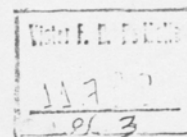


Apreciações sobre a Engenharia de Solos Aplicável a Solos Residuais Apreciaciones sobre la Ingeniería de Suelos aplicable a Suelos Residuales

VÍCTOR F. B. DE MELLO



PREFÁCIO

1. Considerar perfil de subsolo de decomposição in situ subdividido em apenas 3 horizontes fundamentais: o superior de solo residual maduro, a descrever precipuamente como solo, pois pouco se acrescenta com a denominação de residual ou não, sendo o material razoavelmente tratável através da Mecânica dos Solos convencional. O inferior de rocha decomposta tratável através da Mecânica das Rochas. O intermediário, a denominar de saprolito de rocha mater respectiva, reduzido a uma condição terrosa, porém na qual predominam comportamentos ditados pela estrutura reliquiar da rocha, tanto nas descontinuidades, como nas nucleações de rigidês e tensões internas distintas.

2. No horizonte saprolítico, objeto do presente trabalho, os ensaios-índice da Mecânica dos Solos desorientam quanto a comportamentos "in situ", pois representam a portencialidade máxima de desintegração e plastificação do solo após intensa manipulação. Deverão ser desenvolvidos novos ensaios-índice que qualifiquem adequadamente a condição "in situ", geralmente muito mais granular em estrutura e textura. Ademais o maciço terroso é condicionado pelos planos de descontinuidades rochosas em sua condição decomposta. Diferem também as programações de ensaios in situ, amostragens especiais, e ensaios clássicos de parâmetros fundamentais nos saprolitos.

3. No horizonte saprolítico postula-se serem muito diferentes as tensões internas em elementos de solo lado a lado, as nucleações mais rígidas comportando-se como sujeitas a tensões internas mais elevadas do que a pressão média de peso de terra geostático, enquanto os bolsões perceptivelmente moles estariam em equilíbrio sob pressões inferiores.

Em média, em cada plano atuam as pressões de peso de terra geostático. Sob pequenas variações cíclicas de pressão ao redor da pressão Y Z a repartição de tensões internas entre elementos contíguos, mais e menos rígidos, se dá segundo o princípio de equivalência de deformações. Ademais, resulta assim que sob quaisquer incrementos de solicitações o comportamento ponderal médio é mais ditado pelos elementos mais rígidos. Sugere-se um método de cálculo de recalques aplicável a saprolitos levando a estimativas de recalques bem menores do que as resultantes de cálculos correntes da Mecânica dos Solos convencional de sedimentos.

4. Como princípios básicos na solução de problemas de fundações em saprolitos sugere-se (e exemplificam-se): (1) saprolitos comportam-se muito melhor do que esperado em carregamento, sofrendo porém dificuldades especiais em descarga; (2) para carregamentos leves a módicos em áreas extensas é particularmente vantajosa a solução por pré-carregamento porquanto compressões são muito rápidas e do tipo de colapso estrutural, com pequeníssima expansão na descarga; (3) no caso de quaisquer fundações profundas, dar sempre preferência a tipos que evitem amolecimentos por alívios de tensão e gradientes desfavoráveis de fluxo, e, particularmente, a comportamentos baseados na distribuição de tensões em maior massa de saprolito, forçando comportamentos cumulativos médios.

5. Exemplificam-se soluções-tipo para fundações. Para apoio direto de grandes tanques de concreto armado, muito sensíveis a recalques, cabe empregar criteriosamente um pré-carregamento de subsolô. Para carga pesada estrutural em solo saprolítico poroso até maiores profundidades é vantajosa a solução de compactação do volume do bulbo de pressão do radier, por exemplo, por estacas de compactação. No caso de fundações profundas

para grandes cargas mostra-se a vantagem do estaqueamento tipo Franki que além de integrar resistência de fuste e base, compacta ambos: efeitos de grupo e de radier. estaqueado merecem estudo de otimização, evitando maior densidade de estacaria nociva ao terreno e à integridade das estacas.

6. Exemplificando consequências de interferência de heterogeneidades em taludes de escavação de saprolitos, recomenda-se o princípio de cálculos de projeto baseado em admitir um FS inicial do talude e analisar mudanças ΔFS provocadas. Muito correntemente taludes residuais naturais possuem condições FS próximo de 1,0 sob solicitação crítica natural: sendo o ataque maior à superfície, as inclinações de árvores servem de aferidor útil para arbitrar um FS inicial. Critério de projeto deve ser minimizar ΔFS , introduzindo agentes de compensação (ex. drenagem, impermeabilização superficial superior para evitar infiltrações, etc.) para contrabalançar o ΔFS correspondente à maior inclinação. Sugere-se o uso de ábacos de estabilidade como muito práticos e suficientemente precisos para aquilatar os ΔFS provocados por diversas atuações.

* * *

O assunto escolhido para esta apresentação versa sobre uma área da engenharia de solos que vem recebendo atenção cada vez maior na década passada, na medida em que os esforços sempre ansiosamente aguardados da engenharia civil, passaram a se concentrar na imensa tarefa de construção, exigida pelos chamados "países em desenvolvimento". Na verdade, qualquer tipo, grupo, ou subgrupo de solo residual, pode ser encontrado em qualquer área do mundo, porém, vamos nos limitar a abordar alguns tipos de solos residuais comuns aos climas tropicais e temperados úmidos: neste contexto reside grande parte de nossa experiência pessoal e da de nossos colegas no Brasil, e presume-se que, dentro desta área, embora restrita, mas ainda muito ampla, possam se situar os interesses da maioria dos participantes desta Terceira Conferência Sul Asiática de Engenharia de Solos.

O reconhecimento da importância desse assunto para a engenharia civil, levou à inclusão do tema "Estabilidade de Taludes em Solos Residuais" num dos Relatórios do Estado da Arte, apresentados na Quarta Conferência Panamericana realizada em Porto Rico,

em 1971. Resulta-nos particularmente útil empregar aquele excelente trabalho como ponto de partida para o presente, visto que os autores Deere e Patton (6), concentraram sua atenção nos solos residuais de climas tropicais, conceituados como os gerados principalmente por intemperismos químicos. Desnecessário será frizar a importância da referida contribuição, que coligiu a volumosa produção anterior proveniente de áreas profissionais, e consequentes enfoques conceituais, um tanto diferentes entre si. Porém alguns daqueles que são chamados a tomarem decisões de grande responsabilidade em projetos que abrangem solos residuais, poderão ter chegado à impressão de que as tendências de pensamento no setor tem crescido tão contínua e silenciosamente que, por um lado, sua evolução efetiva tenha se tornado imperceptível e, por outro, "ipso facto", cada novo passo tenha sido pesadamente condicionado pelos pronunciamentos anteriores, nenhum dos quais teve em mente as necessidades reais do Engenheiro Civil.

O momento apresenta-se bem maduro para uma abordagem do problema sob orientação independente.

Não nos propomos a apresentar aqui soluções já comprovadas, ou certas; desejamos simplesmente oferecer alguns conceitos que sirvam para catalizar o pensamento, a ação e novas soluções.

Com este objetivo, serão considerados apenas dois perfis de solos residuais e, dentro desses perfis, somente os casos relativos a dois tipos de problemas encontrados na engenharia civil - o perfil de alterações do complexo de *granito-gneiss*, encontrado nas imediações de São Paulo, Rio de Janeiro, etc., e o da imensa área de *derrames basálticos* do interior brasileiro; e os problemas relacionados com a *estabilidade de taludes de corte* e os de *fundações*. O perfil de basalto alterado está incluído propositadamente como um complemento ao trabalho de Deere e Patton citado anteriormente; não apenas porque "o basalto se altera tanto quanto as rochas ígneas intrusivas (sic), porém porque os autores evitaram "de tentar descrever a natureza do perfil de alteração de basalto com base em informações incompletas".

I. *Em primeiro lugar, uma questão de terminologia*

De nossa parte damos forte preferência ao enfoque pragmático com vistas à utilidade próxima futura, em substituição à terminologia baseada na tradição histórica, frequentemente evitada de erros de interpretação já hoje reconhecidos. Deve haver utilidade em comunicar que determinado perfil de subsolo é um *perfil de decomposição "in situ"* (a distinguir de um perfil sedimentar, por exemplo). Não se pode compreender, entretanto, como é que possa ainda existir quem, em função de tal premissa, embarque na prática de descrever quais seriam os horizontes componentes de determinada geologia residual como se quizesse sugerir que devessem ser dispensadas as investigações do subsolo, sondagens, etc. Qualquer engenheiro de fundações alertará enfaticamente contra tal modo de pensar. Essas idéias provêm dos geólogos e engenheiros rodoviários cuja preocupação se restringe a taludes quer de corte quer de atêro, pouco consequentes: cabe ressaltar, a propósito, que também em solos sedimentares a maioria dos taludes de ferrovias ou rodovias, são construídos sem qualquer investigação e sem que se tenha presumido descrever por adivinhação qual seria "o perfil típico" respectivo. Reconheçamos que tal prática está simplesmente relacionada com questões de minimização de custo-risco em obras de engenharia em que a rutura é pouco consequente.

I.1 Conceito implícito no termo "perfil de subsolo de decomposição"

O que é que se deseja comunicar pelo termo "perfil de decomposição"? Obviamente, suas implicações básicas são as de que *existe um contínuo absoluto de transição gradual dos parâmetros geotécnicos médios de acordo com a profundidade*. Na verdade, os horizontes distintos se imiscuem e suas dimensões variam em vários metros de maneira errática, tanto vertical, como horizontalmente, de forma que, para inúmeras finalidades da engenharia de fundações, *realmente inexistem os horizontes distintos presumidos, o que é um fato verdadeiramente desconcertante*. "Natura non facit saltus", especialmente nos processos cumulativos de duração geológica lenta e de incrementos infinitesimais de intemperismo. Os horizontes existem em aparência, porém os

graus de precisão segundo os quais os mesmos poderão ser estabelecidos ou utilizados para indicar comportamentos distintos do solo, são demasiado pequenos para que possam ser empregados como dado de entrada para o projeto final ou para a tomada de decisões sobre processos construtivos. É fundamental e indispensável que esta realidade seja aceita com bastante honestidade de modo a se evitar cair em contradições. Por exemplo, Deere e Patton afirmam "As descrições de cada zona constituem o único meio confiável para distinguir uma zona da outra" e "Um dos problemas mais difíceis na classificação de solos residuais reside em determinar dentro de que subdivisão situar o material saprolítico, fortemente decomposto" e ainda "Não pode haver dúvidas quanto ao fato de que cada zona no perfil de alteração possui propriedades geotécnicas de engenharia significativamente distintas". Segundo nossa opinião as separações dentro do contínuo em questão são arbitrárias e vagas, e os parâmetros geotécnicos médios realmente não são e nem poderiam ser significativamente diferentes; ao invés disto, o problema parece realmente residir na necessidade de considerar o comportamento dominante da engenharia perante os horizontes principais, sob abordagens conceituais diferenciadas (Fig. 1).

I.2 O conceito pragmático implícito no termo "solo residual"

Adotando-se uma abordagem pragmática o que é que se pretenderia transmitir pelo termo *solo residual* (devidamente fornecido como *qualificativo complementar* à classificação apropriada da amostra segundo a mecânica dos solos convencional)? Partimos de dois imperativos básicos: de um lado o conceito de extrema *heterogeneidade* que existe dentro de uma massa de solo (evidenciado pelos matões residuais envolvidos por argila siltosa mole); de outro lado o conceito segundo o qual as *descontinuidades da estrutura reliquiar* da rocha mãe, podem condicionar e dominar, numa primeira aproximação, o comportamento associado com os parâmetros geotécnicos do contínuo do solo.

Obviamente, contudo, uma vez que tanto as heterogeneidades, como a estrutura reliquiar pertencem a uma determinada rocha mãe (tipo e estrutura), torna-se necessário enfatizar novamente (16) que se deve abolir a

prática sem sentido de discutir os solos residuais (ou saprolitos, se desejarem), dissociados da respectiva rocha mãe. Simplificando, podemos por exemplo, falar em termos de: solo residual de granito-gneiss do arqueano: saprolito granítico; saprolito basáltico amigdaloidal, etc. mas nunca apenas saprolito; ademais relembremos, esta classificao deve ser sempre utilizada como um complemento descritivo  classificao do material como solo. Desse modo, podemos realmente resumir a natureza de um perfil de subsolo pela descrio, por exemplo: areia friável, ligeiramente argilosa, de grãos angulosos, fina a grossa, com lentes micáceas de colorao cinza esbranquiçada, pontos amarelos e bandas coloridas (saprolito de gneiss, direo predominantemente N 45 E, mergulho 60 S).

I.3 Horizontes significativos perante a engenharia geotécnica

Detem-nos uma reticência natural em oferecer ainda mais uma sugestão de subdivisão do perfil convencional de subsolo de decomposio "in situ". Todavia parece-me que as sugestões que já foram avançadas e são divulgadas, se baseiam precipuamente na aparência, em impressões visuais dos parâmetros geotécnicos e intuies de descries geológicas amplas, bem como no preceito acadmico de respeito pela "autenticidade geológica", em lugar de abordar a gestão da utilidade. Assim, diante de um problema particular de en-

genharia, conta-se com bem pouca orientao significativa. Por que razão se justificaria uma subdivisão em horizontes que se limita a sugerir impressões generalizadas, tão frequentemente falsas quanto não, com relao aos parâmetros geotécnicos fundamentais de comportamento (resistência, compressibilidade, permeabilidade), se afinal, tais indicaes serão oportunamente providas pelos ensaios-ndice e ensaios fundamentais específicos? Num perfil de solo sedimentar, algum cogitaria de se limitar a estimar as "resistências relativas" ou as "permeabilidades relativas" das sucessivas camadas argilosas ou arenosas, simplesmente tomando por base uma tal descrio? Ou de fato se considera obrigado a meramente usar tais indicaes iniciais bem como a visualizao do problema a enfrentar, para o planejamento dos ensaios, interpretao e abordagem analítica, para solucionar o problema em questão? Qual a utilidade, do ponto de vista prático, de uma subdivisão em horizonte, tal que a própria característica definidora  por exemplo, a porcentagem de ocorrência de mataes residuais sendo a variao admitida dentro da classificao tão lata quanto desde 10 até 90%? (6). De fato, o conceito global de horizontes como indicativo das tendências gerais prováveis, pode ser bem útil desde que sua consequência real não resulte numa automática supressão da determinao dos parâmetros geotécnicos por se os ter admitido de modo qualitativo.

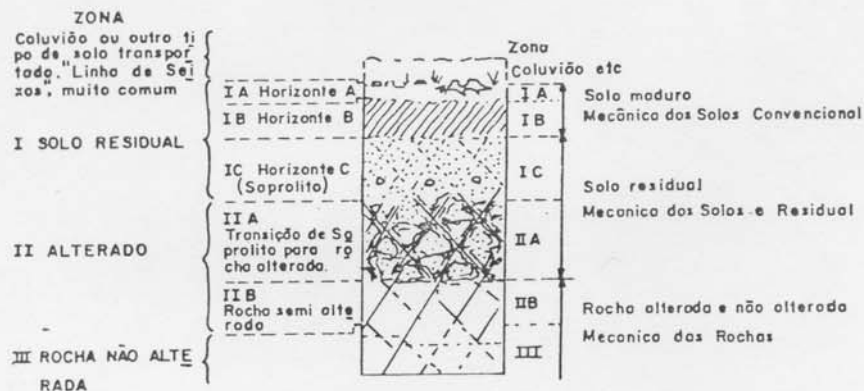


Fig. 1. Perfil de Alterao Tipico segundo DEERE e PATTON (6) e Sugestão de Reagrupamento Pragmático.

Sugerimos conceitualmente restringir a subdivisão do perfil em *três horizontes principais* básicos (Fig. 1): o horizonte superior de *solo maduro* tratado exclusivamente como *solo*, de acordo com os métodos convencionais empregados na Mecânica dos Solos; o horizonte intermediário de *solo residual* (*saprolito*), cujo comportamento predominante é ainda o do solo, mas que deve levar em consideração as extremas heterogeneidades e descontinuidades da estrutura reliquiar; finalmente, o horizonte inferior de *rocha decomposta* (e suas gradações), cujo comportamento é predominantemente o de uma rocha fraca, com descontinuidades ainda mais fracas, material este tratado rotineiramente na Mecânica das Rochas.

Dentro de um tal propósito pragmático, o termo saprolito não convirá empregar-se para os horizontes superiores totalmente alterados, nos quais os elementos sólidos constituintes tenham sido reduzidos de maneira inequívoca ao tamanho e comportamento das partículas de solo. Qual a vantagem que existe em classificar a conhecida "argila siltosa porosa vermelha", como solo residual ou não, se essas argilas tem sido, por diversas vezes, confundidas com residuais, quando na verdade o eram transportadas⁴ e quando seu comportamento pode perfeitamente ser estabelecido através dos métodos rotineiros empregados na Mecânica dos Solos, possibilitando previsões plenamente satisfatórias de comportamento, e relegando a origem geológica a um plano definitivamente irrelevante? Se avançarmos ao ponto de reconhecer os residuais de sedimentos, em que é que lucrarmos, e como poderemos evitar de cair na armadilha de que todo o solo é residual de algo um pouco anterior?

Se aceitarmos o conceito de heterogeneidade significativa e de descontinuidade da estrutura reliquiar como definição do "horizonte saprolítico" (residual), obviamente estaremos abandonando o conforto temporário advindo da adoção de hipóteses tradicionais, como a linearização da espessura da camada ou a existência de horizontes guias entre as sondagens; bem como hipóteses arbitrariamente supersimplificadas, como a sugestão dos limites inferiores e superiores com 10 e 90% de matações residuais. Pode mesmo acontecer que esses limites se mostrem satisfatórios algumas vezes, porém uma vez que os mesmos não se prendem a nenhum conceito, não poderemos su-

gerir a sua adoção. Não somente existe uma grande variação na porcentagem de matações residuais colhidos como testemunho em sondagens rotativas, dependendo da maneira como os mesmos foram obtidos e expressos (a porcentagem de recuperação de um testemunho numa sondagem, deve ser da ordem da raiz cúbica da porcentagem do volume de matações extraído num poço de inspeção, e a respectiva porcentagem em peso dependerá ainda da determinação das densidades dos volumes em questão), como também existe toda uma escala de variação de resistência remanescente de núcleos resistentes análogos aos matações residuais, constituindo núcleos de densidade e SPT (Standard Penetration Test) muito maiores do que as do solo em média, sem que haja qualquer recuperação de testemunho em sondagem rotativa.

Requer experiência decidir quando determinada heterogeneidade e/ou descontinuidade se torna significativa, e tal fato pode ser detetável para aqueles ainda inexperientes: porém, a única maneira de se adquirir prática é praticando, e confrontando os sucessos e erros com um raciocínio básico, o qual, dessa maneira, sofre uma revisão iterativa e, não fugindo à necessidade de decidir sobre o verdadeiro problema.

Obviamente, a escala das heterogeneidades e descontinuidades é o fator de maior importância na determinação da sua influência: e existem sempre duas escalas de influência, uma a escala relativamente pequena dos ensaios de laboratório e de campo durante a etapa de investigação, e a outra, a escala usualmente muito maior que entra em jogo em qualquer problema típico de engenharia de solos (alguns metros, no caso de fundações e dezenas a centenas de metros, no caso de obras de terra).

Parece-nos adequado que as decisões relativas aos limites entre o horizonte de solo maduro e do solo saprolítico (residual), sejam tomadas levando-se em consideração uma maior dispersão dos resultados no solo saprolítico do que a usualmente encontrada no solo maduro, quando dos ensaios rotineiros de investigação: ainda não nos consideramos preparados para sugerir limites numéricos em tal procedimento tentativamente sugerido, mas achamos que se os resultados dos ensaios forem interpretados cada vez mais à luz da estatística, será possível e prático, sugerir a adoção de limites para

cada rocha mãe de saprolito, de modo a permitir uma distinção entre os tratamentos de cálculo convencionais da mecânica dos solos aplicáveis aos "solos maduros" e aqueles para os "solos saprolíticos", baseando-se na definição pragmática anteriormente exposta. Parece inevitável, do ponto de vista conceitual, que esta distinção seja estabelecida tomando-se por base, em primeiro lugar, os conhecidos *ensaios rotineiros de investigação* (de uso corrente nos solos maduros), uma vez que uma classificação sistemática deve, sempre, iniciar e progredir dentro de uma única linha conceitual: além disso, é um princípio útil o de que as *dispersões sejam investigadas na menor escala possível* (as escalas relativas às dimensões dos corpos de prova, devem ser da ordem de dezenas de centímetros, no máximo) e que as dispersões correspondentes às médias ou grandes escalas envolvidas nos problemas de engenharia sejam, em consequência, estabelecidas por meio de integrações convenientes.

Com relação ao estabelecimento de um limite inferior para o horizonte pragmático de saprolito, parece apropriado, mais uma vez, que o mesmo seja estabelecido no nível em que as sondagens rotineiras realizadas com SPT, parem em "material impenetrável". Essas obstruções, de mais do que alguns centímetros de diâmetro, realmente estabelecem uma limitação conveniente de ordem prática, tendo em vista que, imediatamente após, é necessário o emprego de técnicas especiais mais relacionadas com ensaios de campo realizados rotineiramente pela Mecânica das Rochas aplicada à Engenharia Civil.

2. Em segundo lugar uma questão de objetivos: previsão

T. W. Lambe, tem salientado de maneira muito hábil e incisiva⁹, que o objetivo de todo estudo na engenharia é a previsão, e o único teste pelo qual os métodos práticos de procedimentos de cálculo e teoria podem ser justificados ou desprezados, é o grau de precisão com que o comportamento previsto na engenharia é confirmado pelo desempenho observado.

Somente desta maneira pode uma pessoa lidar com a *viabilidade econômica* e *riscos calculáveis*, dois pilares de apoio básico na estrutura de nossa sociedade tecnológica.

A este respeito devemos admitir, com toda honestidade, que os problemas relacionados com a engenharia de solos nos horizontes saprolíticos, tem se mostrado desconcertantes e frustrantes, com probabilidades de sucesso mínimas nas previsões, exceto através da aplicação mental de grandes fatores de correção, deduzidos da intuição e da experiência acumulada de casos análogos. Na verdade, não conhecemos uma publicação sequer que mostre comparações entre o comportamento previsto e o observado para saprolitos de granito-gneiss ou de basaltos.

A experiência local sobre a aceitabilidade de comportamento de obras, parece indicar que, em *média*, o comportamento tem sido sempre *significativamente melhor do que o previsto*; portanto, pode-se supor que as hipóteses e cálculos empregados na Mecânica dos Solos convencional, conduzam a estimativas pessimistas, tendo como resultado projetos super-conservadores em quaisquer casos em que estejam em jogo comportamentos médios ou cumulativos do solo. Não obstante, apesar dessa aparente segurança com relação à consecução de bases aplicáveis com êxito na tarefa de projetar, deve-se distinguir entre os parâmetros adequadamente selecionados de modo a garantir a execução satisfatória de um projeto e aqueles que se comprovem aplicáveis à análise realística do seu comportamento.

Não se trata aqui, simplesmente da questão óbvia relativa ao Fator de Segurança, pelo qual um projeto bem sucedido estabelece unicamente que se está "do lado da segurança" (sem qualquer indicação referente a "quanto"), e sim de uma previsão em que se reproduza o verdadeiro comportamento e não apenas aquele garantido como sendo "seguro". Esta afirmativa inclui também o lembrete de que se pode estar do lado da segurança incorporando-se um conjunto de erros compensatórios não identificados.

Assim, resumindo, um princípio de projeto bastante apoiado na prática é o de que, *em se tratando de saprolito deve-se forçar a que ocorra na massa terrosa a ação cumulativa*, de modo a escapar ao possível domínio de comportamentos erráticos localizados.

Por outro lado, observa-se sistematicamente que as condições locais tem se mostrado muito piores do que as previstas pelos conceitos clássicos da Mecânica dos Solos, conduzindo a

frequentes ruturas desconcertantes. Nesses casos, deve-se reconhecer com honestidade cândida que, no tocante a tais ruturas (por exemplo, escorregamentos locais em taludes naturais ou escavados), a literatura técnica derivada dos casos reais indiscutivelmente pertence ao grupo das fáceis justificativas *a posteriori*: desta maneira, o profissional da vida prática fica sempre na posição de quem está recebendo excelentes lições de como fechar a porteira depois que o cavalo fugiu.

Essas experiências de rutura sobre casos extremos de probabilidade de ocorrências menores, tem levado à frequente recomendação do *princípio prático de aceitar o risco e preparar-se para enfrentá-lo*²². Naturalmente, as tentativas feitas no sentido de quantificar esses riscos relembram o recurso à estatística e probabilidades^{31, 26} o que nos leva a nos defrontarmos presentemente com a tentação das abordagens puramente estatísticas.

Nossa opinião é de que antes que seja tentada qualquer *interpretação ou formulação puramente estatística*, é indispensável o estabelecimento de *modelos apropriados de comportamento físico*, que possam ser aplicados às comparações entre o comportamento previsto e o observado.

Finalmente, é necessário discutir o conceito do chamado "projeto segundo precedentes", o qual, em face das impossibilidades concernentes à previsão na engenharia, se aplica "melhor quando as condições geológicas e climáticas são análogas aquelas em que o projeto tenha sido executado previamente com sucesso"⁶. Aqui prevalece a *ilusão quimérica de que o uso da situação precedente dispensa a formulação de uma lei de previsão*: muito pelo contrário, o que realmente se faz de maneira implícita, é formular *a mais simples e menos provável dessas leis* — a da identidade, a qual usualmente se resume à *semelhança geométrica*. Mesmo em condições geológicas e climática absolutamente idénticas, as tortuosas estradas secundárias de antigamente necessitavam de cortes e aterros de apenas 5 a 10 m. em média; enquanto isso, as pressões sempre crescentes da população, do progresso e da sociedade, atualmente impõem a construção rápida de estradas modernas de alta velocidade com cortes e aterros de 25 a 35 m, os cortes obrigados a descer bem abaixo do nível freático e toda a terraplanagem sendo executada a ritmo acelerado. O projeto segundo precedentes impli-

caria no uso de taludes iguais? Por que não, se nada foi observado com relação à interferência de tais e tais fatores, e principalmente sobre a maneira pela qual eles interferem?

As dificuldades relativas ao emprego de projetos, segundo precedentes, estão relacionadas com o fato de que em cada período e condição a gente se limita a considerar apenas os *fatores intervenientes mínimos necessários e de maior evidência*, nunca existindo uma previsão sobre qual seria o próximo fator determinante, à medida que a situação se modifica. Desse modo, o projeto segundo precedentes, pode progredir apenas às custas de insucessos — insucessos de outras pessoas, esperamos — e, uma vez que o respeito pelo que já foi feito contrabalança de longe o reconhecimento da necessidade de considerar todos os fatos com uma pitadinha de sal, a somatória dos gastos com insucessos, antes que alguém se atreva a desafiar a situação precedente será altíssima. De nossa parte denunciamos portanto como nociva tal recomendação, aliás bem útil em situações realmente repetitivas. A própria preparação de uma "check list", que permita verificar se as "condições geológicas e climáticas são semelhantes", pressupõe uma teorização que está muito além da rotina dos casos de precedentes; sem a adoção de uma lista de verificações ampla, todas as coisas parecem semelhantes *até depois do insucesso*, quando, com uma explicação tardia, um consultor explica porque se deu a rutura, isto é, porque alguém errou em admitir como semelhantes, coisas que realmente não o eram. Na verdade, nada nunca é semelhante, a não ser que seja razoavelmente admitido como tal.

Entretanto, não se pode deixar de aceitar como inescapavelmente verdadeiro que, num material que não pode ser separado em volumes ou horizontes homogêneos e cujas heterogeneidades e descontinuidades frustram a maioria das tentativas de definir parâmetros realísticos que possam ser utilizados na prática, *devemos deixar que fale a Natureza, por meio de seu comportamento passado*. O problema é *determinar o vocabulário apropriado que sirva para interpretar a linguagem por meio da qual a Natureza se expressa*. Se a tal conceituação genérica se referir quem espouse a recomendação do "projeto segundo precedentes", nada mais verdadeiro.

Portanto, deve-se estabelecer as bases prováveis do raciocínio teórico, para as competentes in-

interpretações: e, obviamente, fechando-se o ciclo, o mesmo modelo técnico será usado para o projeto e a previsão de casos subsequentes. Diante das heterogeneidades, é óbvia a necessidade de usar correlações estatísticas baseadas em numerosos casos.

Contudo, uma vez que face a problemas complexos, afetados por numerosos parâmetros, nunca se deve empregar aleatoriamente as análises estatísticas, sendo obrigatório moldá-las sempre de acordo com as leis de comportamento presumíveis do modelo físico adotado, a primeira etapa consiste em postular as leis plausíveis. É importante refletir que, como consequência, qualquer previsão baseada no estudo de casos anteriores, engloba na realidade um *estudo de comparações ou modificações*. Ademais, toda obra de engenharia está sempre preocupada em introduzir modificações nas massas e materiais considerados.

É muito importante observar que em qualquer problema analisado, mesmo que as leis interpretativas estejam relativamente incorretas, o erro introduzido é sempre muito maior ao se analisar as condições básicas em si, à luz dessas leis, do que ao analisar dentro de um raciocínio de ciclo fechado as modificações de condições do Protótipo I para o Protótipo II. Por exemplo, embora seja bastante difícil determinar o Fator de Segurança FS existente num talude, é relativamente fácil determinar com bastante precisão as modificações quantitativas no FS, (Δ FS), devido a uma modificação nas condições, como por exemplo, abatimento do talude ou rebaixamento do nível d'água, NA. E, numa análise de recalques de uma fundação, resulta mais exato extrapolar os resultados obtidos por meio de uma análise de recalques em certas áreas carregadas de modo a prever o comportamento de outras áreas sob suas pressões de carregamento, do que tentar elaborar os cálculos partindo de sintetizações diretas das melhores teorias existentes.

3. *Em terceiro lugar, uma questão de raciocínio e abordagem*

Em vinte anos de prática como consultor, lidando a todo momento com problemas relativos a solos residuais e sedimentares, em condições tão diferenciadas como as muito desfavoráveis representadas pelos recalques de gran-

des edifícios apoiados sobre argilas marinhas de Santos e de outras cidades situadas na orla marítima, de alta compressibilidade e ligeiramente orgânicas, e por outro lado as relativamente favoráveis, representadas por sedimentos terciários em São Paulo, os problemas de previsão e comportamento, tem, de maneira gradual, porém insistentemente, despertado em nós a noção de que o que merece reapreciação crítica no tocante a saprolitos, é a aplicação, por transplante direto não adaptado, de raciocínios e conceitos implícitos derivados da Mecânica dos Solos convencional baseada em sedimentos saturados. Esta disparidade é principalmente sentida durante as primeiras etapas de resolução de um problema de engenharia, quando baseando-se nos resultados dos ensaios para determinação dos índices físicos, se avalia o problema principal e seleciona as condições representativas para amostragem e ensaios, e é sentida de novo, quando o ciclo se fecha, exigindo a interpretação dos resultados: evidentemente, ambas as disparidades estão ligadas a um mesmo conceito fundamental, pois que a *importância dos índices físicos somente pode ser estabelecida na medida em que as interpretações e o comportamento final os validem*.

A primeira parte do problema está relacionado com o que foi denominado de "arranjo" e "textura" do solo saprolítico e o fato de que é bastante provável que, neste arranjo, os constituintes de solo não participam como "unidades" e sim como "agrupamentos". Os ensaios existentes para a determinação dos índices físicos (granulometria e limites de Atterberg), são realizados através da remoldagem total dos arranjos de partículas, com todas as probabilidades de que estes agrupamentos sejam reduzidos à condição de grãos isolados, envolvidos por suas liosferas, etc. Em se tratando de um material que tenha sido erodido, transportado e sedimentado, pode-se perfeitamente aceitar que tenha passado por um tal estágio de individualização.

Entretanto, o mesmo não se pode concluir com relação aos solos saprolíticos, cujo comportamento pode ainda ser bastante dominado pelo arranjo inerente às nucleações dos grãos. Os *ensaios convencionais*, usados para a determinação dos índices físicos são aplicáveis apenas como índices para indicar os limites das potencialidades após a completa plastificação. Pode-se dizer que este aspecto do problema global interessa principalmente com relação

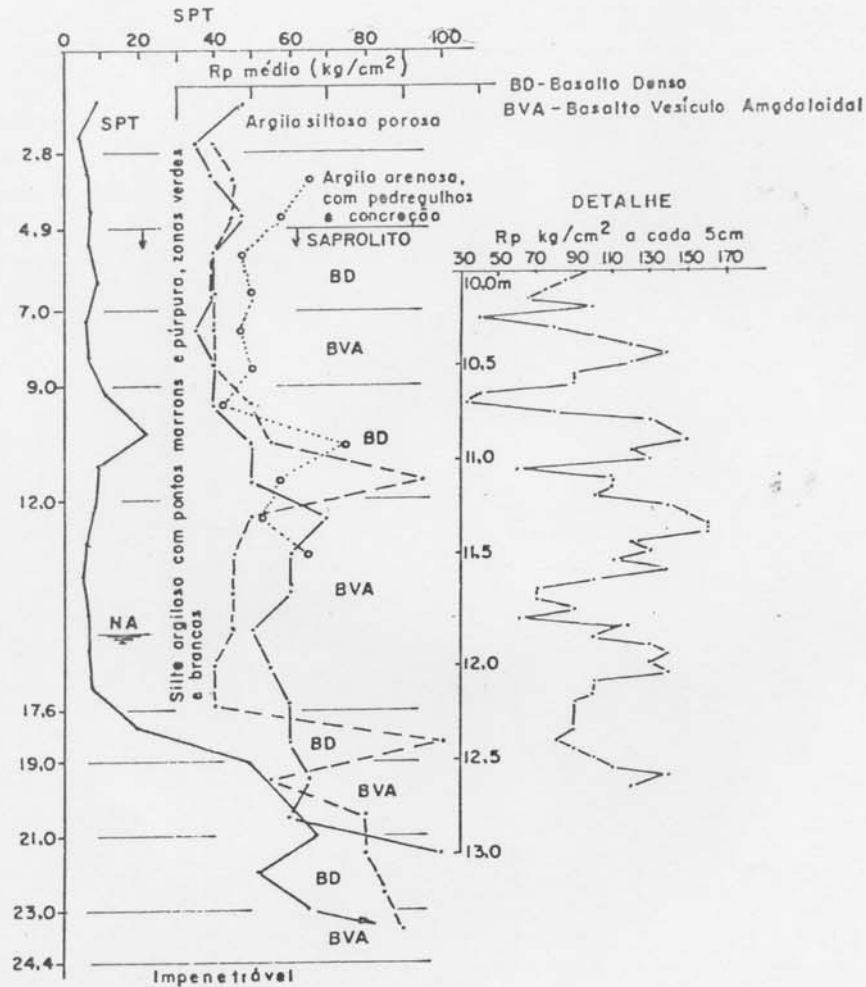


Fig. 3. Resultados Típicos de Sondagens em Saprolitos Basálticos.

ao grau em que os ensaios de índices de plasticidade falham em representar o comportamento de agrupamentos de solo indeformados, assunto que discutiremos resumidamente a seguir, com relação a recomendações para a investigação e programação de ensaio.

Todavia, o aspecto principal do problema pode estar relacionado à maneira pela qual se poderá razoavelmente admitir a co-participação, lado a lado, de elementos de solo totalmente diferentes quanto à consistência e deformabilidade.

De modo geral, os dados sobre consistência e compressibilidade são obtidos por meio de sondagens, pocos e amostras tão distantes entre si, que não se tem outro recurso a não ser usar automaticamente o raciocínio (sedimentar) de que estão em jogo "espessuras" (camadas) distintas, de diferentes materiais. Recentemente, contudo, tivemos uma singular oportunidade de estudarmos perfis de decomposição de basaltos na construção de três barragens e de vários quilômetros de escavações profundas realizadas para a construção de estradas de ferro e de rodagem, chegando assim

a uma nova conceitao sobre o assunto.   difícil exprimir inteiramente a visão tri-dimensional do "arranjo" que se colhe a partir do exame metuculofo de poços de inspeção e taludes. Como de costume, detectam-se as grandes variações em grau de decomposição tanto na horizontal como na vertical, mesmo para pequenos espaçamentos da ordem de centímetros, de forma que cada corpo de prova de ensaio difere do corpo de prova vizinho. De grande importância, no entanto, é o fato de que entre torres significativamente mais duros, existem bolsões (ou seriam eles a matriz?), de material muito mole e úmido, de consistência muito mais próxima do limite de liquidez do que do limite de plasticidade, embora os resultados de ensaios de laboratório digam que os teores de umidade natural estão predominantemente nas vizinhanças do limite de plasticidade. E   neste material que tem sido escavados bastante rapidamente taludes de 20 a 25 m de profundidade com inclinações de 35 a 45  mesmo descendo alguns metros abaixo do nível da água, em geral, sem ruturas. A Fig. 2 mostra um trecho de uma estrada onde ocorreram escorregamentos localizados: deve-se enfatizar que não se verificou qualquer escorregamento durante ou logo depois da escavação, porém somente várias semanas após, dois dias de uma chuva pesada. A Fig. 3 mostra os

valores t picos do SPT, bem como da Resistência de Ponta, obtidos com a penetração de cone Holandês, Rp Kg/cm .   em perfis de sondagens deste tipo que se vem empregando, para as fundações de grandes edifícios construidos por métodos rotineiros, os valores do SPT sem qualquer ajustamento, em comparação com as "receitas de bolso" empregadas para areias e argilas não sensiveis 18, sem que tenha ocorrido qualquer comportamento desconcertante a despertar especial atenção.

A principal sugestão da existência de um problema conceitual, apareceu quando dos c culos de recalques. A Fig 4 mostra as curvas e vs. log p, representadas simplesmente como retas de compressão virgem, com início no ponto da "pressão virtual de pré-adensamento".

A grande heterogeneidade entre os índices de vazios e a compressibilidade in ciais está bastante clara, podendo-se observar que não existe qualquer correlação com litologia (s subdivisão dos derrames de basalto em Basaltos Densos, Basalto Ves culo-Amigdaloidais, etc.), ou com a profundidade e pressões de sobrecarga de terras. Entrementes, os ensaios edométricos com ciclo de carga-descarga-recarga, como os da Fig. 5 mostram que o material registra muito bem a pressão de pré-adensamento máxima, como acontece com as argilas plásticas.

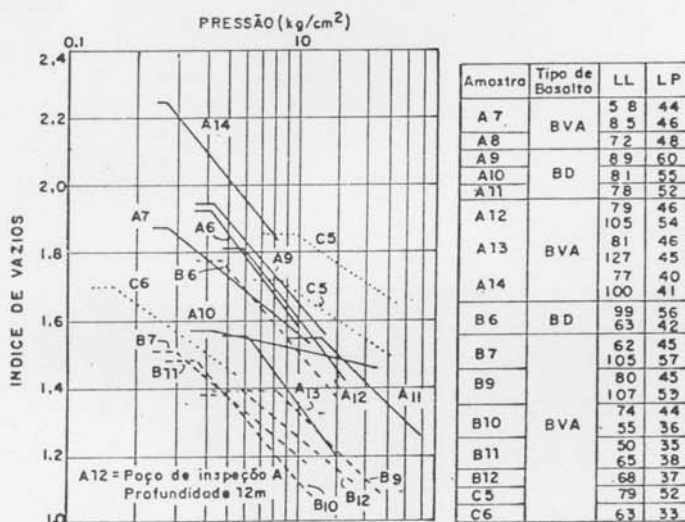


Fig. 4. Curvas de Compressibilidade de Simplificadas - Saprolitos Basálticos.

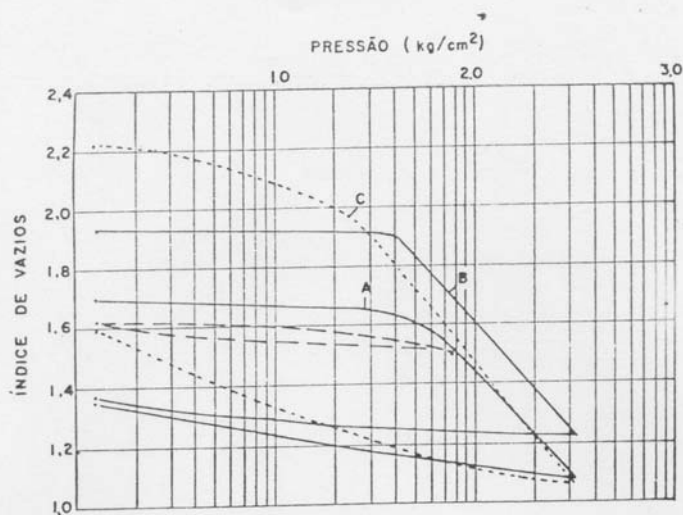


Fig. 5. Curvas de Adensamento Típicas - Saprolitos Basálticos.

Como visualizar a existência e o comportamento concomitante de tais diferentes materiais lado a lado, intrinsecamente entrelaçados numa estrutura de forma a reter a aparência de homogeneidade de maior escala, apesar da intensa heterogeneidade em pequena escala? Recorrendo a estatística, que valores de compressibilidade (média, e limites superior e inferior de confiança), poderiam prover estimativas razoáveis de projeto compatíveis com o comportamento?

Considerando que ainda estão em observação os comportamentos de recalques das obras acima mencionadas, torna-se indispensável recorrer às "intuições" decorrentes de numerosos projetos menores, os quais, infelizmente fornecem pouca ou nenhuma base para as re-avaliações quantitativas do projeto. Resumindo, em comparação com a tendência inescapável de atribuir parâmetros pessimistas (limites inferiores de confiança dos valores ensaiados, etc.) o comportamento final dos solos saprolíticos no campo tem se mostrado de modo geral, muito melhor. Nas obras de fundações, embora nunca se tenha levado em consideração os planos de fraqueza da estrutura reliquiar, nunca houve qualquer problema de rutura por cisalhamento de uma fundação, nem mesmo com o emprego de tubulões pesadamente carregados ou com aterros de altura de 20 a 25 m a taludes inclinados de 1:1.

Nos cálculos de recalques, o comportamento observado no campo é geralmente muito melhor do que o calculado pelos resultados dos ensaios menos favoráveis, tal como é praxe empregar-se pela tradicional prudência que se exige do engenheiro.

Portanto, tomamos os fatos como indícios de que são os elementos de solos menos compressíveis que desempenham o papel principal ao suportar as pressões de sobrecarga de terras.

Nos solos aluvionares, os vários elementos de solo $(dx) \cdot (dy) \cdot (dz)$ adjacentes, são muito semelhantes e muito fracos; sua resistência se desenvolve de acordo com a pressão de sobrecarga, realmente distribuída de maneira uniforme: nenhum elemento de solo precisa ser mais resistente do que o mínimo requerido para receber a pressão de peso de terra sobrejacente, γz , começando de condições inicialmente fluídas. Portanto é racional aceitar *a priori*, condições de tensões iniciais absolutamente uniformes. Entretanto, em solos saprolíticos, a analogia é de um material muito duro (alto módulo E) sendo corroído, e a tensão interna intrínseca mais alta (correspondente à cristalografia rochosa) instalada no elemento de solo, sofreria uma relaxação gradativa, até se alcançar a condição do horizonte residual maduro. Obviamente, se existem volumes (ou colunas), de material muito mole, próximo do limite de liquidez, estes são resultado do

fato de que as colunas adjacentes de alto E suportam as tensões, possibilitando ao material mais fraco se relaxar, tendo em vista que o mesmo é inativo e desnecessário do ponto de vista estrutural (nos casos extremos temos exemplos de cavidades em rocha solúveis). Por tanto, admite-se que durante o processo de alteração química dos basaltos estudados, algumas das diferenças iniciais de tensões internas, ficam retidas no saprolito enquanto os elementos de solo adjacentes, se ajustam de modo a preservar a equivalência de deformações.

E verdade que nas rochas ocorrem condições em que o alívio de tensões se dá sem conseguir respeitar o completo ajuste de deformações, o que constitui consequentemente um dos mais importantes fatores de desintegração física: porém desde o momento em que o material já se degradou ao estado terroso pode-se aceitar razoavelmente o *princípio de deformações equivalentes*.

Como premissa básica podemos inicialmente determinar as *porcentagens de ocorrência dos diferentes materiais* e supor que os *parâmetros de deformabilidade de cada um deles são conhecidos*. Além disso, postula-se que *não existe qualquer razão para obrigar a que as tensões localizadas, "in situ", dos diferentes materiais sejam iguais às pressões médias de peso de Terra*. Pelo contrário, de acordo com os princípios da Mecânica das Rochas, é bastante provável que *as tensões (de sobrecarga) iniciais nos diferentes materiais sejam diferentes*, possivelmente retendo parte das tensões internas provenientes da rocha mãe. Entretanto, as tensões iniciais nos diversos materiais devem estar *de tal forma equilibradas, que quando submetidas a pequenas incrementos de tensões, as deformações sejam equivalentes*. Não se pode deixar de observar que todos os perfis de subsolo estão continuamente sujeitos a pequenos incrementos de tensões, por exemplo, pelas flutuações sazonais do nível freático e, parece razoável supor-se que sob a ação desses incrementos, os diferentes materiais possuindo deformabilidades significativamente diferentes, não mais sofrerão separação por fissuramento interno, etc., após milhares de ciclos de solicitação semelhante.

Finalmente, em qualquer condição devem ser observadas as equações de equilíbrio estático.

Para uma simplificação temporariamente necessária dos conceitos gerais acima descritos,

este princípio será exemplificado em referência a ensaios edométricos e deformações unidimensionais (vertical), e considerando o equilíbrio estático apenas na direção vertical. Além disso, admitiremos que a porcentagem de ocorrência dos materiais 1, 2, 3, . . . n, é uma porcentagem de áreas horizontais $a_1, a_2, a_3, \dots a_n$. Finalmente supomos que o arranjo é de tal tipo que os diferentes materiais possam formar "colunas" contíguas e contínuas, embora altamente sinuosas do ponto de vista tridimensional. A probabilidade de colapso das colunas mais rijas deve ser muito menor para o caso em que a coluna é formada por "corrosão" iniciada pelas tensões mais elevadas impostas, do que no caso em que a formação da coluna (por exemplo, loess, etc.) está submetida a uma tensão muito baixa.

Perante o caso visualizado, sugerem-se analogias simples com colunas de concreto armado.

Vamos supor que as pressões iniciais de peso de terra sejam $p_1, p_2, \dots p_n$. Pelas condições de equilíbrio vertical, $\sum a_n p_n = \gamma Z$: no cálculo por tentativas e iterações, obviamente deve-se começar por admitir que as pressões iniciais mais elevadas correspondem aos materiais menos deformáveis.

Postula-se, como sendo fisicamente mais razoável, que um *pequeno incremento de tensões é distribuído entre os diferentes materiais na proporção direta com as pressões iniciais respectivas*:

$$p_m/p_n = (p_m + \Delta p_m)/(p_n + \Delta p_n)$$

O incremento de tensão total continua a manter o equilíbrio vertical, de modo que $\Delta p = \sum a_n \Delta p_n$.

Assim, numa primeira etapa, poderemos calcular as tensões iniciais prováveis nos distintos materiais. E, seguindo exatamente o mesmo raciocínio, numa segunda etapa, pode-se calcular o recalque final devido à aplicação de um determinado incremento de pressão como o recalque resultante das acumulações de recalques propiciados por pequenos incrementos de pressão, os quais satisfazem as equações acima.

Este procedimento ainda não foi completamente aplicado para previsão e comparação com o comportamento em escala real, porque à luz das hipóteses é necessário desenvolver e avaliar procedimentos para determinar, nos poços de inspeção, as porcentagens de ocorrência dos

diferentes materiais. Evidentemente, o valor do recalque calculado é um valor intermediário entre os valores que seriam obtidos considerando-se o material mais mole, mais compressível "normalmente adensado" e o material mais rijo, menos compressível "altamente pré-adensado". E, uma vez que qualquer procedimento de cálculo incorporando os resultados dos materiais mais moles e mais rijos, resultará automaticamente num valor intermediário dos recalques previstos, admite-se que não será fácil provar que as hipóteses acima são verdadeiramente válidas.

De qualquer modo, oferece-se a hipótese fundamental de que o núcleo mais rijo possa estar sob a ação de tensões significativamente maiores do que a pressão média exercida pelo peso do solo sobrejacente, e cabe antecipar que tal hipótese promova avanços na análise do comportamento saprolítico. Por exemplo, na obtenção dos parâmetros ponderados de resistência para cálculos de estabilidade, será bem significativo trabalhar sob a hipótese de que tanto as tensões iniciais como as mudanças de tensões se distribuam proporcionalmente com a rigidez dos materiais.

Além disso, existirão diversas variações do tema básico, as quais poderão ser tentadas e achadas mais afinadas com o comportamento realístico: por exemplo, existem obviamente, situações numa estrutura tri-dimensional nas

quais os núcleos mais rijos estarão embutidos em matriz de diferente deformabilidade e consequentemente a distribuição de tensões para ajustamento das deformabilidades volumétricas seguiria uma outra rotina.

Finalmente, queremos enfatizar que, na prática, os ajustamentos devem ser feitos à luz da estatística. E, em tal etapa, poderá ser da maior utilidade empregar a equivalência das deformações não apenas sob o pequeno incremento de pressão como também sob um pequeno alívio de tensão em concordância com a curva de descarregamento.

Na Fig. 6 podemos ver um exemplo simples realizado com o propósito de explorar a maneira pela qual esses princípios seriam empregados no cálculo da curva de adensamento médio. A Fig. 6 mostra as curvas e $x \log p$, de dois materiais (A10 e B10; da Fig. 4), de rigidez bem diferente, que ocorrem a uma profundidade de 10 m, em que a pressão de peso de terra é de 18 t/m^2 . Se admitirmos que a pressão inicial uniformemente distribuída é de 18 t/m^2 e que o recalque fosse governado pela compressibilidade do material mais mole, B10, para um aumento de pressão $\Delta p = 10 \text{ t/m}^2$, o recalque seria $r = 0,0083 \text{ H}$. Entretanto, se o único material atuante fosse o mais rijo, o recalque correspondente seria $r = 0,0023 \text{ H}$, aproximadamente igual a 28% da estimativa anterior.

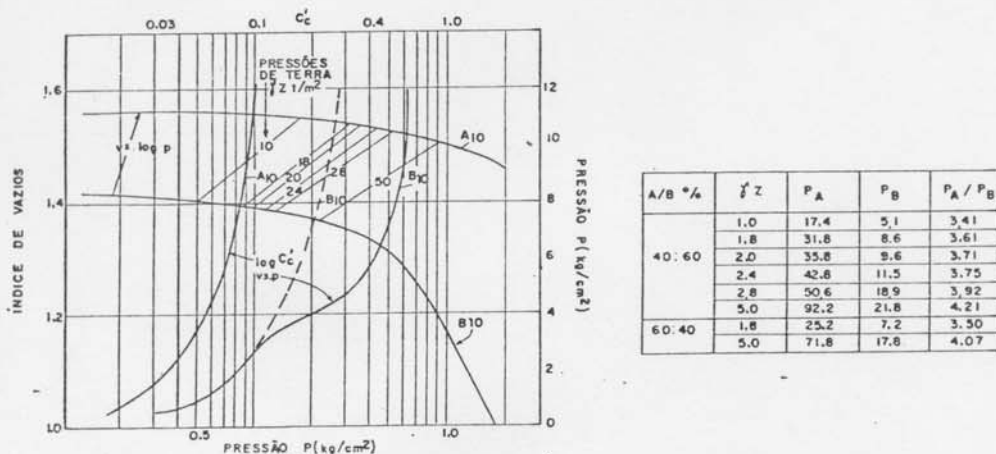


Fig. 6. Resultados típicos de ensaios, considerando-se as tensões distribuídas em diferentes materiais, A e B.

Supondo que existe 40% de material mais rijo e 60% de material mais mole, poderíamos primeiramente calcular as tensões iniciais compatíveis com o princípio de compressões equivalentes. Costuma-se calcular o recalque devido à compressão pela expressão:

$$\frac{C_e H_1}{1+e_1} \log \frac{P_1+n\Delta P_1}{P_1}$$

e se admitirmos que as duas colunas possuem a mesma altura efetiva H, seria necessário satisfazer a equivalência

$$\frac{C_1}{1+e_1} \log \frac{p_1+n\Delta p_1}{p_1} = \frac{C_2}{1+e_2} \log \frac{p_2+n\Delta p_2}{p_2}$$

e desde que os dois logaritmos são automaticamente equivalentes poderíamos achar valores tais para p_1 e p_2 de modo a satisfazer por um lado o equilíbrio vertical, e por outro lado a igualdade $C_1/(1+e_1) = C_2/(1+e_2)$. Os valores de C_c para pequenos incrementos de pressão foram tomados tangentes às curvas $e \times \log p$, para diversas pressões e estão plotados na Fig. 6. Através de computador, encontramos as tensões iniciais 31,8 t/m² para o material mais rijo e 8,8 t/m² para o material mais mole.

Nesse caso, o recalque sob o mesmo incremento de pressão de 10 t/m² seria de $r=0,0043 H$ e as tensões finais nos materiais seriam de 50,6 e 12,9 t/m² respectivamente, enquanto os dois materiais acompanhassem as trajetórias de compressão ao longo das suas curvas $e \times \log p$.

De acordo com essas hipóteses muito simplificadas, obviamente o cálculo da "tensão inicial" para, digamos, 28 t/m², resulta semelhante em trajetória de tensões e de recalque seja (por exemplo), para a condição de 10 t/m² com um incremento de 18 t/m², com um incremento de 10 t/m².

Para sentir a sensibilidade dos cálculos em relação aos dados básicos alguns deles foram repetidos invertendo-se as porcentagens de ocorrência das áreas A e B para 60 e 40%, respectivamente. As tensões resultantes de equilíbrio - deformação, estão tabeladas na Fig. 6.

Um programa de computador mais ampliado, pode levar em consideração as curvas de frequência de ocorrência de diferentes materiais,

cada um com a sua compressibilidade distinta e específica.

A principal indagação que se põe é se as pressões virtuais de pré-adensamento realmente acabam por revelar as tensões iniciais efetivas nos vários materiais, definindo assim, indiretamente, porém automaticamente, as porcentagens da sua ocorrência ou participação efetiva, de forma que os recalques sejam calculados atribuindo-se a cada material pequenos incrementos de pressão, proporcionais às suas pressões virtuais de pré-adensamento (presumidas como tensões iniciais).

Abre-se assim um amplo campo de questões a investigar.

4. Em quarto lugar, o problema de método de investigação

Em vista das discussões anteriores devemos incluir alguns comentários de modo a resumir os conceitos principais sugeridos, com relação a problemas de investigação de saprolitos no campo e no laboratório.

Conceitualmente, a presente situação deixa, realmente, muito a desejar.

As investigações de campo e de laboratório devem ser conduzidas de modo que se obtenham dados que serão aplicados em alguma teoria: muito frequentemente, o engenheiro perde de vista esta verdade simples e fundamental, simplesmente porque, cronologicamente, em aparência a investigação vem em primeiro lugar e a seguir a teorização é adaptada de modo a fazer o melhor uso possível dos resultados obtidos.

Assim, as investigações são padronizadas como se pudessem ter um propósito e um valor absoluto e não apenas relativo, como *investigações para determinada coisa* ou para ser usada em alguma linha de raciocínio pré-estabelecida. Mesmo que uma determinada linha pré-estabelecida de raciocínio pudesse ser aceita como meritória dentro de uma mecânica dos solos convencional moderadamente amadurecida, as discussões supra servem para enfatizar que, em se tratando de saprolitos é prejudicial admitir rigidamente aplicável a mesma linha de raciocínio. Mesmo o emprego de métodos estatísticos nessa situação, resulta nada mais do que uma tentativa para remendar uma situação insustentável.

Devemos considerar três aspectos fundamentais do problema.

(1) *Em primeiro lugar, o problema de alcance e representatividade*

O uso de sondagens exploratórias como SPT é bastante satisfatório para as indicações em condições médias (sem os condicionamentos da estrutura reliquiar), por que este não exagera as heterogeneidades altamente localizadas, como o faz o penetrômetro estático de cone Rp; além disso sem muita dificuldade este pode ser forçado a penetrar em rochas moderadamente alteradas. Rotineiramente, quando a cravação-amostragem atinge o "impenetrável à percussão", é necessário confirmar se está em jogo apenas um núcleo residual, ou não; isto pode ser feito empregando-se sondagens rotativas de modo a atravessá-lo estabelecendo sua dimensão vertical ou sondagens a percussão adicionais deslocadas em planta para ultrapassar o obstáculo e assim estimar a extensão em planta. Atualmente, vem sendo experimentado em alguns projetos no Brasil, o método geofísico de investigação de matações e núcleos resistentes, proposto por Lundstrom e Stenberg (14).

Um importante problema que se apresenta é o da avaliação de heterogeneidade. Portanto, sugere-se que dentro das sondagens rotineiras de caráter exploratório, SPT, em algumas amostragem seja realizada quase continuamente, isto é, a cada 0,5 m de profundidade.

Além disso, com relação à variação horizontal, é necessário dissipar uma falsa noção sobre a presumida utilidade da redução gradativa de espaçamentos entre sondagens, em progressão: é corrente que depois de ter sido realizada uma série de sondagens, digamos, a uma distância de 50 m de centro a centro, os engenheiros preocupados com a existência de heterogeneidades intermediárias, sugiram imediatamente um espaçamento de 25 m de centro a centro, e assim por diante. Na verdade, quase nada se ganha com essas tentativas de investigação em escalas de variabilidade absolutamente análogas, condicionadas pelo pensamento linear. De fato, depois que tiver sido grosseiramente estabelecida a variabilidade para a escala de dezenas de metros, é necessário investigar a variabilidade para a escala de 1-2 m e finalmente, nas amostras representativas, a variabilidade para a escala de dezenas de centímetros (escala de

corpos de prova). Assim, é aconselhável realizar duas ou três sondagens à distância de 1-2 m entre si, no lugar de desperdiçar dinheiro em dividir os espaçamentos.

A ausência de ensaios de índices físicos de real valia faz com que assumam uma grande importância, a observação visual-táctil do material residual, saprolítico.

A amostragem com uso do SPT, pode ser satisfatória para uma classificação de primeira ordem: é importante lembrar, entretanto, que a classificação feita empregando-se os métodos rotineiros de observação visual-táctil deve tentar avaliar e descrever da melhor maneira possível a amostra tal como é "in situ", com o seu comportamento granular desagregável, etc... mesmo quando com a manipulação esta adquira características totalmente diferentes de alta plasticidade.

Para o aprimoramento da caracterização visual-táctil recomenda-se fortemente o emprego de poços de inspeção acima do N.A., enquanto abaixo do N.A. se recorre ao uso de amostradores Denison ou Pitcher (barrilete triplo) para obtenção de amostras indeformadas.

(2) *Em segundo lugar, o problema de determinação dos parâmetros geotécnicos fundamentais*

Até agora, a maioria das investigações sobre compressibilidade, resistência ao cisalhamento, e permeabilidade de saprolitos tem sido quase automaticamente associadas com amostras indeformadas em bloco extraídas de poços de inspeção e com pequenos corpos de prova (na sua maioria com 1,4 pol. de diâmetro, para triaxial, etc.) talhados destas amostras. De início, parece óbvio que, até que se obtenha uma quantidade razoável de resultados "in situ", para confirmar ou rejeitar a validade das amostras obtidas em cavas, deve-se suspeitar de todas as conclusões fornecidas pelos ensaios de laboratório. A Mecânica das Rochas tem enfatizado esta importância; e re-enfatizamos a interferência da Mecânica das Rochas nos saprolitos. A irreversibilidade dos efeitos prejudiciais resultantes dos alívios de tensões e mesmo as deformações instantâneas, capazes de destruir os delicados elos remanescentes de cimentação, devem constituir-se numa preocupação de primeira ordem. Baseado na tradição da Me-

cânica dos Solos, atualmente, os únicos ensaios "in situ" realizados com alguma frequência são o de penetração estática do cone Rp, e provas de carga sobre placas. O ensaio com pressiómetro (Menard, por exemplo), deve ser de grande interesse, porém nós ainda não temos notícia da sua aplicação nos saprolitos.

Em face da extrema heterogeneidade, a tendência conceitual tem sido no sentido de multiplicar o número de ensaios (os quais ficam assim restritos aos mais baratos) e empregar a estatística. É necessário chamar a atenção para o fato de que seria mais indicado a realização de um *número menor de ensaios (mesmo que mais caros) que fossem porém cuidadosamente programados com objetivos e de melhor qualidade*, até que possa ser averiguado o fenômeno em questão.

Desde que vamos reduzir o número de amostras e ensaios de laboratório, devemos pensar numa otimização da qualidade das amostras e corpos de prova.

Coube-nos demonstrar (17) com relação às publicações sobre as investigações do Ashford Common Shaft nas argilas de Londres altamente pré-adensadas, que na retirada de amostras indeformadas em bloco, existem casos (confirmados mais recentemente por Morgenstern e Thomson (21), também referentes às argilas glaciais), em que o alívio de tensões e a exposição acarreta danos maiores às amostras e corpos de prova, do que o reconhecido amolgamento ocasionado por amostradores de parede fina de diâmetros menores.

Parece evidente que este será também o caso nos saprolitos, analogamente com o comportamento observado pela Mecânica das Rochas, e em acentuada diferença com o caso das argilas sensíveis, com as quais os saprolitos definitivamente não se assemelham. Um Índice de Friabilidade semelhante ao de Bishop

$$\text{op (3)} \quad I_B = \frac{\tau_f - \tau_{ult}}{\tau_f} \quad \text{porém tomando o}$$

τ_{ult} correspondente a 20% de deformação específica tem revelado valores da ordem de 0,0 a 0,3.

Desse modo, pode ser mais aconselhável o emprego de um amostrador Denison ou Pitcher, etc. do que a retirada de amostras em blocos. Naturalmente não se pode abandonar a questão do diâmetro da amostra e corpo de prova, questão esta inescapável perante o ob-

jetivo de minimizar as descontinuidades de superfície do corpo de prova e as heterogeneidades de pequena escala. É interessante observar que, de acordo com a nossa experiência, as heterogeneidades acentuadas se refletem com muito maior frequência nos ensaios edométricos do que nos ensaios triaxiais rotineiros realizados em corpos de prova de pequeno diâmetro; para isto pode contribuir o fato de que o alívio de tensões afeta rapidamente os parâmetros de resistência ao longo de um plano de fraqueza, conduzindo-os aos seus valores mínimos, independentemente da densidade inicial do corpo de prova, enquanto que o comportamento médio do corpo de prova ainda obedece a um fenômeno de compressibilidade cumulativa.

Para medida da compressibilidade recomenda-se naturalmente, o emprego de ensaios triaxiais de adensamento em corpos de prova de grande diâmetro, principalmente por causa do interesse em ajustar as tensões laterais. É importante observar que, independentemente da classificação obtida através dos ensaios de granulometria e plasticidade, a maioria dos solos residuais apresenta compressão e adensamento muito rápidos, quase instantâneos, nos ensaios padronizados edométricos de adensamento.

Os ensaios de permeabilidade em saprolitos constituem um problema a considerar, pois as amostras poderão ser afetadas pelos planos de descontinuidades reliquias afetados por alívios de tensões, enquanto que os ensaios realizados "in situ" se apoiam basicamente (exceto quando são empregados traçadores e medidas diretas de velocidade de fluxo, etc.), em fórmulas obtidas para modelos matemáticos referentes a massa e condições de contorno idealizadas. Contudo, neste caso específico, nossa experiência nos leva a dar maior crédito aos ensaios de laboratório realizados em corpos de prova submetidos a tensões de confinamento apropriadas. Um dos maiores problemas está relacionado com o fato de que (ainda) não se consegue amostrar as fraturas abertas. Devemos observar que a permeabilidade nas fissuras e canaliculos de erosão ou solução vai se acentuando mais e mais, à medida que se desenvolve o processo de degradação inicial, e, portanto, enquanto que as fissuras ou canaliculos podem apresentar uma pequena importância para os problemas ligados à compressibilidade e resistência ao

cisalhamento se as tensões tiverem sido, *ipso facto*, transferidas para as zonas de maior competência, sua influência nos problemas de percolação e de pressão neutra de fendas ("cleft water pressure", Skempton) pode ser muito grande.

Nós não temos conhecimentos de quaisquer medida de K_0 em saprolitos.

A partir das hipóteses acima formuladas, os valores de K_0 determinados em laboratório teriam importância irrelevante e, em consequência, as tensões internas presumidas *in situ* para núcleos de diferente rigidez exigiriam sua determinação por meio de adaptação das técnicas de campo empregadas pela Mecânica das Rochas.

Finalmente, para a aplicação de todos os resultados de ensaios de compressibilidade e resistência ao cisalhamento deve-se exigir mapeamentos especiais de volumes de materiais mais moles e rijos distribuídos na estrutura, em vista do raciocínio proposto de distribuição de tensões iniciais e incrementais não uniformes. Já tiveram início trabalhos seguindo esta linha de raciocínio. Numa primeira tentativa, vem sendo utilizado um penetrômetro de bolso nas paredes de poços de inspeção.

(3) *Terceiro e finalmente, cabe discutir a aplicabilidade dos ensaios-índice e observações-índice*

Conforme já justificamos e, de certo modo, já qualificamos acima, é inevitável que, numa primeira aproximação, sejam mantidos para todos os solos os ensaios de granulometria e limites de plasticidade e liquidez. Esta prática foi criticada para os saprolitos (por exemplo, Little¹⁰, e muitos outros), tendo em vista o fato de que os resultados desses ensaios dependem inteiramente da intensidade de retrabalhamento e plastificação, tornando-os assim erráticos e não reprodutíveis.

Pelo menos com relação à distribuição granulométrica, haverá alguma justificativa por ensaio que vise avaliar a potencialidade do saprolito em desintegrar-se a seus constituintes unitários. Por exemplo, referente aos aspectos de erodibilidade, vislumbra-se que uma curva de distribuição granulométrica obtida "a úmido", possa fornecer um índice satisfatório.

Com relação à crítica de que os próprios grãos individuais presumidos são mal definidos, su-

jeitos a graus de desagregação variáveis pela ação mecânica ou "plastificação" e defloração dependendo da manipulação, os defensores do ensaio granulométrico frizarão que existe um interesse adicional considerável em verificar, para cada solo, *quais as variações* que possam ser provocadas *nos resultados*, por *vários modos de preparação* da amostra e procedimentos de ensaio.

Com relação aos limites de Atterberg, uma crítica liminar prende-se ao fato de que os saprolitos geralmente não possuem um comportamento plástico e impermeável "in situ", e existe pouca ou nenhuma verossimilhança de uma plastificação análoga às dos ensaios em qualquer das obras de engenharia lidando com saprolitos "in situ" (excluindo-se mais obviamente os projetos que utilizam os solos residuais como material de empréstimo, em cujo caso a investigação é de um material de empréstimo e não de um saprolito). Além disso, a falta de reprodutibilidade dos resultados de ensaios é novamente um problema. Por exemplo, a Fig. 7 mostra os resultados comparativos em amostras presumivelmente semelhantes de saprolitos basálticos, ensaiados em quatro laboratórios semelhantes, e também mostra as distinções entre os ensaios de Limites de Atterberg sobre amostras manipuladas com teor de umidade natural, secas ao ar, e secas em estufa. Contudo, novamente, sobre esses diferentes resultados, alguns especialistas terão rapidamente replicado que deveriam ser realizados ensaios de diversos modos e dependendo do grau em que os resultados fossem diferentes uns dos outros tal informação poderá ser como um outro índice de interesse.

Na verdade, tais divertimentos poderão merecer interesse e poderão mesmo oferecer algum índice, porém a *questão básica será: um índice para que?* Devemos nos resguardar contra a autopromoção de algum índice para posições de importância desmesurada só justificáveis em ciclo fechado: um ensaio índice tem que prover indicações sobre parâmetros significativos de outros ensaios mais difíceis de se executar, e não apenas ser índice de suas próprias variações interessantes e singulares de curiosidade indireta.

De acordo com o princípio de Peter, o qual demonstra que nas instituições maiores e mais antigas, os funcionários são promovidos para seus níveis individuais de incompetência, afirmamos que os Limites de Liquidez e de Plas-

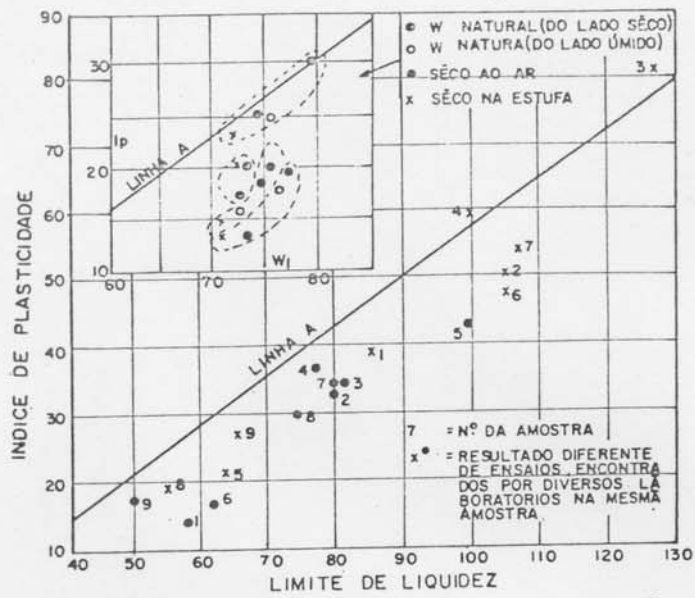


Fig. 7. Dificuldades de obteno dos Limites de Atterberg, Saprolito Basáltico.

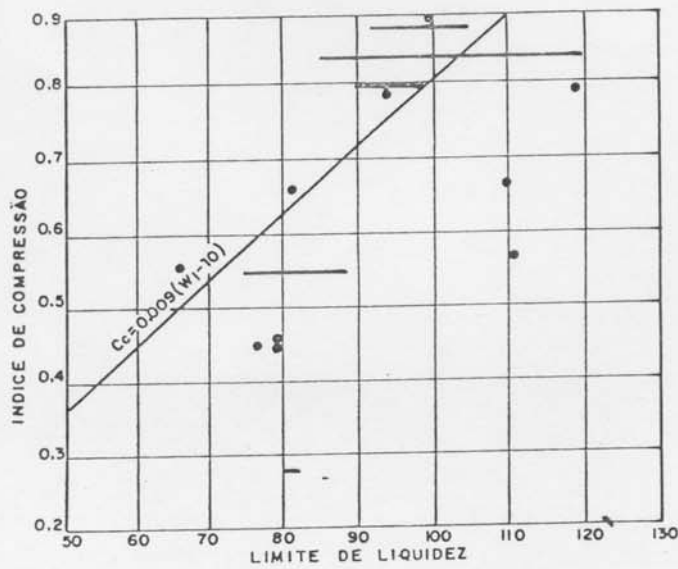


Fig. 8. Correlao Errtica Cc X LL nos Saprolitos Basálticos

tidade, nos saprolitos, tem alcançado institucionalização a seus níveis de incompetência. Por exemplo, nos saprolitos a correlação empírica de CC x LL, se demonstrou sujeita a dispersões grosseiras, conforme podemos ver na Fig. 8; outrossim não foi possível correlacionar a coesão com a pressão de pre-adensamento, conforme tem sido sugerido para o caso de argilas sedimentares pela aplicação de relações empíricas como $c/p \approx 0,115 + 0,00343 I_p$; finalmente não se consegue alcançar em função dos valores de LL nenhuma indicação das velocidades de compressões, quer nos ensaios edométricos, quer na observação de recalques de obras.

Posto que a compressibilidade depende não somente da plasticidade dos constituintes do solo, como também da estrutura e de sua tendência a colapso sob carregamento, postulo a conclusão de que o valor da relação (Coeficiente de expansão C_e) / (Coeficiente de compressão CC), obtido por meio de ensaios de adensamento, venha a constituir um fator de grande interesse. Registram-se variações desta relação entre 40% e 3%, onde os valores mais baixos se associam às estruturas colapsíveis não hidrófilas. O tipo de "estrutura" se revela pela execução simultânea de dois ensaios simples de contração linear no secamento, um em corpo de prova indeformado e outro na mesma amostra amolgada.

É óbvio que *precisam ser desenvolvidos ensaios absolutamente novos* para determinação dos ensaios índice que atuariam como um índice preliminar na determinação dos *parâmetros geotécnicos fundamentais* de compressibilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade. Devemos observar que esses ensaios devem ser realizados em amostras indeformadas ou semi-indeformadas, ou devem se basear nos resultados fornecidos por penetrômetros que avaliem o solo *in situ*. Tal meta é clara e inescapável, e quanto mais cedo se deixar de gastar tempo e esforço em direções não promissoras, melhor.

5. Exemplos de problemas e sugestões para solucioná-los

5.1 Fundações

Tomando como base os numerosos casos de fundações satisfatoriamente projetadas e construídas e as lições provenientes de casos ocor-

ridos devido ao comportamento insatisfatório de estruturas, reunimos três casos recentes que podem ser considerados como uma demonstração adequada dos princípios enunciados.

(a) Pré-carregamento de fundações de tanques para água

Tivemos a oportunidade de trabalhar como consultor de fundações de um grupo de tanques para água, com 41 m do diâmetro, os quais, exerceriam, uma pressão de 8,5 t/m² no perfil de subsolo mostrado pela Fig. 9, que resume duas das diversas sondagens de reconhecimento executadas no local. A detecção de uma camada argilosa mole fez com que se pensasse no emprego de fundações em estacas, tendo sido sugerido, devido ao tipo de carregamento, a utilização de estacas de concreto pré-moldadas: contudo, durante a cravação das estacas, cujo comprimento estimado era de 10 a 14 m, constatou-se que às vezes havia uma penetração total das estacas enquanto outras imediatamente adjacentes esbarravam em obstrução depois de apenas poucos metros, chegando mesmo a romper quando encontravam algum núcleo resistente. Confirmara-se assim a conclusão de que esse tipo de estaca era inadequado conforme acontece frequentemente para os saprolitos diabásicos, basálticos e graníticos.

Parecia-nos evidente que a adoção de uma fundação direta era indicada. O problema estava em como estimar os recalques e os recalques diferenciais que poderiam afetar os tanques de água. Este problema foi abordado simultaneamente de duas maneiras: de um lado foram realizados três ensaios de penetração estática do cone holandês, a uma distância de 0,5 m das sondagens com SPT (Fig. 9): apesar da grande dispersão de resultados, por meio de uma seleção rigorosa, pôde-se estabelecer uma correlação bastante simplificada (cf. 18), aproximadamente $R_p = 3,5 \text{ SPT}$.

Escavou-se simultaneamente uma cava rasa, até o N.A., no local de uma sondagem que parecia promissora no sentido de fornecer amostras de densidades com variação significativa. As três curvas de adensamento determinadas foram relacionadas, segundo uma estimativa grosseira, com material de SPT idêntico, conforme mostramos na Fig. 9.

Uma conclusão importante, obtida dos ensaios de adensamento foi, conforme havia sido pre-

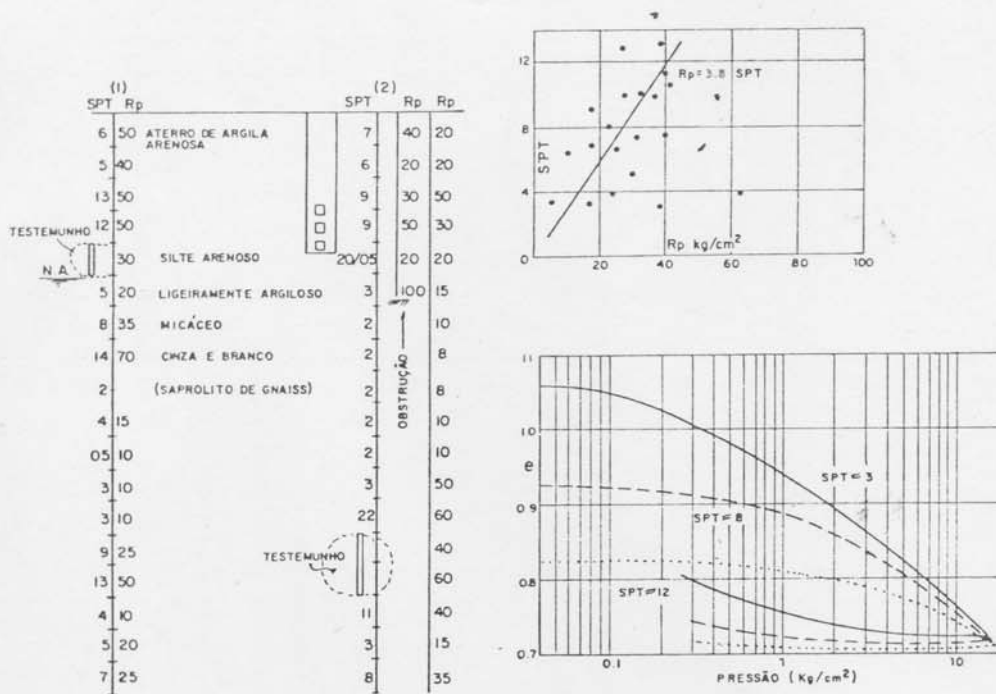


Fig. 9. Perfil do Subsolo, Fundações das Caixas d'Agua.

visto, a grande velocidade de adensamento e a expanso totalmente desprezvel decorrente do descarregamento de presses (no pde ser realizada qualquer tentativa de determinao clssica dos valores C_v).

Os clculos representativos dos recalques, baseados nas curvas de adensamento, empregando inclusive curvas interpoladas estimadas para outros valores de SPA, conduziram a recalques com valores 18,3 e 41% mais altos do que os obtidos pelo mtodo de Buisman no mesmo local.

Sugeriu-se um pr-carregamento da rea e o mesmo foi convenientemente realizado, tendo em vista que estava em curso muito servio de terraplenagem, e o aterro de sobrecarga podia ser colocado em reas de 50x20 m (as especificaes determinaram que a menor dimenso no podia ser inferior a esta ltima), sendo a seguir removido para uma rea contgua, em poucas semanas.

As observaes de recalques foram realizadas na primeira rea pr-carregada, por causa da

necessidade de se introduzir um fator de correo nos clculos de recalques e de modo a se obter uma recomendao especfica com relao ao tempo de carregamento.

Medidores de recalques (caixas Suecas) simples² colocados sobre o terreno antes que tivesse incio o aterro de sobrecarga, forneceram dados muito satisfatrios para as interpretaes desejadas, conforme se resume na Fig. 10.

As primeiras estimativas de recalques foram baseadas no coeficiente de incompressibilidade de Buisman, $C \approx (Rp/\sigma)\gamma Z$, adotado propositadamente ligeiramente maior do que o recomendado para as areias; isto devido  nossa experincia de que os recalques medidos em saprolitos apresentam uma tendncia para serem um tanto menores do que os estimados. Numa tentativa de compensar por efeitos dos recalques a longo-prazo, o pr-carregamento foi realizado com cerca de 20% de sobrecarga a mais do que a presso dos tanques.

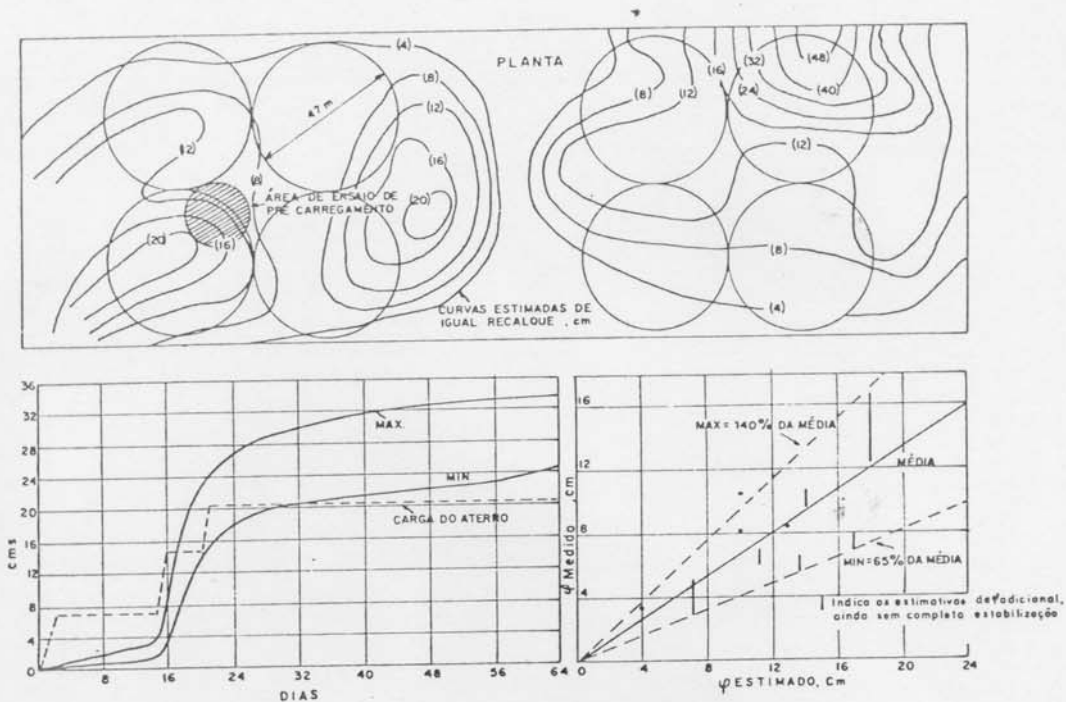


Fig. 10. Pré-carregamento das Fundações.

Pôde-se observar que os recalques médios medidos foram da ordem de 2/3 dos recalques previstos, porém aumentando-se a duração do carregamento, os recalques sob um pré-carregamento de $10,4 \text{ t/m}^2$ poderiam atingir os recalques finais estimados para $8,5 \text{ t/m}^2$.

(b) Estacas de compactação para fundações rasas de cargas elevadas

Este caso se refere à estrutura da torre de tomada d'água cujo projeto esquemático está apresentado na Fig. 11, apoiada sobre o perfil de sub-solo resumido: o apoio direto foi calculado de modo a transmitir pressões da ordem de 20 a 25 t/m^2 .

En relação às decisões de projeto das fundações em questão coube apreciar os seguintes aspectos principais:

1) Contra o uso de fundações convencionais em estacas: (a) a cota de topo do saprolito mais firme mergulhando rapidamente

e essencialmente paralela à superfície do terreno, tornando impossível cravar estacas de apoio para a face posterior da estrutura de concreto; (b) o carregamento horizontal relativamente grande e as grandes deformações previstas devido à ação da pressão neutra e das acomodações do talude de enrocamento; (c) o grande incremento relativo de carga vertical devido ao enrocamento em torno da estrutura de concreto podendo gerar atrito negativo nas estacas.

2) Contra o emprego de sapatas: (a) seria necessário escavar e substituir o saprolito de densidade muitíssimo baixa sob a parte anterior da estrutura de concreto até profundidades aproximadas de 10 a 15 m respectivamente, com o nível da água essencialmente na superfície; (b) a experiência de escavações relativamente profundas em tais saprolitos micáceos siltosos tem sido muito penosa abaixo do lençol freático mesmo com rebaixamento do lençol e com o uso de vácuo em tal rebaixamento.

Em consequência, decidiu-se apoiar a estrutura sobre o terreno, depois do tratamento do saprolito de baixa densidade por meio de estacas de compactação.

Tomando por base estimativas preliminares da necessidade de compactação do saprolito até acima de um limite arbitrário $SPT \geq 13$, chegou-se à conclusão, a partir de experiências anteriores com estacas de compactação em materiais arenosos, que estas seriam necessárias a uma densidade de cravação representando nominalmente cerca de 10% da área de apoio, com um espaçamento máximo de 1,5 m entre eixos e ocupando, em área total, dimensões de cerca de 1,1 vezes o comprimento e a largura do radier.

A compactação com estacas foi realizada por meio de equipamento Franki, empregando-se pedregulho fino e areia grossa para preencher o furo à medida em que se extraía o revestimento.

Obteve-se um comportamento satisfatório, comprovado pelo acompanhamento a grosso

modo dos recalques e movimentos horizontais durante a construção, os quais não foram contudo registrados. Deve-se salientar que o comportamento tensão-deformação do saprolito inicialmente fôfo atravessado pelas estacas de compactação bem mais rígidas, não pode, obviamente, ser simplificado a uma simples hipótese de um efeito de compactação médio; porém o comportamento de obra de casos estimados por meio desta rotina simples tem sido satisfatório, até que surjam métodos de análise mais aperfeiçoados.

(c) *Emprego de estacas Franki, caixões ou sapatas para a fundação de um edifício de carga excepcionalmente elevada*

O terceiro caso diz respeito à carga mais elevada de pilar de edifício que conhecemos, a suportar uma estrutura de concreto armado equivalente a cerca de 30 pavimentos de pisos de 46×37 m, a situar-se no centro de uma área muito maior, ocupada por três solosos; o corpo total de grande altura do edifício estará apoiado em apenas duas colunas, do tipo

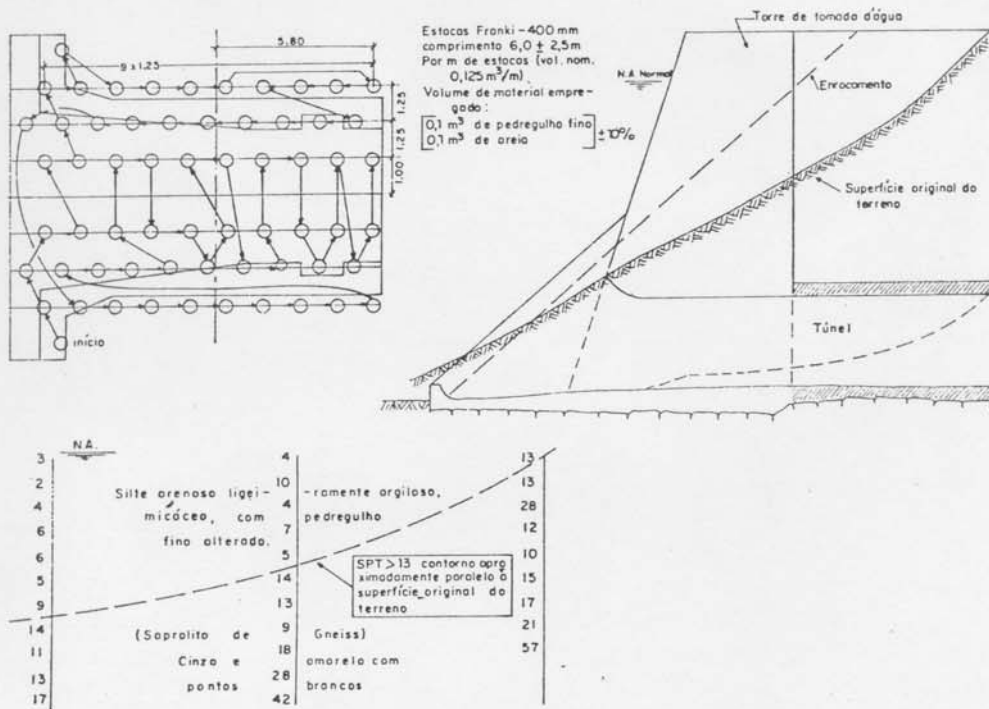


Fig. 11. Uso de Estacas de Compactação.

mostrado na Fig. 12, com carregamento de 16.400 t e momentos de 4.600 e 14.300 tm. As escavações dos subsolos deveriam atingir uma profundidade de cerca de 15 m, cerca de 12 m abaixo do nível freático, em cota em que pressão efetiva de peso de terra era da ordem de 12 t/m².

Baseando-se nas sondagens de reconhecimento realizadas a partir do nível do terreno, as quais registraram valores de SPT de cerca de 14 e até mais, os primeiros estudos visavam a possibilidade de usar uma fundação direta no saprolito, ao redor da cota 77 a 78 m (o piso do último subsolo ficaria à cota 80).

Devido às limitações de espaço seria necessário aplicar uma pressão de cerca de 10 kg/cm². Com relação aos métodos de execução as alternativas consideradas foram: o uso de sapatas, tão rasas quanto possível, associado com um rebaixamento cuidadoso do lençol freático por meio de vácuo, ou um caixão de ar comprimido de grandes proporções, o qual tiraria proveito em buscar apoio a uma profundidade maior. Em ambas as alternativas os principais problemas, desaconselhando tais soluções de apoio direto, seriam os problemas construtivos.

Todavia, precisava-se ainda estender as investigações geotécnicas perante tais hipóteses de apoio direto.

As maiores dificuldades encontradas num tal projeto começam com as investigações. A heterogeneidade da densidade do saprolito, enfatizada diversas vezes, pode ser comprovada pela tabulação dos valores do SPT, obtidos em sondagens feitas a uma distância média de 20 m (Fig. 12). Além do mais, para três sondagens, a escala de heterogeneidade foi posteriormente investigada de maneira resumida, para distâncias de 0,5 entre sondagens: os resultados típicos, tabulados na mesma figura, viriam indicar valores ainda mais erráticos inaceitáveis perante um projeto de tamanha responsabilidade.

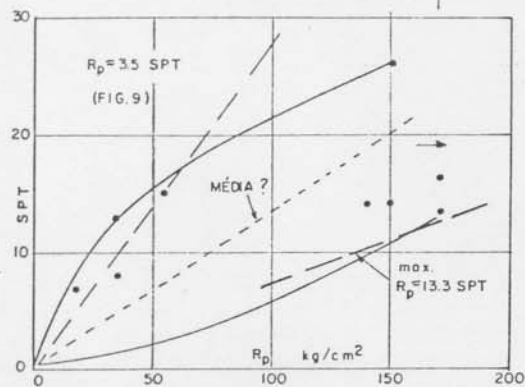
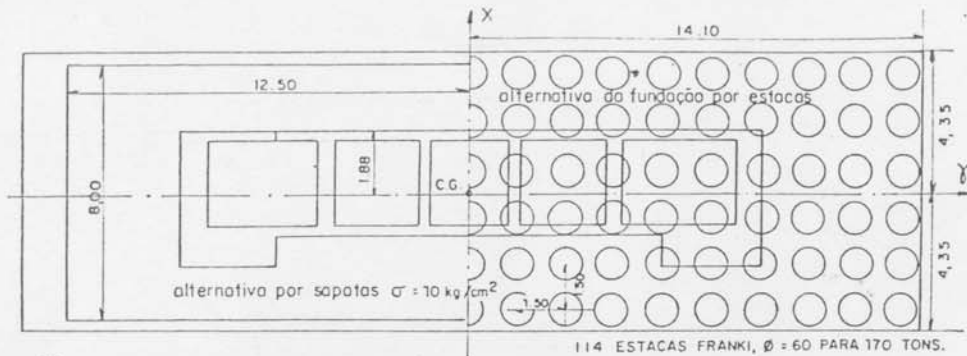
Uma vez que constituíam matéria de principal interesse os recalques diferenciais capazes de causar a inclinação da torre, tentou-se obter dados representativos do R_p a partir de ensaios de penetração estática de cone, para uso nas equações de Buisman. Foram realizadas três sondagens em distâncias aproximadas de 0,5 a 1,0 m das sondagens originais com SPT. Infelizmente, devido às limitações

da capacidade de penetração do cone estático, só puderam ser obtidos muito poucos conjuntos de dados que permitissem estabelecer uma correlação: ademais os valores registrados, de extrema erraticidade (especialmente no saprolito mais denso), mal permitiram uma correlação, conforme pode-se observar na Fig. 12.

Portanto, embora seja extremamente importante, no caso de saprolitos, a realização de ensaios *in situ*, torna-se obvio que os ensaios de penetração do cone holandês não podem atender às necessidades reais quando estão em jogo saprolitos mais compactos.

Finalmente, ao se empregar os valores obtidos por meio do SPT deverão ser introduzidas correções para compensar os importantes efeitos de profundidade (comprimento das hastes) e os alívios de pressões decorrentes da escavação (19). Foram realizados três conjuntos de ensaios com SPT, situados a uma distância muito próxima; para avaliar a ordem de grandeza provável dos dois efeitos, foram determinados valores do SPT partindo de plataformas de diferentes cotas para a cravação, e bem assim também após escavação de cavas rasas para comparações. O efeito provocado pelo tamanho das hastes determina a necessidade de reduzir em cerca de 30% os valores de SPT para profundidades de cerca de 15 m: ademais, os efeitos muito rápidos devido ao alívio de tensão num saprolito, provocaram também uma redução de 10 a 20% nos valores do SPT do solo sobre o qual a sapata deveria se apoiar. Dessa forma, um material que registrasse 14 golpes corresponderia a um material de 8 a 9 golpes, na realidade.

Os recalques e os prováveis recalques diferenciais previsíveis em tais condições foram calculados a grosso modo, atingindo valores considerados inaceitáveis. A solução adotada para o projeto sugeriu o emprego de estacas Franki, as quais, neste tipo de material, apresentam a vantagem de poderem ser cravadas através de obstruções locais e de forçar a ação cumulativa (através de algum deslocamento lateral) do atrito lateral e da resistência de ponta, altamente desenvolvidas. Resalta-se a necessidade de obviar a densidade da estacaria cravada (de deslocamento) incompatíveis com a densidade do terreno, o que ocasionaria danos inexoráveis de empolamento do terreno e de estrangulamentos e ruturas de fustes.



Duas sondagens a 0,5m de distância

PROFUND.	SE II	SE II A
6	5	4
7	7	5
8	7	4
9	8	3
10	6	1
11	7	7
12	7	10
13	9	10
14	7	10

92	SPT
90	2 Argila arenosa, ligeiramente orgânica, marrom-acinzentada
85	3 Argila orgânica, com bolsões de areia, marrom
80	1 Argila orgânica, com bolsões de areia, marrom
75	2 Areia fina, cinza cinza
70	3 Silte muito arenoso, ligeiramente argiloso
65	1 Soproilito de gneiss, micáceo, amarelo, cinza e branco

SEIS SONDAJENS ≈ 20m DE DISTÂNCIA

Elev	S 1	S 2	S 3	S 4	S 5	S 6	Aver.
80	16	5	16	22	17	19	16
79	18	7	14	23	14	14	15
78	15	8	15	20	16	14	15
77	15	13	15	12	28	12	16
76	18	15	18	13	28	12	17
75	19	14	15	12	27	12	16
74	18	15	17	13	24	17	17
73	22	17	11	14	21	17	17
72	26	16	14	14	26	16	19
71	30	15	13	57	34	15	27
70	65	16	16	55	35	28	36
69	45	18	55/20	57	39	45	48
68	42	20	24	41	41	45/15	45
67	50/15	40	20	37	36	50/15	
66	50/15	52/18	21	37	44		
			19	56	30/5		
			50/15				
			50/5				

Fig. 12. Cargas muito elevadas. Fundação Projetada com Estacas Franki.

O comportamento passado, bastante satisfatório das estacas Franki em saprolitos deste tipo (quando comparados com caixões e tubulações), justifica plenamente o princípio de forçar uma ação cumulativa e evitar alívio de tensões, especialmente quando existe fluxo de água livre ou ascendente. Note-se que o projeto foi alterado (1977) e outra fundação profunda já foi executada (1979). Solução cada vez mais corrente nos anos decorridos vem aproveitando o "radier sobre estacas", diminuindo a estacaria por considerar simultaneamente o apoio direto do bloco de capeamento.

5.2 Estabilidade de Taludes de Corte

Seguindo o princípio acima enunciado, em face das heterogeneidades dos solos residuais com relação à estabilidade de taludes podemos novamente deixar que falem a Natureza e os fatos precedentes, desde que através da sua linguagem própria.

Esta área aparece como uma das mais indicadas para o uso dos *Ábacos de Estabilidade*, e, de fato, desde há muito usamos tais ábacos, quase ao ponto de excluir as análises de estabilidade direta. Neste ponto queremos enfatizar mais uma vez que devido à grande dispersão dos dados, a análise direta de estabilidade é dificultada a tal ponto que se torna quase sem utilidade; enquanto isso, de novo prevalece o princípio de que embora estejamos sujeitos a cometer erros excessivos ao tentar determinar o *status "real"*, é fácil obter precisões bastante satisfatórias ao se calcular as *mudanças de condições*.

A engenharia de solos teve recentemente a grande felicidade de ter sido enriquecida com o excelente conjunto de *Ábacos de Estabilidade* propostos por Hoek (Hoek, 7, 8.) *

* Atualmente (1979) sugerem-se os ábacos um tanto aprimorados do livro Hoek, E. and Bray, J. - *Rock Slope Engineering* 2nd edition. Cabe ressaltar que em todos os ábacos de nosso conhecimento o lapso, significativo, de não terem sido inseridas as interveniências da tensão capilar, frequentemente importantes. Por outro lado cabe frisar que em muitos solos residuais a tensão capilar pode não ser significativa em determinar a coesão, quer por motivo de cimentações químicas (ex. ferruginosas) quer por motivo de macroporos. Ressalta-se assim que no presente trabalho o recurso aos ábacos citados tem por intuito tão somente exemplificar um raciocínio e método de trabalho.

As Figs. 13 e 14 mostram o *Ábaco de Hoek para Ruptura Circular*: limitando-nos à faixa de maior interesse provável para solos residuais, voltamos nossa atenção para a parte inferior da Fig. 13; até valores de Y de cerca de 50. Embora a nossa experiência tenha se restringido principalmente ao uso de outros ábacos, as vantagens aparentes dos novos ábacos de Hoek são um incentivo convincente para o uso exclusivo dos mesmos neste trabalho. Devemos notar que Hoek apresenta simultaneamente outro ábaco para o caso de ruptura plana ao longo de um plano preferencial de escorregamento o qual é não somente o caso mais frequente em rochas, como também parecerá ser o mais apropriado para os saprolitos.

Não vamos nos estender sobre o caso de ruptura plana, principalmente porque os conceitos expostos são aplicáveis, da mesma forma, a outras condições, e de um lado porque, apresenta maiores dificuldades generalizar conclusões e gráficos que vão depender da inclinação dos planos de franqueza e de outro ainda, por que de acordo com a nossa experiência, a superfície de ruptura pseudo-circular, é encontrada com muito mais frequência nos escorregamentos profundos em saprolitos do que pode parecer à primeira vista (a superfície crítica pseudo circular geralmente se desenvolve incorporando pequenos trechos dos planos preferenciais e trechos que os interconectam).

Os ábacos de Hoek foram concebidos tomando como base taludes escavados em terrenos de topografia horizontal; no nosso caso estes são bastante aplicáveis aos terrenos suavemente inclinados provenientes de processos de alteração e erosão de basaltos. Além disso, os ábacos só consideram material "homogêneo" de densidade constante e envoltória linear de resistência de Mohr-Coulomb: posteriormente, discutiremos os ajustamentos para as condições mais representativas da realidade. Consideremos, à luz das mudanças de condições típicas que ocorrem geralmente numa obra de engenharia, quais os ábacos mais apropriados para interpretar o comportamento passado, numa tentativa de projetar por precedentes.

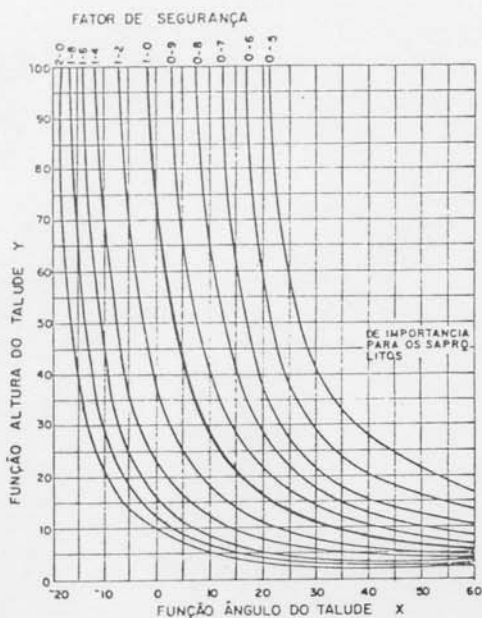


Fig. 13. Abaco de Estabilidade de Hoek. Ruptura Circular (Hoek, 7, 8).

Problema I. Topografia Horizontal. Talude drenado ou escavado acima do nível freático; não sujeito a infiltrações.

I.1. Aumento de profundidade do talude. Abatimento to talude como medida de compensação

Considerando que a Função Altura do Talude  $Y = H(\gamma/c)$, uma modificação ΔH na sua altura, se reflete diretamente em Y, através de uma mudança ΔY . Se tivermos uma inclinação constante, interessa-nos saber que mudanças ΔFS sofre o fator de segurança em funo de Y, mantida constante a Função ngulo do Talude X.

A Fig. 15 ilustra nossos objetivos. Obviamente, quanto mais íngreme for o talude (X maior), e menor for o valor correspondente de Y para um FS original semelhante (tendo em vista a maior dependência de valores altos de c); mais rápida será a mudança do fator de segurança em funo de uma modificação ΔH na altura.

Contudo, este gráfico não  muito útil na prática, a menos que se disponha de alguns casos de ruptura que possam servir de refe-

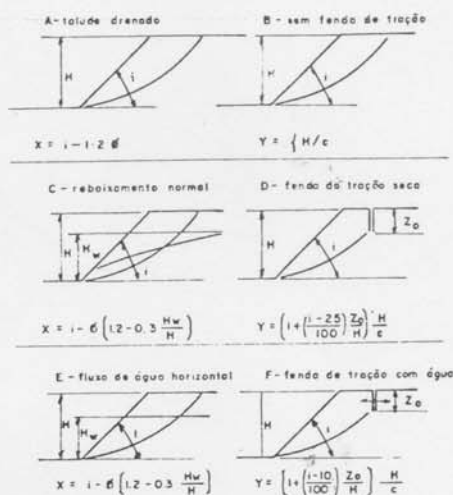


Fig. 14. Tabela para acompanhamento do baco da Fig. 13-Ruptura Circular (Hoek, 7, 8).

rência para prfixar a que altura de talude de corte associar o valor de FS=1.

Como as estimativas dos valores de ϕ não estão sujeitas a muita variação ou erro e assim, podemos esperar que os valores de X possam ser estimados dentro de uma variação grosseira de $\pm 5^\circ$,  possível então estimar Y e a coesão ponderada média com erros aproximados de $\pm 25\%$, para a maioria das situações.

Se um determinado talude comportou-se de tal modo, que do seu comportamento não se pode estimar o FS de maneira apropriada,  natural que se dejesse aumentar a altura H com inclinação constante i (e X constante). Pode-se ver na Fig. 15, que o fator de principal influência para uma interpretação razoavelmente consistente das velocidades de variação do FS em funo de H,  a relação entre as alturas H/H_0 e, conseqüentemente, Y/Y_0 . Em vista disto preparamos o baco da Fig. 16, o qual revela o grau de aproximação bem satisfatória com que se pode julgar os efeitos dessas modificações de H/H_0 , independentemente de uma presumida incapacidade bem exagerada em estimar ϕ (e portanto X).

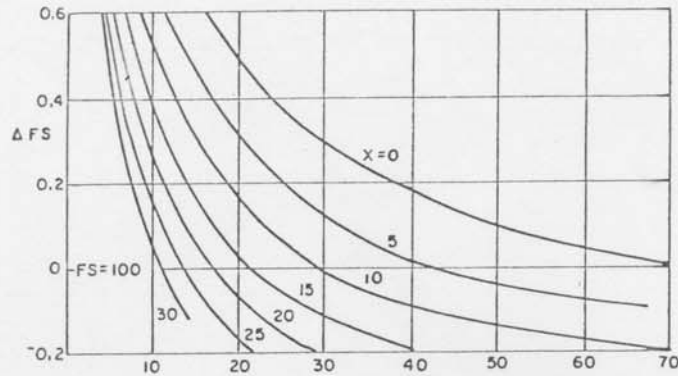


Fig. 15. Talude drenado com inclinação constante. Queda do fator de Segurança em função do aumento de profundidade de corte.

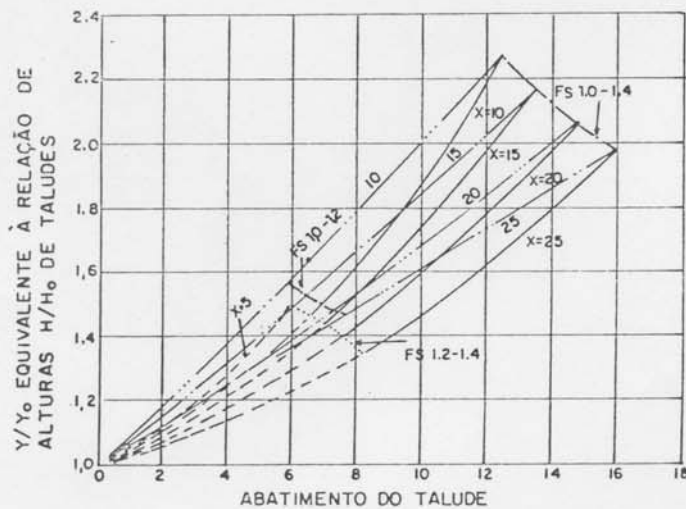


Fig. 16. Talude drenado. Abatimento exigido para manter FS em função do aumento de profundidade do corte.

Este ábaco foi preparado para fatores de segurança variando no intervalo: $1,0 < FS < 1,4$, considerado de maior aplicabilidade prática. Admitiu-se que os erros prováveis na estimativa dos valores de ϕ estejam situados aproximadamente na faixa de $\pm 6^\circ$, conduzindo a valores admissíveis da Função Ângulo do Talude da ordem de $10 < X < 25$. O ábaco indica qual o abatimento necessário do talude para que se possa recuperar o FS, cuja queda

é devida ao aumento de profundidade H. Pode-se observar que a solução é quase linear, podendo expressar um abatimento de cerca de 10 a 16° (para $X \approx 10$ e $X \approx 25$, respectivamente), para uma duplicação de altura (ou função da altura Y/Y_0). Em outras palavras, um aumento de 20% na altura, requer como compensação, a fim de preservar o mesmo fator de segurança, um abatimento da ordem de 3° no talude.

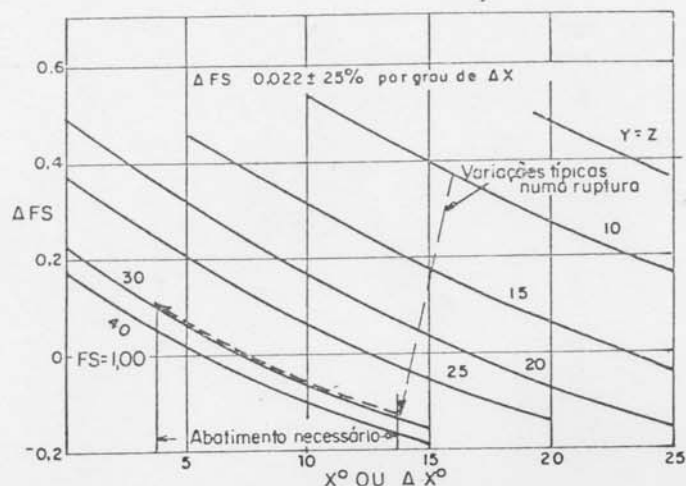


Fig. 17. Talude Drenado. Altura Constante.
 Variações do FS em função da inclinação do talude
 (mais íngreme ou mais abatido).

A Fig. 17 oferece ainda outra perspectiva para o problema. As curvas representam para um intervalo de variação típica de FS próximo à unidade, as mudanças de ΔFS em função das variações do Fator Ângulo do Talude ΔX , para valores constantes de Y . Uma importante conclusão se deduz daí:

As curvas são tão proximamente paralelas que podemos admitir, na maior parte das situações, que a *variação no Fator de Segurança em função de variação no Fator do Talude* ($\Delta FS/\Delta X$) é *aproximadamente constante e independente de Y* . Sugere-se um valor de $FS \approx 0,022 \pm 25\%$ por grau de variação no Fator do Talude.

Esta conclusão comprova o conceito acima estabelecido de que, mesmo com erros grandes das hipóteses, os efeitos das mudanças de condições podem ser determinados relativamente bem. Os valores de Y variaram numa relação de cerca de 1:6, podendo significar um possível erro na estimativa da coesão (e portanto de Y), num intervalo de 2,5 vezes; no entanto, a variação $\Delta FS/\Delta X$ permaneceu razoavelmente constante. Desde que o efeito prejudicial nos taludes possa ser definido através de uma alteração ΔX , conforme discutiremos mais adiante, podemos concluir que estão satisfatoriamente delineados os critérios para decisões de ordem prática.

Naturalmente, se em um talude "drenado" sem infiltrações, a profundidade do aterro for aumentada de tal modo que seja atingida a rutura, a única solução para estabilizar o talude é abatê-lo. A Fig. 18 mostra, para diversos valores de Y , que alterações ΔFS são alcançáveis em função de abatimento Δi dos ângulos dos taludes. As curvas apresentam maior interesse nas proximidades de $FS=1$, portanto constituimos o gráfico da Fig. 18a com o objetivo de avaliar o abatimento Δi , necessário para melhorar o Fator de Segurança da ordem de 0,2. Concluímos que para um intervalo de $15 < Y < 50$, o abatimento deve ser da ordem de $10 < \Delta i < 7,5^\circ$.

Numa rutura típica em solos residuais e saprolíticos, admite-se que o principal efeito nos parâmetros de resistência ao cisalhamento consiste numa queda brusca da "coesão" (11), o que se reflete de maneira direta no valor de Y . Contudo, é provável que ocorram alterações gradativas no valor de ϕ , desde o de "pico" até o denominado "ultimate" por Taylor (20% de deformação no triaxial) e mesmo além, até o ϕ "pseudo-residual" ou mesmo o ϕ "residual": esta variação conduz a acréscimos de X . Além disso os próprios movimentos do escorregamento tendem a reduzir H (e Y), embora geralmente muito pouco, e também a causar um abatimento

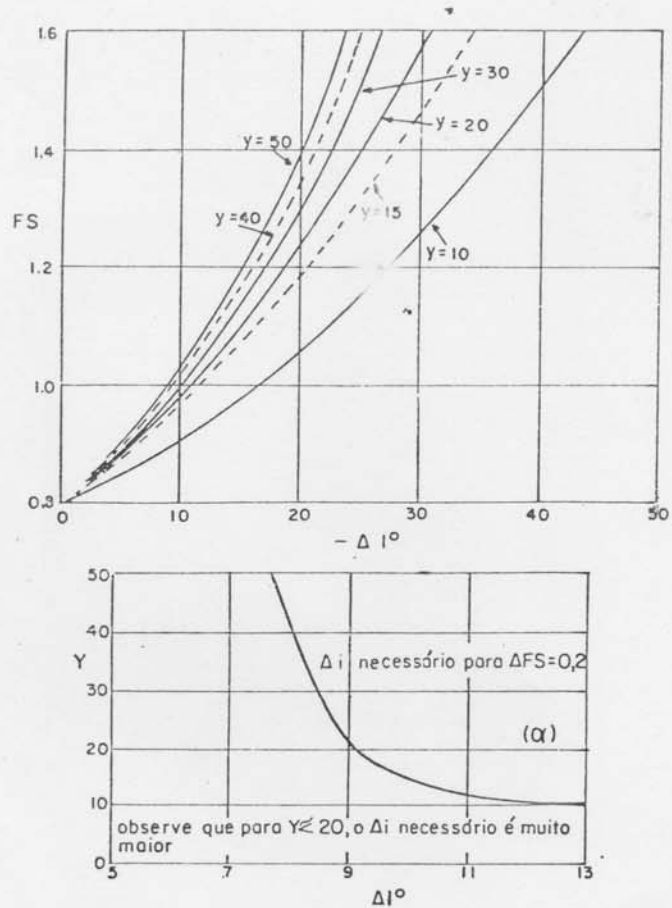


Fig. 18. Abatimento de um talude drenado, rompido, como medida de estabilização. Abatimento para $\Delta FS = 0,2$.

natural do talude, ou seja um pequeno decréscimo em X .

Para acompanhar essas prováveis modificações e portanto, determinar qual o abatimento adicional ΔX necessário para estabilizar o talude rompido, pode-se lançar mão da Fig. 17, conforme assinalado.

1.2 Talude drenado estável, tornado instável pela elevação do N.A. (infiltração de chuvas em área remota a montante)

Pondo de parte a frequente necessidade de ajustar os parâmetros de resistência para incluir os efeitos de "encharcamento", princi-

palmente afetando as pressões neutras de sucção e a coesão aparente, este problema pode ser tratado da mesma forma que os casos mostrados a seguir (Problema 2), presumindo-se que seja conhecida a altura do nível d'água. As variações do FS em função do aumento da relação H_w/H , podem ser obtidas diretamente da Fig. 19, conforme mostramos a seguir.

As três questões de principal importância prática, são:

a) Qual a queda do FS em função do aumento no nível d'água ΔH_w ?

Estamos com um caso de altura de talude H fixa, e de variação no FS provocada apenas pelas variações de X , $\Delta FS \Delta X$. Sabendo-se que para o caso de linhas de fluxo horizontais $X=i - \phi[1,2 - 0,5 H_w/H]$, podemos demonstrar facilmente que

$$\Delta FS \Delta X = \frac{(\delta FS)}{\delta X} (0,5 \phi \frac{(\Delta H_w)}{H}) \quad (1)$$

b) A segunda questão é: se a elevação do nível d'água reduzir a estabilidade do talude, quanto ganharíamos no FS abatendo o talude? Este valor pode ser obtido simplesmente a partir de equação

$$FS = \frac{(\delta FS)}{\delta X} \Delta i$$

visto que, mantidos fixos todos os outros fatores, temos

$$\Delta X = \Delta i$$

c) Finalmente, um dos tratamentos que deve ser avaliado quantitativamente, é o de fazer rebaixar e retroceder (para trás da zona instabilizável) o lençol d'água N.A. por meio de drenos subhorizontais no pé do talude; o ΔH_w necessário para um determinado ΔFS desejado pode ser calculado diretamente da equação (1).

Nestas expressões, o valor de $\delta FS/\delta X$ já foi avaliado em aproximadamente $0,022 \pm 25\%$ por grau de ângulo de inclinação.

Conforme se explicará melhor sob o Problema 2 a seguir, para o caso em que se assume uma condição hidrodinâmica de abaixamento do invés de linhas de fluxo horizontais, a expressão (1) terá que adotar o fator $(0,5\phi)$ segundo Hoek⁸.

1.3. Caso desfavorável de estabelecimento de rede de fluxo de infiltração pluvial na cunha de ruptura

Um dos casos críticos que deve ser considerado é aquele em que grandes infiltrações originam uma rede de fluxo na direção do pé do talude (Fig. 20). A situação crítica corresponde a um contorno impermeável iniciando no nível do pé do talude; a figura mostra duas situações limites do ponto de vista teórico-prático: (a) Camada impermeável horizontal no fundo e (b). Contorno impermeável (ou linha de fluxo inferior de interesse) acompa-

nhando essencialmente a círculo crítico de ruptura.

Uma comparação entre as pressões neutras do contorno, nas duas alternativas, mostra que a diferença entre as mesmas é de segunda ordem.

Consequentemente, adotamos a hipótese de camada impermeável horizontal para avaliar as condições obtidas para diversos taludes com este tipo de infiltração, em comparação com os três casos básicos de Hoek, de talude "drenado", talude com rebaixamento normal e talude com fluxo de água horizontal. As comparações nas três situações de rede de fluxo, foram baseadas numa elevação do nível d'água coincidente com o nível original do terreno ($H_w=H$).

No aguardo do desenvolvimento de ábacos de estabilidade mais completos, deve-se enfatizar que os resultados atuais já fornecem indicações de grande interesse. Por exemplo a queda ΔFS do fator de segurança devido à infiltração, em relação à condição inicial do talude drenado, é essencialmente constante, independentemente de inclinação do talude (35° a 65°). Para inclinações de até 45° aproximadamente, as forças neutras resultantes no plano de ruptura, são cerca da metade daquelas encontradas no caso de linhas de fluxo horizontais e rebaixamento normal: portanto, poderia sugerir-se a adoção temporária do ábaco de Hoek para $X=i - 0,8\phi$, para estimar problemas de estabilidade desta natureza, posto que $H_w/H=1$.

É interessante notar, contudo, que para taludes mais íngremes (por ex. 55° , 65°), a rede de infiltração fornece quase o mesmo resultado que o caso muito desfavorável de linhas de fluxo horizontais, $X=i - 0,7\phi$, enquanto que a rede de rebaixamento se torna significativamente mais favorável.

Não se pode jamais dar ênfase suficiente à grande importância de evitar infiltrações próximas ao talude.

Problema 2. Topografia Horizontal. Talude escavado abaixo do N.A.

Nesses casos, a situação mais comum é, geralmente, a de aprofundar a escavação com inclinação constante i , sendo de interesse determinar o ΔFS à medida que se atinge a pro-

fundidade $H=H_0+H_w$ onde H_0 é a profundidade até o nível d'água e H_w a profundidade adicional abaixo do nível d'água.

Acima do N.A. — Temos simplesmente a variação ΔFS_{AY} como mudança no FS em consequência da variação de Y , tendo em vista que o Fator X não possui qualquer fator dependente de H .

Assim $\Delta FS = \Delta FS_{AY} = (\gamma/c)(\delta FS/\delta Y) \Delta H$
Abaixo do N.A. — É necessário subdividir em dois casos, análogos por um lado a uma escavação muito rápida e por outro a uma escavação suficientemente lenta para conseguir o rebaixamento gradual por drenagem gravitacional.

2.1 Escavação rápida

Essencialmente equivalente a um caso extremo no qual o fluxo horizontal altamente preferencial estabelece um conjunto de linhas de fluxo praticamente horizontais.

$$FS = f(x, y)$$

$$\Delta FS = \frac{\delta FS}{\delta x} \cdot dx + \frac{\delta FS}{\delta y} \cdot dy$$

porém

$$Y = \frac{\gamma}{c} H = \frac{\gamma}{c} (1 + H_w/H_0) H_0$$

$$\frac{\delta y}{\delta (H_w/H_0)} = \frac{\gamma}{c} H_0 \text{ e } \Delta y = \frac{\gamma}{c} \Delta H_w$$

$$FS = f(Y) \quad FS = f(\Delta Y)$$

$$\Delta FS_{AY} = \frac{\Delta FS}{\Delta Y} \cdot \Delta Y = \frac{(\delta FS)}{\delta Y} (\gamma/c) \Delta H_w \quad (2)$$

Da mesma maneira, usando o valor de X recomendado por Hoek⁸.

$$X = i - \phi \left[1,2 - 0,5 \frac{H_w}{H_0 + H_w^2} \right], \text{ obtemos}$$

$$\frac{\delta X}{H_w \delta} = 0,5 \phi \left[\frac{H_0}{(H_w + H_0)^2} \right]$$

$$\Delta FS_{AX} = f(\Delta X) = \frac{\Delta FS}{\Delta X} \cdot \Delta X$$

$$= \frac{(\delta FS)}{\delta X} (0,5 \phi) \frac{H_0}{(H_w + H_0)^2} \cdot \Delta H_w \quad (3)$$

Assim, baseando-se nas recomendações do Ábaco de Estabilidade de Hoek, concluímos que para a modificação global no FS:

$$\Delta FS = \frac{(\delta FS)}{\delta Y} (\gamma/c) \Delta H_w + \frac{(\delta FS)}{\delta X} (0,5 \phi) \frac{H_0}{(H_w + H_0)^2} \Delta H_w \quad (4)$$

Incidentalmente, ao analisarmos os princípios das correções de submersão propostos por Hiek, concluímos que a constante acima (0,5 ϕ) foi grosseiramente estabelecida para materiais rochosos de peso específico $\gamma \approx 2,5$ t/m parecendo-nos razoável um ajustamento do valor 0,5 para 0,5 (2,5) de modo a atender aos

vários pesos específicos que possam ocorrer.

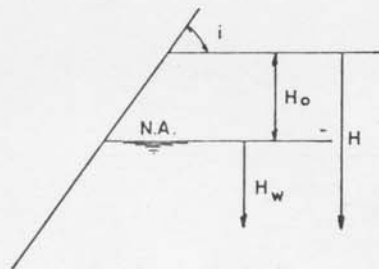
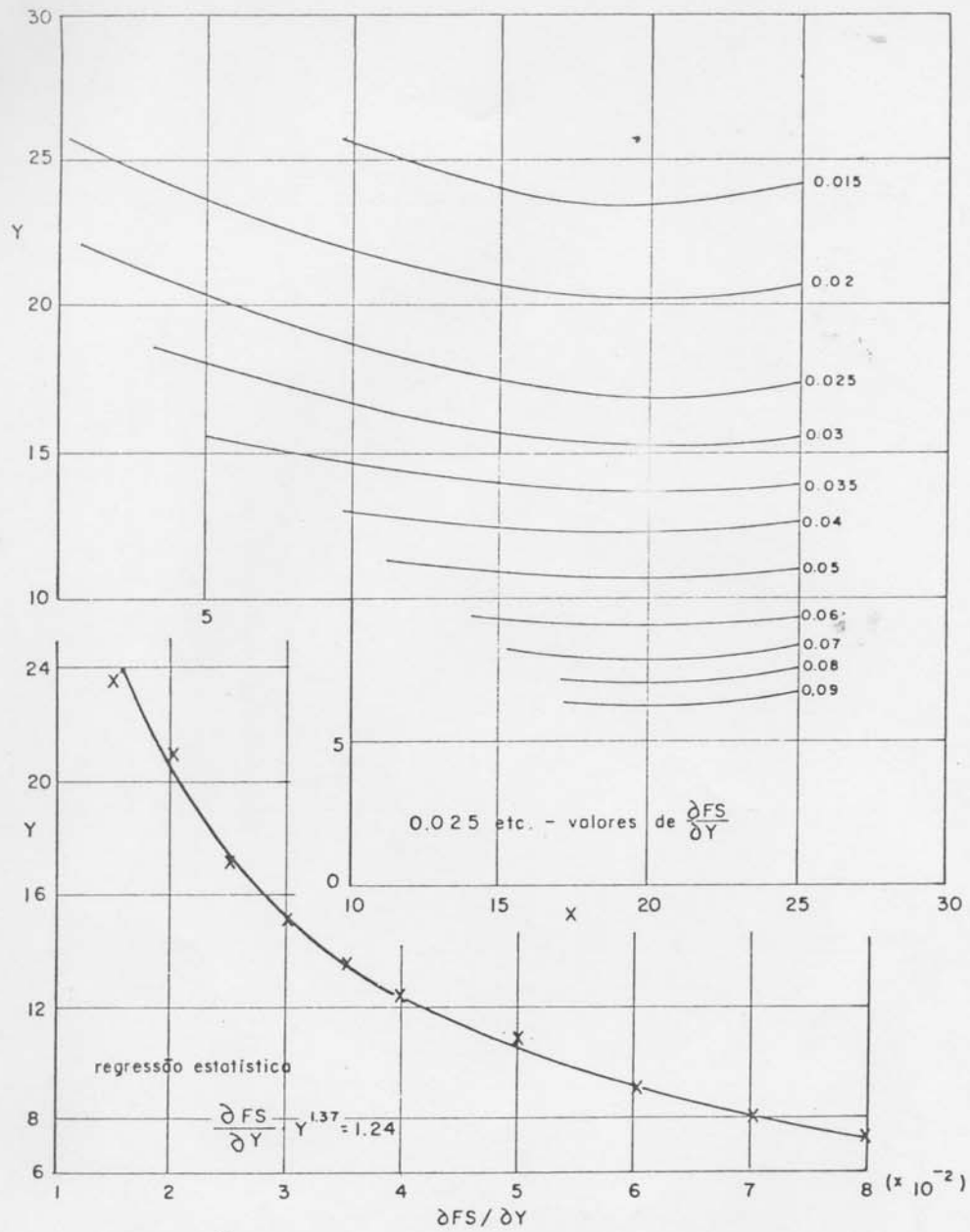
Para a finalidade de estimar os valores de ΔFS_{AY} procurados através das equações (2), (3) e (4), preparamos a Fig. 20 baseando-nos no Ábaco de Estabilidade de Hoek para rutura circular. Para cada par de parâmetros (X , Y) estimado, pode-se obter facilmente o valor de $\delta FS/\delta Y$ a partir deste ábaco. Merecerá interesse acrescentar-se que os valores de $\frac{\delta FS}{dY}$ satisfazem funções exponenciais do tipo $(\frac{\delta FS}{dY}) (Y)^n = C$ e que através de uma regressão estatística encontramos para $X=25$ o valor $(\frac{\delta FS}{dY}) (Y^{1,37}) = 1,24$ (ver Fig. 19).

2.2 Escavação lenta

De acordo com o Ábaco de Hoek, permitindo-se o abaixamento do nível d'água, a Função Ângulo do Talude se aproxima de

$$X = i - \phi \left(1,2 - 0,3 \frac{H_w}{H} \right)$$

Portanto, as condições correspondentes podem ser facilmente estabelecidas, simplesmente substituindo-se a constante 0,5 por 0,3 ou



$$\Delta FS = \frac{\partial FS}{\partial Y} \cdot \frac{Y}{c} \Delta H_w +$$

$$\frac{\partial FS}{\partial X} (0,5 \varphi) \cdot \frac{H_o}{(H_w + H_o)^2} \Delta H$$

Fig. 19. Aumento de profundidade com i constante, abaixo do nível d'água. Valores de $\delta FS / \delta Y$ necessários para calcular o ΔFS global.

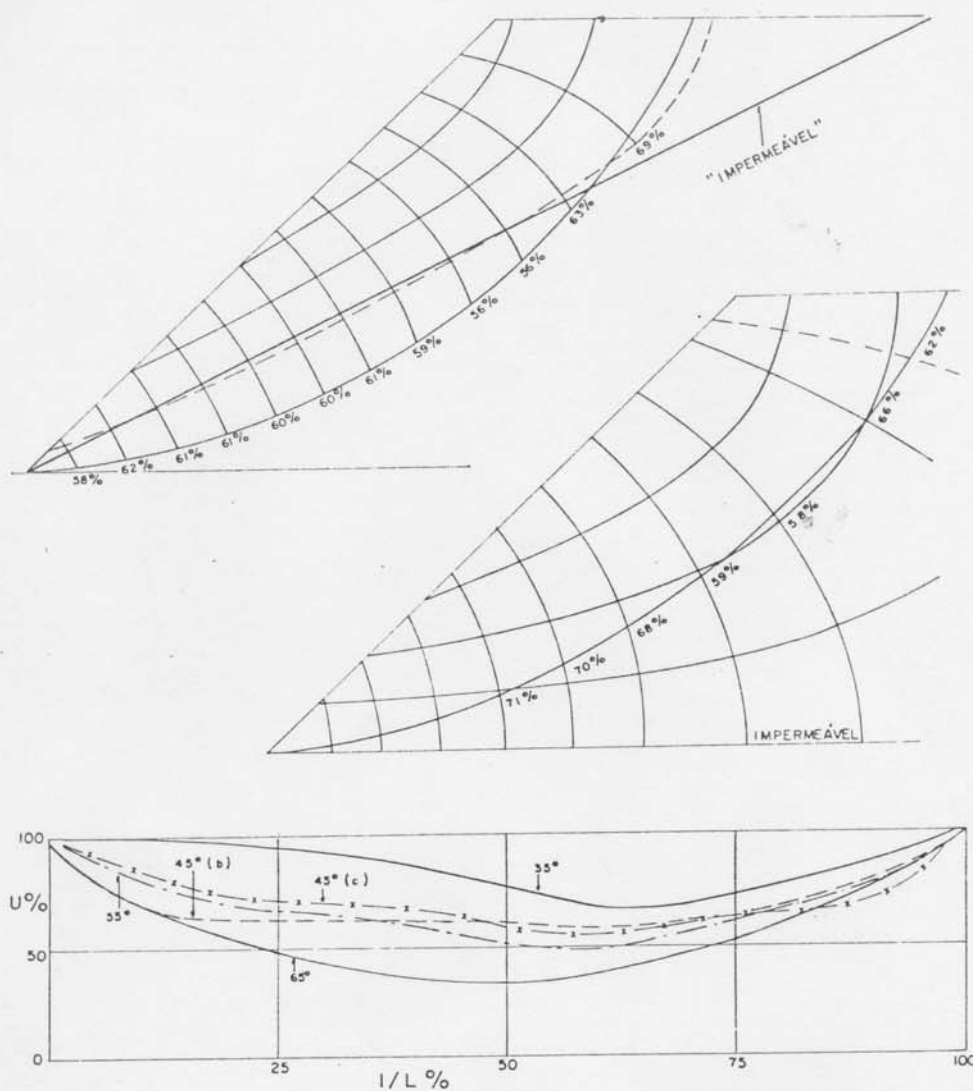


Fig. 20. Redes de Fluxo para infiltrações nas imediações do talude e pressões neutras no contorno, em comparação com o caso de fluxo horizontal.

possivelmente conforme sugerimos poder ser mais apropriado, substituindo-se $1,25/\gamma$ por $0,75/\gamma$.

Temos ressaltado constantemente que um dos fatores mais frequentemente responsáveis pela instabilização de taludes escavados é a velocidade com que os equipamentos modernos permitem proceder à escavação sem propiciar o

tempo necessário para o ajustamento das pressões neutras. Isto ocorre principalmente quando a escavação é feita abaixo do nível freático — nesse caso, as condições geradas são semelhantes àquelas (e mais desfavoráveis ainda) que ocorrem na face de montante de barragens de terra quando do rebaixamento rápido do nível da represa.

Problema 3. Problemas de Taludes Infinitos e de Escavação de Taludes em Taludes Naturais

3.1 Postulados da estabilidade de Taludes Infinitos. Rede de fluxo Paralela à Superfície do Terreno.

Uma das situações mais representativas do grande número de escorregamentos ocorridos ao longo dos extensos taludes de granito-gnaisses decompostos da íngreme Serra do Mar, com seus 800 m de desnível, é o caso de escorregamento típico de talude infinito, conforme mostramos na Fig. 21.

Baseando-nos nos registros de que escorregamentos coincidem com chuvas pesadas, assinalando-se centenas de escorregamentos durante uma chuva mais pesada do que a usual, parece-nos que podemos postular um princípio fundamental da Natureza, isto é, que na maioria dos taludes íngremes saprolíticos, em que a decomposição avança em profundidade na face rochosa original e sofre escorregamentos rasos sucessivos, em cada época o talude existente apresenta um Fator de Segurança muito próximo de 1 perante as condições críticas a que fica sujeito. O intemperismo proporciona uma perda de resistência gradual, e fatores como chuvas ocasionais dão origem a infiltração, ascensão do nível d'água e perda de coesão, em conjugação que de vez em quando conduz uma determinada zona de inclinação contínua a uma situação crítica que leva à ruptura.

Obviamente, nas vizinhanças de uma determinada área que sofreu ruptura, por exemplo, correspondente a um período de recorrência de 1:100, isto é, uma vez numa centena de anos, existe uma série de outras áreas similares que estariam à beira da ruptura (fatores de segurança ligeiramente maiores do que 1), mas que perdem oportunidade de seguir o destino final inevitável de peneplanização, até que a próxima chuva com chance de ocorrer em 1:100 anos ocorra, quando a resistência tenha sido um pouco mais degradada, ou ocorra uma infiltração ligeiramente mais intensa digamos correspondente a período de recorrência de 1:200 ou 1:500 anos. Na verdade, o quadro real é bastante complexo, incluindo-se recorrências estatísticas de numerosos fatores além das chuvas, tais como intensidade e persistência das chuvas, atividade sísmica, etc., superpostos sobre fenômenos contínuos a lon-

go prazo tais como a decomposição, a abertura gradual de fissuras após prolongados rastreamentos superficiais ou contração por secagem, mudanças lentas ou rápidas da cobertura vegetal, etc. Contudo, os princípios aplicáveis são exatamente os mesmos e serão considerados aqui apenas com relação à elevação do nível d'água devido à infiltração, tendo em vista que no caso estudado este é o principal fator prejudicial.

Assim, como primeiro passo, numa situação hidrológica e geológica de tal natureza, sugerimos que taludes naturais representativos sejam "retro-analisados" com o objetivo de determinar os parâmetros médios ponderais de resistência ao cisalhamento a considerar aplicáveis, admitindo-se fatores de segurança razoavelmente prováveis situados no intervalo $1,0 < FS < 1,2$ para os taludes devidamente inspecionados e equilibrados. Obviamente, se existirem taludes que atingiram a condição de $FS = 1$ nos últimos anos, um incremento infinitesimal de era geológica, deverão existir outros taludes com $FS > 1$ à espera do amadurecimento do seu tempo geológico. Temos nos defrontado frequentemente com a atitude tão aparentemente óbvia quanto mais obviamente falsa, de que quanto mais íngreme o talude, menor o fator de segurança: e parece desnecessário ter de refutar esta premissa. Na maioria das vezes ao longo da nossa faixa montanhosa, os taludes mais íngremes são precisamente os mais estáveis, abrangendo o material virgem mais são remanescente imediatamente sob uma cicatriz de escorregamento, enquanto os taludes mais brandos usualmente configuram os depósitos de talus, obviamente com FS cerca de 1 sob condições de nível d'água elevado.

Em resumo portanto, defrontamo-nos com três etapas preliminares na interpretação de taludes naturais em material alterado. Primeiro, que FS aproximado devemos atribuir ao talude sob prováveis condições críticas dentro do ciclo histórico curto. Segundo, que condição crítica geradora de instabilização (por ex. elevação do nível d'água) devemos admitir ter prevalecido associada com $FS = 1$ durante o curto ciclo histórico em questão. Terceiro, que parâmetros de resistência presumíveis podemos obter das duas hipóteses acima, não para aplicação isolada, em diferentes problemas de engenharia e sim para uma análise, em ciclo fechado, das modificações dos Fatores de Segurança do talude em função das mudanças de condições

impostas para o mesmo talude. Numa tal sequência bem simples de análises reside um princípio e *critério fundamental de projeto* que nos cabe recomendar para previsões e decisões relativas à estabilidade de taludes em saprelitos e solos residuais.

Com relação às hipóteses feitas para o FC, apesar de estarmos correndo risco de parecer jocoso e/ou infantil, recomendamos nada mais sofisticado do que a *observação dos movimentos* ou das aparências dos movimentos²⁵. As indicações fornecidas por meio de árvores inclinadas ou eretas (Fig. 22 e 23) são tão antigas quanto as colinas (por ex. Taylor, 1948 et omnia alia). Esas indicações tem sido usadas por nós com relativo sucesso estatístico, visto que nenhum talude chega a condições próximas do $FS=1$ sem que ocorram movimentos e inclinações das árvores: nenhum talude pode atingir $FS \approx 1$ sob uma infiltração de recorrência de 1:100, sem ter passado digamos por $FS \approx 1,05$ (acompanhado dos movimentos respectivos) sob infiltrações de recorrência 1:10 $FS \approx 1,10$ sob infiltrações mais frequentes de recorrência 1:1, e assim por diante, nas décadas de história registradas pelas árvores. Notemos, contudo, que deve ser observada uma certa discreção na escolha das árvores de modo a se obter indicações satisfatórias, pois, alguns árvores podem se inclinar em decorrência de outros fatores, como o vento, a busca de espaço vital, etc. e a maioria dos fatores tende, cumulativa-

mente, na direção de talude abaixo sem significar, no entanto, instabilidade do talude (cf. Fig. 24).

Em segundo plano, no tocante às hipóteses admitidas para c e ϕ , já dissemos que os valores de ϕ aplicáveis devem ser estimáveis dentro de imprecisão inferior a $+5^\circ$ e assim, a partir da estabilidade geral presumida, pode-se determinar o valor de c provável conjugado. Poderão ser obtidos, sem qualquer dificuldade, três ou mais conjuntos de valores possíveis de (c, ϕ) , satisfazendo o fator de segurança admitido. Conforme temos demonstrado repetidamente, em qualquer situação a maioria das conclusões sobre mudanças de condições não depende tão incisivamente da escolha "correta" de (c, ϕ) provável, de entre tais conjuntos alternativos prováveis.

Finalmente, temos que admitir algo com relação às condições de lençol freático e às condições de fluxo da água subterrânea que se postulará serem críticas à estabilidade do talude. Segundo Deere a Patton (6) "É a existência de uma sequência de zona de baixa resistência e baixa permeabilidade, sobrejacentes à uma zona de alta permeabilidade, ambas paralelas à superfície do terreno, o principal aspecto persistente que se associa aos problemas de instabilidade de taludes em solos residuais" e, "o nível piezométrico da água na zona permeável de rocha alterada, pode se estender acima da superfície do terre-

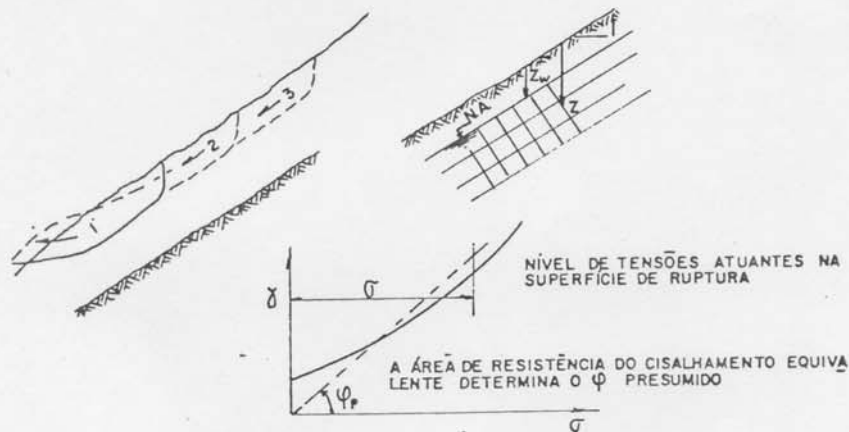


Fig. 21. Esquema das hipóteses de estabilidade de um talude infinito.

no". De fato, não existem limites para o que pode vir a ocorrer: porém, não conseguimos nos nossos registros ou na nossa concepção do problema, qualquer prova que ratificasse essas hipóteses de modo que as mesmas pudessem ser encaradas como caso geral. Ao longo de um talude infinito, a rutura não ocorre única ou predominantemente junto ao pé, conforme presumiram Deere e Patton, na sua hipótese de artesianismo; em qualquer ponto do talude, uma combinação de fatores ligeiramente mais desfavoráveis aciona a ruptura. Se o horizonte superior maduro for mais impermeável, isto se aplica tanto para a parte superior do escorregamento em potencial, onde o manto impermeável constitui-se numa condição favorável porque reduz a infiltração, como para a parte inferior do escorregamento, em que a impermeabilidade constitui-se numa condição desfavorável, proporcionando condições de artesianismo. Ou, se o mesmo for mais permeável (mesmo deixando de lado por questões de argumentação a continuidade com relação à profundidade do comportamento do horizonte decomposto), isto se aplicaria tanto para a parte superior como para a inferior.

Um fenômeno que ocorre indiscriminadamente em centenas de áreas ao longo dos taludes infinitos, não é provável que se deva a condições artesianas. Ao invés, propomos duas hipóteses básicas que podem ser de aplicação mais geral:

- 1) a percolação nos horizontes de solo maduro e residual é predominantemente paralela ao talude infinito;
- 2) a profundidade até o nível freático varia com a infiltração e, frequentemente, a situação mais crítica corresponde à elevação do nível freático até próximo à própria superfície do terreno.

A partir dessas hipóteses podemos estabelecer certos parâmetros básicos, por meio das relações sobre taludes infinitos decorrentes do círculo de Mohr. A obliquidade de tensões é dada por:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} \phi_p}{FS} = \frac{(Y)}{Y - Y_w} \operatorname{tg} i$$

de onde se determina o ϕ_p ponderado presumido, ou

$$\operatorname{tg} \phi_p = \frac{(Y)}{Y - Y_w} \operatorname{tg} i$$

e, conforme vemos na Fig. 21, se a faixa de tensões normais for avaliada a partir da profundidade de escorregamento admitida, a resistência média, $\operatorname{tg} \phi_p$, poderá ser redistribuída em conjuntos de valores compatíveis de (c, ϕ) .

O ϕ mais provável nas aplicações é o ϕ drenado, exceto nos casos especiais em que a previsão de um movimento de escorregamento rápido e uma curva de tensão-deformação de solo relativamente "sensível", "colapsível", justifiquem o aparecimento de pressões neutras devido ao cisalhamento; nesses casos, seria mais indicado utilizar algum ϕ adensado rápido anisotrópico apropriado. Recentemente, tivemos oportunidade de testemunhar um escorregamento violento de 500.000 m³ de material, evidentemente associado com fenômenos de liquefação. Podemos afirmar, porém, que um caso desses representa uma ocorrência rara, de frequência muito menor do que 1 em 100, segundo uma estimativa dos casos de nossa experiência. Portanto, devemos sempre analisar o caso geral, em que o nível freático, paralelo ao talude, se encontra temporariamente a uma profundidade Z_w . Interessa-nos então examinar novos valores do fator de segurança FS para profundidade, comparando-os com o fator de segurança crítico FS₀, admitido para o talude com nível freático coincidente com a superfície do terreno. (Excluindo temporariamente, para simplicidade de exposição, a tensão neutra capilar).

Acima do N.A.

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} i$$

$$FS_z = \frac{\operatorname{tg} \phi_p}{\operatorname{tg} \alpha} = FS_0 \frac{(Y)}{Y - Y_w}$$

Abaixo do N.A. - Introduz-se novas obliquidades por causa da mudança da tensão efetiva de peso de terra.

$$\operatorname{tg} \alpha_z = \frac{1}{[1 - Y_w/Y \cdot Y_w Z_w/YZ]} \operatorname{tg} i$$

e assim obtemos,

$$\frac{FS_z}{FS_0} = 1 + \frac{Y_w Z_w}{(Y - Y_w)} \cdot Z$$

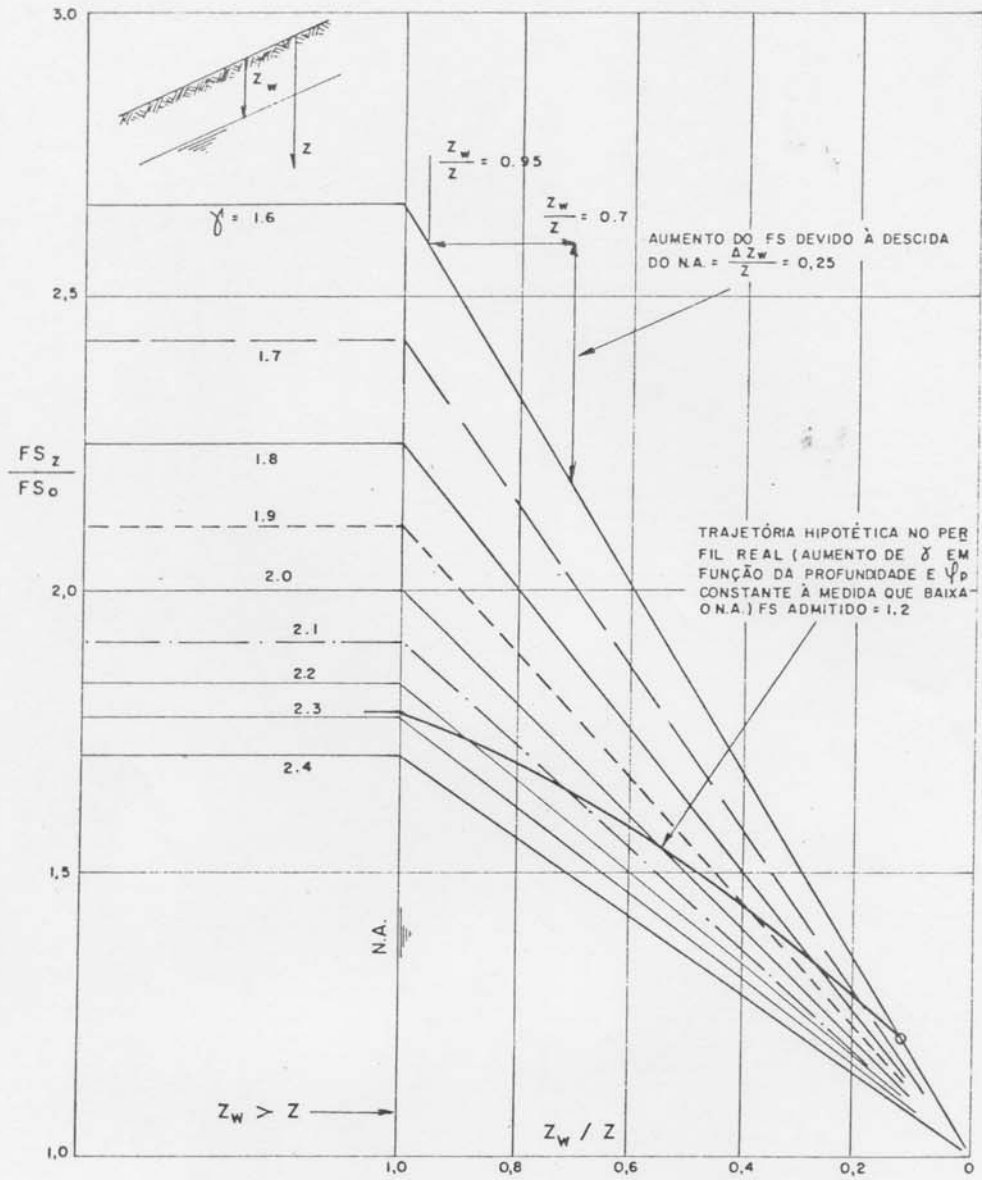


Fig. 25. Variação de FS para Talude Infinito supondo-se uma superfície hipotética de rutura na profundidade Z, constante, à medida que varia o nível d'água, Z_w .

A Fig. 25 foi preparada para indicar a variação do fator de segurança FSz em função de Zw/Z para diferentes valores do peso específico Y do solo admitindo-se um valor provisório constante de ϕ_p . Como supomos constante o valor de ϕ_p , o gráfico se aplica apenas para a investigação da variação do FS numa determinada superfície de ruptura hipotética a uma profundidade Z (estimada pela Fig. 27),  medida em que varia o nível d'água (o que afeta Zw e portanto a relação Zw/Z na profundidade constante Z).

A variação do peso específico do solo em função da profundidade possui um efeito um pouco maior do que se poderia suspeitar à primeira vista. Incluímos uma trajetória hipotética de modo a mostrar como se pode facilmente adaptar o uso do gráfico ao caso de Y variando com a profundidade, conforme acontece tipicamente nos perfis de solos residuais e saprolíticos. Contudo, a variação mais significativa será a de ϕ_p (Fig. 27).

Sabendo-se que uma das principais medidas de estabilização de taludes é o rebaixamento do N.A. (proporcionando uma camada impermeável para evitar infiltração e forçando a drenagem a partir do p de taludes ou mediante galerias)  interessante ressaltar que os ábacos permitem a obtenção direta (Fig. 25) da mudança do fator de segurança FSz/FS0 para uma mudança de Zw/Z decorrente de variação do N.A.

3.2 Ajustamento para uma representação realística da variação de resistência com a profundidade

As equações de resistência ao cisalhamento aplicadas a saprolitos tem rotineiramente seguido sem qualquer inquirição a forma tradicional da equação $s=c+\sigma \text{tg } \phi$. O nico problema tem sido a subdivisão em horizontes aos quais atribuir as diferentes equações e, dentro de cada horizonte, decidir quais os parâmetros médios a serem adotados para esse material de grande heterogeneidade.

Contudo, deve-se chamar a atenção para o fato de que a verdadeira representação da resistência ao cisalhamento aplicável aos problemas de estabilidade de taludes em solo residual e saprolítico (deixando de lado temporriamente as fraquezas das descontinuidades reliquias), é a *envoltória côncava ascendente*, conforme podemos ver na Fig 27 para um modelo es-

quemtico, obtido dos dados publicados por Hamrol em 1961⁶. Após usar as amostras A, B, C, . . . , obtidas em várias profundidades, para a determinação de cada envoltória de resistência Mohr-Coulomb aplicável a cada amostra e também o grau de alteração, somos obrigados a raciocinar que a equação principal (s, σ) a ser escrita para um problema de estabilidade de taludes  $ds/d\sigma$ (YZ) e, não $ds/d\sigma$ em que $d\sigma$ seria um incremento de tensões extrínsecas. É bastante diferente do caso relativo a fundações em que ds/σ realmente predomina: o uso de vários ensaios triaxiais para diferentes valores de σ 3 é simplesmente um meio de determinar da maneira mais adequada, os valores "in situ" que devem ser atribuidos a cada amostra no YZ respectivo "in situ" (o qual sofrerá as mudanças antecipadas durante a corncia da construção ou solicitação que cause ou possa causar a ruptura que está sendo discutida).

Embora não tenhamos nos referido  influência da fraqueza de estrutura reliquiar por causa da impossibilidade de generalizar e especialmente tendo em vista as orientações e mergulhos, devemos recordar que estas restringem e condicionam, de maneira bastante significativa, a possibilidade da expressão (s, σ) se entender para cima, no gráfico de tensões, além de um determinado ponto.

Este conceito tem sido adotado por nós há vários anos para análise de estabilidade de numerosos taludes naturais em granito-gneiss decomposto e recomendamos o seu uso, tendo em vista que o mesmo tem demonstrado uma utilidade prática bastante consistente. Por exemplo, este método permite estimar a profundidade de deslizamento mais provável (e, conseqüentemente, o volume de escorregamento mais provável) de ocorrer devido a uma elevação do nível freático decorrente do aumento de infiltrações. As curvas da Fig. 26 permitem obter a obliquidade das tensões  medida em que estas crescem, em função do tg i do talude drenado, e da elevação do nível d'gua. A condição de tangência  envoltória de resistência ao cisalhamento indica simultneamente, de modo aproximado, qual a elevação do nível d'água que provocaria a ruptura, e em que profundidade ocorreria a obliquidade crítica. A Fig. 27 mostra um desses casos. Estimando a profundidade de escorregamento mais provável conforme sugerimos acima, podemos estabelecer o volume provável de material escorregado, e assim empregar o critério

de projeto de se preparar para enfrentar prováveis rupturas²². Com relação à velocidade de escorregamento provável, é possível obter indicações apenas grosseiras, a partir da natureza da curva tensão-deformação e de um Índice de Friabilidade³ que indica a perda de resistência em função da deformação e, finalmente, através do acompanhamento dos dados fornecidos pelo ensaio triaxial quanto à velocidade de desenvolvimento da pressão neutra em função da deformação além da resistência de pico.

Por sinal, a perda de resistência com o tempo, devido ao processo contínuo de decomposição, tem sido frequentemente mencionada como um fator de instabilização de taludes em saprolitos, porém nós desconhecemos qualquer tentativa de quantificação de tal aspecto. Parece-nos importante, do ponto de vista da conceituação de engenharia moderna, que se temos que formular estimativas em termos de valores econômicos e de riscos, devemos nos preocupar em estimar de certo modo, as escalas de tempo dessas tendências geológicas.

Parece-nos que poderá merecer interesse um estudo estatístico das profundidades de decomposição atualmente registradas subjacentes a camadas basais de matações e seixos. Admite-se que esses seixos basais que sobrevivem atualmente em diversos perfis na forma de uma "linha de seixos", sejam considerados geomorfologicamente como o primeiro material depositado, após a reversão do ciclo de erosão intensa que atingiu a rocha sã, mudando para uma primeira fase de deposições a partir das velocidades de fluxo gradualmente decrescentes. Sabendo-se que a era ou idade geológica em que ocorreram mudanças hidrológicas significativas pode frequentemente ser estimada em grau de aproximação adequado, deverá ser possível estimar o tempo necessário para que a espessura de decomposição tenha se desenvolvido até a profundidade atual do novo topo de rocha sã. Coletando um número suficiente de casos para possibilitar uma análise estatística do problema, poderemos verificar a lei de variação com o tempo (provavelmente exponencial) de melhor ajuste e, conseqüentemente,

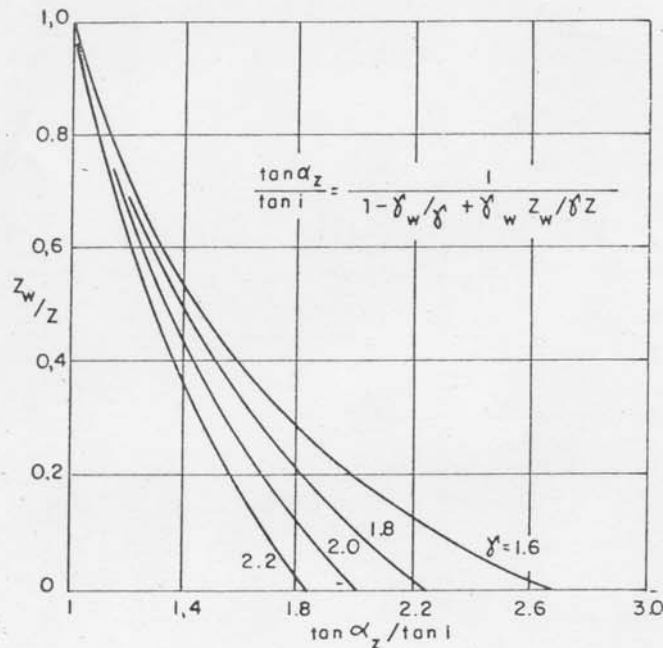


Fig. 26. Aumento na Obliquidade de Tensões na Profundidade Z , em função da Elevação do Nível Freático ($Z_w \rightarrow 0$, $Z_w/Z \rightarrow 0$).

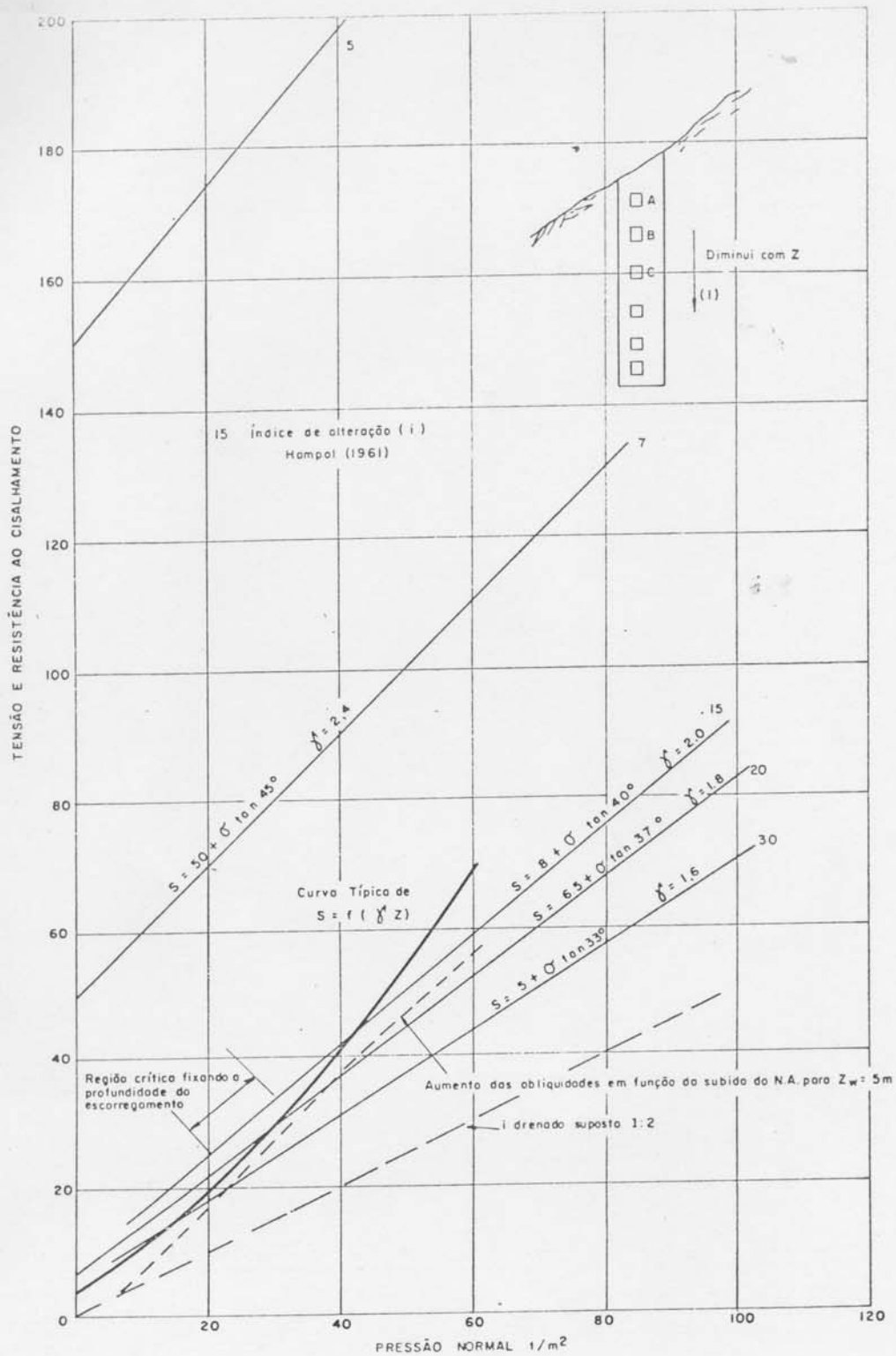


Fig. 27. Representação apropriada da Equação de Resistência $S = f^{120}(\gamma, Z)$ para um Perfil Típico de Saprolito e Indicações de Profundidade e Volume de Escorregamento.

obter uma estimativa do processo de alteração durante a vida útil da obra em questão. A perda de resistência poderá ser estimada por meio da extrapolação da curva resistência vs. profundidade (Fig. 27), para o lado esquerdo do eixo correspondente a profundidade igual a zero.

3.3 Talude Escavado em Talude Natural

Este caso apresenta interesse para a maior parte dos problemas práticos tal como ficou patenteadado nos estudos básicos para o projeto da Rodovia dos Imigrantes interligando São Paulo e Santos, descendo 800 m em cerca de 14 km. Infelizmente, caso análogo não havia sido tratado em qualquer Ábaco de Estabilidade existente. Para contornar a situação empregamos o artifício simples, exemplificado pela Fig. 28, de modo a poder fazer uso dos ábacos existentes: é interessante notar que em todos os casos deste tipo, de todos os artifícios de cálculo de que se pode lançar mão, parece que o que está menos sujeito a erro é aquele que se baseia em manter essencialmente o mesmo círculo hipotético de ruptura (tendo em vista que naquela superfície as forças externas são mais complexas) e calcular simplesmente as mudanças do momento de rotação do corpo sólido.

No aguardo de que oportunamente seja possível obter os resultados de um desenvolvimento metucioso de novos ábacos limitamos a completar para o presente trabalho o cálculo para um talude com inclinação de 45° e 10 m de profundidade, a partir de inclinações iniciais do terreno com i variando de 0, 10, 20 e 30°, e chegamos à conclusão de que a mudança global do FS, considerando-se topografia horizontal, é, em geral, um fator de segunda ordem (da ordem de 1 a 4%), em comparação com o fator de segurança de corte a partir de topografia horizontal.

Existe uma redução ΔFS correspondente à altura global maior $H + \Delta H$, atingida pela superfície de ruptura, porém as forças rotacionais são reduzidas pelo momento do triângulo de solo não existente acima de crista do talude. Portanto, lembrando que a profundidade de um talude de corte é sempre referida em função da altura cortada na face (H), resulta que a redução final ΔFS é ligeiramente menor do que se trabalhássemos com a altura total do círculo de ruptura e topografia horizontal hipotética.

Na mesma Figura, mostramos o nível freático de uma rede de fluxo típica, com o objetivo de ilustrar que para taludes infinitos, com nível d'água original paralelo ao talude, quando a escavação é muito rápida o próprio processo de corte pode conduzir ao rebaixamento do lençol, possibilitando a execução de um talude mais íngreme, sem resultar uma redução importante ΔFS , do Fator de Segurança. É muito grande o benefício de um ritmo de descida da escavação atenuado para ser compatível com a drenagem a descida do lençol freático.

Todos os casos citados anteriormente para topografia horizontal, poderão ser adaptados para cortes de taludes naturais (drenados, em que a drenagem não tem influência sobre a rede de fluxo; com rede de rebaixamento normal, ou com rede de infiltração) usando o mesmo artifício anterior para estimar ΔFS . Qualquer tratamento para estabilização, seja por meio de drenagem ou ancoragem, pode ser conduzido de modo muito mais eficaz com bases no critério de re-estabelecer o ΔFS prejudicado. É bastante comum observar o mau uso de tais medidas de estabilização, assim como o seu uso resultando em projetos extremamente antieconômicos, simplesmente por motivo da intenção, e da presunção de capacidade, de realizar através das metodologias convencionais de rotina as análises de estabilidade do talude ou do corte; enquanto isso o projeto baseado no cálculo simples da variação ΔFS , conduziria a resultados bastante satisfatórios, usualmente com grandes economias pelo fato de se eliminar o pessimismo corrente quando se trata do estudo de saprolitos e seu comportamento geotécnico.

Problema 4. Miscelânea, porém, entre o mais importante de tudo. Infiltração e Proteção da Superfície

O fator de maior importância na engenharia de solos residuais e saprolitos é a infiltração, responsável pela sua própria criação muito lenta, em condições ocasionais mais críticas, pela sua destruição, por remoção e transporte. Em todas as análises de estabilidade, tem sido enfatizada a extrema importância da subida e descida do nível freático. Além disso, quando se escava abaixo do N.A., entra em jogo a rede de rebaixamento com sua condição de drenagem; cessa um equilíbrio desde há muito existente, para dar lugar a uma nova condição de

Não devemos esquecer que a tarefa do Engenheiro Civil é de natureza bastante geral e que as especializações podem apenas ser empregadas corretamente, após a devida apreciação do problema global. Como exemplo, podemos mencionar a questão da cobertura de superfícies de taludes escavados com o objetivo de proteger simultaneamente contra infiltração e erosão. Em taludes mais íngremes, em que as coberturas de gramas não pegam e não vingam, temos observado o desenvolvimento de uma película natural de espessura milimétrica tanto de agentes químicos cimentícios como de espécies de musgos e fungos, que no conjunto funciona como agente de cimentação, constituindo-se num tipo de proteção muito eficaz: atualmente estão sendo empreendidos estudos para determinar que tipo de concentração química, bioquímica e vegetativa estaria em jogo, de modo a que se possa cogitar de incentivar o crescimento protetivo natural e barato (por umedecimento, fertilização, etc.), antes que incidam as fortes chuvas erosivas. Enquanto isto, tem-se observado que o problema principal relacionado com as canaletas de drenagem superficial em bermas (projetadas de modo a interceptar o "runoff" antes que a velocidade da água se transforme num agente de erosão), tem sido a limpeza das mesmas; um critério recente e que vem alcançando sucesso tem sido o dimensionamento hidráulico das valetas de modo que o "runoff", com ocorrência de cerca de duas vezes ao ano, atinja velocidades capazes de promover a auto-limpeza das canaletas.

Todos os principais, critérios e procedimentos de projeto relacionados sob o item 5.2, Problemas I a IV, vem sendo aplicados e desenvolvidos em nossas atividades de consultoria junto a algumas das grandes obras de ferrovias e rodovias brasileiras, e servem no presente trabalho como exemplos de uma conceituação prática aos problemas de saprolitos.

6. Conclusões

O principal objetivo deste trabalho foi catalizar novas idéias e procedimentos com relação à engenharia de solos aplicada aos solos residuais e saprolitos. Julgamos que em muitos aspectos ocorreu uma diferença acentuada entre os enfoques que por fatores históricos naturais surgiram para a solução dos problemas da "mecânica dos solos convencional", e se tem apli-

cado nos problemas de solos residuais. Engenheiros Cíveis de perspectiva ampla e bilhante criaram a Mecânica dos Solos chegando-se a ela a partir das necessidades da Engenharia Civil, e desenvolvendo a especialização como um meio para atender àqueles fins. Posteriormente ocorreu que Especialistas de Mecânica dos Solos tem procurado chegar-se às necessidades da engenharia civil nos solos residuais na direção oposta, partindo do especialista para o generalista: como consequência tem-se corrido o risco de cortar o cliente ao tamanho da cama de Procrustes, perdendo de vista quais as metas e quais meramente os meios, como acontece quando ensaios e teorias são pré-estabelecidos, e o uso respectivo é subseqüentemente forçado a adaptar-se ao que se assume serem as realidades.

Reiterando uma afirmativa dos primeiros parágrafos, insistimos que não pretendemos propor certezas nem soluções plenamente comprovadas, salvo no tocante à convicção entusiasmante de que o campo da engenharia em solos residuais está francamente aberto aguardando pensamento e atividade criativa.

REFERÊNCIAS

1. Bear, J. e al. (1968). "Physical Principles of Water percolation and seepage". Unesco Arid Zone Research, Technion - Israel Institute of Technology.
2. Bergdahl, U. e Broms, B.B. (1967). "New method of measuring in-situ settlements". ASCE Jour. Vol. 93 SM5. Pt. 1, p. 51.
3. Bishop, A. W. (1971). Technical Note "The influence of progressive failure on the choice of method of stability analysis".
4. Bjoernberg, A. e al. (1966). "A Formação Rio Claro (Neocenozóica), no Estado de São Paulo". São Paulo. Avulso N° 1, Soc. Brasileira de Geologia.
5. Brand, E. W. e Kanjanophas, S. (1971). "Consolidation characteristics of weathered tropical clay". 5º African CSMFE, Luanda, p. 3-51.
6. Deere, D. U. e Patton, E. D. (1971). "Slope Stability in Residual Soils". State-of-the-Art Paper, 4º Panam CSMFE.
7. Hoek, E. (1970). "Estimating the Stability of Slopes in Open-Pit Mining". Trans. Inst. Min. Metall., London. Vol. 9, Sec. A, Out.
8. Hoek, E. (1970). "Design Charts for Excavated Slipes". "Symposium Planning Open Pit Mines", Johannesburg, South African Inst. of Mining and Metallurgy, p. 295.

9. Lambe, T. W. (1971). "The performance of earth structures and foundations". Keynote Address, 4º Panam CSMFE, Porto Rico. Vol. III, p. 9.
10. Little, A.L. (1969). "The engineering classification of residual tropical soils". Proc. Spec. Session Engineering Properties of Lateritic Soils, VII ICSMFE, México, Vol. 1, p. 1.
11. Lumb, P. (1962). "The properties of decomposed granite". Geotechnique XII, p. 227.
12. Lumb, P. (1965). "The residual soils of Hong-Kong". Geotechnique XV, Nº 2, p. 180.
13. Lumb, P. (1970). "Probability of failure in earthworks". 2º South - east Asian Conference on Soil Engineering, p. 139.
14. Lundstrom, R. e Stenberg, R. (1965). "Soil-rock drilling and rock locating by rock indicator". 6º ICSMFE, Montreal, Vol. I, p. 69.
15. Mackey, S. e Yamashita, T. (1967). "Experiences with caissons and pier foundations in Hong-Kong". South east Asian Conference on Soil Engineering, Bangkok, p. 301.
16. De Mello, V.F.B. (1963). "Discussions". 3º Panam CSMFE, Brasil, Vol. II, p. 561.
17. De Mello, V.F.B. (1969). "Foundations of buildings in clay". State-of-the-Art Paper, Mexico ICSMFE, Special. Vol. I, p. 49.
18. De Mello, V.F.B. (1971). "The Standard Penetration Test". State-of-the-Art Paper, 4º Panam CSMFE, Porto Rico, Vol. I, p. 1.
19. De Mello, V.F.B. (1971). "Closing discussion, The Standard Penetration Test, 4º Panam CSMFE, Porto Rico, Vol. III, p. 104.
20. ZaChieh Moh e Mazhar, M. F. (1969). "Effects of method of preparation on index properties of lateritic soils". Proc. Spec. Session Eng'g Prop. of Lateritic Soils, VII ICSMFE, Mexico, Vol. I, p. 23.
21. Morgenstern, N. R. e Thompson, S. (1970). "Comparative observations on the use of the Pitcher sampler in stiff clay". ASTM Spec. Techn. Publ. 483, p. 180 (Sampling of soil and rock).
22. Peck, R. B. (1971). Discussion, 4º Panam CSMFE, Porto Rico, Vol. III, p. 126.
23. Ruddock, E. C. (1967). "Residual Soils of the kumasi district in Ghana". Geotechnique XVII, Nº 4, p. 359.
24. St. John, B. J. e al. (1969). "Slickensides in residual soils and their engineering significance". Mexico ICSMFE, Vol. 2, p. 591.
25. Saito, M. (1965). "Forecasting the time of occurrence of a slope failure". Montreal, 6º ICSMFE, Vol. II, p. 537.
26. Wu, T. H. e Kraft Jr., L. M. (1970). "Safety analysis of slopes". ASCE Vol. 96, SM2, Mar. p. 609.