

ESTABILIDADE GLOBAL DE MACIÇOS TERROSOS

1

Nos dois últimos capítulos do Vol. 1 é discutida a ruptura num ponto ou elemento de um maciço terroso. Como é salientado, os maciços terrosos comportam-se como estruturas altamente hiperestáticas, isto é, a *ruptura local* não significa nem implica *ruptura global*. Para que esta aconteça é necessário: i) que exista uma massa de solo completamente contida ou limitada por uma superfície – designada *superfície de ruptura* ou *superfície de deslizamento* –, em cujos pontos, na sua totalidade, se esgotou a resistência ao cisalhamento; ii) que essa superfície se inicie e termine em pontos da superfície do terreno. A Fig. 1.1 mostra um exemplo de ruptura global.

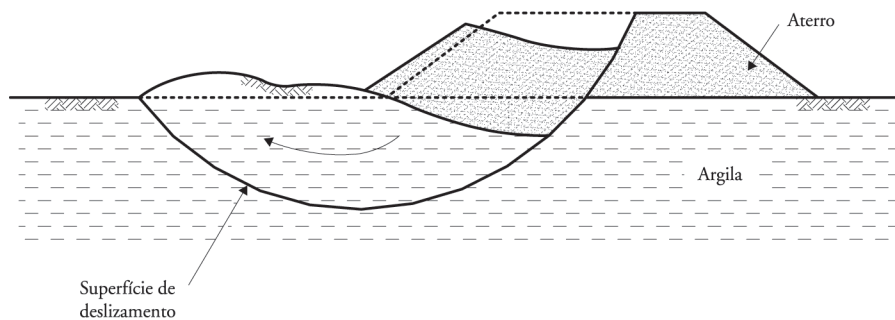


FIG. 1.1 Exemplo de ruptura global

As rupturas globais realmente observadas – embora muitas vezes associadas a perdas de vidas humanas e de bens materiais – são, sob outro prisma, de extrema utilidade para o avanço do conhecimento. Como se verá, muitos dos métodos de análise de estabilidade usados na Mecânica dos Solos foram sugeridos ou inspirados pela observação dos mecanismos associados àquelas rupturas.

1.2 MÉTODOS DE EQUILÍBRIO-LIMITE

Mais usados na prática da Engenharia Geotécnica do que as metodologias decorrentes dos teoremas anteriores são os chamados *métodos de equilíbrio-limite*. Embora sem a consistência teórica das metodologias mencionadas anteriormente, tais métodos constituem ferramentas com enorme interesse prático. Não por acaso, decorrem da observação e da interpretação, por engenheiros, de rupturas reais.

Basicamente, esses métodos consistem em:

- a) admitir um mecanismo de ruptura, correspondente a uma massa de terras limitada por uma superfície de deslizamento (curvilínea, plana ou mista);
- b) para a mesma massa, calcular o efeito (que pode, por exemplo, corresponder ao momento das forças em relação a um centro de rotação, como o centro da superfície de deslizamento quando ela for um arco de circunferência) das forças instabilizadoras ou solicitantes, S , na superfície de deslizamento; tal equivale a calcular as forças tangenciais que são necessárias *mobilizar*, M , na mesma superfície para equilibrar aquele efeito; logo, $S = M$;
- c) calcular as forças tangenciais *mobilizáveis* ou *resistentes* na superfície de deslizamento para o mecanismo de ruptura admitido, R ;
- d) comparar as forças (ou seus efeitos) referidas em b) e c), o que pode ser concretizado de diversas formas, como se verá adiante;
- e) repetir os passos a) a d) para outros mecanismos e massas de terra, identificando assim a chamada *superfície crítica*, que será aquela que limita a massa de terras para a qual a comparação de S com R é menos favorável.

Essa metodologia combina aspectos que derivam dos dois teoremas da análise-limite. Com efeito, as superfícies potenciais de deslizamento correspondem naturalmente a determinados mecanismos de colapso, como é regra admitir no âmbito do TLS, mas nem sempre respeitam os requisitos da compatibilidade das deformações. Por outro lado, embora as condições globais de equilíbrio da massa potencialmente instável tenham de ser satisfeitas, as condições locais de equilíbrio nem sempre são verificadas.

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA. ENSAIOS *IN SITU*

2

Este capítulo é dedicado às operações realizadas no local de uma construção para a sua caracterização geotécnica, tema que excede em parte o âmbito da Mecânica dos Solos e constitui a área de intervenção por excelência da Geologia da Engenharia, envolvendo também a Mecânica das Rochas. Desse modo, considerando o contexto deste livro, os assuntos normalmente considerados da área dessas últimas disciplinas não serão abordados ou o serão apenas de modo relativamente superficial.

A relevância do tema deste capítulo explica-se facilmente ao leitor que se inicia no estudo da Mecânica dos Solos. A aplicação das teorias e metodologias – quer as explanadas no Vol. 1 ou neste livro, quer muitas outras nele não tratadas – que baseiam os aspectos da concepção e do dimensionamento das estruturas condicionados pelo terreno onde são implantadas requer:

- i) a identificação, em termos geológicos e geotécnicos, da sequência das camadas que compõem o terreno até certa profundidade, que varia conforme o tipo de estrutura e o próprio maciço de implantação;
- ii) a caracterização das condições da água no terreno;
- iii) a caracterização física, mecânica e hidráulica dos solos que compõem as camadas cujo comportamento condicione de algum modo o da estrutura a construir.

O terceiro item requer a coleta de amostras para ensaios em laboratório – assunto abordado no Vol. 1 – e também ensaios *in situ*, normalmente considerados (tal como a amostragem) como parte da própria prospecção. Esses ensaios são tratados neste capítulo, constituindo seu principal objeto.

Para um aprofundamento desse tema recomenda-se o estudo do manual de Mayne, Christopher e DeJong (2001).

2.1 PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

2.1.1 RECONHECIMENTO PRELIMINAR DE SUPERFÍCIE

O estágio de prospecção geotécnica é precedido do chamado *reconhecimento geológico-geotécnico preliminar*, que consta de um reconhecimento local de superfície, muitas vezes com algumas operações de prospecção ainda incipientes, como a abertura de poços pouco profundos. Geralmente, a visita ao campo é precedida pela recolha de informação escrita e desenhada sobre o local, em particular as cartas topográficas e geológicas e, quando existem, as cartas geotécnicas. Atualmente, a consulta de imagens aéreas bidimensionais e tridimensionais, obtidas a partir de satélite e de consulta livre na internet, é também muito útil, em particular para as grandes obras fora das áreas urbanas, como estradas, barragens e estabilização de taludes naturais. Quando se trata de áreas urbanas ou próximas de regiões densamente ocupadas, existem, geralmente, resultados da caracterização geotécnica em locais relativamente próximos, que interessa reunir e consultar.

O tratamento de toda essa informação e os resultados do reconhecimento no local são reunidos e analisados num relatório, que serve de base ao estágio de estudo prévio ou de viabilidade da obra ou empreendimento. Esse relatório permite também elaborar um programa de *prospecção geotécnica* para o projeto, que envolve, geralmente, a *prospecção geofísica* e a *prospecção mecânica*.

2.1.2 PROSPECÇÃO GEOFÍSICA

Tradicionalmente, na Engenharia Civil, a prospecção geofísica era preferencialmente efetuada nas obras ocupando grandes áreas ou com considerável desenvolvimento linear, como barragens e obras viárias, precedendo geralmente a prospecção mecânica.

A prospecção geofísica desdobra-se nos métodos sísmicos, que induzem no terreno ondas elásticas (como o método sísmico de refração, o ensaio sísmico entre furos, o método das ondas de superfície), e nos métodos eletromagnéticos, que induzem corrente elétrica ou ondas eletromagnéticas (como o método da resistividade elétrica e o georradar) no terreno.

Como exemplos de aplicação dos métodos geofísicos podem ser nomeados: i) a avaliação da profundidade da camada dura sob aluvionar mole; ii) a avaliação da espessura de alteração de um maciço rochoso, por exemplo,

BASES DO DIMENSIONAMENTO DE OBRAS GEOTÉCNICAS

3

As construções projetadas pelos engenheiros civis precisam satisfazer uma série de requisitos técnicos. Tradicionalmente, esses requisitos podem resumir-se a três:

- i) a *estabilidade*, isto é, a segurança em relação à ruptura ou ao colapso estrutural;
- ii) a *funcionalidade*, isto é, a capacidade de as construções propiciarem o uso para que foram projetadas sem significativas restrições dos usuários;
- iii) a *durabilidade*, de modo a cumprirem os requisitos precedentes durante a vida útil sem exagerados custos de manutenção.

Naturalmente, esses requisitos devem ser satisfeitos com custos e prazos de execução aceitáveis.

Para edifícios é usual individualizar o requisito *conforto* – em relação à anteriormente denominada funcionalidade – nas vertentes térmica, acústica, higrométrica etc.

Recentemente surgiu a condição de *sustentabilidade*, que exige que todas as operações e materiais envolvidos no projeto, na construção, na exploração, na manutenção e, finalmente, na demolição das construções não firam o paradigma de sustentabilidade ambiental.

Neste capítulo, dedicado ao dimensionamento de obras geotécnicas, são discutidas as metodologias usadas no projeto para cumprir os dois primeiros requisitos.

Entende-se por obras ou estruturas geotécnicas as construções ou partes de construções cuja concepção e dimensionamento são essencialmente controlados pelo comportamento mecânico e hidráulico dos maciços terrosos

ou rochosos onde estão implantadas. Exemplos de obras ou estruturas geotécnicas são as fundações, as estruturas de contenção de terras, os taludes naturais, os aterros e as obras subterrâneas. Veja, a propósito, a introdução do Cap. 5 do Vol. 1 e que em seguida se transcreve.

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

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

Naturalmente, o primeiro critério se relaciona com o primeiro requisito, isto é, a estabilidade. O segundo critério se relaciona com a satisfação da condição de funcionalidade. Com efeito, no que se refere ao comportamento mecânico dos solos, as deformações induzidas pela interação com a estrutura, qualquer que ela seja, constituem o aspecto mais relevante para a questão da funcionalidade estrutural. (A funcionalidade pode ser comprometida por outros aspectos associados ao terreno, como a infiltração de água ou gases a partir do terreno. Todavia, os processos destinados a proteger ocorrências desse tipo são tratados fora do âmbito da Mecânica dos Solos e da Engenharia Geotécnica.)

O objetivo deste capítulo é apresentar e discutir as filosofias em que se baseiam os métodos de dimensionamento geotécnico, isto é, os métodos usados para satisfazer as duas condições anteriormente mencionadas. As considerações que em seguida se apresentam têm muito em comum com o dimensionamento das outras estruturas de Engenharia Civil e enquadram-se numa disciplina da Engenharia de Estruturas denominada Segurança Estrutural (Borges; Castanheta, 1968).

3 BASES DO DIMENSIONAMENTO DE OBRAS GEOTÉCNICAS 219

3.5.5 A QUESTÃO DO VALOR CARACTERÍSTICO DA PROPRIEDADE RESISTENTE DE UM TERRENO

O conceito de valor característico da propriedade de um material estrutural e de um solo – Eurocódigo 0 versus Eurocódigo 7

O valor característico de uma propriedade de um material é definido no Eurocódigo 0 como “o valor dessa propriedade correspondente a determinada probabilidade de não ser atingido numa hipotética série ilimitada de ensaios; tal valor corresponde geralmente a um percentual especificado da distribuição estatística admitida para essa propriedade”. É sabido que, na Engenharia de Estruturas, aquele percentual é geralmente igual a 5% para materiais como o concreto e o aço.

No processo de elaboração do EC 7, o conceito de valor característico da propriedade de um solo envolveu uma longa discussão (Maranha das Neves, 1994; Schneider, 1997; Simpson; Driscoll, 1998; Matos Fernandes, 2000; Cardoso; Matos Fernandes, 2001). A definição que aparece no código é, como se verifica, muito menos objetiva do que a anteriormente mencionada. Essa questão é de grande relevância, e por isso convém dedicar-lhe mais atenção.

Transcrevem-se em seguida alguns princípios do EC 7:

1. *A escolha dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos deve ser baseada em resultados e em valores deduzidos de resultados de ensaios de laboratório e de campo, complementados por experiência bem estabelecida.*
2. *O valor característico de um parâmetro geotécnico deve ser escolhido de modo a constituir uma estimativa cautelosa do valor que governa a ocorrência do estado-limite em consideração.*
3. *Na escolha dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos devem ser considerados:*
 - *as informações geológicas e outras informações de base, tais como dados de empreendimentos anteriores;*
 - *a variabilidade dos valores medidos das propriedades e outras informações relevantes, como conhecimentos já existentes;*
 - *a amplitude dos estudos de caracterização de campo e de laboratório;*
 - *o tipo e o número de amostras;*
 - *a deformação da zona de terreno que governa o comportamento da estrutura geotécnica no estado-limite em consideração;*
 - *a aptidão da estrutura geotécnica para transferir cargas de zonas mais deformáveis do terreno para zonas menos deformáveis.*

EMPUXOS DE TERRAS. MUROS GRAVIDADE

4

São inúmeros os casos em que as estruturas de Engenharia Civil interagem com maciços terrosos por meio de paramentos verticais (ou próximos da vertical). O termo *paramento*, que é frequentemente usado neste capítulo, pretende designar a face de uma estrutura ou elemento estrutural que interage com o solo no contexto anteriormente descrito. Como resultado da referida interação, mobilizam-se sobre aquele paramento forças, normalmente denominadas *empuxos*, de direção horizontal ou com componente horizontal predominante.

Os problemas de interação referidos podem ser classificados em duas grandes categorias. A primeira verifica-se quando a estrutura suporta o maciço terroso com que tem contato. Diz-se que um maciço está suportado quando a respectiva superfície lateral tem uma inclinação em relação à horizontal maior do que aquela que assumiria sem o auxílio de qualquer carga exterior comunicada por determinada estrutura, denominada *estrutura de arrimo*. A Fig. 4.1 representa obras desse tipo. Nesses casos o empuxo que o solo exerce sobre a estrutura é uma *solicitação*. Quer dizer, portanto, que o solo “empurra” a estrutura e ela tenderá a experimentar um movimento maior ou menor, dependendo das suas condições de apoio, no sentido contrário ao solo suportado.

Entre as estruturas referidas é dado particular destaque neste capítulo aos chamados *muros de arrimo de gravidade* ou simplesmente *muros gravidade*. Essa designação decorre do fato de o próprio peso do muro desempenhar papel relevante no equilíbrio do empuxo das terras suportadas, como é o caso da estrutura da Fig. 4.1b. A mesma designação aplica-se ainda a estruturas como a da Fig. 4.1c, em que o muro é concebido de modo a aproveitar o peso do solo acima da sapata na estabilidade.

4.4 TEORIA DE BOUSSINESQ, RÉSAL E CAQUOT PARA CONSIDERAÇÃO DO ATRITO SOLO-PARAMENTO

Como foi verificado, as tensões ativas e passivas, quando avaliadas pela teoria de Rankine generalizada, têm uma direção, nos casos mais complexos – quando a superfície do terreno é inclinada em relação à horizontal e/ou quando o paramento não é vertical –, que *não é normal ao paramento e que resulta da aplicação do próprio método*. É nesse ponto que se encontra a limitação da teoria de Rankine generalizada: ela não permite que o ângulo que define a inclinação do empuxo de terras sobre o paramento seja *imposto* (isto é, tomado como um dos parâmetros de cálculo, tal como, por exemplo, o ângulo de resistência ao cisalhamento do solo), sendo antes um *resultado* do método de avaliação do empuxo.

A obliquidade da tensão em relação ao paramento exige a mobilização de certa resistência tangencial na interface solo-estrutura. Lembre-se de que essa resistência depende da resistência ao cisalhamento do próprio solo e da maior ou menor rugosidade do paramento estrutural, portanto depende das condições concretas do problema analisado. Geralmente, a resistência da interface é definida por meio de um ângulo de resistência ao cisalhamento – muitas vezes denominado *ângulo de atrito terras-muro* – representado pelo símbolo δ . Este é geralmente considerado uma fração de ϕ' , o ângulo de resistência ao cisalhamento do solo. Em paramentos muito rugosos, δ tenderá a igualar ϕ' .

Para compreender as consequências dessa questão, considere-se a Fig. 4.19, que mostra o caso estudado por Rankine, ou seja, um maciço de superfície horizontal interagindo com um paramento vertical, e compare-se as interações solo-paramento sem atrito (hipótese de Rankine) e solo-paramento com atrito (Figs. 4.19a e 4.19b, respectivamente) para os estados ativo e passivo.

Quando o paramento se afasta do solo, este tende a descer em relação àquele. Num paramento rugoso, as tensões tangenciais que o solo lhe aplica são dirigidas para baixo; logo, o empuxo ativo atua inclinado para baixo, com um ângulo δ em relação à normal. Ao contrário, quando o paramento é empurrado contra o solo, este tende a subir em relação àquele, aplicando-lhe tensões

FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

5

Denomina-se *fundação superficial*, mas também usualmente *fundação direta* ou ainda *sapata*, uma fundação que transmite a carga proveniente da estrutura a uma camada, denominada *camada portante*, próxima da superfície do terreno.

Aquilo que distingue, do ponto de vista de seu funcionamento, uma fundação superficial de uma fundação profunda é que naquela a interação com o terreno para equilíbrio da carga vertical que não se processa através da base é geralmente desprezível e, portanto, ignorada no dimensionamento. Já nas fundações profundas a interação com o terreno através da área lateral (também denominada fuste), dada sua relevância para o equilíbrio da carga vertical, é normalmente considerada.

Na maioria das fundações de edifícios e pontes as forças verticais são claramente predominantes, sendo as forças horizontais normalmente associadas a ações variáveis ou até de acidente, como o vento e os sismos, de grandeza modesta ou moderada. Compreende-se, assim, que geralmente as fundações superficiais tenham base horizontal. Fundações superficiais com base inclinada são adotadas muitas vezes em muros de arrimo gravidade, como se verifica no Cap. 4, o que se compreende pelo fato de nessas estruturas a componente horizontal da força transmitida à fundação ser elevada e de caráter permanente.

Na perspectiva do terreno, o dimensionamento de uma fundação superficial deve satisfazer a segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de utilização.

O estado-limite último mais importante consiste na ruptura do terreno sob a fundação por capacidade resistente insuficiente ao carregamento vertical. Isso acarreta deslocamentos verticais muito elevados, que induzem também um estado-limite último, parcial ou global, na estrutura suportada.

Outro estado-limite muito relevante consiste em recalques excessivos da fundação. Normalmente eles são associados a um estado-limite de utilização, mas, em certas circunstâncias, podem induzir estados-limites últimos em elementos estruturais vizinhos da fundação em questão.

Este capítulo é em grande parte destinado a apresentar metodologias que permitem, para as fundações superficiais: i) avaliar a capacidade de carga vertical; ii) estimar os recalques. Com base nessas metodologias é possível definir, para um dado caso concreto, a cota da base da fundação e as suas dimensões em planta. Com base em outros conhecimentos, fora do âmbito deste livro, completa-se o dimensionamento da fundação como peça estrutural (especificamente, se for de concreto armado, estabelecendo sua altura e sua armadura).

De modo análogo ao anteriormente discutido para os muros de arrimo, durante milênios as fundações foram dimensionadas por meio de critérios empíricos, de validade restrita aos solos de uma dada zona ou região, ajustados de geração em geração com base nos casos de sucesso e de insucesso. Essas regras foram essencialmente desenvolvidas para estruturas de alvenaria.

A generalização das estruturas reticuladas associadas ao uso do aço e do concreto como materiais estruturais mais usuais a partir do fim do século XIX, e especialmente a partir do princípio do século XX, colocou exigências acrescidas no que diz respeito às fundações. Com efeito, passaram a ser construídas estruturas mais altas, com vãos maiores, implicando cargas maiores e mais concentradas transmitidas às fundações.

O corpo teórico disponível para o dimensionamento de fundações superficiais foi desenvolvido no século XX, acompanhando o desenvolvimento da Mecânica dos Solos a partir dos trabalhos pioneiros de Terzaghi na década de 1920. Todavia, a complexidade de muitas das questões envolvidas no dimensionamento faz com que muitos dos métodos de aplicação usual acabem por constituir ainda uma mescla de soluções teóricas, isto é, racionalmente demonstráveis, e de soluções semiempíricas e mesmo empíricas, com base na experiência.

Neste capítulo a componente empírica foi limitada ao mínimo indispensável, privilegiando-se a discussão dos fenômenos mecânicos envolvidos no comportamento das fundações e os métodos de dimensionamento fundamentalmente com base em considerações racionais. Isso permitirá recorrer, caso se

TAB. 5.1 VALORES DOS COEFICIENTES DE CAPACIDADE RESISTENTE AO CARREGAMENTO

ϕ	$N_{c(1)}$	$N_{q(2)}$	$N_{\gamma(3)}$	$N_{\gamma(4)}$
0	5,14	1,00	0,00	0,00
20	14,83	6,40	3,93	2,86
21	15,81	7,07	4,66	3,37
22	16,88	7,82	5,51	3,97
23	18,05	8,66	6,50	4,67
24	19,32	9,60	7,66	5,50
25	20,72	10,66	9,01	6,46
26	22,25	11,85	10,59	7,60
27	23,94	13,20	12,43	8,94
28	25,80	14,72	14,59	10,52
29	27,86	16,44	17,12	12,40
30	30,14	18,40	20,09	14,62
31	32,67	20,63	23,59	17,26
32	35,49	23,18	27,72	20,42
33	38,64	26,09	32,59	24,19
34	42,16	29,44	38,37	28,71
35	46,12	33,30	45,23	34,16
36	50,59	37,75	53,40	40,75
37	55,63	42,92	63,18	48,75
38	61,35	48,93	74,90	58,49
39	67,87	55,96	89,01	70,43
40	75,31	64,20	106,05	85,11
41	83,86	73,90	126,74	103,27
42	93,71	85,37	151,94	125,85
43	105,11	99,01	182,80	154,10
44	118,37	115,31	220,77	189,66
45	133,88	134,87	267,75	234,72
46	152,10	158,50	326,20	292,25
47	173,64	187,21	399,36	366,25
48	199,26	222,30	491,56	462,24
49	229,92	265,50	608,54	587,85
50	266,88	319,06	758,09	753,79

Notas: 1 – Eq. 5.9; 2 – Eq. 5.10; 3 – Eq. 5.13; 4 – Eq. 5.14.

ESTABILIDADE E ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES NATURAIS

6

Este capítulo é dedicado à estabilidade e estabilização de taludes naturais. Tratando do equilíbrio de grandes massas de terras, tem naturalmente fortes relações com o conteúdo do Cap. 1, em que é estudada a estabilidade global de maciços. Alguns métodos então estudados, em particular o método das fatias, serão aqui retomados.

É sabido da Geologia que os chamados agentes da geodinâmica externa – a água, sob suas mais variadas formas, como a chuva, os rios, os oceanos, as geleiras e outras, o vento, as variações de temperatura e ainda os seres vivos – tendem a *aplainar* a superfície da crosta, por provocarem a alteração química e a desintegração física dos maciços de rochas e de solos que a constituem. Essas ações de degradação e enfraquecimento dos maciços, conjugadas com outras forças da natureza, como a gravidade, as forças de percolação e os sismos, traduzem-se muitas vezes no escorregamento mais ou menos brusco de grandes massas de terra. Uma das causas mais frequentes de escorregamentos de terras em muitas regiões é a ocorrência de sismos. Por exemplo, o sismo de San Fernando, na Califórnia, em 1971, deu origem a mais de 6 mil escorregamentos (Nilsen; Brabb, 1975). A Fig. 6.1 mostra imagem de escorregamentos de encostas na ilha do Faial, Açores, Portugal, provocados pelo sismo de 1998.

Após esses eventos, aquelas massas readquirem o equilíbrio numa outra geometria, com redução da inclinação de sua superfície. Esse equilíbrio pode ser desfeito e restabelecido várias vezes, com intervalos de centenas, milhares ou milhões de anos, sob a conjugação de efeitos análogos.

Se é verdade que escorregamentos de taludes naturais existem desde sempre, portanto muito antes da nossa civilização, é também inquestionável que a ação humana tem contribuído diretamente para muitos escorregamentos, porque se conjuga, muitas vezes de modo particularmente adverso, com a ação dos agentes naturais. Exemplos dessas ações humanas adversas são numerosos.



FIG. 6.1 Escorregamento na escarpa da Lomba Grande, Ilha do Faial, Açores, induzido pelo sismo de 9 de julho de 1998

Foto: Carlos Fraga.

Com efeito, inúmeras obras, como as modernas ferrovias e autoestradas, mas também obras de expansão de zonas urbanas densamente ocupadas, implicam alterações importantes da geometria e, portanto, do estado de tensão dos maciços, em particular por meio de grandes escavações. Frequentemente, os solos escavados localizam-se em zonas do maciço que desempenham papel estabilizador de massas terrosas situadas em cotas superiores, logo, tais escavações podem desencadear escorregamentos, muitas vezes envolvendo volumes muito maiores do que o do solo escavado.

Em certas regiões tropicais, como no Brasil, o progressivo desflorestamento tem removido grande parte da proteção dos taludes contra a ação das chuvas torrenciais, típicas dessas regiões, facilitando tanto a erosão quanto a infiltração profunda. Desse modo, a degradação dos solos é fortemente acelerada e são criadas condições da água no terreno muito desfavoráveis. Não por acaso, numerosos escorregamentos têm acontecido nessas regiões, onde a frequente ocupação de áreas de risco por construções, que é muitas vezes motivo do desflorestamento, tem conduzido a muitas perdas de vidas.

A Fig. 6.2 mostra imagem do deslizamento de Po Shan Road, zona densamente ocupada de Hong Kong, em 18 de junho de 1972. O deslizamento ocorreu após um longo período de fortes chuvas e envolveu cerca de 40 mil m³

COMPACTAÇÃO. INTRODUÇÃO ÀS OBRAS DE ATERRO

7

A utilização do solo como material de construção é tão antiga como a Humanidade. Entre os modos de utilização do solo como material de construção destacam-se – pelo número, relevância técnica e volumes de terras envolvidos – as chamadas *obras de aterro*. Essas obras englobam, entre muitas outras, as barragens de aterro e os aterros para infraestruturas de transportes (estradas, vias férreas e aeroportos).

As Figs. 7.1 e 7.2 mostram seções transversais, respectivamente, da barragem de Furnas, no rio Grande (MG), com 127 m de altura e concluída em 1963, e da barragem de Itaúba, no rio Jacuí (RS), com 97 m de altura e concluída em 1978. A Fig. 7.3 mostra o corte transversal de um aterro para o Itinerário Complementar nº 5, no Douro Interior, Portugal, concluído em 2012.

O processo convencional de construção de aterros envolve, geralmente, os seguintes passos essenciais: i) a remoção, por escavação, do solo a usar como material de aterro de seu local natural de jazida, a chamada *área de empréstimo*; ii) o transporte do material para o local da obra; iii) a colocação em obra por

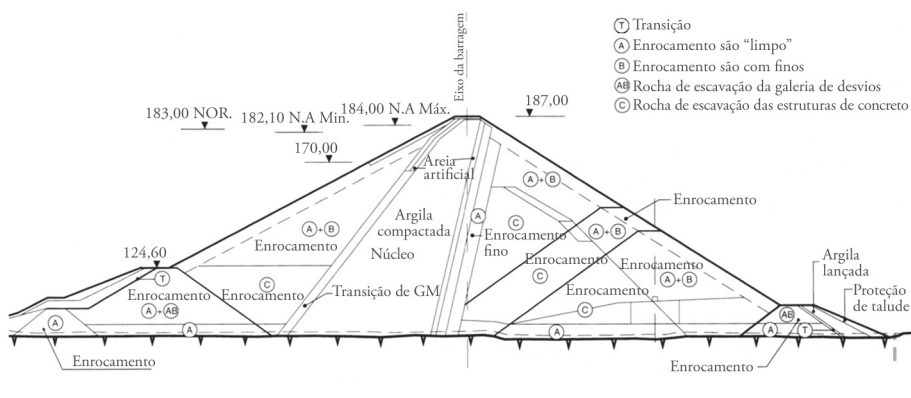


FIG. 7.1 Barragem de Furnas: seção transversal típica

Fonte: Cruz (1996).

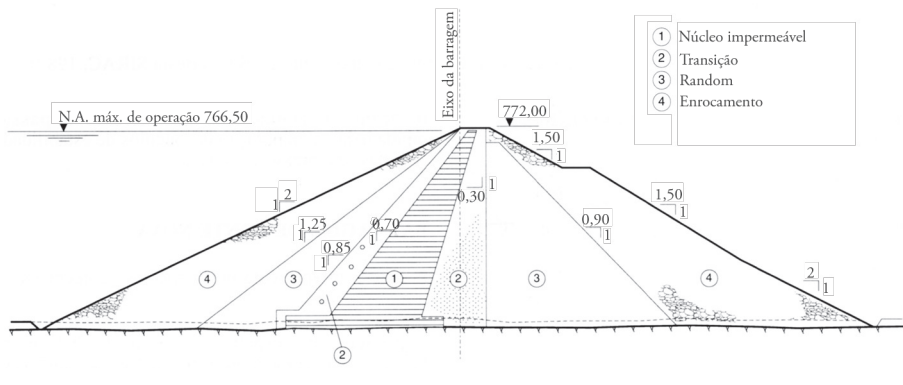


FIG. 7.2 Barragem de Itaúba: seção transversal na Estaca 11

Fonte: Cruz (1996).

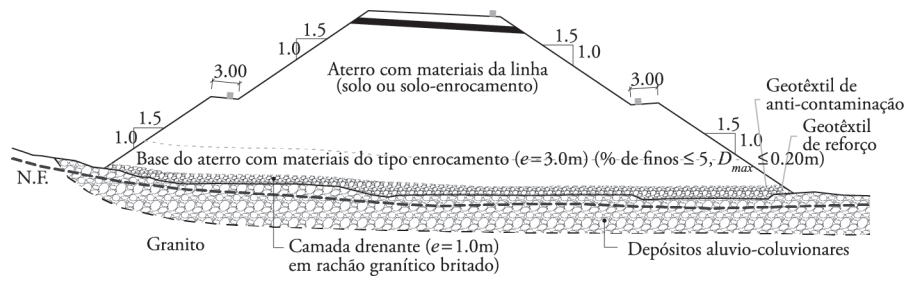


FIG. 7.3 Aterro para o IC5, Carlão/Nó de Pombal: corte transversal ao PK 19+650

Fonte: Estradas de Portugal/Ascendi/Norvia (2010).

meio do espalhamento em camadas de espessura predefinida; iv) a compactação das camadas através da passagem sobre elas, por determinado número de vezes, também predefinido, dos rolos compactadores.

O estágio fundamental da construção das obras de aterro é o de compactação, aquele em que se procura conferir ao material de aterro propriedades que satisfaçam os requisitos da obra a realizar. Este capítulo é dedicado essencialmente à compactação, e sobre ela procura-se esboçar, em termos simplificados, o cenário em que se enquadram o projeto e a construção das obras de aterro, que, como se verificará, é substancialmente distinto dos que se referem às obras tratadas nos capítulos anteriores. Esse aspecto é tratado com maior desenvolvimento na seção 7.4.

A compactação é o processo que, aplicado a uma massa de solo não saturada – logo, constituída por três componentes, sólida (partículas), líquida

7 COMPACTAÇÃO. INTRODUÇÃO ÀS OBRAS DE ATERRO 511

(água) e gasosa (ar) –, visa o aumento de sua compacidade por meio da redução do volume do ar, conseguida à custa da aplicação repetida de cargas. A compactação envolve uma expulsão de ar sem significativa variação da quantidade de água presente no solo. Assim, o teor de umidade é geralmente o mesmo para determinada massa de solo fofa e sem compactação e para a mesma massa num estado mais denso conferido pela compactação. Considerando que a quantidade de ar é reduzida sem variação do teor de umidade, o grau de saturação cresce com a compactação. No entanto, a expulsão de toda a fase gasosa por compactação não é possível, não se atingindo a saturação do solo.

As propriedades dos solos que interessa modificar quando eles são usados como materiais de aterro são a resistência ao cisalhamento, a rigidez e a permeabilidade. Em regra, a compactação aumenta a resistência e a rigidez e reduz a permeabilidade.

Em alguns casos, por exemplo, nos aterros para obras viárias, certas zonas são construídas usando material rochoso britado e não partículas minerais formadas pela Natureza. É também cada vez mais usual o aproveitamento de resíduos industriais, como as escórias das siderurgias. Embora alguns dos aspectos tratados neste capítulo sejam também aplicáveis aos aterros com esses tipos de material, o contexto dominante é o das obras de aterro empregando partículas de solos naturais.

Antes de encerrar esta introdução justifica-se notar que este capítulo trata apenas da compactação que se pode denominar convencional, isto é, do processo de densificação anteriormente descrito que acompanha a execução por camadas da obra de aterro. Outros tipos de compactação são aplicáveis a maciços naturais. É o caso da vibrocompactação e da compactação dinâmica, já abordados a propósito do tratamento dos solos arenosos naturais para evitar o fenômeno da liquefação (ver seção 5.4.3).

7.1 EQUIPAMENTOS DE COMPACTAÇÃO

O tratamento detalhado das propriedades dos equipamentos de compactação disponíveis no mercado ultrapassa o âmbito deste livro. Serão referidos apenas os tipos principais de equipamento e as situações em que seu emprego é o mais indicado.

Começa-se pelos chamados *rolos de pés de carneiro*, de que a Fig. 7.4 mostra dois exemplos. Eles existem no mercado com pesos que podem exceder