

UNIVERSIDADE
VICTOR F. B. DE MELLO

114



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS
NÚCLEO REGIONAL DE SÃO PAULO



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA
DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA



COMITÊ BRASILEIRO
DE MECÂNICA DE ROCHAS

SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ

Separata

28 a 30 de setembro de 1983

REFLEXÕES CRÍTICAS SOBRE AS ANÁLISES CONVENCIONAIS DE ESTABILIDADE DE BARRAGENS - GRAVIDADE SOBRE ROCHA

VICTOR F.B. DE MELLO

O P E R
VICTOR F. B. DE MELLO

1. INTRODUÇÃO

Não nos parece que tenha havido no mundo outro caso análogo ao que foi facultado, por circunstâncias diversas, à engenharia de barragens-gravidade, na área dos basaltos da Bacia do Alto Paraná. Numa sequência bem rápida investigaram-se, projetaram-se e construíram-se grande número de obras sucessivas, essencialmente todas contando com conhecimentos dos mais avançados disponíveis no mundo. Ademais, foi realmente impressionante o global de instrumentação instalada e auscultada nas obras em questão, sempre também segundo convenções que representariam a prática internacional mais recomendada das décadas de 1950 e 1960.

Por razões diversas bem compreensíveis houve uma grande homogeneidade de tratamento do assunto nos projetos, quer concomitantes, quer rapidamente sucessivos: a tônica geral foi automaticamente a de que uma prática que fôra empregada em projeto importante, sem registro de nada de anômalo nem de suspeito ou remotamente desfavorável, merecia ser repetida ipso facto. Em artigo recente "Práticas, Precedentes, Princípios, Problemas e Prudência na Engenharia de Barragens", Bangkok, Dez. 1980 (Elsevier) teci considerações sobre algumas falácias nos raciocínios implícitos no recurso à imitação de "precedentes" ou de "práticas": não cabe porém abordar tais conceituações no presente trabalho, no qual vislumbramos uma oportunidade de questionar alguns pontos a favor do progresso -- progresso este relativo a minhas próprias atuações que de uma forma ou outra estão incorporadas em muitas das obras em que participei e que agora genericamente analisamos em retrospectiva.

O problema principal que, a meu ver, tem que ser considerado foi o de que a aquisição de nossa experiência pretendida ocorreu num período em que as equipes técnicas já atuavam dentro de compartimentalizações profissionais relativamente fechadas*, gerando as vantagens e os ônus respectivos (a meu ver, principalmente ônus). Quando os países hoje desenvolvidos passaram (com muito menor grau de conhecimento quer de soluções, quer principalmente, de problemas) por fase análoga, contava-se com o ENGENHEIRO CIVIL como regente da orquestra, mesmo que utilizando com proveito as maiores valias especializadas dos campos componentes. Reputo que assunto de natureza tão complexa e grave começa por requerer uma visão conscienciosa de conjunto, do engenheiro civil generalista. Ademais, não se dispunha de * padronizações prematuras, atualmente favorecidas pelo excesso de comunicações.

* Geologia pura; geologia de engenharia; mecânica das rochas; estrutura de concreto; percolação d'água segundo a mecânica dos solos; estatística e probabilidades; segurança e seus conceitos; deformações e análises por elementos finitos; instrumentação e auscultação.

* ERRATA, INSERIR bases de pesquisas latas sobre parâmetros significativos intervenientes, assim resultando

2. DESCONTINUIDADE EFETIVAMENTE CRÍTICA DE RESISTÊNCIA

Uma das lições que se gravou desde cedo em minha experiência é a de que nossas intuições, geralmente visuais, quanto à descontinuidade crítica para o cisalhamento, frequentemente são ilusórias.

(a) Nas décadas de 1930 e 1940 foram feitos muitos ensaios no plano de cisalhamento concreto-rocha, julgado crítico: nenhum ensaio jamais confirmou tal temor, a ruptura sempre tendo ocorrido em plano rocha-rocha um pouco inferior (cf. bibliografia).

(b) Quando examinei as rupturas das barragens de Malpasset (1959, inspecionada 1960) e de Anel de Dom Marco (1973) comprovei que todos os blocos de fundação (os de Malpasset transportados centenas de metros) sempre se encontravam com alguma rocha de fundação aderente. Mesmo no argilito de Dom Marco, os efeitos cimentícios do concreto permeiam até certa profundidade (alguns centímetros a dezena), de modo que o plano mais fraco não é exatamente o da descontinuidade descritiva ou aparente (concreto-rocha).

(c) Nas galerias de investigação de São Simão foi tão saliente a descontinuidade "lisa" do basalto preto sobre o arenito (intertrap) amarelo ("passado a ferro"), que vários ensaios se dedicaram a pesquisar tal descontinuidade. Também neste caso o basalto havia "cozido" o arenito até uns centímetros adentro, de modo que o cisalhamento se deu ao longo de arenito-arenito.

3. ENSAIOS DE CISALHAMENTO IN SITU CORRENTES NA MECÂNICA DAS ROCHAS

De mesma forma como ocorreu na Mecânica dos Solos, o ensaio de cisalhamento direto na Mecânica das Rochas começou da forma simples, procurando manter σ_n constante e incrementando τ até a ruptura. Excluindo liminarmente as condições de ignorância em que a carga horizontal não respeitou ser tangente ao plano (ou passar pelo centro da base a cisalhar), resultou como rotina mais plausível o carregamento inclinado que aumenta σ_n (um pouco, a $\pm 20^\circ$) ao mesmo tempo que aumenta τ . Ocorreu também o interesse óbvio nos ensaios em estágios (desenvolvidos na Mecânica dos Solos, M.I.T. 1949, cf. Taylor 1952), para aquilatar o $\phi = ds/d\sigma$ na mesma junta.

Conforme adiante se menciona, deve ser apreciada a diferença entre os ensaios a deformação controlada (usados na Mecânica dos Solos) e os de tensão controlada (carga mole) mais usados até o presente na Mecânica das Rochas.

3.1. Pressão de preadensamento, tanto em contactos são rocha-rocha, como em fraturas argilosas.

Uma das primeiras constatações que ficou patente em função do grande número de ensaios disponíveis em fraturas e juntas-falha dos basaltos, foi a de que nos casos em que fortuitamente chegaram a ser ensaiadas condições "precomprimidas" (com relações overconsolidation ratio OCR > 1,0) a resistência apresentou um nítido aumento em comparação com as condições de tensões virgens (Fig. 1). Tal constatação sugerida desde logo (1971-73) passou a ser mencionada, embora um tanto timidamente, no artigo de Nieble et al no Congresso Internacional ISRM, Denver 1974, vol. II A, p. 294. De fato tais observações não mereceriam maior interesse nem fê se não fossem absolutamente consistentes (a despeito das curvas tensão-deformação após o "pico" geralmente apresentarem diminuição de resistência com o aumento da deformação, e assim poderem reduzir apreciavelmente a aparência direta do efeito, cf. item 3.3) e se não concordassem plenamente com conceitos concomitantemente desenvolvidos sobre o incremento de resistência devido à histerese compressão-descompressão. Conforme se tem discutido com relação a enrocamentos são limpos, o esmagamento dos pontos de contacto reflete em histerese e em "coesão" nas condições de OCR > 1. Resulta assim que nos dois extremos, de fraturas de contacto rocha-rocha sã, e nos que contém argila, se a trajetória de tensões incorpora uma precompressão OCR > 1, devemos contar com resistência maior do que a do ensaio de rotina, cuja trajetória de tensões é bem desfavorável para a maior parte da base da Barragem no trecho mais importante, de montante.

O efeito em discussão não é tão pequeno que mereça ser sumariamente desprezado na prática de projeto, e, de qualquer forma precisaria ser investigado por

curiosidade científico-tecnológica. Segundo a Fig. 2 o incremento de área de resistência teria variado segundo estes ensaios até cerca de 20% para condição que alcance OCR = 2. O importante é que à medida que as subpressões maiores passassem a constituir um fator desfavorável à estabilidade, ipso facto o OCR teria aumentado concomitantemente e assim contribuiria com um fator benéfico em compensação.

Sugere-se que no futuro sejam feitos alguns ensaios IN NATURA, procurando imitar trajetórias de tensões mais realísticas (cf. item 3.2) de aumento de τ simultâneo com redução de σ , e isto após um certo tempo de repouso sob a pressão normal σ . (N.B. Nos ensaios da mecânica dos solos sempre foi demonstrada a importância do tempo de acomodação em "compressão secundária" em aumentar a componente da "coesão". A Fig. 3 mostra que o mesmo tipo de tendência já tem sido comprovado em rocha, o que era de se esperar pois os efeitos de "quebra de estrutura" e de esmagamento são de natureza semelhante, dependentes do tempo de acomodação. Para evitar confusões é preciso que se esclareça que o efeito do tempo tanto pode trabalhar (logaritmicamente) favorecendo a resistência como prejudicando-a: a fronteira de tal diferenciação não está definida pelas pesquisas disponíveis, porém parece que quando predominam condições FS \leq 1,5 o rastejo tenderia a prejudicar a resistência lentamente).

No julgamento de resistências a atribuir a fraturas naturais tem havido a preocupação, intuitivamente natural, de pesquisar como mais críticas as juntas decompostas à condição argilosa. Não precisaremos mencionar que na Mecânica dos Solos as argilas exibem o efeito benéfico da histerese de compressão através da "coesão" sob OCR > 1. Assim, já que nos dois extremos, de rocha sã fraturada e de junta argilosa, podemos contar com coesões mais significativas, pode bem ser que as condições menos favoravelmente beneficiadas, pela verdadeira trajetória de tensões em comparação com a do ensaio rotineiro, sejam as de condições medianamente decompostas (silto-arenosas) correspondentes a maiores áreas de contacto de uma face contra outra da junta, e portanto a menores tensões de contacto.

Com relação à correção que se deveria fazer nos resultados dos ensaios de 2º, 3º, 4º etc. estágios, em função das curvas tensão-deformação, a Fig. 6 ilustra o assunto conforme tem sido tratado várias vezes na mecânica dos solos, quando se dispõe de ensaios a deformação controlada. O assunto é tratado mais pormenorizadamente no item 3.3. O fato é que admitindo as correções de compensação pela perda de resistência com incremento de deformação, nos ensaios após a 1ª rutura (IN NATURA), resulta uma resistência incremental esquematicamente assinalada na Fig. 6 (c).

3.2. Trajetórias de tensões mais realísticas nas fundações de barragens-gravidade.

Na Fig. 4 resumimos indicações sobre o assunto sob a hipótese de rotina de estática de corpo sólido rígido. De imediato concluímos insofismavelmente que, como o bloco rígido de concreto é muito mais impermeável do que a fundação rochosa, e esta geralmente se encontra saturada enquanto o concreto frequentemente não, a medida que enche a represa provocando a força cisalhante e tensão τ , simultaneamente surge a subpressão na base, gerando sob boa parte da área da base um valor de OCR. É nas proximidades do pé de jusante do "bloco rígido" que, se contarmos com a boa drenagem geralmente imposta, devemos considerar condições de solicitação de tipo desfavorável sem OCR, como imposto no ensaio de rotina.

Adiante discutiremos questões de variações de drenagens com o tempo, e variações das distribuições de tensões no bloco-gravidade e na base sob condições mais realísticas de "maciços elásticos".

3.3. Ensaio a tensão-controlada vs. deformação controlada.

Reconhecidamente as técnicas de investigação dos materiais recomendam o ensaio a deformação controlada para caracterização adequada da curva tensão-deformação quando se aproxima da rutura (ex. F.S. < 1.5): ademais, quando se pretende controlar e investigar adequadamente as condições após rutura, especialmente em materiais algo friáveis (com resistência decrescente com a deformação) é indispensável o ensaio a deformação controlada. Na Fig. 5 resumimos as informações clássicas sobre o assunto.

A tendência no equipamento a tensão controlada (T) é de registrar um valor

máximo um tanto menor (o que pode ser atenuado um pouco procedendo por mui pequenos incrementos de carregamento no final); é, também, de iludir quanto à existência de um "patamar" (não-friável) após a rutura, simplesmente porque a deformação "dispara", e não se registra com facilidade a diminuição concomitante da carga. Enquanto isto, o excesso de deformação não deixa de esmagar e polir o plano um tanto, de forma que o diferencial de resistência $ds/d\sigma$ do estágio subsequente de ensaio sofre alguma diminuição em comparação com um ensaio em estágios a deformação controlada (D), capaz de parar logo após cada pico. O próprio ensaio em estágios a deformação controlada não deixa de sofrer alguma perda de resistência comparado com uma série de ensaios IN NATURA (IN) sob diferentes σ .

Compreensivelmente nos ensaios in situ da Mecânica das Rochas predominou o recurso aos ensaios a tensão controlada por ser bem mais caro o equipamento de aplicação de grandes cargas a deformação controlada. Ademais, é compreensível o recurso mais frequente ao ensaio in situ em que varia σ conjuntamente com o τ . O interessante teria sido, porém, alternar o incomparável número de ensaios in situ, com umas séries de ensaios de pesquisa laboratorial para diminuir o grau de desconhecimento de como "corrigir" os dados dos ensaios in situ de rotina. O assunto afeta não só as resistências ("pico" IN) e equação respectiva a adotar, mas também a própria adoção de valores de FS mais criteriosos, que dependem fortemente da natureza da curva tensão-deformação (friável vs. ductil etc.).

Deixando de lado por enquanto as "correções" da resistência (observada) através da equação de trabalho, para obter as resistências "intrínsecas" a despeito de compressibilidades e dilatâncias, cabe reconhecer que s tem que ser definido no mínimo em função de σ (pressão normal) e ΔH (deslocamento), $s = f(\sigma, \Delta H)$, através de dois diferenciais parciais $ds/d\sigma$ com ΔH constante e $ds/d\Delta H$ sob σ constante, conforme Fig. 6.

3.4. Correções por "asperidades" (rugosidades) segundo Patton (1966 etc...) et al (inúmeros).

A aplicação e aplicabilidade da correção do ângulo de atrito ϕ' em função de asperidades de inclinação i (Newland e Allely, 1957, Patton 1966 etc...) tem sido um dos problemas mais discutidos da mecânica das rochas prática, aplicada à análise de "estabilidade" de blocos-gravidade em comparação com taludes etc.

Ressalvo de início que não está em discussão aqui uma inclinação média α do plano hipotético (liso) do bloco "rígido" a analisar (por rotina) por estática de corpos sólidos, pois obviamente na estática do corpo sólido as forças do peso V e do empuxo d'água H já entrariam com uma obliquidade de tensões (favorável ou desfavorável segundo a direção do mergulho α) dentro da maior simplicidade (Fig. 7). A discussão concentra-se no assunto das asperidades de ângulo i com o plano médio liso da fratura presumida: segundo Patton e a escola subsequente, o ângulo i deveria ser considerado em corrigir resultados experimentais de resistência para obter o ϕ' verdadeiro; a seguir na análise do plano de cisalhamento do protótipo a composição de ϕ' e de novos i estimados deveria ser considerada de forma apropriada na análise do plano de cisalhamento do protótipo.

Na execução de cada ensaio, após o cisalhamento franco é fácil abrir (em tração) as duas faces do plano cisalhado, e, se não tiver ocorrido demasiado esmagamento das asperidades (admitidas de i uniforme) é possível medir os ângulos i , e assim "corrigir" o ϕ aparente do ensaio para obter o $\phi' = \phi_{ap} - i$. A tese é clara na "ciência da engenharia", e facilmente aplicável admitindo asperidades uniformes (de inclinação e resistência ao esmagamento). Porém, postulo que na prática ela pôs de lado correções anteriores (e.g. Taylor 1948, Rowe 1964, etc...) em função de dilatância ou compressibilidade e a equação de trabalho, e levou a um bêco sem saída. Cabe distinguir entre o que é útil e válido para condições acadêmicas e análises interpretativas a posteriori, e o que o engenheiro pode aplicar com razoável confiança como base de projeto, antecipadamente à rutura, pois esta é o que se pretende afastar liminarmente.

Postulo portanto que de verdade a orientação de Patton e seguidores passou a ser infeliz para nossa prática profissional.

Vejamos a que indefinições e dúvidas ficamos sujeitos: principalmente:

(a) No valor observado de ϕ_{ap} não sabemos absolutamente que parcela atribuir

a coesões, quer cimentícias, quer de precompressão secundária imbricada milenar. No trabalho de Newland e Allely discutiram-se materiais granulares nos quais não intervinham as indefinições de coesões, o que não é o caso de rocha ao longo de uma fratura não-lisa (Patton etc...).

Ora, qual o benefício (exceto para o entendimento científico) para a engenharia, em procurar soluções que se prendem a conhecimentos intrínsecos, internos, só determináveis após rutura, a posteriori, em comparação com a solução baseada em observar os efeitos compostos externados de dilatação-compressões (desde o início do carregamento cisalhante), e de proceder às correções em função de tais bases, analogamente observáveis tanto nos ensaios pré-projeto como na auscultação da obra? Julgo dever salientar a influência desfavorável da atitude acadêmica incompreendida, quando julga substituir, e não complementar, a atitude da prática profissional.

(b) No próprio ensaio analisado a posteriori, havendo todo um histograma de valores de i das asperidades, outro histograma de grau de encosto das duas partes da amostra nas faces de tais asperidades, todo um histograma adicional de condições de galgamento (tipo de pico) das asperidades, e todo um histograma adicional de resistências ao esmagamento, quais serão os valores de i a considerar como efetivos? Obviamente terão que variar com o σ , e no entanto, em cada ensaio submetido a varias ruturas em estágios tem sido adotados como constantes da amostra. Mesmo que de fato tenha ocorrido uma compressão (exteriorizada) continuamos erradamente a subtrair o i das asperidades, visualmente medidas sob $\sigma = 0$ após aberto o corpo de prova. Muitas são as razões obvias de crítica (ex. Fig. 8a).

A teorização baseada em asperidades i uniformes, encosto perfeito simultâneo, picos em forma de serrote idênticos, e todas as asperidades absolutamente inquebráveis, obviamente comprova a equivalência do método e correção através das energias com o método "geométrico" de Patton e escola (cf. Fig. 8b Ladanyi e Archambault, 1969).

(c) Se por um lado a aplicação da correção (seja por energia de dilatação, seja por geometria) abaixa a resistência intrínseca até o pico, por outro lado, admitindo uma descida (compressão) após galgado o pico, vemos que o valor aparente de ϕ sob maior incremento de deformação deverá receber correção para maior (para ϕ ultimate e ϕ residual). Enquanto isto infelizmente no ensaio rotineiro as interveniências do $\Delta\sigma$ estarão sempre atrapalhando. Uma forma por vezes adotada para fazer uma compensação "geométrica" pelo efeito de dilatação e/ou compressibilidade do cisalhamento (atribuído à asperidades) teria sido o de calcular o i em função de medidas de deformações verticais ΔV que tenham acompanhado as horizontais ΔH cisalhantes: em tal hipótese o $i = \text{tg}^{-1} \frac{\Delta V}{\Delta H}$ seria aplicado, ora subtraído do ϕ

quando $\Delta V = +v_0$, dilatante, ora somado quando $\Delta V = -v_0$, compressível. Desnecessário lembrar que no ensaio de rotina ocorre um $\Delta\sigma$ conjuntamente com o $\Delta\tau$, e portanto haveria necessidade de obter alguns pontos da curva de ΔV vs. $\Delta\sigma$ (compressibilidade sob carga normal) para aplicar a correção nos ΔV observados transformando-os em ΔV de cisalhamento: para tanto em cada estágio de aplicação de σ (seja na condição IN seja nos estágios) caberá chegar ao σ desejado por uns dois a três incrementos, para plotar uma curva aproximada de $\Delta V = f(\Delta\sigma)$. Não sabemos quantos dos ensaios terão aplicado tais correções, obviamente bem mais aceitáveis do que as geométricas baseadas em perfilômetro.

Em resumo, independentemente dos resultados que se obtenham, pondero que seguir, na prática profissional, a conceituação (líquida e certa) de Patton etc. não condiz com as necessidades e conveniências do procedimento de correções por equação de trabalho, em função de observações meticulosas de deformações durante o cisalhamento sob σ constante (já excluídas, por estimativa criteriosa, as contribuições devidas a $\Delta\sigma_n$).

Cabe ainda uma interpretação da diferença entre as condições do contexto em que se gerou a proposição de Deere, Patton, Barton etc., em comparação com as barragens-gravidade. É compreensível a necessidade de chegar a um ϕ expurgado de i quando pode ser indispensável substituir um i por outro. Ora, em casos de grandes massas (taludes) sujeitas a grandes deformações (metros a dezenas de metros) podem ocorrer situações que obrigam a descontar asperidades de "segunda ordem" (milímetros)

e incluir em compensação as de primeira ordem (decímetros ou mais). Parece-me que na origem das proposições dos ilustres colegas mencionados sempre esteve implícito o problema de taludes etc. Parece-me também que em casos de barragens-gravidade as deformações previstas e "aceitas" da obra são de mesma ordem de grandeza (submilimétrica a milímetros) quanto as deformações dos ensaios in situ. As asperidades a serem consideradas devem ter relação com a deformação cisalhante e não com a dimensão do plano cisalhante.

3.5. Frequente inaplicabilidade da conceituação de Deere-Kanji referente a juntas argilosas funcionando a ϕ residual, ou ainda menos.

Uma conceituação que frequentemente impõe a adoção de parâmetros de resistência exageradamente abaixados, deve-se à comprovação em ensaios de laboratório, de que argilas (amolgadas, plásticas) adensadas entre duas faces rígidas (de pedras, polidas ou com rugosidades sintéticas, controladas) revelam um ângulo de atrito reduzido, de tipo residual, possivelmente porque as partículas argilosas lamelares teriam sido alinhadas paralelamente ao plano de cisalhamento.

Em separado fica a indicação de que o fator de redução da resistência se relacionaria com o Índice de Plasticidade I_p (Kanji 1974), assunto a ser revisto em função do par de dados (L_L , I_p).

Nada mais difícil na prática profissional do que enfrentar em protótipos (de grave responsabilidade) uma verdade experimentalmente comprovada em laboratório: nada temos a nos apoiar no início senão os "ensaios mentais" que sugerem a inaplicabilidade da hipótese em questão. O mais difícil de tudo é enfrentar tais hipóteses, válidas de per se, quando "apenas" obrigam a projetos mais seguros (e caros) visto que, conforme adiante discutimos, a INSEGURANÇA (insuficiência de segurança) constitui um fator atualmente difícil de quantificar e conferir, porém tem um impacto justificado de tabú absoluto.

O ensaio mental diz respeito a dois aspectos:-

(1) a postulação da história geológica da fratura e de sua decomposição;
 (2) a visualização de quais as áreas de contacto, entre os blocos rochosos separados pela junta, que efetivamente trabalham e trabalharão sob as novas solicitações geradas pela barragem e represa.

Parece-me inescapável postularmos os raciocínios em função do conceito de equivalência de deformações e não de tensões (verticais) (cf. de Mello 1972, Hong Kong, ref. solos residuais). A Mecânica dos Solos de sedimentos moles em deposição tinha algum direito a admitir a pressão de peso de terra como "carga mole, flexível" portanto uniforme: porém, assim que começam as diferenciações tensão-deformação com enrijecimentos diferenciados, o que prevalece é o princípio da deformação uniformizada através de redistribuições de tensões.

Em resumo, numa junta subhorizontal em rocha, se certas áreas tiveram permissão de decompor ao estado de argila mole, podemos raciocinar que em tais áreas a pressão efetiva inexoravelmente tem valor muito baixo, o que só pode ocorrer se persistem, para equilíbrio estático do peso sobrejacente, alguns pontos de contacto rocha-rocha, sob tensões de contacto correspondentemente elevadas, que ipso facto excluíam o avanço da decomposição ao estado de argila mole. É absolutamente indiscutível a afirmação da mecânica dos solos de que uma argila mole só pode condizer com uma baixa pressão efetiva: o que falta afirmar, pela geologia, é que um ponto de rocha sã sob elevadas pressões intergranulares não sofra decomposição química de amolecimento à condição argilosa.

O que importará, então, é saber quais os comportamentos geomecânicos de tais pontos de contacto sob pressões e incrementos de pressões muitíssimo maiores do que as médias calculadas a partir do "peso de terra" sobreposto. Tanto sob carga normal como sob as cisalhantes posteriores, a área argilosa só terá condições de entrar em funcionamento à medida que a distribuição de tensões nas áreas rígidas e nas compressíveis respeite o princípio de equivalência de deformações.

Reconheço que projetos de envergadura não poderão adotar tais raciocínios intuitivos sem a indispensável informação e confirmação. A intuição merece frizar-se todavia, para nortear o prosseguimento de ensaios e de instrumentação-auscultação. É nas obras de concreto e em seus volumes que residem os maiores custos do conjunto de barramento, e bem assim as melhores probabilidades de economias. O fato é que na

barragem de Água Vermelha a fenda "francamente aberta" com afastamento de milímetros a centímetros não registrou senão deformações (de compressão e de cisalhamento) insignificantes em comparação com expectativas.

A argila residual que se desenvolve numa junta por decomposição in situ (expansões mineralógicas etc..) só pode ter uma "estrutura" de partículas bem "floculada" (terminologia referente à estrutura das argilas, postulada demasiado simplisticamente por Lambe 1958, e revista posteriormente, ex. Mitchell, 1976, Wiley), e, inclusive, face às mineralogias diferenciadas da rocha mater não pode se encontrar em condição "plástica" de argilo-mineral homogêneo, "laminado", "disperso" segundo terminologia de Lambe. Indiscutivelmente, porém, se os movimentos da barragem forem de alguns milímetros (milhar ou mais de vezes as partículas unitárias da argila) ocorrerá a tendência ao alinhamento das partículas por motivo da enorme relação de módulos entre os blocos rochosos dos dois lados da junta, e a argila que ocupa a junta.

Assim, mesmo que lidemos com camada argilosa participante, decorrente de decomposição ao longo de fratura, na decisão da aplicabilidade ou não de ângulos de atrito reduzidos em função de alinhamentos de partículas (perceptível na queda da curva tensão-deformação pós-rutura), é indispensável o concurso do geólogo, e da análise da microestrutura argilosa, para responder quanto a movimentos cisalhantes progressos, e, no tocante a própria obra, é necessário que o engenheiro civil preveja e postule algum deslocamento cisalhante a considerar (ex. Fig. 9).

4. EQUAÇÃO DE RESISTÊNCIA A EMPREGAR

Problemas que tem sido muito discutidos, e sobre os quais nada se aprendeu (discutirei o assunto no item Instrumentação) devem ser considerados, como:-

(a) equação de resistência realisticamente mais próxima das máximas, ou das médias, ou das mínimas (na dispersão estatística);

(b) resistências de pico ou de determinada deformação (ex. 5mm a 10mm) ou mesmo resistência do dito ângulo de atrito "ultimate" e "residual";

(c) influência da área de ensaio vs. plano de rutura do protótipo (relações de áreas modelo-protótipo) e mesmo comparações de "asperidades" às escalas do ensaio de cisalhamento em comparação com a da base do bloco-gravidade.

Os desconhecimentos sobre o assunto tem sido sistematicamente camuflados sob discussões da interveniência concomitante (obvia) de Fatores de Segurança. Afim de minimizarmos a confusão mental sobre o assunto, temporariamente deixemos de lado a questão dos "ajustes criteriosos de Fatores de Segurança (e de Ignorância)".

Postulo que em diferentes circunstâncias pode ser mais lógico aplicar quer certos valores superiores à média estatística, quer os da própria média, quer ainda valores ao redor de limites inferiores de confiança. Isto principalmente dependendo do histórico de desenvolvimento da rocha e da descontinuidade (acima mencionado) e dependendo da rigidez relativa do bloco-gravidade comparado com a deformabilidade cisalhante da junta.

No emprego de "estatística" e "probabilidades" perante tais assuntos (da validade de médias vs. limites superior ou inferior de confiança) não podemos deixar de apreciar primeiro o modelo físico que constituirá o "universo estatístico". A meu ver, o primeiro assunto a ser apreciado refere-se à questão da influência de áreas e/ou dimensões (do corpo e/ou do deslocamento).

A Fig. 10 reproduz os resultados de uma investigação específica sobre o assunto. À primeira vista tais dados levariam à conclusão de uma redução indiscutível das resistências (de pico), acompanhada ipso facto de um aumento da deformação para chegar ao pico (cf. Barton). Pratt et al ressaltam porém que as superfícies abertas após rutura revelaram contactos em apenas 10-20% da área total e as elevadíssimas tensões de contacto seriam responsáveis (por deslocamento na posição da envoltória de Mohr de $ds/d\sigma = A\Delta H^1$). Assim frizam "This leads to the size effect for larger surface areas with lower contact area. There would probably be no size effect if the contact areas of "large" and "small" specimens were the same". Reputo portanto que o assunto continua a depender imensamente de julgamento criterioso, dependente do exame de três comportamentos-índice associados à "plastificação", mudança de condição friável para ductil: (a) a curvatura da envoltória de resistência; (b) o

aumento da deformação do "pico" com aumento de σ ; (c) a diferença entre a resistência de pico e a residual.

Na teorização matemática-probabilística da segurança de estruturas reconhece-se perante a "ruína de grupos" a distinção dos tipos de grupos: frágil, forte, fibroso, e ductil; dos quais só tem interesse específico para nosso caso os tipos frágil e ductil. Há que considerar-se ainda, na teoria da semelhança, as semelhanças para a rutura (frágil e ductil) e para a "ruína por deformação". Reportando-nos às publicações de maior acesso em nosso meio (ex. Ferry Borges 1954; Ferry Borges e Castanheta 1971) frizamos que (cf. p. 64, p. 101):

(1) a ruína por deformação (que definitivamente não se aplica às barragens-gravidade em consideração) os valores médios mantêm-se invariáveis para as variações de escala;

(2) na rutura frágil, à medida que as dimensões aumentam, os valores médios diminuem;

(3) na rutura ductil, se existir uma só superfície de escorregamento, os valores médios do protótipo são ligeiramente inferiores aos valores médios do modelo. No caso de existirem várias superfícies de escorregamento possíveis, as tensões médias de rutura do protótipo são geralmente superiores às do modelo (hipótese que embora viável costuma ser afastada por prudência).

Ora, se o caso for de rutura frágil, seria obrigatório realizar grande número de ensaios com o modelo de pequenas dimensões para corrigir pelas dispersões e chegar às "médias", aplicáveis indiscutivelmente por motivo do "bloco rígido" da barragem-gravidade (sobre fenda suficientemente incompetente para ser suspeita). Qual a possibilidade de termos e mantermos rutura frágil, salvo em contactos relativamente são em grande número, portanto sob tensões de contacto modestas? Via de regra portanto concluiríamos, tanto para os casos (2) como (3), a favor de valores aplicáveis "ligeiramente inferiores" no protótipo. Porém, perante deformações submilimétricas, uma dimensão de base superior a 1m já não se diferencia significativamente das dimensões (relativas) de "protótipos".

Resumidamente concluímos, para todas as três questões, (c), (a) e (b) que:-

Quanto à aplicabilidade de alguma resistência de tipo residual, o exame liminar deve ser da microestrutura, para postular a história geológica das deformações registradas, e bem assim, as deformações relativamente recentes: lembrar que situações relativamente antigas (nossos meios mais correntes) se encontram plenamente "cicatrizadas" perante deformações milimétricas. Por este motivo a interpretação microestrutural geológica não prescinde de uma interpretação conjugada da forma da curva tensão-deformação.

Pessoalmente não tenho esbarrado (por enquanto) com condições que sugerissem abandonar as resistências de "pico" dos ensaios IN a favor de resistências de "tipo ultimate e eventualmente residual".

Ademais parece-me indiscutível a aplicação de equações de "médias" de ensaios diversos. Note-se que já estes ensaios por não serem muitos, pendem pela escolha de amostras desfavoráveis.

Não reputo aplicável qualquer redução por motivo de escala modelo-protótipo.

Finalmente, considero aplicável uma reavaliação de "estabilidade nominal", com coeficiente de segurança reduzido (ex. FS = 1,3 em vez do FS = 1.5 usual) considerando eventuais deslocamentos de 5mm e 10mm, mas isto apenas para verificação do incremento de comportamento $ds/d\Delta H$ após inicialmente estabelecida a estabilidade com base na equação $ds/d\sigma$ para ΔH inferior ao pico IN.

No item 7 adiante discuto uma proposta de revisão do conceito de FS parciais diferenciados perante a "coesão" e o "atrito".

5. CRITÉRIOS DE SUBPRESSÃO E ÁREA DE ATUAÇÃO RESPECTIVA

5.1. Base concreto-rocha.

Já hoje (desde ± 1952) se reconhece como indiscutível que a base do bloco-gravidade funciona como impermeável (relação de permeabilidades entre cerca de 10^{-10} cm/seg do concreto e cerca de 10^{-4} cm/seg do topo da rocha fraturada), e portanto não pode deixar de receber a subpressão no total da Área ($I = 1,00$).

Quando se recorre aos "critérios de projeto" das obras anteriores (Design Practices and Criteria do USBR, TVA, US CORPS OF ENGINEERS, p. ex.) seria portanto indispensável ajustar pelo fato de que alguns consideravam I menores, segundo delongada discussão de alto nível do período de ± 1890 a 1940 (cf. Laginha Serafim 1954). Por outro lado, quando se venham a considerar outros plano de fraqueza rocha-rocha, obviamente não pode prevalecer automaticamente o mesmo "critério", pois que o primeiro dependeu da descontinuidade de permeabilidades (etc.) acima mencionada (cf. item 5.2).

Já tem sido muito discutida entre nós a questão de diagramas de subpressão a aplicar na base do bloco-gravidade, necessariamente dotado de (galeria e) faixa de injeções de cimento a montante, conjugada com drenagem apropriada a jusante. Em quase todas as obras até o presente, dotadas de "picotado" de drenos subverticais junto à face de jusante da galeria, empregou-se um mesmo diagrama convencional de subpressões baseado em duas retas (ex. Fig. 4a) associado à hipótese de uma fenda vertical de tração abaixo da face de montante (hipótese absurda salvo em casos especiais de geologia, e de barragens bem altas).

O absurdo (antieconômico) do que tem sido e insiste em ser a nossa "prática" já vem alarmando muitos, mas sempre parece que temos que pedir licença para abandonar o respeito tácito pela forma de dizer AMÉM para ter o direito de examinar a forma e a ESSENCIA DA PRECE, quando, se analisássemos as referências bibliográficas em suas fontes veríamos que todas concordam na essência.

Embora a fraseologia não seja homogênea, parece que nos encontramos já plenamente conscientes de que:-

(a) na maioria de nossas rochas fraturadas, muito mais fraturadas próximo à superfície, o emprego de uma linha (eventual faixa localizadamente) de injeções a montante constitui essencialmente um tratamento de investigação e de correção auto-testante-comprovante, liminar, tendo como resultado precipuo homogeneizar a faixa de montante, por exclusão das fendas largas francamente abertas (estatística de extremos, cf. Rankine Lecture 1977, Mello), de forma a que se possa aplicar a tal faixa rochosa as redes de percolação de perdas da carga. Note-se que a jusante quaisquer fendas francamente abertas não preocupam, pois seriam drenos naturais.

(b) a drenagem apropriada (projetada) de jusante constitui o elemento indispensável de projeto perante a segurança da estabilidade, pois a forma efetiva de controlar subpressões é mediante drenos (pontos em que a carga hidráulica é reduzida a zero na boca do furo, ou, no máximo a alguma carga cinética $V^2/2g$ se houver jorro significativo, por deficiência das injeções em ter cortado as fendas de aporte da infiltração).

(c) As "cortinas" de injeção meramente homogenizam uma faixa de alguns metros de largura média, a uma permeabilidade média da ordem de 1/5 a 1/10 da permeabilidade do maciço rochoso (N.B. Não se consegue injetar até permeabilidades médias inferiores a cerca de 10^{-5} cm/seg): porém, ao eliminarem precipuamente as fendas mais largas, nelas são de percurso e de impermeabilização total (em cada uma) mais efetivos, até larguras de faixa injetada bem maiores (de dezenas de metros) (cf. Mello, Rankine Lecture 1977). São portanto as injeções "exploratórias" que permitem excluir as erraticidades geológicas desconhecidas mas admissíveis como existentes, e inadmissíveis de persistirem: ipso facto, são as injeções (quando geologicamente necessárias) que permitem aplicar as redes de percolação Darcy-Laplace, da estatística de médias, para dimensionar os drenos geológico-geotecnicamente.

Descartando primeiro a questão de injeções, observo que em muitas de nossas obras, quicã em todas, as injeções tenham sido levadas a exigências demasiado apertadas (no critério de aceitação durante os trabalhos), e cabe proceder a estudos de otimização da relação benefício/custo. Parece concluir-se que após a realização de uma boa primeira linha de injeções (furos a espaçamentos da ordem dos 3 a 5m) a relação benefício/custo de intercalações de injeções cai quase verticalmente.

Admitindo que após as injeções as subpressões em qualquer ponto do maciço "homogêneo" (isotrópico ou idealizadamente anisotrópico) possam ser definidas em função de redes de percolação, a pergunta que se faz é porque não projetar os drenos (e a drenagem sob a barragem, no trecho de jusante) para determinado valor residual de subpressão como elemento de otimização técnico-econômica de projeto? Por que se prender a seguir "regras" (da década dos anos 1930, e mal digeridas por sinal) num

aspecto que é arma fundamental (e confiável) de projeto? Originado por situações em que cargas hidráulicas de jusante estavam em jogo em grau significativo (situação impondo galeria de drenagem e de injeções de jusante, não explicitada nas "regras"), houve necessidade de abrir a caixa-preta das regras convencionais que nos impunham (função do USBR, TVA, Corps of Engineers) e, assim, concluiu-se que nas rochas fraturadas a subpressão nada mais representa do que o resultado extraível de redes de percolação.

Curiosamente nada mais se fez do que voltar à ESSENCIA das recomendações de todos, Casagrande, USBR, TVA, Corps of Engineers, Laginha Serafim etc.

O problema fundamental tem se apresentado em aspectos subjetivos tais como:

(1) o tenor de abandonar o emprego do hipotético critério de projeto denominado "drenos inoperantes";

(2) a falta de confiança na medida prática de projeto representada pelas drenagens, medida essa facilmente reforçável conforme necessário por complementações, em função de observações do próprio comportamento;

(3) uma alegada falta de confiança na durabilidade dos drenos e bem assim, na capacidade e senso de responsabilidade dos engenheiros e técnicos responsáveis pelo período operacional, e pela auscultação contínua e conscienciosa dos drenos como instrumentação (cf. item 6);

(4) (admitamos? confessemos?) a falta de intimidade de muitos geólogos e engenheiros estruturais intervenientes, com a simplicidade do traçado de redes de percolação?

Pois, a favor de parar de gastar indiscriminadamente dezenas de milhões de dólares, obra por obra, o que atenta contra a engenharia e o País, caberia examinar detidamente o conteúdo das poucas referências bibliográficas que nos dominaram.

5.1.1. Drenagem subentender linha de furos subverticais (espaçados cerca de 3m). (N.B. Atualmente a galeria poderia ser empregada sem dificuldade para drenos inclinados quaisquer).

Por motivo da circunstância singular da influência essencialmente exclusiva de A.Casagrande ao longo de uma vintena de anos na maioria de nossas barragens grandes, observa-se o fato estranho e sério que ao se falar de "drenagem apropriada" da base (a jusante da galeria, ou de cerca de 15% da base a partir de montante) ocorre entre nossos geotécnicos nunca se mencionar a drenagem subhorizontal do "contacto" concreto-rocha. Relendo meticulosamente a Rankine Lecture (1961) de Casagrande, sob o intuito de tirar a cisma, comprovei que a única frase em que ele deixa de mencionar especificamente "line of drainage wells" sempre que deseja referir a drenagens, é a seguinte (P. 164): "because replacement of deep penetrating wells by a surface drain, and assumption that the rock is of uniform permeability, are excessive deviations from the usual conditions", não devemos esperar boa concordância das soluções teóricas de Brahtz (USBR) com a realidade (e nisto concordamos pois o dreno único de contacto considerado por Brahtz foi paralelo ao eixo da barragem). Enquanto isto numa obra tão antiga quanto "Design and construction of masonry dams" Edward Wegmann, Wiley 1918 (p. 49, 88) encontramos referência ao Vyrnwy Dam (41m) em Wales no qual "A system of drains is constructed in the foundation to relieve the base of the dam from the upward pressure that would occur if water leaked under the dam ... a complete system of drains ... lie on the rock near such places where leakage is apt to occur. The drains are kept 25 ft. from the front face...". E reportando-nos a uma obra tão atualizada quanto o valioso livro de Roberto M. Andrade, 1982, tentariamos situar como pensava o Engenheiro Civil de barragens: (P. 341) "No contacto entre o concreto da estrutura e a fundação existe a prática comum de adotar-se drenagens superficiais"; (P. 342) "A drenagem superficial, que de tantos anos conhecemos em projeto de alívio de superfície Esta drenagem superficial é feita com meias canas assentes diretamente sobre a fundação". Não será por mero acaso que nas estruturas menos pesadas (vertedores, bacias de dissipação, etc...) onde a rutura por subpressão tem sido muito mais frequente, ninguém (parece-me) deixa de usar a drenagem sob a laje. Enquanto isto relembremos que o Subcommittee on Uplift in Masonry Dams (ASCE Trans., 1952, p. 1218) começa por enumerar razões pelas quais "many existing structures, designed without any

allowance for uplift - perhaps without any conception of it - have been for many years, and are still, functioning satisfactorily" (principais sendo a drenagem natural pela rocha fraturada, e a resistência à tração, nunca considerada, e bastante significativa em barragens baixas até 30m ±). O Subcommittee estuda 42 barragens (8 do USBR, 5 do TVA, 29 do US Corps) mas menciona (p. 1228) "In addition to the grouted cutoff an additional provision in many American dams is a system of drainage holes": note-se, muitas, mas não "practically all". O mesmo Subcommittee refere-se à experiência Sueca e Escocesa de "wide buttress-type dam ... in this type drains can readily be installed between the buttresses and a very complete drainage of the entire foundation can be secured. The same result can be obtained by a system of galleries transverse to the axis of solid dams with drains drilled in the floor thereof. Subsurface conditions may make such drainage advisable". Algumas referências à objeção de escoceses e suecos aos drenos fariam supor que possa estar associada à experiência perigosa de congelamento da drenagem.

Fato é que enquanto o geotécnico Casagrande em função de limitada bibliografia do USBR e TVA descartava drenos subhorizontais implicitamente, o engenheiro civil de contexto mais lato, Andrade, os qualifica (quiçá para ajustar-se a visão local condicionada por Casagrande): (p. 342) "parece resquício da época em que na fundação só era admitida a formação de uma possível junta no contacto concreto-fundação" (ver item 2 supra); e os descarta por opinião (p. 341) "Somos de opinião que depois de preparada a fundação, com o lançamento do concreto se forma um contacto quase impermeável e dificilmente a drenagem superficial será eficiente".

Pois eu diria que o fato mencionado por Andrade não nos demove do intento liminar de cuidar do problema onde ele é significativo (particularmente considerando os meticulosos levantamentos geológicos da superfície da rocha, aos quais a disposição dos drenos se ajusta). Perante a rede de percolação situar a condição de fronteira meio metro mais baixo ou não, não afeta: a superfície crítica situa-se no "plano" de combinação crítica de incremento (ligeiro) de resistência pela calda infiltrada, e de incremento (no máximo hidrostático) de subpressão com a descida. De qualquer forma é indispensável garantir que as meias canas drenem a rocha subjacente. Isto em parte resulta pela antecipação do chumbamento das meias canas, evitando lançamento direto de concreto com excesso de calda livre sobre as linhas dos drenos; em parte pode super garantir-se picotando a martelote o horizonte superficial da rocha para drena-la até os drenos já colocados (o que constitui o processo de instalação de todos os medidores de subpressão segundo as publicações).

Sou a favor (acho que todos somos) de drenos subhorizontais de contacto. Não concordo conceitualmente com a hipótese de projetar abrindo mão do intuito precipuo, meramente em função de um "defeito construtivo" facilmente excluível ou corrigível.

Fato básico é que por vias distintas Serafim, Casagrande, Andrade, e eu (Rankine Lecture 1977) comungamos da necessidade de projetar tratamentos de fundação através de redes de percolação. Neste mister a Fig. 11 (Casagrande, reaproveitada por Andrade) é eloquente em frisar que o principal fator condicionante é a condição de fronteira ("impermeável" vs. "drenante") da base de concreto, ademais de fatores geológicos específicos de cada lugar. Na condição tipo Fig. 11(g) podemos ver liminarmente a ilógica de qualquer diagrama de subpressões médias, podemos postular condições geológicas ainda piores visualizáveis que levem a subpressões catastróficas, e podemos ressaltar o absurdo de eventual critério de projeto referido como drenos inoperantes.

5.1.2. Hipótese de fenda de tração a montante, "face vertical de entrada da rede".

Uma hipótese simplificadora (para formulação matemática de poços filtrantes, Muskat 1937) de face vertical sujeita à carga total hidrostática de montante, foi discutida por Casagrande (p. 164) como sendo razoável, e passou entre nós a ser critério dogmático.

Casagrande pretendeu limitar o âmbito de análises num trabalho em que discutiu "cortinas de injeção" vs. drenos verticais; formulou hipóteses (exageradas) para simplificação, mas as justificou como possíveis ("may cause joints along the heel of the dam to open up and full hydrostatic pressure to extend more or less throughout the pervious zone of rock along a vertical extension of the upstream face". Admitamos que uma barragem de 150m de altura possa atuar assim perante um basalto denso: teria

cabimento considerar aplicável a mesma ação destrutiva de uma barragem de 30 ou 50m na mesma fundação? Óbvio que não.

Ora, como Casagrande dirigia sua tese no sentido da baixa (nula) eficiência da injeção (cortina), e, no entanto, dependia de uma perda de carga para efetivar uma rede até os drenos, só tinha uma saída, pois que redes dependem de relações de permeabilidade: já que a rocha sob a barragem não podia ser mais impermeável (por injeções), era necessário que a rocha logo para montante da barragem fosse totalmente permeável (por aberturas tracionadas).

Julgo que já deveríamos ter repellido tal hipótese há muito tempo (salvo quando ela honestamente caiba).

Adiante veremos que nos diagramas de subpressões sugeridos (ex. USBR, TVA, etc.) embora tenha sido frequente o recurso à carga total hidráulica no calcanhar, isto era associado a $I < 1,00$ ($2/3$ ou $1/2$, por exemplo): corrigindo portanto para Área Total de subpressão, $I = 1,00$, reconhecamos que a subpressão adotada era, ipso facto, de $2/3$ ou $1/2$ da hidrostática.

5.1.3. Diagramas de subpressão sugeridos por USBR, TVA, etc.

Adiante veremos que tais diagramas só teriam referência à interface, à condição de fronteira da rede: portanto, conceitualmente nunca poderiam pretender uma normalização, imposição, pois que escolher e impor condições de fronteira constitui a prerrogativa e obrigação de projeto, da Projetista.

Um primeiro ponto a salientar é que as observações não foram muitas, e teriam sido conscientemente procuradas em condições críticas. O USBR Tech. Mem. 636, "Summary of uplift pressures at the Bureau of Reclamation dams", 1948, friza a prática corrente (p.2) "Prior to construction of a dam, the uplift pipe system is laid out with the idea of placing the lines of pipes and individual pipes at locations where high pressures might be expected. Suitable location can be determined somewhat by a study of the geological characteristics". Por exemplo, Keener (1951) salienta (p. 1221) "For instance, Hole H., Fig. 2 was located within a large fault area" (barragem Hungry Horse, USBR), explicando "Naturally, the general purpose in locating uplift pressure holes is to cover ... the areas ... of possible geological weakness where the uplift pressures would be expected to be greatest".

O mesmo autor friza que o total de número de furos até 1950 foi de 360 em 15 barragens, uma média de 24 por barragem: Grand Coulee (158m) teve 38 furos, e Shasta (172m) teve 53 furos. Poucos furos, deterministicamente localizados para pesquisar condições críticas (prudência natural): condições críticas reconhecidas como determinadas por peculiaridades geológicas (cf. Fig. 11); que sorte de lógica rebuscada conseguiria extrair conclusões médias? No entanto, os autores, responsáveis pelos projetos e obras, empregaram com confiança as hipóteses de projeto pois que "if uplift forces dangerously exceed the design assumptions, drainage or grouting, or both, may be accomplished to relieve such a condition" (loc. cit. p. 1219). De fato mencionam obras em que as hipóteses foram excedidas. Por exemplo, o USBR Tech. Mem. 636 menciona (p. 27) "Uplift pressures under a dam are reduced by supplemental grouting and drainage to a mean pressure that is below the assumed design gradient. The data derived indicate that measured pressures are, in general, less in magnitude than that of the two-thirds uplift pressure assumption as generally used for design purposes. The design assumption is not exceeded, except for a few cases, by the measured uplift pressure. These higher pressures generally occur near the upstream face of a dam."

No traçado de redes sempre se reconheceu que é um tanto mais difícil determinar as condições de fronteira (ex. as indicações de "creep ratio" de Lane, etc. para barragens de concreto ou alvenaria apoiadas sobre solos): daí o recurso a algum apoio de observações em obras anteriores. É indispensável, porém, aprofundar-se em reconhecer o que se estava observando.

Os principais critérios aplicados entre nós decorreram do USBR e TVA, a despeito da origem conceitualmente confusa que ainda imperava (até 1950-54) quando lá minguou a construção de grandes barragens-gravidade.

(a) Consideremos o USBR. Analisemos criticamente documentos datados de 1951 (Treatise on Dams, Chpt. 4, Basic Considerations, p. 17) e de 1953 (Eng'g Monograph

nº 19, Design Criteria for concrete gravity and arch dams, p. 3).

Diz o primeiro, 1951. "For design purposes, two methods are currently used". Subtende-se que sejam para PRELIMINARY DESIGN e para FINAL DESIGN.

"By one method, it is assumed that uplift pressures vary linearly in magnitude from full reservoir head at the upstream face of the dam to full headwater head at the downstream face. A further assumption is made that these pressures are applied over a fraction of the area of the horizontal sections used for analysis. Design values of 1/2 or 2/3 are generally considered as satisfactory fractions of horizontal area subjected to uplift pressures, depending on the type and structure of the foundation material". Imagine-se tal hipótese como exagerada.

"By the second method, it is assumed that uplift pressures acting at the base of a concrete dam may be found by considering the dam as impervious and assuming water flow from the reservoir takes place through the foundation material. It is also assumed that the steady state of flow exists. Due account is taken of grout curtains, or other cutoff walls, and any drains that may exist". Portanto rede de percolação: nada sobre fenda de tração a montante; drenos fáceis de considerar pelos ábacos disponíveis na época; só não se menciona como seria considerada a cortina de injeções. Conclue-se que $I = 1,00$.

Diz o segundo, 1953.

"For PRELIMINARY DESIGN purposes, uplift pressure distribution in gravity dams is assumed to have an intensity that at the line of drains exceeds the tailwater pressure by one-third the differential between headwater and tailwater. The pressure gradient is then extended to headwater and tailwater, respectively, in straight lines. The pressure is assumed to act over 100 percent of the area". Mudanças radicais: acordaram para a realidade de $I = 1,00$; praticamente admitem a hipótese de nenhuma perda de carga até a face vertical; creditam drenos (verticais) com relevante influência.

"For FINAL DESIGN of gravity dams the pressure distribution should be similar to that used in preliminary design, but the pressure intensity at the line of drains should be based on electrical analogy or other comparable method of analysis, assuming that the drains are operative, that the grout curtain does not affect the pressure distribution significantly, and that the pressures act over 100 percent of the area". Conclusão: rede de percolação; aparentemente condição de entrada como acima, segundo fenda aberta ao longo da face de montante. Ora, já que a cortina de injeção não deve funcionar (praticamente) tudo depende da linha de drenos. A que absurdo podemos chegar, em conceituações e na prática técnico-econômica, se os drenos, colocados como elemento mais significativo (cf. Casagrande etc.) tem que ser considerados inoperantes? (Ver 5.1.4).

(b) Consideremos o TVA, 1952 (Design of TVA Projects, Tech. Report 24, Civil and Structural Design).

Lembremos que as condições geológicas das obras do TVA enfrentaram condições geológicas muito difíceis, karsticidade etc.

(p. 91) "For the low heads" ... "The uplift pressure intensity will vary from that of headwater at the upstream face of the dam to that of tailwater at the drainage gallery or line of drains. From this point downstream, uplifts will have the intensity of tailwater pressure. All pressures will be considered effective on an area equal to two-thirds of the area of the base of the structure".

"On the higher dams a somewhat more conservative assumption ...". "The intensity of uplift pressure was assumed to vary from headwater pressure at the face of the dam to one-half of the difference between tailwater and headwater at the line of drainage, and then to vary to tailwater pressure at the downstream face of the dam. The same effective area of two-thirds of the gross area was retained. The validity of this assumption as to intensity has been demonstrated by observation at four of the dams in question, Hiwassee, Cherokee, Douglas and Fontana". Note-se que não se adivinha como a porcentagem de área de aplicação da subpressão (intensity) teria sido observada. De qualquer forma é importante frisar a adoção de $I = 2/3$ pois que reduz efetivamente todo o diagrama para $2/3 H$ na face de montante, e $(1/2 \times 2/3) = 1/3 \Delta H$ na linha dos drenos. (N.B. As Figs. 10 a 11 de Casagrande 1961 não se ajustaram para tal intensidade $I = 2/3$).

Frize-se também que nada se mencionou no TVA sobre drenos inoperantes.

As erraticidades e inconsistências aqui apontadas não o são por atitude destrutiva, mas apenas para mostrar que no caso nossa técnica incipiente foi afetada por cegos conduzindo cegos. Quantas das barragens dos EEUU construídas no período 1926-1952 acima referidas terão sido recalculadas pelos critérios em variação? Porque não teríamos nós o direito, e mais, a obrigação, de adotar nossos critérios, mais racionais? Por acaso conhecemos hoje menos Engenharia Civil do que nossos colegas Americanos conheciam em 1952?

Excluindo condições especiais de geologia, mostro nas Figs. 12 e 13, umas redes rapidamente esboçadas à mão livre, para confirmar que não há mística nem complexo colonialista tecnológico que nos possa impedir de adequarmos nossas hipóteses às previsões geológico-estruturais de cada caso e às decisões soberanas técnico-econômicas de projetos responsáveis.

5.1.4. Drenos inoperantes.

A primeira objeção à adoção de tal hipótese seria conceitual. O engenheiro civil usa uma arma fundamental de projeto e construção: como obrigá-lo a recalcular como se tal arma não existisse? Projeto uma estrutura de aço: a seguir recálculo sob a hipótese extrema de que o aço não se comporte como tal? Uma viga de concreto armado depende do aço para resistir às trações: pois, a seguir a viga terá que ser reverificada para a hipótese de que a armação de tração não exista!?

Note-se que a tão celebrada Rankine Lecture de Casagrande nos apoiaria em tal repúdio liminar. Escolhida de todas as dúvidas e objeções, a Rankine Lecture estabelece a tese incontestada de que cabe analisar subpressões em função de redes de percolação.

A esdruxula hipótese só aparece no USBR, 1953. Por exemplo, o Subcommittee sobre Uplift in Masonry Dams 1952 não hesita em declarar (p. 1246) "Those who would install drains but take no credit for their presence can still logically assume an intensity factor materially less than 1,0 if they use the grouted cutoff". O TVA (1952) que nem cogita da referida hipótese menciona naturalmente (p. 91) "Having provided the drainage system, it appeared logical to make allowance for uplift pressure accordingly in the assumptions for design of structures".

Outro absurdo conceitual prende-se a condições geológicas facilmente visualizáveis em que a subpressão seria retangular, hipótese não tão moderna: cf. Serafim 1954 (p. 9) "Kiel e mais tarde (1898) Lieckfeldt admitiram Em casos extremos toda a junta, desde montante a jusante, estaria submetida a uma pressão retangular uniforme sendo portanto esta a condição para a qual devia ser estudado o derrubamento".

Finalmente para hipótese tão absurda bastará mais um argumento, já agora prático embora repleto de conceito. Jamais se pode admitir que toda uma linha de drenos (ex. cada 3m, portanto vários por bloco da barragem) possa estar sujeita ao entupimento súbito e simultâneo de todos. Seria perfeitamente cabível admitir alguma progressão de "ineficiência" dos drenos; por exemplo que em dado momento cada dreno alternado parasse de funcionar; ou que a subpressão (média) na linha de drenos aumentasse para 20%, mesmo 50% a mais do que a da hipótese de projeto. Tal procedimento, de cálculo de incremento de instabilização em função de incremento de ineficiência dos drenos tem imenso sentido prático para orientar a atuação dos técnicos incumbidos da auscultação.

Indiscutivelmente uma obra da responsabilidade de uma barragem-gravidade, sujeita a carga mole e rutura friável, com rutura de consequências catastróficas incalculáveis, precisa ser investigada perante hipóteses extremas; mas não perante o extremo do absurdo.

A publicação do USBR (1953) se esquiva, em parte, da proposição absurda mencionando que enquanto perante as condições de funcionamento um coeficiente de segurança FS perante deslizamento teria que ser $FS \geq 4,0$, perante a condição extrema de drenos inoperantes bastaria um FS "sufficient to insure stability". Seria $FS \geq 1,3$? Dependerá de curvas tensão-deformação e de coeficientes de segurança (item 7).

Sugiro rejeição liminar do critério de drenos (totalmente) inoperantes, substituindo-o por alguma proporção da ineficiência.

5.2. Plano de fraqueza rocha-rocha à profundidade.

Quaisquer que sejam as discussões relativas a subpressões na base concreto-rocha, nenhuma dúvida existe quanto à aplicação direta, criteriosa, de pressões neutras extraídas da rede de percolação quando se trata de um plano de fraqueza rocha-rocha no interior da fundação rochosa. Em algumas ocasiões temos visto aplicarem-se os diagramas de subpressão da condição de fronteira concreto-rocha como se prevalecessem também no interior do maciço rochoso, no qual não existiria a acentuadíssima diferença de permeabilidades que estabelece o limite da rede e o $I = 1,00$.

Na Fig. 12 exemplifico para uma hipótese da condição de fronteira como seria obtida a "subpressão" num plano AA' hipotético; admitiu-se que a descontinuidade de fraqueza não se refletisse também em significativa diferença de permeabilidade do plano comparado com a rocha sobre e sub-jacente. Caso coubesse inserir a diferenciação em questão, a rede alteraria correspondentemente.

Outra questão em aberto é a do $I < 1,00$ referente à área efetiva de atuação da subpressão. Numa rocha tal como um basalto fraturado, os blocos rochosos de baixíssima porosidade podem ser considerados efetivamente impermeáveis. Assinalem-se as enormes erraticidades de cargas piezométricas em rochas, a distâncias relativamente pequenas entre pontos de observação. Isto posto, analisando o meticoloso e exaustivo resumo de bibliografia, e os próprios resultados experimentais de Serafim (1954), podemos postular que o assunto continua insuficientemente conhecido (p. 19), porém, é bem plausível que se chegue a valores $I < 0,80$ (p. 207).

6. INSTRUMENTAÇÃO E AUSCULTAÇÃO

Conforme se tem reiteradamente exposto, os tipos de instrumentação desenvolvidos e bem assim os planos de instalação-auscultação-interpretação respectivos, obviamente pressupõem alguma teorização, isto é, portanto, determinadas "leis de comportamento", que para serem "leis" estão associadas a médias de comportamentos repetitivos. É geralmente concedido que deve-se a Terzaghi, através da geotecnia, a propagação nas obras civis do conceito e da prática de instrumentar e observar. Deixando de lado a instrumentação associada à tecnologia de concreto-massa, o que é que temos observado, por que, para que, e com que sucesso?

Em primeiro lugar ocorre com frequência a observação de deformações (recalques, inclinações). Contribuíram para isto dois ramos genéticos: a mecânica dos solos e a real preocupação por recalques de poucos centímetros a poucos decímetros, fator que leva a danos porque a estrutura sobrejacente é bem mais rígida do que o solo; outrossim, as barragens em arco e a mecânica das rochas, porquanto na estrutura hiperestática as tensões dependem das deformações suscitadas. Em que é que se aplica qualquer destes conceitos ao caso das barragens-gravidade (estabilidade independente de deformações) particularmente quando apoiadas sobre rochas de E bem próximos aos do próprio concreto?

Absolutamente nada. Toda nossa instrumentação de medidas de recalque e inclinações terá sido essencialmente um gasto sem qualquer rentabilidade. Na bibliografia das centenas de barragens importantes, entre as milhares construídas durante a última centena de anos, depara-se com a aparência de que o assunto raramente mereceu qualquer interesse. Ademais, quando o mereceu, esteve associado a movimentos de dezena a quinzena de centímetros, capazes de rasgar juntas e provocar grandes vazamentos.

Por outro lado tem havido alguma instrumentação e observação de deslocamentos cisalhantes. Permito-me frizar que tal enfoque pode ter representado um erro conceitual e prático, que além de inocuo, poderia eventualmente chegar a perigoso. Nunca se deve fiar em observações nas quais a diferenciação entre um estado satisfatório e o eventual catastrófico seja muito pequena, e, a fortiori, quando não se tenha qualquer indicação de quais as magnitudes que indicariam o "sinal verde, amarelo, vermelho" de trânsito perante o problema. Rutura friável sob carga mole é perigosa: no passar de 2 para 3mm pode fazer toda a diferença; e como sabemos, como saberemos?

Em situações análogas (para acionar o alarme em obras subterrâneas etc..) há cerca de 30 anos vem sendo desenvolvidas técnicas de registro de emissões microacústicas, como índice bem mais discriminativo de estados de segurança em

comparação com os de plastificação incipiente. Tais técnicas já estão encontrando emprego bem sucedido em várias situações. Na Fig. 14 resumo dados típicos, do grande aumento de frequência de emissões microacústicas na fase de rutura incipiente: serve bem para ilustrar a proposição. Proponho que será esta a provável direção para observações futuras no assunto de deslocamentos cisalhantes.

Muitas tem sido as observações de subpressões e de piezometria nas fundações rochosas. As de subpressões tem sido geralmente favoráveis, já tendo servido para sugerir o abandono dos diagramas rotineiros exageradamente pessimistas (item 5.1): não é por falta de instrumentação-auscultação que tal assunto se encontra estacionado. No que tange às observações piezométricas parece ter faltado alguma meta mais estimulante do que meramente comprovar "condições de rede" (inexoráveis). Proponho que mediante instalações cuidadosamente programadas e executadas, com apoio em ensaios de perda d'água que discriminem fendas individuais, deva procurar-se adiantar conhecimentos sobre (a) os índices $I < 1,00$ em área (usando vários piezômetros próximos); (b) o grau de impermeabilização injetada, e/ou de drenagem, que se consegue em determinadas fendas suspeitas.

Perante a garantia da sanidade da obra a observação mais importante é a de reações dos drenos da linha drenante a provocações programadas: ex. fechando um furo, ver como mudam as pressões e/ou vazões nos furos vizinhos. Se o fechamento de um (ou mais) furo/s reflete perceptivelmente nos vizinhos, significa que a cortina de drenos não tem a desejada folga. Discutem-se "drenos inoperantes" de forma abstrata: no entanto, as especificações correntes pelo mundo afóra exigem que se façam sistematicamente os testes de obturação de uns drenos, pesquisando o reflexo nos demais. Não tenho conhecimento de tais investigações, da mais alta relevância perante segurança, e perante revisões técnico-econômicas tanto da própria obra, como de projetos futuros.

7. COEFICIENTES DE SEGURANÇA PERANTE DESLIZAMENTO

Embora nunca tenha havido discussão específica sobre o assunto, presume-se que a tendência automática tenha sido a de adotar uma envoltória Mohr-Coulomb média (estatística quando possível) dos ensaios de cisalhamento tais como obtidos. Normas anteriores se limitavam a aplicar um $FS = 4$ (USBR) global sobre o conjunto das forças resistentes. Manuel Rocha (entre outros) sugeriu a redução liminar dos "parâmetros" de resistência c e $tg\phi$ de uma forma discriminada: por motivo da maior dispersão e aleatoriedade de valores de "coesão", usar $FS_c = 3$ a 5 , e reconhecendo bem pouco variável a contribuição de "atrito", adotar $tga = \frac{1}{1.5} tg\phi$, i.é. $FS_{tg} = 1,5$.

Tal recomendação está em uso corrente, pois foi um avanço indiscutível, dentro das hipóteses de trabalho estritamente nominais em uso.

De minha parte só posso afirmar por enquanto que o assunto ainda se encontra com formulação demasiado precária. Esta a única explicação pelo aparecimento de hipótese tão esdruxula quanto a de "drenos inoperantes" (porém com perda de carga linear).

Será indispensável abordar o assunto de forma estatística, tratando os parâmetros com suas faixas de porcentagens de confiança; por exemplo, para a resistência, as dispersões perante o reconhecimento das contribuições diferenciadas de $d\sigma$ e de $d\Delta H$ (Fig. 6). Perante carga mole e consequências catastróficas inadmissíveis, precisamos trabalhar com um universo estatístico que comece por fisicamente excluir a hipótese de rutura por cisalhamento. As análises de FS nominais não tem sentido.

Para mim o aspecto que muito influe é, precipuamente, a análise paramétrica de dispersões nos parâmetros intervenientes. Perante a insignificante dispersão das cargas de peso e hidrostática, salta à vista a importância da subpressão e da resistência. Perante cada um destes, a decisão deve depender de quais as consequências vislumbráveis, se o parâmetro sofrer incrementos (desfavoráveis) de $+ 10\%$, $+ 20\%$, $+ 30\%$ etc. Tais curvas de variação é que devem determinar que FS empregar para obviar, liminarmente, a qualquer tendência à plastificação progressiva. Com algum esforço de pesquisa criteriosa não tardaremos em chegar a tais formulações.

As obras estão construídas, seguras: quiçá demasiado seguras e caras perante

possibilidades que o futuro nos permite antever. O importante é reconhecer as portas que se abriram para o progresso em função dos sucessos já comprovados.

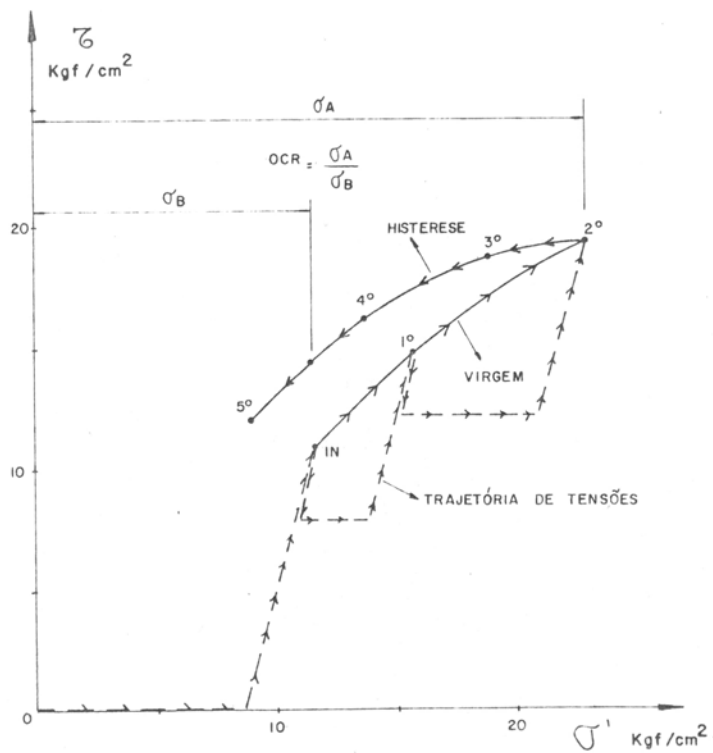
AGRADECIMENTOS

Agradeço a valiosa colaboração que me foi prestada pelo Eng^o Luiz Eduardo Sozio, ademais de toda a equipe de apoio de desenhos e datilografia.

BIBLIOGRAFIA

- (1) de Mello, V.F.B. (1980) - "Practice, Precedents, Principles, Problems and Prudence in Embankment Dam Engineering" - Symposium on Problems and Practice of Dam Engineering, Bangkok.
- (2) Nieble C., Midea N., Fujimura F., Neto S. (1974) - "Shear Strength of Typical Features of Basaltic Rock Masses - Paraná Basin - Brazil" 3rd Congress of the Int. Soc. for Rock Mechanics - Denver.
- (3) Krsmanovic D., Popovic M. (1966) - "Large Scale Field Tests of the Shear Strength of Limestone" - 1st Congress Int. Soc. for Rock Mechanics Lisboa.
- (4) Werssbach G., Kutter H. (1978) - "The Influence of Stress and Strain History on the Shear Strength of Rock Joints". 3rd Congress of the Int. Ass. of Engineering Geology. Madrid.
- (5) Rocha M. (1978) - "Analysis and Design of the Foundations of Concrete Dams" Gen. Report Int. Symposium on Rock Mechanics Related to Dam Foundations - Rio de Janeiro.
- (6) Rummel F., Fairhurst C. (1970) - "Determination of the Post Failure Behavior of Brittle Rock Using a Servo Controlled Testing Machine". Rock Mechanics vol. 2 n^o 4.
- (7) Newland P., Allely B., (1957) - "Volume Changes in Drained Triaxial Tests on Granular Materials" Geotechnique vol. 7.
- (8) Patton F. (1966) - "Multiple Modes of Shear Failure in Rock" 1st Int. Congress of Rock Mechanics, Lisboa.
- (9) Taylor D. (1948) - "Fundamentals of Soil Mechanics" J. Wiley & Sons, New York.
- (10) Rowe P., Barden L., Lee K. (1964) - "Energy Components During the Triaxial Cell and Direct Shear Tests" - Vol. 14.
- (11) Fecker E., Rengers N. (1970) - "Measurement of Large Scale Roughness of Rock Planes by Means of Profilograph and Geological Compass". Symposium on Rock Fracture-Nancy.
- (12) Ladanyi B., Archambault G. (1969) - "Simulation of Shear Behaviour of a Jointed Rock Mass". 11th Symposium on Rock Mechanics, New York.
- (13) Kanji M. (1974) - "Unconventional Laboratory Tests for the Determination of the Shear Strength of Soil Rock Contacts", 3rd Congress of the Int. Soc. for Rock Mechanics, Denver.
- (14) de Mello, V.F.B. (1972) - "Thoughts on Soil Engineering Applicable to Residual Soils". 3rd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Hong Kong.
- (15) Mitchell J. (1976) - "Fundamentals of Soil Behavior" J. Wiley & Sons, New York.
- (16) Barton N., (1981) - "Shear Strength Investigations for Surface Mining". 3rd Int. Conference on Stability in Surface Mining, Vancouver.
- (17) Pratt H., Black A., Brace W. (1974) - "Friction and Deformation of Jointed Quartz Diorite". 3rd Congress of the Int. Society for Rock Mechanics, Denver.
- (18) Ferry Borges S., (1954) - "O Dimensionamento de Estruturas". Publicação n^o 54 do LNEC.
- (19) Ferry Borges J., Castanheta M., (1971) - "Structural Safety". Curso n^o 101 do LNEC.
- (20) Tennessee Valley Authority (1952) - "Civil and Structural Design" - Report n^o 24.
- (21) Laginha Serafim J. (1954) - "A Subpressão nas Barragens". Publicação n^o 55 do LNEC.
- (22) de Mello, V.F.B. (1977) - "Reflections on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams". 17th Rankine Lecture - Geotechnique 27.

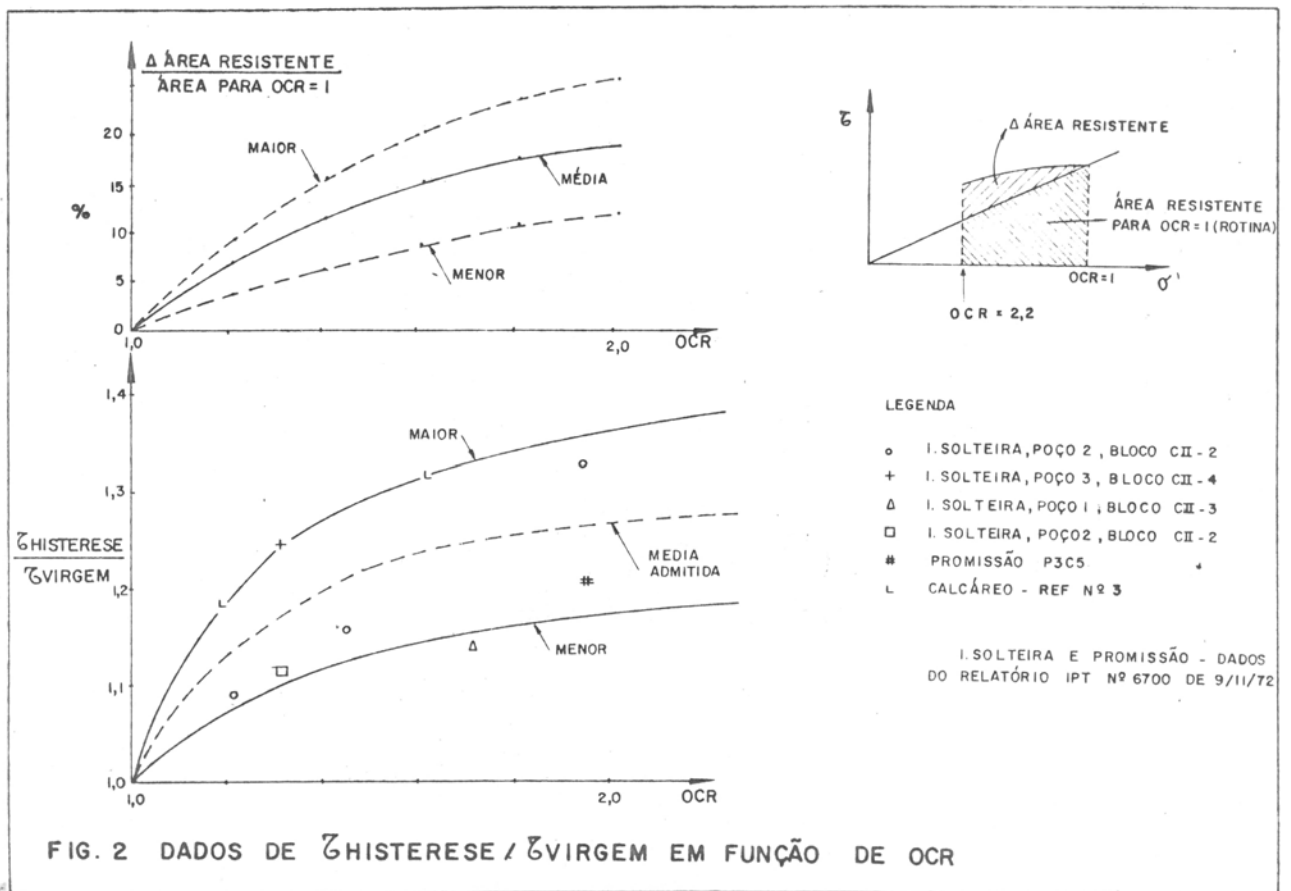
- (23) Casagrande A. (1961) - "Control of Seepage Through Foundations and Abutments of Dams". 1st Rankine Lecture - Geotechnique 9.
- (24) Brahtz J.H. (1956) - "Pressures due to Percolating Water and their Influence Upon Stresses in Hydraulic Structures" - Trans. 2nd Congr. Large Dams, Washington.
- (25) Wegmann E., (1918) - "The Design and Construction of Dams Including Masonry, Earth, Rockfill, Timber and Steel Structures" J. Wiley and Sons - New York.
- (26) Andrade R. (1982) "A Drenagem nas Fundações das Estruturas Hidráulicas" Engevix.
- (27) Subcommittee on Uplift in Mansory Dams (1951) "Uplift in Mansory Dams". Transactions ASCE, vol. 117, pp. 1218-1252.
- (28) Muskat M. (1937) - "The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Bodies" Mc Graw Hill, New York.
- (29) Keener K. (1951) - "Uplift Pressures in Concrete Dams" Transactions ASCE, vol. 116, pp. 1218-1264.
- (30) USBR (1948) - "Summary of Uplift Pressures at the Bureau of Reclamation Dams" Tech. Mem. 636.
- (31) USBR (1951) - "Treatise on Dams" Ch. 4 - Design Supplement nº 2, vol. 10.
- (32) Kirn F. (1953) - "Design Criteria for Concrete Gravity and Arch Dams". USBR Eng. Monograph nº 19.
- (33) Alheid H., Rummel F. (1975) - "Acoustic Emission During Frictional Sliding Along Shear Planes in Rock" - 1st Conf. on Acoustic Emission, USA.
- (34) IPT (1972) - "Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade de Feições Geológicas Descontínuas em Maciços Basálticos" - Relatório IPT nº 6700 de 09/11/72.
- (35) Acevedo P. et al (1982) - "Resistencia al Corte de Discontinuidades Rellenas con Arcilla" - Primer Congreso Chileno de Ingenieria Geotecnica. Vol. II, p. 521.



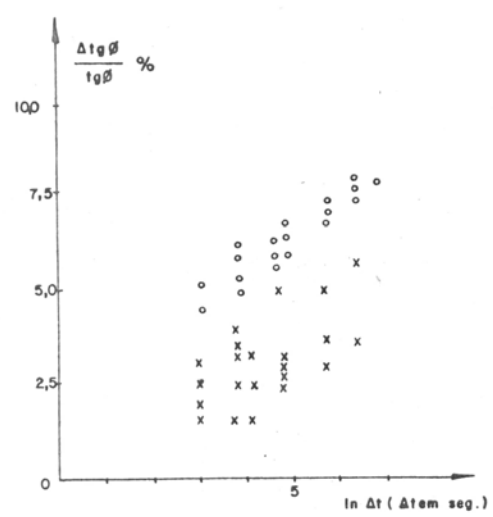
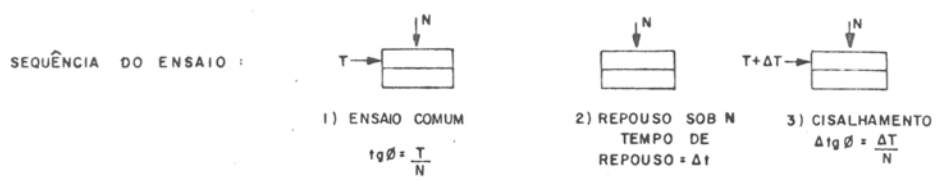
DADOS DE I. SOLTEIRA POÇO 2 BLOCO CII-2
 FONTE : RELATÓRIO IPT Nº 6700

IN = IN NATURA
 1° = 1º ESTÁGIO
 2° = 2º ESTÁGIO
 3° = 3º ESTÁGIO
 4° = 4º ESTÁGIO
 5° = 5º ESTÁGIO

FIG. 1 ENVOLTÓRIA TÍPICA DE τ RUPTURA NO CARREGAMENTO VIRGEM E NA HISTERESE INDICANDO "PRECOMPRESSÃO"



I. SOLTEIRA E PROMISSÃO - DADOS DO RELATÓRIO IPT N° 6700 DE 9/11/72



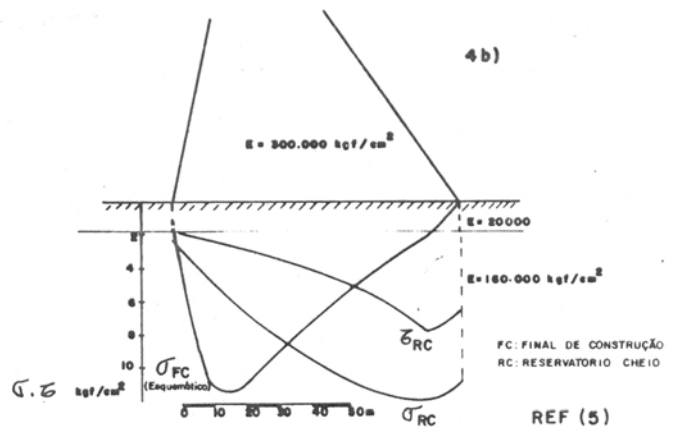
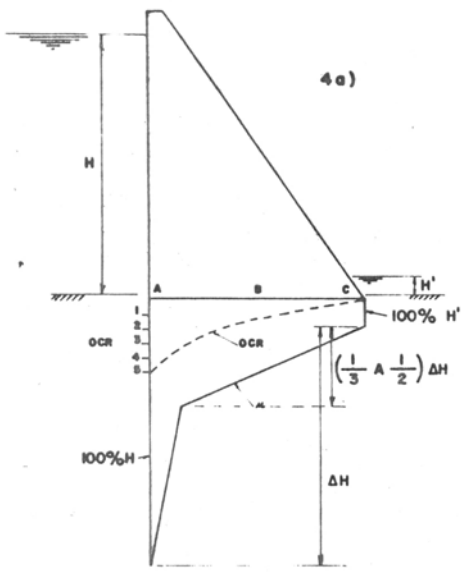
LEGENDA :

x TENSÃO NORMAL :
 DURANTE CISALHAMENTO 40 Kgf/cm²
 DURANTE REPOUSO 40 Kgf/cm²

o TENSÃO NORMAL :
 DURANTE CISALHAMENTO 40 Kgf/cm²
 DURANTE REPOUSO 60 Kgf/cm²

ROCHA : ARENITO

FIG. 3 INFLUÊNCIA DO TEMPO DE REPOUSO SOB TENSÃO NORMAL NO AUMENTO DO COEFICIENTE DE ATRITO ($tg\phi$). REF (4)



OBSERVAÇÕES

- 1) - ESTÁTICA DE CORPO RÍGIDO ADMITIDA
- 2) - CONSIDERAÇÃO DE REDE DE PERCOLAÇÃO NO CONCRETO AUMENTA OCR.

PONTO	σ' ANTES DO ENCHIMENTO	σ' RESERVATÓRIO CHEIO CURTO PRAZO	OCR
A	141.6 tf/m ²	27.6 tf/m ²	5.1
B	71.1 tf/m ²	53.9 tf/m ²	1.3
C	0.7 tf/m ²	80.1 tf/m ²	NC

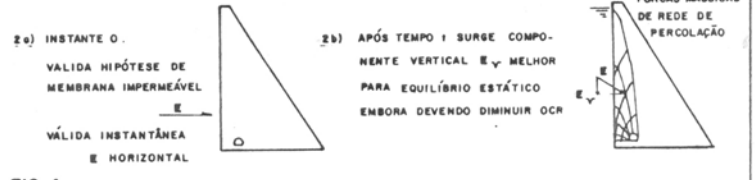
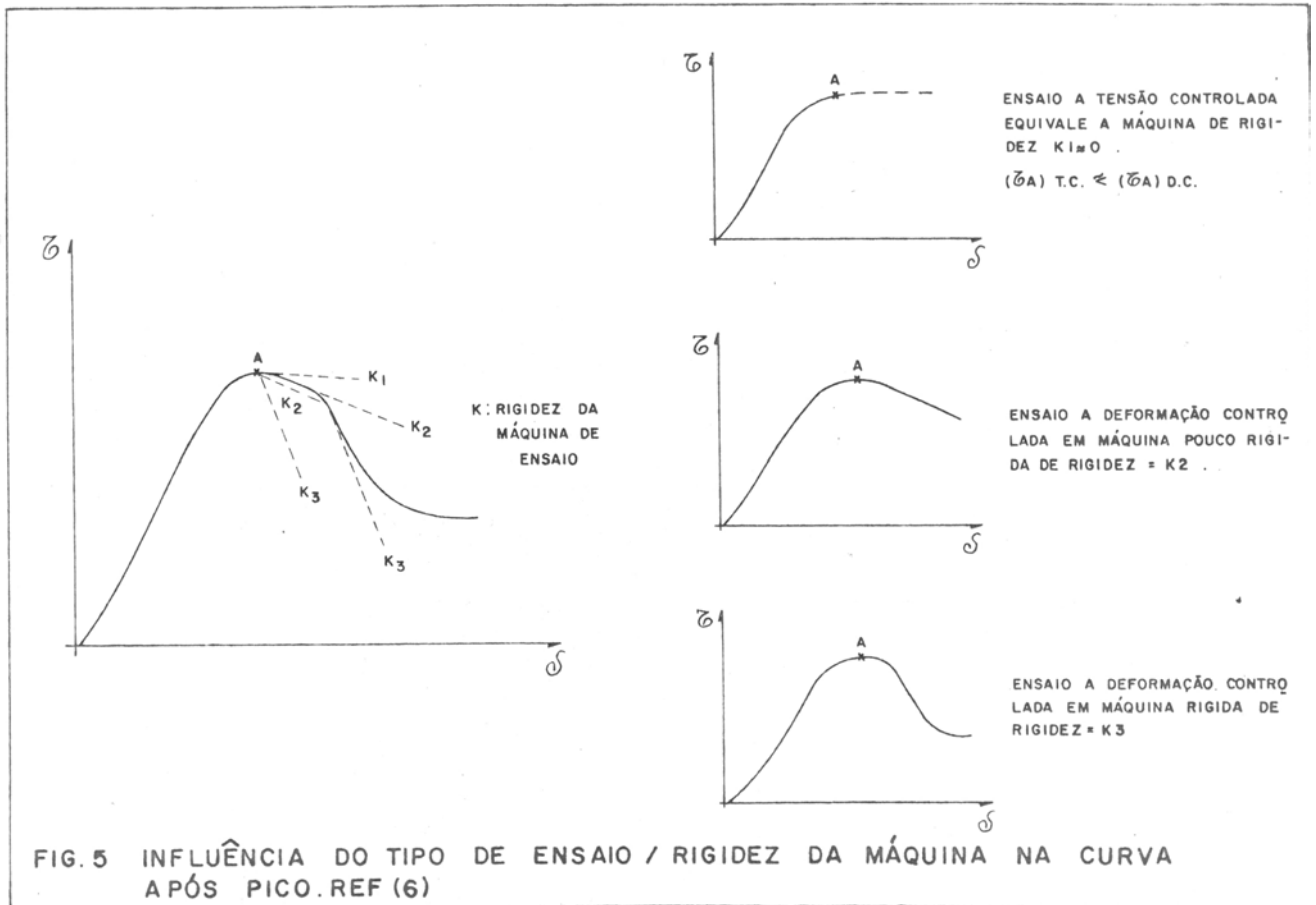
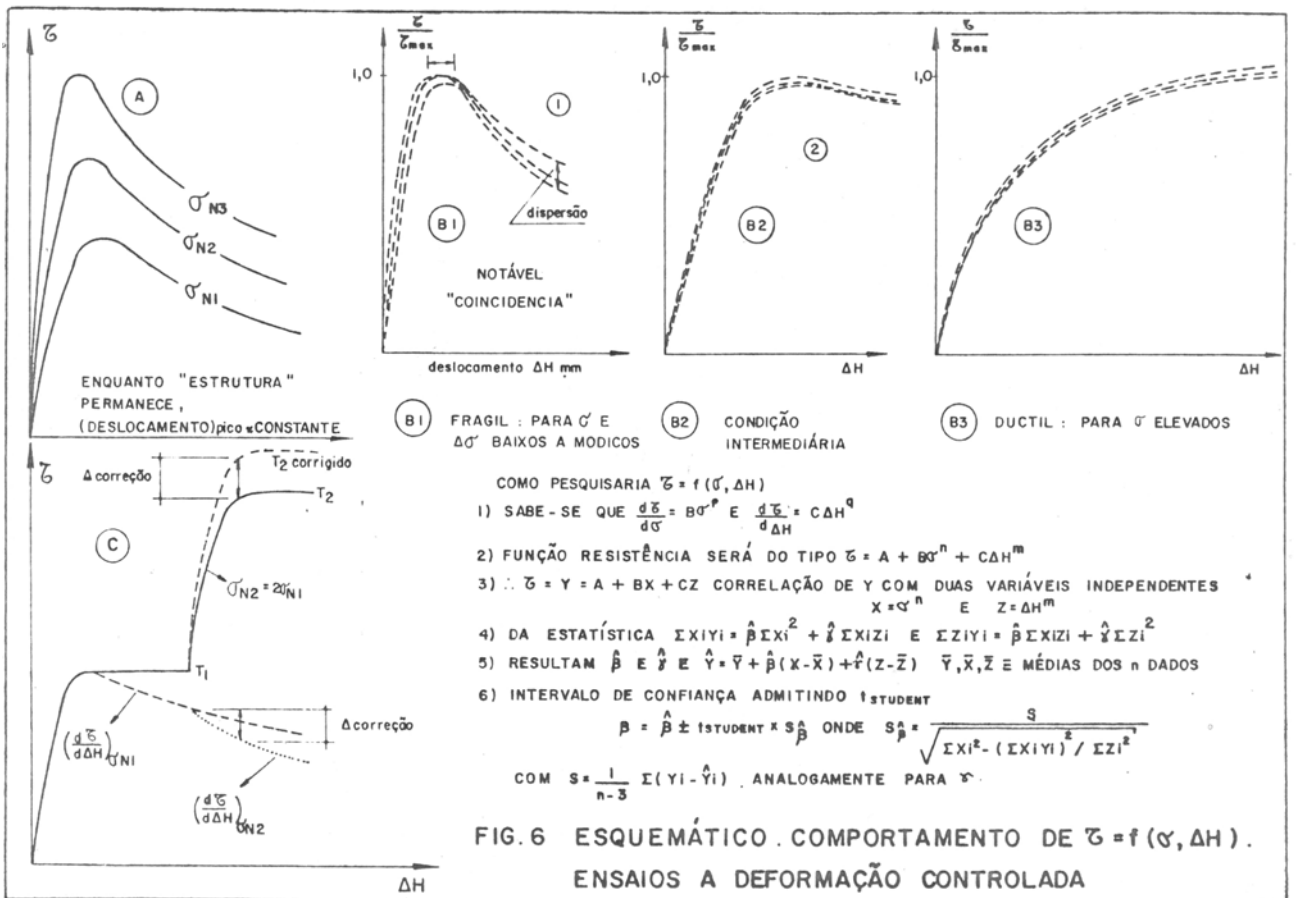


FIG 4

- 4a) ESTIMATIVA DOS OCR SEGUNDO AS FASES DE CARREGAMENTO.
- 4b) EXEMPLO DE DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NA BASE DE UMA BARRAGEM.





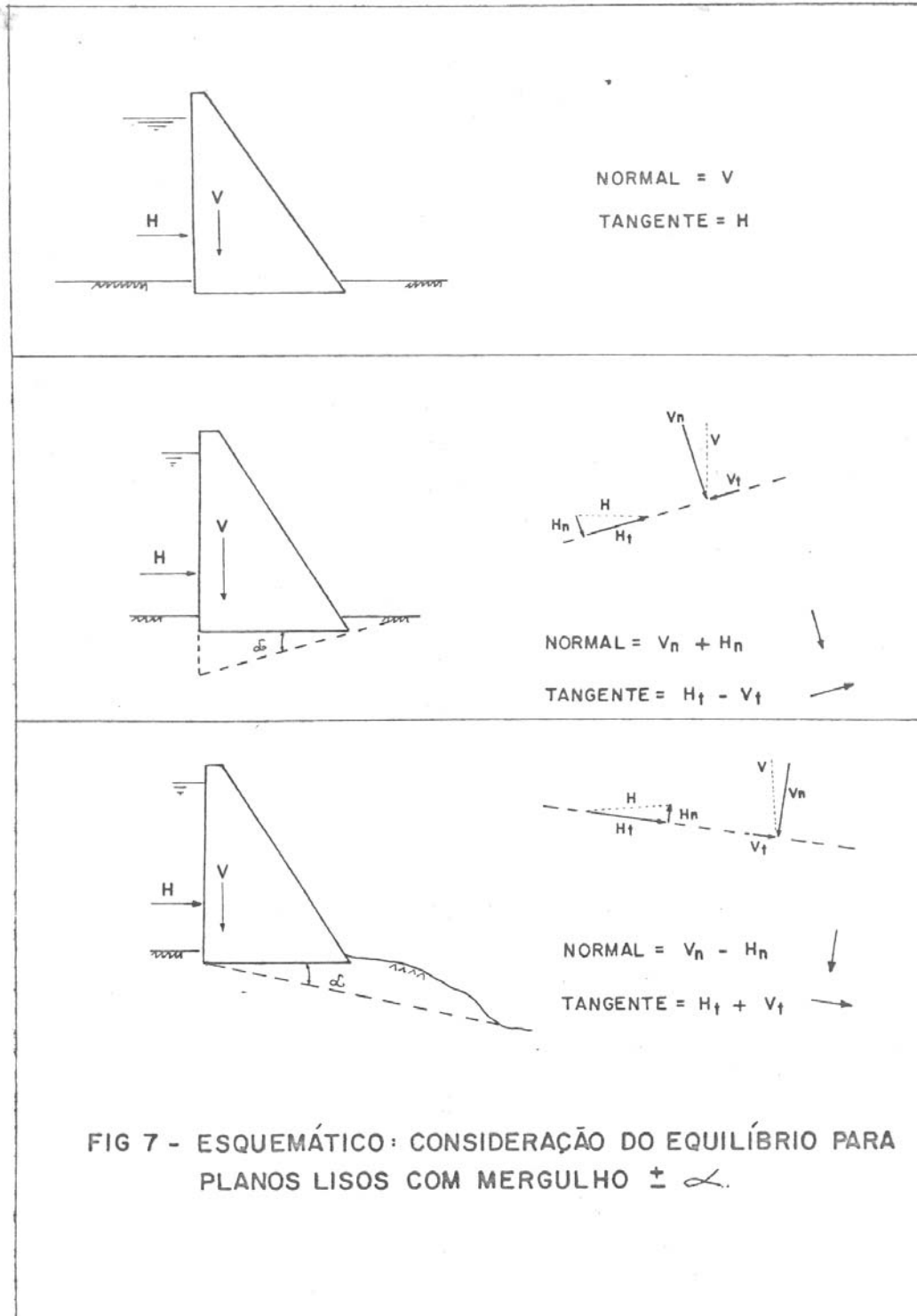


FIG 7 - ESQUEMÁTICO: CONSIDERAÇÃO DO EQUILÍBRIO PARA PLANOS LISOS COM MERGULHO $\pm \alpha$.

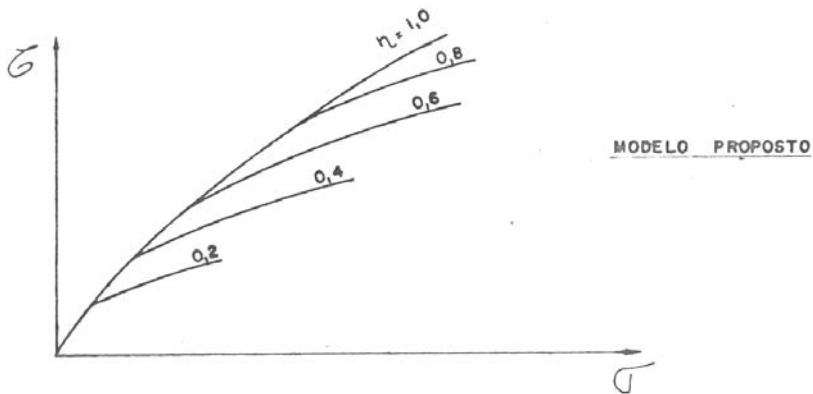
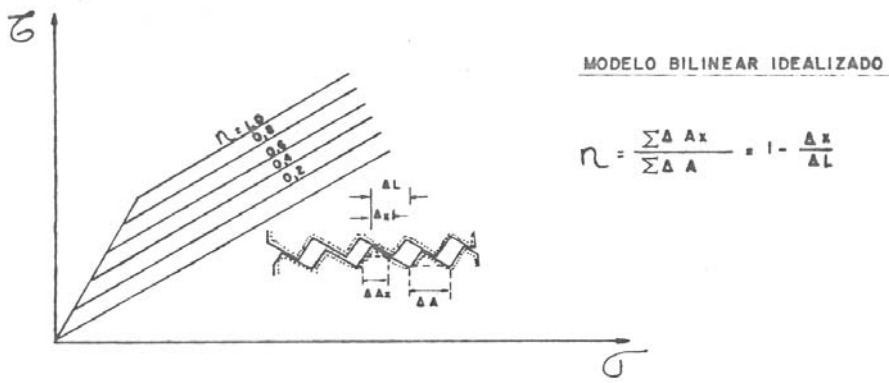
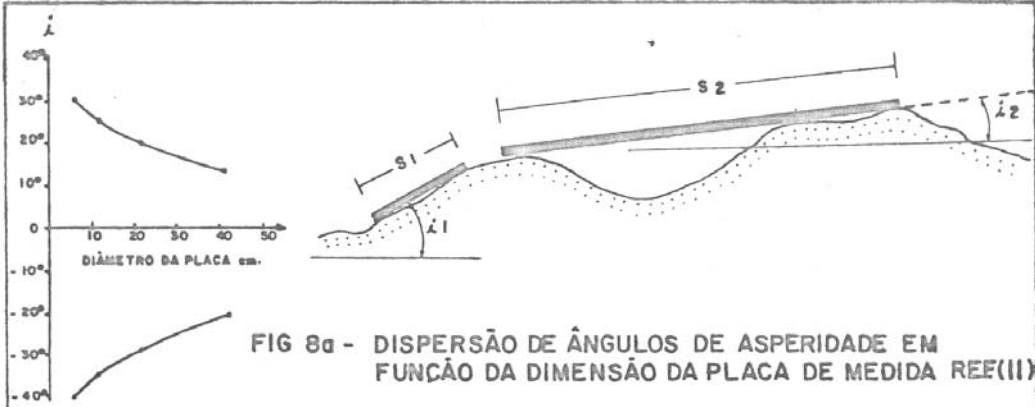
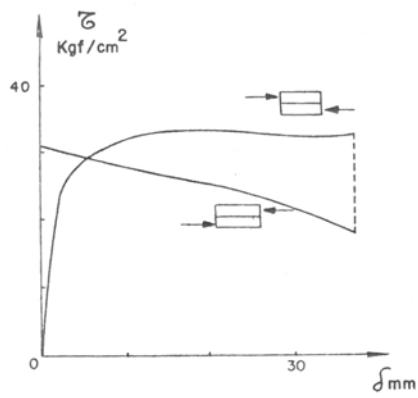
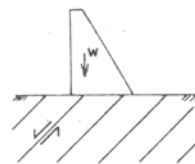


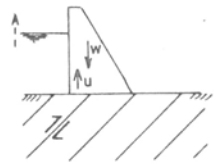
FIG 8b - INFLUÊNCIA DO GRAU DE IMBRICAMENTO NA ENVOLTORIA DE RESISTÊNCIA. REF.(12)



a)



b)

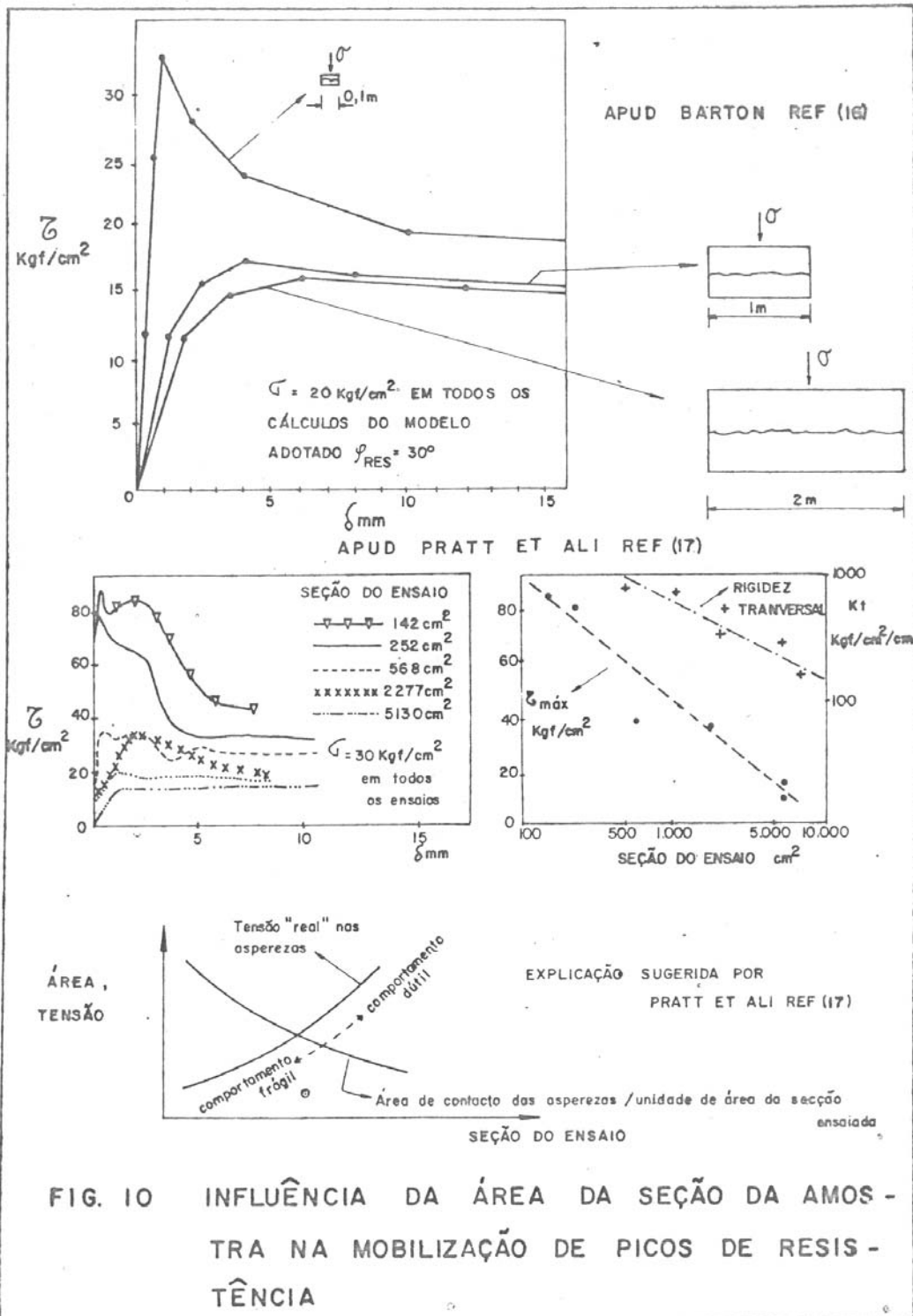


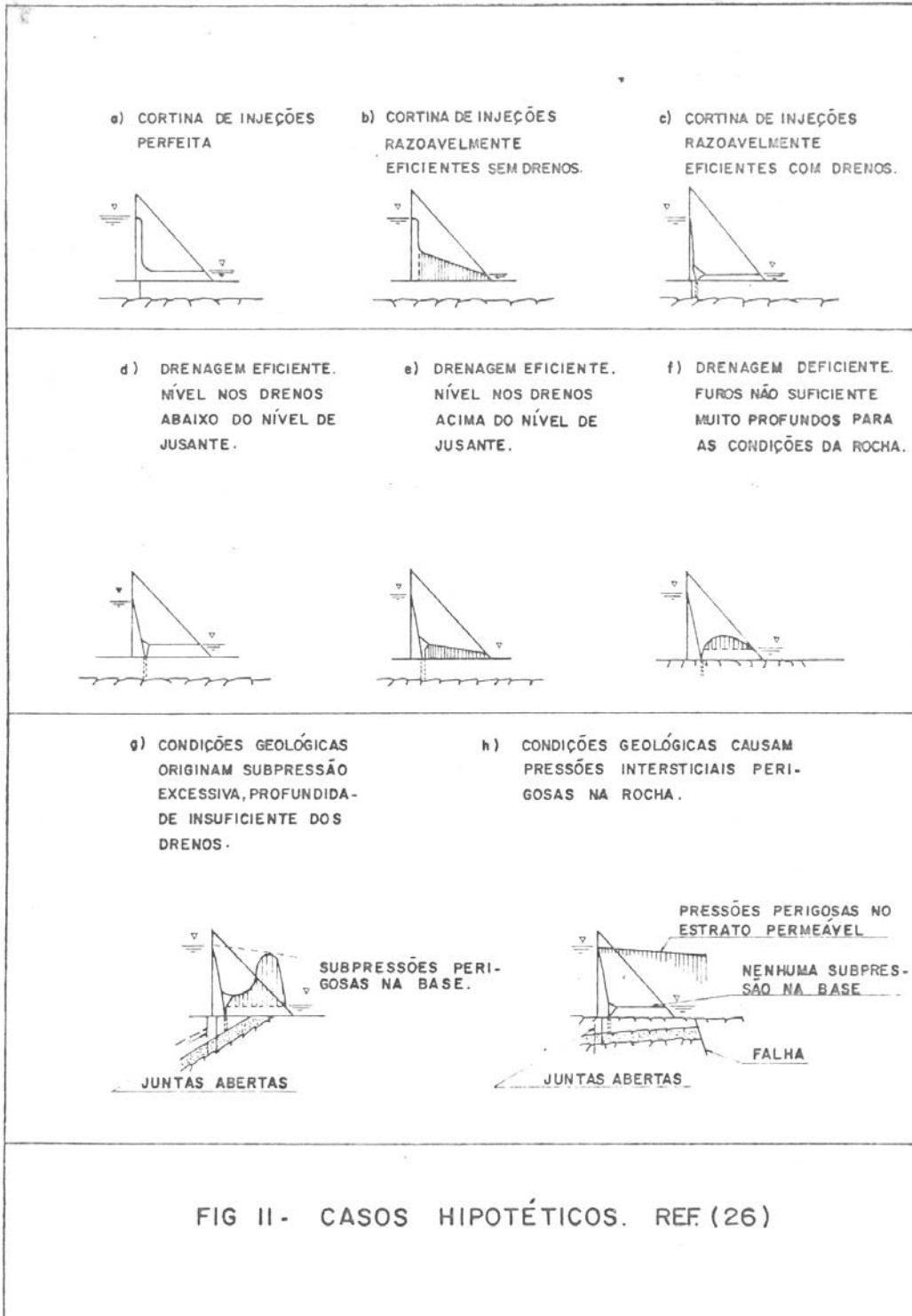
REF (4)

FIG. 9 INVERSÃO DO SENTIDO DO CISCALHAMENTO :

a) INFLUENCIA NA RESISTENCIA

b) EXEMPLO ESQUEMÁTICO DE INVERSÃO





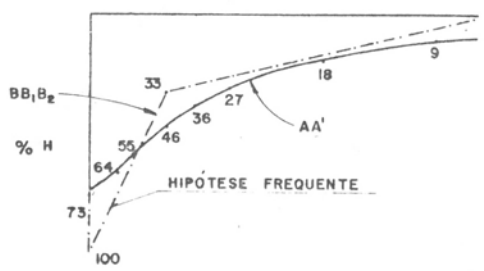
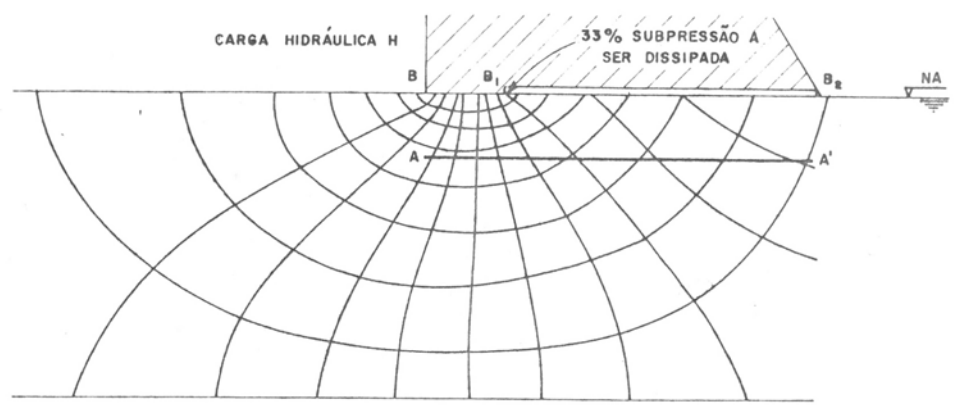


FIG.12 DIAGRAMAS DE SUBPRESSÃO NA BASE E EM DESCONTINUIDADE SOB A BARRAGEM

