

BARRAGENS DE MACIÇOS GRANULARES, PREJUDICADAS NAS COMPARAÇÕES POR PRÁTICAS E CONHECIMENTOS PRELIMINARES DESCARTA(DOS)(VEIS) HÁ ALGUM TEMPO.

Prof. Dr. Victor F.B. de Mello

Resumo

Tudo muda com o tempo, em parte pelo contínuo do grande grupo profissional praticante repetitivo e sua informação-conhecimento, em parte pelos descontínuos criativos de intuições e sabedoria de indivíduos, gladiadores inovadores na arena. O que temos que re-conhecer é que a inovação marcante sempre está em vantagem aparente-apercebida em comparação com a prática desaperebidamente desgastada que se transformou em "domínio público". A Engenharia Civil de Barragens é o MEIO, a serviço da otimização do recurso hídrico como META, e, portanto, pluridisciplinar, que passa a presumido **"domínio público" com o publicado, atrasado e repetitivo dos inexoráveis vícios de origem**. Compreendendo a essência da Engenharia Civil (Código de Hamurabi, etc...) da meta de garantia total, concluímos que toda e qualquer formulação tem que ter o vício de origem, no mínimo da prudência exagerada. Lamentavelmente soma-se o dano às economias emergentes pela perpetuação do "dogma formado" no qual se apóiam os profissionais da rotina não questionada nem renovada. É inquestionável porém o predomínio das preocupações da GEOLOGIA-GEOMECÂNICA nos desafios da segurança e bom comportamento das barragens, desafios estes rapidamente crescentes à medida que passam a ser utilizados progressivamente os locais anteriormente preteridos. Ademais, tem sido persistentemente prejudiciais as publicações, em parte por nunca abordarem a essência da engenharia que reside nas comparações de valias e custos de diferentes ALTERNATIVAS, em níveis equivalentes de vanguardas, e em parte porque predominam nos campos repisados os ajustes tímidos de segunda e terceira ordem. Exige-se mais estudo respeitoso do passado por um lado, e mais ousadia por outro lado, para ajuste renovador de uma solução difundida como consagrada, do que para o lançamento de uma solução criativa nova. Ousemos postular renovações fartamente disponíveis em BARRAMENTOS GRANULARES para comparações com as novas modas de Enrocamento com Face de Concreto CFRD e barragens de Concreto Compactado a Rolo RCC. Isto acima de tudo porque as avaliações de AZARES E RISCOS (já hoje difundidos na Sociedade, e aceites por comparações com estatísticas de vasta plêiade de atividades correntes) requerem que se **comece por umas avaliações justas das estatísticas extraíveis do passado**: justas no que tange ao reconhecimento de que foram sempre, e são, os **erros de Modelos Mentais**, complementados por **erros humanos DETERMINÍSTICOS**, os que mais influenciaram em períodos progressos os fortemente diferenciados universos estatísticos associados às estatísticas: e não existe aplicação de Probabilidades sem disponibilidade de Estatísticas.

1. Azares A. e Riscos R. ¹ da NATUREZA, e responsabilidades comparativas na Engenharia Civil das Barragens. Eterna sina de DECIDIR A DESPEITO DE DUVIDAS, esperando CORRIGIR e DESCARTAR.

Diversas outras situações de lacunas e lapsos nas aplicações de Estatísticas-Probabilidades E.P. no tripé TÉCNICA-ECONOMIA-LOGÍSTICA da Geotecnia foram recentemente abordados [1 e 2], merecendo frisar-se as lamentáveis frustrações dos desafios PREVISÃO vs. COMPORTAMENTO, e a essência da engenharia CIVIL-GEOTÉCNICA, sempre singular e com insuficiência de dados, e colimando muito mais O QUE NÃO DEVE ACONTECER do que acertar "no alvo do que deverá acontecer". Indispensável apenas substituir os DETERMINISMOS por E.P. e A.R. Concentra-se atenção sobre as mais graves irracionalidades atingindo Rs. catastróficos.

1.1. Estatísticas-Probabilidades E.Ps. simples e convidativas, aceitando ajustes e aproximações, para resgate do acervo de PRÁTICAS e PRECEDENTES.

¹ Têm sido empregados intercambiados os termos "azar" e "risco", tornando agora importante evitar confusões, passando a respeitar uma diferenciação firme, por decisão imposta e acatada, e em seguida tornada habitual. O Comitê Internacional de Barragens tomou a iniciativa de usar "azar" para a probabilidade da ocorrência, e "risco" para o produto de tal azar e o custo (ônus) conseqüente. Pelo direito de primazia proponho que padronizemos o emprego dos termos desta forma.

Com os avanços galopantes da informática e das informações difundidas, a Sociedade já se acostumou aos referenciais supersimplificados de Azares As. e Riscos Rs. das E-Ps. na maioria das atividades e ocorrências, e assim as barragens também passam a ser avaliadas em termos semelhantes (por enquanto empregando “parâmetros únicos, complexos”). Com simplismos estonteantes passa-se a discutir As. e Rs. nas escalas de 1:1000 a 1:10000, etc..., quando se conhecem 10 a 15 casos, e misturando metaforicamente no mesmo “universo estatístico” (constante) serpentes e elefantes. Abstenho-me de retomar o assunto referindo o leitor a publicações recentes, tanto minhas próprias como as mais eruditas listadas nas Bibliografias.

Consigno porém as seguintes postulações que reputo inapeláveis: (1) Está já implantada inabalável a prática de presumir avaliar As. e Rs. em recorrências (“não-excedências”) baixas e baixíssimas, 1:1000, etc..., mormente pela enraizada conceituação (especialmente dos “generalistas”) de comparar com Práticas e Precedentes de obras anteriores (**Fig. 1**); (2) no outro extremo os ilustres colegas estudiosos das Es-Ps progressivamente publicam novos conceitos tidos como “mais puros” (tais como, FIABILIDADE, “THREE-SIGMA RULE”, “AKAIKE INFORMATION CRITERION”, “ROSBUSTEZ”, etc...). Valorizam seu recanto especializado. Esquecem-se porém de que na Engenharia Civil-Geotécnica (mormente das Barragens) não há 2 casos iguais, e que são inúmeros os parâmetros condicionantes “quase prioritários” de modo que pequenas diferenças de um caso para outro transferem a dominância de um parâmetro para outro². Assim, a busca por aprimoramentos probabilísticos demasiado idealizados por um lado **afugenta os profissionais geotécnicos**, e por outro lado resulta estéril, ilusória e iludente mormente quando conceitualmente a meta do Engenheiro Civil-Geotécnico não é “acertar no alvo” e sim “garantir a não-excedência exagerada antieconômica”; (3) não podendo haver extrapolações Ps. sem bases mínimas razoáveis Es. **providas pelo passado**, e sendo grandes as diferenciações naturais acopladas aos **acentuados progressos determinísticos pelos quais os universos agrupados têm que ser também ajustados segundo seus contextos históricos geomecânicos**, constata-se a nefasta proliferação de pseudoteorias colaterais que levam aos EXTREMOS quer de excessos de segurança a custos exagerados, quer de acidentes físicos por credices superadas. Resulta indispensável comparar diferentes proposições teóricas em maiores números de aplicações, mediante Es. aproximadas simples e convidativas, para compara-las em termos de INTERVALOS DE CONFIANÇA ICs. de As. e Rs.

Não podemos escapar das realidades históricas do DETERMINISMO “ESTÁTICO-DINÂMICO”, (rígido-plástico), da realidade de que as primeiras PRESSÕES NEUTRAS (insuficientemente certas a definitivamente erradas) datam dos anos ’50, nem da realidade de que a grande escola Inglesa (de elevadas sobrepressões neutras) lidava com solos SATURADOS IN SITU NO EMPRÉSTIMO, etc... Tudo já revisto de longa data, porquanto os geotécnicos criadores daquela fase histórica (bem como obrigatoriamente os atuais) sempre respeitaram a necessidade do COEFICIENTE DE IGNORÂNCIA. Admitida a inexorável

Activity	Probability *
Voluntary individual risks:	
Air travel (crew)	1:1000
Car Travel (1984 British Columbia)**	1:3500
Construction	1:6000
Air Travel (passenger)	1:9000
Involuntary individual risks:	
Fire	1:50 x 10 ³
Drowning	1:100 x 10 ³
Lightning	1:5000 x 10 ³
Structural failure	1:10,000 x 10 ³
* Relative to population involved in the activity	
** For individual traveling 10,000 mi/yr	

Figura 1 - Annual Probabilities of Death of a Selected Individual from Various Activities (after R.T. Peck et al. (1987)).

² Mesmo só pelas equações Es., sem levar em conta os ICs das Médias e dos Pontos, esta realidade condiz com o refrão clássico de prudência profissional da Engenharia Civil de que não se deve extrapolar práticas profissionais de um só lance em mais do que 10 a 15% [1]. Pode não ser suficiente a precaução quando referida a um só parâmetro, por vezes menos conseqüente, como se demonstrou com a barragem de Paradela, Portugal, 1955-8, a mais alta (e uma das últimas) de enrocamento solto com face de concreto. No caso, porém, muito grave do tapete de montante da barragem de Tarbela, Paquistão (1969-74) foi uma das mais sérias críticas ao projeto levantadas pelas Companhias de Seguros.

redução progressiva de muitas das ignorâncias, torna-se indispensável, mormente para as regiões em desenvolvimento, descartar as ignorâncias mais encarecedoras.

Adverte-se porém, que com a enorme multiplicação dos meios de cálculos, sempre presumindo **EQUAÇÕES** (que ipso facto representam o **máximo do determinismo**), passou a ser mais do que nunca importante respeitar os principais fatores que distanciam os solos e as barragens granulares dos MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO DE FABRICO INDUSTRIALIZADO.

Difícilmente abrangeríamos no presente trabalho mais do que uma parcela mínima dos ditames condicionantes GEOLÓGICOS e GEOTÉCNICOS: para exemplificar resumimos que (a) o rio é a expressão geomorfológica do traçado superficial mais vulnerável à ação da água; (b) os locais topograficamente seletos geralmente abrangem descontinuidades geológicas; (c) as condições naturais (do "contínuo", ressalvados os "descontínuos episódicos") dos solos são favoravelmente interpretáveis como associadas à **seleção natural de equilíbrio "estável-instabilizável"** sob pressões próximas de zero ao longo de milhares a milhões de anos; (d) os materiais granulares (trifásicos) são proporcionalmente muito deformáveis, todas as conseqüências respectivas; (e) as deformações são irreversíveis, acentuadamente histeréticas, tornando fortemente condicionantes os históricos das tensões-deformações-tempo, e os comportamentos incondicionalmente dependentes da "memória" retida pelo material, e do seqüencial das ações e efeitos; (f) são marcantes as influências das velocidades das ações e deformações, interativas³; (g) os comportamentos distam da linearidade (sempre buscada, aritmética, semilog, ou log-log, [1] e das intuídas relações com parâmetros únicos geométricos e simétricos, infalivelmente empregadas nas RECEITAS propostas por generalistas, clamando assim por progressivos desenvolvimentos e ajustes conseqüentes criteriosos; (h) etc...

Perante tais (e outras) considerações do CONTÍNUO, sinto a obrigação muito séria de abordar dois fatores correntes do DESCONTÍNUO, episódicos e dramáticos, do âmbito dos "ACTS OF GOD".

1.2. Hidrologia de Enchentes Extremas.

Indiscutivelmente o histórico das barragens e de suas rupturas catastróficas nos impõe o reconhecimento da inaceitabilidade liminar do A. de eventual transbordamento destrutivo por ENCHENTE EXTREMA, mormente conjugado com o inexorável aumento dos Rs. conseqüentes. Este fator tem sido um argumento muito forte contrário às barragens granulares, em comparação com as de concreto, não-erodível. Não presumo abordar os aspectos dos cálculos dos PMP e PMF quanto aos quais tenho pesados e fundamentados questionamentos conceituais, como "crítico de arte" (que resulta ilusória e/ou onerosa), detendo-me por reconhecer o respeitabilíssimo campo colateral e seus "ilustres artistas". Não escapamos de enfatizar, porém, em função do vasto histórico de casos, que: (a) a barragem é vítima e não geradora do A. (hidrologia-vertedor); (b) a própria E. do A. como base para as Ps. está em constante adulteração determinística por fatores antrópicos; (c) não foram poucos os casos (ex. inundações de Firenze pelo Rio Arno, fins de 1966) de enchente gerada por acionamento errado das comportas; (d) nos primórdios os aterros inseridos em topografia resistente eram o ponto fraco em comparação com fundações e ombreiras, mas as boas compactações já invertem (ex. galgamento da barragem de Euclides da Cunha, 1976) passando a tornar a ombreira a parcela mais vulnerável do barramento⁴.

Agora que a Sociedade (a qual em instância superior é quem estabelece os níveis de aceitabilidade) já passou a aceitar os conceitos de As. e Rs. baixos (ex. 1 : 500 a 1 : 10 000, Fig. 1) para comportamentos e condições diversas, julgo ainda mais importante reiterar o que postulei na minha Rankine Lecture, 1977 [3], que (1) existe o A. (e portanto R.) ZERO, mediante a mudança significativa do universo físico-estatístico em jogo. (2) Sendo indeterminado o resultado da multiplicação de $1/\infty$ por ∞ , é ilusório e inaceitavelmente iludente para a população ribeirinha a jusante a adoção de formulações matemáticas da enchente máxima a prever. É

³ Constitue advertência máxima, exponencialmente catastrófica, o caso do deslizamento dos $200 \times 10^6 \text{ m}^3$ de rocha do Monte Toc, Vajont, Itália (Nov. 1963), (e analogamente do talude da BOCATOMA de Guavio, Colombia, Ag. 1983) que após mais de 1 ano de deformações e providências engenheiris, ruiu instantaneamente com um estalo, matando milhares e centena.

⁴ Abrem-se boas oportunidades para significativos ajustes nas seções construídas dos barramentos granulares, segundo conhecimentos geotécnicos sobejamente conhecidos, desde que os generalistas re-analisem a comparação entre ombreiras (estáveis mas de incomparavelmente menor grau de IC de conhecimento por sondagens etc..) e maciços compactados de elevado CONTROLE DE QUALIDADE.

DETERMINÍSTICA a escolha de alguma equação⁵, e é **maximamente determinística a própria EQUAÇÃO MATEMÁTICA, misturando o máximo determinismo com os mais remotos probabilismos**. Note-se que metodologias de misturar inúmeros parâmetros para PMP e PMF também buscam uma via dúbia de questionar ou aferir. A tendência resulta de exagerar (segundo prudência recomendável) com aumentos de custos que passam por toleráveis quando abrangendo obras superficiais de fácil complementação. Na busca de soluções ALTERNATIVAS FÍSICAS (mudança de universo) julgo que deveriam ter precedência as que não provoquem para jusante deflúvios (caudais e velocidades) muito maiores do que tivessem sido as das enchentes extremas previsíveis "nas condições naturais" (sempre hipotéticas).

Antes de passar à essência prática do presente trabalho, destinado a expor os desmandos injustificados nos projetos atualizados das barragens, submeto como cidadão e Engenheiro Civil sempre colimante da otimização ambiental (SEGUNDO SEUS VALORES HISTÓRICOS E CONTINUAMENTE REVISTOS), que os "ATOS DE DEUS" através das vicissitudes naturais exigem significativas reapreciações.

1.3. Tectonismo, Falhas, Sismos, e Sismos Induzidos.

O assunto da instabilização provocável em barragens granulares por sismos, precipuamente por fenômenos de liquefação, passou a concentrar muita atenção nos últimos 35 anos, e inevitavelmente provoca elevado grau de preocupação na Sociedade, que toma conhecimento imediato das devastantes destruições urbanas (ex. Cidade do México D.F., 1985).

Pelo lado positivo inquestionável as pesquisas laboratoriais encetadas levaram ao reconhecimento do quão grande é a variação dos Módulos de Deformabilidade (cisalhante G , e correlato E) dependendo do nível de **micro-deformações específicas em jogo**. Serviu diretamente para justificar o que já era empiricamente percebido há muito tempo, que a quase totalidade dos ensaios, tanto laboratoriais quanto in situ, fornecem módulos de deformação muito "moles" (Fig.2) [4] fazendo com que as deformações previstas nas obras realmente tenham quase sistematicamente resultado bem maiores (da ordem de 3 a 7 vezes) do que as efetivamente observadas: abriu-se portanto na última vintena, e principalmente década, de anos o importante campo das medidas de **micro-deformações pré-ruptura**. Enquanto isto cabe ressaltar que em quase todas as situações em que os programas computacionais fornecem seus **resultados das deformações** (além das tensões) baseados nos módulos Hookianos (E , μ) é necessário deduzir, para trechos representativos, as **correspondentes deformações específicas** para compatibilizar com os parâmetros extraídos dos ensaios diversos. As observações das obras, e apreciações conseqüentes, **dependem das deformações totais e diferenciais**, resultantes das integrações das deformações específicas: e nas maiores obras resulta freqüente espantar o quão pequenas podem ser as deformações específicas quando os pormenores da obra já chegam aos limites toleráveis das deformações conseqüentes.

Especificamente quanto à sismicidade, e enfatizando o quão importante é o assunto (de A. desconhecido e R exponencialmente crescente) começo por apresentar a Fig. 3 anexa do livro "Advanced Dam Engineering" (1988, [5]) já amplamente complementável por atualização se desejado. Configuram-se as enormes dispersões, que nos obrigam a ainda maior respeito. Porém, enquanto se ampliam os mercados dos estudos e lucubrações, ocorreriam algumas perguntas de Ombudsman: (1) admitidas as caracterizações geológicas dos rios e locais de barramentos, não deveriam ocorrer, reportados pela Mídia (sempre mais ávida por acidentes), maiores números de rupturas das barragens? (2) Existindo tantas variedades e erraticidades nos parâmetros componentes, como é que horas após a ocorrência de qualquer sismo em qualquer parte do mundo, as fontes registradoras e informadoras DIVULGAM UM ÚNICO VALOR DE MAGNITUDE, até o valor decimal, sem nenhuma discordância ou dispersão?⁶ (3) Afora bom número de artigos em que os autores (principalmente da "escola" do Oeste dos E.E.U.U.) **confundiram MAGNITUDES M e INTENSIDADES I**, as fortes dúvidas persistem quanto aos presumidos relacionamentos de liquefações com Ms. (existindo,

⁵ Não deixa de ser freqüente que alguma abstração leve à adoção de uma equação, que depois é tida como comprovada com um número limitado de ensaios, e extrapolando para milhares. Nas recorrências baixas todas as equações se sobrepõem. No artigo de McDowell e Harireche [6] a hipótese de que os comportamentos dos materiais granulares são dominados pela resistência à tração levou à hipótese de Weibull, e a comprovação empregou conjuntos de apenas 30 ensaios sobre partículas de diferentes diâmetros.

⁶ Em aparte informo que poucos meses após o CHI-CHI EARTHQUAKE de Taiwan Set. 1999, por amável colaboração de colega amigo de Taipei obtive os dados dos 410 sismógrafos STRONG-MOTION da ilha (maior concentração instrumentada por km² no mundo) e estou aguardando para breve a oportunidade de os submeter às análises estatísticas.

inclusive, mais que um) quando as liquefações e os SPT dizem respeito a solos brandos e estimativas de I_s (função dos efeitos produzidos), e é raro referir-se à (obrigatória) correlação respectiva entre M , distância, perfil de subsolo, e I_s ? (4) A dúvida supra se agrava exponencialmente a nível de incredulidade total quando se busca coletar E_s de magno-sismos da antiguidade, pois só seriam estimáveis, e muito subjetivamente, os I_s atribuíveis. Por exemplo, um sismo admitido como da M máxima provável seria o de Lisboa 1755 quando realmente a grande catástrofe foi de milhares de mortos "na Baixa", pelo TSUNAMI; (5) Finalmente o grande questionamento quanto à RECORRÊNCIA ou ANTI-RECORRÊNCIA, subconscientemente influenciado pela recorrência solar-hidrológica. Não seria mais lógico que os múltiplos micro e médio-sismos anuais (e atualmente os deslocamentos medidos por satélites) **estabelecessem um "ritmo-de-base" de liberação de energia na falha**, e, portanto, os grandes sismos só tivessem maior probabilidade de ocorrer após algum período delongado de quietude, com a quebra violenta de algum "dente" bem mais robusto da superfície corrugada rocha-rocha?

Os hipotéticos microsismos liberados pelos reservatórios não são interpretados em função da pressão neutra aliviar as pressões efetivas das interfaces rugosas rocha-rocha?

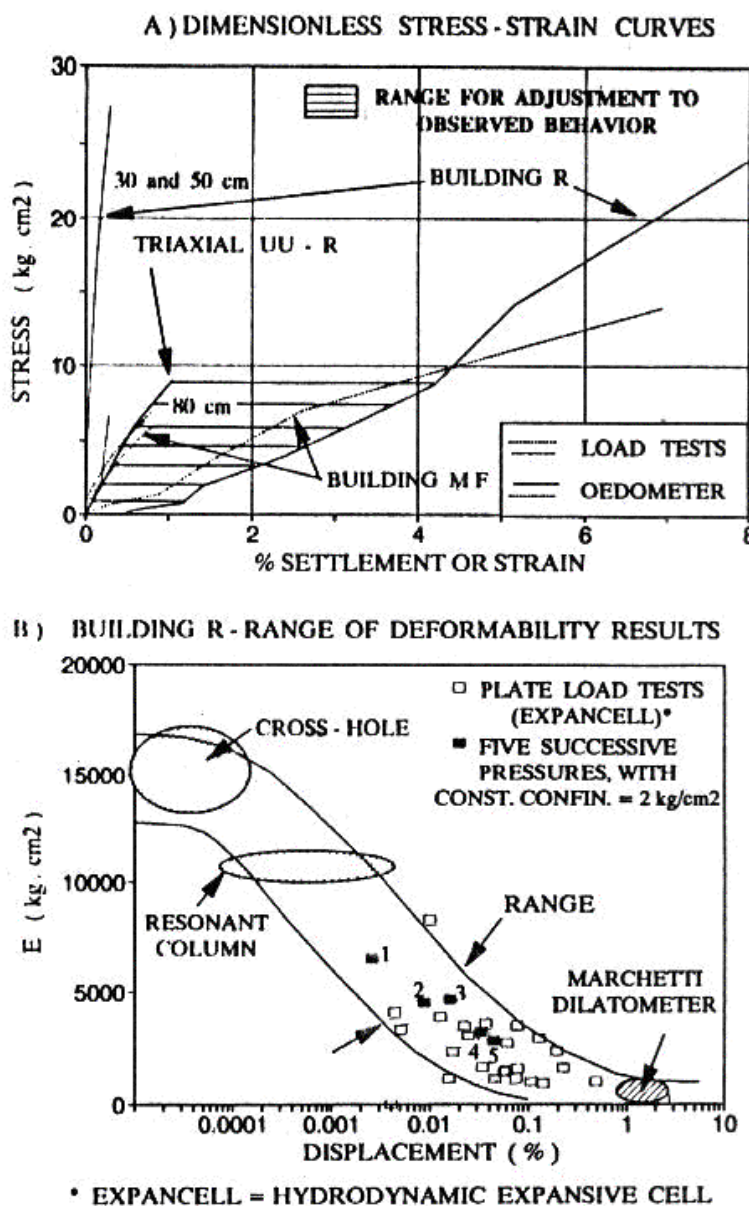


Fig. 3 – Practical vs. research stress-strain approaches. [4]

Figura 2 - Erraticidade, e incompatibilidade ENSAIO – OBRA, de Módulos em função de micro-deformações específicas.

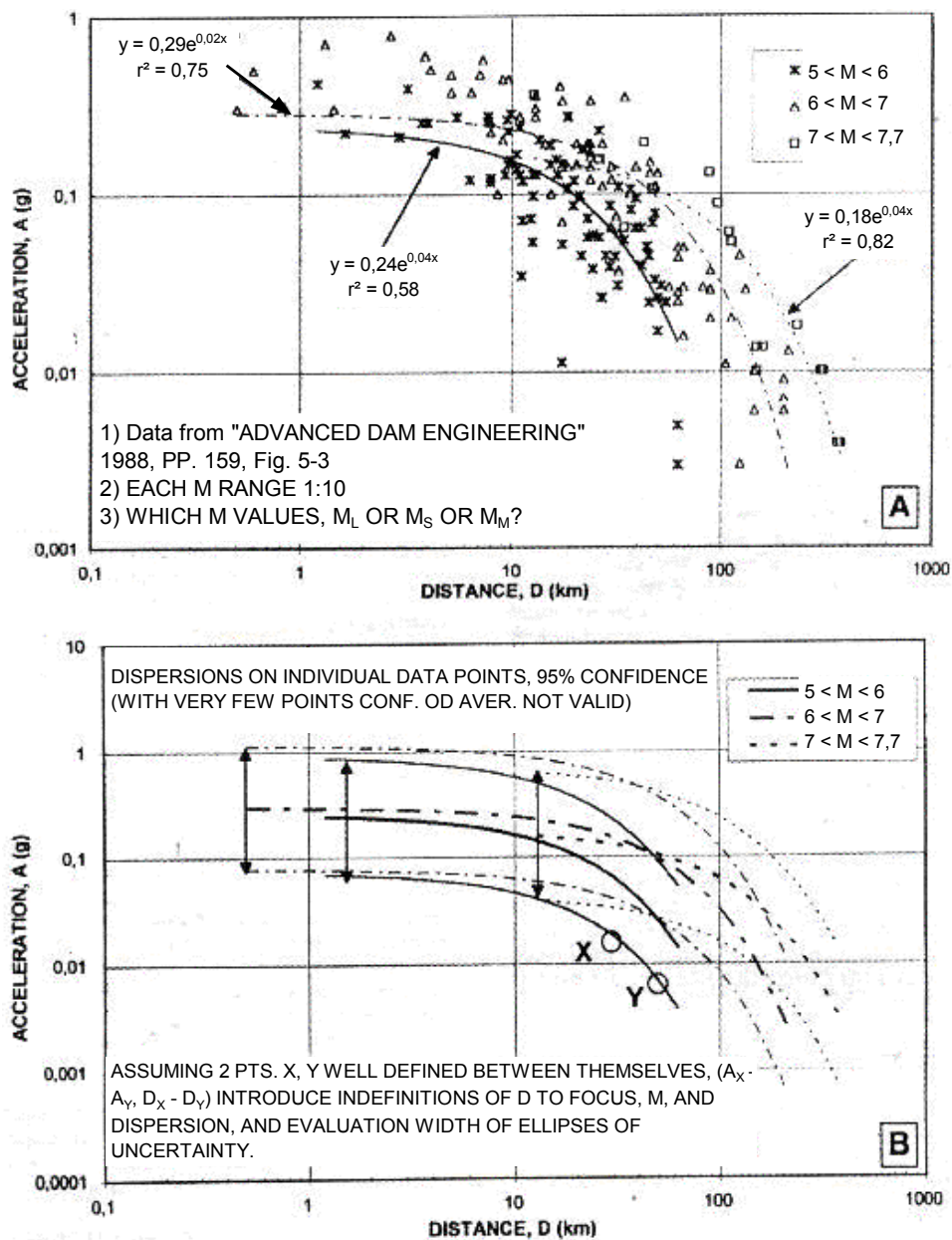


Fig. 1 - Sample of inexorable dispersions in seismic data and analyses. [11]

Figura 3 - SISMOS. Erraticidades nas M afetadas por dissipações diferentes e exponenciais das I.

2. Instabilizações de taludes de barragens: barragem "homogênea" de terra compactada com filtro-septo.

Por razões tanto históricas (Terzaghi, 1948, Barragem e Dique de Vigário, COBAST) quanto de simplificação conceitual, inicio por este assunto a discussão dos pormenores mais importantes das barragens granulares. A preocupação desproporcionalmente maior nas barragens tem que ser, e é, com rupturas mássicas dos taludes, principalmente o de JUSANTE (a) com Reservatório Cheio, e (b) em condições "rápidas", elevadíssimo R pela energia liberada. Também existem, embora com Rs. muitíssimo menores mesmo que com As. grandes, os deslizamentos do talude de MONTANTE. Deixando para item ulterior as demais rupturas, maus comportamentos, problemas e soluções, e OTIMIZAÇÕES (tudo sobejamente publicado) começo por atacar o problema das ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDES A.E.T.⁷, transpostas para Análises de Instabilizações de Taludes A.I.Ts.

⁷ Reneguei há vintena de anos o conceito de que a Ruptura (analisada segundo os métodos clássicos aprimorados deas A. E.Ts. deva corresponder ao $FS=1,00$, fruto implícito do DETERMINISMO RÍGIDO-PLÁSTICO. Primeiro, porque respeitoso do comportamento histórico-sequencial de causas-efeitos dos solos, cumpre fazer duas análises sucessivas, a de ANTES do agente instabilizante dando o FS_i , e a de DEPOIS do efeito consumado FS_f : e a condição de ruptura

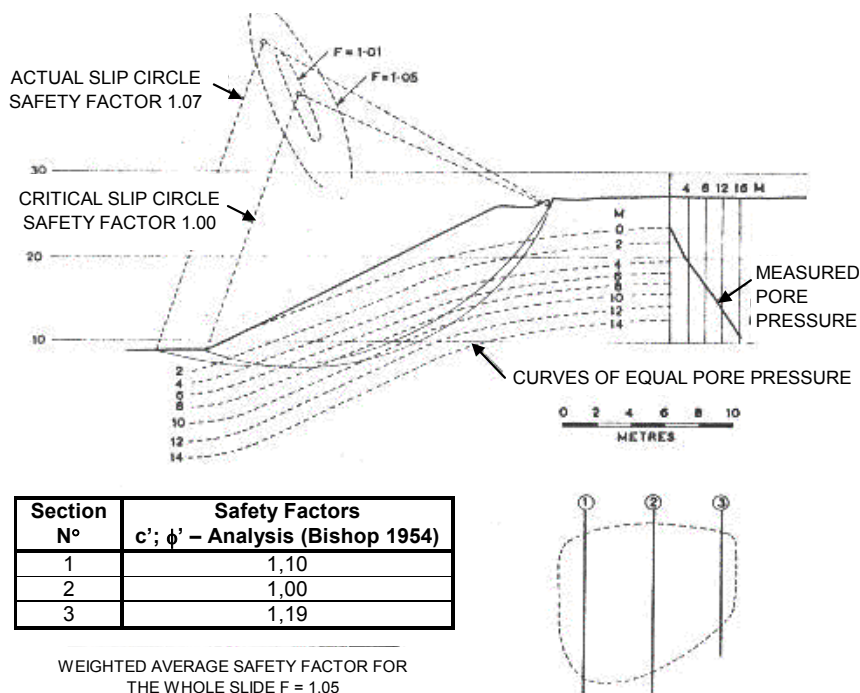


Fig. 18 – Long term failure in a cut at Lodalen (after Sevaldson, 1956) [7]

Figura 4 – Uma das “comprovações” (manipuladas) de que instabilização coincide com $FS=1,0$ (usando pressões efetivas).

Relego obrigatoriamente para outro trabalho a vasta e desafiante incumbência do exame crítico exaustivo (já tantas vezes repetida por ilustres colegas) das A.E.T. (que prefiro chamar A.I.T.) quanto às formas das Superfícies de Deslizamento S.D., quanto às Lamelas verticais ou inclinadas de subdivisão da massa, quanto às Forças Interlamelares e suas compensações, etc. e quanto aos Parâmetros de Resistência realmente aplicáveis de acordo com os critérios inapeláveis de trajetórias de tensão-deformação-tempo, etc. Limito-me no presente a resumir que **a experiência mostra não haver qualquer condição de antever que subdivisões ocorrem na massa para atender as compatibilizações cinemáticas** de vetores, magnitudes e velocidades de deslocamentos consumidores de energias⁸ etc. Mas o que tem conservado a persistente aceitação razoável das A.I.T. para os equilíbrios-desequilíbrios rígido-plásticos de $1,0 < FS < 1,0$ é que (N.B. além do não-questionamento do pastor pelos cordeiros, e inércia): (a) é notável a **coincidência da "envoltória de resistência na ruptura"** independente das trajetórias tensão-deformação, que levam a pontos bem diferentes de encontro (s, σ') da mesma "equação integrante"; (b) perante as rebuscadas idealizações matemáticas "puras" dos limites superior e inferior da Teoria da Plasticidade, conclue-se que as A.I.T. convencionais em uso levam ao LIMITE INFERIOR (prudente, portanto desejável como engenharia); (c) na prática podemos (e obrigatoriamente costumamos) investigar múltiplos "centros" de equilíbrios de MOMENTOS

corresponde a um $\Delta FS = FS_i - FS_f$ **que passe por 1,00** [Ademais, lembrando todos os questionamentos inerentes é importante lembrar que pela teoria dos erros, o conhecimento das diferenças é muito menos impreciso]. Observando centenas de deslizamentos, reconheço ser ampla a gama das distâncias, ângulos e velocidades de seus movimentos: portanto interessa também muito não só o FS_f mínimo, mas também o ΔFS máximo, porquanto raciocina-se que um ΔFS pequeno pode resultar num deslizamento manso, enquanto que um ΔFS grande, levando a FS_f menor, prenunciaria um deslizamento violento. Como a geotecnia principiante lidou com pequenas massas e dimensões, compreende-se que tenha prevalecido o conceito do corpo-sólido-rígido e deslocamento (deformação específica) uniforme, ruptura $FS = 1,00$. Reporto o leitor à Fig. 4 [7] que serviu a dois de nossos gladiadores estimados, Bishop/Bjerrum, na batalha travada para ganhar [7] entre PRESSÕES TOTAIS e PRESSÕES EFETIVAS. Note-se que em deslizamento nenhum se lograria a feliz coincidência de registrar as **sobrepensões neutras no plano e no momento do deslizamento**. Bishop/Bjerrum reuniram muita "evidência" da ruptura com $FS = 1,00$ calculado, em análises por pressões efetivas. No caso do talude note-se porém que **dias após o deslizamento** submetido à **investigação** instalaram-se PIEZÔMETROS CASAGRANDE (de tubo aberto, que requer subida da coluna d'água, com conseqüente retardo e atenuação do valor-pico) e interpolaram valores na massa abrangente do deslizamento: enfim foi válida a intenção e a "batalha histórica" ganha, mas perceptivelmente ajustada a base para a argumentação.

⁸ Em separado caberá **discutir e demonstrar liminarmente descartável**, como realidade da Natureza e como Engenharia, o exercício exclusivamente idealizado-matemático gerado pela "escola acadêmica" da Teoria da Plasticidade (principalmente alimentada, nos anos '62 a '75 do espanto pela Rússia, Sokolovski, Berezantzev e outros, "linhas características" etc) que ainda reaparece esporadicamente quanto aos TEOREMAS-LIMITE, SUPERIOR E INFERIOR, das condições de massas em ruptura.

(colateralmente com outras equações dos equilíbrios ESTÁTICOS) porém insisto que ao invés de buscarmos o ponto de FS_{\min} (circundado por curvas de iguais FS maiores, DETERMINISMO, cf. Fig.4) devemos estabelecer o HISTOGRAMA DOS VALORES ΔFS e FS_{\min} para os Es-Ps.

Vê-se que não deixo de **recomendar revisões radicais**. Portanto, sinto o peso da necessidade de comprovar que **DISCORDAR E DESCARTAR NÃO É HERESIA**, e sim progresso obrigatório. Constrangido perante a hipótese de maldade, não poderia encontrar um exemplo mais marcante e influente na Prática Profissional.

2.1. A bíblia da Prática Profissional, Terzaghi-Peck.

Indiscutivelmente trata-se do mais categorizado e difundido livro prático, cuja Edição original (de 1948) possa ainda dominar, em parte por inércias, as rotinas de 50% dos escritórios de projeto. Ora, conforme assinalado [1 e 8] ocorreu um lapso prático, associado a importante falha conceitual, com relação à forma de considerar os MOMENTOS em equilíbrio. Ver o esquema da Fig. 5 onde exponho o problema. A Edição de 1967 corrigiu o lapso, mas sem apontar para a revisão nem explicar o conceito: e assinale-se que as referências supra também se abstiveram de conceituar. **Os momentos dos pesos funcionam como carga mole, independente de deformação**, pela ação da gravidade, e portanto, tanto positivo quanto negativo tem que entrar junto como FATOR ATUANTE. Bishop 1952 [9] entre alguns outros afasta-se do presumido paradoxo considerando de uma só vez o Momento M_t de toda a área da massa. Os lapsos podem ter persistido nas separações das lamelas ? **O Momento da Resistência precisa de deformação para se desenvolver**. O erro conceitual é muito mais sério porque abarca também muitas outras situações graves, como por exemplo a **pressão do reservatório contra uma barragem**. Os merecidamente admiradíssimos autores (e mesmo os das Referências mencionadas) não estiveram livres de um tal lapso, episódico, porém transformado em epidêmico. Na Fig. 6 vê-se as relativas conseqüências numéricas deste lapso.

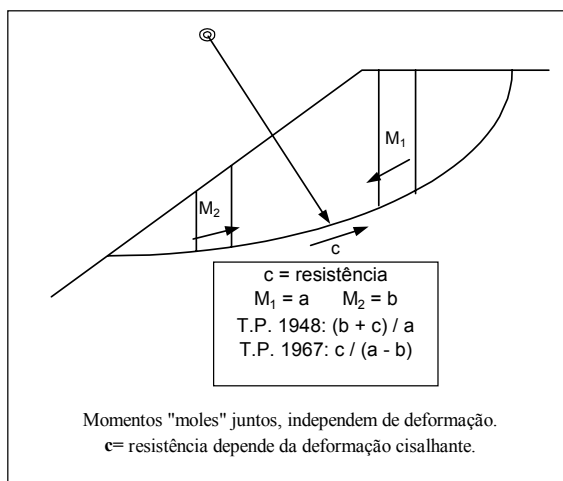


Figura 5 – Correção ref. Momentos no Círculo de Fellenius (Terzaghi – Peck).

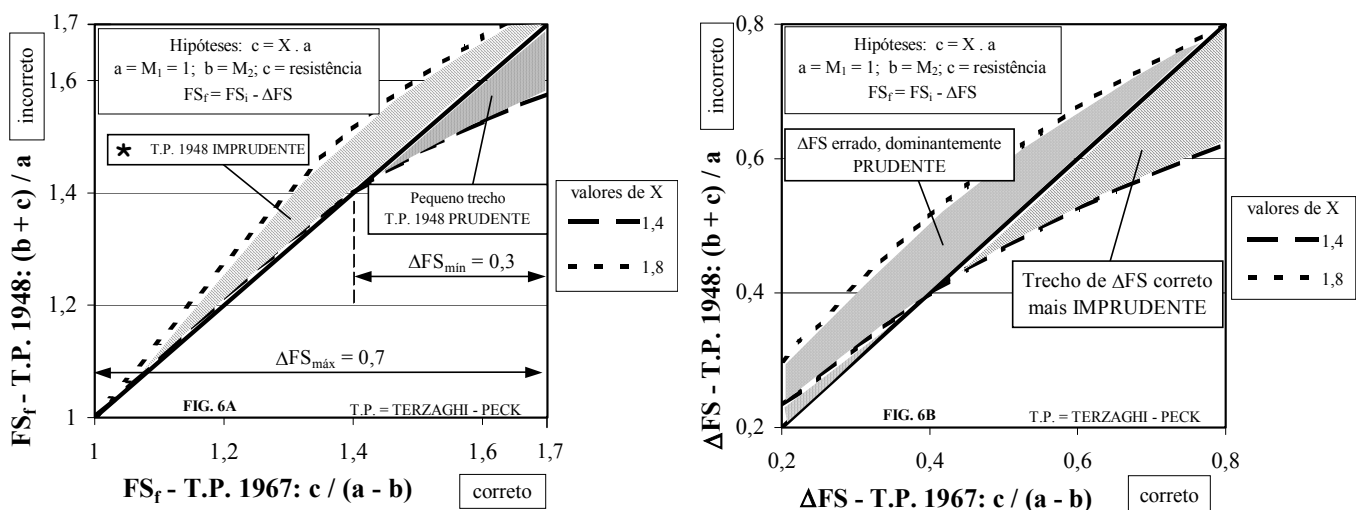


Figura 6 – Magnitude possível do erro conceitual de Terzaghi-Peck 1948. [2]

2.2. Vácuo total na compatibilização de Modelo-Teoria-Análise-Decisão das A.I.T. de barragens.

Adiante resumirei recomendações firmes sobre Modelos praticamente incontestáveis de OTIMIZAÇÕES DECORRENTES DE EXPERIÊNCIAS-RACIOCÍNIO-ANÁLISES. Começo por consignar a confusão em que se encontra o "caldeirão" em função de tantos "chefs" representando tantas regiões e épocas mexendo com a "colher de pau". Em primeiro lugar quando folheamos qualquer livro **puramente descritivo de barragens** (Ex. ICOLD, CBDB, etc, incluindo lamentabilissimamente por vezes algumas cogitadas mas não executadas) deparamos com tantos e tão diversos tipos de seções que concluímos inescapavelmente serem incalculavelmente grandes as: (a) misturas amplas irracionais de conceitos e modelos; (b) a caridade de Divina em permitir sobrevivências de pormenores mais desfavoráveis; (c) a dimensão do bolso anônimo do Povo que insuspeitante absorve os ônus no fim da linha.

Procuo resumidamente "fechar" a **mera orientação** (do que "todo o mundo está cansado de conhecer", errado) quanto a ENSAIOS - PARÂMETROS - A.I.T. - DECISÕES para a seção mais simples "homogênea", enfatizando a importância da revisão (fácil, rotinizável) dos procedimentos convencionais na medida em que as **obras e as S.D. aumentaram muitíssimo de (a) dimensões (b) gama de tensões (c) gama de deformações específicas.**⁹

2.2.1. ENSAIOS e PARÂMETROS; análises A.I.T.

Distingamos os "ensaios-ÍNDICE", de laboratório e de campo. Separemos também os **ensaios fundamentais de campo**, que foram gerados por teorizações ideais buscando em ciclo-fechado (inalcançável) os parâmetros respectivos. Concentremos nos ensaios de laboratório, únicos aplicáveis para materiais a serem construídos. Enfatizo a seguir que a "NORMA-CONCEITUAL"¹⁰ da Geotecnia foi, e sempre será, a de se fazer os ensaios fundamentais de laboratório o tanto quanto possível para **representarem elementos de solo no maciço**. São incontestes os resultados "triaxiais" resumidos (idealizados eliminando dispersões) nas Figs. 7A e B, que resumem 3 das realidades incontestes (atenuadíssimas nos cascalhos) (a) comportamento preadensado, e em "compressão virgem" (b) "plastificação" progressivamente maior sob pressões maiores, Fig. 7A (c) as conseqüentes variações das RESISTÊNCIAS MOBILIZADAS sob diferentes (σ' , ϵ %), Fig. 7B.

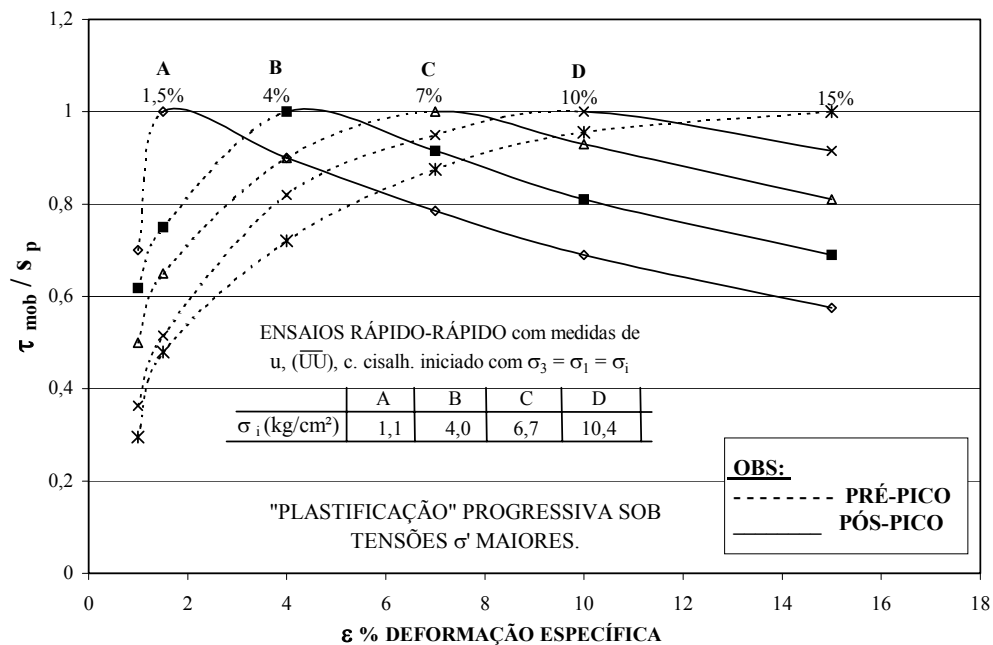


Figura 7A – Curvas Tensão-Deformação adimensionalizadas típicas (ex. Triaxiais). [2]

⁹ FRISO ESTAR ILUSTRANDO OS PROCEDIMENTOS APENAS REFERIDOS A UM MACIÇO HIPOTÉTICO (IRREAL) GEOSTÁTICO, porquanto estou aguardando por parte do IMPCOL a confirmação das análises numéricas incorporando indispensavelmente (programa ICFEP) as **tensões residuais internas no maciço e as respectivas pressões de pré-compressão** ("pré-adensamento") **das compactações**.

¹⁰ Sendo lamentabilíssima a subserviência da Geotecnia convencional às ditas "NORMAS" (que deveriam ser meramente de REFERÊNCIA COMPARATIVA) SEMPRE IPSO-FACTO CADUCAS, mas passaram a escudar certas práticas automáticas empregadas pelos "apertos" (tempo e finanças) e pela ignorância e incompreensão dos apoios subalternos.

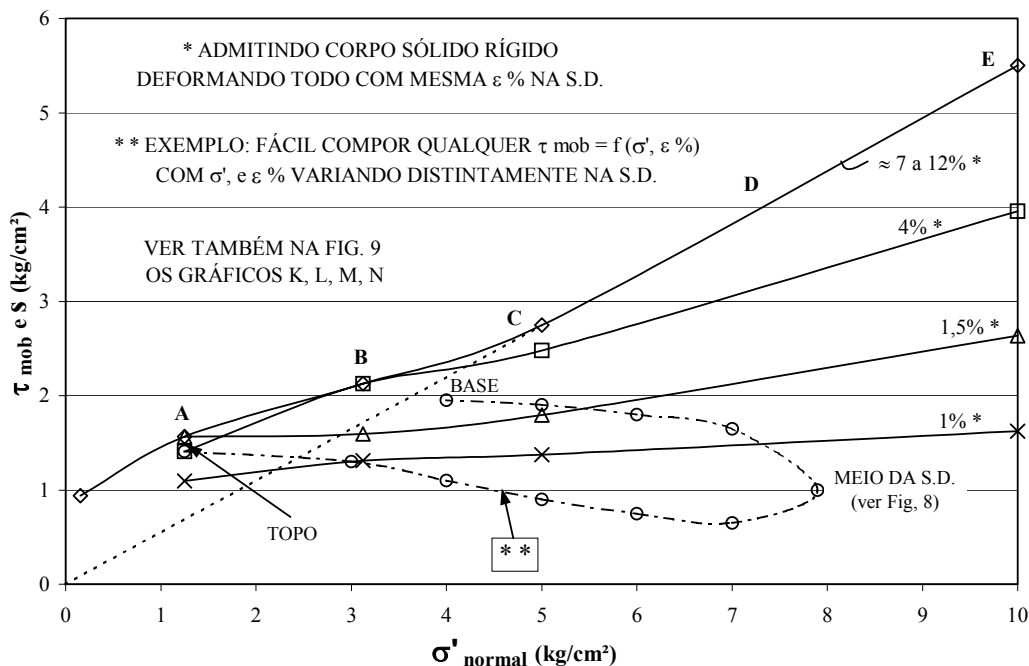


Figura 7B – Curvas Mohr-Coulomb de Resistências Mobilizadas, extraídas da Fig. 7A. [2]

Frisei na Rankine Lecture 1977 [3] e reitero convicto o princípio de que o projeto-construção deve **visar minimizar o FS_r de fim de período construtivo** (para montante) por razões óbvias de As. e Rs. seqüenciais comparativos. Os passos posteriores só melhoram o FS, e se a "instabilidade" potencial é devida ao $u_{CONSTR.}$ ¹¹ (admitido absolutamente não-drenado) qualquer drenagem (inevitável) só coloca o maciço na condição mais favorável (de descompressões-recompressões) de comportamentos. Assim sendo enfatizei [11] o princípio de proceder análises A.I.T. (p. ex. por STABL, Spencer) para 70%H seguido de ΔFS s subindo por degraus até o topo. Todas as barragens, Cocorobó, Açú, Carsington, etc..., com **rupturas bem teóricas de fim de construção mostraram a importância do ΔFS próximo do topo.**

Assinalo porém que agora **renego parcialmente a minha própria publicação de México 1998**, sob duas conceituações intrínsecas: a "observação da obra", e o **propósito de aprimorar, uma vez reconhecido** o grau de questionamento associado com as análises A.I.T, insatisfatório perante o propósito de "testar o limite da impunidade" [2]. Presumo que a seção da barragem foi projetada-executada garantindo um comportamento perfeitamente satisfatório até quando chegado aos 70%H: admitamos portanto "elástico", FS superior a cerca de 1,5. Proponho uma via menos incorreta para os cálculos dos $\Delta FS = f(\Delta H)$.

Em tais circunstâncias, são bem mais válidos e precisos os cálculos de tensões (e deformações, importantes, que a A.I.T. não dá) do maciço elástico (ex. por FLAC) porque a situação nada tem a ver com o equilíbrio "estático" de um "corpo sólido (rígido) isolado do restante". Portanto proponho a forte preferência pelo **cálculo dos ΔFS mediante cálculos, no maciço elástico, dos $\Delta \tau$ ao longo da S.D.**, paralelamente com os cálculos dos $\Delta \sigma_n'$ (normais à S.D.) que incrementam a **resistência mobilizada. Frise-se porém que estas resistências mobilizadas são obtidas em função do par de valores, de pressões normais, e de deformações específicas.** Tudo segue práticas de cálculos das mais correntes nos escritórios de Projetos Geotécnicos, podendo (em breve) ser incorporada em algum programa complementar de software. O importante é oferecer, discutir, e **convencer quanto ao raciocínio menos estagnado** do que USBR 1955, etc.¹²

Como primeiro passo, para elucidação didática está sendo considerado somente o caso **sem pressão neutra de construção $u_{CONSTR.}$** Fig. 8. Como segundo passo estende-se a elucidação didática para incluir a geração

¹¹ Note-se que já desde 1959 se explicou perfeitamente porque é que o U.S. Bureau of Reclamation (Jim Gould, etc.) e Terzaghi (Brasil 1950) e Bishop (Selset, 1957 – [10]) e Casagrande (Três Marias 1957) estariam corretos em temer $u_{CONSTR.}$, se seus dados não merecessem grandes correções.

¹² Ou mesmo as gratas bases de há 40 anos (nenhuma das quais considera curvas tensão-deformação e suas variações) dos ilustres amigos Bishop, Morgenstern, Spencer, Sarma, Fredlund, etc...

das pressões neutras, empregando apenas os ENSAIOS CONVENCIONAIS¹³ e ainda sem incorporar as sucções iniciais, muito favoráveis. Reconheça-se que com a geração das sobrepressões neutras os Módulos Nominais de Elasticidade E_s , associados às condições quer não-drenadas iniciais quer posteriormente drenadas sofrerão as correspondentes alterações: as drenadas configurarão um certo amolecimento (porém acompanhado do aumento da estabilidade, e portanto a melhora da aplicabilidade do conceito do maciço elástico). O fato é que os **quadros das tensões não sofrem alteração, mas as deformações específicas sim**, ipso facto alterando as resistências mobilizadas. Na Fig. 9 com seus GRÁFICOS K, L, M, N configuro as novas condições, exemplificando os procedimentos.

Antes de prosseguir com o restante do seqüencial das análises de A.I.T. cumpro-me frisar **dois aspectos de comportamentos tensão-deformação-resistência** ((a) e (b) seguintes) que mereceram consideração valiosa para muitos de nossos solos, principalmente residuais e saprolíticos, e que na transmissão de geração a geração de rotinas laboratoriais caíram no esquecimento, com detrimento para nossos projetos e suas economicidades.

(a) Da importância dos macroporos e microporos e dos pequenos graus de insaturação na redução do risco de elevadas sobrepressões neutras.

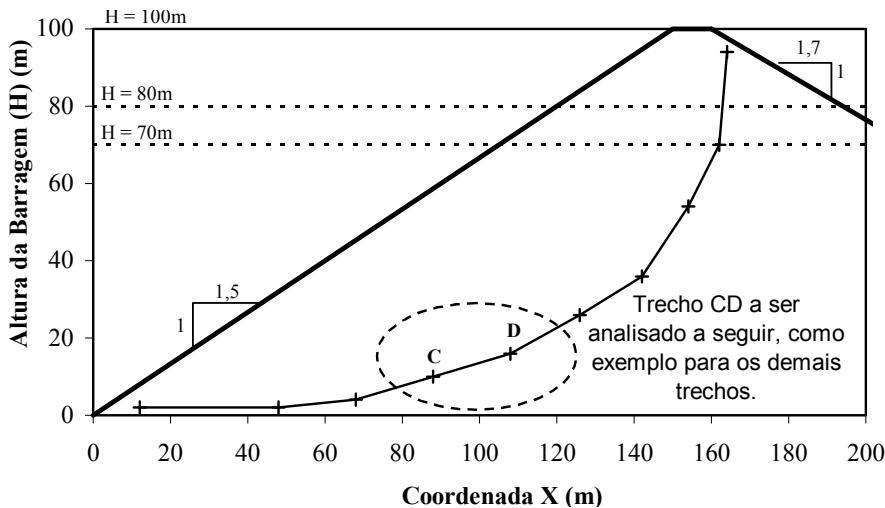
Não são poucas as nossas obras em que se comprovaram dois fatos básicos (1) a geração de sobrepressões neutras de compressão de período construtivo muitíssimo menores do que previsto (e recomendado prever) pelas rotinas de ENSAIOS PERFEITAMENTE SATURADOS POR CONTRA-PRESSÃO: e (2) a inexistência do mínimo indício de instabilização de montante em abaixamento rapidíssimo do nível do reservatório (ex. ruptura de Euclides da Cunha em 7 horas depois de vintena de anos de rede estabelecida). Por um lado já mencionei, e é lógico reconhecer, que Bishop e Henkel (e outros) empregaram nos ensaios a técnica de prudência frente ao FATOR DE IGNORÂNCIA. Ao mesmo tempo também já mencionamos que a realidade da Inglaterra, e de Países Nórdicos congêneres, é de que a quase totalidade de seus terrenos naturais e caixas de empréstimo, em taludes muito brandos, são saturados in situ, e sedimentares. Ora os solos sedimentares possuem uma grande uniformidade de suas porosimetrias, diâmetros dos poros. Em contraposição os solos residuais-saprolíticos são gerados por seleção natural, lixivações, etc...fazendo prevalecer macroporos conjugados com microporos. Nos ensaios triaxiais correntes com medidas de $B=f(\Delta u/\Delta \sigma_3)$ por etapas sucessivas de $\Delta \sigma_3$, seguido de saturações forçadas por contrapressão, para as saturações até $B \approx 100\%$ são necessárias pressões bem altas, da ordem de 7 a 10 kg/cm². Enormes trechos baixos de nossas barragens nas ombreiras (enfim, todas as barragens e TOPOS DE NÚCLEOS sob cargas de menos de 70m, deixando de lado ainda mais a perda de carga) são assim encarecidos por hipótese de saturação que nunca ocorrerá, e falta de A.I.Ts. específicos muito mais favoráveis para os trechos superiores. Na Figura 10 [12] resumimos a comparação dos B para diferentes diâmetros de bolhas de ar.

(b) Da importância de prover “toda informação clássica” (mínimo) da ruptura do ensaio triaxial. [2]

O segundo aspecto é que a **prática corrente** de apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais requeria sempre o desenho esquemático de como o c.p. rompeu [13]. Isto porque após uma fase relacionada com DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS, é freqüente ocorrer a definição de um plano específico de deslizamento, e a ruptura subsequente se dá como um **Cisalhamento Direto**. O tipo de análise acima proposto permite também levar em conta os s mobilizados em função de τ' e DESLOCAMENTO C.D. (e não apenas def. esp. $\epsilon\%$)

Borges e Castanheta [14] ressaltam as conseqüências "probabilísticas" que acompanham tal fenomenologia mas mesmo sem interpor tal problema complementar, o fato é que já não valem estatísticas de médias quando há planos preferenciais, e **seus comportamentos variam muito com partículas lamelares e velocidade de deslocamento** (interpretação que por fim, após 35 anos começou a explicar a instantaneidade da ruptura final de Vajont).

¹³ Notemos ser imediata a conclusão quanto à excelente intenção de Lambe-Ladd (estendendo o princípio original de Taylor com o qual iniciei meus ensaios, 1947-1949) de empregar os ensaios ADENSADOS-RÁPIDOS ANISOTRÓPICOS. Eram conceitos acadêmicos inquestionáveis, mas que requereriam inúmeros ensaios diferenciadamente programados e executados (e como utilizados?). Nos primórdios valeu o raciocínio de que o adensado isotrópico, e mesmo o RÁPIDO-RÁPIDO, estariam geralmente (exceto sob OCRs bem altos) do lado da segurança.



ELUCIDATIVO.

ADMITIDO $u_{CONST.} = 0$

N.B. Na condição 2 INTRODUZIMOS o u (FIG.9)

A – CONDIÇÃO 1: $\sigma_{total} = \sigma_{efetivo} (u=0)$

PASSO 1A: Do FLAC obtemos:

- 1 – Tensões (nos pontos): $\sigma_1, \sigma_3, \sigma_v, \sigma_h$ e por consequência σ_{normal} e τ (através do Círculo de Mohr)
- 2 – Deslocamentos (nos pontos): verticais(y_d) e horizontais(x_d)

PASSO 2A:

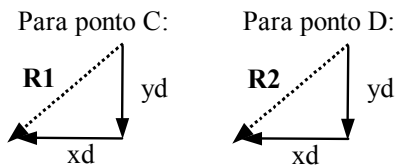
DETERMINAÇÃO DA % DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA USANDO OS DADOS GERADOS PELO FLAC.

PARA CADA PONTO OBTEMOS OS VETORES DESLOCAMENTOS VERTICAL (y_d) e HORIZONTAL (x_d).

A PARTIR DESSES DESLOCAMENTOS DEDUZIMOS O DESLOCAMENTO RESULTANTE **R**

Exemplo para os Pontos C e D:

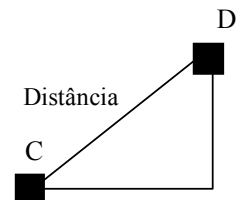
Para C e D obtemos R1 e R2, respectivamente.



$$R1 - R2 = R3$$

A Deformação Específica, será:

$$\epsilon \% = \frac{R3}{\text{distância}}$$



PASSO 3A: Com a def. específica (ϵ) e σ_{normal} médio (**) (calculado para o trecho em questão), achamos através do gráfico 6B, s_{mob} e s_{res} .

(**) σ_{normal} médio é tomado como a média aritmética

PASSO 4A: Finalmente para calcular o FS de cada trecho, teremos: $FS (de\ 1a\ n) = s_{res} / s_{mob}$

PASSO 5A: Repetindo para os n trechos, obtemos como FS_{GLOBAL} a somatória destes $FS_{PARCIAIS}$

PASSO 6A: Para achar os ΔFS 's 1 e 2 ($\Delta FS1 = FS_{H=80m} - FS_{H=70m}$; $\Delta FS2 = FS_{H=100m} - FS_{H=80m}$), repetimos os passos de 1 a 5 para as alturas da barragem de 70m, 80m e 100m.

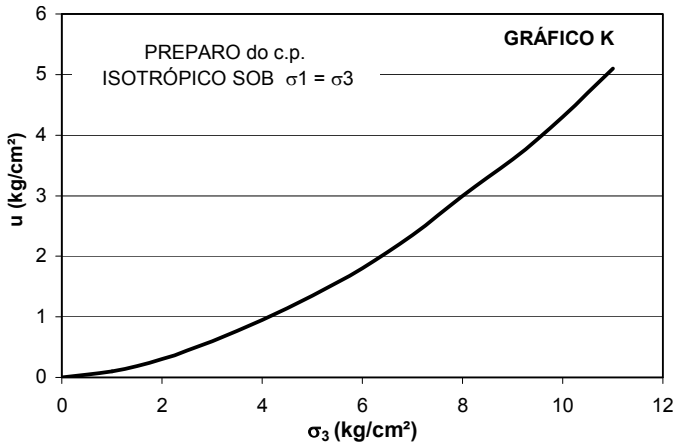
Figura 8 – Exemplificação pormenorizada dos cálculos para $\Delta FS = f(\Delta H)$ incorporando $\Delta \tau$ e $\Delta \sigma'$ na S.D., incluído integração do $FS_f = FS_i - \Delta FS$ em toda a S.D. testada.

B – CONDIÇÃO 2: $\sigma_{total} \neq \sigma_{efetivo}$ ($u \neq 0$)

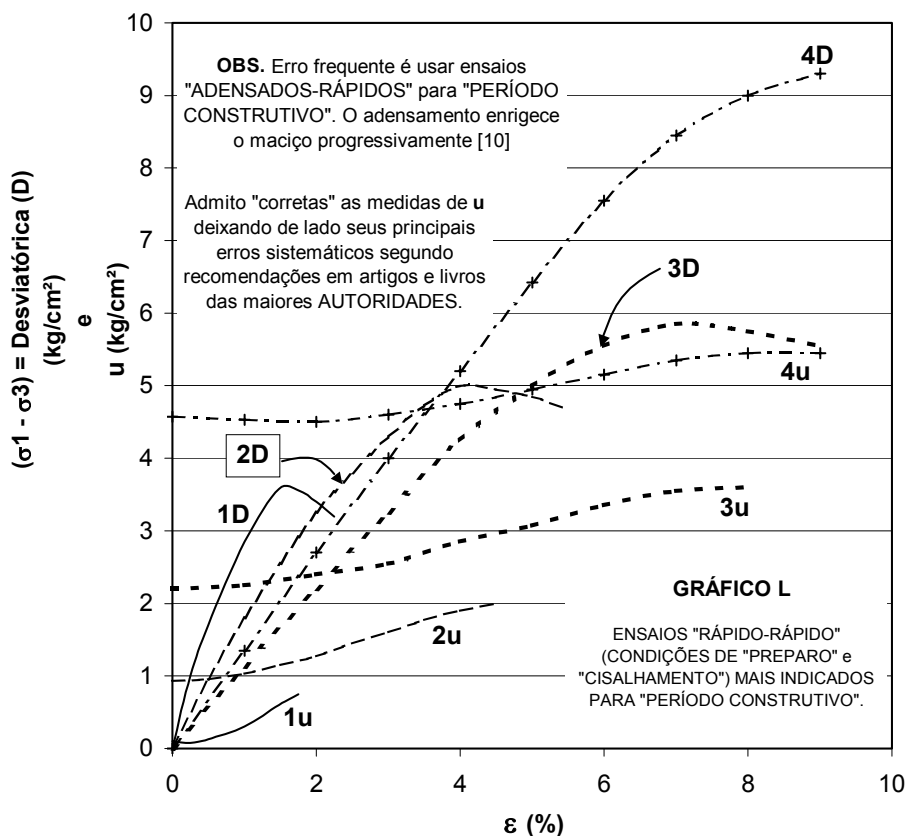
PASSO 1B: A partir dos PASSOS 1A e 2A, achamos o u , de acordo com as seguintes hipóteses mostradas a seguir:

HIPÓTESE 1: $u = f(\sigma_3)$, Isotrópico. LAPSO SÉRIO FREQUENTE. NÃO INCORPORA Δu DE CISALHAMENTO.

Com σ_3 tira-se do gráfico K o u correspondente. A partir desse valor acha-se σ_n' . Repetem-se, então, os PASSOS 2A a 6A, levando em conta agora a pressão neutra (u).



Demais práticas já incluem, corretamente, algum $\Delta u = f(\sigma_1 - \sigma_3)$, GRÁFICO L, porém sob hipóteses de “previsão para projeto” nunca checadas ou checáveis. VER HIPÓTESES 2 e 3, e Fig. 9.

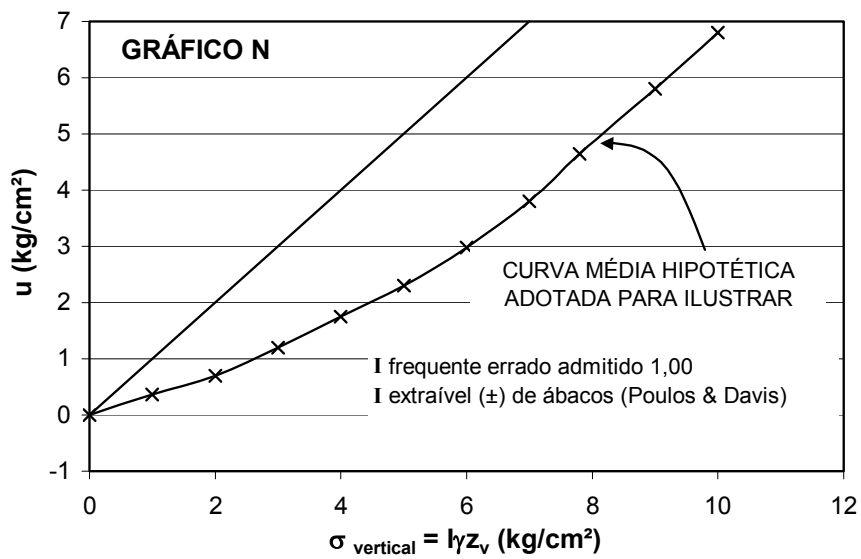
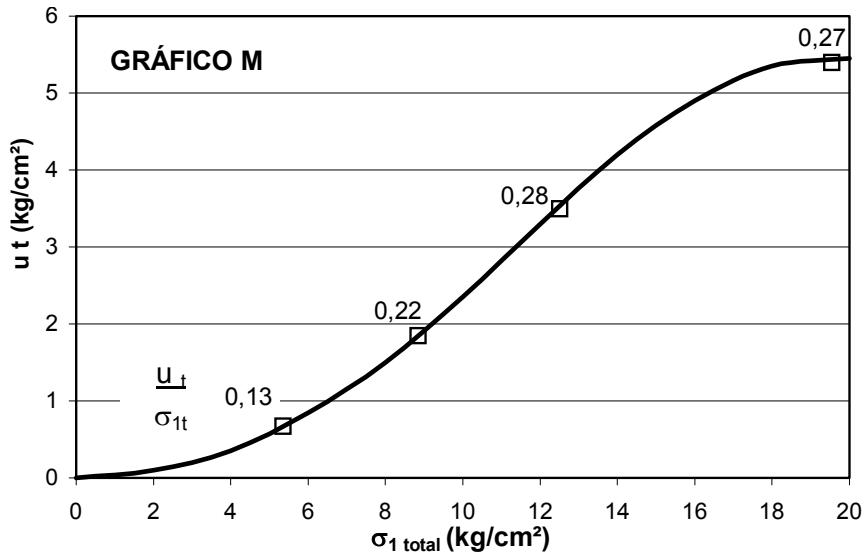


HIPÓTESE 2: $u = f(\sigma_{1i})$

Com σ_{1i} tira-se do gráfico M o u correspondente. A partir desse valor acha-se σ_n' , EFETIVA. Resistência sempre definida em função de σ_n' . Repetem-se, então, os PASSOS 2A a 6A.

HIPÓTESE 3: $u = f(\sigma_{vert})$

Com σ_{vert} tira-se do gráfico N o u correspondente. A partir desse valor acha-se σ_n' . Repetem-se, então, os PASSOS 2A a 6A.



Exemplo numérico aplicado a um trecho - Comparação dos resultados de FS e ΔFS , para o trecho CD:

	FS $u=0$	FS $u=f(\sigma_3)$	FS $u=f(\sigma_1)$	FS $u=f(\sigma_v)$
H = 70m	2.53	2.44	2.31	1.43
H = 80m	2.31	2.13	1.79	1.27
H = 100m	2.2	2.08	1.82	1.3

NOTE-SE A MAGNITUDE DO ERRO (PESSIMISTA) USANDO $u = f(\sigma_v)$.

	FS $u=0$	FS $u=f(\sigma_3)$	FS $u=f(\sigma_1)$	FS $u=f(\sigma_v)$
ΔFS_1	-0.22	-0.31	-0.52	-0.16
ΔFS_2	-0.11	-0.05	+0.03	+0.03

Obs: $\Delta FS_1 = FS_{H=80m} - FS_{H=70m}$
 $\Delta FS_2 = FS_{H=100m} - FS_{H=80m}$

Figura 9 – Ídem da Fig. 8, porém já incorporando $\Delta u = f(\sigma_1 - \sigma_3)$.
 Comparação de práticas correntes recomendadas.

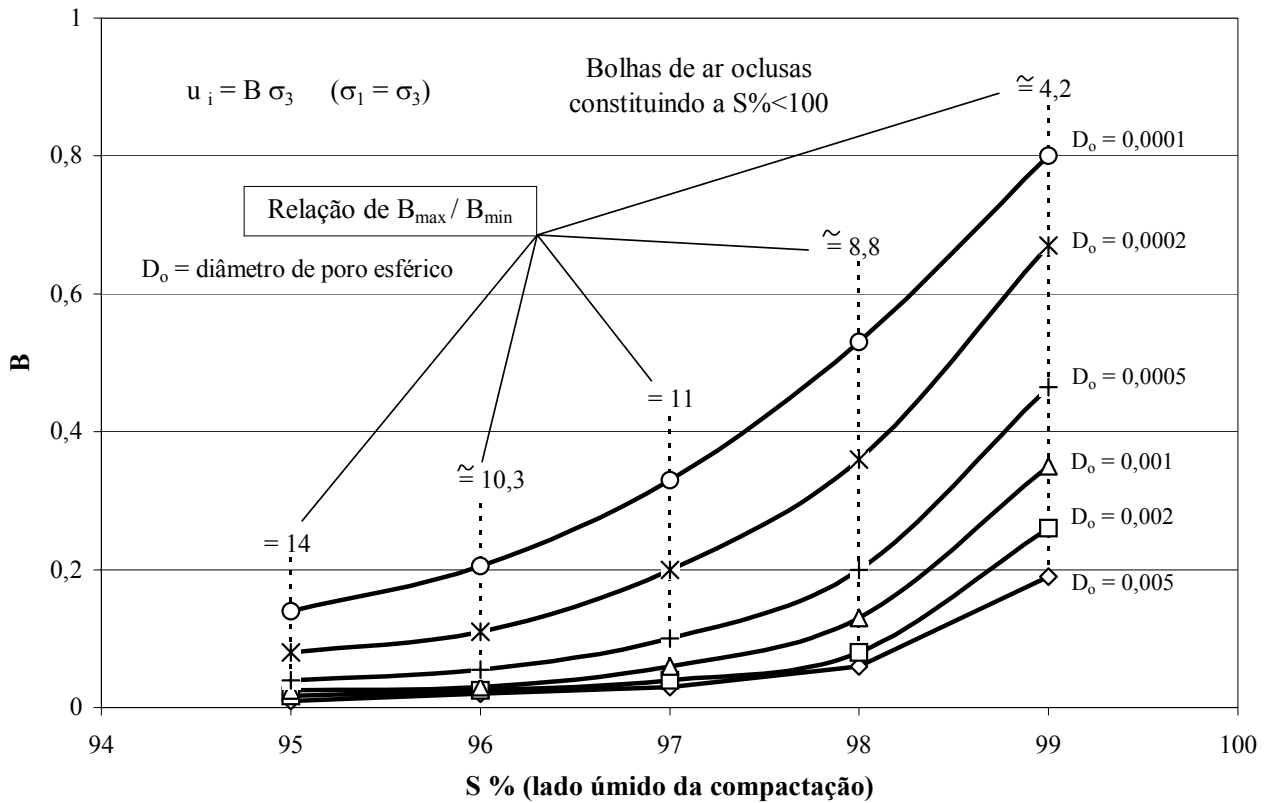
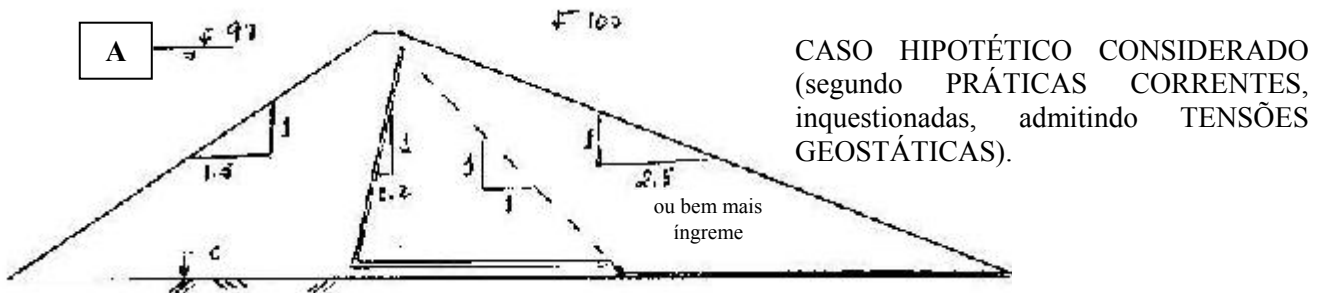


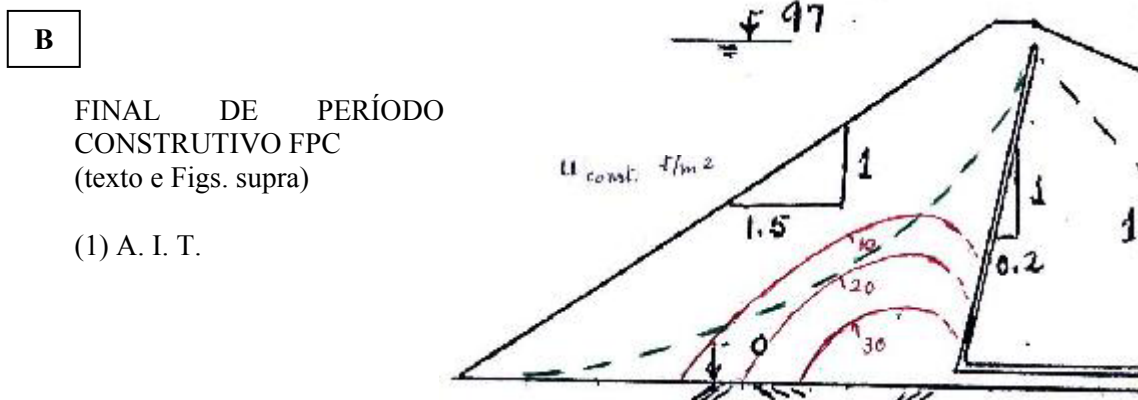
Figura 10 – Importância de Macroporos em reduzir sobrepressões neutras. (ex. Solos Residuais) [12]

2.2.2. CONJUNTO SEQUENCIAL COMPLETO DAS ANÁLISES A.I.T. PARA A BARRAGEM, taludes de montante e jusante.

Submeto o assunto mediante esquemas sucessivos auto explicativos. A cada passo analisa-se o Δ FS relativo ao FS anterior, com suas tensões e deformações no maciço elástico.



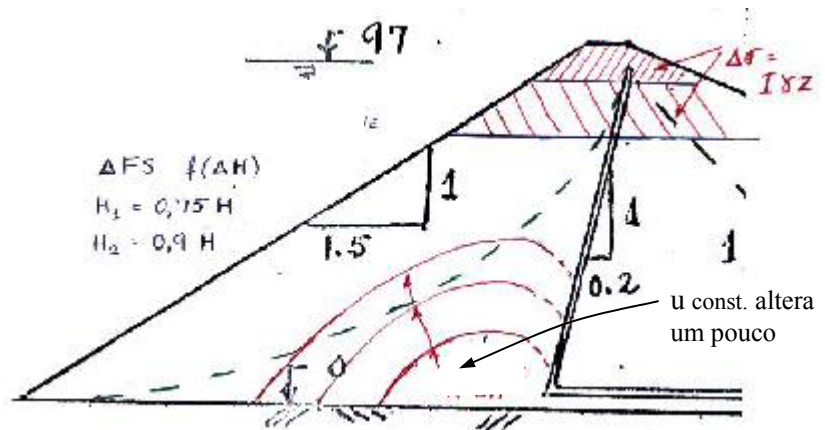
Reitero a postulação de há 25 anos (Fig. 40(b), pp. 340, RANKINE LECTURE, [3]) de esperado GRANDE INCREMENTO DE ESTABILIDADE pelas tensões internas residuais da compactação. Aguardando ainda os primeiros passos de investigação.



C

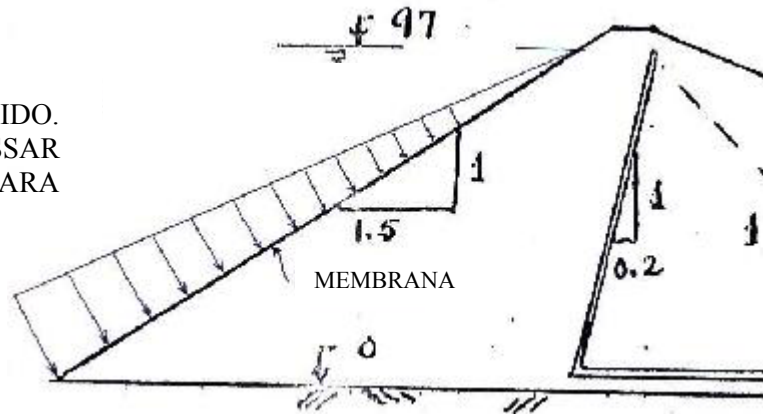
(2) FPC por etapas

NOVO MÉTODO JÁ
APRIMORADO,
SEGUNDO FIG. 8



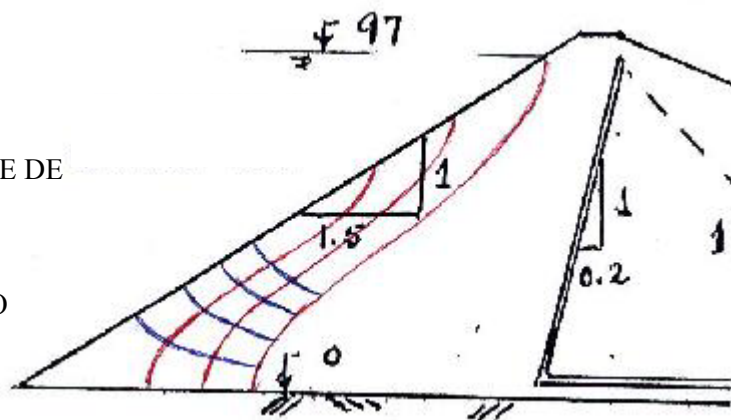
D

(3) ENCHIMENTO RÁPIDO.
PODEM INTERESSAR
ALTURAS PARCIAIS, PARA
DEFORMAÇÕES
DIFERENCIAIS.



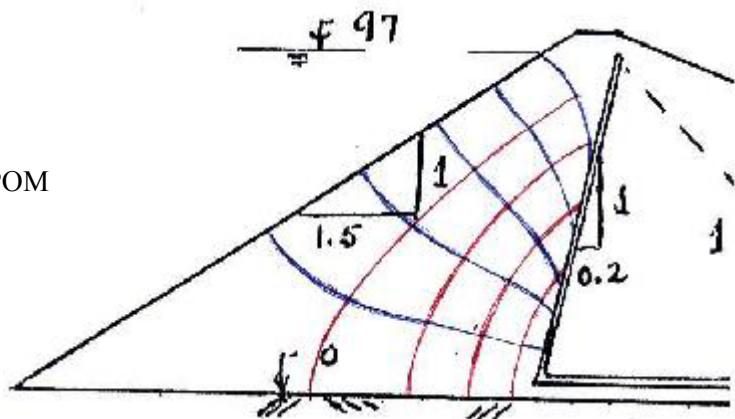
E

(4) AVANÇO DA FRENTE DE
PERCOLAÇÃO
(MOLHAGEM)
CONDICIONADA POR
GRAVIDADE E SUCÇÃO



F

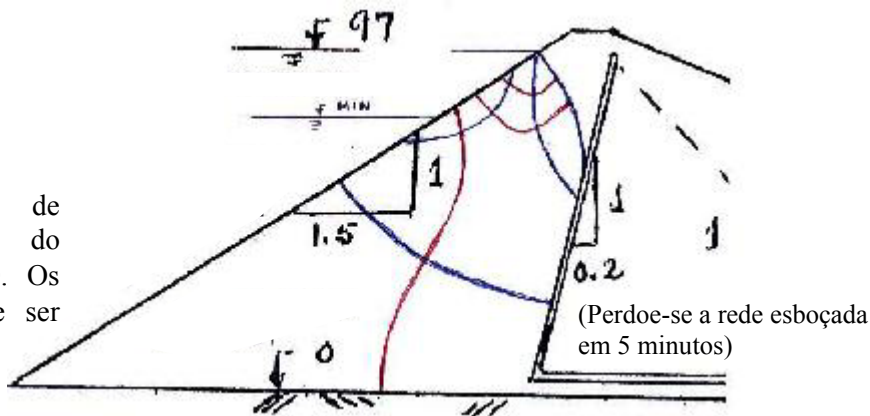
(5) Rede de Percolação
Operacional Máxima RPOM



G

(6) RAPID DRAWDOWN (RDD)

Rede RRR de percolação de "abaixamento instantâneo do reservatório" admitido $\Delta V_t = 0$. Os ajustes $\Delta u = f(\Delta V_t)$ tem que ser complementados.



Requer explicação especial por alterar totalmente a postulação de Bishop 1954 [15] nunca questionada.

Figura 11 – Sequência ilustrativa das A.I.T. de montante de barragem “tipo homogênea” modestamente otimizada.

O critério de cálculo do RDD (RRR) para talude de montante foi predominantemente influenciado para o extremo pessimismo, e permanece difícil de confirmar em protótipo por múltiplas razões práticas¹⁴, de inclusão de maiores saturações, abaixamento realmente profundo e rápido, e piezometrias monitoradas fidedignas a volume constante. É sempre obrigatório lembrar o histórico, e a obrigação de começar com o máximo de prudência (alto FS de ignorância). As recomendações de Bishop foram quase pioneiras como teorização categorizada bem difundida entre acadêmicos. Referiam-se a talude brando, argila essencialmente saturada e relativamente compressível-deformável, e a maciço "sem filtro-dreno" (i.e. filtro horizontal de pé de jusante, Kozeny, tão distante que não foi considerado). Prevê que se usassem os coeficientes A, B, e B (Skempton / Bishop) a serem ensaiados e usados "por todos"; penetração, divulgação que não ocorreu. Ficaram assim quase por dogma umas receitas responsáveis por enormes encarecimentos, pelos taludes de montante muito brandos (incluindo alongamento do desvio, etc...)

Reportando-se à sua tese de PhD (1952) Bishop admitiu como "**primeira aproximação**" que $\sigma_1 \approx \gamma z$. Em seguida, usando os coeficientes A, B, \bar{B} conclui que como hipótese segura de trabalho ("as a safe working hypothesis") $\bar{B} \approx 1$. Assim abdica de qualquer intromissão das redes de percolação ou do filtro, e embora admita que valores de \bar{B} menores do que 1 são obviamente possíveis ("values of \bar{B} less unity are, of course, possible ..., ... lower \bar{B} values may, in practice... insufficient to lead to draw-down failure") inadvertidamente abriu a porta à "preguiça do geotécnico profissional" perante um problema um pouco menos fácil de explicar e entender. O fácil, há quase 40 anos, passou a ser usar a regrinha fácil de γz e $\bar{B} = 1$.

Comecei por questionar tudo por raciocínios analógicos bem contundentes. Imagine-se usar um elemento fundamental às estabilidades (ex. septo filtro-drenante), e, para a condição crítica subitamente admiti-lo inoperante. Por exemplo, uma viga de concreto armado depende fundamentalmente da armação para cumprir sua função: porém, na hora de calcular a resistência teórica, somos obrigados a admitir que os "ferros" de armação estão inoperantes!! Irrracionalidade inimaginável¹⁵.

Ora, raciocinei como segue. Num material quase saturado, predominantemente com continuidades de poros saturados (a despeito de alguns poros com ar), e com rede de percolação (ex. a operacional, reservatório cheio) já instalada, é imediata a tendência de alteração da rede assim que se alterem as condições de fronteira. Desenhe-se portanto a rede de percolação a que tenderia de se mudar a rede operacional para a rede de abaixamento instantâneo, se o material fosse incompressível-indeformável: o filtro-septo entra (favoravelmente) como uma das condições de fronteira, inexorável. Falta agora somente incorporar as

¹⁴ Lembramos que Glover et al. (USBR) em 1948 [16] concluíram muito mais otimisticamente em função de condições operacionais de suas barragens e medidas de pressões neutras respectivas, mas não cabe depositar mínima fé nos piezômetros a volume constante da época, e até bem recente, com transistores medindo u iniciais.

¹⁵ Coisas semelhantes e até mais aberrantes ocorrem quanto aos "furos drenantes" empregados nas fundações (a começar por serem distribuídos a espaçamentos geométricos arbitrários, porque Terzaghi assim o fez na barragem-dique Vigario, Light, 1950), que subitamente sejam, todos juntos, postulados INOPERANTES!!

sobrepensões que decorreriam devido à tendência de mudança das tensões do maciço pela mudança de uma rede (e respectivas tensões efetivas) para a rede (e tensões efetivas) seguintes. Os cálculos em princípio decorrem por seqüências automáticas e inquestionáveis (admitindo o maciço elástico) embora presentemente por sucessivas iterações.

2.2.3. TALUDES DE ENROCAMENTOS E A.I.T. de montante enrocamento – núcleo.

Como é também difícil comprovar as instabilizações de enrocamentos, obrigo-me apenas a inserir a Fig. 12, e referências alentadoras. Notem-se os casos, mesmo de enrocamentos soltos, com faceamento “arrumado” (não estabilizante) bem íngremes. As seções enrocamento-núcleo sofrem da A.I.T. aberrante [17, 18] com total desconsideração da cinemática das cunhas deslizantes, limite inferior, ademais fortemente inferiorizado. Análise com vários lapsos clamando por correção.

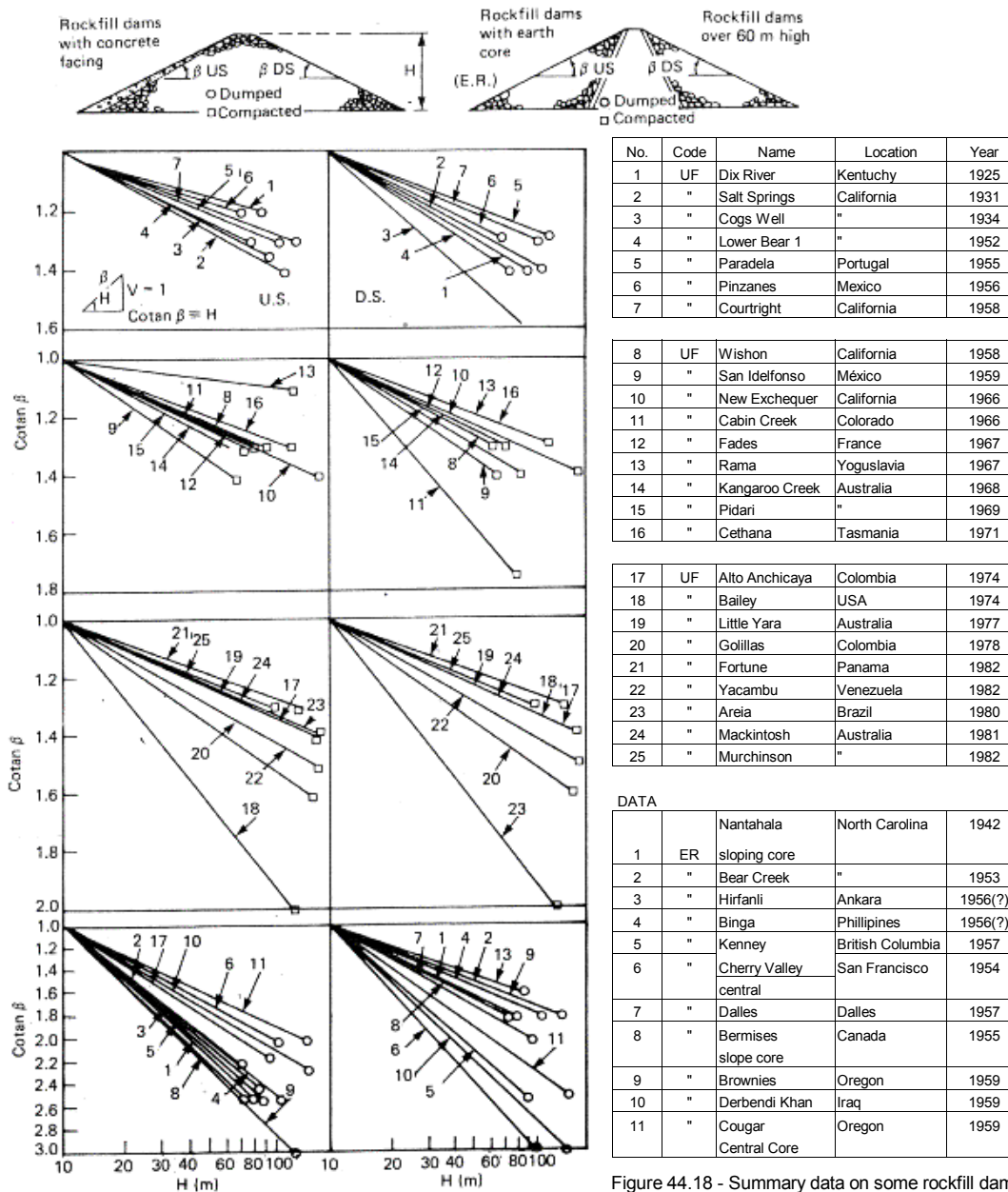


Figura 12 - Taludes de montante até 1:1,1 em alturas H ≥ 60m

3. Decisões.

Antes de prosseguir submeto duas importantes ressalvas já frisadas em publicações e lembradas como óbvias:

- 1) Para simplificação admito que o material executado como aterro argiloso compactado homogêneo permaneça homogêneo. Tal hipótese só é razoavelmente realística para barragens de altura módica tal que as pressões transmitidas pelo maciço sobrejacente não provoquem compressões significativas (i.é. permaneçam razoavelmente inferiores às pressões de pré-compressão da compactação): isto porque é sobejamente sabido que os principais parâmetros fundamentais (resistência, deformabilidade, e permeabilidade, entre outros) variam com a alteração do índice de vazios. A influência da diminuição da permeabilidade na parte inferior do núcleo, elevando a rede e aumentando as perdas de carga no trajeto final a montante do filtro-septo já foi consignada e comentada na Rankine Lecture [3]. Em resumo, admitindo a pressão de pré-compressão da compactação da ordem de 7kg/cm^2 , os comportamentos empregados como base para as afirmações prevalecem para barragens inferiores a cerca de 40m: porém, os ajustes para barragens mais altas são importantes, e fáceis.
- 2) Nos ajustes dos comportamentos com consideração das Deformações Específicas dos diferentes trajetos da S.D. está sendo muito simplificada adotada uma deformação específica uniforme arbitrária. Nos casos de obras, por motivos tanto das compactações quanto das deformações específicas progressivamente sofridas pelos elementos de solo em suas trajetórias de história tensão-deformação-tempo, as deformações específicas mais realísticas a considerar nas A.I.T. serão bem outras. Os procedimentos para cálculos são os mesmos em essência, e, frente às inescapáveis incertezas recomenda-se empregar as variações paramétricas apropriadas que ficarão incorporadas na definição dos As. estatísticos.

3.1. Otimização da Estabilidade de Jusante.

Recomenda-se inclinar o filtro-septo para montante, da ordem de 1 : 0,2 a 1 : 0,5 em geral. Os filtros-septos verticais são contra-indicados¹⁶ para alturas superiores (e.g. a cerca de 40m) por causa do efeito de silo gerando alívios de tensão vertical no trecho superior, com tendência ao fraturamento hidráulico subhorizontal do núcleo. A inclinação indicada para o filtro-septo favorece inúmeros fatores:

- (i) contribui para excluir qualquer interveniência da rede de percolação de Reservatório Cheio para A.I.T. do espaldar de jusante que assim adquire o máximo de Segurança, não só do FS_f de após adensadas as sobrepressões u de fim de período construtivo, $u_{CONST.}$, mas também da transformação do FS_f ¹⁷, em FG_f .
- (ii) perante problemas eventuais de tipo-piping, incorpora o benefício de gerar tensões de compressão no núcleo, próximo à interface com o filtro¹⁸: **NÃO EXISTE PIPING EM COMPRESSÃO.**
- (iii) acima vimos (Fig. 11G) que também favorece o A.I.T. de montante pelo fato de repartir a Rede de Rebaixamento Rápido RRR do maciço de montante, reduzindo sua eventual instabilização.

3.2. PRÉ-ENSECADEIRA, e ENSECADEIRA DE MONTANTE, para otimizações do espaldar de montante.

Não temos tempo a perder para comentar a **total aberração** (que teve suas explicações históricas há 60 anos) dos taludes de montante, quase infalivelmente desenhados e construídos bem mais brandos do que os de jusante, e com múltiplos pormenores de **gasto injustificável**. O curioso é que os generalistas que se orientam e determinam por **similitudes geométricas** (e simetrias), demonstram um respeito muito menor por nossas dificuldades (eventuais, geológico-geotécnicas) do que pela sedução, também geométrica, que sempre convida com fortíssimas razões aos encurtamentos dos 3 CIRCUITOS HIDRÁULICOS, DETERMINANTES, (principalmente DESVIO, também OPERACIONAL, e VERTEDOURO), no que o espaldar de montante exerce a maior parcela de influência. O medo do desconhecido é sempre bem maior do que o desejo, disfarçado pelas "uvas estarem verdes". Ajudêmo-los: principalmente porque a pujância

¹⁶ Merece ênfase também a realidade (ex. [19]) constatada e bem justificável de que eventuais S.Ds. acompanham no topo o filtro vertical. QUANTAS DÉCADAS MAIS LEVAREMOS PARA NOS LIVRARMOS DA S.D. CIRCULAR (?!), compreensível, principalmente em sua época e pioneirismo.

¹⁷ Refiro o leitor a publicações [20] em que diferencio o FATOR DE GARANTIA FG do FS convencional: este é a relação de Resistências \pm dispersões dividida por Esforços Atuantes \pm dispersões; sem dispersão previsível nos Esforços Atuantes obtemos o FG, estatisticamente quantificável caso a caso, sempre de menor A do que o FS.

¹⁸ Merece frisar-se o conhecimento prático de que para "selar" uma rachadura com fluxo d'água progressivamente transformado em pressão de percolação, basta uma delgada "capa" de materiais granulares desde o mais grosso, que encunhe, até progressivamente os mais finos devidamente filtrados, até, por fim, o essencialmente impermeável que absorva quase toda a pressão de percolação com caudal insignificante. Confirma o benefício da compressão.

hidrológica nos garante (a) grande variação de caudais por estações seca/chuvosa, regulares ; (b) umas das mais altas proporções mundiais de alturas da ENSECADEIRA/BARRAGEM (ex. 30 a 50%).

Perdoem os amantes da geotecnia: inexistente a geotecnia leal monógama se não sobreposta sobre a paixão poligâmica da ENGENHARIA CIVIL; e dentro da geotecnia, calcular estabilidades e recalques especialmente com programas computacionais (mesmo admitidos corrigidos) já há muito passou para o âmbito do "mouse".

Para resumir ao mínimo apresento as Figs. 13 e 14 [11] nas quais consta a otimização de uma seção típica levando em conta a "PRÉ" empurrada dentro d'água, e o complemento executado a seco sob perfeito controle. Quanto à própria "PRÉ" por um lado compete raciocinar pela "seleção natural" quanto à estabilidade das pedras, empurradas para rolar na frente e estacionar (FG); por outro lado, cabe incorporar o realismo da execução **sempre o mínimo possível acima do nível do rio**, em subida progressiva com o estrangulamento; e, portanto, apresentando umas 3 seções típicas, mínima-média-máxima, com alturas e diâmetros de pedras progressivamente maiores.

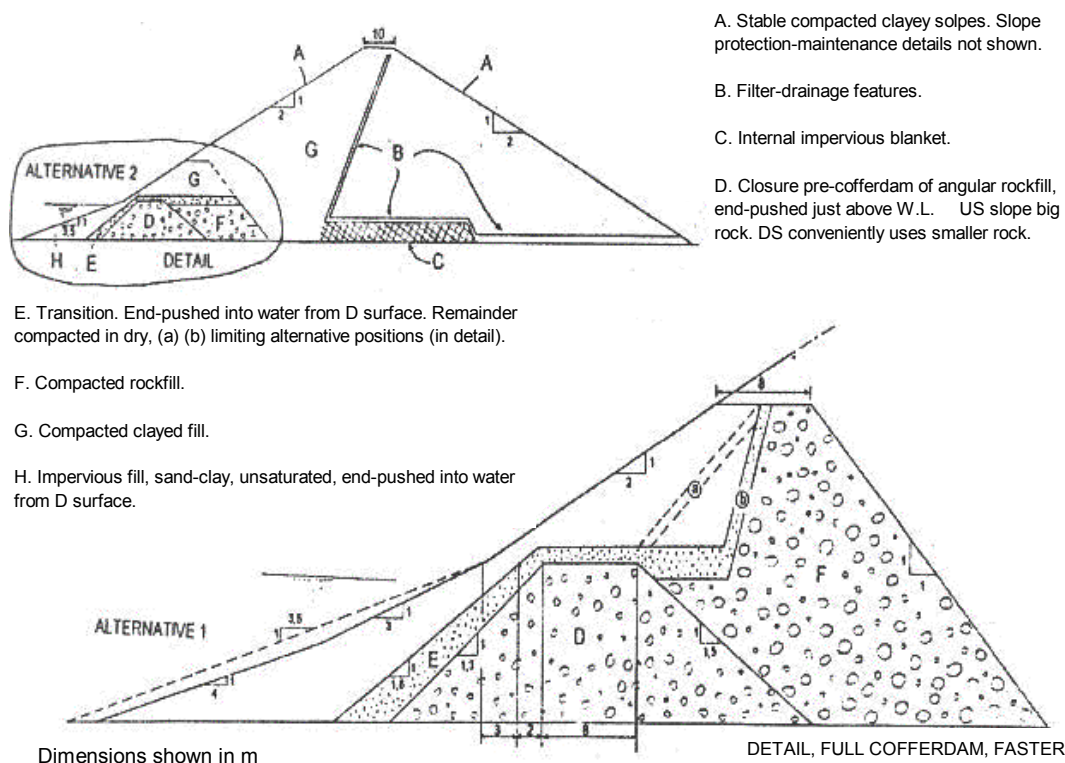


FIG. 2 - "HOMOGENEOUS" EARTH DAM.

Figura 13 – Otimização de montante incorporando pré ensecadeira. [11]

O talude de jusante da ENSECADEIRA a 1: 1 pareceria ousado, mas não o é e já foi usado (até alturas de 40 a 50m, onde a instabilidade, superficial, já de longe passou a ser independente da altura): e nas barragens históricas da Califórnia, há quase um século foram usados taludes mais íngremes soltos (Fig. 12) [17, 18, 21] com rochas angulares. Quanto à Fig. 14 [11] está configurado um limite de jusante da ENSECADEIRA para não "invadir a faixa para o núcleo": tal "invasão" porém é apenas de desenho, porque como a execução a seco é por camadas compactadas, nada impede que o limite de jusante do enrocamento suba junto com a transição e núcleo. Dúvidas quanto a vazamento e limpeza da fundação? Sim, merece considerar-se: porém, repito uma **pergunta e exortação** (iniciadas há cerca de 30 anos) **em todas as obras**. A ensecadeira oferece um modelo à escala 1: 2 a 1: 3 do comportamento da fundação, para se conferir a hipotética integração dos **ensaios de perda d'água**. Nenhuma (quase) ensecadeira teve sua fundação injetada: alguém já viu fortes vazamentos pela fundação? Bombeamentos foram e são inescapáveis¹⁹: algum engenheiro de OBRA, Construtor ou Fiscal etc., se lembrou de prover à profissão a melhor indicação de que **temos injetado muito mais do que necessário**? Ensaios de perda d'água buscam e pegam as fraturas, até pouca distância, condições extremas: não valem para integrações. Constatamos isto em Jaguará (aprox. 1968?).

¹⁹ Em algumas obras (poucas) os vazamentos podem ser levados para jusante em **conduto depois injetado**.

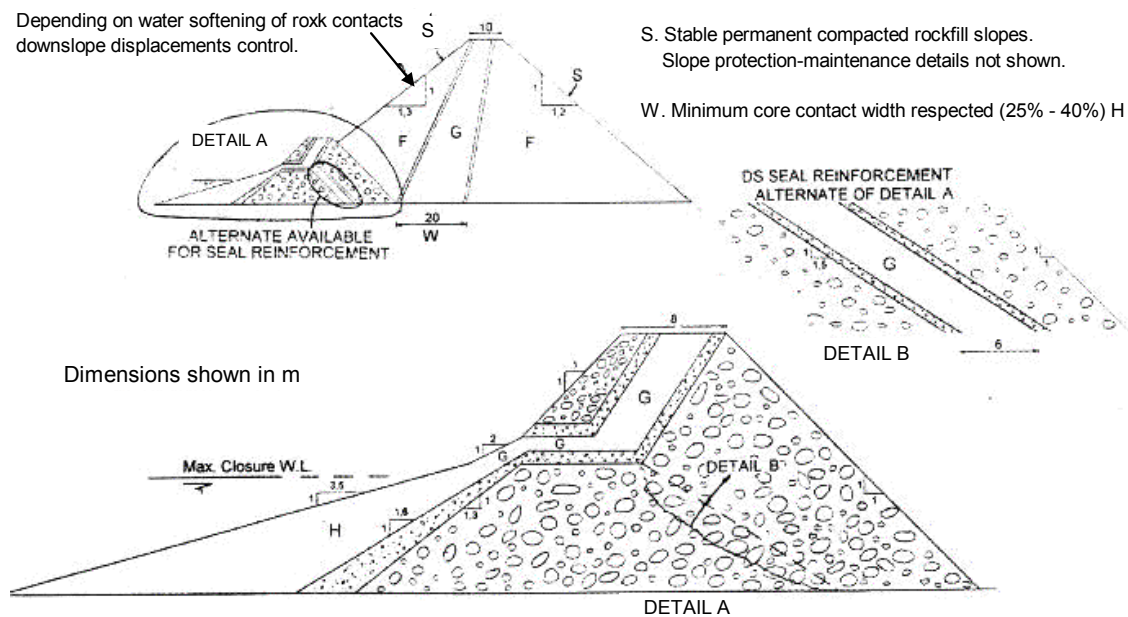


FIG. 3 - COMPACTED EARTH-ROCK DAM.

Figura 14 – Incorporação máxima da ensecadeira no espaldar de montante, enrocamento-núcleo [11]

OBVIAMENTE NEM VOU MENCIONAR AS VERGONHOSAS SEÇÕES DAS BARRAGENS QUE NEM INCORPOREM AS ENSECADEIRAS: seria útil esconder os respectivos desenhos publicados. Como a otimização da altura da ensecadeira e comprimento do(s) túne(l)(is) de desvio é fortemente interativo, e sujeito a As. e Rs., resalto a importante contribuição da geotecnia e criatividade²⁰

3.3. **IMPERMEABILIZAÇÕES E DRENAGEM DA FUNDAÇÃO.** Tapete impermeável de montante, "atapetamento nas ombreiras", **tapete semi-impermeável interno**; tapete filtro-drenante de jusante.

O tapete impermeável de montante alongando o caminho de percolação horizontal ("creep ratios" de Lane etc..) foi fruto inescapável dos entusiasmos por redes de percolação, suprimindo demais raciocínios realísticos em comparação com as idealizações. Nunca se enfatizaram considerar as condições **geológico-geomorfológicas**, DETERMINÍSTICAS, e as **condições transientes de enchimento rápido** do reservatório. Menciono, constrangido o caso extremo dramático de Tarbela (\pm 1974). As Figs. 15 [23] e 16 [11] resumem múltiplas lições no nevrálgico elemento de obra que executado sob pressão zero pode ser chamado a atender subitamente a um grande diferencial de pressão em cima e abaixo do tapete. Sabia-se que o **espesso depósito aluvionar piemôntico** tinha bolsões-lentes de "openwork gravels" (cascalhos grossos limpos) e outros de areias médias. A campanha de sondagens de investigação foi orientada geometricamente, reticulado de furos para conferir se havia continuidade (linear) montante-jusante dos cascalhos: satisfizeram-se de que não. E prosseguiram com uma somatória de **ERROS DETERMINÍSTICOS, de modelos e de irracionalidades humanas** pessoais. Lamentabilíssimo que tenham estado participando colegas dos mais ilustres e amigos: mas, maior resulta nossa responsabilidade de "julgar os pecados e não os pecadores", a fortiori porque a conhecida merecida estatura internacional dos autores **convida a repetições** : vejamos:

a) Os percursos do rio piemôntico em vale largo, com caudais fortemente variantes, são **obrigatoriamente muito meandrentes** (e o comprimento da "hipotenusa" curva, 50% a mais, pouco ajuda quando se discutem permeabilidades nas proporções de 10^2 a 10^{-4} cm/s, **um milhão de vezes**);

²⁰ Permito-me lembrar 2 casos em que as insuficiências da conjugação ensecadeira-conduto forçaram-nos a lições de "record" mundial e de economia. Em Paranoá, Brasília [22], Set. 1959 subimos com argila porosa $1,4 \text{ t/m}^3$; 45% h_{00} em taludes de 1 : 1 com berminhas, total de 32m de talude de jusante provisório (1 V : 1,15 H) em 45 dias para evitar galgamento: importante testemunho de condições que limitaram o $u_{const.}$ de "argilas porosas em terrões". Em Pedra do Cavalo, Bahia, (\pm 1974) desenvolveu-se a solução criativa de túne(l)(is) complementar(es) em nível mais alto, fechave(l)(eis) em período seco antes do fechamento final do desvio inferior, reduzindo porte e custos da estrutura de fechamento, comportas, etc...

INVESTIGATION, IDENTIFICATION, CLASSIFICATION

GEOLOGIC ORIENTATION, NOT GEOMETRIC, NEITHER RANDOM

GEOMETRIC PRESUPPOSES ———— HOMOGENEOUS

RIGID

RANDOM ≡ DISPERSION WITHIN GIVEN PRYSICAL STATISTICAL UNIVERSE

e.g. CONTINUITY OF BIG GRAVEL DEPOSITIONS IN RIVER ALLUVIA ? LENSES ?

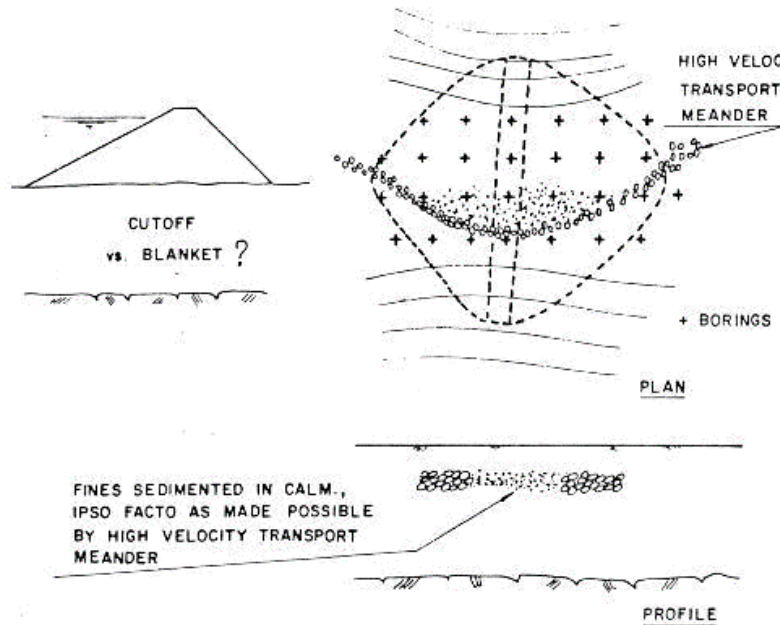


FIG. 2 - SHEMIATIC COMMON ERROR IN PLANNING AND INTERPRETING SUBSOIL INVESTIGATIONS UNDER LINEAR GEOMETRIC REASONING.

Figura 15 – Investigação baseada em geomorfologia. Meandros e determinismos.

- b) Não é probabilística, e sim absolutamente determinística, a deposição lado-a-lado de um conjunto de matacões (de até 3-5m) e de uma lente arenosa: nas velocidades de 10-15m/s de transporte dos matacões estes se conjugam em criar o "quebramar" que promove a deposição da areia na "água parada" logo atrás;
- c) A pressão vertical **média** γz do peso sobrejacente se redistribui em função dos recalques diferenciais, concentrando pressão (m) γz , $m \gg 1$ sobre os matacões (mais rígidos) e $m \ll 1$ sobre a areia que assim fica dotada de muito menor resistência ao arraste;
- d) Em contraposição, no fluxo horizontal quase toda a pressão de percolação (perda de carga) ocorre na areia, assim convidada a entrar nos interstícios dos matacões;
- e) Em solo saturado (incompressível) as pressões se transmitem instantaneamente, mas havendo uma capa insaturada sob o tapete, o **desenvolvimento da rede no aluvião** é retardado. As análises clássicas de tapetes [24, 25] não incorporam a fase transiente, mas apenas a do equilíbrio permanente que **indica pequenos diferenciais** de pressão **sobre e sob o tapete no caso do enchimento rápido do reservatório.**

Conclusão: não admira terem ocorrido (por punção) cerca de 400 "sinkholes" de cerca de 4 a 6m de diâmetro: e esvaziado o reservatório e corrigidos "a seco, bem compactado" estes "sinkholes", no segundo enchimento terem re-afundado alta porcentagem dos mesmos. Finalmente, entende-se como a lei de Stokes facultou a ulterior selagem de todos estes defeitos com o reservatório cheio, e despejando volumes de cascalho areno-silto-argiloso dentro d'água nas posições de depressões detectadas por sonar²¹.

²¹ Note-se a perigosa ilusão difundida quanto a "materiais auto-colmatantes" **colocados a priori, em lugar de depositados a posteriori** auto-seletivamente na sedimentação. Num material pré-colocado, se a granulometria não for perfeitamente auto-filtrante de todas as frações, e se a pressão de percolação gerar trações em vez de compressão, são os "finos" os que são erodidos primeiro, seguindo-se progressivamente as granulações mais grossas, consentâneo com o alargamento da fenda.

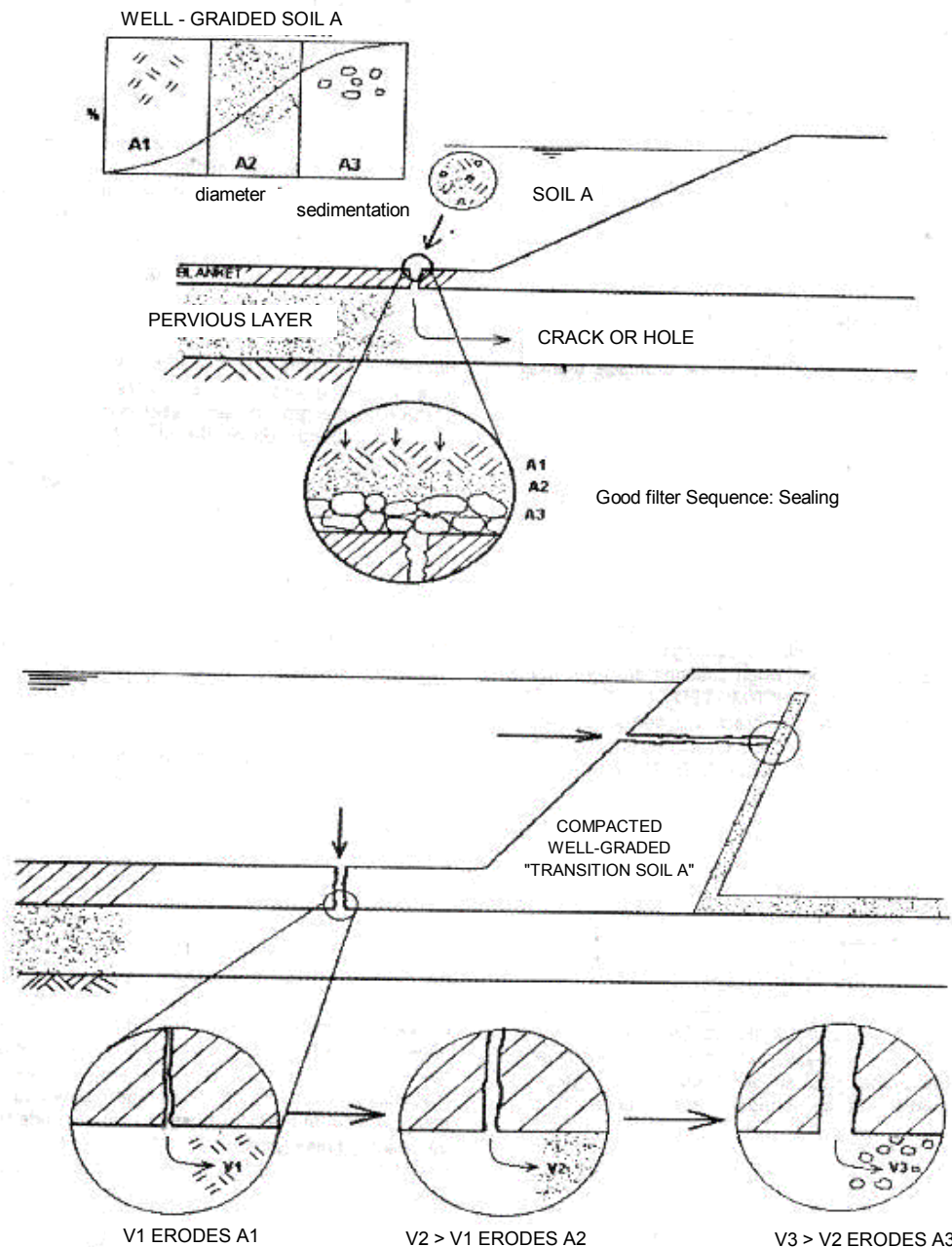


FIG. 5 - Favourable Siltation Sealing vs. Illusion of "Self-Healing" Compacted US Transition.

Figura 16 – Abertura ou selagem de “sinkholes” de punção ou rachaduras [11].

Quanto ao que chamamos "atapetamento", prática que tem sido muito favorável em nossas ombreiras terrosas insaturadas, cabe defini-la primeiro e em seguida alertar. Consiste em revolver uma capa superior de 30 a 40 cms, ajustar sua umidade e compactá-la: a compactação reduz a permeabilidade a um milésimo ou menos. Cabe examinar caso a caso quanto à vantagem da lentidão da subida do reservatório nos níveis superiores, associada a dois problemas que podem ocorrer em nível sério rachando a capa atapetada, fora as trincas de retração por secamento expostas e facilmente corrigíveis, em tapete prematuramente executado: atraso da rede de percolação pela insaturação, e "colapso" do solo poroso de apoio em regiões de baixa pluviosidade.

Acho que o **chamado "tapete semi-impermeável interno"** nem deva precisar de justificativa (exposta na Rankine Lecture 1977, [3]). Retornando às Figs. 11A e 13 (superior), cabe-me enfatizar a impecável importância desta otimização em contraposição com a absoluta **aberração irracional de ir drenar o pé de jusante do núcleo inclinado** em posições bem a montante do eixo (tal como Tarbela). Chamei isto de "cutucar leão com vara curta, e mesmo palito". Mesmo na hipótese extrema de não haver perda de carga nenhuma, o

começo da necessidade e vantagem de controlar subpressões seria sob a meia altura do espaldar de jusante, porque a pressão de terra γz é aproximadamente o dobro da $H\gamma_a$. Numa importante obra em que a Projetista e seus Consultores não haviam entendido os princípios, gerou-se um inconveniente prático, cognominado de "Vietnã" porque insistiam em limpar a fundação esmeradamente como se fosse núcleo: a limpeza tem que apenas evitar que permaneça em sanduíche entre fundação e tapete interno sobrejacente uma camada mais permeável do que a fundação; estende-se o caminho de percolação mais curto, do topo da fundação.

Nas fundações rochosas este grande aumento aciona proveito das **persistências mais curtas das fraturas**, e das "pontes" de rocha são impermeáveis entre os fins das fraturas. Quanto à espessura do tapete, mais compressível do que o filtro-septo inclinado, cabe lembrar as principais **vantagens programáveis de recalques** de compressão, tanto para minimizar os "efeitos de silo para o núcleo" como para controlar os escoamentos, do dreno (desnecessário ser filtro teórico) subhorizontal sobrejacente, saturados ou insaturados (comportando-se diferenciados quanto a limonitizações). O filtro-dreno sob o final do espaldar (além do 1: 1) tem que **ser filtrante perante a eventual subpressão da fundação**, mas (se insuficientemente drenante) não em sanduíche também com camada filtrante. Quanto se gasta, Santo Deus, por ignorância e irracionalidade !

Abstenho-me de comentar as "filigranas de pormenores" trapezoidais de pés de jusante, sistematicamente empregadas, imitando casos desenterrados de seções de barragens desenhadas nas cavernas, e imitadas sem raciocínio nem razão nem cálculo nenhum, só onerando a construção.

GALERIA NA FUNDAÇÃO. Mercê de certas "autoridades" (que redigem relatórios no plural monárquico) gerou-se entre nós um pré-tabu **contra galerias longitudinais sob o núcleo** para possíveis delongamentos ou postergações e/ou reforços ulteriores de tratamentos de injeções e/ou drenagens das fundações. Reputo nefasto qualquer dogma deste tipo. As seções concreto-gravidade têm suas galerias ipso-facto. Existem muitos casos em que tais galerias merecem ser avaliadas, seja pela logística da obra, seja perante eventuais involuções, seja perante desconhecimentos de deteriorações de longo prazo. Renomadas empresas Europeias de Projeto e Construção construíram a barragem Mosul (renomeada Saddam Hussein), magnífica superestrutura, sobre 110m de gibsita solúvel: felizmente dispunha de ampla galeria !

3.4. "PIPING", FILTROS-DRENOS, TRANSIÇÕES, DEFORMAÇÕES DIFERENCIAIS, e FRATURAMENTO HIDRÁULICO.

Historicamente foram muitas as barragens que romperam para jusante, geralmente com Rs. altos por ser crítica a condição de esvaziamento abrupto de reservatório cheio. Bastando um "ponto" vulnerável, trata-se de fenomenologia de As. da Estatística dos Extremos E.E. . Um dos pontos históricos de predominante vulnerabilidade era o **caminho de percolação ao redor de galerias** de desvio associadas aos milhares de barragens de altura modesta em locais quaisquer não-privilegiados. A feição TUBULAR insinuada pelo nome mostra a rapidez com que se "abria o túnel erodido" e esvaziava o reservatório enquanto o solo compactado circundante mantinha alguma coesão e seu "stand-up time" (tempo de auto-suporte). Porém, com o princípio de pressões efetivas (de peso e de percolação) em mãos, Terzaghi explicou o fenômeno associando-o às areias, quando tornadas movediças em fluxo ascensional reduzindo o σ' a ZERO.

A brilhante solução (Terzaghi-Bertram) da E.E. mediante solução física está representada no emprego de granulometrias ensaiadas para (1) **filtrarem** partículas em A. de erosão interna, (2) **não serem colmatadas** progressivamente, e (3) serem **suficientemente permeáveis-drenantes** para elas próprias não absorverem perda de carga, com A. de carreamento. Na época não se haviam desenvolvido meios para determinar POROSIMETRIAS, e portanto foram ensaiadas e prescritas relações de granulometrias FILTRO/BASE (usando granulações "uniformes") quando realmente o 1º requisito depende do bloqueio das partículas da BASE pelos poros do FILTRO, e o 2º e 3º dependem da relação das POROSIMETRIAS FILTRO/BASE (que determinam as permeabilidades e perdas de carga relativas).

Atrás do tigre caçador aparecem as hienas do mercado aberto no temor. A lacuna de pesquisa-desenvolvimento era o ensaio (mental e experimental) para determinar POROSIMETRIAS EFETIVAS²². As lacunas experimentais seriam muitas se houvesse reconhecimento respeitoso da complexa (mas analisável)

²² Mediante idealizações de esferas e contatos, e cálculos Ps., Silveira [26] iniciou a caminhada relativa aos ensaios mentais. Os ensaios experimentais foram essencialmente todos dirigidos segundo pré-concepções parciais lamentáveis.

interação de resistências (coesão e atrito) e pressões, e mesmo deformações, **todas vectoriais**. Como diferem os efeitos dependendo das direções das percolações, cimentações, e pressões atuantes? Como é diferente a freqüente realidade tropical de aumento de coesão por micro-limonitizações e laterizações, em comparação com o conceito temeroso (válido por Fator de Ignorância da época e condição) **dos mentores clássicos** (Taylor, Casagrande, Rutledge, etc..) de que a **coesão** em suas argilas pré-adensadas (**sob pressão zero!**) é **inexoravelmente temporária**, reduzindo a zero²³.

Sem possibilidade de me deter no assunto (por reconhecê-lo dicotomicamente **muito bem** prescrito, e **muito mal** resolvido por generalizações irracionais incompreendidas) limito-me a apresentar a Fig. 17 [27] em que me limitei a analisar os ensaios divulgadíssimos de Sherard, 1984 [28] em termos simplórios probabilísticos. Pode causar surpresa a maior probabilidade de As. nas "areias e cascalhos": a seguir menciono as grandes diferenças entre britas e cascalhos de mesmos "diâmetros".

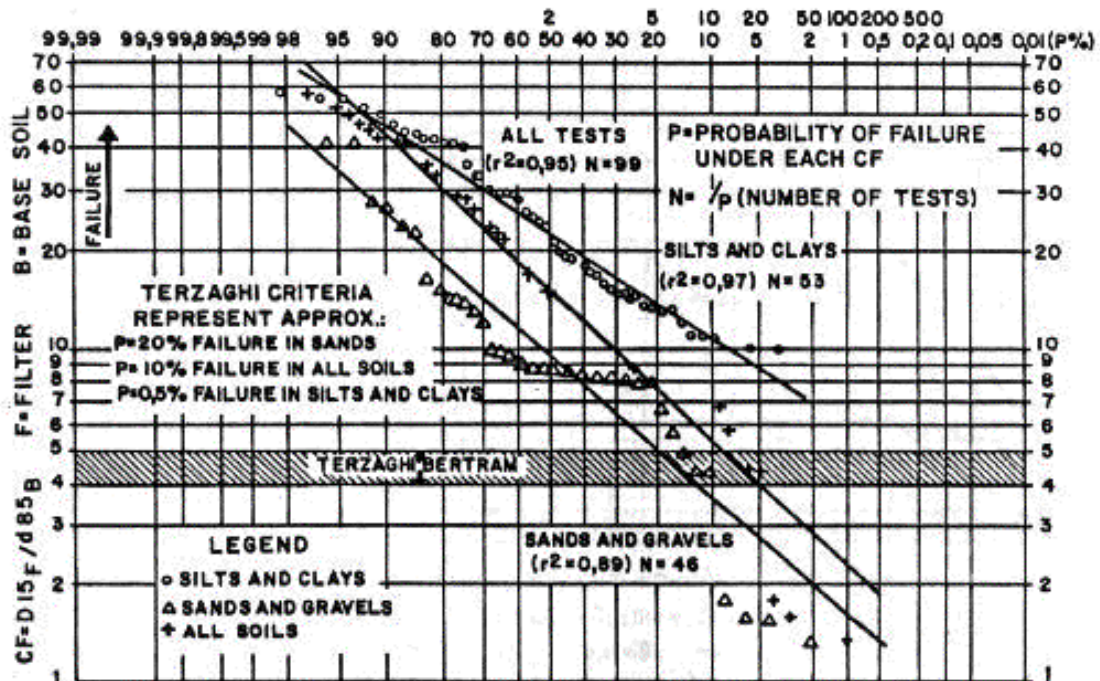


Figure 10

Figura 17 – Critérios de Filtros segundo ensaios muito exigentes “em compressão” [27, 28]

O assunto em rápida análise constitui uma das **grandes aberrações importadas e perpetuadas** pela sabedoria **geométrica** acoplada à psicologia de "quanto mais, melhor", mesmo pondo de parte a sabedoria complementar **simétrica** nos núcleos. Reporto-me à Fig. 18 [29] como exemplo, tomando a liberdade de referir o leitor à seção absurda de Tarbela (que pelo menos tinha a desculpa de que os depósitos granulares piemônticos proviam todos os materiais naturais, separáveis e transportáveis por correias transportadoras²⁴ ultra barato). Em primeiro lugar relembro que cada interface entre faixas sucessivas introduz um viés desfavorável ao comportamento global e aos As. Mas isto é secundário, de longe, comparado com os comportamentos técnicos facilmente estimáveis em ordem de grandeza (e simuláveis por análises por ELEMENTOS OU DIFERENÇAS FINITAS F.E.M.) [30], tanto desfavoráveis perante "efeito de silo para o núcleo" como inúteis perante capacidades drenantes e resistentes ao hipotético arraste.

²³ Como aconteceu, após vários abaixamentos rápidos do reservatório, no único (creio) deslizamento de RDD, ombreira da barragem San Luis, Califórnia, ± 1979). Cabe assinalar que na Escola de Engenharia de São Carlos cerca de 1959 começamos a investigar a coesão dos solos argilosos compactados, tanto perante o rachar de barragens (muito enfatizado) quanto, colateralmente perante posteriores erosões. Ainda não havia consciência dos efeitos benéficos do tempo, mas intuía-se que os comportamentos rápidos de deformações diferenciais seriam mais temíveis.

²⁴ Como nossa geologia via de regra não provê tais depósitos, passo a discutir somente os materiais britados de rochas sãs (para as faixas granulométricas relativamente uniformes), caríssimos. Menciono apenas umas diferenças técnicas de contra-indicação maior para os cascalhos em barragens altas: são bem mais incompressíveis; e comparativamente mais sujeitos ao arraste fluido, eventualíssimo, considerando os caudais e velocidades necessários.

Foi (e continua sendo) um erro sistemático (de qualificar por nome) querer modelar um **enrocamento mediante as britas da mesma pedraira**: erro primitivo²⁵. As pedras grandes foram geradas (na detonação), **por seleção natural**, ao longo das descontinuidades mais fracas: têm, portanto, ângulos mais facilmente esmagáveis; ademais, num grupo, têm muito menor número de contatos, e pressões de contato muitíssimo maiores para o mesmo peso γz sobrejacente. Uma fração de, digamos 6", já é formada segundo faces bem mais resistentes, e tem maior número de contatos angulares sob pressões menores com mesma espessura sobrejacente; ipso facto, reduzindo a frações menores, de 3", 1¹/₂", 3/4" etc. Tudo isto sem considerar as sobrecargas devidas às "tensões de atritos negativos" redistribuídas sobre a "coluna mais rígida", e com 3 a 4 das quais selecionar !

Agora, quanto às capacidades drenantes sucessivas. Por relações de diâmetros (quer de grãos quer de poros) e correlações com permeabilidades, sabemos que cada camada de FILTRO (relativamente uniforme) tem permeabilidade da ordem de 30 a 50 vezes as da respectiva camada de BASE:portanto, ao chegarmos à 3ª faixa, já teremos uma multiplicação de, digamos, $(40)^3 \approx 60000!$ Isto sem considerar a mudança de um fluxo bidimensional de "fenda" para o tridimensional vertical da faixa de brita! Uma fenda escoando 100 l/s já seria muito: drenar dela 6000 m³/s seria francamente estonteante!²⁶ E quanto às capacidades de arraste? Digamos que um cascalho arredondado de 3/4", 19mm, seja arrastado (**à superfície, sob pressão zero**) por velocidades de 0,5m/s: a brita correspondente, angular, já requereria no mínimo da ordem de 40% a mais!? Um cascalho de 6" estimo que requeira 2m/s e a pedra angular correspondente 3m/s(!) sempre sem resistência, à superfície. **Ora que vazões e velocidades estariam justificando as sucessivas faixas de "transicionamento hidráulico" em detrimento do "transicionamento de recalques"** (olvidando os custos!)?

Dentro do global da **partitura e regência da Engenharia Civil** se cada instrumentista provê suas contribuições otimizadas, ipso facto respeitando as dos outros, reconheceríamos que o primeiro aspecto tem mais a receber da hidráulica e sedimentologia, e o segundo da geotecnia. Sem excluir que estimativas de primeiro grau de aproximação possam ser alcançadas em função de nosso fator mínimo comum de "FÍSICA E BOM SENSO (common sense)".

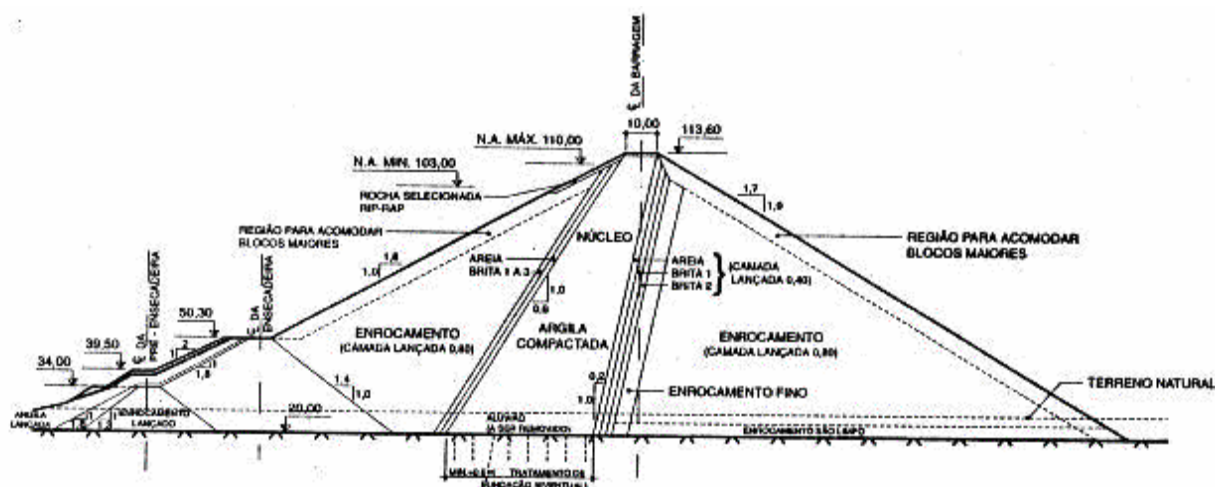


Figura 18 – Seção das mais correntes, enrocamento-núcleo com desperdícios aberrantes de filtros-drenos-transições.

Uma proposição "achista" muito publicada abordou o assunto do fraturamento hidráulico por efeitos de silo pelo prisma de análises FEM (primitivas) para determinar quando os recalques diferenciais gerariam **planos de PRESSÃO VERTICAL EFETIVA ZERO**, "achadas" como equacionadas com a condição geradora do fraturamento hidráulico (desprezada a coesão). Retornando à Fig. 16 [11] julgo dever postular que a

²⁵ Vejam-se os trabalhos da escola da UNAM, México, gerada por Casagrande (por motivo de Furnas 1959) mas progressivamente distanciada dele, por Marsal a Auvinet (entre outros).

²⁶ Que tal treinarmos a inquirir, e mesmo desconfiar, ao invés de copiarmos dogmaticamente segundo modelo conceitual questionável ou falso? Que tal tentarmos quantificar, em vez de nos contentarmos com "achismos"? Tentar parametricamente, e no mínimo detectarmos onde estão nossas dúvidas, e as justas necessidades de investigar para melhor benefício/custo?

²⁷ A tensão efetiva mínima pode bem ser vertical, quer transversal, quer longitudinal, mas tudo depende das grandes incógnitas atuais das tensões internas residuais da compactação.

condição de "descontacto" (pressão efetiva zero de contacto) é **condição necessária mas não suficiente**, sendo uma solução LIMITE INFERIOR, PESSIMISTA. Em muitos depósitos há planos de pressão efetiva zero sem obrigação de "fraturar": para fraturar (inclusive avançando progressivamente) é necessário que haja um **fluxo de entrada maior do que a capacidade de fluxo de saída para a massa circundante**²⁸.

Finalmente menciono ainda uma solução "achista" geotécnica do período de 1960 a 1980 (morreu pela insuficiente capacidade de suporte dos "materiais mais plásticos" perante os equipamentos mais pesados de terraplenagem) que presumia obviar às trincas de recalques diferenciais "empregando materiais e condições de compactação MAIS PLÁSTICAS". Investiguei o assunto em primeiro grau (sob pressão zero no ensaio) admitindo que abaixo do Limite Plástico LP% as deformações cisalhantes (mudanças de formas) provocam fissuras, mas com umidades mais altas haveria perspectiva de evitar os fissuramentos de tração. Na Fig. 19 [27, 31] se expõe que apenas uma faixa "central" de "qualidade plástica de solos" (Índice de Plasticidade de $8 \leq IP \leq 22$) é que o solo conforme usualmente compactado adquire razoável deformabilidade plástica. Temos que apreciar a diferença entre o "ser" que caracteriza um solo, e o "estar" que caracteriza sua condição (refinamento inexistente em alguns idiomas, "to be or not to be"...). Em conclusão conforme se esperaria, o assunto não deixa de ser muito mais complexo do que intuído pela identidade do substantivo "plasticidade".

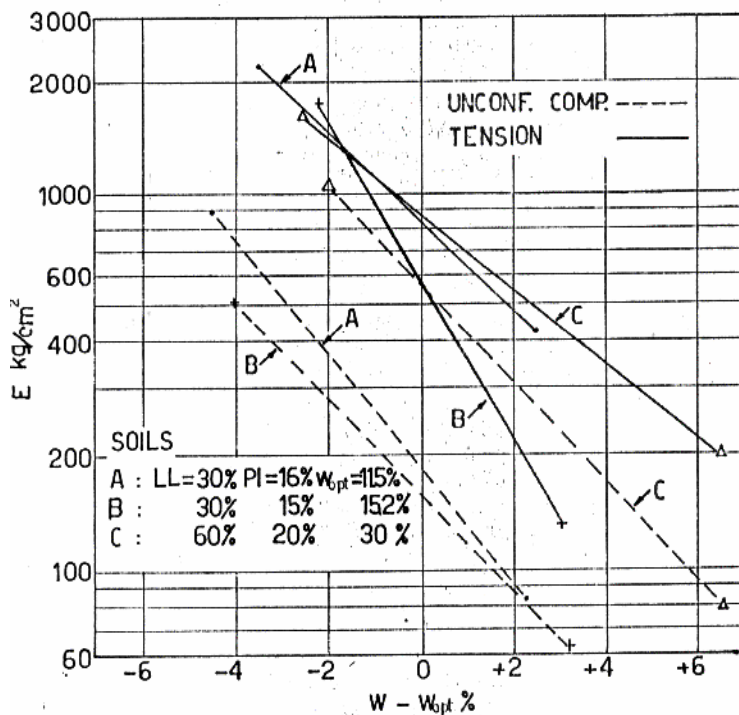
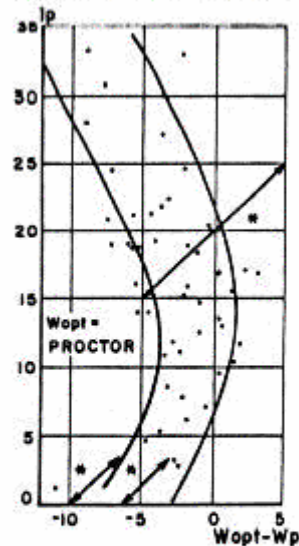


Fig. 6.

* RANGE OF DATA AS FOUND REPORTED BY RING, 1962.



DATA FROM CLAYEY RESIDUAL SOILS. COMPARISON OF WATER CONTENTS AT OPTIMUM PROCTOR COMPACTION, WITH RESPECTIVE PLASTIC LIMIT.

Figure 5

Fig. 19 – Ilusões quanto a comportamentos “plásticos” e “flexíveis” de solos argilosos compactados úmidos.

3.5. PORMENORES. OTIMIZAÇÕES DE TALUDES e PROTEÇÕES.

São fortes e válidas as razões para não empregar taludes retos, mas torná-los mais íngremes no topo, e empregar bermas judiciosas. Na quase totalidade dos solos as envoltórias de resistência apresentam a "curvatura típica dos solos argilosos pré-adensados" com obliquidades máximas bem maiores sob baixos σ_n do que sob σ_n maiores, particularmente no "trecho virgem de tensões". Representando esta realidade em termos linearizados Mohr-Coulomb reconhecemos valores de "coesão e atrito nominais" bem diferenciados ao longo da abscissa σ_n . (Fig. 7B)

Ademais, tornando mais íngreme o topo da seção reduzindo sua largura, reduzem-se as tensões solicitantes nas S.D., e tornando mais branda/larga a parte inferior aumentam-se os esforços resistentes das bases das

²⁸ Fenomenologia análoga (oposta) à de aberturas de fissuras de retração quando o fluxo de evaporação é mais rápido do que o fluxo interno de adução de umidade à superfície, tornando necessário abrir mais superfícies para o equilíbrio.

S.D. A quase totalidade dos deslizamentos é íngreme no topo e brando na base, associada ao sábio reconhecimento da relativa estabilidade da superfície deslizada.

Razões práticas também são indiscutíveis. As seções ao longo das ombreiras, geralmente mais extensas, merecem otimização mais pormenorizada, preferivelmente com projeto que permita empinar. Quanto aos taludes recortados existem outras fortes razões: do lado de montante cabe utilizar bermas judiciosas para facilitar ocasionais trabalhos de manutenção do enrocamento de proteção nas faixas de maiores ondas: do lado de jusante dispor as bermas para cortar os escoamentos descendentes com valetas longitudinais.

Nosso propósito é porém concentrar no chamado a eliminar as aberrações. No caso de barragens de seção homogênea não tem cabimento empregar faixas de filtro-transição sob o enrocamento "rip-rap". Nos casos de RDD, transitórios, não existe o fluxo permanente que requeira critério de filtro (para jusante, e ameaçando danos, os fenômenos são de atuação que iniciada possa progredir): a rede de percolação (Fig. 11F) que inverte seu fluxo para montante é de baixos gradientes, e **progressivamente reduzidos com minúsculo escoamento que abaixa e esgota a lombada freática**. Isto com relação ao fluxo de dentro para fora. Ora com relação às ondas, de impacto rapidíssimo, não há infiltração no núcleo, para levar ao ulterior retorno. O uso de faixas sucessivas de materiais de fino para grosso, constitui irracionalidade, **porque a estabilidade do conjunto é condicionada pela faixa mais instável**. Cabe insistir quanto ao fator dominante de estabilidade do "rip-rap" como o **imbricamento**, muito mais contribuinte do que o "peso da pedra solta". Insiste-se portanto no desenvolvimento Brasileiro do espalhamento de enrocamento em faixa única com empurramento de pedra maior progressivamente de dentro para fora para a superfície com lâmina de trator levantando em percurso longitudinal [32].

Retornando à Seção da Fig. 18 [29] só cabe exclamar para que se suprimam definitivamente as "faixas de britas" do lado de montante do núcleo: que desperdício! Totalmente inexplicável na parte inferior. Na parte superior sujeita à rede de abaixamento rápido do reservatório basta empregar um enrocamento "sujo pouco decomposto depositado e espalhado de dentro para fora" (i.é. do núcleo para montante) evitando as pedras grandes na interface, e sendo de granulometria bem deitada, garantindo exclusão de grandes interstícios para penetração das ondas com energia.

Permito-me um comentário pessoal que reputo importante mas não tive oportunidade de empregar porque após haver analisado a proposta criativa, não me coube projetar alguma barragem de "tipo homogênea", e sim apenas atuar como consultor. Na Rankine Lecture [3] imaginei estender o conceito de Bishop de camadas filtro-drenantes horizontais [10] para controle das sobrepressões quaisquer, recorrendo a "lentes granulares sem drenagem" como **equalizadoras de pressões** para otimizar quaisquer redes de percolação.

4. Considerações finais , apenas para um passo para frente, como "MEIO CAMINHO ANDADO".

Os itens resumidos supra abrangem uma série de pormenores, tanto de conceitos e cálculos, como de decisões que seguramente acumulam uma valia material significativa para o País. Mas requerem pesquisa P., desenvolvimento D., ajustes, e confirmações, enquanto tristemente a Sociedade e as preclaras entidades financiadoras de P.D. se confortam com a convicção de que na Engenharia Civil não há o que pesquisar ... só nos GENOMAS e GALÁXIAS. Num aproveitamento Hidrelétrico corrente a barragem pode representar 40% do custo inicial (com As. seguramente 100 ou mais vezes maiores do que o das demais unidades, e Rs. **incalculavelmente maiores**). Porém, na otimização da barragem devem incluir-se também benefícios importantes para outros elementos porque somos ESPECIALISTAS GEOTÉCNICOS para melhor servirmos como liminarmente ENGENHEIROS CIVIS E CONCIDADÃOS: citei como exemplos mínimos as otimizações para as obras hidráulicas de desvio e as injeções. As otimizações incluindo os benefícios complementares podem facilmente representar 30% dos 40%, ou seja da ordem de **10 a 15% do investimento global inicial da obra física**. Não será desprezível, para regiões emergentes tratadas sob geriatria.

Porém, o mais importante é enfatizar o principal benefício como o **reconhecimento da transitoriedade de cada estudo, hipótese, e RECEITA** : Que nossa missão para honrarmos a espécie humana seja moldar a Natureza, e não confrontá-la, prepotentes: nós pertencemos à Natureza, e não ela a nós.

(1) Frente a problemas de EXTREMOS, escolher o caminho determinístico de mudar a solução física.

- (2) Perante problemas mais rotineiros, minimizar, por Es.Ps. "habituais como dependências" os As. e principalmente Rs.
- (3) Perante os domínios das DISCIPLINAS permitir a novidade virar espanto, o espanto virar curiosidade, a curiosidade questionamento, e o questionamento criatividade.
- (4) Perante as criações ocasionais, ter a humildade de sempre se **indagar se não sou eu o errado**, sem desalento.
- (5) Finalmente, exaltar o caminho e a busca, para a nobre meta da qualidade de vida.

"Caminante, no hay camino; el camino se hace al andar.

Caminante, al andar se hace el camino, y cuando se vuelve la vista para trás,
solo se ve la senda que nunca se vuelve a pisar.

Caminante, no hay camino, sinon estellas en la mar"

(Antonio Machado)

5. REFERÊNCIAS

- [1] De Mello, V.F.B. et al (2002) Estatística-Probabilidades (E.P.) básicas para a indispensável racionalização do caos das múltiplas "Escolas de Soluções" na Geotecnia. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal. vol.4, pp. 2319-2345, SPG - LNEC.
- [2] De Mello, V. F. B. et al (2002) Reconstruindo bases para a geotecnia prática comparativa difundindo estatística-probabilidades (E.P.) simples e convidativas para tudo. XII COBRAMSEG, Outubro de 2002, São Paulo - S.P. À publicar.
- [3] De Mello, V. F. B. (1977) Reflections on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams. 17th Rankine Lecture. Géotechnique, I.C.E., vol. 27, n^o 03, pp. 279-355.
- [4] De Mello, V.F.B. (1995) Revisitations on sample foundation. Solos e Rochas, Edição Especial Conferências Odair Grillo, vol. 18, n^o 2, pp. 75-92.
- [5] Bolt, B. A. (1988) Seismology. Advanced Dam Engineering For Design, Construction and Rehabilitation, edited by Robert B. Jansen, pp.153-171.
- [6] McDowell, G.R. & Harireche, O. (2002) Discrete element modelling of soil particle fracture, Géotechnique 52, 2, pp. 131-135.
- [7] Bishop, A.W. & Bjerrum, L. (1960) The Relevance of the Triaxial Test to the solution of Stability Problems. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Univ. of Colorado, ASCE, pp.437-501.
- [8] Höeg, K. & Murarka, R.P. (1974) Probabilistic Analysis and Design of a Retaining Wall, Journal ASCE, vol. 100, GT3, pp. 349-365.
- [9] Bishop, A.W. (1952) The stability of Earth Dams. Univ. of London, Ph.D. Thesis.
- [10] Bishop, A.W. (1957) Some Factors Controlling the pore pressures set up during the construction of earth dams. IV ICSMFE – London, Vol. 2, pp. 294-300.
- [11] De Mello, V. F. B. (1998) Reopening questions on embankment dams, design performance. Keynote Lecture. 40th Int. Conf. MEXICO, pp. 81-107.
- [12] Tamura, S. et. Al (2002) Effects of air bubbles on B-value and P-wave velocity of a partly saturated sand. Soils and Foundations, Vol. 42 (1), pp.121-129.
- [13] Lambe, W.T. (1951) Soil Testing for Engineers, The Massachussets Institute of Technology, p.129.
- [14] Borges, J.F. and Castanheta, M. (1971) Structural Safety, LNEC.

- [15] Bishop, A. W. (1954) The use of pore-pressure coefficients in practice, *Geotechnique IV*, pp. 148-152.
- [16] Glover, R.E. et al. (1948) Deformability of earth materials and its effect on the stability of the earth dams following a rapid drawdown, 2nd ICSMFE, Rotterdam, Vol. 5, pp. 77-78.
- [17] De Mello, V.F.B. (1987) Embankments. *Ground Engineer's Reference Book*, Edited by F.G. Bell, Butterworths
- [18] Sultan, H.A. e Seed, H.B. (1967) Stability of sloping core earth dams. *Journal ASCE*, Vol.93, SM4, pp. 45-84.
- [19] De Mello, V.F.B. (1982) A case history of a major construction period dam failure, Prof. Dr. ir E.E. De Beer, pp. 63-78.
- [20] De Mello, V.F.B. (1981) Proposed bases for collating experiences for urban tunneling design, *Symposium on Tunneling and deep excavations in soils*, ABMS, pp. 197-235.
- [21] De Mello, V.F.B. (1986) Instabilizações de taludes de enrocamentos. *Reapreciações conceituais, Geotecnia (Portugal)*, Lição Manuel Rocha, n^o 47, pp. 7-52.
- [22] De Mello, Victor F. B. (1975) Some lessons from unsuspected, real and fictitious problems in earth dam engineering in Brazil. 6th Regional Conference for África on Soil Mechanics & Foundation Engineering, Vol.II, pp.285-304.
- [23] De Mello, Victor F. B. (1981) Facing old and new challenges in soil engineering. M.I.T. Past, Present and Future of Geotechnical Engineering.
- [24] Bennett, P.T. (1946) The Effect of Blankets on Seepage Through Pervious Foundations. *Transactions of ASCE*, Vol.111, pp.215-228.
- [25] Cedergren, H.R. (1967) *Seepage, Drainage and Flow Nets* – John Wiley & Sons, Inc.
- [26] Silveira, E.B.S e Gaioto, N. (1970) Considerações sobre os parâmetros de tração de solos compactados e sua determinação. *Anais do VI Seminário Nacional de Grandes Barragens*, Rio de Janeiro.
- [27] De Mello, V.F.B. (1989) Contribution in Special Lecture “Embankment Dams and Dam Foundations”, XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 4, p. 2180.
- [28] Sherard, J.L., et al (1984) Basic Properties of Sand and Gravel Filters. *ASCE* 110 (6), pp.684-700.
- [29] Da Cruz, P.T. (1996) 100 Barragens Brasileiras-Casos Históricos, *Materiais de Construção e Projeto*.
- [30] De Mello, V.F.B. et al. (1997) Inclusão de cunhas de redistribuição de tensões em barragens de enrocamento com núcleo centrado. XXII Seminário Nacional Grandes Barragens, Vol. 2, pp.233-43.
- [31] De Mello, V.F.B. (1973) Q42: discussions, 11th ICOLD, Madrid, V.5, pp.394-406
- [32] Celeri, R.O. et al. (1983) A execução de “rip-rap” e transição em camada única segregada. *Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto do Paraná*, Vol. IIB, pp. 337-348.
- [33] Bishop, A.W. et al. (1964) Developments in the measurement and interpretation of pore pressure in the earth dams. 8th ICOLD - Edinburg, Q29, R4, Vol. II, pp. 47-72.
- [34] Bishop, A.W. (1964) Q29: discussions, 8th ICOLD – Edinburg, Vol. V, pp. 318-323.