

ESTUDO DE MACIÇOS TERROSOS DE FUNDAÇÃO DE BARRAGENS

MÁRIO DE OLIVEIRA QUINTA FERREIRA

EDIÇÃO DO CENTRO DE GEOCIÊNCIAS (INIC)
DA UNIVERSIDADE DE COIMBRA

ESTUDO DE MACIÇOS TERROSOS DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS

Mário de Oliveira Quinta Ferreira

Maio de 1984

Dissertação apresentada à Universidade
Nova de Lisboa para a obtenção do grau
de Mestre em Geologia de Engenharia

Edição do Centro de Geociências (INIC)
da Universidade de Coimbra

AGRADECIMENTOS

Ao Dr. Ricardo Oliveira pela orientação e sugestões.

Ao Prof. Doutor Coteló Neiva pelo apoio e incentivo dados durante todo o Mestrado.

Ao Instituto Nacional de Investigação Científica pela bolsa concedida para a frequência da parte escolar do Mestrado.

A todos os que de algum modo contribuíram para a realização deste trabalho.

ESTUDO DE MACIÇOS TERROSOS DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS

RESUMO

No presente trabalho procura-se abordar o estudo de maciços terrosos de fundações de barragens. Com este objetivo, é feita uma breve introdução na qual se procura dar o enquadramento em que se insere o trabalho.

No ponto 2 são abordados, de um modo que se procura ser sistemático, os problemas geológicos e geotécnicos associados a este tipo de fundações, utilizando-se frequentemente exemplos de situações reais.

Os métodos de estudo susceptíveis de serem empregues e a metodologia que deve presidir na sua escolha e aplicação, são tratados no ponto 3. Neste ponto procura-se igualmente dar ênfase às situações para que melhor se adaptam os diferentes métodos de estudo, e as informações que permitem obter.

No ponto 4 faz-se referência a algumas situações concretas de fundações de barragens em maciços terrosos, recentemente estudadas em Portugal.

ÍNDICE

1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - Objectivos do trabalho	1
1.2 - Breve introdução histórica sobre barragens	2
1.3 - Os vários tipos de barragens	3
1.4 - Construção de barragens rígidas e barragens deformáveis	4
1.5 - Fundações de barragens em maciços terrosos	8
2 - PROBLEMAS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS ASSOCIADOS ÀS FUNDAÇÕES EM MACIÇOS TERROSOS	11
2.1 - Aluviões	13
2.1.1 - Introdução	13
2.1.2 - Estrutura geológica e litologia	15
2.1.3 - Permeabilidade	19
2.1.4 - Fenómenos de erosão interna	21
2.1.5 - Resistência e deformação das aluviões	24
2.1.5.1 - Introdução	24
2.1.5.2 - Caso de solos não coesivos	25
2.1.6 - Fenómenos de liquefacção	32
2.1.6.1 - Introdução	32
2.1.6.2 - Métodos para avaliar a susceptibilidade à liquefacção de solos arenosos saturados	35
2.1.6.3 - Algumas características de projectos em que foi estudada a potencialidade de liquefacção	40
2.2 - Solos de origem glacial, glacio-fluvial e glacio-lacustre	42
2.2.1 - Introdução	42
2.2.2 - Características geológicas e geotécnicas	44
2.3 - Solos residuais	48
2.3.1 - Introdução	48
2.3.2 - Estudo dos solos residuais	50
2.4 - Rochas brandas	55
2.5 - Águas subterrâneas	58
2.5.1 - Introdução	58
2.5.2 - Níveis piezométricos	59

2.6 - Tratamento das fundações	62
2.6.1 - Introdução	62
2.6.2 - Controlo da percolação por redução dos caudais	62
2.6.2.1 - Introdução	63
2.6.2.2 - Tapetes impermeáveis	63
2.6.2.3 - Corta-águas	64
2.6.2.4 - Injecções	67
2.6.3 - Consolidação e drenos	68
2.6.4 - Combinação dos diferentes elementos	70
2.7 - Segurança das fundações	72
3 - MÉTODOS DE ESTUDO	74
3.1 - Metodologia de estudo	74
3.2 - Trabalhos de prospecção geotécnica mais frequentemente empre	
gues	80
3.2.1 - Prospecção geofísica	80
3.2.1.1 - Métodos eléctricos	82
3.2.1.2 - Métodos sísmicos	85
3.2.2 - Prospecção mecânica	93
3.2.2.1 - Trincheiras, valas e poços	94
3.2.2.2 - Sondagens mecânicas	96
3.2.2.3 - Ensaios de penetração estática	100
3.2.2.4 - Ensaios de penetração dinâmica	103
3.2.2.5 - Correlações entre os ensaios de penetração estática e	
dinâmica	109
3.2.3 - Ensaios de carga com placa	111
3.2.4 - Ensaio de corte rotativo	115
3.2.5 - Pressiômetro	117
3.2.5.1 - Pressiômetro de Ménard	117
3.2.5.2 - Pressiômetro auto-perfurante	119
3.2.6 - Determinação da permeabilidade em furos de sondagem	122
3.2.6.2 - Determinação da permeabilidade a partir de ensaios de	
bombagem em poços	126
3.2.6.3 - Determinação da permeabilidade no laboratório	126
3.2.7 - Complementaridade dos ensaios	128

3.3 - Amostragem	130
3.3.1 - Generalidades	130
3.3.2 - Classificação das amostras segundo o IGOSS	133
3.3.3 - Algumas referências a amostradores	134
3.4 - Ensaio laboratoriais	137
4 - BREVE REFERÊNCIA A BARRAGENS PORTUGUESAS CONSTRUÍDAS RECENTE <u>MENTE</u> E INTERESSANDO FUNDAÇÕES TERROSAS	140
BIBLIOGRAFIA.....	147

ESTUDO DE MACIÇOS TERROSOS DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Objectivos do trabalho

Muitos locais de barragens situam-se em vales preenchidos por grande espessura de aluviões recentes, ou escavados em formações plio-quadernárias o que implica que as respectivas fundações vão interessar esses maciços terrosos. Igualmente se constroem barragens em locais constituídos por solos residuais, ou por rochas brandas.

A abordagem dos problemas geotécnicos que podem ocorrer nessas situações, bem como a definição de métodos de estudo (reconhecimento, prospecção geotécnica, ensaios in situ, etc.) adequados à caracterização geológica e geotécnica desses terrenos, constituem temas da maior actualidade.

Feita uma análise do problema na generalidade, e utilizando uma certa sistemática, procura-se abordar os problemas geológicos e geotécnicos mais relevantes. De igual modo tenta-se sistematizar a metodologia de estudo e os trabalhos de prospecção mais frequentemente empregues, bem como as informações que permitem obter.

Para finalizar, será feita referência a alguns casos de fundações de barragens portuguesas, com características geológicas análogas às que são abordadas ao longo deste trabalho.

1.2 - Breve introdução histórica sobre barragens

Segundo Hathaway (1958), uma das barragens mais antigas de que há conhecimento, data de há cerca de 4 800 anos e foi construída no Egipto em Sadd-El-Kafara.

Por todo o lado onde o clima obrigava ao armazenamento de água foram-se executando barragens. Encontraram-se vestígios por exemplo na Mesopotâmia, Ceilão e Japão.

Na Europa, devido ao clima mais húmido, só com a Revolução Industrial do século XIX se arrancou definitivamente com a construção generalizada de barragens. É de salientar que na Holanda, desde o século X, se constroem diques com a finalidade de impedir o avanço da água das marés.

A necessidade de armazenar água para irrigação, para abastecimento industrial e urbano, ou para produção de energia, provocou uma procura cada vez maior de locais adequados à construção de barragens. Como consequência, com o tempo começaram a escacear os bons locais, pelo que se tornou necessário adaptar os projectos de barragens aos locais menos favoráveis. As fracas condições de fundação tornam frequentemente inadequada e anti-económica a construção de barragens rígidas. Deste modo começou a optar-se por soluções em aterro, desde que se possam utilizar os materiais naturais da vizinhança da barragem. Além disso, o facto de se terem desenvolvido potentes máquinas de movimentação e compactação de terras veio favorecer as soluções de aterro.

Há ainda a realçar todos os progressos científicos e

tecnológicos que possibilitam a construção de barragens seguras, qualquer que seja o tipo considerado.

1.3 - Os vários tipos de barragens

Podem classificar-se os diferentes tipos de barragens segundo:

a) Os materiais usados na construção

- Barragens de betão
- Barragens de alvenaria
- Barragens de terra
- Barragens de enrocamento

b) As formas, em função das solicitações e do comportamento em relação às fundações

- Barragens de gravidade
- Barragens de contrafortes
- Barragens abóbada

As barragens de terra e as de enrocamento, são genericamente designadas de aterro.

As barragens de aterro podem ser homogêneas ou zonadas. As homogêneas são construídas com um material natural mais ou menos uniforme. As zonadas contêm materiais com propriedades perfeitamente distintas em várias partes da barragem.

Pode considerar-se que as barragens deformáveis são as de terra e enrocamento e que as rígidas são as de betão e alvenaria.

Combinando dois ou mais dos tipos básicos enunciados, obtêm-se barragens mistas. As associações dos tipos básicos a adoptar são consequência das características particulares das fundações, dos materiais de construção e das características hidráulicas do aproveitamento.

1.4 - Construção de barragens rígidas e barragens deformáveis

Analisando o comportamento de uma barragem rígida ou deformável, torna-se evidente que se pode construir barragens rígidas sobre fundações rígidas ou pouco deformáveis. Entende-se por fundação rígida a que é deformável dentro de tais limites que não causa danos na estrutura rígida. Pode-se, normalmente sem problemas de maior, construir uma barragem deformável sobre essa fundação rígida.

A geologia do local da barragem de Durlassboden, na Áustria (Kropatscheck e Rienössl, 1967), em particular o preenchimento sub-aluvionar muito importante, demonstrou que não era possível a construção de uma barragem rígida, podendo apenas executar-se uma barragem de terra.

Na escolha do tipo de barragem de Manicouagan 3, no Canadá (Benoit et al., 1967), a principal condicionante geológica foi a ocorrência de uma profunda garganta de origem sub-glaciar preenchida com aluviões (fig. 1.1). A geometria do firme rochoso permitia a construção de uma barragem de betão em abóbada única, implicando a necessidade de executar uma escavação profunda nas aluviões. Dado que este tipo de trabalho é bastante difícil

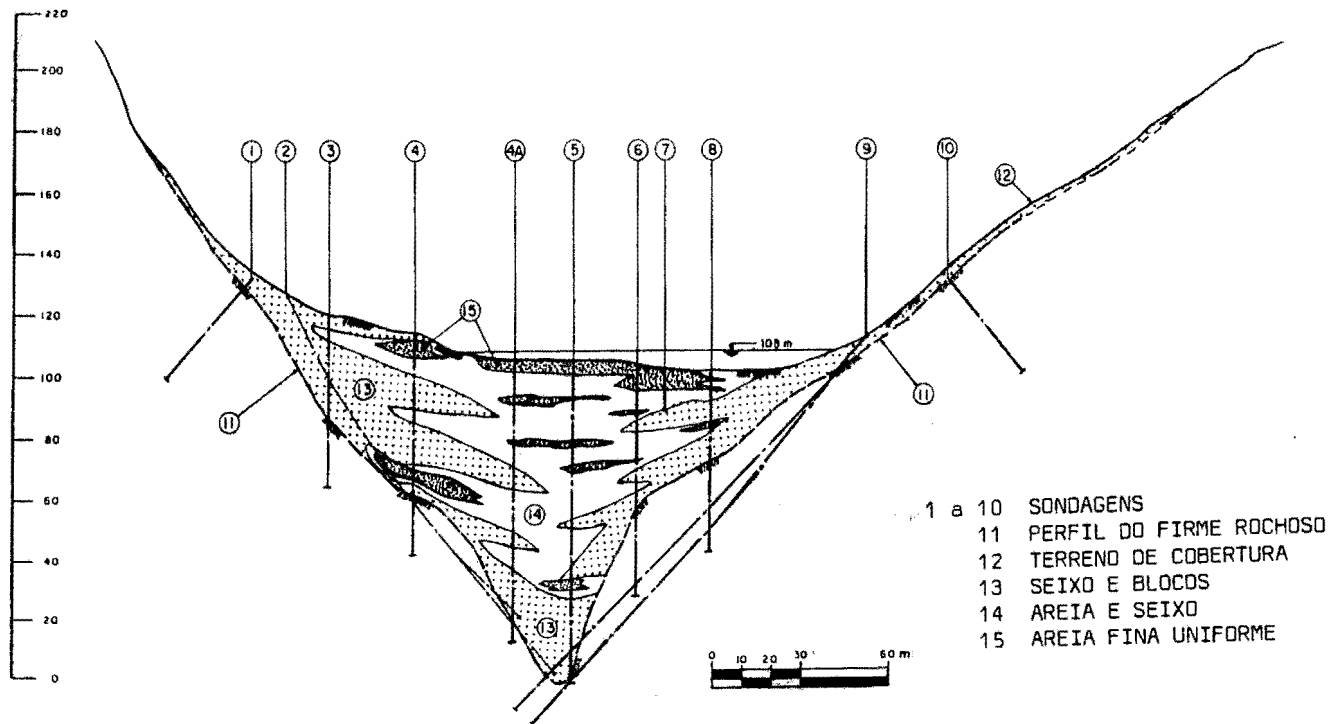


FIG. 1.1 - Corte geológico do vale glacial de Manicouagan 3 (adaptado de Dreville et al., 1970).

de realizar, concluiu-se que seria mais econômico construir uma barragem de aterro. A solução escolhida consiste numa barragem de terra e enrocamento, devido à abundância destes materiais no local, possuindo o núcleo inclinado e os taludes com declives extremamente suaves. O controlo da percolação é feito quer por injecções, quer por uma membrana em betão.

De igual modo, o projecto da barragem de Quiminha (Folque e Melo, 1977) foi extremamente influenciado pelas características e comportamento dos solos aluvionares da fundação. Na barragem de Massingir (Serafim e Carvalho, 1970), a variação das características do solo de fundação obrigou a optar por três per

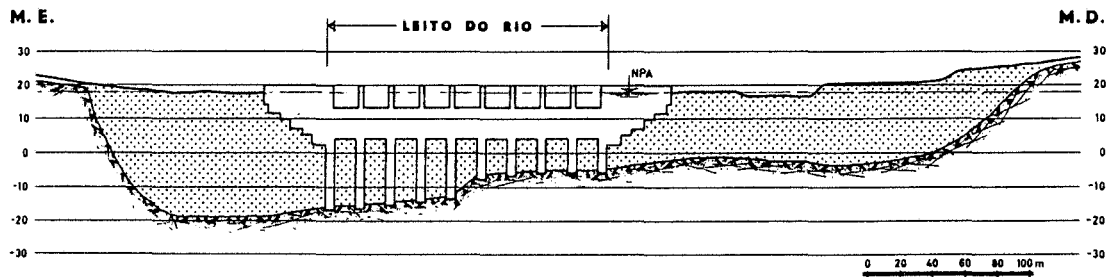
fis tipo diferentes, associados a medidas construtivas especiais. A geologia da fundação destas duas barragens será descrita com mais pormenor posteriormente (pontos 2.1.5.3 e 2.1.1).

Poder-se-ia ser levado a concluir que apenas se pode construir barragens deformáveis em vales com apreciável preenchimento aluvionar. No entanto tal não corresponde à realidade. O açude-ponte de Coimbra (Maranha das Neves, 1978) e a barragem de Crestuma no rio Douro (Alvares Ribeiro et al., 1982) são dois exemplos de barragens rígidas construídas em vales com um enchimento aluvionar de algumas dezenas de metros. Contudo, as fundações assentam no firme rochoso por intermédio de pegões executados com paredes moldadas. A figura 1.2 apresenta a inserção do açude-ponte de Coimbra no vale aluvionar bem como alguns pormenores do projecto.

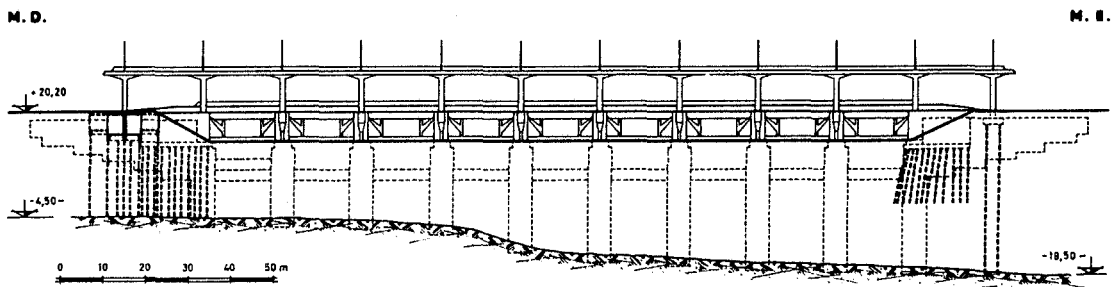
Constroem-se igualmente estruturas de betão tipo gravidade com fundações directas sobre o que normalmente se denomina de solos brandos. Estes solos, principalmente do período Quaternário, englobam areias, areias siltoas, siltes e argilas.

As barragens de betão fundadas directamente sobre os sedimentos compoem-se de unidades rígidas separadas umas das outras por juntas estanques que permitem um deslocamento moderado das unidades entre si, de modo a compensarem os assentamentos desiguais.

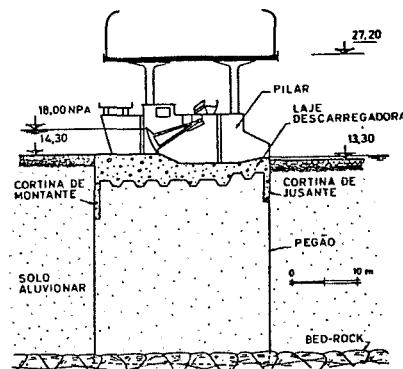
Normalmente encontram-se situações que conduzem ao projecto deste tipo de obra em rios importantes, com grande espessura de depósitos aluvionares, em que a maior parte ou toda a barragem serve de descarregador ou em que há necessidade de durante as cheias baixar o coroamento ao nível do fundo do rio.



a)



b)



c)

FIG. 1.2 - Açude-ponte de Coimbra.

- a - Inserção da obra no vale aluvionar
 - b - Alçado do lado de jusante
 - c - Corte intersectando a soleira descarregadora
- (extraído de Maranhã das Neves, 1978).

Genêricamente, constroem-se barragens deformáveis em terrenos de grande deformabilidade e baixa resistência.

A escolha entre uma barragem de terra ou de enrocamento, zonada ou não, vai depender essencialmente do custo e da ocorrência de materiais, pois pode considerar-se que no respeitante à segurança se pode construir hoje qualquer tipo de barragem com o factor de segurança exigido. Segundo Evdokimov e Vedeneev (1967), os principais problemas no projecto de barragens e estruturas de centrais hidro-eléctricas residem na fundamentação científica da resistência à compressão e ao deslizamento das fundações.

O custo final da obra passa em grande parte pela localização e abundância dos materiais a aplicar na barragem, devendo-se ainda considerar as características particulares da fundação e do perfil tipo a adoptar. O custo das estruturas hidráulicas anexas condiciona também, por vezes, o tipo de solução a adoptar.

1.5 - Fundações de barragens em maciços terrosos

No presente trabalho apenas será dado realce às barragens executadas em maciços terrosos. Estes englobam os solos aluvionares, os solos de origem glaciária, os solos residuais, considerando-se ainda as rochas brandas.

Com o desenvolvimento da mecânica dos solos e com a utilização de métodos e meios de cálculo cada vez mais elaborados, foi progressivamente aumentando o número de grandes barragens construídas em locais que anteriormente teriam sido rejeitados. Este pro

cedimento era consequência das dificuldades encontradas na caracterização geotécnica deste tipo de fundação e ainda na falta de conhecimentos científicos e técnicos que garantissem a construção da obra com um coeficiente de segurança aceitável.

A necessidade de construir barragens em vales preenchidos com grande espessura de aluviões, em formações recentes ou solos residuais, obriga ao aprofundamento do estudo das suas propriedades. Nestas formações é frequente ocorrerem materiais permeáveis, de fraca resistência mecânica e deformáveis. Por vezes estes aspectos diferentes são difíceis de individualizar dado que se podem misturar zonas com espessuras, geometria e propriedades muito variáveis.

Os principais materiais deformáveis são as areias soltas e as argilas moles. Nas primeiras, a liquidação é o fenómeno mais importante e com consequências mais perigosas. A fraca resistência mecânica e a alta deformabilidade das areias soltas são factores de menor importância face ao perigo da liquefação.

No caso das argilas moles, os problemas são igualmente complexos, pelo que se torna necessário um estudo bastante aprofundado da fundação, quando se pretende construir uma barragem sobre este tipo de terreno. Torna-se particularmente importante o facto de se prever mal a evolução a longo prazo do comportamento destes materiais, quando sujeitos às solicitações impostas pela barragem. A situação agrava-se no caso de regiões sísmicas.

O estudo das propriedades geotécnicas dos solos de fundação é tanto mais importante quanto maior for o risco de perdas humanas ou materiais. Este risco aumenta com a densidade da ocu-

pação das zonas a jusante da barragem, que eventualmente possam ser destruídas pelas águas, num caso de ocorrer um acidente. Nas barragens construídas como protecção contra as marés (Carter e Hart, 1977), a rotura implicaria risco para as áreas a montante da barragem.

Constroem-se igualmente barragens em maciços terrosos para aproveitamento hidro-eléctrico (Evdokimov e Vedeneev, 1967), regularização de caudais (Moriya e Ukaji, 1967), irrigação, controlo de cheias, criação de efeitos paisagísticos e melhoria de condições climáticas (Maranha das Neves et al., 1978).

Os materiais permeáveis são essencialmente arenosos, com maior ou menor percentagem de elementos mais grosseiros, como o seixo e o calhau, podendo ter associados elementos mais finos.

Função da permeabilidade de material da fundação, do tipo de obra e da importância económica das perdas de água, assim se utilizam dispositivos diferentes para controlar a percolação. Estes dispositivos vão desde a cortina estanque até aos tapetes impermeáveis a montante, com associações de cortinas corta-águas parciais e poços de alívio a jusante. Enquanto que o primeiro dispositivo controla totalmente a percolação, os outros permitem estabelecer uma percolação aceitável para a obra. Os tapetes impermeáveis, associados às cortinas corta-águas utilizam-se quando a espessura das aluviões é muito grande, tornando anti-económica a realização da cortina estanque até ao firme rochoso.

2 - PROBLEMAS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS ASSOCIADOS ÀS FUNDAÇÕES EM MACIÇOS TERROSOS

Para que se possa conhecer e compreender com rigor uma fundação não rochosa é necessário um estudo aprofundado de todas as suas características litológicas, estruturais e hidrogeológicas. As propriedades geotécnicas dos terrenos são dependentes destes três aspectos, bem como da sua história geológica. Para se efectuar o estudo de uma fundação, é necessário utilizar os meios de reconhecimento e prospecção adequados às suas características particulares. A localização e o número dos trabalhos a executar é de extrema importância, pois permitirá realizar o zonamento geotécnico dos terrenos de fundação. Para alcançar este objectivo é importante um bom conhecimento de geologia e de geotecnia, aos quais se deve juntar experiência.

O regime de percolação é o elemento principal para a segurança em terrenos móveis. Os caudais que percolam na fundação, as subpressões e o gradiente hidráulico, que traz o risco de erosão interna (piping), são os parâmetros que caracterizam o regime de percolação. Para efectuar o seu estudo é necessário conhecer a espessura dos maciços terrosos, as suas características de permeabilidade, a sua distribuição espacial e, ainda, os parâmetros inerentes à construção da barragem. Estes são essencialmente os seguintes: carga hidráulica a montante, espessura da barragem, posição dos drenos, espessura, localização e comprimento da cortina

corta-águas e do tapete impermeável a montante.

No caso de solos de baixa densidade torna-se necessário determinar a sua resistência ao deslizamento, a possibilidade de colapsarem, que é frequente nos loess, e ainda a eventual ocorrência de fenômenos de liquefação.

A ocorrência de materiais solúveis nas fundações pode igualmente ser perigosa, especialmente quando a quantidade de material removido pela percolação é grande.

A compressibilidade e a resistência mecânica necessitam de ser conhecidas, para que se possa efectuar o cálculo da segurança da barragem e da fundação como um todo.

Nas barragens de aterro, as características dos materiais usados são bem conhecidas e sujeitas a controlo regular. Com o material da fundação não é possível ter o mesmo conhecimento, pois que as suas propriedades são grandemente influenciadas pelas zonas com piores características. A ocorrência de um fino estrato argiloso contínuo, com um ângulo de atrito muito baixo, pode comprometer a segurança de toda a fundação. Por este motivo é do maior interesse um reconhecimento pormenorizado, com especial ênfase nas zonas de mais difícil amostragem ou caracterização.

Do ponto de vista da geologia de engenharia, é importante para o planeamento e construção de barragens e reservatórios seguros, o conhecimento da origem e natureza dos vales.

É igualmente de interesse conhecer a origem e características dos materiais não consolidados que cobrem as vertentes (coluvium) e o fundo do vale.

2.1 - Aluviões

2.1.1-Introdução

A estratificação das aluviões explica-se pelo modo como se formam. Na planície aluvial o curso de água está confinado, em tempo normal, ao leito menor. Com as épocas de cheia, as águas ultrapassam o leito menor, inundando toda a planície. Os materiais grosseiros, tais como a areia, seixo e calhau, serão naturalmente depositados no leito menor, enquanto que os finos tenderão a depositar-se na planície de inundação, pois são facilmente transportados pela água.

A evolução do rio tenderá a que ocorra migração dos canais, pelo que grande parte da planície acabará por ser afectada pela deposição de materiais grosseiros e finos.

Como resultado final da repetição deste fenómeno, teremos justaposições e alternâncias de lentículas de materiais silto-argilosos, por vezes com alguma areia fina, lentículas de areia e outros materiais mais ou menos grosseiros.

A heterogeneidade das aluviões será tanto na horizontal como na vertical, pelo que é difícil a sua previsão. Este facto faz com que seja necessário efectuar cuidadosamente o seu reconhecimento.

A dimensão do vale pode por vezes ser pouco maior que a do leito menor. Neste caso o leito de inundação terá constituição idêntica ã do leito menor.

Quando por um fenómeno de diminuição do gradiente do

rio ocorre uma zona de águas calmas, podem depositar-se materiais essencialmente finos, que chegam a atingir grandes espessuras.

É frequente ocorrerem sedimentos argilosos de origem marinha datando do Pliocénico, preenchendo vales por vezes profundos, em zonas próximo da foz dos rios. Tal deve-se ao facto de ter ocorrido uma subida do nível do mar relativamente ao continente. Assim, as águas marinhas ao penetrarem no estuário criaram condições calmas para a deposição desses materiais finos. Com o início de uma regressão há uma descida do nível do mar, do que resulta um processo de aprofundamento do vale, originando os terraços.

Como exemplo deste tipo de fenómenos e das suas consequências na geologia do local da barragem, refere-se a barragem de Massingir construída no rio dos Elefantes em Moçambique (Serafim e Carvalho, 1970).

O rio tem o seu leito actual a uma cota de 82 metros acima do nível do mar, numa formação aluvionar quaternária recente, com cerca de 27 metros de espessura e assentando sobre formações rochosas do Cretácico.

O primeiro terraço aluvionar encontra-se entre as cotas 100 e 120 m, sendo a formação aluvionar mais antiga. É constituída por seixo com areia e argila. Este terraço foi originado pela erosão de uma outra plataforma antiga, entre as cotas 130 e 150 m, que se formou entre o Pliocénico e o Plistocénico com materiais vindos do interior do continente e depósitos eólicos.

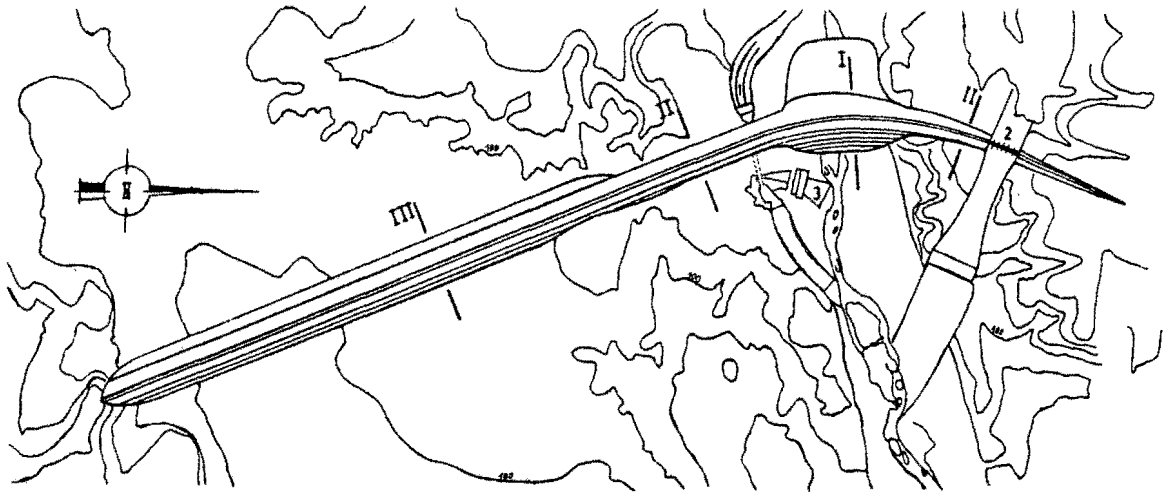
Num estágio posterior, o rio moveu-se para sul e es cavou um vale largo nas formações cretácicas. Seguidamente, por transgressão, depositou neste leito formações silto-ar-gilosas até uma profundidade máxima de 30 m.

Novamente em regressão, o rio moveu-se para norte a tê à sua posição actual, escavando profundamente as rochas cretácicas. Posteriormente este vale foi sedimentado por alu-viões com estratificação entrecruzada constituída por areias finas a grosseiras, seixos e blocos. Esta formação correspon-de ao vale principal do rio, que tem a forma de um U aberto com 400 m de largura. Assim, a barragem assenta em três ti-pos diferentes de solos: areias e seixos no primeiro terra-ço; areia aluvionar no vale principal; silte e argila no lei-to abandonado do rio, para sul. A barragem assenta, ainda so bre estratos pouco resistentes de arenito cretácico e sobre margas e calcários nas encostas do vale principal (fig.2.1).

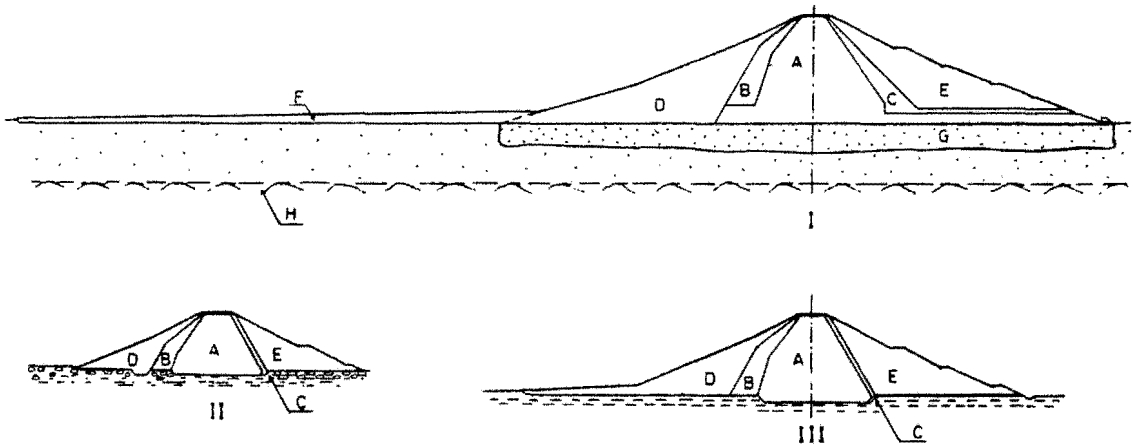
2.1.2 - Estrutura geológica e litologia

A definição correcta da estrutura geológica e da li-tologia nas aluviões é da maior importância, pois que as pro-priedades geotécnicas destes materiais dependem, como se dis-se, destas características.

O arranjo dos grãos vai depender da sua forma, tama-nho e modo de sedimentação. O facto de o material já ter so-frido pré-consolidação contribui para uma melhoria das suas características, diminuindo o volume de vazios e aumentando



- 1 - Tomada de água e descarga de fundo
- 2 - Descarregador de superfície
- 3 - Central eléctrica



0 500 m

- I - Perfil tipo do vale principal
- II - Perfil tipo no cascalho e na areia
- III - Perfil tipo no material argiloso
- A - Núcleo
- B - Zona de transição a montante
- C - Zona de transição a jusante
- D - Maciço estabilizador de montante
- E - Maciço estabilizador de jusante
- F - Tapete impermeável
- G - Aluviões a serem compactadas
- H - Firme rochoso

FIG. 2.1 - Planta e perfis tipo da barragem de Massingir (segundo Serafim e Carvalho, 1970).

a densidade e o ângulo de atrito.

No caso de areias finas depositadas em lagos ou deltas, a estrutura resultante pode ser pouco compacta, de modo que o material ficará sujeito a grandes assentamentos durante a primeira fase de carga provocada pela construção da barragem. Com as argilas, especialmente nas que sedimentaram em locais com forte salinidade, poderão ocorrer fenômenos de liquefação. Estas argilas são conhecidas na literatura por "quick clays" ou argilas muito sensíveis. Este assunto será tratado com mais pormenor nos parágrafos referentes à liquefação.

A determinação da ocorrência e posicionamento dos leitos mais grosseiros, com areia grossa, seixo e mesmo blocos, poderá ser difícil. Além disso, estes leitos são normalmente lenticulares e descontínuos. A sua importância geotécnica do ponto de vista da permeabilidade é enorme, pois que podem ocorrer percolações concentradas e intensas ao longo destes leitos, originando fenômenos de erosão interna.

A distribuição e estrutura dos materiais segundo a horizontal e a vertical é função da evolução do rio. Há maior capacidade de transporte nos locais com maior velocidade e durante as épocas de cheia. A evolução dos meandros em planícies aluvionares vai condicionar a distribuição da velocidade da água, ocorrendo deposição de materiais mais finos no intradorso e erosão no extradorso.

Quando os meandros fecham, podem formar-se lagunas no seu interior. Nestes locais depositam-se materiais finos

que apresentam baixa compacidade.

A natureza geológica do firme rochoso e a sua estrutura condicionam a forma, características e geometria da interface com os terrenos de cobertura.

A profundidade a que se vai encontrar o firme, depende essencialmente do máximo aprofundamento que o vale sofreu em relação à sua posição actual. A espessura das aluviões será tanto maior, quanto mais baixo tiver sido o nível do mar (nível de base) durante a fase de erosão do vale. Como exemplo dum vale com enchimento aluvionar espesso, cita-se o da barragem de Assuão, no Nilo, em que as sondagens localizadas no centro do canal atravessaram 225 m de material sedimentar até atingirem o granito são (Wafa e Labib, 1967).

Na figura 2.2 esquematizam-se os diferentes tipos de depósitos aluvionares.

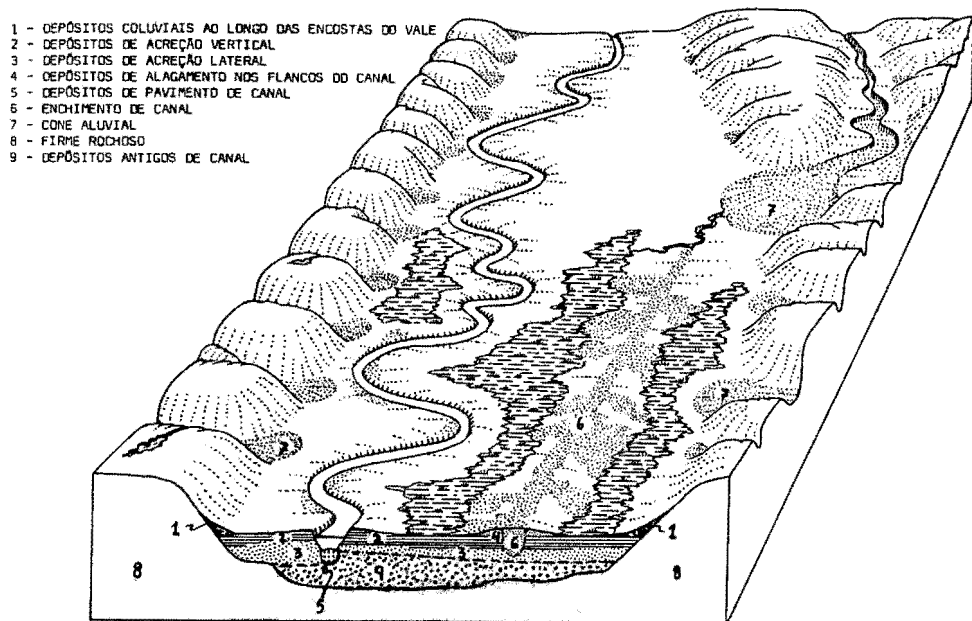


FIG. 2.2-Tipos de depósitos aluvionares (adaptado de Thornbury, 1969; segundo Happ et al., 1940).

2.1.3 - Permeabilidade

A caracterização das camadas em função da sua permeabilidade a partir do reconhecimento geológico é muito difícil, por vezes quase impossível. Esta dificuldade é agravada pela forma lenticular e descontínua dos depósitos.

Para caracterizar do ponto de vista da permeabilidade de um maciço de fundação, procura-se como primeira aproximação, e sempre que as aluviões não são muito heterogêneas, determinar um valor médio da permeabilidade. Para que este valor tenha significado, é necessário um grande número de ensaios. Como exemplo citam-se os casos de Feistritz, na Áustria, com 1 000 ensaios em 250 sondagens (Magnet e Mussnig, 1970) e de Tarbella, no Paquistão, com 3 539 ensaios em 347 sondagens (Khan e Alinaqui, 1970). A partir dos ensaios é prática comum fazer-se o zonamento da fundação estimando-se o valor médio da permeabilidade para cada zona. O refinamento do método dependerá da possibilidade de individualizar o maior número de zonas para cuja permeabilidade se possa admitir um valor médio.

As alternâncias de materiais com granulometrias totalmente diferentes provocam a individualização de zonas com permeabilidades muito contrastantes, podendo originar vários aquíferos cativos independentes, que podem mesmo ser artesianos.

A permeabilidade varia tanto na horizontal como na vertical. A permeabilidade vertical é normalmente bastante

inferior à horizontal, pois que as lentículas de material argiloso ou silto-argiloso constituem uma barreira pouco permeável reduzindo as percolações na vertical. Pode igualmente ocorrer uma zona impermeável de material grosseiro, desde que os espaços entre os grãos sejam preenchidos com finos.

As zonas mais permeáveis correspondem aos traçados de antigos leitos menores sucessivos. Possuem a forma de canais sinuosos e nos quais se concentram as percolações subterrâneas, devido à grande permeabilidade dos seixos, calhaus e areias, que normalmente os constituem.

O reconhecimento da permeabilidade da fundação deverá ultrapassar as aluviões, chegando ao firme rochoso, pois podem aí ocorrer circulações privilegiadas. As formações cársticas são as que apresentam maior possibilidade de possuir problemas deste tipo, como é o caso de Altinapa na Jugoslávia (Ural et al., 1967).

No caso das barragens de aterro fundadas em solos, os problemas da resistência da fundação e da compressibilidade são de um modo geral menos importantes que os problemas de percolação, compreendendo estes as pressões neutras, as perdas de água e erosão interna da fundação.

As fundações argilosas proporcionam um tapete impermeável natural, eliminando ou reduzindo as infiltrações sob a barragem.

A caracterização da permeabilidade dos terrenos aluvionares é essencialmente conseguida através da realização de ensaios Lefranc e ensaios de bombagem. Os primeiros fornecem

informações pontuais, mas, devido à sua fácil execução e baixo custo são normalmente realizados em grande número. A realização dos ensaios de bombagem vai interessar volumes apreciáveis do solo, pelo que o valor calculado para a permeabilidade vai corresponder a uma média da zona abrangida pelo ensaio. Este é no entanto bastante mais demorado e dispendioso que o ensaio Lefranc.

2.1.4-Fenômenos de erosão interna

A erosão interna resulta da acção das forças de percolação das águas subterrâneas sobre as partículas do solo, devido à transferência de parte da energia da água para as partículas. Em consequência pode ocorrer o arrastamento de partículas do solo, começando pelas mais finas, podendo ainda dar-se o levantamento hidráulico (heaving).

A erosão interna pode ocasionar a rotura de taludes ou o colapso de barragens. Este fenómeno pode ser controlado com um filtro de material granular grosseiro, cujo dimensionamento deve obedecer aos critérios gerais estabelecidos.

O arrastamento das partículas traduz-se numa erosão subterrânea que normalmente se inicia na zona de jusante próximo do pé da barragem, ou num plano de sedimentação.

A rede de percolação da figura 2.3 mostra como a capacidade de erosão de uma nascente aumenta à medida que aumenta o comprimento do túnel. As linhas a ponteados e a cheio indicam respectivamente as equipotenciais e as linhas de corrente. As

linhas a traço e ponto delimitam a zona que alimenta a nascente. Verifica-se que ao aumentar o comprimento do túnel cresce o número de linhas de corrente que o alimentam, incrementando o caudal e consequentemente o seu poder erosivo.

Se uma nascente adquire potência suficiente para iniciar a erosão, ela vai aumentar com o tempo até que finalmente chegará o momento em que o solo romperá por erosão interna.

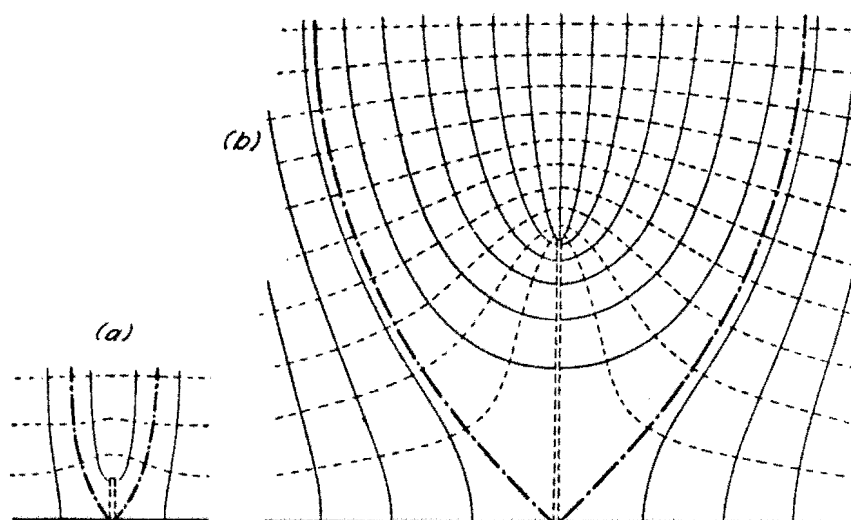


FIG. 2.3 - Redes de percolação exemplificando o modo como aumenta a zona de alimentação de uma nascente à medida que aumenta o comprimento do canal erodido.
 a) estado inicial
 b) após a erosão ter progredido a uma distância considerável (extraído de Terzaghi e Peck, 1972).

O levantamento hidráulico só se processa quando a pressão da água, que circula em direcção à superfície do solo, é maior que a tensão efectiva. Este fenómeno consiste geralmente no levantamento instantâneo de uma grande massa de solo situada próximo do pé de jusante da barragem.

Segundo Terzaghi e Peck (1972), a carga hidráulica a

que se inicia o levantamento hidráulico é independente do tamanho dos grãos do solo, produzindo-se a rotura de um modo quase instantâneo desde que sejam ultrapassadas as condições de equilíbrio.

Na realidade, a maioria das roturas em resultado da erosão interna produzem-se para cargas hidráulicas muito inferiores aos valores calculados com base na teoria. Genéricamente é grande o espaço de tempo entre a aplicação da carga hidráulica e a rotura. Estes factores indicam que a maioria das roturas por erosão interna são causadas por um processo que reduz o factor de segurança de forma gradual, até ao momento em que se verifica a rotura. O único processo que pode dar origem a este tipo de fenómeno é uma erosão subterrânea que progride para montante até à albufeira, numa faixa estreita.

Em materiais heterogêneos, é bastante difícil determinar as linhas de menor resistência contra a erosão interna, bem como o gradiente hidráulico necessário para produzir um canal contínuo, pois que estes factores dependem de pormenores geológicos que são praticamente impossíveis de detectar na prospecção.

Terzaghi e Peck (1972, op. cit.), após analisarem vários casos de erosão interna, verificaram que o material que cobre o solo erodido possui sempre pelo menos uma leve coesão, que é suficiente para formar um tecto sobre a caverna de erosão. Como não é possível manter um tecto sem suporte nas areias homogêneas não coesivas, estes materiais não estão sujeitos a fenómenos de erosão sub-superficial, a não ser que se

encontrem debaixo de um tecto que pode ser natural, tratando-se de uma camada coesiva, ou artificial como a base de uma barragem. A segunda característica comum, é que a depressão de afundimento do túnel se produz sempre a grande distância da boca de descarga.

2.1.5 - Resistência e deformação das aluviões

2.1.5.1 - Introdução

A heterogeidade das fundações aluvionares traduz-se numa anisotropia da deformabilidade. A resistência mecânica das aluviões permeáveis não coloca problemas graves para o aterro, excepto os resultantes da liquefação, especialmente em zonas sísmicas.

A construção de barragens de betão sobre fundações aluvionares é também possível, sendo normalmente a sua altura limitada a cerca de 40 metros. Os soviéticos são os que mais se têm destacado neste domínio (Evdokimov e Vedeneev, 1967).

É frequente ocorrerem situações em que há necessidade de medidas especiais para se garantir a segurança da obra. Lembra-se o caso de Pierre-Benite, em França (Gemaehling e Paubel, 1967), em que as areias bastante compactas e com pouca coesão, excepto em algumas lentículas cimentadas, com resistência mecânica suficiente, eram susceptíveis de sofrerem assentamentos. Durante as escavações verificou-se que a esta

bilidade das areias era ameaçada pelas sub-pressões, devido à sua heterogeneidade e falta de coesão. Para se poder construir a central e parte da barragem, foram executados dois diques de protecção, de modo a obter-se uma zona de trabalhos a seco. Como havia necessidade de obter grande estanqueidade, a solução escolhida foi a realização de paredes moldadas em betão plástico, localizadas sob o núcleo dos diques. Os resultados foram excelentes, não se tendo verificado qualquer acidente.

2.1.5.2 - Caso de solos não coesivos

As areias e seixos não cimentados constituem os principais solos não coesivos. A resistência de um solo deste tipo depende inteiramente da fricção interna das partículas. A resistência numa secção qualquer depende assim da tensão normal aplicada nessa secção. A relação entre a resistência ao corte e a tensão normal efectiva é definida por tangente de ϕ , sendo ϕ o ângulo de atrito interno. O valor de ϕ para uma dada areia é praticamente independente da tensão normal, mas varia com o grau de compactação das partículas, ou seja com a densidade relativa da areia.

Uma areia limpa, que não tenha silte ou argila, é praticamente incompressível se se exceptuar a elasticidade dos grãos. Isto deve-se ao facto dos grãos formarem uma estrutura fechada, análoga à duma caixa com esferas, em que todos os grãos estão aproximadamente em contacto uns com os outros. Pelo contrário, logo que a granulometria do solo é mais exten

sa, contendo desde areia até argila, a estrutura deixa de ser verdadeiramente fechada e tem tendência a aproximar-se das argilas, sendo então possíveis assentamentos significativos. Quando a densidade relativa é menor que 66%, são de esperar assentamentos importantes, tanto maiores quanto menor for a densidade relativa. Para valores superiores a 66%, solos compactos e muito compactos, não são de esperar assentamentos apreciáveis. A densidade de uma areia solta pode ser aumentada por compactação, por cravação de estacas, por vibroflutuação ou uso de explosivos.

Para fundações muito solicitadas é conveniente verificar a capacidade de carga, realizando ensaios in situ e ensaios laboratoriais.

Na barragem de Rio Casca III, no Brasil (Queiroz et al., 1967), foi necessário efectuar a compactação de depósitos aluvionares de areia fina, muito solta, que apresentava valores de N do ensaio SPT variando entre 1 e 3. A areia encontrava-se saturada e possuía uma espessura máxima de 17 metros. A compactação foi preconizada quer para assegurar a estabilidade da fundação durante a construção, quer para minimizar assentamentos futuros na estrutura. Deste modo foi reduzida a possibilidade de ocorrerem fendas de tracção no núcleo provocadas pelos assentamentos diferenciais. O método de compactação utilizado foi o das explosões controladas. Os assentamentos máximos observados foram de cerca de 0,25 m, correspondendo aproximadamente a 2% da espessura máxima das areias muito soltas. Foram executadas sondagens adicionais após a compactação, tendo-se encontrado valores de resistência à penetração (N) de

3, a 2 metros de profundidade, e 7, a 10 metros. Este aumento indica que a densidade cresceu apesar do assentamento total ser relativamente pequeno.

No estudo da fundação da barragem de Massingir (Serafim e Carvalho, 1970) verificou-se, especialmente pelos resultados do penetrômetro Holandês, que a compacidade das areias do vale principal era bastante baixa. Estas areias apresentavam valores médios da resistência de aproximadamente 2 MPa dos 5 aos 10 metros de profundidade e de 3 a 4 MPa dos 10 metros até ao firme rochoso. Utilizando a relação empírica entre a resistência à penetração e a densidade relativa, determinaram-se valores da densidade relativa de 20% nos primeiros dez metros e de 35% até ao firme. Para aumentarem a compacidade nos dez primeiros metros, foi realizada uma compactação por vibroflutuação de modo a obter-se uma densidade relativa de 40%, (ver figura 2.1 b). Deste modo procurou-se minimizar os assentamentos e a possibilidade de liquefacção no caso de ocorrer um sismo.

2.1.5.3 - Caso de solos coesivos

Genêricamente englobam-se nos solos coesivos os siltes e argilas. Em muitos solos deste tipo, as partículas estão dispostas em estruturas que se assemelham a favos, sendo os vazios normalmente ocupados por água. A amostragem dos solos coesivos necessita de ser cuidadosa para não destruir a estrutura, pois, caso contrário, as propriedades que se

irão determinar deixarão de ter significado.

Sob o efeito de uma sobrecarga, os solos coesivos com portam-se de modo diferente, consoante ela é permanente ou temporária. Uma carga temporária não permite uma consolidação efectiva do solo, pois a sua baixa permeabilidade impede a rápida expulsão da água. Com uma carga permanente a consolidação processa-se, migrando a água das zonas com maior pressão para as de menor. Este processo é lento e elaborado, sendo do domínio da mecânica dos solos.

Segundo Sherad et al., (1963), a maioria dos escorregamentos durante a construção de barragens e todos os escorregamentos para montante ou jusante após a construção, ocorreram em barragens cuja fundação possuía argila de plasticidade relativamente alta, com o teor de água natural.

A ocorrência de camadas de silte e argila pode obrigar a aprofundar a escavação, de modo a eliminar o material com piores características. Se o volume a remover for muito grande a solução pode tornar-se proibitiva pelo elevado custo. Haverá então que utilizar soluções alternativas que permitam melhorar as características de resistência e deformação dos solos. A execução de aterros é uma alternativa aos drenos verticais. Estes dois métodos podem ser utilizados em conjunto para diminuir o tempo necessário à melhoria das características do solo.

A barragem de Sauri, no Japão, é fundada sobre uma camada de argila mole aluvionar de cerca de 8 metros de espessura. As variações complexas da litologia obrigaram a uma campa

nha de prospecção e ensaios cuidada. Analisando os resultados considerou-se necessário efectuar a consolidação das argilas com drenos de areia verticais, de modo a prevenir a rotura da barragem por escorregamento da fundação (Moriya e Ukaji, 1967). Na figura 2.4 apresenta-se o corte geológico da fundação e o perfil tipo da barragem.

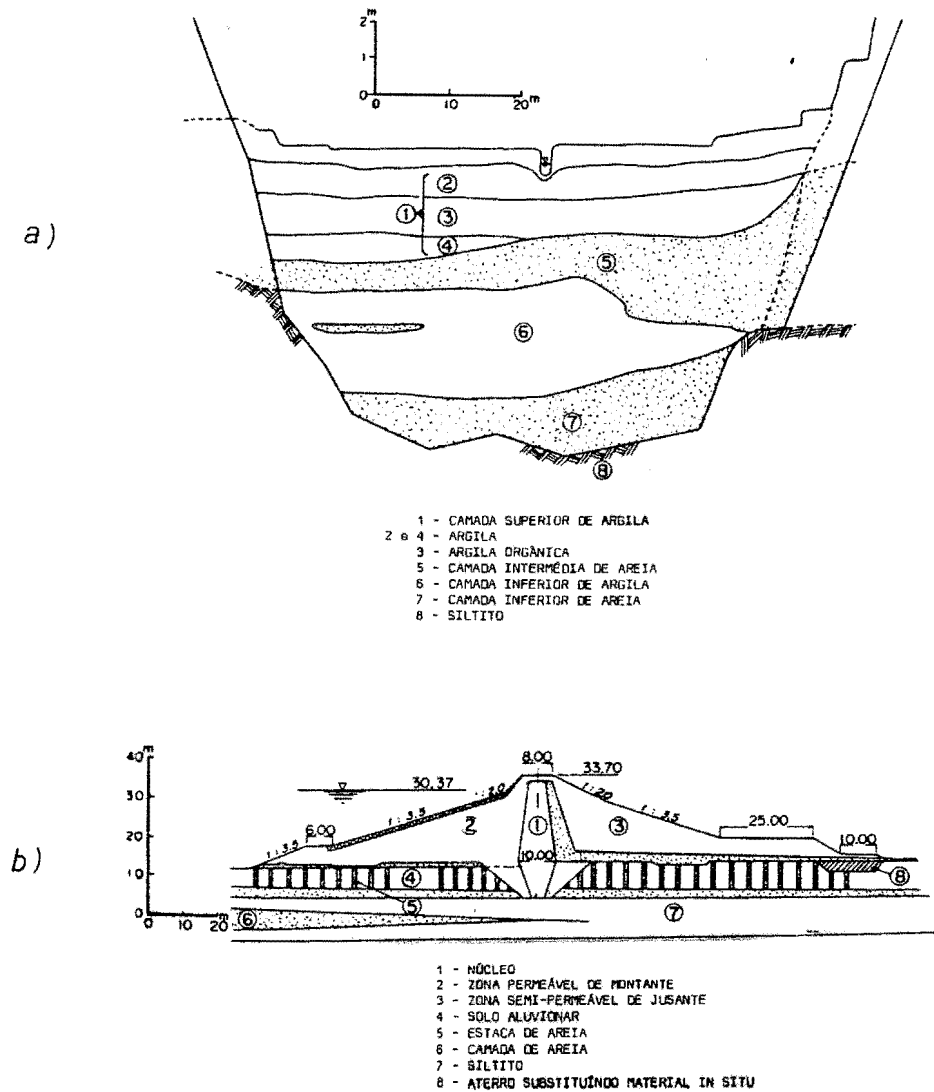


FIG. 2.4 - Barragem de Sauri
a) Corte geológico da fundação
b) Secção típica da barragem
(extraído de Moriya e Ukaji, 1967).

Um dos problemas mais importantes que se teve de enfrentar na construção da barragem de Quiminha, no rio Bengo em Angola, (Folque e Melo, 1977) foi o resultante dos assentamentos diferenciais. Na fundação ocorrem aluviões que atingem espessuras de 40 m, preenchendo o vale cavado em calcários (fig. 2.5). A intercalação de materiais grosseiros com materiais argilosos de geometria variável, tornou difícil a caracterização geológica da fundação. A espessura da camada de argila é bastante variável possuindo desde valores de cerca de 20 m na margem direita, a valores praticamente nulos na margem esquerda. Devido à heterogeneidade desta camada, foi necessário considerar um valor estatístico que fosse representativo do seu comportamento. Os autores referidos consideraram que estes solos possuem um índice de plasticidade de cerca de 16%, limite de liquidez médio de 39% e teor natural de humidade de 29%. A partir de ensaios laboratoriais determinou-se um coeficiente de compressibilidade médio, C_c de 0,25 e um coeficiente de consolidação C_v de $5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. As características de resistência determinadas em ensaios triaxiais, considerando as tensões efectivas, são de 20 KPa para a coesão e de 28° para o ângulo de atrito. Considerando tensões totais, estes valores são respectivamente de 70 KPa e zero graus.

Os m̃aximos assentamentos esperados s̃ao de cerca de 1,7 m, correspondendo a cerca de 4% da espessura dos sedimentos quaterñarios. Cerca de um ano ap̃os o iñcio da constrũo da barragem, tendo-se atingido uma altura de aterro de 70% do seu valor final, os assentamentos diferenciais j̃a atingiam o valor de 0,6 m.

Um dos problemas mais comuns das fundãoes de barragens em argilas ẽ o resultante da diminũo da resistẽncia dos materiais superficiais devido ẽ alterão. A fluẽncia e deslizamento dos taludes argilosos originam a diminũo generalizada da resistẽncia ou o aparecimento de superf̃cies de corte com uma resistẽncia residual pequena.

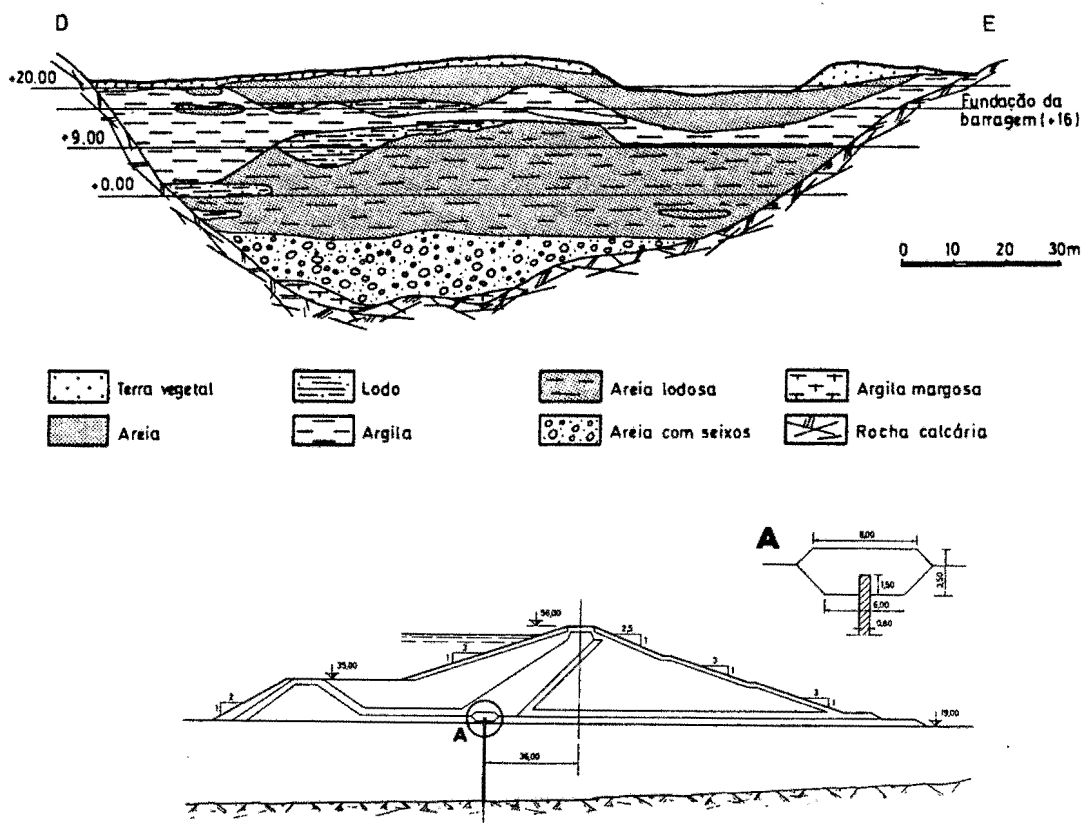


FIG. 2.5 - Corte geol̃gico da fundão e perfil da barragem de Quiminha (adaptado de Folque e Meilo, 1977)

2.1.6 - Fenômenos de liquefacção

2.1.6.1 - Introdução

As areias soltas saturadas quando sujeitas a tensões ao choques possuem tendência para diminuir de volume. Ao processar-se este fenômeno, há uma transferência gradual das tensões para o fluido intersticial, diminuindo as tensões efectivas e aumentando as tensões neutras. A partir do momento em que a tensão neutra iguala a tensão efectiva a areia perde toda a sua resistência passando a comportar-se como um líquido.

A liquefacção originada por cargas estáticas foi amplamente estudada por Casagrande (1936) e (1950).

Um tipo diferente de liquefacção é a denominada liquefacção cíclica ou mobilidade cíclica segundo Casagrande. Neste caso há um aumento das pressões neutras provocado por solicitações cíclicas, tais como as criadas por um sismo. Se estas solicitações cíclicas possuírem intensidade e duração suficiente, podem originar a liquefacção em areias medianamente compactas a muito compactas. As areias soltas sofrerão liquefacção mais rapidamente, ou seja com menor número de ciclos.

A determinação da possibilidade de liquefacção e solifluxão de uma fundação constituída por solos arenosos soltos é um dos maiores problemas encontrados no seu estudo.

O quadro 2.1 indica vários tipos de liquefacção e solifluxão e as suas características.

A sismicidade de um local de barragem é da maior importância para o estudo da possibilidade de ocorrência de lique

QUADRO 2.1
LIQUEFACÇÃO E SOLIFLUXÃO EM SOLOS **

Sensibilidade dos solos à liquefacção (1)	Solos que podem ser afectados pelos tipos indicados de solifluxão (2)	Carácter da deformação necessária para se iniciar a solifluxão. (3)	Carácter e velocidade da rotura por liquefacção e solifluxão. (4)	Exemplos de roturas por solifluxão (5)
Altamente sensíveis (tipo A)	Areia pouco compacta; silte	Pequenas deformações, tais como as provocadas por sismos, explosões, ou vibrações afectando simultaneamente grandes massas.	Solifluxão rápida (alguns minutos)	Rotura por solifluxão de aterro de caminho de ferro na Holanda (1981). Solifluxão de siltes nos montes Laurentis.
Pouco sensíveis (tipo B)	Areias fluviais; silte	Grandes deformações* criadas simultaneamente num grande volume; e.g. rotura por corte em argilas transmitida aos estratos superiores.	Solifluxão rápida (alguns minutos)	Barragem de Ft. Peck, Montana (liquefacção das areias fluviais da fundação e do aterro hidráulico arenoso da barragem).
Pouco sensíveis (tipo C)	Areias fluviais; silte; argilas e siltes varvados; argilas com sensibilidade ao remeximento muito grande.	Grandes deformações criadas progressivamente.	Liquifacção progressiva até algumas horas de duração, dependendo da massa envolvida.	Escorregamentos nas margens do baixo Mississipi; solifluxão na Holanda e em varves argilosas sujeitas à escavação.

* As grandes deformações podem ser provocadas pelas elevadas pressões neutras internas criadas e.g. numa argila varvada. No entanto estas pressões apenas são indirectamente responsáveis pela liquefacção subsequente nos siltes ou nas camadas de argilas altamente sensíveis.

** Adaptado de Casagrande (1950)

facção nos solos arenosos da fundação. A história sísmica da área e a evidência de falhas activas na proximidade da barragem necessitam de ser bem conhecidas. A utilização para efeitos de projecto de sismos ocorridos na área ou fora dela, é uma aproximação ao problema, que no entanto pode ser muito enganadora. Nada garante que o sismo que eventualmente venha a afectar a fundação tenha as características do sismo anteriormente ocorrido.

A maioria das barragens de aterro que sofreram deteriorações devido a sismos, foram construídas antes de 1920, com um pormenor de projecto e métodos de construção que não seriam considerados satisfatórios actualmente.

Como exemplo duma barragem de aterro que sofreu rotura, possivelmente devido à liquefacção da fundação provocada por um sismo, refere-se a barragem de Sheffield em Santa Bárbara, na Califórnia (Ambraseys, 1960). Neste caso, os registos sobre os métodos de construção e materiais empregues são vagos, sabendo-se no entanto que o aterro foi mal compactado e que os materiais eram essencialmente granulares e totalmente saturados.

A rotura ocorreu devido ao sismo de Santa Barbara em 1952, que teve uma intensidade correspondente ao grau 9 na escala de Rossi-Forel.

Parece provável que a rotura tenha ocorrido em consequência da liquefacção na parte inferior do aterro, ou na parte superior da fundação. Como a parte inferior do aterro estava saturada, a vibração fez com que grande parte do peso do

aterro fosse suportado pela água. Em consequência, a resistência ao corte da base diminuiu drasticamente, tendo a pressão da água da albufeira empurrado a barragem para jusante, provocando a sua rotura.

2.1.6.2 - Métodos para avaliar a susceptibilidade à liquefacção de solos arenosos saturados

Folque (1980) refere que os métodos para avaliar a susceptibilidade à liquefacção se podem dividir em três grandes grupos:

- a) Métodos em que se usam vias simplificadas para o cálculo das tensões cíclicas, do número de ciclos significativos e da sua distribuição no tempo.
- b) Métodos em que a história do solo e as tensões cíclicas nele induzidas se deduzem a partir da resposta da massa terrosa a uma dada solicitação cíclica.
- c) Métodos empíricos em que as características de locais onde ocorreu a liquefacção são comparadas com as características do local em estudo.

Prakash (1981) analisa cuidadosamente a liquefacção em solos, nomeadamente a teoria, métodos de estudo laboratorial e de campo, bem como o procedimento a utilizar no cálculo da possibilidade de liquefacção.

A ocorrência de sismos, como os de Niigata e Alasca em 1964, impulsionaram a pesquisa, proporcionando o desenvolvimen

to dos métodos empíricos.

Após o sismo de Niigata, vários autores estudaram a relação entre os resultados do ensaio SPT e os solos que sofreram liquefacção. Na figura 2.6 reproduzem-se alguns dos resultados obtidos. A contribuição de Ohsaki (1966) permite estabelecer uma relação muito simples, considerando que à esquerda da linha que propõe ocorrerá liquefacção, não ocorrendo esta à direita. Estes resultados provavelmente não se apli-

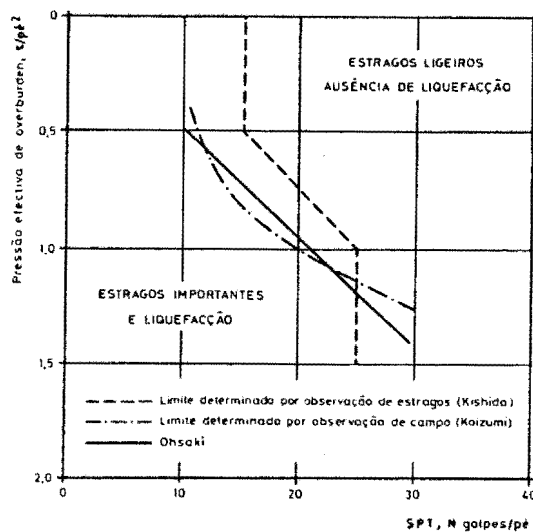


FIG. 2.6 - Análise do potencial de liquefacção para o sismo de Niigata (extraído de Folque, 1980; segundo Seed, 1979).

carão a outras áreas em que o sismo tenha maior intensidade, ou em que o nível freático se encontre a profundidades diferentes das observadas em Niigata.

Seed e Peacock (1971) reuniram mais dados, correlacionando a relação da tensão cíclica, que causa a liquefacção (τ/σ'_0), com o valor corrigido (N_1) do ensaio SPT. Para determinar N_1 pode usar-se a relação:

$$N_1 = C_N N$$

em que C_N é um factor de correcção que, por exemplo, se pode

determinar pelo ábaco da figura 3.6. Esta correcção traduz a densidade relativa determinada indirectamente "in situ". A figura 2.7 apresenta os resultados, sendo baseada em sismos com magnitude de 7,5.

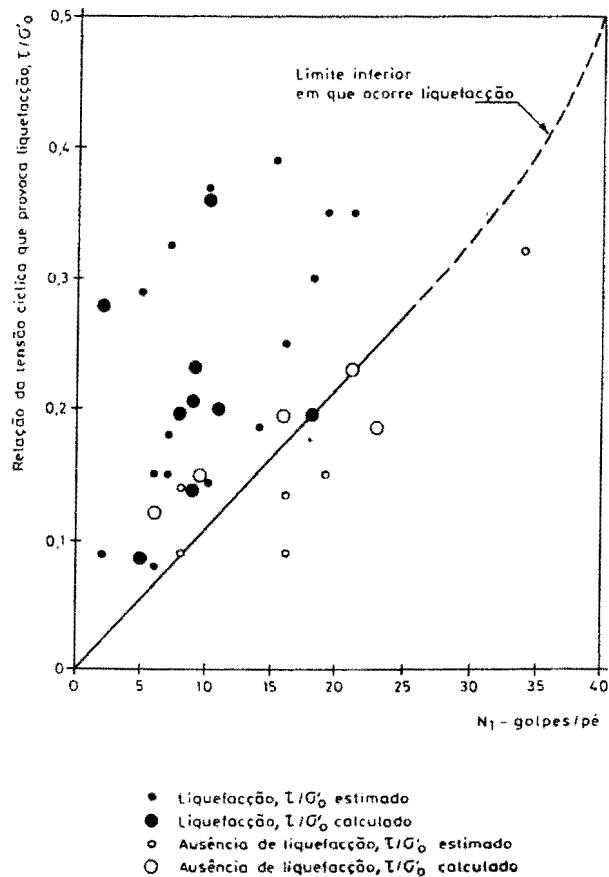


FIG. 2.7 - Correlação entre a tensão cíclica que provoca a liquefacção (τ/σ'_0) e a densidade relativa medida pelo ensaio SPT corrigido (extraído de Folque, 1980).

O valor médio de τ é dado pela expressão

$$\tau = 0,65 \gamma \cdot H/g \cdot a_{\max} \cdot r_d$$

Sendo γ o peso específico, H a profundidade do ponto considerado, g a aceleração da gravidade, a_{\max} a aceleração máxima

provocada pelo sismo à superfície do terreno e r_d um coeficiente inferior a 1 relativo ao efeito da profundidade e que se determina a partir da figura 2.8.

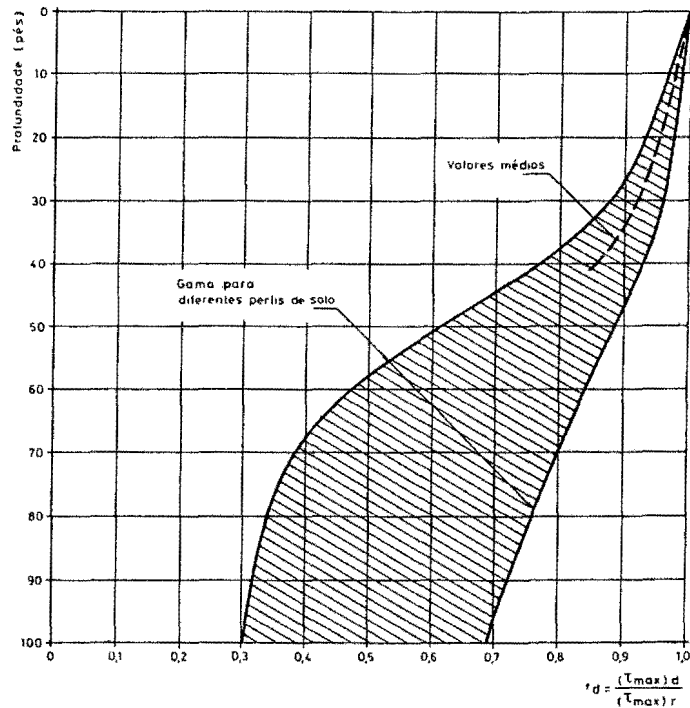


FIG. 2.8 - Gama de valores de r_d para diferentes perfis do solo na análise da liquefacção (extraído de Folque, 1980; segundo Seed e Idriss, 1971).

A figura 2.9 mostra a relação entre a granulometria e o potencial de liquefacção segundo Shannon e Wilson (1972). Verifica-se que são os solos com granulometria entre as areias médias e os siltes médios os que apresentam maior potencial de liquefacção.

Sendo o ensaio SPT, um ensaio pouco preciso e frequentemente sem utilização normalizada, é de acautelar os resultados e respectivas correlações em que ele é utilizado. Seria

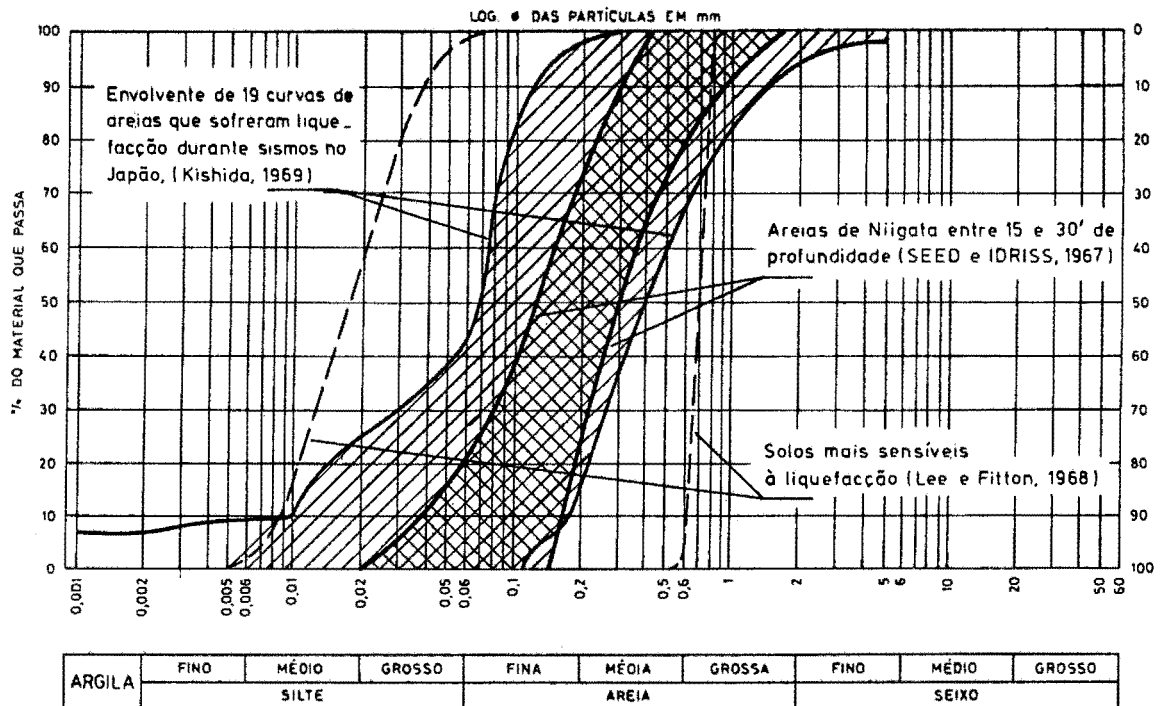


FIG. 2.9 - Relação entre as características granulométricas e o potencial de liquefacção (extraído de Gomes Coelho, 1980; segundo Shannon e Wilson, 1972).

mais conveniente utilizar para este tipo de análise um ensaio de penetração mais rigoroso, como por exemplo o CPT.

É de realçar que apesar das técnicas de ensaio laboratorial serem bastante elaboradas, não é possível utilizar com rigor os seus resultados, pois que nos maciços terrosos as características condicionantes da liquefacção são muito variáveis. Assim, a obtenção de amostras representativas torna-se bastante difícil, havendo a acrescentar a dificuldade de obter amostras indeformadas nos terrenos saturados.

2.1.6.3 - Algumas características de projectos em que foi estudada a potencialidade de liquefacção

Na barragem de Massingir (Serafim e Carvalho, 1970), o estudo da compacidade das areias "in situ" do vale principal, fornecem valores da densidade relativa da ordem dos 20% para os primeiros 10 metros. No laboratório foram realizados ensaios triaxiais sobre amostras com densidades relativas de 20% e 40% aplicando uma tensão deviatória cíclica com frequência e intensidade constantes. As amostras foram saturadas a pressões hidrostáticas de 39,2 KPa, 58,8 KPa e 117,7 KPa. Observou-se a liquefacção das amostras com densidade relativa de 20% em menos de um minuto, sendo as tensões deviatórias aplicadas de 7,8 KPa e 29,4 KPa. Com uma tensão deviatória de 58,8 KPa não foi obtida liquefacção.

Os ensaios foram repetidos nas amostras com densidade relativa de 40% não se tendo observado liquefacção. Em face destes resultados considerou-se seguro o valor de 40%. Para se obter este valor da densidade relativa no solo da fundação, foi executada a sua compactação por vibroflutuação. Este procedimento já foi anteriormente referido, a propósito da resistência e deformação dos solos não coesivos.

A fundação do local da barragem de Obra, na Índia (Grag e Agrawal, 1967), é constituída por areias com espessura variando entre 18 m e 25 m. A área é moderadamente sísmica, sendo a aceleração média dos sismos registados de 0,07 g. Antes de se aceitar as areias como fundação, foi realizada uma investi

gação cuidada das suas propriedades. Determinaram-se as curvas granulométricas a diferentes profundidades, o grau de arredondamento dos grãos, a densidade relativa "in situ" por meio do SPT e do penetrômetro Holandês. Para correlacionar os resultados do ensaio SPT com a densidade relativa foi utilizada a fórmula de Meyerhoff (1956), que relaciona os valores do ensaio de penetração estática com o número equivalente de pancadas do SPT.

Os resultados obtidos pela fórmula de Gibbs e Holtz (1957) forneceram, próximo da superfície, valores da densidade por excesso.

A partir dos resultados obtidos efectuou-se o zonamento das areias, tendo-se considerado como soltas as areias dos primeiros 4 m, médias as dos 4 m aos 6 m e compactas dos 6 m até ao substrato.

Foram também realizados ensaios laboratoriais sobre a influência da granulometria, densidade do depósito, características da vibração, cargas aplicadas, localização dos pontos de drenagem, etc., não se tendo verificado qualquer tendência da areia para liquefazer.

A barragem de terra de Grou, em Marrocos, (Benisty e Tonnon, 1970), é fundada sobre terraços quaternários e formações recentes. A base da barragem assenta directamente sobre siltes argilosos com boas características mecânicas nos terraços médio e alto. Os siltes do terraço baixo são pelo contrário muito compressíveis, possuindo uma estrutura colapsível, que foi detectada pelo ensaio edométrico com entrada de água retardada. Os assentamentos importantes esperados, de aproximadamente 1 m, e o receio da possibilidade de liquefacção em caso de sismo levaram a que se optasse pela remoção completa destes

siltes, fundando a barragem nas areias subjacentes.

2.2 - Solos de origem glacial, glacio-fluvial e glacio-lacustre

2.2.1 - Introdução

Pode dizer-se que os solos de origem glacial possuem características diferentes consoante o material que lhes deu origem e os processos a que estiveram sujeitos durante a sua formação. A descrição dos diferentes tipos de materiais pode encontrar-se em quase todos os compêndios de geologia. No trabalho de Eyles e Dearman (1981) encontram-se blocos diagrama bastante elucidativos, com os diferentes tipos de materiais.

Os materiais conhecidos como tilitos ou brechas glaciares, têm a sua origem nos terrenos a cotas elevadas, em que os gelos escavam os vales pré-existentes, erodindo as superfícies das rochas sobre as quais se deslocam. Os materiais removidos, desde os fragmentos aos materiais finos, são incorporados na massa de gelo e abandonados sob esta massa ao serem atingidos cotas mais baixas.

Pode tentar-se sintetizar as características das moreias a partir dos seguintes aspectos (Gignoux e Barbier, 1955): Uma moreia tem uma composição muito heterogênea contendo lado a lado quer materiais arenosos e argilosos, quer grandes blocos; Os blocos e fragmentos rochosos são angulosos, excepto quando sofreram rolamento nas torrentes sub-glaciares. Este fenómeno tende a ser mais intenso nos grandes glaciares; Os blocos e calhaus tendem a apresentar estrias devido à fricção com as rochas "in situ", desde que a sua dureza seja inferior à

destas rochas; Normalmente as moreias assentam directamente sobre o fundo rochoso, que se apresenta canelado devido à fricção dos blocos transportados pelo glaciar; As moreias não são estratificadas, apresentando uma distribuição irregular dos materiais.

Parte do material inicialmente transportado pelos glaciares é arrastado pelas torrentes sub-glaciares, chegando a ser levado para além do limite do glaciar. Os depósitos com esta origem são classificados como glacio-fluviais. Eles podem reter algumas das características dos materiais transportados pelo glaciar, mas apresentam um grau superior de calibragem e arredondamento, aproximadamente proporcional à distância a que foram transportados pelas torrentes. Apresentam ainda estratificação idêntica à dos depósitos fluviais.

Nos lagos calmos, formados na frente do glaciar ou sob ele próprio, as correntes depositam os materiais grosseiros em deltas de areia e cascalho. Os finos depositam-se em todo o lago, formando camadas de argila e argilas siltsosas. Estes depósitos também podem possuir blocos de rocha que foram transportados por flutuação nas massas de gelo. As varves são constituídas por sequências repetidas, referentes às fusões sazonais dos gelos que provocam um influxo de materiais finos para o lago glaciar. O silte deposita-se rapidamente, enquanto que o congelamento que se verifica no inverno apenas vai permitir a deposição de argilas.

Estas formações poderiam chamar-se de glacio-lacustres.

Contrastando com os restantes materiais de origem glacial, as areias e cascalhos dos deltas e as varves apresentam calibração e arranjo dos fragmentos e partículas constituintes.

2.2.2 - Características geológicas e geotécnicas

As variações frequentes na composição e espessura dos tilitos exigem uma investigação cuidada de qualquer local em que ocorram. Os grandes blocos encontrados pelas sondagens podem ser confundidos com o firme rochoso. A espessura destes materiais pode chegar a atingir algumas dezenas de metros, podendo mesmo mascarar uma topografia original com relevo pouco acentuado. Nestes casos os métodos geofísicos são de grande utilidade, usados sozinhos ou, de preferência, conjuntamente com as sondagens mecânicas.

O grande poder erosivo dos glaciares e capas de gelo permitiu escavar vales profundos em alguns locais, especialmente nos vales estreitos. Estes, encontrando-se actualmente preenchidos com materiais de origem glacial, exigem grandes precauções quando interessam a fundação de uma barragem.

As formações glacio-lacustres podem dar origem a grandes escorregamentos, mesmo quando possuem taludes muito reduzidos. Por conseguinte, pode ser difícil realizar obras neste tipo de depósitos.

A necessidade de aumentar de 12 m para 163 m, a altura

duma barragem de aterro no Canadá, levantou importantes problemas devido à compressibilidade, resistência ao corte muito baixa e à alta sensibilidade das varves argilosas moles da fundação (Klohn et al., 1982). O seu teor natural de humidade varia entre 60% e 77%, o limite de liquidez entre 40% e 61% e o limite de plasticidade entre 20% e 25%. Após a análise dos efeitos de um sismo, a partir de ensaios triaxiais cíclicos, utilizando as varves argilosas, concluiu-se que a barragem não suportaria durante a fase de construção um sismo de grau 5 na escala de Richter com o epicentro afastado de 25 Km. Após a construção não suportaria um sismo de grau 6 com o mesmo epicentro. Sob os depósitos moles e compressíveis ocorrem tilitos densos, rijos e relativamente incompressíveis, constituídos por uma mistura de silte, areia e seixo. Tirando partido da localização destes materiais, foi decidido remover os solos argilosos moles com uma espessura máxima de 15 m e substituí-los por um aterro compactado.

Como consequência da ausência de estratificação e irregularidade das moreias, a sua distribuição das permeabilidades é extremamente variável.

A estabilidade dos materiais das moreias, em relação às escavações superficiais, depende grandemente do seu teor médio de argilas. Este teor dependerá por sua vez da natureza das rochas que afloram na bacia de alimentação do glaciar.

A barragem de Zoccolo, na Itália (Dolcetta e Chiari, 1967), é constituída por um aterro com 66 metros de altura. O firme rochoso do vale glaciar é constituído por filádios, mi-

caxistos e paragneisses. Os talvegues são frequentemente cobertos por espessos depósitos de rochas móveis que na zona da fundação chegam a atingir 100 m de espessura, apresentando uma permeabilidade variável. Estes depósitos são formados por moreias cobertas por aluviões recentes. As moreias estão em parte "in situ" e em parte foram e são transportadas e remexidas em diversos graus pelo curso de água pós-glaciar. Os depósitos aluvionares foram aumentando de espessura progressivamente, devido à alternância de fases fluviais e lacustres, provocadas pela barragem do vale por um cone de dejectão a jusante. Este processo permitiu atingir cotas de algumas dezenas de metros acima das actuais, como o testemunham os terraços e a forte compressão sofrida pelos depósitos glacio-fluviais.

A velocidade das ondas sísmicas na moreia é de 1,9 Km/s. O material não apresenta estratificação e as diferentes fracções granulométricas encontram-se quase sempre bem misturadas. Este facto dá origem a que a permeabilidade seja reduzida, sendo de 10^{-6} m/s nas zonas superficiais, diminuindo com a profundidade, até atingir 10^{-7} m/s a 45 m de profundidade. No laboratório foram determinados, com o auxílio de ensaios triaxiais lentos e rápidos, um valor de 39° para o ângulo de atrito e uma coesão de 49 KPa.

A barragem de aterro de Vernay (C.F.G.B., 1982), tem uma altura máxima de 42 m e é fundada sobre um espesso preenchimento aluvio-moreínico com uma espessura máxima de 80 m. A permeabilidade varia entre 2×10^{-3} e 10^{-4} m/s, tornando-se neces

sário executar um controlo da percolação de modo a garantir a segurança da obra, mas permitindo a realimentação da toalha freática a jusante da barragem. Este objectivo foi atingido com a execução de uma parede moldada em betão plástico com 1,20 m de espessura, cortando o enchimento até uma profundidade de 45 m. Esta parede foi executada antes do aterro, tendo sofrido as deformações resultantes da construção progressiva da barragem e do enchimento da albufeira. As características exigidas do material foram uma estanqueidade elevada, resistência à fissuração, resistência à fracturação hidráulica e manutenção de um gradiente elevado.

As barragens construídas total ou parcialmente sobre sedimentos de origem glacial tendem a ser aterros construídos com os materiais locais de origem glacial. É comum prolongar o núcleo com um corta-águas que deverá atingir o firme. Quando os materiais apresentam resistência adequada, apenas se procede à remoção da camada superficial alterada de modo a executar-se a fundação. Quando a alteração ou amolecimento são profundos, a resistência é vulgarmente inadequada para suportar o peso do aterro. Não se executam grandes escavações nestes solos, pelo que as camadas de argilas moles são normalmente tratadas utilizando drenos de areia que permitem a drenagem, conduzindo a um aumento da resistência (Knill, 1974).

As elevadas pressões artesianas no firme rochoso podem provocar problemas nas escavações de argilas moles.

2.3 – Solos residuais

2.3.1 – Introdução

Para que se possam encontrar solos residuais "in situ" é necessário que a medida que se vão formando não sejam removidos pelos agentes da geodinâmica externa. Por conseguinte, em igualdade de circunstâncias, os terrenos planos tenderão a possuir maior espessura de solo residual.

Nas rochas graníticas a alteração progride ao longo das diaclases e fracturas da rocha. Com o avanço da alteração há um ataque progressivo dos blocos de rocha são definidos pela rede de fissuras. No estado final da alteração, em que apenas o quartzo se mantém inalterado, a rocha conserva normalmente os vestígios da sua estrutura interna, apresentando-se pouco resistente e pouco permeável. Este tipo de alteração ao longo das fissuras pode atingir grandes profundidades. Há ainda a considerar a irregularidade da superfície de transição entre a rocha alterada e a rocha são.

Nas rochas calcárias praticamente não há solos residuais muito espessos, pois que a dissolução dos carbonatos apenas deixa como resíduo argilas avermelhadas, que são facilmente transportadas pelas águas.

Numa alternância de margas e calcários, as circulações, concentrando-se nas diaclases do calcário, podem alterar em profundidade as margas. Este processo é frequente noutras rochas heterogêneas.

Nas margas e argilas não fissuradas, a alteração apenas atinge uma espessura da ordem dos decímetros, devido à sua permeabilidade extremamente baixa. Quando fissuradas, a alteração tende a processar-se ao longo dessas fissuras. Este processo é frequente nas encostas, pelo que a alteração pode ser espessa em virtude da fracturação decorrente da fluência.

Nos xistos, a água percolando através das fissuras e planos de descontinuidade, pode originar a sua alteração em espessuras apreciáveis. Como resultado ocorre a formação de argilas.

A meteorização dos basaltos "in situ" pode originar um resíduo argiloso, que, após um longo ciclo de mudanças secundárias com a adição de íons de ferro, pode resultar num solo altamente expansivo (Agarwal e Joshi, 1979). As propriedades importantes dos solos residuais argilosos, afectadas pela mineralogia, são a resistência ao corte, a permeabilidade e a compressibilidade.

A necessidade de executar a fundação a uma profundidade conveniente pode acarretar um grande volume de escavação.

Genêricamente as fundações em rochas alteradas em profundidade prestam-se melhor à construção de barragens de aterro, pois raramente causam problemas de resistência da fundação. No entanto têm sempre problemas de permeabilidade que podem originar fenômenos perigosos para a segurança da obra, como os resultantes da erosão interna. Os assentamentos diferenciais podem ainda causar problemas importantes.

2.3.2 - Estudo dos solos residuais

A compreensão dos fenômenos de alteração que originaram os solos residuais é de grande importância para a resolução dos problemas práticos de geologia de engenharia, pois a construção de obras neste tipo de solo levanta normalmente grandes problemas. Sem um estudo aprofundado dos processos de alteração não é possível fazer previsões geodinâmicas, estudar os processos principais e verificar os vários fenômenos de geologia de engenharia (Syrokomy et al., 1979).

Um dos aspectos mais característicos dos solos eluviais é o seu zonamento. Para definir o zonamento é necessário estudar a rocha mãe e as variações das propriedades dos solos ao longo do seu perfil.

A zona de desintegração da rocha mãe pode normalmente ser estudada usando os métodos petrográficos. Para as zonas superiores, mais meteorizadas, podem usar-se métodos laboratoriais tais como as análises químicas, raios X, análise térmica diferencial e microscópico eletrônico (Syrokomy et al., 1979 op. cit.).

Medina et al., (1982), a propósito do estudo dos solos residuais da fundação da barragem de Guri na Venezuela, referem as principais aplicações das técnicas a seguir enumeradas.

A análise macro, meso e microscópica serve para a caracterização da estrutura e da textura da rocha e identificação dos seus minerais. Permite ainda uma ideia aproximada do estado de alteração dos minerais. Com o microscópio eletrô-

nico é possível observar o arranjo das partículas e a sua representação física. A difracção de raios X permite identificar os minerais argilosos, que, por serem muito finos, não são detectáveis na análise microscópica. A espectroscopia de infra vermelhos possibilita a confirmação da presença de minerais argilosos e a existência de água absorvida ou de ligação. Com a análise química é possível identificar os compostos de argila comuns. A análise dos sais solúveis em água pode ainda dar informação sobre a susceptibilidade de dissolução dos minerais presentes no solo.

O estudo deve estender-se desde a escala microscópica à macroscópica, passando pela mesoscópica. Assim, é possível identificar diversas zonas e mesmo sub-zonas desde que se tenham em atenção os fenómenos que estiveram em jogo, tais como desintegração, lixiviação, hidrólise, etc.

A descrição geológica, a estrutura, a textura, a composição mineral, a distribuição granulométrica das partículas, a densidade, a porosidade, o ângulo de atrito e o módulo de deformabilidade são outros tantos parâmetros que permitem a caracterização do tipo de terreno e das suas propriedades.

Os ensaios "in situ" são os que apresentam maior interesse prático para a execução de uma estrutura hidráulica.

Por exemplo, o SPT, desde que usado cuidadosamente, fornece uma indicação da consistência dos diferentes solos, podendo permitir a diferenciação entre os solos aluvionares e os solos residuais. Com efeito, os solos aluvionares apresentam valores de N baixos (geralmente inferiores a 10), en

quanto que os solos residuais são mais consistentes, possuem geralmente valores de N mais elevados (geralmente superiores a 10), (Kong, 1983). Isto deve-se ao facto dos solos aluvionares serem moles e de natureza solta devido ao transporte e deposição que sofreram durante a sua formação. Por seu lado os solos residuais desenvolvem-se a partir da meteorização do firme rochoso subjacente, ocorrendo "in situ" sem grande perturbação.

A figura 2.10 ilustra o contraste entre os valores de N do ensaio SPT para os solos aluvionares e para os solos residuais na fundação da barragem de Johor.

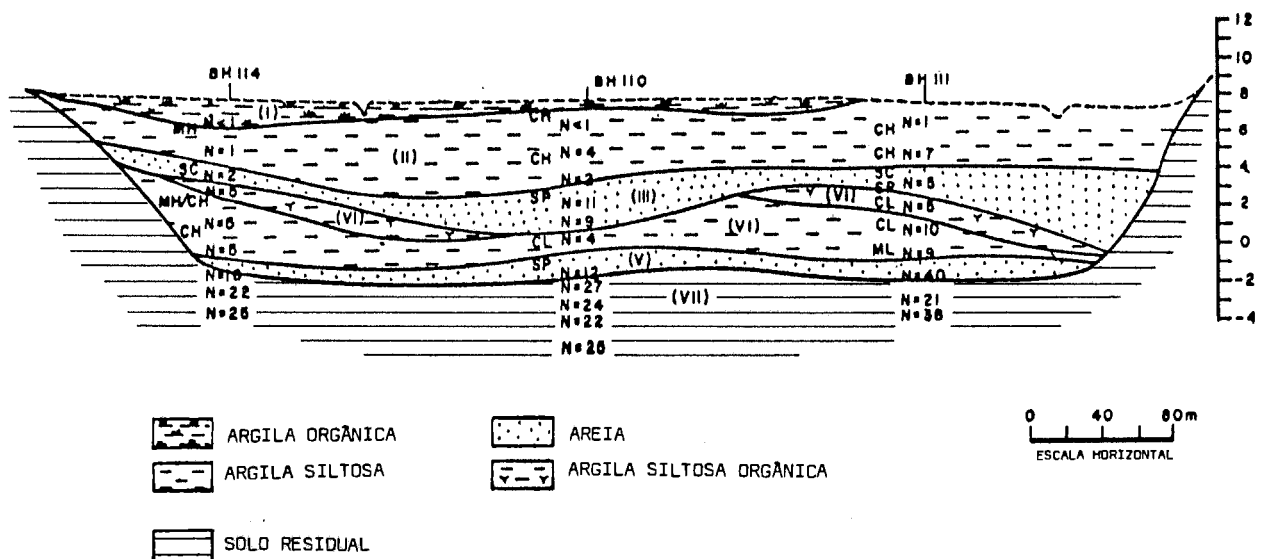


FIG. 2.10 - Perfil do terreno na barragem de Johor, mostrando o contraste entre os valores de N do ensaio SPT nos solos aluvionares e nos solos residuais (adaptado de Kong e Yow, 1982).

De igual modo foi utilizado o valor de N=50 para separar os solos de cobertura do que se considerou o substrato

para efeitos de fundação. Os solos teriam valor de N menor que 50 e o material com valor superior a 50 foi classificado como rocha.

Utilizando ensaios de penetração estática também se pode diferenciar os solos aluvionares dos residuais. No entanto para estes métodos a interpretação dos resultados tem necessariamente de ser correlacionada com dados de sondagens próximas para que possam ter fiabilidade. Os solos aluvionares tendem a ter baixa resistência à penetração e uma variação irregular do seu valor. Os solos residuais apresentam valores da resistência à penetração superiores aos solos aluvionares, aumentando este valor com o aumento da profundidade. A diferenciação entre os dois tipos de solos citados é de importância prática em geologia de engenharia devido ao contraste que apresentam nas suas propriedades e comportamento.

Para determinar a permeabilidade dos solos residuais podem realizar-se ensaios "in situ" em furos de sondagem. Utilizam-se os ensaios de nível constante ou variável, consoante os valores da permeabilidade do terreno são altos ou baixos. A permeabilidade pode igualmente determinar-se laboratorialmente a partir dos ensaios triaxiais realizados sobre amostras indeformadas.

A realização do ensaio de carga com placa no fundo de trincheiras ou poços permite obter elementos sobre o tipo de comportamento destes materiais.

A barragem de Guri, na Venezuela (Medina e Liu, 1982), é fundada parcialmente em solos residuais resultantes da alte

ração da rocha gnaíssica. Verificou-se que o solo possuía uma estrutura porosa aberta, conservando o esqueleto da rocha mãe, em resultado da lexiviação dos elementos solúveis. A partir dos ensaios de consolidação, triaxiais e de carga com placa, e sequente saturação verificou-se que este facto permitia o colapso súbito da estrutura do solo quando sujeito a cargas superiores a 400 KPa. Por este motivo foram adoptados diversos procedimentos construtivos que consistiram na remoção parcial do solo poroso na zona do núcleo, pré-saturação da fundação antes da construção do aterro e uso de banquetas estabilizadas. Com este procedimento procurou-se minimizar os assentamentos diferenciais e a consequente fendilhação do corpo da barragem, que foi dotada de amplos filtros para prevenir a erosão interna.

A figura 2.11 apresenta o perfil típico da parte direita da barragem de Guri.

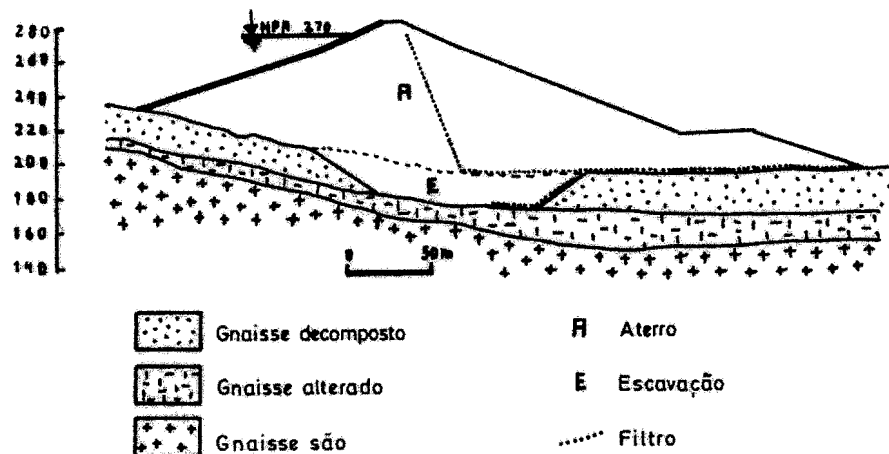


FIG. 2.11 - Perfil tipo da parte direita, em aterro, da barragem de Guri (adaptado de Medina e Liu, 1982).

2.4 - Rochas brandas

Na natureza não há uma barreira entre o solo e a rocha, mas sim uma transição gradual, pelo que se torna difícil definir rocha branda. Usualmente considera-se que os solos são os terrenos que sendo colocados dentro de água e agitando se desagregam. Nas rochas, pelo contrário, a coesão não é destruída e não sofrem desagregação.

Freitas e Dobereiner (1983) sugerem que apenas os materiais susceptíveis de sofrerem saturação pelo vácuo, sem se desagregarem, se poderão classificar como rochas.

Rocha (1977) considera que genericamente as rochas de baixa resistência possuem resistência à compressão uniaxial entre 2 e 20 MPa, módulo de deformabilidade entre 4×10^2 e 4×10^3 MPa e coesão superior a 0,3 MPa. Os solos teriam uma resistência à compressão uniaxial inferior a 2 MPa, módulo de deformabilidade menor que 50 MPa e coesão inferior a 0,3 MPa.

A maioria das rochas brandas são rochas sedimentares, tais como os grês mal consolidados, argilas xistosas, margas, ou rochas residuais resultantes da meteorização das rochas pré-existentes.

Nos grês, a adesão dos cimentos aos grãos vai determinar a resistência da rocha. Quando cimentados com óxidos de ferro, a resistência dos grês pode ser muito variável, devido à característica particular que este cimento apresenta de segregação em bandas ou massas irregulares dentro do depósito. Os cimentos carbonatados são susceptíveis de serem dissolvi-

dos pelas águas meteóricas, originando bolsadas de material que se transforma em solo arenoso. Este fenômeno sô é susceptível de ocorrer à escala do tempo geológico devido à baixa solubilidade do calcário. Os grês com cimento silicioso são os que apresentam maior resistência e menor deformabilidade. Sô quando a cimentação é incipiente é que os grês siliciosos se poderão englobar nas rochas brandas. Os cimentos argilosos tornam a rocha traiçoeira quando é saturada, pois que a resistência à compressão baixa substancialmente.

O estudo petrológico das rochas brandas assume marcada importância na caracterização das suas propriedades como material de fundação.

Nas rochas brandas, as discontinuidades têm tanto menos importância para a deformabilidade e resistência ao corte do maciço quanto menor for a resistência da rocha. No entanto, a resistência ao corte do maciço é bastante condicionada pelas discontinuidades, pois possuem genericamente um ângulo de atrito baixo.

A resistência das rochas brandas é bem determinada no laboratório através de ensaios de compressão simples ou triaxial.

Segundo Rocha (1977, op. cit.), a caracterização da deformabilidade do maciço pode ser feita no laboratório desde que a heterogeneidade não implique que o volume a amostrar seja grande ou que a amostra não seja perturbada.

Yoshinaka (1967) refere o procedimento a utilizar na amostragem, preparação e execução do ensaio de compressão tri

xial para as rochas brandas.

Para o estudo "in situ" das características mecânicas das rochas brandas, são utilizados frequentemente o ensaio dilatométrico e o ensaio de carga com placa.

Pircher (1982) refere que as rochas brandas não colocam normalmente graves problemas de resistência ou deformação para a construção de barragens de aterro. Estas barragens distribuem bem as tensões, pelo que apenas em casos de barragens muito altas poderá ser necessário executar uma lage de betão entre o núcleo e as camadas moles, conjugada com injeções de consolidação.

Os problemas resultantes da permeabilidade elevada nas rochas brandas assumem grande importância. Na barragem de aterro de Michelbach ocorre uma alternância de grês mal cimentados com margas plásticas datando do Oligocénico (C.F.G.B., 1982). No fundo do vale encontra-se uma bancada de grês com 10 m de espessura, coberta por solos aluvionares. O grês é constituído por uma areia fina de granulometria estreita e apresenta uma permeabilidade apreciável de a 10^{-5} m/s, sendo superior à das aluviões. Para controlar as percolações foi executado um tapete impermeável a montante, associado com uma parede moldada de betão plástico que corta completamente os grês, assentando nas margas. A parede tinha como finalidade limitar a percolação através do grês e eliminar os riscos de erosão interna, pois que o grês apresentava características de erodibilidade bastante significativas.

As barragens de betão que mais se constroem sobre ro-

chas brandas são as de contrafortes, de preferência com a base alargada. Quando se verifique que o valor da resistência à rotura da rocha branda é insuficiente face às tensões transmitidas pela barragem de betão, é aconselhável optar por uma solução de aterro.

A barragem de contrafortes de Tamzaourt, em Marrocos, com 94 m de altura, é um exemplo bem sucedido duma barragem de betão construída sobre rochas brandas, constituídas por grês e argilitos (Jaoui et al., 1982). O estudo da fundação foi realizado através de ensaios "in situ" e em laboratório.

2.5 - Águas subterrâneas

2.5.1 - Introdução

O conhecimento da posição das águas subterrâneas, das suas variações sazonais e das pressões hidrostáticas em estratos permeáveis profundos é de interesse no estudo das fundações de barragens.

As formações arenosas que possuem a toalha freática próximo da superfície podem obrigar à execução de rebaixamentos nos locais em que se pretendem executar escavações profundas. A elevada permeabilidade destes materiais pode dificultar os trabalhos de drenagem devido à necessidade de bombarcaudais elevados.

A ocorrência de águas artesianas, suspensas ou normais e a sua distribuição espacial na fundação ou encontros, pode

influenciar as características do projecto da barragem.

2.5.2 - Níveis piezométricos

O estudo dos níveis piezométricos deve ser executado em todas as fundações terrosas. Um meio fácil, mas nem sempre rigoroso, é o de utilizar as sondagens mecânicas para a sua determinação. Deve sempre referir-se no gráfico da sondagem o nível, ou níveis aquíferos.

É importante continuar a observação durante um tempo que permita atingir o equilíbrio dos níveis e, sempre que possível que se obtenham informações sobre as variações sazonais. Nas argilas e siltes, o tempo necessário para atingir o equilíbrio pode ir até algumas semanas, pelo que podem ser enganadoras as observações feitas nas sondagens durante a amostragem. A anotação destes níveis, no início e no final de cada turno da equipe de sondagem, é de grande interesse, pois permite observar a sua variação num intervalo de tempo conhecido.

O meio mais rigoroso para determinar os níveis aquíferos, é através da instalação de piezômetros com características adequadas ao terreno. Pinto (1982) descreve os principais tipos de aparelhos e as situações a que melhor se adaptam, dando especial ênfase à observação dos níveis piezométricos no interior do aterro da barragem.

Normalmente não se instalam piezômetros antes da construção da barragem devido aos elevados encargos que acarretam. A construção do aterro pode também danificar os aparelhos já

instalados, pelo que é regra proceder à sua implantação durante ou após a sua construção.

As medidas piezométricas indicam directamente a pressão da água de percolação, sendo um factor fundamental na segurança das fundações. Nos terrenos que colocam mais problemas de estabilidade, como por exemplo as argilas moles, a piezometria é o instrumento de observação por excelência.

Neste caso particular é necessário controlo piezométrico da fundação, durante a construção da barragem, para verificar se a pressão intersticial de consolidação devido à sobrecarga tende para valores perigosos.

A ocorrência de níveis piezométricos elevados nos maciços de fundação podem provocar instabilidade nas escavações para a execução das obras (fig. 2.12), ou nas vertentes e fundo do vale após o enchimento da albufeira. Sendo ascendente o escoamento subterrâneo do maciço, os níveis piezométricos

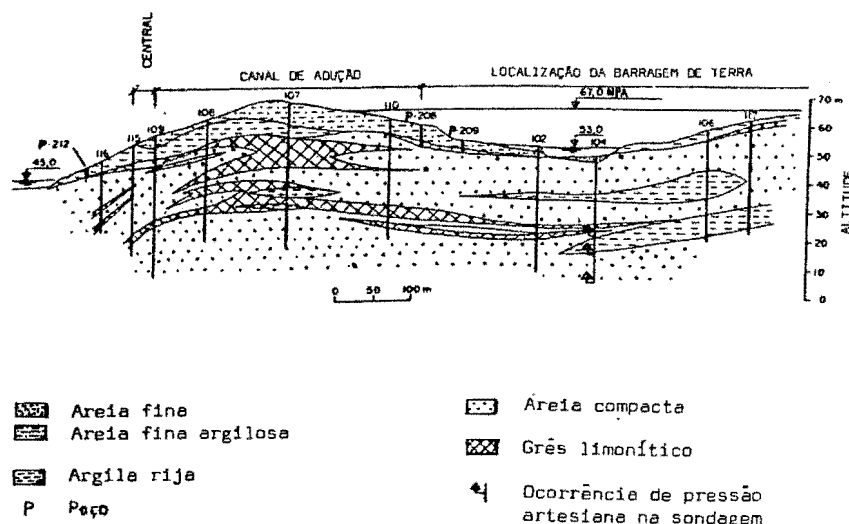


FIG. 2.12 - Corte geológico segundo o eixo longitudinal da barragem, canal de adução e central, do aproveitamento hidro-eléctrico de Curua-Una, apresentando ocorrência de pressões artesianas (adaptado de Lepecki et al., 1970).

decrecem com a diminuição da distância à superfície e a força de percolação terá uma componente vertical apreciável. Com o enchimento da albufeira, para que se continue a processar o escoamento ascendente terá que haver uma subida correspondente dos níveis piezométricos. Na albufeira esta subida é compensada pela sobrecarga imposta pela água. Imediatamente a jusante da barragem não há equilíbrio para este aumento das pressões hidrostáticas, pelo que podem aumentar os problemas de instabilidade.

Considere-se ainda o caso de um aquífero regional confinado situado imediatamente abaixo da fundação da barragem e em que os níveis piezométricos se encontram acima da superfície do terreno. Neste caso o enchimento da albufeira vai provocar uma subida correspondente dos níveis piezométricos, podendo aumentar os problemas de instabilidade a jusante de um modo idêntico ao caso anterior.

No estudo hidrogeológico realizado antes da construção da barragem de terra e enrocamento de Mont-Cenis, nos Alpes Franceses, verificou-se que os níveis piezométricos, no firme da idade Triássica, eram bastante inferiores aos que se observavam na mesma vertical nas aluviões. Segundo Marchand et al. (1970) este facto seria provocado pelas passagens com forte permeabilidade que ocorriam no Triássico.

O conjunto das medidas dos caudais e das medidas piezométricas permitem detectar a evolução do regime de percolação antes que se verifiquem movimentos ou roturas que não sejam solucionáveis.

Durante a execução de valas profundas em que se utilizam lamas densas à base de bentonite para sustimento das paredes, uma subida do nível freático vai provocar um afluxo de água para a escavação, podendo criar dificuldades devido ao arrastamento e desmoronamento de areias e materiais finos que vão contaminar a lama. Para evitar este problema há que manter o nível da lama a uma cota segura, acima da toalha freática.

2.6 - Tratamento das fundações

2.6.1 - Introdução

As fundações de barragens em maciços terrosos são frequentemente constituídas por terrenos que não apresentam características adequadas à execução da obra pretendida. Surge então a necessidade de melhorar essas características de modo a obter-se uma obra segura com o máximo de economia.

As fundações que tendem a apresentar mais problemas são, como se disse, as heterogêneas, as demasiado permeáveis e as não consolidadas.

Descrevem-se seguidamente alguns métodos de tratamento de fundações terrosas mais frequentemente usados, não sendo referidos os métodos de cálculo utilizados no seu dimensionamento.

2.6.2 - Controlo da percolação por redução dos caudais

2.6.2.1 - Introdução

O problema da percolação da água através da fundação é bastante complexo, pelo que se foram criando diversas soluções técnicas tendentes a resolvê-lo.

O valor da permeabilidade e a sua distribuição tridimensional é o factor que mais interessa conhecer. A permeabilidade depende de diversos factores de natureza geológica, podendo ser bastante difícil de determinar. A própria incerteza que resulta da prospecção pode dificultar o trabalho.

Os riscos resultantes da percolação, tais como a erosão interna e as sub-pressões, a importância económica da água que se perde e as técnicas e meios disponíveis, vão favorecer determinado método de impermeabilização em desfavor de outros.

2.6.2.2 - Tapetes impermeáveis

Podem considerar-se dois tipos de tapetes impermeáveis. Os tapetes revestindo completamente o reservatório e os tapetes parciais a montante. Os primeiros são se utilizam quando a água é preciosa e o reservatório pequeno. Os segundos limitam-se a algumas dezenas a centenas de metros a montante da barragem, podendo ser suficientes para reduzir consideravelmente os gradientes e os riscos que lhes estão associados. Se o rio transporta grande quantidade de silte e de argila, estes materiais podem colmatar o fundo da albufeira constituindo um tapete natural.

O tapete parcial a montante é frequentemente a solução econômica desde que se trate de uma formação aluvionar espessa. Este dispositivo, por si só, pode reduzir os gradientes de percolação e os consequentes caudais de fuga para valores aceitáveis.

Na barragem de Massingir (Serafim e Carvalho, 1970) utilizou-se um tapete argiloso que se estendia com um comprimento de 270 m a montante da barragem, sobre a zona aluvionar dos terrenos da fundação (fig. 2.1).

Os tapetes a montante são especialmente eficientes em formações homogêneas.

Cambeport (1967) considera que os tapetes apenas têm interesse quando a permeabilidade da camada é inferior a 10^{-5} m/s. Eles permitem um aumento do trajecto da percolação, aumentando as perdas de carga e diminuindo consequentemente os riscos de instabilidade a jusante da barragem.

A permeabilidade dos materiais usados no tapete vai influenciar a sua eficiência.

2.6.2.3 - Corta-águas

Pode-se considerar que os principais tipos de corta-águas utilizados no tratamento de fundações terrosas de barragens são: estacas-pranchas metálicas, estacas de betão (secantes e tangentes), paredes moldadas, paredes finas e valas corta-águas.

A eficiência de cada um dos tipos enunciados é dife-

rente, consoante a perfeição da sua execução e o tipo de terreno em que é utilizado.

Os corta-águas podem ser parciais ou totais. Os primeiros apresentam uma eficácia reduzida quanto ao controlo dos caudais, sendo geralmente eficientes na redução das tensões neutras (Londe, 1970). Procura-se levar os corta-águas parciais até uma camada contínua e pouco permeável, pois que deste modo se aumenta consideravelmente o trajecto da percolação. Na maioria dos casos não há uma camada com as características enunciadas, mas sim várias camadas mais ou menos contínuas e afastadas que acabam por ter um comportamento semelhante ao de uma camada única.

Os corta-águas totais utilizam-se quando a espessura do solo a atravessar não é muito grande, pois que a profundidade máxima que é possível atingir é de cerca de 75 m com as paredes moldadas (Asselin, 1967), e de cerca de 120 m com as estacas secantes (Dreville et al., 1970).

Nos solos homogêneos é necessário que o corta-águas penetre cerca de 95% da sua espessura para que haja uma redução apreciável dos caudais de fuga (Mansur e Perret, 1948). Por este motivo apenas se devem utilizar corta-águas totais neste tipo de solos.

As estacas-pranchas e as estacas de betão apresentam problemas de percolação através das uniões, que são sempre difíceis de evitar. Nas estacas de betão estes problemas resultam do desvio da estaca com a profundidade e de eventuais defeitos que se verificam na betonagem.

As paredes moldadas possuem uma rigidez variável consoante a proporção de cimento utilizado. Deste modo procura-se que a parede tenha uma rigidez idêntica à do terreno.

As paredes finas, também chamadas cortinas delgadas, obtêm-se pelo enchimento, com calda à base de cimento, do vazio criado por um perfil metálico. No açude-ponte de Coimbra foi realizada uma parede fina provisória, como elemento complementar da ensecadeira necessária à construção dos pegões (Dias, 1981).

As valas corta-águas utilizam-se quando a camada permeável é de reduzida espessura, constituindo geralmente um prolongamento do núcleo até ao firme rochoso. Este método, ao efectuar a escavação a céu aberto, permite a observação do terreno de fundação facilitando também o tratamento do terreno subjacente à camada permeável, quando necessário. As valas são posteriormente preenchidas com aterro compactado de permeabilidade baixa.

Uma das dificuldades, com maior peso na execução deste tipo de valas, é a necessidade de estimar o caudal a bombear, de modo a manter o nível freático abaixo da base da escavação. Sherard et al., (1963) referem que as estimativas dos caudais são geralmente superiores aos observados na obra, devido à dificuldade que normalmente se encontra em medir a permeabilidade global da fundação, mesmo quando foram executados ensaios de permeabilidade cuidados. O rebaixamento das escavações é correntemente obtido com a instalação de pontas filtrantes. Quando a vala atinge o firme rochoso, torna-se necessário es-

gotar a água que se acumula no fundo da escavação de modo a executar-se a colocação e compactação do enchimento a seco.

A execução da escavação de valas corta-águas com profundidade elevada levanta problemas práticos que aconselham o uso de técnicas mais adequadas, de entre as quais se destacam as paredes moldadas.

2.6.2.4 - Injecções

Londe (1970) analisa cuidadosamente o problema das injecções das aluviões permeáveis, nomeadamente no que respeita às caldas, número de linhas de sondagem, pressão de injecção, absorções e controlo durante a execução.

Considera-se o valor de 10^{-6} m/s como o limite inferior da permeabilidade que se pode obter com um tratamento por injecção. Adaptando o tipo de calda ao terreno a injectar, é possível limitar a penetração nos grandes vazios utilizando uma calda viscosa, por vezes mesmo com areia. As fracções finas podem então ser impermeabilizadas com produtos químicos, evitando o seu consumo excessivo.

Em regra utilizam-se cortinas de injecção com linhas múltiplas. A espessura da cortina decresce com a profundidade e para os flancos. O espaçamento mais frequente entre as sondagens de injecção varia entre 2 e 4 metros.

As pressões de injecção variam em muitos casos entre $p=0,3 H$ e $0,7 H$, em que p representa a pressão em bars e H a altura do terreno em metros acima do troço injectado.

As cortinas de injeção são muito eficientes na diminuição dos caudais de percolação. Os gradientes de saída e as sub-pressões diminuem proporcionalmente com a qualidade da impermeabilização obtida. Para maior eficiência, devem associar-se a um dreno (Cambefort, 1967), que, no caso da barragem de aterro, se desenvolve no contacto com a fundação.

2.6.3 - Consolidação e drenos

Tal como já foi referido, os drenos aumentam os caudais de fuga, mas diminuem as sub-pressões.

Os poços de drenagem utilizam-se em aluviões profundas que são dificilmente penetradas por corta-águas totais. Provocam uma diminuição do risco de sub-pressão e são frequentemente empregues para controlar os problemas de percolação.

Os tapetes filtrantes são mais eficazes em solos homogêneos. Quando a estratificação horizontal origina uma forte anisotropia da permeabilidade os poços drenantes são mais eficientes.

Os sistemas de drenagem devem apresentar pequenas perdas de carga e devem estar dimensionados segundo os critérios gerais estabelecidos para os filtros, de modo a funcionarem sem sofrerem colmatação.

Genêricamente, as fundações são levadas até níveis em que as características dos terrenos permitem suportar as solicitações impostas pela barragem. Quando os terrenos com as características adequadas apenas se encontram a uma profundida-

de apreciável, opta-se por escavar o material com propriedades inadequadas, ou por melhorar as suas características.

No primeiro caso, a fundação pode ser executada a partir do fundo da escavação, ou por cima de outro material com características adequadas, que é colocado e compactado, substituindo o material removido (fig. 2.11).

No segundo caso, as características são melhoradas por vários processos. Nas areias finas, areias e seixos pouco densos utiliza-se a vibroflutuação. Este procedimento, já anteriormente descrito, foi utilizado na fundação da barragem de Massingir (Serafim e Carvalho, 1970) para a compactação de areias finas (fig. 2.1).

Outro procedimento, já igualmente referido e com fim idêntico, é a compactação com explosivos. Este método foi utilizado na barragem de Rio Casco III, no Brasil (Queiroz et al., 1967).

Nos loess e outros solos porosos é frequente efectuar-se a sua humidificação para que se processem os assentamentos. Obtêm-se melhores resultados quando é efectuada uma pré-carga destes materiais.

Nos solos argilosos podem acelerar-se os assentamentos utilizando drenos verticais (fig. 2.4), conjuntamente com a pré-carga.

As injeções podem também ser utilizadas para consolidar as fundações.

Nas barragens de Gardiken e Asen, na Suécia, foram executadas injeções não com o fim de diminuir os caudais per

colados, mas com o objectivo de evitar a erosão interna dos estratos naturais muito permeáveis (Heldt e Persson, 1967).

2.6.4 - Combinação dos diferentes elementos

A utilização de qualquer dos métodos referidos anteriormente, exceptuando os métodos de drenagem e consolidação, tem como consequência uma redução da quantidade de percolação, devido ao aumento do comprimento das linhas de corrente. Este facto provoca uma diminuição das tensões neutras a jusante, aumentando a estabilidade da obra.

É frequente utilizar-se na mesma obra mais que um dos métodos referidos, consoante o tipo de barragem, as condições do terreno de fundação e os objectivos pretendidos com o tratamento.

A partir das profundidades em que se torna anti-económico realizar paredes moldadas, opta-se pela execução de uma ou várias linhas de injeção. Assim consegue-se o tratamento total das aluviões permeáveis, evitando-se que fiquem estratos permeáveis sem tratamento. É possível levar as paredes moldadas a profundidades maiores, executando-as a partir do fundo de uma vala aberta que facilmente poderá atingir 15 m de profundidade.

Os engenheiros soviéticos utilizam sistematicamente os tapetes impermeáveis a montante conjuntamente com as cortinas de estacas pranchas, nas barragens de betão fundadas sobre aluviões. Estes tapetes, quando construídos em betão armado e dre

nados inferiormente, são ancorados à barragem aumentando a sua resistência ao deslizamento (Londe, 1970).

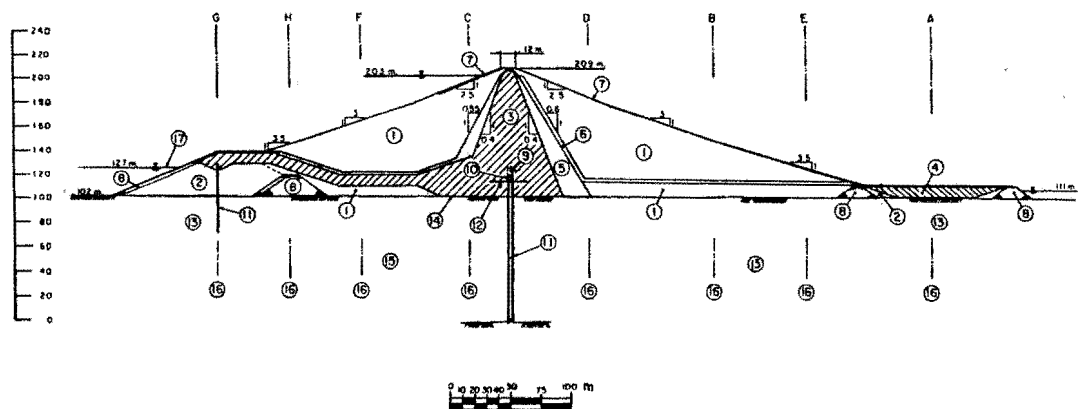
Nos diques muito longos em que a espessura das aluviões é grande, por vezes apenas se utilizam tapetes a montante. Quando a espessura do material permeável é pequena, tendem a utilizar-se técnicas que atravessam totalmente as aluviões. Nas zonas de transição entre as duas situações anteriores, tenderá a utilizar-se uma solução de compromisso entre estes dois procedimentos.

Na barragem de Assuão (Wafa e Labib, 1967) são combinados os tapetes com as cortinas de injeção, sendo ainda realizada a drenagem por poços de alívio a jusante.

Na barragem de Maniconagan 3 (Dreville et al., 1970) foi injectado o espaço de 3 metros deixado entre as duas paredes constituídas por estacas de betão, como prevenção dos eventuais defeitos de execução das paredes (fig. 2.13).

Jones (1967) descreve as considerações de projecto e os procedimentos para a construção de uma vala corta-águas continuada em profundidade por injeções de modo a impermeabilizar aluviões profundas.

As diferentes combinações, em cada caso particular, devem ser convenientemente estudadas por especialistas, pois podem conduzir a diminuição apreciáveis nos custos e no tempo de execução.



- | | |
|--------------------------------|---------------------------------|
| 1 - ATERRO GRANULAR COMPACTADO | 10 - GALERIA DE INSPEÇÃO |
| 2 - ATERRO GRANULAR | 11 - CORTINA DE BETÃO |
| 3 - TILITO COMPACTADO | 12 - DIAFRAGMA METÁLICO |
| 4 - TILITO | 13 - ENSECADEIRA |
| 5 - TRANSIÇÃO | 14 - LEITO DO RIO |
| 6 - DRENO | 15 - ALUVIÕES |
| 7 - ENRROCAMENTO DE PROTECÇÃO | 16 - EIXO DE RECONHECIMENTO |
| 8 - ENRROCAMENTO | 17 - NÍVEL DE DERIVAÇÃO DA ÁGUA |
| 9 - ZONA DE BENTONITE | |

FIG. 2.13 - Corte tipo na barragem principal de Manicouagan 3, (adaptado de Dreville et al., 1970).

2.7 - Segurança das fundações

O modo como se comporta a estrutura de uma barragem pode considerar-se conhecido actualmente. Na ligação com a fundação e na própria resistênciã da fundação já se levantam mais incertezas.

A importância e necessidade de se conhecer a segurança do conjunto barragem-fundação cresce com o volume de água armazenado e com o aumento potencial de perdas humanas e matérias eventualmente causadas por uma rotura.

A verificação da segurança da fundação vai depender do tipo de barragem que sobre ela se constrói, pelo que há

necessidade de se entrar em consideração com a barragem ao estudar-se a possibilidade de rotura da fundação. Os problemas já abordados anteriormente e que assumem maior importância no estudo das fundações terrosas são os relacionados com a permeabilidade, sub-pressões, gradiente hidráulico e erosão interna; os relacionados com a resistência mecânica e deformabilidade, bem como a capacidade de liquefacção.

Parece lógico que a segurança da fundação seja pelo menos igual à do corpo da barragem. Com o fim de se conhecerem os diferentes aspectos geológicos, geotécnicos e hidrogeológicos que afectam a segurança da fundação, é elaborado um programa de reconhecimento e prospecção de modo a que sejam conhecidos gradualmente os diferentes parâmetros a utilizar no projecto da obra e na determinação da sua segurança.

Os métodos que permitem determinar a segurança de uma barragem de aterro são idênticos aos utilizados para calcular a segurança da fundação, residindo a dificuldade na escolha da superfície de deslizamento e dos parâmetros de cálculo. O problema consiste na procura das passagens mais desfavoráveis, tais como as camadas argilosas e falhas com preenchimento argiloso, cuja coesão é suposta nula (Bourgin, 1967). Este objectivo é conseguido com um elevado número de sondagens e levantamentos. Os métodos geofísicos, resistividade ou sísmica, não dão bons resultados quando aplicados com este fim, pois que normalmente as características físicas das camadas são pouco contrastantes.

3 - MÉTODOS DE ESTUDO

Neste capítulo procura-se sistematizar a metodologia a utilizar no estudo das fundações de barragens em maciços terrosos.

Procura-se igualmente sistematizar as técnicas empregues neste estudo, referindo algumas das suas características principais. Será dado realce ao tipo de situações a que melhor se adequam e às informações que permitem obter. Não serão abordados os conceitos científicos e tecnológicos em que se baseiam.

3.1 - Metodologia de estudo

Com a realização da prospecção geotécnica pretende-se obter um conhecimento e compreensão das características do terreno, de modo a garantir que o projecto, construção e operacionalidade da barragem sejam feitos com o máximo de economia, segurança e rentabilidade. Como já foi referido, a prospecção deve processar-se de tal modo que vá fornecendo ao projectista os parâmetros que ele necessita de conhecer em dado momento.

As características geológicas de cada fundação condicionam o tipo, dimensão e localização da barragem, pelo que assume marcada importância o papel do geólogo de engenharia na análise de cada caso, de modo a elaborar um programa de prospecção geotécnica coerente e adaptado ao local a estudar.

As características sismo-tectónicas da área em que a barragem vai ser construída influenciam grandemente o projecto e localização da obra. Quando os solos da fundação são susceptíveis de sofrer liquefacção, este problema assume maior importância. O estudo da actividade sísmica da região, estando relacionado com as falhas activas próximas é, então, de primordial importância.

Os objectivos a atingir com o plano de trabalhos são o conhecimento das condições geológicas, geomorfológicas, estruturais e hidrogeológicas do local do vale onde vai ser construída a barragem e a determinação das propriedades mecânicas do solo de fundação. Realizando uma prospecção orientada, de modo a eliminar as dúvidas progressivamente com o decorrer das diferentes fases da prospecção, consegue-se um conhecimento das condições e propriedades atrás referidas, bem como da distribuição e espessura das aluviões e/ou solos residuais da fundação.

A caracterização das formações deve ser essencialmente feita à custa de ensaios "in situ", escolhidos e localizados de modo a que sejam os mais adequados e permitam obter o máximo de informações.

A metodologia a observar no plano de trabalhos de prospecção geotécnica deve reger-se pelas seguintes ideias de base (Oliveira, 1980):

" - O estudo deve ser conduzido por fases, correspondentes às diferentes fases do projecto, utilizando técnicas de reconhecimento, prospecção e ensaio progressivamente mais

sofisticadas;

- Os resultados obtidos devem permitir o zonamento geotécnico do terreno de fundação;

- A segurança da barragem, no que se refere à sua fundação, depende, para além das características de cada uma das zonas geotécnicas, da eventual presença de singularidades geológicas importantes e adversas."

O estudo deve iniciar-se pela análise da geologia regional, de modo a permitir enquadrar as condições do local da barragem numa perspectiva mais ampla. Com este objectivo, deve-se analisar toda a bibliografia existente sobre a área em questão. Deverá ser executado um esboço geológico regional à escala 1/25.000 ou numa outra escala existente, utilizando-se para tal o estudo da fotografia aérea ou de satélite conjuntamente com um reconhecimento geológico sumário da região.

Deverá também ser executada a cartografia geológica pormenorizada do local da barragem e das suas imediações a uma escala entre 1/2.000 e 1/200, conjuntamente com a execução de perfis geológicos representativos.

O programa de prospecção subsequente pode então ser elaborado, devendo ser organizado por fases, utilizando primeiro os métodos mais baratos e expeditos e progressivamente os métodos mais dispendiosos, que serão mais sofisticados e demorados (Quadro 3.1).

Nas barragens pequenas poderá ser diminuído o número de fases em que usualmente se divide o estudo, desde que os problemas levantados pela obra não justifiquem um programa de

QUADRO 3.1
PRINCIPAIS ACTIVIDADES DA GEOLOGIA DE ENGENHARIA NAS FASES DE PROJECTO *

FASES DO PROJECTO	ESTUDO DE VIABILIDADE	ANTE-PROJECTO	PROJECTO	CONSTRUÇÃO	OPERAÇÃO
PRINCIPAIS ACTIVIDADES DA GEOLOGIA DE ENGENHARIA	<ul style="list-style-type: none"> - Estudo dos documentos geológicos existentes - Interpretação de fotografia aérea e de satélite - Reconhecimento geológico de superfície - Cartografia geotécnica preliminar - Preparação do programa de prospecção preliminar - Prospeccção expedita 	<ul style="list-style-type: none"> - Reconhecimento geológico de superfície (cont.) - Prospeccção geofísica (eléctrica (SEV) e sísmica de refracção) - Prospeccção mecânica (valas e sondagens) - Ensaaios no interior de furos e/ou poços (permeabilidade e deformabilidade) - Ensaaios de laboratório - Zonamento geotécnico - Preparação do programa de prospeccção complementar 	<ul style="list-style-type: none"> - Prospeccção mecânica (cont.) - Ensaaios hidráulicos de grande volume (bombagem) - Ensaaios de deformabilidade em grande área - Ensaaios de laboratório complementares 	<ul style="list-style-type: none"> - Cartografia das superfícies de escavação. Acompanhamento dos trabalhos de escavação da fundação e tratamento do maciço terroso - Ensaaios de controlo do tratamento da fundação terrosa 	<ul style="list-style-type: none"> - Interpretação dos resultados do programa de observação do comportamento (assentamentos, percolações, movimentos do terreno, etc.)
TIPO DE DOCUMENTO	RELATÓRIO PRELIMINAR	RELATÓRIO PROVISÓRIO	RELATÓRIO FINAL	RELATÓRIO SUPLEMENTAR	

* Adaptado de Oliveira (1980)

prospecção tão pormenorizado.

Primeiramente deverá realizar-se uma campanha de prospecção geofísica cujos resultados serão aferidos com alguns trabalhos de prospecção mecânica simples, permitindo obter uma ideia das espessuras e características globais dos solos.

Os trabalhos de prospecção mais expeditos que se realizam principalmente nas fases de viabilidade e ante-projecto, constam essencialmente de valas e poços, sondagens percussivas e rotativas, ensaios de penetração estática e dinâmica, ensaios de corte rotativo, ensaios pressiométricos e determinação da permeabilidade nas sondagens. Os ensaios SPT e de molinete são realizados à medida que as sondagens progridem. Os ensaios pressiométricos devem ser distribuídos de tal modo que permitam uma caracterização adequada da deformabilidade dos solos. Para tal podem ser executados em pontos previamente seleccionados ou distribuídos aleatoriamente.

Após a realização e interpretação dos trabalhos referidos, deverá ser possível efectuar o zonamento do maciço terroso em unidades que apresentem características geotécnicas às quais se poderá atribuir um valor médio e cujos valores extremos estarão contidos num determinado intervalo. O zonamento resultará da análise de grande numero de valores, conferindo-lhe um significado estatístico, facilitando a interpretação das características das diferentes zonas geotécnicas e consequentemente da fundação.

Haverá que ter especial cuidado na individualização das zonas que, apesar de espacialmente pouco representativas,

apresentem importância geotécnica apreciável, e.g. uma fina camada de argila muito plástica no seio de um maciço aluvionar arenoso.

Com base no zonamento geotécnico é possível realizar um pequeno número de ensaios de caracterização para cada zona, pois consideram-se os seus resultados representativos da média nessa zona. Estes ensaios, normalmente mais dispendiosos e demorados, são essencialmente realizados na fase de projecto, destacando-se os ensaios de carga com placa, no fundo de valas e poços, e os ensaios de permeabilidade em grandes volumes permitindo o estudo da anisotropia da permeabilidade.

Quando se reconhecer que é necessário, serão realizadas sondagens complementares visando as zonas que apresentam características mais desfavoráveis, ou que anteriormente foram menos prospectadas.

Todos os dados obtidos devem ser analisados e interpretados à medida que os trabalhos são executados, de modo a que a prospecção seja feita da maneira mais eficiente, mesmo que para tal se tenha de alterar o programa inicialmente proposto. Os dados devem ser representados graficamente a uma escala conveniente, devendo igualmente realizar-se cortes geológicos interpretativos com todos os elementos adquiridos.

No relatório final devem ser abordados todos os aspectos relevantes para a obra, como a sua localização, as características geomorfológicas, petrográficas, estruturais e de sismicidade.

Analisando todos os resultados e as características da

obra, devem ser feitas recomendações quanto à conveniência da localização e tipo de obra, quanto às soluções mais aconselháveis para o tratamento da fundação, bem como de outros problemas ou dificuldades geológicas e geotécnicas previsíveis na execução do projecto.

Neste âmbito englobam-se os tipos de drenagem e consolidação mais adequados, os problemas resultantes das características precárias dos solos de fundação, a acção dos sismos, etc.

Todo o trabalho deve ser feito em estreita cooperação com toda a equipa projectista, de modo a retirar-se o máximo proveito dos trabalhos de prospecção com vista à adaptação do programa de prospecção e características da obra às propriedades dos solos da fundação.

3.2 - Trabalhos de prospecção geotécnica mais frequentemente empregues

3.2.1 - Prospecção geofísica

Seguidamente serão referidos os métodos geofísicos com maior aplicação no estudo de maciços terrosos de fundação de barragens.

Os métodos geofísicos de superfície possibilitam a medição de um parâmetro físico, a partir da superfície do terreno, permitindo a dedução da distribuição dos terrenos em profundidade.

A aplicação dos métodos geofísicos apenas é bem sucedida quando as formações geológicas a estudar possuem diferenças significativas em uma ou mais das suas características. A escolha do método geofísico mais adequado a um caso particular dependerá de qual das propriedades físicas é mais contrastante.

As principais aplicações dos métodos geofísicos no estudo de maciços terrosos de fundação de barragem são as seguintes:

- Definição das características geométricas e geológicas do local através da determinação da profundidade do firme rochoso e da espessura do recobrimento, nomeadamente das aluviões ou solos residuais.

- Determinação das características físicas e mecânicas dos solos a partir dos parâmetros geofísicos medidos.

A aplicação dos métodos geofísicos permite genericamente prospectar grandes volumes de um modo barato e expedito, fornecendo informações que permitem elaborar um programa de prospecção mecânica com vista ao reconhecimento e caracterização pormenorizada dos solos.

Pode dizer-se que os métodos eléctricos possibilitam a obtenção de informações sobre a natureza e estrutura dos terrenos, enquanto que os métodos sísmicos fornecem indicações sobre as suas propriedades mecânicas.

3.2.1.1 - Métodos eléctricos

As sondagens eléctricas (SEV) são o método eléctrico que melhor se adapta ao estudo de maciços terrosos. O método baseia-se na determinação da resistividade do terreno, cuja distribuição em profundidade se pretende conhecer. Para tal são efectuadas medições sucessivas do potencial entre dois pontos, a partir da aplicação de um campo eléctrico artificial com outros dois eléctrodos, em que se vai aumentando o afastamento. Considera-se que a sondagem se situa no centro do dispositivo. A interpretação é feita por comparação com as curvas padrão que melhor se adaptam a cada caso particular.

A condutividade eléctrica do solo processa-se quase exclusivamente por via iónica, dependendo do teor de humidade, quantidade de sais ionizáveis e porosidade. Quando secos, a maior parte dos solos comporta-se praticamente como isolante.

Para calcular a porosidade total das aluviões saturadas não argilosas, sendo a resistividade da água constante, Astier (1971) propõe a seguinte fórmula:

$$p^{1,3} = \rho_a / \rho_s$$

em que: P = porosidade

ρ_a = resistividade da água

ρ_s = resistividade das aluviões saturadas

A principal aplicação das sondagens eléctricas consisis

te na diferenciação do firme rochoso, dos terrenos de cobertura e na determinação da espessura do recobrimento. Neste caso, o terreno, na sua concepção mais simples, será constituído por duas camadas (fig. 3.1). Esta situação encontra-se actualmente bem estudada, sendo disponíveis ábacos e gráficos que facilitam a interpretação da prospecção eléctrica.

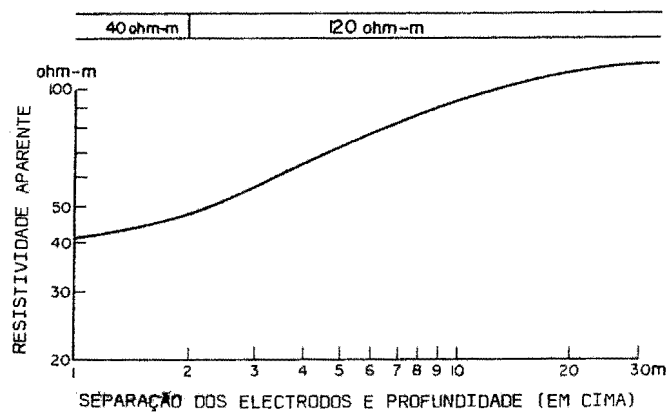


FIG. 3.1 - Variação da resistividade aparente com o afastamento dos electrodos (método de Wenner) para um terreno de duas camadas em que $\rho_2 > \rho_1$ (segundo Griffiths e King, 1981).

Nos solos residuais, as sondagens geoelectricas são bastante úteis na determinação das espessuras e distribuição das zonas alteradas. As variações da resistividade eléctrica reflectem o estado de alteração e fracturação da rocha, sendo possível determinar a profundidade da alteração a partir das sondagens geoelectricas.

Os solos residuais saturados apresentam uma resistividade eléctrica muito baixa, dado que, tal como já foi referido, a condutividade da corrente eléctrica se processa quase

que exclusivamente por via iônica. Pelo contrário, uma rocha sã e compacta com teor de humidade muito pequeno apresenta uma resistividade bastante elevada.

Hã que ter cuidado na interpretação geoelectrica, pois que, por exemplo, a resistividade de um terreno decomposto e seco pode ser idêntica ã de uma rocha sã e compacta. Na interpretação da estrutura dos terrenos, a partir dos resultados das sondagens geoelectricas, devem utilizar-se todas as informações disponíveis, recolhidas a partir da geologia de superfície, em valas, poços ou sondagens mecânicas. Hã sempre vantagem em comparar as sondagens geoelectricas com os resultados de sondagens mecânicas próximas, pois que assim se poderão aferir e correlacionar os dados geoelectricos. Estas correlações permitem fazer extrapolações para maiores areas, obtendo-se geralmente uma precisão aceitável.

As sondagens geoelectricas possuem grandes vantagens, nomeadamente no que se refere ao seu baixo custo, equivalente a cerca de 2 m de sondagens mecânicas, grande rapidez de execução e precisão aceitável da ordem dos 10% em casos favoráveis (Yagüe, 1983).

O número e localização das sondagens geoelectricas dependerã do pormenor que se pretende atingir com a prospecção e com o tipo de problema que se deseja resolver. Utilizando uma densidade elevada de sondagens, é mesmo possível definir a morfologia do firme rochoso traçando as suas isóbatas.

Uma formação homogênea, possuindo um lençol freático, pode comportar-se como heterogênea do ponto de vista geoelect-

trico. Os solos arenosos contendo água abaixo de determinado nível comportam-se, do ponto de vista eléctrico, como se fossem dois terrenos. As propriedades geotécnicas também variam devido à presença da água.

Verifica-se quase sempre um bom contraste eléctrico entre as aluviões e o firme rochoso.

Para os solos saturados, sem argila e não consolidados, a resistividade diminui com o aumento da permeabilidade, o que se pode verificar pela fórmula anteriormente referida. Utilizando uma malha de sondagens geoelectricas apertada, é possível detectar zonas anómalas, altamente permeáveis, constituídas por materiais arenosos. Estas zonas podem originar a perda de grandes caudais percolando sob a fundação da própria barragem.

A precisão dos resultados obtidos com as sondagens geoelectricas diminui com a profundidade investigada.

Martin (1971) refere que as sondagens geoelectricas devem ser executadas em zonas que possuam uma resistividade aproximadamente constante.

Em vales aluvionares a orientação deve ser sensivelmente paralela ao eixo do vale, de modo a minimizar as perturbações provocadas pelo terreno.

3.2.1.2 - Métodos sísmicos

Os métodos sísmicos baseiam-se nas relações entre tensões e deformações na fase elástica e na propagação das ondas

elásticas segundo a teoria ondulatória.

Existem vários métodos que possibilitam a determinação das características elásticas e estruturais dos maciços pela determinação das velocidades de propagação das ondas sísmicas.

No âmbito do presente trabalho podem sintetizar-se as principais aplicações dos métodos sísmicos na resolução de problemas relacionados com (Moura Esteves, 1982):

- Características dos terrenos sujeitos a acções dinâmicas;
- Capacidade de carga de fundações sujeitas a acções dinâmicas;
- Liquefacção de solos;
- Definição da estrutura geológica e da espessura dos terrenos.

De entre os métodos sísmicos correntemente empregues são os de refacção e directo, também chamado microssísmico, os que maior interesse apresentam no estudo de fundações terrestres.

O método de refacção é utilizado principalmente quando a profundidade a investigar é de algumas dezenas de metros, enquanto que o método sísmico directo se aplica quando as observações são feitas em pontos afastados apenas alguns metros.

a) Método da refacção sísmica

Este método é de fácil aplicação e interpretação; baseia-se no ângulo de incidência crítico que ocorre na inter-

face entre um meio com menor velocidade de propagação sobrejacente a outro com maior velocidade (fig. 3.2).

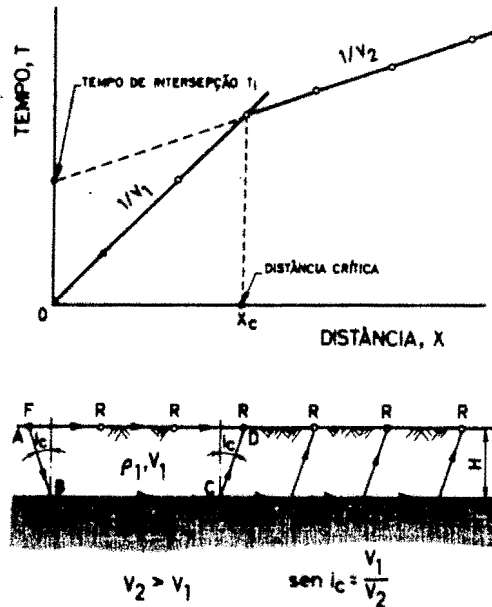


FIG. 3.2 - Representação esquemática do método da refração sísmica (segundo Fialho Rodrigues, 1979).

O método de refração sísmica permite uma investigação de volumes apreciáveis dos maciços, fornecendo rapidamente informações globais sobre as velocidades de propagação das ondas elásticas (essencialmente ondas P), possibilitando o cálculo das espessuras dos terrenos e a determinação das camadas sempre que há uma sucessão de velocidades crescente com a profundidade. Estas informações são extremamente úteis na elaboração do programa de prospecção mecânica. A sua utilidade aumenta quando se dispõe de sondagens mecânicas que permitam uma aferição e correlação dos resultados sísmicos com os

resultados das sondagens.

Como é sobejamente conhecido, um dos inconvenientes deste método é o resultante do problema do "Hidden layer". Este fenómeno ocorre quando há uma camada em que a propagação das ondas elásticas se faz com uma velocidade menor que na camada superior. Nestas situações, é necessário conhecer a geologia do local e a espessura da camada com baixa velocidade. A espessura pode ser determinada por meio de uma sondagem mecânica ou sondagem eléctrica, enquanto que o valor da velocidade de propagação nessa camada pode ser obtido pelo método microssísmico.

Nos solos residuais, é possível identificar as diferentes zonas de alteração, as respectivas espessuras e características mecânicas.

O comprimento dos perfis sísmicos deve ser aproximadamente quatro vezes a profundidade que se pretende prospectar.

Este método é extremamente útil na determinação da espessura das formações aluvionares sobre o firme rochoso. É sempre aconselhável, para uma melhor interpretação dos dados sísmicos, estabelecer um modelo geológico compatível com as condições do local em estudo, sendo importantes as analogias com situações idênticas. A orientação dos perfis sísmicos em vales aluvionares deve ser de tal modo que os perfis abranjam o firme rochoso com o máximo de constância de profundidade, o que acontece mais frequentemente segundo o desenvolvimento do vale.

Para a definição das interfaces irregulares entre dois terrenos, é de grande utilidade a técnica de interpretação denominada por "delay time" ou método dos atrasos.

Utilizando geofones capazes de detectar simultaneamente as ondas transversais e longitudinais, é possível, a partir do conhecimento das velocidades de propagação das ondas P e S, calcular os módulos de deformabilidade dinâmicos (Fialho Rodrigues, 1979):

$$E_{din} = v_P^2 \rho \frac{(1+\nu_{din})(1-2\nu_{din})}{(1-\nu_{din})}$$

$$\nu_{din} = \frac{1}{2} \frac{\left(\frac{v_P}{v_S}\right)^2 - 2}{\left(\frac{v_P}{v_S}\right)^2 - 1}$$

$$G_{din} = v_S^2 \rho$$

$$E_{din} = 2 G_{din} (1+\nu_{din})$$

em que:

E_{din} = módulo de deformabilidade longitudinal dinâmico ou módulo de Young dinâmico,

G_{din} = módulo de deformabilidade transversal dinâmico,

v_P = velocidade de propagação da onda P,

v_S = velocidade de propagação da onda S,

ρ = massa volúmica aparente,

ν_{din} = coeficiente de Poisson dinâmico.

Nos solos, em especial nos solos incoerentes e saturados, a velocidade de propagação da onda P fornece poucas informações sobre as características mecânicas destes solos, pois depende essencialmente da velocidade de propagação na água contida no solo. Nestes solos, são as ondas S que permitem a determinação com rigor das características mecânicas dado que a sua velocidade de propagação depende essencialmente das propriedades elásticas do esqueleto sólido.

Na prática é frequentemente difícil a detecção das ondas S durante a execução da sísmica de refração, pois possuem menor velocidade de propagação que as ondas P, pelo que as chegadas das ondas S são mascaradas pelas ondas P. Este facto é devido ao curto espaço de tempo de duração do registo, em consequência das pequenas distâncias prospectadas.

b) Método sísmico directo

Este método baseia-se na determinação das ondas sísmicas que se propagam directamente entre a fonte e os geofones. Isto apenas se verifica quando é pequeno o seu afastamento, pelo que os volumes prospectados são da ordem das dezenas de metros cúbicos.

No estudo das fundações é de grande interesse a determinação do módulo de deformabilidade transversal dinâmico ($G_{din} = V_S^2 \rho$) já referido, medindo-se para tal a velocidade das ondas de corte ao longo de furos ou entre furos (Fialho Rodrigues, 1979 op. cit.). Pode também estimar-se o período de

vibração fundamental do solo (T) a partir da fórmula empírica

$$T = \frac{4 H}{V_S}$$

em que: T = período de vibração fundamental do solo,
 H = espessura do solo sobre o firmr rochoso,
 V_S = velocidade de propagação das ondas de corte.

Ainda segundo o mesmo autor, os valores obtidos por este processo para G_{din} são os valores máximos devido à baixa distorção sofrida pelo solo, necessitando por isso de serem reduzidos para as amplitudes de deformação introduzidas no solo pela acção de um sismo.

Podem apontar-se como vantagens da utilização dos métodos sísmicos na determinação de G_{din} , o facto de poderem ser executados em todos os tipos de solos sobre volumes representativos não perturbados.

O estudo das impedâncias acústicas ($V_S \cdot \rho$) permite comparar as respostas dos terrenos às solicitações sísmicas, pois, segundo Medvedev (1965), citado por Moura Esteves (1982), a amplificação das vibrações sísmicas aumenta com o contraste de impedância entre os terrenos sobrepostos, considerando-se constantes os outros parâmetros, nomeadamente a sua espessura.

A figura 3.3 apresenta duas rectas de correlação entre os valores do número de pancadas (N) do ensaio SPT e a velocidade de propagação da onda de corte (V_S). A recta superior foi

obtida por Imai (1977) e a inferior por Fialho Rodrigues (1979). É de notar a grande aproximação das duas rectas no entanto verifica-se que é possível existirem apreciáveis variações entre os valores das ondas de corte determinadas "in situ" e os valores estimados a partir do ensaio SPT.

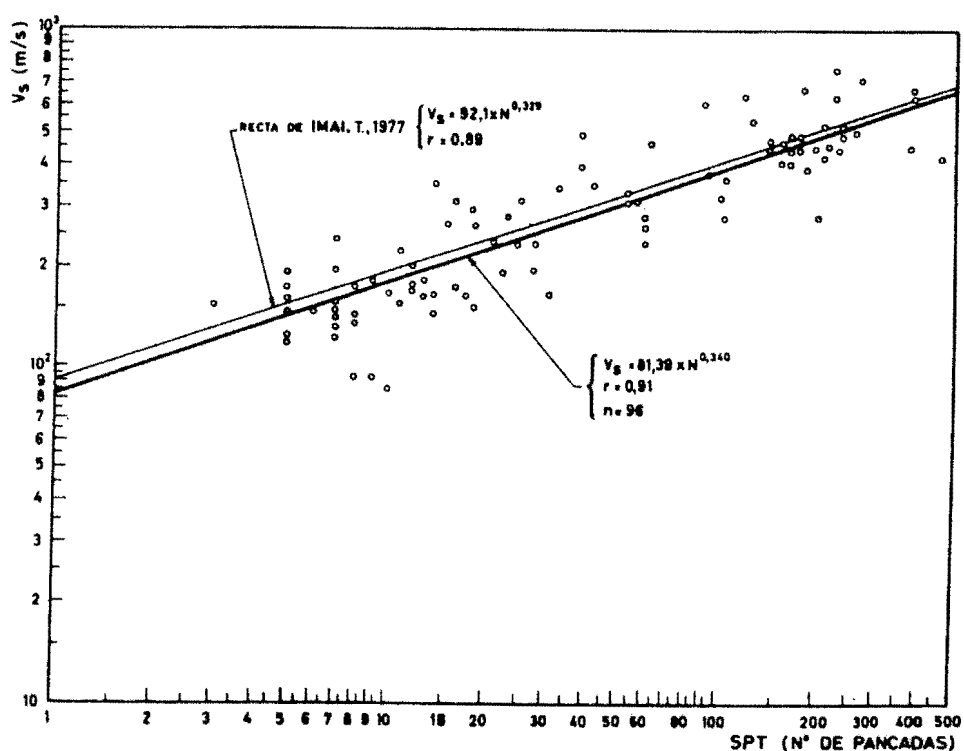


FIG. 3.3 - Correlação entre o número de pancadas (N) do ensaio SPT e a velocidade de propagação da onda de corte (V_S) (segundo Fialho Rodrigues, 1979).

A principal aplicação destas correlações é na avaliação da velocidade das ondas de corte em locais de que se disponham os resultados dos SPT. De um modo inverso, mas com menor rigor, poderá estimar-se o valor de N dos ensaios SPT desde que conhecida a velocidade das ondas S . Este último caso

aplica-se aos terrenos em que é difícil a execução dos SPT, como nas areias saturadas em que se verifique refluxo para o interior da sondagem.

Os métodos sísmicos permitem também comparar o módulo de deformabilidade longitudinal dinâmico (E_{din}), ou módulo de Young dinâmico, com o módulo de Young estático (E_{est}) determinado em ensaios de carga com placa. Fialho Rodrigues (1979) obteve, para os ensaios realizados no local de Ferrel, um valor médio para a relação $E_{est}/E_{din}=0,11$. Este tipo de relação permite uma previsão da variação, com a profundidade do valor da deformabilidade estática. Esta relação é particularmente útil, nas fases de estudo de viabilidade e ante-projecto, para a programação e localização dos ensaios estáticos "in situ", pois estes são bastante mais dispendiosos e difíceis de realizar. É sempre necessário ter em conta que o valor desta relação variará consoante o tipo de solo e as suas características.

3.2.2 - Prospecção mecânica

A localização e o número dos trabalhos de prospecção mecânica devem ser escolhidos em função da geologia do local, evitando a sua implantação sistemática segundo uma malha arbitrária. Deve procurar-se obter uma definição contínua do solo prospectado a partir da localização racional dos trabalhos e não pela multiplicação do seu número. Este aspecto é também função das dimensões da barragem.

3.2.2.1 - Trincheiras, valas e poços

Estes trabalhos de prospecção mecânica possibilitam uma observação visual e táctil directa dos solos que atravessam, permitindo a recolha de amostras intactas ou remexidas. Por este motivo podem considerar-se os melhores métodos para caracterizar os terrenos atravessados.

Os poços são indicados para solos ou rochas brandas quando a profundidade de investigação é pequena (até cerca de 20 m). A sua execução é bastante difícil abaixo do nível freático devido aos problemas resultantes da necessidade de efectuar rebaixamentos. Nos solos brandos os rebaixamentos provocam a instabilização das paredes e do fundo devido ao afluxo da água. Neste tipo de terrenos, a profundidade dos poços é geralmente limitada na prática pelo nível freático.

Além da determinação do nível freático, é ainda possível estimar a permeabilidade média dos terrenos esvaziando por bombagem a água que aflora ao poço.

Os poços permitem a observação directa de particularidades geológicas importantes, como aspectos da estratificação, as superfícies de escorregamento, a presença de camadas finas de argila, etc. Nas rochas brandas ou solos residuais, permitem um estudo pormenorizado das formações em profundidade, nomeadamente as suas variações locais e a ocorrência de fissuras. Outra vantagem, que apresentam, é o facto de permitirem a realização de ensaios de carga com placa a diversas profundidades, à medida que é executado o aprofundamento do poço.

Os furos de trado com grande diâmetro (de preferência com um mínimo de 0,90 m) são uma alternativa aos poços desde que as paredes do furo sejam auto-portantes. Quando o solo possui elementos muito grosseiros, como calhaus e blocos, torna-se difícil a realização destes furos.

Os poços ou os furos permitem ainda determinar a profundidade do firme rochoso e a espessura dos solos de cobertura.

As valas e trincheiras utilizam-se em solos ou rochas brandas para profundidades de investigação até aos 5 m. Estes dois tipos de trabalhos permitem uma observação contínua do terreno ao longo de uma secção escolhida, apresentando como vantagem, relativamente aos poços, o facto de permitirem seguir a continuidade das singularidades geológicas e das características do solo.

Pode realizar-se uma única vala ou trincheira segundo o desenvolvimento da barragem ou podem realizar-se várias com uma direcção paralela ao eixo do vale espaçadas convenientemente. Estes trabalhos, quando orientados segundo o declive do terreno, drenam-se naturalmente.

A realização de um perfil contínuo do terreno permite escolher a localização mais adequada das amostras a colher.

A fotografia das paredes de qualquer dos trabalhos referidos é bastante fácil, constituindo uma vantagem da utilização destes métodos.

Devem ser registadas as velocidades de avanço destes trabalhos e as dificuldades encontradas na sua execução.

3.2.2.2 - Sondagens mecânicas

Serão analisadas as sondagens com trado, as rotativas e as de percussão, quando executadas em solos.

As sondagens mecânicas realizadas em vales aluvionares, destinadas a determinar a espessura do enchimento aluvionar, devem penetrar pelo menos 5 metros no firme rochoso de modo a que não se corra o risco de tomar como firme um bloco solto.

a) Trados

Os trados utilizam-se para executar furos de um modo barato em solos levemente coerentes e brandos, obtendo-se amostras remexidas. Podem obter-se amostras intactas a partir do fundo do furo, utilizando amostradores de parade fina. Com os trados não é possível determinar com rigor o limite de separação das camadas. Consegue-se minimizar este problema transmitindo ao trado um avanço igual ao passo da hélice e efectuando uma penetração importante em cada manobra.

Alguns dos inconvenientes da utilização dos trados residem na dificuldade em retirar as amostras abaixo do nível freático, na contaminação sofrida pelo material que vai das paredes e na dificuldade encontrada na continuação do furo quando ocorrem calhaus ou blocos.

Os furos de trado utilizam-se normalmente para pequenas profundidades, da ordem dos 5 metros para os trados manu

ais mas com os trados mecânicos conseguem-se atingir profundidades de 20 a 30 metros.

Segundo Barbi e Magalhães (1982), a utilização de um trado com colector removível permite um grande aumento da eficiência, em especial para profundidades abaixo dos 7 metros, atingindo um aumento de 50% entre os 10 e 15 metros. Ainda segundo os autores referidos, este equipamento pode ser utilizado abaixo do nível freático sem prejuízo da amostragem e do rendimento.

Para que se efectue o reconhecimento e caracterização cuidada do terreno atravessado pelo furo de trado, torna-se necessário colher amostras sempre que ocorre variação da litologia.

b) Sondagens percussivas

Este tipo de sondagem é o mais utilizado na prospecção mecânica de solos ou rochas brandas.

A profundidade de execução é normalmente de algumas dezenas de metros, podendo ultrapassar a centena. O rendimento diminui com a profundidade de execução.

O maior rendimento apresentado pelas sondagens de rotação tem incrementado a sua utilização nos solos em desfavor das sondagens de percursão.

Tal como para os trados, as sondagens de percursão permitem a obtenção de amostras remexidas, pelo que se torna necessário utilizar amostradores para a recolha de amostras

intactas. Salienta-se que o processo mecânico de desagregação perturba o solo numa determinada espessura no fundo do furo, pelo que será necessário utilizar um amostrador com um comprimento apreciável de modo a obter-se uma amostra para além da zona perturbada.

A localização dos diversos terrenos não é muito precisa devido ao remeximento e ao modo de extracção do solo desagregado.

Durante a execução do furo é frequente realizarem-se ensaios de penetração dinâmica SPT e ensaios de corte rotativo (molinete) a diversas profundidades e sempre que há mudança de litologia.

Para se localizar o nível freático, é necessário interromper a furação durante o tempo necessário ao restabelecimento do equilíbrio entre os níveis dentro e fora do furo.

c) Sondagens rotativas

As sondagens rotativas adaptam-se bem ao estudo de argilas e siltes rijos, areias finas compactas e rochas brandas, desde que a coroa de metais duros possua características que permitam o corte do terreno.

A utilização de lamas densas na execução das sondagens dispensa o revestimento do furo, apresentando o inconveniente de não se poderem efectuar convenientemente os ensaios de água devido à colmatação das paredes. De um modo idêntico, os tarolos obtidos durante a furação sofrem uma leve impregnação su-

perfcial.

Com este método não é possível amostrar areias grossas ou seixos.

Nos amostradores duplos do tipo Denison, Denver e Pitcher (U.S.D.I., 1980), o corte das amostras é feito por rotação do tubo exterior alojando-se a amostra no tubo interior que se mantém estacionário.

Ao atingir o firme rochoso a sondagem pode prosseguir utilizando uma coroa diamantada.

Existem equipamentos de sondagem utilizados em solos que possuem simultaneamente movimentos rotativos e de percussão.

d) Jacto de água

As sondagens realizadas com jacto de água sob pressão utilizam-se em solos facilmente desagregáveis, como aluviões e solos residuais. É um método de prospecção barato, permitindo obter informações extremamente pobres sobre as características dos solos atravessados.

Recolhendo o material transportado pela água, é possível obter amostras remexidas e lavadas do material atravessado. Conjugando a observação das amostras com a velocidade de avanço do furo, é possível estimar a localização das diferentes unidades.

Este método pode também ser utilizado para efectuar a furação de zonas que não se pretendem conhecer com rigor

e até à profundidade a que se desejam colher amostras. Neste caso é necessário proceder à remoção dos materiais lavados antes de se efectuar a cravação do amostrador.

O método permite determinar, de um modo expedito, a profundidade do firme, sendo de difícil aplicação a solos que contenham elementos grosseiros que não possam ser removidos pela água.

3.2.2.3 - Ensaios de penetração estática

Existe grande variedade de penetrómetros que são utilizados nos ensaios de penetração estática (CPT). De um modo genérico podem agrupar-se os penetrómetros, consoante o tipo de ponteira, em simples, com manga e com camisa de atrito. Relativamente à aplicação da força para a penetração, podem considerar-se os penetrómetros eléctricos, hidráulicos, pneumáticos e mecânicos. Os eléctricos apresentam a vantagem de permitirem medir continuamente a resistência de ponta e o atrito lateral, possibilitando ainda a determinação da verticalidade de furo, desde que possuam um inclinómetro incorporado.

Recentemente desenvolveram-se penetrómetros eléctricos aos quais se associou uma zona porosa que permite medir as tensões neutras, positivas ou negativas, desenvolvidas no solo durante o ensaio (Roy et al., 1982). Quando o elemento poroso é colocado imediatamente após o cone de penetração, obtêm-se valores das tensões neutras que são dependentes do

tipo de solo e da sua permeabilidade. Campanella et al., (1983), comparando os elevados valores das tensões neutras medidas em siltes, utilizando este dispositivo, e os resultados dos ensaios laboratoriais da susceptibilidade do solo à liquefacção, concluíram que é essencial a medição contínua das tensões neutras por este processo para permitir estimar a possibilidade do solo liquefazer. Em areias limpas, praticamente não há aumento da pressão nos poros durante a penetração; no entanto nos siltes e argilas moles geram-se tensões neutras positivas elevadas.

Nos solos pouco permeáveis, quando se verifica uma contracção do esqueleto sólido em consequência da penetração, há um aumento das tensões neutras relativamente à pressão hidrostática de equilíbrio. Quando há dilatância, ocorre uma diminuição. A quantificação destas variações é essencial para estimar a susceptibilidade à liquefacção.

Segundo Campanella et al., (1983, op. cit.), pode-se estimar o coeficiente de consolidação em camadas de argilas moles uniformes, levemente consolidadas, a partir da velocidade de dissipação das tensões neutras durante as paragens na penetração.

Nos penetrômetros estáticos correntes utilizam-se correlações empíricas como meio para determinar o ângulo de atrito interno e a deformabilidade dos solos incoerentes, bem como a deformabilidade e a resistência ao corte não drenado das argilas. Folque (1974) e (1982) faz uma compilação extensiva da aplicação das correlações mais utilizadas, a partir

dos valores da resistência de ponta (R_p) e da resistência lateral (f_s) obtidos nos ensaios CPT. No segundo trabalho apresenta ainda relações entre R_p e f_s que permitem obter indicações bastante úteis para a classificação dos solos atravessados.

Os desenvolvimentos recentes na interpretação dos CPT, com especial relevo para os penetrômetros eléctricos são abordados por Robertson e Campanella (1983).

Com base na interpretação dos ensaios de penetração estática, é possível efectuar o dimensionamento das fundações, determinar a profundidade a que devem ser levadas e prever os assentamentos. Par um aprofundamento destes assuntos recomenda-se o livro "The Penetrometer and Soil Exploration" de Sanglerat (1972). Os resultados obtidos com este ensaio devem ser relacionados com os restantes trabalhos de prospecção, nomeadamente com as sondagens mecânicas de modo a evitar possíveis erros de interpretação. Deste modo é possível realizar interpolações que facilitam a realização de cortes geotécnicos desde que a área possua uma geologia bem definida.

O penetrómetro, além de permitir a determinação da profundidade do substrato coberto por formações brandas, permite, tal como já foi referido, efectuar a caracterização dessas formações. Este ensaio é especialmente utilizado nos solos finos coesivos e nos solos não coesivos isentos de seixos grosseiros ou blocos. Este método também pode ser aplicado em rochas brandas.

Na figura 3.4 apresentam-se os resultados dos ensaios de penetração realizados para a caracterização das aluviões na zona do vale onde está implantado o açude-ponte de Coimbra.

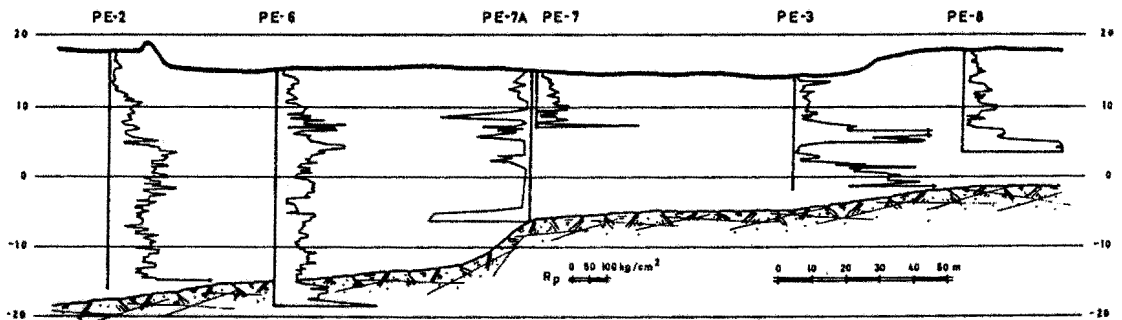


FIG 3.4 - Ensaios de penetração estática na zona do vale aluvionar onde está implantado o açude-ponte de Coimbra (segundo Maranhã das Neves, 1978).

3.2.2.4 - Ensaios de penetração dinâmica

a) S.P.T.

O uso de "standard penetration test" está bastante divulgado, sendo no entanto frequentemente realizado de um modo não normalizado ou com equipamento deficiente, o que acarreta algumas imprecisões na aplicação das correlações empíricas já clássicas.

Os ensaios SPT são normalmente realizados durante a execução de sondagens percussivas. Quando os furos são revestidos, os SPT devem ser realizados antes de se efectuar a cravação do revestimento para evitar que o terreno seja perturba

do. Quando o ensaio é realizado em areias soltas, usa-se normalmente uma suspensão de bentonite. Antes de executar o ensaio torna-se necessário limpar convenientemente o fundo do furo.

O espaçamento utilizado para a realização do ensaio será definido em função da geologia local, não devendo ultrapassar 1,5 metros ou sempre que se verifique mudança de litologia.

Os resultados dos SPT são principalmente utilizados em correlações empíricas que permitem determinar a capacidade de carga e o módulo de deformabilidade do solo, possibilitando o dimensionamento das fundações (Folque, 1982). A partir de N determina-se igualmente a densidade relativa do solo (IAEG, 1981). Mesmo quando não se pretendem utilizar os resultados do ensaio, a sua realização nas sondagens à percussão permite obter amostras perturbadas que possibilitam a classificação do solo.

Sanglerat (1972) compila as aplicações mais divulgadas a partir dos resultados dos SPT.

Uma das aplicações mais interessantes é apresentada no gráfico da figura 3.5, que permite determinar a pressão admissível no solo que produz um assentamento de 2,5 cm, para sapatas em areia, em função dos resultados do SPT e da largura da sapata.

Nos solos não coesivos é extremamente importante a localização do nível freático, pois que abaixo dele se torna necessário corrigir os resultados do ensaio. Nas areias sol-

tas muito finas ou siltosas que se encontrem submersas, durante a execução do ensaio podem desenvolver-se tensões neutras positivas que, reduzindo a resistência ao corte, originam valores de N inferiores aos que se obteriam se o solo estivesse seco. Se a areia é susceptível de sofrer liquefacção, é possível que após algumas pancadas a sofra e colmate parcialmente o furo.

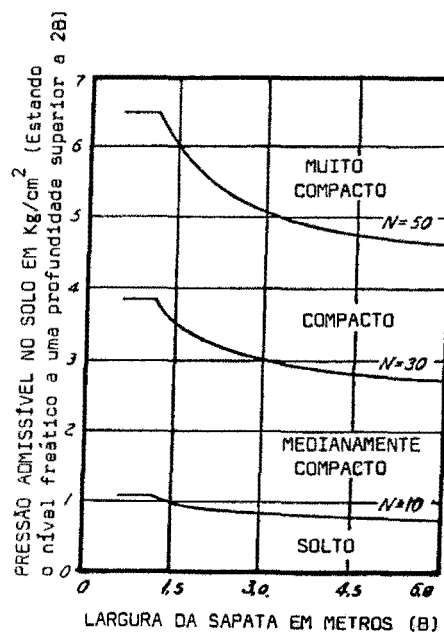


FIG 3.5 - Gráfico para a determinação da pressão admissível do solo para sapatas em areia, em função dos resultados dos SPT (segundo Terzaghi e Peck, 1972).

Nas areias densas muito finas ou siltosas que se encontrem saturadas, é possível que se gerem tensões neutras negativas que aumentam o valor de N . Por este motivo, Terzaghi e Peck (1972) sugerem que, se o número de pancadas obtido N é superior a 15, deve considerar-se a densidade relativa do solo igual à de uma areia seca cujo valor de N será

$$N' = 15 + \frac{1}{2} (N-15)$$

Nos solos incoerentes, o valor de N aumenta com a profundidade devido à influência da pressão do recobrimento, mesmo quando se mantêm constante a densidade relativa. Gibbs e Holtz (1957) desenvolveram uma correcção empírica em que

$$N_{\text{corrigido}} = N \left(\frac{5}{1+1,4 \sigma'_0} \right)$$

sendo σ'_0 tensão efectiva do terreno acima do amostrador em KPa , não devendo ser superior a 280 KPa .

A figura 3.6 apresenta um gráfico, elaborado por Sutherland (1974) para a determinação de um factor de correcção para os valores de N.

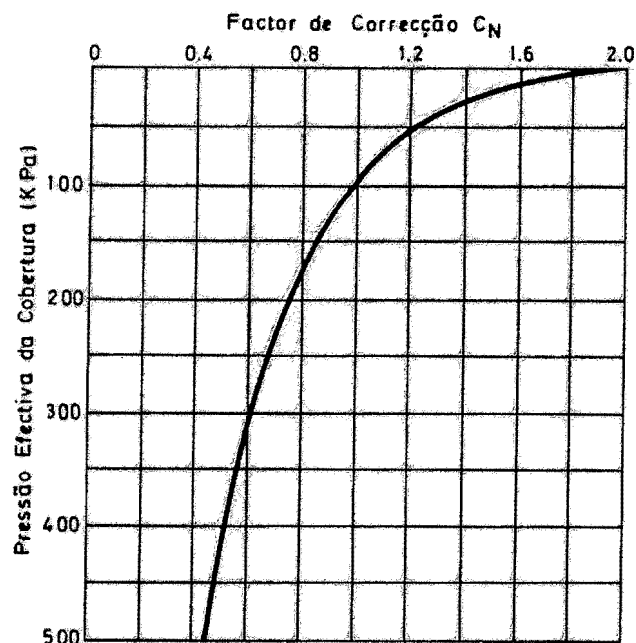


FIG 3.6 - Gráfico para a obtenção do factor de correcção C_N para os valores de N dos SPT em função da pressão efectiva da cobertura (adaptado do Seminário nº208 do LNEC, 1976; segundo Sutherland, 1974).

Na figura 3.7 apresentam-se algumas correlações entre N e o ângulo de atrito (ϕ) para solos incoerentes.

Devido à dificuldade em amostrar os solos arenosos abaixo do nível freático, a realização dos SPT nestes casos é de grande utilidade.

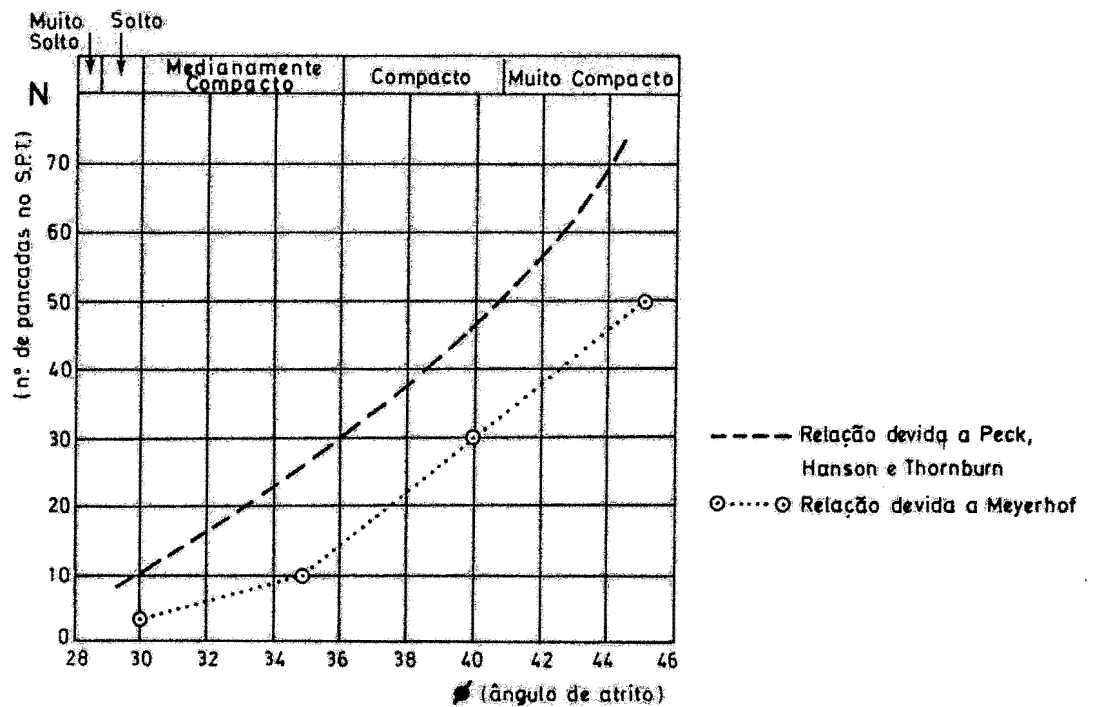


FIG 3.7 - Relação entre N e ϕ (ângulo de atrito) (segundo Mineiro, 1981).

Se a amostra é comprimida durante a cravação, obtêm-se valores de N muito elevados. Se o solo é perturbado, o valor de N não é significativo. Uma situação em que ocorre perturbação verifica-se quando a pressão hidrostática no terreno é superior à do furo, provocando um afluxo rápido de água para esse furo (Sanglerat, 1972 op. cit.).

Nos solos contendo seixos, apenas se consideram os menores valores de N , pois os mais elevados são atribuídos

ã perturbação provocada pelos seixos grosseiros.

b) Penetrômetro dinâmico ligeiro

Com o penetrômetro dinâmico é possível obter dados quantitativos sobre a resistência à penetração dos solos, no meadamente naqueles que são difíceis de amostrar em especial abaixo do nível freático. Não é possível medir separadamente a resistência de ponta e o atrito lateral.

De entre as várias aplicações, tem especial interesse a sua utilização no dimensionamento de fundações superficiais, como acontece com as barragens de aterro. No entanto é preferível utilizar métodos mais precisos, tais como o penetrômetro estático (CPT).

Genêricamente, nas fundações superficiais a capacidade portante do solo pode ser calculada dividindo a resistência dinâmica obtida com o penetrômetro por um factor de 20. Quando para o cálculo se usa a fórmula Holandesa, o factor de segurança que se obtem para os solos não coesivos é aproximadamente de 4 (Songlerat, 1972). Para os solos coesivos o factor de segurança é ligeiramente menor.

Nas camadas de seixos densas é difícil utilizar quer o penetrômetro estático quer o penetrômetro dinâmico ligeiro. Nestes casos é aconselhável utilizar o penetrômetro dinâmico pesado devido à sua maior energia de cravação.

Uma grande vantagem dos ensaios de penetração dinâmicos reside na sua rapidez de execução. Algumas das dificulda

des encontradas na sua realização são: os valores baixos que se obtêm em argilas moles compressíveis; o aumento da penetração total que se verifica em solos muito pouco permeáveis saturados, devido à transmissão instantânea de grande parte da energia para a água intersticial e o refluxo do solo a partir da ponta, diminuindo o diâmetro do furo mais acima (Sanglerat, 1972 op. cit.).

A interpretação dos dados do penetrómetro dinâmico deve ser efectuada com base num conhecimento razoável do tipo de solo. Os solos coesivos abaixo do nível freático devem ser analisados com grande precaução, não sendo aconselhável efectuar determinações quantitativas.

Sendo essencialmente qualitativa a informação obtida, torna-se bastante útil quando utilizada conjuntamente com os resultados dos outros trabalhos de prospecção mecânica directa, nomeadamente na determinação da espessura de recobrimento das aluviões ou depósitos de vertente sobre o firme rochoso, na localização da interface entre formações irregulares, na localização de bolsadas de solo mole, etc.

3.2.2.5 - Correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica

É frequente executarem-se ensaios de penetração estática e dinâmica nos programas de prospecção. Dos ensaios dinâmicos, o SPT é o que mais frequentemente se executa. Sendo diferente o tipo de informação obtido pelos diversos ensaios,

procura-se obter as características mecânicas dos solos através de correlações entre os ensaios estáticos e dinâmicos. A via normalmente seguida utiliza os valores de N do SPT para estimar a resistência de ponta (R_p) e, a partir desta, determinar as propriedades mecânicas.

Na figura 3.8 apresenta-se a relação entre R_p e o valor de N dos SPT, extraída de Folque (1982). Robertson e Campanella (1983) apresentam uma relação não linear, que no entanto é bastante próxima da referida anteriormente.

Folque (1974) refere que os resultados obtidos em Portugal com o penetrómetro Holandez em areias fornecem dados mais válidos para a determinação da deformabilidade que os obtidos com o SPT. Nos solos argilosos com baixa consistência nem o SPT nem o penetrómetro são adequados para a sua caracterização mecânica. Nas argilas e argilas arenosas de consistência média, ambos os ensaios são adequados para a determinação da resistência ao corte e com menor precisão para a determinação da deformabilidade.

A grande utilização destas correlações ou dos resultados isolados dos ensaios reside no facto de ser muito elevado o custo de uma sondagem mecânica bem executada com amostragem indeformada. Deste modo procuram-se alternativas mais económicas que permitam uma caracterização cuidada do terreno.

Em cada caso particular devem ser determinadas as correlações que melhor se adaptam às condições do terreno em estudo. Deste modo é de toda a conveniência realizar os dois ti

pos de ensaios próximo um do outro, permitindo depois fazer extrapolações fundadas para as restantes áreas em estudo.

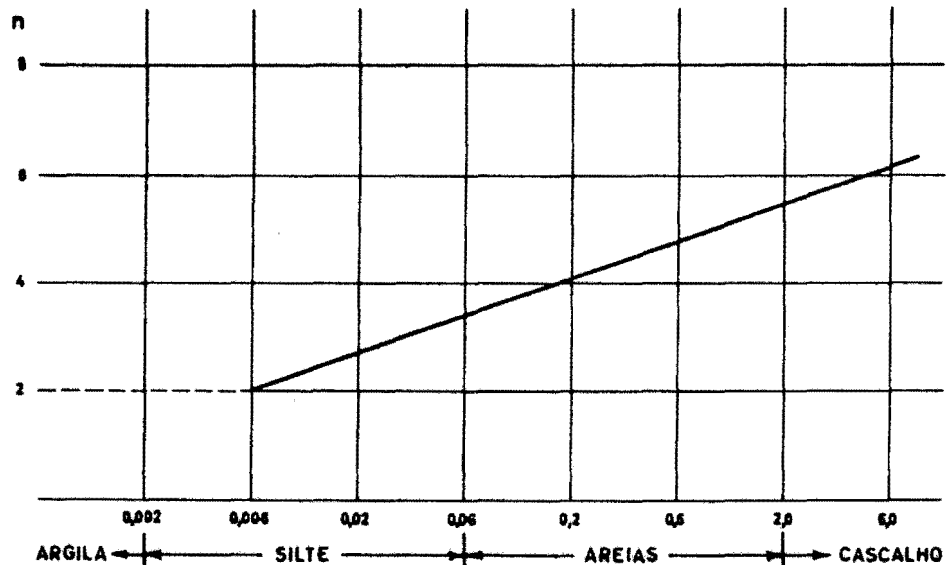


FIG 3.8 - Relação R_p (Kg/cm²) = n.N (SPT)
(extraída de Folque, 1982).

A figura 3.9 apresenta os resultados dos ensaios SPT e a evolução de n com a profundidade para os solos arenosos no interior de um dos pegões de fundação do açude-ponte de Coimbra.

3.2.3 - Ensaio de carga com placa

A validade da aplicação dos resultados deste ensaio a fundações de barragem está em parte limitada por algumas razões: a carga aplicada à placa é genericamente inferior à que irá ser aplicada pela obra, sendo portanto menor o bolbo

de tensões desenvolvido; o tempo de aplicação da carga durante o ensaio é pequeno; a tensão de rotura do solo dependerá da dimensão da placa utilizada.

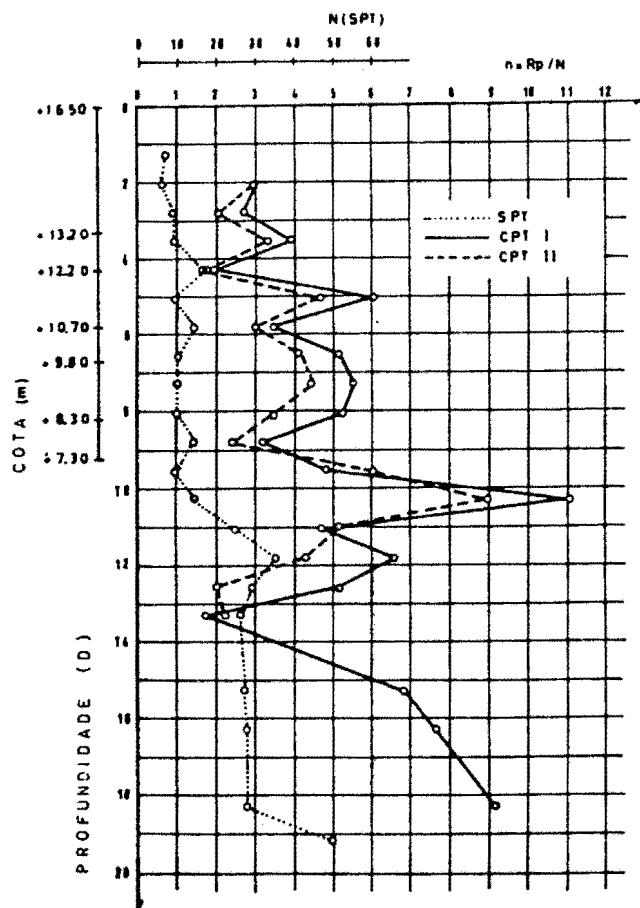


FIG 3.9 - Resultados dos ensaios SPT e evolução de n com a profundidade (segundo Maranhã das Neves, 1982 - b)

Apesar destas limitações, é possível obter elementos de grande interesse para o projecto da obra, relativos à deformabilidade do solo.

Este ensaio realiza-se frequentemente no fundo de valas ou poços, abertos até à profundidade que se pretende ensaiar. Normalmente apenas se realiza acima do nível freático,

pois abaixo deste nível torna-se necessário proceder ao seu rebaixamento para executar o ensaio.

É conveniente definir a realização de um primeiro ensaio experimental, cujos resultados facilitarão a programação dos seguintes.

A profundidade a que se atinge uma diminuição da carga aplicada na placa a valores de 20% do inicial é aproximadamente de 1,3 vezes a dimensão da placa, variando com a sua geometria. Deste modo, se o solo for heterogêneo, os valores obtidos com placas de pequenos diâmetros poderão não ser significativos para maiores profundidades. Se com a profundidade há uma variação significativa das características do solo, haverá necessidade de realizar ensaios com placas de grandes dimensões, necessitando portanto de maiores cargas. Em alternativa poderão realizar-se diversos ensaios às profundidades que interessem as diferentes camadas que se pretendem estudar.

O modo mais expedito de obter grandes cargas para o primeiro caso é através da mobilização da reacção do terreno utilizando a cravação de trados ou mesmo com ancoragens.

Quando realizado em poços ou valas, é necessário que o espaço entre a placa e a base dos taludes de escavação seja pelo menos de 1,5 vezes a dimensão da placa, considerando-se a dimensão como sendo o diâmetro em placas circulares ou o lado em placas quadradas. Deste modo procura-se evitar que as superfícies potenciais de rotura, desenvolvidas durante a aplicação da carga, interfiram com o material "in situ" dos taludes, pois, se tal acontecer, alteram-se as condições admi

tidas para o ensaio, tornando bastante difícil a interpretação (Melo, 1982 - a).

A remoção do solo e a preparação da superfície para a execução do ensaio devem ser efectuadas imediatamente antes da sua realização, evitando-se deste modo os efeitos negativos da acção dos agentes atmosféricos sobre as propriedades do solo. A remoção do solo deve ser feita com os cuidados necessários para que o volume a ensaiar não seja perturbado. A superfície de aplicação da carga será cuidadosamente preparada, devendo ser plana e horizontal. No caso de solos heterogêneos ou com elementos grosseiros, deverá ser colocada uma fina camada de areias para regularização da superfície e melhoria da distribuição das cargas.

O ensaio de carga com placa fornece bons resultados quando aplicada a solos não coerentes e homogêneos. Permite ainda obter elementos bastante úteis em solos com seixo grosso ou elementos mais grosseiros que dificultem a realização de outros tipos de ensaio como os SPT e os CPT.

É frequente a realização deste ensaio em solos residuais ou em rochas brandas.

Durante a escavação manual das areias no interior de um dos pegões de fundação do açude-ponte de Coimbra, (Maranha das Neves, 1982 - b) foram feitos, a diversas profundidades, ensaios de carga com placa, cujos resultados são apresentados graficamente na figura 3.10.

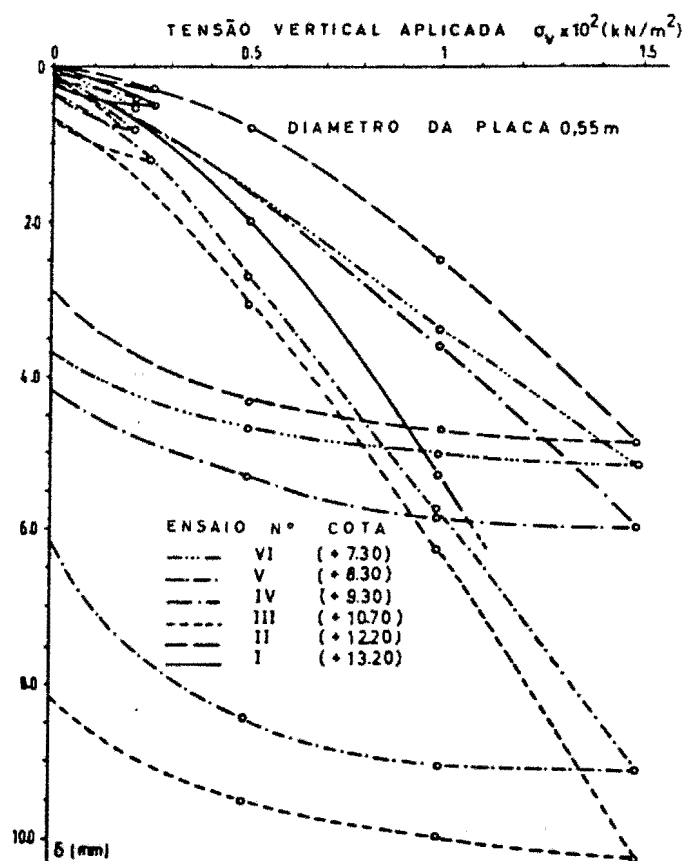


FIG 3.10 - Ensaios de carga com placa realizados em diferentes profundidades (Maranha das Neves, 1982-b).

3.2.4 - Ensaio de corte rotativo

O ensaio de corte rotativo aplica-se essencialmente em argilas saturadas, muito moles, permitindo a medição direta da resistência ao corte sem drenagem e a determinação do módulo de rigidez (Maranha das Neves, 1983).

Segundo Melo (1982-b), este ensaio é um dos melhores meios para caracterizar a resistência ao corte dos solos sedimentares recentes do tipo das formações lodosas que ocorrem nos estuários de alguns rios, como do Tejo, Sado e Vouga.

Com este ensaio é possível determinar a resistência de pico e a residual, pois que, continuando a rotação das lâminas para além do máximo momento torsor aplicado, verifica-se uma diminuição mais ou menos brusca da resistência ao corte, até que se obtém um valor aproximadamente estacionário que corresponde à resistência residual.

Quando realizado em furos de sondagem, deve ser previamente limpo o fundo do furo, enterrando seguidamente o aparelho cerca de 50 cm de modo a determinar as características do solo não perturbado.

Existe outro tipo de equipamento que não necessita da execução de furos, pois possui lâminas retrácteis. Este aparelho é indicado para solos homogêneos em que não se pretenda realizar amostragem. O torpedo, contendo as lâminas no seu interior, é cravado até à profundidade desejada, sendo então libertadas as lâminas para a realização do ensaio. Findo este, as lâminas são recolhidas para o interior do torpedo, permitindo que se continue a cravação e que o ensaio seja repetido a maior profundidade.

Os resultados do ensaio podem ser alterados pela existência de blocos, pela estratificação irregular, pela anisotropia do solo e pela existência de raízes (Mineiro, 1981).

O ensaio de corte rotativo já foi utilizado em solos incoerentes e rochas brandas, de um modo esporádico, pois que para estes casos é possível utilizar outros métodos de estudo mais satisfatórios (Melo, 1982-b).

3.2.5 - Pressiômetro

O ensaio pressiométrico, apesar da pouca divulgação entre nós, é de grande importância para o conhecimento e caracterização dos solos.

Actualmente verifica-se um maior interesse pelas técnicas pressiométricas, em especial pelo pressiômetro auto-perfurante.

Seguidamente serão abordadas algumas aplicações deste ensaio no estudo das fundações terrosas de barragens, considerando-se os pressiômetros convencionais do tipo Ménard e os pressiômetros auto-perfurantes.

Os ensaios pressiométricos estão especialmente indicados para solos em que é difícil obter amostras não perturbadas, sendo frequentemente usados em argilas moles e sensíveis, argilas não saturadas, areias argilosas, solos residuais e areias soltas.

3.2.5.1 - Pressiômetro de Ménard

Sendo aplicado em furos previamente executados, este ensaio é afectado pela perturbação que o terreno sofre durante a abertura do furo e pela descompressão horizontal sofrida pelo terreno em torno da cavidade aberta. A colocação do aparelho e o restabelecimento da pressão horizontal são factores a considerar na análise dos resultados.

Nas condições de realização do ensaio, este corresponde a um ensaio não drenado quando realizado em argilas. Efectuado em areias ou seixos, apenas se poderá considerar como um ensaio drenado quando a drenagem for efectivamente assegurada (Maranha das Neves, 1982-c).

A realização do furo deve ser cuidadosa, pois o terreno envolvente não deve ser perturbado. O diâmetro do furo deve ser apenas ligeiramente maior que o do aparelho, de modo a possibilitar a leitura dos deslocamentos totais resultantes da pressão do ensaio, o qual quando convenientemente executado, deverá atingir a pressão limite. Deste modo os furos devem ser executados especialmente para a realização deste ensaio, escolhendo-se a técnica que melhor se adapta a cada solo. Na maior parte das vezes os furos são feitos com sonda.

A interpretação destes ensaios permite obter um módulo pressiométrico (E_M) e uma pressão limite (p_1), que estão na base da sua utilização no dimensionamento de fundações superficiais. O valor do módulo pressiométrico permite determinar os assentamentos previsíveis, e a pressão limite possibilita a obtenção do valor da carga limite a aplicar no solo.

Utilizando um coeficiente de segurança de 3, a carga admissível (q_a) no solo será

$$q_a = \frac{K}{3} \cdot p_1$$

em que K depende de vários factores referentes ao solo, à sapata e à geometria da fundação, sendo determinado a partir de

gráficos (Maranha das Neves, 1982-c op. cit.).

Estes ensaios são vulgarmente realizados a profundidades prē-estabelecidas. Quando se pretende conhecer a variação das características do terreno com a profundidade, devem executar-se ensaios pouco espaçados, por exemplo de metro a metro. Esta distância não deve ser diminuída para evitar a possibilidade de interferência dos ensaios consecutivos. Por este motivo podem não ser detectadas camadas brandas com espessuras até cerca de 0,5 m (Costet e Sanglerat, 1975).

Algumas objecções a este ensaio são, por exemplo, o facto da tensão ser aplicada horizontalmente durante a sua execução e a hipótese usada para a sua interpretação que considera o solo comportando-se isotrópicamente.

3.2.5.2 - Pressiõmetro auto-perfurante

Este aparelho, especialmente quando equipado com células para a medição das tensões totais, permite medir com rigor a compressibilidade do solo a curto prazo, bem como a tensão horizontal em repouso.

Com o pressiõmetro auto-perfurante evita-se a descompressão do terreno, pois a penetração da célula é feita de tal modo que praticamente não há perturbação ou deslocamento do solo, aplicando-se a solos que vão desde as argilas sensíveis até às areias densas. O avanço é conseguido pela aplicação de uma força estática que provoca a cravação de um amostrador de parede fina no interior do qual o material é desagregado pela

acção de lâminas rotativas. O material desagregado é removido através do interior do aparelho pela acção de um fluido injectado junto às lâminas. Outra técnica aplicada em areias utiliza um jacto de água forte para a desagregação.

O ensaio pode ser drenado ou não. Os ensaios drenados aplicam-se essencialmente nas areias. Os ensaios não drenados são executados num intervalo de tempo suficientemente pequeno para que não se verifique a dissipação das tensões neutras.

Maranha das Neves (1982-c) refere as vantagens e inconvenientes da utilização do pressiómetro auto-perfurante, pelo que neste trabalho apenas algumas serão citadas. Uma das vantagens é o facto de apenas a partir de um ensaio se poder obter vários parâmetros do solo, de entre os quais se destacam a resistência ao corte não drenada, o módulo de elasticidade não drenado, o módulo de rigidez e a tensão horizontal efectiva "in situ". Podem ainda determinar-se os ângulos de dilatância e de atrito interno das areias. Os resultados são pouco dispersos devido à pequena perturbação provocada pelo ensaio, sendo facilmente tratados e analisados mesmo no próprio local de realização.

Um dos grandes inconvenientes reside no facto do aparelho não perfurar solos com elementos grosseiros, como os cascalhos e blocos, além de ser mais complexo que as restantes técnicas vulgarmente utilizadas.

Amar et al. (1983) descrevem uma aparelhagem nova denominada pressio-penetrómetro, essencialmente orientada para a prospecção em locais marinhos, e que na sua versão mais sim

plificada se adapta bem ao estudo de locais terrestres. Com este aparelho é possível realizar ensaios de expansão simples ou cíclicos e medir a resistência dos solos à penetração estática ou dinâmica. Os dados obtidos são tratados electronicamente, sendo os resultados fornecidos em tempo útil. Para que se possam aplicar ao pressio-penetrômetro os métodos clássicos para o cálculo em obras, utilizam-se relações entre os resultados obtidos e os fornecidos pelos ensaios clássicos tais como os de pressiometro de Ménard ou os do penetrômetro estático.

3.2.6 - Determinação da permeabilidade

O coeficiente de permeabilidade dos solos pode ser determinado "in situ" ou em laboratório. No presente trabalho será dada ênfase à determinação da permeabilidade "in situ" durante a realização dos trabalhos de prospecção.

Na elaboração de um programa de prospecção em que se pretenda determinar a permeabilidade, devem ser cuidadosamente ponderadas as vantagens e inconvenientes da aplicação de cada método, havendo necessidade de se analisar a influência da natureza geológica dos terrenos interessados.

Para que se possa obter o máximo proveito dos ensaios de permeabilidade, a sua programação pormenorizada deve ser efectuada depois de se ter um bom conhecimento das características e estrutura geológica dos solos a estudar.

Em materiais granulares finos, a influência de camadas ou lenticulas grosseiras na permeabilidade média apenas

se pode estudar a partir de ensaios "in situ".

Em solos com estrutura muito irregular, como os de origem glacial, pode ser extremamente difícil estudar as variações da permeabilidade.

O conhecimento da distribuição da permeabilidade nos solos de fundação da barragem permite localizar e projectar correctamente os trabalhos de impermeabilização (cortinas de injeção, corta-águas, etc.) e os trabalhos de drenagem, sempre que considerados necessários.

3.2.6.1 - Determinação da permeabilidade em furos de sondagem

Para a determinação da permeabilidade dos solos a partir de furos de sondagem utiliza-se quer a injeção de água, quer a bombagem.

Nos ensaios de bombagem, os valores obtidos correspondem a uma permeabilidade média de toda a zona abrangida pelo ensaio, sendo mais dispendiosos e de maior duração que os ensaios de injeção.

a) Ensaio de Lefranc

O ensaio de Lefranc é o mais utilizado no estudo das fundações terrosas permeáveis.

Sendo um ensaio pontual, apenas permitirá o conhecimento da permeabilidade no local da sua realização. No entanto o seu baixo custo e facilidade de realização permitem a

sua multiplicação de modo a possibilitar o conhecimento da heterogeneidade do maciço terroso.

Neste ensaio, os valores observados podem ser enganadores, quer devido à alteração da forma da cavidade, quer devido à possível colmatação da sondagem. Nos solos pouco coerentes ou incoerentes é necessário ter cuidados especiais para que a forma da cavidade não se altere. Usa-se frequentemente com esta finalidade quer um tubo crepinado com o comprimento do troço a ensaiar, quer um filtro de gravilha. Este último é o mais utilizado, e consiste em encher com gravilha o tubo de revestimento da sondagem até uma altura determinada, após o que os tubos são levantados de um comprimento conhecido, mas menor que a altura do filtro de gravilha. As dimensões da cavidade são então perfeitamente definidas e coincidem com o diâmetro externo do tubo e com o comprimento de subida desse tubo.

Qualquer dos procedimentos referidos permite a realização do ensaio por bombagem ou por injeção.

A permeabilidade é calculada a partir da equação (Cassan, 1980)

$$K = \frac{Q}{m h D}$$

em que:

K = permeabilidade,

Q = caudal bombado ou injectado,

h = carga hidráulica no caso das injeções, e rebaixamento no caso das bombagens,

D = diâmetro da cavidade,

m = coeficiente de forma da cavidade.

O valor do coeficiente de forma (m) pode ser obtido a partir do gráfico da figura 3.11.

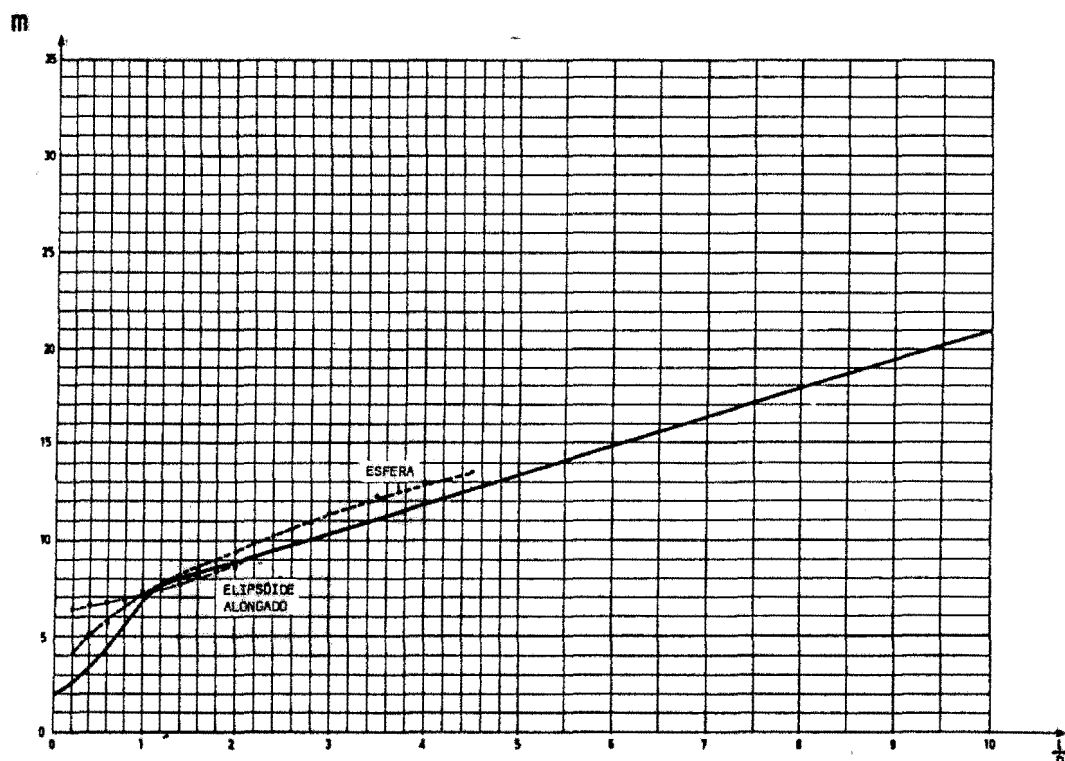


FIG 3.11 - Coeficiente de forma do ensaio de Lefranc (segundo Cassan, 1980 op. cit.)

Em solos com permeabilidade menor que 10^{-6} m/s realiza-se o ensaio de Lefranc com nível variável, pois os volumes bombados ou injectados são muito pequenos tornando-se difícil manter um débito constante. Por este motivo faz-se variar o nível e estuda-se o regresso até ao equilíbrio (Rat e Laviron, 1974).

b) Ensaios com permeâmetros de sondagem

Com o pressio-permeâmetro de Mênard a permeabilidade é determinada a partir da injeção a pressão constante

de certo volume de água numa secção da sondagem. O aparelho possui três células, separadas por dois obturadores, mas apenas se considera o caudal injectado na célula central (célula de medida). O caudal injectado nas células de guarda possibilita a criação de um escoamento aproximadamente cilíndrico na vizinhança da célula de medida.

Este aparelho apenas se pode usar em solos com alguma coesão, de modo que as paredes da sondagem sejam autoportantes numa altura maior que o comprimento da sonda, que é de cerca de 1,2 m.

O permeâmetro de Fondasol permite medir a permeabilidade horizontal em solos medianamente permeáveis. Para tal a sonda é introduzida no furo de sondagem até à cota escolhida para o ensaio. A injeção de água é mantida até que se atinja um regime de escoamento permanente.

O permeâmetro auto-perfurante L.C.P.C., é um aparelho relativamente sofisticado e aplica-se essencialmente a terrenos muito pouco permeáveis, como argilas e lodos moles, com permeabilidade desde 10^{-8} a 10^{-12} m/s (Cassan, 1980 op. cit.). A sonda permeamétrica é introduzida no solo por auto-perfuração. Esta operação tem de ser efectuada com cuidado para evitar a perturbação do terreno. Em terrenos muito brandos é possível atingir profundidades da ordem dos 20 m. Com este aparelho pode medir-se a anisotropia da permeabilidade ($\frac{K_h}{K_v}$), sendo para tal necessário realizar dois ensaios, um com um permeâmetro curto e outro com um permeâmetro longo.

3.2.6.2 - Determinação da permeabilidade a partir de ensaios de bombagem em poços

Quando a permeabilidade das fundações constituídas por areias e seixos tem grande influência no projecto, torna-se por vezes necessário complementar as informações obtidas com os ensaios de permeabilidade pontuais, realizando ensaios de bombagem em poços. Esta situação verificou-se, por exemplo, durante a execução do açude de Coimbra quando foi necessário dimensionar o rebaixamento do nível freático para a realização das soleiras descarregadoras e do encabeçamento dos pregões (Maranha das Neves et al. 1981). Com este procedimento é possível estudar as características dos aquíferos em regime estacionário e não estacionário.

Nawaz e Ali Naqvi (1970) referem um ensaio deste tipo em poços de grandes dimensões, com 15 m de diâmetro por 6 m de profundidade, tendo aplicado a fórmula de Thiem para o regime estacionário.

3.2.6.3 - Determinação da permeabilidade no laboratório

a) Ensaios de permeabilidade

Os ensaios de permeabilidade realizados em laboratório utilizam amostras intactas e permitem a obtenção da permeabilidade segundo o eixo da amostra. Estes ensaios dão informações pontuais, que raramente são representativas do ter

reno de onde foram extraídas as amostras. Em solos não coerentes, especialmente abaixo do nível freático, é bastante difícil obter amostras intactas. Nos solos coesivos a amostragem é mais fácil, mas, tal como para os solos não coesivos, exigem grande cuidado no acondicionamento para transporte, transporte, armazenagem e montagem para o ensaio.

Para os materiais permeáveis, utilizam-se permeâmetros de carga constante, enquanto para os materiais pouco permeáveis se utilizam permeâmetros de carga variável.

A permeabilidade dos solos pouco permeáveis (K menor que 10^{-6} m/s) pode igualmente ser obtida a partir da realização dos ensaios edomêtricos, considerando-se constante a permeabilidade na amostra (Filliat, 1981). A partir dos ensaios triaxiais é também possível determinar a permeabilidade durante a fase de saturação da amostra.

b) Com base na análise granulométrica

A classificação granulométrica do solo pode ser um meio aproximado para a determinação da sua permeabilidade. Pardal (1962) descreve diversos métodos baseados na análise granulométrica. Um dos mais utilizados é o de Allen Hazen, que possibilita o cálculo da permeabilidade a partir do diâmetro efectivo (D_{10}) da amostra. A fórmula foi obtida a partir de ensaios em areias com diâmetro efectivo entre 0,1 mm e 3 mm e com um coeficiente de uniformidade menor que 5 sendo

$$K = C \cdot D_{10}^2 (0,7 + 0,03 t) 10^{-2} \text{ m/s}$$

em que C é um coeficiente variando entre 81 e 117 e t é a temperatura em graus centígrados.

Considerando $t = 10^0$ C, virá

$$K = C \cdot D_{10}^2 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

O valor da permeabilidade determinado por este ou por outros métodos análogos apenas deverá ser utilizado quando não fôr possível realizar ensaios "in situ" ou em laboratório. O processo para a determinação da permeabilidade a partir da análise granulométrica não entra em consideração com a influência da estrutura natural do solo nem com a heterogeneidade das formações. É importante que as amostras sejam obtidas sem que se verifique perda de qualquer fracção do solo, em especial dos finos. Este procedimento não deverá ser aplicado a materiais muito grosseiros devido às limitações impostas pela dedução da fórmula.

3.2.7 - Complementaridade dos ensaios

No estudo de maciços terrosos de fundação de barragens é possível realizar diversos ensaios com o objectivo de conhecer as características geotécnicas dos solos da fundação. Em face da diversidade de métodos disponíveis, compete ao responsável pelo estudo escolher os que melhor se adaptam

em cada caso particular, devendo os métodos escolhidos, sempre que possível, ser complementares. A complementaridade surge como consequência de factores geotécnicos e de factores económicos. Os factores geotécnicos resultam da necessidade de obter informações diversificadas sobre os solos em estudo, para que não passem despercebidas características geotécnicas relevantes que poderiam não ser detectadas com a utilização de uma prospecção monótona. Os factores económicos são os resultantes dos custos de cada ensaio, pelo que se torna interessante realizar conjuntamente ensaios dispendiosos e ensaios mais baratos, ainda que menos exactos, de modo a que se possa entender a prospecção a toda a zona em estudo, garantindo assim o seu conhecimento efectivo.

Segundo Wambeke (1983), os factores que condicionam a escolha dos ensaios complementares são: a natureza do local a prospectar; o género de problema geotécnico a resolver; a dimensão do projecto, com as duas implicações económicas; e a experiência pessoal do utilizador.

A experiência pessoal na utilização de um determinado método é um factor positivo na sua escolha, quando haja diversos métodos susceptíveis de fornecerem os parâmetros que se pretendem conhecer. A experiência tem ainda um papel decisivo no modo como é elaborada e executada a prospecção.

A natureza do local a prospectar vai influir na escolha do método a utilizar. Por exemplo, nas rochas brandas,

que não possibilitem a utilização de penetrômetros, torna-se necessário utilizar o pressiômetro. De entre os vários tipos deverá optar-se pelo que permita uma colocação e utilização mais econômica.

A frequente utilização de correlações entre os ensaios mecânicos "in situ", nomeadamente entre os ensaios de penetração estática e dinâmica, resulta da complementaridade apresentada por estes ensaios.

As sondagens mecânicas podem ser vantajosamente complementadas com sondagens elétricas verticais ou com ensaios de penetração, sendo necessário ter sempre em consideração a natureza do local a prospectar. A detecção de uma camada argilosa profunda pode ser conseguida por qualquer dos três métodos referidos. Confirmação de que é sobreconsolidada apenas se poderá obter, com alguma certeza, a partir da determinação do módulo pressiométrico.

No estudo de fundações de barragens de grandes dimensões, torna-se mais fácil diversificar os ensaios, utilizando-os de modo a fornecerem informações complementares, pois que o aumento de custos que acarretam é pequeno quando comparado com o custo total da obra.

3.3 - Amostragem

3.3.1 - Generalidades

Para a realização correcta da amostragem torna-se ne

cessário saber à priori o tipo de amostras que é necessário obter em função dos ensaios que sobre elas se pretendem executar.

De entre as diversas publicações que abordam o tema da amostragem em solos, salientam-se a especificação E - 218 do LNEC (1968) e o Earth Manual (U.S.D.I., 1980).

Devem colher-se amostras sempre que ocorra mudança na litologia, e, quando tal não se verifique, a colheita deve ser efectuada com intervalo inferior a 2 m.

As condições particulares de cada projecto implicarão exigências de amostragem que devem ser analisadas caso a caso.

Devido à dispersão das propriedades dos maciços terrosos, torna-se muito importante determinar a dimensão da amostra que traduza o comportamento dum volume do maciço de interesse para a obra.

As amostras pequenas podem apresentar o duplo inconveniente de não serem representativas e de sofrerem grandes perturbações ao entrarem e saírem do amostrador.

A colheita de amostras remexidas faz-se sem grande dificuldade em solos coerentes ou incoerentes, havendo que ter a preocupação de colher a amostra integral, ou seja sem a perda de qualquer das fracções granulométricas.

Também não apresenta dificuldade a colheita de amostras indeformadas nos locais em que é possível o acesso directo, quer estes se situem à superfície do terreno ou no interior de valas, poços, trincheiras ou galerias. Este proce

dimento permite a obtenção de amostras de muito boa qualidade e com as dimensões desejadas. Este assunto é tratado com pormenor no Earth Manual (U.S.D.I., 1980 op. cit.).

A colheitas de amostras indeformadas em furos de sondagem já apresenta maiores dificuldades. Neste caso é necessário que o terreno a amostrar não seja perturbado pela execução da sondagem.

Quando a amostragem é feita acima do nível freático, não deve ser utilizada água no furo para que não sejam alteradas as características do solo. No entanto, em solos argilosos moles torna-se preferível encher o furo com água.

Abaixo do nível freático é conveniente encher o furo com água para minimizar a alteração das condições naturais. Em areias soltas este aspecto toma especial relevo pois, caso contrário, o gradiente criado poderá provocar o arrastamento de materiais para o furo, podendo mesmo destruir por completo a estrutura do solo.

Imediatamente antes da realização da amostragem, o fundo do furo deve ser cuidadosamente limpo, evitando-se a entrada no amostrador de material remexido ou significativamente perturbado.

O uso de lamas de sondagem apresenta algumas vantagens na realização da amostragem mecânica (U.S.D.I., 1980 op. cit.) nomeadamente: facilita a operação de corte do amostrador; efectua a remoção dos fragmentos desagregados através da circulação da lama; suporta as paredes do furo evitando a necessidade de revestimento; e facilita a retenção da amostra no amos-

trador durante a sua remoção do furo. Para evitar a impregnação da amostra pela lama de sondagem, esta deve ter uma viscosidade tanto maior quanto mais grosseiro for o solo.

No âmbito da amostragem, é ainda frequente a recolha de amostras de água do solo de fundação para posterior análise química no laboratório.

3.3.2 - Classificação das amostras segundo o IGOSS

A classificação usada actualmente, sob a recomendação do International Group on Soil Sampling (IGOSS), entra em consideração com a amostra a obter, função do tipo de solo e do amostrador usado (Folque, 1982-b). São consideradas cinco classes em função das informações que é possível obter a partir da amostra:

- Classe 1: amostras que não sofreram distorção nem alteração de volume e que, portanto, apresentam compressibilidade e características de corte inalteradas.
- Classe 2: amostras em que o teor de humidade e a compactidade não sofreram alteração mas que foram distorcidas e em que, portanto, as características de resistência foram alteradas.
- Classe 3: amostras em que a composição granulométrica e o teor de humidade não sofreram alterações, mas em que a densidade foi alterada.
- Classe 4: amostras em que a composição granulométrica foi respeitada, mas em que o teor de humidade e a densidade

sidade sofreram alteração.

- Classe 5: amostras em que a composição granulométrica sofreu alteração devido à perda de partículas finas ou por esmagamento de partículas grosseiras.

Folque (1982-b, op. cit.) apresenta ainda quadros que permitem saber a classe de amostra que é possível obter em função do tipo de solo, do equipamento de sondagem e do amostrador utilizado.

3.3.3 - Algumas referências a amostradores

Os amostradores apresentam grande interesse quando a amostra não é facilmente acessível. A sua cravação deve ser feita por métodos estáticos.

As amostras de classes superiores necessitam de ser manipuladas com cuidado, devendo ser parafinadas após a extração. O transporte deve ser executado cuidadosamente, de modo a evitar choques ou vibrações que possam perturbar as amostras.

A conservação deve ser feita em câmara húmida, devendo as amostras ser ensaiadas no menor espaço de tempo possível e evitando o seu armazenamento prolongado.

A própria extração da amostra no laboratório provoca uma alteração do estado de tensão, podendo concluir-se que as variações de tensão são impossíveis de evitar, nomeadamente a variação da tensão neutra.

Os amostradores de parede fina são utilizados em solos com alguma coesão e de consistência mole a média. Não se utilizam nos solos rijos, com seixos ou cimentados, que não permitem a penetração do amostrador, bem como nos solos muito moles ou saturados que não se sustentam no amostrador. Um dos amostradores de parede fina muito utilizado é o de Shelby, que permite a obtenção de amostras de boa qualidade. O uso de um pistão, dentro do tubo de parede fina, melhora bastante as condições de amostragem e facilita a entrada no amostrador dos solos coesivos brandos pelo efeito da sucção criada. Os amostradores com pistão estacionário aplicam-se essencialmente na amostragem de solos abaixo do nível freático, em especial nas areias sem coesão e nos solos muito moles ou saturados que não se conseguem amostrar com o amostrador de parede fina. No entanto, tal como os amostradores de parede fina, não podem ser utilizados em solos que não permitam a sua cravação.

Dois dos tipos de amostrador de pistão estacionário são o de Hvorslev e o de Osterberg, sendo ambos de excelente qualidade. O amostrador de Osterberg não tem folgas, e garante não haver sobrecravação. Os dois amostradores referidos são de funcionamento delicado, pelo que exigem pessoal convenientemente treinado na sua utilização. De um modo geral, os solos que necessitam de ser amostrados com este tipo de aparelho são desfavoráveis como fundação de barragem, pois possuem quer baixa capacidade de carga quer baixa resistência ao corte.

O uso de uma camisa deslizante, nos amostradores de pistão estacionário, permite reduzir o atrito entre a amostra e as paredes do amostrador, melhorando a qualidade da amostragem.

Os dois tipos de amostrador de tubo duplo utilizados em solos são o amostrador de Denison e o amostrador de trado. Os amostradores de Denver e de Pitcher são idênticos ao amostrador de Denison.

O amostrador de trado com tubo duplo utiliza-se em solos de granulometria fina com densidade média a baixa, situados acima do nível freático, nos quais a utilização de lamas de sondagem prejudicaria o solo a amostrar.

O amostrador de Denison é indicado para solos de granulometria fina e não cimentados ou ligeiramente cimentados e para solos rijos ou mesmo rochas brandas que exijam a utilização de sondagens de rotação para o corte da amostra. Folque (1982-b, op. cit.) refere o interesse na utilização deste tipo de amostrador em argilas sobreconsolidadas, tais como as argilas terciárias de Lisboa.

A amostragem das areias submersas, em especial das areias finas, apresenta grandes dificuldades. Existem vários métodos especializados neste tipo de amostragem, que utilizam desde o ar comprimido à solidificação do terreno. Como exemplo da utilização do ar comprimido, cita-se o amostrador de Mohr e o de Bishop. A solidificação do terreno é conseguida por produtos químicos ou por congelação.

3.4 - Ensaio s laboratoriais

Complementando a realizaçã o dos ensaios "in situ", os ensaios laboratoriais permitem a classificaçã o e identificaçã o dos solos e procuram fornecer informaço es sobre a deformabilidade, compressibilidade, permeabilidade e resistênc ia dos solos da fundaço ão.

A amostragem tem um papel decisivo, pois sã o com a utilizaçã o de amostras representativas e de classes superiores se poderã o obter bons resultados dos ensaios de laboratã orio.

Os ensaios de identificaçã o e classificaçã o dos solos sã o usados sistemã ticamente no estudo dos terrenos de fundaço ão. Os ensaios mais utilizados sã o a determinaçã o da granulometria, limites de Atterberg, teor de humidade, peso específi co das partí culas, porosidade, densidade relativa e anã lises quími cas ou mineralã gicas.

A determinaçã o da granulometria tem especial interes se na classificaçã o de solos nã o coesivos, podendo para o efeito utilizar-se amostras da classe 4.

Os limites de liquidez e de plasticidade realizam-se nos solos coesivos, sendo utilizados de um modo corrente na sua classificaçã o juntamente com a granulometria.

Para a determinaçã o do teor natural de humidade, ape nas podem ser utilizadas, como é evidente, amostras da classe 3 ou superior.

A densidade relativa determina-se nos solos nã o coesi vos.

Para os ensaios de deformabilidade e resistência (edométricos, uniaxiais, ou triaxiais, de corte directo ou anelar) devem utilizar-se amostras da classe 1.

Na determinação das características de resistência do solo, o ensaio laboratorial mais elaborado é o ensaio triaxial. As diferentes modalidades de execução deste ensaio procuram reproduzir as condições a que é sujeito o solo de fundação "in situ". Este objectivo é limitado pela simetria axial da tensão de confinamento radial imposta no ensaio.

A realização dos ensaios edométricos permite determinar a compressibilidade e as características de consolidação do solo. Deste modo é possível estimar os assentamentos da fundação provocados pela construção da barragem.

O ensaio de corte directo permite determinar a resistência ao corte em função da coesão e do ângulo de atrito. As condições de realização do ensaio correspondem a uma situação totalmente drenada. É ainda possível determinar o ângulo de atrito residual a partir da reversão do movimento de corte.

O ensaio de corte anelar permite obter os mesmos parâmetros que o ensaio de corte directo. No entanto apresenta as vantagens da secção de corte permanecer constante durante a rotação e de não ser necessário inverter o sentido do movimento para se obter a resistência residual. Este valor pode ser significativamente menor que o valor determinado com o aparelho de corte directo.

A determinação da permeabilidade no laboratório foi abordada no ponto 3.2.6.3 , referente à determinação da permea

bilidade.

Segundo Mineiro (1981-b), as discrepâncias que podem ocorrer entre a resistência dos solos determinada "in situ" e em laboratório devem-se: a uma amostragem má ou imprópria; à diferente orientação dos planos de corte; à dimensão imprópria das amostras; à velocidade de corte imposta nos ensaios; ao amolecimento dos solos argilosos devido ao alívio de tensões; e à rotura progressiva ao longo das superfícies potenciais de deslizamento.

4 - BREVE REFERÊNCIA A BARRAGENS PORTUGUESAS CONSTRUÍDAS RECENTEMENTE E INTERESSANDO FUNDAÇÕES TERROSAS.

Neste capítulo faz-se referência a alguns casos reais de locais de barragem possuindo características geológicas idênticas às que foram objecto no presente trabalho. Com esta finalidade foram recolhidos elementos através de bibliografia e de gabinetes projectistas.

Com efeito, há algumas situações interessantes que foram objecto de estudo relativamente recente, contemplando preocupações do tipo das enunciadas nos capítulos anteriores. Destacam-se os casos da barragem de Crestuma no rio Douro, do açude-ponte de Coimbra e da barragem de Morgavel na área de Sines. Nos primeiros dois casos, o estudo visou a caracterização das aluviões dos rios Douro e Mondego respectivamente, enquanto que no último caso o estudo incidiu sobre a caracterização dos terrenos areno-argilosos plio-pleistocênicos que constituem toda a fundação dos diques laterais.

Os elementos de consulta utilizados foram respectivamente:

- Açude-ponte de Coimbra: Maranha das Neves (1978), (1982-a), (1982-b); Maranha das Neves et al. (1981); Dias (1981).
- Barragem de Crestuma: Alvares Ribeiro et al. (1982); Hidro-Eléctrica do Douro (1969); Maranha das Neves (1975).
- Barragem de Morgavel: G.A.S. (1975).

A localização do açude-ponte de Coimbra foi inicialmente prevista a jusante da sua posição actual. A mudança deveu-se

ao facto de se ter reconhecido, após a prospecção geotécnica do local, que o vale aluvionar era muito largo e oblíquo em relação ao leito do rio, e que as aluviões eram extremamente permeáveis.

A prospecção geotécnica das aluviões, no local em que a obra foi definitivamente implantada, constou da realização de sondagens percussivas acompanhadas da execução de ensaios SPT e de permeabilidade de tipo Lefranc. Foram igualmente realizados vários ensaios de penetração estática.

A espessura das aluviões varia entre cerca de 20 m junto à margem direita, até cerca de 35 m junto à margem esquerda. As aluviões são bastante heterogêneas quer no que respeita à constituição mineralógica quer à granulometria, apresentando estratificação entrecruzada. São constituídas por areia média a grosseira e seixos, por vezes com intercalações argilosas e alguns calhaus. O firme rochoso é constituído por calcários fracturados e margas.

Os estudos realizados, visando a caracterização das aluviões, permitiram concluir que se tratava de um meio que, além de muito heterogêneo, apresentava grande deformabilidade e elevada permeabilidade (entre 10^{-5} e 10^{-4} m/s).

Para a caracterização da deformabilidade, utilizaram-se quer ensaios SPT quer ensaios de penetração estática.

Face aos resultados obtidos, concluiu-se que não seria possível fundar directamente sobre as aluviões uma estrutura rígida, pois que os assentamentos diferenciais que daí resultariam impediriam o bom funcionamento das comportas. Deste mo

do optou-se pela execução de fundações indirectas com pegões construídos pela técnica das paredes moldadas e assentes no firme rochoso. Já em fase de construção foram realizados ensaios de carga com placa nas aluviões situadas no interior de um dos pegões.

O controlo da percolação nas aluviões sob as lajes e entre os pegões, de modo a evitar a erosão interna e o levantamento hidráulico, foi conseguido utilizando, a montante e a jusante da soleira descarregadora, cortinas verticais parciais e tapetes de enrocamento funcionando como filtros (fig. 1.2-c).

Durante a execução da obra, houve necessidade de dimensionar o rebaixamento do nível freático de modo a executar-se o encabeçamento dos pegões e a construção das soleiras descarregadoras. Tendo-se mostrado insuficiente os resultados dos ensaios pontuais de tipo Lefranc, foi necessário realizar ensaios de bombagem em dois poços com 0,6 m de diâmetro e 20 m de profundidade.

A figura 4.1 apresenta a estratigrafia, ensaios de permeabilidade de tipo Lefranc e ensaios de penetração dinâmica realizados na zona do vale aluvionar onde está implantado o açude-ponte de Coimbra.

No estudo do local de implantação da barragem de Crestuma, foram realizadas sucessivas campanhas de prospecção que permitiram completar o estudo geológico e geotécnico dos terrenos de fundação. Os estudos visaram a caracterização da permeabilidade e das propriedades mecânicas das aluviões, com

vista à escolha da solução para a fundação da obra.

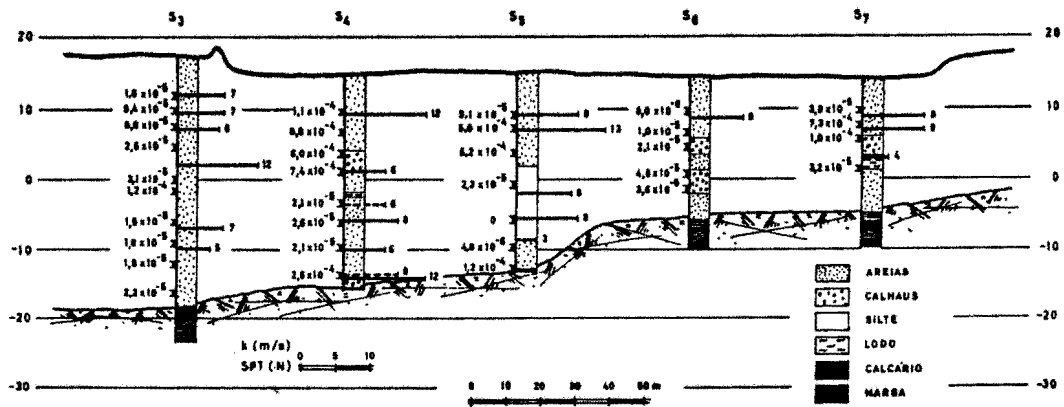


FIG 4.1 - Estratigrafia, ensaios de permeabilidade "in situ" e ensaios de penetração dinâmica (SPT) na zona do vale aluvionar onde está implantado o açude de Coimbra (segundo Maranhã das Neves, 1978).

Foram realizadas numerosas sondagens de percursão nas aluviões, tendo-se simultâneamente executado ensaios de penetração dinâmica SPT e ensaios de permeabilidade de Lefranc. Também foram realizados ensaios com o penetrômetro estático.

No local, o vale é estreito e as aluviões possuem uma espessura acima do firme xistoso da ordem dos 40 m, sendo essencialmente constituídas por areia, seixo e algum silte.

Para a determinação da permeabilidade, além dos ensaios "in situ", foi aplicada a fórmula de Allen Hazen a partir da análise granulométrica de amostras remexidas que foram colhidas nas sondagens, tendo-se obtido valores muito elevados, da ordem dos 10^{-4} m/s.

Os resultados dos SPT apresentam valores baixos, frequentemente menores que 10. Nos ensaios de penetração estática os valores da resistência de ponta são bastante variáveis,

provavelmente devido à ocorrência de seixos.

Foram ainda realizadas uma campanha de prospecção sísmica e a determinação da capacidade de carga utilizando aterros envolvendo grandes áreas com medição dos assentamentos das aluviões a diversas profundidades.

Na escolha do tipo de fundação, as principais condicionantes de natureza geológica estão relacionadas com a elevada permeabilidade e alta deformabilidade das aluviões. Por este último motivo, não seria satisfatória a realização de fundações directas pois os assentamentos diferenciais dificultariam o bom funcionamento das comportas.

A solução escolhida optou pela execução de fundações indirectas, utilizando pegões que vão encastrar no firme existente.

É de ressaltar, pois, a semelhança de condições geológicas e geotécnicas entre as aluviões dos locais da barragem de Crestuma e do açude-ponte de Coimbra, o que justifica a semelhança das soluções adoptadas para as fundações.

No caso da barragem de Morgavel, na área de Sines, o estudo dos terrenos plio-pleistocénicos de fundação dos diques laterais foi feito com sondagens percussivas, acompanhadas da realização de ensaios de penetração dinâmica SPT, de ensaios de permeabilidade de tipo Lefranc e da medição dos níveis aquíferos em todas as sondagens.

Para além das numerosas sondagens realizadas com outros fins, foram executadas 5 sondagens em cada margem, tendo penetrado 1 metro no complexo existente alterado subjacen-

te. Os ensaios SPT foram realizados com um afastamento de 1,5 m até aos 5 m de profundidade; e para maiores profundidades com um afastamento superior, que se procurou ser de 2 m. Os ensaios de tipo Lefranc foram realizados de 2 em 2 m, em troços de 1 m de comprimento. Estes ensaios foram efectuados com nível constante, tendo-se procurado evitar o refluxo dos sedimentos arenosos para o interior do tubo de sondagem. Para a medição dos níveis aquíferos foram instalados piezômetros de tubo aberto, que permitiram acompanhar a sua evolução.

As formações plio-pleistocénicas constam principalmente de areias com granulometria variável, por vezes levemente silto-argilosas, com níveis de seixos e calhaus rolados. A espessura destas formações sob os diques é variável, atingindo os 12 m. Os valores determinados para a permeabilidade variam entre 10^{-5} e 10^{-7} m/s, tendo-se considerado um valor médio de 10^{-6} m/s devido ao carácter lenticular destas formações.

Os dois diques laterais têm um comprimento total de aproximadamente 2,5 Km, possuindo uma altura máxima de cerca de 20 m acima do terreno plio-pleistocénico da fundação. Em mais de metade do seu comprimento possuem altura inferior a 10 m.

A partir do resultado dos ensaios SPT, as formações areno-argilosas foram classificadas como compactas e muito compactas, com apenas alguns níveis de compactidade média, exceptuando vários níveis de seixos que prejudicaram ou não permitiram a realização do ensaio.

Face ao conjunto dos resultados obtidos, foi decidido fundar os diques laterais directamente sobre os sedimentos plio-plistocénicos, após a remoção da terra vegetal e dos solos soltos numa espessura de 0,5 a 1m, pois que a capacidade de carga se mostrou perfeitamente adequada às características da obra. Relativamente à permeabilidade da fundação, foi prevista a realização de uma cortina de injeção, interessando as zonas da fundação correspondentes às alturas dos diques superiores à dezena de metros e visando reduzir significativamente os caudais percolados.

Para a construção dos diques de aterro, foram essencialmente utilizados os sedimentos areno-argilosos plio-plistocénicos, com características semelhantes aos terrenos da fundação. Para a prospecção das manchas de empréstimo foram realizadas algumas sondagens à percussão, complementadas com alguns poços e diversos furos de trado.

Foram ainda efectuados vários perfis de refração sísmica cujo objectivo foi a caracterização do maciço, visando a instalação da descarga de fundo e do circuito de tomada de água.

Maio de 1984

Mário de Oliveira Quinta Ferreira

Mário de Oliveira Quinta Ferreira

BIBLIOGRAFIA

- AGARWAL, K.B., JOSHI, D.K. (1979) "Problems of earth dam construction in the Deccan Traps of India", Bull. of the I A E G., n°20, pp.29-32.
- ALVARES RIBEIRO, A., FERREIRA LEMOS, J., MOUTINHO CARDOSO, M. (1982) "The exceptional foundations of the gated dams of Crestuma and Coimbra-first part: Crestuma dam", 14th ICOLD, Q.53, R.22, Rio de Janeiro.
- AMAR, S., BAGELIN, F., JEZEQUEL, J.F., LE MEHAUTE, A. (1983) "Le pressio-penetro-metre LPC et la reconnaissance des sols", Symp. Inter. Reconnaissance Des Sols Et Des Roches Par Essais En Place, Vol.2, pp.165-169, Paris. Publicado no Bull. IAEG, n°26-27.
- AMBRASEYS, N.N. (1960) "On the seismic behavior of earth dams", Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engng., Vol.I, pg.331, Japan.
- ASTIER, J.L. (1971) "Géophysique appliquée a l'hydrogéologie", Masson & C^{ie}, Editeurs, Paris.
- BARBI, A.L., MAGALHÃES, P.R. (1982) "Trado com coletor removível", Solos e Rochas, revista brasileira de geotecnia, Vol.5, n°2, pp.27-29, Agosto.
- BENISTRY, H., TONNON, J.N. (1970) "Construction du barrage du Grou sur les terrasses fluviatiles quaternaires et des alluvions récentes", 10th ICOLD, Q.37, R.48, Montréal.
- BENOIT, M., CREPAU, P.M., LARDQUE, G.S. (1967) "Influence des fondations sur la conception du barrage de Manicouagan 3", 9th ICOLD, Q.32, R.48, Istanbul.
- BOURGIN, A. (1967) "Sécurité des barrages du point de vue de la fondation et stabilité des versantes de la retenue", 9th ICOLD, Q.32, General Report, Istanbul.
- CAMBEFORT, H. (1967) "Lutte contre les effets des ecullements sous les barrages", 9th ICOLD, Istanbul.
- CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., GILLESPIE, D. (1983) "Cone penetration testing in deltaic soils", Can. Geotech. J., Vol.20, n°1, pp.23-25, February.
- CARTER, D.J., HART, M.B. (1977) "Micropaleontological investigations for the Thames barrier London", Q. Jl. Engng. Geol., Vol.10, pp.321-338.
- CASAGRANDE, A. (1950) "Notes on the design of earth dams", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, October.
- CASAGRANDE, A. (1936) "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, January.

- CASSAN, M. (1980) "Les essais d'eau dans la reconnaissance des sols", Editions Eyrolles, Paris.
- C.F.G.B. (1982) "Cas de fondations exceptionnelles de barrages", Par un groupe de travail du Comité Français des Grand barrages, 14th ICOLD, Q.53, R.56, Rio de Janeiro.
- COELHO, A.G. (1980) "A cartografia geotécnica no planeamento regional e urbano. Experiência de aplicação na região de Setúbal", Tese apresentada ao concurso para especialista do LNEC, Lisboa.
- COSTET, J., SANGLERAT, G. (1975) "Curso prático de mecanica de suelos", Ediciones Omega, Barcelona.
- DIAS, H.B. (1981) "Açude-ponte de Coimbra - Cortina delgada da margem direita" Geotecnica 31, pp.89-97.
- DOLCETTA, M., CHIARI, A. (1967) "Dispositif de fondation d'un barrage en terre reposant sur une assise perméable d'une épaisseur remarquable", 9th ICOLD, Q.32, R.51, Istanbul.
- DREVILLE, F., PARE, J.J., CAPELLE, J.F., DASCAL, O., LAROCQUE, G.S. (1970) "Diaphragme en béton moulé pour l'étanchéité des fondations du barrage Manicouagan 3", 10th ICOLD, Q.37, R.34, Montréal.
- EVDOKIMOV, P.D., VEDENEEV, B.E. (1967) "Calculation methods and measures for securing stability of large concrete dams on soft soils", 9th ICOLD, Q.32, R.54, Istanbul.
- EYLES, N., DEARMAN, W.R. (1981) "A glacial terrain map of Britain for engineering purposes", Bull. of the IAEG, n924, pp.173-184.
- FIALHO RODRIGUES, L. (1979) "Métodos de prospecção sísmica em geologia de engenharia. A importância da onda de corte", Tese apresentada ao concurso para especialista do LNEC, Lisboa.
- FILLIAT, G. (1981) "La pratique des sols et fondations", Editions du Ma-niteur, Paris.
- FOLQUE, J. (1974) "Penetration testing in Portugal", European Symp. on Penetration Testing (ESOPT), State-of-the-art report, Es-tocolmo.
- FOLQUE, J. (1980) "Liquefacção de solos arenosos", Geotecnica 29, pp.3-22.
- FOLQUE, J. (1982-a) "Ensaio de penetração", Seminário 276 - Caracterização de maciços terrosos por ensaios in situ., pp.49-64, LNEC Lisboa.
- FOLQUE, J. (1982-b) "Amostragem", Seminário 276 - Caracterização de maciços terrosos por ensaios in situ., pp.31-47, LNEC, Lisboa.
- FOLQUE, J., MELO, F.G. (1977) "Fundações da barragem de Quiminha", Geotecnica 21, pp. 19-36.

- FREITAS, M., DOBEREINER, L. (1983) Comunicação oral feita no Int. Symp. Engng. Geology and Underground Construction, LNEC, Lisboa.
- G.A.S. (1975) "Estudo geológico e geotécnico do projecto da barragem de Morgavel", Gabinete da Área de Sines.
- GEMAEHLING, C., PAUBEL, R. (1967) "Étanchement des diques de protection a Pierre-Benite par écrans en béton plastique", 9th ICOLD, Q.32, R.26, Istambul.
- GIBBS, H.J., HOLTZ, W.G. (1957) "Research on determining the density of sands by spoon penetration testing", Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., Vol. 1, London.
- GIGNOUX, M., BARBIER, R. (1955) "Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques", Masson et Cie, Paris.
- GRAG, S.P., AGRAWAL, R.K. (1967) "Cutoff and stability measures for a dam on sand foundations", 9th ICOLD, Q.32, R.68, Istambul.
- GRIFFITHS and KING (1981) "Applied geophysics for geologists and engineers", Pergamon Press.
- HAPP, S.C., RITTENHOUSE, G., DOBSON, G.C. (1940) "Some principles of accelerated stream and valley sedimentation", U.S. Dep. Agr. Tech. Bull. 695, pp.22-31.
- HATHAWAY, G.A. (1958) "Dams. Their effect on some ancient civilizations", Civil Engineering, January.
- HELDT, A., PERSSON, T. (1967) "Cut-offs in deep deposits of pervious materials and their effectiveness", 9th ICOLD, Q.32, R.27, Istambul.
- HIDRO-ELÉCTRICA DO DOURO (1969) "Escalão de Crestuma", Projecto - anexo III, 1ª Vol., 2ª Vol.
- IAEG (1981) "Rock and soil description and classification for engineering geological mapping" Bull. of the IAEG nº24, pp.235-275.
- IMAI, T. (1977) "P and S wave velocities of the ground in Japan", Proc. of the 9th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., Tokyo.
- JAQUI, A., ISLAH, M., GANIER, G., GAVARD, M., GILG, B. (1982) "The Tamzaourt-dam, a buttress dam with particular foundation problems", 14th ICOLD, Q. 53, R.3, Rio de Janeiro.
- JONES, J.C. (1967) "Deep cut-offs in pervious alluvium combining slurry trenches and grouting", 9th ICOLD, Q.32, R.31, Istambul.
- KHAN, S.L., ALINAQUI, S. (1970) "Foundation treatment for underseepage control at Tarbella dam project", 10th ICOLD, Q.37, R.60, Montreal.

- KLOHN, E.J., LO, R.C., OLSEN, M.T. (1982) "Stability of the tailings dam on sensitive clay", 14th ICOLD, Q.53, R.11, Rio de Janeiro.
- KNILL, J.L. (1974) "The application of the engineering geology to the construction of dams in the United Kingdom", Centenaire de la Société Géologique de Belgique, Colloque Geologie de L'ingénieur, pp.113-147, Liège.
- KONG, T.B. (1983) "In situ soil testing at the Bekok damsite, Johor, Peninsular Malaysia", Symp. Int. On In Situ Testing, Vol.2, pp.403-408.
- KONG, T.B., YOW, W.P. (1982) "Site investigations for the Bekok dam, Johor, Malaysia", Proc. IV Cong. IAEG, Vol.III, Theme 1, pp.11-17, New Delhi.
- KROPATSCHEK, H., RIENOSL, K. (1967) "Travaux d'étanchement du sous-sol du barrage de Durlasboden", 9th ICOLD, Q.32, R.42, Istanbul.
- LEE, K.L., FITTON, J.A. (1968) "Factors affecting the cyclic loading strength of soil", Special Tech. Pub. n9450, Symp. on Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, ASTM.
- LEPECKI, L., LYRA, F.H., HABERLEHNER, H. (1970) "The Curua-Una hydro-electric development", 10th ICOLD, Q.37, R.50, Montreal.
- LNEC (1976) "Fundações em terrenos não rochosos", Seminário 208, Lisboa.
- LONDE, P. (1970) "Progrès récents dans l'étude et la construction des barrages et des réservoirs situés sur des alluvions profondes, sur des terrains karstiques, ou des terrains difficiles", 10th ICOLD, Q.37, General Report, Montréal.
- MAGNET, E., MUSSNIG, R. (1970) "Execution and effectiveness of the watertight subsoil sealing for the dams of the Drau power stations, Edling and Feistritz", 10th ICOLD, Q.37, R.30, Montréal.
- MANSUR, C.I., PERRET, W.I. (1948) "Efficacy of partial cutoffs for controlling seepage beneath dams and levees constructed on pervious foundations", 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., Vol.V, pp. 229, Rotterdam.
- MARANHA DAS NEVES, E. (1975) "Determinação in situ da deformabilidade de aluviões no local da barragem de Crestuma", Geotecnia 12, pp.47-52.
- MARANHA DAS NEVES, E. (1978) "Aspectos geotécnicos do projecto do Açude-ponte de Coimbra", Geotecnia 22, pp.65-82.
- MARANHA DAS NEVES, E. (1982-a) "The exceptional foundations of the gated dams of Crestuma and Coimbra - 2nd part: Coimbra dam", 14th ICOLD, Q. 53, R.22, Rio de Janeiro.
- MARANHA DAS NEVES, E. (1982-b) "Determinação directa e indirecta da deformabilidade de aluviões arenosas", Geotecnia 35, pp.23-36.

- MARANHA DAS NEVES, E. (1982-c) "Técnicas pressiométricas. Pressiômetros auto-perfuradores", Seminário 276 — Caracterização de maciços terrosos por ensaios in situ, pp.125-189, LNEC, Lisboa.
- MARANHA DAS NEVES, E. (1983) "Obras de terra", Apontamentos da cadeira; Mestrado em Geologia de Engenharia, F.C.T. da Univ. Nova de Lisboa.
- MARANHA DAS NEVES, E., CORREIA, R., SÉCO E PINTO, P. (1981) "Ensaios de permeabilidade na fundação aluvionar do açude de Coimbra", Geotecnia 33, pp.11-22.
- MARCHAND, R., DAVEAU, J.C., SABARLY, F. (1970) "L'extrémité d'un barrage fondée sur alluvions: l'aile gauche du barrage du Mont-Cenis", 10th ICOLD, Q.37, R.3, Montréal.
- MARTIN, P. (1971) "Essai sur la geotechnique", These pour obtenir le grade de Docteur ès Sciences Naturelles, Université de Provence, Marseille.
- MEDINA, J., KLEINER, D.E., SUNDARAM, A.V., FRANO, A.J. (1982) "Chemical and mineralogical evaluation of foundation soils at Guri, Venezuela", 14th ICOLD, Q.53, R.14, Rio de Janeiro.
- MEDINA, J., LIU, S. (1982) "The influence of a collapsible foundation on the design of Guri embankment dam", 14th ICOLD, Q.53, R.13, Rio de Janeiro.
- MEDVEDEV, S.V. (1965) "Engineering seismology", National Tech. Infor. Service, NTIS, nº TT 65 - 50011.
- MELO, F.G. (1982-a) "Ensaios de carga em placa", Seminário 276 — Caracterização de maciços terrosos por ensaios in situ., pp.65-93, LNEC, Lisboa.
- MELO, F.G. (1982-b) "Ensaios de corte rotativo", Seminário 276 — Caracterização de maciços terrosos por ensaios in situ., pp.95-124, LNEC, Lisboa.
- MEYERHOFF, G.G. (1956) "Penetration test and bearing capacity of cohesionless soil", Proc. ASCE, Vol.82, nº SM 1, January.
- MINEIRO, A.J.C. (1981-a) "Mecânica dos solos e fundações; Vol. 3 — reconhecimento e prospecção geotécnica, ensaios in situ", F.C.T. da Univ. Nova de Lisboa.
- MINEIRO, A.J.C. (1981-b) "Mecânica dos solos e fundações; Vol. 4 — propriedades resistentes dos solos", F.C.T. da Univ. Nova de Lisboa.
- MORIYA, M., UKAJI, F. (1967) "Design example of stability of fill dam constructed on soft foundation", 9th ICOLD, Q.32, R.13, Istanbul.
- MOURA ESTEVES, J. (1982) "Reconhecimentos geofísicos", Seminário 276 — Caracterização de maciços terrosos por ensaios in situ., LNEC, Lisboa.
- OHSAKI (1966) "Niigata earthquake, 1964", Building damages and soil conditions, Soil and Foundations, Vol.VI, nº 2.

- OLIVEIRA,R.(1980)"Engineering geological problems related to the study,design and construction of dam foundations", Memória 529, LNEC, Lisboa.
- PARDAL,M.V.(1962)"Estudio acerca de la permeabilidad del terreno", Servicio Geologico, Buletin nº 15, Informaciones y Estudios, Madrid.
- PINTO,P.S.(1982)"Observação de barragens de aterro", Seminário 281, LNEC, Lisboa.
- PIRCHER,W.(1982)"Influence of geology and geotechnics on the design of dams", 14th ICOLD, Q.53,General Report, Rio de Janeiro.
- PRÁKASH,S.(1981)"Soil dynamics", Mack Graw Hill.
- QUEIROZ,L.A.,OLIVEIRA,H.G.,NAZÁRIO,F.S.(1967)"Foundation treatment of Rio Casca III dam", 9th ICOLD, Q.32,R.20, Istambul.
- RAT,M., LAVIRON,F.(1974)"Mesures du coefficient de perméabilité par essais ponctuels", 2^e Congrès International de Géologie de L'Ingénieur, pp.179-182, São Paulo.
- ROBERTSON,P.K., CAMPANELLA,R.G.(1983)"Interpretation of cone penetration tests", Can. Geotech. J., Vol. 20, nº 4, pp. 718-745, November.
- ROCHA,M.(1977)"Alguns problemas relativos à mecânica das rochas dos materiais de baixa resistência", Memória 491, LNEC, Lisboa.
- ROY,M., TREMBLAY,M., TAVENAS,F., ROCHELLE,P.(1982)"Development of a quasi-static piezocone apparatus",Can. Geotech. J., Vol. 19, Nº2, pp.180-188, May.
- SANGLERAT,G.(1972)"The penetrometer and soil exploration", Developments in Geotech. Engng., Vol. 1, Elsevier Scientific Publishing Company.
- SEED,H.B.(1976)"Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes ", Liquefaction problems in Geotech. Engng., ASCE Anual Convention.
- SEED,H.B.(1979)"Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes ", J. Geotech. Engng. Div., ASCE, Vol. 105, nº GT 2, pp.201-255, February.
- SEED,H.B., IDRIS,I.M.(1971)"Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 97, nºSM 9.
- SEED, H.B., PEACOCK,W.H.(1971)"Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 93, nº SM 4.
- SERAFIM,J.L., CARVALHO,A.P.(1970)"Studies for the design of Massingir dam", 10th ICOLD, Q.37,R.12, Montréal.

- SHANNON and WILSON (1972)"Soil behaviour under earthquake loading condition - State of the art and evaluation of soil characteristics for seismic response analysis" Cont. n^o W-7405 - enq-26 prepared for U. S. Atomic energy Commission, January.
- SHERARD, J.L., WOODWARD, R.J., GIZIENSKI, S.F., CLEVINGER, W.A. (1963)"Earth and earth-rock dams", John Wiley & Sons.
- STEINBRUGGE, K.V., MORAN, D.F. (1954)"An engineering study of the southern California earthquake of July 21, 1952, and its aftereffects", Bull. of the Seismological Society of America, Vol.44, n^o 2 B.
- SUTHERLAND (1974)"Conference on settlements of structures" Cambridge (Relatos gerais).
- SYROKOMSKY, Y.V., PSHENITCHNIKOV, K.G., PODKORYTOVA, L.I. (1979)"Geological engineering studies of Uralian eluvial soil for Waterside construction purposes", Bull. of the IAEG, n^o 20, pp.62-65.
- TERZAGHI, K., PECK, R.B. (1972)"Mecánica de suelos en la ingeniería práctica", 2^a edición, Copyright 1955; El Ateneo, Barcelona.
- THORNBURY, W.D. (1969)"Principles of geomorphology", 2nd edition, John Wiley & Sons, Inc.
- TORAN, J. (1970)"Razaza saga", 10th ICOLD, Q.37, R.53, Montréal.
- URAL, O.M., SERTGIL, S., OZIL, S. (1967)"The foundation and seepage problems of Altinapa dam", 9th ICOLD, Q.32, R.36, Istanbul.
- U.S.D.I. (1980)"Earth manual", 2nd edition, A Water Resources Technical Publication, U.S. Department of the Interior.
- WAFI, T.A., LABIB, A.H. (1967)"The great grout curtain under the high Aswan dam", 9th ICOLD, Q.32, R.17, Istanbul.
- WAMBEKE, V. (1983)"Complementarite des essais en place. Correlations", Symp. Int. Reconnaissance Des Sols Et Des Roches Par Essais En Place - Vol.2, pp.421-424, Paris. Publicado no Bull. IAEG n^o 26-27.
- YAGÜE, A. (1983)"Geophysical Methods for tunnels", Int. Symp. On Engng. Geology And Underground Construction, Theme I, Panel Report, LNEC, Lisboa.
- YOSHINAKA, R. (1967)"Triaxial compression test and strength characteristics of soft rocks", Soil and Foundations, Vol.VII, n^o 2, Tokyo.

ERRATA

<u>Página - Linha</u>	<u>Onde se lê</u>	<u>Deve ler-se</u>
Capa	FUNDAÇÃO	FUNDAÇÕES
Resumo - 12	na	ã
2 - 17	escacear	escassear
5 - 5	controle	redução
9 - 15	com	de
9 - 17	liquefação	liquefacção
10 - 15	de	do
16	(escala inferior 0 - 500m)	(deve retirar-se)
35 - 7	as	a
43 - 22	sazonais	sazonais
58 - 23	artesianas	artesianas
69 - 7	melhoradas	melhoradas
69 - 10	descrito	referido
71 - 23	diminuição	diminuições
81 - 17	expedito	expedito
91 - 4	firme	firme
97 - 22 e 23	percussão	percussão
98 - 6	diversos	diversos
102 - 12	Par	Para
106 - 6	1,4	$1,4 \cdot 10^{-2}$
126 - 11	pregões	pegões
126 - 14	Nawaz	Khan
129 - 12	entender	estender
129 - 18	duas	suas
129 - 21	positivo	positivo
130 - 16	pressiométrico	pressiométrico
131 - 16	interesse	interesse