

5 - TALUDES: INSTABILIZAÇÕES E DEFORMAÇÕES POR INCLINAÇÕES E PERCOLAÇÕES

5.1. Talude idealizado “infinito” de encosta e taludes construídos

É muito convidativo aplicar simplificada e em exagero na maioria de taludes as equações idealizadas do talude infinito como orientação da relativa estabilidade/instabilidade de taludes naturais. O assunto abre campo para muitos lembretes já abordados em publicações técnicas, em particular salienta-se a diferença entre solos sedimentológicos e residuais pelos próprios raciocínios de condição de formação como de seleção natural.

Taylor 1948 que se estabeleceu como ícone no assunto, um dos 3 nos quais ele concentrou esforços, idealizou a forma e fórmula da estabilidade/instabilização de taludes infinitos. O maciço absoluto e perfeitamente homogêneo só pode romper em plano paralelo, e em toda a extensão, não se considerando a interveniência das deformabilidades e resistências de planos subverticais no topo em extensão-tração e na base em compressão, nem a interveniência da coesão. Em síntese, a variável é a maior ou menor inclinação do talude em comparação com o ângulo de atrito (qual dos 3, UU, CU ou CD?) com o qual visualizar as relações de FAT RES/ FAT SOL?

No caso de taludes naturais tudo é demasiado idealizado mas pode-se imaginar que a abscissa (parâmetro de entrada) seja o s e o resultado-conclusão seja quantificar rudimentarmente a diferença de FS para diferentes inclinações α . A simplicidade das fórmulas de talude infinito induz a grande maioria de geotécnicos praticantes a recorrerem à mesma sem a mínima percepção das proporções dos erros decorrentes. Figuras esquemáticas (Fig. 5.1A¹, 5.1B, 5.1C, e 5.1D) e fórmulas diretamente aplicadas ilustram condições

¹ Admitido paralelo, Resistência, s que será s' se não for gerada nenhuma sobrepressão neutra pelo próprio deslizamento. Esta separada condição produz fluxos mássicos de lama. Para simplicidade admite-se inexistência de sobrepressões: as pressões atuantes na resist., s , do plano deslizante passam a ser efetivas, s' . Genericamente tudo depende de duas alturas (verticais) acima e abaixo da freática: para a pressão normal ao cisalhamento fazem-se as composições trigonométricas de rotina. Registra-se assim, com respeito, a postulação de que o conceito de lamelas corrente nas análises de estabilidade tenha induzido caso super-idealizado.

em que o taludes naturais com percolação natural idealizada se aproximam ou divergem da simplicidade sedutora. Observe-se ademais que no caso admitira-se o princípio da “pressão neutra de fronteira”. As hipóteses exigem correções importantes.

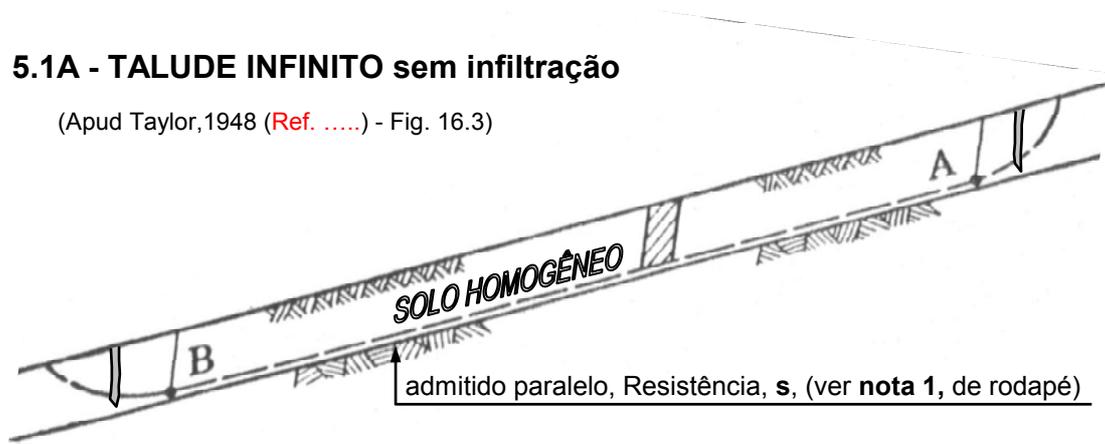
Deixam-se de lado as considerações referentes a 3D vs. 2D (infinito também lateral), e que a ação FAT SOL é considerada apenas por força gravitacional, vertical. É bem mais complicada a condição de solo fortemente pré-adensado no qual a força instabilizadora teria sido lateral subhorizontal, em diferentes estágios potenciais de alívio-expansão. Em seguida aborda-se primeiro resumidamente a determinação da pressão σ'_p , quanto a um elevado grau de variação da imprecisão de sua determinação por métodos desenhados à olho sobre o gráfico à mão livre, tal como o de Casagrande, de longe predominante. A Fig. 5.1E ilustra apenas duas posições salientemente diferenciadas quanto à precisão da σ'_p determinada, seja em kPa, seja em % de margem de erro referida ao valor médio. Em seguida surgem os questionamentos quanto ao valor de referência do σ' à superfície e crescente com a profundidade para expressar o perfil do sobreadensamento do subsolo.

A determinação do σ'_p é fundamental a toda a geotecnia e mesmo a alguma geologia até profundidades medianas. O parâmetro e seus usos interpretativos têm sido convencionais automaticamente afora poucos questionamentos dispersos (Ref. 1 e 2). O ponto fundamental é que prevalece a repetitividade somada à autoridade atribuída ao proponente histórico, Casagrande (Ref. 3), para manter a estagnação predominante, a despeito de: (1) condições muito especiais para as quais foi deduzido; (2) procedimentos muito rudimentares usados para a derivação; (3) estudos bem mais pormenorizados publicados (Ref. 4 e 5). Conclui-se que a base pareceu convidativa sem percepção da multiplicidade de passos olvidados, simplificados, e idealizados, de modo que fixou-se como sedutor o gráfico semilog e vs. $\log \sigma'$ (N.B. $e=f(E)$). Os fatos denunciadores são que (a) toda a derivação emprega linearizações e desenhos a olho nu e (b) nunca se encara o parâmetro como errático e sujeito aos

procedimentos E.P., resultando não se terem feito, jamais, os 10 a 12 ensaios comparativos paralelos para boas Gaussianas.

5.1A - TALUDE INFINITO sem infiltração

(Apud Taylor, 1948 (Ref.) - Fig. 16.3)



5.1B - PRESSÕES ATUANTES sem rede de percolação

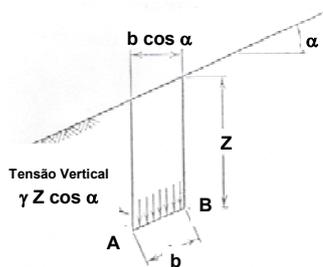
A - B: superfície

W: Peso

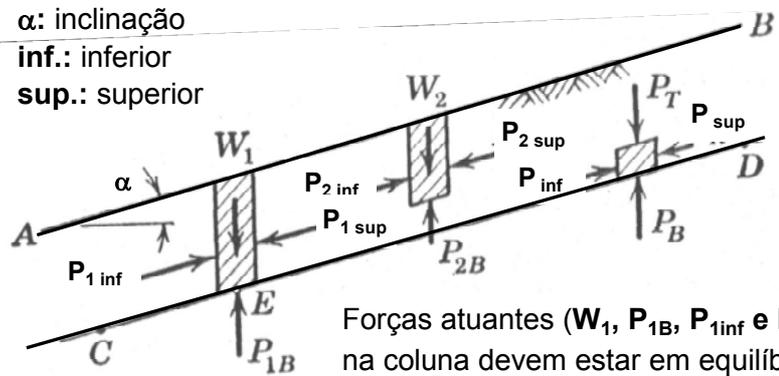
α : inclinação

inf.: inferior

sup.: superior



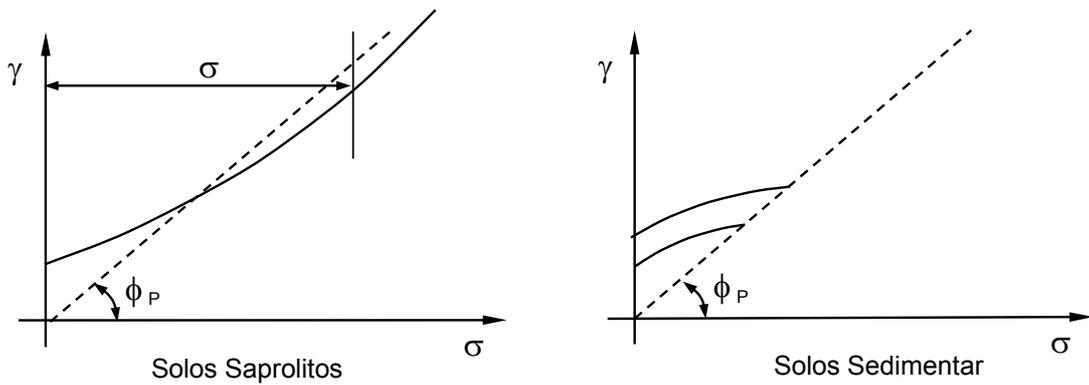
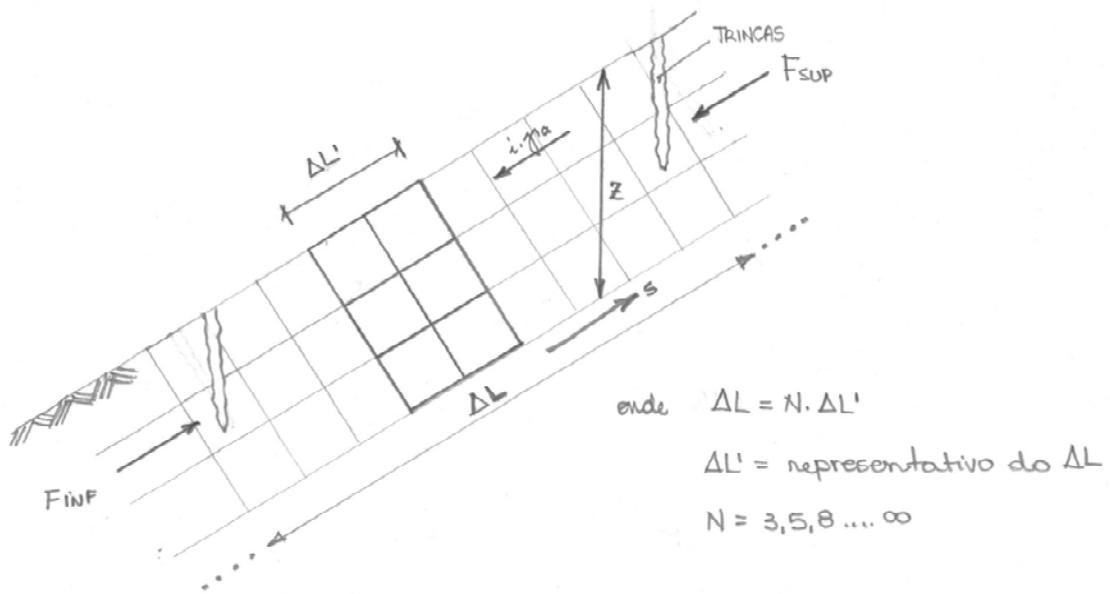
(Apud Taylor, 1948 (Ref.) - Fig. 16.5)



Forças atuantes (W_1 , P_{1B} , P_{1inf} e P_{1sup}) na coluna devem estar em equilíbrio.

(Apud Taylor, 1948 (Ref.) - Fig. 16.4)

5.1C - PRESSÕES ATUANTES com rede de percolação



5.1D – TALUDE INFINITO, considerando obstáculo (MATAÇÃO)

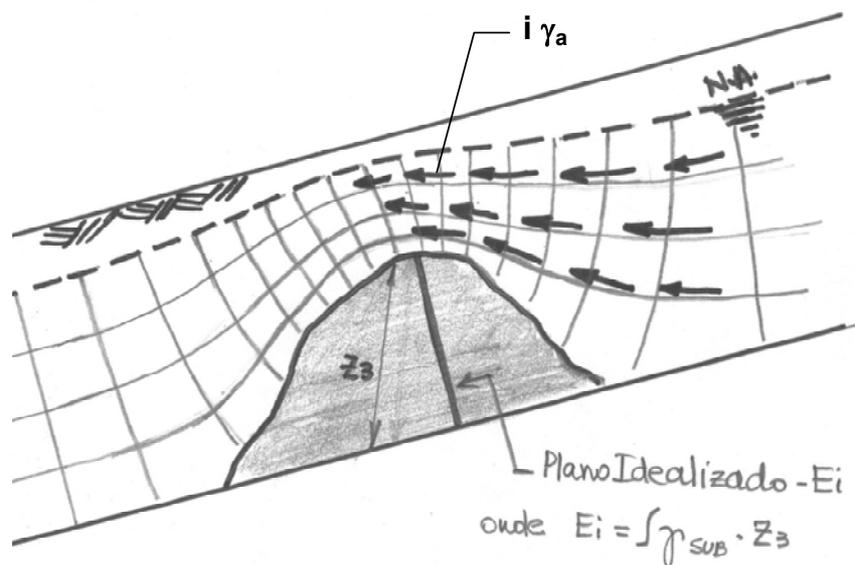


Fig. 5.1 – Considerações das forças no Talude Infinito.

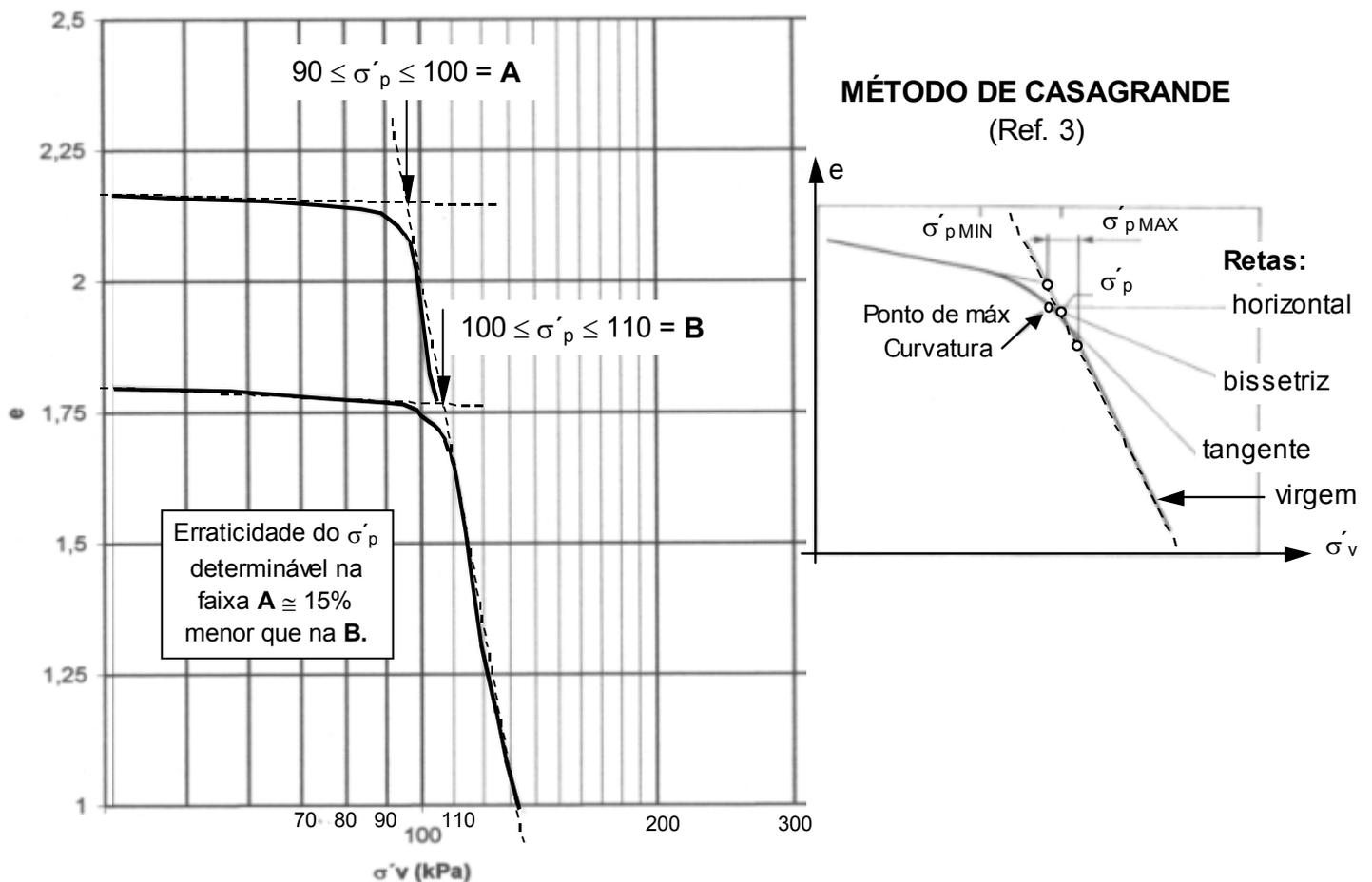


FIG. 5.1E – Ilustração da diferença do σ'_p pelo Método Casagrande.

A Fig. 5.1E e encarte ilustram uma realidade visual e subsequente ilusão. O gráfico semilog aperta progressivamente as larguras entre 70-80-90-100; e no ciclo log seguinte é grande a faixa 100-200, etc. Gerava a ilusão de que a erraticidade decorrente do procedimento gráfico seria maior, bem maior, na faixa 90-100, do que nos 10% subseqüentes, 100-110. Em realidade o erro potencial no σ'_p a ser corrigido é cerca de 15% menor na faixa 90-100 do que na 100-110. Existe sim a descontinuidade exibida pelo gráfico semilog mas em termos numéricos do σ'_p as erraticidades geráveis por diferentes escolhas do ponto de máxima curvatura só podem ser menores, nas faixas mais apertadas. A imprecisão deve se apresentar em carga contínua.

A relação OCR, essencialmente única generalizadamente usada, peca por começar assintótica ao infinito se admitir-se $\sigma'_v \equiv 0$ à superfície: propõe-se como bem menos criticável a adoção da diferença $(\sigma'_{vz} - \sigma'_{v0}) = \text{OCD}$. Mas em

realidade o assunto complica-se muito mais quando se reconhece que o σ'_p in-situ depende de $1/3(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$ enquanto os valores de σ'_p de ensaios dependem das tensões in-situ, da amostragem e manuseio, e finalmente do ensaio, edométrico (de carregamento unidimensional), ou triaxial (convencional ou TTA). O tópico é tratado e ilustrado detidamente em trabalho em separado. No presente, perante a prática profissional cabe apenas ressaltar que as muitas equações e leis constitutivas propostas com mentalizações extraídas de modelos deduzidos para metais etc. não avançaram ao grau mínimo de comprovação de aplicabilidade: assim resolve-se descarta-las junto com o **item 3.1B**, CSSM.

É sabido que seja em corte, seja em aterro as deformações pré-RUPT se concentram diferenciadamente na base e no topo. Na base é grande o deslocamento lateral de cisalhamento direto (\pm) e pequeno o vertical, no topo o inverso. Predomina o mais rígido. Sendo bem corrente a coesão ser gerada pelo σ'_p justifica-se a inquirição sobre as imprecisões do σ'_p . O assunto do σ'_p tratado em separado merece já aqui pequena consideração de aparte sobre ressecamentos que geram impermeabilidade, fendas de retração e sulcos de erosão. No caso de cimentação e rigidez é até maior.

Talude infinito orientativo e algumas variantes a considerar, sem interveniência pluviológica. Proteções naturais de taludes, microlimonitização superficial e fungos, provendo impermeabilidade e coesão.

Anotações Adicionais do Professor -

Artigo VM:

1) “Apreciações sobre a Engenharia de solos Aplicável a Solos Residuais” (Revista Latinoamericana de Geotecnia – Vol. VI n. 2 – pp.114-157 – Abril/Diciembre)

2) “Instabilizações de nossos taludes Residuais saprolíticos: conceitos esquemáticos reapreciáveis.” (II - COBRAE - Vol. 3 - pp.357-370,)

Análises tz’odas presumindo esforços atuantes como uniformes como gerados pelo peso de terra sobrejacente, solos NA “elasto”-plásticos mas sem intromissão de deformações. Casos idealizados da base impermeável da rede de percolação paralela, alterados meramente para senóides: erraticidades

locais em proporções referidas à formulação histórica. Outra variabilidade em função de atritos laterais às lamelas verticais.

Caso de forte OCR com variações rígido-plásticas muito descontínuas de “fendas” e “pontes”: esforço dominante transversal às lamelas verticais ilustrado em 7. x.

Erraticidades E-P muito grandes nas massas do subsolo, bem pequenas nos aterros compactados: ter em conta quando comportamentos abrangem conjugações dos dois.

Já adiantamos no COBRAE. Admito que já adiantamos nos senoides e algu(m)(ns) caso(s) de atritos forçados nas verticais das lamelas. Espero receber confirmada (pelo Schofield?) a referência ao caso de Henkel-Skempton ref. fendas e pontes na argila de Londres: Escanear o desenho para figurar no livro.

5.2. Taludes instalibilizados por redes de infiltrações. Pluviografia pertinente, registros e ensaio postulado. Correção do erro visceral de uso direto das pressões neutras (de poros) de fronteira (Ref. 6, 7 e 8) conforme de Mello et al. 2004 (Ref. 9). Hydrauger para rebaixamento eficaz.

A pluviosidade de curta duração máxima de projeto variará muito de local a local. Cabe inclusive frisar em aparte instrutivo a peculiaridade de hidrometria, hidrografia, e conseqüências, em áreas denominadas áridas, em grande parte erodidas até os matacões in situ. Clima continental de temperaturas muito diferentes de dia e noite podem dar um pouco de orvalho e vegetação esparsa correspondente. O sol tórrido resseca o solo até abaixo do limite de contração rachando-se e tornando-se erodível pela pluviografia de pancadas ocasionais de chuva intensa com coeficiente de escoamento superficial 100%. Segundo a experiência local tropical os taludes tanto de cortes como de aterros compactados podem ser até mais íngremes do que 1:1, desde que protegidos da erosão e infiltração: freqüentemente abrandar um talude argiloso o torna mais vulnerável à infiltração por molhagem mesmo pelicular que reduza a coesão e erraticidade rasa. Nos Nórdicos sujeitos ao gelo-degelo, com ciclos de expansão no congelamento seguida de molhagem amolecedora, a instabilização rasa é a razão de se empregar a coesão zero.

No caso de aterros bem compactados, geralmente estéreis, é um contrasenso de desperdício intercalar uma camada delgada de terra vegetal bem mais solta sobre superfície quase lisa muito mais impermeável. Pode-se misturar pequena proporção de solo orgânico e/ou fertilizante em faixa externa estreita, mais ou menos como na execução de um solo-cimento protetor. Outro método executivo emprega placas de grama fixadas por piquetes. Importante é executar em período de estio usual e atender com leve rega aspergida: problema de decisão na obra.

A Fig. 5.2A ilustra caso freqüente: não chegam a ser nem muito rapidamente conseqüentes porque com o aprofundamento erodido da trinca a velocidade da água diminui e a pressão de contato entre as duas faces do solo aumenta.

O ponto básico é constituir um tapete cerrado de mini-folhagem laminar deitada, aproximadamente como a Fig. 5.2B, que corresponde à espécie denominada “batatais” (*Paspalum notatum*) bem espalhada pelo Brasil e usada para resultar essencialmente impermeável, resistente à erosão e à infiltração. Seu sistema de raízes capilares forma uma densa malha que reforça a resistência à erosão, se reproduz e alastra conforme as oportunidades.

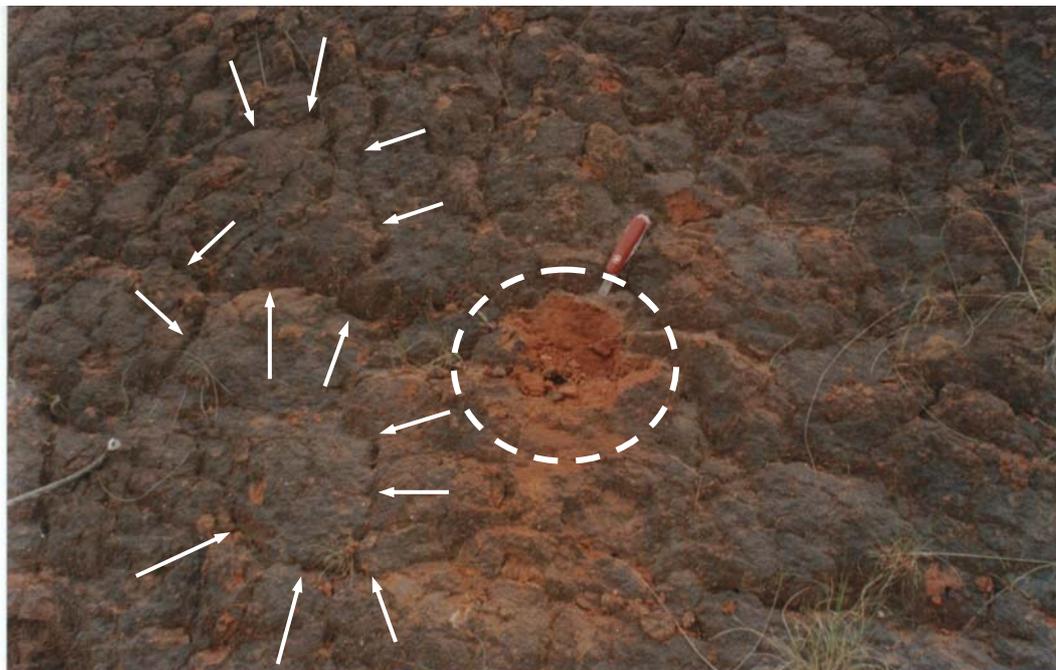




Fig. 5.2A – A freqüente limonitização da superfície que desenvolve excelente proteção de talude: quando e quão naturalmente? Como produzir artificialmente?



Fig. 5.2B – Ilustração da espécie denominada “batatais” (*paspalum notatum*).

É importante a preferência por tipos de gramas adaptadas à região, ao terreno firme de forte inclinação, e às conveniências de plantio, por hidro-semeadura, etc., consultando-se os agrônomos da região. Porém, é fundamental que se

excluem os tipos de gramas que crescem essencialmente “vertical” e que não se espalham a completar o tapete.

Para qualquer talude exposto, de corte ou de aterro, o mais importante é observar e orientar-se pelas indicações delongadas da experiência da natureza. Por enquanto concentre-se no assunto da mais corrente proteção de superfície.

Os taludes têm de ser interrompidos com bermas, a cada tantos metros, dotadas de valetas de coleta e escoamento das águas escorridas pela superfície impermeabilizante: O despejo do caudal emprega cascatas em degraus escavadas e concretadas contra as faces verticais e horizontais como fôrma externa. Métodos alternativos, usando pré-moldados, etc., são inviabilizáveis desde que se sele bem, impermeabilizante e aderentemente os contatos concreto-solo: argamassa e/ou injeções, ou asfaltos e betumes apropriados tem sido visados. O desnível entre bermas depende da pluviografia regional que determina a velocidade-limite tolerante, alcançada pelo lençol d’água no pé de cada talude parcial ao chegar à berma.

O conjunto hidráulico-OBRA (valas de seção variável e cascatas) a cada tantos metros recebendo os caudais despejados usa sistema de duas águas de ambos os lados. A extensão das duas águas entre cascatas depende da inclinação da valeta etc.: procura-se otimizar ao redor de 1% almejando algo de auto-manutenção com 2 a 3 chuvas anuais fortes gerando velocidades da ordem de 0,2 a 1m/seg capazes de auto-lavar siltes e areias que se acumulem. Detalhamentos diversos se sugerem a quaisquer práticos de Obra (engenheiro Junior ou mestre experiente) com senso de observação e racionalização, e com bases de “física mais senso comum” civil-geotécnico de executor: embora escapem com freqüência em documentos de Projeto e de Licitação, não se inserem no contexto deste livro.

Retorna-se ao problema crucial das pluviografias localizadas de grande intensidade e curta duração, as “trombas d’água” que dão tiros de misericórdia, mais danosos se precedidos por período de chuva média de frente estacionária.

Não existe caminho curto e fácil para coleta de dados de problemas pertencente duplamente à Estatística dos Extremos, pontual na diminuta área pertinente e na intensa pluviografia de consequência. Indispensável ampla rede representativa orientada por deslizamentos ocorridos em chuvas de notória hidrometria: para não se exaurir em graficar o inútil, os pluviógrafos têm que ser dotados de relés que os acionem só após uma forte pluviosidade de ocorrências da ordem de dezena de vezes anuais: finalmente, necessárias persistência, paciência e observação inquiridora, evitando monitorar regiões que sofreram muitos deslizamentos na última década.

Equipamentos e Ensaio, para conferir escoamento vs. infiltração em superfícies selecionadas.

Área: razoável de acordo com profundidade da RUPT

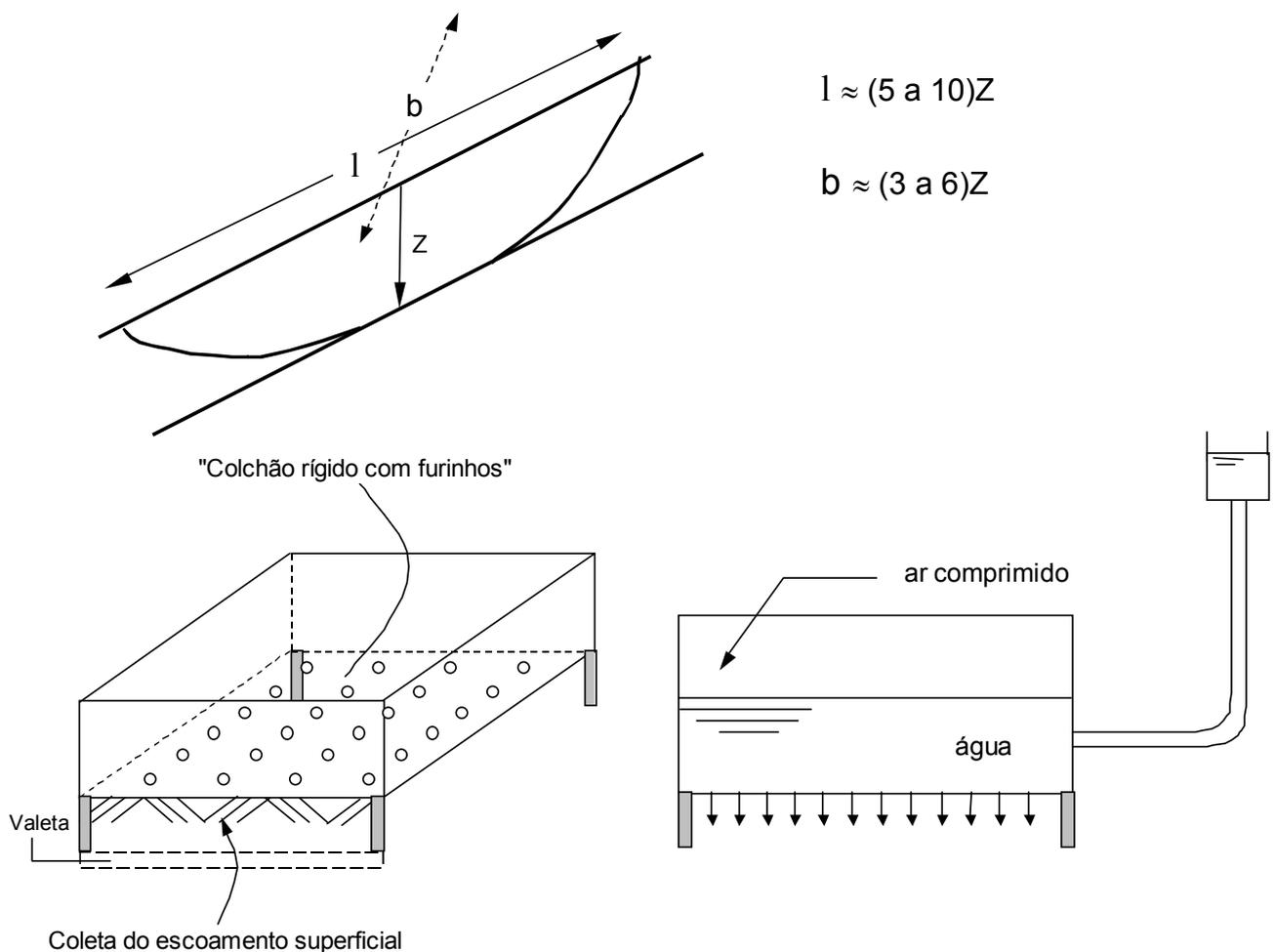


FIG. 5.2C – Esquema do equipamento mencionado.

2.1 – Instalação prévia de ± 15 succiômetros, 3 níveis de 5 cada (1/3, 2/3, 1)Z

2.2 – Sob cada pressão-intensidade pluviográfica continuar ensaio até que escoamento superficial a jusante \approx pluviografia aplicada.

Anotações Adicionais do Professor -

Razoavelmente postuláveis nos Projetos, e monitoráveis nas Obras, com base no pano de fundo das REDES DE FLUXO nos maciços não-sujeitos a efeitos secundários volumétricos por mudanças das tensões. De Taylor (1937, 1948), Bishop (1952, 1955) em diante todas as reapreciações teóricas referiram-se às PRESSÕES NEUTRAS de FRONTEIRA Us (PNFUs) no plano deslizante : partindo da proposição primordial de Terzaghi (1936) que a propôs como aproximada mas aplicável por necessidade (*Ref. e citação) (e, observa-se, tanto menos errada quanto mais modesta a obra); foram crismadas sob uma postulação infeliz de Taylor (*Ref. e citação p. 203) que postulou transferir somados, para a base do plano cisalhante, todas as resultantes (FORÇAS TOTAIS – PNFUs de elementos de rede entre linhas de fluxo e equipotenciais) como equivalentes às desejadas pressões efetivas de peso e de percolação $i\sigma_a$, procedimento muito trabalhoso.[N.B. Deveria ter refletido e escrito “transferir para a base todos os **efeitos sobre os equilíbrios** das Forças Totais – PNFUs dos elementos de solo configurados na rede **do alto para a base**].

Enfatizar a % de erro comparativo, para o lado da segurança, encarecedor, e incrementando o Azar e Risco sob rede(s) mais crítica(s) operacional(is) de infiltração. Na possibilidade ocasional de ter que incorporar os efeitos secundários de variações volumétricas dos elementos do maciço, lembrar que estas dependem de $\Delta(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, ajustado ao caso, enquanto que os FSs, dependentes das resistências, dependem apenas de σ_1 e σ_3 .

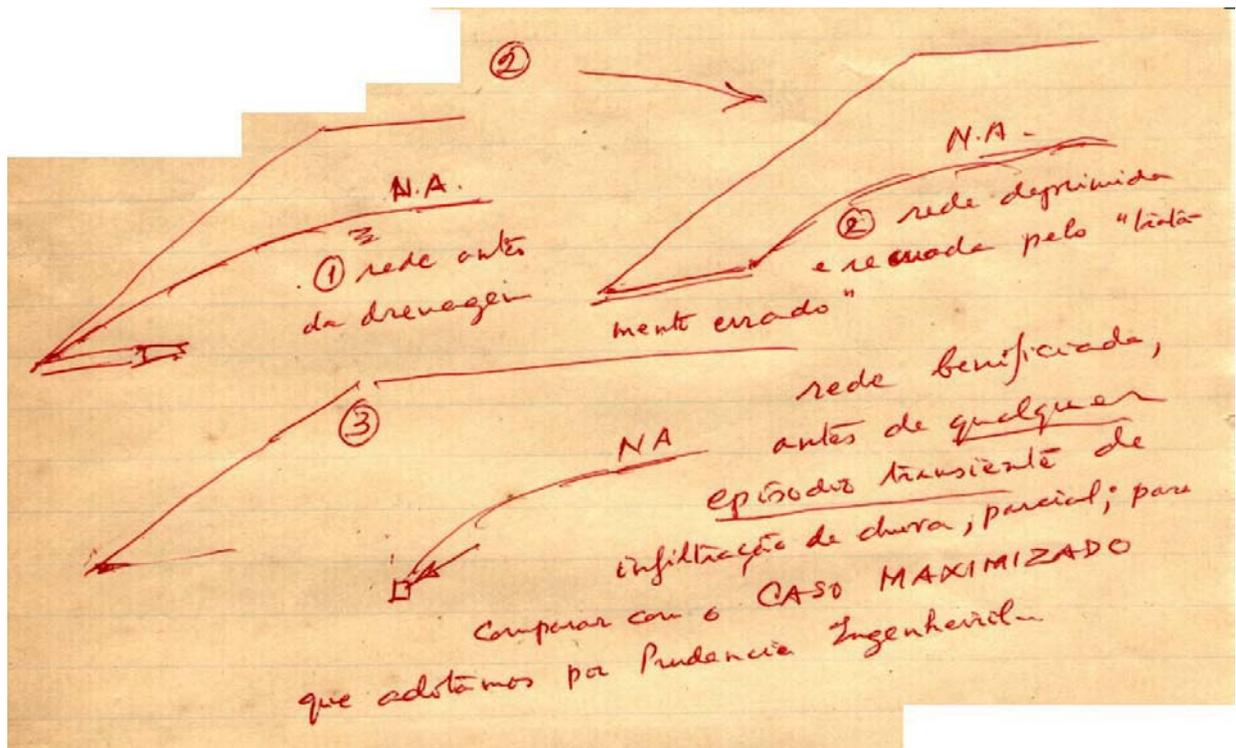
Reunir dos diversos S.O.A. reports as relações de todas as hipóteses das forças consideradas nos equilíbrios, “incompletos” e “completos” e **escolher PARA INCORPORAÇÃO** no texto do Livro, as n incógnitas e $n-2$ equações,

(que tendem a decrescer a diferença à medida que n passa a ser progressivamente maior, quando $\frac{n-2}{n} \rightarrow 1$) escolhendo entre as tabelas mais modernas a mais completa e melhor) Se necessário compor uma usando p. ex. duas Refs., consignadas.

→ ? Ilustrar com algum caso de ΔV extraído por FLAC?

Transportar para o Livro nossas figuras, etc..., e texto, etc ... da DEMONSTRAÇÃO DA FALÁCIA do uso do PNFU tal como passou a constituir o 1º Gene Poluidor de todas as análises.

N.B. Parece-me que teríamos que fazer mais 3 análises para a mesma seção, correspondentes a (1) condição hipotética de lençol freático



5.3 Análises de Instabilizações de Taludes: Reapreciação Histórica.

5.3.1 Introdução.

Os Desafios de Previsões comparadas com Comportamentos na engenharia geotécnica expuseram margens surpreendentes de erros, freqüentemente sistêmicos, e inevitavelmente também erráticos. Rupturas de protótipos de barragens também continuaram a ocorrer, embora com algumas notáveis alterações nas estatísticas respectivas de causas e tipos. Com relação a tais surpresas estonteantes foi enfatizado (de Mello, 1977) que a engenharia civil-geotécnica não se dirige no sentido de predizer exatamente que comportamento será confirmado, nem portanto adquire experiência em tal meta: ao invés a meta profissional é a de prever razoavelmente o que não se deveria permitir acontecer. Este posicionamento da prática profissional, leva à obrigação prioritária de minimizar azares (probabilidades das ocorrências críticas) de rupturas, embora realmente preso ao atendimento de minimizar riscos (a composição das probabilidades dos azares com as das conseqüências destrutivas resultantes). Para tanto não deixam de constituir metas básicas a maximização da “acurácia” das soluções calculáveis como previsões, porém moldadas em função das Dispersões, e Intervalos de Confiança Probabilísticos.

O termo razoável introduz umas dicotomias óbvias importantes nas decisões. As principais incluem, por exemplo (1) evitar soluções tão conservadoras que o empreendimento resulte economicamente inviável; e (2) avaliar e respeitar as significativas desproporções entre diferentes condições e conseqüências de rupturas, seja conforme observadas seja conforme previsíveis sob possíveis ou prováveis comportamentos da obra.

O paradigma dos projetos geotécnicos a exortar reflexões, é a barragem homogênea de terra compactada, mesmo se eventualmente idealizada como liberada de todas as vicissitudes geomorfológicas e geoestruturais, sempre enfatizadas como indissociáveis dos rios e dos locais de ARRANJOS GERAIS otimizados. Frisa-se que trabalho paralelo aborda o assunto de Deslizamentos

de Massas (de Mello et al., 2004b) no qual incidem considerações idênticas quanto à geotecnia em apoio típico. São desproporcionalmente prioritários os aspectos meteorológicos, os das superfícies naturais, e os geológicos/geomorfológicos. Dentro da essência da engenharia global das barragens que é corretamente atribuída aos regentes da orquestra multidisciplinar, pareceria compreensível e admissível, embora lamentável, o desejo do regente e demais solistas, deterministicamente confiantes no seu saber, de admitirem satisfatórios e encerrados seus questionamentos em bem cobrirem suas participações interativas com os demais: assim prevalecem os presumidos ditames tais como alcançados e culminados há quarentena de anos, recorrendo a apoio nas consagradas muletas das expressões “práticas”, “precedentes”, “julgamento (sempre o próprio)” e “experiência”.

O afastamento abismal entre os engenheiros “barrageiros” e os geotécnicos de vanguarda só aumenta enquanto não começemos pelo reconhecimento fundamental seguinte: a barragem não passa de um meio para um fim, a meta realmente colimada sendo o recurso hídrico e a carga hidráulica. Assim resulta que as questões realmente importantes, valiosas, e de alta relação benefício/risco/custo são os três circuitos hidráulicos: o do desvio do rio durante a construção, o circuito operacional do empreendimento, e finalmente, o dos vertedores para a passagem das enchentes grandes e extremas.

A Fig. 5.3.1 apresenta resumidamente a principal tarefa atendida na Rankine Lecture 1977 do autor sênior, figura esta propositadamente simplificada e justificada segundo Viotti (1989). Embora a barragem homogênea de terra compactada com cortina filtrante inclinada tenha sido escolhida como o modelo mais relevante para exposição dos problemas especificamente geotécnicos, o obstáculo prioritário interpretado na ocasião como requerendo transposição era o da necessidade de separar o joio do trigo em suas enormemente diferentes probabilidades.

O imperativo da época era repudiar a maior das aberrações possíveis nas barragens granulares, assunto que lamentavelmente o julgamento e a experiência não rejeitaram nem evitaram em algumas das barragens

contemporâneas da máxima repercussão. (e.g. Impregilo, 1982). Por sinal, negligenciou-se assinalar a hipótese possível da subpressão da fundação subir a partir da base P do dreno D2 com possibilidades de retro-erosão, se não for bem filtrante o colchão adjacente. Focalizou-se o problema de percolações pelas fundações e subpressões conseqüentes, nos termos simplíssimos da introdução de um tapete semi-impermeável interno até uma distância criteriosa sob o espaldar de jusante.

Resumidamente os raciocínios em essencialmente todos os casos começam por incluir: (a) os enormemente maiores graus de ignorância sobre probabilidades de fluxos preferenciais na fundação, investigada, digamos, por uma malha (geralmente geométrica)¹ de sondagens de 10 cm, a cada 50 m (generosamente), em comparação com a superestrutura compactada em espessuras de 20 cm, com inspeção visual contínua e milhares de ensaios Hilf-Proctor de controle; (b) a confirmação experiente de que, excluindo os incidentes e acidentes, as vazões percoladas através dos maciços são insignificantes em comparação com as fugas pelas fundações (especialmente se, conforme se enfatiza em seguida) recorreu-se às marcantes preferências pela cortina filtro-drenante² enquanto que (mesmo sob prudência extremada) mesmo que não houvesse nenhuma perda de carga, as subpressões só convidariam ao alívio na posição JUSANTE (JU) onde a altura do maciço equivalesse a aproximadamente a metade da carga hidráulica da represa; (d) finalmente, lamenta-se caber assinalar a ainda maior das aberrações, a de conjugar esta posição tão erroneamente para MONTANTE (MO) com o uso de qualquer tapete impermeável de montante estendido sob o reservatório, ele próprio sujeito a graves danos num primeiro enchimento rápido, com a subpressão desenvolvendo lentamente em fundação não perfeitamente saturada. Para o maciço são marcantes as preferências pela CORTINA FILTRO-DRENANTE CFD inclinada para montante, mas sem os graves erros

¹ Toda investigação deve ser orientada pela geologia, buscando seus Descontínuos, quer probabilísticos quer determinísticos (de Mello, 1981) por afetarem todas as soluções da engenharia, conquanto idealizam o Contínuo. Analogia mnemônica reporta ao jogo infantil da "batalha naval". Para eficiência as sondagens só procuram acertar nos vasos de guerra, os Descontínuos, pois todas as falhas de pontaria alcançam o contínuo do mar, caracterizando-o ipso facto.

² Em comparação com as "práticas" demasiado freqüentes, a seguir se elimina a qualificação "drenante" porque a carga altimétrica associada à permeabilidade incrementada do filtro seria mais que suficiente para a drenagem. "Transições" seqüenciais e interfaces de mais do que um material adjacente na cortina podem causar mais dano do que benefício, considerando comportamentos globais, incluindo deformações, o volume trapezoidal de encosto de "tout-venant" a JU da cortina, etc...(cf. de Mello et al., 2003)

de desce-la até o contato P com a fundação, e de drenar esta muito mais a montante do que necessário.

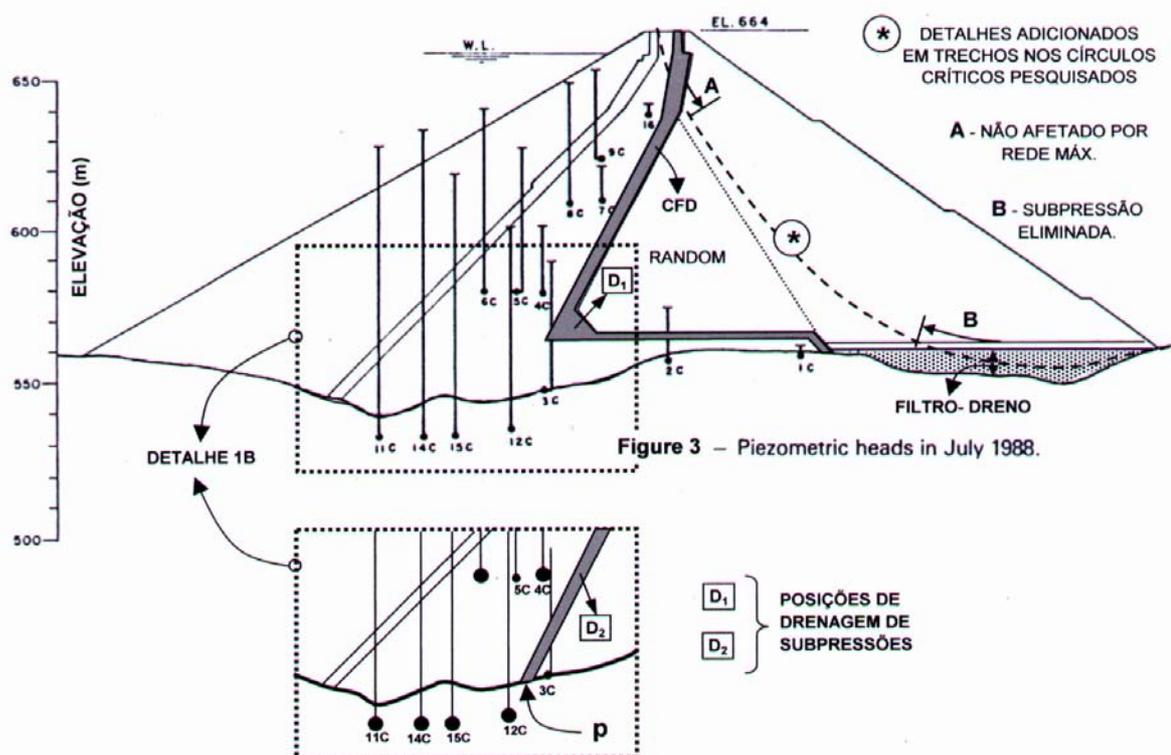


FIG. 5.3.1 – Barragem de Emborcação “Rankine Lecture Design”. Um projeto bem sucedido. (Viotti, 1989)

Em resumo, tendo abordado muitas das práticas e precedentes “transmitidas geometricamente” de condições de julgamentos extremamente ruins, na ocasião não se adentrou nos problemas de análises de estabilidade, além de comentar a estranheza quanto aos taludes típicos MO/JU da ordem de 1:3 e 1:2,5, (Rankine Scott) o de MO sendo o mais brando: é claramente absurdo acomodar dois requisitos de projeto tão distintos apenas mediante diferenciações de fatores de segurança F da ordem de 1,2 e 1,5 (Lowe, 1988) extraídos de mero palpite, especialmente também sob o reconhecimento das margens de erros probabilísticos não inferiores a ± 15 a 20%, sendo exagerada e perigosa a tendência subconsciente à simetria e similitude geométricas. Merece enfatizar-se a desmesurada diferença entre a energia potencial destruidora para JU em comparação com a improbabilidade do esvaziamento

rápido total do reservatório, e sua conseqüência eventual pouco danosa para MO.

Porém, a figura original da referência foi proveitosamente complementada para enfatizar os propósitos concomitantes deveras importantes, buscados e alcançáveis, pela mesma seção de projeto otimizado: (1) Excluindo da superfície crítica de escorregamento de JU qualquer incremento da ação instabilizante, seja no topo (trecho A), seja de subpressões na fundação (trecho B) nas condições extremas de percolações do reservatório, a própria questão de calcular valores de F quer comparativos quer seqüenciais, desaparece, porque ao final da construção a estabilidade terá sido monitorada e comprovada e subseqüentemente só é beneficiada por compressões e envelhecimento; (2) com uma rede de percolação do reservatório cheio bem deprimida pela CFD, o núcleo e a interface núcleo-filtro funcionam em compressão, favorável; (3) as subpressões da fundação, probabilisticamente muito indefiníveis, são cabalmente filtro-drenadas. Assim resulta que as análises pertinentes para a barragem, regidas pelas estatísticas das médias, devem se concentrar instrutivamente na seqüência de condições críticas para os volumes de MO, de núcleo (e espaldar se empregado) bem respeitando os princípios da geotecnia do histórico de tensões-deformações-tempo.

Tendo empregado a desajeitadamente trabalhosa grafostática da época ao longo de mais do que uma década com barragens de singularidades marcantes, em condições de responsabilidade séria pessoal e exclusiva, o autor sênior foi induzido a realizar e consignar uma análise histórica subjetiva sobre o estado atual das análises de estabilidade (instabilizações) de taludes, com seus programas computacionais, empregados sem inquirição ou restrições compreendidas. O caso dos taludes de MO das barragens de terra, merecedores de, e sujeitos a, cálculos geotécnicos convencionados é escolhido, por muitas razões de posicionamentos errôneos e questões muito abertas, incluindo os princípios fundamentais dos comportamentos dos solos como influenciados pelo mencionado histórico de tensões-deformações-tempo, e ciclos repetitivos. Superada a fase das decisões prioritárias de mudança de “universo físico” frente a condições da estatística dos extremos (de Mello, 1977,

pg. 284), e partindo para os cálculos atualizáveis para o maciço, MO, depara-se que a análise histórica foi reveladora e bem sugestiva em termos explicativos.

Sintetizando para facilitar o acompanhamento dos desenvolvimentos históricos que seguem, submete-se em estilo telegráfico primeiro e referindo-se à Fig. 5.3.2: (1) Hipótese simplificadora de Terzaghi (1936) para “aterro livremente drenante” instabilizado por infiltração de chuva. Oferecido o princípio das PRESSÕES NEUTRAS DE FRONTEIRA Us PNFU como equivalentes à RESULTANTE DOS VETORES EFETIVOS DE PERCOLAÇÃO E DE GRAVIDADE para elemento de solo entre pares de equipotenciais e fluxos (Fig. 5.3.2B). Ressalva³. (2) Repetições, sem reservas, em Terzaghi (1943) e Terzaghi-Peck (1948). (3) Taylor (1948) repetição, sem reservas, inclusive com extensão inopinada do elemento para somatória em toda a altura até a base deslizante⁴. (4) Estudo inovador meticuloso de Bishop (1952), dominado por fatores da época e regionais (a) menosprezo de redes de percolação, filtros-drenos horizontais pífios no pé de JU; (b) dados errôneos do US BUREAU OF RECLAMATION USBR de elevadas piezometrias de $\Delta\sigma$ de período construtivo (e.g. Gould, 1959); (c) condições úmidas saturadas Inglesas (d) primeiras análises por relaxação do maciço (e) pendor dominante para pressões efetivas e coeficientes de sobrepressões neutras $\Delta u = f(\Delta V)$ (f) preservação do princípio de Terzaghi, com ressalva⁵, curiosamente menos justificada. (5) Bishop (1952) inovou criando como fator de segurança F uma redução da resistência. Seu método de análise (1955) gerou questionamentos. Porém resultaram (a) “parcerias” com Escandinavos (e sucessivamente outras personalidades de peso), onde taludes brandos realmente rompem por redução de resistência (de ensaios de deformação controlada embora no campo só possam ser rupturas sob tensão-controlada), adiante ressaltadas como visceralmente diferentes; e (b) a impactante proposta da validação mediante análises de casos com

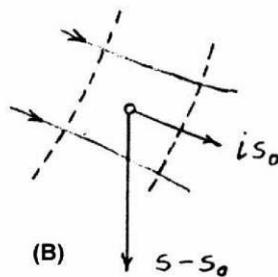
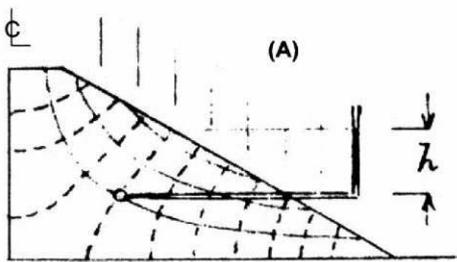
³ pg. 157 “such a system of forces cannot yet be computed, all our methods of computation are necessarily based on radically simplifying assumptions”.

⁴ pg. 203 “The consideration of a small element may easily be extended to a large mass by summation of forces for all the elements of volume which make up the mass”.

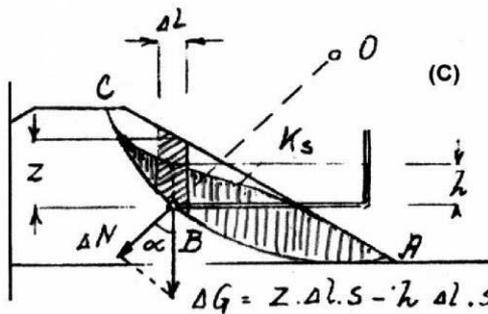
⁵ pg. 51 “It is difficult to justify it logically ... As an empirical method it has the merit of being slightly simpler” (do que a embaraçosa grafoestática da época).

ruptura a coincidir com $F \equiv 1,00^6$. (6) Seguiram-se fatores de “parcerias” de figuras dominantes com colaboradores júnior, e principalmente a avassaladora preponderância da evolução da computação. “Autoridades” reiteradamente convidadas às elaborações de ESTADOS-DA-ARTE nunca retornaram a revisões críticas das bases primordiais fixadas pelos “pais”, no M.I.T e em Harvard.

Em resumo, em marcante contraste comparado com as conclusões de Wright et al. (1973), entre outros, da (pg. 785) “forte indicação de que os métodos dão a resposta certa” e (pg. 790) “pode-se concluir que nenhum dos métodos incorpora grandes erros”, o autor sênior enfatiza (1977, pg. 333) “embora se conclua que os vários métodos de análise dão resultados quase idênticos, a certeza resultante é apenas da equivalência de várias computações dentro de um modelo presumido, e não da equivalência do modelo à realidade”.



Nota 1. Terzaghi (1943) continua a concentrar nas instabilizações por percolações tanto para um aterro permeável sob infiltração de chuva (pg. 254 – ‘6) como para o abaixamento rápido do reservatório (RDD) do talude de MO de barragem de terra, empregando sistematicamente a SIMPLIFICAÇÃO do U da PNFU.



INSTABILIZAÇÃO POR PERCOLAÇÕES.

Taylor 1948, pg. 201, repete sem reservas e estendendo.

$$\Delta G = Z \cdot \Delta l \cdot s - h \cdot \Delta l \cdot s_0 = \Delta l (Zs - h s_0)$$

Nota 2. Taylor (1948) também concentrou-se na “relação básica da força de percolação” (p. 201, Fig. 9.20) estendendo (p. 203) conforme o rodapé 4 “As considerações para um pequeno elemento podem ser facilmente estendidas para uma grande massa pela somatória das forças atuantes em todos os elementos de volume que compõem a massa”. [“Somatória de forças” deveria ter sido corrigida para “Somatória das condições de equilíbrio” (reparo dos autores)].

FIG. 5.3.2 – Indicação esquemática fundamental da postulação de Terzaghi (1936).

Em respeitosa e grata reapreciação de tudo quanto devemos ao passado e esforços de seus mentores, porém visando apenas aprimorar, postula-se que predominou nas análises do Equilíbrio Limite da Estática a mais corrente das

⁶ (1952, p. 11) “checking in cases where the factor of safety is known to be unity. This is probably the most impressive test of all”.

Leis de Newton, a 3a, da equivalência da AÇÃO e REAÇÃO entre dois elementos de um sistema (corpo) isolado rígido. Numa massa terrosa contínua bem deformável, tal meta por um lado só passaria a se efetivar sob postulações subdividindo-a em corpos sólidos virtuais isolados; portanto sob as realidades tensão-deformação-tempo, em seguida exigiram-se hipóteses rígido-plásticas perfeitas, com rupturas simultâneas em todos os planos da massa, com deformações específicas idênticas simultâneas. Olvidou-se que até os corpos sólidos se isolarem haveria uma parcela da trajetória cisalhante a percorrer com deformação (e REAÇÃO) retardada, no comportamento elasto-plástico (que progrediu sobre o rígido-plástico).⁷ Seria hoje muito proveitoso debruçar-se sobre as duas primeiras Leis de Newton (ex. Seely & Ensign, 1941) e um preceito fértil da Teoria de Estruturas (ex. Spofford, 1939), em seguida resumidos:

1a Lei. Se nenhuma resultante de forças atua sobre um corpo isolado, este permanece em repouso, ou continua a mover com velocidade uniforme numa linha reta.

2a Lei. Se uma resultante de força atua sobre um corpo isolado, este é acelerado, sendo a direção da aceleração a mesma da força, e sua magnitude diretamente proporcional à força e inversamente proporcional à massa do corpo.

Proposição das Estruturas: Frequentemente é vantajoso usar a equação de equilíbrio $\Sigma M = 0$ mais do que uma vez, empregando eixos diferentes. Empregando-a 3 vezes sem as outras equações, satisfar-se-ão todas as 3 equações, salvo se os traços dos 3 eixos no plano das forças se situarem na linha de ação da resultante (N.B. em princípio só conhecida no final dos cálculos da estabilidade). Retorna-se porém à via sacra percorrida, começando

⁷ Adiante se menciona que pela necessidade inquestionável de investigar primordialmente a ruptura, recorreu-se aos ensaios de DEFORMAÇÃO CONTROLADA (enquanto a realidade predomina sob TENSÃO-CONTROLADA). Ressalta-se aqui não terem havido ensaios, quer de carregamento quer de descarregamento, nos quais se tenham pesquisado sistematicamente os limites de $F \geq 1$ (digamos x) até os quais após uma deformação elástica, ocorra uma parada bem observada da deformação quando cessado o incremento de tensões, e outro limite de $1 \leq F \leq x$ (digamos y) até os quais, após cessado o incremento de tensão e a deformação rápida (elástica), ocorram os rastejos progressivamente maiores mas ainda toleráveis. Será assunto prioritário a pesquisar, reconhecendo as múltiplas condições perfeitamente estáticas com tensões cisalhantes. O assunto é abordado na medida do possível, embora mui parcamente por limitações das indispensáveis investigações.

por um importante ajuste, de pleno uso na Mecânica das Rochas, mas não difundido na geotecnia.

5.3.2 Cargas Moles e Duras, Solicitantes e Restituintes. Revisão Significativa nos Ensinaamentos do Processo de Análise de Estabilidade de Talude Simples de Fellenius, entre Terzaghi-Peck (1948) e a Edição Revista (1967)

Cabe-nos começar por enfatizar a grande relevância carregada pelo primeiro e mais autoritativo livro para a prática profissional, de autoria de Terzaghi-Peck (1948), em época mundial histórica do imediato pós-guerra de intensa efervescência teórica e profissional. Reporte-se à Fig. 5.3.3.

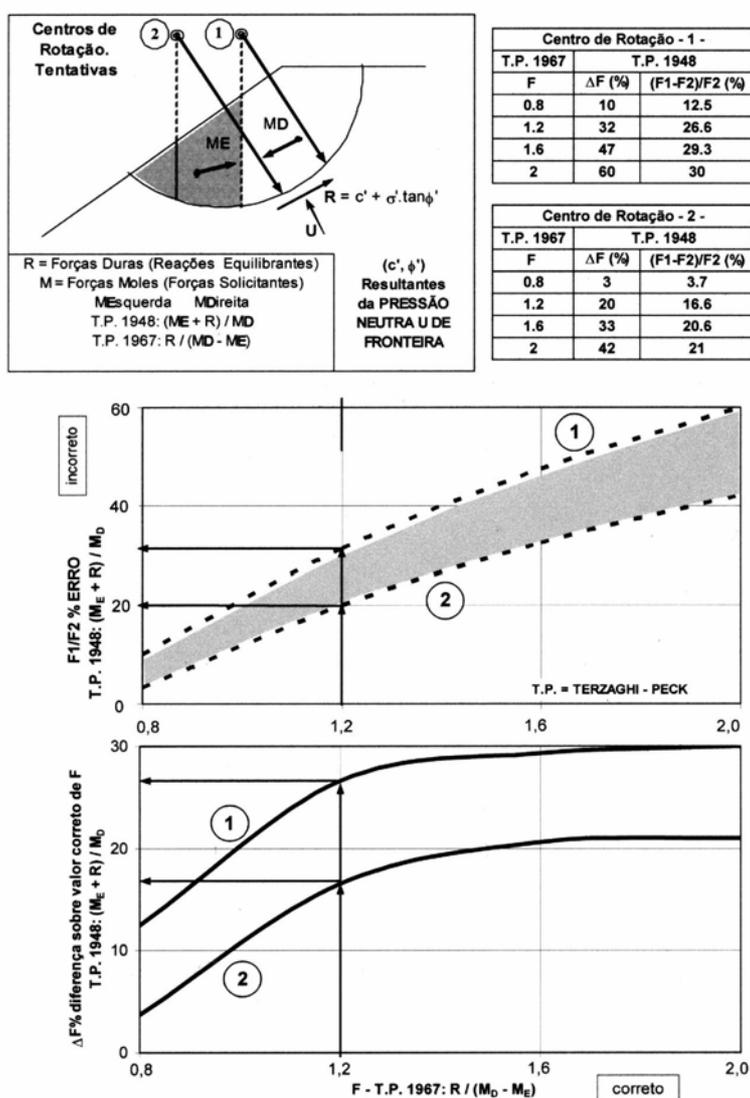


FIG. 5.3.3 – Erro conceitual, e não desprezível numericamente, pela “mistura” de cargas moles e duras.

O prefácio da edição revista (1967) consigna a incorporação de revisões significativas, mas nem menciona nem expõe a importante diferença conceitual introduzida neste caso de uso freqüentíssimo, nem aponta para a alteração com a indispensável explicação e exposição numérica comparativa resultante. Os conceitos diferenciando forças moles e duras, ressaltadas na Mecânica das Rochas com relação às barragens-gravidade sobre rochas fraturadas, são da maior conseqüência: cargas moles são constantes em magnitude independente das deformações, enquanto que forças duras são as que dependem principalmente das deformações. Ocorreu, porém, que numa análise de estabilidade didática, simples, para um talude, empregando o método de Fellenius, foi empregada (1948) a mistura inopinada e errada dos dois tipos de forças: exigia-se portanto a revisão significativa.

No exemplo da Fig. 5.3.3 as forças moles são as da gravidade, e portanto representadas pelos Momentos opostos do peso da direita e da esquerda do centro de rotação. A edição 1948 havia misturado para o Momento restaurador a força mole ME e o Momento de força dura R devida à resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de deslizamento, resistência esta que inexoravelmente requer alguma deformação para ser gerada. Por sinal, cabe anotar que a decisão ulterior (≥ 1955) de usar a resistência ao cisalhamento em termos de tensões efetivas automaticamente impõe a incorporação da Pressão Neutra de Fronteira, PNFU, ao longo do deslizamento.

Algumas conclusões numéricas decorrem da Fig. 5.3.3 em primeira instância, enquanto se pondera sobre não só os 20 anos em que os profissionais possam ter usado a equação errada, mas também a proporção inadivinhável deles que possa inadvertidamente ter continuado a usa-la muito mais delongadamente. Dentro da escala de Fs que ocorrem mais correntemente nos projetos e na Natureza, a equação original teria provido Fs entre 10 e 50% maiores do que o “correto” (1967) correspondendo a erros percentuais entre 12 e 30% sobre o cálculo apropriado. Não raro tarda-se a inquirir cálculos que levam a maior segurança ilusória, até haverem rupturas claramente imputáveis.

Antes de prosseguir com o intuito do presente trabalho cabe deter-se na lição extraível da Fig. 5.3.3 por duas advertências prioritárias. O caso específico fôra empregado segundo comportamento de tensões totais, e não de tensões efetivas, que em seguida se promulgaram avassaladoramente, introduzindo as PNFU, que constituem o foco principal do presente trabalho. Cabe aqui já enfatizar que tais U_s tanto passaram a ser erradamente os devidos a percolações (moles) pelo maciço, como corretamente os devidos a pressões (duras) de compressões sofridas ao longo do círculo crítico deslizante.

É fundamental reconhecer que não há qualquer associação obrigatória entre forças moles como as solicitantes e as duras como as resistentes, nem o diametricamente oposto, as forças moles como restauradoras do equilíbrio enquanto as duras como as solicitantes. Na Fig. 5.3.3 os momentos MD e ME das forças são ambos empregados como moles, em primeiro grau de magnitudes, pelo fato de serem gravitacionais essencialmente constantes independentemente das deformações geotécnicas de magnitudes secundárias correntes: enquanto o MD resulta solicitante na análise do equilíbrio da estabilidade, o ME reage como estabilizante. Frisa-se poderem ser absolutamente intercambiáveis as moles e duras, como solicitantes ou restauradoras, exigindo a apreciação judiciosa de caso a caso. Nos efeitos de primeiro grau o marco significativo que em seqüência passou a controlar a inteira história das teorizações da estabilidade, e programas computacionais correspondentes, resultou da introdução da carga mole PIEZOMÉTRICA também denominada U de Fronteira, PNFU ao longo da superfície deslizante, e da decisão concomitante de reverter ao emprego de análises por pressões efetivas no tocante às forças resistentes.

5.3.3 Primórdio da Incorporação de Preocupações por Pressões Neutras de Compressibilidade em Período Construtivo. Dados Monitorados Interpretados Diferenciadamente Sob Influências Regionais. Validação do PNFU Para Tal Caso e Introdução de um “Gene Adulterante”, Quando Estendido Para as Percolações.

O United States Bureau of Reclamation (USBR) dedicou muita atenção à medição de sobrepressões neutras de período construtivo nas massas MO de barragens de terra empregando materiais argilosos compactados. Os resultados foram muito estudados, publicados e discutidos no período 1946-1959 durante o qual tanto no laboratório quanto nas obras a medida de pressões neutras recebia o máximo de interesse⁸, inicial e crescente, colateralmente com a cruzada básica de emprego de análises de estabilidade via tensões efetivas⁹.

A Fig. 5.3.4A reproduz o caso mais citado da barragem GREEN MOUNTAIN DAM (Gould, 1959) do qual resultaram interpretações diametricamente divergentes. Primeiramente anote-se que as pressões neutras transientes de compressões de período construtivo $\Delta u = f(\Delta V) = f(\Delta \sigma V)$ apresentavam dois aspectos estranhos : muito altos comparado com previsões baseadas nos ensaios laboratoriais, e apresentando uma inexplicada “lombada” na fase inicial do gráfico típico de $(u, \sigma V)$.

Esta dupla tendência foi aparentemente interpretada por Bishop (1952) sob o reconhecimento de que “elas são extremamente sensíveis ao grau de saturação inicial... de grande importância em condições climáticas tais como

⁸ Quanto a defeitos de instalações, calibragens, e medidas nas obras vê-se em retrospecto que se usaram muitas práticas de primeira intuição, inopinadas. Uma das principais grosseiramente erradas, entre outras, foi a de se abrir uma cava rasa no aterro recém-compactado, reënche-la parcialmente com areia (saturada, em geral), colocar a célula, recobrir até o topo, e voltar a compactar o aterro (tendo levado a tubulação de transmissão de pressão em ranhura até o pé da barragem). Por um lado aliviara-se in totum a pressão residual da compactação: por outro lado, reconhecendo a relativa incompressibilidade do maciço compactado circundante, resulta óbvia a desmesurada diferença entre o volume poroso que circunda a célula, e a expulsão ou absorção (retardadas e lentas) da água intersticial do maciço. Em princípio o ideal seria desenvolver células capazes de resistir aos trabalhos da compactação sobrejacente, incorpora-las na camada solta por compactar, e aceitar o risco de que certa porcentagem quebre, aproveitando-se apenas os monitoramentos das remanescentes.

⁹ Deixando de lado no presente os efeitos secundários de variações volumétricas devidas às próprias forças da percolação, nos materiais realmente não incompressíveis sob deformações. Bishop (1952, p.40) consigna a diferença entre dois tipos de u , mas em lugar de forças moles as denomina “pressão neutra independente do estado de tensões no solo”. Atinge a questão de preferência conceitual por deformações em lugar de tensões (Rankine).

são encontradas na Inglaterra...” e como associadas a “algumas dissipações durante o período anual de interrupção da construção”.

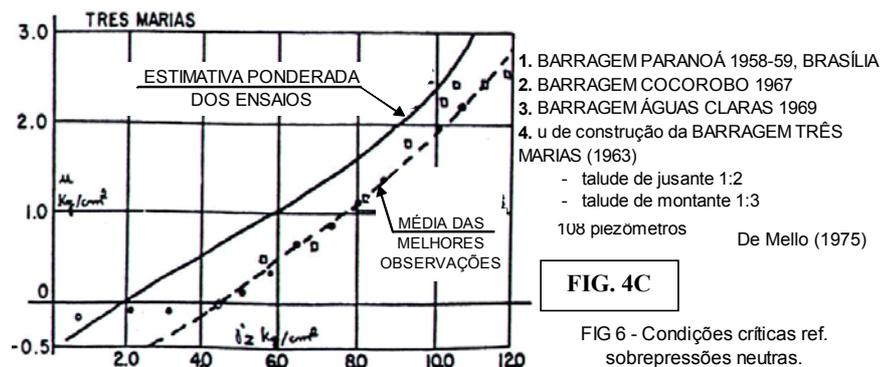
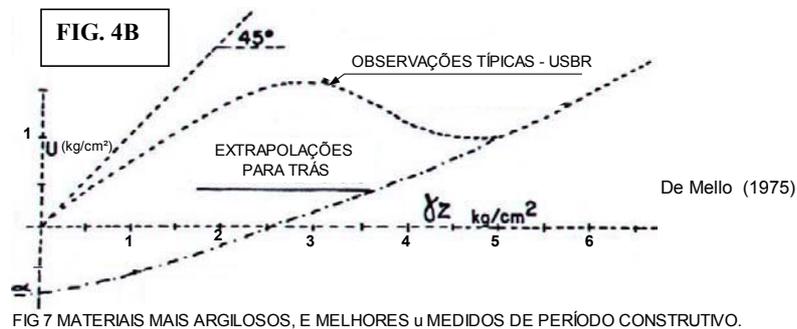
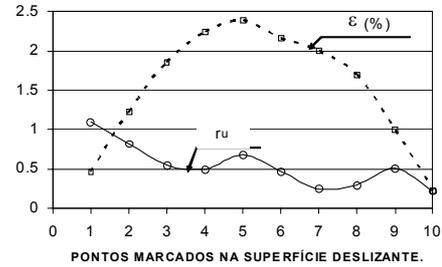
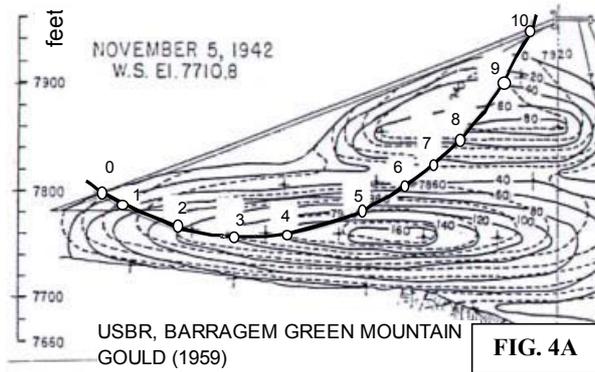


FIG. 5.3.4 – Pressões de FIM DE CONSTRUÇÃO FDC vistas sob fatores regionais diferentes.

No outro extremo, este autor sênior (de Mello, 1975) havia reunido argumentos fortes levando à conclusão de que as “lombadas” iniciais eram devidas a condições errôneas de instalação e de comportamentos apresentados pelos piezômetros daqueles tempos. Muita experiência havia sido coletada em múltiplos casos (todos relativos a solos residuais insaturados entre os mais argilosos usados no mundo) e a menção presente se limita à barragem de Três Marias (1958-'60) de cerca de 72m de altura e 10 milhões de metros cúbicos, na qual ele atuou como CO-CONSULTOR com Arthur Casagrande.

Um total de 108 piezômetros de 5 tipos foram empregados, incluindo os elétricos de corda vibrante Maihak muito usados nas altas barragens Européias de concreto, dispensando comentário no presente. Casagrande insistira no seu piezômetro tubular vertical, do qual instalaram-se 43. Três outros tipos eram da célula acoplada a circuito fechado de tubulação horizontal, 12 denominados “London” fornecidos por Soil Mechanics Ltd., 2 do tipo USBR, e 39 de um tipo experimental denominado GEOTÉCNICA¹⁰.

O caso comparativo dos hidrogramas de enchente entrante e escoada numa represa foi exposto como argumentação contra o piezômetro Casagrande, especialmente considerando as pré-compressões da compactação, e as elevadas incompressibilidades iniciais resultantes. As “lombadas” iniciais foram interpretadas como absolutamente errôneas facilmente atribuíveis à injeção de água no solo circundante às células: a circulação de água deaerante (a hipótese de um líquido não-molhante mais leve, suficientemente incompressível, não havia ocorrido, para o longo percurso duplo entre a célula e o equipamento medidor) geralmente usava cerca de 100 psi numa extremidade e zero na outra, e um controle relativamente grosseiro predominantemente usado comparava volumes da água na entrada e no retorno. As Figs. 5.3.4B e 5.3.4C assim deram, para as condições Brasileiras típicas, uma interpretação completamente diferente da que Bishop razoavelmente adotou na orientação de seus raciocínios subseqüentes para a estabilidade dos taludes. (Arêas, 1963)

Relativo às análises seqüenciais (para barragens) não se faz menção adicional aqui, salvo no tocante à prática profissional lógica de colimar minimizar a estabilidade de período construtivo, pelas baixas probabilidades do azar e do risco. Preferiam-se compactações do lado úmido para maiores U_s , conscientes inclusive de não haver risco de superfícies-espelho nos solos residuais das

¹⁰ Segundo visualizado pelo autor sênior, afim de minimizar os erros atribuídos aos outros, a pedra porosa foi substituída por um disco de madeira porosa saturada, e uma película de mercúrio disposta sobre o mesmo dentro da célula, visualizada como destinada a separar o circuito da água deaerante em movimento, de ser injetada no solo circundante.

rochas ígneas¹¹. Existem notáveis vantagens decorrentes de adensamentos subseqüentes, tanto sob o peso de terra como das pressões de enchimento da represa e da rede respectiva (para cortinas filtrantes conscientemente escolhidas): ademais, comportamentos ulteriores são melhores nas reduzidas deformabilidades em descarga e recarga.

É indispensável abreviar, para passar diretamente à rede permanente de percolação com represa cheia, e subseqüentes. As análises basearam-se no programa FLAC tanto para as redes como para as deformações, enquanto que para as análises de estabilidade se limitou ao emprego do método Bishop Simplificado (1955). Na Fig. 5.3.4A (tabela) consigna-se a variação significativa da deformação específica $\varepsilon\%$, entre 0,5 e 2,5%, idealizada como constante nas teorizações de estabilidade: também a relação $ru = u/\sigma_v$ de pressão neutra, adotada como constante, expõe os valores contestados entre os pontos 1 a 3 na superfície crítica, com valores subseqüentes ainda variando, embora não inaceitavelmente.

Possivelmente a principal indagação no tocante a um enchimento rápido da represa poderia abranger comparações entre perdas imediatas de estabilidade superficial (deslizamentos rasos por perda de sucção), em comparação com a convencionalmente considerada contribuição estabilizante dos gradientes de percolação penetrante. Muitos pormenores semelhantes de variações sobre hipóteses e parâmetros se apresentam, mas tem que ser suprimidos. Por exemplo, medidas fidedignas de suções datam de apenas há uma dúzia de anos.

Dispensa-se comentar mais a Fig. 5.3.4 que presentemente só merece atenção por alertar quanto aos graves erros que podem ocorrer em inovações em suas fases iniciais. O deveras interessante é ponderar como uma conjugação de fatores (1) ditados por condições regionais, (2) de uma interpretação local condicionada por pressões teóricas contemporâneas, (3) um determinismo

¹¹ Por sinal, se no acrescentar do trapézio superior de aterro se vislumbram os mínimos sinais de possível instabilização a decisão correta de engenharia compreende engolir o prestígio e rapidamente remover os metros adicionados. Ação e reação não são quer instantâneas quer totalmente equivalentes e o melhor remédio é sempre remover a ação. O recurso geotécnico muito corrente, sob impulso psicológico, é de acrescentar uma berma de pé, a qual porém deixa de prever a desejada reação sem deformações, geralmente incompativelmente maiores.

duplamente errôneo, (4) a casualidade da adoção de uma hipótese insólita para cálculo, e (5) a pressão a favor da simplificação computacional sedutora (importante na época); todos conjunta e despercebidamente resultaram na inserção de DOIS “GENES CORRUPTORES” que reproduziram recônditos através de uma sucessão de “parcerias” de mentores seniors apoiados por colaboradores juniors, que por sua vez foram sendo unguídos.

A bifurcação entre Terzaghi e Taylor por um lado, e Bishop por outro, constitui um passo histórico saliente. Deixe-se de lado liminarmente a falha de critério engenheiril de não se diferenciar a desproporção entre deslizamentos de MO e a negligenciada possibilidade de riscos catastróficos para JU: esteve associada à atenção contemporânea concentrada no traçado de redes de percolação (Kozeny, etc...).

O estágio primitivo geotécnico revela-se na bifurcação partindo de duas “caracterizações” totalmente distintas e dissociáveis (Terzaghi, 1943, pg. 345) de “aterros livremente drenantes de baixa compressibilidade” e “aterro de baixa permeabilidade caracteristicamente compressível”. Prevalencia assim para as barragens “homogêneas” de terra a prática de meramente empregar elementos filtro-drenantes do pé de JU, ou de curtos tapetes horizontais, submetendo assim todo o maciço de JU à rede de percolação do reservatório ao nível máximo¹².

Em aparte antecipado ressalta-se que na engenharia das barragens terrosas a prática se privou das otimizações propiciáveis pela feição mais dominante da cortina filtro-drenante inclinada (de Mello, 1977, pp. 292-295, Figs. 5-7). Conclui-se em primeiro lugar que Bishop inverteu diametricamente a atenção dominante de Terzaghi etc. (1936, 1943, 1948) das percolações para as instabilizações das barragens argilosas como associadas às sobrepressões neutras de materiais essencialmente saturados e compressíveis.¹³

¹² O primeiro projeto a empregar cortina filtro-drenante pouco a jusante do eixo, foi de Terzaghi (± 1949) para a Barragem e o Dique de Vigário ($\pm 40m$), Brasil, e declaradamente não por motivo de percolações, mas por preocupação com as sobrepressões neutras de período construtivo previstas (cf. USBR) como perigosas nos solos residuais. (de Mello, 1975)

¹³ Note-se, porém, que num passo ulterior, ao considerar condições submersas de pé do talude da barragem, Bishop registra a piezometria da mesma forma como Terzaghi, postura evidentemente um tanto questionável, e que também contribuiu para a mistura despercebida.

Primeiramente anote-se a casualidade de que Bishop (1952, p. 7) decidiu usar um Fator de Redução da resistência e força Restauradora do equilíbrio, tal que “o procedimento consiste em encontrar por tentativas e erros, a superfície deslizando para a qual as forças Solicitantes e Restauradoras estejam no (AO LIMITE? Comentário interjectivo do autor sênior) equilíbrio para a mínima redução da resistência”¹⁴. Esta hipótese gerou muitas discussões e objeções na Conferência Européia de Estabilidade de Taludes Terrosos (Estocolmo, Set. 1954) quando da apresentação do Método Simplificado Bishop (1955) de cálculo de estabilidade, porquanto as instabilizações soem ocorrer predominantemente por aumentos das solicitações. Escolhe-se aqui um ponto para menção especial, por ser interpretado como tendo tido uma influência muito importante, embora por coincidência, nas subseqüentes “parcerias” e transmissões do gene adulterado. De um lado, examinando o problema vê-se que esta polêmica se reduziria a uma relação aritmética simples. Tomando a diferença usual desequilibrante $\Delta = R-S$, com $F = 1,00$ para $R = S$, o convencional $F = R + \Delta/S$, e o de Bishop $F' = R/S - \Delta$ levam ao tabelamento direto:

$\Delta = R-D$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Convencional F	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
F' de Bishop	1.11	1.25	1.43	1.67	2

Ocorreu porém que a primeira postulada parceria histórica levantou-se da respeitada Escandinávia (Bishop & Bjerrum, 1960) porque de fato lá observa-se ocorrerem deslizamentos dos taludes brandos de argilas super-sensíveis lixiviadas, pela perda da resistência¹⁵, assunto tratado em seguida. Os marcos muito influentes estabelecidos por Bishop (1952, 1955) correspondem a cortar quatro nós Górdios (1) de soluções numéricas de relaxação levando aos programas computacionais, poupando cálculos trabalhosos e desajeitados, tendência esta destinada a crescer à preponderância absoluta, a ponto de

¹⁴ Somos obrigados a nos abstermos de esclarecimentos e questionamentos que se estenderam por anos.

¹⁵ Adiante se assinala (inclusive na Fig. 10) a significativa diferença de resistências em ensaios sob tensão-controlada em comparação com os de deformação-controlada a que se teve que recorrer para as pesquisas teóricas. Os casos em pauta obviamente ocorriam sob tensões controladas, introduzindo erro conceitual nas demonstrações que seguiram.

desviar atenção; (2) da forte preferência acadêmica por análises em tensões efetivas, enfatizando “O requisito necessário da prática são de instalar células medidoras de pressões neutras em todas as barragens importantes (1952, pg.65)”; (3) chegando ao dogma de “conferir nos casos em que é sabido que o fator de segurança é 1,00. Esta é provavelmente a mais importante confirmação entre todas” (1952, pg.11); (4) de ter permitido ocorrer (desapercebidamente) a mistura indiscriminada das pressões, PNFU, as errôneas decorrentes de forças de percolação, e as inquestionavelmente corretas decorrentes das deformações volumétricas sofridas pelos elementos de solo ao longo da própria superfície deslizante.

Tem-se submetido repetida e enfaticamente (e.g. de Mello, 1984) que a ruptura não ocorre sob uma varinha mágica na equivalência de $F = 1,0$, e sim realmente se estabelece quando a diferença de resultados F calculados (na mesma base) de uma condição prévia para uma posterior (ambas analogamente aproximadas), passa através da condição de $F = 1$. Se o ΔF for pequeno e chegar a apenas pouco abaixo de 1, o resultado produzido no campo deveria ser muito menos dramático do que se o ΔF for grande e o F final chegar a muito abaixo de 1.

5.3.4 Batalha de Vitória Prenunciada a Favor do Uso de Pressões Efetivas, com Instabilizações Escandinavas Coincidentes com Equilíbrio Estático-Einâmico com $F \approx 1,00$

Um bom número de retro-análises foram coletadas, e destinadas a constituírem a artilharia vitoriosa no grande marco da Conferência de Boulder, ASCE (1960), na batalha a favor de promover as análises por pressões efetivas: resultou também na aceitação da dicotomia de $F > 1,3$ estável, $F \approx 1,00$, ruptura.

A Fig. 5.3.5 reproduzida (Bishop & Bjerrum, 1960) resume um único exemplo. Respeitem-se liminarmente três conceitos, o da redução do erro quando se trabalha com o mesmo procedimento (nunca perfeito) comparando as duas condições sucessivas, o da importância do histórico de tensão-deformação-

tempo, e o de rupturas em graus diferenciados. Já se mencionou a rejeição conceitual da associação determinística da ruptura com o cálculo $F \equiv 1,00$. Somam-se mais motivos importantes. De um lado os piezômetros dão valores pontuais com erraticidade aumentando muito os azares de variabilidades espaciais. As interpretações traduzem os pensamentos determinísticos condicionados pelo desejo.

Ademais em qualquer retro-análise de uma ruptura ocorrem os retardos de mobilizações e investigações. Acima de tudo em muitos solos (como também na maioria dos ensaios triaxiais meticulosos) e no caso correspondente de campo, a informação crucial deveria ser a da pressão neutra na superfície de deslizamento e durante o movimento, uma esperança remota de se alcançar.

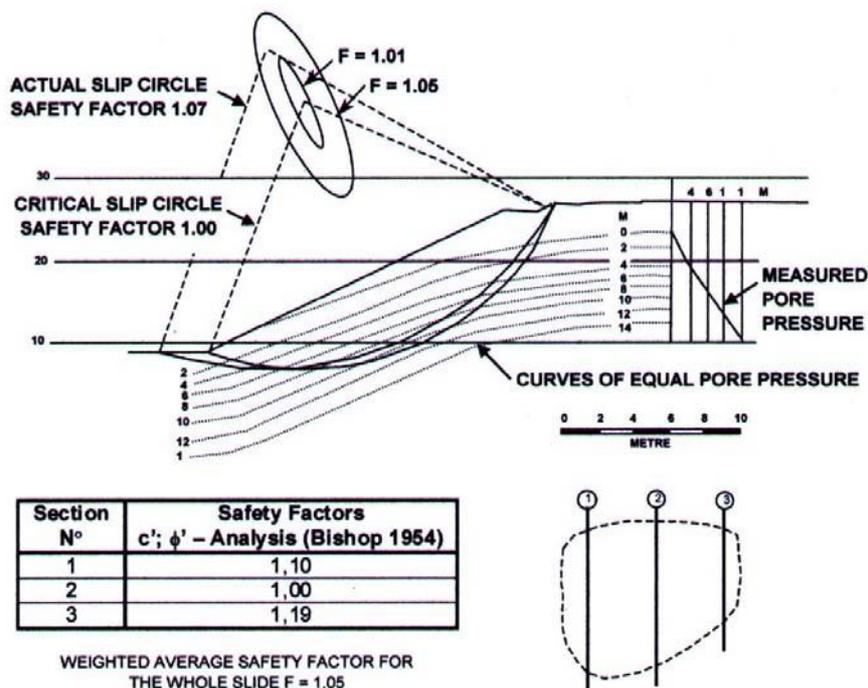


Fig. 18 - Long term failure in a cut at Lodalen (after Sevaldson, 1956).
(Bishop & Bjerrum, 1960)

FIG 5.3.5 – Dados de apoio a rupturas em $F \equiv 1,00$ (tensões efetivas & redução da resistência).

5.3.5 A Simplificação PNFU Demonstrada Bem Errada

Na prática histórica de estabilização de taludes sujeitos a percolações empregavam-se principalmente os pequenos “túneis mineiros” escavados bem atrás e abaixo do pé do talude (cf. Fig. 5.3.6 (A2)). Tal prática condizia com os métodos construtivos e redução de riscos típicos da época. No início dos anos 1950 a “Hydrauger” foi desenvolvida para a perfuração subhorizontal de furos drenantes a partir do pé do talude. Muitos pormenores importantes desta prática inovadora poderão ser citados sobre problemas e soluções, usos e desusos, etc. separando casos benéficos dos danosos. Basta mencionar que a conseqüência mais comum foi de puxar a drenagem para o pé do talude, e a maioria dos geotécnicos praticantes se satisfazem em concluir terem aplicado adequadamente a desejada drenagem estabilizante (i.é. aumento das vazões para o pé)¹⁶. O objetivo da presente seção é demonstrar o quanto a abordagem da PNFU pode errar quando os vetores de fluxos atuam nas diversas posições, direções, e magnitudes dentro da massa instabilizável.

A infiltração pluvial livre na superfície é uma condição maximizada crítica freqüentemente usada para os taludes naturais e mesmo para as barragens de terra antes do ABAIXAMENTO DO NÍVEL REPRESADO AR. As Figs. 5.3.6, A1 e A2 mostram a parte superior da malha usada para análises FLAC de uma barragem terrosa, provendo primeiro as redes de fluxo, e em seguida as deformações; estão configuradas as condições-aos-limites e as feições com controlantes internos. Para o caso A1 formulam-se condições geradoras da rede de máxima instabilização drenante para o pé. Uma membrana impermeável MI hipotética inserida na massa terrosa foi usada almejando maximizar os gradientes dirigidos para o pé acima do círculo crítico hipotético de deslizamento. Fora da MI a rede desenvolveu-se normalmente de conformidade com o limite geométrico impermeável na cota 0 (i.é. 36m abaixo do dreno horizontal) e uma fronteira impermeável à direita. O diagrama PNFU determinado consta na Fig. 5.3.6, B1.

¹⁶ Quão freqüentemente se olvida que trabalhos de campo preferem o período de estiagem, e o monitorio subsequente até se comprova favorável. Mas a engenharia impõe que se defenda perante episódios críticos maximizados.

Para o segundo caso (Fig. 5.3.6, A2) manteve-se o mesmo dreno de pé, mas com ajustados drenos livres internos D1 e D2 dispostos judiciosamente, e duas MI (ou linhas de fluxo equivalentes impostas, pois que nenhuma gota d'água cruza uma linha de fluxo). O propósito colimado neste segundo caso foi duplo: primeiro, para acertar no mesmo círculo crítico exatamente o mesmo diagrama PNFU do caso A1; segundo, para alcançá-lo maximizando a rede estabilizante, forçando os vetores de fluxo a se dirigirem para a direita para minimizar as Forças Solicitantes, e/ou estabelecendo vetores normais à superfície crítica, afim de maximizar as Forças Restauradoras pela componente de resistência de atrito. Após várias tentativas de redes traçadas manualmente alcançando razoavelmente o desejado, da mesma PNFU do caso A1 (mas com vetores maximizados de fluxo drenando para trás e para o fundo), a análise FLAC foi usada para confirmar.

A fase final do estudo compreendeu realizar cálculos de estabilidade comparativos, empregando o Equilíbrio de Momentos com lamelas verticais e desprezando as forças laterais, ou, mais corretamente, as diferenças destas forças dos dois lados¹⁷. Os parâmetros de solo empregados foram $\gamma_{\text{nat}} = 19\text{kN/m}^3$, $E = 30000\text{ kPa}$, $\mu = 0,3$, e $s = 65 + \sigma' \text{ tg } 27^\circ\text{ kPa}$, todos de ordens de grandeza razoáveis. Todos os resultados numéricos mudarão conforme mudem estes parâmetros, mas são inalteráveis os cálculos cruciais demonstrativos. **Não existe, absolutamente a equivalência postulada dos dois métodos de cálculo**, e inquestionavelmente são as forças mássicas (**em seus centros de gravidade respectivos**), que determinam os comportamentos, **tanto das deformações**, como da **deformação “final da ruptura”**.

Afim de bem demonstrar a não-equivalência, e portanto o grave erro conceitual e numérico, realizaram-se os cálculos completos das estabilidades, por um lado dos F pelo programa STABL (Bishop, 1955) com PNFU, e por outro lado

¹⁷ Como bem explicado por Bishop [1952, pg. 48] no uso de sua equação “não estamos desprezando as forças entre lamelas. O que está implícito é apenas que seu efeito sobre a magnitude do Momento Restaurador resultante pode ser desprezado, em certas circunstâncias”: e sob a necessária limitação de cálculos emaranhados de segunda-ordem raciocinou-se que aqueles efeitos diferenciais podem ser reduzidos estreitando as lamelas, arbitrariamente de qualquer forma. Assinala-se enfaticamente que as PNFU atuam também nas verticais mas perceptivelmente inconseqüentes. Todas estas variações disponíveis são fáceis, e de segunda-ordem.

empregando as forças efetivas dos gradientes de percolação, com os resultados seguintes, juntando grupos de elementos contíguos das malhas, para reduzir os cálculos manuais laboriosos: (de Mello et al., 2004a)

CASO	F por PNFU, STABL	≈ F por vetores efet.
A1B1	1.43	1.01
A2B2	1.43	1.95

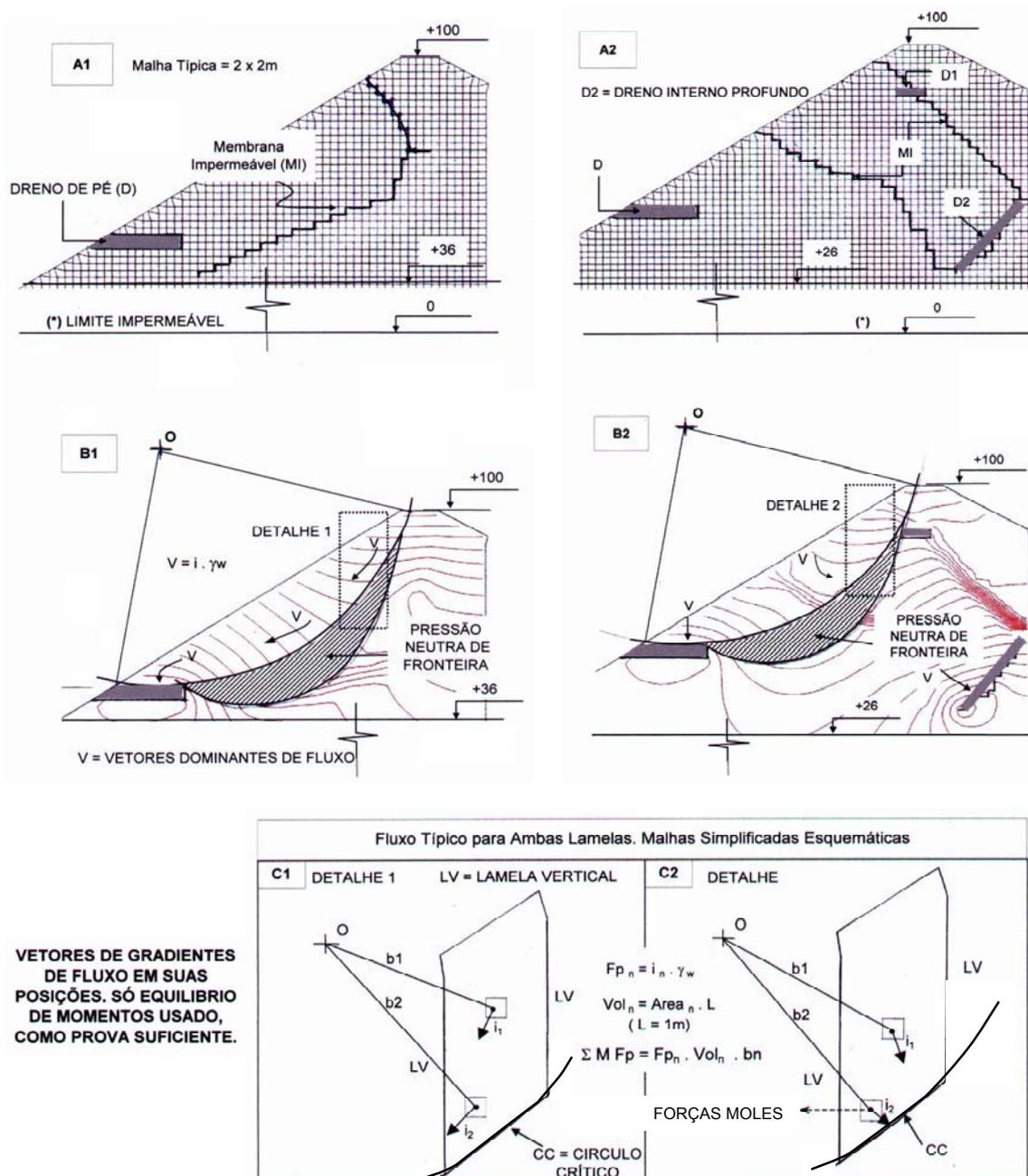


FIG. 5.3.6 – Áreas de u equivalentes, para os PNFU. Efeitos de primeira ordem. Infiltração de chuvas com drenagens max. (1) instabilizante (2) estabilizante.

Os cálculos foram realizados também para um talude natural de 150m de desnível (de Mello et al., 2004b) com os mesmos critérios e parâmetros, porém empregando apenas uma lamela representativa análoga (de 90 m) nos dois casos (de Mello et al, 2004b), e apenas o método correto dos Vetores Efetivos. Demonstrou-se o esperado, que o grau do erro aumenta com a profundidade, conforme na tabela seguinte:

LAMELA ISOLADA	H (m)	Fs instab.	Fs estab.	ΔF
de Mello et al., 2004a	30	1.30	0.76	0.54
de Mello et al., 2004b	90	1.95	0.98	0.97

Por um lado demonstra-se as grandes diferenças entre cálculos com e sem a hipótese do PNFU, e em complemento, o aumento do erro com o aprofundamento do círculo crítico em estudo. Submete-se que pela necessidade de minimizar os cálculos emaranhados e trabalhosos restringiu-se a apenas uma lamela igualmente situada nos dois casos, postulando-os como suficientes para as comparações convincentes.

5.3.6 Instabilização Crítica de MO das Barragens por Abaixamento do Reservatório, Rápido ARR e não lento, ARL

Trata-se de um assunto de preocupação e polêmica histórica, que também merece reapreciações por motivo das abordagens bem diferenciadas que recebeu, e que minguaram em função da mistura das pressões de percolações e as de compressibilidades, mas não sem deixar um “precedente” questionável e muito antieconômico.

Cabe ressaltar que um dos motivos que historicamente levou a abrandar os taludes de MO de barragens terrosas foi o critério tido como crítico, do ARR (“instantâneo”) a partir da rede permanente máxima (ou mesmo da superfície, maximizando tal nível interno como equivalente a uma rede de infiltração pluvial à superfície). Seguiu-se também uma bifurcação radical entre dois conceitos e métodos de cálculo, o das redes de percolação e o de Bishop (1952) decisivamente descartante das redes, e muito difícil de se incorporar às práticas profissionais lógicas.

Em primeira instância assinala-se que dentro do princípio da maximização conservadora foi sempre admitido o material como saturado. Ora, porém, há já 45 anos que os ensaios, obrigados a empregar saturações por contrapressão, demonstraram que em materiais silto-argilosos compactados são necessárias contrapressões muito elevadas (ex. 60 a 100 kPa) para se alcançar a saturação, coeficiente $B = \Delta u / \Delta \sigma_3 = 100\%$. Mesmo num reservatório de mais de 150m conclui-se que apenas um pequeno trecho inferior, e bem a montante (antes de perder a piezometria pela rede) merecerá a consideração da hipótese de saturação (cf. também a Fig. 5.3.8). Porém, no presente trabalho, retroanalísante, preserva-se a hipótese¹⁸, discutindo apenas a marcante bifurcação de conceitos promovidos por mentores dominantes. Frise-se que lamentavelmente este assunto, que tanto importava no encarecimento de MO das barragens, nunca foi submetido a um workshop de debate judicioso aberto. Submete-se a Fig. 5.3.7 para ilustrar.

¹⁸ Sistemática e compreensivelmente empregada como maximização na geotecnia dos primórdios.

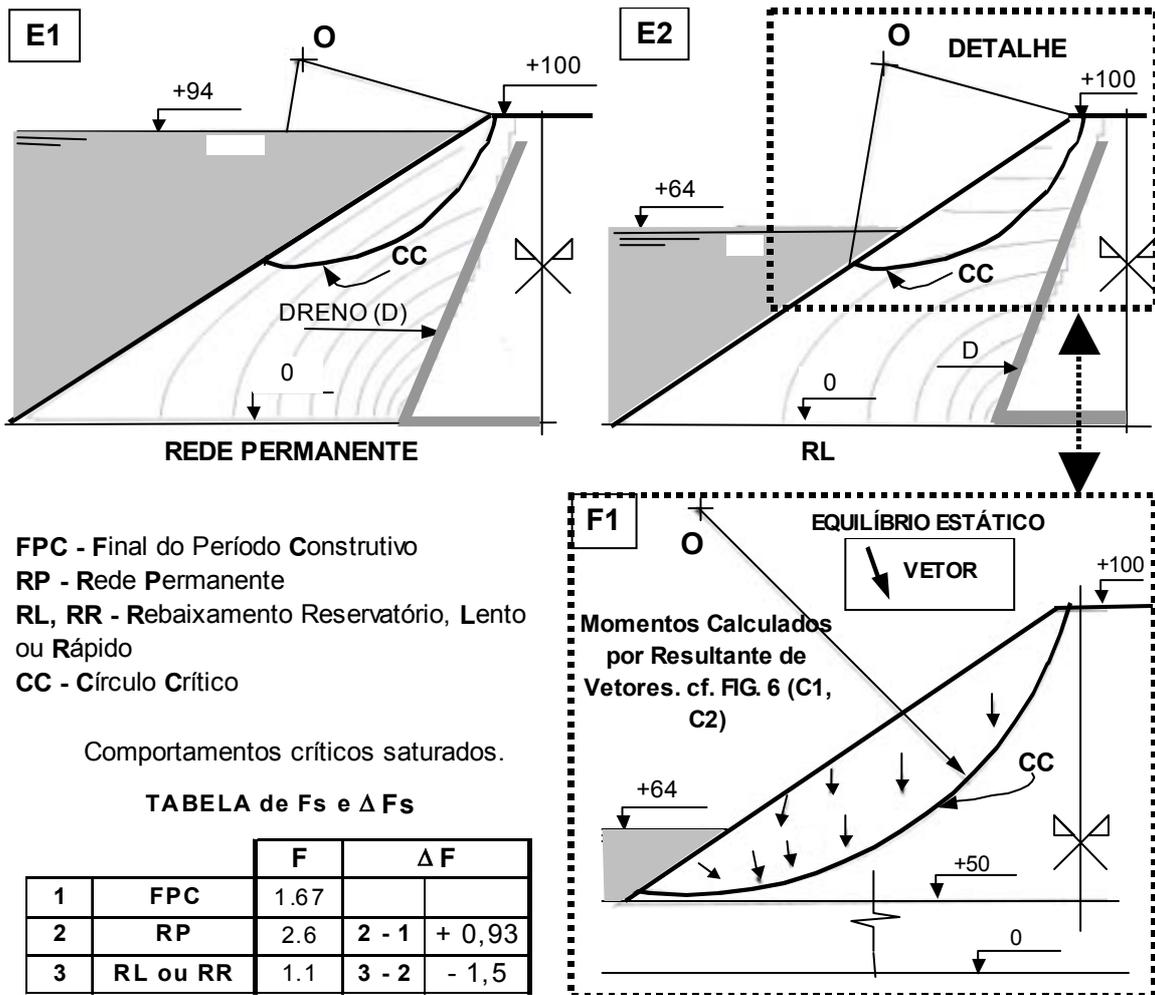


FIG. 5.3.7A – Redes, Vetores, Fs para RP e deslizamento raso sob RL ou RR.

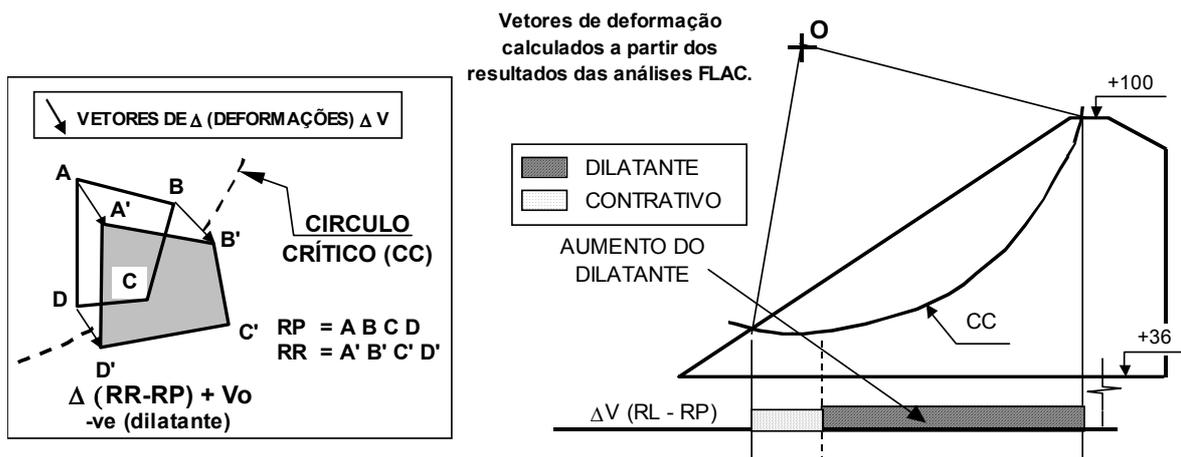


FIG. 5.3.7B – Trechos do círculo deslizante sujeitos a ΔV s dilatantes ou contraintes sob rede de RR partindo do reservatório RP.

FIG. 5.3.7 – Condições realísticas para reservatórios, com depleções operacionais parciais máximas.

Terzaghi (e grupo de seguidores de nome) empregaram a diretriz do emprego da rede de percolação do AR, na qual a face de montante deixa de ser a da máxima carga total, alimentando a rede, e passa a ser uma face freática drenante. Uma preocupação, intuitiva e infundada teoricamente, inexplicavelmente¹⁹ associou desde o início a caracterização do maciço como “drenante” (e.g. Terzaghi, 1936 etc.) como se redes de percolação saturadas fossem diferenciadas em função da diferença de permeabilidade (homogênea). Resultaram assim dois pontos primordiais de notável intromissão na prática profissional: (1) a maximização do AR para a condição “instantânea” ARR (e até o fundo²⁰), e; (2) os estudos dos tempos de drenagens que em casos de ARL abaixariam gradativamente o desnível da carga hidráulica total instabilizante dentro do maciço.

Em contraposição, Bishop (1952), totalmente influenciado por sobrepressões neutras e os coeficientes, B, B e A, confere um papel bem secundário ao filtro-dreno de JU, embora o reconheça como necessário (pg. 98) para uma avaliação correta “baseada na rede permanente”, do desnível entre o reservatório (em descida) até a freática da rede permanente (inalterada) nas diversas posições cruzadas pelo círculo crítico. “Compreende-se que os valores de h' (que incluem o desnível alcançado pelo AR) jogam um papel considerável”. A alteração instabilizante das tensões no círculo crítico de MO é baseada (pg. 94, 96), porém, na remoção da pressão total vertical em função do h' , e em seguida, tomando esta alteração ($\Delta\sigma_v \approx \Delta\sigma_1$) aplica os coeficientes B, B, e A das sobrepressões neutras. São estranháveis dois posicionamentos: (1) a subserviência à rede permanente RP original de reservatório cheio; (2) o descarte de qualquer condicionamento do filtro na rede ulterior abaixada²¹. Os

¹⁹ As teorias já eram de pleno e incontestado conhecimento de que entre os materiais terrosos correntes saturados somente as alterações das condições-aos-limites condicionavam as redes. Interpreta-se justificativamente que a associação à infiltração pluvial poluiu o pensamento com a intromissão do tempo transiente do estabelecimento da rede permanente.

²⁰ Conforme se expõe em seguida, qualquer dos dois raciocínios e caminhos que se adote, o ARR total é de azar probabilístico baixíssimo, e de risco desprezível para o talude.

²¹ Em parte reconhece-se no raciocínio o condicionamento por filtro-dreno desprovido de qualquer otimização, tal como prevalecia pela prática corrente da época. Porém, não se pode deixar de assinalar a relativa incongruência em aplicar os coeficientes de sobrepressões neutras (de ΔV_s) sem considerar a alteração postulável das redes (apenas amarrando à rede prévia), e suas incorporações implicitamente saturadas instantâneas pelos coeficientes, secundários, enquanto as tensões neutras no líquido incompressível não são ajustadas com rapidez análoga. A estranheza tem sido comentada como análoga à hipótese de viga calculada de concreto armado, em seguida analisada como se a armação inexistisse.

filtros-drenos são os elementos mais importantes para a otimização das barragens terrosas.

Retornando às análises realmente aplicáveis nos projetos começa-se por descartar a hipótese do ARR até o fundo²². Passa a ser muito mais realístico pesquisar os comportamentos e eventual risco dos freqüentes e lentos abaixamentos ARL nos desníveis operacionais da depleção máxima até a soleira da tomada d'água. É bem raro, ditado para defesa perante comportamento seriamente preocupante, o ARR, mesmo parcial até a soleira. Na Fig. 5.3.7A está configurado um caso de tal abaixamento parcial, e empregando redes de percolação “efetivadas” tanto para o reservatório ao nível máximo, como para o abaixamento parcial admitido instantâneo: conforme já justificado admite-se que assim que são alteradas as condições-aos-limites da massa compreendida pela rede, alteram-se as redes, idealizadamente sem retardo.

Os retardos ocorrem nas variações secundárias, de tendências a variações ΔV , e conseqüentes variações Δu . A tabela da Fig. 5.3.7A mostra, na terceira linha 3, a mudança dos fatores de Segurança F em passar da rede RP “permanente” de reservatório cheio, para a rede abaixada até a soleira: ocorre independente da velocidade do abaixamento uma significativa instabilização, $\Delta F = -1,5$ (N.B. o F = 1.1 remanescente é assunto de critério de projetista, podendo ser judiciosamente aumentado).

O importante, porém, é primeiro reconhecer que a depleção é repetida quase sucessivamente todos os anos, e tende a ser lenta, para a quase totalidade dos usos operacionais do reservatório. Foram realizadas as análises de deformações por FLAC. Na Fig. 5.3.7B estão configurados (sem detalhamentos numéricos) os trechos do círculo crítico hipotético em que os cálculos revelam tendências dilatantes ou contraintes. No caso, é extenso o trecho com

²² Seria viável submeter a hipótese da instabilização crítica de MO, pelo ARR até o fundo, à comprovação “positiva” colimada por Bishop? Não, salvo se ocorrer após vários anos de operação uma ruptura por galgamento da barragem. Ocorre que o autor sênior foi levado a inspecionar (dentro de horas) dois casos de tal infortúnio, de barragens com cortinas filtrantes verticais, ambas muito bem projetadas-construídas. Nem uma só pedra manualmente colocada como “arrumação de rip-rap” havia mexido. Ademais inspeções ao longo de incontáveis quilômetros da beira de reservatórios constituídas de solos residuais porosos fracos, inclusive junto às ombreiras, indicam não ocorrerem as rupturas que seriam esperadas segundo as teorias correntes.

tendências dilatantes. Em tais condições são bem mais danosos os ARL que permitam os inchamentos sempre lentos, com conseqüentes perdas de resistência a cada episódio. Tais efeitos repetitivos e cumulativos são os que realmente chegam a provocar os deslizamentos de montante, e nunca até o presente foram estudados, a despeito de que alguns casos de obras apresentaram escorregamentos rasos aparentemente interpretáveis como indicativos de tal comportamento (ex.: a ombreira esquerda da barragem de Stain Louis de argila fortemente pré-adensada, USBR, Califórnia).

Em prosseguimento das revisões a exigir-se, começa-se por mencionar três tópicos significativos que cresceram na última vintena de anos a níveis de bastante conhecimento, sem terem adentrado quer no foco acadêmico vetorizado quer na prática profissional recomendada. Resumidamente são: (1) sucção; (2) redes de infiltração de uma massa terrosa compressível insaturada incidindo numa interface (hipotética) de fluido intersticial incompressível (do mesmo líquido ou de outro miscível); (3) nos solos coesivos os efeitos lentos na resistência em função do inchamento, efeitos estes que nos múltiplos casos repetitivos de deformações dilatantes resultem em conseqüências mais danosas de longo prazo. Fazem falta também as atualizações do chamado “avanço da frente de molhagem”. É obrigatório respeitar as limitações. Sendo, porém, prioritários os problemas decorrentes de percolações, e os erros, simplificações e idealizações associados às mesmas, aborda-se apenas uma breve menção introdutória sobre as chamadas “lombadas de infiltração” que de longa data mereceram simpósios muito especializados periódicos, que permaneceram como “curiosidades colaterais” para a geotecnia convencional.

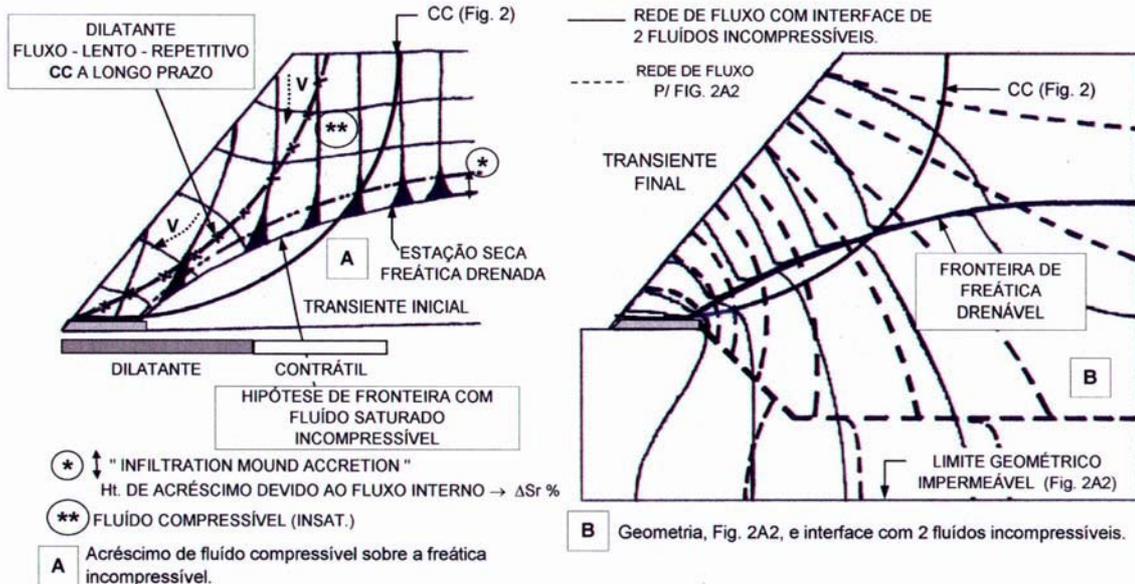


FIG. 5.3.8 – Instabilizações de taludes por redes transientes cabíveis de infiltrações pluviais sob análises mais amplas.

A obrigação de lembrete de aviso decorre dos resultados grandemente diferentes que podem dar resultados diferentes de primeira grandeza comparados com a rede saturada máxima instabilizante geralmente adotada (cf. Fig. 5.3.2A2). Duas redes alternativas possíveis são apresentadas na Fig. 5.3.8, esquemática: não só na Fig. 5.3.8 A um tanto menos pessimista do que a da Fig. 5.3.2A2, e também levando a diferentes zonas e modos de instabilizações mais prováveis; e na Fig. 5.3.8B (obtida por FLAC para uma fronteira inferior alterada). Na Fig. 5.3.8A a rede complementar é uma primeira condição transiente mais provável, incidente sobre a nova fronteira inferior adotada, e adotando simultaneamente um grau de saturação bem menor, tal que o fluido descendente seja bem compressível enquanto o inferior é retido como incompressível. Na Fig. 5.3.8B a rede complementar corresponde a uma condição transiente superposta sobre a superfície freática da rede drenante para o pé, tomada como “FRONTEIRA”. Como em ambos os casos a adoção da “fronteira” como o topo da “rede permanente drenada” é bem surpreendente na geotecnia convencional, recorre-se a citar fontes de autoridade tais como Muskat (1931) (seguido de Bouwer 1963, e Bear et al., 1968, essencialmente nas mesmas linhas).

Citando Muskat: (p. 136) “Estas fronteiras, deve-se notar, não são necessariamente paredes impermeáveis confinando o fluido a determinada região no espaço. Ao invés, são, em geral, superfícies geométricas nas quais em todos os seus pontos ou a velocidade fluida ou o potencial da mesma, ou uma dada função dos dois, pode ser considerada conhecida”. (p. 137) “deve ser observado que todo o sistema não-permanente com condições-aos-limites tendendo a valores fixos, finalmente se aproximará, com o passar do tempo, da distribuição “permanente”, independentemente das condições iniciais, e determinadas apenas pelos valores-limite das condições de fronteira” (p. 136) “quaisquer FONTES OU RALOS fluidos a velocidade com a qual as condições iniciais desaparecem, e a distribuição permanente se estabelece, é essencialmente determinada num dado meio poroso pela compressibilidade efetiva do fluido, tal velocidade aumentando à medida que a compressibilidade diminui” ...

Considerando as redes diferenciadas, os vetores instabilizantes dos gradientes de carga mole terão que ser considerados para os equilíbrios conforme demonstrado na parte inicial deste item. Tais efeitos de primeira grandeza são aceitavelmente adotados como “instantâneos”: mas cabe agora passar para diante para considerar também os efeitos secundários que variam com o tempo e repetitividades²³.

5.3.7 Efeitos Secundários ao Longo do CC Decorrentes das “Mudanças de Condições” de uma Rede Para a Seguinte.

Dois efeitos geotécnicos secundários, seqüencialmente óbvios, decorrentes de mudanças de condições, são previsíveis e calculáveis, dependentes de efeitos de deformações, e de tempo. Primeiro, relativo às deformações (deriváveis por FLAC) geradas por mudanças das redes, numa massa saturada (limite

²³ Por restrições de espaço o autor sênior se abstem de entrar em discussões sobre um significativo leque de avenidas colaterais de análises de taludes, tais como os Métodos de Análise Limite da Teoria de Plasticidade, LAM, as compatibilidades cinemáticas dos movimentos de blocos contíguos (apartando-se casos tão inaceitavelmente exagerados quanto os de Sultan e Seed, e Seed e Sultan 1967), os cálculos variacionais, os métodos probabilísticos, etc... todos dos quais revelam uma efervescência intelectual saudável de propostas para melhora do resolver de um problema intimamente reconhecido como insatisfatório. O autor sênior contrapõe que a cada um deles em separado ocorrem restrições segundo o conceito de que se concentram em linhas de teorizações extraídas de outros materiais ou conjecturas matemáticas, progressivamente distanciando mais a geotecnia das reais complexidades dos comportamentos dos solos, que foram originariamente caracterizados por parâmetros únicos relativamente grosseiros, sobre os quais têm ocorrido, em bifurcação, bons avanços merecedores de incorporação.

conservador), conclui-se que ao longo de uma superfície crítica deslizante hipotética, ocorrerão trechos que resultem quer contraintes, quer dilatantes. São forças “duras” corretamente aplicáveis na própria fronteira em exame. Por outro lado em relação à compressibilidade das “lombadas” de sobrepressões neutras (localizadas no entorno da superfície deslizante) ocorrem gradientes transientes das tendências reológicas obrigatórias de dissipação, gerando vetores dos gradientes, forças “moles” também variando analogamente. Os dois casos estão confirmados esquematicamente na Fig. 5.3.9 (5.3.9A e 5.3.9B).

Foi discutido acima (cf. também de Mello, 2004a) o caso do talude de MO das barragens de terra, começando por descartar o fantasma primordial do ARR total em profundidade; e em seguida se demonstrou ser mais crítica a repetitividade das depleções lentas conforme gerassem condições dilatantes, e fossem suficientemente lentas, em material sujeito a expansividade mais acentuada, resultando em perdas da resistência pelo aumento dos índices de vazios.

A Fig. 5.3.9A portanto dispensa maiores explicações. Merece atenção no presente o caso configurado esquematicamente na Fig. 5.3.9B. Está configurada uma “lombada” de sobrepressão de período construtivo (Fig. 5.3.3), em posição em que o CC a “corte” em condição desfavorável: neste caso resultará um gradiente transiente de fluxo, vetor de carga mole, a ser também considerado como gerador de um efeito secundário a compor com o PNFU.

Dependendo da posição em que o CC corte a “lombada”, o vetor mole perpendicular à base da mesma tanto pode se compor no sentido para cima, isto é, aumentando a força instabilizante redutora da pressão efetiva normal, como também, pode coincidir de atuar para baixo, com componente normal favorecendo a estabilização. É indispensável considerar os gradientes em função das cargas hidráulicas totais, altimétricas e piezométricas. Note-se que, embora calculados apenas aproximadamente segundo as pressões neutras (já

criticadas) da barragem GREEN MOUNTAIN DAM (Fig. 5.3.4), os gradientes podem resultar apreciáveis em condição transiente.

Ressalta-se porém sempre a advertência de Rankine, freqüentemente esquecida na aplicação da brilhante e simplificadora descoberta do princípio das pressões efetivas: “Tensões são um conceito filosófico, as Deformações são a realidade física”. Na maioria dos solos é corrente empregar-se (em bom número deles aceitavelmente) o conceito da AÇÃO \equiv REAÇÃO, COM INSTANTANEIDADE; de verdade, porém, em certo número de solos, como por exemplo as argilas, a redução de pressão efetiva tem que resultar em inchamento, aumento do índice de vazios (deformação), para que se efetive a consequência da tensão na instabilização.

5.3.8 Peculiaridades Muito Olvidadas Quanto às Resistências ao Cisalhamento. Postulada Contraposição com as Leis da Estático-Dinâmica de Newton

São muitas as considerações que resultam dicotômicas num escrutínio mais crítico da geotecnia convencional: clamam por compatibilizações. Porém, limita-se o presente à consideração do problema primordial da resistência ao cisalhamento, e das resistências mobilizáveis em condições aceitas de equilíbrios ou rupturas, e em função das tensões-deformações-tempo. Refere-se às Figs. 5.3.10 e 5.3.11, esquemáticas. Acata-se o emprego das tensões efetivas, deixando de lado os mais que freqüentes erros conceituais, sistêmicos e erráticos, das medidas de u tanto em ensaios como nas obras.

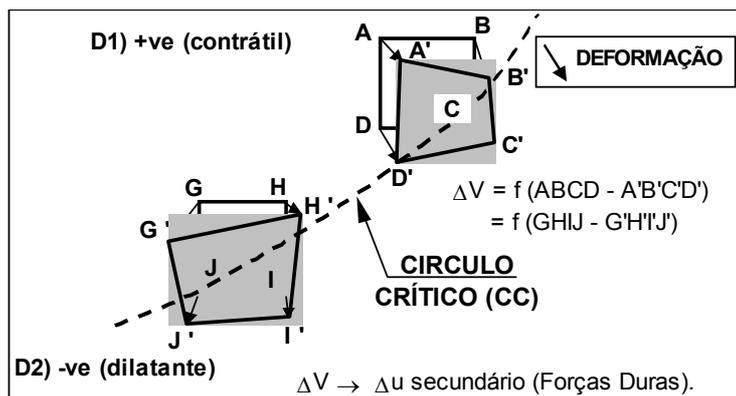


Fig. 9A - Dilatante vs. Contrátil $\Delta u \rightleftharpoons \Delta V$.

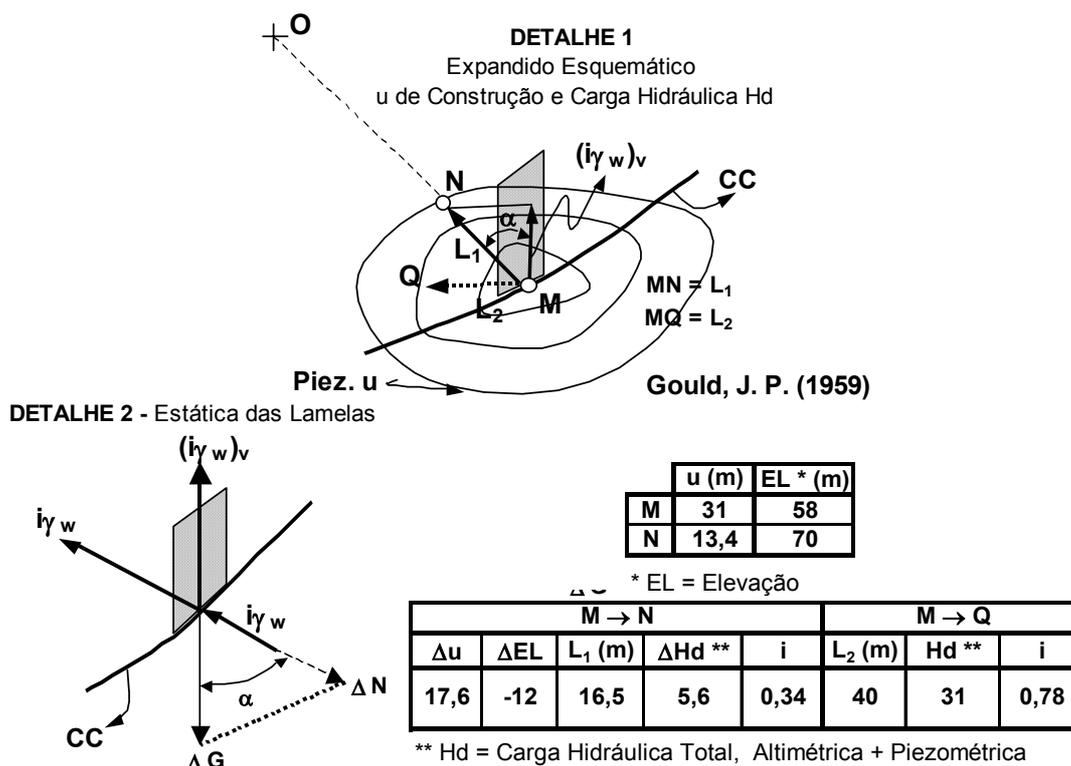


Fig. 9B - Gradiente instantâneo transiente de dissipação, $i\gamma_w$ do gradiente. Valores i apreciáveis.

FIG 5.3.9 – Efeitos secundários de inchamentos ou compressões, eventualmente danosos se repetitivos cumulativos.

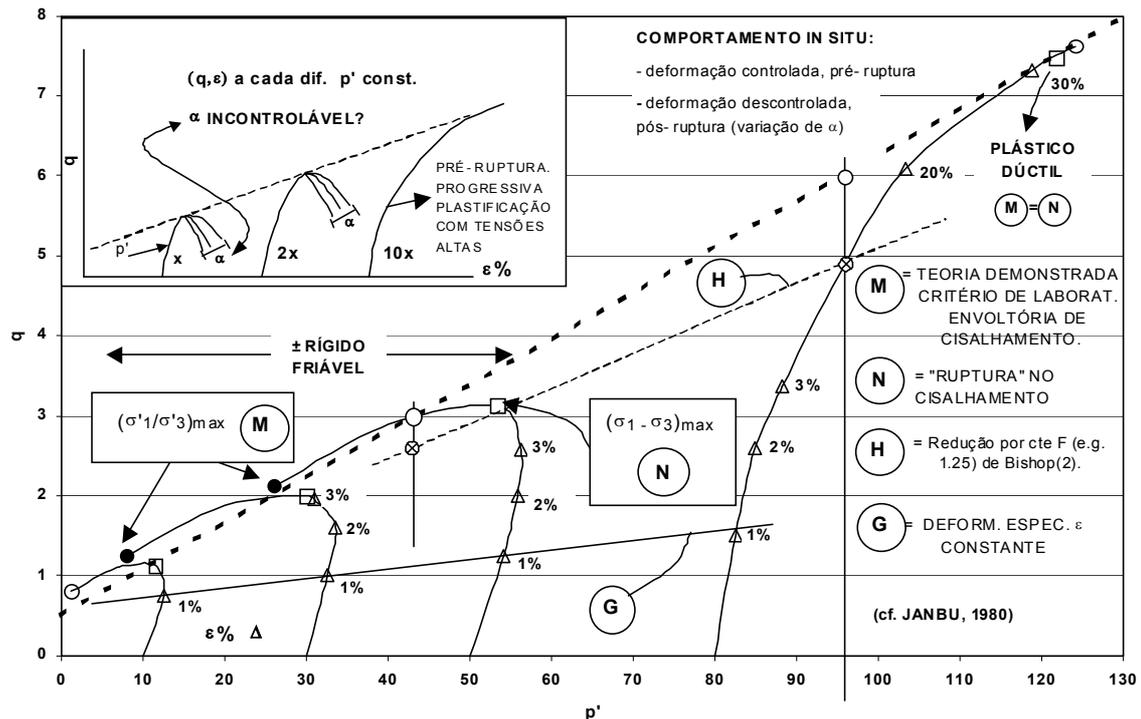


FIG. 5.3.10 – Apreciações básicas da geotecnia reconhecida ref. tensão-deformação, e resistências.

O ponto original primordial decorre da justificada preocupação por bem definir o “pico” da condição de ruptura. Para tanto foi indispensável recorrer aos ensaios de deformação-controlada: enquanto isto as análises de instabilizações trabalham com condições de tensões admitidas como conheci(das)(veis). Em seus dois trabalhos magistrais, Bishop (1966, 1971) demonstrou cabalmente a validade do critério Mohr-Coulomb de resistência, e sua definição no ponto de $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$. Porém, na Fig. 5.3.10 resume-se os principais questionamentos, mesmo nos ensaios a deformação-controlada. Note-se que na sub-figura de pormenor está configurada a dificuldade do acompanhamento pós-ruptura das curvas tensão-deformação nos materiais friáveis, sensíveis etc... (da maioria das instabilizações da Natureza), assinalando-se também a condição dúctil, menos difícil de acompanhamento, que prevalece sob pressões mais elevadas. Na envoltória Mohr-Coloumb de $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ assinalada como (M), é corrente observarem-se obliquidades de tensão mais elevadas que a “reta Mohr-Coloumb”, na gama de tensões mais baixas do que a pressão de preadensamento, ou pressão de precompressão da compactação.

A dúvida crucial que ocorre na interpretação dos ensaios está configurada com as posições em que antes de se alcançar a obliquidade máxima, consagrada pela teoria, o material exibe passar por valores de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$. A preocupação decorre do fato de que em seguida as obliquidades maiores (da teoria) só se efetivam acompanhadas de grande aumento das pressões neutras, e redução das pressões efetivas. Dificilmente se postularia que na obra a ruptura não se consumaria a partir da posição de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$.

Em seguida desloca-se a indagação crucial para as hipóteses sob as quais se efetuam as análises de estabilidade. Todas admitem que os elementos de solo ao longo da superfície deslizante crítica respeitam a mesma deformação específica (ou deformação), admitido o “corpo sólido rígido” deslocado em condição elasto-(puramente plástica). Dispensa-se estender para a postulação incompreensível de que toda a massa também sofre simultaneamente a mesma deformação específica, tanto mais que em seguida, no atender aos equilíbrios da estática com as três equações, considera-se blocos rígidos (quase sempre lamelas verticais, uns poucos trapezoidais). Ora o típico é exaurir-se primeiro a “componente da coesão”, pela maior rigidez dos solos sob baixas tensões: a condição encontra-se configurada pela “reta” (G). Finalmente assinala-se com (H) a linha de resistência mobilizável tal como consequência da hipótese adotada por Bishop (1955) em seu Método Simplificado de análise, empregando um fator inicial de redução da equação de resistência, assunto já examinado na pg. 10. Note-se que de certa forma, conforme já explicado, a totalidade dos métodos de análise admite algo bem semelhante ao considerar um fator de segurança calculado constante.

Passando à Fig. 5.3.11 resumem-se considerações intervenientes adicionais de significativa importância. Na Fig. 5.3.11A resumem-se necessidades de ajustes, na apresentação corrente generalizada dos resultados tensão-deformação, mesmo dos ensaios idealizados de deformação controlada, e nos melhores laboratórios acadêmicos. Praticamente sem exceção a curva é apresentada do começo ao fim, até cerca de 15% de deformação específica, em termos de tensão-cisalhante (ou obliquidade (σ_1'/σ_3')) $_{\max}$ contra

deformação específica. Ora em grande número de solos relativamente rígido-friáveis, a partir de uma certa deformação específica vê-se claramente definida uma superfície de ruptura, e um deslocamento do bloco superior sobre o inferior em condição de cisalhamento direto. Passa então a ser bem mais realística e representativa a interpretação subsequente em termos de deformações, mm^{24} , e não de deformações específicas, %.

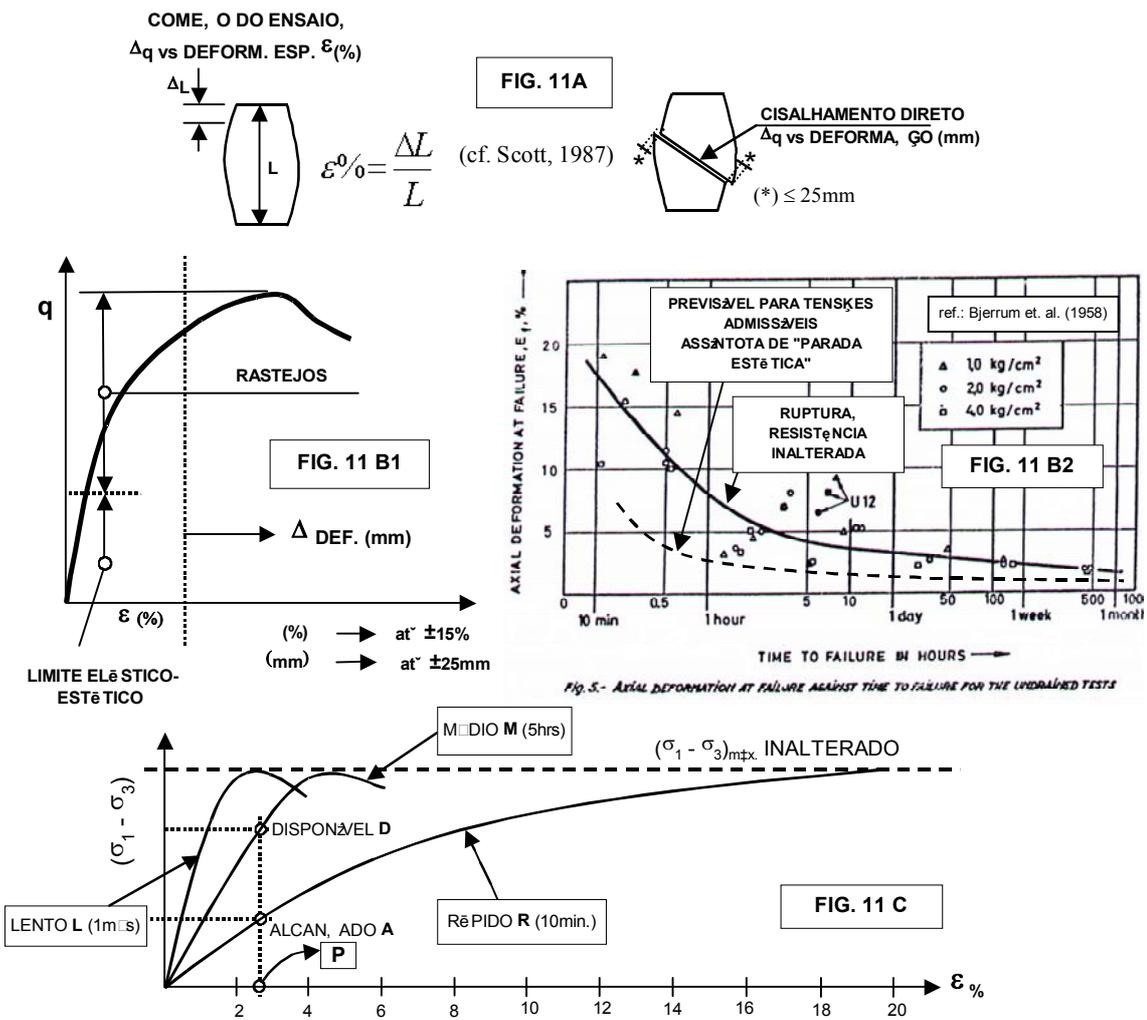


FIG. 5.3.11 – Considerações mais específicas sobre tensões-deformações-deformações específicas-tempo.

Finaliza-se com umas postulações francamente ousadas que atingem todo o histórico das análises de estabilidade. Lamentavelmente não é possível estender o presente trabalho para um assunto fundamental de ainda maior

²⁴ Apenas como um dos múltiplos exemplos observados na prática profissional cabe ressaltar que o atrito lateral dos fustes das estacas se desenvolve (em cisalhamento direto) atingindo a ruptura em grande proporção de casos aos cerca de $\leq 25\text{mm}$ de deformação. (Skempton, 1966)

relevância e fertilidade, do que o já acima brevemente assinalado. Refere-se aos critérios básicos de estabelecimento dos equilíbrios estáticos das massas terrosas em vias de se isolarem (e não já isoladas) como corpos sólidos rígido-plásticos de deformação plástica teorizadamente incessante (e não obrigatoriamente acelerante).

As primeiras duas leis de Newton consideram corpos sólidos rígidos já isolados, e definem claramente que qualquer incremento de resultante de força sobre o equilíbrio parado perfeito $\Sigma F=0$, enceta um movimento imediato e acelerante. No caso da geotecnia refletimos que: (1) a massa por deslizar está ainda por se separar; (2) grande parte da topografia do mundo demonstra que mesmo com algum nível de tensões cisalhantes, resultam condições patentemente bastante estáticas; (3) o mesmo se infere de milhares de fundações, cujos grandes carregamentos alcançam tensões cisalhantes elevadas, porém sem deixar de alcançar, após as deformações elásticas inevitáveis, uma condição bastante estática. Assim sendo, passam a ter importância primordial os conhecimentos a seguir resumidos aos quais a geotecnia convencional, e suas análises de desequilíbrios instabilizantes incipientes não dedicaram a indispensável atenção. Para conveniência refere-se à curva tensão-deformação de ensaios, esquematicamente configurada nas Figs 5.3.11B1, 5.3.11B2 e 5.3.11C.

Na curva da Fig. 5.3.11B1 procura-se delimitar um trecho inicial de acréscimos de tensão cisalhante dentro do qual uma vez consumada uma deformação aproximadamente elástica, rápida, é registrada a parada efetiva da deformação a longo prazo. Seguiria um trecho bem reconhecido de maiores deformações cisalhantes sob as quais após a deformação mais rápida pseudo-elástica (secante), ocorre a deformação diminuta cumulativa de rastejo, felizmente assintótica (linear semilog com o tempo) se não forem se degenerando os parâmetros de resistência. Finalmente vem a ruptura nominal e o comportamento incontrolável, ambos já mencionados.

Como primeiro passo, de avanço de conhecimento retorna-se ao apoio nos ensaios de laboratório: neste caso devem ser obrigatoriamente os de tensões

controladas, que resultaram muito negligenciados em função da preocupação quase exclusiva com a definição de um pico nominal de ruptura nos ensaios de deformação controlada.

Extensa e intensa varredura bibliográfica não forneceu informação, sequer de um único ensaio de tensão controlada (inclusive mais conveniente para o fim) que sob modestos níveis de tensão desviatória tenha sido mantido por longo prazo para comprovar tal “parada” intuitivamente óbvia. Recorre-se assim a Bjerrum et al. (1958) que embora sob deformações-controladas fornece indicação do fator tempo empregando velocidades variadas entre 10 mins e 1 mês para a ruptura (Fig. 5.3.11B2). Não fornece as curvas tensão-deformação mas assevera que a resistência resultou igual sob todas as velocidades. Naquele gráfico está inserida esquematicamente uma curva inferior para tensões modestas hipotéticas, admissíveis, que também devem respeitar a assíntota, com presumida parada final. Finaliza-se com a Fig. 5.3.11C na qual são inseridas três curvas tensão-deformação plausíveis, para os ensaios de velocidades máxima, Rápida R, Média M, e Lenta L. Acompanhe-se as posições dos pontos A e D correspondentes ao ponto P de alguma baixa $\varepsilon\%$.

O raciocínio submetido baseia-se na postulada razoável constância da função que amarra deformações às tensões ($\varepsilon\%$, σ kPa). Exclue-se qualquer efeito de resistência viscosa, que por sinal afetaria contrariamente ao observado, inclusive aumentando a resistência no caso Rápido R. Ora, quando já foi (rapidamente) alcançada a tensão $(\sigma_1 - \sigma_3)_A$, sobraria ainda, para o ensaio M, uma disponibilidade de $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ entre A e D. Tal disponibilidade já embutida sugeriria resultar não só no comportamento assintótico, mas inclusive a capacidade de evidenciar a condição estática-parada (como retroceder não é vislumbrável). Sugere uma certa analogia com o caso das propriedades melhoradas pelos estiramentos em metais.

Os ensaios mentais são úteis mas temerários, especialmente quando afetam revisões importantes. É indispensável realizar séries de ensaios de tal comportamento relevante para as estabilizações de taludes.

Esbarra-se em seguida, na prática profissional, em dois problemas reconhecidamente difíceis: (1) o conhecimento, mesmo que aproximado, das condições de tensões e deformações do maciço in situ; (2) o julgamento difícil de quais seriam mais logicamente as forças solicitantes incrementais por um lado, e as efetivamente disponíveis como restauradoras, de preservação do equilíbrio, por outro lado, frente à nova condição.

5.3.9 Rastejos de Longo Prazo, Sob Tensões-Controladas: Rupturas Súbitas Geráveis.

Como já explicitado anteriormente, consignaram-se as seqüências de hipóteses, decisões, e declarações dos principais mentores da Geotecnia histórica: que esclarecem a trilha de coincidências pela qual as primeiras teorias e práticas se firmaram como verdades respeitadas, inabaláveis até agora. Interveio a sofreguidão com que a atenção se concentrou em programas de computação com a evolução exponencial inimaginável dos computadores. Os dois campos, computação e geotecnia, muito exigentes e diferenciados, dificilmente seriam atendíveis por única pessoa. Ademais criou-se uma inércia perante as pedras fundamentais; esta se associou ao diminuto acesso às origens bibliográficas, e ao respeito pelos Nomes em questão.

Lida-se atualmente com obras de grandes dimensões, e deformações-limite muito pequenas. Pelas dimensões da massa sobre a superfície deslizante reconhece-se que as Forças Atuantes, de pesos e percolações, permanecem constantes, dentro das precisões dos parâmetros de seus cálculos, durante o pequeno deslocamento, da ordem de décímetros a poucos metros. Por exemplo, admitindo uma argila indeformada com alta porcentagem de argilo-mineral lamelar e “Estrutura” muito aberta (de “castelo de cartas”) é sabido que deslocamento em cisalhamento direto de 1000 a 10000 vezes a partícula (2 a 20 mm) já as achata todas, levando a “superfície espelho”.

Considera-se que são **dois os avanços** marcantes que requerem reapreciações do passado: (1) **ROSCOE MEMORIAL SYMP.** 1971, com confirmação de que: (a) a Resistência ao Cisalhamento (max. Obliquidade) se

define bem por $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\max}$; (b) as variações volumétricas ΔV , geradoras dos ΔU s, são função de $(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3$, fator bem menos definível que afeta a trajetória desde $(\sigma_1-\sigma_3)_{\max}$ em diante, na qual prepondera a interveniência do ΔU positivo. É isto que justifica a adoção do $(\sigma_1-\sigma_3)_{\max}$ quando ocorre primeiro.

(2) As micro-medições **PRE-RUPTURA da rigidez G/G_0 vs DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA**. O interesse concentrado nos G/G_0 começou em Firenze 1991.

O fator tempo acompanha toda Obra, pois que todas as ditas permanentes têm que durar décadas a século(s). Alguns Mestres publicaram ensaios de DEFORMAÇÃO-CONTROLADA, de prazos curtos. Por razões práticas compreensíveis, recorre-se a apenas uma, notável publicação de Bishop & Lovenbury (1969) acompanhada em ensaios Drenados ao longo de 3,5 anos (Fig. 5.3.12). Os ensinamentos constituem paradigmas: concentra-se atenção na London Clay (veja-se o primeiro ensaio, que acompanhou “pós-pico” até 3,7% DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA, e o da Pisa (Pancone) Clay). Esta recebe a denominação de não-St por seguir a hipérbole (Kondner et al.) na qual o $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\max}$ coincide com o $(\sigma_1-\sigma_3)_{\max}$. Na London Clay 1 avalia-se a convencional $S_t \approx 2,5$ aplicando-a à curva TENSÃO DEFORMAÇÃO pós-pico, calculada via $(\sigma_1-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)_f$ (f = RUPTURA NOMINAL do ensaio DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA CONTROLADA).

Os dois casos representados (nas escalas DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA diferentes) interpretam-se como auto-explicativos. Resultam dois aspectos bem diferentes do ensinado e esperado corrente. Em ambos solos, mesmo sob as TENS bem inferiores às de RUPTURA-NOMINAL, DEFORMAÇÃO CONTROLADA, não prevalece o enrijecimento semilog com tempo, das compressões secundárias “confinadas” (edométricas). Destacam-se: (1) a DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA continuar crescente; (2) numa fase delongada inclusive a aparência de ocorrer uma desestruturação adicional por “fadiga”.

Perante prisma acadêmico de pesquisar só um fator por passo, nos ensaios meticolosos não-confinados, os Autores excusam-se das variabilidades por fatores secundários, trepidações, descontroles das TENSÕES, temperaturas, etc... Porém sob prisma prático lembra-se que estas e outras variabilidades são

inexoráveis, impedindo o repouso perfeito colimado da pesquisa: por ex. gelo-degelo, infiltrações, níveis d'água, secas, etc...

Conclusão muito importante, de alerta sério, é a da súbita “explosão” na TENSÃO CONTROLADA (mesmo drenada) entre 87% e 98% (médios) do FS NOMINAL com fatores secundários de $\pm 7,5\%$ do FS NOMINAL. Isto com apenas 3,7% de DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA²⁵.

Obviamente recomenda-se abandonar as St PÓS RUPTURA pela lógica de preferir tudo PRÉ RUPTURA. Haveria assim quatro valores St, para investigações ESTATÍSTICO-PROBABILÍSTICO: as pré-ruptura, via as G/G_0 , específicas, tanto a volume constante com medida de U, como Drenadas; e as PÓS RUPTURA.

Conclui-se que o desenvolvimento das sobrepressões U de cisalhamento, para se poder basear em σ'_t , resulta **não-acompanhável** próximo à RUPTURA mesmo em ensaios. Ratifica o uso do $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ como indicador crítico, e a ojeriza prática, por muitas razões, a monitoramentos de Us em obra. A elevada precisão dos ensaios com medições de G/G_0 deve facultar determinar as duas $S_{t\text{pré-ruptura}}$. Como a drenagem “cicatriz” uma parte da desestruturação os S_{tCD} devem ser menores do que os respectivos S_{tCU} .

²⁵ A partir do revelado no ROSCOE MEMORIAL SYMP, é interpretável-previsível que a convencional S_t não-drenada POS RUPTURA seja maior do que a respectiva drenada S_{tD} . Faltam os ensaios, ou coleta-los. Feitas as correlações, a S_t convencional será rápido substituível por ensaios de palheta com corpos de prova idênticos. Questiona-se de novo a rotina de reverter às medidas das TENSÕES por facilidade rápida corrente da busca dos σ' via subtração $\sigma'_t - U$.

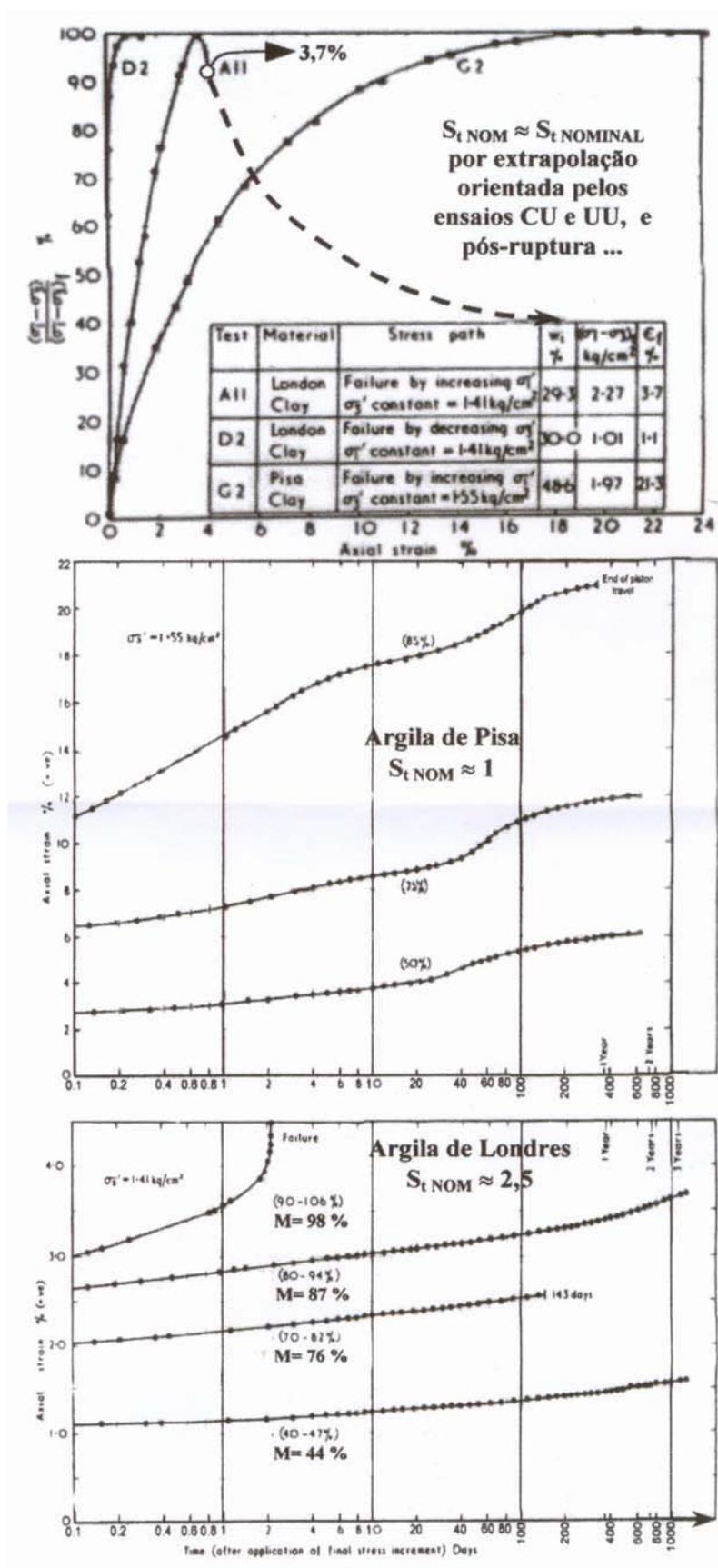


FIG. 5.3.12 - Ensaios Paradigma sob TENSÃO efetiva CONTROLADA; rastejos de longo prazo (Bishop e Lovenbury 1969).

5.3.10 Considerações Finais

Dizem as Escrituras que “se uma casa estiver dividida contra si, ela não terá condições de ficar de pé”. Porém, todas as casas são compostas de múltiplas partes, e falta sempre saber a que casa nos referimos, e o que as compõe ou ameaça. Creio estarmos convictos de que a casa a que nos dedicamos é a qualidade de vida da humanidade, através da engenharia civil sempre autóctone diferenciada, e dos aprimoramentos dos princípios comuns e conhecimentos específicos; e isto através da dedicação à especialização, à composição entre as partes, com respeito pelo passado, e a humildade perante os desafios da Natureza e do futuro. Procurou-se enfatizar, inclusive para a sobrevivência própria, a importância da composição, evitando bifurcações, trifurcações e mesmo quadrifurcações independentes, embora como primeiro passo pareça que só se decompôs. A geotecnia apaixonante amada merece roupagens novas progressivas, particularmente evitando decompor-se em lides acadêmicas sofisticadas, facilitações computacionais sedutoras, e realismos de obras, alheios em suas complexidades. Soluções erradas só mantêm a maioria das casas de pé, na medida em que reconditamente preservam os ditos “precedentes” ultra conservativos, antieconômicos, com apenas periódicos erros até o lado inseguro, de “incidentes e acidentes”. Questionamentos afetuosamente discutidos prenunciam a criatividade: dicotomias recônditas pressagiam o suicídio. Na prática das obras a geotecnia está em rota de suicídio salvo para obras extremas como a Torre de Pisa.

Cabe ecoar a experiência de Scott (1987) que em sua Rankine Lecture sobre “Ruptura” assinalou mais um fator do qual o autor sênior por coincidência acumulou vários episódios, idênticos ou análogos: o dos auto-louvores (em consultorias profissionais) à “experiência” (própria) enquanto negando, como o brado de Cassius nos discursos fúnebres a César “Quando ele alcança o degrau mais alto, então ele vira as costas à escada; olha para as nuvens, desprezando os baixos degraus, pelos quais ascendeu” (Julius Ceasar, Shakespeare, Ato ii, I), a facilitação da escada para a nova geração ascender.

Declara Scott questionando os cálculos de rupturas que nunca podem ser confirmados: (pg. 462) “o que remanesce é apenas o “julgamento” a qualidade mágica de Peck (1981)”. E relata uma discussão havida com Arthur Casagrande que declarou “um engenheiro maduro com experiência e julgamento (ele próprio) depois de avaliado tudo sobre o local ... rascunha à mão livre um projeto num pedaço de papel”... (que depois de elaborado em desenhos e secções) “é então entregue a jovens como Você para fazerem suas análises e mostrarem como o projeto está certo”. “Também, inquiri porque é que ... barragens de terra acabam sempre culminando com taludes de 2,5:1 ou 3:1”.

É a tal sacerdotício que se dedicam os esforços em suas etapas inescapáveis: aprender, analisar, inquirir, rever arriscadamente com as novas idealizações indispensáveis, e resintetizar. Não se nasce iluminado nem maduro experiente.

5.3.11 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1 - Arêas, O.M. (1963) “Piezômetros em Três Marias”. II CPMSEF, ABMS, pp. 413-440.

2 - Asce-Geoinstitutue. (2000) “Slope stability 2000”. Edited by Griffiths, D.V. et al.

3 - Bear, J. et al. (1968) “*Physical principles of water percolation and seepage*”, UNESCO, Arid zone research.

4 - Bishop, A.W. (1952) “*Stability of Earth Dams*”. London Univ., Ph.D. Thesis.

5 - Bishop, A.W. (1955) “Use of the slip circle in stability analysis of slopes”. I Tec. Sess.: Gen. Theory of Stability of Slopes, *Géotechnique*, vol. 5, nº. 1, pp. 7-17.

6 - Bishop, A.W. (1966) “The strength of soils as engineering materials”. Rankine Lecture, *Géotechnique*, vol. 16, nº. 2, pp. 91-126.

7 - Bishop, A.W. (1971) "Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens". *Proc. Roscoe Memorial Symposium*, Cambridge Univ., pp. 3-58.

8 - Bishop, A.W. e Bjerrum, L. (1960) "Relevance of the triaxial test to the stability problems". *Conf. on shear strength of cohesive soils*, Colorado, ASCE, pp. 437-501.

9 - Bishop, A.W. & Lovenbury, H.T. (1969) "Creep characteristics of two undisturbed clays". *VIII ICSMFE*, Mexico, 1, 29-37.

10 - Bjerrum, L. et al. (1958) "The effect of time on the shear strength of a soft marine clay". *Brussels ECSMFE*, vol. 1, pp. 148-158.

11 - Bouwer, H. (1963) "(summary) Appendix E, limitations of Dupuit-Forchheimer assumption in recharge and drainage". *Symp. on transient ground water hydraulics*, pp. 201-211.

12 - de Mello, V.F.B. (1975) "Lessons from unsuspected, real and fictitious problems in earth dams in Brazil". *VI African CSMFE*, Durban, vol. 2, pp. 285-304.

13 - de Mello, V.F.B. (1977) "Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams". Rankine, *Géotechnique*, vol. 27, n^o 3, pp. 279-355.

14 - de Mello, V.F.B. (1981) "Facing old and new challenges in soil engineering". M.I.T. *Past, Present and Future of Geotechnical Engineering*, M.I.T, pp. 160-204.

15 - de Mello, V.F.B. (1984) "Closing remarks". *IV Intern. Symp. on Landslides*, Toronto, vol. 3, pp. 147-150.

16 - de Mello, V.F.B. et al. (2003) "Opening renewed and continually renewing vistas for geotechnique through widespread diffusion of simplest Statistics-Probabilities (SP) with nominal Confidence Intervals, (CI)". *Intern. e-Conf. on modern trends in Found. Eng'g*, Madras, India, in press.

17 - de Mello, V.F.B. et al. (2004a) "Reappraising historical coincidences that radically misled slope destabilization analyses of homogeneous earth dams". *Skempton Memorial Conference*, London, in press.

18 - de Mello, V.F.B. et al. (2004b) "Landslides by maximized infiltration: fundamental revision of stability calculations and stabilizing drainages". *IX Intern. Symp. on Landslides*, Rio de Janeiro, in press.

19 - Forrester, K. (2001) "Subsurface drainage for slope stabilization". *ASCE Press*.

20 - Gould, J.P. (1959) "Construction pore pressures observed in rolled earth dams". *Tech. Mem. 650, U.S. Bureau of Reclamation*, Denver – Colorado.

21 - Impregilo (Impresit Girola Logidiani) (1982) "Twenty-five years of worldwide activity", 1956/1981, pp. 88-109.

22 - Janbu, N. (1980) "Critical evaluation of the approaches to stability analysis of landslides and other mass movements". *Intern. Symp. on Landslides*, New Delhi, Sarita Prakashan, vol. 2, pp. 109-128.

23 - Lowe III, J. (1988) "Chpt. 9. Stability analysis in earthfill dam design and analysis", of *Advanced dam engineering*. Ed. Robert B. Jansen, Van Nostrand Reinhold, pp. 275-285.

24 - Lowe III, J. e Karafiath, L. (1959) "Stability of earth dams upon drawdown". *I PANAMCSMFE*, Mexico, vol. 2, pp. 537-552.

25 - Muskat, M. (1946) "*The flow of homogeneous fluids through porous media*". J.W. Edwards, Inc., Ann Arbor, Mich.

26 - Scott, R.F. (1987) Rankine Lecture "Failure". *Géotechnique*, vol. 37, n° 4, pp. 423-466.

27 - Seed, H.B. e Sultan, H.A. (1967) "Stability analyses for a sloping core embankment". *Journal ASCE*, vol. 93, n° 4, pp. 69-83.

28 - Seely, F.B. e Ensign, N.E. (1941) "Analytical mechanics for engineers". John Wiley & Sons.

29 - Spofford, C.M. (1939) "*The theory of structures*". McGraw-Hill Book Co.
Skempton, A.W. (1966) "Summing up". *ICE-RCA Symposium LARGE BORED PILES*, pp. 155-157, (p. 157).

30 - Sultan, H.A e Seed, H.B. (1967) "Stability of sloping core earth dams". *Journal ASCE*, vol. 93, n° 4, pp. 45-47.

31 - Taylor, D. W. (1948) "*Fundamentals of Soil Mechanics*", John Wiley & Sons Inc., New York, pp. 104-204, pp. 406-479.

32 - Terzaghi, K. V. (1936) "Critical height and factor of safety of slopes against sliding", *Proc. I ICSMFE*, Cambridge, Vol. 1, G-6, pp.156-161.

33 - Terzaghi, K.V. (1943) "*Theoretical Soil Mechanics*". Wiley.

34 - Terzaghi, K.V. e Peck, R.B. (1948) "*Soil Mechanics in Engineering Practice*". Wiley: 2nd Ed., (Revised, 1967).

35 - Viotti, C.B. (1989) "Emborcação dam: a Rankine lecture design" successful performance. *de Mello Tribute Volume*, Ed. Edgard Blucher Ltd., Sao Paulo, pp. 517-527.

36 - Wright, S.G. et al. (1973) "Accuracy of equilibrium slope stability analysis".
Journal ASCE, vol. 99, n° 10, pp. 783-791.

37 - *Int. Symp. "Prefailure deform. characteristics of geomaterials"* Eds. 1)

38 - Jamiolkowski, M. et al, Firenze 1991; 2) Shibuya, S., Sapporo 1994; 3)

39 - Jamiolkowski, M. et al, Torino 1999; 4) Di Benedetto, H. et al, Lyon 2003;
Balkema

40 - "Stress strain behaviour of soils" (1971), Ed. Parry, R.H.G. *Proc. Roscoe Memorial Symp.*, Foulis & Co, Cambridge.

5.4. Casos específicos de bastante relevância que abrem conceitos aparentemente singulares, mas dentro da complexa lógica das Seleções Naturais:

(1) Bishop & Lovenbury (COBRAE)

Atualmente lida-se com obras de grandes dimensões, e deformações-limite muito pequenas. Pelas dimensões da massa sobre a superfície deslizante reconhece-se que as Forças Atuantes, de pesos e percolações, permanecem constantes, dentro das precisões dos parâmetros de seus cálculos, durante o pequeno deslocamento, da ordem de decímetros a poucos metros. Por exemplo, admitindo uma argila indeformada com alta porcentagem de argilo-mineral lamelar e “Estrutura” muito aberta (de “castelo de cartas”) é sabido que deslocamento em cisalhamento direto de 1000 a 10000 vezes a partícula (2 a 20 mm) já as achatadas, levando a “superfície espelho”. Considera-se que são **dois os avanços** marcantes que requerem reapreciações do passado: (1) **ROSCOE MEMORIAL SYMP.** 1971, com confirmação de que: (a) a Resist. ao Cis. (max. Obliquidade) se define bem por $(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}$; (b) as variações volumétricas ΔV , geradoras dos ΔU s, são função de $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, fator bem menos definível que afeta a trajetória desde $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ em diante, na qual prepondera a interveniência do ΔU positivo (ver Fig.6b do item 3.1(B)). É isto que justifica a adoção do $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ quando ocorre primeiro. (2) As micro-medições **PRE-RUPT da rigidez G/G_0 vs DEF ESP.**

O fator tempo acompanha toda Obra, pois que todas as ditas permanentes têm que durar décadas a século(s). Alguns Mestres publicaram ensaios de DEF-CONTR, de prazos curtos. Por razões práticas compreensíveis, recorre-se a apenas uma, notável publicação de Bishop & Lovenbury (1969 – Ref. 10.) acompanhada em ensaios Drenados ao longo de 3,5 anos (Fig. 5.4.1). Os ensinamentos constituem paradigmas: concentra-se atenção na London Clay (veja-se o primeiro ensaio, que acompanhou “pós-pico” até 3,7% DEF ESP, e o da Pisa (Pancone) Clay). Esta recebe a denominação de não-St por seguir a hipérbole (Kondner et al.) na qual o $(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}$ coincide com o $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$. Na

London Clay 1 avalia-se a convencional $S_t \approx 2,5$ aplicando-a à curva TENS DEF pós-pico, calculada via $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ ($f = \text{RUPT NOMINAL (NOM)}$ do ensaio DEF. ESP.CONTR).

Os dois casos representados (nas escalas DEF ESP diferentes) interpretam-se como auto-explicativos. Resultam dois aspectos bem diferentes do ensinado e esperado corrente. Em ambos solos, mesmo sob as TENS bem inferiores às de RUPT-NOM, DEF CONTR, não prevalece o enrijecimento semilog com tempo, das compressões secundárias “confinadas” (edométricas). Destacam-se: (1) a DEF ESP continuar crescente; (2) numa fase alongada inclusive a aparência de ocorrer uma desestruturação adicional por “fadiga”.

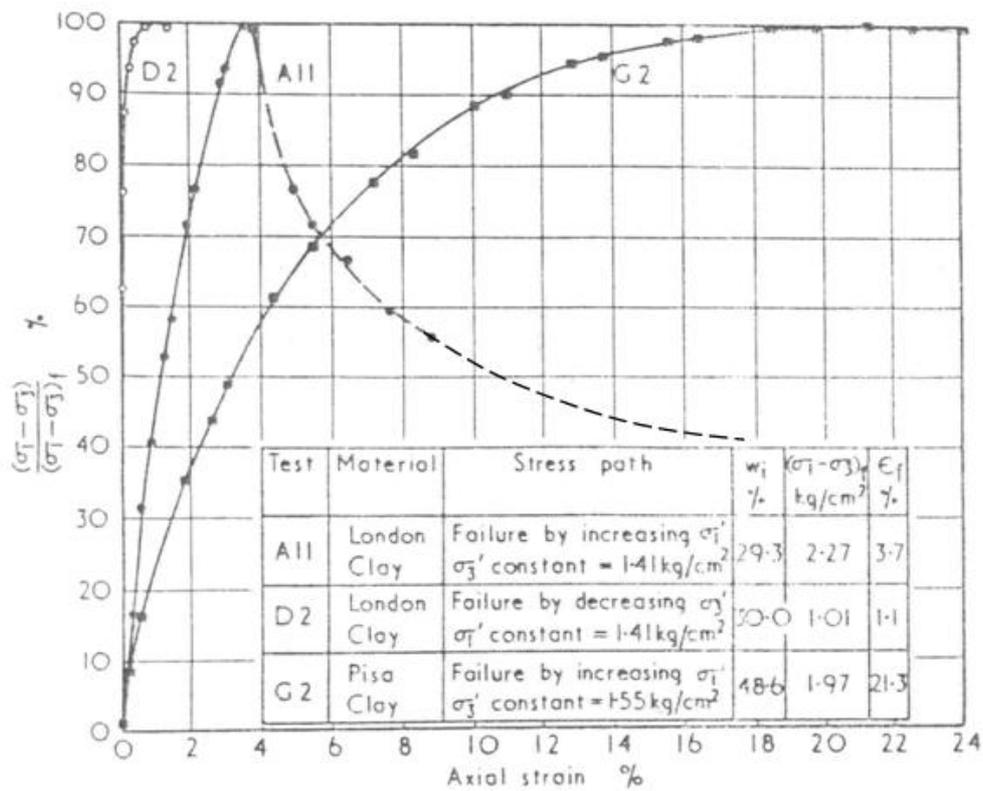
Perante prisma acadêmico de pesquisar só um fator por passo, nos ensaios metuculosos não-confinados, os Autores excusam-se das variabilidades por fatores secundários, trepidações, descontroles das TENS, temperaturas, etc. Porém, sob prisma prático lembra-se que estas e outras variabilidades são inexoráveis, impedindo o repouso perfeito colimado da pesquisa: por ex. gelo-degelo, infiltrações, níveis d’água, secas, etc... Conclusão muito importante, de alerta sério, é a da súbita “explosão” na TENS CONTR (mesmo drenada) entre 87% e 98% (médios) do FS NOM com fatores secundários de $\pm 7,5 \%$ do FS NOM. Isto com apenas 3,7% de DEF ESP¹.

Obviamente recomenda-se abandonar as S_t PÓS RUPT pela lógica de preferir tudo PRÉ RUPT. Haveria assim quatro valores S_t , para investigações EP: as pré-ruptura, via as G/G_0 , específicas, tanto a volume constante com medida de U , como Drenadas; e as PÓS RUPT.

Conclui-se que o desenvolvimento das sobrepressões U de cisalhamento, para se poder basear em σ'_t , resulta **não-acompanhável** próximo à RUPT mesmo

¹ A partir do revelado no ROSCOE MEMORIAL SYMP, é interpretável-previsível que a convencional S_t não-drenada POS RUPT seja maior do que a respectiva drenada S_{tD} . Faltam os ensaios, ou coletá-los. Feitas as correlações, a S_t convencional será rápido substituível por ensaios de palheta com c_p idênticos. Questiona-se de novo a rotina de reverter às medidas das TENS por facilidade rápida corrente da busca dos σ' via subtração $\sigma'_t - U$. (Nota Técnica elaborada, em publicação).

em ensaios. Ratifica o uso do $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ como indicador crítico, e a ojeriza prática, por muitas razões, a monitoramentos de Us em obra. A elevada precisão dos ensaios com medições de G/G_0 deve facultar determinar as duas $S_{t\text{pré-ruptura}}$. Como a drenagem “cicatriz” uma parte da desestruturação os S_{tCD} devem ser menores do que os respectivos S_{tCU} .



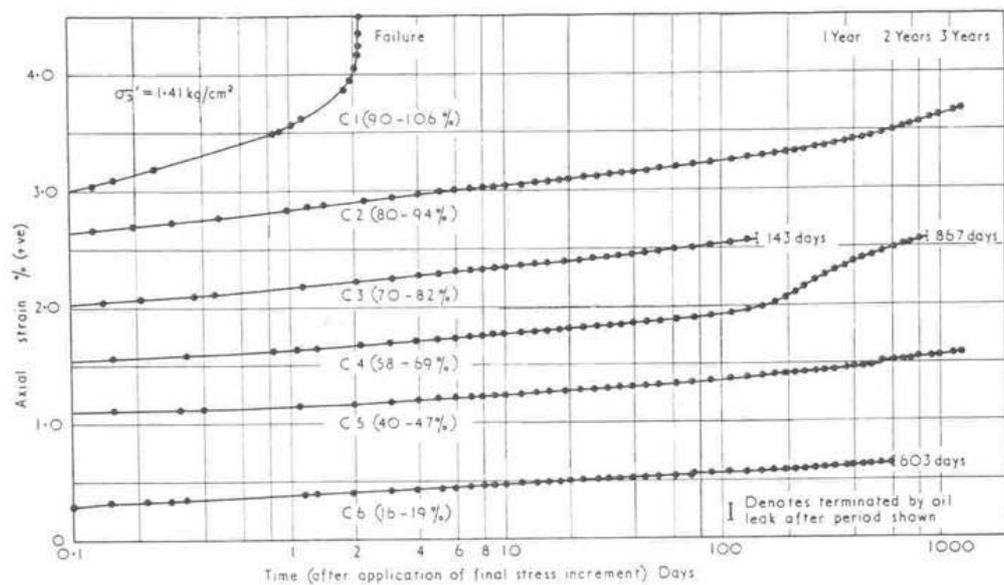
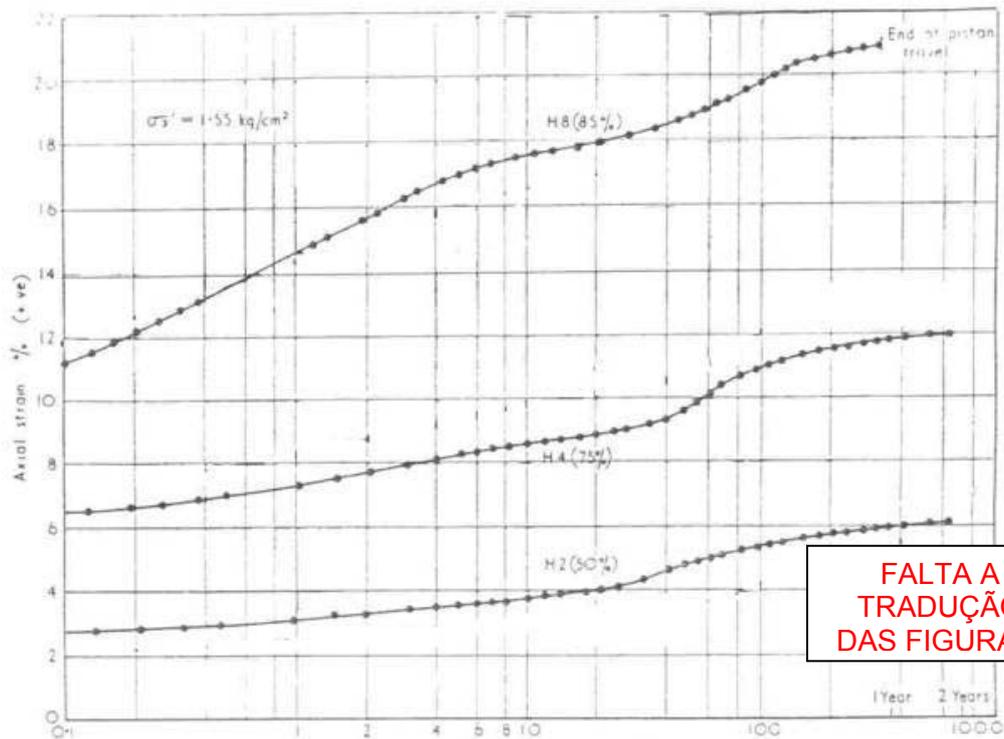


Fig. 5.4.1 – Ensaio Paradigma sob TENS CONTR efetivas controladas; rastejos de longo prazo (Apud Bishop & Lovenbury, 1969 – Ref. 10)

(2) Pressões hidrostáticas: raízes (a) buracos (b) fendas em rocha decomposta.

(3) “Advance of wetting front”. porosimetrias etc, dif. subida/descida. (livro do Lee, Artigo do P. Lumb).

(4) Sucções, hipóteses primordiais e ajustes em curso: questões pendentes (ex. IC em massa).

Anotações Adicionais do Professor –

Pressões neutras sempre mais questionáveis, (modicamente) nos ensaios em função do tipo de ensaio adotado, e muito mais nos monitoramentos dos maciços (observações pontuais $f(\Delta V)_s$ locais, e com retardos, inclusive amainantes). Por exemplo, nos ensaios, a prática corrente do ensaio de (DEF – ESP) → (CONTR) para bem definir o pico da RUPTURA (e em seguida aplicar FSs arbitrários); e, predominantemente do ensaio de COMPRESSÃO triaxial com pretendida maximização de efeitos de $\Delta V \rightarrow \Delta u$ partindo do ISOTRÓPICO (ver em I.6 e I.12 as porcentagens de variações) e suficientemente LENTO (a vol. Constante) para medir média transmitida para TOPO e BASE, em comparação com a medida no PLANO DE RUPTURA e no INSTANTE de ruptura.

Se aderirmos ao critério (com o qual não concordei) dos CRITICAL STATES, (para mim os critical states são quando no diagrama p', q , (a) a velocidade do Δu em comparação com o $\Delta(p'+q)/2$ é maior fazendo a trajetória começar a andar para a esquerda, (b) na condição $q = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ (c) na condição de ruptura $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\max}$ QUEREMOS recorrer a bom nº de ensaios com trajetórias partindo de condições iniciais **Diferentes da ISOTRÓPICA**, para avaliar numericamente os GRAUS DE RELEVÂNCIA.

(5) Bishop & Lovenbury

Ver realismo Natural, especialmente para maiores dimensões de obras, da CONSTÂNCIA (aprox.) da FORÇA atuante, resultando e DESLOCAMENTO do cisalhamento (cf. Bishop + Lovenbury, e outros), e respectiva **progressiva alteração de rastejo** decrescente para rastejo incrementado, e **súbita para ruptura incontrolada**.

(6) Pressões hidrostáticas: raízes (a) buracos (b) fendas em rocha decomposta.

Rebaixamento por drenos subhorizontais : exigências executivas (gabaritos e selagens externas) para evitar percolação preferencial externa no contato revestimento-solo; aplicação de vácuo acoplado à ponteira filtrante na extremidade.

Poços profundos, aproveitando do horizonte de topo de rocha-mater sob os solos, se e quando (freqüentemente) fraturada: estabilização imediata pelo gradiente i_{γ_a} (talude da Imigrantes Jan?) Questões práticas de cada caso, aprofundar, “relays” de controle dos níveis min/max f (bombeamento e vazões), eventual vácuo quando pouco profundos e não aprofundáveis.

Taludes brandos (mais argilosos, menos permeáveis), com bermas sucessivas com baterias de ponteiras filtrantes com vácuo: controle operacional do vácuo e fechamento de ponteiras para evitar entrada de ar, etc. Eletrosmose estabilizante em três passos sucessivos, primeiro efeito imediato. Limites da carga elétrica evitando aquecimento, ressecamento, fissuramento junto ao eletrôdo. Segundo efeito adensamento ΔV e Δ fluxo. Terceiro efeito, para benefício operacional de longo prazo, troca catiônica.

Tendências a erosões internas incrementadas junto às ponteiras: drenagens filtrantes e não-colmatantes sempre a respeitar, dificuldades em solos de granulometrias variadas, preferência por filtros de granulometria bem deitada, contínua, pouco investigados.

Ilusões de interpretação falha ref. “poços de recarga” (“recharging wells”) com relação à própria escavação vs. condições para longe da área de depressão: nesta em nada ajuda o “reenchimento do lençol deprimido” (o problema é i_{γ_a}); só se beneficiaria com provocação de “artesianismo” em profundidade, porém com prejuízo para instabilização do fundo escavado. Aprofundar ficha do diafragma “impermeável”. (ver VM-Sobral, ITA ± 1997)

Abertura de fenda superior por desequilíbrio de momentos, em parte dependentes das próprias forças de percolação $i\gamma_a$, variando um tanto em função de 3 hipóteses de redes. Superfície de ruptura inexoravelmente curva, vertical e subvertical no topo, e subhorizontal na base: transformável convenientemente em poligonal. Possivelmente subdividir em camadas horizontais? 1ª Hipótese maciço (E, μ) homogêneo, compensando por tipo de solo variando com prof. Eventual 2ª hipótese maciço mais rígido em tração MOMENTOS DE TOMBAMENTO pela “cunha de ruptura” equilibrados por Momento da força de tração. Após aberta a fenda, ela progride mais acelerada pelas pressões hidrostáticas de chuvas.

(7) “Advance of wetting front”. porosimetrias etc, dif. subida/descida.

(8) Sucções, hipóteses primordiais e ajustes em curso: questões pendentes (ex. IC em massa).

5.5. Estabilizações por eletrosmose: três etapas: gradiente para montante por eletroforese, adensamento, troca catiônica.

5.6. REFERÊNCIAS

1 – de Mello, V.F.B., 1981, “Opening and closing technical remarks, geology. Quality of sampling SPT surprises. Logical index correlations. By oriented statistics.”, X ICSMFE, vol. 4, pp. 749-51 e pp. 788-89

2 – Hashash, Y. e Whittle, A., 1996, “Ground Movement Prediction for Deep Excavations in Soft Clay.”, Journal of Geotechnical Engineering ASCE, vol. 122, nº 6, pp.474-487

3 – Casagrande, A., 1936, “The Determination of the Pre-Consolidation Load and its Pratical Significance.”, Proc. 1ST ICSMFE, Harvard University Cambrigde, vol. 3, D-34, pp. 60-64.

- 4 – Schmertmann, J., 1955, "The undisturbed consolidation behavior of clay.", Transactions of the ASCE, vol. 120, Paper n° 2775, pp. 1201-1227
- 5 – Janbu, N., 1963, "Soil compressibility as determined by oedometer and Triaxial Tests.", 3rd ECSMFE, Wiesbaden, vol. 1, pp. 19-25
- 6 – Terzaghi, K., 1936, "Critical Height and Factor of Safety of Slopes against Sliding.", Proc. 1ST ICSMFE, Harvard University Cambridge, vol. 1, G-6, pp. 156-161.
- 7 – Taylor, D., 1948, "Fundamentals of Soil Mechanics", John Wiley & Sons
- 8 – Grozic, J. et al., 2003, "An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomarine clays.", vol. 40, n° 5, pp. 857-872.
- 9 – de Mello, V.F.B., 2004, "Reappraising Historical Coincidences that Radically Mislead Slope Destabilization Analyses of Homogeneous Earth Dams.", Advances in Geotechnical Engineering, THE SKEMPTON CONFERENCE (ICE), vol. 2, pp. 881-897.
- 10 – Bishop, A. W. & Lovenbury, H.T., 1969, "Creep characteristics of two undisturbed clays". VIII ICSMFE, Mexico, vol. 1, pp. 29-37.