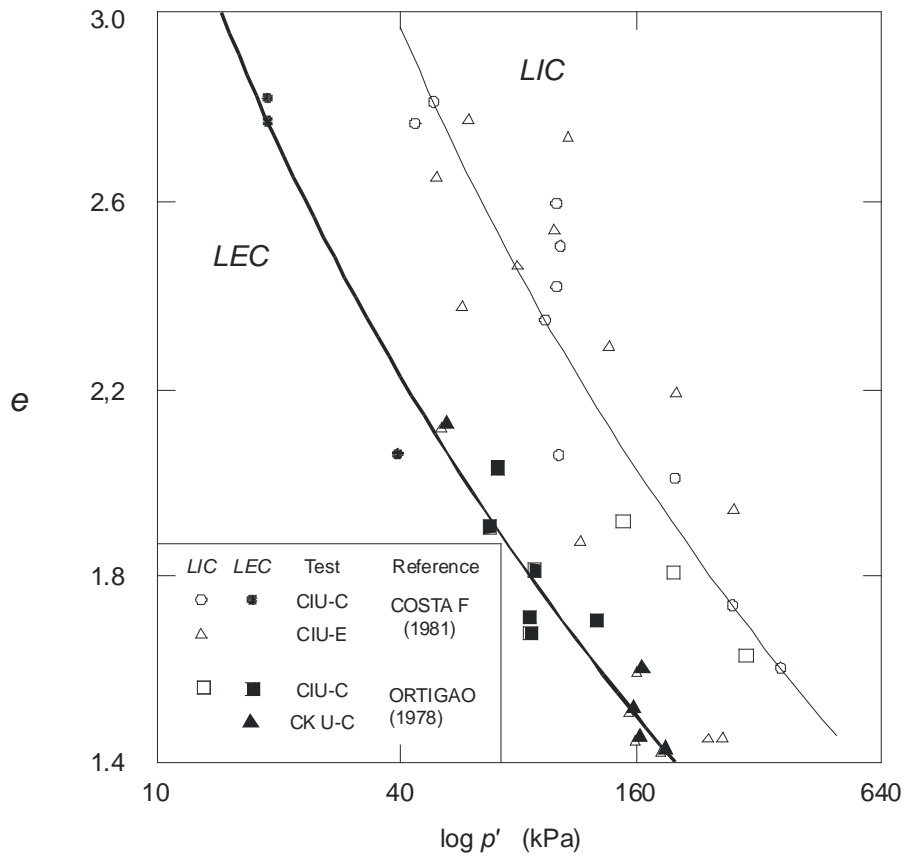


Fig. 11.18. LIC e LEC para argila do Rio de Janeiro (Almeida, 1982)

Solução

(a) Diagrama $s':e$:

O ponto *A* da *TTE* corresponde a *A'* sobre a *LIC* no diagrama $s':e$. Como não há variação de volume, a trajetória *A'C'* é horizontal e alcança o estado crítico no ponto *C'* sobre a *LEC*.

(b) parâmetro de poropressão *A*:

Como $\Delta\sigma_3 = 0$, o valor de *A* pode ser obtido através da equação 11.7. Valores de $\Delta\sigma_1$ e Δu são obtidos graficamente no diagrama *MIT*, como mostrado na figura. Os resultados estão sumarizados na tabela a seguir:

Amostra	TTE	TTT	Δu	$\Delta\sigma_1$	<i>A</i>
NA	AC	AE	$EC = 230 \text{ kPa}$	$AG = 190 \text{ kPa}$	1.21

Exemplo 11.5

Repetir o exercício anterior para uma argila *PA* indicada na figura 11.20. O índice de vazios antes da fase de cisalhamento do ensaio é o mesmo que o da argila *NA* do exemplo anterior.

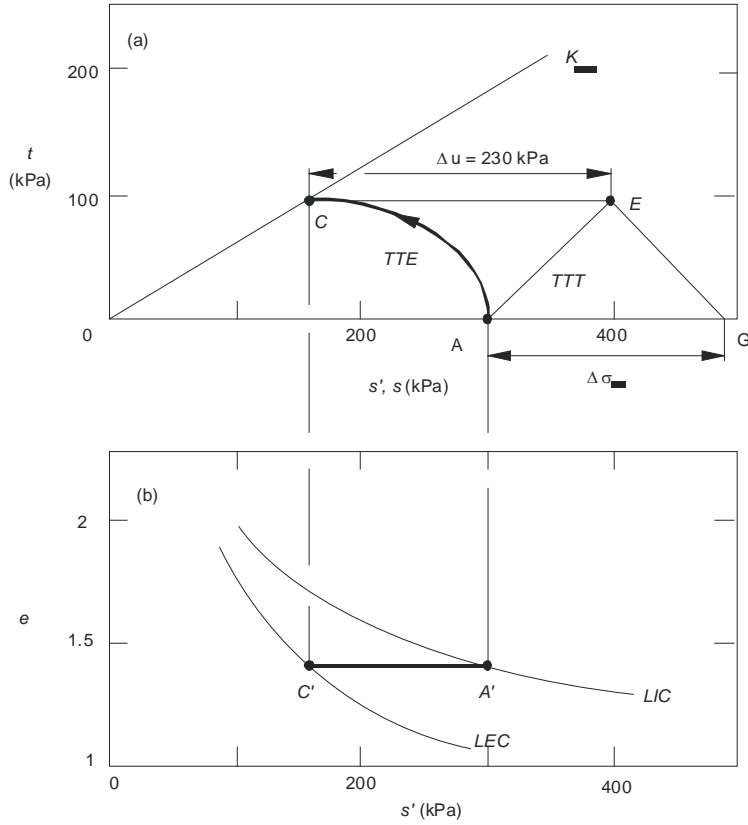


Fig. 11.19. Exemplo 11.4: amostra NA

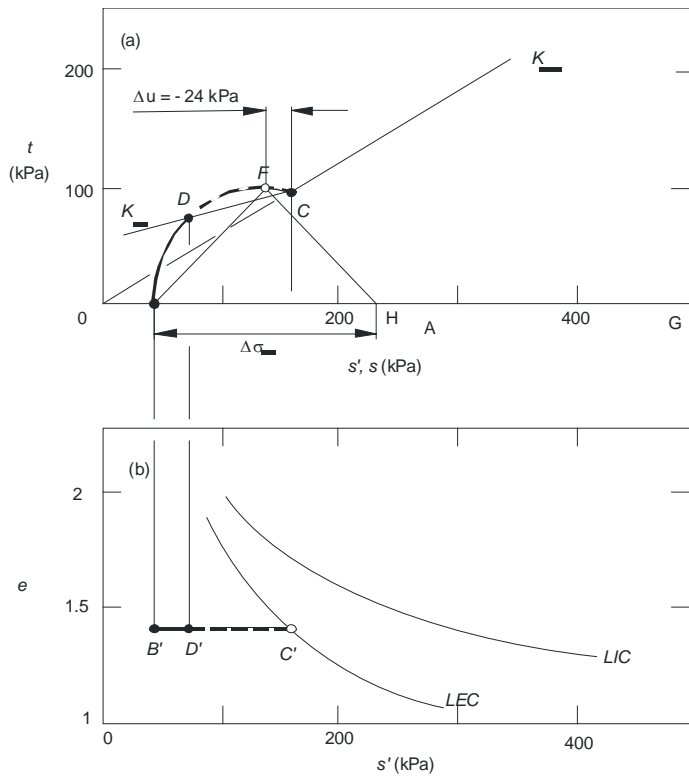


Fig. 11.20. Exemplo 11.5: amostra PA

Solução

(a) Trajetória no diagrama $s':e$:

O valor do índice de vazios inicial e é o mesmo do problema anterior. A argila PA atingirá o estado crítico no mesmo ponto C' como no exemplo anterior. A trajetória no diagrama $s':e$ (figura 11.20b) é horizontal, os pontos B' e D' determinados.

(b) parâmetro de poropressão A :

Amostra	TTE	TTT	Δu	$\Delta \sigma_1$	A
PA	BDC	BF	$FC = 24$ kPa	$BH = 190$ kPa	-0.13

Exemplo 11.6

Quatro amostras de argila foram consolidadas sob diferentes pressões confinantes e $OCRs$, mas no final da consolidação todas apresentaram o mesmo e_0 . No final do processo, duas das amostras estão sobre o ponto A da figura 11.21a e são NA ; as outras duas estão sobre o ponto B e são PA . Inicia-se, então, a fase de cisalhamento por compressão triaxial. Em uma amostra NA e outra PA realiza-se um ensaio CIU e, nas

restantes, um ensaio *CID*. Sendo dadas as linhas K_{cr} , K_f , LEC e LIC , completar o diagrama $s':t:e$.

Solução

A amostra *NA* submetida ao ensaio *CIU*, cuja *TTE* inicia no ponto *A*, tem trajetória $s':e$ horizontal, alcançando o estado crítico em *C*, sobre a LEC . A partir de *C*, obtém-se *C* sobre a linha K_{cr} . A amostra *NA* submetida ao ensaio *CID* tem a *TTE* com inclinação de 1:1, que atinge o estado crítico em *F*. A partir deste ponto, determina-se *F*, obtendo-se a trajetória $A'F'$. A amostra *PA* submetida ao ensaio *CIU*, cuja *TTE* inicia no ponto *B*, tem o mesmo e_0 das demais e, por isto, atinge o estado crítico em *C*. Como sua trajetória é horizontal no diagrama $s':e$, determina-se o ponto *B'*. A *TTE* toca a linha K_f e continua até *C*. Finalmente, a amostra *PA* submetida ao ensaio *CID* tem a *TTE* com inclinação de 1:1, que atinge o ponto *D* sobre a linha K_f , na região metaestável, e em seguida volta à linha K_{cr} , alcançando o estado crítico em *E*. No diagrama $s':e$ a trajetória será $B'D'E'$. O ponto *D'* foi arbitrariamente escolhido e o ponto *E'* está sobre a LEC .

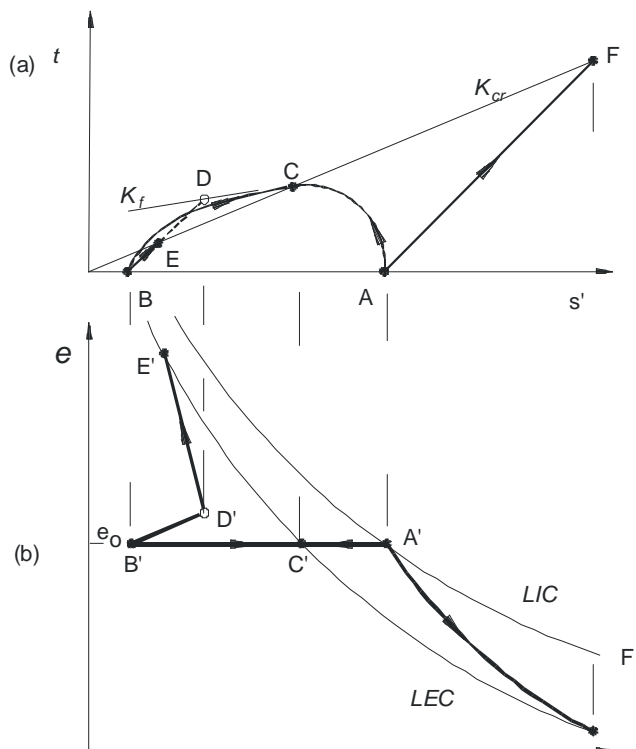


Fig. 11.21. Exemplo 11.6: dados de cálculo

Exercícios

- 11.1. Definir estado crítico em condições não-drenadas.
- 11.2. Quais são e para que servem os parâmetros de estado crítico?

- 11.3. Um corpo-de-prova de argila será submetido a um único ensaio triaxial *CIU* para determinar os parâmetros C_c , C_s , ϕ' , e_{cs} e G . Plotar a *TTE* que deve ser aplicada.
- 11.4. Apresentar o diagrama $s':t:e$ para uma argila normalmente adensada e para outra muito sobreadensada, com *OCR* da ordem de 20, submetidas a ensaios triaxiais *CID* e *CIU*.
- 11.5. Com os dados do ensaio *CIU* em argila mole do Rio de Janeiro apresentados na figura 11.2, plotar a *TTT* e a *TTE* e obter ϕ' e os parâmetros A e α de poropressão. Os parâmetros assim obtidos se referem à condição de ruptura ou de estado crítico? Por quê? Obter também os parâmetros não drenados de deformação E_u e ν_u correspondentes a um nível de tensões de 50%.
- 11.6. Demonstrar que, para um material elástico, têm-se $\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$ e $A = 1/3$. Plotar para esse material a *TTE* esperada nos gráficos tipos *MIT* e Cambridge. Qual será o valor do parâmetro α de Henkel neste caso?
- 11.7. Dois ensaios triaxiais *CID* e um *CIU* foram realizados na mesma amostra de argila, com pressão de sobreadensamento estimada, através de ensaios oedométricos, entre 90 e 160 kPa. Os quadros 11.5 e 11.6 apresentam, respectivamente, os resultados finais dos ensaios *CID* e os resultados do ensaio *CIU* consolidado na pressão confinante de 330 kPa. Com base nesses dados: (a) determinar ϕ' a partir dos ensaios *CID*; (b) plotar as curvas de $t \times \varepsilon_1$ e $\Delta u \times \varepsilon_1$ para o ensaio *CIU*; (c) traçar as *TTEs* dos ensaios *CID* e *CIU*; (d) obter ϕ' nas condições de ruptura e estado crítico para o ensaio *CIU*; (e) determinar os parâmetros A e α de poropressão nas condições de estado crítico.

Quadro 11.5. Exercício 11.7: resultados dos ensaios *CID*

Ensaio	σ'_1 (kPa)	σ'_3 (kPa)
<i>CID</i> -1	704	200
<i>CID</i> -2	979	278

Quadro 11.6. Exercício 11.7: resultados dos ensaios *CIU*

Tensão-desvio	ε_1 (%)	Poropressão (kPa)
0	0	0
30	0,06	15
60	0,15	32
90	0,30	49

120	0,53	73
150	0,90	105
180	1,68	144
210	4,40	187
240	15,50	238
235	20,00	240

Introdução

Neste capítulo é estudado um método simplificado para se verificar o comportamento de argilas saturadas através de tensões totais, denominado método $\phi = 0$, em que são empregados os ensaios não-adensados não-drenados, tipo UU.

Método $\phi = 0$

O método $\phi = 0$, cujas bases teóricas foram desenvolvidas há várias décadas por Skempton (1948), constitui uma simplificação muito grande na forma de se averiguar o comportamento dos solos de baixa permeabilidade e saturados, quando sujeitos a uma sollicitação quase instantânea.

No caso de uma camada de argila saturada como a ilustrada na figura 12.1, sobre cujo ponto P será aplicado instantaneamente o carregamento indicado ao nível do terreno, a forma teoricamente correta para se analisar a resistência ao cisalhamento naquele ponto P é através de um tratamento em termos de pressões efetivas, como abordado no capítulo 11. Imaginando que o estado de tensões in situ do ponto P seja representado pelo ponto A da figura 12.1a, e conhecendo os acréscimos de tensões totais aplicados pelo carregamento, obtém-se a TTT , que é AB . A TTE é AC , tendo o material atingido a ruptura em C . O valor de Δu na ruptura é definido pelo segmento CB e a resistência do ponto P corresponde ao valor de t_f , indicado na figura.

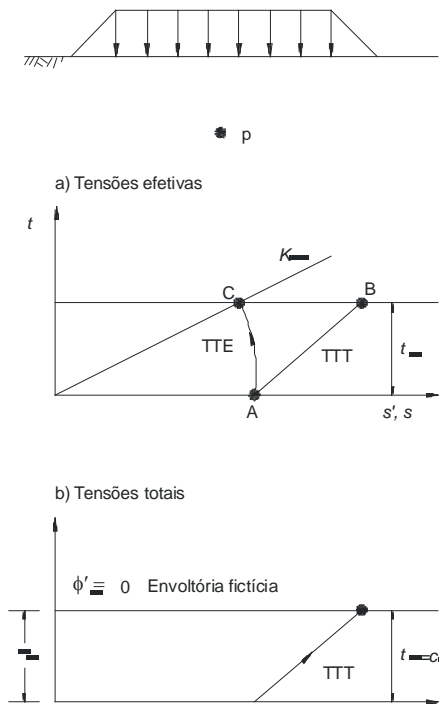


Fig. 12.1. Resistência do ponto P da fundação de um aterro sobre solo mole: análise em tensões (a) efetivas e (b) totais com envoltória $\phi_u = 0$

A resistência em termos de pressões efetivas é determinada pela equação de Mohr-Coulomb $\tau_{ff} = c' + [\sigma_{ff} - (u_0 - \Delta u)] \tan \phi'$ (ou a transformada $t_f = a' + (s - u) \tan \alpha'$), em que é necessário conhecer os valores de c' , ϕ' , σ , u_0 e Δu . Os valores de σ e u_0 são fáceis de se determinar, e c' e ϕ' podem ser obtidos através de ensaios CIU ou CID. O grande problema é a determinação de Δu in situ durante o carregamento, pois a experiência tem demonstrado (eg Bishop e Bjerrum, 1960) que é muito difícil prever seu valor correto. As equações de propressão estudadas no capítulo 11 conduzem freqüentemente a previsões erradas.

Para resolver esse impasse, Skempton propôs um tratamento em termos de tensões totais integralmente fictício, mas que funciona bem nas aplicações práticas. Segundo esta técnica (figura 12.1b), em lugar da TTE e da envoltória efetiva de resistência, utiliza-se uma envoltória fictícia horizontal (daí a denominação $\phi_u = 0$) que passa pelo ponto B da TTT. O intercepto na origem desta envoltória fictícia é c_u , denominado de *resistência não-drenada*. Com isso, a determinação da resistência do ponto P passa a ser feita com apenas um parâmetro c_u , pois $t_f = c_u$. As diferenças entre os métodos em termos de tensões efetivas e totais estão sumarizadas no quadro 12.1.

Quadro 12.1. Diferenças entre o método das tensões efetivas e o método $\phi = 0$

Método de tensões	Equação de resistência	Parâmetros necessários
Efetivas	$\tau_{ff} = c' + (\sigma_{ff} - u) \tan \phi'$	u, c', ϕ'
Totais $\phi = 0$	$t_f = c_u$	c_u

Determinação de c_u em ensaios triaxiais

A resistência não-drenada de solos saturados e de baixa permeabilidade é determinada em ensaios triaxiais tipo UU , não-adensados não-drenados, em amostras com o mesmo índice de vazios in situ e_0 . Com efeito, tomando-se o ponto P da figura 12.2a cujo índice de vazios in situ é e_0 , coleta-se uma amostra indeformada no local com o mínimo de perturbação, de forma a preservar sua umidade natural e o valor de e_0 (figura 12.2b). Ensaaiando a amostra em laboratório nessas condições, obtém-se a curva de tensão-deformação (figura 12.2c), permitindo o cálculo das tensões totais na ruptura e a obtenção do círculo de Mohr (figura 12.3).

O valor de c_u é dado por:

$$c_u = t_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2}$$

Eq. 12-75

Exemplo 12.1

Com base nos resultados de um ensaio triaxial UU com $\sigma_3 = 100$ kPa, em amostra de argila do Rio de Janeiro, na profundidade de 4,5 m, apresentados no quadro 12.2, traçar a curva de tensão-deformação e determinar o valor da resistência não-drenada c_u .

Solução

A curva $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon_1$ consta da figura 12.4. O valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ é 14 kPa e o de c_u , obtido pela equação 12.1, é $14/2 = 7$ kPa.

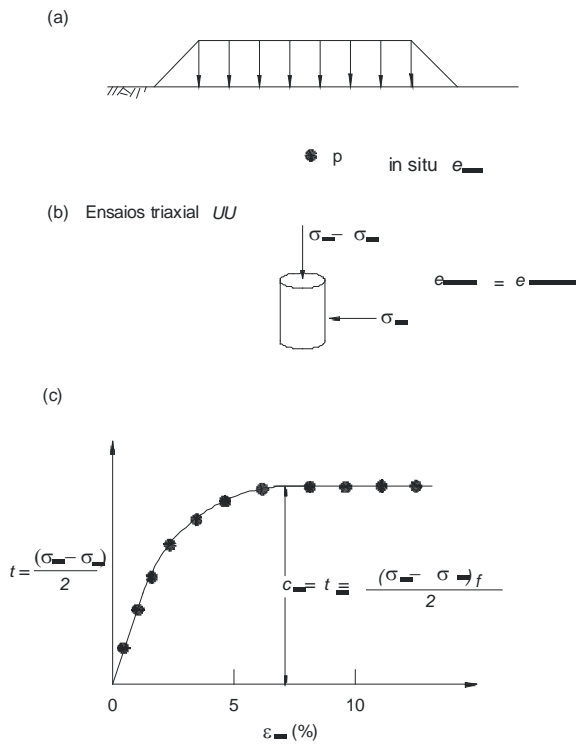


Fig. 12.2. Determinação da resistência do ponto P através de ensaio triaxial UU

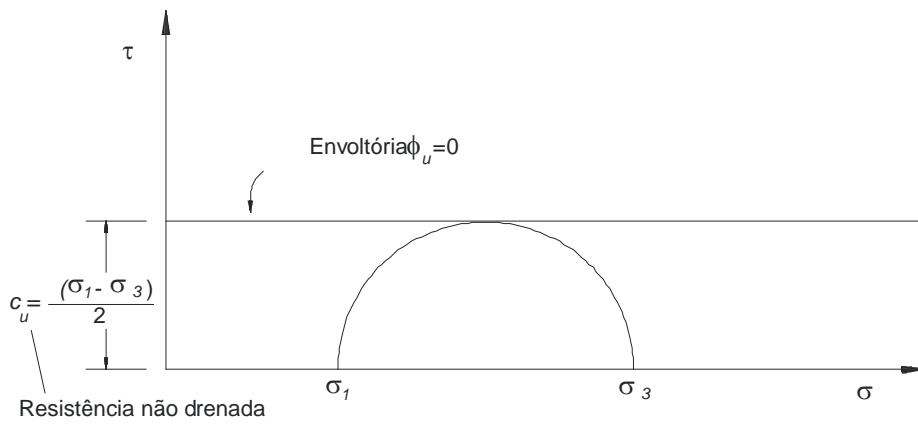
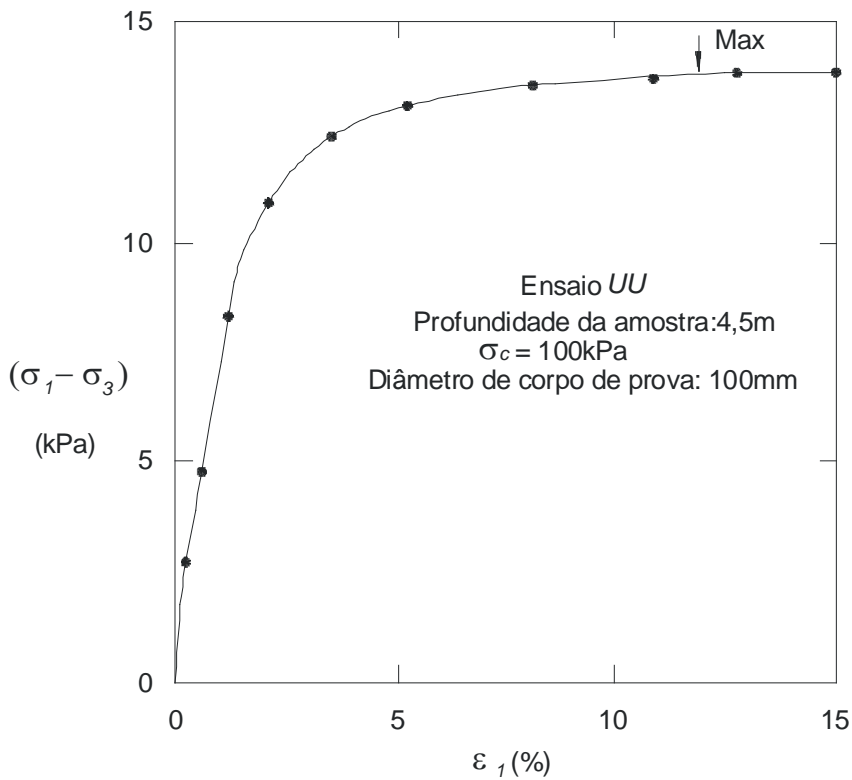


Fig. 12.3. Círculo de Mohr e envoltória $\phi_u = 0$

Quadro 12.2. Exemplo 11.6: resultados de ensaio triaxial *UU*

ε_1	$(\sigma_1 - \sigma_3)$
(%)	(kPa)
0,2	2,5
0,5	4,8
1,0	8,5
1,5	11,0
3,0	12,5
5,5	13,5
8,0	14,0
11,0	14,0
13,0	14,0



15,0 14,0

Fig. 12.4. Resultados de ensaio triaxial *UU*

Resistência não-drenada de laboratório e mobilizada in situ

A questão quanto à forma de se reproduzir em laboratório a resistência não-drenada c_u , que será mobilizada in situ durante a construção, pode ser respondida com o auxílio da figura 12.5, referente a um ensaio UU especial em que foram medidas poropressões, permitindo traçar o diagrama $s':t:e$. Desde que o índice de vazios de campo seja o *mesmo* do ensaio de laboratório, a amostra seguirá a trajetória $A''B''$ do diagrama $s':e$ (figura 12.5b), atingindo a LEC no ponto B'' e reproduzindo *exatamente* o que aconteceria no campo. A TTE correspondente é $A'B'$, indicada na figura 12.5a.

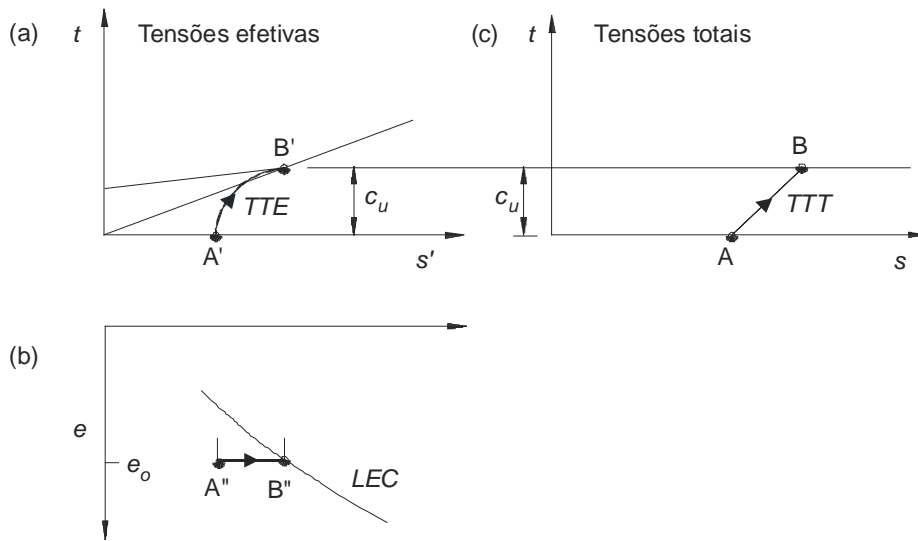


Fig. 12.5. TTT e TTE em ensaio triaxial UU

Com isso, o valor de c_u de campo é reproduzido em laboratório, independentemente da trajetória de tensões totais AB adotada no ensaio (figura 12.5c). Em outras palavras, qualquer que seja a TTT do ensaio de laboratório ou o valor da tensão total confinante aplicada no ensaio (ponto A do início da TTT), o estado crítico será alcançado nos pontos B'' e B'' e o valor correto de c_u será obtido.

Perfil de c_u

Plotando-se os resultados de c_u versus profundidade obtém-se um perfil de c_u , que pode ser empregado em projetos de engenharia. Na figura 12.6 estão plotados resultados de ensaios triaxiais UU realizados em amostras de argila do Rio de Janeiro coletadas a várias profundidades. A figura 12.7 apresenta outros perfis de c_u de diferentes locais: um em Guarujá, SP, outro em Aracaju, SE, e um terceiro em argila sobreadensada, em Cowden, a noroeste da Inglaterra.

Enquanto em argilas NA , ou levemente PA , o valor de c_u aumenta bastante com a profundidade, em

argilas PA, c_u é praticamente constante. Este fato é facilmente explicado através das figuras 12.8a e 12.8b. A primeira mostra um perfil de c_u em que a argila é PA entre os pontos A e B e se torna NA abaixo do ponto B, o que é comum em muitas argilas. Realizando-se ensaios não drenados em amostras dos pontos A, B e C, as TTEs serão semelhantes às indicadas na figura 12.8b, de onde se deduz que, entre os pontos A' e B', não há um crescimento significativo de c_u , ocorrendo o contrário na região NA, onde se situa o ponto C'.

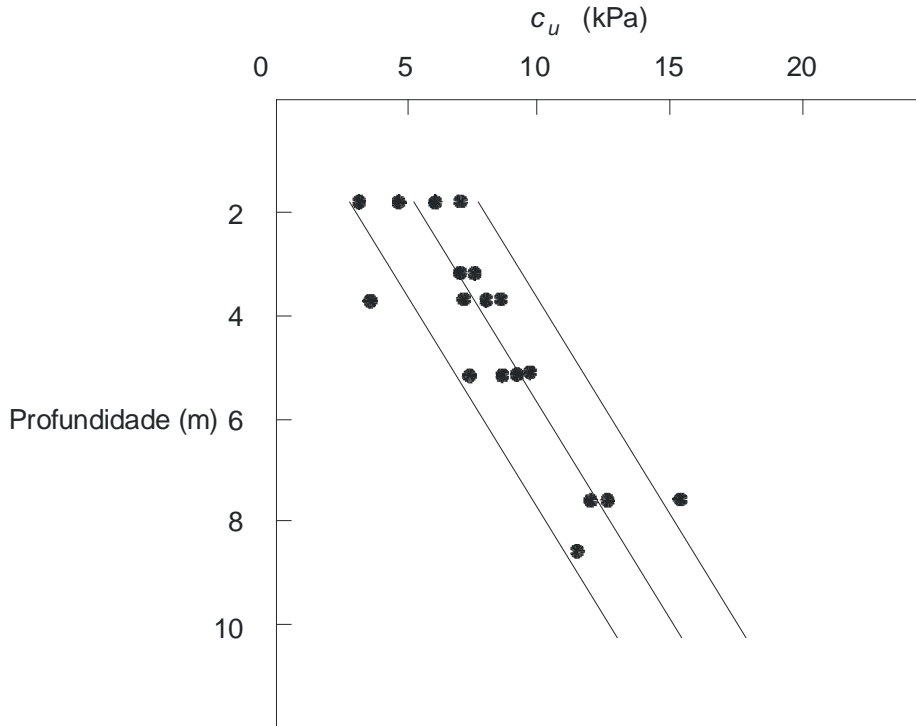


Fig. 12.6. Resultados de ensaios UU em argila do Rio de Janeiro (Costa-Filho et al, 1977)

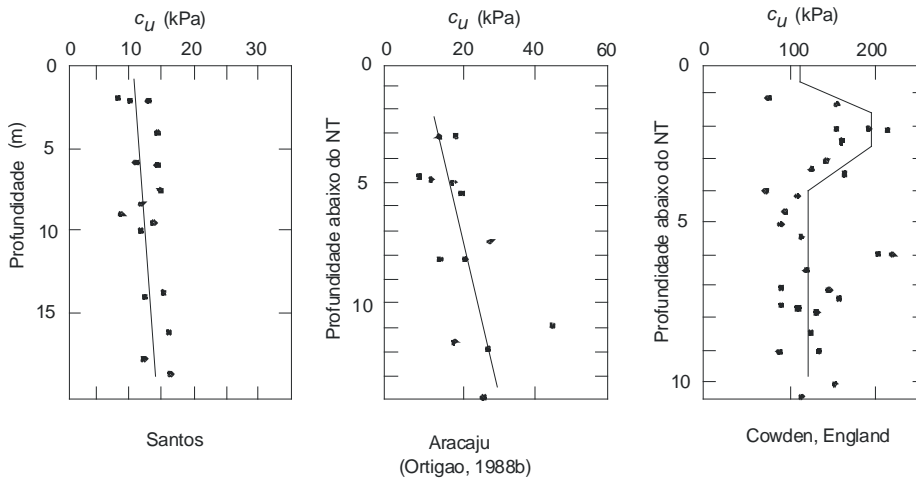


Fig. 12.7. Resultados de ensaios UU e perfis de c_u : (a) argila mole de Guarujá (Teixeira, 1988); (b) argila mole de Aracaju (Ortigão, 1988); (c) argila rija de Cowden, Inglaterra (Gallagher, 1983; Ortigão e Randolph, 1983)

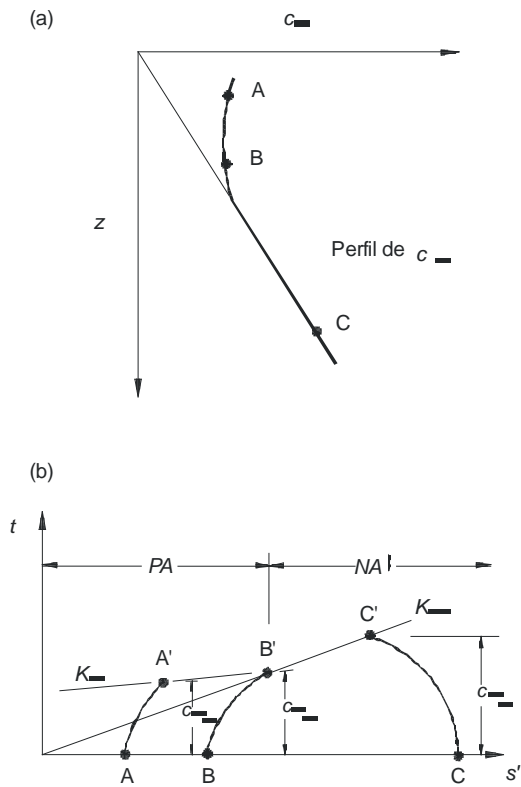


Fig. 12.8. (a) Perfil de c_u ; (b) TTEs seguidas por amostras NA e PA

Influência da perturbação da amostra

Os resultados apresentados na figura 12.7 mostram certa dispersão, em consequência da impossibilidade de se resgatarem amostras perfeitas, com as mesmas características de campo. As perturbações introduzidas na amostra durante a coleta, a retirada do solo, o alívio de tensões, o transporte, o armazenamento e, finalmente, a moldagem do corpo-de-prova (*amolgamento*) provocam alterações na umidade, no índice de vazios, na tensão efetiva e em outras propriedades.

Entretanto, é muito importante obter amostras de alta qualidade e com a maior dimensão (diâmetro) possível, pois a qualidade é diretamente proporcional à dimensão. Os valores de c_u , particularmente, são muito influenciados pelas dimensões da amostra, como atestam os dados plotados na figura 12.9.

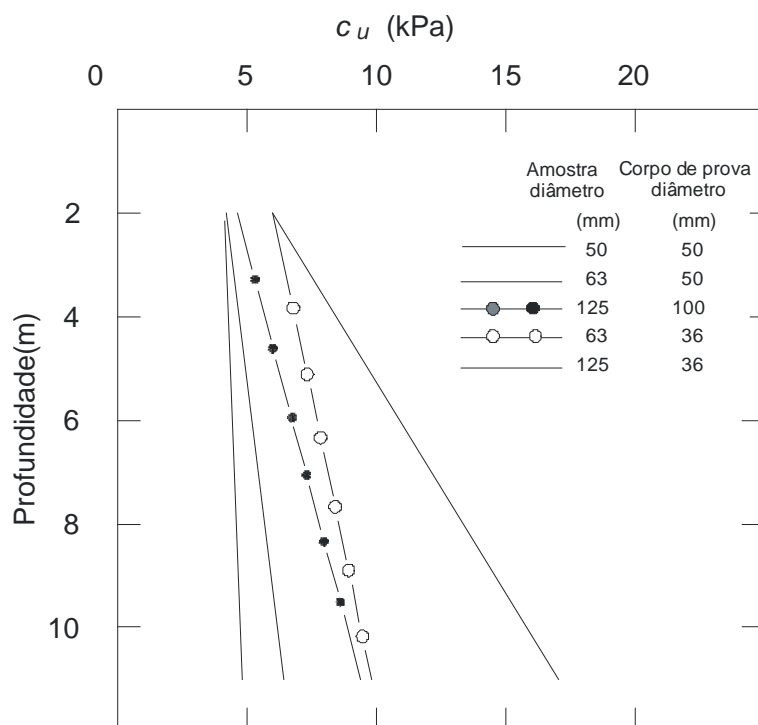


Fig. 12.9. Efeito do amolgamento em perfis c_u obtidos em amostras e corpos-de-prova de diferentes diâmetros (Ortigão e Almeida, 1988)

Quanto maior o diâmetro, em geral maiores são os valores de c . Além disso, fica patente que amostras de 50 mm de diâmetro, muito usuais em investigações geotécnicas de rotina, provocam grande amolgamento, devendo ser evitadas para ensaios triaxiais.

Ensaio de compressão não confinada U

O ensaio de compressão não confinada, ou de *compressão simples*, ou ainda ensaio U , consiste na compressão axial de uma amostra cilíndrica com pressão confinante nula. Teoricamente, este ensaio é igual ao triaxial UU .

Em geral, o ensaio U é conduzido em corpos-de-prova de 50 mm de diâmetro, extraídos de amostras de mesmo diâmetro, obtendo-se resultados muito influenciados pelo amolgamento, conforme comentado anteriormente. Por outro lado, por não se aplicar a pressão confinante, não é necessária a membrana lateral que envolve o corpo-de-prova nos ensaios triaxiais, o que pode levar à alteração da umidade durante o ensaio, influenciando a resistência.

Ensaio de palheta in situ EP ou VST

Os problemas inerentes à perturbação na amostragem, que afetam os resultados dos ensaios de

laboratório, têm propiciado a procura de procedimentos alternativos de determinação da resistência através de ensaios *in situ*, dentre os quais o ensaio de palheta (*EP*) é um dos mais utilizados.

As primeiras tentativas de utilização do ensaio de palheta ocorreram na Escandinávia, por volta de 1919 (Flodin e Broms, 1981), mas seu uso só foi disseminado em outros países a partir do final da década de 40. No Brasil, sua introdução se deu em 1949, simultaneamente por Milton Vargas, em São Paulo, e Raymundo Costa, no Rio de Janeiro (Ortigão, 1988).

O ensaio é utilizado em solos argilosos, cujo comportamento pode ser caracterizado pela drenagem impedida, constando da inserção, no solo, de uma palheta cruciforme (figura 12.10), com relação entre altura (H) e diâmetro (D) igual a 2, sendo tais dimensões padronizadas pela ABNT NBR 10905: diâmetro de 65 mm e altura de 130 mm.

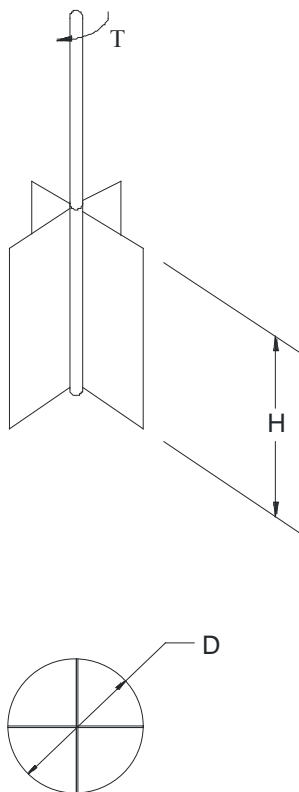


Fig. 12.10. Palheta

Mediante a aplicação de uma rotação lenta de $6^\circ/\text{min}$, registra-se a curva de torque versus rotação (figura 12.11).

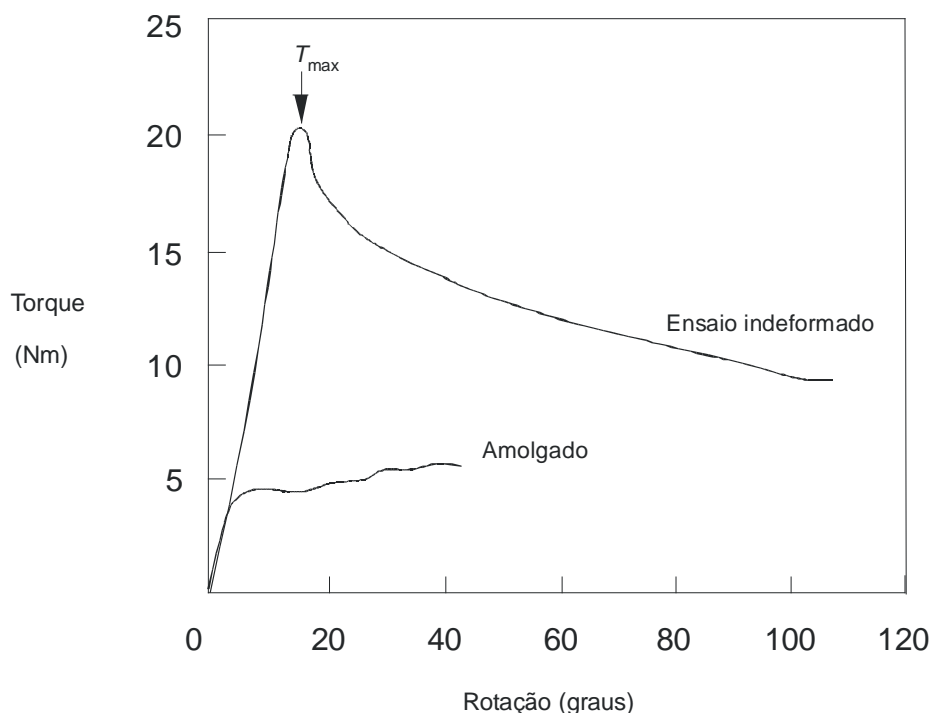


Fig. 12.11. Curva de torque-rotação em ensaio de palheta in situ em material indeformado e amolgado

Os resultados são interpretados admitindo-se que a resistência ao cisalhamento não drenada c_u se distribua igualmente ao longo da superfície cilíndrica circunscrita à palheta. Isso conduz a:

$$c_u = 0,86 \frac{T}{\pi D^3}$$

Eq. 12-76

onde T é o torque máximo aplicado (kNm) e D , o diâmetro da palheta, igual a 0,065 m.

Têm sido empregados nesses ensaios vários tipos de equipamento, que diferem na qualidade (Ortigão e Collet, 1987; Ortigão, 1988). A figura 12.12 apresenta um tipo, originalmente concebido por Cadling e Odenstad (1950), que oferece alta produtividade e permite obter resultados de boa qualidade. O aparelho consta de um sistema de hastes, que transmitem o torque a uma palheta e são totalmente protegidas para evitar atritos solo-haste e mecânicos internos. O conjunto é introduzido no solo por cravação estática, com a palheta inserida em uma sapata de proteção para evitar danos durante a cravação. Uma vez atingida a profundidade desejada, crava-se a palheta no solo, avançando-a 0,5 m à frente do equipamento, e em seguida realiza-se o ensaio, aplicando-se a rotação e medindo-se o torque com o auxílio de uma unidade de leituras.

A alta produtividade oferecida pelo equipamento resulta do fato de não ser necessário retirar as hastes do

furo a cada ensaio, para avançar a perfuração. A alta qualidade obtida nos resultados deve-se à total eliminação de atritos solo-haste e mecânicos internos.

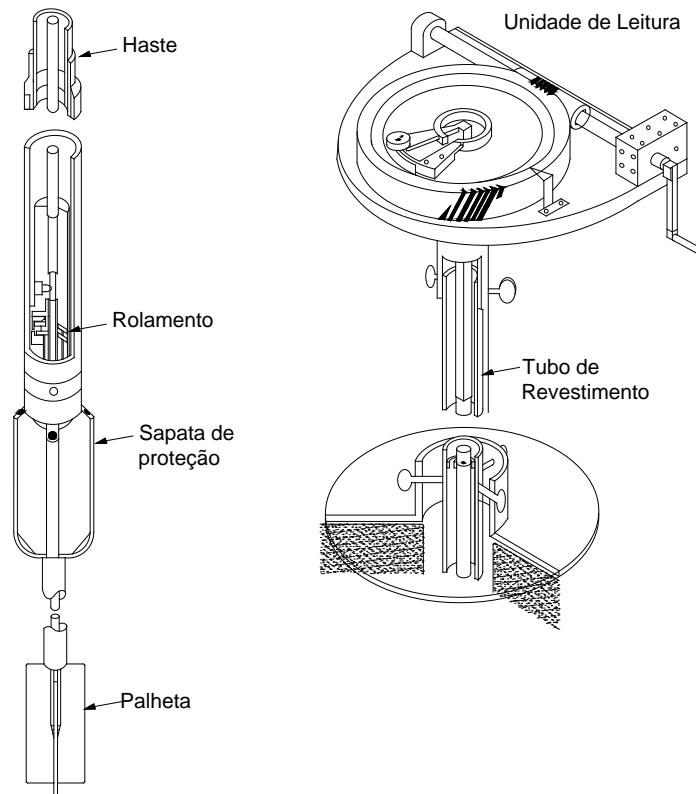


Fig. 12.12. Equipamento para ensaios de palheta in situ (Ortigão e Collet, 1987)

Logo após a realização do ensaio com a argila indeformada, aplicam-se 10 rotações completas à palheta e refaz-se o ensaio com a argila amolgada, determinando-se então a resistência amolgada c_{ur} pela equação 12.2, porém com o valor do torque nessa condição. Os resultados de um furo completo com ensaios a cada 0,5 m são plotados versus a profundidade (figura 12.13), obtendo-se um perfil de c_u e de c_{ur} .

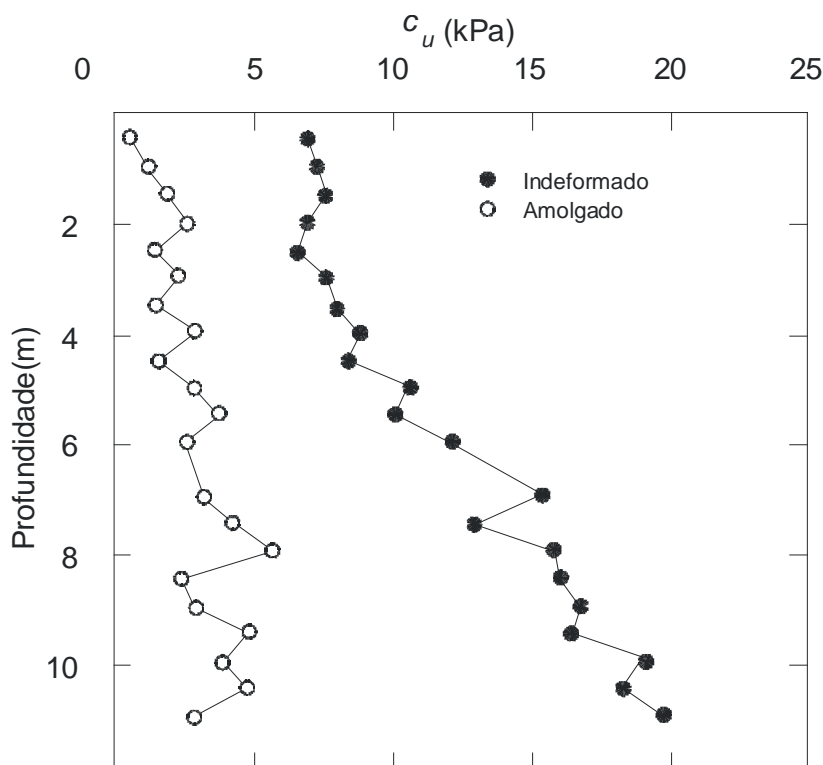


Fig. 12.13. Resultados de um furo completo de ensaios de palheta em argila do Rio de Janeiro

Resultados de vários furos no mesmo material podem ser analisados em conjunto, conforme apresentado na figura 12.14, o que permite tirar conclusões sobre o perfil de c_u de projeto, bem como sobre a dispersão de resultados, através do cálculo da medida e do desvio-padrão.

Sensibilidade

A relação entre a resistência indeformada e a amolgada é definida como *sensibilidade* S_t da argila:

$$S_t = \frac{c_u}{c_{ur}}$$

Eq. 12-77

que indica a perda relativa de resistência da argila quando totalmente amolgada e a importância de sua *estrutura*, que aumenta proporcionalmente à sensibilidade. O ensaio de palheta permite determinar esse parâmetro de uma forma rápida e barata.

O quadro 12.3 apresenta a classificação das argilas quanto à sensibilidade proposta por Skempton e Northey (1952).

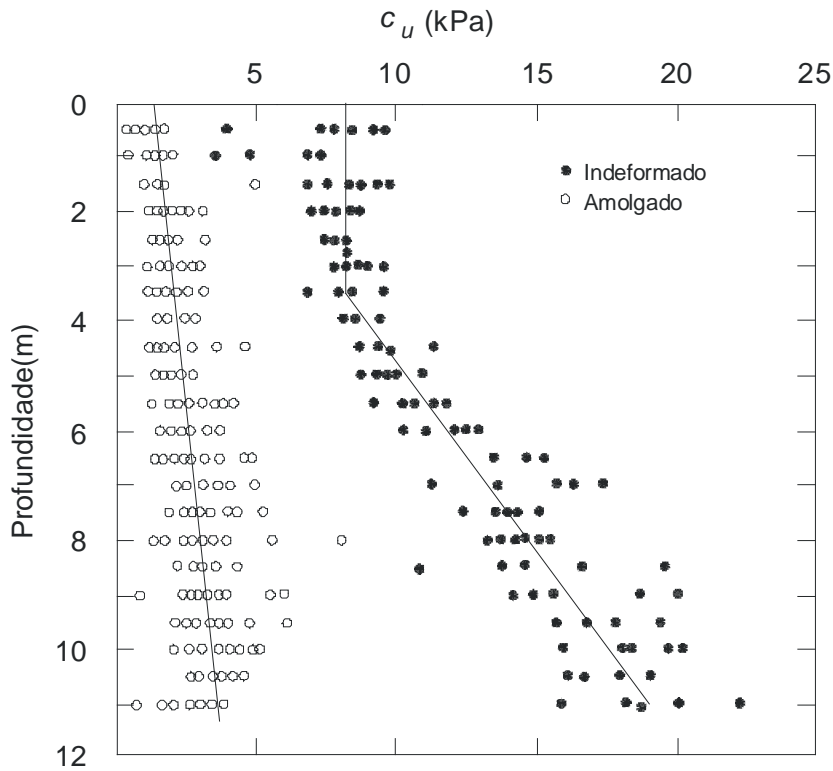


Fig. 12.14. Resultados de ensaios de palheta in situ em argila do Rio de Janeiro, obtidos em vários furos próximos (Ortigão e Collet, 1986)

Quadro 12.3. Sensibilidade das argilas (Skempton e Northey, 1952)

Sensibilidade	S_t
Baixa	2-4
Média	4-8
Alta	8-16
Muito alta	> 16

Algumas argilas ocorrentes na Escandinávia e no Canadá (eg Lerouiel et al, 1985) apresentam sensibilidade extremamente elevada, da ordem de 100. Estes materiais perdem totalmente a resistência quando amolgados, tornando-se verdadeiros líquidos. Felizmente, no Brasil, a sensibilidade dos depósitos de argila pode ser classificada de baixa a média, como se deduz dos dados apresentados no quadro 12.4.

Quadro 12.4. Sensibilidade de alguns depósitos de argila mole do litoral brasileiro

Local	Valor médio	Faixa de variação	Referência
Santa Cruz, RJ (zona litorânea)	3,4		Aragão, 1975
Santa Cruz, RJ (offshore)	3,0	1-5	Aragão, 1975
Rio de Janeiro, RJ	4,4	2-8	Ortigão e Collet, 1986
Sepetiba, RJ	4,0		Machado, 1988
Cubatão, SP (Alemoa)		4-8	Teixeira, 1988
Florianópolis, SC	3,0	1-7	Maccarini et al, 1988
Aracaju, SE	5,0	2-8	Ortigão, 1988

Correção dos valores de c_u fornecidos pelo VST

A experiência na construção de aterros e nas escavações em depósitos de argila em muitos países tem demonstrado que, para aplicação em projetos, o perfil de c_u fornecido pelo *EP* deve ser corrigido pela equação:

$$c_{u \text{ corrigido}} = \mu c_{u \text{ EP}}$$

Eq. 12-78

A necessidade de correção foi explicada por Bjerrum (1973) como um meio de se levarem em conta as diferenças de velocidade de deformação, os efeitos de anisotropia e a fluência. A determinação do fator μ é totalmente empírica e baseada na análise de casos históricos de rupturas ocorridas em aterros e escavações. Assim, alguns autores têm recomendado fatores de correção (Bjerrum, 1973; Azzouz et al, 1983) em função do índice de plasticidade da argila (*IP*), mas os dados apresentam grande dispersão (figura 12.15a), o que dificulta selecionar o valor adequado de μ . As recomendações mais recentes, publicadas por Aas et al (1986), são para obter a relação c_u/σ'_{vo} , onde c_u é a resistência fornecida pelo *EP* e σ'_{vo} a pressão efetiva vertical in situ, e empregar a figura 12.15b, que fornece μ para argilas *NA* e *PA*.

A experiência brasileira na aplicação dessas correções empíricas, através de retroanálise de rupturas em solos moles (Ortigão et al, 1987 e 1988), tem demonstrado que elas não se aplicam a argilas de alta plasticidade, como as que ocorrem no litoral brasileiro, em que o fator μ encontrado é igual a 1. Por esta razão, Ortigão e Almeida (1988) recomendam que o perfil de c_u fornecido pelo *EP* seja comparado com o de ensaios triaxiais *UU*: havendo diferença muito significativa, empregam-se as correções; do contrário, não.

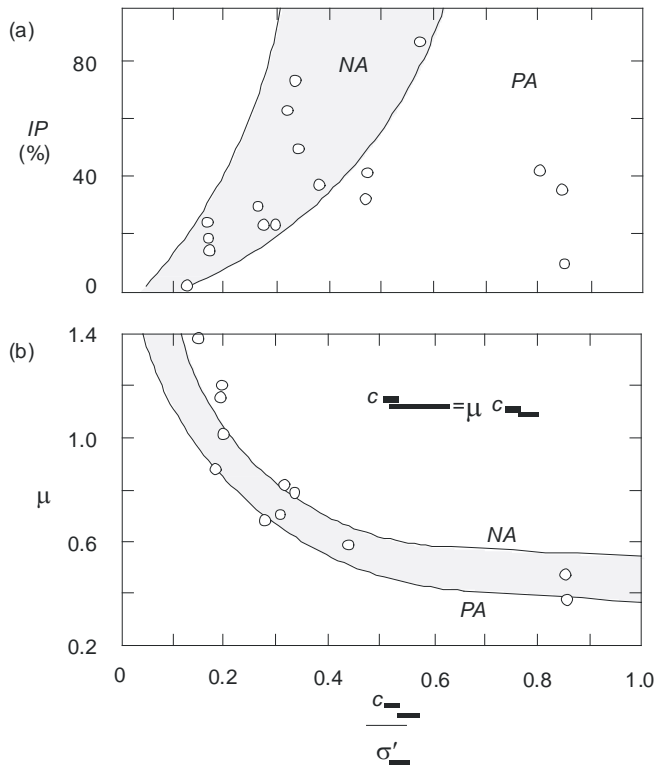


Fig. 12.15. Correção dos valores de c_u obtidos em ensaios de palheta (Aas et al, 1986)

Exemplo 12.2

Ao aplicar a correção de resultados de EP indicada na figura 12.15b ao perfil médio de c_u da argila do Rio de Janeiro que consta da figura 12.14.

Solução

Obtém-se a relação c_u/σ'_{vo} para várias profundidades ao longo da camada de argila, sendo σ'_{vo} calculado adotando-se $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$. Como nos primeiros 3 m da argila o valor médio de c_u é aproximadamente constante, e com base na *história* de tensões deste material abordada no capítulo 7, considerou-se que esses 3 m iniciais são PA e, a partir daí, NA . Os cálculos constam do quadro 12.5.

Quadro 12.5. Exemplo 12.1: correção de c_u

z (m)	c_u médio (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	c_u / σ'_{vo}	PA / NA	μ	c_u corrigido (kPa)
1	8,6	3	2,9	PA	0,4	3,4
2	8,6	6	1,4	PA	0,4	3,4
3	8,6	9	0,9	PA	0,4	3,4
4	9,4	12	0,8	NA	0,5	4,7
6	12,6	18	0,7	NA	0,5	6,3
8	14,8	24	0,6	NA	0,6	8,9
10	18,6	30	0,6	NA	0,6	8,9

Determinação empírica de c_{ur}

A resistência não drenada amolgada de um depósito de argila pode ser estimada através da correlação empírica obtida por Carrier e Beckman (1984):

$$c_{ur} = p_{atm} \left[\frac{0,166}{0,163 + \frac{37,1e + LP}{IP(4,14 + A_c^{-1})}} \right]^{6,33}$$

Eq. 12-79

onde:

p_{atm} = pressão atmosférica = 10 kPa

IP = índice de plasticidade (%)

e = índice de vazios

A_c = atividade da argila

LP = limite de plasticidade

A figura 12.16 apresenta um ábaco que pode ser empregado em lugar da equação 12.5.

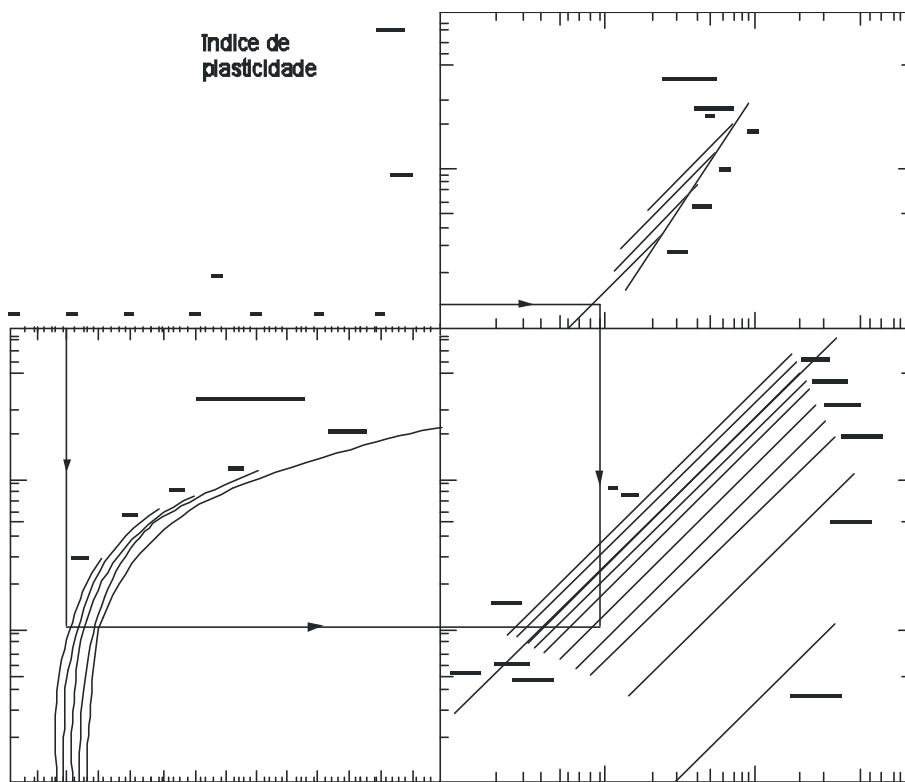


Fig. 12.16. Ábaco para a determinação da resistência amolgada c_{ur} a partir de correlação com os limites de Atterberg (Carrier e Beckman, 1984)

Relação entre c_u e pressões efetivas e OCR

Uma forma alternativa de se obter um perfil de c_u é através de relações com as pressões efetivas e o valor do OCR. A relação c_u/σ'_v , onde σ'_v é a pressão efetiva vertical antes do cisalhamento, pode ser determinada em ensaios *UU* especiais, em que a pressão efetiva é medida, ou obtida em ensaios do tipo *CU*. Embora preconizada por vários autores (eg Ladd e Foott, 1974), essa metodologia exige ensaios de laboratório muito trabalhosos e caros, sendo por isto pouco prática para aplicação em obras correntes de engenharia.

Por outro lado, equações semi-empíricas, que relacionam c_u com pressões efetivas, são fáceis de se aplicar e devem ser utilizadas para aferir os valores de c_u fornecidos por *EP* ou por ensaios triaxiais *UU*. A seguinte equação relaciona o valor da relação c_u/σ'_v em amostras *NA* e *PA*:

$$\frac{[c_u/\sigma'_v]_{PA}}{[c_u/\sigma'_v]_{NA}} = OCR^\Lambda$$

Eq. 12-80

O valor de Λ é obtido em ensaios especiais em várias amostras, com diferentes *OCRs*. Na prática, entretanto, Λ varia pouco, entre 0,7 e 0,85 (Ladd et al, 1977), e o valor médio de 0,8 pode ser adotado para a maioria dos depósitos de argila. Por outro lado, um valor conservador de 0,25 pode ser adotado para a relação c_u/σ'_v em argilas *NA*. Assim, a equação 12.6 pode ser reescrita:

$$c_u / \sigma'_v = 0,25 \text{ OCR}^{0,8}$$

Eq. 12-81

Uma outra relação de natureza semi-empírica, preconizada por Mesri (1975), relaciona c_u com a pressão de sobreadensamento σ'_{vm} :

$$c_u = 0,22 \sigma'_{vm}$$

Eq. 12-82

Exemplo 12.3

Determinar o perfil de c_u para a argila do Rio de Janeiro através das equações 12.7 e 12.8 e comparar os resultados com os obtidos por ensaios triaxiais *UU* e *EP*, representando-os graficamente.

Solução

Os cálculos realizados constam do quadro 12.6, onde z é a profundidade, σ'_{vo} e σ'_{vm} foram obtidos na figura 6.18 e o *OCR* foi calculado pela equação 6.1. Pela equação 12.7 calculou-se c_u/σ'_v , obtendo c_u multiplicando c_u/σ'_v por σ'_{vo} . A equação 12.8 é aplicada multiplicando-se σ'_{vm} por 0,22. Os resultados estão plotados na figura 12.17.

Aplicação da análise tipo *UU* e do método $\phi = 0$

Na análise tipo *UU* são empregadas tensões totais e a envoltória fictícia de resistência em termos de tensões totais. A figura 12.18 mostra alguns exemplos em que se admite que a resistência τ_{ff} , mobilizada na superfície de ruptura e por ocasião desta, é igual a c_u .

Quadro 12.6. Exemplo 12.2: determinação de c_u pelas equações 12.7 e 12.8

z (m)	σ'_{vo} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	Equação 12.7		Equação 12.8
				c_u/σ'_v (kPa)	c_u (kPa)	c_u (kPa)
1	3	19	6,3	1,09	3,3	4,2
2	6	18	3,0	0,60	3,6	4,0
3	9	23	2,6	0,54	4,9	5,1
4	12	26	2,2	0,47	5,6	5,7
5	15	30	2,0	0,44	6,6	6,6
7	21	38	1,8	0,40	8,4	8,4
9	27	45	1,7	0,38	10,2	9,9
10	30	48	1,6	0,36	10,8	10,6

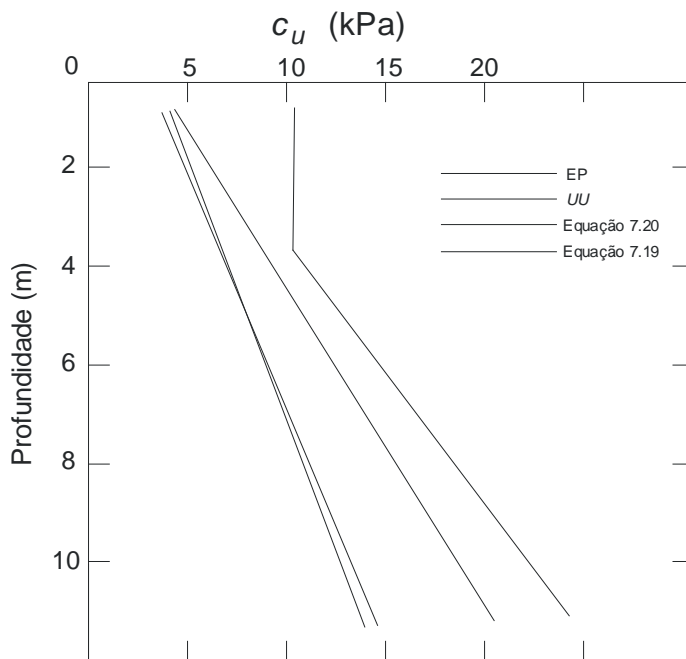


Fig. 12.17. Exemplo 12.2: resultados

A aplicação do método *UU* no caso de um aterro construído rapidamente sobre camada mole é esquematizada na figura 12.19, cujos gráficos referem-se ao ponto A da superfície de ruptura. À medida

que o aterro é construído, as tensões mobilizadas aumentam até atingir o limite c_u , quando o material entra em ruptura.

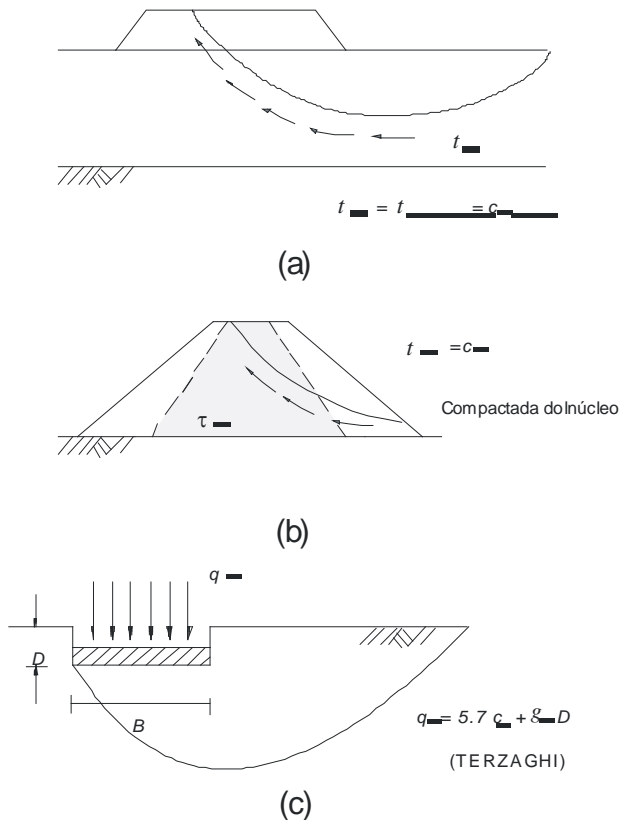
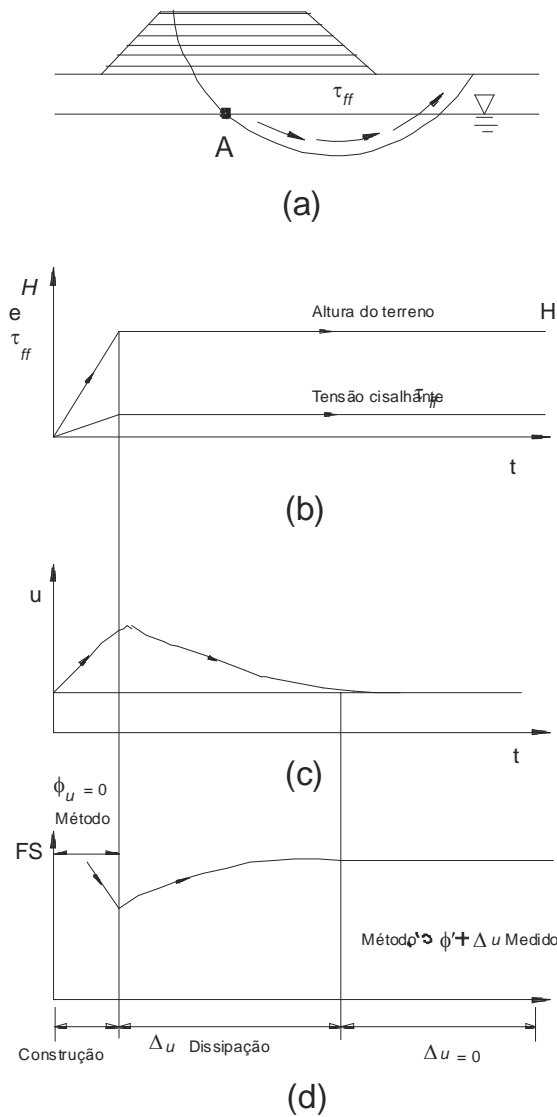


Fig. 12.18. Exemplos de aplicação da resistência c_u em análise de obras: (a) aterro construído rapidamente sobre solo mole; (b) análise de estabilidade de final de construção do maciço de uma barragem construída rapidamente com núcleo de argila; (c) fundação direta construída rapidamente sobre argila (Ladd, 1971)

Os acréscimos de poropressão Δu aumentam gradativamente durante o carregamento, atingindo seu valor máximo no final de construção; a partir daí tendem a se dissipar e, após longo tempo, atingem o equilíbrio (ou seja, $\Delta u = 0$). O fator de segurança FS decresce inicialmente durante o carregamento e atinge o valor mínimo ao final da construção; logo em seguida aumenta, à medida que as poropressões se dissipam, estabilizando quando $\Delta u = 0$.

O método $\phi = 0$ pode ser aplicado para análise de estabilidade de final de construção, evitando-se as incertezas na previsão de Δu . Durante a fase de dissipação, a análise de estabilidade pode ser conduzida em termos de pressões efetivas, com os parâmetros c' e ϕ' e com Δu medido.



b

Fig. 12.19. Fases de construção de um aterro sobre solo mole em que se pode aplicar o método $\phi_u = 0$ (Bishop e Bjerrum, 1960)

Exercícios

- 12.1. Para um ensaio *UU* convencional em um corpo-de-prova de argila, pergunta-se: (a) a *TTE* é conhecida? (b) por quê? (c) quais são e como utilizar os resultados de ensaio?
- 12.2. Dissertar resumidamente (uma página no máximo) sobre a aplicação do conceito $\phi_u = 0$ para a construção rápida de um aterro sobre argila mole.
- 12.3. Por que ensaios *UU* em argila apresentam em geral grande dispersão de resultados?
- 12.4. Uma argila apresenta os seguintes parâmetros de estado crítico: $\phi^* = 30^\circ$, $C_c = 1,2$, $C_s = 0,1$, $e_{cs} = 5,3$ e $e_c = 5,9$. Neste material, com uma amostra isotropicamente adensada com $\sigma'_c = 50$ kPa, foi

executado um ensaio *UU*. Estimar o valor da resistência não drenada que se espera do ensaio.

- 12.5. Descrever resumidamente o ensaio de palheta in situ.
- 12.6. Definir o que é *sensibilidade* de uma argila.
- 12.7. Quais são os ensaios recomendados para cada uma das seguintes obras: (a) análise de barragem de terra em final de construção; (b) idem, longo tempo após o enchimento do reservatório; (c) encosta natural em que se observou escorregamento antigo; (d) fundação direta sobre argila normalmente adensada; (e) idem, sobre areia; (f) tanque de petróleo sobre solo mole.

Cap 13. APLICAÇÕES A PROBLEMAS PRÁTICOS

Introdução

Este capítulo aborda as aplicações do modelo de estado crítico, através dos diagramas $s':t:e$, em análise de problemas de Mecânica dos Solos. São vistas inicialmente as trajetórias de tensão que mais frequentemente ocorrem no campo, muitas vezes diferentes da compressão axial. Em seguida, esses conceitos são aplicados em análise do comportamento de muros de arrimo, aterros, escavações e estacas. Finalmente, é abordada a resistência ao cisalhamento residual, que não é abrangida pelas teorias de estado crítico.

Classificação das trajetórias de tensão

A classificação das *TTT*s segundo a direção é apresentada na figura 13.1, havendo quatro tipos principais: de compressão axial, de extensão axial, de extensão lateral e de compressão lateral.

A *TTT* de compressão axial é a que ocorre, por exemplo, sob o eixo de um aterro (figura 13.1a). As tensões verticais aumentam e a *TTT* cresce para a direita, com inclinação de 1:1, sendo esta a trajetória mais comum em ensaios triaxiais de laboratório, devido à facilidade de se aumentar a tensão-desvio e manter constante a tensão confinante. Pode-se afirmar que mais de 90% dos ensaios triaxiais correntes utilizam essa *TTT*, razão pela qual os ensaios *CU*, *CD* e *UU* estudados nos capítulos anteriores foram de compressão axial.

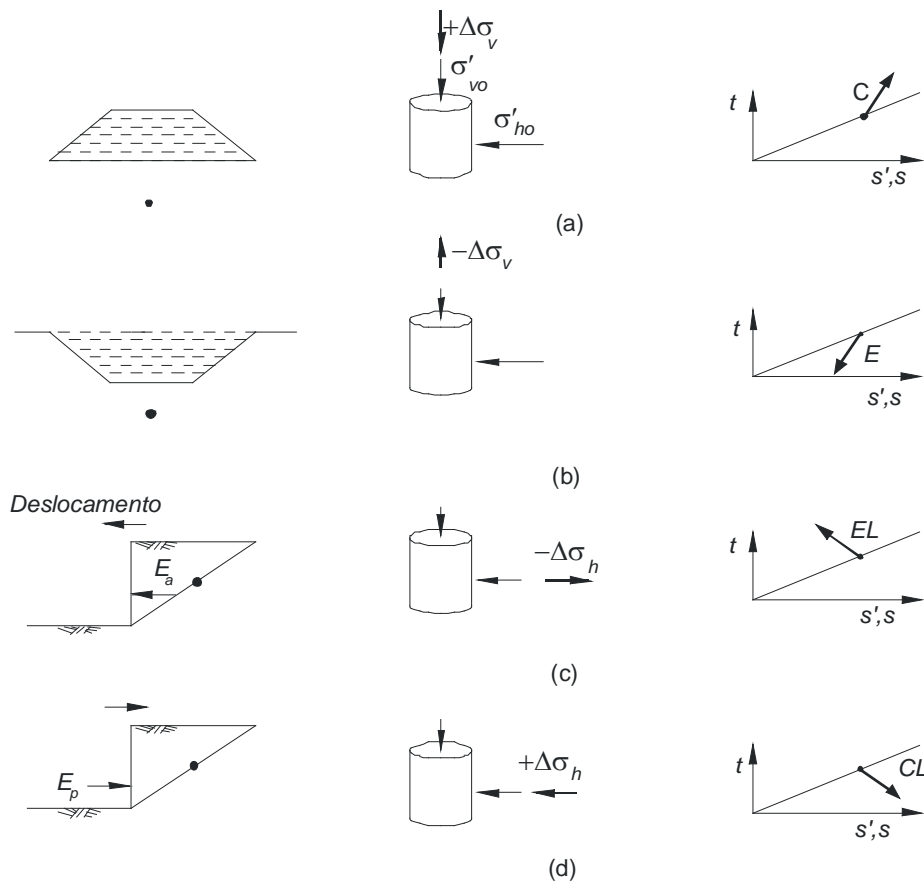


Fig. 13.1. Trajetórias de tensão mais frequentes: (a) compressão axial; (b) extensão axial; (c) extensão lateral; (d) compressão lateral

A *TTT* de extensão axial ocorre, por exemplo, sob o eixo de uma escavação em que há um alívio de carga vertical, enquanto as tensões horizontais se mantêm aproximadamente constantes. Os ensaios que seguem essa *TTT* são caracterizados pela sigla adicional *E* (por exemplo, *CIU-E* e *CID-E*). Conforme mostrado na figura 13.1b, essa *TTT* caminha para a parte inferior do programa *s:t*.

A *TTT* de extensão lateral ocorre, por exemplo, durante a execução de reaterro atrás de um muro de arrimo (figura 13.1c). O muro tende a se deslocar no sentido contrário ao do reaterro, o que provoca um alívio na tensão horizontal, enquanto a tensão vertical se mantém aproximadamente constante. Ensaios feitos com essa trajetória são raros e têm a sigla adicional *EL* (por exemplo, *CIU-EL*).

A *TTT* de compressão lateral ocorre, por exemplo, quando uma ponte é apoiada externamente em um muro existente, fazendo com que este tenda a se deslocar no sentido do terreno. Isto resulta em um acréscimo de carga horizontal, embora a tensão vertical permaneça constante, e a *TTT* corresponde caminha para a parte inferior do diagrama *s:t*. Ensaios feitos com essa trajetória também são raros e têm a sigla adicional *CL* (por exemplo, *CIU-CL*).

Outras duas trajetórias são empregadas em casos especiais, uma delas para simular a construção de

barragens de terra, em que as tensões totais σ_1 e σ_3 variam segundo uma relação K , definida por $K = \sigma_3/\sigma_1$, que é mantida constante (figura 13.2), representando a variação de tensões que ocorre no maciço da barragem.

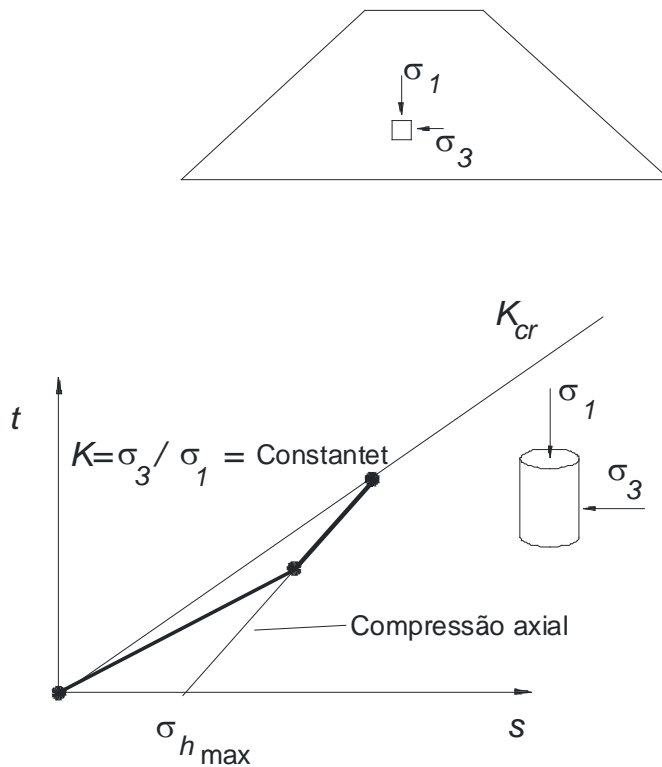


Fig. 13.2. Trajetórias de tensão no ensaio UKU para simulação da construção rápida de barragens de terra com $K = \sigma_3 / \sigma_1 = \text{constante}$

Os ensaios correspondentes são realizados sem drenagem e com medição de poropressões, aumentando-se as tensões totais segundo a relação K , e em seguida são rompidos por compressão axial. Esses ensaios, denominados mais adequadamente de *UKU* (e não *K*-constante, como preferem alguns construtores de barragens), foram objeto de um importante trabalho de Cruz (1967) sobre argilas compactadas utilizadas em núcleos de barragens.

A trajetória empregada para a análise do efeito das tensões in situ é a de reconsolidação nas tensões estimadas que ocorriam no solo antes da amostragem. As *TTEs* utilizadas estão indicadas na figura 13.3, sendo que os ensaios assim executados são identificados pela sigla adicional K_0 (por exemplo, *CK₀U* e *CK₀D*). A reconsolidação K_0 implica deformações horizontais nulas, como visto no capítulo 6.

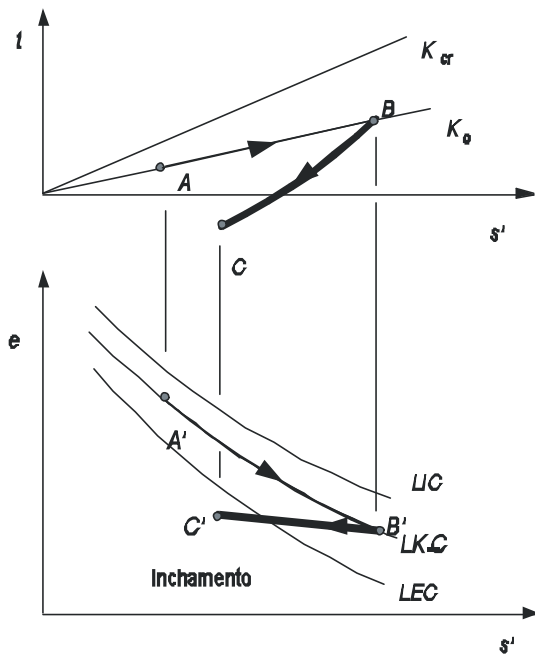


Fig. 13.3. Trajetória de consolidação anisotrópica K_0

Generalização do modelo de estado crítico

O modelo de estado crítico pode ser considerado como um *modelo generalizado*, pois é válido para qualquer trajetória de tensões que for aplicada em uma amostra. Além disso, segundo esse modelo, as tensões efetivas controlam o comportamento, independentemente das tensões totais. Para comportamento não drenado, isto é explicado na figura 13.4. Ressalta-se também que o modelo é *simétrico* em relação ao eixo p' ou s' .

Com efeito, um ensaio não drenado em argila NA tem a trajetória $A'B'$ horizontal no diagrama $s':e$ (figura 13.4c), pois o índice de vazios não pode ser alterado. O ponto A' pertence à LIC e o ponto B' , à LEC . As $TTEs$ correspondentes (figura 13.4b) partem do ponto A e atingem B_1 ou B_2 , conforme a TTT se dirija para a parte superior ou inferior do diagrama $s':t$. Entretanto, de acordo com o modelo de estado crítico, as $TTEs$ AB_1 ou AB_2 são simétricas em relação ao eixo dos s' . As curvas de tensão-deformação (figura 13.4a) são também simétricas e têm a mesma inclinação inicial, ou seja, o mesmo módulo de deformação.

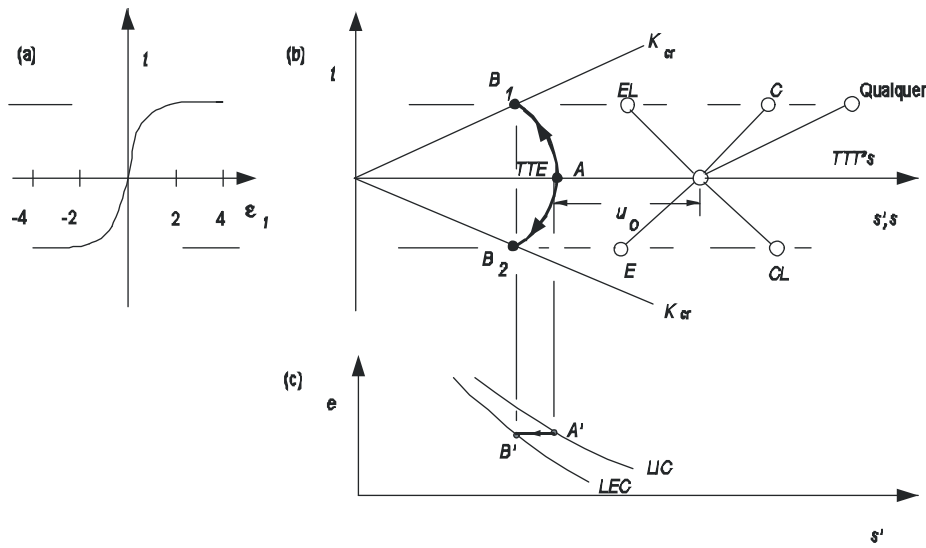


Fig. 13.4. Generalização do modelo de estado crítico: aplicação em ensaios não drenados com TTTs diversas

Aplicando-se quaisquer das *TTTs* indicadas na figura 13.4b, o comportamento em termos de pressões efetivas não pode ser alterado. Assim, as poropressões se ajustarão de forma a manter as *TTEs* indicadas. De fato, cada uma das *TTTs* provocará diferentes valores de Δu , o que pode ser verificado na figura 13.4b, pois a poropressão final de cada ensaio u_f é obtida pela distância entre os pontos finais correspondentes da *TTT* e da *TTE*. Por exemplo, o valor de u_f para o ensaio de extensão axial é determinado pela distância entre os pontos *E* e *B*₂. Neste caso, como $u_f < u_0$, Δu_f será negativo. Exatamente o contrário ocorre, por exemplo, no ensaio de compressão axial, em que Δu_f será positivo.

A generalização do comportamento em ensaios drenados é obtida considerando no modelo que o volume da amostra será alterado, de maneira que o ponto final das trajetórias esteja sempre sobre a *LEC* e a *K_{cr}*. Para a amostra *NA* da figura 13.5, a variação de volume para cada *TTE* aplicada é diferente: para as *TTEs* *AB* e *AC*, o índice de vazios diminui e, para as *TTEs* *AD* e *AE*, aumenta.

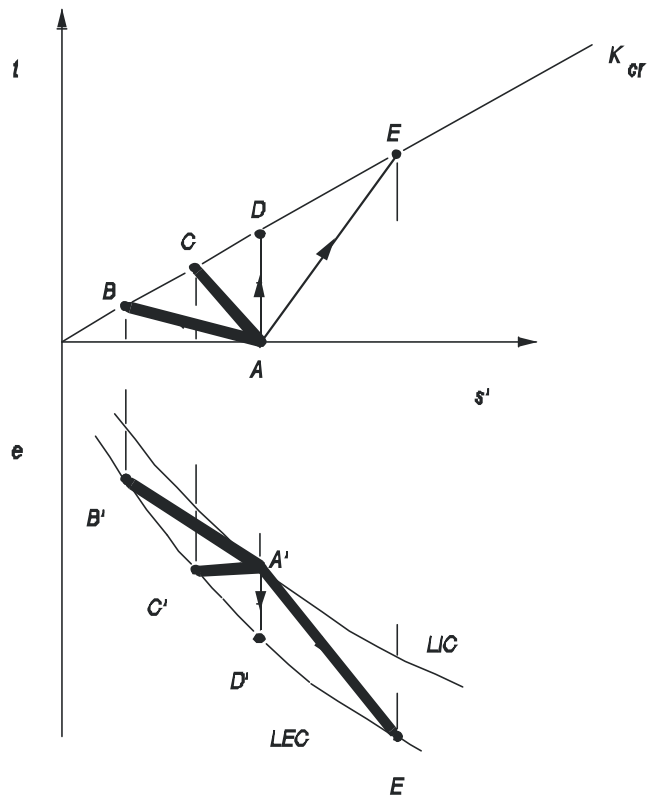


Fig. 13.5. Generalização do método de estado crítico: aplicação em ensaios drenados com TTEs diversas

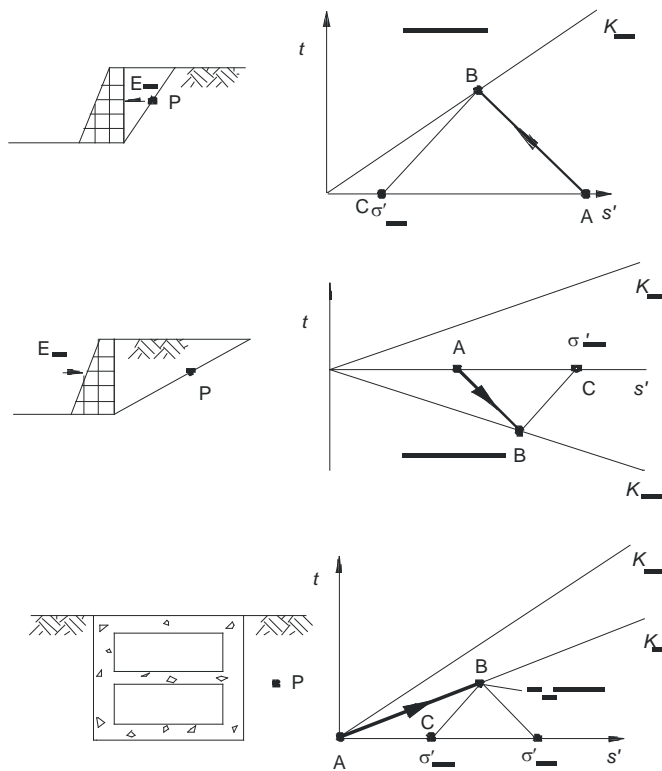
Análise de problemas práticos

A técnica das trajetórias de tensões é muito útil na análise de problemas práticos, como muros de arrimo, aterros, escavações e estacas.

Muros de arrimo

A figura 13.6 exemplifica muros de arrimo com reaterro executado em areia, com drenagem livre e, portanto, com as TTEs coincidindo com as TTTs. As tensões horizontais finais que atuarão no paramento do muro (desprezando-se o atrito solo-muro) podem ser obtidas através de um modelo muito simples, que forma a base da teoria de Rankine (*On the stability of loose earth*, Phil Transactions, Royal Society, London, 1857) para o cálculo de empuxos de terra. O modelo considera três estados: *ativo*, *passivo* e K_0 .

O *estado ativo* (figura 13.6a) é alcançado pelo ponto P , devido aos deslocamentos sofridos pelo muro à medida que se reaterra. Isto provoca um alívio na tensão horizontal e a TTE é AB de extensão lateral. O estado final B é denominado *estado ativo* e a tensão efetiva horizontal correspondente é σ'_{ha} .



O estado passivo (figura 13.6b) é a consequência dos deslocamentos do muro no sentido do reaterro devido a uma carga aplicada, como a fundação de uma ponte que se apóia sobre o muro. A TTE é AB de compressão lateral, à medida que as tensões horizontais aumentam, e a tensão efetiva horizontal correspondente é σ'_{hp} .

O estado K_0 (figura 13.6c) ocorre no terreno in natura durante o processo de formação dos solos, quando não há deformações laterais significativas. Uma situação equivalente pode ocorrer na vizinhança de uma estrutura muito rígida que impeça qualquer deslocamento do terreno. A TTE coincide com a linha K_0 e a tensão efetiva horizontal correspondente é σ'_{ho} .

Aterro sobre solo mole construído em uma etapa

A figura 13.7 apresenta o diagrama $s':t:e$ para um ponto sob o eixo de um aterro construído rapidamente, em uma etapa, sobre fundação mole. Admitindo-se comportamento não drenado, a TTE é AB e não atinge a linha K_{cr} , pois a construção é paralisada antes da ruptura. No ponto B, a segurança quanto à ruptura é mínima. A TTT correspondente é AC de compressão axial. Os trechos BC e B'C' correspondem ao adensamento e à dissipação de poropressões, admitindo que as tensões totais não variam. Como a TTE caminha de B para C à medida que as poropressões se dissipam, fica-se mais longe da ruptura e o fator de

segurança da obra aumenta.

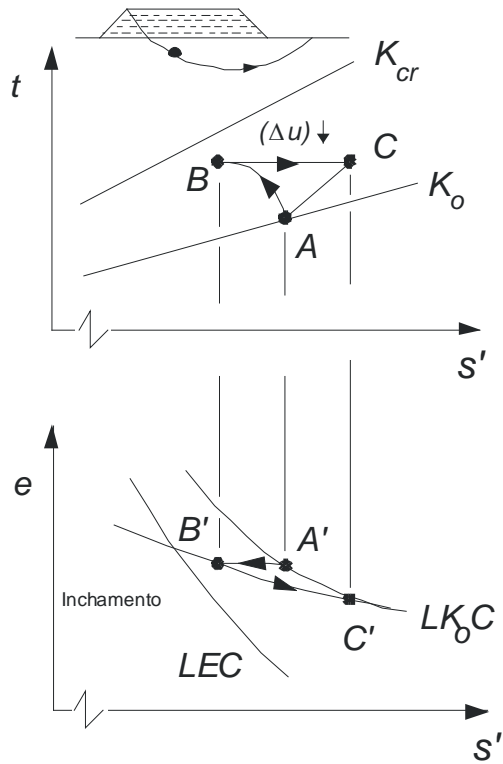


Fig. 13.7. Interpretação do comportamento de aterro sobre solo mole construído em uma etapa, via trajetórias de tensão

Aterro sobre solo mole construído em duas etapas

Quando o carregamento total a ser aplicado excede a capacidade de carga da fundação, uma das alternativas de projeto é executá-la em etapas, paralisando-se a obra para permitir a dissipação parcial de poropressões. Isto resulta em um ganho de resistência não drenada. Na primeira etapa, a TTE é AB (figura 13.8), paralisada antes de atingir a ruptura em C . A resistência não drenada inicial é c_{uo} . O tempo de paralisação permite a dissipação de poropressões, e a TTE caminha de B para D .

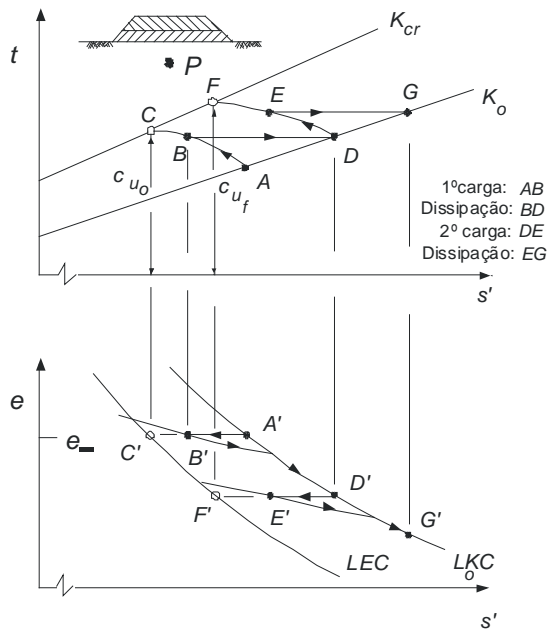


Fig. 13.8. Interpretação do comportamento de aterro sobre solo mole construído em etapas, via trajetórias de tensão

Reiniciando a construção em *D*, a TTE atinge *E* rapidamente em condições não drenadas e a obra é novamente paralisada, antes da ruptura em *F*. A ordenada de *F* corresponde à resistência não drenada final c_{uf} , que é maior que a inicial c_{u0} , demonstrando que o material ganhou resistência.

Escavação em solo mole

Os engenheiros de dragagem conhecem bem o fenômeno da suavização de taludes dragados, após a escavação: é comum dragar um canal submerso em solo mole com talude íngreme, por exemplo, de 1:1, e após alguns dias ou semanas observar a suavização gradativa deste até a estabilização, com, por exemplo 1:6. Isto pode ser facilmente explicado com o auxílio do diagrama $s':t:e$ da figura 13.9.

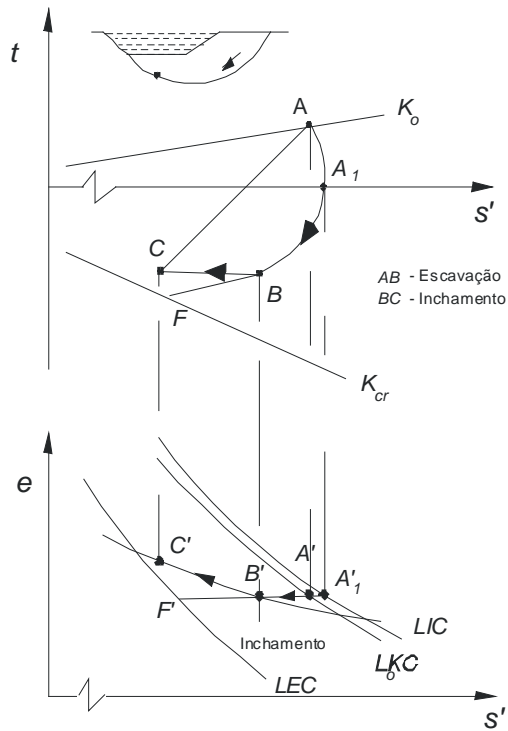


Fig. 13.9. Interpretação da estabilidade com o tempo de escavação em solo mole, via trajetórias de tensão

Verifica-se que a TTT é AC de extensão axial, aplicada rapidamente em condições não drenadas, sem variação do índice de vazios. A TTE é AA_1B , paralizada em B antes da ruptura, que ocorreria em F se a escavação prosseguisse. Ora, com o ponto C da TTT está à esquerda do ponto B da TTE , os acréscimos de poropressões são *negativos*, mas com o tempo tenderão a alcançar o equilíbrio em C . À medida que se caminha de B para C , aproxima-se da linha K_{cr} e o fator de segurança diminui após a paralisação da escavação, o que pode levar à ruptura dentro de algum tempo.

Estaca em argila NA

O interesse no desenvolvimento de métodos de previsão de capacidade de carga de estacas, com base nas tensões efetivas (eg Kraft, 1982), tem levado à análise das tensões no elemento de solo P em contato com o fuste da estaca, conforme apresentado na figura 13.10.

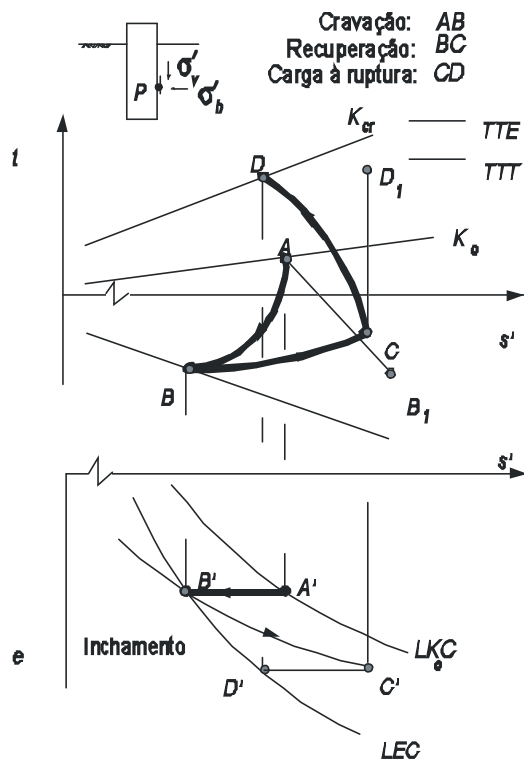


Fig. 13.10. Interpretação do comportamento de estaca instalada em argila NA, via trajetórias de tensão

A cravação da estaca permite supor que o elemento P será suficientemente tensionado em condições não drenadas, seguindo a trajetória AB e atingindo o estado crítico em B . Em seguida, as poropressões se dissipam e as tensões totais relaxam. A relaxação é o fenômeno da diminuição ou alívio de tensões totais ou efetivas, sem que haja alteração nas deformações. É exatamente o contrário da fluência ou adensamento secundário mencionado no capítulo 6.

A dissipação das poropressões e a relaxação das tensões totais provocam o que se denomina de recuperação da estaca. Isto significa um ganho de resistência e de capacidade de carga com o tempo, pois as poropressões se dissipam em algumas semanas. Ao final da recuperação, o elemento considerado estará em C , mais longe da linha K_f e, portanto, da ruptura. Imaginando agora que a estaca seja carregada rapidamente até a ruptura, a TTE será CD e o estado crítico será alcançado em D .

Durante o carregamento da estaca, as tensões totais aplicadas no elemento P serão fundamentalmente de cisalhamento. Isso significa que o valor de q ou t será alterado, mantendo-se constante o valor da tensão total média p ou s (Lopes, 1985). A TTT terá direção vertical, sendo representada na figura 13.10 pelo segmento vertical AD_1 .

Estaca em argila PA

Esse caso é semelhante ao anterior, exceto quanto às tensões iniciais e ao índice de vazios inicial no elemento P , em contato com o fuste (figura 13.11), que são caracterizados pelos pontos A e A' , respectivamente abaixo da linha K_0 e do lado seco da LEC .

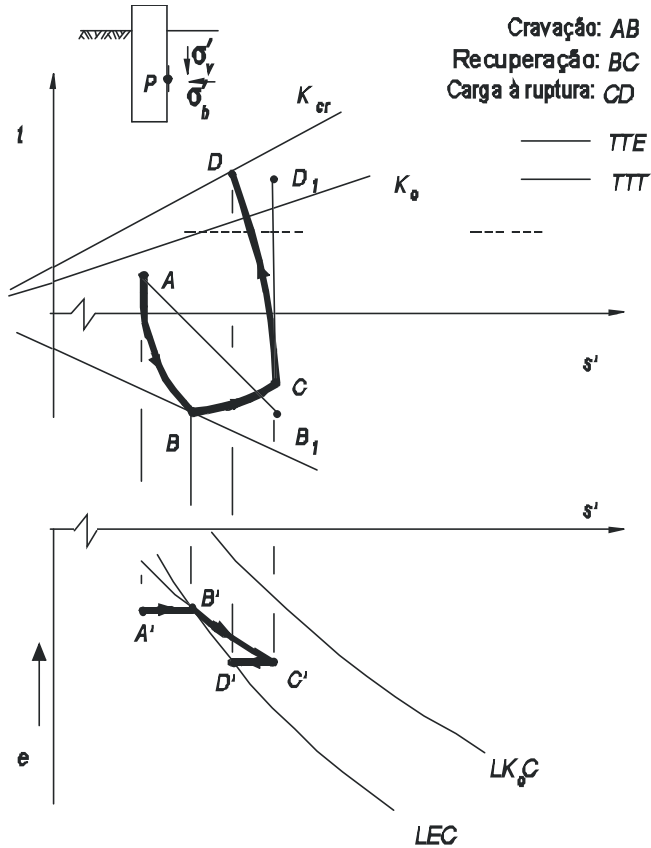


Fig. 13.11. Interpretação do comportamento de estaca instalado em argila PA, via trajetórias de tensão

Resistência ao cisalhamento residual

A resistência residual ao cisalhamento ocorre nos solos argilosos quando sujeitos a deformações enormes, da ordem de metros, verificando-se, por exemplo, em encostas sujeitas a deslizamentos antigos e a grandes movimentos de massa.

A resistência residual, entretanto, não é abrangida pelas teorias de estado crítico, pois estas se aplicam somente à condição final, enquanto a massa de solo ainda se desloca como um *meio contínuo* e as partículas têm orientação randômica. Quando a ruptura da massa de solo ocorre segundo um plano bem definido de deslizamento, partículas em sua vizinhança se alinham segundo a direção da ruptura, ocorrendo então a situação residual. Esses conceitos são apresentados na figura 13.12 para uma areia densa bem graduada e uma argila PA.

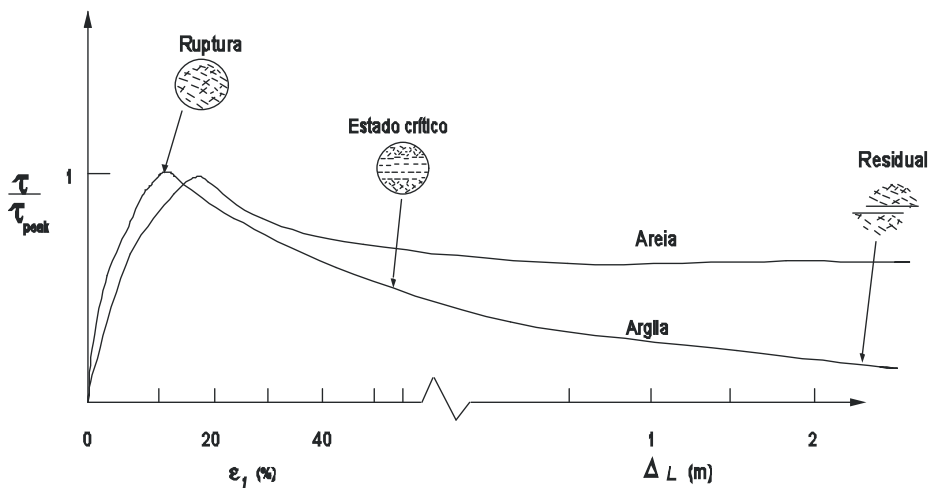


Fig. 13.12. Curvas de tensão-deformação para areia pura densa e argila PA, indicando pico, estado crítico e estado residual

Na areia, a condição de pico se caracteriza pelo grande entrosamento entre grãos, conforme estudado no capítulo 9. Com o prosseguimento das deformações, a areia dilata e atinge o estado crítico com os grãos mais afastados e desentrosados. Prosseguindo os deslocamentos, não há mais queda de resistência, pois o atrito é devido ao rolamento e ao deslizamento entre grãos, que não sofrem grandes alterações.

Já a argila PA apresenta um pico e, em seguida, atinge a condição de estado crítico a grandes deformações, em que as partículas têm orientação randômica. Prosseguindo os deslocamentos, formam-se um plano de deslizamento e uma *descontinuidade*, segundo os quais há uma direção preferencial de orientação das partículas.

Os parâmetros efetivos de resistência residual (c'_r , ϕ'_r) podem ser muito inferiores aos de pico, como apresentado no quadro 13.1.

Quadro 13.1. Exemplo de parâmetros residuais, de pico e de estado crítico

Parâmetros efetivos de resistência	c' (kPa)	ϕ' (graus)
Pico	10	35
Estado crítico	0	30
Residual	0	17

A determinação da resistência residual pode ser feita através de retroanálise de deslizamentos de encostas ou de ensaios especiais em que se simulam grandes deslocamentos, conforme detalhado por Fell e Jeffery (1987). Entre os ensaios que podem ser empregados estão o de cisalhamento direto com reversões múltiplas, em que a caixa de cisalhamento se desloca muitas vezes para cada lado, revertendo-se o sentido do deslocamento a cada etapa, ou o de cisalhamento torcional, comentado no capítulo 8.

Como exemplo, a figura 13.13 apresenta resultados de uma investigação conduzida por Massad et al (1981) em argilas da região de Curitiba, denominadas localmente de *sabão de caboclo* por acarretar problemas de expansão e estabilidade de taludes. Após reversões múltiplas na caixa de cisalhamento direto, o ângulo de atrito do material decresce de 21 para 10°, o que pode explicar a origem de vários problemas geotécnicos comuns na área de Curitiba.

As figuras 13.14 a 13.16 apresentam resultados de resistência residual para diversas argilas, os quais permitem avaliar preliminarmente o valor de ϕ'_r em função da fração de argila (% de material $< 2 \mu\text{m}$) e dos limites de Atterberg.

Exercícios

- 13.1. Em que condições deve ser aplicada a resistência ao cisalhamento residual de uma argila e de uma areia, e como determiná-la?

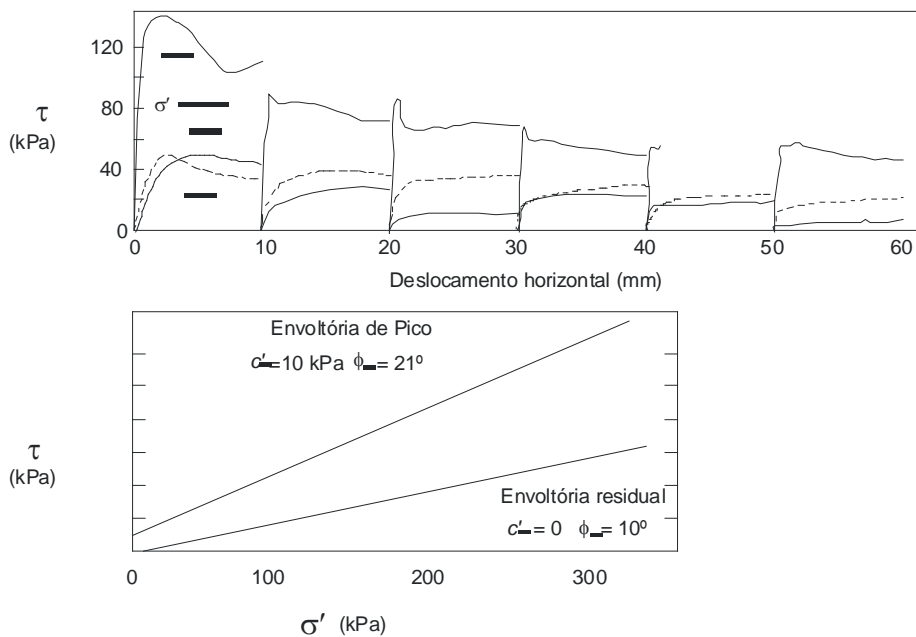


Fig. 13.13. Ensaio de cisalhamento direto drenado com reversões múltiplas em argila de Curitiba (Massad et al, 1981).

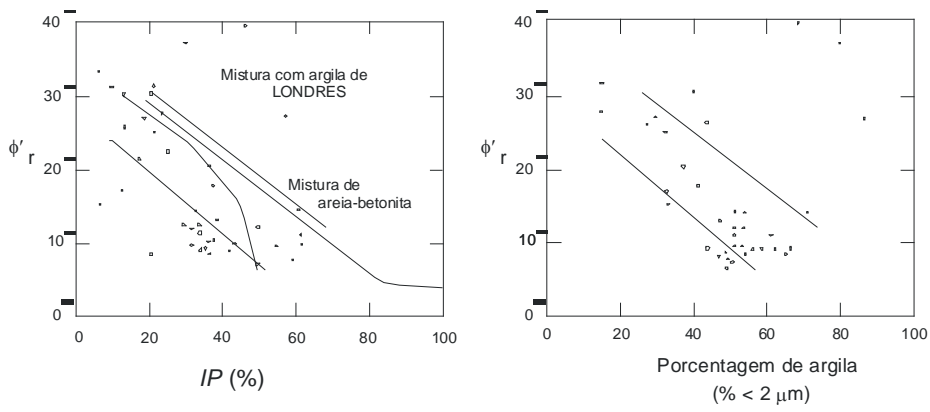


Fig. 13.14. Relação entre ϕ'_r , teor de argila e IP (Lupini et al, 1981)

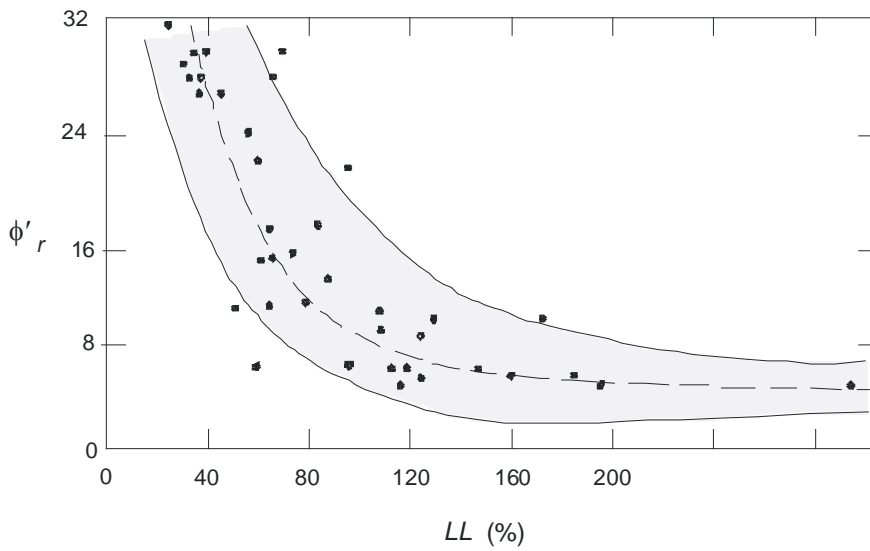


Fig. 13.15. Relação entre ϕ'_r e LL (Mesri et al, 1986)

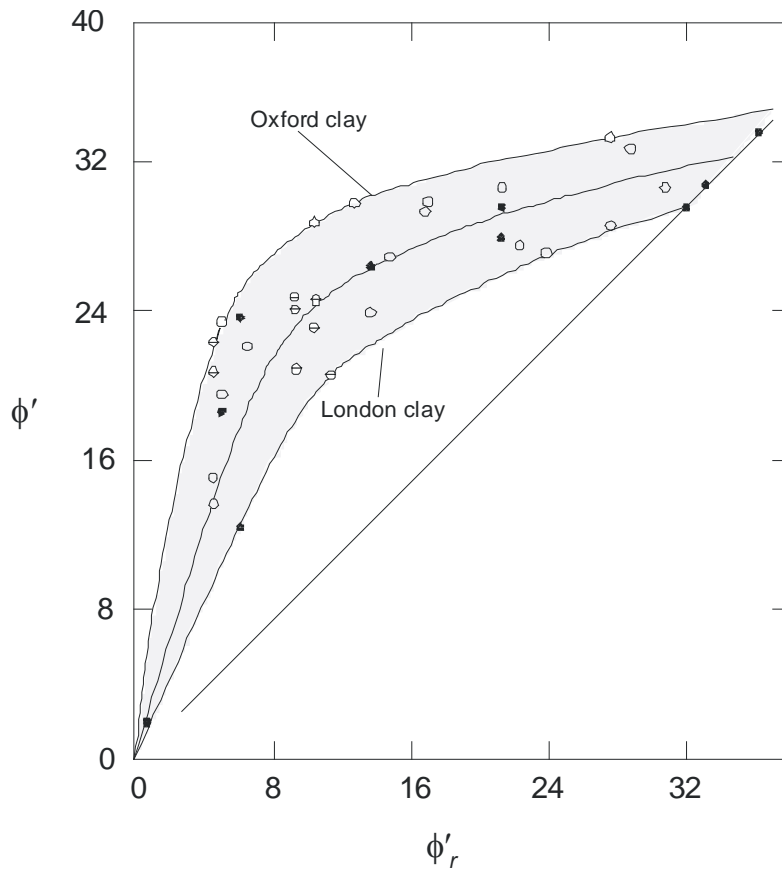


Fig. 13.16. Relação entre ϕ'_r e ϕ' (Mesri et al, 1986)

- 13.2. Para uma argila com $\phi' = 33^\circ$ e LIC com $C_0 = 1,3$, $C_s = 0,02$ e $e_{cs} = 6,5$, pede-se: (a) definir a equação da LEC; (b) considerando a realização de ensaios CIDs de compressão e extensão axiais e laterais, iniciando a fase de cisalhamento com $s' = 150$ kPa, obter o índice de vazios nas condições de estado crítico para cada ensaio; (c) idem, pra ensaios CIU, desejando-se porém o valor da variação das poropressões; (d) repetir (b) e (c) para CPs consolidados anisotropicamente, com $K_0 = 0,6$ e tensão confinante lateral de 200 kPa; localizar a LK_0C com $e_{co} = 6,1$.
- 13.3. Para um ponto ao longo do fuste de uma estaca a ser cravada em argila normalmente adensada, esquematizar a TTE durante as fases de cravação e de dissipação de poropressões (geradas durante a cravação) e durante o carregamento muito lento até a ruptura.
- 13.4. Idem, em argila muito pré-adensada.
- 13.5. Idem, em areia compacta.

Cap 14. CAM-CLAY

Introdução

Este capítulo resume as bases teóricas e as equações dos modelos elastoplásticos denominados Cam-Clay, que permitem o cálculo de deformações. Com isso, pretende-se demonstrar a potencialidade dos modelos de estado crítico, sem entretanto apresentar todos os detalhes teóricos. São incluídos exemplos de simulação teórica de deformações e tensões em ensaios triaxiais utilizando um programa de computador denominado *Cris*.

As deduções das equações e um estudo mais abrangente sobre a teoria da plasticidade não fazem parte do escopo deste livro, recomendando-se para tal os trabalhos de Britto e Gunn (1987), Desai e Siriwardane (1984), Bolton (1979) e Schofield e Wroth (1968).

Modelo elastoplástico

As deformações em um modelo elastoplástico podem ser tratadas nos domínios elástico e plástico separadamente. A figura 14.1 apresenta um diagrama $e:\log s'$ de um solo que se deforma do ponto *A* ao *C*. A trajetória de deformação *AC* pode ser decomposta em *AB* e *BC*, sendo a primeira ao longo da linha de inchamento e a segunda, vertical. Como estudado no capítulo 6, as deformações ao longo da linha de inchamento são pequenas e reversíveis e, portanto, *elásticas*, ao contrário das que ocorrem ao longo de *BC*, que são irreversíveis e *plásticas*.

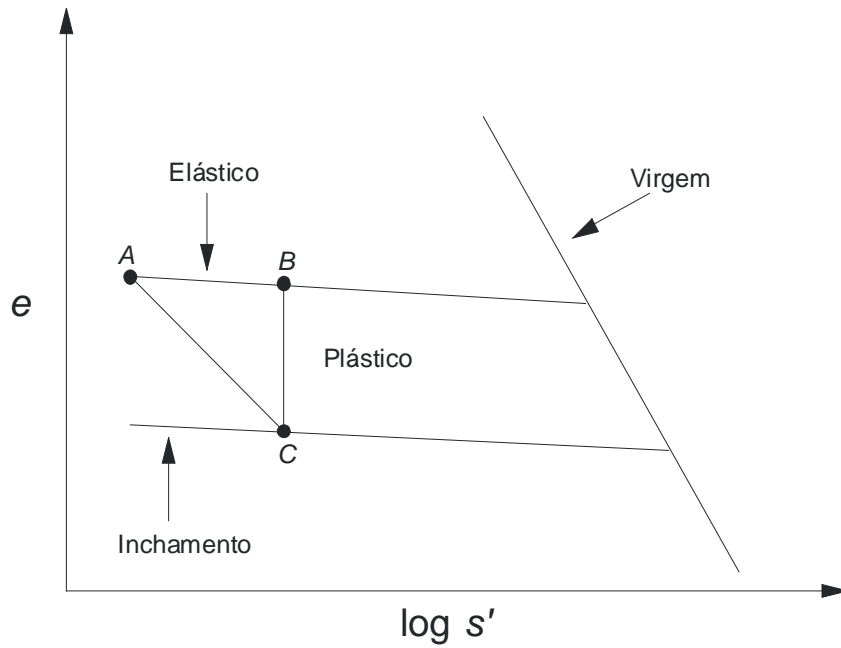


Fig. 14.1. Decomposição de deformação volumétrica em elástica e plástica

A energia ou trabalho de deformação W é obtida por uma equação do tipo (Timoshenko e Goodier, 1951):

$$W = \sigma'_1 \varepsilon_1 + \sigma'_2 \varepsilon_2 + \sigma'_3 \varepsilon_3$$

Eq. 14-83

No domínio elástico, os materiais armazenam a energia de deformação, enquanto no domínio plástico, parte dessa energia é dissipada por atrito sob a forma de calor. Então:

$$W = W_{\text{armazenado}} + W_{\text{dissipado}}$$

Eq. 14-84

Os modelos elastoplásticos diferem quanto às hipóteses que são admitidas quanto à dissipação da energia durante o regime plástico.

Curva de tensão-deformação e escoamento

A figura 14.2 mostra o aspecto da curva de tensão-deformação segundo um modelo elastoplástico. O solo se deforma elasticamente até o ponto E , onde tem início o *escoamento*, ou seja, além das deformações

elásticas ε^e , o material admite também deformações plásticas ε^p , sendo a deformação total ε calculada pela soma de ambas:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

Eq. 14-85

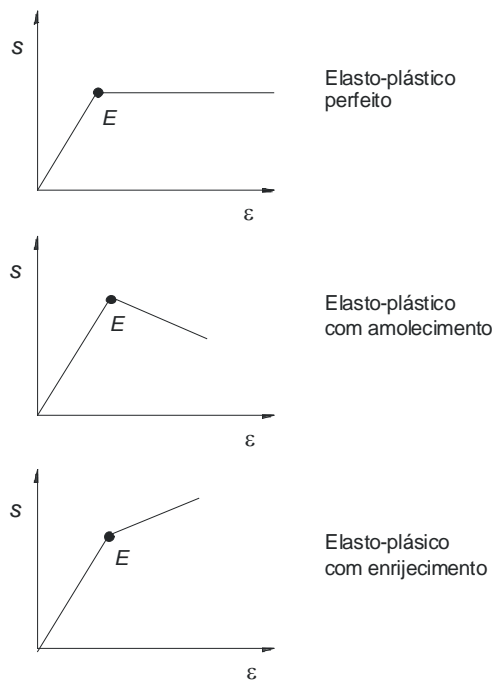


Fig. 14.2. Curvas de tensão-deformação segundo modelos elastoplásticos

Após o início do escoamento, distinguem-se três casos quanto ao aspecto da curva de tensão-deformação: no primeiro (figura 14.2a), as deformações aumentam indefinidamente sob resistência constante, caracterizando um material elastoplástico *perfeito*; no segundo (figura 14.2b), há queda na resistência com o aumento das deformações, o que caracteriza um *amolecimento*; no terceiro, ocorre aumento de resistência após o escoamento (figura 14.2c), o que se denomina de *endurecimento* ou *enrijecimento*.

A determinação do ponto E , de início do escoamento, é feita nos modelos elastoplásticos através de uma superfície de escoamento (figura 14.3), cuja determinação experimental através de ensaios triaxiais é estudada no capítulo 11. Abaixo dessa superfície, admite-se que as deformações sejam puramente elásticas. Com efeito, em uma *TTE* qualquer AE , conforme indicado na figura 14.4, o ponto de início do escoamento E ocorrerá quando a *TTE* tocar a superfície de escoamento.

Os modelos elastoplásticos diferem, entretanto, quanto à forma ou à equação matemática assumida para representar a superfície de escoamento. Nos itens seguintes são apresentados dois modelos – Cam-Clay e

Cam-Clay Modificado – que incorporam o conceito de estado crítico mas apresentam superfícies de escoamento diferentes.

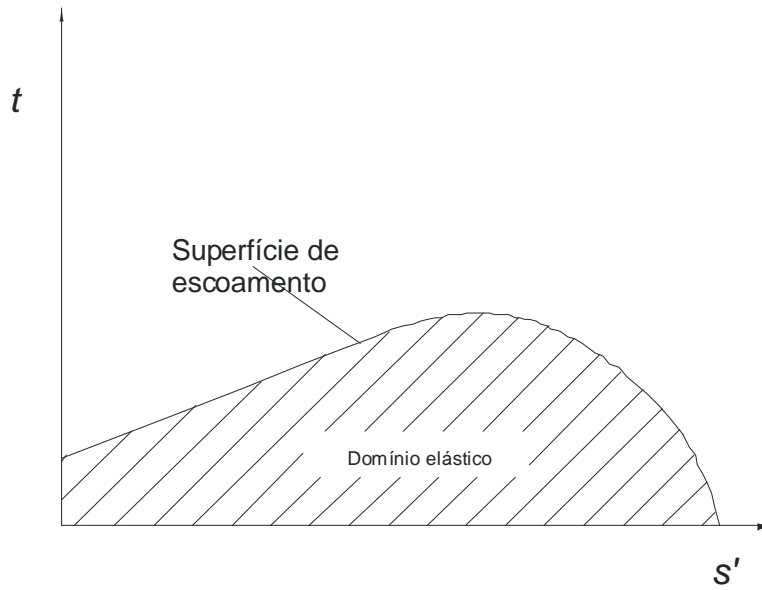


Fig. 14.3. Superfície limite de estado SLE sob a qual as deformações são puramente elásticas

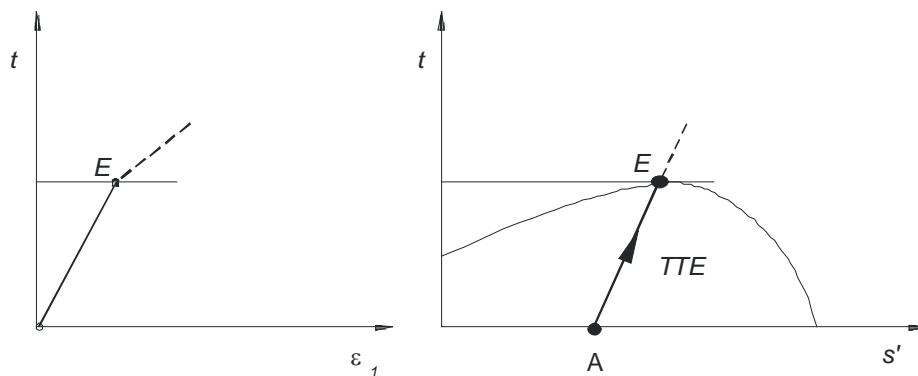


Fig. 14.4. (a) Curva de tensão-deformação com comportamento elástico até o ponto E, em que a TTE toca a (b) curva de escoamento

Diagrama $p':q:e$

Nas equações dos modelos Cam-Clay são utilizadas as notações do diagrama $p':q:e$, ou $p':q:v$, onde v é o volume específico, igual a $v = 1 + e$. Essas notações são diferentes das empregadas até agora neste livro (ou seja, $s':t:e$), mas o aspecto dos diagramas obtidos é muito parecido. As figuras 14.5 e 14.6 e os quadros 14.1 e 14.2 comparam os dois diagramas e os parâmetros empregados. Deve-se observar que as equações da LEC e da LIC foram deduzidas para as abscissas $\log s'$, enquanto na notação de Cambridge as abscissas são $\ln p'$.

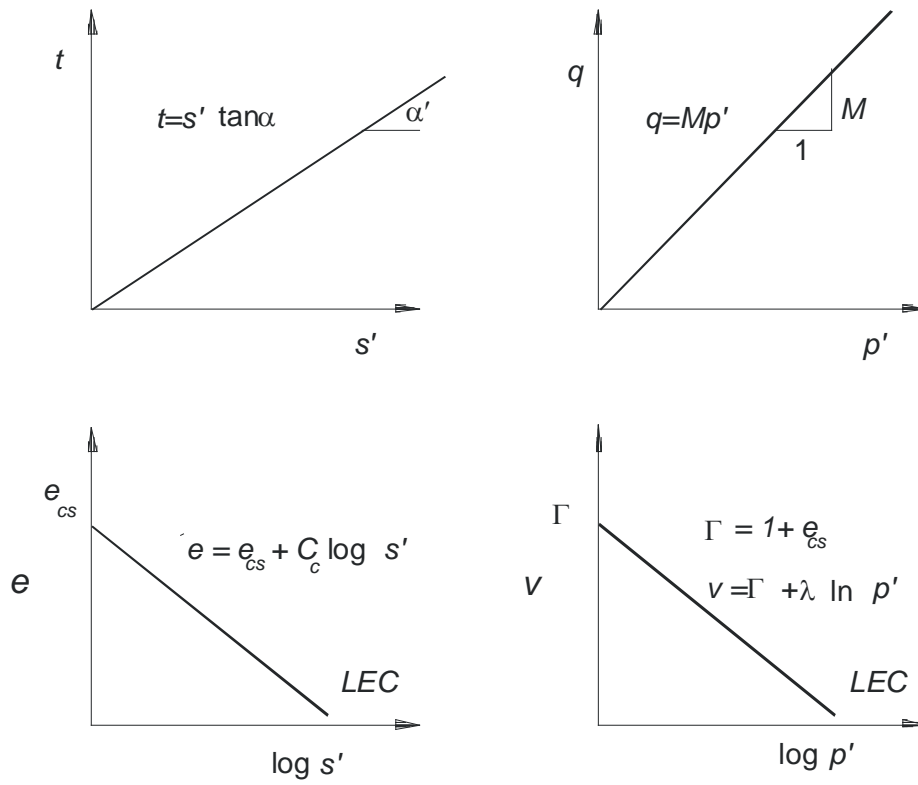


Fig. 14.5. Comparação entre a envoltória de estado crítico e a LEC nos diagramas $s':t:e$ e $p':q:v$

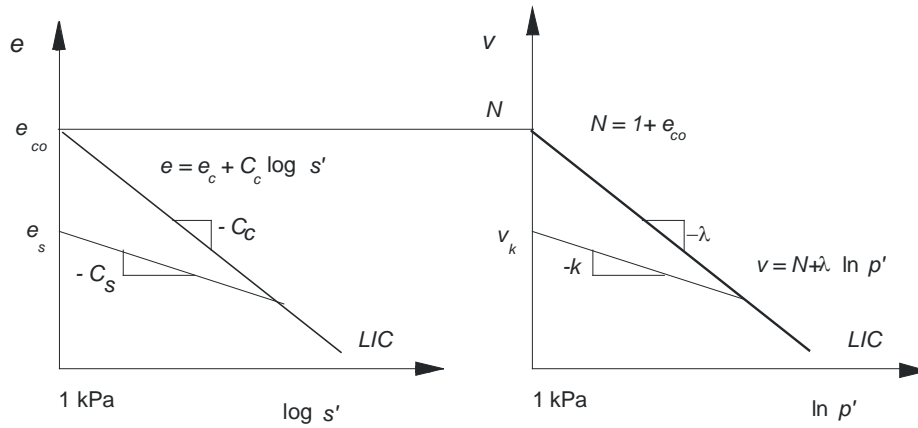


Fig. 14.6. Equação da LIC nos diagramas $s':t:e$ e $p':q:v$

Quadro 14.1. Relação entre os parâmetros nos diagramas $s':t$ e $p':q$

Nome	Diagrama $s':t:e$	Diagrama $p':q:v$ ou e	Relação entre parâmetros	Eq
Variável	s'	p'	$p' = \frac{1}{3}(3s' - t)$	14.4(a)
Variável	t	q	$q = 2t$	14.5
Variável	e	e ou v	$v = 1 + e$	14.6(b)
Envoltória de resistência	de $\tan \alpha'$	M	$M = \frac{6 \text{sen } \phi'}{3 - \text{sen } \phi'}$	14.7
<i>LEC</i>	e_{cs}	Γ	$\Gamma = e_{cs} + 1$	14.8
<i>LEC</i>	C_c	λ	$\lambda = C_c / 2,3$	14.9
<i>LIC</i>	e_c	N	$N = e_c + 1$	14.10
Linha de inchamento	de e_s	v_k	$v_k = e_s + 1$	14.11
Linha de inchamento	de C_s	κ	$\kappa = C_s / 2,3$	14.12

(a) Caso axissimétrico, com $\sigma'_2 = \sigma'_3$

(b) v = volume específico

Quadro 14.2. Equações nos diagramas $s':t$ e $p':q$

Nome	Diagrama $s':t:e$	Diagrama $p':q:e$	Eq
Envoltória de resistência	$t = s' \tan \alpha$	$q = Mp'$	14.13
<i>LEC</i>	$e = e_{cs} + C_c \log s'$	$v = \Gamma + \lambda \ln p'$	14.14
<i>LIC</i>	$e = e_c + C_c \log s'$	$v = N + \lambda \ln p'$	14.15
Linha de inchamento	$e = e_s + C_s \log s'$	$v = v_k + \kappa \ln p'$	14.16
Inclinação da <i>TTE</i>	$K = \sigma'_3 / \sigma'_1$	$\eta = q / p'$	14.17

Equação da superfície de escoamento

As hipóteses sobre a dissipação de energia durante a deformação plástica levaram (Schofield e Wroth, 1968) à seguinte equação para a superfície de escoamento do modelo Cam-Clay, cuja representação gráfica consta da figura 14.7a:

$$q = Mp' \ln (p'_m / p')$$

Eq. 14-86

onde o parâmetro p'_m corresponde à pressão isotrópica de pré-adensamento.

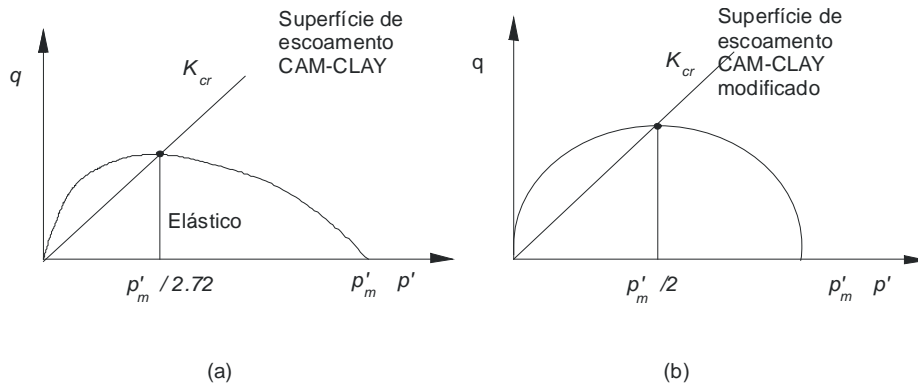


Fig. 14.7. Diferentes curvas de escoamento adotadas nos modelos: (a) Cam-Clay e (b) Cam-Clay Modificado

O modelo Cam-Clay pode ser considerado um importante avanço na simulação teórica do comportamento de solos, mas, como todo modelo, apresenta deficiências. A análise destas deficiências através de comparações com resultados experimentais torna possível a introdução de melhoramentos, como fez Burland (1967), que propôs o modelo denominado Cam-Clay Modificado, cuja superfície de escoamento tem a forma de uma elipse (figura 14.7b) com a seguinte equação:

$$M^2 p'^2 - M^2 p'_m p' + q^2 = 0$$

Eq. 14-87

Rearranjando os termos, obtém-se:

$$q = M p' \sqrt{\frac{p'_m}{p'} - 1}$$

Eq. 14-88

Deformações

A partir da equação 14.1, é possível relacionar a energia de deformação com os valores dos invariantes de tensão p' e q (eg Schofield e Wroth, 1968), através da equação:

$$W = q \varepsilon_s + p' \varepsilon_v$$

Eq. 14-89

onde ε_s e ε_v são definidos como deformações cisalhantes e volumétricas, dadas por:

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$$

Eq. 14-90

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_1 + 2\varepsilon_3)$$

Eq. 14-91

onde ε_1 e ε_3 são as deformações específicas principais do corpo-de-prova. Os valores de ε_s e ε_v podem ser expressos como a soma dos componentes elástico e plástico, de acordo com a equação 14.3:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_s^e + \varepsilon_s^p$$

Eq. 14-92

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p$$

Eq. 14-93

Equações similares são válidas para incrementos de deformação:

$$d\varepsilon_s = d\varepsilon_s + d\varepsilon_s$$

Eq. 14-94

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p$$

Eq. 14-95

Nos modelos Cam-Clay e Cam-Clay Modificado são feitas hipóteses para as deformações nas fases elástica e plástica. Na fase elástica, as hipóteses são de:

- (a) incremento infinitesimal de deformação volumétrica elástica $d\varepsilon_v^e$, calculado a partir da equação da linha de inchamento (equação 14.16), derivando-a para obter o efeito de uma pequena variação de p' ; daí, vem

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa dp'}{1 + e p'}$$

Eq. 14-96

- (b) incremento infinitesimal de deformação cisalhante elástica $d\varepsilon_s^e$, obtido pelas equações da lei de Hooke

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G}$$

Eq. 14-97

onde G é o módulo cisalhante.

Na fase plástica, as deformações volumétricas são obtidas pelo que se denomina em plasticidade de *lei de endurecimento*, que no modelo Cam-Clay é:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{de^p}{1 + e} = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left(\frac{dp'}{p'} + \frac{d\eta}{M} \right)$$

Eq. 14-98

O cálculo do incremento de deformação plástica cisalhante $d\varepsilon_s^p$, é feito a partir do que se denomina em

plasticidade de lei de escoamento, que para o modelo Cam-Clay é:

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{1}{M - \eta}$$

Eq. 14-99

As equações para o cálculo das deformações plásticas no modelo Cam-Clay Modificado são:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{de^p}{1+e} = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \left(\frac{dp'}{p'} + \frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} \right)$$

Eq. 14-100

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2}$$

Eq. 14-101

Simulação automática de ensaios triaxiais

Através da simulação teórica pelos modelos de estado crítico e da comparação com resultados de ensaios, podem ser analisadas as potencialidades desses modelos. Para resolver automaticamente as equações, foi desenvolvido um programa de computador denominado *Cris*, que permite traçar os diagramas $p':q:e$ ou $s':t:e$ e, com isto, simular ensaios triaxiais através dos modelos Cam-Clay ou Cam-Clay Modificado. Esse programa se baseia em um anterior, também desenvolvido na UFRJ (Almeida et al, 1987), denominado Cam-Clay X.

O programa *Cris*, distribuído em forma executável para microcomputadores tipo IBM-PC, é fornecido gratuitamente com este livro. O programa tem objetivo didático, mas pode ser útil também na previsão do comportamento de ensaios e no estudo de ajustamento de parâmetros. O programa é auto-explicativo e interage com o usuário através de menus. As fases de utilização são explicitadas a seguir.

Entrada de dados

O primeiro menu é o da entrada de dados feita pelo teclado. O programa perguntará os valores dos parâmetros de estado crítico ϕ_{cr} , C_c , C_s , G e e_{cs} . A seleção desses parâmetros é feita através de ensaios, cujos resultados devem ser aferidos por correlações, como as apresentadas em capítulos anteriores. Para

facilitar o usuário inexperiente, o programa assume alguns valores como *default*, ou seja, basta selecionar *OK* e teclar *Enter* para o programa assumir automaticamente os valores do quadro 14.3, obtidos de uma argila mole de alta plasticidade, conforme explicado a seguir.

Quadro 14.3. Dados de entrada do programa *Cris*

Parâmetro de estado crítico	Valor adotado
ϕ'	30°
C_c	2
C_s	0,3
G	2.000 kPa
e_{cs}	5

Para uma argila mole de alta plasticidade, o valor de ϕ' pode ser estimado pela figura 10.9 em função de IP . As correlações apresentadas no capítulo 6 permitem avaliar C_c , e o valor de C_s pode ser tomado como uma fração de C_c da ordem, por exemplo, de 10 a 20%.

O módulo cisalhante G das argilas pode ser avaliado através da relação G/c_u , que é aproximadamente função de IP , como apresentado na figura 14.8. Para IP entre 50 e 100%, pode-se estimar $G/c_u = 200$. Supondo $c_u = 10$ kPa, obtém-se $G = 2.000$ kPa.

O valor de e_{cs} pode ser obtido a partir de ensaios triaxiais tipo *CIU*, extrapolando-se a *LEC* para um valor de $p' = 1$ kPa. Alternativamente, podem ser empregados ensaios oedométricos.

Definição do ensaio

Nesta fase, o programa *Cris* pergunta:

- o tipo de diagrama desejado, de Cambridge $p':q$ ou de MIT $s':t$; no exemplo adotado, optou-se pelo segundo;
- o valor inicial de p' ou s' , isto é, o valor correspondente ao início da *TTE* do ensaio, tendo-se adotado $s' = 150$ kPa;
- o valor do *OCR*, sendo o default de 1,33;
- as condições de drenagem do ensaio, *não-drenado* ou *drenado*, tendo-se optado pelo primeiro;

- (e) a inclinação da TTT , tendo-se selecionado uma relação $ds/dt = 1$;
- (f) o incremento de deformação cisalhante $d\varepsilon_s$ a ser aplicado internamente pelo programa a cada passo de cálculo; o valor selecionado deve ser pequeno, por exemplo, 0,2%;
- (g) o tipo de ensaio, de *compressão* ou de *extensão*, tendo-se optado pelo primeiro;
- (h) o modelo adotado, *Cam-Clay* ou *Cam-Clay Modificado*, tendo-se optado pelo segundo.

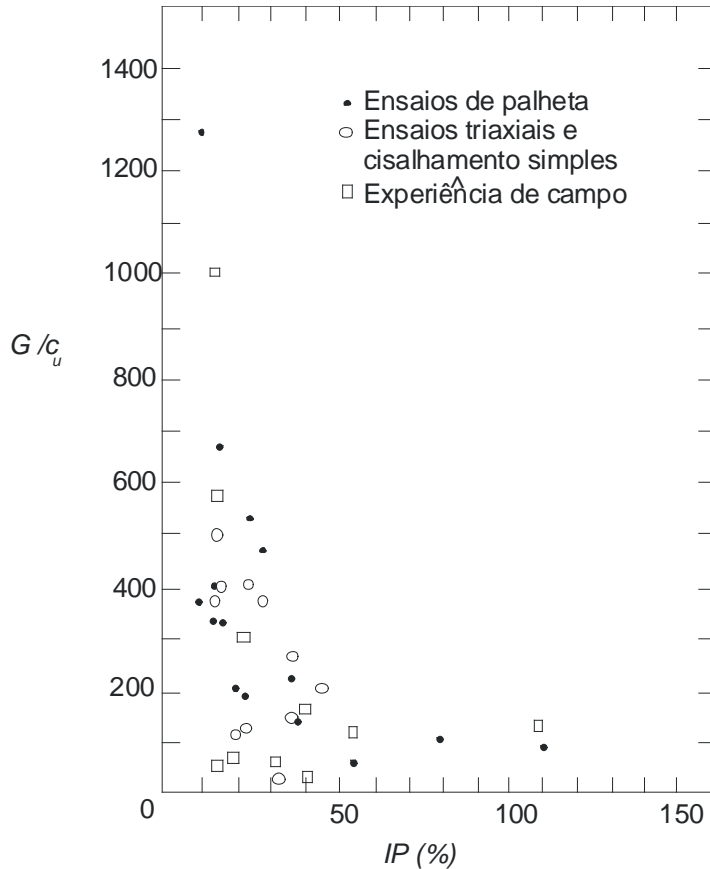


Fig. 14.8. Relação entre G/c_u e IP (Holtz e Kovacs, 1981)

Resultados

Os resultados são apresentados graficamente na tela do vídeo, e os valores numéricos tabelados são gravados em um arquivo de saída. Quanto ao tipo de gráfico, selecionou-se o comando *All (Todos)* no menu apresentado pelo programa, o que resulta no vídeo em um desenho como o mostrado na figura 14.9: no topo são apresentados, à esquerda, o diagrama $s':t$ e, à direita, a curva de tensão-deformação $t:\varepsilon_1$; embaixo são apresentados, à esquerda, o valor do parâmetro de poropressão A de Skempton versus deformação e, à direita, os acréscimos de poropressão versus deformação principal. Esses gráficos podem ser impressos em seguida, através da função *Print Screen* do *DOS*.

Fig. 14.9. Gráficos gerados pelo programa *Cris* para ensaio não-drenado

Quadro 14.4. Dados de saída do programa *Cris* para ensaios *CIU*

-----inserir programa -----

Todos os cálculos são tabelados e gravados em um arquivo denominado *Cris.out* (quadro 14.4). Os caracteres alfanuméricos são escritos sempre entre aspas, o que permite sua importação por uma planilha eletrônica tipo Lotus ou Quattro, para processamento adicional e traçado de gráficos com alta resolução.

A figura 14.10 e o quadro 14.5 apresentam resultados referentes à simulação pelo programa de um ensaio drenado empregando os mesmos parâmetros anteriores.

Fig. 14.10. Gráficos gerados pelo programa *Cris* para ensaio drenado

Quadro 14.5. Dados de saída do programa *Cris* para ensaios *CID*

-----inserir programa -----

Exercícios

14.1. Obter os parâmetros de estado crítico para a argila do Rio de Janeiro através dos resultados *CIU* apresentados na figura 11.2 e do diagrama $e:\log p'$ da figura 11.18.

Recomenda-se o seguinte procedimento:

- (a) extrapolar as curvas de resistência e poropressão (figura 11.2) para uma deformação superior à alcançada pelo ensaio correspondente ao estado crítico;
- (b) selecionar alguns pontos igualmente distribuídos ao longo dessas curvas e obter suas coordenadas. Digitar esses dados em um programa de planilha eletrônica e plotar as curvas.
- (c) ainda através da planilha, plotar o diagrama do MIT e o de Cambridge e obter os valores de ϕ' e G ;
- (d) a partir da figura 11.18, obter C_c e e_{cs} para a faixa de tensões do ensaio *CIU* da figura 11.2 (≈ 150 kPa) e estimar o valor de C_s .

- 14.2. Utilizando o programa *Cris* com os parâmetros obtidos no exercício anterior, simular o ensaio *CIU* da figura 11.2 empregando o modelo Cam-Clay Modificado. Comparar os resultados com dados experimentais e, então, ir alterando no programa o valor de um parâmetro de cada vez, observando o efeito. Comentar se é ou não possível melhorar a concordância entre a simulação e os dados experimentais.
- 14.3. Repetir o exercício anterior para o modelo Cam-Clay original. Houve concordância?
- 14.4. Use os mesmos parâmetros de estado crítico do exercício 14.1 para simular um ensaio *CID* em amostra *NA* sob uma tensão confinante de 150 kPa.

REFERÊNCIAS

- Aas, G., Lacasse, S., Lunne, T. e Höeg, K. (1986). Use of in situ tests for foundation design, Proc ASCE Conf on In Situ Tests in Geotechnical Engineering, In Situ'86, Virginia Tech, Blacksburg, *Geotechnical Publication no. 6*, p. 1-30.
- ABGE (1981). *Ensaio de permeabilidade em solos: orientação para execução no campo, 1ª tentativa*, boletim nº 4, 38 p.
- ABNT NBR 5734, *Peneiras para ensaio – Norma brasileira*.
- _____ 6459, *Determinação do limite de liquidez – Norma brasileira*.
- _____ 6502, *Rochas e solos – Terminologia – Norma brasileira*.
- _____ 6508, *Determinação da massa específica dos grãos de solo – Norma brasileira*.
- _____ 7180, *Determinação do limite de plasticidade – Norma brasileira*.
- _____ 7181, *Análise granulométrica – Norma brasileira*.
- _____ 10905, *Ensaio de palheta in situ – Norma brasileira*.
- Al Hussaini, M.M. e Townsend, F.C. (1975). *Investigation of K_o testing in cohesionless soils*, Technical Report S-75-11, US Army Engineers Waterways Experimental Station, Vicksburg, 70 p.
- Almeida, M.S.S. (1982). The undrained behaviour of the Rio de Janeiro clay in the light of critical state theories, *Solos e Rochas*, vol. 5:2, p. 3-24.
- _____, Collet, H.B., Ortigão, J.A.R. e Terra, B.R. (1989). *Settlement analysis of embankment on Rio de Janeiro clay with vertical drains*. Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics to the 12th ICSMFE. Rio de Janeiro, p. 105-110.
- Danziger, F.A.B. e Oliveira, E.B. (1987). Comportamento tensão-deformação de ensaios triaxiais de solo previsto através de modelos de estados críticos, *Anais 8º Congresso Latino-Americano e Ibérico sobre Métodos Computacionais para Engenharia*, PUC, Rio de Janeiro, p. 215-233.
- _____, Oliveira, W.L., Medeiros, C.J. e Porto, E.C. (1987). *Laboratory tests and design parameters for offshore piles in calcareous soils*. Proc Int Symp on Offshore Engineering, Brazil Offshore, Rio de Janeiro.
- Andrade, R.M. (1983). *O controle da subpressão pela drenagem horizontal*. Engevix, Rio de Janeiro, 251p.
- Aragão, C.J.G. (1975). *Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio*. Tese MSc, PUC, Rio de Janeiro, 154p.
- Asaoka, A. (1978). Observational procedure of settlement prediction, *Soils and Foundations*. vol. 18:4, p. 87-101.

- Atkinson, J.H. e Bransby, P.L. (1978). *The Mechanics of Soils – An introduction to critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, London, 375p.
- Azzouz, A.M., Baligh, M.M. e Ladd, C.C. (1983). Corrected field vane strength for embankment design, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. vol. 109:5, p. 730-733.
- Azzouz, A.S., Krizek, R.J. e Corottis, R.B. (1976). Regression analysis of soil compressibility. *Soils and Foundations*, vol. 16:2, p. 19-29.
- Barata, F.E. (1984). *Propriedades mecânicas dos solos, uma introdução ao projeto de fundações*. Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 152p.
- Barton, N. e Kjaemskli, B. (1981). Shear strength of rockfill, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering*. vol. 107, GT7, p. 873-891.
- Bishop, A.W. e Bjerrum, L. (1960). *The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems*. Proc ASCE Conf on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, p. 437-501.
- _____ e Henkel, D.J. (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test*. 2ª ed., Edward Arnold, London, 227p.
- Bjerrum, L. (1973). *Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils*. Proc 8th ICSMFE, Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscou, vol. 3, p. 111-159.
- _____ e Landva, A. (1966). Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay, *Géotechnique*. vol. 16, p. 1-20.
- _____ e Simons, N.E. (1960). *Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays*. Proc ASCE Conf on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, p. 711-726.
- Black, D.K. e Lee, K.L. (1973). Saturating laboratory samples by back pressure, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation*. vol. 99, SM1, p. 75-93.
- Bolton, M. (1979). *A guide to soil mechanics*. Macmillan Press, London, 439p.
- (1986). The strength and dilatancy of sands, *Géotechnique*. vol. 36:1.
- Bowles, J.E. (1970). *Engineering properties of soils and their measurement*. McGraw-Hill, New York, 187p.
- Brinkgreve R B J (2002) Plaxis 2D version 8, Plaxis Manual, www.plaxis.nl
- Britto, A. e Gunn, M.J. (1987). *Critical state soil mechanics via finite element*. Ellis Horwood, Chichester, 488p.
- Bromhead, E.N. (1986). *The stability of slopes*. Surrey University Press.
- _____, (1979). A simple ring shear apparatus, *Ground Engineering*. vol. 12:5.

- _____ e Curtis, R.D. (1983). Comparison of alternative methods of measuring residual strength of London clay, *Ground Engineering*. vol. 16:4.
- Burland, J.B. (1967). *Deformation of soft clays*. PhD thesis, Cambridge University.
- Cadling, L. e Odenstad, S. (1950). The vaneborer: an apparatus for determining the shear strength of soils directly in the ground, *Royal Swedish Geotechnical Institute no. 2*, 87p.
- Campanella, R.G., Robertson, P.K. e Gillespie, D. (1983). Cone penetration in deltaic soils, *Canadian Geotechnical Journal*. vol. 20:1, p. 23-35.
- Caputo, H. (1981). *Mecânica dos Solos e suas aplicações*. 4ª ed., vol. 1, Ao Livro Técnico, 219p.
- Carrier, W.D. (1985). Consolidation parameters derived from index tests, *Géotechnique*, vol. 35:2, p. 211-213.
- _____ e Beckman, J.F. (1984). Correlations between index tests and the properties of remoulded clays, *Géotechnique*. vol. 34:2, p. 211-228.
- Casagrande, A. (1936). The determination of the preconsolidation load and its practical significance, *1st ICSMFE, Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Cambridge, vol. 3, p. 60.
- _____ (1948). Classification and identification of soils, *Transactions ASCE*. vol. 113, p. 901-992.
- Casagrande, L. (1966). Construction of embankments across peaty soils, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*. vol. 53:3, p. 272-317.
- Castello, R.R. e Polido, U.F. (1986). Algumas características de adensamento das argilas marinhas de Vitória, ES, *Proc 8º Cobramsef*. Porto Alegre, vol. 1, p. 149-159.
- Cedergren, H.C. (1977). *Seepage, drainage and flow nets*. 2ª ed., John Wiley, New York, 534p.
- Chandler, R.J. (1987). The in situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. State-of-the-art paper presented at the ASTM Symp. on Laboratory and Field Vane Shear Strength Testing of Soils, STP 1014, Tampa, Fla.
- Charles, J.A. e Soares, M.M. (1984). Stability of compacted rockfill slopes, *Géotechnique*. vol. 34:1, p. 61-70.
- Chiossi, N.J. (1975). *Geologia aplicada à engenharia*. Grêmio Politécnico da USP, São Paulo, 427p.
- Costa-Filho, I.M., Aragão, C.J.G. e Velloso, P.P.C. (1985). Características geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Rio de Janeiro, *Solos e Rochas*. vol. 8:1, p. 3-13.
- _____, Werneck, M.L.G. e Collet, H.B. (1977). The undrained strength of a very soft clay, *Proc. 9th ICSMFE, Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Tokyo, vol. 1, p. 69-72.
- Coutinho, R.Q. e Ferreira, S.R.M. (1988). *Argilas orgânicas do Recife, Estudos de caracterização e de compressibilidade em seis depósitos*. Proc Sidequa, Simp sobre Depósitos Quaternários das Baixadas

- Litorâneas Brasileiras, Rio de Janeiro, p. 3.35-3.54.
- _____ e Ortigão, J.A.R. (1990). *O desempenho da instrumentação de um aterro sobre solo mole*. Proc Simgo 90, Simp sobre Instrumentação Geotécnica de Campo, Rio de Janeiro, p. 95-105.
- Cozzolino, V.M. (1961). Statistical forecasting of compression index. *Proc 5th ICSMFE*, Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris.
- Cruz, P.T. (1967). *Propriedades de engenharia de solos residuais compactados da região Centro-Sul do Brasil*. Escola Politécnica da USP, São Paulo, 191p.
- _____ (1973). *Estabilidade de taludes*. Escola Politécnica da USP, São Paulo, 103p.
- Daniel, D. (1989). In situ hydraulic conductivity tests for compacted clays, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. vol. 115:9, p. 1205-1226.
- Danziger, F.A.B. (1990). *Desenvolvimento de equipamento para realização de ensaio de piezocone: aplicação a argilas moles*. Tese de DSc, UFRJ, Rio de Janeiro, 466p.
- Daramola, O. (1980). On estimating K_0 for overconsolidated granular soils, *Géotechnique*. vol. 30:3, p. 310-313.
- Datta, M., Gulhati, S.K. e Rao, G.V. (1980). *An appraisal of the existing practice of determining the axial load of deep penetration piles in calcareous sands*. Proc OTC, Offshore Technology Conference, Houston, paper OTC 3867, p. 119-130.
- De Ruiter, J. (1981). *Current penetrometer practice, state-of-the-art report*. Proc ASCE Symp on Cone Penetration Testing and Experience, St Louis.
- Desai, C. e Christian, J.T. (1977). *Numerical methods in Geotechnical Engineering*. McGraw-Hill, New York.
- _____ e Siriwardane, H.J. (1984). *Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials*. Prentice Hall, New Jersey, 468p.
- Dias, R.D. e Gehling, W.Y.Y. (1983). Considerações sobre solos tropicais, *Caderno Técnico CPGEC*. UFRS, Porto Alegre, 59p.
- Engineering News Record (1977). *Teton dam failure is blamed on USBR design deficiencies*. vol. 13, p. 8-9.
- Fadum, R.E. (1948). Influence values for estimating stresses in elastic foundations, *Proc 2nd ICSMFE*. Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 3, Rotterdam, p. 77-84.
- Fell, R. e Jeffrey, R. (1987). *Determination of drained shear strength for slope stability analysis*. In: Soil slope instability and stabilization, ed. Walker & Fell, Balkema, p. 53-70.
- Ferreira, R.C. e Monteiro, L.B. (1985). Identification and evaluation of colluvial soils that occur in the São Paulo State, *1st Int Conf on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*. Brasília, vol.

1, p. 269-280.

Flodin, N. e Broms, B.B. (1981). History of Civil Engineering of soft clays, *Soft Clay Engineering*. Elsevier, Amsterdam, p. 27-156.

Franciss, F.O. (1980). *Hidráulica de meios permeáveis*. Interciência, Rio de Janeiro, 170p.

Gallagher, K.A. (1983). Comunicação pessoal.

Gerscovich, D.M., Costa-Filho, L.M. e Bressani, L.A. (1986). Propriedades geotécnicas da camada ressecada de um depósito de argila mole da Baixada Fluminense, *Anais 8º Cobramsef*, Cong. Bras. de Mecânica dos Solos e Fundações, Porto Alegre, vol. 2, p. 289-300.

Giroud, J.P. (1975). *Tassement et stabilité des fondations superficielles*, Presse Universitaires de Grenoble, 243p.

Gonzalez, M.D., Dias, R.D. e Roisenberg, A. (1981). Contribuição ao estudo do comportamento de solos argilosos da região de Manaus, *Simp. Bras. de Solos Tropicais em Engenharia*, UFRJ, Rio de Janeiro, vol. 1, p. 165-178.

Greig, J.W., Campanella, R.G. e Robertson, P.K. (1987). Comparison of field vane results with other in situ test results. *ASTM symp. on Laboratory and Field Vane Shear Strength Testing, Tampa, Florida*, STP 1014, p. 247-263.

Guidicini, G. e Nieble, C.M. (1976). *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*, Edgard Blücher, São Paulo, 170p.

Harr, M.E. (1966). *Foundations of theoretical soil mechanics*, McGraw-Hill, New York, 381p.

_____ (1962). *Groundwater and seepage*, McGraw-Hill, New York, 315p.

Head, K.H. (1980). *Manual of laboratory soil testing*, Pentech Press, London, vol. 1 a 3.

Henkel, D.J. (1960). The shear strength of saturated remoulded clays, *Proc ASCE Conf on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, p. 533-554.

Herrero, O.R. (1980). Universal compression index equation, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 106, GT11, p. 1179-1200.

Høeg, K., Andersland, O.B. e Rolfen, E.N. (1969). Undrained behaviour of quick clay under load test at Åsrum, *Géotechnique*, vol. 19:1, p. 101-115.

Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses, Rankine Lecture, *Géotechnique*, vol. 33:3, p. 187-223.

Holl, D.L. (1940). Stress transmission in earths, *Proc Highway Research Board*, vol. 20, p. 709-721.

Holtz, R.D. e Kovacs, W.D. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*, Prentice Hall, New Jersey, 733p.

- Houslby, G.T. e Teh, C.I. (1988). Analysis of the piezocone tests in clay, *Proc 1st ISOPT*, Int Simp on Penetration Testing, Orlando, vol. 2, p. 777-783.
- Hunt, R.E. (1984). *Geotechnical engineering investigation manual*, McGraw-Hill, New York, 984p.
- Hvorslev, M.J. (1951). *Time lag and soil permeability in ground water observation*, US Army Engineers Waterways Experiment Station, *Bulletin no. 36*, Vicksburg, 50p.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest, *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, Budapest, p. 355-358.
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. *ECSMF*, Wiesbaden, vol. 1, p. 1925, e vol. 2, p. 1721.
- Kenney, T.C. (1959). Discussion, *Proc ASCE*, vol. 85, SM3, p. 67-79.
- Kraft, L.M. (1982). Effective stress capacity model for piles in clay, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 108:11, p. 1387-1403.
- Lacerda, W.A. (1985). Compressibility properties of lateritic and saprolitic soils, *Progress Report*. Committee on Tropical Soils of the ICSMF, 1st Int Conf on Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília, p. 37-65.
- Ladd, C.C. (1973). Estimating settlement of structures supported on cohesive soils, *MIT Soils Publication* n° 272. 99p.
- _____ (1971). Strength parameters and stress-strain behaviour of saturated clays, MIT Research Report R71-23, *Soils Publication* n° 278.
- _____ e Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering*. vol. 100:7, p. 763-786.
- _____, _____, Ishihara, K., Schlosser, F. e Poulos, H.G. (1977). Stress deformation and strength characteristics – State-of-the-art report, *Proc 9th ICSMF, Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Tóquio, vol. 2, p. 421-494.
- Lambe, T.W. (1951). *Soil testing for engineers*. John Wiley, New York, 165p.
- _____ e Whitman, R.V. (1979). *Soil Mechanics – SI version*. John Wiley, New York, 553p.
- Lee, K.L. (1965). *Triaxial compressive strength of saturated sands under seismic loading conditions*. Tese PhD, Universidade da Califórnia, Berkeley, 521p.
- Leonards, G.A. (1962). Engineering properties of soils, *Foundation Engineering*, ed. G.A. Leonards, McGraw-Hill, p. 66-240.
- Leroueil, S., Magnan, J.P., Tavenas, F. (1985). Remblais sur argiles molles, *Techniques et documentation Lavoisier*. Paris, 342p.
- _____, Tavenas, F., Mieussens, C. e Peignaud, M. (1978). Construction porepressures in clay

- foundations under embankments, Part II: generalized behaviour, *Canadian Geotechnical Journal*. vol. 15:1, p. 66-82.
- _____, _____, Trak, B., La Rochelle, P. e Roy, M. (1978). Construction porepressures in clay foundations under embankments, Part I: The St Albans test fills, *Canadian Geotechnical Journal*. vol. 15:1, p. 54-65.
- Lopes, F.R. (1985). Lateral resistance of piles in clay and possible effect of loading rate, *Simp of Theory and Practice in Deep Foundations*. Porto Alegre, vol. 1, p. 53-68.
- Lupini, J.F., Skinner, A.E. e Vaughan, P.R. (1981). The drained residual strength of cohesive soils, *Géotechnique*. vol. 31:2.
- Maccarini, M., Teixeira, V.H., Santos, G.T. e Ferreira, R.S. (1988). Sedimentos quaternários do litoral de Santa Catarina: características geológicas e geotécnicas, *Proc Sidequa, Simp sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Brasileiras*. Rio de Janeiro, vol. 2, p. 362-393.
- Macedo, P.M., Brandão, W. e Ortigão, J.A.R. (1994). Geologia da Engenharia do túnel da Asa Sul do Metrô de Brasília, *4º Simpósio de Geologia do Centro-Oeste*, Sociedade Brasileira de Geologia, Brasília, maio de 1994, p. 206-209.
- Machado, O.V.B. (1988). Estudo experimental de um aterro fundado sobre estacas de brita, *Proc Sidequa, Simp sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Brasileiras*. Rio de Janeiro, vol. 1, p. 437-461.
- Massad, F., Rocha, J.L.R. e Yassuda, A.Y. (1981). Algumas características geotécnicas de solos da formação Guabirota, Paraná, *Proc Simp Bras de Solos Tropicais em Engenharia*. UFRJ, Rio de Janeiro, vol. 1, p. 706-723.
- Mayne, P.W. (1980). Cam-clay predictions of undrained strength. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering*, vol. 106, GT11, p. 1219-1242.
- _____ e Kulhawy, F.H. (1982). K_0 -OCR relationship in soil, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 108, GT6, p. 851-872.
- Means, R.E. e Parcher, J.V. (1965). *Physical properties of soils*, Prentice-Hall, 464p.
- Meigh, A.C. (1987). *Cone penetration testing: methods and interpretation*, Butterworths, London, 141p.
- Mello, V.F.B. (1977). Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams, 17th Rankine Lecture, *Géotechnique*, vol. 27:3, p. 281-354.
- Mesri, G. (1975). Discussion on new design procedure of stability of soft clays, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering*, vol. 101:4, p. 409-412.
- _____ e Cepeda-Diaz, A.F. (1986). Residual shear strength of clays and shales, *Géotechnique*, vol. 36:2.

- Milititsky, J. (1986). Fundações, *Relatório geral*, Proc 8º Cobramsef, Cong Bras de Mecânica dos Solos e Fundações, Porto Alegre, vol. 7, p. 191-260.
- _____ e Dias, R.D. (1985). Fundações diretas sobre solos tropicais, *Caderno Técnico CPGEC*, UFRS, Porto Alegre.
- Miranda, A.N. (1988). *Behaviour of small earth dams during initial filling*, tese PhD, Colorado State University, Fort Collins.
- Mitchell, J.K. (1976). *Fundamentals of soil behaviour*, John Wiley, 422p.
- _____ e Houston, W.N. (1969). Causes of clay sensitivity. *ASCE Journal of Soils Mechanics and Foundation Engineering Division*, vol. 95, SM3, p. 845-871.
- Mitchell, R.J. (1983). *Earth structures engineering*, Allen & Unwin, Ontário, 265p.
- Mori, R.T., Freitas, M.S. e Bertolucci, J.C. (1974). Estudos de compressibilidade de solos residuais e transportados de basalto, *Anais 8º Cobramsef*, Cong Bras de Mecânica dos Solos e Fundações, São Paulo, vol. 2, p. 193-206.
- Nadarajah, V. (1973). *Stress-strain properties of lightly overconsolidated clays*, tese PhD, Cambridge University.
- Navfac (1971). Soil Mechanics, foundations and earth structures, *DM-7 Design manual*, US Navy Facilities Engineering Command, Washington.
- Negro, A. (1978). A Mecânica dos Solos dos estados críticos aplicada à previsão de pressões neutras na fundação de aterros sobre solos moles, *Anais 12º Sem Grandes Barragens*, São Paulo, vol. 1, p. 231-252.
- Neves, M.E. (1975). *Mecânica dos Solos – Equilíbrios-limite e estados críticos*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, 189p.
- Nunes, A.J.C. (1971). Comunicação pessoal.
- Nunes, A.J.C. (1978). Fundações em terrenos expansivos, *Anais 1º Sem Regional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Salvador, vol. 2.
- Núñez, E. e Micucci, C.A. (1985). Engineering parameters in residual soils, *1st Int Conf on Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*, Brasília, vol. 1, p. 383-396.
- Ortigão, J.A.R. (1988). Experiência com ensaios de palheta em terra e no mar, *Anais Simp sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório*, UFRJ, Rio de Janeiro, vol. 3, p. 157-180.
- _____ (1978). Efeito do pré-adensamento e da consolidação anisotrópica em algumas propriedades da argila mole da Baixada Fluminense, *Anais 6º Cobramsef*, Cong Bras de Mecânica dos Solos e Fundações, Rio de Janeiro, vol. 1, p. 243-259.
- _____ (1975). *Contribuição ao estudo das propriedades geotécnicas de um depósito de argila mole*

da Baixada Fluminense, tese MSc, UFRJ, Rio de Janeiro, 94p.

_____ e Almeida, M.S.S. (1988). Stability and deformation of embankments on soft clay, in: *Handbook of Civil Engineering Practice*, ed. P.N. Cheremisinoff, N.P. Cheremisinoff e S.L. Cheng, Technomics Publishing, New Jersey, vol. III, Geotechnics, p. 267-336.

_____ e Collet, H.B. (1987). Errors caused by friction in field vane testing. *Anais ASTM Symp on Laboratory and Field Vane Shear Strength Testing*, Tampa, STP 1014, p. 104-116.

_____, Capellão, S.L.F. e Delamonica, L. (1985). Marine site investigation and assessment of calcareous sand behaviour at the Campos basin, Brazil, *Anais Int Symp on Offshore Engineering, Brazil Offshore '85*, Rio de Janeiro, Pentech Press, London, p. 238-255.

_____, _____, Morrison, M. e Delamonica, L. (1986). In situ testing of calcareous sand, Campos basin, *Anais ASCE Specialty Conf on Use of In Situ Testing in Geotechnical Engineering, In Situ '86*, Virginia Tech, Blacksburg, *Geotechnical Publication* n° 6, p. 887-899.

_____ e Collet, H.B. (1986). Eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta, *Solos e Rochas*, vol. 9:2, p. 33-45.

_____, Cortes, H.V.M. e Medeiros, C.J. (1985). Performance observations for the assessment of the behaviour of offshore piles in calcareous soils: a review, *Anais Simp of Theory and Practice in Deep Foundations*, Porto Alegre, vol. 1, p. 341-357.

_____, Coutinho, R.Q. e Sant'Anna, L.A.M. (1987). Discussion on embankment failures on soft clay in Brazil, *Proc Int Symp on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, México, vol. 2.

_____ e Randolph, M.F. (1983). Creep effects on tension piles for the design of buoyant offshore structures, *Proc Int Symp on Offshore Engineering, Brazil Offshore '83*, Rio de Janeiro, Pentech Press, London, p. 478-498.

_____, Werneck, M.L.G. e Lacerda, W.A. (1983). Embankment failure on Rio de Janeiro clay, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 109:11, p. 1460-1479.

_____, Kochen, R., Brandão, W. e Macedo, P. (1994). Comportamento de túnel em argila porosa de Brasília. *3º Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas*, Brasília, agosto de 1994, p. 297-315.

_____ e Macedo, P. (1993). Large settlements due to tunnelling in porous clay, *Infrastructures souterraines des transports*, Toulon, outubro de 1993, e publicado na revista *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, n° 119, setembro-outubro de 93, p. 245-250, Paris.

_____ e Sayão, A.S.F.J. (1994). Settlement characteristics of a soft clay. ASCE Specialty Conference: Settlement 94, Texas A&M University, Austin, TX, junho de 1994, vol. 2, p. 1415-1424.

Pacheco, E.B. (1978). *Estudo da resistência ao cisalhamento e densidade relativa das areias e correlações com o SPT*, tese MSc, UFRJ, Rio de Janeiro, 119p.

- Palmeira, E.M. (1987). *The study of soil reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests*, tese PhD, Universidade de Oxford.
- Povlovsky, N.N. (1956). *Coleção de trabalhos*, Akad, Leningrado, referência citada por Harr (1962).
- Perrin, J. (1973). Comportement des sols toubeux et synthèse des résultats, Remblais sur Sols Compressibles, *Bulletin des Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, Special T, p. 208-217.
- Polido, U. e Castelo, R.R. (1985). Geotechnical parameters on a lateritic soil of Barreiras formation in Espírito Santo, *1st Int Conf on Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*, Brasília, vol. 1, p. 403-416.
- Polubarinova-Kochina, P.Y. (1962). *Theory of ground water movement*, Princeton University Press, 613p.
- Poulos, H. e Davis, E.H. (1974). *Elastic solutions for Soil and Rock Mechanics*, John Wiley.
- Prakash, S. (1981). *Soil dynamics*, McGraw-Hill, New York, 426p.
- Reichardt, K. (1985). *Processos de transferência no sistema solo-planta-atmosfera*, Campinas, Fundação Cargill, 466p.
- Roberts, J.E. (1964). *Sand compression as a factor in oil field subsidence*, tese ScD, MIT.
- Robertson, P.K. e Campanella, R.G. (1989). Guidelines for geotechnical design using CPT and CPTU, *Soil Mechanics Series no. 120*, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, 193p.
- Rocha, P. e Alencar, J.A. (1985). Piezocone test in Rio de Janeiro clay. *Proc. 11th ICSMFE*, San Francisco. Bolkema, Rotterdam.
- Roscoe, K.H. (1970). The influence of strains in Soil Mechanics, The 10th Rankine Lecture, *Géotechnique*, vol. 20, p. 129-170.
- Rowe, P.W. (1963). Stress-dilatancy, earth pressures and slopes, *ASCE Journal of the SMFD*, vol. 89, SM3, p. 37-61.
- _____ (1961). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, *Proc of The Royal Society*, London, Series A, vol. 269, p. 500-527.
- Rushton, K.R. e Redshaw, S.C. (1978). *Seepage and groundwater flow*, John Wiley, London, 339p.
- Sayão, A.S.F. e Vaid, Y.P. (1988). Stress path testing in a hollow cylinder torsional device, *Proc Simp Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia*. UFRJ, Rio de Janeiro, vol. 1, p. 197-120.
- Schnaid F (2000) Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações, Ed Oficina de Textos, São Paulo, 208 p
- Schofield, A.N. e Wroth, C.P. (1968). *Critical state Soil Mechanics*, McGraw-Hill, London, 310p.
- Silva, P.F. (1970). Um novo método para determinação da pressão de pré-adensamento, *Proc Cobramsef*,

Rio de Janeiro.

- Simões, P.R. e Costa-Filho, L.M. (1981). Características mineralógicas, químicas e geotécnicas de solos expansivos do recôncavo baiano, *Proc Simp Bras de Solos Tropicais em Engenharia*, UFRJ, Rio de Janeiro, vol. 1, p. 569-588.
- Skempton, A.W. (1954). The porepressure coefficients A and B, *Géotechnique*, vol. 4:4, p. 143-147.
- _____ (1953). The colloidal activity of clays, *Proc 3rd ICSMFE*, Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, p. 57-61.
- _____ (1948). The $\phi = 0$ analysis of stability and its theoretical basis, *Proc 2nd ICSMFE*, Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, vol. 1, p. 72-78.
- _____ e Northey, R.D. (1952). The sensitivity of clays, *Géotechnique*, vol. 3:1, p. 30-53.
- Sowers, G.E. (1963). Engineering properties of residual soils derived from igneous and metamorphic rocks, *Proc 2nd Pan Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brasil, vol. 1, p. 39-62.
- Sully, J.P. e Campanella, R.G. (1989). Lateral stress measurements in a glacio-marine silty clay. *Proc of the 25th Conf on Quaternary Engineering Geology, Edinburgh*. Engineering Geology Group, Geological Society, London.
- Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P. e Leroueil, S. (1983). The permeability of natural soft clays, Part II: Permeability characteristics, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20:4, p. 645-660.
- _____, Tremblay, M., Larouche, G. e Leroueil, S. (1986). In situ measurement of permeability in soft clays, *Proc ASCE Symp on Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, In Situ'86. *Geotechnical Publication no. 6*, p. 1034-1048.
- Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley, 700p.
- Teixeira, A.H. (1988). Capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto nos sedimentos quaternários da Baixada Santista, *Proc Sidequa, Simp sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Brasileiras*, Rio de Janeiro, vol. 2, p. 5.1-5.25.
- Terzaghi, K. e Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in engineering practice*, John Wiley, New York.
- Thomas, S.D. (1986). Various techniques for the evaluation of the coefficient of consolidation from a piezocone dissipation test, *Research Report SM064/86*, Oxford University.
- USCS (1970). Laboratory soils testing. Engineer manual EM 1110-2-1906, US Corps of Engineers, Washington, DC.
- Timoshenko, S. e Goodier, J.N. (1951). *Theory of elasticity*, McGraw-Hill, New York.
- Vargas, M. (1953). Some engineering properties of residual soils occurring in southern Brazil, *Proc 3º ICSMFE, Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zürich.

- _____ (1973). Structurally unstable soils in southern Brazil, *Proc 8° ICSMFE, Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscou.
- _____ (1977). *Introdução à Mecânica dos Solos*, McGraw-Hill, São Paulo, 509p.
- Verruijt, A. (1982). *Theory of groundwater flow*, MacMillan Press, London, 141p.
- Vesic, A.S. e Clough, G.W. (1968). Behaviour of granular material under high stresses, *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation*, vol. 94, SM3, p. 661-688.
- Vickers, B. (1978). *Laboratory work in Civil Engineering Soil Mechanics*, Granada Publishing, 148p.
- Villar, O.M., Rodrigues, J.E. e Nogueira, J.B. (1981). Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais, *Proc Simp Bras de Solos Tropicais em Engenharia*, UFRJ, Rio de Janeiro, vol. 1, p. 209-224.
- Wong, K.S. e Duncan, J.M. (1974). Hyperbolic stress-strain parameters for nonlinear finite element analyses of stresses and movements in soil masses, *Report no. TE-74-3*, University of California, Berkeley, 90p.

SIMBOLOGIA

Observações

- (a) Um apóstrofo após um símbolo indica que este se refere a pressões efetivas
- (b) O subscrito “f” indica condições finais ou de ruptura
- (c) O subscrito “ff” indica condições finais ou de ruptura no plano de ruptura
- (d) O subscrito “cr” indica condições de estado crítico
- (e) O subscrito “o” indica condições iniciais ou in situ
- (f) O prefixo Δ indica uma variação
- (g) O prefixo d indica uma variação infinitesimal

Pressões ou tensões

p	Tensão média, $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$
p_{atm}	Pressão atmosférica
p'_m	Pressão isotrópica de pré-adensamento
q	$q = \sigma_1 - \sigma_3$
s	$s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$
σ	Tensão normal
σ'	Pressão de pré-adensamento
σ_c	Tensão confinante isotrópica
σ'_c	Tensão efetiva de consolidação
σ_{cel}	Pressão da água na célula
σ'_g	Tensão nos contatos reais dos grãos
σ_h	Tensão normal horizontal
$\sigma_{\text{oct}, p}$	Tensão normal octaédrica
σ_v	Tensão normal vertical
σ_1	Tensão principal maior
σ_2	Tensão principal intermediária
σ_3	Tensão principal menor
t	$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$
τ	Tensão cisalhante
τ_{oct}	Tensão cisalhante octaédrica

u Poropressão

Relação entre tensões e deformações

A	Parâmetro de poropressão de Skempton
α	Parâmetro de poropressão de Henkel
B	Parâmetro de poropressão de Skempton, $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$
β	Parâmetro de poropressão de Henkel
K_{cr}	Linha de estado crítico no diagrama $s':t$
K_f	K correspondente à ruptura $(\sigma'_3 / \sigma'_1)_{max}$
K_o	Coefficiente de empuxo no repouso
LEC	Linha de estado crítico
LIC	Linha isotrópica de consolidação
OCR	Razão de pré-consolidação, $OCR = \sigma'_{vm} / \sigma'_v$
SLE	Superfície limite de estado
TTE	Trajatória de tensões efetivas
TTT	Trajatória de tensões totais

Deslocamento e deformação

ε	Deformação linear
ε^e	Deformação elástica
ε_h	Deformação horizontal
ε^p	Deformação plástica
ε_v	Deformação vertical
ε_{vol}	Deformação volumétrica
γ	Deformação cisalhante

Parâmetros de tensão-deformação-resistência

a'	Intercepto da envoltória transformada
α'	Inclinação da envoltória transformada
β_1	Coefficiente angular da reta do gráfico de Asaoka
c	Coesão
c_u	Resistência não-drenada
c_{ur}	Resistência amolgada
E	Módulo de Young
E'_{oed} ou M	Módulo de deformação oedométrico ou módulo de Janbu

ϕ	Ângulo de atrito
G	Módulo cisalhante
η	Inclinação da <i>TTE</i> , $\eta = q/p$
ψ	Inclinação do dente de serra
K	Módulo volumétrico
ν	Coefficiente de Poisson
q_c	Resistência de ponta do ensaio do piezocone
S_t	Sensibilidade (c_u / c_{ur})

Parâmetros de consolidação

a_v	Módulo de compressibilidade
C_c	Coefficiente de compressibilidade
c_h	Coefficiente de consolidação radial
CR	Relação de compressão, $CR = C_c / (1 + e_o)$
C_s	Coefficiente de descompressão ou inchamento
c_v	Coefficiente de adensamento
κ	Coefficiente de inchamento, diagrama $e:\log p'$
λ	Coefficiente de inclinação virgem, diagrama $e:\log p'$
m_v	Módulo de variação de volume
ρ	Recalque
SR	Relação de descompressão ou inchamento, $SR = C_s / (1 + e_o)$
U	Grau de adensamento médio
U_z	Grau de adensamento localizado

Índices físicos

D_r	Densidade relativa das areias
D_{rc}	Densidade relativa corrigida
e	Índice de vazios
G_s	Densidade dos grãos
γ	Peso específico aparente úmido
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_{sat}	Peso específico aparente saturado
γ_{sub}	Peso específico aparente submerso
γ_w	Peso específico aparente da água
n	Porosidade

S	Grau de saturação
w	Umidade

Miscelânea

a	Área da seção transversal da amostra
A	Parâmetro de regressão exponencial
A_c	Atividade das argilas
a_g	Área total real de contato entre grãos
a_w	Área total da seção menos a_g , $a_w = 1 - a_g$
b	Parâmetro de regressão exponencial
B	Largura
C	Coefficiente de Hazen
D	Diâmetro
D_{10}	Diâmetro efetivo da areia
F	Fator de forma do piezocone
F_p	Força de percolação
R_f	Relação de atrito, $R_f = f_s / q_c$
FS	Fator de segurança
f_s	Atrito lateral
g	Aceleração da gravidade
H	Altura da camada
h_a	Carga altimétrica
H_d	Caminho de drenagem
h_p	Carga piezométrica
h_i	Carga hidráulica total
i	Gradiente hidráulico
I	Fator de influência
i_c	Gradiente hidráulico crítico
IL	Índice de liquidez
IP	Índice de plasticidade
I_r	Índice de rigidez, $I_r = G / c_u$
I_1, I_2, I_3	Invariantes de tensão
ψ_a	Potencial altimétrico
ψ_c	Potencial cinético
ψ_k	Potencial térmico
ψ_m	Potencial matricial
ψ_p	Potencial piezométrico
ψ_t	Potencial hidráulico da água no solo

J_1, J_2, J_3	Invariantes de deformação
k	Permeabilidade
L	Comprimento
LG	Lugar geométrico
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
μ	Viscosidade do fluido
N	Força normal
NA	Normalmente adensada
NA	Nível d'água
N_b	Fator de influência de Boussinesq
n_c	Número de canais de fluxo
n_{eq}	Número de linhas equipotenciais
n_{lf}	Número de linhas de fluxo
n_q	Número de quedas de carga
NT	Nível térmico
p	Carga distribuída
P	Peso
PA	Pré-adensado
Q	Carga concentrada
Q	Vazão
r	Raio do piezocone
r	Afastamento
Re	Número de Reynolds
R	Raio de um elemento circular de fundação
t	Tempo
T	Força tangencial
T	Torque máximo aplicado
T^d	Tensor desviatório
T^e	Tensor esférico
T_v	Fator-tempo
v	Velocidade de escoamento
v	Volume específico
V	Volume
v_c	Velocidade crítica
V_s	Volume dos sólidos
V_v	Volume de vazios

W	Energia ou trabalho de deformação
W	Peso
x,y,z	Eixos coordenados, onde z é a profundidade
∇	Operador vetorial gradiente

Ângulos

β	Ângulo de inclinação com a direção horizontal
ψ	Inclinação do dente de serra
θ	Ângulo de inclinação com a direção vertical
θ_r	Inclinação do plano de ruptura

Tipos de ensaios

CAU	Consolidado anisotropicamente não-drenado
CID	Consolidado isotropicamente drenado
CIU	Consolidado isotropicamente, não-drenado, com medições de poropressões
CK_oD	Consolidado anisotropicamente drenado em condições K_o
CK_oU	Consolidado anisotropicamente não-drenado em condições K_o
$CPTU$	Ensaio de piezocone
EP	Ensaio de palheta in situ
SPT	Standard penetration test
UU	Não-consolidado não-drenado

UNIDADES SI

Os quadros a seguir relacionam as unidades *SI* recomendadas para emprego em geotecnia.

Grandeza	Símbolo	Nome	Múltiplos e submúltiplos usuais
Massa	kg	Quilograma	g, Mg
Força, peso	N	Newton	kN, MN
Pressão ou tensão	Pa	Pascal (*)	kPa, MPa
Massa específica	kg/m ³	Quilograma por metro cúbico	
Peso específico	kN/m ³	Quilonewton por metro cúbico	
Densidade	Adimensional		
Tempo	s	Segundo	min, h
Coefficiente de adensamento	m ² /ano	Metro quadrado por ano	
Coefficiente de permeabilidade	m/s	Metro por segundo	

(*) 1 Pa = 1 N/m²

Grandeza	Certo	Errado
Comprimento	m, km, μm (*)	Km, mts, μ
Massa	g, kg, Mg	gr, Kg, t, ton
Força, peso	N, kN, MN	kgf, tf, KN, kn
Pressão ou tensão	kPa, MPa, GPa	kgf/cm ² , tf/m ² , KPa
Massa específica	kg/m ³ , Mg/m ³	t/m ³
Peso específico	kN/m ³	kgf/m ³ , tf/m ³
Tempo	h, min, s	sec, seg

(*) μm = micrometro, ou seja, 10⁻⁶ do metro

NORMAS PARA ENSAIOS GEOTÉCNICOS

Os quadros a seguir relacionam as normas existentes para a realização de ensaios geotécnicos in situ e de laboratório, estabelecidas pelas seguintes instituições técnicas:

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
- ASTM – American Society for Testing and Materials
- BS – British Standards Institution
- Cesp – Companhia Energética de São Paulo
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
- USBR – United States Bureau of Reclamation

Ensaio in situ

Ensaio	ABNT	ABGE	ASTM	BS	USBR
Sondagem e percussão (SPT)	NBR6484	—	D4633	—	E21
Identificação e descrição de amostras obtidas em sondagens	NBR7250	—	—	—	—
Palheta in situ (VST)	NBR10905	—	D2573	1377	E20
Permeabilidade em furo de sondagem		Bol 4	—	—	E18
Em cavas	—	Bol 4	—	—	—

Ensaio de laboratório

Ensaio	ABNT	ASTM	BS	CESP	DNER	USBR
Cisalhamento direto <i>CD</i> (a)	—	—	—	—	—	—
Adensamento	MB3326	D2435	1377	—	TE05-71	E17
Triaxial <i>UU</i>	—	D2850	1377	—	—	E17
Triaxial <i>CIU</i> (b)	—	—	—	—	—	E17
Triaxial <i>CID</i> (b)	—	—	—	—	—	—
Permeabilidade						
Constante	—	D2434	—	MSL09	—	—
Variável	—	—	—	MSL09	—	—
Umidade	—	D2216	1377	MSL01	—	E9
<i>LL</i>	NBR6459	D423	1377	MSL04	ME44-71	E7
<i>LP</i>	NBR7180	D424	1377	MSL04	ME82-63	E7
G_s	NBR6508	D854	1377	MSL03	ME93-64	E10
Granulometria	NBR7181	D422	1377	MSL05	E18	E6
Massa específica de areias	NBR3324	D2049	1377	MSL11	ME93-64	E12

Segundo recomendações de:

- (a) USCE (1970). Laboratory soils testing. Engineer Manual EM 1110-2-1906. United States Corps of Engineers, Washington.
- (b) Head, K.A. (1986). Manual of soil laboratory testing. Pentech Press, London, vol. 1 a 3.

RESPOSTAS AOS EXERCÍCIOS

Capítulo 1

- 1.1. $w = 32\%$; $e = 0,85$; $\gamma_d = 14,3 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sat}} = 18,9 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sub}} = 8,9 \text{ kN/m}^3$.
- 1.2. $w = 32\%$; $e = 1,6$; $\gamma_d = 19,2 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sat}} = 25,4 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sub}} = 15,4 \text{ kN/m}^3$.
- 1.3. $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sub}} = 11,3 \text{ kN/m}^3$.
- 1.4. $e = 0,66$.
- 1.5. $\gamma_d = 14,6 \text{ kN/m}^3$; $e = 0,84$.

Capítulo 2

- 2.8. $\sigma_\theta = 136 \text{ kPa}$; $\tau_\theta = 145 \text{ kPa}$; $\sigma_1 = 260 \text{ kPa}$ em um plano que faz 10° com a horizontal; $\sigma_3 = -37 \text{ kPa}$ em um plano que faz 10° com a vertical; $\tau_{\text{max}} = 147 \text{ kPa}$ em um plano que faz 55° com a vertical.
- 2.9. $\sigma_\theta = 137 \text{ kPa}$; $\tau_\theta = 145 \text{ kPa}$; $\sigma_1 = 260 \text{ kPa}$ em um plano que faz 20° com a horizontal; $\sigma_3 = -37 \text{ kPa}$ em um plano que faz 20° com a vertical; $\tau_{\text{max}} = 147 \text{ kPa}$ em um plano que faz 25° com a vertical.
- 2.10. $\gamma_{\text{max}} = 15\%$.

Capítulo 4

- 4.6. Ponto (0,0) = 560 kPa; ponto (0,15) = 490 kPa; ponto (6,0) = 528 kPa; ponto (10,25) = 416 kPa.

Capítulo 5

- 5.4. $u_a = 266 \text{ kPa}$, $u_b = 236 \text{ kPa}$, $u_c = 266 \text{ kPa}$, $u_d = 206 \text{ kPa}$; $Q_1 = 1,6 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; $i = 0,24$.
- 5.6. $Q_1 = 1,125 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; $u_p = 85,2 \text{ kPa}$.
- 5.7. $Q_1 = 5,33 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.
- 5.8. NA_1 , $\sigma_v = 66 \text{ kPa}$, $u_o = 20 \text{ kPa}$, $\sigma'_v = 46 \text{ kPa}$; NA_2 , $\sigma_v = 89 \text{ kPa}$, $u_o = 55 \text{ kPa}$, $\sigma'_v = 34 \text{ kPa}$; $v = 1,75 \times 10^{-7} \text{ m/s}$.
- 5.9. $F_p = 5 \text{ kN}$.
- 5.10. $F_p = 0,1 \text{ kN}$.

Capítulo 6

- 6.5. $\sigma_{vm} = 251$ kPa; $C_c = 0,21$; $C_s = 0,05$; $CR = 11\%$; $SR = 2,5\%$; $p = 0,41$ m.
6.6. $\rho_{total} = 1,86$ m.

Capítulo 7

- 7.5. Centro da camada, $U_z = 23\%$; para $z/h = 0,25$, $U_z = 45\%$; para $z/h = 0,75$, $U_z = 45\%$; $U = 52\%$.
7.6. $\rho = 0,52$ m; $\rho = 0,85$ m.
7.7. Centro da camada, $U_z = 45\%$; para $z/h = 0,25$, $U_z = 70\%$; para $z/h = 0,75$, $U_z = 28\%$; $U = 52\%$; $\rho = 0,52$ m; $\rho = 0,85$ m.
7.8. Pelo método $\log t$, $c_v = 1,5$ m²/ano, pelo método \sqrt{t} , $c_v = 2,3$ m²/ano; com $c_v = 1,5$ m²/ano, $k = 1,4 \times 10^{-9}$ m/s, com $c_v = 2,30$ m²/ano, $k = 2,2 \times 10^{-9}$ m/s.
7.9. $\rho_{total} = 2,66$ m.
7.10. $\rho_{total} = 1,12$ m; supondo $\Delta t = 15$ dias e $H_d = 4,5$ m, tem-se $c_v = 4,3$ m²/ano.
7.11. $k = 4,10 \times 10^{-10}$ m/s.

Capítulo 9

- 9.3. $\phi' = 19,3^\circ$.
9.4. $\phi' = 38,2^\circ$.
9.5. Para CP1, $E_o = 27$ MPa, $E_{50\%} = 15$ MPa, e para CP2, $E_o = 285$ MPa, $E_{50\%} = 172$ MPa; para CP1, $\nu_o = 0,5$, $\nu_{50\%} = 0,57$ e para CP2, $\nu_o = 0,85$, $\nu_{50\%} = 0,48$; para CP1, $\phi_{rut} = 44,9^\circ$, $\phi_{erit} = 37,9^\circ$, e para CP2, $\phi_{rut} = 36,9^\circ$, $\phi_{erit} = 36,5^\circ$; CP1 é uma areia densa e CP2, uma areia fofa.
9.6. Barra da Tijuca, ϕ' entre 30° e 35° ; Santos, ϕ' entre 35° e 38° .
9.7. (a) ϕ' entre 30° e 32° ; (b) ϕ' entre 27° e 30° ; (c) ϕ' entre 33° e 35° .
9.8. 0-500 kPa, $\phi' = 42^\circ$; 1000-1500 kPa, $\phi' = 45^\circ$; 3-6 MPa, $\phi' = 37,5^\circ$; 0-6 MPa, $\phi' = 38,7^\circ$.

Capítulo 10

- 10.5. Kenney, $\phi' = 21,3^\circ$; Mayne, $\phi' = 22,5^\circ$.

Capítulo 11

- 11.5. $\phi'_{erit} = 33,7^\circ$, $\phi'_{rut} = 22,6^\circ$; $A_{erit} = 1,04$, $A_{rut} = 0,73$; $\alpha_{erit} = 0,28$, $\alpha_{rut} = 0,50$; $E_u = 10.750$ kPa, $\nu_u =$

0,50.

11.6. $\alpha = 0$.

11.7. $\phi^* = 33,7^\circ$; $\phi_{\text{rut}}^* = 19,5^\circ$; $\phi_{\text{crit}}^* = 34,8^\circ$; $A_{\text{crit}} = 1$; $\alpha_{\text{crit}} = 0,5$.

Capítulo 12

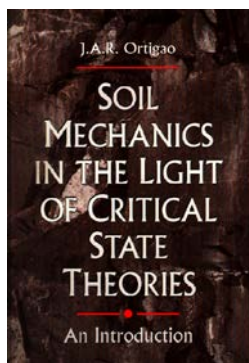
12.4. $c_u = 7,5$ kPa.

12.7. (a) *UU*; (b) *CD*; (c) cisalhamento torsional *CD* ou cisalhamento direto com reversões múltiplas *CD*; (d) *UU*; (e) *CD*; (f) *UU*.

Capítulo 13

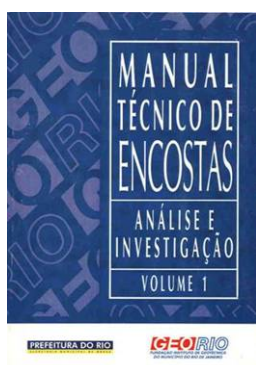
- (a) $e = 5,5 - 0,02 \log s'$; (b) compressão axial $e = 2,23$, extensão axial $e = 2,23$, compressão lateral $e = 2,93$, extensão lateral $e = 2,93$; (c) compressão axial $\Delta u = 127$ kPa, extensão axial $\Delta u = 127$ kPa, compressão lateral $\Delta u = 70$ kPa, extensão lateral $\Delta u = 70$ kPa; (d) compressão axial $e = 2,36$, extensão axial $e = 3,06$, compressão lateral $e = 2,09$, extensão lateral $e = 2,78$; (e) compressão axial $s' = 130$ kPa, extensão axial $s' = 45$ kPa, compressão lateral $s' = 280$ kPa, extensão lateral $s' = 95$ kPa.

Obras do autor



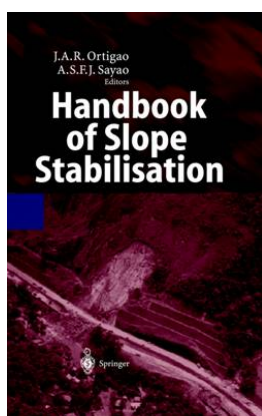
Ortigao J A R (1995) *Soil Mechanics in the Light of Critical State Theories* Balkema, Rotterdam, www.balkema.nl, 300 p.

Este livro apresenta uma introdução à mecânica dos solos sob a ótica das teorias de estado crítico. É uma versão atualizada do livro texto publicado anteriormente pelo mesmo autor em português em 1993 e denominado *Introdução à Mecânica dos Solos dos estados Críticos*, LTC Editores, já esgotado.



GeoRio (1999) *Manual Técnico de Encostas*, Rio de Janeiro, georio@pcrj.rj.gov.br

Trata-se de um manual de estabilização de taludes e encostas em quatro volumes organizado e editado por J A R Ortigão (ex-professor UFRJ) e A S F J Sayão (PUC RJ). Colaboraram vários especialistas geotécnicos. A obra se tornou a norma técnica para obras de taludes na cidade do Rio de Janeiro. O manual abrange a geologia e geotecnia do Rio, estabilidade de taludes em solos e rochas, técnicas e especificações para projeto e obras.



Ortigao J A R & Sayao A S F J (2004) *Handbook of Slope Stabilisation*, Springer Verlag, Heidelberg, 478 p., www.springeronline.com

Este é um manual prático dedicado a engenheiros e geólogos de engenharia para projetos e obras de estabilização de taludes. O texto é dividido em 16 capítulos dedicados à geologia e geotecnia de taludes e trazendo a grande experiência de diversos autores em mais de dez países nas Américas e sul da Ásia. O texto cobre: geologia, classificação dos deslizamentos, investigações, estabilidade de taludes em rochas e solos e técnicas de estabilização e instrumentação geotécnica de taludes.



Terratek

Geotechnical and structural engineering services

Site investigation

- Piezocone (CPTU)
- Seismic piezocone (CPTUS)
- Ménard pressuremeter (PMT)
- Vane shear testing (VST)
- Analysis and interpretation of engineering parameters



Geotechnical instrumentation for

- Dams
- Mines
- Tunnels
- Embankment on soft soils
- Slopes
- Meteorological alarm systems



Dynamic monitoring of structures

- State of the art technology for dynamic load testing of structures
- No need to shake. We measure natural vibrations caused by wind, traffic...
- Used for dams, bridges, towers, jetties, harbour structures, tall buildings...
- Outputs: structural integrity, damage detection and behaviour under new loading



Design and consultancy

Projects carried out in Brazil and overseas, with projects completed in Bolivia, Venezuela, Argentina, Ecuador, Hong Kong and Malaysia.

Technical director Dr J A R Ortigao



Av Érico Veríssimo 901/302
22621-180 Rio de Janeiro Brazil

phone: +55 21 2486 3386 fax: +55 21 2491 8974

www.terratek.com.br terratek@terratek.com.br