

1. INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento dos solos expansivos, inicia do há pouco mais de duas décadas, constitui-se num assunto relativamente novo na Mecânica dos Solos. Para o Recôncavo Baiano, esse problema tem uma grande importância, em decorrência do Centro Industrial de Aratú e do Complexo Petroquímico de Camaçari estarem sendo implantados em áreas onde ocorrem solos dessa natureza, que são conhecidos regionalmente com o nome de *massapê*.

Como esta implicito no seu nome, os solos expansivos são aqueles que são susceptíveis de sofrer um apreciável aumento de volume antes, durante ou após a construção de uma estrutura.

Apesar do grande número de trabalhos realizados nesse domínio, quer no tocante ao estudo da natureza dos solos e das suas propriedades, quer no tocante à execução e investigação de comportamento de obras, verifica-se que os progressos na quantificação da instabilidade volumétrica têm sido bastante lentos, continuando a registrar-se frequentemente defeitos e insucessos em edifícios, rodovias, ferrovias, tubovias, viadutos, canais e barragens.

As avaliações feitas recentemente nos Estados Unidos, pôr Jones e Holtz (1973), indicam que o custo médio dos prejuízos atribuídos às argilas expansivas atingem 2,3 bilhões de dólares por ano dos quais 1,2 correspondem a insucessos em ruas e estradas e 0,8 a danos em edificações. É de salientar que esses prejuízos representam o dobro dos danos devidos a terremotos, furacões e inundações.

Universitas, Salvador, (23, especial): 99-129, 1978.

Os problemas provenientes das expansões desses solos têm sido registrados em muitos países do mundo, sendo de destacar-se: África do Sul, Argentina, Áustria, Brasil, Canadá, Cuba, Espanha, Estados Unidos, Etiópia, Ghana, Índia, Iran, Israel, Marrocos, México, Rússia, Turquia e Venezuela.

No Brasil, o problema tem-se apresentado de forma importante em algumas regiões, sobretudo na Bahia, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul.

Na Bahia as investigações desses solos tiveram um caráter pioneiro, através do excelente trabalho de tese de Sobral (1956), que muito contribuiu para enfrentar-se os problemas criados na implantação da rodovia BR-324, entre as cidades de Salvador e Feira de Santana.

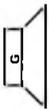
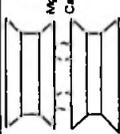
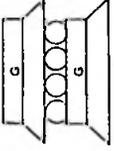
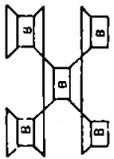
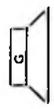
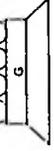
2. MINERALOGIA DAS ARGILAS EXPANSIVAS

Como é sabido, os minerais de argila do grupo montmorilonita são os que apresentam propriedades expansivas mais acentuadas, tendo-se observado, também, importantes inchamentos em sepiolitas, haloisitas e, inclusive, ilitas.

Como se pode observar na Tabela I, os minerais expansivos distinguem-se pela sua grande superfície específica, bem como por sua maior capacidade de troca catiônica.

A montmorilonita apresenta uma estrutura básica em forma de placas de camadas triplas, constituída de uma lamela octaédrica (de alumínio, ferro ou combinação desses elementos) entre duas lamelas tetraédricas ou de silício. As camadas de oxigênio de duas placas vizinhas são adjacentes e, em consequência, sua ligação é muito fraca, de forma que as moléculas de água ou outras moléculas polares podem entrar entre as placas, provocando o inchamento do material. Na montmorilonita, há uma substituição parcial de alumínio por outros cations, freqüentemente cerca de um sexto dos alumínios sendo substituídos por Mg^{2+} , o que cria uma deficiência de carga positiva na estrutura básica, mantendo-se o balanceamento elétrico através da absorção de cations externos de Na^+ , Ca^{2+} , K^+ e outros, com ligações comparativamente fracas, dependendo da na

Tabela I - Minerais de argila típicos

	CAOLINITA	ILITA	MONTMORILLONITA	HALOYSITA	SEPIOLITA
ESTRUTURA					
ESQUEMÁTICA					
Espessura das partículas	0-5-2μ	0,003-0,1μ	9,5 Å	10,1 Å	5-26 Å
Sup. específica (m ² /g)	5-30	65-100	600-800	40	390
Capacidade de troca cat. (mE/100g)	3-15	10-40	80-150	10-50	20-30
Substituição isomorfa	Al-Si	-	Mg → Fe, Mn	Al-Si	Mg-Ni, Al, Mn
† Inchamento máximo (p=1kgf/cm ²)		350	1 500	800	1.200
VARIEDADES AFINS		SERICITA	BENTONITA VERMICULITA	METHALOYS.	ATAPULGITA

tureza dos cations que são substituíveis. Além disso, pode haver em pequeno grau a substituição do silício (Si^{4+}) da lamela tetraédrica por alumínio (Al^{3+}), o que sempre aumenta a carga residual negativa e portanto, a absorção de cations atrás mencionada. O comportamento macroscópico da montmorilonita é função da natureza dos cations presentes, sendo que o inchamento observado de maneira marcante nesse material é consequência da introdução de água entre suas placas.

A estrutura da ilita é semelhante à da montmorilonita, apresentando as seguintes importantes diferenças:

a) ocorrem substituições em menor grau que conduzem, portanto, a menor carga negativa;

b) as cargas negativas são provenientes, quase exclusivamente, da substituição, em grau considerável, de átomos de Si^{4+} da lamela tetraédrica por Al^{3+} , sendo essa carga residual em grande parte balanceada por K^+ que, por causa de sua dimensão, encaixam-se perfeitamente no espaço entre os oxigênios da base do tetraedro e não são substituíveis. Devido a esse fato, as placas de ilita têm posição relativamente fixa, não podendo a água interpor-se entre as camadas. As ligações de K^+ não permutável são mais fracas que as ligações do tipo de hidrogênio (O^{2-} e OH^-) que ocorrem na caolinita, mas são mais fortes que as dos cations permutáveis da montmorilonita. Conseqüentemente, o comportamento macroscópico da ilita está compreendido entre o da caolinita e o da montmorilonita, não se observando, em geral, inchamentos e contrações consideráveis. Todavia, se ocorrer uma grande remoção do potássio existente na ilita, as forças de ligação, que mantêm juntos os silicatos, poderão enfraquecer-se, possibilitando que a expansão venha a dar-se em grande escala. Essas ilitas, que são chamadas "degradadas", têm propriedades semelhantes as da montmorilonita.

No *massapê*, os grupos mais importantes de minerais de argila presentes são montmorilonita, ilita e caolinita, notando-se também, freqüentemente, a presença de camadas mistas de ilita - montmorilonita, e ainda, por vezes, camadas mistas de vermiculita - montmorilonita e ilita - vermiculita (Simões,

1977).

Gupta et alii (1973) observaram que a expansão diminui com o aumento da valência do cation trocável, obedecendo para uma mesma valência a seguinte ordem:

. cations monovalentes: $Na > K > NH_4 > Rb > H$

. cations divalentes: $Ca > Mg > Sr > Ba$

. cations trivalentes: $Al > Cr > Fe$

No *massapê*, tem-se constatado que o Ca e o Mg são os cations trocáveis predominantes.

3. O FENÔMENO DA EXPANSÃO DOS SOLOS

Diante da natureza mineralógica dos solos expansivos, fica evidente que o inchamento dos mesmos está associado a variações de umidade.

Os problemas de expansão são próprios de solos não saturados, sendo nulo o inchamento potencial das argilas sob o nível freático.

Os solos expansivos são, usualmente, argilas contendo um certo teor de minerais de argilas expansivas, que sofreram, na sua história geológica, intensa dessecação por perda de água (rebaixamento do nível freático, evaporação, ação de plantas, etc.) levando a tensão intersticial a tornar-se negativa em relação à pressão atmosférica, principalmente na parte superior da zona ativa.

A zona do solo sujeito a variações volumétricas é chamada de zona ativa.

À medida que o solo perde água, as tensões efetivas vertical e horizontal vão aumentando, levando o solo a consolidar-se gradualmente; porém, no tocante às tensões totais, a vertical quase não sofre variação, ao passo que a horizontal diminui gradualmente, tornando-se negativa e originando forças de tração. Com a contínua perda de água, ao atingir-se um valor de teor de umidade igual ao do limite de retração do solo, o fenômeno de consolidação por evaporação chega ao seu máximo e as forças de tração alcançam, freqüentemente, valores de tal

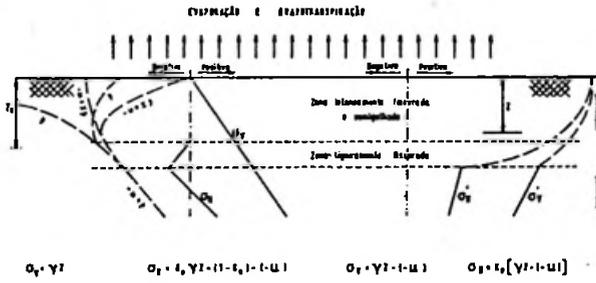


Fig.1 - Diagrama das tensões desenvolvidas num solo argiloso expansivo fortemente dessecado à superfície.

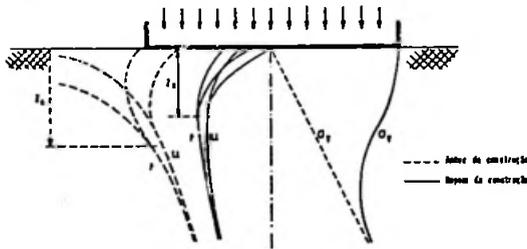


Fig.2 - Diagrama da distribuição da tensão vertical total (σ_v), tensão neutra (u) e sucção (ρ), num solo expansivo antes e depois da construção.

modo elevados que originam a ruptura do solo, dando lugar a uma acentuada fissuração que se desvanece em profundidade (Fig. 1).

Na época das chuvas, ou quando o solo sofrer novamente embebição de água, a recuperação da tensão intersticial negativa é superior ao aumento verificado nas tensões totais, pelo que as tensões efetivas diminuem e o solo expande, colmatando as fissuras e empolando o terreno.

Caso seja implantada uma construção nesse solo argiloso dessecado, os equilíbrios de tensão-deformação alcançados são de novo afetados. Assim, a tensão total vertical aumenta, em face das solicitações impostas pela construção, e a tensão efetiva vertical também aumenta inicialmente mas, como os solos argilosos dessecados são pouco compressíveis, os recalques normalmente são negligíveis. Com o decorrer do tempo, dá-se uma redistribuição do teor de umidade debaixo da estrutura construída, devido à mudança da evaporação e à migração de água do solo por termo-osmose, que é acentuada na época das chuvas, ou por outras circunstâncias, como sejam a ruptura de coletores, regagem de jardins, etc. Portanto, o teor de umidade do terreno de fundação aumenta gradualmente e a tensão intersticial negativa aumenta, também, até atingir um novo equilíbrio, verificando-se que, quando o incremento de tensão total, devido às solicitações impostas pela construção, for superior ao referido incremento de tensão intersticial, a tensão efetiva aumentará. Entretanto, como em solos expansivos, a longo prazo, habitualmente o incremento de tensão neutra é superior ao aumento da tensão total vertical, o solo expande, levantando a construção (Fig. 2). As forças resultantes da expansão do solo são diferenciais, acentuando-se na parte central, onde se dá uma maior concentração de umidade.

Os danos que as argilas expansivas produzem nas construções devem-se a dois tipos de deformações, uma no sentido vertical e outra no sentido horizontal.

São muito numerosos os trabalhos que fazem referência exclusivamente, ou quase exclusivamente, aos movimentos verticais (Fig. 3). Entretanto, em muitas regiões têm-se verificado

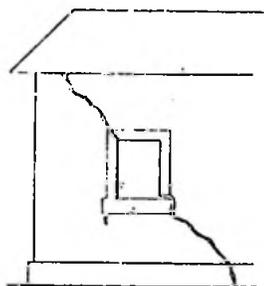


Fig.3 - Fissuras típicas de recalques numa esquina da construção

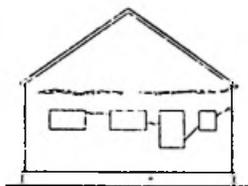


Fig.4 - Fissuras horizontais produzidas pelo empuxo horizontal aliado ao efeito de tirante do telhado

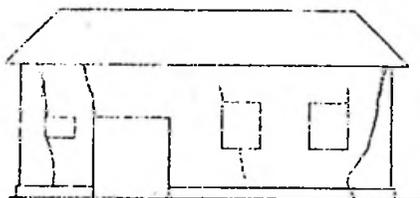


Fig.5 - Fissuramento produzido pela expansão horizontal da argila

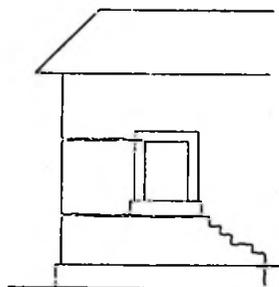


Fig.6 - Fissuras horizontais produzidas por uma forte anisotropia das paredes, no caso de recalque de uma esquina.

movimentos horizontais muito acentuados.

Por vezes, esse tipo de movimento horizontal devido ao empuxo de dentro para fora na parte superior da fundação chega a produzir danos em construções pesadas, de grande altura, que são normalmente assentes a suficiente profundidade abaixo da influência da expansão e, inclusive, que aplicam ao terreno de fundação pressões capazes de contrabalançar a tendência ao levantamento. Por essa razão, não se pode deixar de seguir as recomendações que têm sido propostas por muitos autores, no sentido de proteger-se a parte inferior das vigas de fundação contra o empuxo horizontal.

Entretanto, onde o problema de expansão apresenta-se de forma mais aguda é nas pequenas construções, que não podem, economicamente, ter suas fundações a grande profundidade. Nesse caso, mesmo que se proteja a viga de fundação contra o empuxo lateral, a parede tende a inclinar-se para fora, devido à diferença de inchamento entre os bordos interior e exterior do plano de apoio.

Os efeitos devidos a movimentos horizontais são muito visíveis nas pequenas construções, sendo traduzidos frequentemente por fendas e fissuras horizontais (Fig.4) ou por fendas e fissuras verticais (Fig.5).

Essas fissuras horizontais não devem confundir-se com as que se produzem quando existem movimentos verticais em edifícios, cujo material das paredes é fortemente anisótropo, com uma resistência no sentido horizontal muito reduzida, o que pode ser devido simplesmente ao emprego de argamassa de má qualidade ou de blocos muito lisos que não apresentam suficiente aderência à argamassa (Fig.6).

4. IDENTIFICAÇÃO DOS SOLOS EXPANSIVOS E QUANTIFICAÇÃO DA INSTABILIDADE VOLUMÉTRICA

As argilas expansivas apresentam cores de cinza, verde azulada e marrom, frequentemente com manchas embranquecidas de carbonatos ou avermelhadas de oxidações.

Os maciços de solos expansivos, no estado mais ou me

nos seco, apresentam intenso fissuramento característico, em forma de mosaico. Além desse fissuramento principal, ocorre também um outro horizontal, levando o maciço a um fraturamento em blocos de forma aproximada de paralelepípedos, com suas superfícies brilhantes estriadas ou polidas (Fig.7).

Quando suficientemente umedecidos, esses solos convertem-se numa massa plástica, muito grudenta ao calçado, maquinaria, rodas de veículos etc.

Essas características, entretanto, não são suficientes para identificar e julgar o potencial de expansão de uma argila, devendo-se realizar determinados ensaios de laboratório quando haja tal pretensão.

Os diversos critérios existentes para identificar e prever o comportamento de solos expansivos podem ser agrupados em três categorias:

a) critérios baseados na composição mineralógica do solo;

b) critérios baseados no teor de argila e nos limites de consistência;

c) critérios baseados em ensaios de expansão.

Nos critérios do primeiro tipo, a identificação é feita com base na composição e teor de minerais de rede cristalina expansiva, bem como na natureza dos cations de troca adsorvidos pelos minerais de argila.

Dentre os diversos minerais de argila, os mais expansivos são montmorilonitas e vermiculitas.

Em geral, teores de montmorilonita superiores a 30% conduzem a apreciáveis propriedades expansivas, sendo que até mesmo percentagens da ordem de 10% já são suficientes para provocar fenômenos de expansão no solo.

No *massapê*, independentemente da composição mineralógica, têm-se constatado que o teor de argila varia entre 35% e 85%, o de silte entre 20% e 40% e o de areia entre 6% e 16%, sendo que a percentagem de material fino que passa na peneira nº 200 é sempre superior a 85% (Simões,1977).

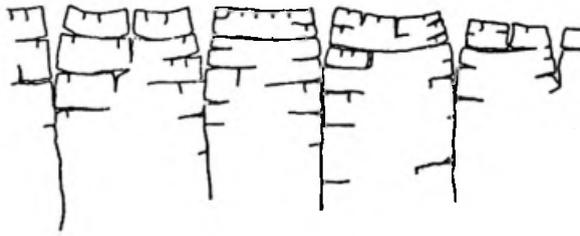


Fig.7 - Fissuramento característico das argilas expansivas dessecadas.

GRAUS DE POTENCIALIDADE DE EXPANSÃO

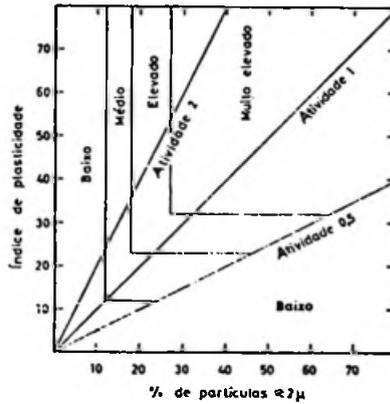


Fig.8 - Graus de potencialidade de expansão, segundo Van der Merwe (1964).

A instabilidade volumétrica do terreno de fundação de um edifício, além de depender muito do tipo e grandeza dos minerais de argila presentes, dos cations trocáveis, do teor eletrolítico da fase aquosa e do tamanho das partículas, depende de sobremodo da estrutura do solo, da umidade natural e das sobrecargas.

A composição mineralógica servirá, portanto, como uma propriedade índice, permitindo inferir se um solo é ou não potencialmente expansivo, mas é de pouco valor quando se pretende quantificar o fenômeno de expansão.

Os critérios, da segunda categoria, mais utilizados são aqueles baseados no conceito de atividade de Skempton. Dentre eles, destaca-se o de Van der Merwe (1964), segundo o qual os solos são compartimentados, com base na relação $lp/(% < 2\mu)$, em quatro graus de potencial de expansão, denominados baixo médio, elevado e muito elevado (Fig.8).

É evidente que esses métodos são muito falíveis, visto que solos com diferentes estruturas e diferentes histórias geológicas e tenso-deformacionais podem ter atividades que os situem em áreas correspondentes a igual potencial de expansão, embora apresentem diferentes valores de expansão.

Os ensaios de caracterização realizados no massapé têm, usualmente, indicado para o limite de liquidez e para o índice de plasticidade valores, respectivamente, quase sempre superiores a 50% e 20%.

Dentre os diversos métodos de ensaios de expansão existentes, trataremos apenas daqueles considerados de maior utilidade para o projeto de fundações de edifícios. Deixaremos de analisar os ensaios de expansão e de medida de tensão de expansão para solos compactados, os quais são muito utilizados em rodovias.

Para quantificar a expansão, apresentam grande interesse os ensaios a seguir relacionados, que utilizam amostras indeformadas e procuram reproduzir laboratorialmente, na medida do possível, as condições que prevalecem no terreno:

I) ensaio edométrico direto (edômetro convencional)

- II) ensaio edométrico duplo (edômetro convencional)
- III) ensaio edométrico múltiplo (edômetro convencional)
- IV) ensaio edométrico simples (edômetro convencional)
- V) ensaio em edômetro de membrana.

O ensaio edométrico direto é o mais simples dos ensaios edométricos para o cálculo da expansão, sendo por essa razão muito usado. O ensaio consiste em colocar no edômetro convencional uma amostra indeformada, com o teor de umidade natural, e aplicar-lhe uma carga correspondente ao peso próprio do terreno. Caso o ensaio destine-se ao estudo de fundações, deve-se aplicar, ainda, à amostra, uma carga adicional ($\Delta \sigma_z$) correspondente à solicitação que será imposta pela estrutura a ser construída. Após processar-se o adensamento do corpo de prova sob as cargas a que está sujeito, adiciona-se água ao edômetro e deixa-se o corpo de prova expandir até dar-se a estabilização. Daí em diante, os incrementos de carga são adicionados, como se faz num ensaio normal de adensamento.

Traçada a curva semi-logarítmica $e - \log p$, a expansão é determinada a partir de Δe (Fig.9).

Para levar-se em conta a variabilidade do solo com a profundidade, divide-se a zona do terreno que irá sofrer variações volumétricas (*zona ativa*) em camadas, as quais terão seus comportamentos estudados por amostras indeformadas sujeitas ao ensaio atrás descrito. A expansão total do terreno de fundação será, então, dada pela expressão:

$$Exp = \sum \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

onde Δe = variação do índice de vazios, e_0 = índice de vazios inicial e ΔH = espessura das camadas.

Esse método, apesar de ser superior a qualquer um dos outros já referidos para identificar e quantificar expansões, apresenta duas nítidas desvantagens:

a) no ensaio, as cargas devidas ao peso próprio e ao incremento de carga têm valores específicos, de tal sorte que os resultados não permitirão que se façam análises posteriores para outros valores de carga;

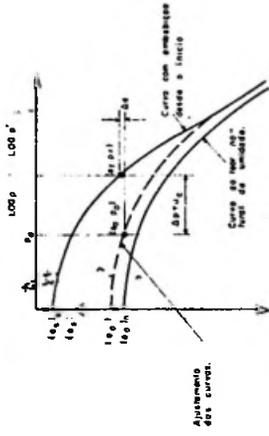


Fig. 9 - Ensaio edométrico direto.

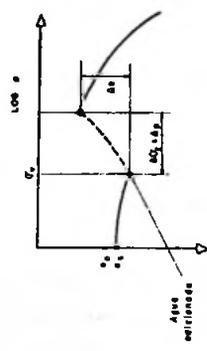


Fig. 10 - Ensaio edométrico duplo.

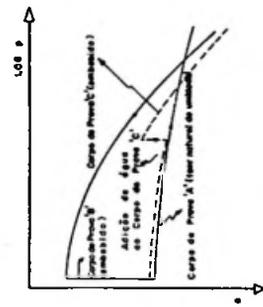


Fig. 11 - Ensaio edométrico múltiplo.

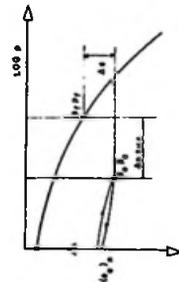


Fig. 12 - Ensaio edométrico simples.

b) as expansões medidas correspondem a uma situação limite, de completa saturação, o que não corresponde normalmente ao que ocorre no terreno.

Para superar o inconveniente referido na alínea a, concebeu-se o ensaio edométrico duplo, que tem sido largamente utilizado (Jennings e Knight, 1957).

Esse método consiste em ensaiar-se, em dois edômetros convencionais, duas amostras indeformadas, colhidas à mesma profundidade e em posições adjacentes. Uma das amostras é ensaiada com o teor natural de umidade, desde o início até o fim do ensaio. A outra amostra é ensaiada com acesso de água, deixando-a expandir, sob a carga inicial do ensaio, até estabilizar. Em seguida, as duas amostras são sujeitas a incrementos de carga conforme se procede num ensaio normal de adensamento.

Como quase sempre existe uma certa diferença entre os índices de vazios iniciais dos dois corpos de prova, ao traçar-se as curvas semi-logarítmicas e $- \log p$ deve-se fazer uma ajustagem das mesmas ao valor médio daqueles índices (Fig.10).

O cálculo da variação volumétrica do terreno de fundação é, então, feita a partir do valor de Δe , de modo análogo ao referido para o ensaio edométrico direto, dividindo-se a zona ativa em camadas.

Caso se conheça o valor da tensão neutra negativa correspondente ao teor de umidade natural do solo, poder-se-á determinar, com maior rigor, a variação volumétrica correspondente à variação da tensão efetiva até a saturação, desde que se adicione a tensão neutra ao incremento Δp (Fig.10).

A principal diferença entre o método direto e o duplo reside na maneira de determinar-se a variação do índice de vazios.

Em face das desigualdades observadas entre os índices de vazios iniciais dos corpos de prova, que por vezes são bastante acentuadas, sobretudo em solos microfissurados, alguns autores preferem utilizar o ensaio edométrico múltiplo. Esse método distingue-se do edométrico duplo por usar-se ou

tras curvas $e - \log p$ adicionais, correspondentes a corpos de prova embebidos em água sob cargas intermediárias, o que permite um valor médio mais preciso (Fig.11).

Tendo-se constatado que, no ensaio edométrico duplo, a amostra ensaiada com o teor de umidade natural destina-se exclusivamente, à determinação do índice de vazios inicial sob a tensão total vertical p_0 , existente à profundidade de colheita da amostra, verificou-se; então, que o valor desse índice de vazios $e_0(p_0)$ poderia ser determinado com o mesmo corpo de prova que depois é saturado, através de um ensaio chamado de edométrico simples (Jenning, 1973). Esse ensaio consiste em solicitar um único corpo de prova, com teor de umidade natural, até a tensão p_0 , e depois procede-se à sua descarga até a pressão inicial. Feito isso, adiciona-se água à amostra e deixa-se expandi-la até a estabilização, quando então se procede à realização do ensaio edométrico conforme o processo de adensamento clássico (Fig.12).

O cálculo da variação volumétrica faz-se a partir da variação do índice de vazios, do mesmo modo que nos outros ensaios edométricos já referidos.

As vantagens desse método, em relação aos dois anteriores, residem na eliminação do erro de ajustamento das curvas e na possibilidade de duplicar o número de corpos de prova por local a estudar, sem encarecer o estudo e tornando-o mais rigoroso.

Modernamente, diversos autores têm criticado a embebição das amostras nos ensaios de expansão, visto que a tensão neutra negativa aumentará debaixo da estrutura edificada, mas o estado limite de saturação normalmente não será atingido e, se o for, nunca será ao longo de toda a zona ativa do solo.

Assim, somente será possível prever com segurança a instabilidade volumétrica das argilas expansivas, se os ensaios forem conduzidos de modo a reproduzirem as variações do teor de umidade e as respectivas variações da tensão intersticial ou, pelo menos, da sucção, verificadas na zona ativa do solo.

Seguindo essa linha de pensamento, Aitchison e Martin (1973) criaram um edômetro de membrana que consiste numa câmara de pressão em contato com uma membrana semi-permeável cuja parte inferior fica em contato com água ou com um líquido eletrolítico à pressão atmosférica.

Esse edômetro de membrana difere dos convencionais pelo fato de permitir que a amostra possa ser submetida a diversas condições de sucção, fazendo-se variar a pressão de ar dentro da câmara ou, então, variando a composição do eletrólito. Por sua vez, as tensões exteriores na amostra podem também variar, independente da variação da sucção, usando as técnicas correntes do ensaio edométrico.

Os ensaios edométricos trãs referidos foram concebidos para estudar a variação volumétrica dos solos expansivos. Todavia, nos estudos relacionados com projetos de fundações e com comportamento de obras de engenharia é, muitas vezes, necessário conhecer também as tensões de expansão que o solo exerce nas estruturas, em decorrência dos impedimentos de inchamento.

Dentre os diversos aparelhos destinados a esse fim, vamos limitar-nos a fazer referência a dois tipos de equipamentos, quais sejam o aparelho de Singh e o aparelho de Escario.

O aparelho de Singh (1967) é destinado a medir a tensão de expansão por embebição total das amostras. Consiste num molde desmontável, formado por um anel, uma base perfurada e uma estrutura especial equipada com um anel dinamométrica que, através de um pistão de transferência de carga fica em contato com a placa perfurada que está colocada sobre a placa porosa superior (Fig.13). A parte inferior da estrutura contém, ainda, um tanque com água, que permite o acesso da mesma ao corpo de prova através das faces superior e inferior.

No sentido de corrigir-se qualquer variação volumétrica que possa ocorrer, principalmente no início do ensaio, o pistão de transferência de carga é mantido em contato com um defletômetro, de modo a permitir que a pressão de expansão seja medida a volume constante.

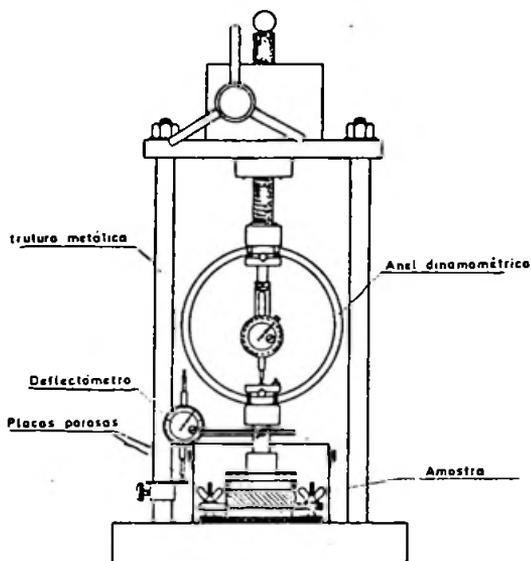


Fig.13 - Aparelho de Singh.

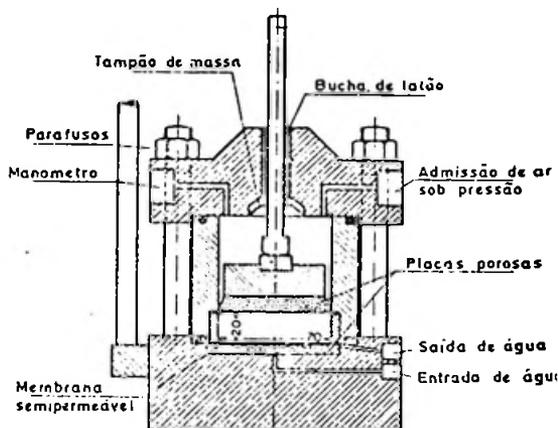


Fig.14 - Aparelho de Escario.

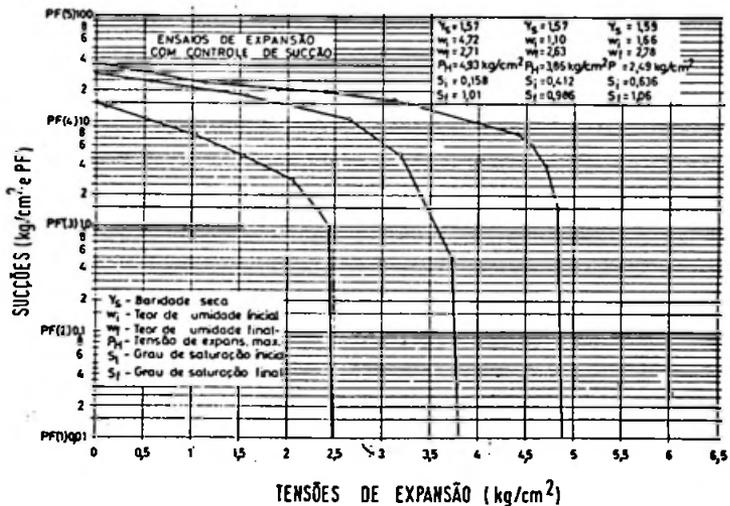


Fig.15 - Curvas sucção-tensão de expansão, segundo Escario (1969).

A força desenvolvida durante o ensaio é registrada dia-riamente até a estabilização.

O aparelho de Escario (1969) é destinado a medir tensões de expansão, sob controle da sucção, até valores da ordem de 100 kgf/cm^2 . Essa aparelhagem sofreu alguns melhoramentos, nos últimos anos, que foram apresentados por Escario e Saez (1973).

A amostra é confinada num anel e colocada em contato com uma membrana semi-permeável, de celofane, disposta sobre uma placa porosa, dentro de uma câmara de pressão muito robusta capaz de suportar tensões internas muito elevadas, provenientes da introdução de ar sob pressão (Fig.14). Na parte superior do corpo de prova existe uma placa porosa espessa, que fica em contato com um pistão transmissor de cargas por intermédio de uma haste rígida. O pistão, na parte exterior da câmara, é ligado a um anel dinamométrico e a um defletômetro.

Para submeter a amostra às diversas condições de sucção, faz-se variar a pressão de ar dentro da câmara.

O ensaio é realizado, a volume constante, até a estabilização da tensão desenvolvida, que é registrada em função da deformação do anel dinamométrico.

Para cada amostra podem medir-se as tensões de expansão correspondentes a uma série de valores de sucção e, finalmente, traçar-se as curvas de sucção-tensão de expansão (Fig. 15).

5. TÉCNICAS DE PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES

Em solos expansivos, para realizar um projeto de fundações racional, é por demais importante ter-se em atenção a interação solo-estrutura correspondente às condições que prevalecem no terreno.

Nesses solos, é necessário ter-se em conta os seguintes aspectos:

a) características geológico-geotécnicas do terreno de fundação;

b) mecanismo de variação volumétrica nas condições que prevalecem no terreno;

c) forças atuantes nos elementos da estrutura, que estão em contato com o solo;

d) tipo e comportamento estrutural da superestrutura, como um todo, e de cada elemento da estrutura, individualmente.

Para analisar-se as alternativas de um projeto de fundações, deve-se determinar inicialmente as condições geológico-geotécnicas do terreno. Nesse sentido, o terreno de fundação deve ser compartimentado em zonas ou camadas distintas e definir-se as características geológico-geotécnicas de cada uma delas, a partir de propriedades simples, tais como composição granulométrica e mineralógica, limites de consistência, variação do teor de umidade em profundidade, posição do lençol freático, fissuração das camadas e potencial de expansão. Em geral, são convenientes determinações do perfil de umidade, cobrindo um período nunca inferior a um ano, com um mínimo de três reconhecimentos em épocas diferentes, relacionando os resultados com dados de pluviometria e temperatura.

Esses dados, juntamente com a experiência regional dos técnicos, permitem normalmente obter-se uma idéia dos problemas geotécnicos, em geral complexos, que podem vir a surgir.

Em alguns casos, pode-se assegurar uma solução eficaz com o simples conhecimento da profundidade a que se encontra o material estável, que apresenta variações de volume praticamente desprezíveis.

Assim, quando os solos expansivos apresentam pequenas espessuras, a solução recomendável é o uso de fundações assentes em camadas estáveis, localizadas a profundidades relativamente pequenas.

As situações críticas surgem quando os solos potencialmente expansivos estendem-se até grandes profundidades, resultando necessário, em alguns casos, que as fundações sejam implantadas no material instável. Nesses casos, a fase preliminar de investigação do subsolo deve ser, então, complementada, a fim de caracterizar melhor a zona ativa do solo expansivo antes e depois da construção. Para isso, é necessário determinar-se os per

fis de sucção, que podem ser obtidos diretamente com o psicrometro de Aitchison et alii (1973) ou, indiretamente, através de ensaios de laboratórios em amostras indeformadas colhidas a várias profundidades. Com base nesses dados, pode-se, então, fazer um estudo das alternativas a utilizar e escolher o sistema de fundações mais apropriado e econômico, levando em conta o tipo e nível dos danos aceitáveis (custos de segurança) e as prováveis necessidades de reparações da construção (custos de manutenção).

A suscetibilidade à fissuração das construções depende do sobremodo do seu grau de rigidez.

As construções rígidas, por se deslocarem em conjunto, geralmente não apresentam fissuração, mas podem acusar distorções (Shraga et alii, 1973). Essas estruturas rígidas, comumente, são projetadas totalmente em concreto armado.

Nas construções flexíveis, projetadas com materiais e elementos apropriados, em que se prevê, por exemplo, a separação entre o pavimento e as paredes através de juntas, os movimentos normalmente não se traduzem em danos.

As construções de rigidez intermediária apresentam habitualmente graves problemas de fissuração, constituindo-se nas construções mais vulneráveis aos movimentos diferenciais do solo. Essas construções semi-rígidas são constituídas, geralmente, parte em concreto armado e parte em tijolos ou blocos.

Os sistemas de fundações correntemente utilizados podem ser agrupados em duas grandes categorias:

- a) fundações superficiais (sapatas, vigas e radier);
- b) fundações profundas (estacas e tubulões).

Nos solos expansivos, em princípio, os sistemas de fundações profundas, assentes a profundidade suficiente para ficar abaixo da zona de influência da expansão, são mais recomendáveis que as fundações superficiais.

As soluções mais freqüentes têm recaído sobre diversas variantes de estacas (Fig.16). Em geral, os sistemas mais usados correspondem aos seguintes tipos:

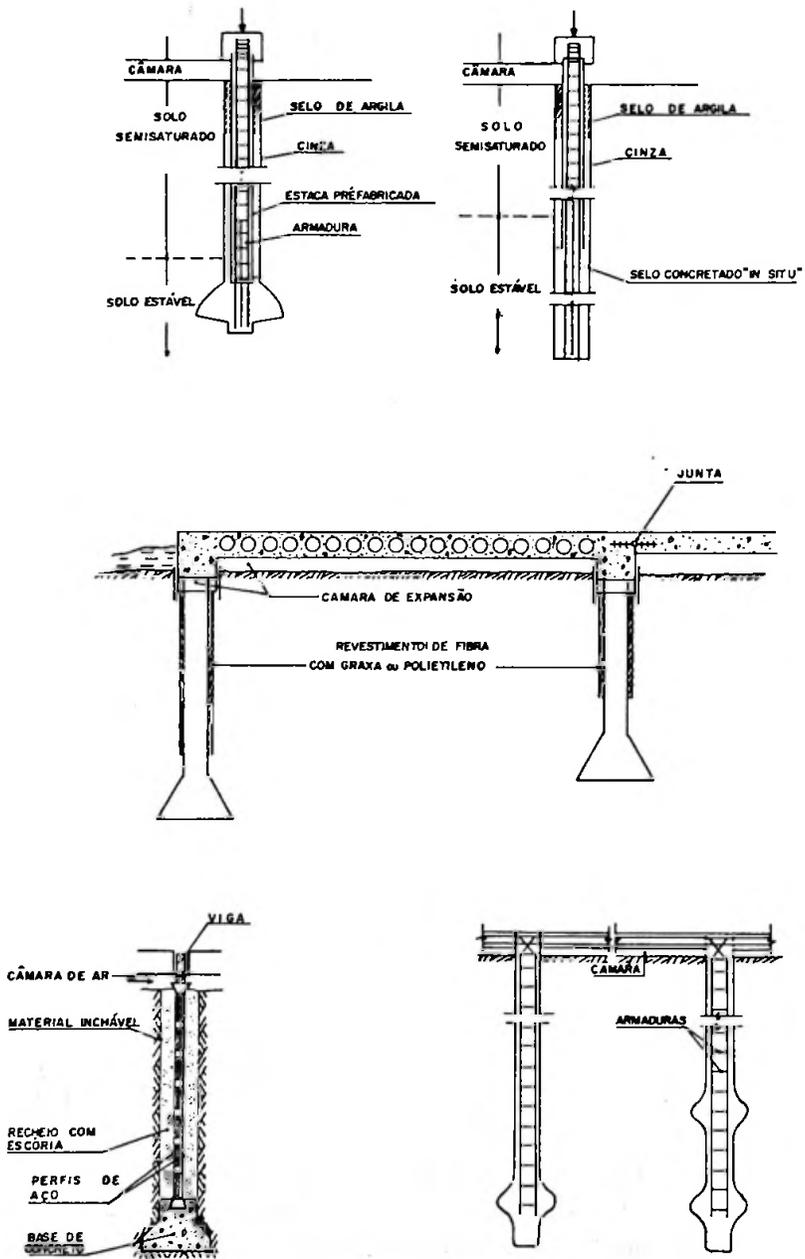


Fig.16 - Diversas soluções de estacas em solos expansivos.

- a) estacas com base alargada
- b) estacas com múltiplos bulbos de ancoragem
- c) estacas metálicas de pequeno diâmetro, com base de concreto.

O principal problema das estacas em argilas expansivas é eliminar ou resistir aos esforços de levantamento, provenientes do linchamento do solo, impedindo que sejam transmitidos à superestrutura. Isso é conseguido mediante camisas lubrificadas de papel betumado, recheio periférico de 10 a 15cm de cinza ou escória, ou armação de tração reforçada e ancoragem numa zona estável, capaz de suportar as solicitações provenientes da expansão da zona ativa atravessada.

A ancoragem da estaca poderá ser feita alargando a parte terminal da mesma, em forma de cone, ou por meio de bulbos múltiplos, permitindo um aumento do atrito abaixo da zona ativa (Fig.16).

Devido a que nem sempre existem meios para se fazer o alargamento, alguns construtores preferem substituí-lo por um prolongamento do comprimento da estaca.

Os vazios periféricos junto as estacas devem ser fechados superiormente com argila ou outro material impermeável, para evitar a infiltração de água.

Entre as cabeças das estacas e o terreno, bem como entre o primeiro pavimento e o terreno, deve-se deixar um espaço vazio, chamado câmara de expansão, de aproximadamente 15 a 30 cm, para evitar empuxos verticais por inchamento.

É conveniente lembrar que uma estacaria convencional, por si só, não constitui uma garantia de êxito em argilas expansivas, requerendo para o seu emprego um cuidadoso estudo prévio.

Com base em resultados experimentais, vários autores (Collins, 1953; Sorochan e Karasev, 1971; Komornic et alii, 1973) têm apresentado soluções para o cálculo de estacas em solos expansivos. Os métodos de cálculo de estacas baseiam-se, particularmente, em dois estados-limite (máxima carga por estaca e forças máximas atuantes na estaca devido a variações volumétricas do terreno) e têm em conta os seguintes fatores:

a) quando o solo expande, a carga a suportar pela estaca é influenciada pelas dimensões da mesma;

b) ao longo da estaca formam-se duas zonas com tensões tangenciais, que atuam em sentidos opostos e correspondem à zona na ativa e à zona de ancoragem;

c) a expansão do solo tende a originar o levantamento da estaca, o qual dependerá essencialmente do seu comprimento, da carga de trabalho e da adesão;

d) as forças tangenciais de tração que atuam na estaca aumentam durante o inchamento do solo até um valor máximo e, em seguida, diminuem até um valor constante, embora o solo possa continuar a expandir;

e) as tensões de ruptura variam ao longo do comprimento da estaca, termos de uma distribuição parabólica, atingindo valores máximos de 0,3 a 0,5 do comprimento da estaca, contados a partir da extremidade mais grossa.

Em certos casos, sobretudo nas pequenas construções, por razões econômicas, torna-se inevitável assentar-se as fundações a pequena profundidade, ficando sujeitas a receber a ação direta dos movimentos diferenciais que, então originarão tensões adicionais e novos momentos nos elementos estruturais. Contudo, se a instabilidade volumétrica e as tensões de expansão forem bem calculadas e a interação solo-estrutura fortida em conta, pode-se acondicionar a estrutura para resistir esses movimentos diferenciais, embora seja uma técnica relativamente dispendiosa.

As soluções mais recomendadas para resistir movimentos diferenciais podem resumir-se àquelas apresentados na Tabela II.

É importante dividir as estruturas por juntas, para evitar fortes momentos de flexão.

Quando as paredes são de tijolos ou blocos, a rigidez da construção se consegue com pilares e vigas de concreto, colocando-se inclusive marcos rígidos de concreto em torno dos vãos das portas e janelas (Rosenhaupt e Mueller, 1963).

Deve-se procurar que todas as sapatas transmitam a

mesma pressão ao terreno e, também, colocar vigamentos adequados nos extremos de edifícios leves, porque é ali que os esforços costumam apresentar valores mais elevados.

Tabela II - Soluções recomendadas em solos expansivos

L/H=1-1/4 L/H=2-1/2		Tipo de construção	Solução recomendada
Recalque ou Inchamento total (cm)			
0 - 0,5	0 - 1	Normal	
0,5 - 1,0	1 - 5	Rígida	. Sapatas pequenas e profundas
1,0 - 5,0	5 - 10	Flexível	. Radier e soleiras monolíticas com o edifício . Juntas verticais em paredes . Juntas entre unidades estruturais . Radier e soleiras armadas a flexão ou articuladas . Estruturas metálicas reticuladas
> 5,0	> 10	Independente	. Estacas de pequeno diâmetro . Blocos de coroamento separados do terreno . Soleiras suspensas . Apoio em três pontos

Quando se usam soleiras armadas sobre uma câmara de expansão, deve-se colocar uma barreira de umidade sobre o terreno, pois em caso contrário a câmara favorece a dessecação do terreno, o que se traduz em recalques para o edifício.

Para proteger a parte inferior das vigas de fundação contra os empuxos laterais, provenientes dos perigosos movimentos horizontais, o processo que parece ser mais prático para estruturas importantes é aquele esquematizado na Fig.17.

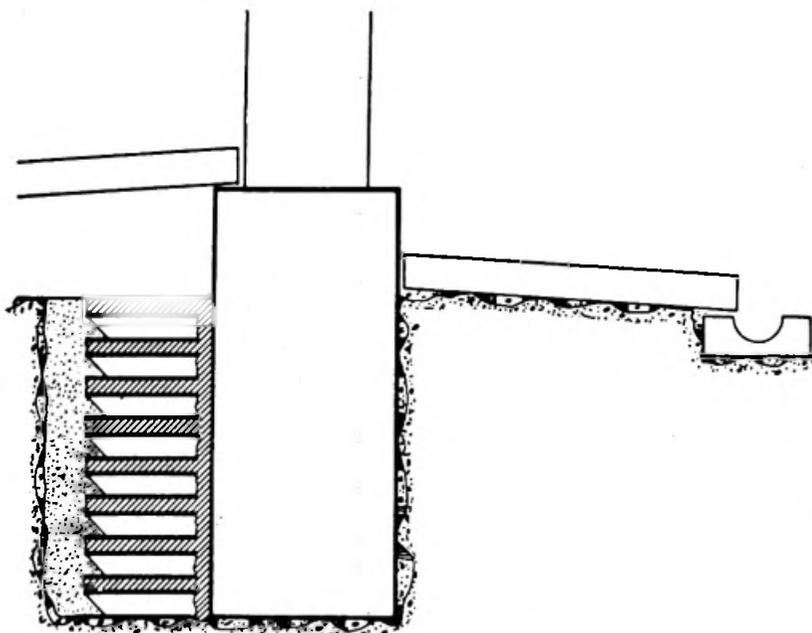


Fig.17 - Tratamento fundação para combater movimentos horizontais..

Têm-se empregado também outros processos, como por exemplo o dos recheios compressíveis (cinzas etc.).

Além da profundidade de implantação das fundações, as condições construtivas têm grande importância para os projetos em solos dessa natureza.

Nos solos expansivos, a rapidez de construção é fundamental porque, além de permitir, logo obter-se cargas que se oponham à expansão, não facilita a ocorrência de variações de umidade e fissuração durante a abertura das cavas, o que conduziria a graves problemas de fundação.

Convém lembrar que os solos expansivos são extremamente erodíveis.

Os maiores danos por demora na execução das fundações costumam ocorrer quando as fundações são feitas no final da estação seca ou durante as épocas de chuva, devido à inundação das escavações.

Os processos de estabilização mais utilizados em projetos de fundações para argilas expansivas podem ser resumidos nos seguintes:

a) melhoria do terreno através de substituição do solo, estabilização por mistura, injeção de produtos químicos ou eletrosmose;

b) manutenção de condições estáveis de umidade através de pré-umidificação, de impermeabilização superficial até consideráveis distâncias da construção, ou de execução de barreiras ou membranas perimetrais, de modo a evitar a penetração de água e a migração de umidade;

c) monolitismo da construção, por meio de estruturas rígidas ou de radier rígido.

d) fundações profundas em estacas ou tubulões;

e) controle ou prevenção de expansões por intermédio de fundações com cargas elevadas, de câmaras de expansão e de soleiras com vigamento armado.

A melhoria do terreno tem sido utilizado em obras de grande extensão e, em menor escala, para fundações de edifícios

os. A substituição de uma camada superficial de 0,5 a 1,5 m de espessura por material não expansivo e um tanto impermeável costuma proporcionar uma manutenção de umidade muito favorável.

Para a proteção de edifícios já construídos tem-se empregado o processo de injeções de cal, visando provocar-se trocas iônicas no solo. Já se fizeram injeções de cal atingindo até 4m de profundidade, usando pressões de 3 a 14gf/cm² e afastamento entre furos de injeção da ordem de 1 a 2m (Ingles e Neil, 1970).

Em relação ao processo de imersão ou inundação, convem advertir que produz uma redução apreciável da resistência do terreno e, portanto, pode causar recalques inadmissíveis ao aplicar as cargas. Essa é a razão pela qual essa técnica costuma ter seu uso limitado a estruturas leves.

Uma técnica cada vez mais utilizada tem sido a das barreiras ou membranas periféricas, para cortar fluxos horizontais de umidade, impedir a penetração de raízes etc. As barreiras mais eficazes são as permeáveis, visto que nas impermeáveis, por vezes, a água acaba por contornar as membranas. Essas barreiras têm sido usadas, inclusive, na recuperação de fundações que já sofreram expansões e fissuração.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tecnicamente, o tratamento das argilas expansivas constituiu-se num problema complexo que merece uma atenção especial, mesmo que seja apenas pelos graves prejuízos econômicos que resultam de uma previsão insuficiente.

É necessário ter-se presente que os terrenos expansivos requerem um estudo prévio à realização do projeto, não sendo válidas, em geral, as soluções convencionais.

Finalmente, deve-se admitir que, em qualquer caso, o custo do referido estudo sempre será inferior ao das eventuais reparações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AITCHISON, G. D. Problems of soil mechanics and construction on structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow, 1973. *General Report...* Moscow, 1973.
- AITCHISON, G. D. & MARTIN, R. A membrana oedometer for complex stress-paths studies in expansive clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE CLAYS, 3, Haifa, 1973. *Guest Lecture* ... Haifa, 1973.
- AITCHISON, G. D. et alii. *The quantitative description of stress deformation behaviour of expansive soils*. Victoria, Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization-Division of Applied Geomechanics, 1973.
- CROTHERS, H. P. Engineered foundations in expansive clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE CLAY SOILS, 1, Texas, 1965.
- COLLINS, L. E. Preliminary theory for design of underreamed piles. In: SYMPOSIUM ON EXPANSIVE CLAYS, Johannesburg, 1973. *Transactions...* Johannesburg, South African Institution of Civil Engineering, 1973. v.3.
- ESCARIO, V. & SAEZ, J. Measurement of properties of swelling and collapsing soils under controlled suction. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, 3, Haifa, 1973. *Guest Lecture...* Haifa, 1973.
- GUPTA, S. N. et alii. Physico-chemical properties of expansive clays in relation to their engineer behavior. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, 3, Haifa, 1973. *Guest Lecture...* Haifa, 1973.
- JENNING, J. E. An improved method for predicting heave using the oedometer test. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, 3, Haifa, 1973. *Guest Lecture...* Haifa, 1973.
- JENNING, J. E. & KNIGHT, K. The prediction of total heave from the double oedometer test. In: SYMPOSIUM ON EXPANSIVE CLAY, Johannesburg. *Transactions...* Johannesburg, South African Institution of Civil Engineering, 1957. v.7
- JONES JR., D. E. & HOLTZ, W. G. Expansive soils; the hidden disaster. *Civil Engineering*, New York, ASCE, 43 (8):49-51, aug. 1973.
- KOMORNIK, A. et alii. Effect of swelling elan on piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow. *General Report...* Moscow, 1973.
- LYTTON, R. L. & WOODUB URN, J. A. Design and performance of mat foundation on expansive clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE CLAYS, 3, Haifa, 1973. *Guest Lecture...* Haifa, 1973.
- MONTTEIRO, R. Aspectos práticos da construção rodoviária em solo tipo massapê. *Construção*, Rio de Janeiro, 4 (39): 33-39, jul., 1960.
- RAYMUNDO, C. *Os massapês do recôncavo baiano*; algumas considera-

- ções sobre seu comportamento geotécnico. Rio de Janeiro, Universidade Federal do Rio de Janeiro-Instituto de Geociências, 1971. (Monografia de mestrado).
- RIBEIRO, H. B. & BECKER, H. Estudos sobre expansão do massapê. *Construção*, Rio de Janeiro, 4 (45): 31-53, jan., 1961.
- ROSENHAUPT & MUELLER, G. Openings in masonry walls on settling supports. *Journal of the Structural Division New York, ASCE*, 89 (3), jun., 1963.
- SALAS, F.A. & SERRATOSA, J. M. Foundation on swelling clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, London, 1957. v.1.
- SHRAGA, S. et alii. Review of foundation practice for a Kibbutz dwelling in expansive clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, e, Haifa, 1973. *Guest Lecture...* Haifa, 1973.
- SILVA, J. A. Horta da. Solos expansivos: comportamento, identificação, quantificação da instabilidade volumétrica e projetos de fundações. *Geotecnia*, Lisboa (13):29-63, jun./jul., 1975 - (14):5-18, out./nov., 1975.
- SIMÕES, P.R.M. *Propriedades expansivas dos massapês compactados*. Rio de Janeiro, Pontifícia Universidade Católica, 1977. (Tese de Mestrado).
- SINGH, A. *Soil engineering in theory and practice*. London, Asia Publishing House, 1967.
- SOBRAL, H. S. *Contribuição ao estudo do massapê como selos para construção*. Salvador, Fundação Gonçalo Moniz, 1956. 108 p. ilustr. (Tese para cátedra de Materiais de Construção).
- SOBRAL, H. S. & MENEZES, M. S. *Influência da umidade no comportamento dos massapês*. Salvador, Universidade Federal da Bahia - IPTUB, 1962.
- SOROCHAN, E. A. & KARASEV, D. V. *Designing of pile foundation in swelling soils*, Kiev, Industrial Construction and Engineering Structures, 1971.
- VAN DER MERWE, D. H. The prediction of heave from the plasticity index and the percentage clay fraction. *THE CIVIL ENGINEERING IN SOUTH AFRICAN*, 1964. v.6.

RESUMO

Comenta-se o comportamento dos solos expansivos, apresentam-se alguns métodos considerados de utilidade para identificar e quantificar a instabilidade volumétrica e analisam-se as técnicas atuais de projeto e execução de fundações nesses solos.

SUMMARY

The behaviour of expansive soils is discussed, some methods considered useful for identification and quantification of the volumetric variations are described and the present methods of design and construction of foundations on these soils are also discussed.