

MILTON VARGAS

**RESISTÊNCIA
E COMPRESSIBILIDADE
DE ARGILAS RESIDUAIS**

S. PAULO - 1951

Ft-379

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

1000-10000

*Tese apresentada à Congregação da
Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo para concurso à
Cadeira de Mecânica dos Solos e
e Fundações.*

PUBLICAÇÕES DO AUTOR

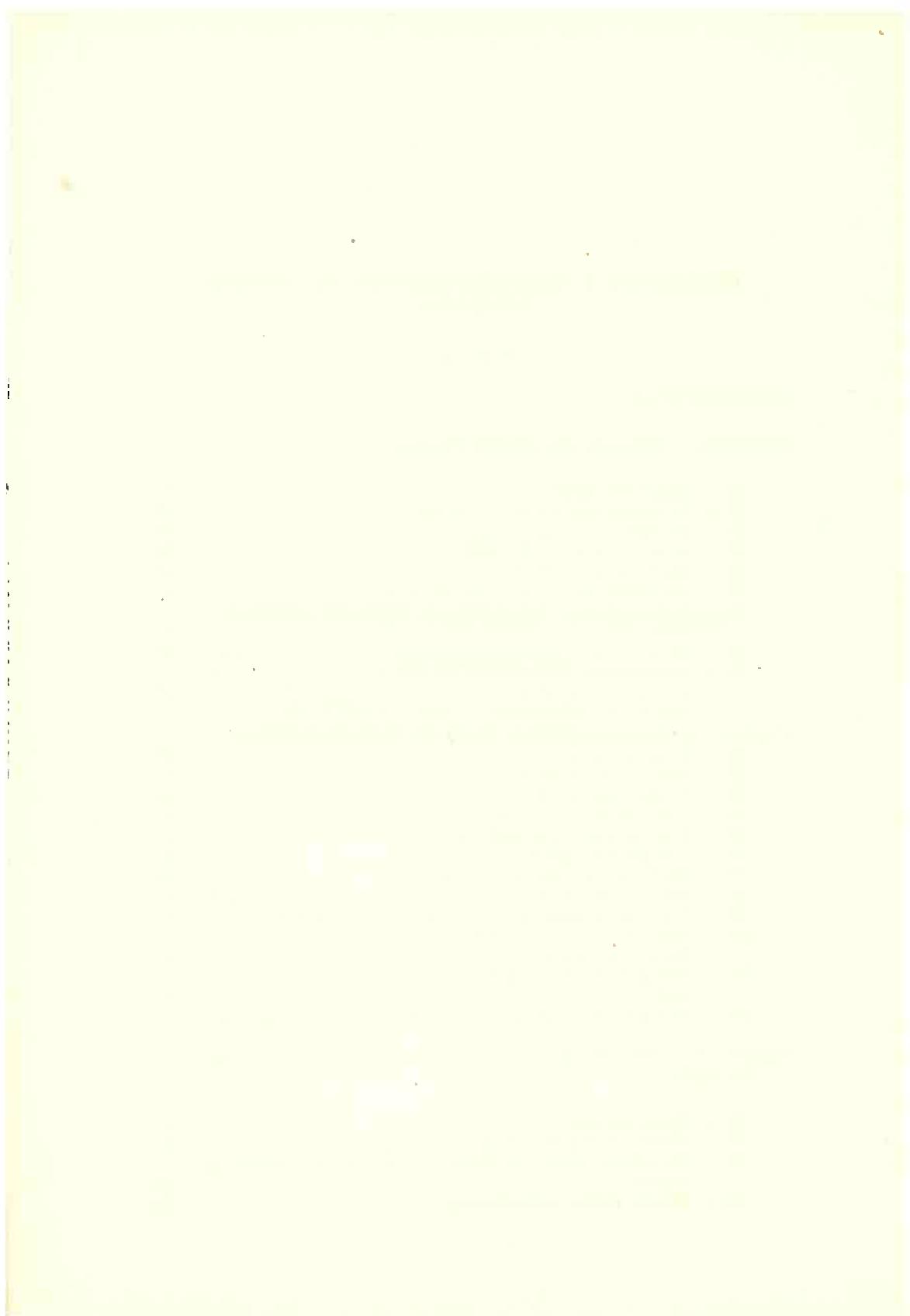
- 1) — **Válvulas Térmo-iónicas e Medidas Elétricas**
Revista Politécnica; janeiro-abril 1938 — São Paulo
- 2) — **Princípios de Mecânica dos Solos — IV — Recalque e Adensamento da Argila — Karl Terzaghi** — (tradução)
Revista Politécnica; julho-setembro 1940 — São Paulo
- 3) — **Princípios de Mecânica dos Solos — V — Diferenças Físicas entre Areias e Argilas — Karl Terzaghi** — (tradução)
Revista Politécnica; janeiro-fevereiro 1941 — São Paulo
- 4) — **Princípios de Mecânica dos Solos — VI — Comportamento Elástico da Areia e da Argila — Karl Terzaghi** — (tradução)
Revista Politécnica; março-abril 1941 — São Paulo
- 5) — **Princípios de Mecânica dos Solos — VII — O atrito das areias e das argilas — Karl Terzaghi** — (tradução)
Revista Politécnica; maio-dezembro 1941 — São Paulo
- 6) — **Princípios de Mecânica dos Solos — VIII — Problemas e desenvolvimento — Karl Terzaghi** — (tradução)
Revista Politécnica; janeiro-abril 1942 — São Paulo
- 7) — **Nota sobre a prospecção geofísica pelo método das resistividades**
Boletim do D.E.R. — abril 1941 — São Paulo
- 8) — **Algumas das aplicações práticas das medidas de resistividades aos problemas rodoviários — Karl S. Kurtenacker** — (tradução)
Boletim do D.E.R. — julho 1941 — São Paulo
- 9) — **Sobre a aplicação da geofísica à exploração do subsolo**
Boletim do D.E.R. — outubro 1941 — São Paulo
- 10) — **A Capacidade de Carga das Fundações Diretas**
Boletim do D.E.R. — outubro 1942 — São Paulo
- 11) — **A Escólia das Cargas Admissíveis para Fundação de Edifícios**
Acropole — 1943 — São Paulo
- 12) — **A exploração do subsolo para fins de estudos de fundações**
Revista Politécnica — outubro 1945 — São Paulo
- 13) — **Nota para o Estudo Regional do Solo do Centro da Cidade de São Paulo (Em colaboração com o Eng. Glauco Bernardo)**
Revista Politécnica; outubro 1945 — São Paulo
- 14) — **Aplicação da Geologia e da Mecânica dos Solos à Construção de Estradas de Ferro — Série de 9 palestras feitas na Associação**

- dos Engenheiros de Campinas e mimeografadas pela Cia. Mo-
giana de Estradas de Ferro — 1947.
- 15) — **Building Settlement observations in São Paulo**
Proceedings of the 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. En-
gineering — June 1948 — Rotterdam.
 - 16) — **Discussion on Classification and Identification of Soils by A. Casagrande** — Transactions Am. S. Civil Engineers — 1948 —
N. York.
 - 17) — **Teoria dos Drenos Verticais de Areia**
Revista Politécnica — junho 1949 — São Paulo
 - 18) — **O II Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenha-
ria de Fundações** (Em colaboração com o Eng. Lauro Rios)
Revista Politécnica — fevereiro de 1950 — São Paulo
 - 19) — **Observação de Recalques de Edifícios de São Paulo**
Revista Politécnica — fevereiro de 1950 — São Paulo
 - 20) — **O sentido da Mecânica dos Solos**
Revista Politécnica — julho de 1950 — São Paulo
 - 21) — **Pavimentos Flexíveis de Aeroportos. Método Californiano de
Dimensionamento.**
Revista Politécnica — julho de 1950
 - 22) — **A Fundação por estacas do Novo Edifício John Hancock em Bos-
ton por A. Casagrande** — (tradução)
Revista Politécnica — julho 1950
 - 23) — **O Viaduto Nove de Julho na Cidade de São Paulo — Brasil** (Em
colaboração com T. V. Langendock, Horacio Maracá, N. Neu-
mann, T. Stuchi e W. Cristoph) — Memória apresentada ao I
Congresso Pan-americano de Engenharia.
Revista Politécnica — setembro-outubro 1950 — São Paulo
 - 24) — **Uma classificação de Solos para fins Rodoviários**
Boletim do D.E.R. — janeiro-março, 1951
 - 25) — **Fundação sobre Atérro Compactado**
Revista R.A.E. — junho 1951
 - 26) — **A Carga de Pré-adensamento das Argilas de São Paulo**
Anais da A.B.M.S. — dezembro 1951
 - 27) — **Mecânica dos Solos e Fundações** — Capítulos do IV Volume do
Manual do Engenheiro Globo (em colaboração com o Eng. A.
D. Ferraz Napoles Neto) (NO PRELO)
-

Ao

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS
DE SÃO PAULO

*como agradecimento pela possibilidade
que me proporcionou de escrever esta tese*



RESISTÊNCIA E COMPRESSIBILIDADE DE ARGILAS RESIDUAIS

Í N D I C E

APRESENTAÇÃO

Introdução — Natureza das Argilas Residuais

1) — Conceitos gerais	15
2) — A gênese das argilas residuais	16
3) — Os Minerais argílicos	20
4) — A evolução dos solos residuais	25
5) — Consistência e Plasticidade das argilas residuais	26
6) — Estrutura dos solos residuais argilosos	31
7) — Capilaridade e fenômenos correlatos nas argilas residuais	32
8) — Resistência à compressão simples das argilas residuais	35
9) — Adensamento e pressão de pré-adensamento virtual das argilas residuais	40

Capítulo I — Compressibilidade de corpos de prova cilíndricos

1) — Relações gerais entre tensões e deformações	47
2) — Ação da água intersticial	48
3) — O adensamento dos corpos de prova cilíndricos	50
4) — Compressão axial lenta	52
5) — Compressão rápida pré-adensada	53
6) — Compressão rápida	55
7) — Efeito de um pré-adensamento	56
8) — Compressão axial de um corpo de prova pré-adensado	57
9) — Pressões neutras nos corpos de prova cilíndricos	59
10) — Deformações volumétricas dos corpos de prova em função do tempo	63
11) — Compressão de corpos de prova cilíndricos não saturados	64
12) — Compressibilidade dos corpos de prova quase saturados	65

Capítulo II — Resistência a compressão de corpos de prova cilíndricos de argila

1) — Generalidades	69
2) — Planos de ruptura e sua inclinação	71
3) — Correlação entre resistência a compressão e índice de vazios	73
4) — Ensaio rápido pré-adensado	74

5) — Valor da pressão neutra que aparece no ensaio rápido pré-adensado em corpos de prova saturados	74
6) — Correlação entre φ_a e φ_s	76
7) — Ensaios rápidos sobre corpos de prova saturados	77
8) — Ensaios de compressão simples	79
9) — Corpos de prova não saturados	80

Capítulo III — Resultados Experimentais

1) — As amostras	85
2) — Os ensaios e a aparelhagem	87
3) — Os resultados dos ensaios	89
4) — Resistência ao cisalhamento dos corpos de prova saturados	93
5) — Resistência ao cisalhamento dos corpos de prova não saturados	105

Capítulo IV — Terrenos residuais argilosos

1) — Terrenos de alteração de gneiss	109
2) — Terrenos residuais argilosos de gneiss	117
3) — Compressibilidade dos terrenos argilosos de gneiss	117
4) — Pressão de pré-adensamento virtual nos terrenos residuais argilosos de gneiss	121
5) — Resistência ao cisalhamento dos terrenos argilosos residuais de gneiss	123
6) — Terrenos de alteração de diabase	128
7) — Compressibilidade e resistência das argilas residuais de diabase	128
8) — Terrenos de evolução de camadas argilosas antigas ...	139

Conclusões

A P R E S E N T A Ç A O

Até há bem pouco tempo, a Mecânica dos Solos vinha se desenvolvendo pelo esforço de raros pesquisadores, em alguns poucos centros de pesquisa: no início, Terzaghi, isoladamente, no "Robert College", de Estambul; depois, com os seus primeiros discípulos, no "Massachusetts Institute of Technology" e na "Technische Hochschule" de Viena. Em cada um desses lugares, tiveram êsses pioneiros de se ater ao estudo do solo dominante na região. Dessa forma, passaram à história da novel ciência as "Argilas do Bósforo", a "Boston Blue Clay", a "Wiener Tegel". Juntaram-se-lhes depois as argilas laurencianas do Canadá, as do Delta do Nilo e as da Cidade do México; finalmente, entraram no cenário dos estudos as argilas americanas de Massena, de Detroit e de Chicago e as inglesas de Londres, de Gosport e de Fen. Assim foi a Mecânica dos Solos se enriquecendo com o conhecimento de muitas argilas, cada qual com suas propriedades, e suas teorias tornaram-se cada vez mais amplas.

Quanto às areias, estiveram relegadas a pesquisas menores, como materiais de propriedades simples e de estudo desinteressante. A observação dos fenômenos correlacionados com as areias movediças e seu estado despertaram, porém, o interesse dos pesquisadores para as areias americanas de Franklin Falls, de Fort Peck e de Keystone, às quais se juntaram as areias berlinenses e os "sables boulants" da França.

A Mecânica dos Solos restringiu-se, assim, de um lado, ao estudo dos solos tipicamente argilosos e, de outro, ao dos nitidamente arenosos.

Existe, porém, uma larga graduação de materiais intermediários, dos quais os principais são os solos residuais, formados pela decomposição, no próprio local, de rochas pré-existentes. Não sofrendo a seleção granulométrica do transporte por água ou pelo vento, êsses solos são constituídos de misturas de areia e argila; suas testuras são variadas e heterogêneas.

Nem na Europa, nem nos Estados Unidos ocorrem camadas extensas e consideráveis desse material residual: daí o fato da quase ausência de seu estudo na literatura técnica. A não ser as notícias sobre os escorregamentos verificados na Estrada de Ferro San José-Porto Limon, em Costa Rica, estudados por Terzaghi, quase mais nada se sabe a respeito.

Provavelmente a única zona densamente povoada e industrializada do mundo, assente em solo residual, é a do centro-sul do Brasil. Construiram-se nela, nos últimos vinte anos, edifícios, estradas, barragens e outras grandes obras; no Rio de Janeiro, em São Paulo, Belo Horizonte e Curitiba são comuns os problemas de fundação sobre gneiss ou granito alterados. Para se construir a Usina de Volta Redonda, foi necessário resolver problemas de fundação de pesadas edificações sobre solo dessa natureza. Muitas são as barragens de terra projetadas, em construção ou já construídas com argila residual. Na construção das estradas de ferro e de rodagem que ligam, através da Serra do Mar, o litoral ao interior, foram enfrentados difíceis problemas de escorregamentos desse solo; finalmente, o desabamento no Monte Serrat, em Santos, e um escorregamento na Via Anchieta, tornaram o problema da estabilidade dos taludes, em solos residuais, universalmente conhecido.

“Estudar e descobrir as intrincadas propriedades dos solos residuais é a tarefa dos engenheiros brasileiros”, disse Tarzaghi no Congresso de Rotterdam. E o problema é ainda mais brasileiro porque, da sua solução, depende grandemente o desenvolvimento material do País.

Foram estas as razões que nos levaram a escolher as argilas residuais como tema desta tese que apresentamos à Congregação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para concurso à Cadeira de Mecânica dos Solos e Fundações.

O estudo das argilas desse grupo está em seu inicio. Não pretendemos aqui esclarecer todo o problema dos solos de alteração; simplesmente concentrarons nossa atenção nos pontos que nos parecem básicos, procurando, assim, contribuir para a futura solução do problema, em sua complexidade. Resolvemos, pois, dentre os vários solos residuais, escolher as argilas, estudo-lhes a resistência e a compressibilidade, em corpos de prova cilíndricos de solo indeformado: — esse é o nosso campo de pesquisa. Com esta, pretendemos simplesmente vencer uma primeira etapa do grande problema, que foge a uma solução puramente individual, devendo constituir o motivo principal de investigação de todos os que, no Brasil, se dedicam a problemas de Mecânica dos Solos.

Para estabelecer uma conexão do nosso estudo, com as ciências básicas da Mecânica dos Solos, escrevemos uma Introdução na qual pretendemos ter fixado os conceitos gerais, hipóteses e pontos de contacto entre o assunto exposto e os conceitos fundamentais da Geologia e da Física dos Solos. Nessa Introdução ficou ressalvado que certos conceitos utilizados, como o de “argila”, de “resistência ao cisalhamento de solos”, de “coesão”, tomam significados particulares, que interessam à

Mecânica dos Solos, diferindo de certa forma, dos utilizados nas ciências puras.

Julgamos que essa transposição de conceitos é perfeitamente justificada, desde que se admita que a passagem das ciências puras para as aplicadas se faz, principalmente, pela transformação das noções abstratas, que dominam aquelas, nos conceitos concretos destas últimas.

Para fundamentar o estudo, foi necessário desenvolver uma teoria matemática da compressibilidade e resistência de cilindros de argilas carregados axialmente, sob a ação de uma pressão distribuída na sua superfície lateral. Tal teoria, exposta nos Capítulos I e II, foi construída a partir de hipóteses, já aceitas em Mecânica dos Solos, sobre a inter-relação da compressibilidade da estrutura do solo argiloso e o aparecimento de tensões neutras na água intersticial.

Procurando encontrar confirmação para a teoria exposta, escolhemos dois terrenos típicos de argila residual, de onde foram extraídas grandes amostras indeformadas. Em ensaios exaustivos desses materiais, objetivavmos verificar o comportamento de corpos de prova cilíndricos quando sujeitos a compressões triaxiais sob várias condições. Acreditamos ter conseguido confirmação integral dos nossos conceitos.

Uma vez verificada a concordância da parte teórica com a experimental, procuramos, no último capítulo, aplicar as nossas conclusões à análise dos resultados de investigações sobre vários tipos de terrenos residuais brasileiros. Essas investigações (executadas, sob nossa orientação, na Secção de Solos e Fundações do I.P.T.) foram feitas preliminarmente para solucionar problemas práticos de engenharia; puderam, então, êsses resultados, ser interpretados de novo a partir de uma teoria geral.

Esperamos que, sob a luz das conclusões desta tese, a compreensão das propriedades das argilas residuais se tenha tornado mais clara e que tenhamos, desta maneira, contribuído para o desenvolvimento da Mecânica dos Solos.

INTRODUÇÃO

A NATUREZA DAS ARGILAS RESIDUAIS

1) *Conceitos gerais.*

A parte sólida da crosta terrestre é, frequentemente, recoberta por uma manta de material pseudo sólido que, em Geologia, é conhecida pelo nome de «regolito». Sob essa denominação se compreendem os resíduos de decomposição das rochas, os depósitos aluviais, eluviais, eólicos e glaciais e os produtos de evolução de todos êsses materiais.

Embora o termo «solo», em sua origem latina, signifique simplesmente a superfície do chão e, em agricultura, designe a camada suporte das raízes das plantas, vem ele tomado últimamente, na Engenharia, um significado mais amplo. Desenvolveu-se, na técnica, a tendência de aplicar-se o termo «solo» à tóda a manta regolítica acima referida.

Desta forma, embora para o geólogo todos os materiais da crosta terrestre sejam rochas, para o engenheiro, são êles divididos em dois grupos essenciais: os solos e as rochas. Nos primeiros estão compreendidos os que o geólogo classifica de «regolito» e, no segundo, todas as demais rochas. E' óbvio que a distinção não encontra defesa do ponto de vista estritamente científico; é suportada, porém, por uma necessidade prática, que suplanta qualquer argumentação teórica.

A origem do regolito está na decomposição das rochas e na sedimentação dos produtos dessa decomposição. Por decomposição das rochas compreendemos o efeito de várias causas combinadas que cooperam na desintegração e destruição, não só dos maciços rochosos, como também dos elementos mineralógicos que os constituem. A decomposição das rochas seria processada por uma desintegração, pelos efeitos físicos das intempéries, e uma alteração, designando o termo o efeito de vários processos e transformações físico-químicas sofridas pelos elementos constituintes da rocha. Utilizaremos o termo evolução para designar o efeito dos processos físico-químicos que se dão num solo, produzindo o seu amadurecimento ou a sua transformação de um tipo em outro.

Assim o termo solo, no sentido em que está empregado no presente trabalho, significa o material do regolito, constituído por grãos fragmentários de rochas e minerais em vários estágios de alteração, contendo ou não, em mistura, matéria orgânica sob várias formas. A camada de solo é formada ou, por decomposição da rocha viva no próprio local, ou por transporte e sedimentação dos produtos de decomposição dessas rochas vivas, ou, ainda, por evolução de qualquer dos tipos anteriores.

Teríamos assim três grupos de solos, classificados segundo suas origens: os originários da decomposição «in situ» das rochas; os transportados, ou sedimentares; e os provenientes da evolução de tipos anteriores. No presente trabalho, a expressão «solo residual» é empregada no sentido de incluir o primeiro e o terceiro dos grupos acima designados. Igualmente, a expressão «solo de decomposição de rocha», ou simplesmente «decomposição de rocha», designa um solo do primeiro grupo.

Na decomposição da rocha está ausente o efeito de carreamento do material decomposto; entretanto, em certos tipos de decomposição, os produtos resultantes vão-se acumulando em «talus» ou cones de acumulação ou de dejeção, à medida que as superfícies da rocha viva são novamente expostas para continuar o processo. De qualquer forma, há solos de decomposição em que, durante todo o processo, pelo menos alguns dos constituintes mineralógicos da rocha original mantém-se sempre na mesma posição relativa; doutro lado, há solos de decomposição em que a estrutura original da rocha é destruída por queda ou deformação pronunciada. No primeiro grupo estão os solos de decomposição que ainda mostram a estrutura original, com veios e orientação das partículas peculiares à rocha sá de origem; a êsses solos chamaremos «solos de alteração»; aos outros, que perderam a estrutura original, chamaremos «solos de escorregamento».

Um solo residual é formado por grãos minerais de vários tamanhos. É usual dividirem-se êsses grãos em quatro frações, que tomam os nomes de pedregulho, areia, silte e argila. Para separar essas quatro frações constituintes, adotamos a classificação do M.I.T.

Um solo residual pode, para fins de Mecânica dos Solos, ser designado simplesmente por pedregulho, areia ou silte, se a maioria dos seus grãos é constituído, respectivamente, pelas frações pedregulho, areia ou silte. Já no caso de uma argila residual não se pode dizer o mesmo, porque muitos solos residuais apresentam comportamento nitidamente argiloso, embora sua «fração argila» seja simplesmente uma pequena parcela do total de seus grãos. Por isso, uma argila é aqui definida como aquele solo que apresenta marcadas propriedades de consistência e plasticidade. Essas propriedades podem ser medidas pela resistência à compressão de um torrão seco do solo. Na prática poder-se-ia dizer que: uma argila é aquele solo que, cortado e seco ao sol, forma torrões facilmente quebráveis pela pressão dos dedos. Observe-se que, nesse conceito, não se faz apêlo algum ao tamanho dos grãos constituintes da argila.

2) *A gênese das argilas residuais*

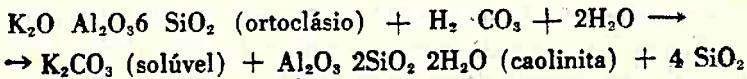
Como foi dito, a origem das argilas residuais está na decomposição das rochas por agentes físicos (ou mecânicos) e químicos. Os primeiros, principalmente as variações de temperatura, fragmentam a rocha, tornando-a mais suscetível aos ataques químicos; êstes agem

pela hidratação e hidrólise, pela oxidação e redução, pela carbonatação e solução, isolada ou simultaneamente.

De acordo com Rankama e Sahama⁽¹⁾, a alteração das rochas é precipuamente causada pela ação da água de chuva, da superficial e da subterrânea, e dos materiais sólidos e gasosos nelas dissolvidos. As substâncias dissolvidas na água podem provir da atmosfera (oxigênio, gás carbônico, nitratos e cloretos), dos próprios produtos de alteração (gás carbônico e carbonatos, ácido sulfúrico e sulfatos, cloretos), dos produtos da putrefação de organismos (ácido nítrico, nitratos, amônia, gás carbônico e complexos úmidos) e, finalmente, podem provir, ainda, de emanações vulcânicas ou post-vulcânicas.

Ainda citando os mesmos autores, diremos que o papel do gás carbônico na alteração é muito importante. A atividade das águas carbonatadas no ataque aos silicatos já foi provada experimentalmente. Na obra citada está dito que os trabalhos de Goldich, em 1938, levavam a crer que o papel do gás carbônico consistia principalmente na diminuição da alcalinidade da água, durante a hidrólise, e não numa ação química direta. Sustentava-se assim que a hidrólise era o processo mais importante na alteração das rochas. Entretanto, em 1939, Correns e von Engelhardt mostraram que as soluções ácidas e alcalinas possuem uma ação de alteração mais forte que as soluções neutras. Assim, a ação dos ácidos e bases no intemperismo dos minerais silicosos é mais importante do que a decomposição hidrolítica.

Worcester⁽²⁾ afirma que a água, com o gás carbônico, forma um reagente químico capaz de atacar qualquer rocha que contenha ferro, cálcio, magnésio, sódio ou potássio. Para ilustrar o processo de alteração, toma ele o exemplo do granito, composto, principalmente, de ortoclásio, quartzo e biotita. O gás carbônico em água gera o ácido carbônico, o qual em presença de excesso d'água, ataca o ortoclásio segundo a equação química:



Assim, na alteração do ortoclásio, teremos o carbonato de potássio (que é carreado em solução), a caolinita (que formará a fração argila do solo residual resultante) e a sílica livre. Se existir albita ($\text{Na}_2\text{O} \text{ Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{SiO}_2$), será ela alterada da mesma forma que o ortoclásio.

Os cristais de quartzo não são atacados; intactos, vão formar os grãos de areia e pedregulho das frações respectivas solo residual.

Quanto à biotita, seus elementos metálicos (potássio, magnésio e ferro) poderão ser carreados em solução, na forma de carbonatos, deixando minerais argílicos, de várias composições, e sílica livre.

O solo proveniente da alteração de um granito será composto, dessa forma, de uma fração argila (constituída por pequenos cristais de caolinita em mistura com outros minerais argílicos e sílica livre),

e de uma fração areia (constituída pelos cristais de quartzo e fragmentos de feldspato e mica, ainda não alterados).

A decomposição dos gabros, diabases e basaltos, que são compostos de plagioclásio, hornblenda, augito e olivina, resulta, em geral, numa argila residual muito pouco arenosa: — é que nelas não há quartzo, cujos cristais permanecem intactos para formar os grãos de areia. Os plagioclásios (misturas de teores variáveis de albita e anortita) alteram-se de forma semelhante à do ortoclásio, dando caolinita, sílica livre e elementos solúveis. A hornblenda, o augito e a olivina, que são silicatos complexos de cálcio, sódio, magnésio, ferro e alumínio, não produzir silicatos hídricos, sílica livre e certos minerais argílicos. O Ca, Na, Mg, Fe são susceptíveis de ataques pelo ácido carbônico; resultam carbonatos solúveis, carreados pela água. Durante a alteração liberta-se óxido férrico, o qual é oxidado, formando grãos de oligisto ou magnetita; estes, depois hidratados, formam grãos de limonita, presentes na fração areia das argilas residuais de rochas básicas.

A alteração dos calcáreos faz-se pela solução dos carbonatos de cálcio em água com ácido carbônico. Sómente as argilas e areias, existentes como impurezas na rocha original, permanecem depois da alteração calcária. Por esse motivo é que os solos residuais de calcáreo apresentam baixo teor de cálcio.

Os xistos, em geral compostos de mica, muscovita ou sericita e silicatos anidros, quando alterados, produzem um solo argiloso muito micáceo, pois a sericita ou muscovita fragmentam-se durante a decomposição sem alterar-se; os silicatos anidros hidratam-se, dando minerais argílicos.

Finalmente, a alteração dos arenitos, argilitos, folhelhos etc., é simplesmente uma dissolução do cimento que une seus grãos, transformando-os em areias ou argilas. Durante a consolidação dos argilitos e folhelhos há, entretanto, uma desidratação das argilas e depois, durante a alteração, há uma re-hidratação com volta ao mineral argílico.

E. von Wilmann ⁽⁸⁾ apresenta um quadro resumindo os possíveis modos de formação dos tipos de solo com os quais o engenheiro comumente tem de se haver. Esse quadro resume as seguintes possíveis origens dos solos de alteração: a) de rochas compactas, como p. ex., de granito, basalto, porfiro; b) de rochas xistosas, como p. ex., gneiss, mica-xistos, xistos argilosos; c) de rochas carbonáceas, como p. ex., calcáreo, mármore, dolomita; d) de rochas estratificadas, como p. ex., de arenitos, conglomerados, brecias; e e) de massas não consolidadas, como p. ex., depósitos de areia ou argila.

Qualquer dos tipos mais comuns de rocha pode, por decomposição, vir a produzir uma argila. Um gneiss ou um granito produzirá uma argila arenosa; uma diabase ou um basalto, uma argila quase pura. Os xistos poderão chegar à argilas de propriedades muito peculiares pela grande quantidade de mica. Também os arenitos poderão chegar, por decomposição, a argilas desde que a pequena fração argi-

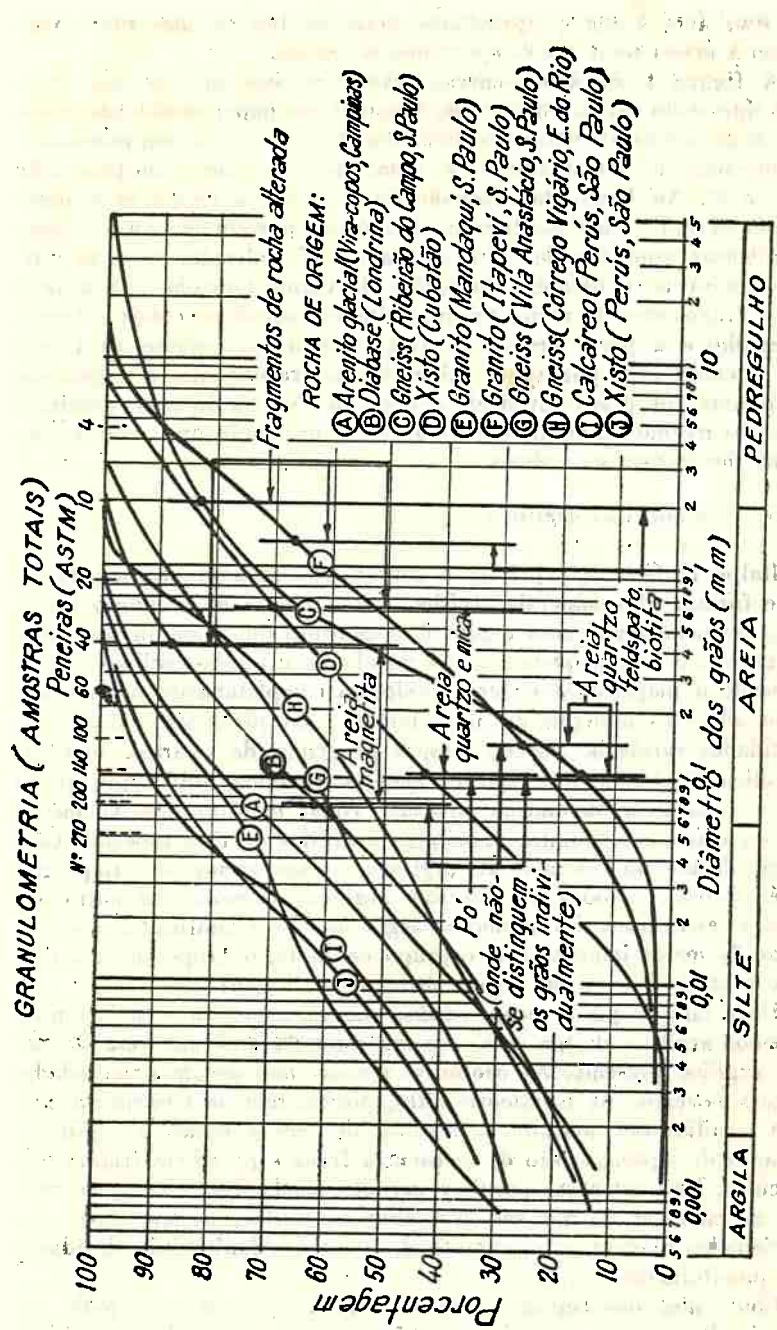


Fig. 1. CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE VÁRIOS SOLOS RESIDUAIS TÍPICOS BRASILEIROS

losa resultante tenha propriedades plásticas tão grandes que comuniquem à massa total um comportamento argiloso.

A figura 1 apresenta curvas granulométricas de dez solos residuais típicos do sul do Brasil; são trazidas em papel semi-logarítmico, em que em abcissas figuram os diâmetros \varnothing dos grãos e, em ordenadas, as porcentagens acumuladas, em peso, de grãos de diâmetros inferiores a \varnothing . Ao longo das abcissas foi colocada a escala granulométrica do M.I.T., para facilitar o cálculo das porcentagens das frações das diversas amostras de solo analisadas. É indicado, para as diferentes amostras, a natureza dos grãos de vários tamanhos. Observe-se que os fragmentos da rocha original alterada constituem toda a fração pedregulho e a parte grossa da fração areia; o restante da fração areia é constituída por grãos minerais. As frações silte e argila são constituídas por grãos invisíveis a olho nu. Na fração silte dominam grãos dos mesmos minerais que as areias e, na fração argila, os microcristais dos minerais argílicos.

3) *Os minerais argílicos.*

Ralph E. Grim (⁴) precisa o conceito de mineral argílico da seguinte forma: «Os minerais argílicos são silicatos de alumínio hidratados, frequentemente com algum deslocamento do alumínio por ferro e magnésio, e com pequenos teores de alcalís e terras-alcalinas. Muito raramente o magnésio e o ferro deslocam completamente o alumínio. Adicionados aos minerais argílicos podem estar presentes, nas argilas, quantidades variáveis, porém, sempre pequenas, de quartzo, material limonítico, boehmita, hidrargilito, matéria orgânica, feldspatos, pirita e uma quantidade de outros minerais, como constituintes de menor teor, ou como constituintes peculiares a argilas de tipo especial. Com exceção de uns poucos minerais argílicos — por exemplo, a atapalgitá que é fibrosa — todos os minerais argílicos ocorrem em partículas chatas e escamosas. Os minerais argílicos são classificados em três grupos de maior importância: o grupo caolinita, o grupo montmorilonita e o grupo ilita, e em vários outros menos importantes.

Hoje sabe-se que as propriedades plásticas, ou seja o caráter mais ou menos argiloso de um solo, são determinadas pela natureza do mineral argílico presente. As caolinitas e ilitas apresentam propriedades plásticas normais. As montmorilonitas, porém, têm uma estrutura cristalina peculiar que permite a intrusão de outros minerais argílicos; os planos de separação são de resistência fraca e permitem fratura das partículas. Essa estrutura peculiar permite, ainda, que a água penetre entre as camadas de que são formados os cristais, separando-as. As propriedades plásticas excepcionais das montmorilonitas são devidas a essas possibilidades.

Como dissemos acima, o caráter argiloso de um solo pode ser determinado pela sua resistência a seco. Assim, se moldarmos e dessecarmos ao ar corpos de prova cilíndricos, e os rompermos à com-

TABELA I
SOLOS RESIDUAIS — CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

Amostra	Rocha de origem	Localidade da coleta	Parte do solo que passa pela peneira Tyler N.º 270			Parte argilosa			Capacidade de permisão ónica (mEq/100 g) [2]
			Argila	Quartzo	Feldspato	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	
A	Arenito glacial	Vira-Copos (Campinas)	89,0	6,3	1,4	28,2	39,0	9,2	1 7,9
B	Diabase	Londrina (Paraná)	94,7	1,2	0,4	26,7	32,5	24,8	1,3 12,3
C	Gneiss	Ribeirão do Campo (São Paulo)	79,4	5,0	6,3	28,9	37,3	5,9	1,1 26,6
D	Xisto	Cubatão (São Paulo)	39,5	58,3	1,8	73,5	13,6	6,2	1,8 8,6
E	Granito	Mandaqui (São Paulo)	96,7	2,4	0,83	37,6	38,2	10,1	1,5 —
F	Granito	Itapevi (São Paulo)	69,4	10,5	13,5	33,5	38,8	1,8	1,0 32,2
G	Gneiss	Vila Anastácio (São Paulo)	91,4	8,0	0,55	45,8	33,7	4,8	1,8 10,4
H	Gneiss	Corrego, Vigário (E. do Rio)	95,9	2,1	2,0	41,5	32,3	7,9	2,0 10,2
I	Calcáreo	Peris (São Paulo)	63,4	33,5	3,1	58,0	20,4	8,2	2,0 9,0
J	Xisto	Peris (São Paulo)	59,5	39,6	0,9	60,7	19,4	7,5	1,8 3,9

pressão, a maior ou menor resistência observada indicará o maior ou menor caráter argiloso do solo. Jonhson (⁵) moldou corpos de prova de misturas determinadas de areia, silte e um mineral argila e os rompeu após secagem ao ar durante sete dias. Obteve, para as misturas com caolinita, resistências da ordem de 7 kg/cm²; com montmorilnita essa resistência subia a 70 kg/cm².

Como todas as propriedades das argilas estão, de uma forma ou de outra, afetadas por suas propriedades plásticas, e como essas propriedades plásticas dependem da natureza mineralógica da argila, comprehende-se a importância da identificação dos minerais argílicos presentes num solo. Essa identificação, entretanto, não é fácil. Quimicamente seria possível identificar um mineral argílico do grupo caolínico pelo valor da relação sílica: alumina e, de todos os grupos, pela capacidade de permuta catiônica. Pela forma do grão é possível identificar o mineral argílico no microscópio eletrônico. É possível, ainda, identificá-lo pela chamada análise térmica, em que são traçadas curvas de perda d'água em função da temperatura (⁶); tais curvas são peculiares a cada tipo de material argílico. Finalmente há o método da refração de raios X, onde relacionam-se os espectros de refração com os tipos de argila. Devido à temperatura dêsses materiais e ao fato de que é frequente ocorrerem misturas de minerais argílicos diferentes, é aconselhável que a identificação do mineral argílico seja feita por vários métodos e os seus resultados comparados, antes de se chegar a uma conclusão definitiva.

As partes finas (que passaram numa peneira Tyler n.º 270) das dez amostras, cujas curvas granulométricas aparecem na figura 1, foram submetidas a análise química, a pedido do autor, nos Laboratórios do I.P.T. Foi realizada a chamada «análise racional», pela qual se determinaram os teores de argila, quartzo e feldspato (*). Depois foram determinadas as porcentagens de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 e, com êsses dados, calculadas aproximadamente as relações SiO_2/Al_2O_3 do mineral argila presente. Finalmente, foi determinada a capacidade de permuta catiônica, por 100 g de mineral argílico. Todos os resultados acham-se na tabela I.

Na figura 2, aparecem fotografias tiradas no microscópio eletrônico, a pedido do autor, pelo Prof. Paulo Ribeiro de Arruda, de quatro das dez amostras anteriormente citadas. As amostras foram dispersas em água pelo autor, e decantadas, até sedimentação dos grãos maiores que 2 μ (**).

Em 1949 o «American Petroleum Institute» completou o seu «Research Project 49», que consiste numa investigação exaustiva das pro-

(*) — O teor de argila obtido nessa análise não tem o mesmo significado apresentado neste trabalho.

(**) — Para a preparação das lâminas, foi utilizado um método de dispersão do Prof. Arruda e, para se obter um efeito de sombra, pelo qual se pudesse ajuizar a espessura das partículas, as lâminas foram metalizadas com um jacto razante de vapor de cromo (ângulo incidente de cerca de 120° com o plano da lâmina).



a) Argila residual de Arenito
(Vira-copos - Campinas)



b) Argila residual de Diabase
(Londrina - Paraná)

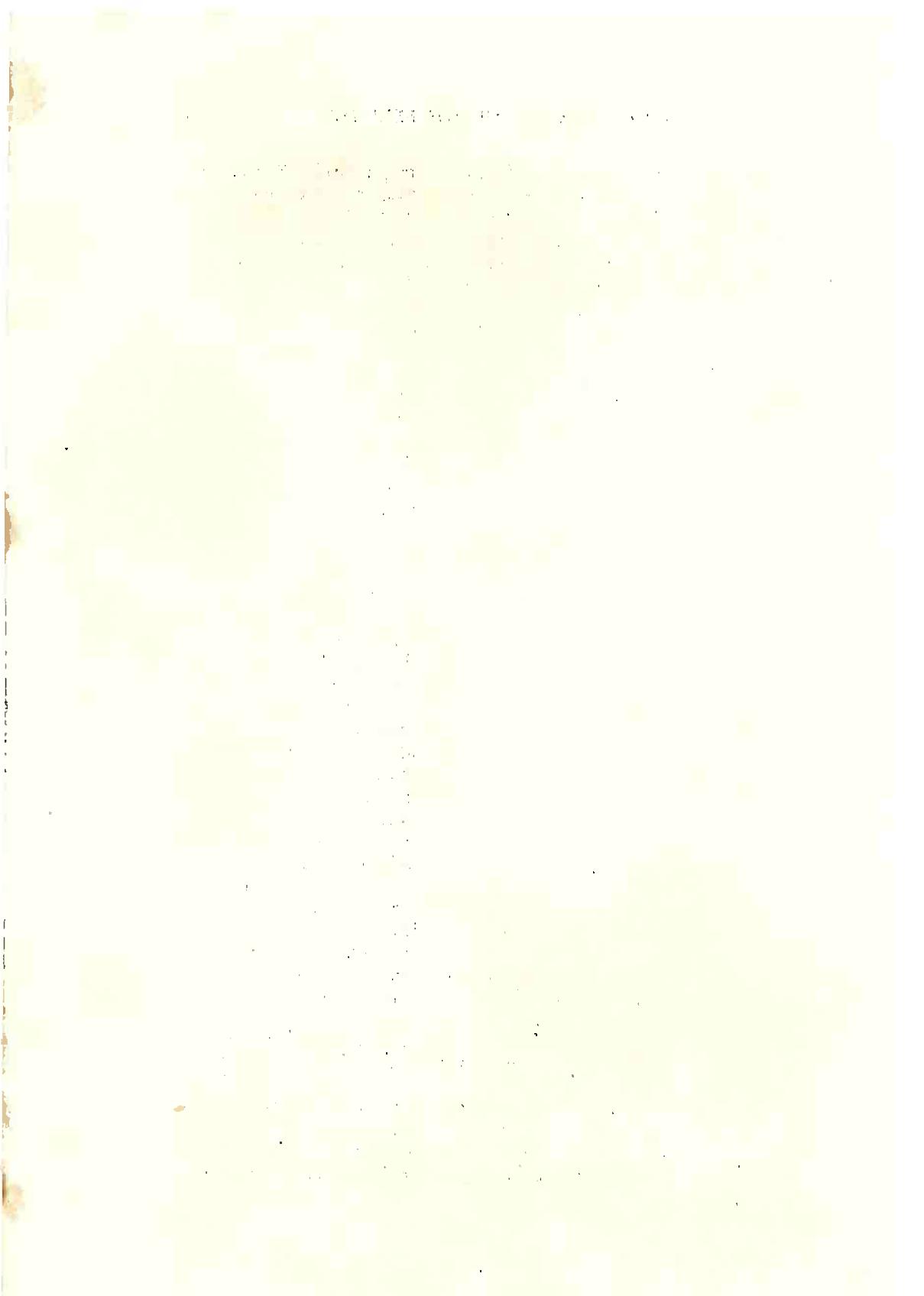


c) Argila residual de Granito
(Mandaqui - São Paulo)



d) Argila residual de Xisto
(Cubatão - São Paulo)

Fig.2 FOTOGRAFIAS EM MICROSCÓPIO ELETRÓNICO
DE QUATRO ARGILAS RESIDUAIS TÍPICAS
Parte de grãos $\phi < 2\mu$. Sombreado 12,5°; $\times 14.500$



priedades das argilas. Como resultados foram publicados 8 relatórios preliminares, os quais, revistos e corretos, foram enfeixados no volume «Reference Clay Minerals A.P.I. Research Project 49». Dele tiramos os seguintes dados: nas caolinitas haloisitas e dickitas a relação silíca: alumina é de cerca de 1,6 a 2,5. Quanto à capacidade de permuta catiônica, verifica-se que, nas caolinitas, seus valores variam de 3 a 20; nas haloisitas de 5 a 50; nas illitas de 20 a 40; enquanto que nas montmorilonitas tais valores são superiores a 50.

Em base a êsses dados conclui-se que as dez argilas residuais típicas, analisadas, são provavelmente caolinitas ou haloisitas, misturas de ambas ou misturas dessas com pequenas proporções de outros minerais argílicos. Comparando, ainda, as fotografias de microscópio eletrônico publicadas no «Research Project 49» com as obtidas no Departamento de Física da Escola Politécnica de São Paulo, observa-se que as das amostras das argilas residuais do Arenito (Viracopos), da Diabase (Londrina) e do Granito (Mandaqui) são cristais típicos de caolinita; a de xisto (Cubatão) poderá ser de haloisita.

4) *A evolução dos solos residuais*

Simultaneamente ao processo de alteração, ou depois de completo êste, inicia-se a evolução do solo, pela qual êste tende a se transformar, até atingir o chamado «perfil de maturidade», peculiar a cada região e ao seu clima. O perfil de maturidade é aquela sucessão natural de camadas que se dispõem, em profundidade, no solo, a contar de sua superfície até a rocha madre. No sul do Brasil podem-se distinguir quatro camadas: a primeira é pequena, superficial, onde há formação e acumulação de humus e material coloidal proveniente da decomposição dos silicatos; a segunda é o horizonte eluvial, de onde por lixiviação, solução ou transformação química, foram removidos certos componentes do solo; a terceira, o horizonte aluvial, onde precipitaram-se, ou são depositados, elementos novos; e a quarta camada é a do solo de alteração intacto ou do solo sedimentar não evoluido.

O segundo horizonte, no planalto sul do Brasil, chega a atingir até uma dezena de metros; nele se processam a lixiviação e a oxidação, com formação de grãos de limonita, que dão ao solo a cor avermelhada peculiar às nossas terras. A lixiviação aumenta consideravelmente a porosidade do solo nessa camada, chegando o volume dos seus poros a atingir cerca de 40% do volume total. Como êsse solo é, em geral, de pouca umidade (cerca de 15% em peso), seus poros são praticamente vazios, resultando disso uma compressibilidade extrema. Está-se desenvolvendo atualmente na técnica de solos a tendência de chamar «porosos» a êsses solos.

No terceiro horizonte há uma precipitação dos elementos lixividos do horizonte superior, com o consequente aumento da sua densidade, tornando-o compacto ou duro. Nele processa-se, também, intensa oxidação, dando como resultado a peculiar formação de concreções limoníticas.

A evolução é, principalmente, responsável pelo aumento de espessura do segundo horizonte. Em solos pouco evoluidos, essa zona quase desaparece e, consequentemente, desaparece também a terceira; nos solos maduros, entretanto, o segundo horizonte atinge grandes profundidades, muitas vezes sem a formação do terceiro e o desaparecimento do quarto. O primeiro horizonte é, em geral, de espessura desprezível em relação aos outros.

Nos espinhos das colinas da Cidade de São Paulo, o primeiro horizonte chega, no máximo, à espessura de um metro; o segundo, é constituído pela chamada «argila vermelha porosa» que atinge espessuras da ordem de dezena de metros; o terceiro é uma argila dura, amarelhada, com manchas vermelhas, e concreções de limonita; e, finalmente, o quarto é a argila rija plástica, amarela ou mosqueada de vermelho e azul, do terciário paulistano.

Nos solos de terra roxa, de alteração de diabase, o segundo horizonte é, ainda, uma argila porosa de aspecto semelhante à de São Paulo e atinge profundidades de 10 a 15 m; o terceiro horizonte, está, em geral, ausente, pois, a alteração não evoluída da diabase é rara de se encontrar. Coisa análoga acontece com os solos de alteração de arenito. Em ambos os casos, o fato peculiar é o da grande espessura da camada de solo poroso que constitui o segundo horizonte.

Ao longo das escarpas da Serra do Mar, o perfil do solo é totalmente diferente dos do interior. Trata-se evidentemente de solo jovem que, antes de atingir maturidade, é destruído pelos freqüentes escorregamentos de terra. Não havendo evolução ou, sendo esta incipiente, essas escarpas são formadas por solo intacto de alteração ou por cones de deposição, formados pelos detritos dos escorregamentos de terra. Assim, o segundo e o terceiro horizontes estão ausentes, porém, o quarto horizonte, do solo de alteração intacto, atinge freqüentemente dezenas de metros de espessura.

5) *Consistência e plasticidade das argilas residuais*

As propriedades dos solos de granulação fina não podem ser definidas a partir sómente de sua curva granulométrica e do arranjo dos seus grãos; constituídos por grãos e pela água que envolve total ou parcialmente esses grãos, aparecem como fatores dominantes das suas características a consistência e a plasticidade. A expressão «consistência de um solo fino», designa a manifestação das forças de coesão e adesão que nele agem, a diferentes teores de umidade.

Quando, depois de secar e pulverizar um solo fino, se o umidecer suficientemente, pode-se chegar a obter uma pasta fina, que flui como líquido viscoso. Nesse estado diz-se que a amostra tem consistência fluida ou líquida. Deixando-se secar a pasta, e se a amolgando continuamente (a fim de manter-se uniforme a distribuição de umidade), passa ela gradativamente a apresentar maiores viscosidades, atingindo um estado em que ela se torna pegajosa, aderindo aos dedos ou a

qualquer superfície metálica; continuando a evaporação da água, perde a pasta essa propriedade de adesão, chegando a uma consistência plástica, isto é, moldável sem variações sensíveis de volume; continuando o secamento, passa ela por um ponto em que se fragmenta em torrões e, logo após, atinge um estado em que, ao se tentar modelá-la em rolinhos de pequeno diâmetro, rompe-se em segmentos, os quais só podem ser novamente reunidos por meio de pressão dos dedos. Nesse ponto diz-se que a pasta passa do estado plástico ao semi-sólido. Durante todo o seu secamento, a massa diminui de volume até atingir a máxima concentração possível; torna-se então um corpo duro, não moldável.

Atterberg teve a idéia de medir as propriedades plásticas de uma argila pela determinação dos teores de umidade correspondentes aos limites dos estados acima referidos. Ao limite superior do estado plástico chamou de «limite de liquidez» (L.L.); ao limite inferior desse mesmo estado, chamou de «limite de plasticidade» (L.P.). Ao teor de umidade correspondente a máxima contração, chamou de «limite de contração» (L.C.).

A consistência de uma argila pode assim ser definida pelo valor da sua umidade em relação a esses limites. Umidade acima do L.L.: — consistência fluída; entre L.L. e L.P.: — consistência plástica; entre L.P. e L.C.: — consistência dura. A medida da maior ou menor plasticidade do material poderá ser feita pelo índice de plasticidade I.P., que é a diferença entre o L.L. e o L.P. Os métodos de ensaio para determinação desses limites foram estudados e postos sob forma conveniente para fins de engenharia por Terzaghi (7), Casagrande (8) e pelos engenheiros do «Bureau of Public Roads» (9-10). Surgiu, então, o conhecido aparêlho de Casagrande para a determinação do limite de liquidez com o emprêgo da curva de fluxo *.

A. Casagrande idealizou o chamado «gráfico de Plasticidade», no qual são colocados em abscissas os limites de liquidez e em ordenadas os índices de plasticidade de um solo. Pela posição do ponto é possível classificar a argila. A figura 3 indica as zonas, nesse mesmo gráfico, onde caem os pares de valores obtidos em ensaios, feitos no Laboratório de Solos do I.P.T. especialmente para este trabalho, sobre 137 amostras de alteração de granito, 168 de alteração de gneiss, 158 de alteração de xisto. Comparando-se as duas figuras, verifica-se que os solos de alteração estudados localizam-se na zona das argilas caoliníticas, de baixa plasticidade.

De acordo com Grim (11), o mecanismo da plasticidade do solo é o seguinte: a água, adicionada ao solo seco, é adsorvida pelos minerais argilicos e, talvez, por outros constituintes do solo. Os minerais

* — Define-se a curva de fluxo como a que correlaciona a umidade do solo com o número de golpes do aparêlho de Casagrande, necessário para fechar uma canaleta aberta na amostra com um gabarito. O L.L. é definido com a umidade correspondente a 25 golpes. A curva de fluxo é uma reta em papel semi-logarítmico.

argílicos mais importantes são constituídos por partículas chatas, que ocorrem isoladamente ou empilhadas como fôlhas de livro. A água é adsorvida nos planos basais de tais partículas (12). Pela teoria de Hendrick e Jafferson, nos planos moleculares mais próximos àquelas partículas, as moléculas de água tomam orientação definida, porque sua configuração molecular ajusta-se aos átomos de oxigênio, dispostos na sua superfície. Junto à partícula, a água terá propriedades de rigidez de um corpo sólido; a maiores distâncias, não será orientada, isto é, será fluída. A água orientada, ou solidificada, servirá de aglutinante entre os grãos de argila; o solo, com pouca água, terá seus grãos rigidamente ligados — será um solo duro. A medida, porém, que se vai juntando água à argila, as camadas não orientadas, isto é, não solidificadas, vão-se tornando mais espessas; ficam com propriedades fluídas, funcionam como lubrificante entre os grãos e permitem que eles deslizem uns em relação aos outros. Evidentemente ocorre uma inteira série de situações intermediárias, nas quais os solos serão mais ou menos duros; mais ou menos plásticos ou inteiramente fluídos.

Se as propriedades plásticas dependem dessa interação água-argila, e se esta é função de adsorção ligada à estrutura cristalina da argila, compreende-se que as propriedades plásticas dependam amplamente da natureza do mineral argílico presente.

Os limites de Atterberg das caolinitas e ilitas são aproximadamente semelhantes; os limites de plasticidade e liquidez das montmorilonitas são, porém, cerca de três a quatro vezes maiores que os dos outros minerais, mantidas condições semelhantes. A explicação, atrás acenada, é de que as montmorilonitas têm uma estrutura cristalina peculiar, que permite à água penetrar entre suas camadas separáveis, na própria estrutura cristalina do mineral. Assim, há uma enorme superfície específica particularmente capaz de adsorver água. Além disso, todos os planos basais dos cristais de montmorilonita são compostos de átomos de oxigênio dispostos de forma a aumentar a orientação das moléculas d'água.

Há muito tempo que se vem notando que pequenas quantidades de certos compostos químicos têm uma tremenda influência sobre as propriedades plásticas das argilas. É que cations podem ficar adsorvidos à superfície das partículas argilosas; a natureza desses cations influí grandemente sobre as propriedades plásticas. Sabe-se que, num solo que contenha montmorilonita, se as partículas argilosas estão carregadas com o cation Na^+ , a argila é muito mais plástica do que se o cation presente fôr Ca^{++} ou H^+ . O mesmo acontece nas caolinitas e ilitas, porém, essas últimas têm uma capacidade de adsorver cations na superfície de suas partículas muito menor que as primeiras. Uma explicação satisfatória, segundo Grim, da ação desses cations é que êles influenciam a orientação das moléculas d'água e a espessura dos filmes de água solidificada. Assim a capacidade de permuta catiônica e a natureza dos cations presentes são índices das propriedades plásticas dos solos.

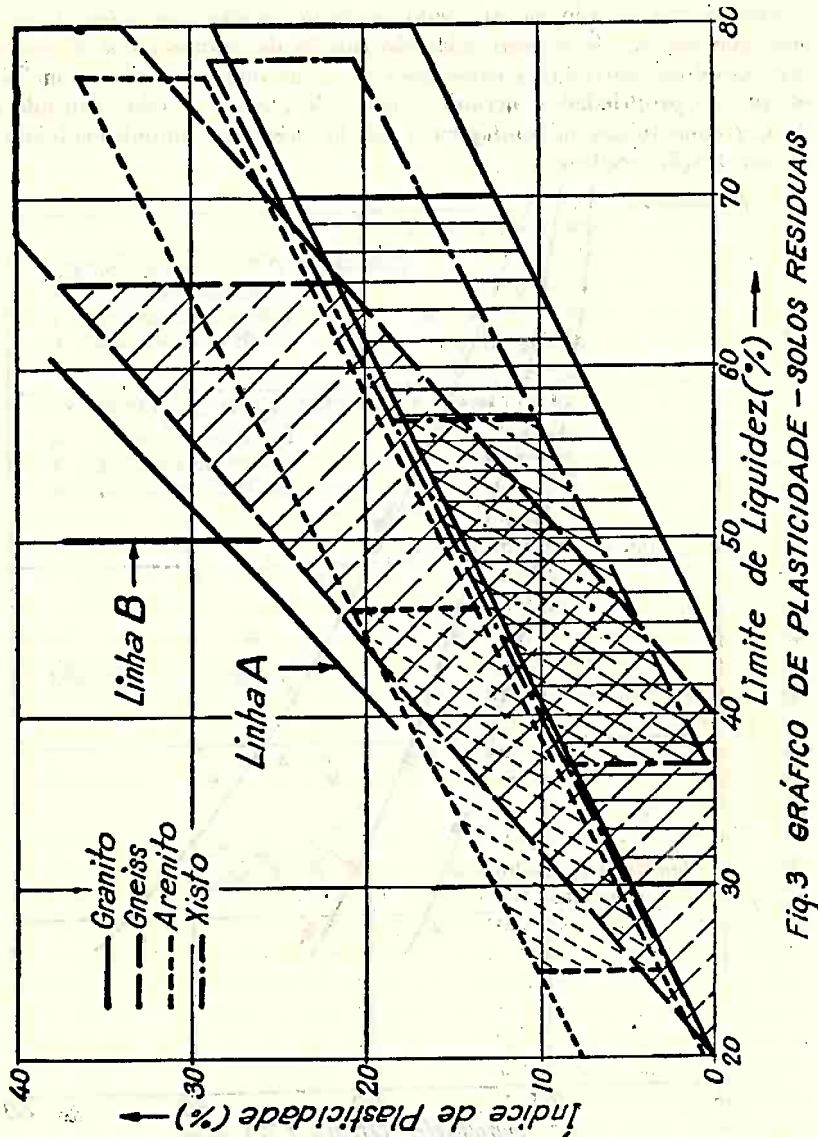


Fig. 3 GRÁFICO DE PLASTICIDADE - SÓLOS RESIDUAIS

Na Mecânica dos Solos vêm-se desenvolvendo a tendência de mostrar a correlação estreita entre as propriedades mecânicas de um solo (isto é, suas propriedades que interessam à Engenharia) e as suas propriedades plásticas. Essa correlação mostra-se cada vez mais nítida à medida que se vão esclarecendo as propriedades dos solos. Como, pelo que vimos, tais propriedades são função da natureza dos minerais argílicos e das correlações entre êsses e a água que os envolve, conclui-se que as propriedades mecânicas dos solos, em seu todo, dependem de sua constituição mineralógica e de propriedades químico-coloidais da sua fração argilosa.

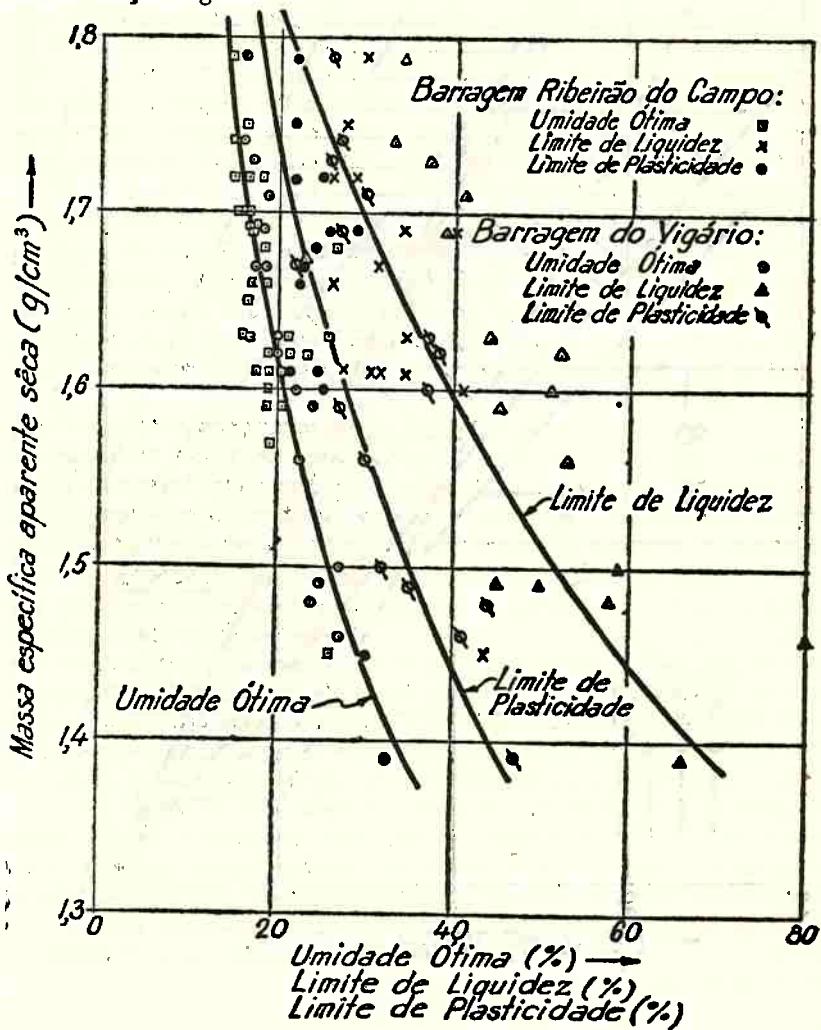


Fig. 4 PROPRIEDADES DE COMPACTAÇÃO (Alteração de gneiss)

6) *Estrutura dos solos residuais argilosos*

As argilas residuais não evoluídas, ou não perturbadas, mantêm a estrutura original da rocha de origem. As eruptivas ácidas, por exemplo, dão origem a solos com bastante argila; neles se percebem ainda as disposições peculiares dos elementos mineralógicos da matriz e os veios intrusivos nela tão comuns. Assim, encontram-se grãos grossos envolvidos por outros finos, distribuídos todos de maneira uniforme no solo. Chamaremos tal estrutura de granular grossa.

Nas estruturas gneissicas ou xistosas, que são as das argilas de alteração de gneisses ou xistos cristalinos, um dos elementos mineralógicos (em geral, os grãos de mica não alterados), acha-se orientado, empregando ao solo o aspecto xistoso característico da respectiva rocha madre. Nas estruturas lamelares, que ocorrem nas argilas provenientes da alteração de xistos, ardósias, folhelhos, etc., o solo apresenta, também, o aspecto folheado da rocha original.

Finalmente, as estruturas porosas ocorrem nos solos residuais evoluídos por lixiviação. Neles, a parte lixiviada, deslocada da estrutura primitiva, deixou os grãos em equilíbrio e poros muito grandes; como a umidade de tais solos torna-se insuficiente para que a água ocupe todo o volume dos seus vazios, grande parte dos seus poros é, simplesmente, cheia de ar. Assim, essa estrutura porosa empresta ao solo grande compressibilidade.

Cada um dos tipos de estrutura acima mencionados pode ser mais ou menos denso, conforme os grãos estejam dispostos. A massa específica aparente do solo é uma medida dessa densidade. Utiliza-se, comumente, nessa medida, a massa específica aparente do solo seco, obtida dividindo-se a massa específica aparente por um mais o teor de umidade.

E' muito conhecido em Mecânica dos Solos o fenômeno da compactação, pelo qual é possível aumentar-se a densidade de um solo por meio de um trabalho mecânico. Sabe-se que, para um dado trabalho de compactação, a massa específica aparente seca de um solo varia com a sua umidade; a uma umidade ótima de compactação corresponde uma densidade máxima. A figura 4 mostra a correlação entre umidades ótimas e massas específicas aparentes secas máximas, obtidas por ensaio normal de compactação (*) de argilas residuais provenientes de gneiss. Esses dados foram correlacionados com os limites de liquidez e de plasticidade. Embora a dispersão dos valores desses limites seja muito maior do que a obtida na correlação entre umidade ótima e densidade máxima, chega-se à conclusão que há uma estreita relação entre os fenômenos de compactação e os de plasticidade; pode-se concluir que os fenômenos de interação mineral argílico-água dominam os de compactação.

(*) — Compactando-se o solo em um recipiente cilíndrico de 1 litro de capacidade, em três camadas, sob a ação de 25 golpes, por camada, de um soquete de 2,5 kg caindo de 30 cm de altura.

7) Capilaridade e fenômenos correlatos nas argilas residuais

Se considerarmos as argilas residuais como sistemas bifásicos, finalmente divididos, de grãos minerais e água, teremos um aglomerado de grãos do qual os vazios podem ser considerados tubos capilares. Neles, a água pode ser encontrada: a) adsorvida na superfície dos grãos minerais; b) sob tensão capilar, ligada por forças capilares aos grãos mais próximos; c) livre, podendo percolar, sob a ação da gravidade, através do solo.

Segundo Winterkorn (13), Gurwitsch observou que 1 g de «fuller's earth» da Flórida absorvia 0,679 cm³ de álcool metílico, libertando 21,8 calorias de calor de umidecimento. Dêsses dado pode-se calcular uma pressão de adsorção de 20.000 a 25.000 at. Doutro lado, de dados obtidos por Winterkorn e Baver, pode-se concluir que a pressão de adsorção para a água é pelo menos igual, se não maior, do que aquela.

Ora, pelo diagrama de fase da água obtido por Tammann e Bridgeman, citado por Winterkorn (14), verifica-se que o ponto de liquefação da água decresce, com acréscimos de pressão até 2.050 at, onde atinge -22°C. Para pressões maiores, o ponto de liquefação aumenta com o crescer da pressão. Assim, à temperatura ambiente, é possível encontrar-se água solidificada quando a pressão é superior a 10.000 at. Daí se conclui que o filme de água adsorvida, junto aos grãos de argila, estará no estado sólido (gelo VI, como chamou Tammann) ou, se quisermos adotar a nomenclatura de Grim, estará «orientada». Há, porém, um decréscimo logarítmico das pressões de adsorção a partir da superfície da partícula; no centro dos poros, a água deverá estar sob tensões capilares relativamente pequenas ou livre, no estado líquido comum. Há, assim, uma passagem gradativa do estado da água desde o sólido, junto à superfície do grão mineral, até o líquido.

O fenômeno da ascenção capilar nos solos é conhecido de longa data. Observa-se que a água de um lençol subterrâneo sobe, por capilaridade, ao longo dos canalículos do solo até uma determinada altura h_c , chamada altura de ascenção capilar. Baver (15), citando vários autores, diz que o valor da ascenção capilar é de 10 a 50 cm nas areias, e de 1 a 3 m nos solos siltosos.

Para as argilas, não se têm dados precisos; a observação em laboratório é quase impossível, tanto pela altura das colunas a serem observadas, como pelo tempo de observação necessário. Há algumas observações de ascenções capilares no campo; Keen (16) menciona ascenções capilares da ordem de centenas de pés; essas e outras observações estão porém sujeitas a crítica. De qualquer forma são admissíveis valores de 10 a 100 m nas argilas.

A Física Teórica mostra que a altura de ascenção d'água num tubo capilar de raio uniforme r é dada pela fórmula:

$$h_c = \frac{2 T_s}{r \gamma_a} \quad (1)$$

na qual γ_a é a densidade da água e T_s a constante tensão superficial, cujo valor, à temperatura ambiente, é de 0,075 g/cm. Assim, para h_c e r em cm, teremos:

$$h_c = \frac{0,15}{r} \quad (2)$$

Admitindo que os solos pudessem ser considerados como feixes de tubos capilares de secção uniforme, os valores médios dos raios r dos canalículos capilares, seriam: a) para as areias, entre 0,15 e 0,03 mm; para os siltes, entre 0,015 mm e 5 μ e, para as argilas, de 1,5 a 0,15 μ . Esses valores são, portanto, da mesma ordem de grandeza que os diâmetros médios dos grãos de solo.

Se cortarmos um pequeno segmento de tubo capilar, abaixo do nível máximo de ascenção, aparecerão, nas suas duas pontas, forças capilares que comprimirão axialmente as suas paredes. Coisa análoga acontecerá em amostra do solo retirada da zona de ascensão capilar; como, porém, no solo, poderemos considerar feixes de tubos capilares em todas as direções, resultará que nessa amostra aparecerá uma pressão capilar distribuída em sua superfície e comprimindo-a em todas as direções. Essa tensão manterá a amostra com seu volume natural de vazios, impedindo-a de se expandir.

Por outro lado, como o volume de vazios de uma amostra de solo pode ser medido pelo raio médio dos seus poros, e como a pressão capilar é uma função desse valor, conclui-se que a pressão capilar é uma função do índice de vazios do solo (*).

O que expusemos acima refere-se, evidentemente, a amostras de solo saturadas. Se, entretanto, a água for se evaporando, os meniscos capilares irão se retrairando, para dentro dos poros, e formar-se-ão zonas sêcas, deixando a amostra de ser saturada. Ao prosseguir a evaporação, a água forma anéis, em torno dos pontos de contacto dos grãos. Ao estágio inicial, acima analisado à vista da teoria da capilaridade, chama-se «estado capilar»; ao estado final em que a água se reúne em anéis em torno dos pontos de contacto dos grãos costuma-se denominar «estado pendular». O estado intermediário é chamado «estado funicular».

Bauer (17) mostra como W. B. Heines e M. L. Nichols calcularam as forças de coesão, entre partículas cilíndricas, ou em forma de discos, nos vários estágios acima mencionados, e chegaram à conclusão de que a pressão capilar P_c é inversamente proporcional ou à distância média d , ou ao raio médio das partículas, chegando à fórmula:

$$P_c = K \frac{T_s}{d} \quad (3)$$

(*) — O índice de vazios de uma amostra de solo é igual ao volume dos seus poros divididos pelo volume ocupado pelos seus grãos.

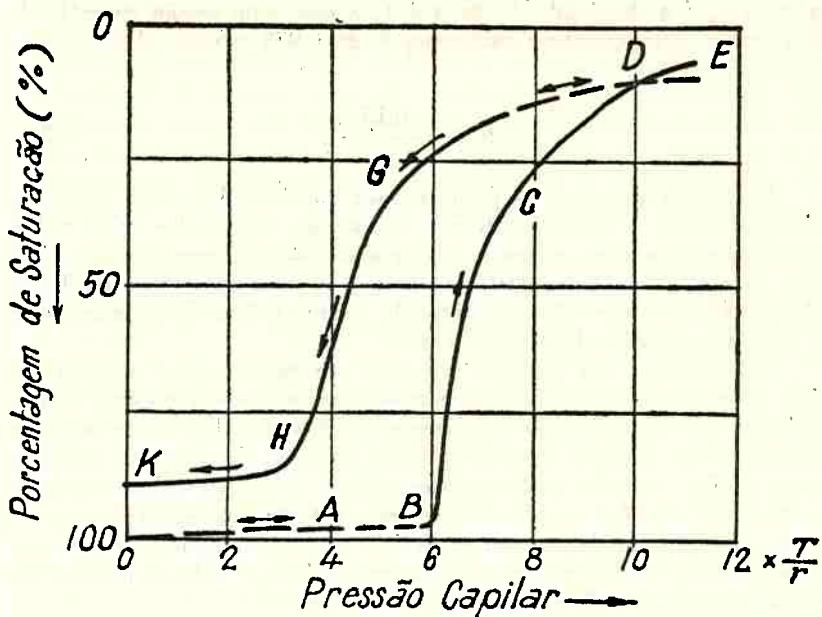


Fig. 5 CURVAS DE PRESSÃO CAPILAR DE HAINES
(apud Böyer)

Heines fez um estudo da variação da tensão capilar, em função do grau de saturação, da seguinte forma: — Colocou pequenas esferas de vidro, com dimensões de grãos de areia, dentro de um funil Büchner revestido com papel filtro; esse era ligado a um manômetro de bureta. O aparêlho era cheio d'água; a tensão capilar era ajustada pela altura da água na bureta. Heines obteve as curvas da figura 5 onde, em abcissas, figuram valores proporcionais a T_s/r ; isto é, proporcionais às tensões capilares. Em ordenadas figuram as porcentagens de saturação. As curvas são histeréticas, isto é, para valores de $\frac{T_s}{r}$ crescentes, as porcentagens de saturação são diferentes das obtidas em valores de $\frac{T_s}{r}$ decrescentes. Heines explicou os vários ramos da curva obtida da seguinte forma: considerando, primeiramente, o ramo $\frac{T_s}{r}$ crescente, teremos que, com saturação completa (sem a formação de meniscos), não há tensão capilar no ponto O da origem. No ponto A, do primeiro trecho A B, há a formação de meniscos capilares e, com pequena diferença do grau de saturação, desenvolve-se a tensão capilar (de fato o solo deve-se manter saturado, no seu interior, pela simples formação de meniscos na superfície). Em A observa-se uma

pequena entrada de ar na amostra; em B essa entrada é grande. Inicia-se, então, um segundo estágio no processo, que corresponde ao trecho B C em que, ao diminuir a umidade, o ar entra francamente nos poros do solo, havendo a tendência da água intersticial diminuir a ponto de simplesmente formar os anéis em torno dos pontos de contacto dos grãos, como foi visto atrás. De C a E esse processo acentua-se e, finalmente, em E a água existente é em quantidade simplesmente suficiente para a formação dos anéis.

Na curva de diminuição do valor de $\frac{T_s}{T_r}$, há permanência da formação da água em anéis até o ponto F; de F até G começa a entrar no solo água em quantidade suficiente para os anéis ligarem-se entre si e, em H, a saturação torna-se quase completa; no trecho final, de H a K, aparecem novamente meniscos; porém, a saturação não mais será completa em virtude do ar preso entre os grãos de solo que não contribui para a existência de tensão capilar.

8) Resistência à compressão simples das argilas residuais

As curvas de Heines são ideais, pois foram obtidas a partir de material sem as características da maioria dos solos naturais e, especialmente, dos solos argilosos. Para êstes, a fim de verificar a variação das pressões capilares com a saturação, imaginou-se correlacionar a pressão capilar com a resistência à compressão simples de corpos de prova cilíndricos, moldados em diferentes densidades e graus de saturação. Vejamos como se poderia estabelecer essa correlação.

Quando é aplicada, a um ponto de um solo, uma pressão qualquer σ , parte dela é transmitida diretamente de grão a grão, e, o restante, é suportado pela água dos vazios; a primeira parcela é chamada pressão efetiva, p , e a segunda pressão neutra, u . Tem-se sempre:

$$\sigma = p + u \quad (4)$$

Como a pressão neutra age sobre a água, essa tende a escapar-se dos poros do solo; daí irá diminuindo a pressão neutra e aumentando a efetiva. Acredita-se que, no momento em que é aplicada a pressão σ , toda ela seja transmitida à água e assim, nesse instante, $p = 0$. À medida que passa o tempo, u vai tendendo a zero e enquanto p tende a igualar o valor de σ .

A resistência ao cisalhamento de um solo é o resultado do atrito simples entre os seus grãos. A água intersticial em nada contribui nessa resistência; esse atrito dependerá sólamente da pressão grão a grão, isto é, a efetiva. Se p é normal a um plano, a resistência ao cisalhamento ao longo desse plano será:

$$\tau = p \operatorname{tg} \varphi_s \quad (5)$$

na qual φ_s é o chamado ângulo de atrito interno do solo.

Ora já vimos que, sobre um corpo de prova cilíndrico de argila, age uma pressão capilar, p_c , igual em todas as direções, e que essa pressão capilar age de grão a grão; é, portanto, uma pressão efetiva. A resistência ao cisalhamento desse solo, ao longo do plano de ruptura, poderá então ser pesquisada pelo círculo de Mohr, da figura 6.

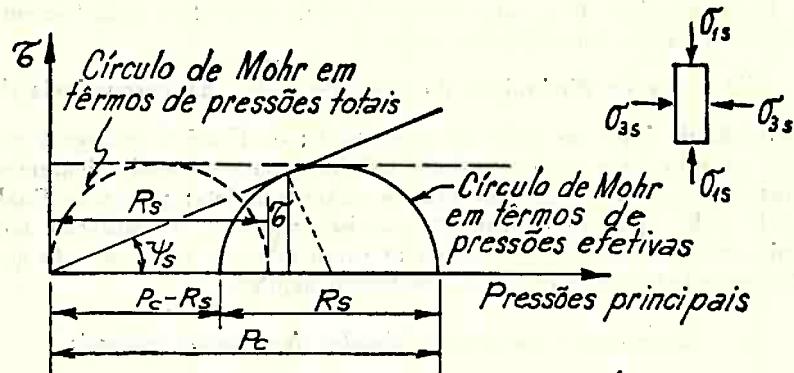


Fig. 6 DIAGRAMA DE MOHR PARA PESQUISA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO

Rompendo-se o corpo de prova à compressão simples, a pressão total lateral σ_3 será nula e a pressão axial total será igual à resistência a compressão R_s . Nesse momento agirá, também, em todas as direções uma pressão neutra u . Sendo p_1 e p_3 as pressões efetivas, as pressões totais serão:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= p_1 + u - p_c = R_s \\ \sigma_3 &= p_3 + u - p_c = 0\end{aligned}\quad (6)$$

No momento em que for aplicada a pressão axial, teremos, com bastante aproximação, $u = R_s$; como o ensaio pode ser considerado rápido essa igualdade valerá até o momento de ruptura. Donde:

$$p_1 = p_c \quad (7)$$

E na direção lateral:

$$p_3 = p_c - R_s \quad (8)$$

Pelo próprio círculo de Mohr, podemos deduzir que:

$$p_c = \frac{R_s}{2} \cdot \frac{(1 + \operatorname{sen} \varphi_s)}{\operatorname{sen} \varphi_s} \quad (9)$$

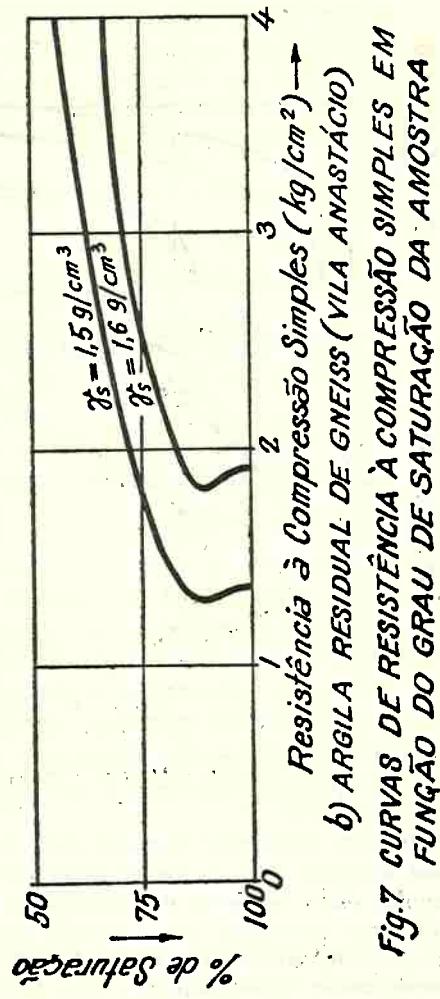
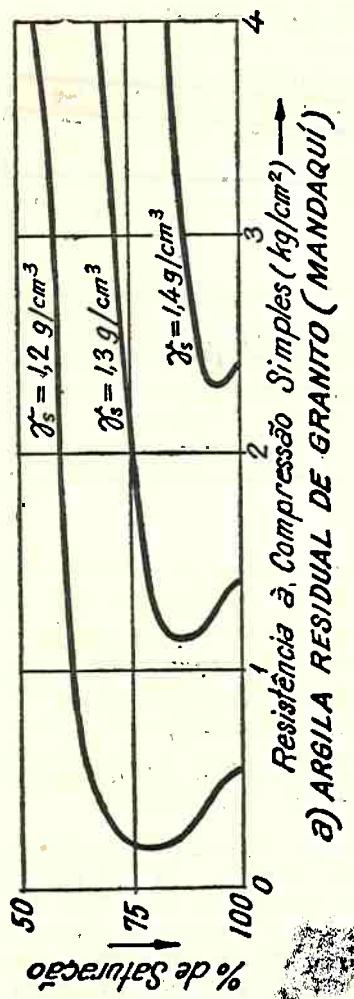


Fig. 7 CURVAS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES EM FUNÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO DA AMOSTRA

e, daí, que a resistência à compressão simples é uma medida da pressão capilar na amostra, desde que conhecido o ângulo de atrito interno.

Para investigar a variação da pressão capilar, em função do grau de saturação, moldamos corpos de prova cilíndricos de quatro argilas típicas, em várias massas específicas aparentes sêcas e vários graus de saturação, e os rompemos à compressão simples. As figuras 7 e 8 mostram os resultados desses ensaios. Comparando essas curvas com o ramo ascendente da curva de Heines, verificamos sua semelhança. Nas curvas das argilas não existe o trecho OB, o qual no traçado de Heines, só tem possibilidade explicativa. Praticamente a mobilização da pressão capilar não exige que o grau de saturação desça abaixo de 100%,

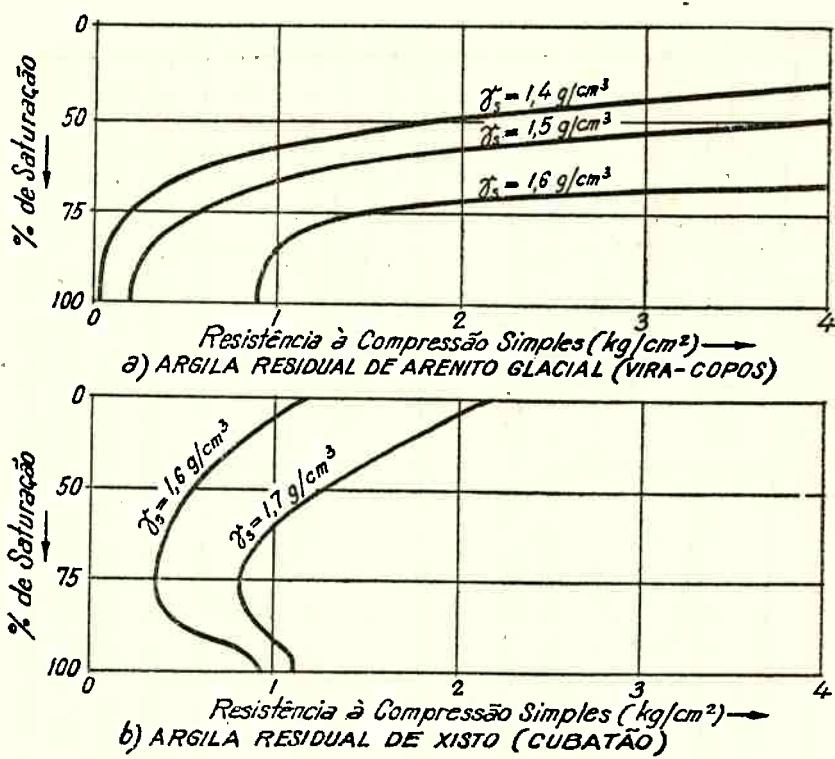


Fig.8 CURVAS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES EM FUNÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO DA AMOSTRA

porquanto poderemos compreender a formação de meniscos superficiais nas amostras sem que essa deixe de estar saturada. O que poderá anular êsses meniscos é a submersão da amostra em água. Três das amostras mostraram que a pressão capilar tende a baixar ao diminuir o grau de saturação a cerca de 80% para, depois, subir em curvas semelhantes à de Heines. Esse fato pode ser atribuído ao caráter argiloso do material ensaiado, porquanto a amostra menos argilosa (a da argila residual de arenito) foi a que apresentou êsse efeito menos pronunciadamente.

No caso das argilas saturadas, a experiência mostra que as resistências à compressão simples variam logarítmicamente com o teor de umidade. A figura 9 mostra a correlação entre umidade e resistência à compressão simples de corpos de prova saturados moldados em várias umidades. Verifica-se que a relação é retilínea em papel semi-logarítmico e que as retas obtidas são paralelas às linhas de fluxo obtidas no ensaio normal de Casagrande para obtenção do limite de liquidez. Isto quer dizer que, também nas altas umidades, mantém-se a mesma correlação logarítmica entre resistência ao cisalhamento e umidade,

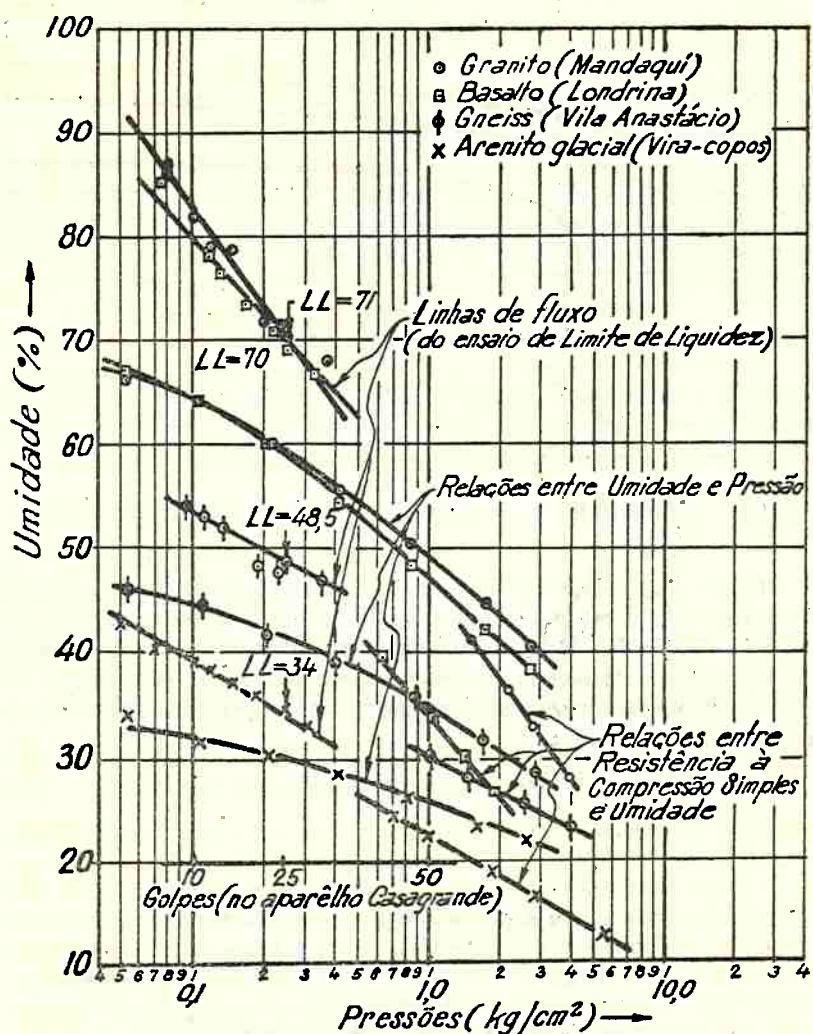


Fig.9 RELAÇÕES DE RESISTÊNCIA E COMPRESSIBILIDADE NAS ARGILAS RESIDUAIS REMOLDADAS

pois, no ensaio de Casagrande, o número de golpes para fechar a canaleta aberta na amostra, é uma medida da resistência ao cisalhamento, da mesma forma que o ensaio de compressão simples.

Daí justificar-se a hipótese de Casagrande de que a resistência à compressão de um corpo de prova cilíndrico $R = \sigma_1 - \sigma_3$ está em relação logarítmica com o teor de umidade, h , do corpo de prova, quando esse está saturado, seja qual for o tipo de ensaio (18). Matematicamente a hipótese de Casagrande é expressa pela fórmula:

$$h = h_0 - C \lg \frac{R}{R_0} \quad (10)$$

Onde h_0 é a umidade do corpo de prova quando sua resistência à compressão é R_0 ; C é uma constante.

Na própria figura 9 foram traçadas as curvas pressão-unidade, obtidas em ensaios sobre corpos de prova saturados e remoldados em umidade aproximadamente igual ao limite de liquidez. A relação obtida, como se sabe é retilínea a partir da pressão p_0 , correspondente ao limite de liquidez:

$$h = L.L. - K_v \lg p/p_0 \quad (11)$$

sendo K_v o índice de compressibilidade da argila remoldada. Há uma tendência, em Mecânica dos Solos, de considerar $K_v = C$; nossos ensaios mostram que essa hipótese não é inteiramente aceitável.

9) *Adensamento e pressão de pré-adensamento das argilas residuais*

Como vimos, há uma correlação logarítmica entre as umidades dos corpos de prova remoldados no limite de liquidez e as pressões sobre êles aplicadas. Essa relação não permanece para o caso das argilas não saturadas; se, porém, em vez das umidades, calcularmos os índices de vazios, e os relacionarmos com as pressões aplicadas, p , acharemos a expressão:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 - K_v \log p/p_0 \quad (12)$$

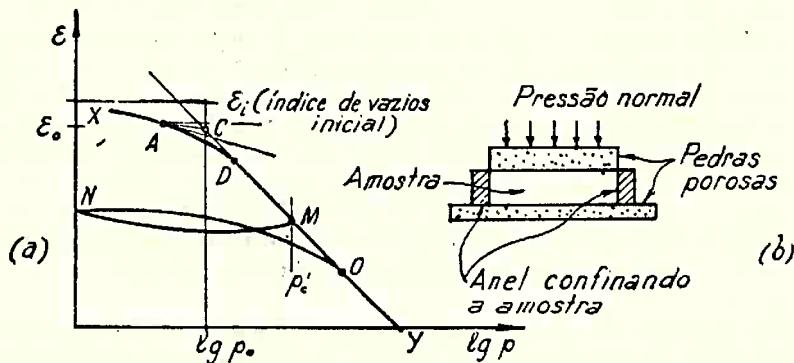


Fig.10 GRÁFICO E ENSAIO NORMAL DE ADENSAMENTO

desde que p_0 seja suficientemente alta e ε_0 seja o índice de vazios correspondente a p_0 . O ensaio pelo qual se estabelece a correlação acima citada é o chamado ensaio de adensamento.

Nesse ensaio, confina-se uma amostra indeformada de solo dentro de um anel metálico indeformável. Aplicam-se as pressões normais por meio de uma placa porosa colocada no topo da amostra conforme o indicado na figura 10. Conhecendo-se a massa específica aparente da amostra, sua umidade e a densidade de seus grãos, pode-se calcular o índice de vazios. Aplicando-se pressões normais, o corpo de prova deformar-se-á, diminuindo de espessura; dêsses dados calculam-se os índices de vazios correspondentes e traça-se o gráfico pressões-índices-de-vazios em papel semi-logarítmico. O aspecto do gráfico é o que mostra a figura 10: — um trecho inicial curvo, onde os índices-de-vazios variam muito pouco com a pressão e, a partir de uma certa pressão p_0 , correspondente a um índice de vazios ε_0 , um andamento linear.

Quando se trata de solo sedimentar, diz-se que a pressão p_0 corresponde à máxima pressão já suportada anteriormente pelo solo, isto é, a pressão de pré-adensamento. Nos ensaios sobre argila residual, parece não ter significado chamar-se de «pressão de pré-adensamento» ao valor p_0 , observado, se pretendermos manter rigorosamente o significado do termo «adensamento».

Como, porém, pelo que conhecemos do assunto, é esta a primeira vez que se é obrigado a analisar o fenômeno, no que concerne às argilas residuais, denominamos essa pressão limite de «pressão-de-pré-adensamento virtual», definindo-a: — é um valor peculiar da pressão, verificado em ensaios normais de adensamento sobre argilas residuais, abaixo do qual as variações dos índices-de-vazios são pequenas e, acima do qual, observa-se proporcionalidade entre os decréscimos de índices de vazios e os logarítmos das pressões aplicadas.

Para a determinação do valor de p_0 , utilizamos o método empírico de Casagrande, preconizado para as argilas sedimentares. Traçamos a bissecriz do ângulo formado por uma horizontal e a tangente ao ponto de máxima curvatura da curva XD. O ponto em que essa bissecriz cortar o prolongamento do ramo retilíneo da curva de adensamento nos dará a pressão p_0 e o seu índice vazios ε_0 (vide fig. 10). A experiência tem mostrado que se, numa pressão correspondente ao ponto M, o corpo de prova for descarregado e novamente carregado, a curva de recarregamento acusará uma «pressão de pré-adensamento» igual a pressão correspondente ao ponto M. Essa pressão terá, então, todos os característicos de uma «pressão de pré-adensamento», exatamente como acontece nas argilas sedimentares carregadas pelo seu próprio peso.

Vejamos agora como poderíamos entender o aparecimento da «pressão de pré-adensamento virtual» nas argilas residuais. Consideremos, primeiramente, o caso de uma alteração de rocha uniforme e não evoluída. Uma determinada porção da rocha entra em processo de alteração e chega a transformar-se totalmente em solo de alteração, porém, tão uniformemente que todo o solo resultante chegue a ter uma textura e uma estrutura únicas, homogêneas e uniformes. Tal solo

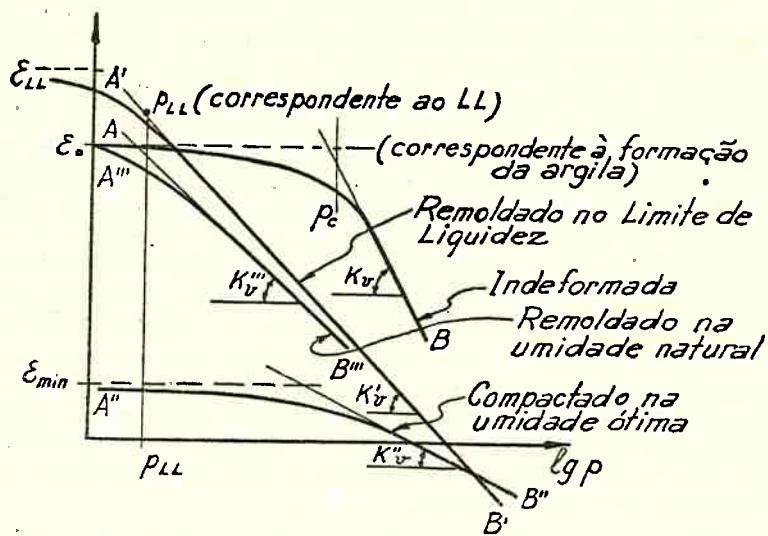


Fig. II CURVAS DE ADENSAMENTO DAS ARGILAS RESIDUAIS

será definido por uma curva granulométrica, um par de limites de Atterberg e um valor de índice de vazios bem determinados.

No momento de sua formação, essa argila residual adquire um certo índice-de-vazios inicial e_0 que depende inteiramente da natureza da rocha e dos processos físico-químicos que têm lugar durante a sua formação. A textura do solo também é determinada por êsses fatores.

Se retirarmos, desse solo, uma amostra e a amolgarmos completamente, umidecendo-a até atingir teor de umidade ligeiramente superior ao seu limite de liquidez e, depois, com ela moldarmos um corpo de prova, submetendo-o a um ensaio normal de adensamento, obteremos uma curva semelhante a A'B' da figura 11.

Essa curva, ou o prolongamento do seu ramo retilíneo, passa por um ponto, análogo ao de pré-adensamento, que pode ser determinado pelo processo de Casagrande; essa pressão designaremos por p_{LL} , e a denominaremos «pressão equivalente do limite de liquidez»; seu valor está geralmente compreendido entre 0,05 e 0,15 kg/cm². A experiência mostra que a inclinação da reta, isto é, o seu índice de compressão K_v só depende da textura do solo e da forma dos seus grãos.

Se amolgarmos o solo e o compactarmos até atingir massa específica aparente máxima e, depois, fizermos o ensaio sobre ele, obteremos uma curva A''B'' cujo índice-de-compressão é K_v'' . O ensaio de adensamento sobre um material remoldado, mantendo-se o valor do índice de vazios natural, dará uma curva A'''B''' intermediária entre as A'B' e A''B''.

Em argilas de alta plasticidade tem-se observado que os índices de compressão do material remoldado só dependem dos valores dos L.L., isto é, só dependem da forma e do tamanho dos grãos. Porém, em vários solos, verificou-se que K_v é tanto maior quanto menor for o índice de vazios inicial de amostra remoldada. Nesse caso K_v além de variar com a forma e o tamanho dos grãos, varia, ainda, com o seu arranjo em estruturas mais soltas ou mais densas.

Se, entretanto, executarmos um ensaio sobre uma amostra indeformada de argila residual, cujo índice de vazios inicial é ε_0 , verifica-se que a curva A B, obtida no ensaio (vide fig. 11), não coincide necessariamente com A'''B''. Nessa curva observa-se nitidamente um ponto, além do qual, as variações dos índices de vazios são aproximadamente proporcionais aos logarítmos das pressões. A esse ponto corresponderá a «pressão de pré-adensamento virtual», cujo valor depende: 1) da textura do solo; 2) da sua estrutura; 3) da pressão atuante sobre o material.

Em tudo que foi dito anteriormente, não se levou, entretanto, em consideração o efeito das pressões aplicadas e, mais particularmente, o efeito dos pesos de terra sobre as diversas camadas de um solo residual. Vamos analisar agora esse efeito.

Vimos que sempre existirá uma curva pressão-índice de vazios básica A B para cada tipo de argila residual e que é peculiar às suas condições de origem, não dependendo das pressões aplicadas. Se, sucessivamente, aplicarmos e retirarmos pressões cada vez maiores de sobre uma amostra, obteremos as curvas enlaçadas que a figura 12 mostra.

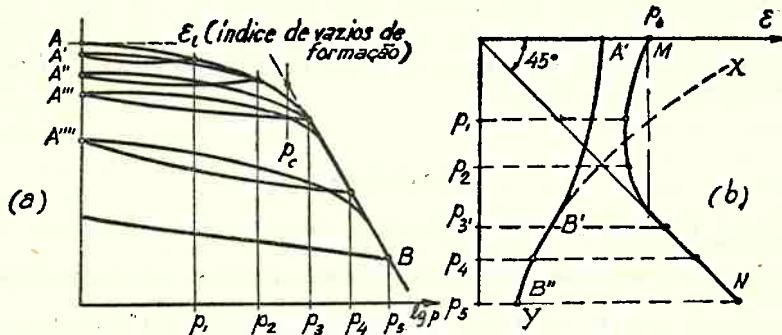


Fig. 12 PREADENSAMENTO VIRTUAL EM FUNÇÃO DAS PRESSÕES APPLICADAS

As laçadas são envolvidas pela curva básica A B. Se a traçarmos em escala aritmética, como na figura 12(b), ao trecho retilíneo da curva A B corresponderá a curva logarítmica XY e ao seu trecho curvo, corresponderá o trecho A'B', da figura 12(b). Vamos agora determinar as «pressões-de-pré-adensamento» para cada uma das laçadas da figura 12(a). A pressão aplicada, $p = 0$, corresponderá a curva

básica A B e a essa corresponderá uma «pressão-de-pré-adensamento virtual» p_0 (determinável pelo método de Casagrande). Como a segunda laçada A'B é mais encurvada que AB, a ela, corresponderá uma «pressão de pré-adensamento virtual» ligeiramente inferior a p_0 . O mesmo acontecerá para a laçada seguinte A''B, porém, quando chegarmos a laçada A'''B verificaremos que a pressão de pré-adensamento será igual à pressão p_3 , do carregamento anterior. Nesse caso, então, p_3 tem as características de uma pressão de pré-adensamento no sentido clássico. Daí por diante as pressões de pré-adensamento verificadas para cada laçada serão iguais às pressões anteriormente aplicadas. A curva MN da figura 12b, correlaciona as pressões de pré-adensamento (em abscissas) com as pressões anteriormente aplicadas, em cada laçada (em ordenadas). Verifica-se que ela é uma reta inclinada de 45° , a partir da pressão p_3 .

A curva básica A B poderia representar um terreno residual uniforme e homogêneo (caso realmente raro). Amostras retiradas a várias profundidades e submetidas a ensaios de adensamento dariam curvas correspondentes às laçadas A'B, A''B, A'''B e as pressões p_1 , p_2 , p_3 ... corresponderiam aos pesos de terra sobrejacentes às amostras. Desta forma a curva MN, da figura 12(b), corresponderia à correlação entre as pressões de pré-adensamento virtuais e os pesos de terra, nas argilas residuais.

No comum dos casos, os terrenos residuais não poderão ser representados por uma só curva básica de adensamento. Pelo menos a cada altura, ao longo de uma vertical, corresponderá uma curva de adensamento diferente. Como consequência disso observar-se-á, acima de uma certa cota, indeterminação da correlação entre as pressões de pré-adensamento virtuais e os pesos de terra, porém, a essência do fenômeno permanecerá a mesma.

REFERÊNCIAS

- (1) — K. Rankama e Th. G. Sahama — «Geochemistry» — University of Chicago Press, 1 949.
- (2) — P. C. Worcester — «A textbook of Geomorphology» — D. van Nostrand Co., 1 949.
- (3) — Dr. Eng. E. von Wilmann — «Os Tipos de Solos e sua Formação» — Tradução da Seção de Solos e Fundações do I.P.T. da revista «Die Bauindustrie», ano III, pág. 432.
- (4) — Ralph E. Grim — «Modern Concepts of Clay Materials» — Reprinted from the Journal of Geology — vol. I, n.º 3 — April-May, 1 942.
- (5) — E. Pichler — «Quatro palestras sobre Minerais Argílicos» — pronunciadas no Anfiteatro do I.P.T., sob os auspícios da A.E.M.S. — março 1 951.
- (6) — Luciano Barzaghi e J. S. Nogami — «Análise Térmica Diferencial de Alguns Materiais Argilosos Nacionais» — Separata n.º 222 do I.P.T. de Mineração e Metalurgia — julho-agosto 1 949.
- (7) — Charles Terzaghi — «Simplified Soil Tests for Subgrades and their Physical Significance» Public Roads, Vol. 7, n.º 8 — oct. 1 926.
- (8) — A. Casagrande — «Research on the Atterberg Limits of Soils» — Public Roads vol. 13, n.º 8 — oct. 1 932.

- (9) — A. M. Wintermeyer — «Adaptation of Atterberg Plasticity Tests for Subgrade Soils» — Public Roads, vol. 7, n.º 6 — aug. 1 926.
- (10) — C. A. Hogentogler e C. Terzaghi — «Present States of Subgrade Soil Testings» — Public Roads, vol. 9, n.º 1 — March 1 928.
- (11) — Ralph E. Grim — «Some Fundamental Factors Influencing the Properties of Soil Materials» — Proceedings 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. vol. 3, Rotterdam 1 948.
- (12) — Nils Hast — «Structure of Clay» — Nature, March, 15, 1 947.
- (13) — H. F. Winterkorn — «The Condition of Water in Porous Systems» — Soil Science, agosto, 1 943.
- (14) — Op. cit.
- (15) — L. D. Baver — «Soil Phisics» — John Wiley & Sons, London 1 940.
- (16) — B. A. Keen — «The Phisical Properties of the Soils» — Honguran's, Green & Co., London, 1 931.
- (17) — Op. cit.
- (18) — A. Casagrande — «Reports on Cooperative Research on Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soils», 1 940-1 944 (não publicado).

CAPÍTULO I

COMPRESSIBILIDADE DE CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS

1) Relações gerais entre tensões e deformações

A estrutura do solo residual é constituída por grãos grossos, envolvidos e suportados por uma massa argilosa cujas partículas, por sua vez, dispõem-se em verdadeiras cadeias. Seus interstícios são, total ou parcialmente, cheios d'água.

A pesquisa dos fenômenos de tensão-deformação, em ensaios de compressão dessa estrutura complicada, tem suas dificuldades agravadas pelo fato, observado experimentalmente, de que esse material não é elástico: gradualmente carregado, deforma-se não proporcionalmente às cargas; descarregado, não devolve totalmente o trabalho de deformação. Contudo, sempre em bases experimentais, pode-se admitir a existência de um módulo de deformação E_c e um coeficiente de Poisson, μ_c , definidos e constantes entre estreitos limites de carga.

Como nos materiais lítoides, o solo residual apresenta, no descarregamento, uma curva tensão-deformação distinta da de subida, com seus módulos de expansão E_c e coeficiente de Poisson a expansão μ_c , peculiares.

Assim, se aplicarmos a um corpo de prova cilíndrico de uma argila residual uma tensão axial p_1 e uma radial p_2 , as deformações axiais e radiais, serão, de acordo com a Teoria da Elasticidade: (desde que haja compressão axial e expansão lateral do c.p.).

$$\left. \begin{aligned} \delta_1 &= \frac{p_1}{E_c} - 2\mu_c \frac{p_2}{E_c} \\ \delta_2 &= - \left[\frac{\mu_c p_1}{E_c} + 2(1 - \mu_c) \frac{p_2}{E_c} \right] \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

A deformação volumétrica será: $\delta = \delta_1 + 2\delta_2$

$$\delta = \frac{(1 - 2\mu_c)}{E_c} p_1 + \frac{2(1 - 2\mu_c)}{E_c} p_2 \quad (2)$$

Num estágio de compressão, em que haja diminuição de comprimento e de diâmetro do corpo de prova, teremos para as deformações axiais e radiais:

$$\left. \begin{aligned} \delta_1 &= \frac{1}{E_c} (p_1 - 2\mu_c p_2) \\ \delta_2 &= \frac{1}{E_c} \left[2(1 - \mu_c) p_2 - \mu_c p_1 \right] \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

E, nesse caso, a contração volumétrica será:

$$\delta_\sigma = \frac{(1-2\mu_\sigma)}{E_\sigma} (p_1 + 2p_s) \quad (4)$$

Anàlogamente, a expansão volumétrica será:

$$\delta_e = \frac{(1-2\mu_e)}{E_e} (p_1 + 2p_s) \quad (5)$$

No caso de uma contração ou expansão de tipo hidrostático, isto é: $p_1 = p_s = p_o$ ou p_e , teremos como expansão e contração volumétricas:

$$\delta_\sigma = \frac{3(1-2\mu_\sigma)}{E_\sigma} p_o \quad (6)$$

$$\delta_e = \frac{3(1-2\mu_e)}{E_e} p_e \quad (7)$$

Introduzindo os coeficientes de compressibilidade e expansibilidade volumétricas, definidos pelas fórmulas:

$$C_\sigma = \frac{1}{V} \frac{\delta V}{\delta p_\sigma} = \frac{3(1-2\mu_\sigma)}{E_\sigma}$$

$$C_e = \frac{1}{V} \frac{\delta V}{\delta p_e} = \frac{3(1-2\mu_e)}{E_e}$$

e fazendo $\lambda = \frac{C_e}{C_\sigma}$ teremos:

$$= \frac{C_\sigma}{3} \left(p_1 + 2 \frac{C_e}{C_\sigma} p_s \right) = \frac{C_\sigma}{3} (p_1 + 2\lambda p_s) \quad (8)$$

E, anàlogamente, para o caso de expansão axial:

$$\delta = \frac{C_\sigma}{3} (p_1 + 2\lambda p_s) \quad (9)$$

2) Ação da água intersticial

Examinaremos o caso de um solo saturado, isto é, com seus poros cheios d'água. Ao aplicarmos uma pressão $\sigma = \sigma_1 = \sigma_3$, igual em todos os lados do c.p., a estrutura sólida tenderá a deformar-se e a água, comprimida, tenderá a escapar-se. A medida que a água se for escapando, maior tensão é transferida ao esqueleto sólido, até que, findo o fluxo d'água, toda a carga atua exclusivamente no esqueleto sólido.

Nos estagios intermediários, temos uma pressão externa aplicada σ ; uma pressão hidrostática u e uma pressão grão a grão, atuante na estrutura, que chamaremos p , sempre mantendo-se a igualdade, necessária ao equilíbrio de pressões:

$$\sigma = p + u$$

As equações (1) a (9) foram deduzidas para pressões aplicadas diretamente à estrutura. Assim, nelas, as tensões p_1 e p_3 são pressões grão a grão, que chamaremos «efetivas», iguais a:

$$p_1 = \sigma_1 - u$$

$$p_3 = \sigma_3 - u$$

Como é evidente, a pressão na água (que chamaremos «neutra») é igual em todas as direções. Assim teremos para as deformações volumétricas do corpo de prova cilíndrico, saturado:

$$\delta = \frac{C_e}{3} \left[(\sigma_1 - u) + 2 \lambda (\sigma_3 - u) \right] \quad (10)$$

Para o caso de expansão axial, teremos fórmula análoga:

$$\delta = \frac{C_e}{3} \left[(\sigma_1 - u) + 2 \lambda (\sigma_3 - u) \right] \quad (11)$$

Examinando a expressão (10) acima, chegaremos a concluir da possibilidade de dois tipos principais de compressão: a) compressão lenta, na qual u é constantemente nulo, isto é, faz-se a compressão tão lentamente que haja possibilidade de livre drenagem da água intersticial; b) compressão rápida, na qual se impede a drenagem da água intersticial ou faz-se a aplicação das cargas tão rapidamente que para ela não haja tempo. Nesse último caso a compressão se fará a volume constante ($\delta_c = 0$) e o valor de u pode ser deduzido da expressão acima, igualando-a a zero.

O chamado efeito de retardamento hidrostático da compressão dos solos é devido ao tempo necessário para a água fluir dos seus poros. Terzaghi estudou exaustivamente o problema mostrando que esse tempo é uma função de permeabilidade do material e das dimensões da massa drenada ⁽¹⁾.

Há, entretanto, um outro tipo de retardamento, o comumente conhecido «retardamento plástico», e que está basicamente ligado às deformações plásticas da água adsorvida aos grãos nos seus pontos de contacto. Esse fenômeno é o responsável pelo «efeito secundário» do adensamento; a sua manifestação macroscópica é a diminuição dos índices de vazios, nos processos de deformação lenta, além do previsível pela teoria de Terzaghi.

Finalmente, o material solo é sujeito a um tipo de deformação, pela qual varia de forma sem variar de volume: deforma-se plásticamente; muda o arranjo dos grãos entre si, mantendo-se constante porém, o volume dos poros entre eles existentes. Na deformação plástica, são desprezadas, por muito pequenas, as deformações dos grãos sólidos.

3) O adensamento dos corpos de prova cilíndricos

Suponhamos um c.p. cilíndrico sujeito a pressões $p_a = p_1 = p_3$, iguais em todas as direções e aplicadas lentamente, de forma que elas sejam sempre suportadas pela estrutura sólida. No tópico e na ponta do c.p. são colocadas placas porosas e o corpo de prova pode ser envolvido lateralmente por papel de filtro, de forma que a drenagem da água intersticial faz-se livremente. Escoando-se a água, vai diminuindo, gradativamente, o índice de vazios do c.p..

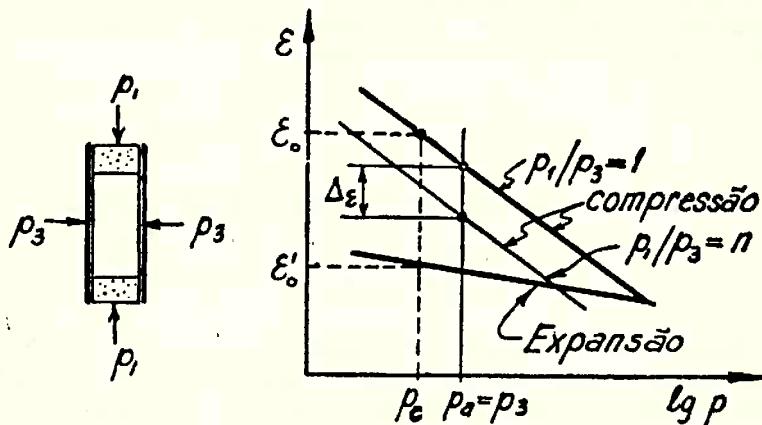


Fig.13 GRÁFICOS PRESSÃO ÍNDICE DE VAZIOS PARA VÁRIAS RELAÇÕES p_1/p_3

Observa-se, experimentalmente, uma relação linear entre os índices de vazios e os logarítmicos das pressões efetivas, tanto na compressão:

$$\epsilon = \epsilon_0 - K_\epsilon \lg p/p_0$$

como na expansão:

$$\epsilon = \epsilon'_0 - K_\epsilon \lg p/p_0 \quad (\text{vide figura 13})$$

Donde podemos tirar:

$$\frac{d\epsilon}{dp} = \frac{K_\epsilon}{2,3 p}; \quad \frac{d\epsilon}{dp} = \frac{K_\epsilon}{2,3 p} \quad (12)$$

Por outro lado, temos:

$$d\varepsilon = \frac{dV}{V_s} \text{ e } V_s = \frac{V}{1 + \varepsilon} \text{ e, portanto, } \frac{dV}{V} = \frac{d\varepsilon}{1 + \varepsilon_0}$$

$$\frac{dV}{V} = \frac{-K_c dp}{2,3(1 + \varepsilon_0)p_a} \quad (13)$$

E, anàlogamente, na expansão:

$$\frac{dV}{V} = \frac{K_e dp}{2,3(1 + \varepsilon_0)p_a}$$

Daí tiramos os valores de C_c e C_e

$$C_c = \frac{1}{V} \frac{dV}{dp} = \frac{-K_c}{2,3(1 + \varepsilon_0)p_a} \quad (15)$$

$$C_e = \frac{1}{V} \frac{dV}{dp_e} = \frac{K_e}{2,3(1 + \varepsilon_0)p_a} \quad (16)$$

Donde podemos tirar o valor de λ :

$$\lambda = \frac{C_e}{C_c} = -\frac{K_e}{K_c} \quad (17)$$

A diminuição de volume ΔV de um c.p., quando lhe é aplicado um acréscimo de pressão hidrostática de p_0 até p será:

$$\frac{\Delta V}{V} = \int_{p_0}^p \frac{dV}{V} = - \int_{p_0}^p \frac{K_c dp}{2,3(1 + \varepsilon_0)p_a} = \frac{-K_c}{1 + \varepsilon_0} \lg \frac{p}{p_0} =$$

$$= \frac{\Delta \varepsilon}{1 + \varepsilon_0} \quad (18)$$

Assim, traçando experimentalmente as curvas pressão-índice de vazios, para a compressão e para a expansão, poderemos tirar os valores de K_c e K_e e deles obter, pelas fórmulas acima, os valores de C_c , C_e e λ .

Os valores dessas constantes são os mesmos seja qual for o tipo de deformação, embora a dedução das fórmulas acima tenham sido feitas para o caso particular do adensamento. Isto porque eles se referem à estrutura granular do solo.

4) *Compressão axial lenta*

Suponhamos que, depois do c.p. atingir um estado de adensamento, sob a pressão $p_a = p_1 = p_3$, façamos subir a pressão axial, de $p_1 = p_3$ até $p_1 = p_3 + \Delta p$ sem que apareçam pressões neutras na água intersticial: é a aplicação lenta da carga, com drenagem franca do corpo de prova. Coloquemos, em gráfico, para cada valor da relação p_1/p_3 , os índices de vazios de equilíbrio (obtidos depois da aplicação do acréscimo de carga Δp) em função das pressões p_a .

Observaremos, uma diminuição do volume do corpo de prova, isto é, um acréscimo de seu índice de vazios, em função da pressão axial aplicada. Se o acréscimo de carga axial for Δp tão pequeno quanto se queira (mantendo p_3 constante) a deformação axial será:

$$d\delta_1 = \frac{dp}{E_c} \quad (19)$$

Haverá também uma deformação radial:

$$d\delta_3 = - \frac{\mu_e dp}{E_c} \quad (20)$$

Logo, a deformação volumétrica de adensamento, suplementar, na compressão axial, será:

$$d\delta = d\delta_1 + 2d\delta_3 = \frac{dp (1 - 2\mu_e)}{E_c} = \frac{dp}{3} C_c$$

substituindo o valor de C_c

$$d\delta = \frac{dV}{V} = \frac{dp}{3} \frac{K_o}{(1 + \varepsilon_0) 2,3 p}$$

$$dV = - \frac{V}{1 + \varepsilon_0} \frac{K_o dp}{3 \times 2,3 p} = - V_s \frac{K_o dp}{3 \times 2,3 p}$$

$$\Delta V = \int_{p_3}^{p_1} - V_s \frac{K_o dp}{3 \times 2,3 p} = V_s \frac{K_o}{3} \lg \frac{p_1}{p_3}$$

Donde:

$$\Delta \varepsilon = \frac{\Delta V}{V_s} = - \frac{K_o}{3} \lg n \quad (21)$$

Assim, para um mesmo valor de $n = \frac{p_1}{p_3}$ o decréscimo de ε não depende de p_3 , e a reta dos índices de vazios de equilíbrio, depois de aplicada a pressão Δp é paralela à reta de adensamento

A diminuição de vazios, como calculada acima, por simples efeito de adensamento, é válida sómente quando não apareça, como efeito secundário, diminuições de índice de vazios devidas à deformações plásticas dos filmes de água adsorvida junto aos contactos dos grãos. Na compressão axial dos c.p. cilíndricos, a lei acima estabelecida vale tão sómente para os estágios iniciais da compressão; depois de iniciar-se o movimento dos grãos uns em relação aos outros, aquele efeito secundário aparece e predomina. Finalmente, no último estágio, quando se atinge o regime de ruptura do c.p. sua deformação passa a ser a de índice de vazios constante.

Numa compressão lenta pré-adensada até a pressão p_3 , podemos obter o «módulo de deformação» à compressão:

$$E_a = \frac{\Delta p}{\Delta \delta_1}$$

Como, do ensaio, resultam também as variações volumétricas

$$\Delta \delta = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + \varepsilon_0}$$

poderemos calcular $\Delta \delta_3 = \frac{\Delta \delta - \Delta \delta_1}{2}$ e, daí, teremos o coeficiente de Poisson à compressão:

$$\mu_\sigma = - \frac{\Delta \delta_3}{\Delta p} E_a = - \frac{\Delta \delta_3}{\Delta \delta_1} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\Delta \delta}{\Delta \delta_1} \right) \quad (22)$$

5) Compressão rápida pré-adensada.

Se o c.p. é sujeito a uma pressão $\sigma_3 = p_3$ igual em todas as direções e se nela se espera o equilíbrio das deformações, diz-se que o c.p. foi pré-adensado na pressão p_3 . Uma compressão rápida pré-adensada é feita aplicando-se um acréscimo de carga axial $\Delta \sigma$, sem permitir escapamento da água intersticial. Como já foi explicado, isto pode ser feito ou impedindo-se drenagem do corpo de prova ou executando-se o ensaio rapidamente. Aparecerá na amostra uma pressão neutra na água intersticial igual a u . O acréscimo de pressão na direção axial será: $\sigma_1 - u - \sigma_3 = \Delta \sigma - u$ e na direção radial $\sigma_3 - u - \sigma_3 = -u$. A deformação do c.p., devido a aplicação rápida do acréscimo de carga $\Delta \sigma$, seria:

$$\delta = \frac{C_\sigma}{3} \left[(\Delta \sigma - u) - 2 \lambda u \right] \quad (23)$$

Como esse acréscimo é feito sem que se permita o escape da água intersticial, não poderá haver variação do volume da amostra, teremos $\delta = 0$ (*) ou seja:

$$\Delta \sigma - u = 2 \lambda u$$

$$\Delta \sigma = u (1 + 2 \lambda)$$

E a pressão neutra será:

$$u = \frac{\Delta \sigma}{1 + 2 \lambda} \quad (24)$$

As pressões efetivas que não aparecem durante a compressão serão então:

a) na direção axial

$$p_1 = \sigma_1 - u = \sigma_3 + \Delta \sigma - \frac{\Delta \sigma}{1 + 2 \lambda} = \sigma_3 + \Delta \sigma \frac{2 \lambda}{1 + 2 \lambda} \quad (25)$$

b) na direção radial

$$p_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - \frac{\Delta \sigma}{1 + 2 \lambda} = \sigma_3 - \Delta \sigma \frac{1}{1 + 2 \lambda} \quad (26)$$

Ao se aplicar, axialmente, num c.p. pré-adensado na pressão σ_3 um acréscimo de pressão $d\sigma$, teremos na direção axial uma variação de pressão: $(\sigma_3 + d\sigma - du) - \sigma_3 = d\sigma - du$ e na direção radial: $(\sigma_3 - du) - \sigma_3 = -du$. Sendo du o acréscimo de pressão hidrostática na água intersticial que se desenvolve na compressão rápida (ou não drenada).

A deformação axial correspondente será:

$$d\delta_1 = \frac{d\sigma - du}{E_c} + 2\mu_e \frac{du}{E_e}$$

Já vimos que:

$$du = \frac{d\sigma}{1 + 2\lambda}$$

Donde tiramos por substituição:

$$d\delta_1 = d\sigma \left[\frac{2\lambda}{(1 + 2\lambda)E_c} + \frac{2\mu_e}{(1 + 2\lambda)E_e} \right]$$

Para um acréscimo finito $\Delta\sigma$ teremos:

$$\delta_1 = \Delta\sigma \left[\frac{2\lambda}{(1 + 2\lambda)E_c} + \frac{2\mu_e}{(1 + 2\lambda)E_e} \right] = \frac{\Delta\sigma}{E_r} \quad (27)$$

Assim, o «módulo de deformação» à compressão rápida pre-adensada será:

(*) Esta-se admitindo que: a) — a água intersticial é incompressível; b) a estrutura do solo pode-se deformar sem sofrer variação de volume.

$$E_r = \frac{(1 + 2\lambda) E_e E_o}{2\lambda E_e - 2\mu_e E_o} \quad (28)$$

6) Compressão rápida

Quando se aplica ao c.p. tanto uma pressão axial σ_1 , como uma radial σ_3 , sem escape da água intersticial, diz-se que se faz uma compressão rápida, sem pré-adensamento. Nesse caso, por razões já vistas, aparecerá na água intersticial uma pressão u , e, sendo nula a deformação volumétrica:

$$(\sigma_1 - u) + 2\lambda(\sigma_3 - u) = 0$$

Donde:

$$u = \frac{\sigma_1 - 2\lambda\sigma_3}{1 + 2\lambda} \quad (29)$$

As pressões efetivas serão:

$$p_1 = \sigma_1 - u = \sigma_1 - \frac{\sigma_1 - 2\lambda\sigma_3}{1 + 2\lambda} = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{2\lambda}{1 + 2\lambda} \quad (30)$$

$$p_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - \frac{\sigma_1 - 2\lambda\sigma_3}{1 + 2\lambda} = -(\sigma_1 - \sigma_3) \frac{1}{1 + 2\lambda} \quad (31)$$

Fórmulas essas já obtidas por Skempton, em um trabalho recente⁽²⁾.

A deformação axial será dada pela fórmula:

$$\delta_1 = \frac{p_1}{E_e} - 2\mu_e \frac{p_3}{E_e}$$

Substituindo os valores de p_1 e p_3 , teremos:

$$\delta_1 = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) 2\lambda}{(1 + 2\lambda) E_e} - 2\mu_e \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(1 + 2\lambda) E_e}$$

ou seja:

$$\delta_1 = (\sigma_1 - \sigma_3) \left[\frac{2\lambda E_e - 2\mu_e E_o}{(1 + 2\lambda) E_e E_o} \right] \quad (32)$$

O «módulo de compressão» desse tipo de compressão é o mesmo que o da compressão rápida pré-adensada

$$E_r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\delta_1} \quad (33)$$

7) *Efeito de um pre-adensamento*

Suponhamos que o c.p. tenha sido adensado até uma pressão p_0 e que essa pressão tenha sido retirada sem absorção d'água pela amostra. A tendência da estrutura de se dilatar provocará a formação de meniscos capilares na água intersticial, os quais impedirão a expansão da amostra. Desta forma, o seu índice de vazios permanecerá, aproximadamente, constante durante a descarga, e a amostra ficará sujeita a uma pressão capilar, aproximadamente igual a p_0 , quando a textura granular assim o permitir.

Na compressão de um c.p., assim pré-adensado, verifica-se não haver deformação até que a pressão atinja o valor de p_0 . Daí por diante as deformações seguir-se-ão segundo a curva normal de adensamento, como mostra a figura 14.

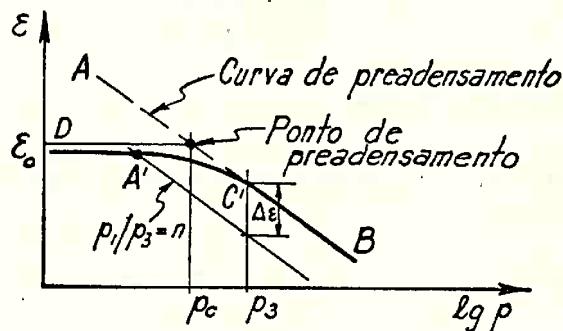


Fig.14 CURVA PRESSÃO-ÍNDICE DE VAZIOS DE SOLOS PREADENSADOS

O modelo reológico dessa deformação seria o seguinte: uma mola em paralelo com um pistão, cujo embolo é provido de um pequeno orifício (vide figura 15).

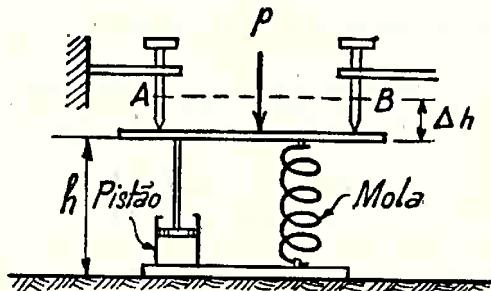


Fig.15 MODELO REOLÓGICO DE UM SOLO PREADENSADO

Ao aplicarmos um acréscimo de carga Δp , a mola tende a deformar-se de acordo com seu «módulo de deformação»; nesse momento, a água do cilindro recebe toda a carga e tende a escapar pelo orifício do embôlo, o que se processa lentamente; a mola vai-se deformando até que sua reação contrabalance o acréscimo de carga Δp ; e nesse momento, o fluxo líquido cessa, pois, a água não mais está sob pressão.

Suponhamos que o «módulo de deformação» da mola seja tal que as diferenças específicas de altura entre as placas de modelo $\frac{\Delta h}{h}$ pos-

sam ser tomadas iguais a valores $\Delta\varepsilon/1 + \varepsilon$. Teremos, no modelo, uma curva de deformação em função das pressões idêntica à curva AB dos sólos, da figura 14.

Se, ao atingirmos o valor p_0 , ajustarmos os dois parafusos de espera AB , ao descarregarmos e reiniciarmos as cargas, não aparecerão deformações apreciáveis até que essas atinjam o primitivo valor p_0 ; daí por diante as deformações prosseguirão como dantes. Esse é o comportamento de um solo pré-adensado.

8) Compressão axial de um corpo de prova pré-adensado

Pela análise do comportamento do modelo reológico podemos compreender que: para valores de p menores que p_0 a deformação axial do c.p. será nula.

Para valores de $p > p_0$, já vimos que a deformação axial será:

$$\delta_{1\sigma} = \frac{\Delta\varepsilon}{3(1 + \varepsilon_0)} \quad (34)$$

Numa compressão triaxial lenta, enquanto a carga confinante p_3 for superior a carga p_0 , tudo se passará como o já exposto. Se, porém, $p_3 < p_0$ a compressão axial se dará sobre uma pressão efetiva confinante não igual a p_3 , porém, a p_0 e o acréscimo de carga axial será a partir de p_0 . Com efeito, na integração da expressão estabelecida no parágrafo 4:

$$dV = -\frac{V}{1 + \varepsilon_0} \frac{K_\sigma dp}{3 \times 2,3 p} = -V_0 \frac{K_\sigma dp}{3 \times 2,3 p}$$

teremos:

$$\Delta V = \int_{p_3}^{p_1} dV = \int_{p_3}^{p_0} dV + \int_{p_0}^{p_1} dV, \quad \text{onde } \int_{p_3}^{p_0} dV = 0$$

e, portanto, os limites de integração serão entre p_0 e p_1

$$\Delta V = \int_{p_0}^{p_1} dV$$

e teremos:

$$\Delta \varepsilon = \frac{\Delta V}{V_0} = -\frac{K_e}{3} \lg \frac{p_1}{p_0} \quad (35)$$

A deformação axial se dará de acordo com a fórmula:

$$\delta_1 = \frac{\sigma_1}{E_e} = 2 \mu_e \frac{\sigma_3}{E_e}$$

Tanto para $p_3 < p_0$ como para $p_3 > p_0$ o acréscimo de pressão radial σ_3 é nulo; o acréscimo de pressão axial será:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= p_1 - p_3 = \Delta p \quad (\text{se } p_3 > p_0) \text{ e} \\ \sigma_1 &= p_1 - p_0 = \Delta p \quad (\text{se } p_3 < p_0) \end{aligned} \quad (36)$$

No caso de uma amostra argilosa previamente adensada, no laboratório ou na natureza, e depois aliviada da carga, sem poder expandir-se em contacto com a água, já vimos que aparece uma pressão capilar p_e que age de grão a grão, em todos os sentidos, e que é igual a p_0 . Suponhamos um c.p. dessa amostra submetido a uma pressão radial σ_3 e depois comprimido rapidamente até uma pressão axial $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta \sigma$.

Para $\sigma_3 > p_0$, tudo se passará como o já visto na compressão rápida pre-adensada; se, porém, $\sigma_3 < p_0$, a pressão confinante será à capilar. E as pressões efetivas serão:

a) na direção axial:

$$p_1 = p_e + (\Delta \sigma - u) = p_0 + \Delta \sigma \frac{2 \lambda}{1 + 2 \lambda}$$

b) na direção radial:

$$p_3 = p_e - u = p_e - \Delta \sigma \frac{1}{1 + 2 \lambda}$$

Um caso particular de um ensaio desse tipo é a compressão simples de cilindros de argila, sob pressões capilares p_e . Chamando de σ_3 a tensão axial aplicada e, sendo, na compressão simples, $\sigma_1 = 0$, teremos:

$$p_1 = p_e + \sigma_3 \frac{2 \lambda}{1 + 2 \lambda} \quad (37)$$

$$p_3 = p_e - \sigma_3 \frac{1}{1 + 2 \lambda} \quad (38)$$

No caso de solos com $\lambda = 0$

$$p_1 = p_e \quad (39)$$

$$p_3 = p_e - \sigma_3 \quad (40)$$

$$\text{Se } \lambda = \frac{1}{2}$$

$$p_1 = p_0 + \frac{\sigma_s}{2} \quad (41)$$

$$p_3 = p_0 - \frac{\sigma_s}{2} \quad (42)$$

A deformação axial de um c.p. submetido a compressão simples será (sendo E_c e E_s respectivamente os módulos de compressão e de expansão no ensaio de compressão simples).

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \frac{\sigma_s 2 \lambda}{(1 + 2 \lambda) E_c} - \frac{2 \mu_s \sigma_s}{(1 + 2 \lambda) E_s} \\ \delta_1 &= \sigma_s \left[\frac{2 \lambda}{(1 + 2 \lambda) E_c} - \frac{2 \mu_s}{(1 + 2 \lambda) E_s} \right] \end{aligned} \quad (43)$$

Donde teremos:

$$\delta_1 = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (44)$$

Sendo E_s um «módulo de deformação» à compressão simples, cuja expressão é idêntica à do «módulo de deformação» à compressão rápida.

$$E_s = \frac{(1 + 2 \lambda) E_c E_s}{2 \lambda E_s - 2 \mu_s E_c} \quad (45)$$

9) Pressões neutras nos corpos de prova cilíndricos

Já vimos que, quando aplicamos um acréscimo de carga $\Delta \sigma$ a um c.p. cilíndrico, de um solo saturado, aparece na água intersticial uma pressão neutra a qual provoca drenagem. Em um ponto qualquer do interior do c.p., a migração da água se faz segundo a equação diferencial ⁽⁸⁾:

$$\frac{\delta^2 u}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 u}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = \frac{1}{c_v} \frac{\delta u}{\delta t} \quad (46)$$

onde u é a pressão neutra na água intersticial e c_v , uma constante conhecida como «coeficiente de adensamento», cujo valor é:

$$c_v = \frac{k}{\gamma_a m_v}$$

Nesta última, γ_a é a densidade da água; m_v é uma constante chamada «perda específica de água intersticial» $m_v = \frac{d \epsilon / dp}{1 + \epsilon}$ e k é o coeficiente de permeabilidade da amostra.

No trabalho citado, mostrámos que a solução da equação (46) é:

$$u = \frac{u_1 + u_2}{u_0} \quad (47)$$

Nessa solução, u_1 é a solução da equação:

$$\frac{\delta^2 u_1}{\delta z^2} = \frac{1}{c_v} \frac{\delta u_1}{\delta t} \quad (48)$$

a qual rege o fluxo vertical de água; e u_2 é a solução da equação:

$$\frac{\delta^2 u_2}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta u_2}{\delta r} = \frac{1}{c_r} \frac{\delta u_2}{\delta t} \quad (49)$$

a qual rege o fluxo radial de água:

A solução da equação (48) foi obtida por Terzaghi e Fröhlich⁽⁴⁾:

$$u_1 = \frac{4}{\pi} u_0 \sum_n \frac{1}{2n+1} \operatorname{sen} \left[\frac{(2n+1) \pi z}{2h} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4h^2} c_v t} \quad (50)$$

Na qual u_0 é uma constante, igual à pressão hidrostática no momento em que se aplica a carga vertical; n é a série dos números naturais; e h é a altura do corpo de prova.

A solução geral da equação (49), como mostrámos no trabalho citado,⁽³⁾ é:

$$u_2 = B_n e^{-\rho^2 v t} [I_0(\rho r) + A_n N_0(\rho r)]$$

na qual A_n e B_n são constantes; $I_0(\rho r)$ é a função de Bessel de ordem zero e $N_0(\rho r)$ a função de Neumann de ordem zero (às vezes chamada de Weber).

Vejamos quais serão as condições de limites para o caso em questão.

Vamos considerar a drenagem radial de um corpo de prova cilíndrico de raio r_1 .

1) — Num tempo t , qualquer, devemos ter:

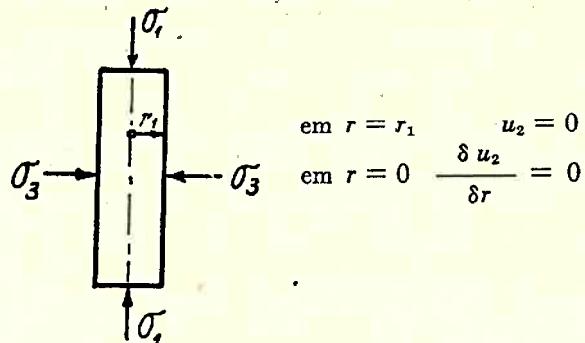


Fig.16 CORPO DE PROVA CILÍNDRICO
SUJEITO À COMPRESSÃO TRIAXIAL

Consideremos, ainda, um adensamento do tipo hidrostático isto é, com $\sigma_1 = \sigma_3$, aplicando-se um acréscimo de carga $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3 = \Delta \sigma$ no tempo $t = 0$; então:

2) — Num tempo $t = 0$, devemos ter para r qualquer:

$$u_2 = \Delta \sigma$$

Como condição de limite, para um t qualquer, teremos, então

$$I_0(\rho r_1) + A_n N_0(\rho r_1) = 0$$

$$I_2(0) + A_n N_1(0) = 0$$

Daí tiramos:

$$A_n = -\frac{I_0(\rho r_1)}{N_0(\rho r_1)} = -\frac{I_1(0)}{N_1(0)}$$

Quando

$$r_1 = 0 \quad I_0(0) = 1 \quad N_0(0) = -\infty$$

logo

$$A_n = 0$$

e

$$I_0(\rho r_1) = 0$$

Para que essa identidade seja satisfeita é necessário que $\rho r_1 = \rho_n r_1$ sejam as infinitas raízes da equação acima. Então:

$$u_2 = \sum_n B_n e^{-\rho_n^2 \sigma_v t} I_0(\rho_n r)$$

Vamos agora determinar os valores de B_n . Teremos para um r qualquer, no tempo $t = 0$.

$$u_2 = \sum_n B_n I_0(\rho_n r)$$

ou seja:

$$\Delta \sigma = \sum_i B_i I_0 (\rho_i r)$$

Multiplicando ambos os membros por $r I_0 (\rho_n r)$

$$r I_0 (\rho_n r) \sum_i B_i I_0 (\rho_i r) = \Delta \sigma r I_0 (\rho_n r)$$

$$\sum_i B_i I_0 (\rho_i r) r I_0 (\rho_n r) = \Delta \sigma r I_0 (\rho_n r)$$

Temos, porém, que:

$$\int_0^{r_1} I_0 (\rho_i r) r I_0 (\rho_n r) dr \begin{cases} = 0 & \text{Se } i \neq n \\ \neq 0 & \text{Se } i = n \end{cases}$$

Então:

$$B_n \int_0^{r_1} I_0 (\rho_n r) r I_0 (\rho_n r) dr = \Delta \sigma \int_0^{r_1} r I_0 (\rho_n r) dr$$

Donde:

$$B_n = \Delta \sigma \frac{\int_0^{r_1} r I_0 (\rho_n r) dr}{\int_0^{r_1} I_0^2 (\rho_n r) r dr}$$

Pelas tabelas de integrais podemos ver que:

$$\int_0^{r_1} r I_0^2 (\rho_n r) dr = \frac{1}{2} r_1^2 \left\{ I_0^2 (\rho_n r_1) + I_1^2 (\rho_n r_1) \right\}$$

$$\int_0^{r_1} r I_0 (\rho_n r) dr = \frac{r_1}{\rho_n} I_1 (\rho_n r_1)$$

Donde, por substituição, obtemos o valor de B_n :

$$B_n = \Delta \sigma \frac{\frac{r_1}{\rho_n} I_1 (\rho_n r_1)}{\frac{1}{2} r_1^2 \left\{ I_0^2 (\rho_n r_1) + I_1^2 (\rho_n r_1) \right\}}$$

Fazendo $k_n = \rho_n r_1$ as raízes da equação $I_0 (\rho_n r_1) = 0$

$$B_n = \frac{\Delta \sigma}{\frac{1}{2} k_n^2 I_1 (k_n)}$$

Os primeiros valores de k_n são:

$$k_n = 2,4048; \quad 5,5201; \quad 8,6537; \quad 11,7915; \quad 14,9309$$

E teremos para expressão final da pressão hidrostática:

$$\frac{u_2}{\Delta \sigma} = \sum_n \frac{1}{\frac{k_n}{2} I_1(k_n)} e^{-k_n^2 T_r} I_0(k_n \frac{r}{r_1}) \quad (51)$$

$T_r = \frac{c_v t}{r^2}$ é o fator tempo do adensamento radial.

As equações (47), (50) e (51) nos permitem calcular as pressões neutras, em função do tempo, nos vários pontos de c.p. cilíndricos, de diferentes dimensões e permeabilidades, quer eles disponham de dispositivos para provocar a drenagem radial, a vertical ou ambas.

Essas equações nos mostram que ao aplicar-se uma pressão $\Delta \sigma$ ao c.p. a água intersticial entrará em tensão (que no tempo $t = 0$, é igual ao valor da pressão aplicada) e que, ao correr do tempo (crescendo o fator tempo T), as pressões neutras u vão diminuindo até se anularem.

10) Deformações volumétricas dos c.p. em função do tempo

A deformação volumétrica de um corpo de prova num tempo t , será igual à perda d'água intersticial multiplicada pelo volume do c.p. e pela pressão efetiva média atuante no tempo t :

$$\Delta V_t = V p_t m_v$$

A pressão efetiva média atuante no tempo t , será, por sua vez, igual a diferença da pressão total aplicada e da pressão neutra média nesse tempo t :

$$\Delta V_t = V (u_0 - u_m) m_v$$

A variação total de volume do corpo de prova após drenagem completa será:

$$\Delta V = V u_0 m_v$$

E, portanto, a deformação volumétrica específica, num tempo t será:

$$\frac{\Delta V_t}{\Delta V} = \frac{u - u_m}{u_0} = 1 - \frac{u_m}{u_0} = q_r$$

A pressão neutra média, num tempo t , poderá ser calculada pela integração direta ou gráfica das curvas de u_1 , u_2 ou u , conforme for o tipo de drenagem. Se a drenagem for vertical obteremos um valor da deformação específica q_v pela integração da equação (50). Esse valor foi calculado por Terzaghi e Fröhlich⁽⁵⁾. Se o fluxo for radial, poderemos obter q_r pela integração gráfica da equação (51). Se houver fluxo combinado (vertical e radial) teremos uma deformação específica:

$$q = 1 - (1 - q_v) (1 - q_r) \quad (53)$$

Conforme mostramos no trabalho citado anteriormente (3).

11) Compressão de corpos de prova cilíndricos não saturados

Se comprimirmos lentamente um corpo de prova cilíndrico de argila não saturada, em ensaio de adensamento triaxial, com pressões $\sigma_1 = \sigma_3$, observaremos diminuições dos índices de vazios, em função das pressões, análogas às observadas nos ensaios de adensamento triaxial sobre os corpos de prova saturados. Com efeito, a relação logarítmica entre pressão e índices de vazios é independente da saturação do corpo de prova, pois, só tem relação com a compressibilidade da estrutura. Estruturas idênticas, umas saturadas, outras não, apresentam índices de compressão aproximadamente idênticos.

O acima dito não é verdadeiro, entretanto, para pressões muito baixas. Os meniscos capilares que se formam junto aos pontos de contacto das partículas, nos solos saturados emprestam uma certa aglutinação aos grãos mantendo a estrutura original do solo. Eles são, porém, facilmente rompidos pelas pressões aplicadas, havendo então, uma espécie de colapso interno de estrutura, cujo efeito é de reduzir a pressão de pré-adensamento virtual do c.p. Resulta disso uma grande compressibilidade do solo à pequenas pressões. É essa a razão porque uma argila não saturada apresenta pressões de pré-adensamento virtuais menores que as que se poderiam esperar. Uma vez, porém, que as pressões de confinamento superem êsses efeitos de capilaridade, a compressibilidade da argila não saturada é análoga à da saturada.

Nas argilas residuais brasileiras é comum observarem-se graus de saturação tão altos que o ar contido nos poros chega a ocupar cerca de 30 a 40 % do seu volume total. A aplicação de pressões confinantes a tais solos produz um decréscimo de índice de vazios, sem praticamente nenhum aparecimento de pressões neutras, pois o ar pode comprimir-se dentro dos poros, ou escapar, sem que a água receba quinhão apreciável da pressão. Daí se conclue que tais solos são, abaixo de uma certa pressão tão compressíveis nas solicitações rápidas, ou não drenadas, como nas solicitações lentas, ou drenadas. Nessa fase, portanto, toda a deformação faz-se a teor de umidade constante.

Diminuindo os índices de vazios, ao crescer da pressão confinante, e mantendo-se constante o teor de umidade o grau de saturação vai aumentando. De maneira simplista poder-se-ia dizer que há uma determinada pressão confinante, sob a qual o volume dos poros reduz-se ao ocupado pela água intersticial, dando-se a saturação do c.p. A essa pressão poderemos chamar «pressão de saturação». Na prática verifica-se, porém, que, antes da saturação, a água já ocupando grande parte dos poros, bloqueia a saída das bolhas de ar do interior da amostra. Por isso é difícil saturarem-se, completamente, os c.p..

12) Compressibilidade dos corpos de prova quase saturados

Nesse estado de quase saturação, ao se aplicar um acréscimo de pressão $\Delta \sigma$, ao corpo de prova, não se pode mais dizer que a carga é, desde o primeiro momento, toda transferida à estrutura sólida, pois, a compressão das bolhas de ar é suficiente para absorver parte da pressão e transmití-la à água.

Vejamos, como Bishop⁽⁶⁾ calculou, nesse caso, o valor das pressões efetivas. No estado inicial a amostra tem um índice de vazios $\varepsilon_0 = V_v/V_s$ e um grau de saturação $S_0 = V_{ag}/V_v$ (sendo V_s o volume dos grãos sólidos, V_v o volume dos vazios e V_{ag} o volume da água).

$$\text{O volume do ar livre será: } S_0 = \frac{V_v - V_{ar}}{V_v} = 1 - \frac{V_{ar}}{V_v}$$

$$V_{ar} = V_v (1 - S_0)$$

E o volume de ar dissolvido na água dos poros: $H S_0 V_v$.

Sendo H coeficiente de solubilidade de Henry que é independente da pressão, $H = 0,02 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ de água, na temperatura ambiente.

Desta forma o volume total de ar na amostra será:

$$V_{ar} = V_v (1 - S_0) + H S_0 V_v$$

Vamos supor que a pressão no ar intersticial seja acrescida da pressão atmosférica p_0 a uma pressão $p_v = p_0 + \Delta p_v$.

De acordo com a lei de Boyle-Mariotti, o volume de ar livre na pressão p_v será:

$$V_{ar} = \left\{ V_v (1 - S_0) + H S_0 V_v \right\} \frac{p_0}{p_v} - S_0 V_v H$$

cuja derivada em relação a p_v será:

$$\frac{dV_{ar}}{dp_v} = \left\{ V_v (1 - S_0) + H S_0 V_v \right\} \frac{p_0}{p_v^2}$$

Donde podemos tirar ainda o «coeficiente de compressibilidade do ar».

$$C_v = \frac{1}{V_v} \frac{dV_v}{dp_v} = \left\{ (1 - S_0) + HS_0 \right\} \frac{p_0}{p_v^2} \quad (54)$$

Por outro lado, já vimos que a variação do volume de ar, é:

$$dV_v = V_v C_v dp_v$$

E, a variação de volume da estrutura sólida:

$$dV = V C_s dp_s$$

Como as duas variações devem ser iguais, tiramos:

$$dp_s = n \frac{C_v}{C_s} dp_v \quad \text{onde, } n = \frac{V_v}{V} \text{, é a porosidade.}$$

Lembrando-nos que deveremos ter sempre igualdade entre os acréscimos de pressão aplicada $d\sigma$ e a soma dos acréscimos de pressão grão a grão dp_s e no ar, dp_v :

$$d\sigma = dp_s + dp_v$$

Teremos:

$$d\sigma = dp_s + n \frac{C_v}{C_s} dp_v$$

$$dp_s = \frac{d\sigma}{1 + n \frac{C_v}{C_s}} \quad (55)$$

Isto é: logo após a aplicação de um acréscimo de pressão $d\sigma$, a um corpo de prova não saturado (porém tão próximo da saturação que o ar esteja preso em bolhas à água intersticial), a pressão efetiva atuante dp_s terá um valor diferente de zero, dado pel aexpressão acima. Nesse momento agirá no ar, uma pressão:

$$dp_v = d\sigma - dp_s = \frac{n \frac{C_v}{C_s}}{1 + n \frac{C_v}{C_s}} d\sigma = du \quad (56)$$

que é exatamente igual à pressão neutra na água intersticial.

Ao correr do tempo a água sob a pressão du tenderá a escapar dos poros e, lentamente, cairá a zero. Quando isto acontecer $dp_v = 0$ e $d\sigma = dp_s$.

Vejamos agora quais são as deformações de um corpo de prova quase saturado ao qual são aplicadas pressões acima da pressão de pré-adensamento. Admitamos que ele esteja em equilíbrio sob a pressão p_0 , num índice de vazios ε_0 .

Aplicando um acréscimo de pressão $d\sigma$, ele sofrerá uma deformação:

$$d\delta_0 = \frac{-K_c d\sigma}{2,3(1 + \varepsilon_0) p_0} = \frac{-K_c}{2,3(1 + \varepsilon_0) p_0} \frac{d\sigma}{(1 + n \frac{C_v}{C_c})}$$

Se esse acréscimo de pressão for finito, então:

$$\begin{aligned} \delta_c &= \int_{p_0}^{p_0 + \Delta p} \frac{-K_c d\sigma}{2,3(1 + \varepsilon_0) p_0} = -\frac{K_c}{1 + \varepsilon_0} \ln \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} = \\ &= -\frac{K_c}{1 + \varepsilon_0} \ln \frac{p_0 + \frac{\Delta \sigma}{1 + n C_v/C_c}}{p_0} \end{aligned}$$

Corresponderá, portanto, a uma diminuição de índice de vazios:

$$\Delta \varepsilon_r = -K_c \ln \left[\frac{p_0 + \frac{\Delta \sigma}{1 + n C_v/C_c}}{p_0} \right] = -K_c \left[\ln \left(p_0 + \frac{\Delta \sigma}{1 + n \frac{C_v}{C_c}} \right) - \ln p_0 \right]$$

e o índice de vazios atingido pela compressão do ar será:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_0 - \Delta \varepsilon_r = K_c \ln \left[p_0 + \frac{\Delta \sigma}{(1 + n \frac{C_v}{C_c})} \right] \quad (57)$$

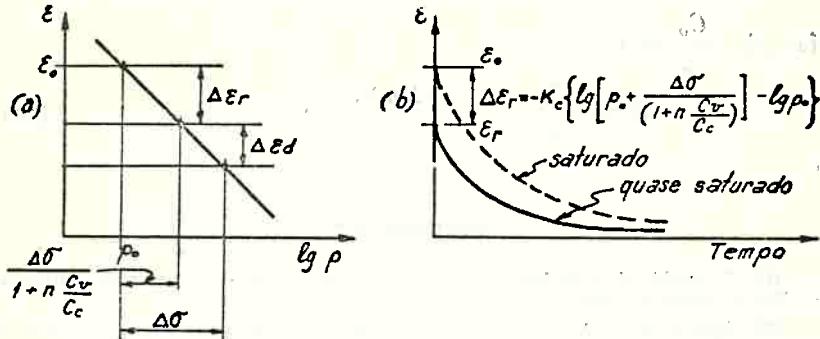


Fig.17 PRESSÃO-ÍNDICE DE VAZIOS E ÍNDICE DE VAZIOS-TEMPO NOS SOLOS SATURADOS E QUASE SATURADOS

Há, portanto, um decréscimo imediato de índice de vazios $\Delta \varepsilon_r$ e outro diferido $\Delta \varepsilon_d$, como mostram os gráficos da figura 17. Nessa figura está indicado em pontilhado a curva tempo-deformação estudada no parágrafo anterior, para os solos saturados e em linha cheia a curva dos solos quase saturados.

A compressão axial lenta, ou drenada, de um corpo de prova cilíndrico quase saturado, já pré-adensado sobre uma certa pressão confinante, far-se-á, de acordo com todo o raciocínio desenvolvido acima, de maneira idêntica a dos corpos de prova saturados.

Finalmente a compressão axial rápida, ou não drenada, de um corpo de prova colíndrico, quase saturado, que já tinha sofrido adensamento sob uma certa pressão confinante, provocará diminuições de volume dos poros devidos à compressão das bolhas de ar. Sendo $\Delta \sigma$ o acréscimo de pressão axial e u a pressão neutra que aparecerá na água intersticial, teremos, de acordo com a fórmula 23, para a variação volumétrica o valor:

$$\delta = \frac{C_v}{3} \left[(\Delta \sigma - u) - 2 \lambda u \right]$$

Já vimos, porém, que:

$$u = \frac{n \frac{C_v}{C_o}}{1 + n \frac{C_v}{C_o}} \Delta \sigma$$

Donde, substituindo, teremos:

$$\delta = \frac{C_o}{3} \left[\frac{\Delta \sigma}{1 + n \frac{C_v}{C_o}} - 2 \lambda \frac{n \frac{C_v}{C_o}}{1 + n \frac{C_v}{C_o}} \Delta \sigma \right]$$

fazendo $\frac{C_v}{C_o} = \lambda_v$

$$\delta = \frac{C_o}{3} \frac{1 - 2 \lambda n \lambda_v}{1 + n \lambda_v} \Delta \sigma \quad (58)$$

REFERENCIAS

- (1) Terzaghi, K. e Frohlich, O. K. — «Theorie der Setzung von Tonochichten» — Viena, Deutiche, 1936.
- (2) Skempton, A. W. — «A Study of the Immediate Triaxial Tests on Cohesive Soils» — Proceeding 2nd Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng. — Rotterdam, 1948.
- (3) Vargas, M. — «A Teoria dos Drenos Verticais de Areia» — Rev. Polit., n.º 157, julho, 1949.
- (4) Terzaghi, K. e Frohlich, O. K. — Op. cit.
- (5) Terzaghi, K. e Frohlich, O. K. — Op. cit.
- (6) Bishop, W. e Eldin, G. — «Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and Their Significance in the General Theory of Shear Strength» — Géotechnique, june, 1950.

CAPÍTULO II

RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DE CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS

1) Generalidades

Quando exercemos uma compressão axial sobre um corpo de prova (c.p.) cilíndrico, com ou sem aplicação de pressões laterais, ao atingir a carga um certo valor, o c.p. rompe-se. Os aspectos dessa ruptura poderão ser simples ou de tipos complexos (vide fig. 18).

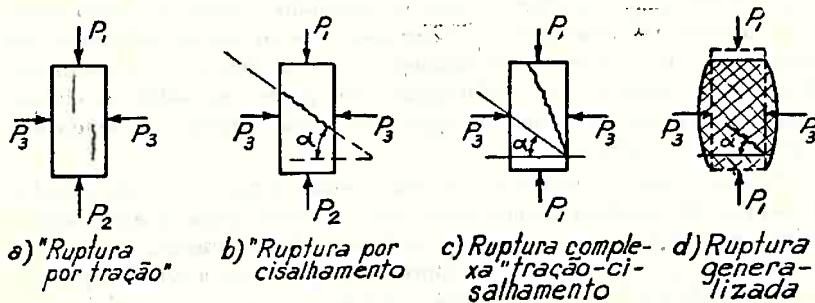


Fig.18 RUPTURAS DE CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS À COMPRESSÃO TRIAXIAL

No tipo simples de ruptura se observam uma ou mais fendas verticais, as quais se abrem até destruição do c.p., se a carga é aumentada. A esse tipo chamaremos de «ruptura por tração». No segundo tipo de ruptura simples, uma parte do c.p. desliza ao longo de uma superfície de ruptura, inclinada de um ângulo α e cujo valor normal está entre 55 e 65°:— é a chamada «ruptura por cisalhamento». É relativamente comum observar-se deslizamentos com inclinações mais íngremes do que a do ângulo α .

Finalmente, observa-se muitas vezes uma ruptura por cisalhamento em múltiplos pontos da amostra; o c.p. sofre um embarrigamento, provocado por deslizamentos generalizados, ao longo de uma infinidade de planos de ruptura e fazendo entre si ângulos 2α .

No presente trabalho só consideraremos as rupturas do segundo e do último tipo.

Já vimos que os solos residuais são formados por grãos de diâmetros muito variáveis: uns grossos, de areia; outros finos, de silte e argila. Os grãos grossos formam o agregado do solo e os finos, o cimento argiloso. Este liga as partículas grossas devido a uma aproximação excessiva dos filmes de água adsorvida que envolvem seus grãos.

Há, ainda, em alguns solos de alteração de rocha, o remanescente de um cimento silicoso ou calcáreo que aglutina grãos ou cristais mais grossos da rocha originária. Este cimento empresta ao solo uma resistência ao cisalhamento independente das pressões normais, e que chamaremos de «coesão verdadeira»; a ela soma-se a «coesão aparente», proveniente, como já vimos, da tensão de origem capilar na água intersticial do solo.

Quando, por um efeito de distribuição de cargas, na compressão de um c.p. cilíndrico, rompem-se êsses pontos de aglutinação dos grãos, estatisticamente dispostos de forma a aparecer uma fenda vertical, então ocorre a «ruptura por tração». Essa ruptura pode, ainda, ocorrer quando, por uma circunstância qualquer, um grande número de anéis de água capilar rompe-se por tração, deslizando os grãos, uns em relação aos outros. Quando, na compressão próxima da ruptura, os grãos deslizam uns sobre os outros, atritando-se entre si, então ocorre a ruptura por cisalhamento. No caso comum há, inicialmente, um rompimento dos pontos de aglutinação e, posteriormente, o atrito entre os grãos; durante êsse deslizamento dos grãos, uns sobre os outros, é que se destroem os filmes de água, sob tensão capilar, ao longo das superfícies de ruptura.

Como vimos, a aplicação de uma carga qualquer a um cilindro de argila vai produzir inicialmente uma pressão sobre a água intersticial, que designamos «pressão neutra». Essa pressão anula-se a medida que a água se escôa dos poros do c.p. e que a tensão aplicada é transferida totalmente aos grãos, dando origem ao que chamamos «pressão efetiva».

Vamos imaginar, agora, a ruptura de um c.p. de argila residual, adensado sob uma pressão lateral σ_3 , quando submetido a uma pressão axial ($\sigma_1 - \sigma_3$) aplicada tão lentamente que as pressões sejam sempre efetivas; isto é, que haja tempo suficiente para que a água, sob tensão, se escôe e que só os grãos sólidos suportem a pressão aplicada. Suponhamos que a pressão axial ($\sigma_1 - \sigma_3$) seja acrescida até ruptura do corpo de prova. Os índices de vazios, atingidos pelo corpo de prova sob as pressões laterais σ_3 serão os de adensamento e colocar-se-ão na curva pressão-índice de vazios, MN , traçada em gráfico semi-logarítmico na figura 19 (a).

Quando aplicamos pressões axiais lentas, escoando-se a água intersticial, os índices-de-vazios, correspondentes às pressões σ_3 , decrescem de um certo valor Δ e até que o c.p. atinja a ruptura. A curva MN da figura 19 (a) mostra os índices de vazios de ruptura, em função de σ_3 .

Se colocarmos em gráfico os círculos de Mohr correspondentes às rupturas lentas do c.p. prèviamente adensados sob pressões laterais σ'_3 , σ''_3 e σ'''_3 , obteremos a envoltória $O\ T$ da figura 19 (b), que se inicia pelo círculo de Mohr correspondente à ruptura lenta de um c.p. não sujeito a alguma pressão lateral σ_3 .

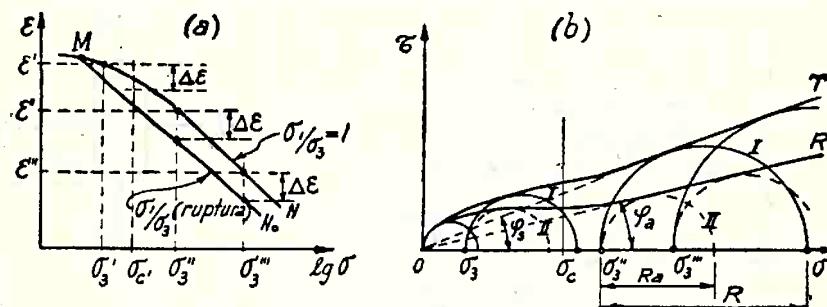


Fig.19 CURVAS PRESSÃO ÍNDICE DE VAZIOS PARA $\sigma_1/\sigma_3=1$ NA RUPTURA E ENVOLTÓRIA DOS CÍRCULOS DE MOHR DE RUPTURA

Já vimos que há uma pressão p_0 (pressão de pré-adensamento virtual) abaixo da qual a relação índice-de-vazios: logaritmo da pressão não é linear. Na envoltória dos círculos de Mohr observa-se que, acima dessa pressão, a envoltória tende para uma reta fazendo um ângulo φ_s com a horizontal; abaixo dessa pressão, a envoltória é encorvada.

Note-se que na curva MN da figura 19 (a), a cada pressão lateral σ_3 corresponde um índice-de-vazios ϵ , enquanto que, na curva MN' , dos índices-de-vazios de ruptura, a cada índice-de-vazios corresponde um par de valores de pressão-efetivas σ_1 , σ_3 . Acima de p_0 as curvas MN e MN' tendem a confundirem-se. A curva de ruptura MN' corresponderá a relação

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_s}{2} \right)$$

O ângulo φ_s é uma característica intrínseca da argila; toma o nome de «ângulo de atrito interno», pois corresponde exatamente a um atrito de grão a grão do solo, quando esse é rompido a cisalhamento, sem que haja pressões neutras na água intersticial.

Nos solos de textura fina ou naqueles de grãos grossos envolvidos por uma massa argilosa, como é o caso das argilas residuais, a ruptura dá-se sempre por um colapso de estrutura: — quando os grãos se desprendem e deslizam uns sobre os outros, a estrutura perde sua estabilidade e deforma-se, diminuindo de índice de vazios, como foi estabelecido. É bom, porém, lembrar que esse fato, corrente no caso das argilas residuais, não é geral, pois existem estruturas densas que são dilatantes durante a ruptura, como no caso das areias compactas.

2) Planos de ruptura e sua inclinação

Consideremos um dos círculos de Mohr correspondente à ruptura sob as pressões σ_3 , σ_1 ; observemos que nessas condições os c.p. fre-

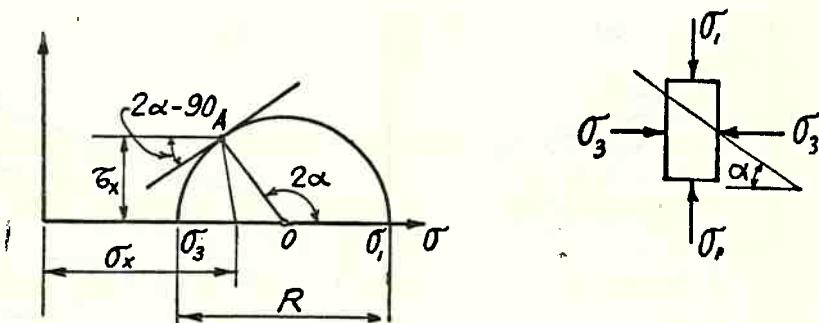


Fig. 20 INCLINAÇÃO DOS PLANOS DE RUPTURA

quentemente rompem-se ao longo de um plano, inclinado de α com relação à horizontal (vide fig. 20).

As tensões tangencial e normal, nesse plano de ruptura, serão, então, dadas pela conhecida construção de Mohr:

$$\begin{aligned}\tau_x &= \frac{R}{2} \operatorname{sen} 2\alpha \\ \sigma_x &= \sigma_3 + \frac{R}{2} + \frac{R}{2} \cos 2\alpha\end{aligned}\quad (1)$$

O ponto A de tangência terá como ordenada a tensão de cisalhamento no plano de ruptura; como a envoltória dos círculos de Mohr é o lugar geométrico desses pontos ela será, também, a curva das resistências ao círculo de Mohr no ponto A será calculada pelas

derivadas:

$$\left. \begin{aligned}\frac{d\tau_x}{d\alpha} &= R \cos 2\alpha \\ \frac{d\sigma_x}{d\alpha} &= R \operatorname{sen} 2\alpha\end{aligned}\right\} \therefore \frac{d\tau_x}{d\sigma_x} = \frac{1}{\operatorname{tg}^2\alpha} = \operatorname{tg}(90 - 2\alpha)$$

Sendo a curva das resistências ao cisalhamento

$$\tau_x = f(\sigma_x)$$

Devemos ter, num ponto qualquer:

$$\frac{df(\sigma_x)}{d\sigma_x} = \frac{d\tau}{d\sigma_x} = \operatorname{tg}(90 - 2\alpha)$$

Acima da pressão σ_c devemos ter:

$$\frac{d f(\sigma_x)}{d \sigma_x} = \operatorname{tg} \varphi_s$$

e então: $\varphi_s = 90 - 2\alpha$

Assim, ocorrendo a ruptura por cisalhamento puro e sendo α o ângulo que o plano de ruptura faz com a horizontal, é provável que o ângulo de atrito interno φ_s seja igual ao complemento do duplo do ângulo α .

3) Correlação entre resistência à compressão e índice-de-vazios

A experiência mostra que, para os solos argilosos em geral, e em particular para as argilas residuais, há uma correlação simples entre o índice-de-vazios e , no momento da ruptura do c.p., e a resistência à compressão $R = \sigma_1 - \sigma_3$, seja qual for a maneira pela qual é atingida a ruptura. A relação é de proporcionalidade entre e e o $\lg R$. A reta que correlaciona essas duas grandezas é, em geral, paralela ao ramo retílineo MN da curva índice-de-vazios: logaritmo da pressão.

A reta ε em função de $\sigma_1 - \sigma_3$ inicia-se no ponto S , figura 21, correspondente ao índice-de-vazios inicial ou natural da amostra. A esse ponto corresponde $\sigma_1 - \sigma_3 = R_s$ que é, evidentemente, a resistência à compressão simples do c.p., pois que, para rompê-lo, mantendo o seu índice-de-vazios natural, é necessário fazê-lo rapidamente, sem pré-adensá-lo.

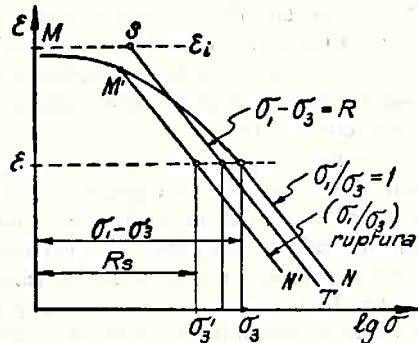


Fig.21 RELAÇÕES ENTRE ÍNDICE DE VAZIOS E PRESSÕES

Na figura 21, podemos ainda traçar a reta $M'N'$ correspondente aos índices-de-vazios de ruptura que supomos paralela ao ramo retilíneo de MN e, portanto, paralela também a ST . É possível, então, traçar a curva OT da figura 19 (b) a partir do gráfico da figura 21. Para cada pressão lateral σ_3 teremos, no momento da ruptura, um índice-de-vazios ϵ , na curva $M'N'$, e a esse índice-de-vazios corresponderá na reta ST , um valor de $\sigma_1 - \sigma_3$ com os quais poderemos traçar os diversos círculos de Mohr e depois envolvê-los pela curva OT desejada.

4) *Ensaio rápido pré-adensado*

Se, em vez de aplicarmos lentamente as pressões axiais $\sigma_1 - \sigma_3$, para que o c.p. rompa sem aparecimento de pressões neutras na água intersticial, aplicarmos as pressões axiais tão rapidamente que não haja tempo de escoamento da água (ou impedirmos sua drenagem) atingiremos a ruptura sem variação do índice-de-vazios de pré-adensamento. Esse tipo de ensaio é chamado «rápido-pré-adensado».

A envoltória dos círculos de Mohr obtidos em tais ensaios pode, também, ser deduzida das curvas da figura 21. A cada valor de σ'_3 (que nesse caso, no momento da ruptura, não será mais uma pressão efetiva) corresponderá um índice-de-vazios de pré-adensamento ϵ , na curva MN . A esse índice-de-vazios corresponderá um valor de $R = (\sigma_1 - \sigma_3)$ na reta ST .

Traçando a envoltória dos ensaios rápidos pré-adensados, chegaremos a uma curva muito semelhante à da envoltória OT dos ensaios lentos; sua parte retilínea fará com a horizontal um ângulo φ_a muito menor que φ_s e a corcova da parte da curva anterior a p_0 será muito mais acentuada. Ao ângulo φ_a damos o nome de «ângulo de resistência ao cisalhamento a ensaio rápido pré-adensado» (vide fig. 19 (b)).

5) *Valor da pressão neutra que aparece no ensaio rápido pré-adensado em c.p. saturados.*

Na figura 19 (b), os círculos I correspondem à ruptura, em ensaios lentos; esses círculos são tangentes à envoltória OT . Os círculos II são obtidos nos ensaios rápidos pré-adensados; os acréscimos de carga R_a necessários para a ruptura desse último tipo, são menores que os R obtidos nos ensaios lentos.

Vamos mostrar como as pressões σ_3 e $\sigma_3 + R_a$ não são efetivas nesse ensaio. Com efeito, durante a ruptura, manteve-se constante o índice-de-vazios ϵ (vide figura 21); então, no momento da ruptura, a pressão confinante σ_3 caiu a um valor σ'_3 , correspondente ao ponto C da curva $M'N'$, que é a curva pressão-índice de vazios para a ruptura. Raciocinando de outra forma:— já vimos que a ruptura das estruturas não dilatantes tende a diminuir os vazios da amostra; essa tendência faz aparecer tensões neutras na água intersticial e, portanto, as pressões aplicadas deixam de ser efetivas se impedirmos o escoamento da água.

Os círculos de Mohr II (figura 19) são, então, círculos aparentes; os verdadeiros, correspondentes às pressões efetivas, serão obtidos deslocando-se para a esquerda os círculos II, de um valor igual à pressão neutra que aparece na compressão. A maior pressão efetiva p_1 será obtida subtraindo, da pressão total $\sigma_3 + R_a$, a pressão neutra, que designaremos por u .

$$p_1 = \sigma_3 + R_a - u$$

E a menor pressão efetiva será:

$$p_3 = \sigma_3 - u$$

Como esse círculo verdadeiro corresponde a uma condição de ruptura, ele deverá tangenciar a envoltória dos círculos de Mohr, no ensaio lento, os quais correspondem à condições de pressões efetivas. Isto nos fornece um meio de determinação gráfica dos valores das pressões neutras.

Como as argilas residuais, provavelmente, nunca são dilatantes, poderemos admitir que o valor da pressão neutra pode ser obtido com aproximação suficiente pela fórmula (24) do capítulo I, se o corpo de prova fôr saturado:

$$u = \frac{R}{1 + 2\lambda}$$

onde $\lambda = \frac{C_e}{C_o}$ é a relação entre os coeficientes de expansibilidade e compressibilidade volumétricas.

Substituindo acima, teremos os valores das pressões efetivas, nos ensaios rápidos pré-adensados:

$$p_1 = \sigma_3 + R_a - \frac{R_a}{1 + 2\lambda} = \sigma_3 + R_a \frac{2\lambda}{1 + 2\lambda} \quad (3)$$

$$p_3 = \sigma_3 - \frac{R_a}{1 + 2\lambda} \quad (4)$$

E o deslocamento dos círculos será:

$$\sigma_3 - p_3 = \frac{R_a}{1 + 2\lambda}$$

Para os solos muito compressíveis e pouco expansíveis $\lambda = 0$ e teremos:

$$\Delta\sigma = R_a$$

$$p_3 = \sigma_3$$

$$p_3 = \sigma_3 - R_a$$

E o que era tomado comumente como caso geral, passa a ser, sob o ponto de vista da teoria aqui desenvolvida, um mero caso particular.

Se o ensaio é feito muito além da pressão de pré-adensamento p_c , então, o círculo de Mohr correspondente às pressões efetivas deve ser tangente ao ramo retilíneo da envoltória OT cuja equação é $\tau_s = p \operatorname{tg} \varphi_s$; nesse caso teremos:

$$\frac{p_1}{p_3} = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi_s}{1 - \operatorname{sen} \varphi_s} = \frac{\sigma_3 + R_a \frac{2\lambda}{1 + 2\lambda}}{\sigma_3 - R_a \frac{1}{1 + 2\lambda}} = \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2})$$

Por outro lado, sendo

$$\tau_a = \sigma \operatorname{tg} \varphi_a$$

a envoltória dos círculos aparentes de Mohr, obtidos nos ensaios rápidos pré-adensados, teremos

$$\frac{\sigma_3 + R_a}{\sigma_3} = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi_s}{1 - \operatorname{sen} \varphi_s} = \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2})$$

Da primeira fórmula posso tirar:

$$\begin{aligned} \sigma_3 + R_a \frac{2\lambda}{1 + 2\lambda} &= \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2}) [\sigma_3 - R_a \frac{1}{1 + 2\lambda}] \\ R_a [\frac{2\lambda}{1 + 2\lambda} + \frac{1}{1 + 2\lambda} \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2})] &= \sigma_3 [\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2}) - 1] \end{aligned}$$

Donde:

$$R_a = \sigma_3 \frac{[\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2}) - 1] (1 + 2\lambda)}{2\lambda + \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2})} \quad (5)$$

a qual nos dá o valor da compressão axial R_a para a ruptura de um c.p. cilíndrico pré-adensado na pressão σ_3 , tendo um ângulo de atrito interno φ_s e uma relação de compressibilidade $\lambda = \frac{C_e}{C_c}$, quando a ruptura é feita muito além da pressão de pré-adensamento.

Dai tiramos imediatamente o valor da pressão neutra:

$$u = \frac{R_a}{1 + 2\lambda} = \sigma_3 \frac{\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2}) - 1}{2\lambda + \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2})} \quad (6)$$

6) Correlação entre φ_a e φ_s

Voltando ao ensaio rápido pré-adensado, onde $\tau_a = \sigma \operatorname{tg} \varphi_a$ é o ramo retilíneo da envoltória dos círculos de Mohr.

$$\frac{\sigma_3 + R_a}{\sigma_3} = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi_a}{1 - \operatorname{sen} \varphi_a} = \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_a}{2})$$

ou seja:

$$R_a = \sigma_3 [\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_a}{2}) - 1]$$

Igualando as expressões de R_a , nos dois casos, teremos:

$$\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_a}{2}) - 1 = \frac{[\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2}) - 1] (1 + 2\lambda)}{2\lambda + \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2})}$$

$$\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_a}{2}) = \frac{\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2}) (2 + 2\lambda) - 1}{2\lambda + \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2})} \quad (7)$$

Pela fórmula acima poderemos calcular os ângulos de resistência ao cisalhamento a serem obtidos em ensaios de compressão triaxiais rápidos pré-adensados, em função dos ângulos de atrito interno φ_s e da relação entre os coeficientes de expansibilidade e compressibilidade volumétricos.

Se $\lambda = 0$, poderemos chegar a uma fórmula mais simples:

$$\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_a}{2}) = \frac{2 \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2}) - 1}{\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_s}{2})} = 2 - \operatorname{tg}^2 (45 - \frac{\varphi_s}{2})$$

$$\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_a}{2}) = \sqrt{2 - \operatorname{tg}^2 (45 - \frac{\varphi_s}{2})} \quad (8)$$

7) Ensaios rápidos sobre c.p. saturados

Um c.p. de argila residual, quando não sujeito a tensões confinantes, estará sempre sob a ação de uma pressão de grão a grão de natureza capilar e igual a p_c . Se, a esse c.p. aplicarmos rapidamente, ou sem possibilidade de drenagem, tanto uma pressão radial σ_3 como uma axial σ_1 , até a ruptura, aparecerá na água intersticial uma pressão hidrostática:

$$u = \frac{1 - 2\lambda \sigma_3}{1 + 2\lambda}$$

de acordo com a fórmula (31) do capítulo anterior.

Nesse momento as pressões efetivas são:
a) na direção axial:

$$p_1 = p_o + \sigma_1 - u = p_o + (\sigma_1 - \sigma_s) \frac{2\lambda}{1+2\lambda} = p_o + \frac{2\lambda R}{1+2\lambda} \quad (9)$$

b) na direção radial:

$$p_s = p_o + \sigma_s - u = p_o (\sigma_1 - \sigma_s) \frac{1}{1+2\lambda} = p_o - \frac{R}{1+2\lambda} \quad (10)$$

O círculo de Mohr correspondente a ruptura, nesse caso, será tangente a reta inclinada de φ_s com a horizontal e passando pela origem (ramo retilíneo da envoltória de Mohr).

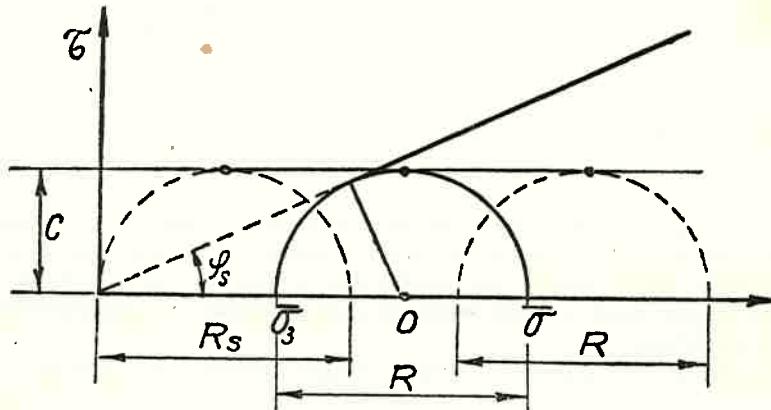


Fig. 22 ENVOLTÓRIA DE ENSAIOS RÁPIDOS

Da figura 22 podemos tirar:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi_s}{1 - \operatorname{sen} \varphi_s}$$

Donde, substituindo, tiramos:

$$\frac{p_o + 2\lambda \Delta \sigma / 1 + 2\lambda}{p_o - 2\Delta \lambda / 1 + 2\lambda} = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi_s}{1 - \operatorname{sen} \varphi_s}$$

Desenvolvendo:

$$p_o - p_o \operatorname{sen} \varphi_s + \frac{2\lambda R}{1+2\lambda} - \frac{2\lambda R}{1+2\lambda} \operatorname{sen} \varphi_s = p_o - p_o \operatorname{sen} \varphi - \frac{R}{1+2\lambda} - \frac{R \operatorname{sen} \varphi_s}{1+2\lambda}$$

$$R + \frac{1-2\lambda}{1+2\lambda} R \operatorname{sen} \varphi = 2 p_o \operatorname{sen} \varphi_s$$

ou seja:

$$R = \frac{2 p_o \operatorname{sen} \varphi_s (1 + 2\lambda)}{(1 + \operatorname{sen} \varphi_s) + 2\lambda (1 - \operatorname{sen} \varphi_s)} \quad (11)$$

Vemos assim que os círculos de Mohr, correspondentes à ruptura rápida de c.p. cilíndricos confinados por pressão total lateral σ_3 e sujeitos a pressão total axial σ_1 , reduzem-se a um único círculo de pressões efetivas p_1 , p_3 , e têm todos o mesmo diâmetro R , o qual só depende de p_c , φ_s e λ .

Se os traçarmos em termos de pressões totais, serão todos êles envolvidos por uma reta horizontal num diagrama de pressões totais, como mostra a figura 22. Desta forma, aparecerá uma envoltória dos círculos de Mohr aparentando uma coesão c e um ângulo de resistência ao cisalhamento $\varphi = 0$.

O valor da coesão será:

$$C = \frac{R}{2} = \frac{p_c \operatorname{sen} \varphi_s (1 + 2\lambda)}{(1 + \operatorname{sen} \varphi_s) + 2\lambda (1 - \operatorname{sen} \varphi_s)} \quad (12)$$

E o valor da pressão capilar agente, num corpo de prova cilíndrico de resistência a compressão R , será:

$$p_c = \frac{R}{2} \frac{(1 + \operatorname{sen} \varphi_s) + 2\lambda (1 - \operatorname{sen} \varphi_s)}{\operatorname{sen} \varphi_s (1 + 2\lambda)} \quad (13)$$

8) Ensaio de compressão simples

Um ensaio de compressão triaxial rápido sobre c.p. saturado poderá ser substituído, quando não houver necessidade de rigor, por um de compressão simples (isto é, com pressão lateral σ_3 nula), que nos dará o valor R_s da resistência a compressão igual ao valor R do ensaio triaxial. Medindo o ângulo do plano de ruptura α (se a ruptura se der por cisalhamento simples) obteremos, provavelmente, o ângulo de atrito interno $\varphi_s = 90 - 2\alpha$, com uma aproximação relativamente boa.

Num ensaio de compressão simples, a ruptura é atingida aplicando-se rapidamente a pressão axial σ_1 ; assim, ele é essencialmente um ensaio rápido pré-adensado na pressão lateral $\sigma_3 = 0$, havendo uma pressão capilar atuante, igual a p_c . Não se observa, também, como já foi visto, variação de volume do corpo de prova. Assim sendo, um ensaio lento confunde-se com um ensaio rápido; o círculo de Mohr obtido com $\sigma_3 = 0$ é o mesmo, quer se trate de um ensaio rápido pré-adensado ou de um ensaio lento. Desta forma, as envoltórias de ambos os ensaios confundem-se, para pressões laterais próximas de zero. Com efeito, o c.p. estará sujeito a uma pressão efetiva capilar igual a:

$$p_c = \frac{\sigma_1}{2} \frac{(1 + \operatorname{sen} \varphi_s) + 2\lambda (1 - \operatorname{sen} \varphi_s)}{\operatorname{sen} \varphi_s (1 + 2\lambda)} \quad (14)$$

A análise do segundo termo nos mostrará que $p_c > \sigma_1$, sejam quais forem os valores de φ_s e λ . Assim sendo, não haverá diminuição do índice-de-vazios pela aplicação da carga axial σ_1 .

9) *Corpos de prova não saturados*a) *Ensaios lentos*

Como dissemos, a resistência à compressão $R = \sigma_1 - \sigma_3$ de um c.p. cilíndrico, confinado por uma pressão prévia σ_3 , é uma função logarítmica do índice-de-vazios, no momento da ruptura, seja qual for o tipo de ensaio executado. Têm-se verificado experimentalmente que, quando o solo não é saturado, a relação logarítmica mantém-se a mesma, desde que o gráu de saturação seja constante; isto é: se tracarmos em papel logarítmico a função $R = f(\epsilon)$ para vários gráus de saturação constantes, obteremos retas paralelas (figura 23).

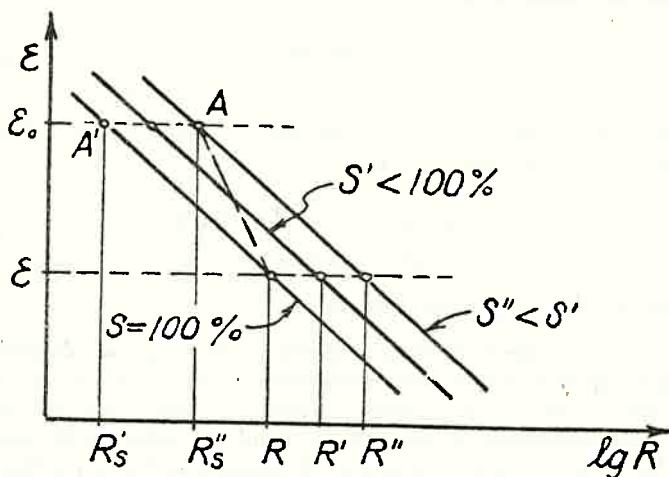


Fig.23 RELAÇÃO ENTRE ÍNDICES DE VAZIOS E RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO

Para um mesmo índice-de-vazios ϵ , as resistências à compressão crescem com o decrescer do gráu de saturação; essa variação é, como vimos, devida à pressão capilar, pela formação de meniscos de água nos poros dos solos de granulação fina.

Verifica-se experimentalmente que, para a maioria dos solos argilosos, a variação da resistência à compressão, quando o gráu de saturação varia de 100 % até cerca de 80 %, não é grande; de 80 % para baixo, a resistência aumenta rapidamente (vide figs. 7 e 8 da Introdução). O valor e a relação desse aumento dependem, de uma maneira complexa, da natureza do solo.

Como também vimos, ao comprimirmos um c.p. não saturado, desde uma condição inicial de índice-de-vazios ϵ_0 e de gráu de saturação S_0 , até valores crescentes da pressão de confinamento σ_3 , o seu índice de vazios irá diminuindo. Os índices-de-vazios finais são os mesmos para o c.p. saturado ou não, desde que se permita drenagem livre à água intersticial.

Como o teor de umidade mantém-se constante, até certo valor da pressão de confinamento, o gráu de saturação irá aumentando, até atingir valor próximo a 100 %.

Tudo se passa então como se a relação entre o logaritmo da resistência à compressão $R = \sigma_1 - \sigma_3$ e o índice de vazios de ruptura seguisse a linha $A B X$ (vide fig. 23), sendo A o ponto correspondente ao gráu de saturação S_0 e ao índice-de-vazios E_0 e B o correspondente à saturação completa e à pressão de saturação σ'_s .

Combinando a curva pressão-índice de vazios de um solo com as da figura 23, poderemos traçar os círculos de Mohr para a ruptura de um c.p. não saturado e determinar sua envoltória.

Sendo ϵ_0 (vide fig. 23) o índice de vazios inicial, vemos que o círculo de Mohr correspondente à compressão simples do c.p. saturado é o correspondente ao ponto A' , cujo diâmetro $O A'$, na fig. 24, é igual a R'_s , enquanto que o c.p. não saturado corresponde a $O A''$, isto é, cujo raio é $R''_s = O A''$. O mesmo acontece para uma pressão confinante σ_3 , inferior a σ'_s ; acima de σ'_s haverá sempre saturação, como vimos anteriormente, e as resistências serão as mesmas, quer seja o c.p. inicialmente saturado ou não. Desta forma, o ângulo de atrito interno φ_s é o mesmo, em ambos os casos. Varia, porém, o trecho curvo da envoltória, sendo que ele é mais elevado no caso dos corpos de prova não saturados.

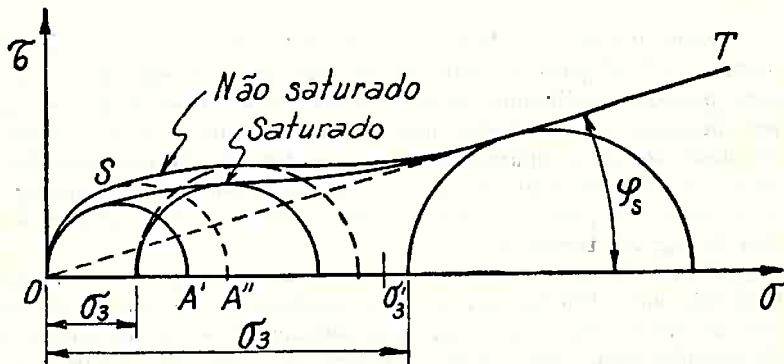


Fig. 24 ENVOLTÓRIAS DE ENSAIOS LENTOS

b) Ensaios rápidos pré-adensados

Suponhamos, agora, que um c.p. não saturado é comprimido lentamente, permitindo-se drenagem franca da água intersticial, até uma pressão lateral σ_3 . Depois disso, rompam-o rapidamente, sob uma pressão axial $R_a = \sigma_1 - \sigma_3$. Como vimos, essa resistência à compressão só depende do índice de vazios e do gráu de saturação do c.p. no momento da ruptura. Se assim é, a curva será a mesma $A B X$ da figura 23.

Para traçar, entretanto, os círculos de Mohr correspondentes a êsses ensaios, deveremos determinar os índices de vazios de ruptura; poderão ser obtidos da curva pressão-índice de vazios, entrando-se com as pressões efetivas no momento da ruptura.

Como acima de um certo valor da pressão confinante σ_s , o c.p. comporta-se como se saturado, a envoltória dos círculos de Mohr deve tender, quando a pressão de saturação for ultrapassada, para a reta dos ensaios rápidos-pré-adensados dos c.p. saturados, a qual faz com a horizontal um ângulo φ_a , chamado o «ângulo de resistência ao cislamento, a ensaio rápido pré-adensado».

Antes desse valor, os círculos aparentes de Mohr para tais tipos de ensaio serão os obtidos deslocando-se os círculos das pressões efetivas (tangentes a reta que faz um ângulo φ_s com a horizontal) para a esquerda, de um valor u igual a pressão neutra desenvolvida durante a ruptura.

De acordo com (56) do capítulo I, o valor de u será dado pela fórmula, de símbolos indicados:

$$u = \frac{n \frac{C_v}{C_c}}{1 + n \frac{C_v}{C_c}} \Delta \sigma = \frac{n \frac{C_v}{C_c}}{1 + n \frac{C_v}{C_c}} R \quad (15)$$

Como, porém, C_c é muito pequeno em relação a C_v , praticamente teremos $u = 0$ para os estágios de alto gráu de saturação; isto é, para pressões confinantes baixas. Assim, nessa fase, o ensaio rápido pré-adensado quasi coincide com o ensaio lento. Os dois diferirão simplesmente pelo aparecimento, no ensaio rápido pré-adensado, de uma certa coesão aparente, proveniente de tensão capilar anular que se formará nos pontos de contacto das partículas, como mostra o gráfico da fig. 25, trecho a.

Depois de uma certa pressão confinante, os gráus de saturação tendendo para 100 %, aparecerá a tendência da envoltória deixar a reta de ensaio lento e procurar assintoticamente a reta de ensaio rápido pré-adensado, como mostra a figura 25, trecho b. Finalmente, no trecho c, ela seguirá a reta dos ensaios rápidos pré-adensados, observada nos ensaios sobre argila saturadas.

c) Ensaios rápidos.

Vamos imaginar uma amostra cilíndrica de solo, submetida a uma compressão lateral rápida e uma pressão axial aplicada rapidamente até a ruptura. Suponhamos que o gráu de saturação da amostra seja inicialmente alto, como acontece comumente com as argilas residuais; nesse caso, nas pressões baixas e como já foi exposto, o ar escapará com relativa facilidade da amostra. O comportamento do c.p. sob solicitações rápidas será, então, idêntico ao do de solicitações rápidas pré-adensadas. Quando, porém, o gráu de saturação aumenta muito,

o ar ficará retido, em bolhas, na água intersticial; não podendo escapar, ficará sob tensão, aparecendo uma pressão neutra.

De acordo com a fórmula (56), do capítulo I, o valor dos acréscimos de pressão neutra será:

$$du = \frac{n \frac{C_v}{C_c}}{1 + n \frac{C_v}{C_c}} d\sigma \quad (16)$$

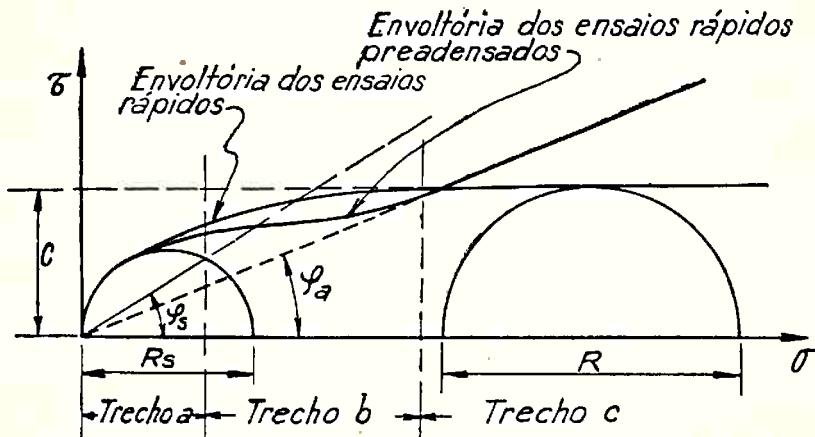


Fig.25 ENVOLTÓRIAS DE MOHR PARA OS SOLOS NÃO SATURADOS

na qual C_v é o coeficiente de compressibilidade do ar dado pela fórmula (54) do capítulo I; os outros símbolos têm os significados indicados.

Para traçar a envoltória de Mohr de um ensaio rápido, poderemos partir de um gráfico como o da figura 23. O círculo de Mohr de compressão simples será o de diâmetro R'' , correspondente ao ponto A ; o correspondente ao ponto de saturação da amostra será o de diâmetro R , ponto B . Entre os pontos A e B , as envoltórias dos ensaios rápidos e rápidos pré-adensados serão, aproximadamente, as mesmas, pois a compressão do ar é igual em ambos os ensaios. A diferença entre ambos é que, no ensaio rápido pré-adensado, depois de uma certa pressão, poder-se-á observar certa drenagem, reduzindo a pressão neutra antes da compressão. Assim, a envoltória do ensaio rápido pré-adensado deve, no gráfico, cair abaixo da do ensaio rápido (vide fig. 25).

Finalmente, acima da pressão de saturação, o c.p. comportar-se-á exatamente como o já indicado no parágrafo 7, dêste capítulo; isto é, a envoltória tenderá a uma reta horizontal (trecho c do gráfico da figura 25).

CAPÍTULO III

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

1) — *As amostras*

Para confirmar a teoria exposta nos dois capítulos anteriores, foi programada uma longa série de ensaios sobre amostras indeformadas de dois tipos de argila residual mais comumente encontrados nos arredores de São Paulo.

Como nos propuséssemos verificar o comportamento de um certo tipo de solo, e o seu acôrdo com nossa teoria, e não tivéssemos a intenção de investigar estatisticamente os valores das características de resistência e compressibilidade das argilas residuais em geral, escolhemos sómente duas amostras típicas de argilas residuais paulistanas (*). Sobre elas, executaram-se ensaios exaustivos nos quais foi dispendido cerca de um ano de trabalhos contínuos de laboratórios. Os resultados mostraram, em detalhe, a progressão das deformações dos corpos de prova em função das pressões aplicadas, os valores das respectivas resistências e indicaram como se desenvolviam essas resistências, nas várias formas de solicitação.

A primeira das amostras é oriunda de Vila Anastácio, nos arredores de São Paulo; é de uma argila residual proveniente da alteração de gneiss, côn verde acidentada, com camadas de argila branca, provavelmente alteração dos veios de pegmatito que cortavam a rocha original. Presente muita mica e, também, grãos grandes de feldspato inalterado, que integravam a parte arenosa do material. E' este um tipo de solo de alteração não evoluido; nêle não começaram ainda a agir os processos de maturação dos solos. Apresenta-se, ainda, completamente saturado.

Para a coleta das amostras foi aberta cava, donde foram retirados dois grandes blocos indeformados de cerca de 0,50 x 0,50 x 0,50 m; guardados em câmara úmida, a temperatura constante, dêles foram cortados os corpos de prova para os ensaios.

A segunda argila ensaiada, proveniente da alteração de granito, foi retirada, de forma semelhante à primeira, em Mandaqui, Serra da Cantareira, perto de São Paulo. E' um solo maduro, côn amarela avermelhada, de baixo grau de saturação; poroso, portanto. Produto de uma evolução, de tipo laterítico, sobre um solo cuja fração argila presente é, provavelmente, do grupo da caolinita. Sobre esse segundo

(*) — Aliás o ponto de vista de que, para estudar o comportamento dos solos, é melhor ensaiar exaustivamente poucas amostras típicas do que levarem-se adiante ensaios sobre numerosas amostras pouco representativas é esposada por A. Casagrande nos seus vários e famosos «Reports on Shear Strength Characteristics of Soils».

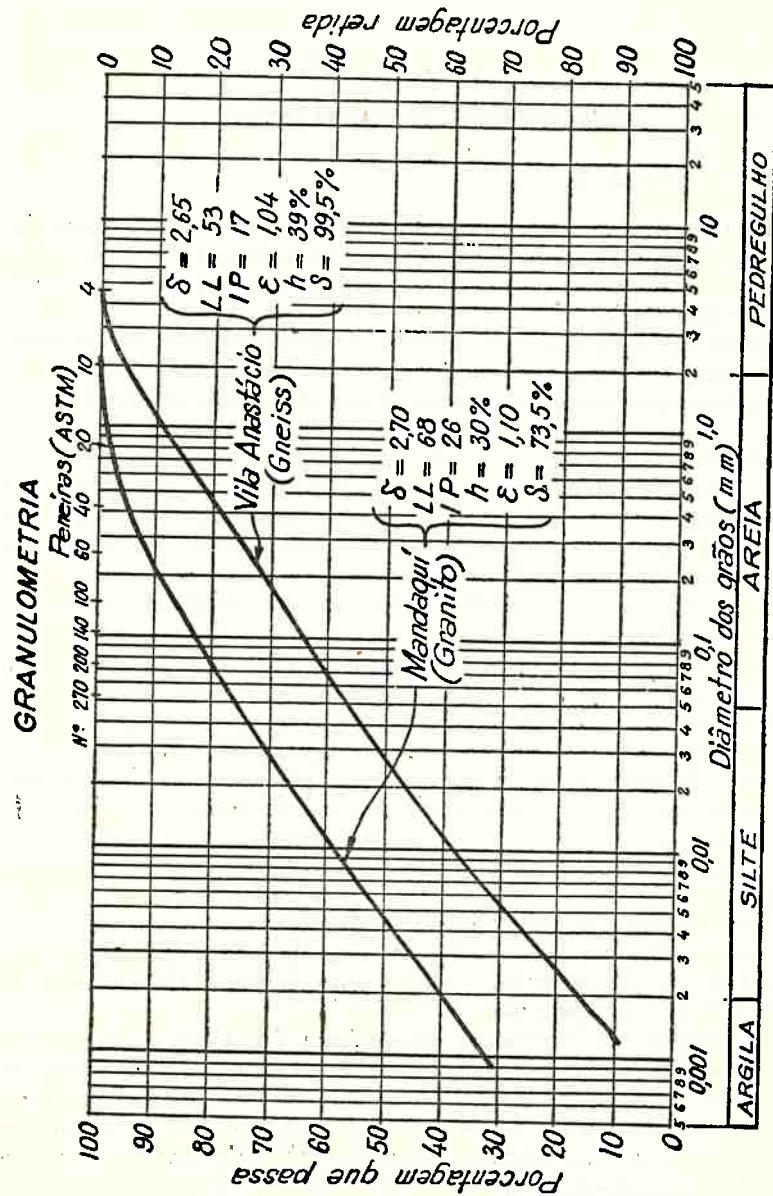


Fig. 26 CURVAS GRANULOMETRICAS DAS DUAS ARGILAS RESIDUAIS ESSAIADAS

material foram feitos ensaios de dois tipos: 1) no estado natural, não saturado; 2) saturando-se completamente as amostras no laboratório, antes de cada ensaio.

A figura 26, anexa, mostra as curvas granulométricas médias das duas argilas ensaiadas. Em ambas a fração argila ($\phi < 2 \mu$) é pequena: 15% na argila de Vila Anastácio e 41% na do Mandaquí. Os limites de Atterberg desses materiais são: argila de Vila Anastácio: $LL = 53$ e $IP = 17$; argila do Mandaquí $LL = 68$ e $IP = 26$, o que mostra tratar-se de solos de características bastante argilosas, embora as porcentagens de fração argila sejam baixas. As massas específicas dos grãos são: 2,65 para a argila de Vila Anastácio e 2,70 para a do Mandaquí. Embora os índices de vazios naturais dessas argilas sejam de valores muito próximos (respectivamente 1,04 e 1,10) suas umidades sendo diferentes, 39% e 30%, respectivamente, os respectivos graus de saturação S serão diferentes. A argila proveniente de gneiss é praticamente saturada ($S = 99,5\%$); a argila do Mandaquí está longe disso, pois tem um grau de saturação médio $S = 73,5\%$.

2) — Os ensaios e a aparelhagem

Foram executados ensaios de compressão simples e triaxial (1) em máquina cujo esquema aparece na figura 27. Dos blocos foram cortados, com os devidos cuidados, prismas, torneados depois em corpos de prova cilíndricos de 9 cm de altura e 10 cm^2 de secção. O torneamento foi feito por corte com fio de piano, em um torno especial.

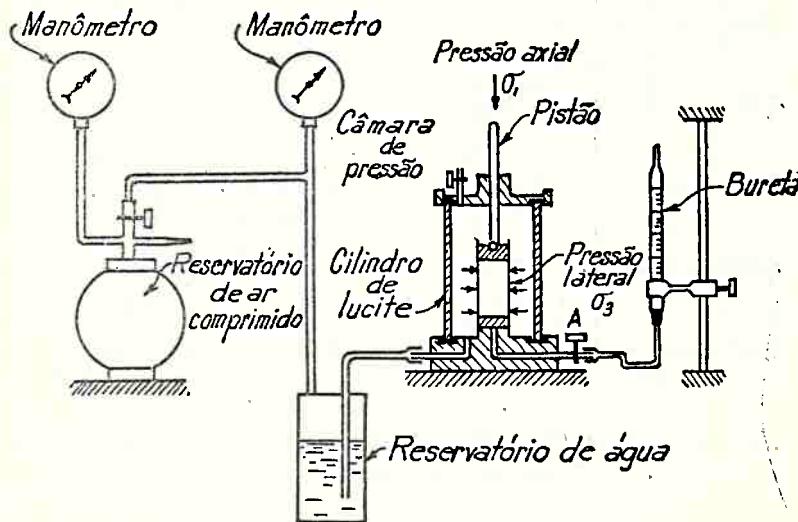


Fig.27 ESQUEMA DO APARELHO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

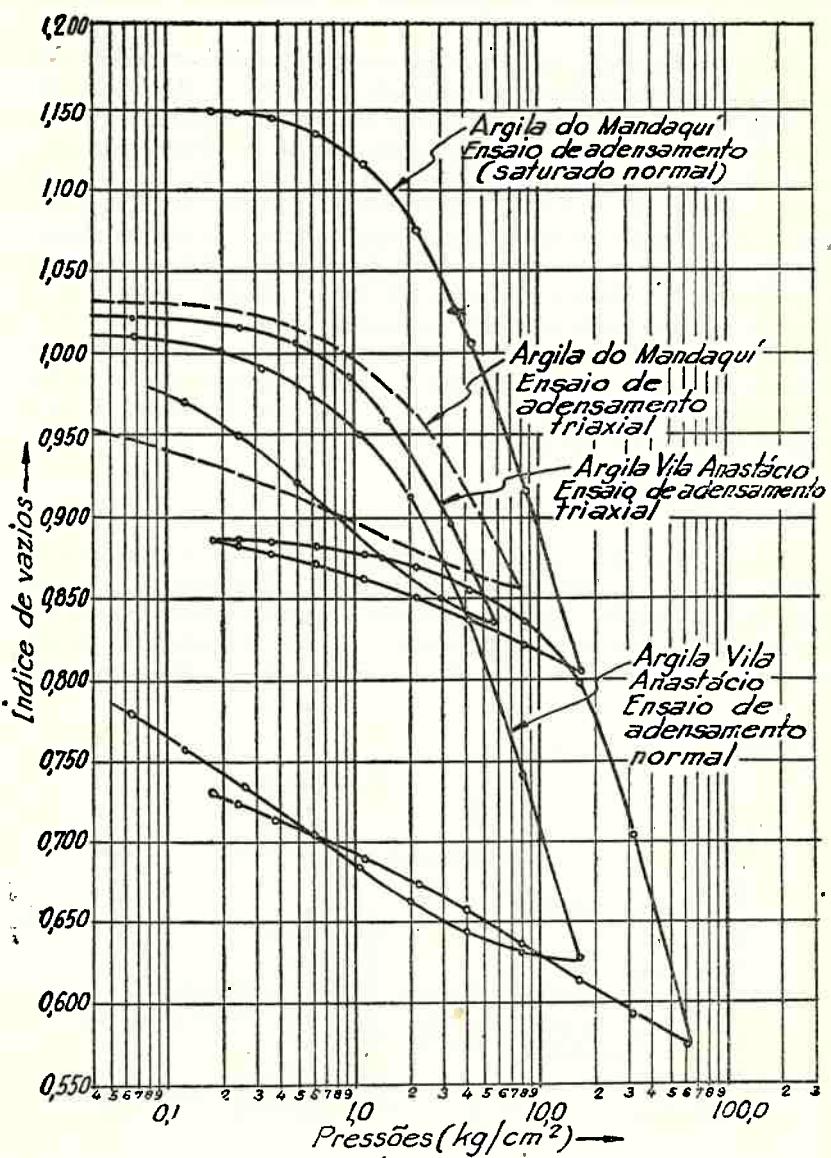


Fig.28 CURVAS PRESSÃO-ÍNDICES DE VAZIOS OBTIDAS EM ENSAIOS DE ADENSAMENTO

mente construído para evitar, ao máximo, afetar a estrutura. Os corpos de prova eram todos protegidos por uma membrana fina de borracha, amarrada, de um lado, a um pedestal aparafusado à base do aparêlho e, do outro, a um cabeçote de metal destinado a receber o pistão transmissor das cargas axiais. Para fins de drenagem foi colocado um disco de pedra porosa na base da amostra.

Como preparação do ensaio, todas as canalizações do aparêlho foram escorvadas, de forma que a água dos poros do corpo de prova se mantinha em comunicação direta com a de uma bureta, a qual media as variações de volume do corpo de prova saturado. Nos ensaios sobre corpo de prova não saturados, não é possível essa medida.

Com o corpo de prova na câmara de pressão, esta é cheia d'água: é então aplicada a pressão lateral σ_3 . Se o ensaio é do tipo lento ou rápido pré-adensado, a válvula A permanecerá aberta; e se do tipo rápido, fechada. Nos ensaios lentos, o corpo de prova permanece sob pressão até que cesse sua variação de volume, observada na bureta. Estabilizado o volume, aplica-se a carga axial, em acréscimos sucessivos de 4 kg e, após cada acréscimo, aguarda-se nova estabilização. Se o ensaio é do tipo rápido pré-adensado, fecha-se, após estabilização inicial, a válvula A; a carga é aplicada em acréscimos de 2 kg cada meio minuto, até a ruptura. Para o ensaio de tipo rápido, tanto a pressão lateral como a axial são aplicadas com a válvula A fechada. A pressão lateral é toda aplicada instantaneamente e a axial é levada até a ruptura com velocidade de 2 kg cada meio minuto.

Com ambas as amostras foram ainda feitos ensaios de adensamento, na máquina de ensaio triaxial. Neles, as pressões são aplicadas na câmara de compressão, sobre corpo de prova cilíndrico e o adensamento é observado na bureta, à medida que vai sendo expulsa a água dos vazios. Pela observação das variações de volume, é possível calcular índices de vazios de equilíbrio, para cada pressão $\sigma_1 = \sigma_3$ aplicada. Para fins comparativos, foram também executados ensaios de adensamento do tipo normal de Casagrande, em corpos de prova cilíndricos de 90 cm² de área e 4 cm de altura (2).

3 — *Os Resultados dos Ensaios*

A figura 28 mostra as curvas pressão-índice de vazios, obtidas nos ensaios de adensamento feitos na câmara triaxial e nos anéis de Casagrande, sobre ambas as amostras em estudo. Como é praxe, em Mecânica dos Solos, essas curvas estão traçadas em gráfico semi-logarítmico. Em todas elas fez-se carregamento e descarregamento; na de adensamento normal da argila do Mandaquí há uma laçada de carga e descarga intermediária.

A figura 29 mostra as curvas pressão-deformação, obtidas em ensaios de compressão triaxial rápidos pré-adensados e lentos, da argila residual de gneiss, da Vila Anastácio. Foram executados 7 ensaios rápidos pré-adensados sob vários σ_3 . Junto a cada curva estão indicados

ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL
Argila residual de gneiss

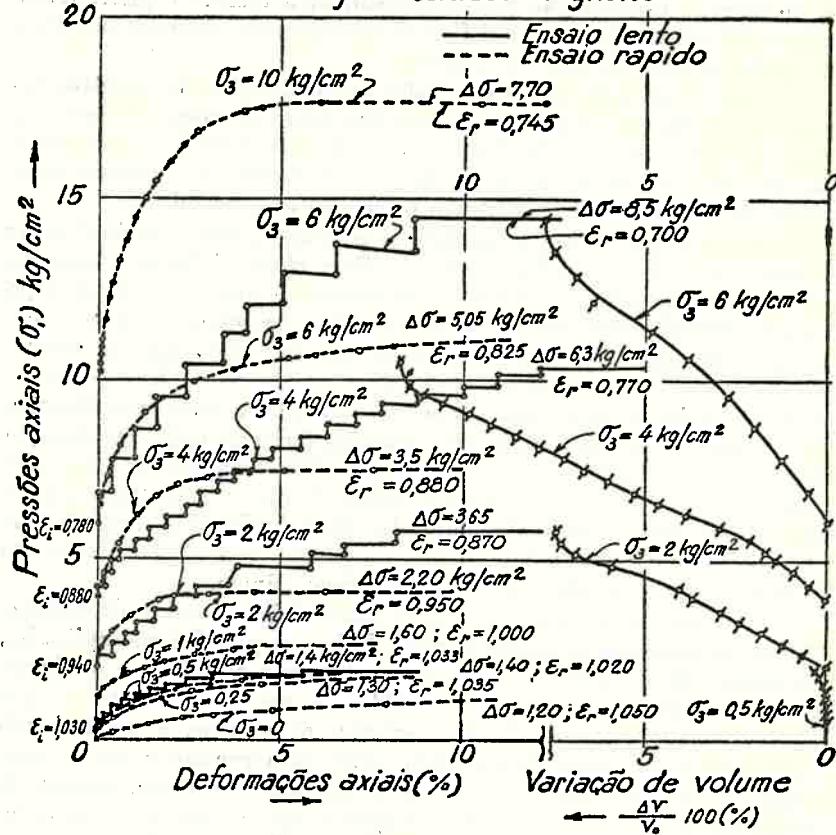


Fig. 29 CURVAS PRESSÃO-DEFORMAÇÃO E DE VARIAGÃO DE VOLUME

os valores de σ_3 , os valores de resistência à compressão, $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$, e os índices de vazios de ruptura ϵ_r . Além desses, foi feito um ensaio de compressão simples ($\sigma_3 = 0$) cuja curva ali aparece.

As curvas pressão-deformação que aparecem em linhas pontilhadas são as dos ensaios rápidos pré-adensados e as, em linha cheia, dos ensaios lentos; estas estão traçadas em linha descontínua, mostrando os acréscimos de pressão axial e as deformações observadas, logo após a aplicação da pressão e depois da estabilização. Nos ensaios lentos estão indicados os índices de vazios observados no início da compressão, após estabilização do adensamento, sob a pressão σ_3 . Ao lado esquerdo do gráfico aparecem as curvas de variação de volume, $\frac{\Delta V}{V_0} 100$, em função das pressões axiais para os vários σ_3 , obtidos nos ensaios lentos.

A figura 30 mostra as curvas pressão-deformação obtidas em ensaios rápidos feitos sobre corpos de prova cilíndricos de dimensões iguais aos dos ensaios anteriores.

As figuras 31 e 32 mostram resultados de ensaios feitos, de maneira absolutamente semelhante aos acima descritos, sobre corpos de prova da argila residual de granito, do Mandaquí. Os corpos de prova eram, entretanto, saturados antes dos ensaios, pois o material natural, como já foi dito, não é saturado. Para a saturação preparava-se o corpo de prova da forma normal, envolvido em uma camisa de borracha,

ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL RÁPIDOS E DE COMPRESSÃO SIMPLES
Argila residual de gneiss (Vila Anastacio)

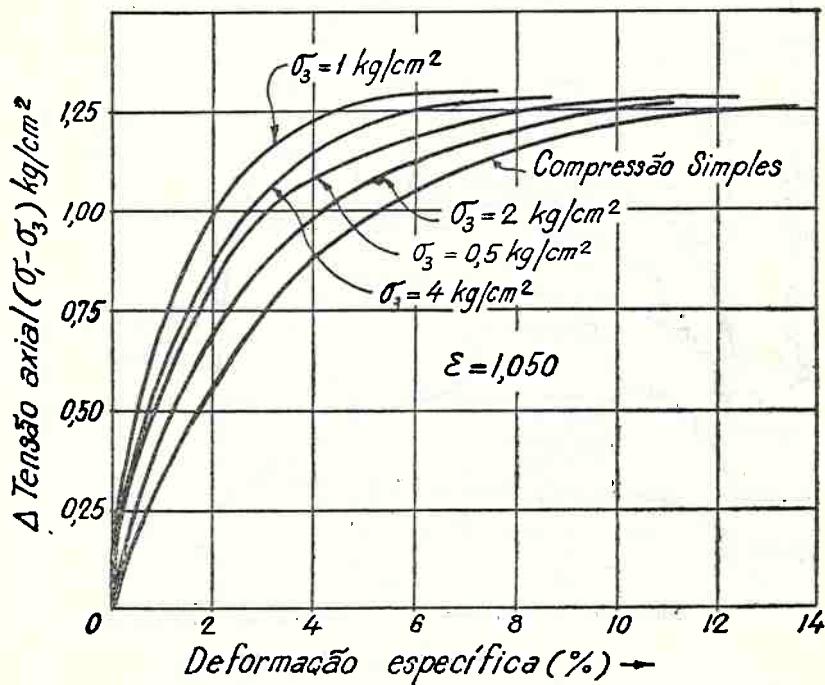


Fig.30 CURVAS PRESSÃO-DEFORMAÇÃO

tendo na base e no tópico um disco de pedra porosa e munido de pedestal e placa de carga. Enrolava-se o corpo de prova em tiras de borracha bem ajustadas, para evitar expansão, e fazia-se circular água através d'ele, aplicando-se vácuo no tópico da amostra e fazendo a entrada d'água pela base. A operação de saturação durava normalmente cerca de oito horas.

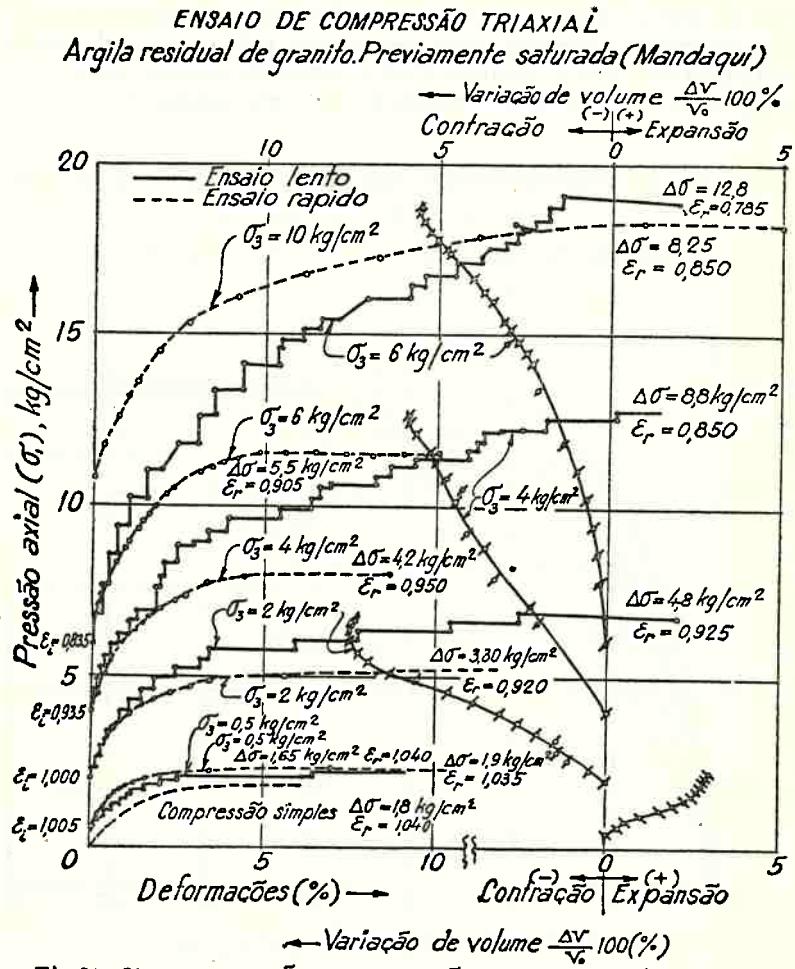


Fig.31 CURVAS PRESSÃO-DEFORMAÇÃO E DE VARIAÇÃO DE VOLUME

*ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL RÁPIDOS
E DE COMPRESSÃO SIMPLES*

*Argila residual de granito, previamente saturada
(Mandaqui')*

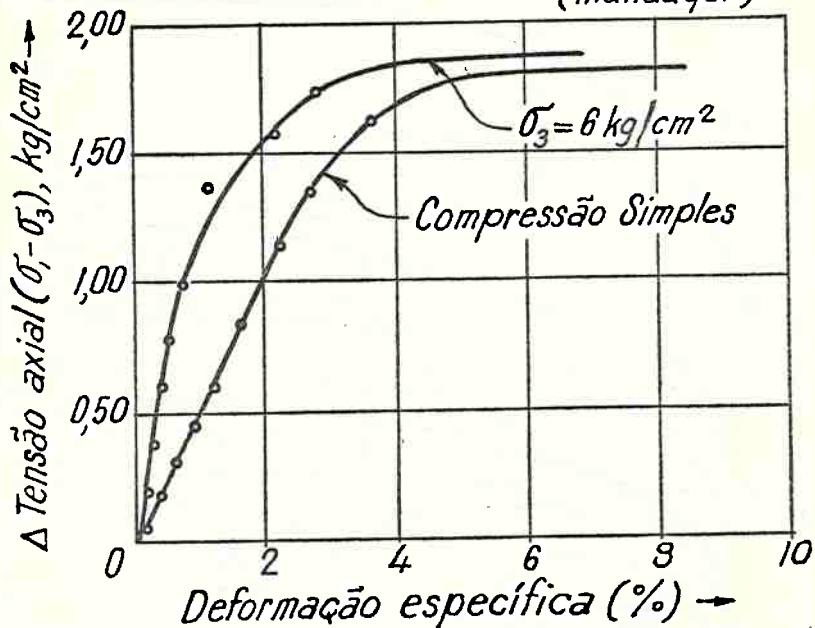


Fig.32 CURVAS PRESSÃO-DEFORMAÇÃO

As figuras 33 e 34 mostram as curvas pressão-deformação, obtidas em ensaios de compressão triaxial, rápidos pré-adensados e rápidos, feitos sobre a argila do Mandaqui, mantendo-se o seu estado natural, isto é, sem saturação prévia. Para escapamento do ar intersticial, a válvula A era mantida aberta durante toda a fase de adensamento prévio, nos ensaios rápidos pré-adensados. Durante as compressões axiais, tanto nos ensaios rápidos pré-adensados como nos rápidos, fechou-se a válvula A; desta forma o ar dos vazios do corpo de prova não poderia escapar facilmente.

4) — Resistência ao cisalhamento dos corpos de prova saturados

As figuras 35 e 36 mostram as relações entre índices de vazios de ruptura e valores das resistências a compressão, $\Delta \sigma = \sigma_1 - \sigma_3$, obtidas em todos os ensaios. Nos mesmos gráficos foram traçadas as curvas pressão-índice de vazios verificadas: a) após o adensamento triaxial prévio dos c. p. sujeitos aos ensaios de compressão rápido pré-adensado; e b) no momento da ruptura em ensaios de compressão lentos.

ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL RÁPIDO-PREADENSADO
Argila residual de granito, não saturada (Mandaqui')

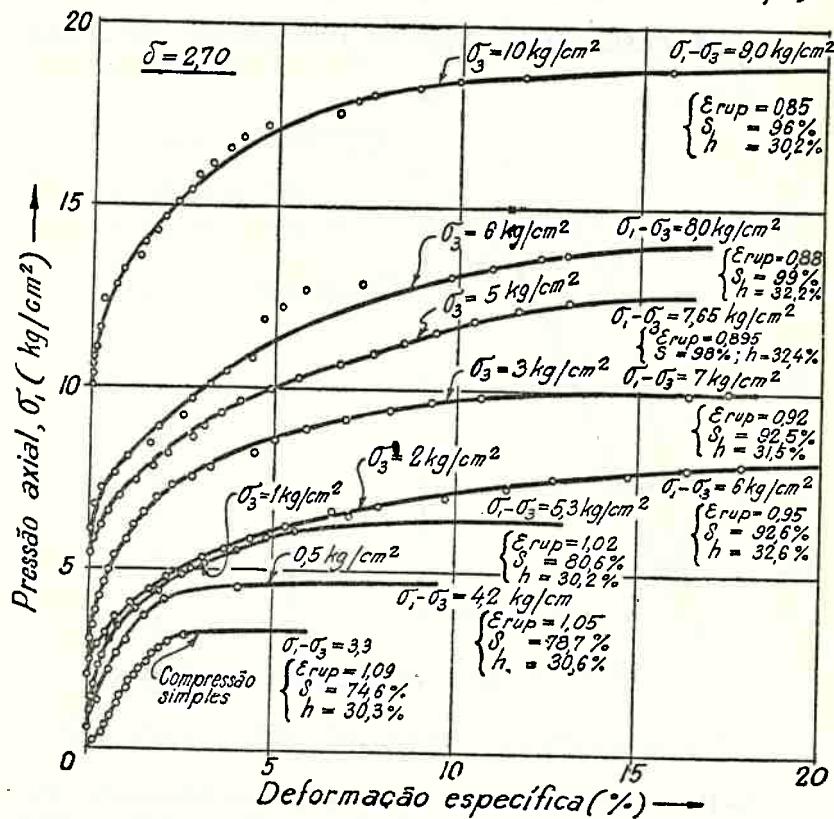


Fig. 33 CURVAS PRESSÃO-DEFORMAÇÃO

Observa-se, por êsses gráficos, que:

- A relação entre as resistências à compressão ($\sigma_1 - \sigma_3$) e os índices de vazios dos c.p., no momento da ruptura, são retas, em papel semi-logarítmico, seja qual for o tipo de ensaio executado.
- Nas argilas estudadas, em ensaios sobre c.p. saturados, essas retas são paralelas aos ramos retilíneos das curvas pressão-índice de vazios de adensamento.
- Em corpos de prova não saturados a relação em questão permanece retilínea em papel semi-logarítmico, porém, não mais paralela ao ramo retilíneo da curva de adensamento.

De acordo com o visto no § 9 do capítulo II as várias retas de índice de vazios de ruptura-resistência à compressão, para graus de saturação

ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL RÁPIDOS E DE COMPRESSÃO SIMPLES

Argila residual de granito, não saturada (Mandaqui)

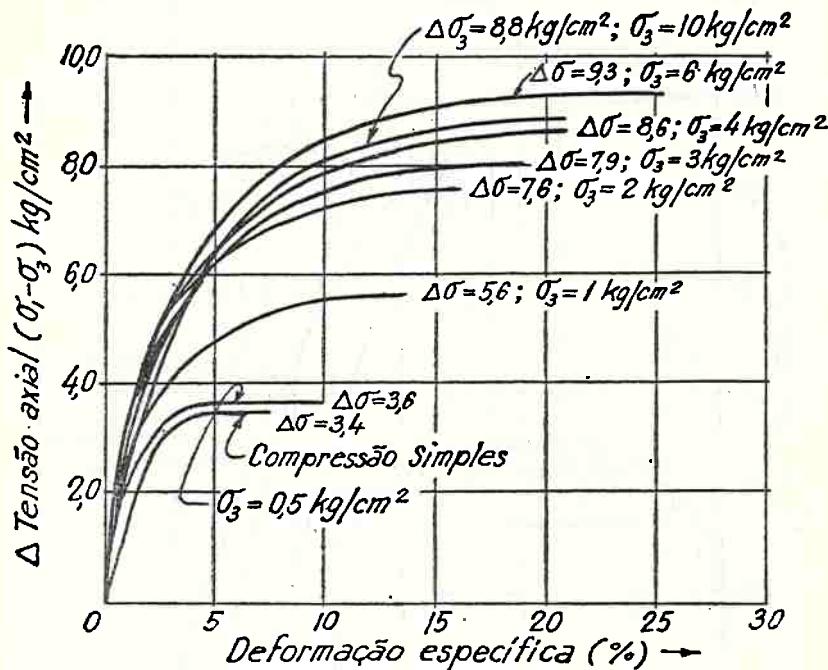


Fig.34 CURVAS PRESSÃO-DEFORMAÇÃO

constantes, são paralelas entre si. A experiência, agora mostra, que, se o grau de saturação não é mantido constante, obtém-se, ainda uma reta, porém, não mais paralela à curva de adensamento.

As figuras 37 e 38 mostram as envoltórias dos círculos de Mohr de ruptura, obtidos em ensaios de compressão lento e rápido pré-adensado, respectivamente, da argila residual de Vila Anastácio (já naturalmente saturada) e da argila residual do Mandaqui (previamente saturada, em laboratório).

Com a fórmula do § 5, capítulo II, poderemos calcular os ângulos de resistência ao cisalhamento, dessas argilas, em ensaio rápido pré-adensado, conhecendo-se os seus ângulos de atrito interno e os coeficientes $\lambda = \frac{K_e}{K_c}$.

a) — No caso da argila de Vila Anastácio

$$K_e = 0,115 \quad K_c = 0,39 \quad \lambda = 0,295$$

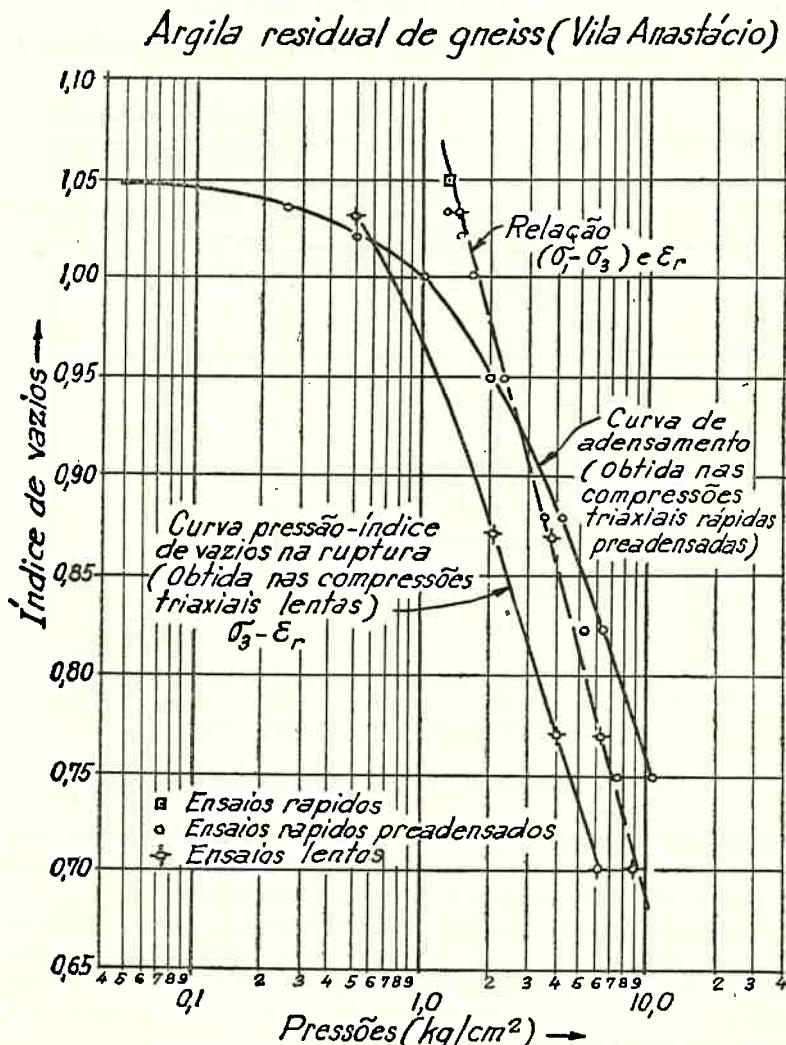
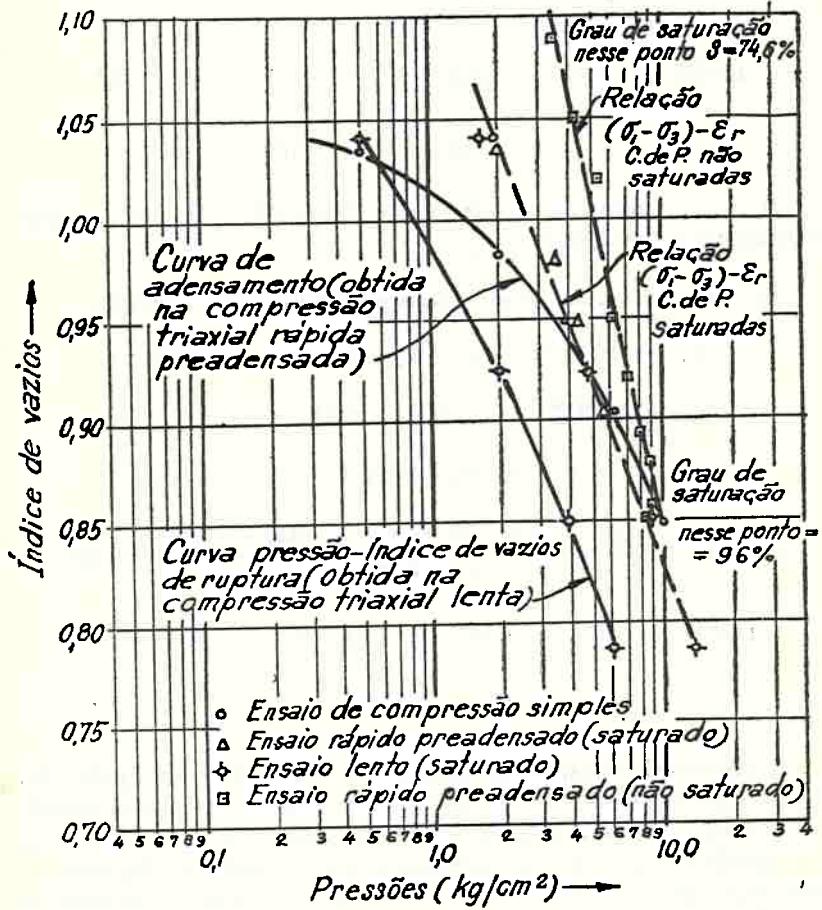


Fig.35 RELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ÍNDICE DE VAZIOS DE RUPTURA

Argila residual de granito (Mandaqui)



F1 RELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ÍNDICE DE VAZIOS DE RUPTURA

$$\varphi_s = 24,5^\circ \quad \operatorname{tg}(45 + 12,25) = 1,555$$

$$\operatorname{tg}^2 57,25 = 2,42$$

$$\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_a}{2}) = \frac{2,42 (2 + 2 \times 0,295) - 1}{2 \times 0,295 + 2,42} = 1,75$$

$$\operatorname{tg} (45 + \frac{\varphi_a}{2}) = 1,325 \quad 45 + \frac{\varphi_a}{2} = 53^\circ$$

$$\varphi_a = 2(53 - 45) = 16^\circ$$

O ensaio mostrou $\varphi_a = 16^\circ$ (vide figura 37). Houve, portanto, coincidência com a teoria.

b) *No caso da argila do Mandaqui, previamente saturada:*

$$K_e = 0,025 \quad K_c = 0,400 \quad \lambda = 0,062$$

$$\varphi_s = 31^\circ \quad \operatorname{tg}(45 + 15,5) = 1,767$$

$$\operatorname{tg}^2 60,5 = 3,12$$

$$\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_a}{2}) = \frac{3,12 (2 + 2 \times 0,062) - 1}{2 \times 0,062 + 3,12} = 1,785$$

$$\operatorname{tg} (45 + \frac{\varphi_a}{2}) = 1,34 \quad 45 + \frac{\varphi_a}{2} = 53,5^\circ$$

$$\varphi_a = 2(53,5 - 45) = 17^\circ$$

A experiência mostrou um valor de $\varphi_a = 17^\circ,30'$ (vide figura 38). A concordância entre a experiência e a teoria é, ainda nesse caso, notável.

Conclui-se, da comparação acima feita, que a correlação entre φ_a e φ_s , obtida teóricamente, no parágrafo 6 do capítulo II, foi comprovada, experimentalmente. Se tal correlação foi comprovada segue-se que toda a teoria sobre o valor da pressão neutra, exposta no parágrafo 5, capítulo II, é também, verdadeira, pelo menos, no que diz respeito às argilas residuais.

Quanto aos ensaios rápidos, as figuras 37 e 38 mostram que, tanto na argila de Vila Anastácio (naturalmente saturada) como na do Mandaqui (saturada em laboratório), a envoltória dos círculos de Mohr de ruptura é uma reta horizontal e que o valor da resistência a compressão, $R = \sigma_1 - \sigma_3$, é de $1,2 \text{ kg/cm}^2$ para a primeira e $1,8 \text{ kg/cm}^2$ para a segunda.

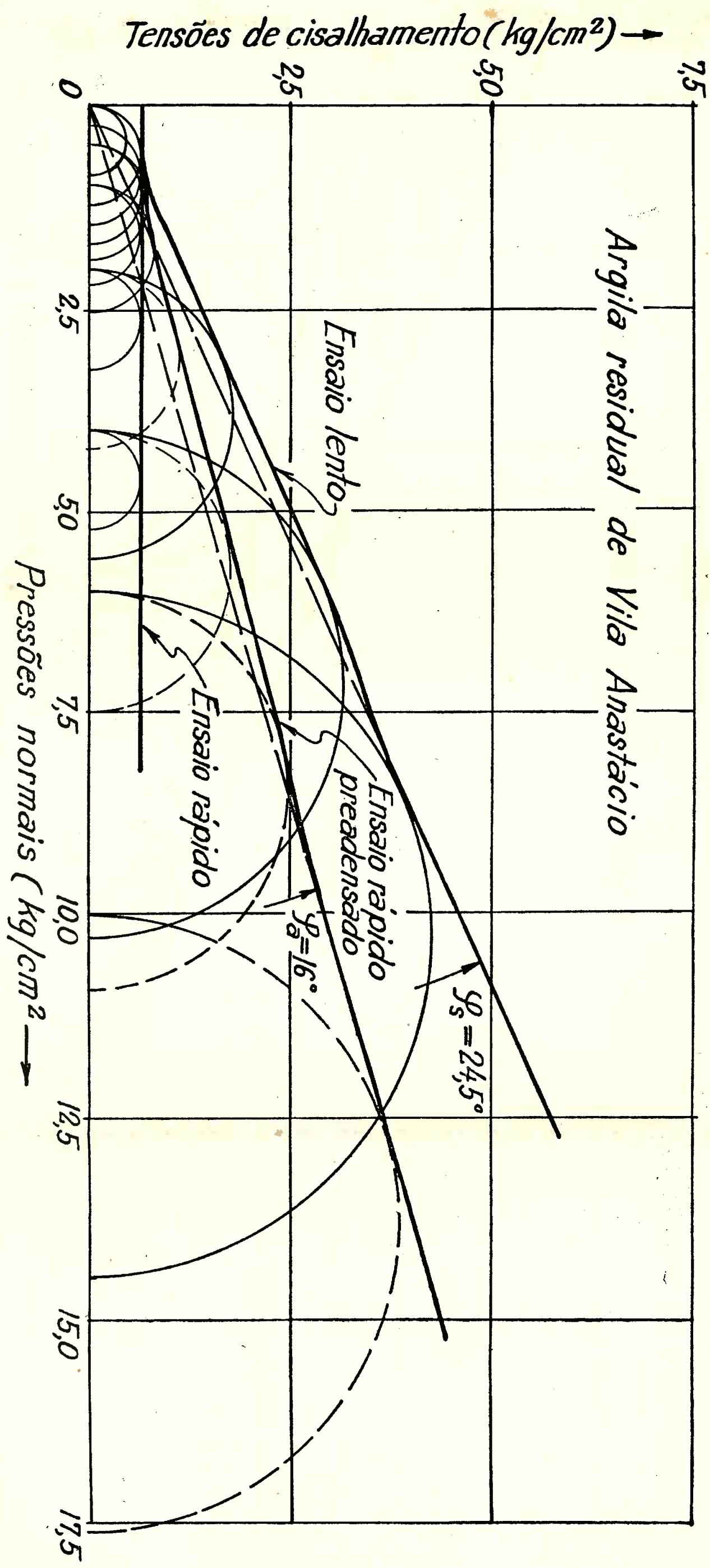


Fig.37 ENVOLTÓRIAS DOS CÍRCULOS DE MOHR DE RUPTURA

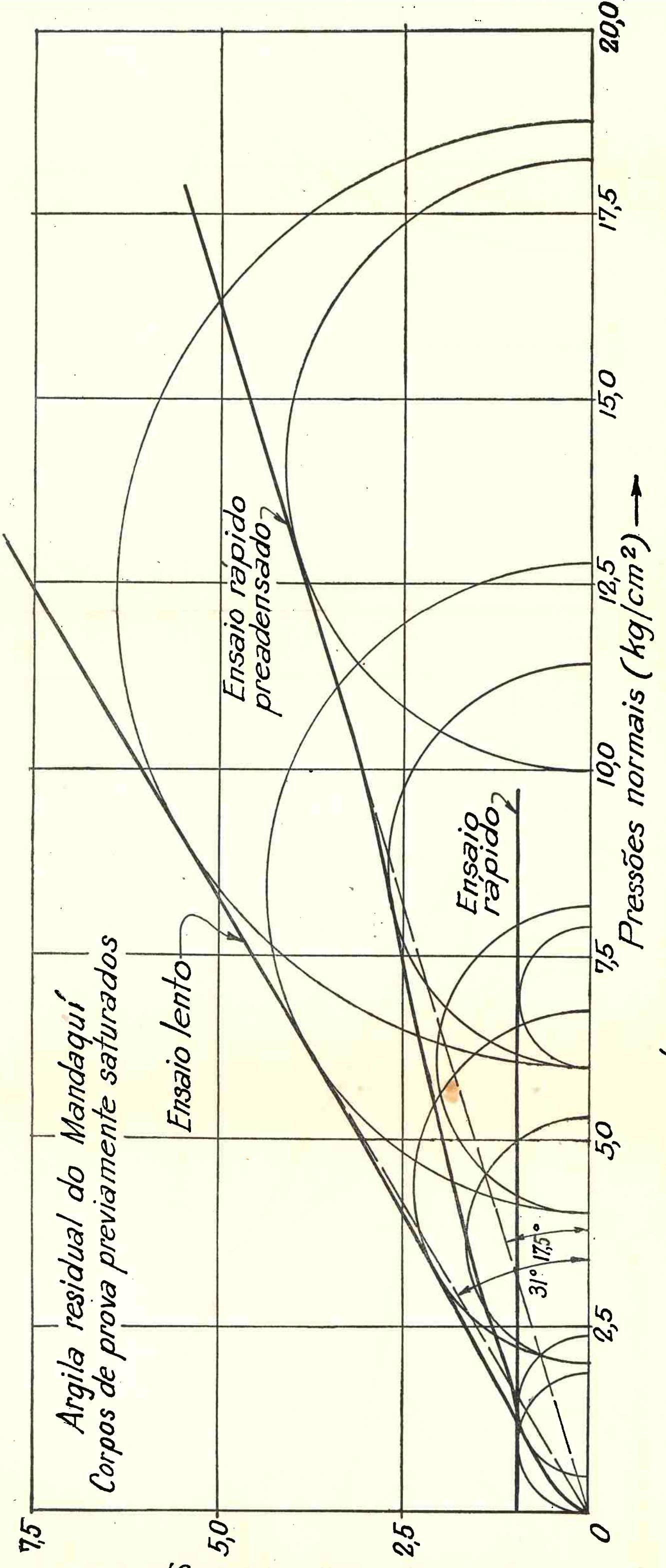


Fig.38 ENVOLTÓRIAS DOS CÍRCULOS DE MOHR DE RUPTURA

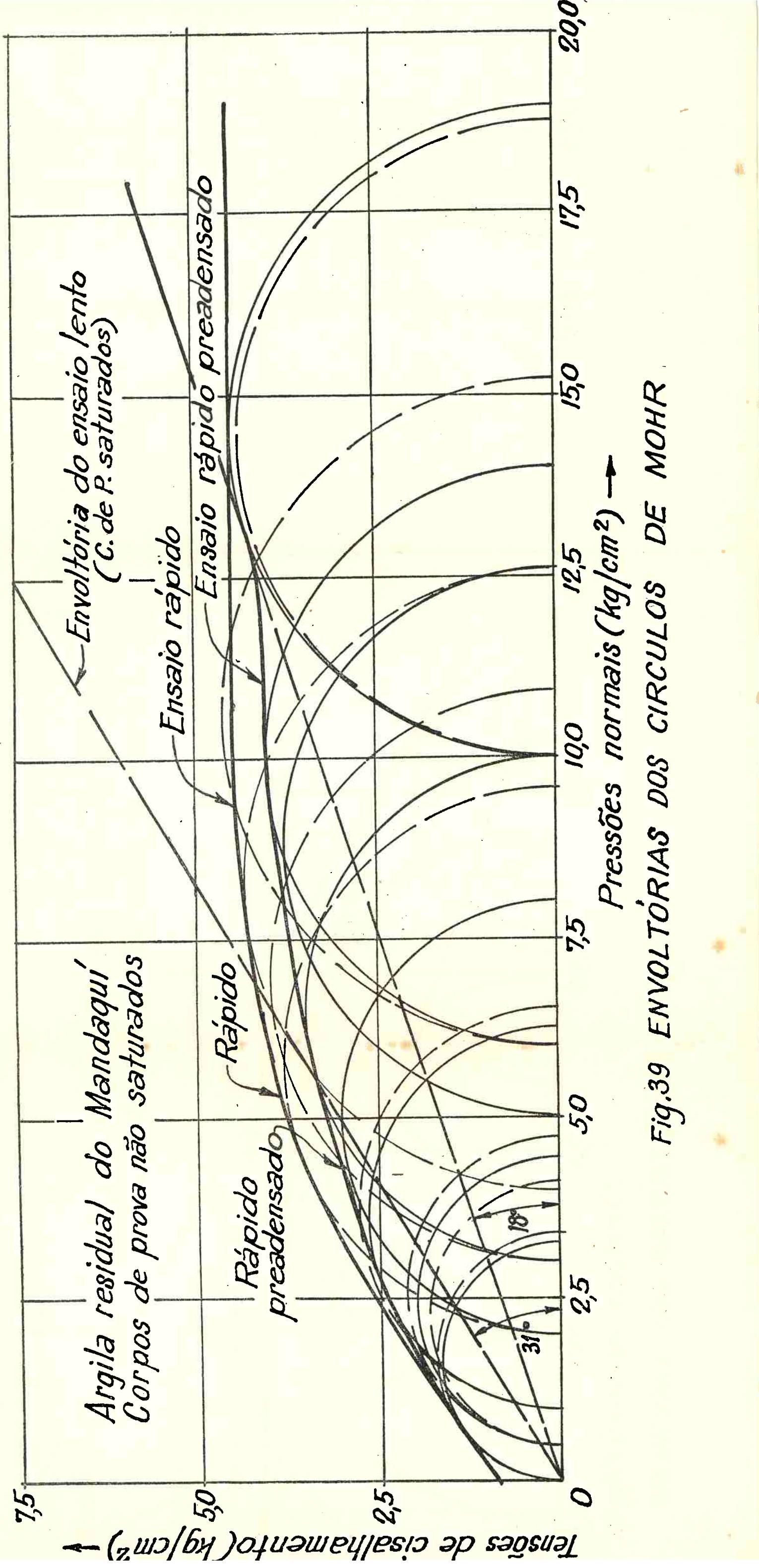


Fig.39 ENVOLTÓRIAS DOS CÍRCULOS DE MOHR

Calculando as pressões capilares, em ambos os casos, pela fórmula deduzida no parágrafo 7, do capítulo II, teremos:

a) — *No caso da argila de Vila Anastácio*

$$P_c = \frac{1,2}{2} \frac{1 + \operatorname{sen} 24,5 + 2 \times 0,295 (1 - \operatorname{sen} 24,5)}{\operatorname{sen} 24,5 (1 + 2 \times 0,295)} = 1,6 \text{ kg/cm}^2$$

b) — *No caso da argila do Mandaquí (saturada)*

$$P_c = \frac{1,8}{2} \frac{(1 + \operatorname{sen} 31^\circ) + 2 \times 0,062 (1 - \operatorname{sen} 31^\circ)}{\operatorname{sen} 31^\circ (1 + 2 \times 0,0621)} = 3,1 \text{ kg/cm}^2$$

De acordo com o que foi exposto na Introdução a esta tese, o valor da pressão capilar é, aproximadamente, igual ao da pressão de pré-adensamento (embora essa pressão seja, no caso das argilas residuais, de natureza diferente de um pré-adensamento real). Estimando as pressões de pré-adensamento, nos dois casos, pelas curvas de adensamento da figura 28, acharemos valores da ordem de 1,5 kg/cm², para a argila de Vila Anastácio e 3,0 kg/cm² para a do Mandaquí. Essa é uma confirmação experimental da fórmula acima aplicada e consequentemente, da teoria exposta no parágrafo 7, capítulo II, pela qual foi deduzida a fórmula.

5) — *Resistência ao cisalhamento dos corpos de prova não saturados*

A figura 39 mostra a envoltória dos círculos de Mohr de ruptura, à compressão rápida e rápida pré-adensada, de corpos de prova não saturados da argila residual do Mandaquí.

Como se sabe essa argila, no seu natural, é de tipo poroso, com 75% de saturação; os ensaios foram feitos sobre c. p. nas condições naturais. Infelizmente não foi possível executar ensaios lentos, pois não haveria, então, processo fácil de medir as pressões neutras na água intersticial. Porém, de acordo com o que se conhece teóricamente pode-se admitir que a parte retilínea da envoltória dos ensaios lentos é idêntica, quer se trate de solo saturado ou não. Assim, para fins de comparação, na figura 39, está indicada a reta envoltória dos ensaios lentos sobre c. p. saturados.

Pelos gráficos da figura 39 verifica-se que, realmente, há um primeiro estágio, até cerca de 3 kg/cm², onde as envoltórias dos círculos de Mohr, para os ensaios rápidos e os rápidos pré-adensados se confundem e são sensivelmente paralelas à reta da envoltória dos ensaios lentos sobre c. p. saturados. Isto mostra que, nesse trecho, aplicadas as pressões há um escapamento incontrolável do ar, em excesso nos poros da argila, sem que haja possibilidade de aparecimento de pressões neutras; assim, todas as pressões aplicadas serão efetivas e, por-

Argila do Mandaqui (Estado natural)

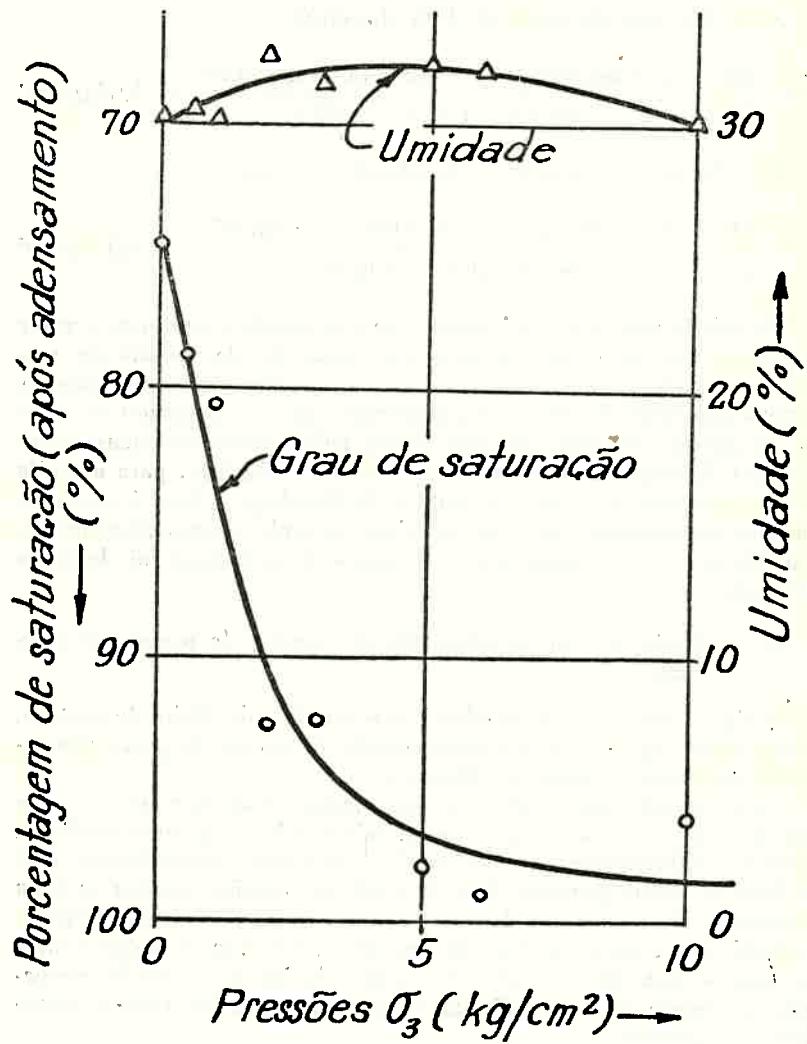


Fig.40 VARIAÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO E UMIDADE COM O PREADENSAMENTO DOS CORPOS DE PROVA NÃO SATURADOS

tanto, tudo se passará como num ensaio lento. O aparecimento de uma coesão ($0,8 \text{ kg/cm}^2$, no caso) poderá ser atribuído ao fato de que, nesses baixos graus de saturação, formam-se meniscos capilares, em torno dos pontos de contacto dos grãos, que atuam como aglutinante dos mesmos.

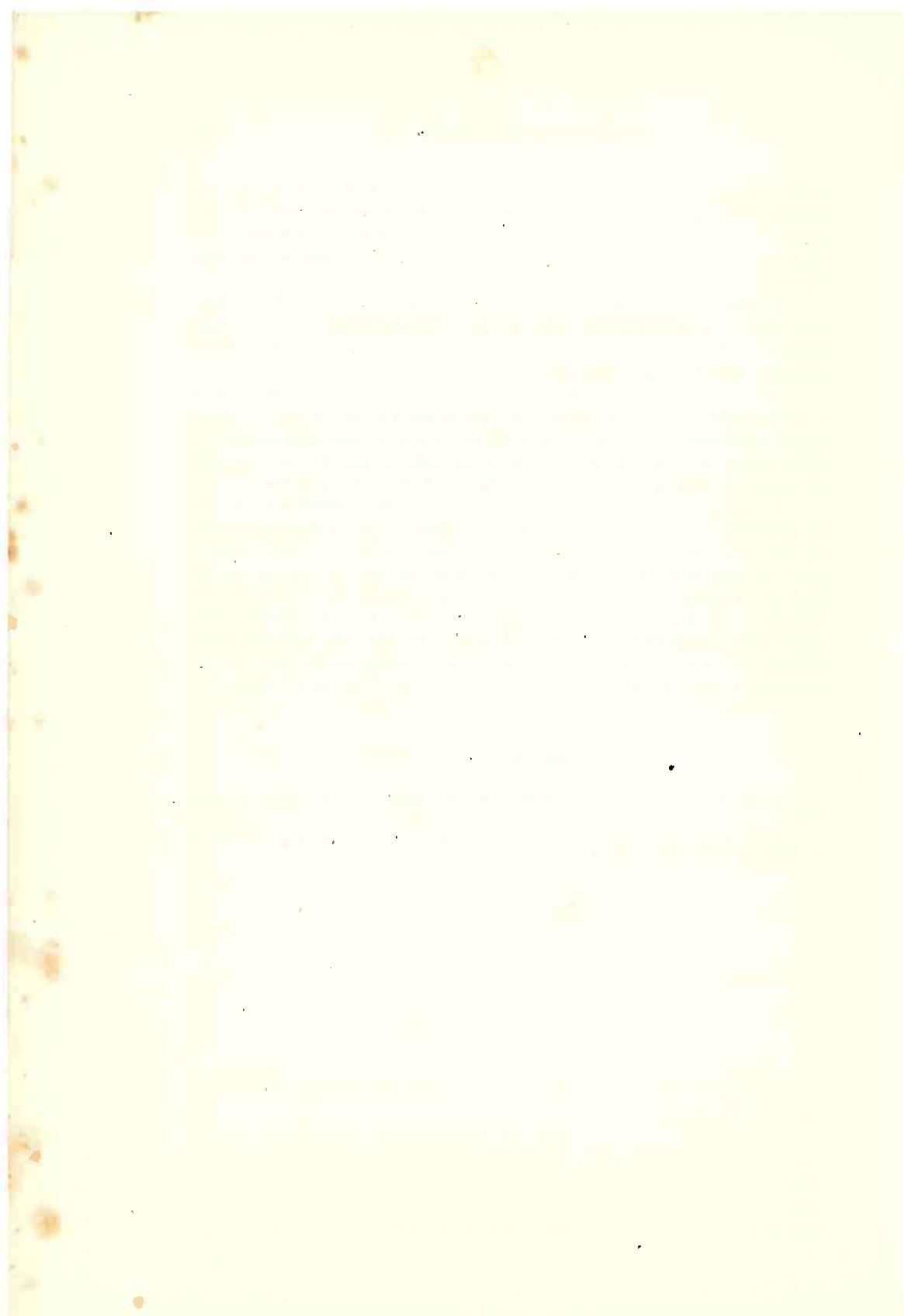
A figura 39 mostra, ainda, a existência da pressão, que denominamos anteriormente de pressão de saturação, acima da qual o solo comporta-se como se fosse saturado. No caso em questão o valor dessa pressão é de cerca de 10 kg/cm^2 .

Entre 3 e 10 kg/cm^2 há um estado intermediário no qual o solo é quase saturado. Nesse estado há bolhas de ar, nos poros do solo, que se comprimem e transmitem pressões neutras à água-intersticial. O valor dessas pressões neutras, como vimos anteriormente, vai depender da compressibilidade da estrutura e da quantidade de ar presente.

A figura 40 mostra um gráfico em que estão indicados os teores de umidade e os graus de saturação, verificados no momento da ruptura, com c. p. cilíndricos sujeitos a diferentes pressões laterais. Verifica-se ali que os teores de umidade são praticamente constantes até 10 kg/cm^2 , máxima pressão aplicada. Os graus de saturação, entretanto, diminuem rapidamente até cerca de 3 kg/cm^2 e, daí por diante, caem muito mais lentamente. Isto mostra, mais uma vez, que até uma certa pressão (no caso, 3 kg/cm^2) há uma fase de escapamento fácil do ar, tornando-se, daí por diante, esse escapamento cada vez mais difícil.

REFERÉNCIAS

- (1) Lambe, T. W — «Soil Testing for Engineers» — John Wiley & Sons, 1951.
- (2) Casagrande, A. — «Notes on Soil Testing for Engineering Purposes» — Harvard University, 1939-40.



CAPÍTULO IV

TERRENOS RESIDUAIS ARGILOSOS

1) *Terrenos de alteração de gneiss.*

Conforme o que foi exposto na Introdução a esta Tése, a decomposição de uma rocha eruptiva ou metamórfica processa-se em três fases principais: a que conduz à rocha alterada, a que leva ao solo de alteração e, finalmente, a evolução deste último. À primeira fase da decomposição corresponde uma camada de «rocha alterada» que reousa sobre o substrato da rocha viva original e que se comporta (sob o ponto de vista do presente trabalho) como «rocha»; às duas outras fases correspondem as camadas de «alteração de rocha» que se comportam como solo. Os cortes transversais de terreno que aparecem nas figuras 41 e 42 mostram o processo da decomposição em terrenos provenientes de alteração de gneiss. Na figura 41 aparece um corte transversal de um certo ponto do Ribeirão do Campo, no Estado de São Paulo, na Serra do Mar, próximo da sua crista. Trata-se de uma zona ainda coberta por floresta e com uma precipitação pluviométrica altíssima (cerca de 5 m por ano). O corte da figura 42 é transversal ao Córrego do Vigário, no Estado do Rio, também numa ramificação externa da Serra do Mar, não muito distante da crista; zona desmatada há muito tempo e muito mais seca que a primeira. Verifica-se pelas cotas dos perfis que a elevação acima do nível do mar, do primeiro local, é maior que o dôbro da do segundo.

Observa-se, comparando os dois perfis que, em Ribeirão do Campo, o processo de alteração está em estágio muito mais atrasado que no segundo local. Em primeiro lugar, a capa de alteração (incluindo solo e rocha alterada) é muito mais espessa no segundo local (onde atinge até uma espessura de cerca de 80 m) do que no primeiro (onde a profundidade máxima é de somente cerca de 30 m); em segundo lugar, a relação entre espessuras de solo de alteração e de rocha alterada é muito maior no segundo que no primeiro caso (relação média 4/1, no segundo caso, e 1/2 no primeiro); finalmente, a capa de solo superficial evoluído é muito mais espessa no local do Córrego do Vigário (onde atinge cerca de 10 m) do que no Ribeirão do Campo, onde sua espessura varia de 1 a 3 m.

Verifica-se que no processo de decomposição a tendência é de aumentarem as espessuras da capa evoluída do solo e da zona total de alteração; a espessura relativa de rocha alterada tende, porém, a diminuir. Isto confirma o seguinte mecanismo do processo: primeiramente a rocha se fratura e tem início o processo de alteração dos seus

elementos mineralógicos; ao longo das fraturas e clivagens, progride o fenômeno, dando origem à camada de rocha alterada que, em sua fase mais jovem, é constituída por blocos justapostos de rocha em início de alteração e, na fase mais avançada, por grandes blocos de rocha viva envolvidos por solo residual. Ao material nesse estágio, popularmente se dá o nome de «moledo». Progredindo a alteração ao longo das juntas, os blocos de rocha viva (ou em início de alteração) vão diminuindo de tamanho e as zonas de solo, aumentando de espessura. Essa é a fase química da alteração em que (como foi exposto na Introdução) os feldspatos, feldspatoides e algumas micas presentes, sob o contacto de água ligeiramente acidulada, dão origem à fração argila do solo e os cristais de quartzo vão se libertando para formarem sua fração arenosa; nas fases iniciais a fração arenosa é composta também de grãos de feldspato e de mica ainda não atingidos pela alteração. A medida que esta progride, então, esses grãos vão se fraturando, decompondo e dando origem à argila. Desta forma, o processo de alteração é de enriquecimento do teor argiloso do solo. As camadas superiores das capas de alteração são mais argilosas que as inferiores e pode-se distinguir uma camada superficial de «argila residual» e uma mais profunda de «solo arenoso de alteração», para o qual poderemos adotar a designação popular de «saibro». A estrutura original do gneiss — que é mostrada, principalmente, pela orientação da mica constituinte — mantém-se, nos solos de alteração, até um estágio bastante adiantado. Assim, tanto mantém a estrutura da rocha original os «moledos» e os «saibros», como ainda as argilas residuais não evoluídas. As cores predominantes desses solos não evoluídos são o cinzento, o verde e o azul.

Depois de completamente alterado, ou mesmo antes da alteração ser completada, inicia-se o processo de transformação do solo que chamamos de «evolução»; o resultado final (importante, sob o ponto de vista da engenharia) desse processo, é que dêle resulta um solo argiloso, não saturado e, portanto, muito compressível, cuja coloração é a vermelha ou amarelada e que se tem denominado correntemente «argila porosa».

Finalmente, logo abaixo da superfície do solo, até cerca de um metro de profundidade, têm lugar os processos que se dão nos horizontes do solo superficial arável os quais, se bem que importantíssimos para a agricultura, só têm importância secundária para fins de engenharia.

A observação comumente feita, de que a superfície da rocha viva acompanha aproximadamente a superfície do solo, não é totalmente verdadeira. É fato que os vales são, em geral, erodidos ao longo de zonas de alteração mais avançada, aparecendo, assim, depois da erosão, a possibilidade até de aflorar a rocha viva nas escarpas ou no fundo do vale. Essa observação não tem, porém, caráter geral. É possível, como mostram os dois perfis das figuras 41 e 42, que a superfície da rocha viva se mantenha aproximadamente horizontal, enquanto se

Fig.41 RIBEIRÃO DO CAMPO - Perfil do terreno

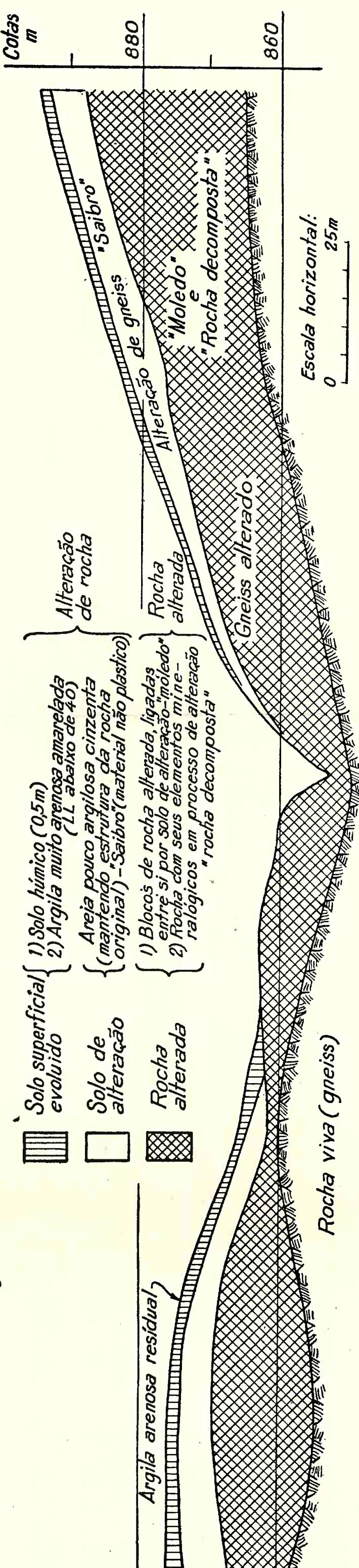


Fig.41 RIBEIRÃO DO CAMPO - Perfil do terreno

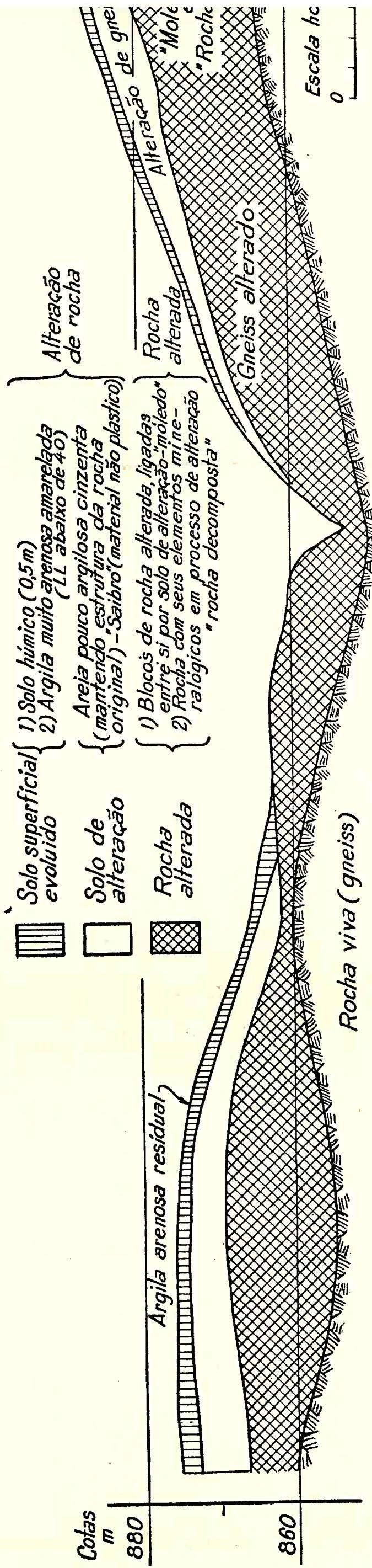
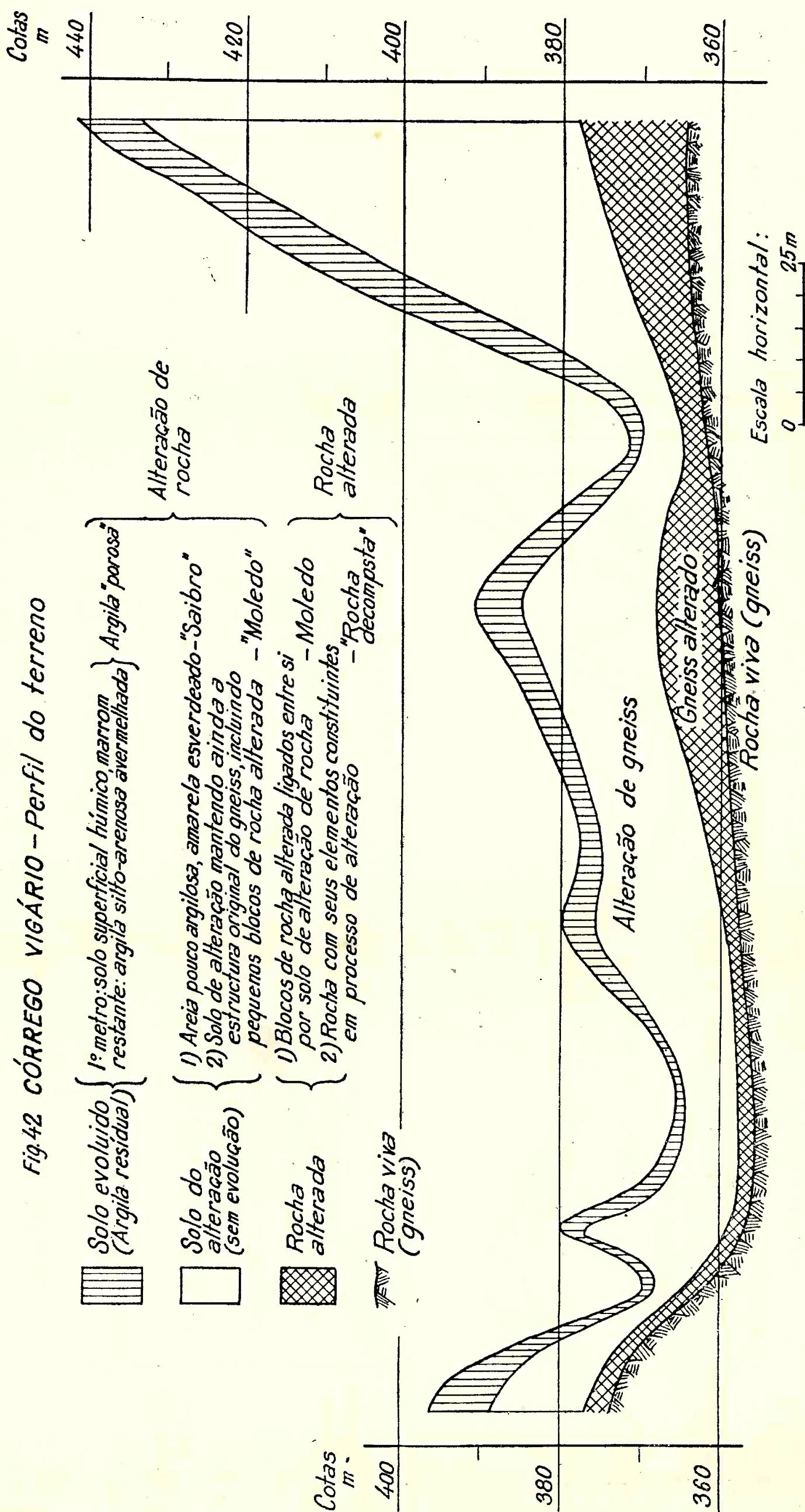
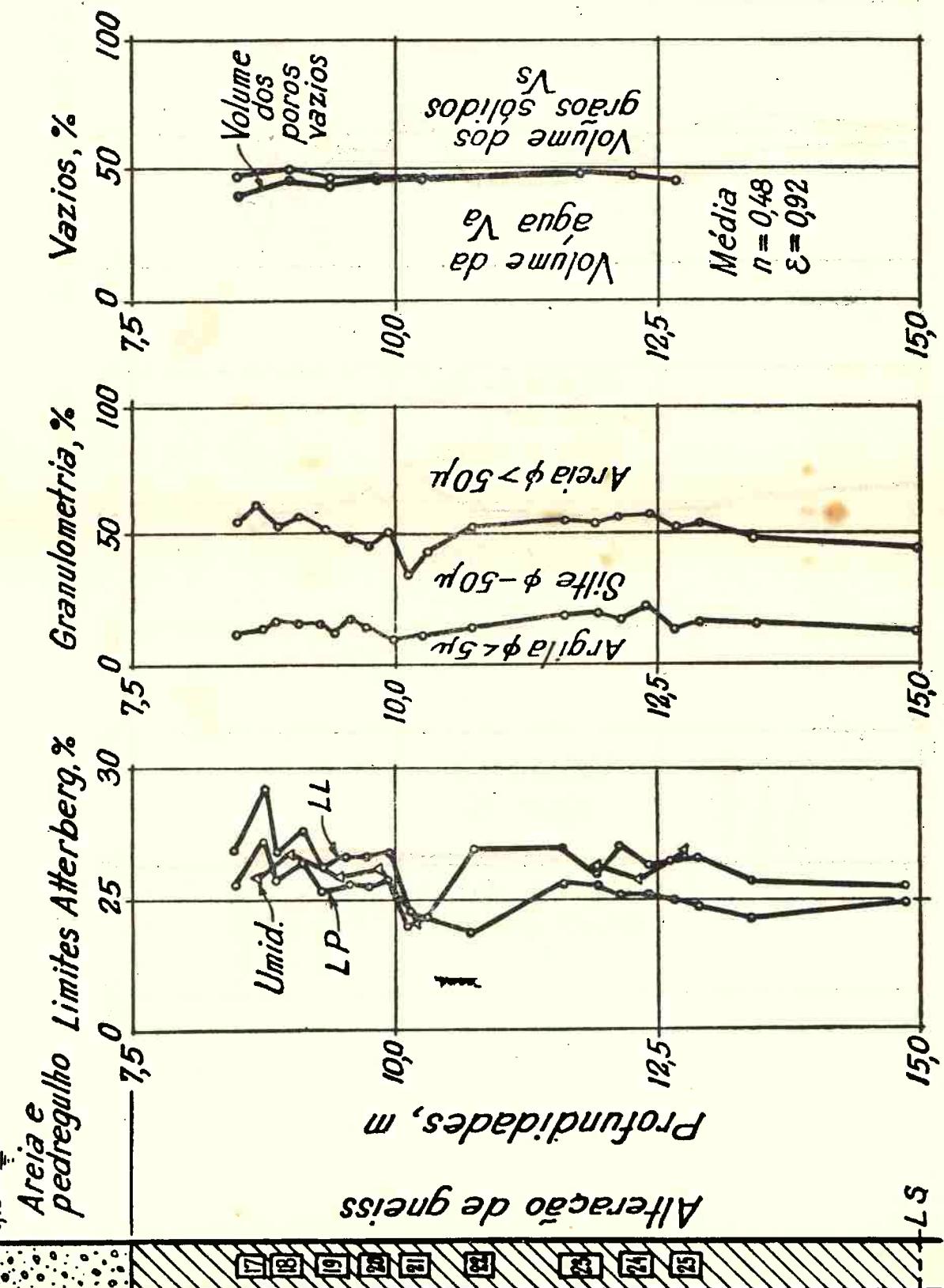


Fig. 42 CÓRREGO VIGÁRIO - Perfil do terreno



Camadas argilosas secas de capamento
6,15 m. N.A.

Fig. 43. SOLO PROVENIENTE DE ALTERAÇÃO DE GNEISS
Cidade Industrial-Belo Horizonte



faz a erosão na zona alterada, formando-se uma topografia independente dos acidentes da superfície da rocha viva.

2) *Terrenos residuais argilosos de gneiss*

No local da figura 41 a capa superficial do terreno é constituída por solo superficial evoluído: — argila residual muito arenosa, amarelada. A argila residual que constitui a camada superficial do terreno, cujo perfil aparece na figura 42, é um solo de alteração evoluído, de muito maior plasticidade que o primeiro, e terá portanto, propriedades diferentes das daquele. A figura 43 mostra um perfil de sondagem feita na Cidade Industrial, Belo Horizonte. Nesse local, sobre o terreno de alteração de rocha, existe uma deposição mais recente, com cerca de 7,5 m de espessura total, que impediu a evolução posterior da camada de alteração de rocha; desta forma ali se encontra uma argila residual não evoluída. Ao lado daquele perfil estão desenhados três gráficos. No primeiro indicam-se os limites de liquidez, os limites de plasticidade e as umidades naturais, em função das profundidades das amostras. No segundo estão indicadas as porcentagens acumuladas de grãos de diâmetro: inferiores a 5μ ; entre 5 e 50μ ; e superiores a 50μ . No terceiro estão indicados, ainda em forma acumulada, em função das profundidades, os volumes ocupados por água, ar e grãos sólidos, num volume 100 de cada amostra. Verifica-se que, nesse local, a argila residual em toda a sua espessura, é de plasticidade e granulometria aproximadamente constantes e acha-se saturada d'água. Trata-se, portanto, de um solo uniforme e em situação ótima para se estudarem as variações das suas propriedades com a profundidade, devido ao aumento de peso de terra.

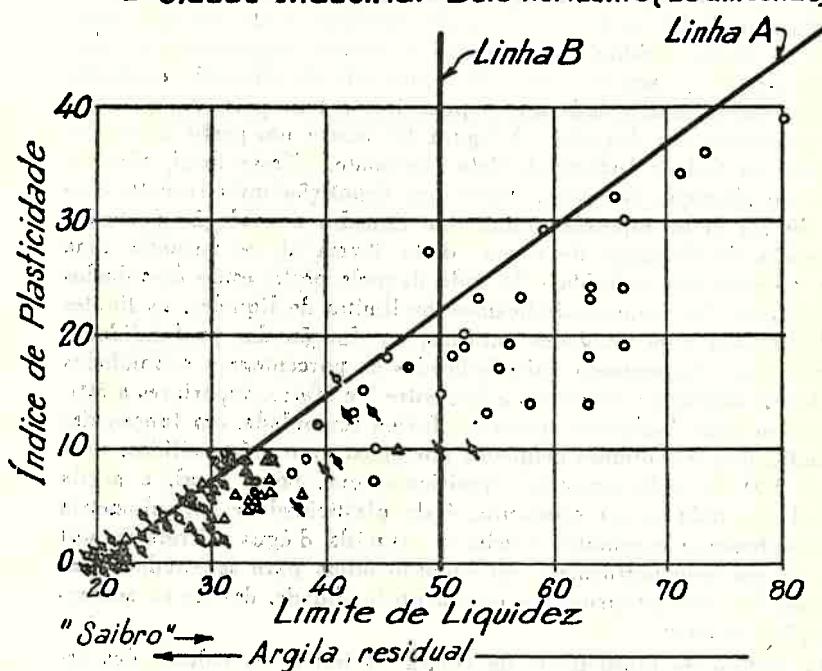
O gráfico de plasticidade da figura 44 indica os valores dos índices de plasticidade em função dos limites de liquidez de várias amostras de alteração de gneiss, retiradas dos locais dos perfis das figuras 41 e 42, na Cidade Industrial, Belo Horizonte. São, ao todo, 177 amostras de saibro, ou argila residual, das quais 90 não tinham plasticidade e por isso não foram localizadas no gráfico. Nele estão indicadas as zonas onde se localizaram as argilas residuais e os saibros que apresentaram, pelo menos, pequena plasticidade. Verifica-se que a plasticidade das «argilas residuais» de gneiss se distribui numa região muito ampla, sendo, assim, lícito esperarem-se tipos e comportamentos muito variáveis desses solos.

3) *Compressibilidade dos terrenos argilosos de gneiss*

Vimos, nos capítulos anteriores, que se carregarmos uma porção de solo confinada, de forma a evitar o aparecimento de fenômenos de ruptura, resultará uma diminuição do seu índice de vazios, ao crescerem as cargas aplicadas. Vimos ainda que, até uma certa pressão, essa diminuição de índice de vazios, é pequena; além dessa pressão, entre-

Fig.44 GRÁFICO DE PLASTICIDADE (Alteração de gneiss-
Capa superficial)

- Córrego do Vigário (32 amostras)
- ✖ Ribeirão do Campo (125 amostras - 90 NP)
- △ Cidade Industrial - Belo Horizonte (20 amostras)



tanto, os índices de vazios diminuem proporcionalmente aos logarítmos das pressões aplicadas. Na falta de melhor nome aquela pressão limite foi denominada «pressão de pré-adensamento virtual», ao fator de proporcionalidade entre índices de vazios e logarítmos das pressões aplicadas chamou-se «índice-de-compressão».

Desta forma, a maior ou menor compressibilidade de um terreno residual argiloso poderá ser medida pela distribuição das «pressões de pré-adensamento virtual» e dos «índices de compressão» ao longo de uma vertical do terreno. Isto é, para cargas aplicadas abaixo das «pressões de pré-adensamento virtual», os terrenos argilosos residuais não são compressíveis; para cargas acima dessas elas são tanto mais compressíveis quanto maiores forem seus «índices de compressão». Ambos os valores podem ser obtidos, como já foi mencionado, pelo ensaio corrente de adensamento feito sobre corpos de prova de amostras colhidas a diferentes profundidades. Convém notar que, se amolgarmos os corpos de prova, destruiremos sua estrutura e modificaremos ambos os índices acima referidos.

Fig. 45 CORRELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE COMPRESSÃO E LÍMITE DE LIQUIDEZ (Aferação de gneiss)

Côrrego do Vigário { \circ Amostras amolgadas no Limite de Líquidez
Belo Horizonte { \circ Amostras indeformadas
 Δ Amostras indeformadas

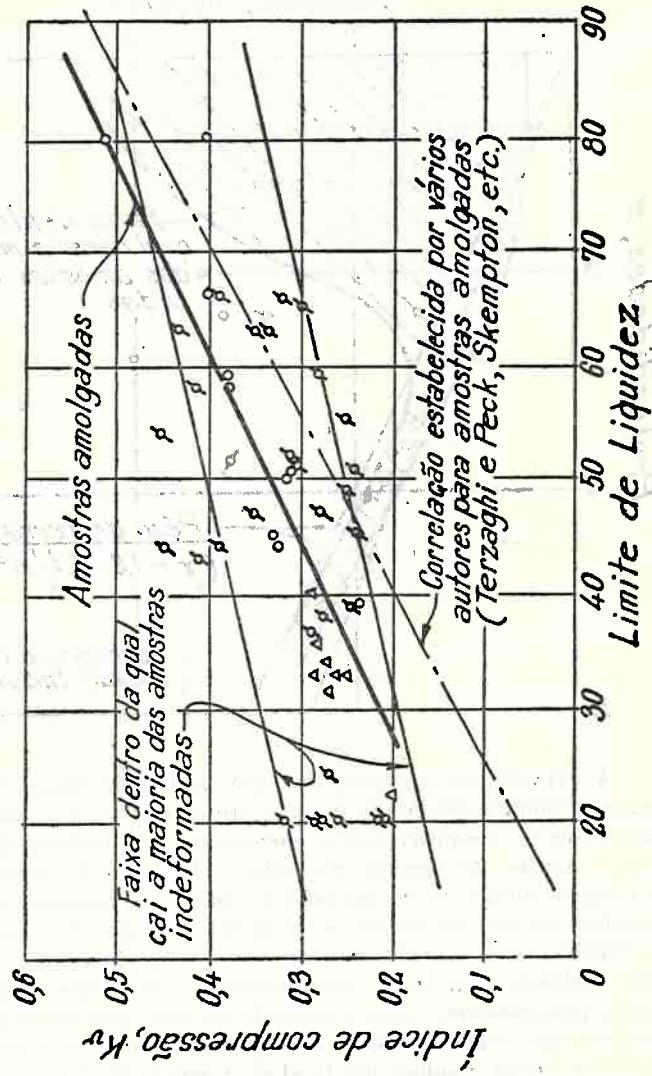
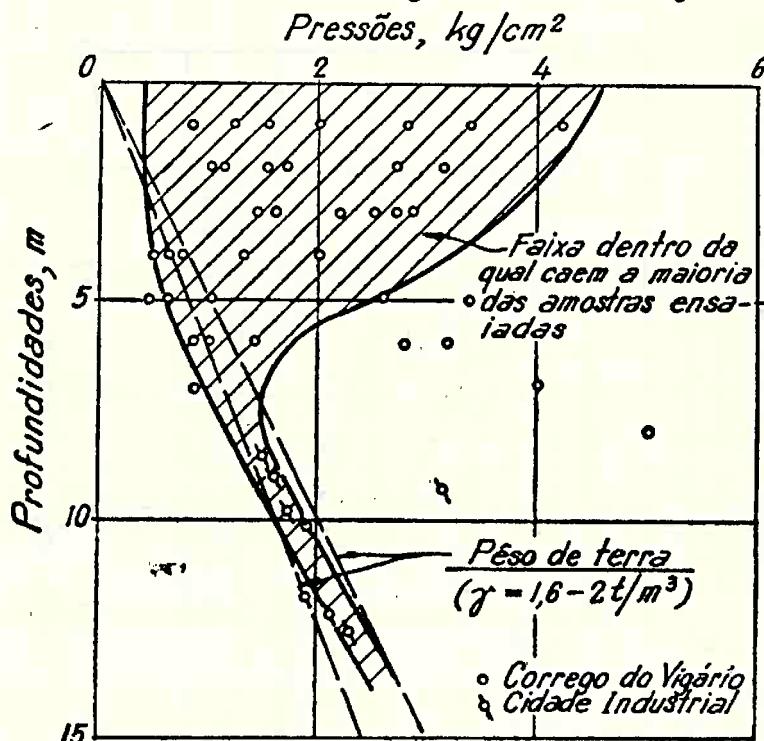


Fig.46 RELAÇÃO PRESSÕES-DE PRE-ADENSAMENTO-PROFOUNDIDADE (Argila residual de gneiss)



A experiência tem mostrado que, acima da carga de pré-adensamento, a compressibilidade do solo cresce com o seu caráter argiloso; isto levou os pesquisadores a correlacionar os índices de compressão com os limites de liquidez dos solos. A figura 45 mostra a correlação entre índices de compressão e limites de liquidez, para algumas amostras de solo de alteração de gneiss retiradas do local do Córrego do Vigário e da Cidade Industrial de Belo Horizonte. Ali foi também indicada (em linha ponto-traço) a correlação estabelecida por vários pesquisadores para a referida relação, por meio de ensaios de adensamento sobre amostras amolgadas. Sobre nove amostras amolgadas de argila residual, do local do Córrego do Vigário, foram feitos ensaios de adensamento e a correlação obtida entre índice de compressão e limite de liquidez é pouco diferente da estabelecida como média de vários ensaios sobre amostras de argilas de vários tipos.

Entretanto, à correlação entre índice-de-compressão e limite de liquidez, para as amostras indeformadas, não é nítida nem uniforme; os

pontos espalham-se de forma a, no máximo, delimitar uma faixa dentro da qual cai a maioria dos valores e onde os índices de compressão podem variar até 0,15 (para mais ou menos) em cada valor do limite de liquidez. Assim sendo, verifica-se que a plasticidade dos solos residuais não é fator preponderante na sua compressibilidade, acima da carga de pré-adensamento. Como, entretanto, essa correlação estabelece-se nitidamente para as argilas residuais amolgadas, chega-se à conclusão de que as suas estruturas são fatores dominantes das suas compressibilidades.

Embora não nos tenha sido possível conseguir dados suficientes para estribar a afirmação, queremos deixar aqui apresentada a hipótese de que, nas argilas residuais, existe um elemento que funciona como cimento, entre os grãos da estrutura, e que da maior ou menor atividade desse cimento depende primordialmente a compressibilidade do solo. Esse cimento, embora sendo de natureza argilosa, não se confunde com a totalidade da fração argilosa da argila residual. Sua natureza, mais ou menos ativa, poderá aumentar ou diminuir o limite de liquidez em sentido inverso ao da influência da fração argilosa sobre a compressibilidade. Daí dois fatores opostos responsáveis pela falta de correlação observada nas amostras indeformadas. No amolgamento a ação cimentadora é destruída, permanecendo somente a influência da fração argilosa, e a correlação de proporcionalidade direta estabelece-se nitidamente.

4) *Pressão de pré-adensamento virtual nos terrenos residuais argilosos de gneiss*

A pressão de pré-adensamento considerada como pressão limite, acima da qual a variação de índice-de-vazios, de uma amostra confinada de solo, é proporcional ao logaritmo da pressão aplicada, é, dentro de certos limites, independente do índice de compressão, nas argilas residuais de gneiss. Assim, nesse caso, confirma-se a asserção de que as pressões de pré-adensamento não dependem precipuamente das propriedades intrínsecas dos solos residuais, mas, são função de fatores externos que vieram a agir sobre o solo. Entre êsses fatores os mais importantes são, como já vimos, o estado de compacidade, a pressão de terra existente e a evolução sofrida pelo solo.

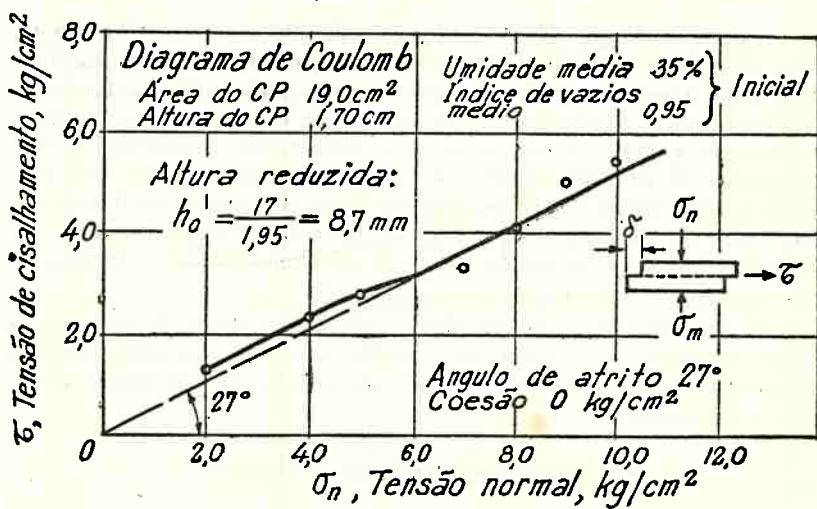
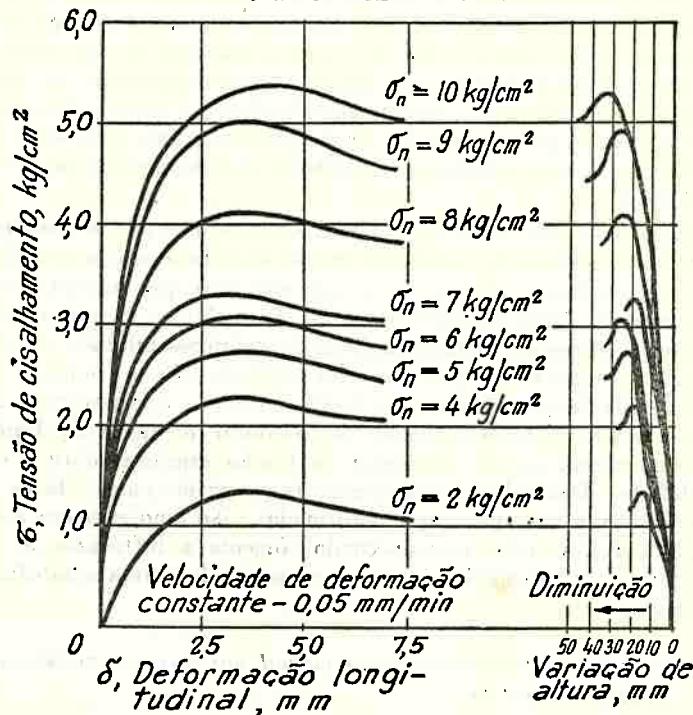
As alterações de gneiss estudadas tinham um índice de compressão médio da ordem de 0,3 e a curva média de correlação entre pressões aplicadas e índices de vazios, acima da pressão de pré-adensamento, tinha a expressão:

$$\epsilon = 1,0 - 0,3 \lg p$$

(sendo p a pressão aplicada em kg/cm^2)

O índice de vazios médio das amostras era 1,0. Pode-se estimar o índice-de-vazios de formação como sendo de valor idêntico; esse índice de vazios corresponderia a uma pressão de $1 \text{ kg}/\text{cm}^2$, ou sejam cerca

Fig. 47 CISALHAMENTO DIRETO LENTO
Am 24-II-1946



de 6 m de terra. Abaixo de 6 m de profundidade a pressão de pré-adensamento virtual pode confundir-se com o peso de terra; acima, não é possível essa correlação. Na figura 46 estão representadas as pressões de pré-adensamento virtuais obtidas em ensaios normais de adensamento (sobre amostras ideformadas) em função da profundidade das amostras. No mesmo gráfico está indicado o peso de terra provável em cada profundidade. A observação desse gráfico mostra que: até cerca de 7 m de profundidade, as pressões de pré-adensamento virtuais são superiores aos pesos de terra, porém, apresentam valores grandemente dispersos; abaixo de 7 m os pré-adensamento seguem, aproximadamente, os pesos de terra o que confirma a teoria exposta na Introdução a esta Tese.

5) *Resistência ao cisalhamento dos terrenos argilosos residuais de gneiss*

É sabido que, pelo ensaio de cisalhamento normal direto, feito com velocidade de deformação constante, suficientemente lenta (0,05 mm/min), pode-se obter o ângulo de atrito interno de uma argila. Nos gráficos da figura 47 são apresentados os resultados de um ensaio desse tipo, sobre uma amostra típica de argila residual de gneiss, não evoluída. No gráfico superior, à esquerda, estão indicados os diagramas de tensão-deformação do corpo de prova, para várias tensões normais; à direita estão indicadas as suas diminuições de altura durante

Fig.48 RELAÇÃO ENTRE ANGULO DE ATRITO INTERNO E LIMITE DE LIQUIDEZ (Argila residual de gneiss - Amostras indeformadas)

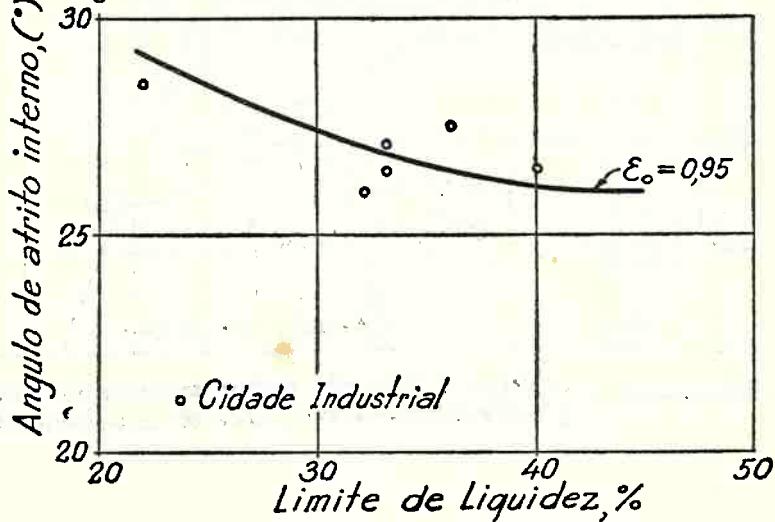
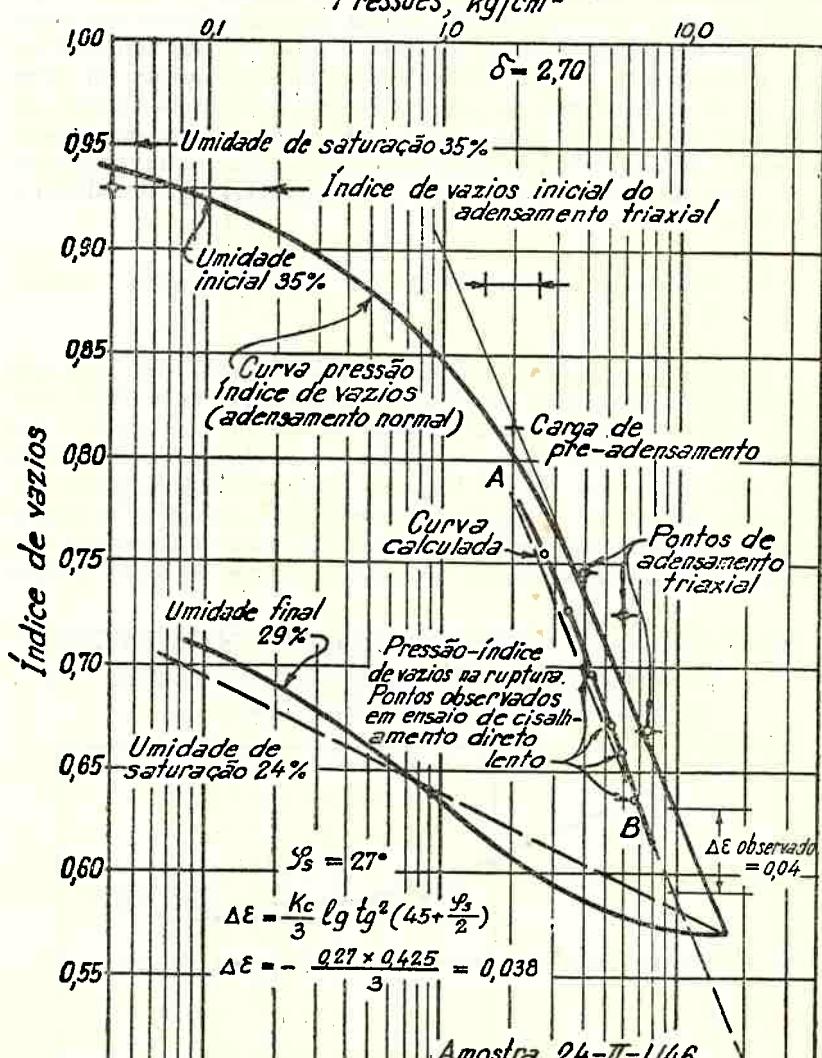


Fig.49 CURVAS PRESSÃO-ÍNDICE DE VAZIOS
(Argila residual de gneiss)
 Pressões kN/cm^2



Pre-adensamento { Pressão 2,1 kg/cm² Índice de compressão 0,270
Índice de vazios 0,814 Índice de expansão 0,055

Fig.50a COMPRESSÃO TRIAXIAL RÁPIDA
PRE-ADENSADA

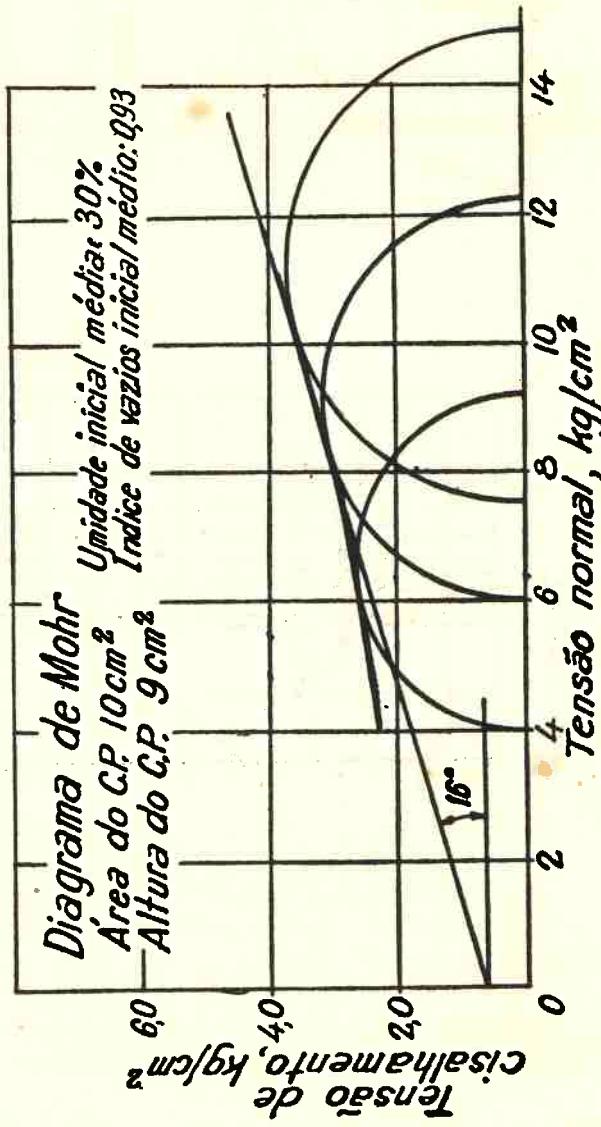
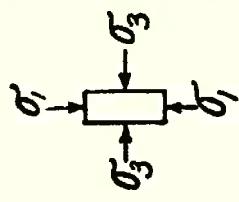
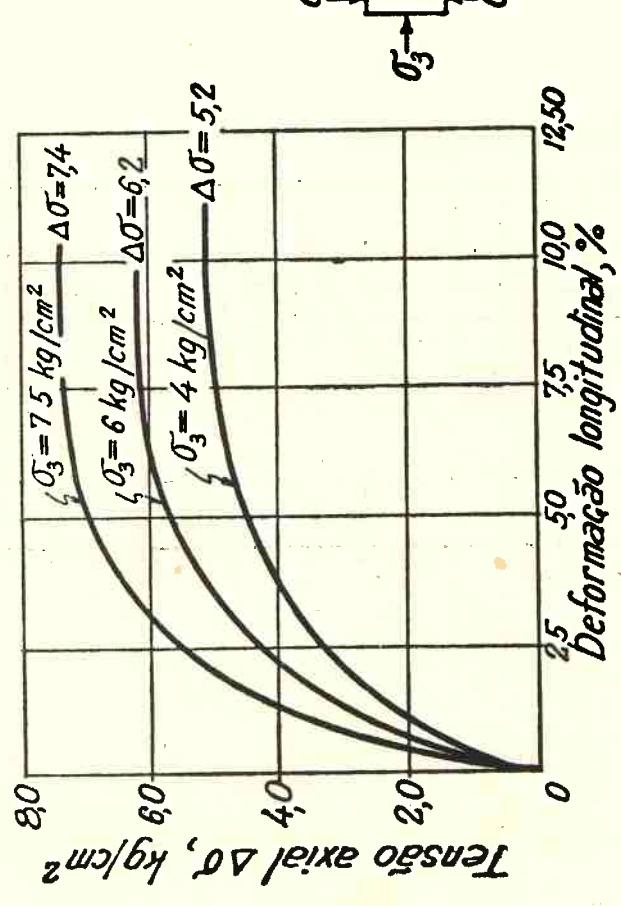
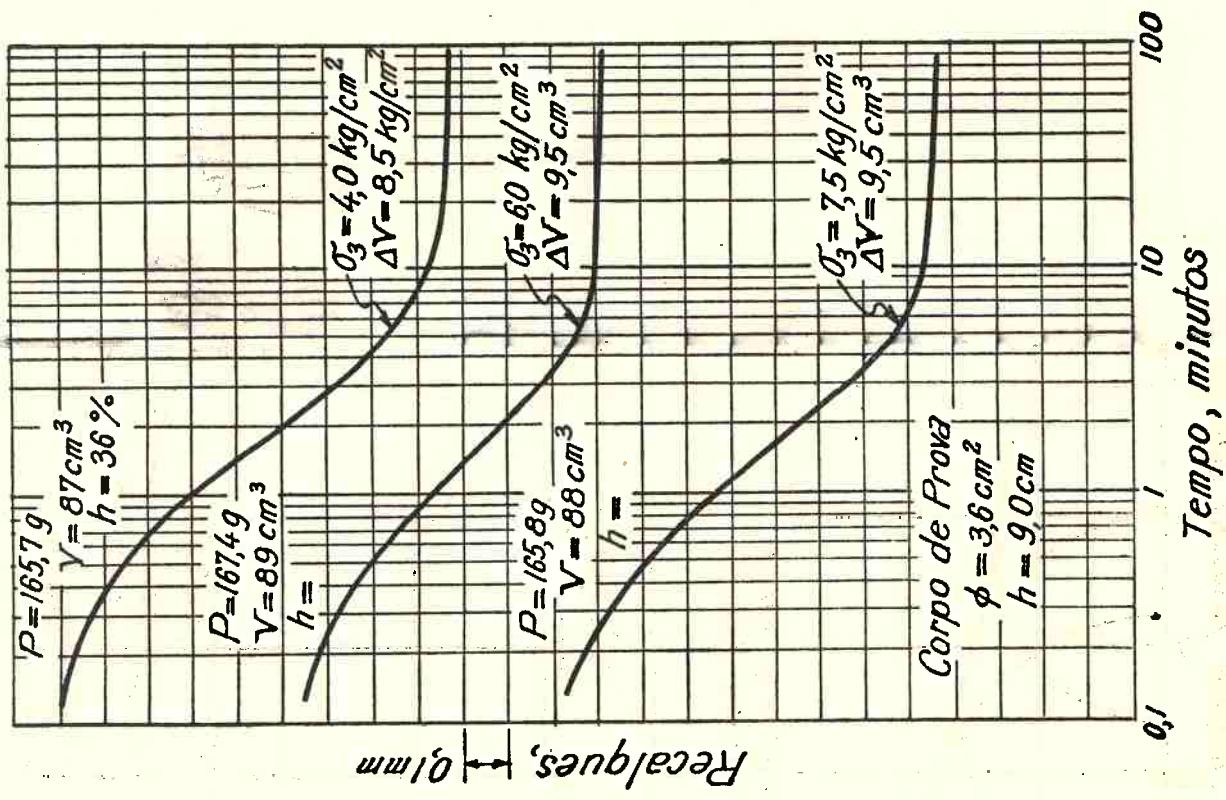


Fig.50b ENSAIO TRIAXIAL RÁPIDO PRE-ADENSADO
CURVAS DE PRE-ADENSAMENTO



o cisalhamento. Observa-se que sempre há compressão do corpo de prova. Esse fato é comum a todas as amostras indeformadas de argilas residuais de gneiss, ensaiada ao cisalhamento pelo autor. No gráfico inferior da mesma figura aparece o diagrama de Coulomb que mostra as tensões de cisalhamento em função das pressões normais; obtém-se uma reta, e o ângulo que ela faz com a horizontal é o ângulo de atrito interno do material. Verifica-se que a proporcionalidade é prejudicada para cargas inferiores a 6 kg/cm^2 , onde a reta que correlaciona as duas tensões apresenta uma corcova. Como já foi indicado, esse é um efeito do pré-adensamento sobre a resistência ao cisalhamento do solo.

O ângulo de atrito interno das argilas residuais, no estado indeformado, varia de cerca de 25° a 35° , sendo que 30° é um valor extremamente frequente. Quanto maior é o caráter argiloso do material, mais baixo é o ângulo de atrito interno. Assim sendo ocorreu-nos procurar correlacionar o ângulo de atrito interno das argilas residuais de gneiss com o seu limite de liquidez. A figura 48 mostra a correlação obtida e, embora, daí não se possam tirar leis de caráter geral, em vista do pequeno número de ensaios disponível, fica documentada a assertão acima feita, sobre a variação do ângulo de atrito interno com o caráter argiloso do material, nos terrenos residuais de gneiss.

Na figura 49 apresenta-se o gráfico pressão-índice de vazios da argila residual cujos ensaios de cisalhamento deram os resultados representados na figura 47. Esse gráfico foi obtido por meio de adensamento normal. Pelos gráficos de diminuição de altura da amostra, provocada pelo cisalhamento, da figura 47, poderemos calcular os índices de vazios da argila, nos momentos das rupturas, sob várias pressões normais; é, então, possível traçar a curva pressão-índice de vazios de ruptura (que aparece na figura 49). Verifica-se, no caso, ser ela paralela ao ramo retilíneo da curva pressão-índice de vazios de adensamento. Com êsses dados, pela teoria exposta, pode-se calcular qualquer característico de resistência e compressibilidade do material em questão.

Antes entretanto, de se ultrapassar o efeito de pré-adensamento, a diminuição de índice de vazios pela ruptura é tanto menor quanto menor for a pressão normal aplicada, e a curva pressão-índice de vazios na ruptura tem a forma AB, indicada na figura 49.

Executou-se sobre a amostra em questão um ensaio de compressão triaxial rápido pré-adensado. Três corpos de prova da argila em estudo tendo um índice de vazios inicial médio de 0,93, foram adensados sob pressões de 4, 6, e $7,5 \text{ kg/cm}^2$; procedido o adensamento, atingiram índices de vazios de equilíbrio concordantes com a curva do ensaio de adensamento (vide figura 49). Foram, então, rompidos à compressão, impedindo-se drenagem, isto é, a índice de vazios constante. As curvas tensão-deformação encontram-se nos diagramas da figura 50a; na parte inferior da mesma figura aparecem os círculos de Mohr, obtidos nas três compressões. Conhecendo-se os valores de φ_s e λ , é possível

calcular-se (pela fórmula deduzida no § 6, do capítulo II) o valor do ângulo de resistência ao cisalhamento em ensaio rápido pré-adensado. O cálculo nos dá 16° , o que coincide com o valor encontrado em ensaio (vide fig. 50).

6) *Terrenos de Alteração de Diabase*

O solo da cidade de Londrina é constituído por alteração profunda e evolução de um «trap» de diabase. Na colina central da cidade verificou-se afloramento da rocha viva nas escavações para fundações de um prédio. Em outras partes da cidade o solo evoluído, que é uma «argila vermelha porosa», atinge a profundidade de 10 m e assenta-se sobre uma zona de alteração de rocha que capeia a diabase viva.

A figura 51 mostra o perfil do terreno junto a um poço aberto para a execução de três provas de carga, a diferentes profundidades, e para a retirada de amostras indeformadas. Ali figuram as pressões que produziram, respectivamente, sob a placa de prova (circular, rígida com 80 cm de diâmetro), os recalques de 10 mm, 25 mm e ruptura do solo; figuram, também, a composição granulométrica e os limites de Atterberg, das amostras indeformadas, e gráficos mostrando as porcentagens do volume das amostras ocupadas pelos grãos sólidos, pelo ar e pela água intersticial; estão indicados, ainda, os respectivos índices de vazios, umidade natural e densidade dos grãos. Verifica-se que o material não é saturado, em nenhuma das cotas amostradas, embora o grau de saturação aumente com a profundidade. Os índices de vazios diminuem com a mesma, porém, a umidade mantém-se praticamente constante.

Deste perfil concluiu-se que a decomposição da Diabase se processa por uma alteração química que progride de cima para baixo. Note-se que a fase mecânica da decomposição (fraturamento da rocha) não é tão pronunciada nas diabases como nos gneisses ou granitos. Os feldspatóides presentes dão origem à argila e a ausência do quartzo faz com que o solo residual seja bem mais argiloso que os provenientes de rocha ácida. Processa-se depois a evolução pela qual o solo enriquece em argila; libertam-se grãos de óxido de ferro (magnesita) que, junto à fração areia, lhe emprestam alta densidade. Depois de avançada a alteração, atua a lixiviação que transforma em «porosas» as camadas superiores e endurece as inferiores.

7) *Compressibilidade e resistência das argilas residuais de Diabase*

A figura 52 mostra as curvas pressão-índice de vazios obtidas, em ensaios de adensamento normais, sobre as três amostras de solo retiradas do poço acima referido. No início do ensaio a amostra 1 tinha um índice de vazios de 2,05 e uma umidade de 32%; estava portanto longe de ser saturada, pois a umidade de saturação para tal índice de vazios seria da ordem de 70%. Entretanto, a umidade no fim do

ensaio era de 72,5 %, donde se conclui que, durante o ensaio, houve saturação completa do corpo de prova. O mesmo se observa no ensaio sobre as amostras 2 e 3.

Na amostra 1 a «pressão de pré-adensamento virtual» observada é de $0,40 \text{ kg/cm}^2$ e o peso de terra, $0,35 \text{ kg/cm}^2$; na amostra 2 o peso de terra é de, aproximadamente, $0,88 \text{ kg/cm}^2$ e a «pressão de pré-adensamento virtual», $0,9 \text{ kg/cm}^2$; para a amostra 3, o peso de terra atingiu cerca de $1,5 \text{ kg/cm}^2$, porém, aquela pressão virtual chegou a 8 kg/cm^2 . Assim há concordância dos pesos de terra com as «pressões de pré-adensamento» sómente na camada superior evoluída, de «argila porosa». A camada de argila rija naturalmente ainda conserva certo efeito cimentador da rocha original, que torna alto o valor do pré-adensamento.

Fig.51 SOLO DE LONDRINA (R.1.353)
ALTERAÇÃO DE DIABASE

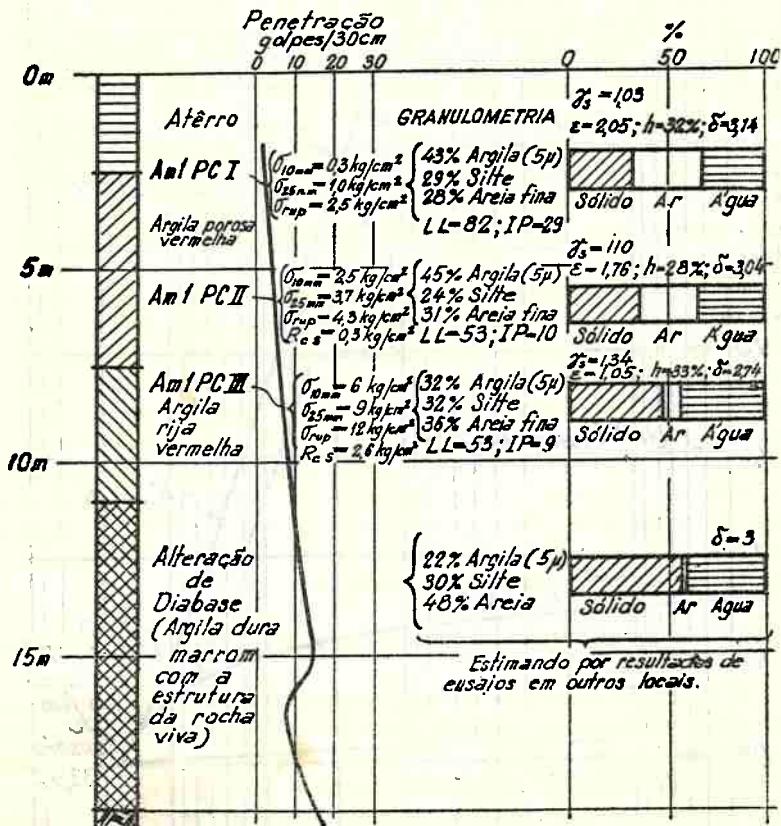


Fig.52 CURVA PRESSÃO-ÍNDICE DE VAZIOS-PERMEABILIDADE
Pressões, kg/cm^2 →

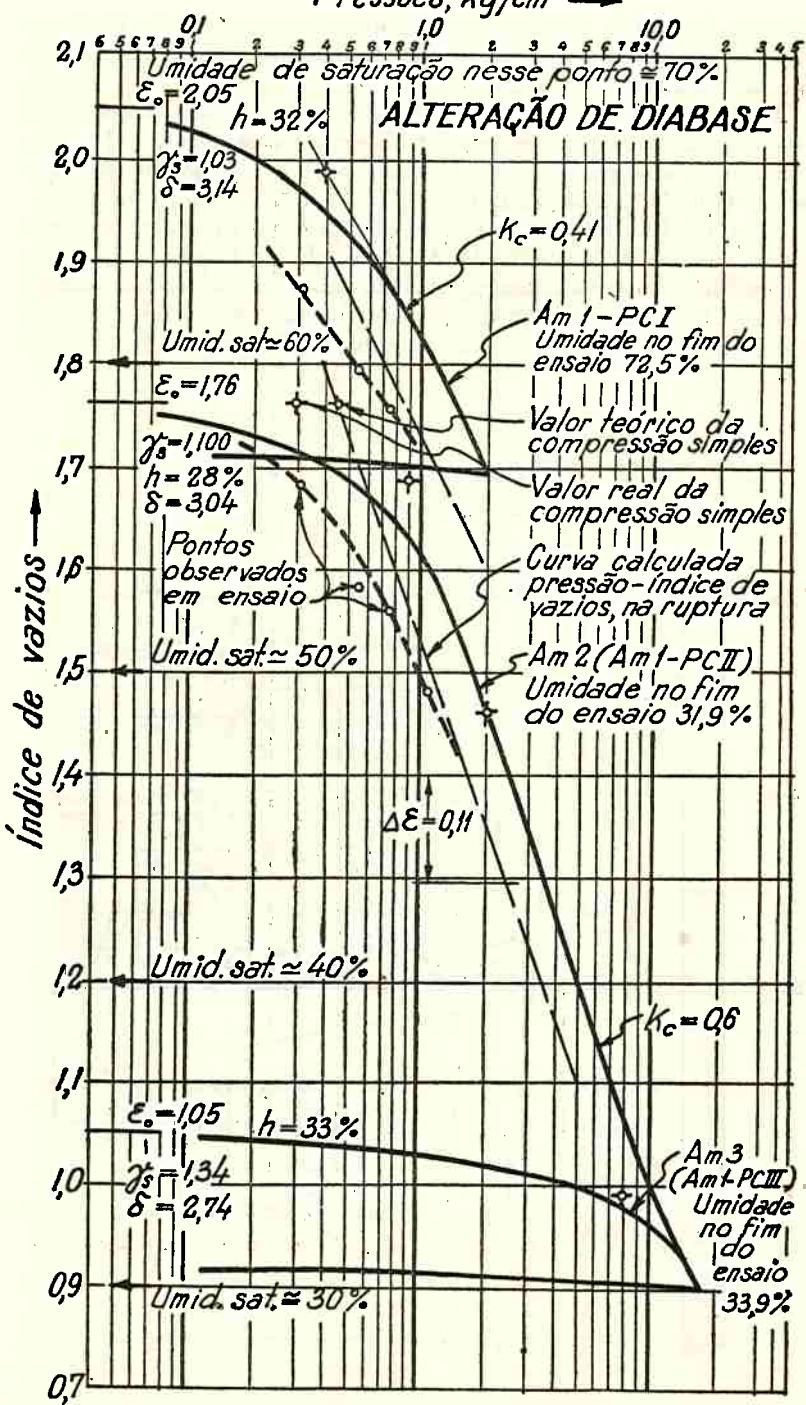


Fig. 53a ENSAIO DE CISALHAMENTO LENTO (DIRETO) Fig. 53b ENSAIO DE CISALHAMENTO LENTO (DIRETO)

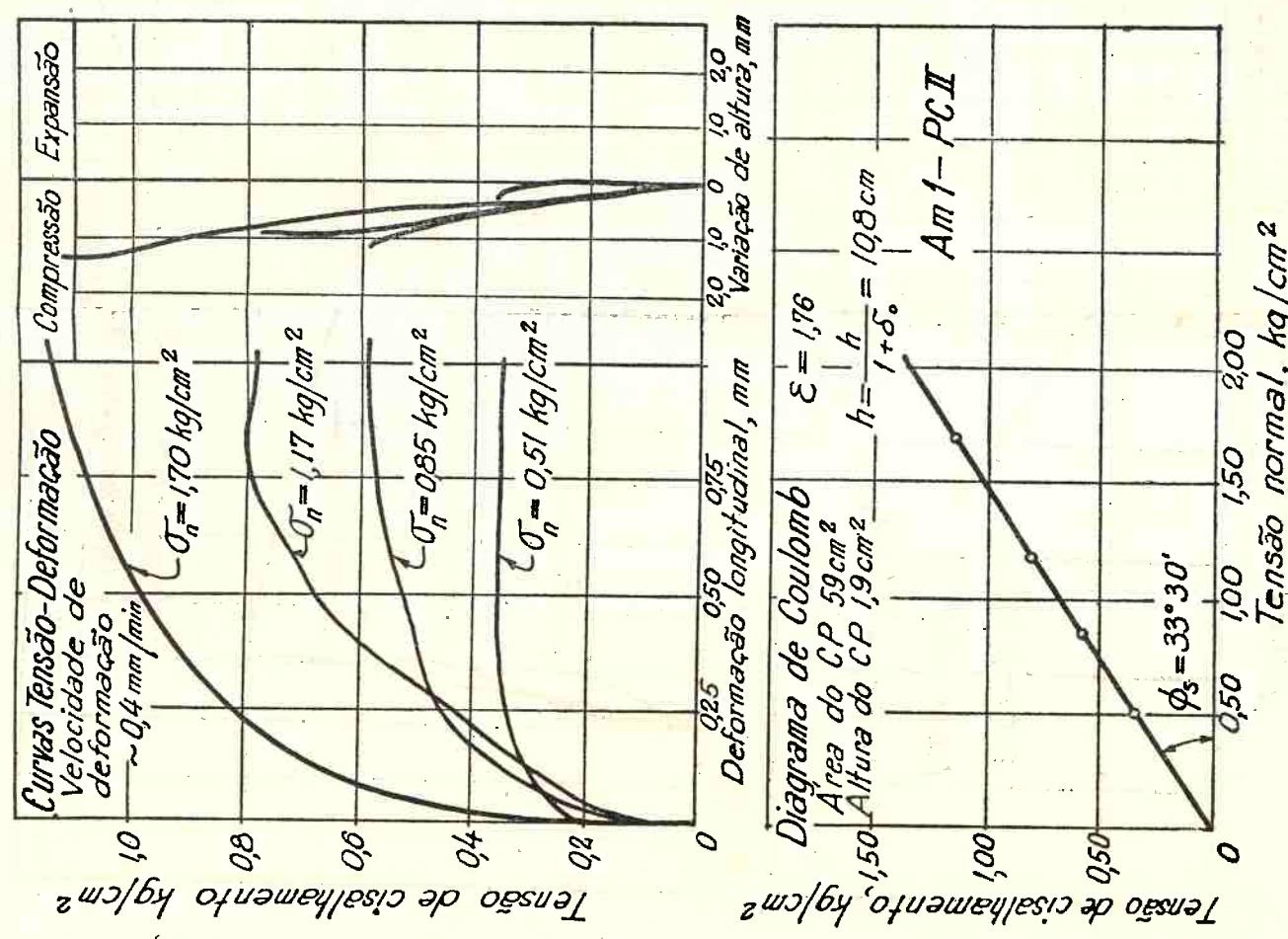
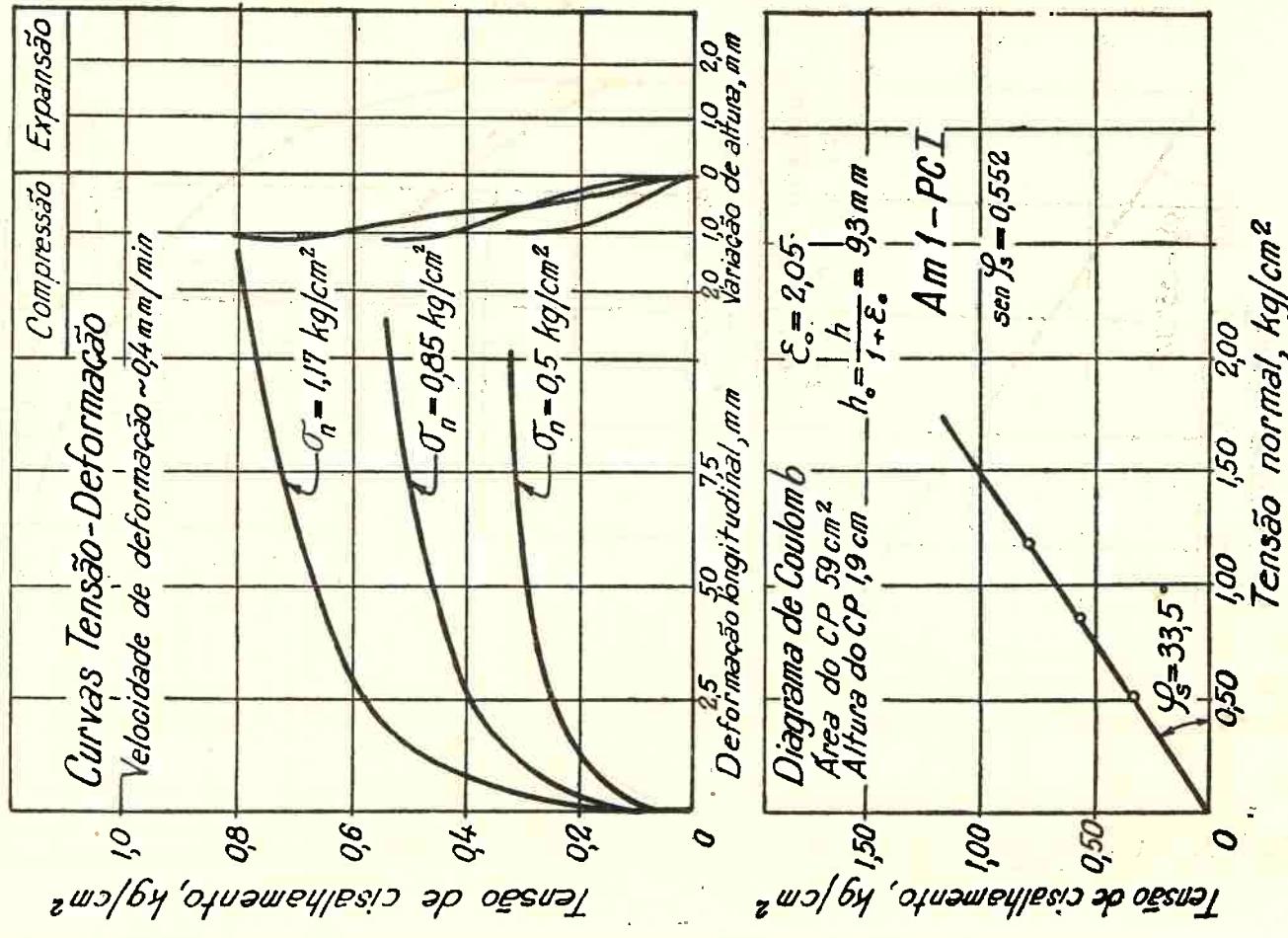


Fig. 54 PERFIL TÍPICO DE EVOLUÇÃO DE ARGILA TERCIÁRIA (Argila porosa vermelha de São Paulo)

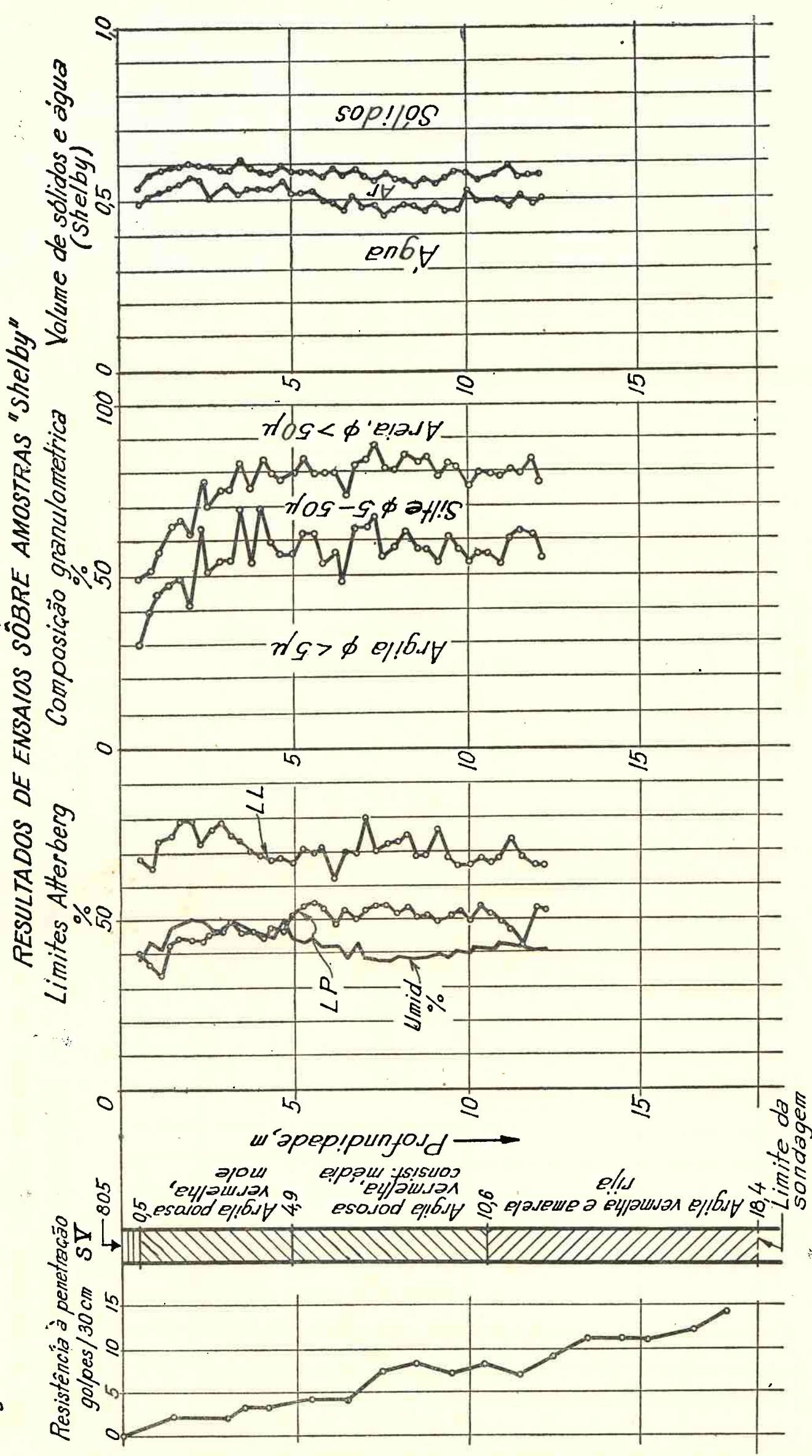


Fig.55 VARIAÇÃO DAS CARGAS DE PRE-ADENSAMENTO COM A PROFUNDIDADE (Argila porosa de São Paulo)

— Limites das cargas de pre-adensamento, amostras não submersas
 - - - Amostras submersas

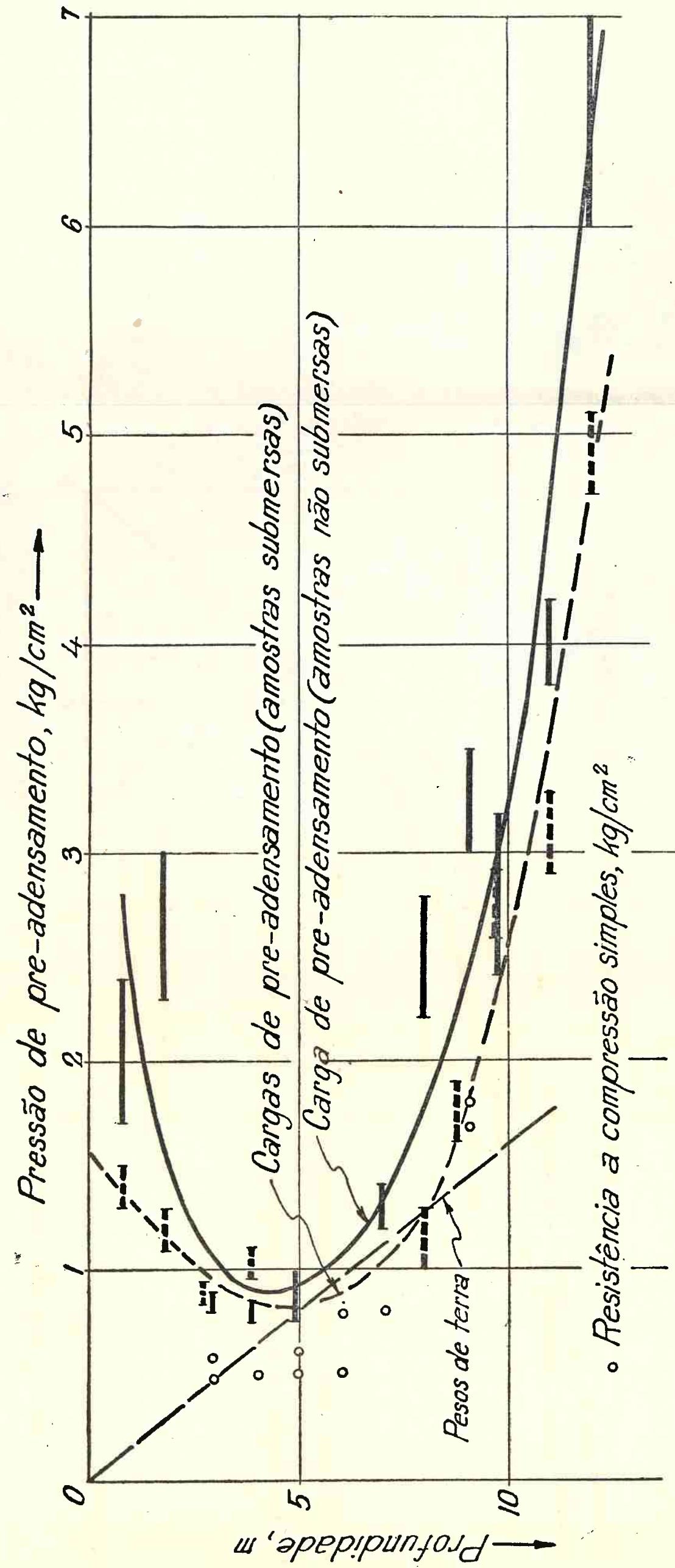


Fig.56 CURVA PRESSÃO-ÍNDICE DE VAZIOS-PERMEABILIDADE

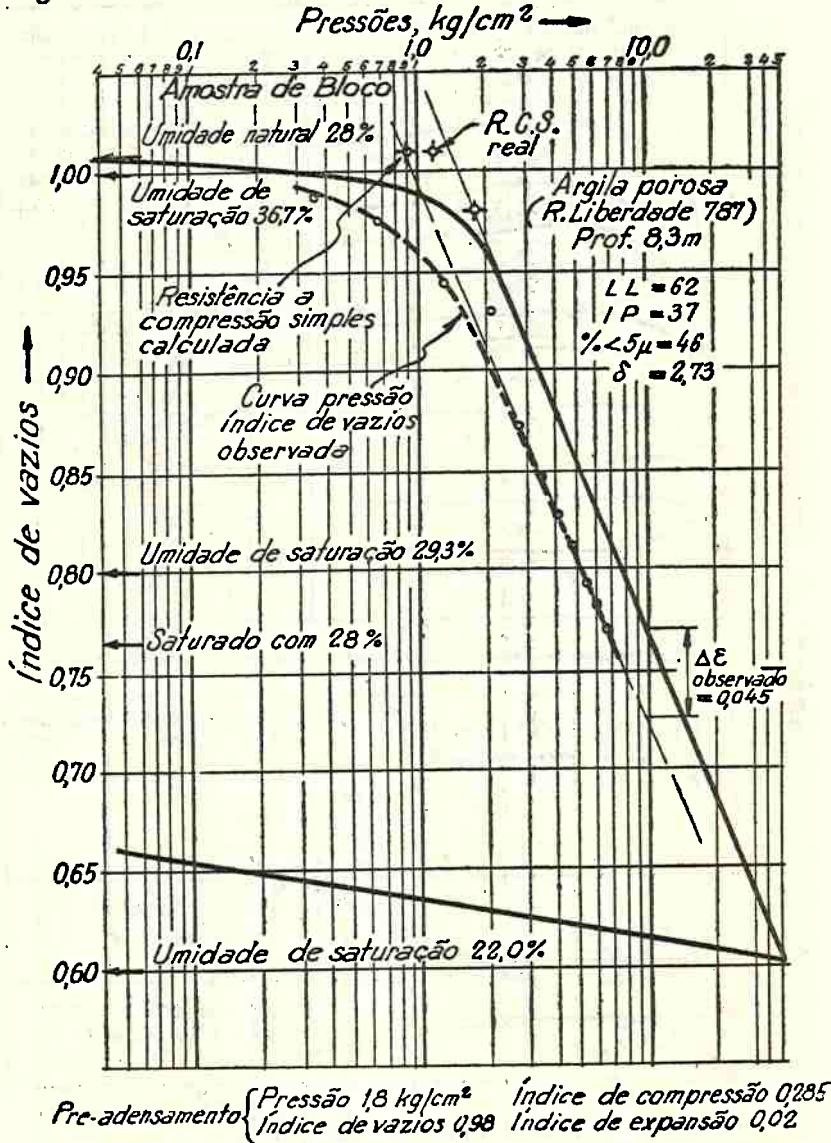
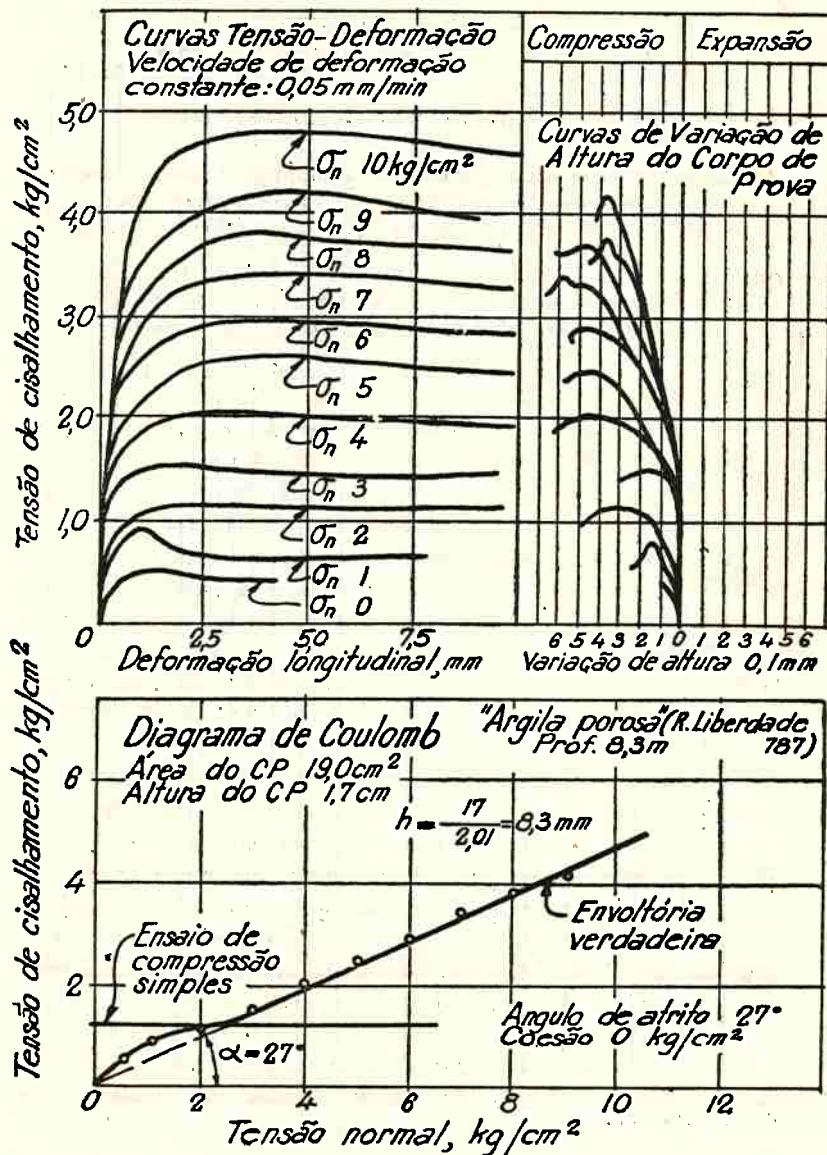


Fig.57 CISALHAMENTO DIRETO LENTO



Os diagramas da figura 53 mostram os resultados de ensaios normais de cisalhamento direto sobre as duas amostras da «argila porosa» acima mencionada. A partir dos gráficos de variação da altura dos corpos de prova, durante a ruptura, foi possível traçar as curvas de pressão-índice de vazios de ruptura que aparecem na figura 52.

8) *Terrenos de evolução de camadas argilosas antigas*

Sob um ponto de vista puramente geológico, o solo proveniente da evolução de uma camada argilosa não deixa de ser um solo residual. Também sob o ponto de vista da Mecânica dos Solos as argilas de evolução de camadas argilosas não só devem ser consideradas como argilas residuais, como também suas propriedades e aspecto são muito semelhantes às das provenientes de alteração de rocha consolidada.

Um exemplo típico de tais terrenos é o das «argilas porosas vermelhas» que capeiam o Terciário Paulistano. Na figura 54 está indicado um perfil típico de um terreno desse tipo, no bairro do Jabaquara, em cota 805 m acima do nível do mar. Ali estão indicados os limites de Atterberg, a composição granulométrica e as porcentagens de volumes de sólidos e água observados em amostras retiradas de 20 em 20 cm, por meio tubo amostrador de parede fina. Na figura 55 mostra-se como variam as «pressões de pré-adensamento virtuais» nesse terreno. Foram feitos ensaios com amostras submersas em água, para haver saturação das mesmas durante todo o ensaio, e em amostras não submersas, em que se evitava o secamento do material; assim impedia-se a sua alteração, sendo o ensaio feito no grau de saturação natural das amostras.

Verifica-se por êsses resultados que no terreno poroso há um aumento superficial da pressão de pré-adensamento virtual, talvez devido ao secamento. Abaixo de uma certa cota, aquêle valor coincide com o peso de terra (nesse local provavelmente não houve erosão considerável após a formação do Terciário Paulistano); finalmente, nas camadas inferiores, o pré-adensamento virtual cresce consideravelmente. Como já foi dito, as camadas inferiores às de argilas porosas são extremamente densas por receberem elas, como produtos de decantação, a fração lixiviada do solo poroso. Esse acúmulo de material, que, por assim dizer, «precipita» da camada superior, tem como resultado o aumento da «pressão de pré-adensamento virtual» das camadas inferiores.

No mesmo gráfico da figura 55 estão indicadas as resistências à compressão simples de cilindros de solo, retirados de várias profundidades. Verifica-se que, também nesse terreno, a resistência à compressão simples é proporcional à pressão de pré-adensamento.

Na figura 56 encontra-se a curva pressão-índice de vazios, obtida em ensaio de adensamento normal sobre amostra indeformada de «argila porosa», e a figura 57 mostra os resultados de um ensaio de cisalhamento direto, do tipo lento, feito sobre a mesma amostra. Com os resultados da observação da diminuição do corpo de prova durante o cisalhamento lento, traçou-se a curva pressão-índice de vazios na ruptura que aparece na figura 56.

CONCLUSÕES

Antes de iniciar o desenvolvimento do nosso estudo sobre a resistência e compressibilidade de argilas residuais, levamos avante uma série de pesquisas de laboratório visando caracterizar o material em questão e verificar a natureza de suas principais propriedades físicas.

Esses estudos, que estão summarizados na Introdução desta tese, nos levaram a conclusão de que:

- a) as amostras de argila residual, ensaiadas, são todas (com exceção de uma) constituídas por mineral argílico do grupo das caolinitas;
- b) na sua grande maioria colocam-se, no gráfico de Casagrande, abaixo da linha A. São classificadas, então (no sistema A.C.), como dos grupos das argilas caolínicas, KL e KH;
- c) no estado amolgado suas resistências à compressão simples variam logaritmicamente com o teor de umidade, porém, os parâmetros de variação não são, necessariamente, os mesmos que ligam a variação da umidade com a pressão normal efetiva aplicada;
- d) nos corpos de prova não saturados, remoldados, a resistência à compressão simples aumenta, de forma muito complexa, quando diminue o grau de saturação.

Procuramos, ainda, introduzir uma conceituação nova para o que chamamos «pressão de pré-adensamento virtual» de uma argila residual, que é uma característica intrínseca do material, quando as pressões normais, a ele aplicadas, são menores que essa pressão.

Nos capítulos I e II desenvolvemos uma teoria matemática da resistência e compressibilidade de corpos de prova cilíndricos de argila residual, pela qual chegamos a concluir que:

- a) introduzindo nas fórmulas da Teoria da Elasticidade, que ligam tensões e deformações, os conceitos de pressões neutras e efetivas (definidos por Terzaghi), e considerando a compressibilidade da estrutura granular dos solos, é possível compreender o mecanismo dos seus três tipos principais de deformação (compressão lenta, rápida pré-adensada e rápida) e deduzir fórmulas para o seu estudo, no caso de corpos de prova saturados;
- b) no caso de corpos de prova não saturados não foi possível o estabelecimento de fórmulas gerais; entretanto, a compreensão

do fenômeno parece-nos ter sido atingida, admitindo-se condições particulares de saturação;

- e) foi estabelecida a fórmula (7), do capítulo II, que liga entre si os ângulos de atrito interno, os característicos de compressibilidade da estrutura e o ângulo de resistência ao cisalhamento, no caso de solicitação rápida pré-adensada, dos corpos de prova saturados;
- d) foram estabelecidas as fórmulas (5) e (11) do capítulo II que ligam entre si as resistências à compressão simples de corpos de prova cilíndricos, os característicos de compressibilidade da estrutura do solo residual, seu ângulo de atrito interno e a pressão capilar atuante no c.p., ou uma pressão externa anteriormente a êle aplicada;
- e) nos corpos de prova não saturados ficou esclarecido que existem três fases no seu comportamento, quando carregados: 1.^a) quando o corpo de prova está longe da saturação, sua umidade mantém-se constante, durante o carregamento, porém seu índice de vazios diminui (assim aumenta seu grau de saturação); nessa fase êle se comporta semelhantemente tanto na compressão lenta, como na rápida pré-adensada e como na rápida; 2.^a) quando o c.p. é quase saturado; foi estabelecida uma fórmula para as pressões neutras nessa fase; 3.^a quando o corpo de prova comporta-se como se fosse completamente saturado.

Nos capítulos III e IV são feitas verificações experimentais que confirmam plenamente as conclusões acima expostas, tanto no que se refere a ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas, como a pesquisas diretas sobre terrenos argilosos residuais.

TRABALHOS CONSULTADOS

- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE — "Project 49 — Clay Mineral Standards" — Columbia University, 1950.
- BAVER, L. D. — "Soil Physics" — John Wiley & Sons, 1940.
- BUBRISAY, R. — "Phénomènes Colloïdaux" — Armand Colin, 1936.
- BRITISH RHEOLOGISTS' CLUB — "Essays in Rheology" — Pitman, 1947.
- BERNATZIK, W. — "Baugund und Physik" — Schw. Druck u. Verlaghaus, 1947.
- BRINCH HANSEN, J. e GIBSON, R. E. — "Undrained Shear Strengths of Anisotropically Consolidated Clays" — Géotechnique, vol. I, n.º 3 — 1949.
- BISHOP, A. W. e ELDING, G. — "Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength" — Géotechnique, vol. II, n.º 1 — 1950.
- BRINCH HANSEN, J. — "Vane tests in a Norwegian quick-clay" — Géotechnique — vol. II, n.º 1 — 1950.
- BLYTH, F. G. H. — "A Geology for Engineers" — Edward Arnold & Co., London — 1943.
- BARZAGHI, L. e NOGAMI, J. — "Análise Térmica Diferencial de Alguns Materiais Argilosos Nacionais" — Mineração e Metalurgia; julho-agosto — 1949.
- BARZAGHI, L. — "Característicos de Caolins Nacionais" — An. Ass. Química do Brasil, vol. VI — 1947.
- CASAGRANDE, A. — "Research on the Atterberg Limits of Soils" — Public Roads — vol. 13, n.º 8 — oct. 1932.
- CASAGRANDE, A. e CARRILLO, N. — "Shear Failure of Anisotropic Materials" — Journal of the Boston Soc. C. Eng. — april — 1944.
- CASAGRANDE, A. e FADUM, R. E. — "Notes on Soil Testing for Engineering Purposes" — Harvard University — Soil Mechanics Series n.º 8, jan. 1940.
- CASAGRANDE, A. e SHANNON, W. L. — "Research on Stress — Deformation and Strength Characteristics of Soils and Soft Rocks under Transient Loading" — Harvard University — 1947-48.
- CASAGRANDE, A., CORSO, J. M. e WILSON, S. D. — "Investigation of the Effect of Long-Time Loading on the Strength of Clays and Shales at Constant Water Content" — Mimeografado — Harvard University — 1950.
- CASAGRANDE, A. e WILSON, S. D. — "Investigation of Effect of Long-Time Loading on the Strength of Clays and Shales at Constant Water Content" — Mimeografado — Harvard University — 1949.
- CASAGRANDE, A. — "Structures Produced in Clays by Electric Potentials and Their Relation to Natural Structures" — Nature, vol. 160 — London — 1947.
- CARVALHO LOPES, J. — "Contribuição geotécnica aos estudos do subsolo de Belo Horizonte" — Belo Horizonte — 1947.
- COOLING, L. F. e SKEMPTON, A. W. — "A Laboratory Study of London Clay" — J. Instn. Civ. Eng. 17:251-276 — 1942.
- COLEMAN, J. D. — "The Relationship between Soil Suction and Vapour Pressure and Influence of Temperature on These Quantities" — Note n.º RN/915/JDC — nov. 1947 — Road Research Laboratory — Inglaterra.

- CRONEY, P. e GWATKIN, P. M. — "The Role of Soil Moisture Suction in Subgrade Moisture Movement" — Note n.º RN/847/DCPMG — Feb 1947 — Road Research Laboratory — Inglaterra.
- EKBLAW, G. E. — "The Profile of Soil Weathering and its Importance in Highway Construction" — Proc. Purdue Conf. Soil Mech., 1940.
- FORBES, H. — "The Geochemistry of Earthwork" — Proc. Am. S. C. Eng., vol. 76, rep. n.º 7 — 1950.
- FREUNDENTHAL, A. M. — "Inelastic Behaviour of Engineering Materials and Structures" — John Wiley & Sons, 1950.
- FREDERICKSON, A. F. — "Mechanism of Weathering" — Bulletin of the Geological Society of America — March, 1951.
- FLORENTIN, J. e L'HERITEAU, G. — "Remarques sur quelques marines fortement préconsolidées" — Géotechnique, vol. I, n.º 1 — 1948.
- GRIM, R. E. — "The Clay Minerals in Soils and their Significance" — Proc. Purdue Conf. Soil Mech., 1940.
- GRIM, R. E. — "Properties of Clay" — Circular n.º 49 — Ill. St. Geol. Surv.
- GRIM, R. E. — "Mineralogical Composition in Relation to the Properties of Certain Soils" — Géotechnique, vol. I, n.º 3 — 1949.
- GRIM, R. E. — "Modern Concepts of Clay Materials" — Journal of Geology, vol. 2, n.º 3 — 1942.
- GRIM, R. E. — "Some Fundamental Factors Influencing the Properties of Soil Materials" — Proc. 2nd. Int. Conf. on Soil Mech., Rotterdam, 1948.
- GOLDER, H. Q. e SKEMPTON, A. W. — "The angle of shearing resistance in cohesive soil tests at constant water content" — Proc. 2nd. Int. Conf. S. Mech, Rotterdam, 1948.
- HOLMES, A. — "Principles of Physical Geology" — The Ronald Press. Co. N. Y., 1945.
- HOGENTOGLER, C. A., TERZAGHI, C. e WINTERMEYER, A. M. — "Present State of Subgrade Soil Testing" — Public Roads, vol. 9, n.º 1, march, 1928.
- HAEFELI, R. VON e SCHAEFER, CH. — "Der Triaxial apparat" — Publicação n.º 11 — Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der E. T. H., Zurich — 1946.
- HAEFELI, R. — "Shearing strength and Water Content, a complement to the shearing theory" — Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. & Found. Eng., Rotterdam — 1948.
- HAEFELI, R. — "Propriedades Mecânicas dos Solos" — Traduzido do Erdbaukurs der E. T. H. — 1938, pela Secção de Solos e Fundações do I.P.T.
- HOST, NILS — "Structure of Clay" — Nature — march 15, 1947.
- KEEN, B. A. — "The Physical Properties of the Soil" — Honguran's, Green & Co. London — 1931.
- LAMBE, W. T. — "Capillary Phenomena in Cohesiveless Soils" — Proc. Am. Soc. C. Eng. — vol. 76. — sep. n.º 4 — 1950.
- LAMBE, W. T. — "The Measurement of Pore Water Pressures" — mimeografado — publicação do M.I.T.
- LAMBE, W. T. — "Soil Testing for Engineers" — John Wiley & Sons, 1951.
- LANGER, M. C. — "Quelques Caractéristiques du Sable Boulant" — Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics.
- LANGER, M. C. — "Propriétés Mécaniques et Physiques de Terrains Cohérents" — Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics.
- LEGGET, R. F. — "Geology and Engineering" — Mc Graw-Hill Book Co., N. Y. — 1939.
- LOBECK, A. K. — "Geomorphology — An Introduction to the Study of Landscapes" — Mc Graw-Hill Book Co., N. Y. — 1939.

- MELLO, VICTOR F. B. de — "Química Coloidal e Algumas Propriedades de Argilas" — Rev. Politécnica, n.º 160 — 1951.
- MORAES REGO, L. F. — "Considerações preliminares sobre a gênese e a distribuição dos solos no Estado de São Paulo" — Geografia — ano 1, n.º — 1935.
- OLIVEIRA PINTO, M. C. e KUTNER, M. — "Estudo das Características Mecânicas de uma Argila da Colina de São Paulo" — Rev. Politécnica n.º 158 — set.-out. — 1950.
- ODENSTAD, S. — "Stresses and Strains in the Undrained Compression Tests" — Géotechnique — vol. 1, n.º 4 — 1949.
- RANKAMA, K. e SAHAMA, Th. G. — "Geochemistry" — University of Chicago — Press, 1949.
- RAGUIN, E. — "Géologie Appliquée" — Masson et Cie. — Paris, 1934.
- RIES, H. e WATSON, T. L. — "Engineering Geology" — John Wiley & Sons — N. Y. — 1915.
- RAPP, P. e MIZROCH, J. — "Efeito das propriedades químicas dos fios do solo no comportamento de misturas solo-agregado" — Boletim D.E.R., n.º 28 — 1942.
- RENDULIC, L. — "Ein Grundgesetz der Tonmechanik" — Bauing., vol. 18, p. 459 — 1937.
- RENDULIC, L. — "O Equilíbrio de tensões hidrodinâmicas em cilindros de argila drenados internamente" — Mimeografado — tradução do I.P.T.
- REINER, M. — "Twelve Lectures on Theoretical Rheology" — North Holland Publishing Co. — 1949.
- RUTLEDGE, P. C. — "Relation of Undisturbed Sampling to Laboratory Testing" — Proc. Am. Soc. C. Eng. — nov. 1942.
- RUTLEDGE, P. C. — "Shear Failure of Soils" — Proc. 5th. Texas Conf. Soil Mech. — 1942.
- RUTLEDGE, P. C. — "Theories of Failure of Materials Applied to the Shearing Resistance of Soils" — Proc. Purdue Conf. — 1940.
- RUTLEDGE, P. C. — "Neutral and Effective Stress in Soils" — Proc. Purdue Conf. — 1940.
- RUTLEDGE, P. C. — "Review of the Cooperative Triaxial Program of the War Department. Corps of Engineers" — Waterways Exp. St. — April — 1947.
- SETZER, JOSE' — "Os principais tipos de solos paulistas" — Diretoria de Publicidade Agrícola — São Paulo — 1941.
- SETZER, JOSE' — "O Estado Atual dos Solos do Município de Campinas, Estado de São Paulo" — Revista Brasileira de Geografia — Jan.-Março — 1942.
- SETZER, JOSE' — "Algumas Contribuições dos Estudos de Solos Realizados no Estado de São Paulo" — Revista Bras. de Geografia — n.º 1, ano X — 1942.
- SETZER, JOSE' — "Noções Gerais de Pedologia do Brasil" — Conselho Nacional de Geografia — Rio — 1945.
- SKEMPTON, A. W. — "A Study of the Geotechnical Properties of Some Post-Glacial Clays" — Géotechnique, vol. I, n.º 1 — 1948.
- SKEMPTON, A. W. — "Vane Test in the Alluvial Plain of River Forth near Grangemouth" — Géotechnique, vol. I, n.º 2 — 1948.
- SKEMPTON, A. W. — "A Study of the immediate triaxial test on cohesive soils" — Proc. 2nd Int. Conf. S. Mech. Rotterdam — 1948.
- SKEMPTON, A. W. — "A Possible Relationship between the Cohesion and the Mineralogy of Clays" — Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. — Rotterdam — 1948.
- SKEMPTON, A. W. e BISHOP, A. W. — "The measurement of the shear strength of soils" — Géotechnique, vol. II, n.º 2 — 1950.
- TAYLOR, D. W. — "Fundamentals of Soil Mechanics" — John Wiley & Sons — 1948.

- TAYLOR, D. W. — "Shear Strength Determinations by Undrained Cylindrical Compression Tests with Pore Pressure Measurements" — Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. — Rotterdam — 1948.
- TAYLOR, D. W. e MERCHANT, W. — "A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compressions" — Journal of Mathematics and Physics, vol. XIX, n.º 3 — July — 1940.
- TERZAGHI, C. — "Simplified Soil Tests for Subgrades and their Physical Significance" — Public Roads, vol. 7, n.º 8 — oct. — 1926.
- TERZAGHI, K. — "Stress Conditions for the failure of Saturated Concrete and Rock" — Am. Soc. for Testing Materials — 1945.
- TERZAGHI, K. — "The Shearing Resistance of Saturated Soils and the Angle between the Planes of Shear" — Proc. Harvard Conf. Soil Mech. — 1936.
- TERZAGHI, K. — "Undisturbed Clay Samples and Undisturbed Clays" — Journal of the Boston Soc. C. Eng. — July — 1941.
- TERZAGHI, K. — "Shear Characteristics of Quicksand and Soft Clay" — Proc. 7th Texas Conf. Soil Mech. — 1947.
- TERZAGHI, K. — "Sampling, Testing and Averaging" — Proc. Purdue Conf. — 1940.
- TERZAGHI, K. — "Theoretical Soil Mechanics" — John Wiley & Sons, 1943.
- TIMOSHENKO, S. — "Theory of Elasticity" — Mc Graw Hill, 1934.
- TSCHEBOTAROFF, G. P. — "Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures" — Mc Graw-Hill — 1951.
- VARGAS, M. — "A Teoria dos Drenos Verticais de Areia" — Revista Politécnica n.º 154 — 1949.
- VAN ANKEN, F. M. — "Determination of Pore Water Pressures by Means of the Triaxial Compression Test" — Proc. 4th Texas Conf. Soil Mech. — 1941.
- VON WILLMANN, E. — "Os Tipos de Solos e sua Formação" — traduzido de Die Bauindustrie — ano III, pg. 432.
- WINTERKORN, H. F. e CHOUDHURY, A. N. D. — "Importance of volume Relationship in Soil Stabilization" — Proc. 29th An. Meet. Highway Research Board — 1949.
- WINTERKORN, H. F. e EYRING — "Theoretical Aspects of Water Volume Relationship in Soil Stabilization" — Proc. 29th An. Meet. Highw. Research Board — 1946.
- WINTERKORN, H. F. — "The Condition of Water in Porous Systems" — Soil Science, agosto — 1943.
- WINTERMEYER, A. M. — "Adaptation of Atterberg Plasticity Tests for Subgrade Soils" — Public Roads, vol. 7, n.º 6 — agosto — 1926.
- WORCESTER, P. G. — "A Text-book of Geomorphology" — van Nostrand Co. Inc. — 1948.

Doçes

11/4/61

Pedro B. J. Grão

30 | HP