

# TALUDES INSTABILIZADOS POR PERCOLAÇÕES, E CORREÇÃO VISCERAL DAS ANÁLISES CORRENTES E DAS DRENAGENS ESTABILIZANTES SIGNIFICATIVAS

Slope destabilizations by seepages, and radical correction of current analyses of stabilizing drainages. Further significant revisions

Victor F.B. de Mello\*

Erika Sasaki Larocca\*\*

Raquel Quintanilha\*\*

Ewerton de Barros Meireles\*\*

**RESUMO** - Passa-se de relance por menção dos complexos fatores de azares e riscos dominantes naturais erráticos menos previsíveis do que os dos maciços construídos sob controle: relembra-se o princípio básico dos atendimentos mediante a seleção do “universo físico” menos vulnerável, sob domínio da estatística de médias. Exemplifica-se na barragem de terra (de Mello, 1977; Viotti, 1989). No tocante às análises convencionais de instabilizações de taludes, demonstra-se que coincidências históricas e regionais (Bishop, 1952) introduziram um “gene poluidor” em todos os métodos e programas de computação. Gerados por uma hipótese simplificadora de Terzaghi (1936), prevalecem ao longo de 67 anos com um erro significativo conceitual e numérico, obviamente a favor da segurança, anti-econômico. Ressalta-se a sedução preponderante da computação, que desviou os civis-geotécnicos dos entusiasmos pela geotecnia apaixonante de aprimoramento dos fatores razoavelmente controláveis. Incorporam-se correções conceituais e práticas bem fundadas nos avanços pesquisadores, e no questionamento convencido e convincente dos primórdios, inescapavelmente mais grosseiros, de parâmetros e hipóteses que nos serviram por longo tempo, com grato reconhecimento. Exemplificam-se alguns erros a corrigir de imediato.

**SYNOPSIS** - Mentioning in passing Nature’s complex factors of dominant hazards and risks, erratic, much less predictable than those of soil structures built under control, one recalls the basic principle of solving challenges by change of “physical universe” to a less vulnerable one, amenable to the statistics of averages. It is exemplified with an earth dam (de Mello, 1977; Viotti, 1989). Moving to conventional analyses of slope destabilizations, one demonstrates that historic and regional coincidences (Bishop, 1952) introduced a “polluting gene” into all the methods and computer programs in use. Generated by a simplifying assumption of Terzaghi (1936) the calculations persist along 67 years with an appreciable error, conceptual and numerical, obviously conservative, uneconomical. One senses a predominant seduction of computation, diverting the civil-geotechnicians from enthusiasms towards the exhilaration of progressive advancement of geotechnique’s really controllable factors. One submits proposed conceptual and practical corrections, founded on the questful advances, and on convinced and convincing querying of the primordial steps, inevitably cruder, of parameters and hypotheses gratefully recognized as having served the profession for a long time. Examples are presented of some of the errors, amenable to prompt corrections.

**Palavras-chave** – Análises; Estabilidade; Taludes; Barragens; Correções; Resistência; Deformações.

## 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

\* Professor Aposentado, titular da Victor F.B. de Mello & Associados S/C Ltda, São Paulo. E-mail: mellogeo@terra.com.br

\*\* Engenheiros da Victor F.B. de Mello & Associados S/C Ltda, São Paulo. E-mail: vfbmello@terra.com.br

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. 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)<sup>1</sup> 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

---

<sup>1</sup> 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.

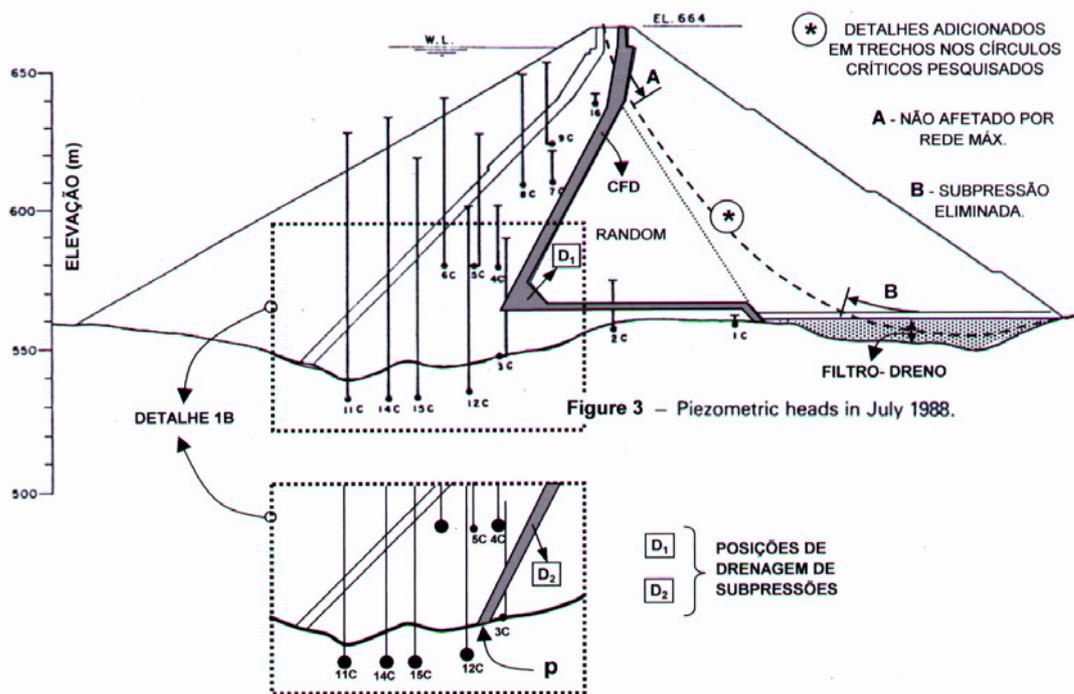


Fig. 1 – Barragem de Emborcação “Rankine Lecture Design”. Um projeto bem sucedido. (Viotti, 1989)

preferências pela cortina filtro-drenante<sup>2</sup> 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 de desce-la até o contato P com a fundação, e de drenar esta muito mais a montante do que necessário.

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, 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  $\pm 15$  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

<sup>2</sup> 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)

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. 2: (1) Hipótese simplificadora de Terzaghi (1936) para “aterro livremente drenante” instabilizado por infiltração de chuva. Oferecido o princípio das PRESSÕES NEUTRAS DE FRONTEIRA  $U_s$  PNFU como equivalentes à RESULTANTE DOS VETORES EFETIVOS DE PERCOLAÇÃO E DE GRAVIDADE para elemento de solo entre pares de equipotenciais e fluxos (Fig. 2[B]). Ressalva<sup>3</sup>. (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 deslizante<sup>4</sup>. (4) Estudo inovador metuculoso 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 ressalva<sup>5</sup>, 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 ruptura a coincidir com  $F \equiv 1,00$ <sup>6</sup>. (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”.

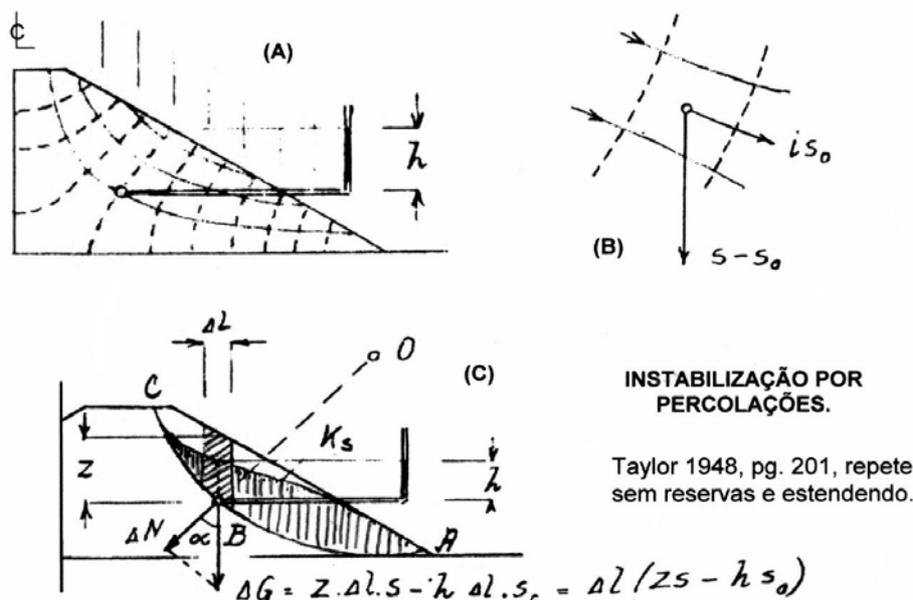
Em respeitosa e grata repreciação de tudo quanto devemos ao passado e esforços de seus mentores, porém visando apenas aprimorar, postula-se que predominou nas análises do Equilíbrio Limite da Estática a mais corrente das Leis de Newton, a 3ª, da equivalência da AÇÃO e REAÇÃO entre dois elementos de um 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

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

<sup>4</sup> 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”.

<sup>5</sup> 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).

<sup>6</sup> (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”.



**Fig. 2** – Indicação esquemática fundamental da postulação de Terzaghi (1936).

**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.

**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)].

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).<sup>7</sup> 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.

<sup>7</sup> 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. (cf. Fig. 11). O assunto é abordado na medida do possível, embora mui parcamente por limitações das indispensáveis investigações, no item 8.

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 principio só conhecida no final dos cálculos da estabilidade).

Retorna-se porém à via sacra percorrida, começando por um importante ajuste, de pleno uso na Mecânica das Rochas, mas não difundido na geotecnia.

## 2 – CARGAS MOLES E DURAS, SOLICITANTES E RESTITUENTES. REVISÃO SIGNIFICATIVA NOS ENSINAMENTOS 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. 3.

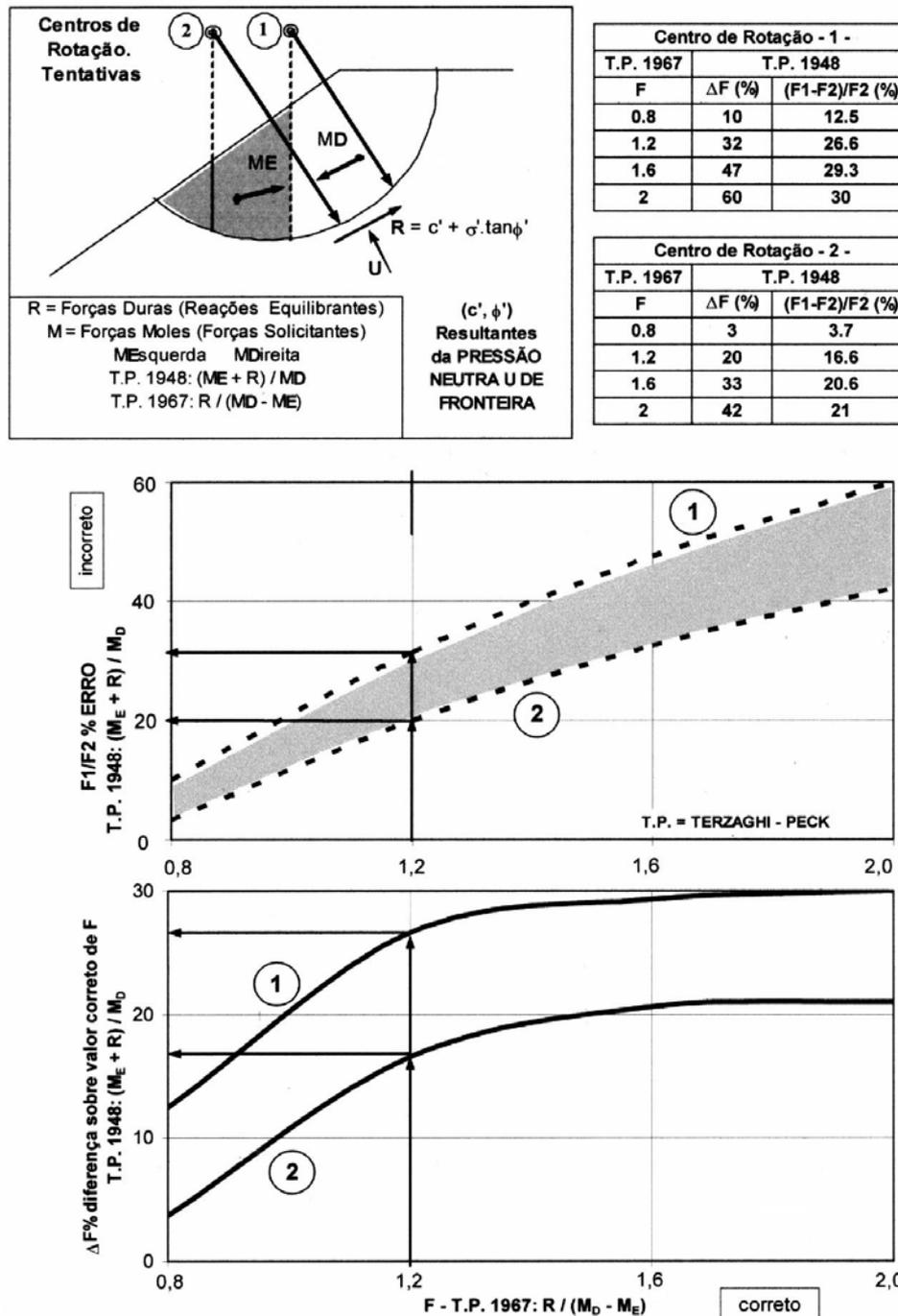


Fig. 3 – Erro conceitual, e não desprezível numericamente, pela “mistura” de cargas moles e duras.

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 consequência : 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. 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  $M_E$  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 ( $\geq 1955$ ) 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. 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  $F_s$  que ocorrem mais correntemente nos projetos e na Natureza, a equação original teria provido  $F_s$  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. 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. 3 os momentos  $M_D$  e  $M_E$  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  $M_D$  resulta solicitante na análise do equilíbrio da estabilidade, o  $M_E$  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.

### **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 interesse<sup>8</sup>, inicial e crescente, colateralmente com a cruzada básica de emprego de análises de estabilidade via tensões efetivas<sup>9</sup>.

A Fig. 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

---

<sup>8</sup> 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.

<sup>9</sup> 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).

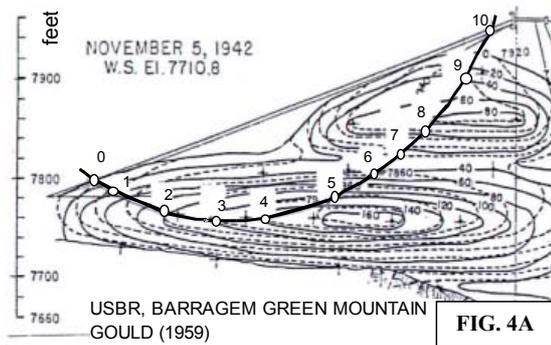
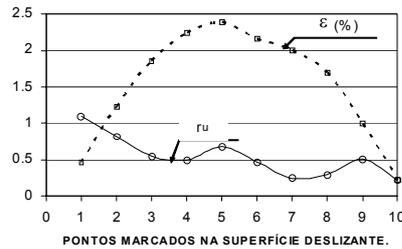


FIG. 4A



PONTOS MARCADOS NA SUPERFÍCIE DESLIZANTE.

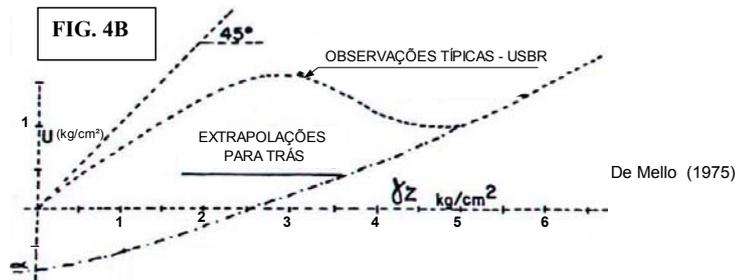


FIG 7 MATERIAS MAIS ARGILOSOS, E MELHORES  $\tau_u$  MEDIDOS DE PERÍODO CONSTRUTIVO.

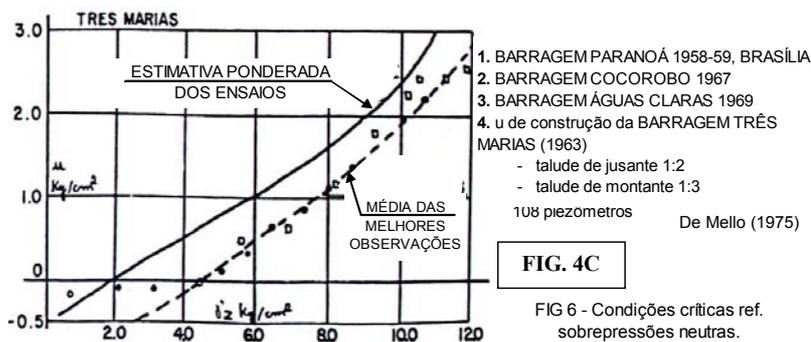


FIG. 4C

FIG 6 - Condições críticas ref. sobrepressões neutras.

Fig. 4 – Pressões de FIM DE CONSTRUÇÃO FDC vistas sob fatores regionais diferentes.

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 são encontradas na Inglaterra...” e como associadas a “algumas dissipações durante o período anual de interrupção da construção”. 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 GEOTÉCNICA<sup>10</sup>. O caso comparativo dos hidrogramas de enchente entrante e escoada numa represa foi exposto como argumentação contra o

<sup>10</sup> 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 de arante em movimento, de ser injetada no solo circundante.

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. 4B e 4C assim deram, para as condições Brasileiras típicas, uma interpretação completamente diferente da que Bishop razoavelmente adotou na orientação de seus raciocínios subsequentes 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 Us, conscientes inclusive de não haver risco de superfícies-espelho nos solos residuais das rochas ígneas<sup>11</sup>. Existem notáveis vantagens decorrentes de adensamentos subsequentes, 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 subsequentes. 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. 4A (tabela) consigna-se a variação significativa da deformação específica  $\epsilon\%$ , entre 0,5 e 2,5%, idealizada como constante nas teorizações de estabilidade: também a relação  $r_u = u/\sigma_v$  de pressão neutra, adotada como constante, expõe os valores contestados entre os pontos 1 a 3 na superfície crítica, com valores subsequentes ainda variando, embora não inaceitavelmente. Possivelmente a principal indagação no tocante a um enchimento rápido da

<sup>11</sup> 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.

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. 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 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 desapercivelmente resultaram na inserção de DOIS “GENES CORRUPTORES” que ser reproduziram recônditos através de uma sucessão de “parcerias” de mentores seniors apoiados por colaboradores juniors, que por sua vez foram sendo unguidos.

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 engenheiral 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 máximo<sup>12</sup>. 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

<sup>12</sup> O primeiro projeto a empregar cortina filtro-drenante pouco a jusante do eixo, foi de Terzaghi ( $\pm 1949$ ) 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)

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.<sup>13</sup>

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 deslizante para a qual as forças Solicitantes e Restauradoras estejam no (AO LIMITE? Comentário interjectivo do autor sênior) equilíbrio para a mínima redução da resistência”<sup>14</sup>. 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:

|                  |      |      |      |      |     |
|------------------|------|------|------|------|-----|
| $\Delta = R - S$ | 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 resistência<sup>15</sup>, assunto tratado em seguida. Os marcos muito influentes estabelecidos por Bishop (1952, 1955) correspondem a cortar quatro nós Gordios (1) de soluções numéricas de relaxação levando aos programas computacionais,

<sup>13</sup> 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.

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

<sup>15</sup> 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.

poupando cálculos trabalhosos e desajeitados, tendência esta destinada a crescer à preponderância absoluta, a ponto de 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.

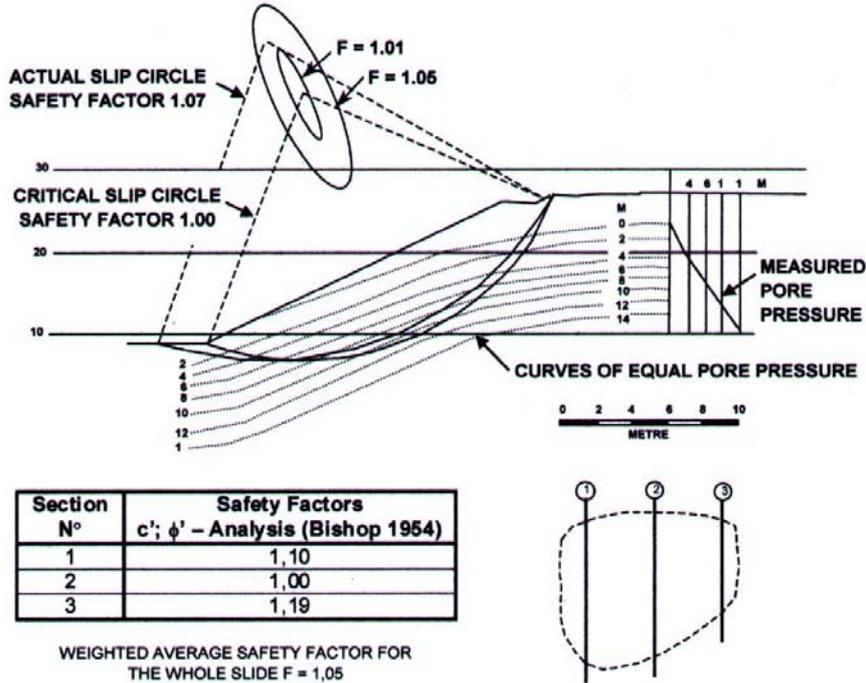
Tem-se submetido repetida e enfaticamente (e.g. de Mello, 1984) que a ruptura não ocorre sob uma varinha mágica na equivalência de  $F = 1,0$ , e sim realmente se estabelece quando a diferença de resultados F calculados (na mesma base) de uma condição prévia para uma posterior (ambas analogamente aproximadas),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

#### 4 - BATALHA DE VITÓRIA PRENUNCIADA A FAVOR DO USO DE PRESSÕES EFETIVAS, COM INSTABILIZAÇÕES ESCANDINAVAS COINCIDENTES COM EQUILÍBRIO ESTÁTICO-DINÂMICO COM $F \equiv 1,00$

Um bom número de retro-análises foram coletadas, e predestinadas 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 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



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

**Fig. 5** – Dados de apoio a rupturas em  $F = 1.00$  (tensões efetivas & redução da resistência).

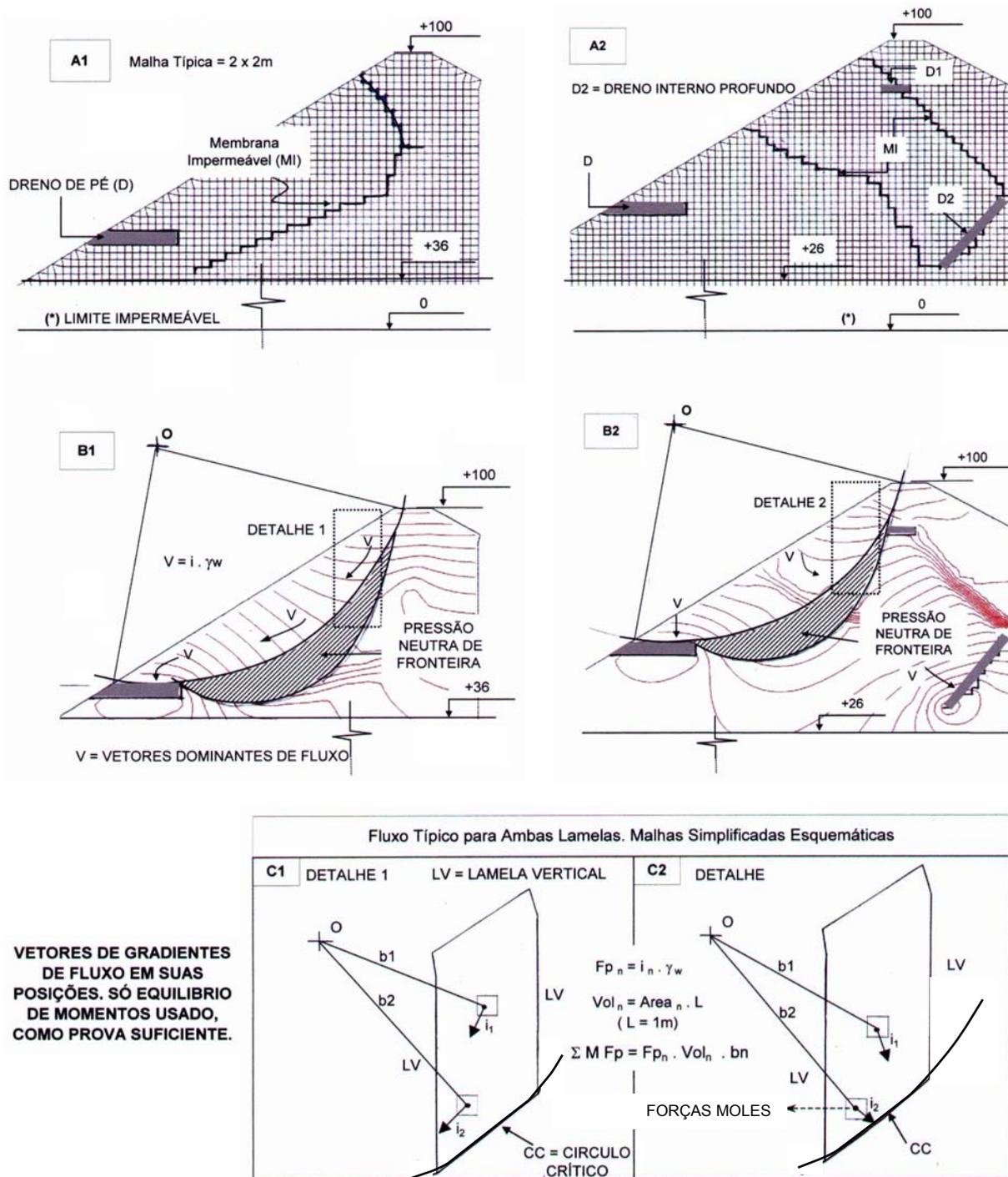
retro-análise de uma ruptura ocorrem os retardos de mobilizações e investigações. Acima de tudo em muitos solos (como também na maioria dos ensaios triaxiais meticolosos) e no caso correspondente de campo, a informação crucial deveria ser a da pressão neutra na superfície de deslizamento e durante o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

### 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. 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 consequência 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.e. aumento das vazões para o pé)<sup>16</sup>. 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. 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.e. 36m abaixo do dreno horizontal) e uma fronteira impermeável à direita. O diagrama PNFU determinado consta na

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



**Fig. 6** – Áreas de u equivalentes, para os PNFU. Efeitos de primeira ordem. Infiltração de chuvas com drenagens max. (1) instabilizante (2) estabilizante.

Fig. 6, B1.

Para o segundo caso (Fig. 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 lados<sup>17</sup>. Os parâmetros de solo empregados foram  $\gamma_{nat} = 19\text{kN/m}^3$ ,  $E = 30000\text{ kPa}$ ,  $\mu = 0,3$ , 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 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)

| CAS O | F por PNFU, STABL | $\approx$ F por vetores efet. |
|-------|-------------------|-------------------------------|
| A1B1  | 1.43              | 1.01                          |
| A2B2  | 1.43              | 1.95                          |

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. | $\Delta F$ |
|------------------------|-----|------------|-----------|------------|
| de Mello et al., 2004a | 30  | 1.30       | 0.76      | 0.54       |

<sup>17</sup> 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.

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.

## 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. 8). Porém, no presente trabalho, retroanalísante, preserva-se a hipótese<sup>18</sup>, 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. 7 para ilustrar.

<sup>18</sup> Sistemática e compreensivelmente empregada como maximização na geotecnia dos primórdios.

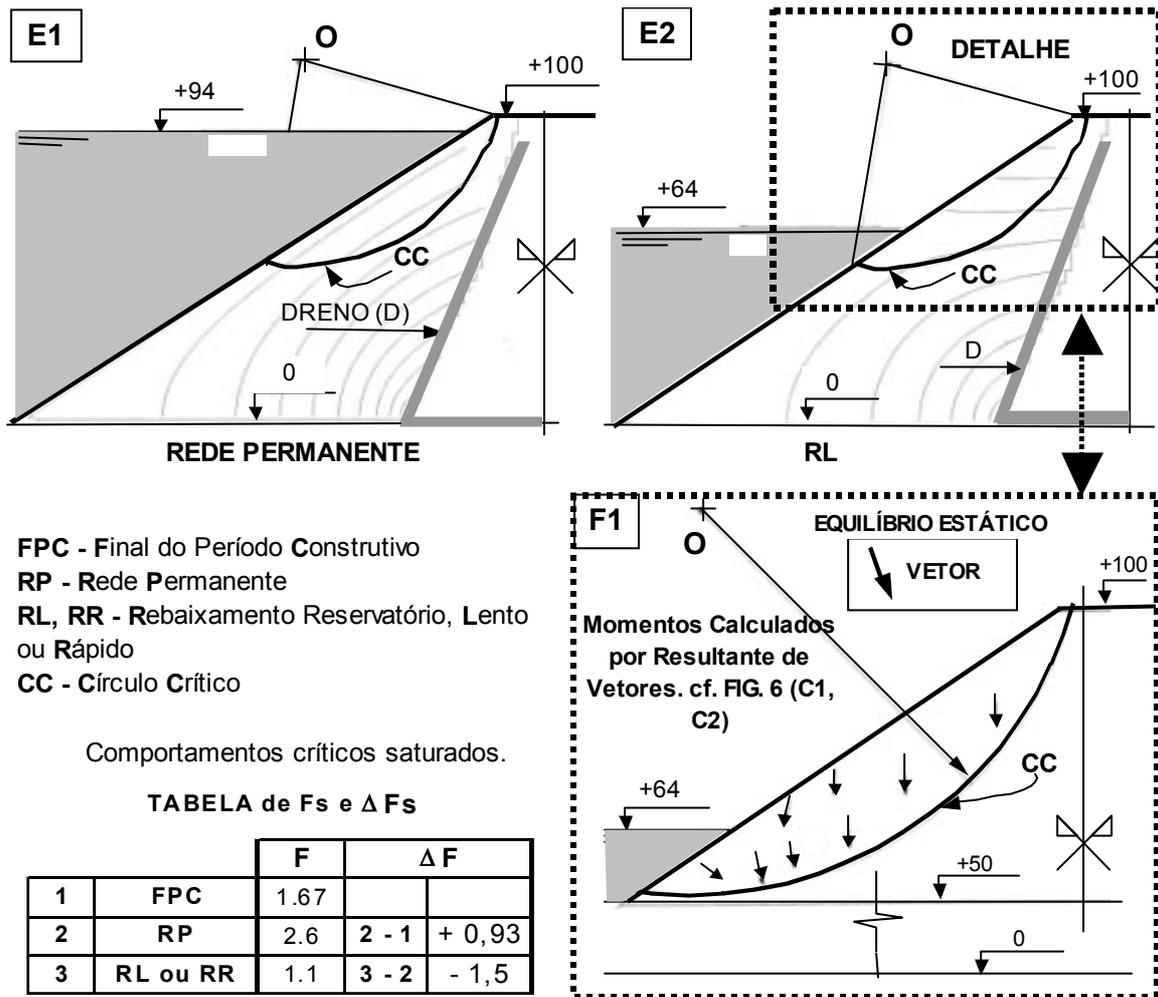


Fig. 7A – Redes, Vetores, Fs para RP e deslizamento raso sob RL ou RR.

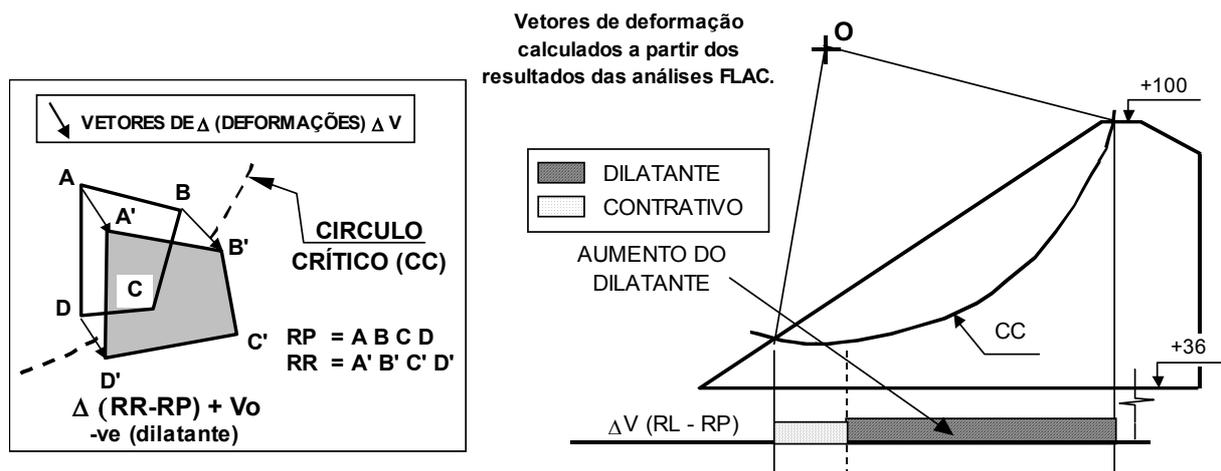


Fig. 7B – Trechos do círculo deslizante sujeitos a  $\Delta V$ s dilatantes ou contráteis sob rede de RR partindo do reservatório RP.

Fig. 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, inexplicavelmente<sup>19</sup> 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 fundo<sup>20</sup>), 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 sobrepensões neutras e os coeficientes,  $B$ ,  $\bar{B}$  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  $B$ ,  $\bar{B}$ , e  $A$  das sobrepensões 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 abaixada<sup>21</sup>. Os 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

---

<sup>19</sup> 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.

<sup>20</sup> 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.

<sup>21</sup> 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 sobrepensões neutras (de  $\Delta V_s$ ) 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.

até o fundo<sup>22</sup>. 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. Nas Figs. 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  $\Delta V$ , e conseqüentes variações  $\Delta u$ . A tabela da Fig. 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).

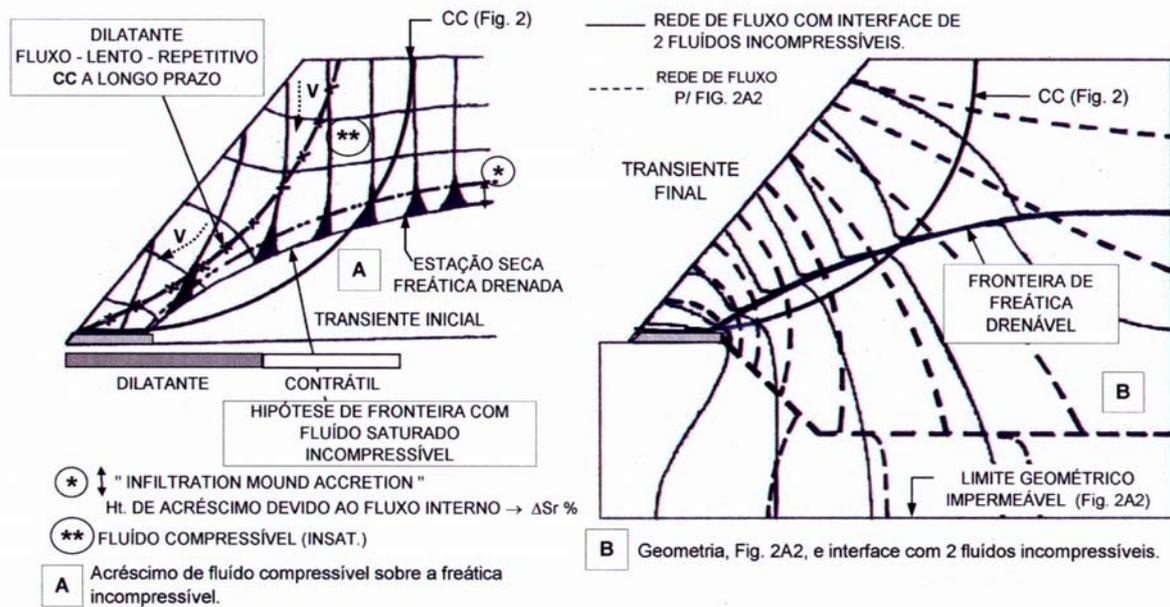
O importante, porém, é primeiro reconhecer que a depleção é repetida quase sucessivamente todos os anos, e tende a ser lenta, para a quase totalidade dos usos operacionais do reservatório. Foram realizadas as análises de deformações por FLAC. Na Fig. 7B estão configurados (sem detalhamentos numéricos) os trechos do círculo crítico hipotético em que os cálculos revelam tendências dilatantes ou contráteis. No caso, é extenso o trecho com 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.

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

---

<sup>22</sup> 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.

no foco acadêmico vetorizado quer na prática



**Fig. 8** – Instabilizações de taludes por redes transientes cabíveis de infiltrações pluviais sob análises mais amplas.

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.

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. 2A2). Duas redes alternativas possíveis são apresentadas na Fig. 8, esquemática: não só na Fig. 8 A um tanto menos pessimista do que a da Fig. 2A2, e também levando a diferentes zonas e modos de instabilizações mais prováveis; e na Fig. 8B (obtida por FLAC para uma fronteira inferior alterada). Na Fig. 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. 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 trabalho. 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 e repetitividades<sup>23</sup>.

## **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 conservador), conclui-se que ao longo de uma superfície crítica deslizante hipotética, ocorrerão trechos que resultem quer contráteis, 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. 9 (9A e 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

<sup>23</sup> Por restrições de espaço os autores se abstêm 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.

Fig. 9A portanto dispensa maiores explicações. Merece atenção no presente o caso configurado esquematicamente na Fig. 9B. Está configurada uma “lombada” de sobrepressão de período construtivo (Fig. 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. 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 = 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 conseqüência da tensão na instabilização.

## **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. 10 e 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.

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

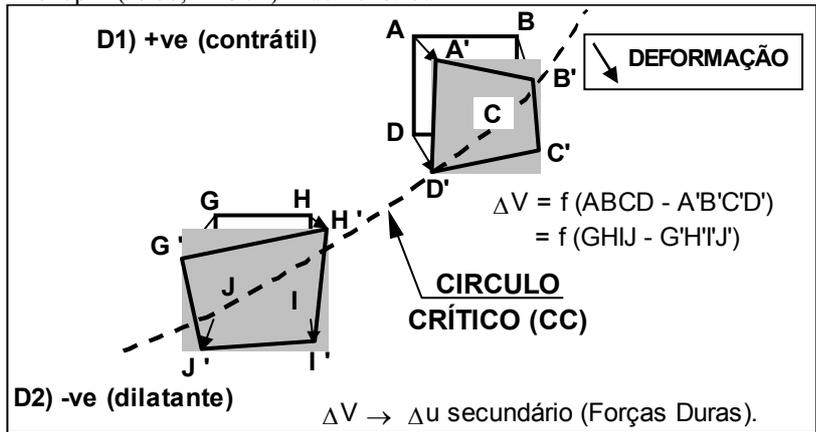
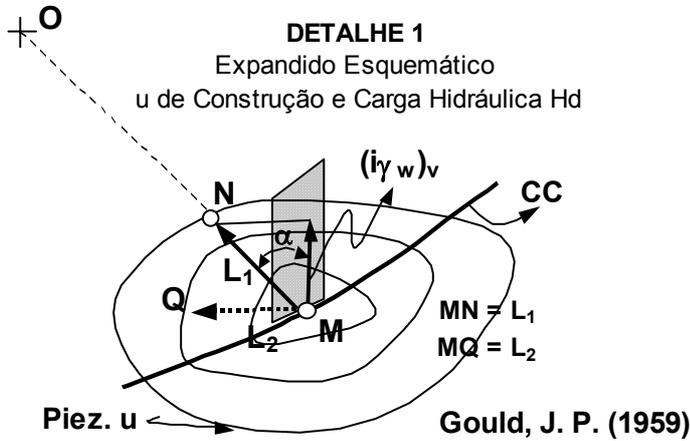
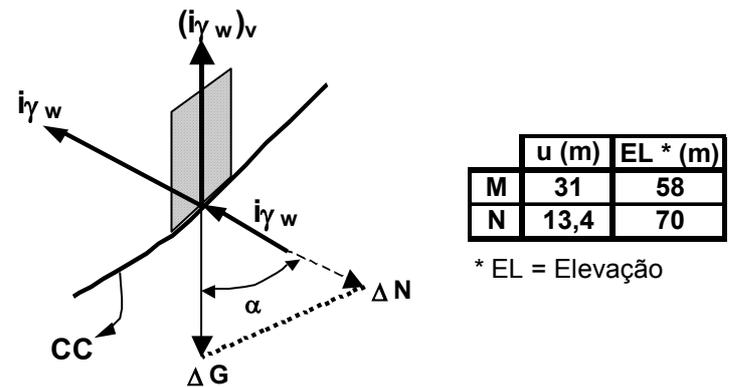


Fig. 9A - Dilatante vs. Contrátil  $\Delta u \rightleftharpoons \Delta V$ .



DETALHE 2 - Estática das Lamelas



| M → N      |             |           |                |      | M → Q     |       |      |
|------------|-------------|-----------|----------------|------|-----------|-------|------|
| $\Delta u$ | $\Delta EL$ | $L_1$ (m) | $\Delta Hd$ ** | i    | $L_2$ (m) | Hd ** | i    |
| 17,6       | -12         | 16,5      | 5,6            | 0,34 | 40        | 31    | 0,78 |

\*\* Hd = Carga Hidráulica Total, Altimétrica + Piezométrica

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

Fig. 9 – Efeitos secundários de inchamentos ou compressões, eventualmente danosos se repetitivos cumulativos.

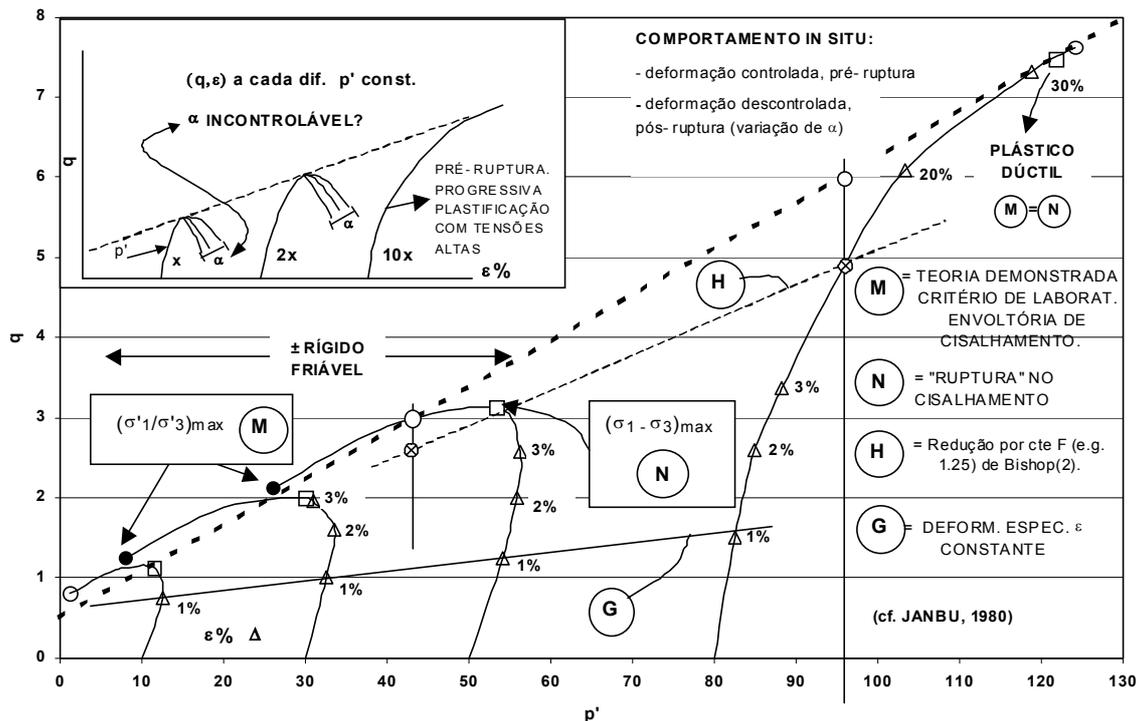


Fig. 10 – Appreciações básicas da geotecnia reconhecida ref. tensão-deformação, e resistências.

resistência, e sua definição no ponto de  $(\sigma_1'/\sigma_3')$ max. Porém, na Fig. 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. Difícilmente se postularia que na obra a ruptura não se consumiria 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. 11 resumem-se considerações intervinientes adicionais de significativa importância. Na Fig. 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  $(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}$ ) contra deformação específica. Ora em grande

número de solos relativamente rígido-friáveis, a partir de uma certa deformação específica vê-se claramente

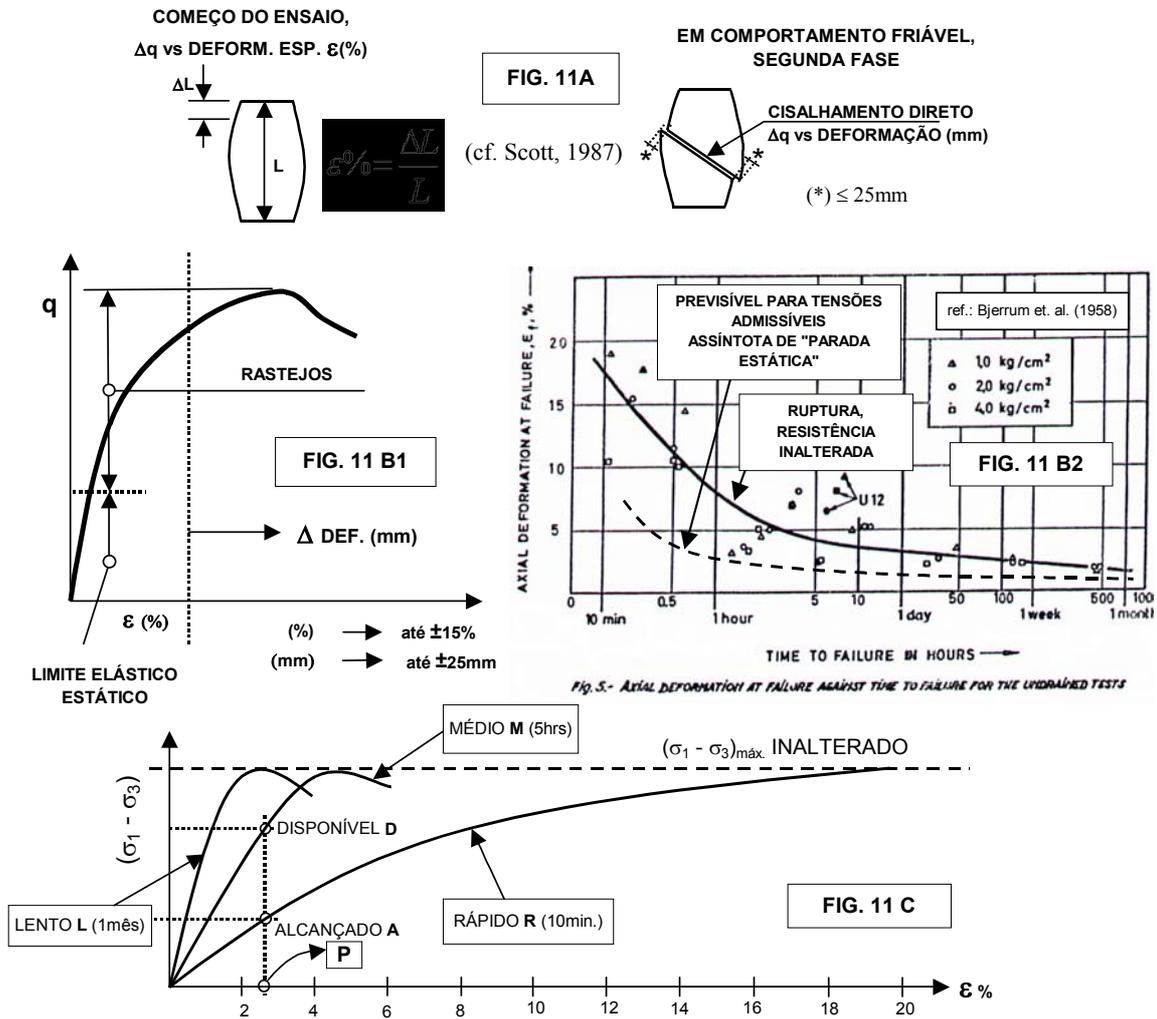


Fig. 11 – Considerações mais específicas sobre tensões-deformações-deformações específicas-tempo.

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<sup>24</sup>, e não de deformações específicas, %.

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

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  $\leq 25$ mm de deformação. (Skempton, 1966)

instabilizantes incipientes não dedicaram a indispensável atenção. Para conveniência refere-se à curva tensão-deformação de ensaios, esquematicamente configurada nas Figs 11B1, 11B2 e 11C.

Na curva da Fig. 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. 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. 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  $\epsilon\%$ .

O raciocínio submetido baseia-se na postulada razoável constância da função que amarra deformações às tensões ( $\epsilon\%$ ,  $\sigma$  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 instabilizações 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.

## 9 - 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, facilidades 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”

O que nos cabe inquirir é como é que os “jovens” passam a alcançar corretamente tal estágio de “experiência madura”. 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.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arêas, O.M. (1963) “Piezômetros em Três Marias”. *II CPMSEF*, ABMS, pp. 413-440.
- Asce-Geoinstitue. (2000) “Slope stability 2000”. Edited by Griffiths, D.V. et al.
- Bear, J. et al. (1968) “*Physical principles of water percolation and seepage*”, UNESCO, Arid zone research.
- Bishop, A.W. (1952) “*Stability of Earth Dams*”. London Univ., Ph.D. Thesis.
- 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.
- Bishop, A.W. (1966) “The strength of soils as engineering materials”. Rankine Lecture, *Géotechnique*, vol. 16, nº. 2, pp. 91-126.
- Bishop, A.W. (1971) “Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens”. *Proc. Roscoe Memorial Symposium*, Cambridge Univ., pp. 3-58.
- 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.
- 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.
- Bouwer, H. (1963) “(summary) Appendix E, limitations of Dupuit-Forchheimer assumption in recharge and drainage”. *Symp. on transient ground water hydraulics*, pp. 201-211.
- 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.
- de Mello, V.F.B. (1977) “Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams”. Rankine, *Géotechnique*, vol. 27, nº 3, pp. 279-355.
- 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.
- de Mello, V.F.B. (1984) “Closing remarks”. *IV Intern. Symp. on Landslides*, Toronto, vol. 3, pp. 147-150.
- 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.
- 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.
- 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.
- Forrester, K. (2001) “Subsurface drainage for slope stabilization”. *ASCE Press*.
- Gould, J.P. (1959) “Construction for pressures observed in rolled earth dam”. *Tech. Mem. 650*, U.S. Bureau of Reclamation, Denver – Colorado.
- Impregilo (Impresit Girola Logidiani) (1982) “*Twenty-five years of worldwide activity*”, 1956/1981, pp. 88-109.
- 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.
- 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.
- Lowe III, J. e Karafiath, L. (1959) “Stability of earth dams upon drawdown”. *I PANAMCSMFE*, Mexico, vol. 2, pp. 537-552.
- Muskat, M. (1946) “*The flow of homogeneous fluids through porous media*”. J.W. Edwards, Inc., Ann Arbor, Mich.
- Scott, R.F. (1987) Rankine Lecture “Failure”. *Géotechnique*, vol. 37, nº 4, pp. 423-466.
- Seed, H.B. e Sultan, H.A. (1967) “Stability analyses

- for a sloping core embankment". *Journal ASCE*, vol. 93, n° 4, pp. 69-83.
- Seely, F.B. e Ensign, N.E. (1941) "Analytical mechanics for engineers". John Wiley & Sons.
- 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).
- Sultan, H.A e Seed, H.B. (1967) "Stability of sloping core earth dams". *Journal ASCE*, vol. 93, n° 4, pp. 45-47.
- Taylor, D. W. (1948) "*Fundamentals of Soil Mechanics*", John Wiley & Sons Inc., New York, pp. 104-204, pp. 406-479.
- Terzaghi, K. V. (1936) "Critical height and factor of safety of slopes against sliding", *Proc. IICSMFE*, Cambridge, Vol. 1, G-6, pp.156-161.
- Terzaghi, K.V. (1943) "*Theoretical Soil Mechanics*". Wiley.
- Terzaghi, K.V. e Peck, R.B. (1948) "*Soil Mechanics in Engineering Practice*". Wiley: 2<sup>nd</sup> Ed., (Revised, 1967).
- 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.
- Wright, S.G. et al. (1973) "Accuracy of equilibrium slope stability analysis". *Journal ASCE*, vol. 99, n° 10, pp. 783-791.