

2 - PRINCÍPIOS INTRODUTÓRIOS DOMINANTES.

2.1 Elementos Estatístico-Probabilísticos para reformas progressivas das práticas profissionais da geotecnia convencional.

2.1.1 Introdução.

Todas as chamadas Ciências Naturais abrangem grande complexidade, diversidade e singularidades. Em todos os esforços de teorizar sobre comportamentos básicos surgem erraticidades. Acontecem erraticidades e lacunas inevitáveis também nas observações seja de laboratório, seja das massas terrosas que intervêm na obra, as bem construídas segundo metas fiscalizadas, e principalmente as do subsolo acatado tal como investigado. Ocorrem também erraticidades inescapáveis nos comportamentos resultantes. Finalmente é contínua a produção de diferentes teorizações que em suas pretendidas comprovações incorrem em erraticidades diferenciadas. As acentuadas diferenças entre os subsolos e as superestruturas neles apoiadas, ou infraestruturas implantadas, tornam ainda mais complexas, erráticas e singulares as interações, e as conseqüências resultantes, meta liminar também variável no tempo. Em suma, na quase totalidade da experiência profissional, atrelada à meta de evitar ruptura ($F^1 \equiv 1,00$ postulado, ver item 2.1.7.2 e item 2.2.4), ficou excluída qualquer possibilidade de se conferir o resultado global, quase meta única de interesse para o engenheiro. Só recentemente, é que fatores diversos, adiante referidos, conduziram a experiência profissional a se conferir em função de deformações pré-ruptura.

Num importante livro de cabeceira impositivo para todo cidadão formador de opinião na Sociedade atualizada, Bill Bryson 2003 (Bibliografia 1²), ressaltam-se uns princípios primordiais inexoráveis que convocam reflexão para nosso sacerdócio profissional. (1) Os conhecimentos nascem apoiados em iluminismos determinísticos; (2) as inquirições e conseqüentes avanços da

¹ Respeitam-se as abreviações adotadas pela ISSMGE (Ref.3) com raras exceções, explicadas.

² A listagem de bibliografia é específica a este capítulo, e está apresentada ao final dele.

essência “física mais senso comum” (apoiando-se em matemática) decorrem de contribuições quer intuídas e conscientemente procuradas, quer via coincidências incríveis observadas, que não foram menosprezadas; (3) tais avanços decorreram das fertilizações cruzadas dos mais diversos campos do presumido saber; (4) mais do que 90% dos conhecimentos atualizadamente firmados ocorreram durante a última quarentena a vintena de anos; (5) em vários aprofundamentos progressivamente mais intangíveis a persistente inquirição viu-se obrigada a desistir do aprimoramento da definição da essência do “parâmetro originário”, passando a pesquisá-lo e redefiní-lo mais em função de seus comportamentos perante certas ações específicas impostas. Todas estas lições denunciam em acentuado contraste o lento caminhar dos 75 anos da Geotecnia convencional.

Por uma feliz coincidência de iniciativas implantadas pelo Prof. Ruy Leme (Ref. 1 e 2) foi aqui no Brasil que se gerou o princípio de encarar todos os problemas geotécnicos sob a visão da ESTATÍSTICA (E.) bem simples convidativa proveitosa. Assim, quando 15 anos mais tarde a Engenharia Civil-Geotécnica foi impelida a enfrentar problemas em termos de ESTATÍSTICAS-PROBABILIDADES (EP), no Massachusetts Institute of Technology M.I.T. (Ref. 4) (e item 2.1.2. em seguida) difundiu-se, em pequeno mas destacado canteiro, o princípio pelo qual atualmente se procuram as PROBABILIDADES (P) de azares e riscos das obras civis. Estes termos são empregados confusamente por grande maioria (Ref. 5), mas incorporam conceitos marcadamente complementares: AZAR (AZ) (“*Hazard*”) é a probabilidade de ocorrência do evento indesejado; RISCO (RISC) (“*Risk*”) inclui a probabilidade do montante de dano causável pelo azar variando segundo ocasião de seu acontecimento. Em seguida resumem-se os principais históricos dos diferentes caminhos orientativos pelos quais as realidades dos mercados conduziram os destinos da semente básica plantada.

Lamentavelmente o recurso a bases EP retrocedeu mundialmente pelas buscas das lideranças Geotécnicas por aprimoramentos de leis determinísticas e pelas imposições de NORMAS (NORM). Também retrocedeu no sentido contrário por bifurcações de nossos eminentes estatísticos-probabilísticos em

sofisticações, que perdem sentido perante os nossos parâmetros comparativamente bem mais rudimentares. Veja-se, por exemplo, a Bibliografia 2, na qual entre 28 artigos se apresenta a Ref. 6, única geotécnica. Como Engenheiros Civis, liminarmente generalistas, sabemos que tudo depende de tudo, e numa corrente extensa é preciso priorizar qual o elo mais fraco ao qual atender primeiro, e assim progressivamente.

O propósito de toda obra sempre foi o de acomodar a Natureza e seus obstáculos para atendimento a determinado desejo da comunidade humana em dado local. Na última vintena de anos surgiram adicionalmente acentuadas preocupações com as influências ambientais, tanto ecológicas como antrópicas, bem mais amplas em escala e abrangência.

Desejo viabilizado passa a catalisar necessidade repetitiva, em outros locais e escalas ampliadas. Princípios natos intuídos foram, a simetria e similitude geométrica (Ref. 7), em princípio impossíveis de serem realísticos. Enquanto isto a base conceitual de toda obra sempre foi, e continua sendo, a de garantir contra a RUPTURA (RUPT). Assim concentrou-se na determinação de ruptura, em ensaios e nas obras: e a variável crucial, desconhecida e, portanto, adotada arbitrariamente, foi o FATOR DE SEGURANÇA (F). Por mais correta que pudesse ser a formulação teorizada profissional do comportamento, a magnitude das erraticidades e viéses nas RUPT reais das obras, com seus F reais distintos dos presumidos, só começou a ser inquirida após 1974 (Ref. 4) pelo processo caro da provocação de rupturas monitoradas em ensaios de protótipos.

Os avanços de tudo, especialmente acelerados a partir de há dois séculos, e nos últimos cinquenta anos, aumentaram muito os desejos e necessidades, inclusive de respeito a tolerâncias mais apertadas, progressivamente em termos de deformações. A geociência e suas tecnologias nasceram sob o proveito das teorias determinísticas dos principais materiais avançadamente industrializados como, por exemplo, o aço e o concreto. Nas mais modernas tendências do chamado LIMIT STATE DESIGN (Ref. 8) a prática corrente manteve a dicotomia teórica determinística de Terzaghi, do recurso à

Elasticidade para deformações e Plasticidade para rupturas, buscando evoluir para os chamados Estados LIMITE DE SERVIÇO OU UTILIZAÇÃO, e ÚLTIMO (nomenclatura apud ABNT, Brasil). Em tal decisão já feriu um primeiro princípio do contínuismo dos comportamentos entre os dois tipos-limite determinísticos. Ademais, o renomado mentor da referência consagra a adoção de certos F que representariam a prática corrente, porém sem qualquer referência aos FATORES SOLICITANTES (FAT SOL) e RESISTENTES (FAT RES) nas diferentes obras, ou aos AZ e RISC, e possíveis e reais insucessos. Registre-se portanto o grave atraso em que se encontram tais assuntos perante as inquestionáveis necessidades. No Item 2.2.2, referente a NORM, CÓDIGOS (COD) e ISOs retorna-se a menção desta publicação: ela perde qualquer interesse remanescente quer de generalização quer de valia probabilística penetrante por ser toda referida a determinadas NORM e COD Nacionais. Assim foi que as teorizações relativas aos materiais inquestionavelmente complexos geotécnicos se firmaram com base em índices, coeficientes, e parâmetros intuídos por idealizações da acomodação às teorias determinísticas. O tanto quanto possível, estes foram empregados sistematicamente, embora todos os comportamentos se demonstram seguir curvas distintas. Em diferentes graus sucessivos, os dados disponíveis em maiores números foram tratados por receitas, a seguir comentadas.

Por motivo do FATOR DE IGNORÂNCIA (F.IG) (ver item 2.1.7.2) inescapável, a prudência levou as receitas a começarem com maior temor e custos conseqüentes. Não se respeitou a seqüência da lógica, que seria da distinção clara de dois passos: primeiro teorizar, pesquisar e definir o comportamento teórico, aplicável generalizadamente com os ulteriores ajustes locais cabíveis; em seguida, separadamente, aplicar as restrições locais desejadas por conveniências práticas. Acima de tudo ocorreu com os mentores históricos sucessores de Terzaghi, entusiasmados com a nova “ciência quantificável”, pecar por ignorar as geologias subjacentes, para abarcar todo o mundo em cada receita. De certa forma cabe refletir que os livros básicos de Terzaghi 1943 (Ref. 9) e de Terzaghi-Peck 1948 (Ref. 10) teriam insinuado o respeito à diferenciação conceitual seqüencial postulada, que, porém, não foi atendida.

Constitui o propósito deste CAPÍTULO, e de todo o LIVRO, reavivar a consciência da necessidade da aplicação da E. simples convidativa, proveitosa a todo e qualquer conjunto de dados. Merece mais interesse prático a análise de muitos casos correntes do que dos poucos casos sofisticadamente enfrentados ou imaginados pelos Acadêmicos ansiosos por inovar. Ademais uma vez estabelecida a E., o anseio é sempre usa-la para cada caso subsequente mediante as P. Na contínua extrapolação inerente à Engenharia incorporam-se, portanto, indicações sucintas das principais equações probabilísticas usadas e facilmente disponíveis.

Recorre-se à seguinte Tabela 1 (Ref. 11 e 12) para reiterar o reconhecimento de que a Sociedade e Instituições estão muito acostumadas a limitarem previsões de ocorrências indesejáveis a AZ de 1:x, ($1000 \leq x \leq 10000$ a 100 000), em função do tipo de atividade e intensidade de exposição ao acidente.

Tabela 1 – Previsões de Ocorrências Indesejáveis

Atividade	Probabilidade *
Azares Individuais Voluntários ou Ocupacionais	
Viagens aéreas (equipe) (1)	1:1000
Tráfego de Carros (1984 British Columbia) **	1:3500
Tráfego de Carros (Brasil 2000)	1:3200
Construção	1:6000
Viagens aéreas (passageiros) (1)	1:9000
Azares Individuais Involuntários	
Incêndio	$1:50 \times 10^3$
Incêndio (Brasil 2000)	$1:400 \times 10^3$
Afogamento	$1:100 \times 10^3$
Raio	$1:5000 \times 10^3$
Ruptura Estrutural (probabilidade anual) (2): (2.1), (2.2)	$1:10000 \times 10^3$
* relativa à “população” participante na atividade	
** Indivíduos viajando mais de 16000 km/ano (10000 mi/ano)	

(Apud Peck et al. – Ref. 13 - cf. Ref. 11)

N.B. (1) Nas viagens aéreas, AZ dependem mais do nº de decolagens e aterrissagens. (2) Exige ajustes. (2.1) Demasiado generalizado admitindo, p. ex., extremos de pequenos edifícios populares vs. usinas atômicas. (2.2) Para edifícios urbanos de concreto armado, construção e uso de classe média, vida útil pretendida 30 anos, fundação boa, AZ de ruína $1:6000 \times 10^3$ (probabilidade anual) (apud Thoft-Christensen & Baker - Ref. 14).

Tendo em consideração também o uso leigo já explicitado dos termos AZ e RISC como equivalentes, urge reiterar a significativa diferença já convencionada internacionalmente há uma vintena de anos e de importância visceral. A prestigiosa origem da Tabela deixaria implícita a inexistência ou o menosprezo pela forte variabilidade do dano do evento, i.é. afetando o RISC. Nos edifícios mencionados admitindo a perda de vidas como o maior RISC, e a ruína em final de construção vitimando um guarda ou zelador, comparada com centena de moradores no período operacional, para o mesmo AZ excludente³ o RISC variará em 1:100 vezes.

Com relação à própria definição dos dois termos registra-se com repúdio que algumas opiniões têm divergido inaceitavelmente quanto à própria noção intrínseca de toda e qualquer nomenclatura: é assunto exclusivamente de decisão, e é indiscutível a necessidade da uniformização, como o atestam os dicionários, visto que as Sociedades e Civilizações se baseiam na comunicação. Fell (Ref. 5) relata que a Sociedade Americana para Análise de Risco, criada em 1981, discutiu os dois termos durante cerca de 4 anos e concluiu existirem 14 definições candidatas. Em seguida aberrantemente decidiu que “cada um se sinta livre para adotar sua definição tal como considere mais apropriada para seu próprio problema profissional”: e a Associação dissolveu-se.

Afora o repúdio intrínseco visualize-se que um passo mínimo positivo poderia ter sido o de apontar uns poucos principais casos-tipo profissionais aos quais se atribuíssem as principais definições posicionadas: submete-se que como

³ Abrevia-se aqui com o termo “excludente” o conceito de que o evento considerado exclui quaisquer seqüelas ou recorrências, condição profissionalmente adotada como corrente.

conceito até mais respeitável e fértil seria então preferido adotar uma definição global, dela ramificando as subdivisões classificadas como caracterizações progressivamente discriminadas, facultando aplicar a REGRA MULTIPLICATIVA (REG MULT) para as P (ver item 2.1.7.3).

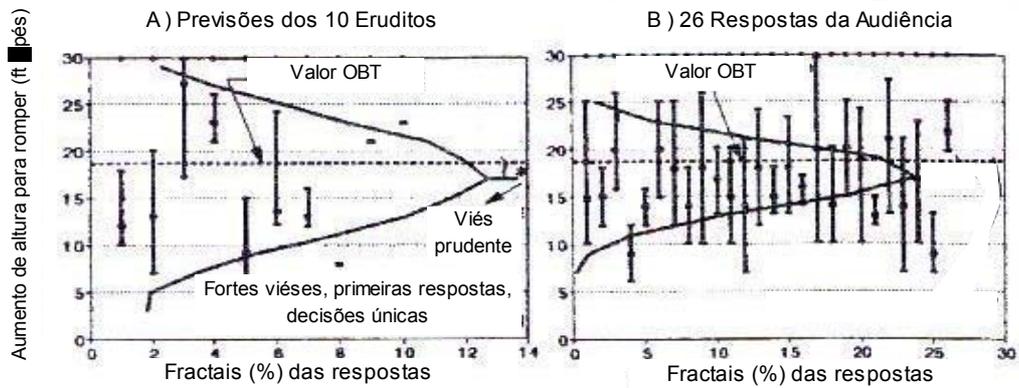
Enfim, como o citado autor é muito ativo no campo, pede-se vênia para assinalar na mesma publicação, para treino didático, dois posicionamentos questionados, como exemplos da inquirição sempre recomendada: (1) a alegação de que o AZ dos deslizamentos é “dominantemente independente dos elementos (casas, estradas) sujeitos ao risco”, e “permanece constante com o tempo” (ambos patentemente irrealis); (2) que no cálculo do AZ do deslizamento interfere a magnitude, volume em m^3 , da massa instabilizada: também alheio ao conceito e prática de que para cada superfície de deslizamento excludente postulada, todo o problema é ipso facto distinto.

2.1.2. Primeiro DESAFIO de PREVISÕES (PREV) vs. Resultados OBTIDOS (OBT) (DPO) Registrado: Histórico, Importante.

De certa forma este caso incorporou o princípio da pesquisa do comportamento de protótipos perante ações (Bibliografia 1), embora tenha sofrido da inopinada investigação de comportamento complexo perante ação complexa.

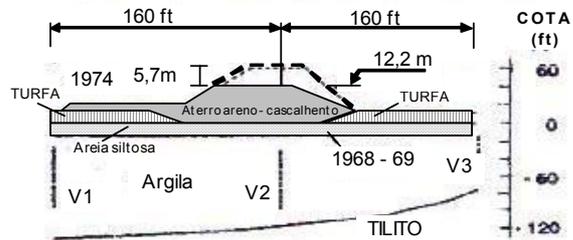
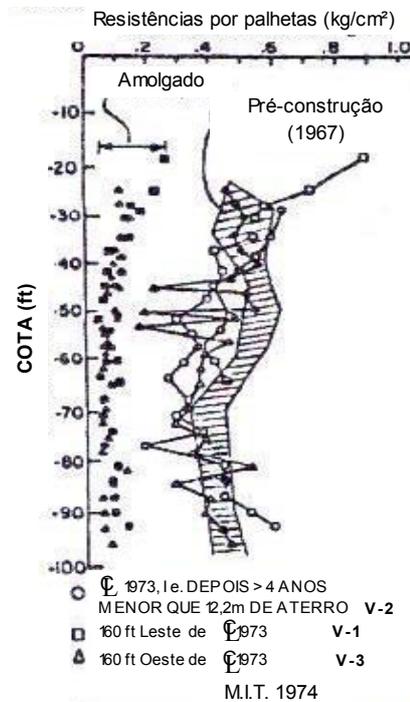
O caso abrange um problema muito freqüente denominado “Aterros sobre solos moles: rupturas”, com subsolo de argila saturada normalmente adensada submersa. Para a execução do aterro empregam-se na profissão várias técnicas de otimizações tentativas que no caso em pauta não foram introduzidas (Ref. 4). As investigações do subsolo acumularam dados de alguns anos (1967 a 1974 - Fig. 2.1.1). As seqüências de terraplenagens iniciais da plataforma básica constituindo bermas foram monitoradas quanto às POROPRESSÕES (u) e adensamento da argila. Finalmente foi proposto altear até alcançar a plataforma do projeto para a auto-estrada. O dossiê de dados foi provido a 10 Acadêmicos seletos para submeterem suas PREV de vários comportamentos parciais intervenientes, tais como as u e alguns deslocamentos laterais a antecipar. Em específico, porém concentra-se

atenção sobre a PREV do incremento de altura que provocaria a RUPT, e inclusive a margem de incerteza atribuída em torno da PREV conforme calculada.

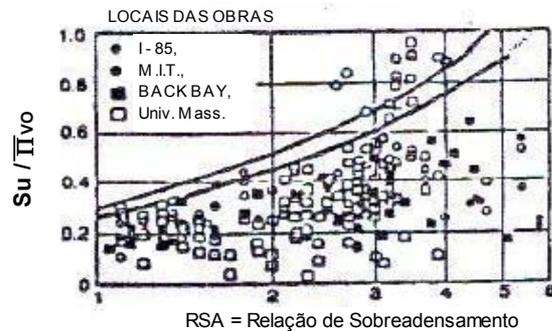


DPO DO M.I.T. 1974, pioneiro.

Curiosos perfis de resistências e etapas datadas dos aterros



Ensaio Rc e UU da argila azul de Boston sobreadensada.



Ensaio M.I.T. 1974, exemplos da extrema erraticidade de dados, alguns contrários à lógica, interferências do equipamento, procedimentos.

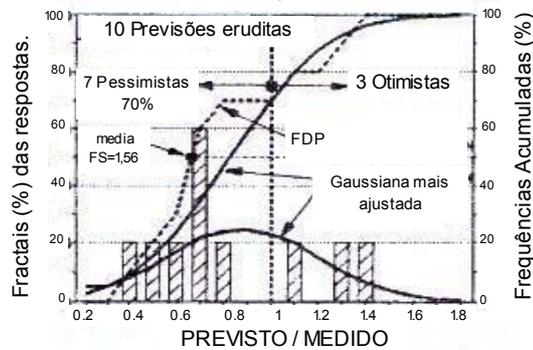


FIG. 2.1.1 - Análises Comparativas Estatísticas do Principal Desafio (Ruptura) de 1974. (Apud VanMarcke e Hynes - Ref. 4).

Convocou-se então o Workshop com os 10 Previsores e uma audiência de 26 Profissionais experientes interessados.

Enquanto os previsores expunham seus procedimentos e resultados, a construtora alteou o aterro até ocorrer a RUPT. Resumidamente com os limites aproximados que abrangem as dispersões das respostas, publicaram-se as curvas à mão-livre análogas a HISTOGRAMAS (HIST). Da comparação dos dois pseudo-HIST, das PREV calculadas e das emitidas por mera estimativa experiente da audiência vê-se que: (a) os dois são bem semelhantes; (b) assim também as amplas faixas de incertezas: note-se que 3 dos 10 previsores não indicaram a faixa, o que leva a duas interpretações hipotéticas diametricamente opostas; ou de muita convicção, ou de tanta incerteza que resultou indefinível; (c) em ambos os casos a altura prevista foi na média um pouco menor do que a constatada, confirmando o viés da prudência.

Desta iniciativa resultou a Rankine Lecture de Lambe, T.W. 1973 (Ref. 15), na qual se classificaram as PREV em tipos A, B, B1, C, C1, com acentuada recomendação da tipo A em que as PREV sejam feitas antes de se consumir o evento com seus monitoramentos. Frisa-se que deste tipo de DPO resultou um exagero encarecedor: tanto por todos os custos do próprio ensaio como pela revelação frustrante das ignorâncias incorporadas, que não induzem quaisquer diagnósticos de forma a facultar reduzir, em casos análogos ulteriores, as margens de segurança receitadas à profissão. Apenas expôs o quão errado podemos estar e estamos. Tal procedimento exibicionista caro e estéril permanece até a atualidade, e isto em razão de ter sido liminarmente obviada e suprimida a retroanálise EP. Adiante se propõe um procedimento muito mais econômico e tecnicamente proveitoso de extrair orientações relativas aos AZ de cada protótipo monitorado mesmo no caso de se priorizar apenas a inquirição das rotinas de projeto-execução correntes da praça. Tal inquirição é apenas uma repetidamente aproveitável entre as muitas vias bem férteis que se explicitam amplamente no item 10 (anonimizadas) adiante.

Cabem liminarmente as seguintes observações contundentes que se repetem na grande maioria dos DPOs: (a) Os problemas propostos (pelos Acadêmicos) decorrem fortemente das orientações inovadoras em voga, e do desejo subjacente de buscar informações sobre comportamentos ainda não correntes na prática profissional; (b) como se ressaltou (Ref. 7) a Engenharia não é baseada em acertar na mosca em determinada previsão “do que deve acontecer”: ao contrário, a meta visada corresponde a garantir “o que não será permitido que aconteça”; (c) Neste particular intervêm os conceitos definidos pelos termos PRECISÃO (PREC), ACURÁCIA (ACU) e FIABILIDADE (FIAB) adiante resumidos no item 2.1.7.2. (Ref. 16 e 17).

Submetem-se considerações adicionais que se encontram repetidas em todos os DPOs: (i) Os dados são muito mais amplos e densos do que os de qualquer caso análogo profissional; (ii) as PREV correspondem aproximadamente a projetos sem responsabilidade onerante; (iii) acrescendo-se o fato de que os participantes são seletos, resulta em síntese uma indicação de que este conjunto de fatores favorecendo as PREV nas DPOs são tão acentuados, que projetos profissionais bem sucedidos estarão empregando viéses de prudência muito maiores; (iii) o fato de que a RUPT ocorreu para o lado contrário ao programado e previsto não é incorporável à EP, mas indica um erro liminar da teoria determinística de admitir simetria; (iv) finalmente observe-se o gráfico definindo a equação de resistência como uma fronteira limitando o sim e o não. Constitui o grau máximo da ignorância na apreciação de dados, por falta de conceitos EP. Compara-se a um eventual limite de INTERVALO DE CONFIANÇA (IC) de 100%, determinístico. Estranhamente, porém configura um viés no sentido de dar importância dominante à SENSITIVIDADE (St) e desestruturação da argila na amostragem acoplada com o ensaio laboratorial.

2.1.3. Outra DPO: Caso-tipo que se Repete, por Princípios Herdados dos Mentores Originadores.

Resumem-se em seguida considerações sobre o desafio no Congresso Europeu ESOPT II, 1982 (Ref. 18) relativo a ensaios in situ, principalmente os de penetração STANDARD PENETRATION TEST (SPT) e CONE

PENETRATION TEST (CPT), e o comportamento de estaca premoldada de concreto cravada submetida a PROVA DE CARGA (PC) estática.

Toda a trajetória da geotecnia, e ainda hoje mais que 99% dela, apóia-se na determinação mais correta possível, admitida definitiva, da tensão da RUPT. Segue aplicar-se F_s intuídos arbitrariamente. Presume-se que se justifique assim só ter sido premiado o “acertar na mosca” de uma carga adotada como de RUPT, da estaca cravada de 25 x 25 cm, embora fosse uma RUPT NOMINAL (NOM). Este prêmio coube, entre os competidores estrangeiros, a colega Brasileiro, único a empregar o perfil do subsolo em valores SPT, ensaio este de uso incomum na região, de argilas muito moles e areias muito précomprimidas. A carga de RUPT é NOM, adotada, por não ocorrer a RUPT física carga-recalque de ponta de estaca prémoldada em areias densas.

Porém, além do repúdio conceitual aos determinismos arcaicos incorporados, cabe comentar pormenores reveladores do caos teórico-prático prevalecente em múltiplos sentidos.

- (1) Os relatórios dos 31 participantes compreenderam extensões muito mais variadas do que as de qualquer parâmetro: entre meia página apenas, e até cinqüenta páginas.
- (2) Por prática declarada corrente na Holanda a carga de RUPT é aquela que corresponde a uma velocidade de recalque de aproximadamente 10mm/minuto. É um critério muito pouco prático para técnicos no campo, e analogamente inusitado no mundo. O critério mais corrente é o de determinado recalque, que para a estaca de tão pequena seção e de apenas 14 m de comprimento, seria de aproximadamente 10% B (Ref. 19), adiante tomado como 8% B por conveniência, considerando as curvas carga-recalque que chegam a $s^4=20$ mm sem muita extrapolação e provendo maior número de PREV. Assim o próprio acerto na mosca foi casual.

⁴ s = símbolo adotado, para recalque, no ISSMGE (Ref. 3). Ver Rodapé 1.

- (3) No registro da penetrabilidade e “nega” da estaca anotaram-se os números de pancadas por 25 cms de penetração, enquanto a prática corrente e mais racional é consignar o número de cms penetrados a cada 10 pancadas.

Como primeiro aparte assinala-se, portanto, que na formulação dos desafios DPOs deveria coparticipar uma Junta de Consultores Internacionais, em lugar de se concentrar tudo no arbítrio do grupo acadêmico local: são muitas e diversificadas as “escolas de práticas”.

- (4) O principal método de investigação desenvolvido para a região, CPT, é de penetração quase-estática, o que introduz estranheza do método investigativo do subsolo perante o uso quase invariável das estacas pré-moldadas cravadas. Admitia a geologia bem conhecida, de duas camadas bem distintas, argila mole e areia de densidade pouco crescente atingindo muito densa a profundidade módica. Na época do desafio, ainda sem contar com a evolução do SCPT sísmico, a principal referência de apoio para análise do uso do CPT para projetos era o magistral trabalho de De Beer (Ref. 20). Os dois principais desafios submetidos (penetrabilidade na cravação, e carga de RUPT estática sob determinada “nega” da penetração cravada da base) estavam associados a conseqüências dinâmicas. Em contraposição os resultados previstos e obtidos foram predominantemente extraídos de ensaio estático, com classificação dos estratos do subsolo via teoria e, inferida (na época) via dados em ciclo vicioso questionável. A proposta de Begemann (Ref. 21) de classificar os solos indiretamente via relação de atrito e ponta de um CPT, específico e peculiar à época, já havia merecido inquirição (Ref. 22).

Não admira que as previsões via CPT do número de pancadas para os últimos 25 cm de penetração variaram entre mais, e menos, 60% do real. Só por coincidência o “real” quase coincidiu com a mediana das PREV porquanto nos gráficos de penetrabilidades, golpes por 25 cm, a variabilidade (visual) foi da ordem de 50% em torno da média. Porém, a prática profissional é lógica e

reconhecidamente inversa ao procedimento do Desafio, porquanto o cravador de uma estaca é treinado a acompanhar a evolução das “negas” até se satisfazer, e confirmar (N.B. Um caso de FATOR DE GARANTIA (FG) adiante explicitado – item 2.1.8).

A Fig 2.1.2A bem consigna a carga de RUPT acima denominada NOM. Uma verdadeira RUPT física carga-recalque seria indicada por um recalque acelerando sob carga constante ou mesmo decrescente.

- (5) Finalmente, perante a aceitabilidade de qualquer fundação, o que realmente importa é a CARGA (ou PRESSÃO) ADMISSÍVEL (Q_{adm} , σ_{adm}), ditada por deformações: a carga de RUPT Q_{rupt} (σ_{rupt}) só foi o caminho clássico para aplicação com o F arbitrado. Portanto o interesse é já concentrado em grau preliminar nas deformações sob os Fs. O Código Holandês cita Fs de 2 a 3: e na experiência Brasileira foi mais corrente o 1,5, tendo em conta o FG já mencionado.

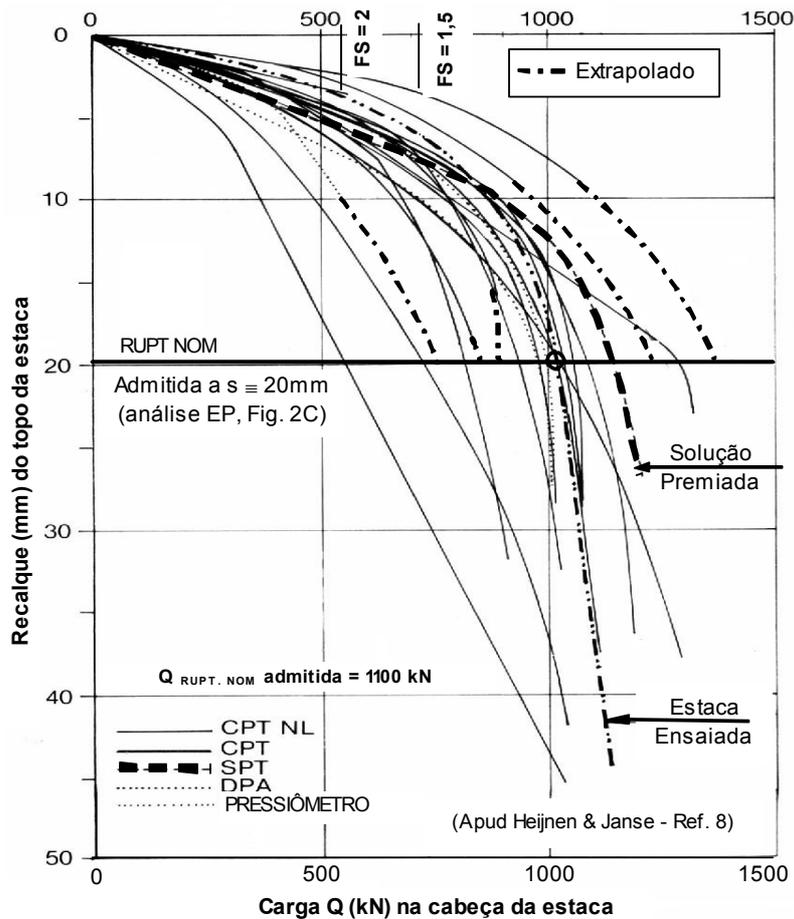


FIG. 2.1.2A - Curvas Carga-Recalque das 21 Previsões que Alcançam o Recalque de 20mm.

Conforme se expõe explicitadamente no DPO seguinte, todos os resultados serão preferencialmente expressos e interpretados só em função de Gaussianas representativas. Antecipando às FIGURAS (FIG) seguintes resumem-se as abreviações correntes da E. que leitores podem querer bem familiarizadas. Os “diagramas de barras” ou FRACTAIS (FRACT) constituem as bases para o HIST, que representa a freqüência simples da distribuição P das ocorrências. A integração da área do HIST em P% fornece a distribuição probabilística global, PROBABILITY DISTRIBUTION FUNCTION (PDF), seja ela irregular de dados reais, seja ela razoavelmente representável (referido ao IC) por uma função matemática E. específica, entre as disponíveis correntes. A erraticidade da função PDF é quantificada por seu Desvio Padrão, STANDARD DEVIATION (SD). Pelo lado do comportamento geotécnico comenta-se: reportando a critérios históricos internacionalmente mais convencionais, frisa-se o emprego alternado do critério da RUPT não apenas na curva carga-

recalque incessante, mas também num recalque exagerado admitido como representativo do comportamento em RUPT. Para ilustrar tal adequação simplificadoras convidativa no caso presente se configura nas Figs. 2.1.2B e 2.1.2C lado a lado não só os HIST, das reais PREV apresentadas no desafio, mas também as Gaussianas que as representem adequadamente. Retornando à premiação determinística na carga $Q_{RUPT ADM}$ de 1157kN aos 39mm, cabe apenas assinalar que foram muito poucas as previsões carga-recalque que ultrapassaram 30 a 35mm.

Obviando a tais considerações colaterais este Desafio resulta útil para elucidar as relativizações estatísticas das realidades perante as teorias. As primeiras duas PDF (Fig. 2.1.2B) referem-se às PREV dos recalques adimensionalizados s_{PREV} / s_{RUPT} nas posições dos $F=2$ e $1,5$ respectivamente. Observa-se que o SD é bem menor com $F=2$ ($SD = 0,19$) do que com $F=1,5$ ($SD = 0,29$): tal indicação condiz com o refrão de que quando as metas de um Desafio (ou Projeto) são fixadas em valores muito pequenos “próximo do ZERO almejado e imposto, os diferenciais são mais diminutos”, incidindo, porém, nos maiores F.I.G. Para as receitas históricas a mera viabilização teorizada da obra já era sucesso suficiente.

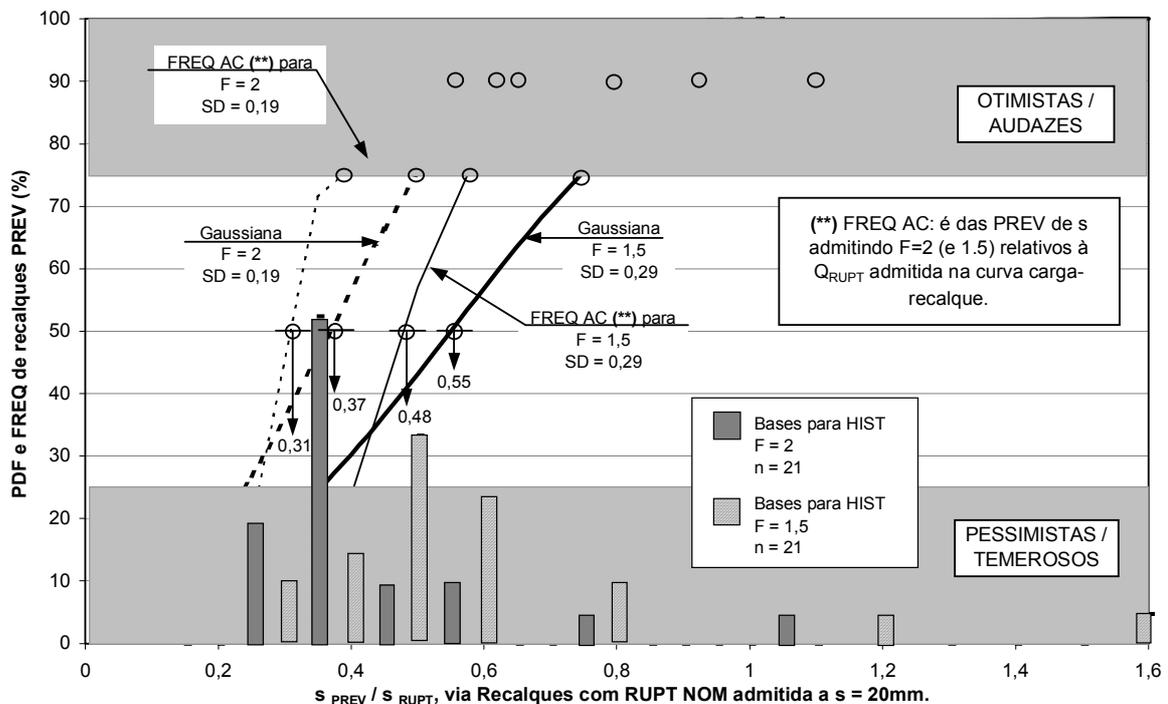


FIG. 2.1.2B - Gaussianas Confirmadas em Representarem as PDFs de recalques PREV, dentro da margem prática corrente citada (mediana e IC = ± 20%).

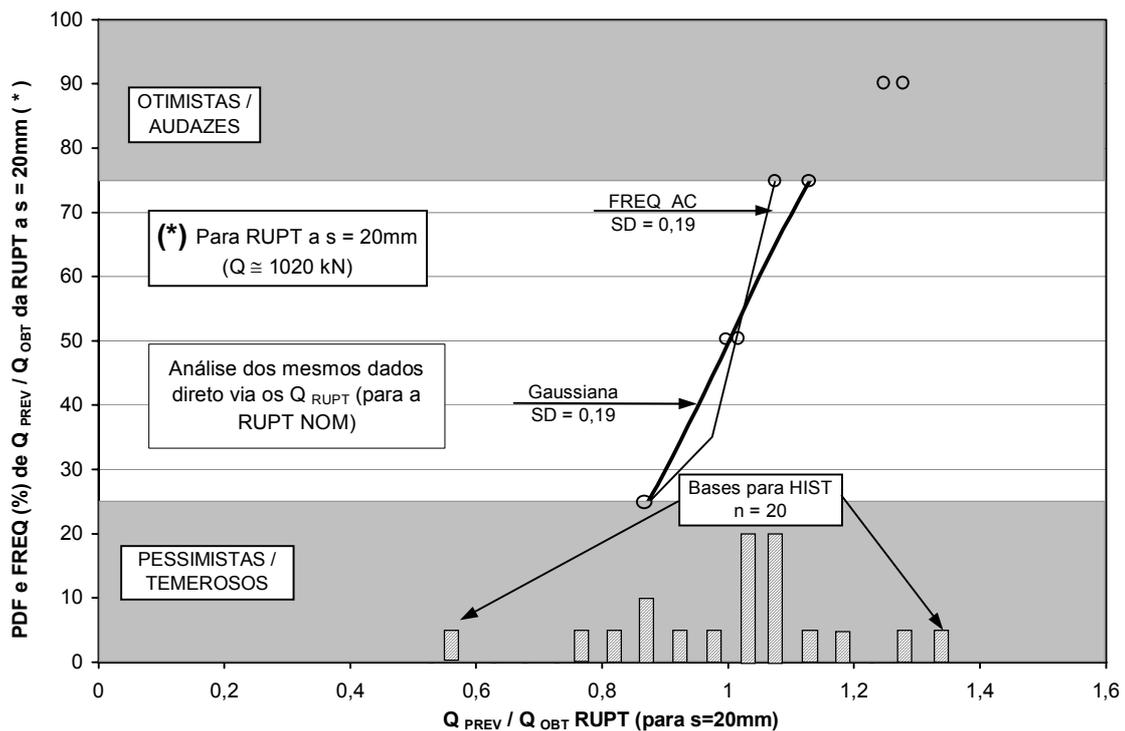


FIG 2.1.2C - Os Melhores Ajustes das Q PREV Real e Gaussianas Resultam nas Q / Q RUPT Calculadas contra RUPT NOM Efetiva Admitida.

A terceira PDF (Fig. 2.1.2C) começa por reforçar a aceitação de tão somente a Gaussiana. Em seguida, reforça o apoio à intuição de que quanto maiores os valores visados, maior o SD, isto independentemente de se averiguar via recalques (Fig. 2.1.2B) ou via Q_{RUPT} (Fig. 2.1.2C). Frisa-se em consequência a necessidade imperativa de trabalhar judiciosamente via EP, tanto mais quanto mais se quiser livrar dos fardos onerosos do F.IG. Para o referido desafio, os conhecimentos comparativos referidos às duas conceituações, recalques ou cargas de ruptura, parecem refletir grau razoavelmente análogo. Notam-se, porém diferenças nas apreciações comparativas das Medianas, e dos 75% / 25% extremos das PDFs (assunto posicionado no Item 4 para uso generalizado em todas PDFs, para orientar em cada extremo, audacioso ou temeroso, como atuar para melhorar os projetos). Não sem confessar um viés assumido resumem-se conclusões de: a) erro conceitual em raciocinar com base nas medianas; b) as visíveis discrepâncias entre as semelhanças das medianas, e as FREQUÊNCIAS ACUMULADAS (FREQ AC) das PREV nos 25% extremos: são estes os valores que denunciarão as fontes prioritárias dos erros nas

avaliações dos FAT RES e FAT SOL; (c) De mesma forma, é nos 25% (arbitrado) extremos destas curvas que deverão ser escrutados o não-exceder vs. não-desfalcar nestes FAT RES vs. os FAT SOL, em apreciações dos F (d) No entanto, no caso específico cabe assinalar que tanto nas origens geotécnicas do desafio formulado quanto nas análises, ocorrem misturas dos parâmetros dominantes, de recalques e da ruptura via recalques.

2.1.4 DPO Adotado para Paradigma Ilustrativo. IMPCOL-CIRIA 1999, Estaca Tubular de Aço Cravada.

Este terceiro caso selecionado correspondeu a importante Simpósio Internacional pelo novo milênio. Referiu-se a estaca tubular de ponta aberta: representa uma condição muito pouco teorizada, mas bastante usada. Foram 16 os participantes seletos, e farta a documentação provida sobre o perfil do subsolo (Fig. 2.1.3A)⁵. Abstem-se de resumir tais pormenores óbvios, para concentrar na aplicação racional da EP simples recomendada, perante a chocante dispersão das PREVs em comparação com o comportamento. Sob o ponto de vista geotécnico estranha-se que não foram divulgados como particularizados os dados da cravação, desvirtuando assim o fator fundamental já mencionado da estaca cravada, como beneficiada pelo FG (cf. item 2.1.8.) em comparação com a maioria das estacas perfuradas.

⁵ Observe-se que na Ref. 24 constou uma indicação errada de presunção de se tratar da Argila de Londres.

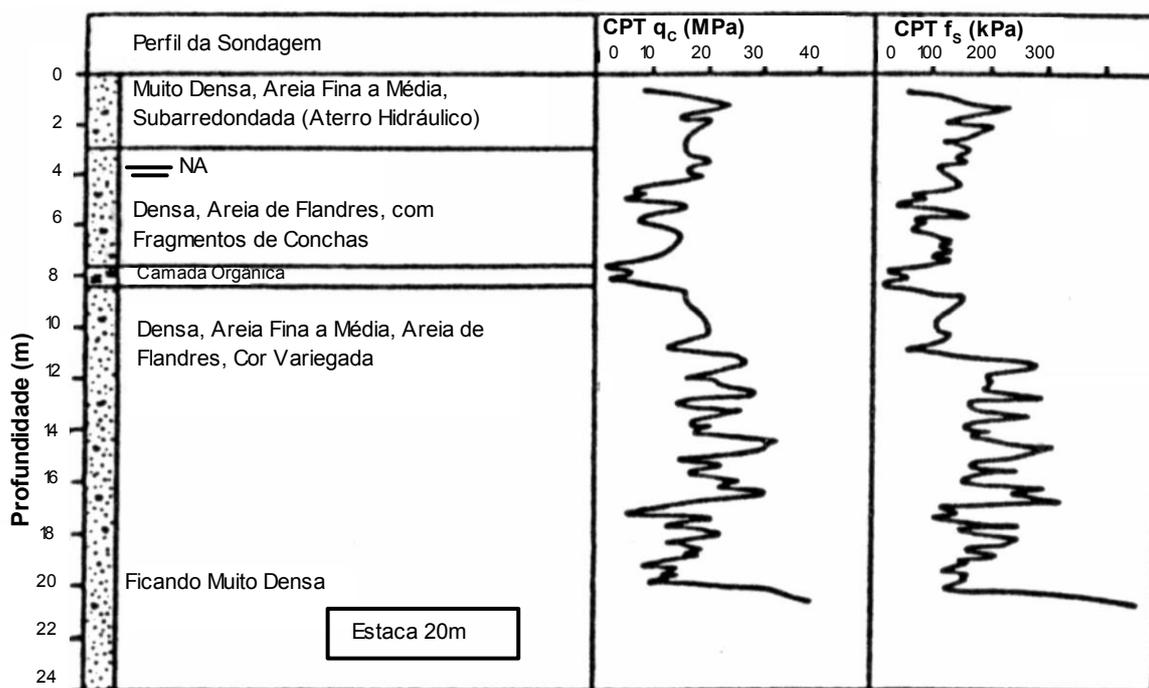
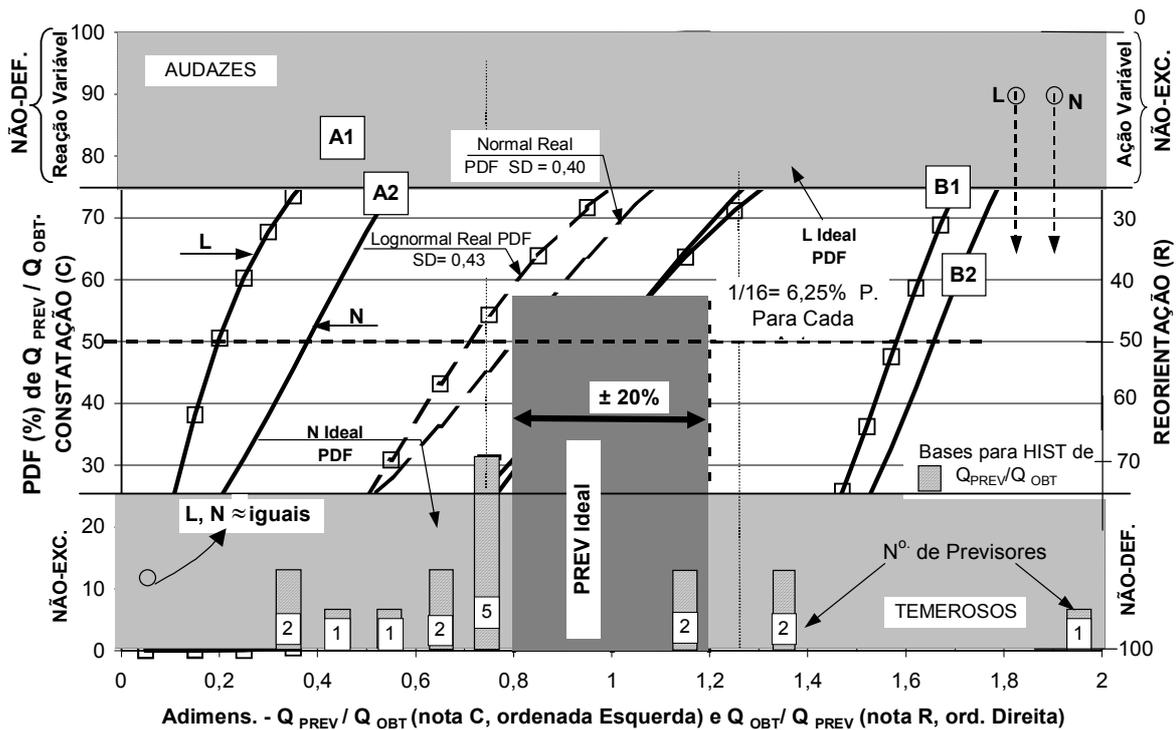


FIG. 2.1.3A - Perfil Simplificado do Subsolo de Dunkirk, segundo Chow et al (1997) (Apud Jardine - Ref. 25) relativo ao DPO Paradigma adotado.

As Fig. 2.1.3B e 2.1.3C ilustram os conceitos básicos e conseqüente seqüência dos procedimentos EP. Empregam-se em paralelo as duas funções probabilísticas mais correntes, a Gaussiana (NORMAL) (N) que se passa a recomendar com exclusividade convidativa, e a LOGNORMAL (L) citada com certa freqüência, e, portanto, usada como preferida, em algumas referências (Ref. 16 e 17).

Cabe aqui mencionar a função Beta, mais uma das muitas disponíveis: a sua característica é “fechar” o HIST tanto para cima como para baixo (Ref. 26). Perde a vantagem da simplicidade convidativa por incorporar quatro parâmetros. De qualquer forma não encontra aplicabilidades em nossa prática profissional por serem quase nulos os FAT SOL ou FAT RES que realmente se limitem do lado maior.



Notas:

- **C, CONSTATAÇÃO;** valores Q_{PREV} / Q_{OBT} indicam, ordenada esquerda: - baixos \equiv temerosos, altos \equiv audazes.
- **R, REORIENTAÇÃO** para Retroanálises Corretivas; valores Q_{OBT} / Q_{PREV} indicam, ordenada direita:
 - o baixos \equiv decisão de não diminuir;
 - o altos \equiv decisão de abaixar, não exceder
- A1, A2 ref. aos Temerosos (*)
 B1, B2 ref. aos Audazes (*)
- (*) Observe-se que inverte em função da ordenada, quando Q_{OBT} / Q_{PREV}

FIG. 2.1.3B – Seqüência de Procedimentos, Ilustrados no DPO Paradigma com um só Q_{RUPT} de PC.

Primeiro deseja-se gerar a freqüência P real, independente de funções matemáticas. Via de regra a abscissa é adotada para o parâmetro de entrada. No presente caso trata-se de conferir a distribuição das PREV's em comparação com o resultado obtido: portanto adimensionaliza-se Q_{PREV}/Q_{OBT} . Para distribuir os dados de ocorrências divide-se toda a gama de variações numéricas em faixas, FRACT (para o HIST, não configurado, a integrar para obter as PDF) verticais de largura arbitrária judiciousa: contam-se quantas Q_{PREV}/Q_{OBT} ocorrem em cada faixa. A largura da faixa influi um tanto, ajustável

a critério, na precisão do resultado numérico e gráfico. Para finalizar a determinação PDF integrada, somam-se os números totais de ocorrências abaixo de cada limite superior desejado das faixas ou FRACT. Essas somas são expressas em porcentagens do total de dados. Assim se compõem as curvas de FREQUÊNCIAS (FREQ) como base, indispensáveis para cada previsor-projetista se identificar. É fundamental diferenciar as “curvas poligonais” dos dados reais, cada ponto representando uma PREV, em comparação com a função matemática PDF que lhe é ajustada.

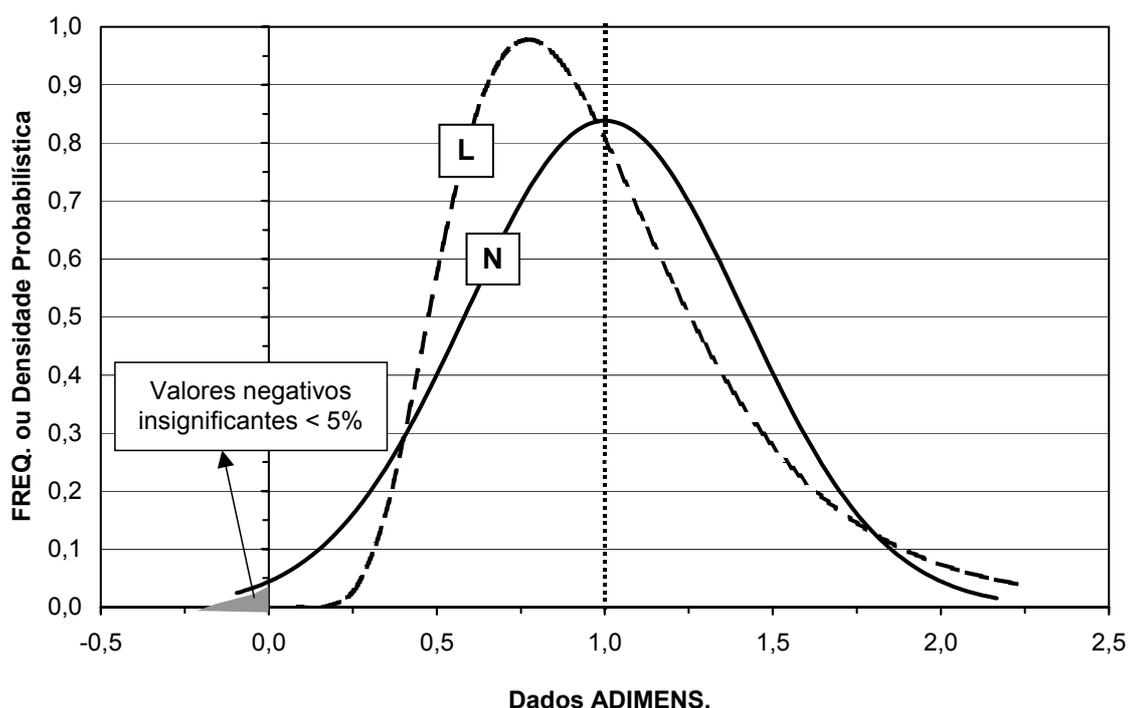


FIG. 2.1.3C – Comparação dos HISTs das Duas Funções Probabilísticas mais Correntes: Normal (N) e Lognormal (L).

Ainda sobre a Fig. 2.1.3B, falta explicitar que as ordenadas, tanto a da esquerda como a da direita, são complementares. Aceita-se que para os resultados situados ao redor da região central os previsores não merecem preocupação por auto-crítica revisionista. Repete-se o arbitrado, de concentrar nos 25% extremos, onde se registram as maiores discrepâncias de PREV, audazes e temerosas. Assim sendo exige-se reconhecer a participação em sentidos opostos dos FAT SOL, ações, e dos FAT RES, reações. Uma previsão audaz pode exigir reconsideração quer aumentando a ação, quer diminuindo a reação, quer um pouco de ambos. Para tais fins na Fig. 2.1.3B ampliam-se as

faixas dos 25% extremos, para as P totais: as curvas A1 e A2 relativas aos audazes (exigindo NÃO-EXC., não aumentar a FORÇA (FO) RES, reação) e as curvas B1 e B2, relativas aos temerosos, exigindo NÃO-DEF., não reduzir a reação FO RES (ou aumentar a ação FO SOL).

Só em seguida é que se procura que função P formal procurar empregar para simular a curva real. Repetindo, a L foi muito citada (Ref. 16) como preferencial pelo fato de que os parâmetros geotécnicos geralmente tem definições físicas que praticamente excluem valores negativos. No restante do Capítulo 2, explicitam-se deduções úteis favorecidas pelas Gaussianas em níveis sobejos perante as imprecisões dos parâmetros e teorias históricas ainda correntes na profissão. Cabe ressaltar, outrossim, que possíveis interesses computacionais de variações paramétricas até mantenham o manuseio ocasional também de valores nominais negativos.

Finalmente consigna-se o testemunho ponderado da Ref. 26 a favor da N pela praticidade, e pelo fato de que ela seja associada à condição da variável interveniente decorrer de grande número de parâmetros em condição ADITIVA (AD), enquanto a L correspondentemente decorre da condição MULTIPLICATIVA (MULT) do grande número de variáveis, cada uma das quais difícil de descrever e estudar. Na Geotecnia convencional histórica resultou liminarmente abortado o grande número de variáveis, mantendo-se assim aberta a opção pela N em função da praticidade.

Em seguida no paradigma em análise praticou-se uma aparente arbitrariedade, conceitualmente requerida por dois propósitos: o de comparar as curvas em igualdade de condições, e o de refletir a prática generalizada corrente, exaltante da média (mediana) e, por exemplo, uma faixa de $\pm 20\%$ em torno dela: transladaram-se as duas curvas analogamente calculadas forçando a coincidência das medianas com $Q_{PREV}/Q_{OBT} \equiv 1,00$. Já se explicitou o interesse nos 25% superior e inferior: aparentemente muito amplos para os acadêmicos da EP, mas realmente compatíveis com as realidades da geotecnia.

Em primeiro lugar pelo HIST conclui-se que as PREV's variaram entre $1/3$ e

quase 2 vezes da mediana, com forte predominância dos temerosos (prudentes). Outrossim ressalta a quase inexistência de PREV dentro da faixa convencional de $\pm 20\%$. Também se apercebe que só 5 dos 16 foram audazes, 4 deles pouco, e um isolado provocando quase todo o deslocamento (possível valor espúrio por erro). É importante refletir didaticamente sobre tal diagrama.

Todas as decisões da engenharia dependem das relações compostas de FAT RES divididos por FAT SOL⁶. Convém deter-se um pouco no esclarecimento do raciocínio como se as PREVs fossem intenções de projetos virtuais. A inversão desejada poderia ser efetivada alterando a abscissa para os dados de Q_{OBT}/Q_{PREV} , resultando a alteração da ordenada para as respectivas PDF (do Q_{OBT} para cada Q_{PREV}). Porém a inversão se efetiva mais simplificada já direto na ordenada, invertendo “de cabeça para baixo” as posições dos audazes e temerosos. Enquanto o F projetado é dado por Q_{PREV}/Q_{OBT} , o F da realidade constatada inverte, é Q_{OBT}/Q_{PREV} e os trechos, inferior e superior, da Fig 2.1.3B invertem de posição. É o trecho inferior que identifica os temerosos (em significativa maioria) que “projetaram” se precavendo com F_{PREV} muito mais altos do que demonstrado necessário pelo F_{OBT} . Assim, ao repensar fontes, procedimentos e cálculos, para eventual condição análoga futura, estes temerosos teriam que buscar aumentar seus FAT RES imaginados, e/ou simultânea ou separadamente, diminuir seus FAT SOL⁷. Para melhor avaliar as “curvas de FREQ” dos 25% extremos, expandiram-se (proporcionalmente) as curvas daqueles trechos para equivalerem no total a FREQ de 100% dos respectivos fatores. Ao inverter obtêm-se a distribuição P de resultado Q_{OBT} para cada previsor “no mercado corrente da prática”.

Julga-se ter sido bem exposta a conclusão norteadada pelo desejo de melhorar a relação benefício/custo para a engenharia civil-geotécnica, absolutamente não uma “ciência exata”, mediante o uso generalizado promovido da EP: isto para todas as práticas mais correntes, e as propostas como possivelmente mais

⁶ Dependendo do comportamento aritmético desta relação fundamental, podem convir outras versões do mesmo conceito comparativo, como por exemplo, empregar uma diferença no denominador.

⁷ Adicionalmente será exposto no item 5, a importante interveniência das cargas ditas moles, constantes independente das deformações, e duras, variando com as deformações e portanto disponíveis para atuações pelo engenheiro em seu projeto.

corretas para o futuro imediato.

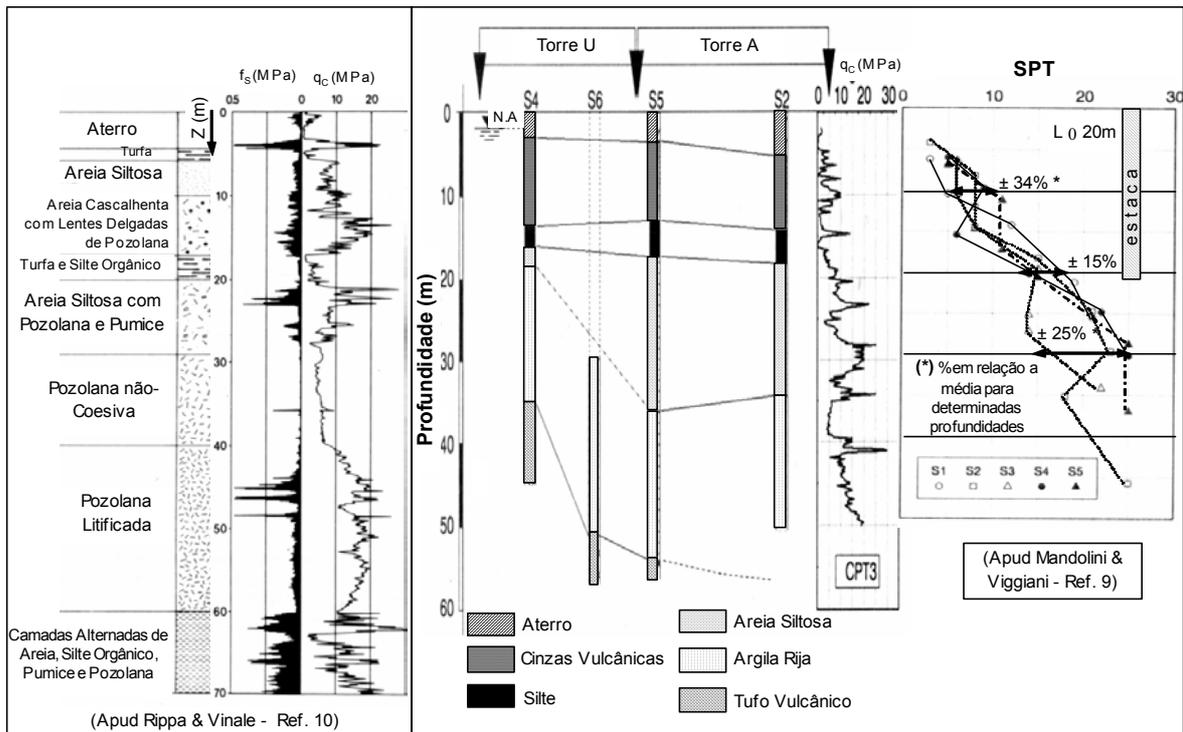
Apenas comparando uma posição, a de 10% tanto do ponto L como do N vê-se que as previsões Q_{PREV}/Q_{OBT} variam só entre 1,815 e 1,91, i.é. variação de $\pm 2,5\%$ em torno da média das duas opções, ambas de aplicação subjetiva. Em resumo: elaborou-se este caso mais detalhadamente para promover uma conclusão definitiva, de se satisfazer em empregar só a Gaussiana. Muitos outros fatores, não registrados ou conhecidos, influem muito mais do que a diferença exposta. Referente à tendência dominante de matematizar tudo, lembre-se que, para qualquer extrapolação, sempre presente de um caso para outro, na engenharia toda equação configura sempre o maior determinismo e erro conseqüente. As curvas expandidas só dos trechos influentes facilitam as escolhas dos graus de AZ com que o problema pareça dever ser enfrentado.

Cabe comentar por fim o uso de apenas um dado de comportamento comprovado, provocando irracionalidade conceitual: comparação EP das PREVs contra valor único obtido posando como determinístico. Isto corresponde à realidade atual da prática profissional do SIM/NÃO de cada ação, com parâmetros e teorias/cálculos cristalizados. Mas a colimação racional do uso proveitoso dos DPOs mediante aprimoramentos caracterizantes quantificados encontra-se explicitada e ilustrada no Item 2.1.5 que segue.

2.1.5. DPO Racionalizado: EP tanto de Previsões como de dados Obtidos de PCs.

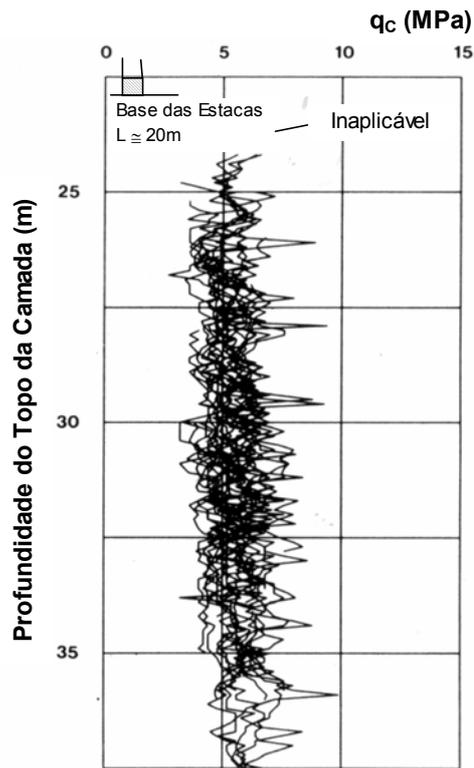
Para fins puramente ilustrativos do procedimento misturam-se aqui as Gaussianas das PREVs (“projetos”) (Q_{PREV}) do caso-paradigma IMPCOL-CIRIA DPO3 com o presente caso de subsolo inteiramente diferente, mas que se localizou disponível para atender conceitualmente à lógica de uma EP também de número mínimo suficiente de resultados obtidos (Q_{OBT}), no caso específico um conjunto de 12PCs.

Trata-se do caso profissional de edifícios gêmeos de estrutura de aço, 28 pisos, a apoiar sobre radier estaqueado: o subsolo é muito complexo incluindo materiais vulcânicos, camada soterrada sob cinzas, turfas, areias siltosas e pozolanas declaradas ligeiramente cimentadas. Os Autores (Ref. 22) mencionam as erraticidades da seção do subsolo vulcânico jovem, e dos próprios perfilamentos correntes em valores dos CPT, e os dos SPT são configurados. As erraticidades do SPT, destrutivo, são compreensivelmente menores, incorporando a destruição total de contribuições micro-cimentícias: mas também pelo mesmo motivo afastaram muitíssimo e liminarmente a aplicabilidade dos SPTs para avaliações de deformações diminutas. Em contraposição os perfilamentos CPT no trecho superior, condicionante das estacas pré-moldadas cravadas, deixaram de ser registráveis ou aproveitáveis. As camadas eram demasiado delgadas para o emprego convencional, teorizado nas camadas espessas uniformes bem caracterizadas (Ref. 20). Nas Figs. 2.1.4A e 2.1.4B exemplificam-se os dados e problemas em jogo.

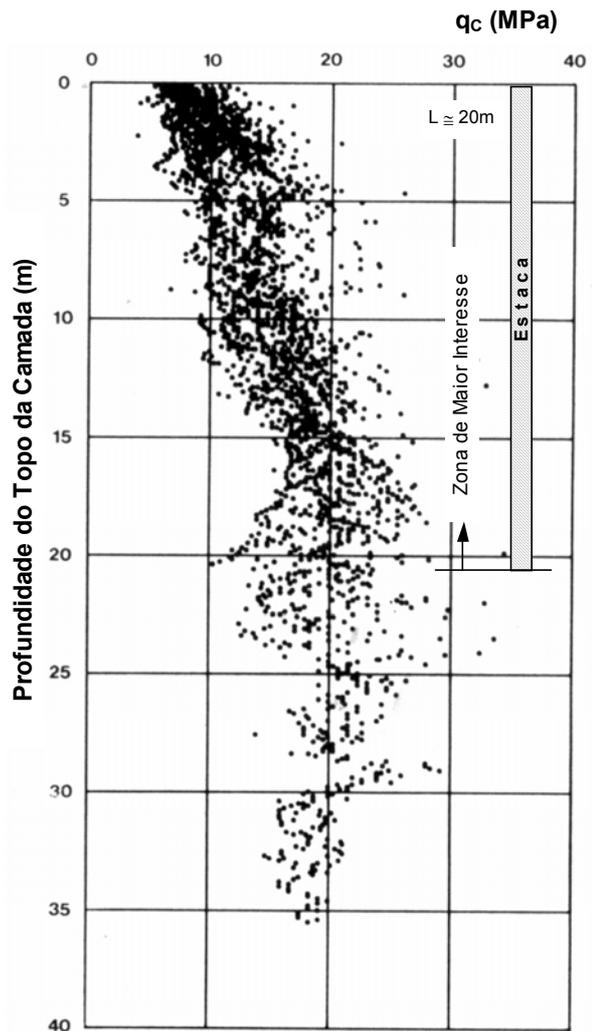


Perfilamentos de Parâmetros Convencionais do CPT, Ponta e Atrito, Porém Deduzidos Via Ensaios CPTU.

FIG. 2.1.4A - Seção do Subsolo Vulcânico de Napoles usado para Ilustrar a condição contando com várias PCs.



(a) q_c na Pozolana sem Coesão.



(b) q_c na Pozolana Micro - Litificada.

FIG. 2.1.4B - Perfis Convencionais do CPT (só q_c extraídos de ensaios CPTU) Afetando as Estacas. (Apud Rippla & Vinale - Ref. 28).

Recorrendo à Fig. 2.1.4B (Ref. 18) cabe iniciar por frisar que os perfis conjugados de f_s e q_c extraídos do CPT são os tradicionais usados, mas já muito mais aperfeiçoadamente deduzidos via perfilamentos CPTU. Vê-se de imediato a enorme diferença que faz a microcimentação, responsável pelo zigue-zague em cada poucos centímetros. Trata-se de um dos casos em que qualquer “integração matematizada” perde sentido. Cooke (Ref. 27) bem frisa que quando tais erraticidades são muito grandes, a solução do engenheiro recai na engenhosidade e no emprego intuitivo de modelos supersimplificados. É mais fidedigno limitar deformabilidades totais sobre as quais existe muitíssimo mais informação do que sobre RUPT: e mesmo também, em menor

grau, sobre deformabilidades diferenciais. Isto resulta em Fs muito mais altos na prática do que presumidos no projeto, outro exemplo do F.IG encarecendo a solução. As RUPT, muito mencionadas como fontes de ensinamentos, só indicam cenários, mas raramente conseguem prover dados para análises EP proveitosas.

O caso incorpora também a repetição marcante da recusa às E. a esmo, assunto que é didaticamente resumido no **ITEM 2.2, “Ditames profissionais clássicos ilustrados à luz de regressões e limites de confiança”**. Como a EP é um meio e não um fim, ressaltam-se os graves erros que podem ocorrer se as E. não forem bem orientadas pelo especialista que busca e usará tal meio, seja ele hidrólogo, geotécnico, ou elétrico.

Por outro lado, no caso específico, tanto o paliteiro de estacas especiais quanto as inferências sobre as fundações e os edifícios configurados parecem tornar inaplicável a própria abordagem via PCs. Ocorrem fortes interveniências de rigidezes estruturais: F.IG outro elevado encarecedor.

Foram executadas as 12 PCs ilustradas na Fig. 2.1.4C1, duas sendo levadas até a RUPT NOM 20 mm. Os recalques (rápidos) medidos da subida dos edifícios alcançaram 15 mm em vários pontos: assim resolve-se raciocinar com a EP neste recalque comprovado.

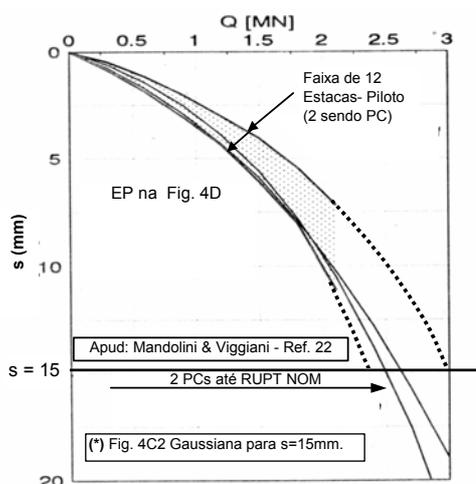


FIG. 4C1 - PCs de estacas $\phi=0,6m$ e $L=20m$.

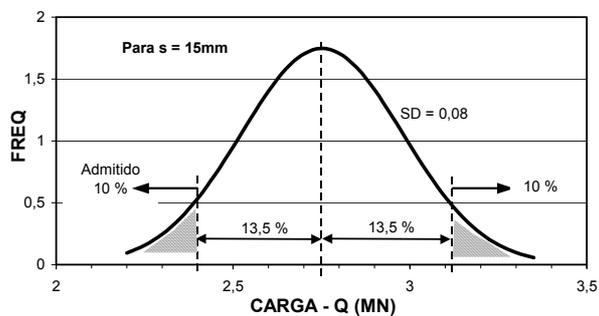


FIG. 4C2 - Gaussiana para $s=15mm$.

FIG. 2.1.4C – Comportamentos de 12 estacas ($\phi=0,6m$, $L=20m$) sendo 2 PCs.

As estacas empregadas foram de 0,6m D, do tipo especial perfurado a trado chamado “PressoDrill”. Foram todas estacas de 20m sem adentrar qualquer estrato mais indurado. Deixam-se de lado todas as considerações geotécnicas, e das fundações, e das superestruturas, e as diferenciadas interveniências de cargas mortas e vivas. O interesse aqui está em apenas ilustrar o raciocínio do uso conjugado das E. de PREVs (de projetos especiais potenciais), e das E. dos Q_{OBT} , consignando comportamentos. No item 2.1.7.3 está explicitado e ilustrado o mui importante princípio, enfatizado no item 2.1.10, de como extrair, empregando a REG MULT, muito proveito gratuito e inesgotável, das dispendiosas DPO. As metas de um melhor conhecimento, provido por qualquer DPO bem programado, só visam o benefício às próximas aplicações em possíveis projetos análogos, atuando sobre os previsores: é isto que se busca ilustrar.

Em casos da execução de muitas estacas iguais é prática compreensivelmente corrente começar com algumas estacas-piloto em pontos espalhados pela planta da estacaria, e submetê-las a PCs. Primeiro, o que não houve no caso da Fig. 2.1.4C1 foi o aproveitamento para um DPO prévio. Segundo, na Fig. 2.1.4C2, quanto aos resultados obtidos para um determinado recalque ($s = 15\text{mm}$), a demarcação dos limites da faixa de um parâmetro pela média e variação $\pm 13,5\%$ em torno dela, é prática corrente. Precisa-se traduzir tal informação para uma E. simples. Admitiu-se a distribuição simétrica. Perante a realidade corrente da prática profissional reconhece-se que a distribuição interna dos 12 valores dentro da faixa seria tomada como simétrica, e, portanto, Gaussiana. Atribui-se apenas alguma sobra (ex. 10%) de ambos os lados, fora da faixa configurada, como raciocínio E. corretivo obrigatório.

Assim se obtém a Fig. 2.1.4D que faculta substituir a condição da comparação de PREVs em nível P com apenas um valor determinístico, arbitrado. Constitui uma inconsistência conceitual, que precisa ser enfatizada, embora seja uma realidade geotécnica a partir das arbitrariedades de NORM e COD. Alcançam-se aprimoramentos EP mediante as progressivas melhoras caracterizantes quantificadas de parâmetro historicamente adotado como fixo

deterministicamente por decisão, seja na prática profissional seja na meta visualmente fixada em DPOs.

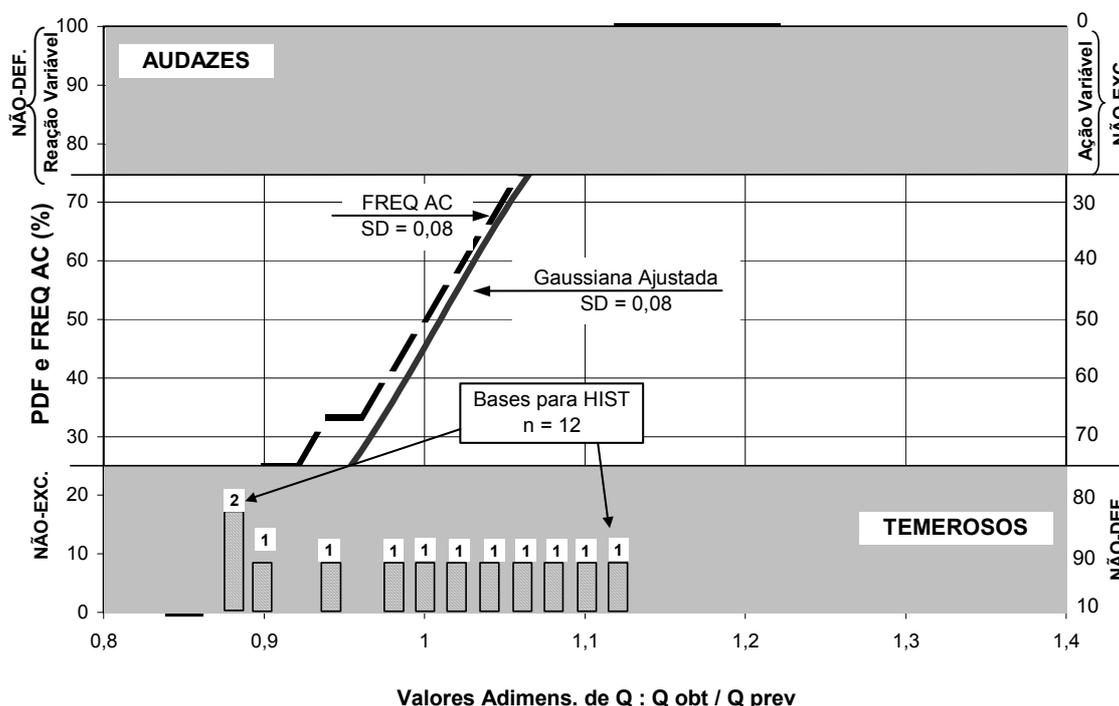


FIG. 2.1.4D – Análise E. do Caso das 12PCs de faixa configurada.

2.1.6. DPO Instrutiva: 5 Sapatas sobre Areia. Vícios Dominantes nas Práticas Difundidas.

Perante este ITEM impõe-se examinar o caso do DPO das 5 sapatas quadradas (Ref. 29) apoiadas sobre subsolo arenoso corrente. Enorme investimento nas investigações (1992-'4) incluiu 7 tipos de ensaios in-situ, e 3 tipos de ensaios correntes de laboratório. Declarou-se a importância do investimento perante imenso programa de pontes do Dept^o de Estradas dos EEUU pelo retorno antecipado com fundações diretas custando 50 a 65% menos do que as por estacas (segundo práticas não declinadas em mínimo pormenor). As distâncias médias e máxima entre todos os elementos da pesquisa do subsolo foram de 6 e 9 m respectivamente. Os perfis das sondagens de simples reconhecimento são muito rudimentarmente caracterizados. Todos os procedimentos mencionam as respectivas NORM ASTM: tudo mais especificamente tratado nos TOMOS I e III (publicação a

posteriori⁸) respectivamente. Em resumo, porém, conclui-se que se trata de um subsolo bem favorável corrente: por exemplo, os valores SPT de média de aprox. 20 (a 53% de energia, monitorada) apresentam variabilidade de aprox. \pm 25%. Resulta uma condição de projeto hipotético centena de vezes mais documentado do que qualquer caso prático profissional.

Participaram 31 geotécnicos notáveis, 50% cada, acadêmicos e consultores. Empregaram 22 diferentes procedimentos para os cálculos, e alguns sugeriram uma possível margem intuída de erro de até 30% em qualquer PREV.

(1) No tocante à EP o primeiro ponto a mencionar é que a proliferação inventiva dos novos ensaios in-situ se deu em cada caso de forma independente dos demais ensaios. No item 2.1.7.3 está explicitada a mui importante diferença de composições de Ps, segundo as REG MULT e REGRA ADITIVA (REG AD) (Ref. 26), com grandes proveitos extraíveis pela primeira, e nenhum pela segunda. Assim, se cada dado fosse usado em conjunto com os anteriores disponíveis, resultariam Ps do tipo inproveitável AD e não o desejado proveitoso MULT. Mas na realidade, conquanto alguns mencionaram terem extraído alguma orientação qualitativa de outros ensaios disponibilizados, ninguém realmente usou mais do que o seu índice básico de referência. Registre-se ademais que não consta existirem publicadas correlações de EP sistemáticas representativas de uns para com os outros.

(2) O segundo ponto, de relevância contundente, afeta tanto o aspecto lógico-geotécnico como, em conseqüência a EP. Gerado na própria formulação dos quesitos pelos Administradores, não foi apercebido por participante nenhum. Trata-se de se ter misturado o conceito clássico de critérios de decisão em PCs padronizadas, com o conceito de limites (publicados) aceitáveis e toleráveis de recalques de edifícios sobre sapatas. Por exemplo, segundo o conceito derivado do Código de Boston, muito racional, usando somente a placa rígida de dimensões sempre fixas, a Pressão Admissível (σ_{ad}) é a menor das duas pressões: (1) a pressão de um recalque menor (quase no limite do regime

⁸ NOTA - Livros planejados, mas que o Prof. Victor não conseguiu levar adiante

elástico), ou (2) a pressão de RUPT (σ_{rupt}) dividida por um F. Para a própria σ_{rupt} existem duas definições (2.1) σ_{rupt} real (afundamento incessante sem aumento de pressão) ou, nos casos em que a pressão e o recalque continuam a aumentar (em ritmo decrescente) indefinidamente, uma pressão correspondente a um recalque considerado já inaceitavelmente perigoso⁹. A fixação das metas das PREVs em 25 mm e 150 mm foi declarada como a de respeitar as receitas históricas muito prudentes de Terzaghi-Peck (1948, 1967) para todos os solos e todas as superestruturas do mundo (um absurdo, cf. TOMO III – publicação a posteriori).

Foram sapatas quadradas de 1m, 1,5m, 2,5m, e duas de 3m. A proporção das dimensões das sapatas, da mínima à máxima da ordem de 1 : 3, seria razoável para edifícios correntes. O caso de 25 mm (Tabela 2), isto é recalque diminuto referido às dimensões, representa para todas as 5 sapatas, a inclusão de uma só fenomenologia geotécnica dominante, a de “compressão”: enquanto isto, o caso de 150 mm (Tabela 2) para algumas sapatas corresponde a condições pré-RUPT, e ainda para outras duas ou três, recalques propagados como pertencentes à RUPT NOM ($\geq 10\% D$) (Ref. 19). Confirma-se assim a maior erraticidade das PREVs no caso de fenomenologias complexas conjugadas, de compressão e de RUPT juntas. Sendo os comportamentos a $s=25\text{mm}$ no regime puramente elástico, compreende-se que se analisem somente as PREVs para $s = 150\text{mm}$.

⁹ Em aparte menciona-se que o Código de Boston era para placa de 30 x 30 cm, e os valores numéricos fixados para (1), (2) e (2.1) respectivamente 10 mm; F = 2, e 25 mm. A boa intenção de tornar mais amplo o bulbo de pressão, reduzindo o efeito da película de contato, levou-nos à NORM da placa de 0,78 m de diâmetro: o erro foi o de manter os mesmos números, portanto tornando nossa NORM bem mais prudente (Ref. 30). Acresceram dois outros fatores: o significativo, o de reduzir a RUPT NOM a ocorrer com recalque de apenas 3,2% da dimensão, demasiado pequena, misturando os dois comportamentos relativamente distintos, de compressão, e de pré-RUPT (Figs. 6A e 6B adiante); o secundário, menos documentado, o fator de forma, de quadrada para circular, correspondendo inclusive a uma carga 18% menor sob cada pressão da prova, influenciando, portanto em sentido contrário.

Tabela 2 – Proporções de dimensões das sapatas adotadas relativos aos recalques.

Recalque / D (%)	Largura Sapata D (m)				
	1	1,5	2,5	3 (Sul)	3 (Norte)
25 mm	2,5	1,67	1	0,83	0,83
150 mm	15	10	6	5	5

Nas Figs. 2.1.6A, 2.1.6B e 2.1.6C apresentam-se outras análises Gaussianas referentes às erraticidades “naturais”, mesmo no mais favorável dos subsolos.

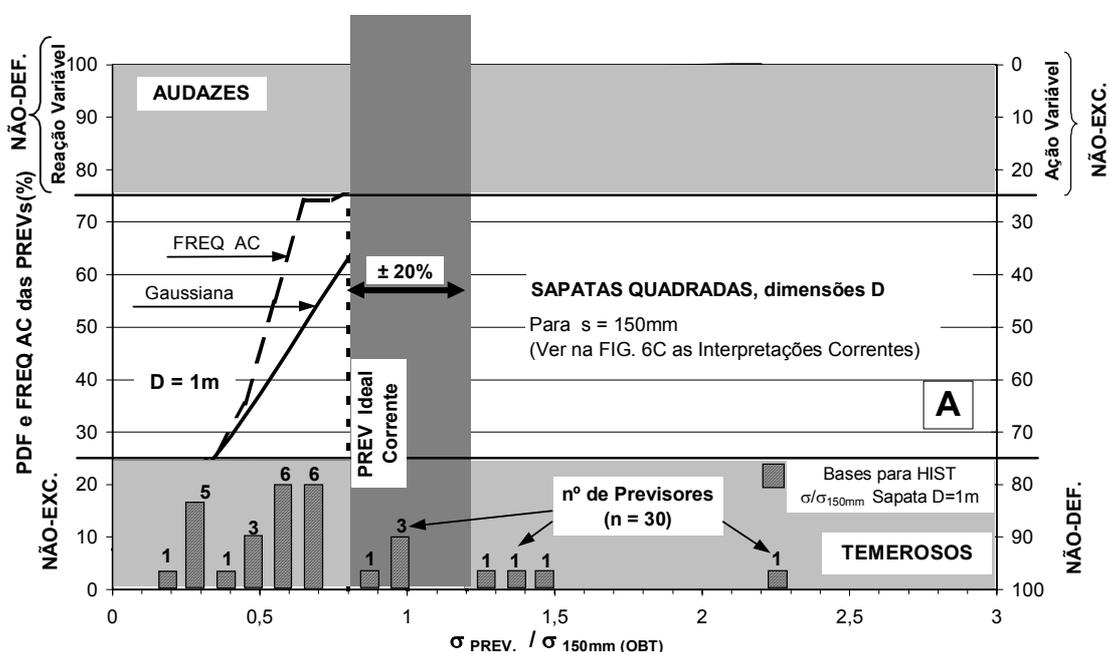


FIG. 2.1.6A - Ilustração do Procedimento para Sapata D=1m, começando pela FREQ AC e levando a Gaussiana Ajustada.

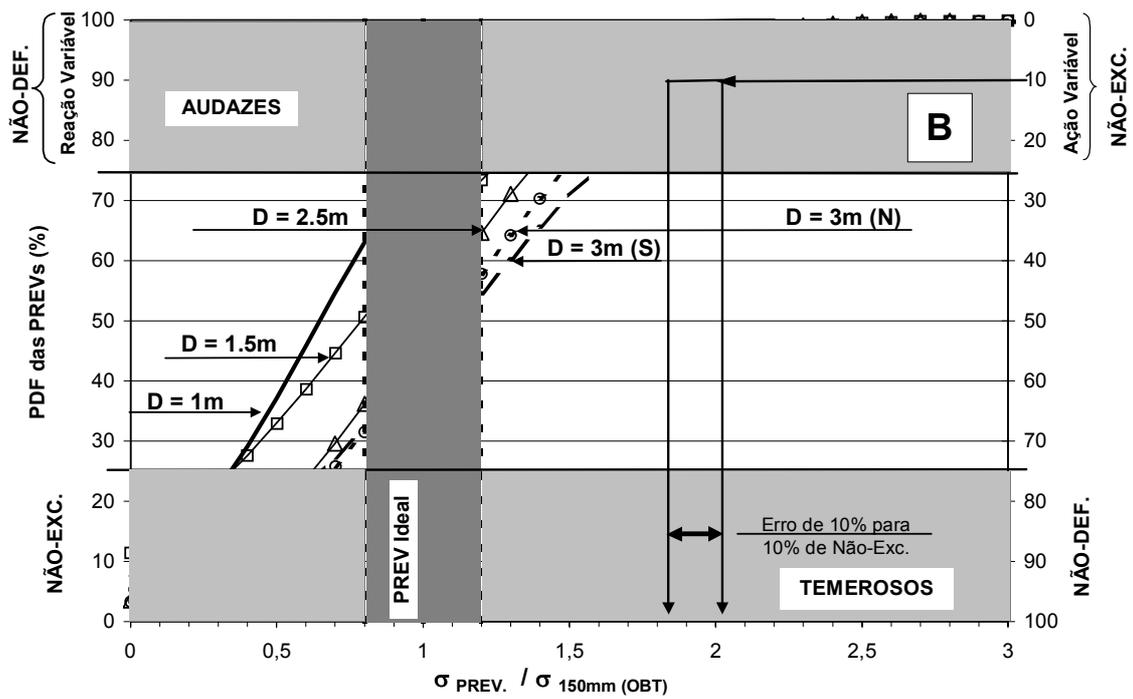


FIG. 2.1.6B - Gaussianas Ajustadas Comparativas de Todas as Sapatas, só para $s=150mm$.

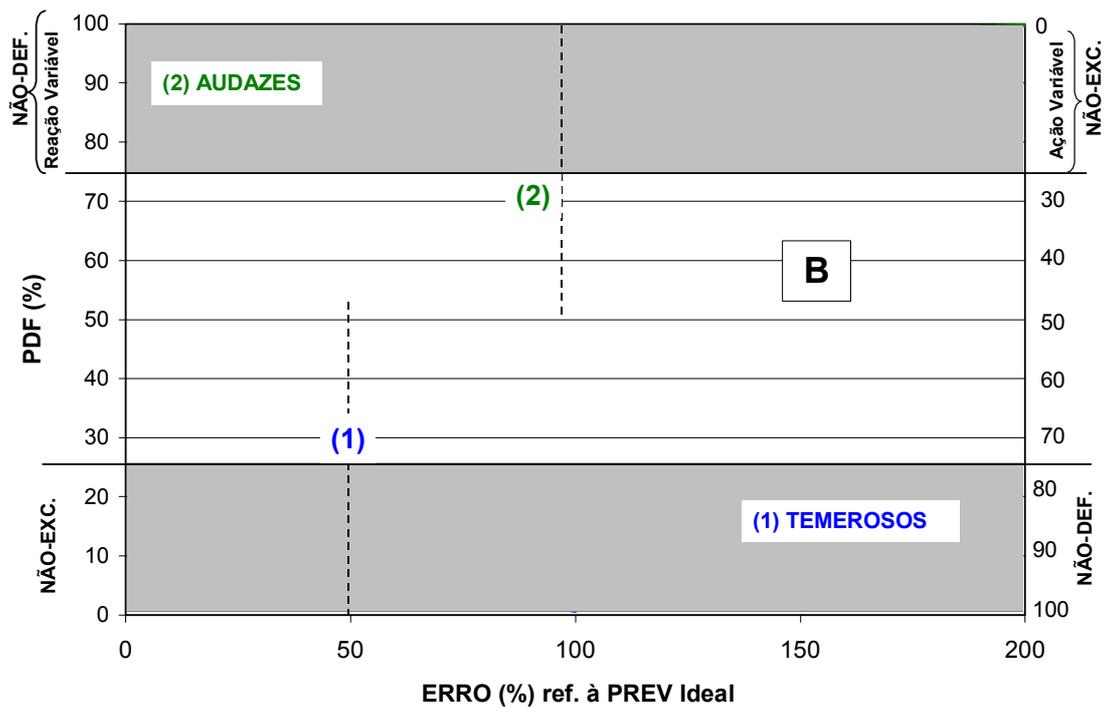
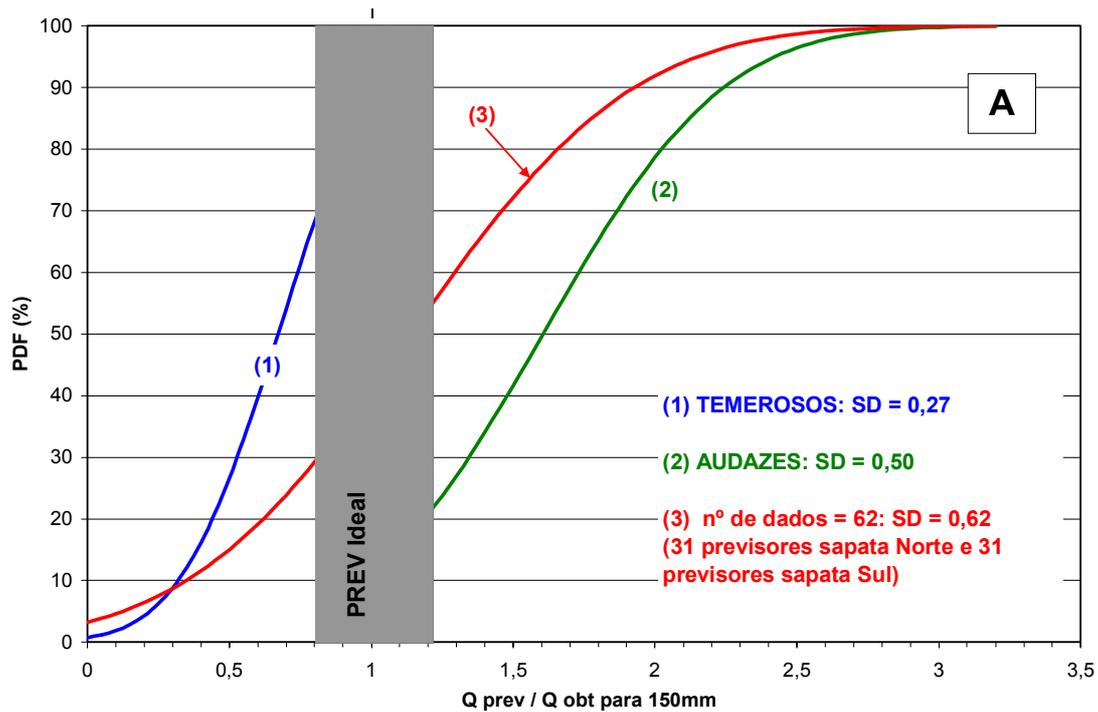


FIG. 2.1.6C – Análise dos Temerosos e Audazes para o Caso das Sapatas D=3m NORTE e SUL; e o ERRO(%) em relação a PREV Ideal.

Como conclusões gerais o caso consigna que:

- (1) atualmente o maior e marcante fator de dispersões decorre das múltiplas “escolas de ensinamentos” nunca testados em termos mínimos simples

de EP (ex. 10 a 15 casos comparados, para Gaussianas satisfatórias): veja-se na Fig. 2.1.6C as bases para o HIST;

- (2) sempre haverá um grau residual de erraticidade nos ajustes das melhores Gaussianas; (ex. Figs. 2.1.6B, 2.1.6C)
- (3) rejeita-se procurar “E. a esmo”: tendo uma fenomenologia geotecnicamente lógica em vista, com tendência preliminarmente “equacionada”, orientar a busca E., rejeitando o determinismo do acatar por fé confiante não testada;
- (4) de nada adiantam múltiplas documentações independentes de EP de REG AD, em comparação com o aprimoramento por “qualificações quantificadas progressivas dependentes”, a partir do parâmetro original (se preservado), levando à EP de REG MULT.
- (5) O erro de 10% evidenciado na Fig. 2.1.6B, mesmo resultante em condições tão extraordinariamente aprimoradas atualizadas, constitui eloqüente indicação da erraticidade inevitável nas práticas profissionais da geotecnia.
- (6) Ressalta-se que os F.IG são tais que mesmo os audazes se restringem a Q_{PREV} / Q_{OBT} correspondentes à média da prática corrente.
- (7) Na Fig. 2.1.6C [A] estão consignadas três Gaussianas: a global de todas as 62 PREVs para as duas sapatas; as parciais de 31 PREVs atinentes a cada uma das duas sapatas, inquestionavelmente idênticas; e separando os TEMEROSOS e AUDAZES. Como seria lógico esperar o SD dos audazes é maior do que o dos temerosos. O mesmo se reflete na Fig. 2.1.6C [B] pelas proporções do erro % referindo à PREV Ideal, sendo maior entre os audazes.

2.1.7. Itens Dominantes Sobre EP Aplicável sob Condicionantes Geotécnicos.

2.1.7.1 Familiarização Visual Comparativa da Configuração de Gaussianas de Nossa Faixa de Interesse.

Reconhece-se que o propósito de reverter toda a Geotecnia histórica de seu determinismo e receitas, para a fertilidade do uso simples convidativo da EP apenas Gaussiana, já constitui de per si um passo temível para a quase totalidade dos geotécnicos. Entende-se também que uma parte desproporcionalmente grande da cultura do ser humano reporta ao visual. Assim sendo, dedica-se o presente item a favorecer a meta definida.

Em primeiro lugar conforme já se sistematizou limita-se ao uso de 12 dados em cada situação de parâmetro plausível (ver Fig. 2.1.7.2A). Tem sido muitos os casos em que as pseudo-correlações que proliferaram para a prática profissional aparentam dispor-se de um número muito maior de dados: porém tais documentações realmente abrangem parâmetros complexos intuídos e apenas aproximadamente determinados, que não oferecem promessa para correlações E. progressivamente aprimoráveis.

Em segundo lugar, analisando os vários DPOs disponíveis na bibliografia conclui-se que o melhor desempenho alcançado tenha chegado a relações das previsões temerosas e audazes variando entre $\frac{1}{2}$ e $\frac{2}{1}$ referidos à média (referência corrente na profissão).

Os limites pertinentes das Gaussianas respectivas tem sido muito frequentemente referido a 95% de P de não-excedência, por associação ao valor f_{ck} muito citado em COD mais recentes. Liminarmente ressalta-se que examinando as meia-Gaussianas típicas reunidas na Fig. 2.1.7.1A, todos os desempenhos das DPOs incorporam parâmetros e procedimentos geotécnicos geradores de muito maior erraticidade além da relação de $\frac{1}{2}$ e $\frac{2}{1}$ como o melhor dos desempenhos. Porém por mera analogia, para enquadrar o assunto, adota-se arbitrariamente a hipótese de que o pior desempenho, sob

mesma sistemática, não deva exceder a dispersão conjugada da ordem de 1/5 e 5/1. Tal estimativa resulta da convicção prática de que perante um projeto que admita a dispersão total da ordem de 25 vezes, o problema estaria muito mal definido, análogo ao das decisões da não-ação por AZ incompatível com a relação benefício/custo. (cf. item 2.1.7.5 - Serre-Ponçon). Outrossim, com o mesmo princípio ilustrado podem ser tratados outros limites como pertinentes, tais como os 25% extremos, ou dentro deles os 10% extremos: sistematiza-se obrigatoriamente para gerar uma base de referência de memória.

Retomando a parte puramente E., reporta-se à Fig. 2.1.7.1A que configura a metade superior de um conjunto de Gaussianas, ipso facto sempre simétricas, adimensionalizadas. Na Fig. 2.1.7.1B conjugada estão representados os HIST correspondentes às duas curvas adimensionalizadas, II e III, que representam para nossa profissão os limites usuais de interesse prático. A curva II corresponderia a uma condição de patente descontinuidade P que chamaria atenção para algo análogo a uma “ruptura rígido-friável” de comportamento tensão-deformação: tal tipo de comportamento suscita pesquisa relativa ao fator interveniente (tal como a aplicação de base teórica bem diferente dos cálculos das PREV's). De mesma forma como nas curvas tensão-deformação se enfatiza a necessidade do criterioso acompanhamento das velocidades e acelerações dos monitoramentos da instrumentação (cf. também item 2.1.9).

Finalmente, como a forma do HIST Gaussiano é fixada para o número $n=12$ de dados, falta mencionar meramente que distintas áreas do mesmo histograma resultam pela simples dimensionalização diferenciada da abscissa adimensionalizada. Situações diversas exigem alteração dos valores, dimensionalizados relativos um ao outro: um exemplo ocorre, quando se deseja configurar um F entre a OFERTA (OF) e a DEMANDA (DEM), nos cálculos da FIAB P. (item 2.1.7.2).

Outra forma de alterar tais Ps, com HISTs de área idêntica, resulta da alteração da posição dos HISTs, alterando a área sob a interseção dos dois HISTs. Tais considerações terão aplicação também no item 2.1.10.

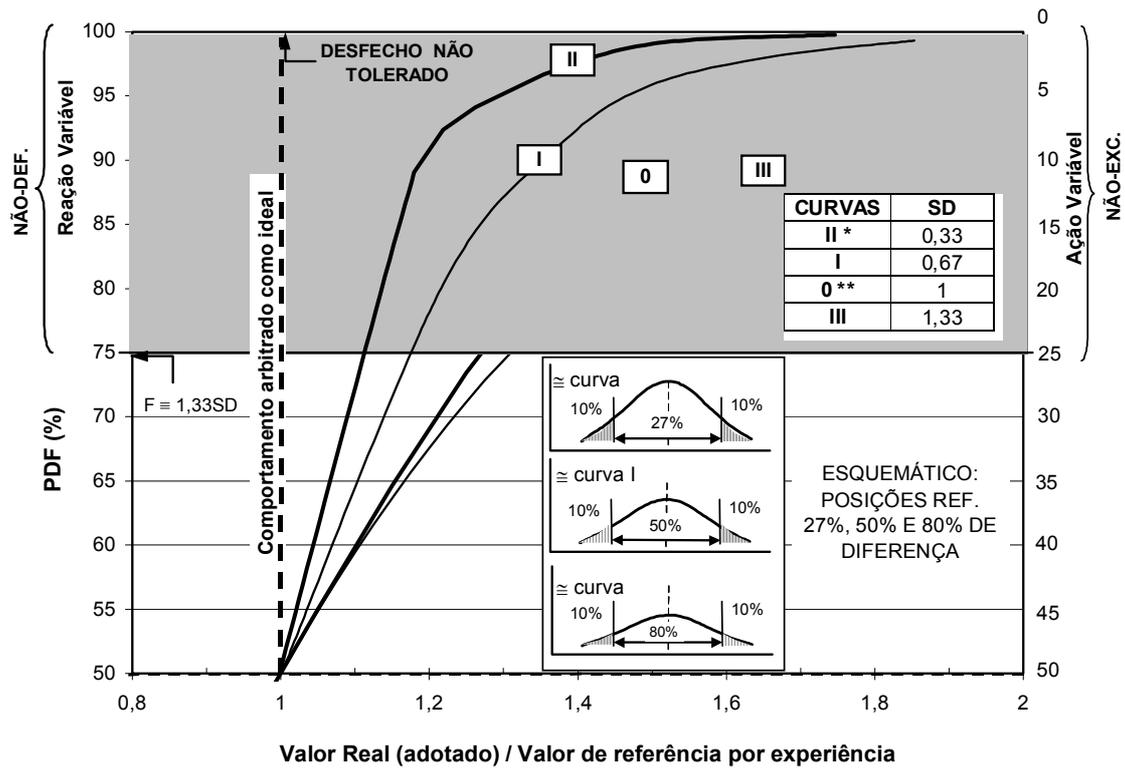


FIG. 2.1.7.1A – Meias-Gaussianas típicas.

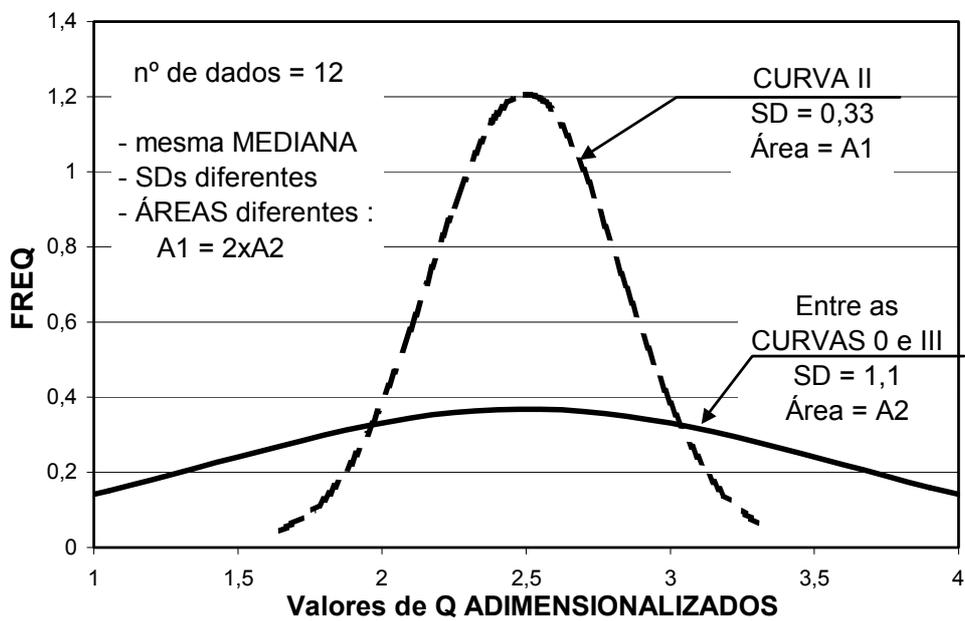


FIG. 2.1.7.1B – HISTs correspondentes às curvas II, 0 e III.

2.1.7.2 Definições de PREC, ACU, FIAB e F.IG. Rechaços e Ressalvas. Descarte Proposto do Índice de FIAB.

Existem três termos que ocorrem com alguma freqüência nas publicações referentes à EP: PREC, ACU, e FIAB; este terceiro se desdobra conceitualmente, no uso prático mais corrente, para o conceito de um índice de FIAB (β). Antecipa-se em declarar de imediato o entusiasmo pelo conceito da fiabilidade, porém com ressalvas explicitadas para com o dito índice que mentores importantes têm feito decorrer dele (Ref. 11 e 12). O quarto termo, presentemente criado, F.IG é fortemente recomendado, com a quantificação posicionada, cada vez mais importante na atualidade, pelos custos das obras, e respectivos AZs, RISCs e relações benefício/custo, progressivamente mais ressentidos.

Por realismo Civil-Geológico-Meteorológico-Geotécnico-Ambiental e para conveniência da almejada simplicidade convidativa, abandonam-se as considerações relativas a (“*SKEWNESS*”) ASSIMETRIA e (“*KURTOSIS*”) CURTOSE. Também, tendo em conta a ampla experiência de variações dos comportamentos, e a decorrente avaliação das funções matemáticas mais judiciosas que representem suas E., postula-se a viabilidade de dispensar os testes de (“goodness-of-fit significance”) (Ref. 26) “significância da perfeição de ajuste” da função adotada para a E. em causa. O teste mais simples é o X^2 que utiliza diretamente o HIST dos dados. Já o teste Kolmogorov-Smirnov emprega a PDF. Menciona-se ainda o Teste-W de Shapiro e Wilk, 1965 (Bibliografia 3) destinado a aplicação para amostras de menos de 30 dados (nossa condição quase inescapável), ainda admitida a distribuição Normal para a qual se está adotando 12 dados.

PREC (admitimos “perfeita”, por respeito à redação embora conceitualmente inexistente) “refere-se à condição em que ensaios repetitivos dão o mesmo resultado repetidamente”. Porém, “se tal resultado (“essencialmente”) preciso e sua mediana diferirem da verdadeira média que expresse o comportamento colimado, então está em jogo o viês que expressa a falta de **ACU** do ensaio”. Seguem as equações consecutivas para as determinações das faltas de

PREC's e de ACUs (Ref. 16 e 17). Dispensamos reproduzilas por concluirmos e transmitirmos que a geotecnia profissional realística não pode chegar a atender a estes termos em suas essências.

É compreensível que estes termos subsistam na EP teórica e em ramos de tecnologias puristas tais como a eletricidade, a química inorgânica Daltônica, etc. Porém, na quase totalidade das componentes da realidade Civil, ambos perdem sentido. A ACU quantifica o viés do ensaio, admitido o ensaio como meta ideal: obviamente se estende para o caso das metas formalizadas como tal, por NORM, COD, etc. Ressalta o autor que como a “maioria” dos ensaios são “normatizados” o conceito da ACU também se aplica indiretamente: havendo dois ou mais ensaios de tipos alternativos para medir a propriedade “verdadeira” (i.e., segundo teorizada para representar a “verdade genérica”), ocorreria a possibilidade de posicionar ACUs relativas. Cabe porém ressaltar: todos os ensaios são “normatizados” porém prematura e questionavelmente: nenhum existe que possa alcançar a “propriedade verdadeira”; em particular, não existe para os problemas profissionais da realidade Civil-Abrangente o que se possa denominar propriedade ou parâmetro verdadeiro. Tais ressalvas se agravam na condição atual em que decorridos trinta anos não houve qualquer aplicação prática sistemática da EP, o que teria facultado estabelecer uns COEFICIENTES DE AJUSTE (C.A) entre os parâmetros nominais e as metas criteriosamente ajustáveis. Na Geotecnia cabe reconhecer que a PREC só poderá ser aceitavelmente elevada em condições laboratoriais muito preparadas, e referida a monitoramentos dos ensaios não exageradamente sofisticados e exigentes. Adicionalmente na prática profissional os viéses da ACU sempre serão marcantes, porque é longa a seqüência de inabilidades de bem representar o solo in situ, e ainda bem pior a de conferir o atendimento à sempre mui complexa meta profissional colimada: nenhum parâmetro é prioritariamente determinante de per si, sem necessidade e proveito benefício/custo de progressivos aprimoramentos qualificantes quantificados. (cf. item 2.1.7.3).

Para simples resumo do primeiro passo, não há nenhuma amostragem “perfeita” que bem represente o elemento de solo “intocado in situ”, nem ensaio

que adequadamente represente a condição tensão-deformação-tempo de conhecimento das tensões in situ, deformações embutidas, e tempo histórico de cada atuação admitida constante.

No tocante ao segundo passo, após todas as hipóteses embutidas nos parâmetros de entrada, intervêm os dois maiores empecilhos: o grande número de teorizações um tanto distintas simultaneamente em uso corrente para os cálculos; e, acima de tudo, a dificuldade de se raciocinar quanto a se ter acertado no alvo. Afasta-se liminarmente para o caso de RUPT, o bem-intencionado e meritório marco histórico (Ref. 31) definindo-a como ocorrente a $F_{CALC} \equiv 1,00$ (item 2.2.5): logo adiante se resume um procedimento de análises, por método idêntico, diretamente da diferença de F_s introduzível por determinado FAT SOL de modo a afastar tal determinismo. (Ref. 32,33,34 e 35). São bem mais favoráveis as possibilidades de se confirmar o processo global no tocante a deformações; porém, ressalvado que se confirmam os casos de deformações significativas, distanciadas conscientemente das diminutas, próximas de zero (item 2.1.6 e 2.1.8). Em resumo, ousando priorizar o sentido a favor da prática profissional simplificada, resolve-se obviar a definição específica diferenciada da PREC e ACU; os dois termos nem são citados no livro-texto básico de Benjamin e Cornell, 1970 (Ref. 26).

Cabe aqui reforçar o alerta relativo à multiplicidade confusa de usos dos citados termos. Considere-se por exemplo como constam os termos ACU e FIAB em publicação de mentor muito destacado (Ref. 36): o termo ACU é aplicado como relação média do valor calculado dividido pelo observado; porém, referido a 91 sapatas sobre areias, empregando 12 métodos de se calcular, recai no lapso sério de referir a dita relação a todas as sapatas e métodos em nada “certos”, e sim, diferenciadamente errados segundo práticas correntes. Como resultado, mistura os 40% de casos de cálculos audazes (recalques previstos menores que observados) com os 60% de casos temerosos; profissionalmente não tem sentido, pela insólita hipótese de alguém empregar os tais 12 métodos, e não tem proveito para casos análogos por não apontar em cada procedimento (ou grupos de procedimentos) as distribuições P de valores para mais e para menos das medianas respectivas. O

correspondente termo FIAB empregado também resulta inaceitável, conceitual e economicamente, porque o valor unitário, posicionado como “perfeito”, corresponde aos HISTs de “DEM” e de “OF” (FAT SOL e FAT RES) se “tocarem” sem cruzar. Embora duas Gaussianas, que teoricamente se estendem aos infinitos, nunca atinjam tal meta em conceito, admita-se raciocinar em função de área insignificante de superposição: mas permanecem as importantes lacunas profissionais de nada se inferir quanto aos AZ e RISC residuais da “nomeada perfeição”, nem de se conscientizar do incremento de custo recôndito absorvido. O assunto das sapatas do DPO do item 2.1.6 será tratado no TOMO 3, Capítulo 4, Item 4.1.6 (publicação a posteriori).

Com relação à FIAB e ao índice de FIAB, convém reportar primeiro ao laborioso estudo de Li, K.S. e LUMB, P. (Ref. 37) que infelizmente acentua a bifurcação entre a potente capacidade da arma da EP, e os “sapatos de chumbo” impostos aos problemas profissionais da engenharia Civil-Abrangente, neste e em outros problemas profissionais realísticos.

Os autores fazem referência a inúmeros trabalhos meritórios publicados buscando a mesma meta: referem-se à base das Análises de Estabilidade dos taludes como tendo quase generalizadamente empregado o Método de Bishop Simplificado (Ref. 38), e resultando no estabelecimento do índice de FIAB β . Para aprimoramento esforçado passam ao Método de Morgenstern e Price que denominam “rigoroso”; ademais exaltam, e empregam, o Índice de Confiança B_{HL} de Hasofer e Lind (Bibliografia 4) cuja meta declarada é ser “exato” e “invariante”. A desejada “invariância exclui a dependência no formato da função do desempenho”, um aprimoramento ressaltado como faltante no índice de FIAB convencional β , assuntos que no presente se relega a especialistas da EP para se manter a simplicidade convidativa de um primeiro passo firme, meramente Gaussiano, para os usuários do presente texto.

No desenvolvimento do trabalho parece, porém, recair num ciclo vicioso de tornar implícitos desempenhos de determinismo subjacente: e isto empregando teses questionáveis de maciço perfeitamente conhecível. Como exemplos mencionem-se: (a) dividem o espaço vetorial dicotomicamente em duas regiões

distintas, a segura isenta de deformação, e a de RUPT; admitem que “a estabilidade de um talude terroso tende a ser toda controlada pela resistência média em lugar à resistência em determinada posição ao longo da superfície de deslizamento”; discutem o comportamento admitido “rígido-plástico”; etc...

No presente o questionamento cabível divide-se em duas partes para pleno atendimento. Por um lado, para atenuar a crítica relativa à histórica dogmatização acima mencionada do $F_{\text{CALC}} \equiv 1,00$ na RUPT, podem-se repetir cálculos comparativos admitindo RUPTs a valores $0,9 \leq F \leq 1,1$ conferindo o grau de relevância¹⁰. Por outro lado, o “estado inicial tensão-deformação-tempo de $F_{\text{inicial}} F_i$ ” de um elemento de solo é sempre muito desconhecido, cabendo atribuir-lhe um elipsóide admissível: em seguida, em maciço sujeito a um incremento de FAT SOL e calcular o $\Delta F = F_i - F_f$ ($f = \text{final}$) pelo incremento solicitante definido conforme já acima referido (N.B. Ref. 32). Pela teoria dos pequenos erros, mesmo que os parâmetros e procedimentos sejam meramente convencionais, os ΔF seguem curvas bastante paralelas. Cruzam as distintas posições dos F arbitrados, indicando as posições prováveis (P_s) das RUPTs em inquirição.

Em síntese a FIAB conforme conceito publicado se resume na determinação da área de superposição de dois histogramas Gaussianos, o da DEM e o da OF, que em nossos termos se denominam como os FAT SOL e FAT RES respectivamente. No item 2.1.8, se reapreciam conceitos pregressos dos chamados FG, de SEGURO (FSEG), e outros, ademais de se estender conclusões sobre os F.IG.

A Fig. 2.1.7.2A indica os HIST (com respectivos SD) de situação em que se lide com a gama usual de número de dados $1 \leq n \leq 27$. Indica-se também a faixa de interesse profissional plenamente adequado para a CIVIL-GEOTECNIA. Para

¹⁰ Aproveita-se esta sugestão para ressaltar que contando com as facilidades exponenciais providas pela computação são incessantes as condições em que análises de variações paramétricas deveriam ser usadas para aferir o grau de relevância de determinada postulação. Surpreende muito a raridade com que tal procedimento tem (ou consta ter) sido empregado, a despeito de que os computadores favorecem usar sistematicamente tais análises de sensibilidade na prática profissional.

fins práticos passa-se a adotar sistematicamente $n=12$, que se constata coincidir com um $SD = 1$.

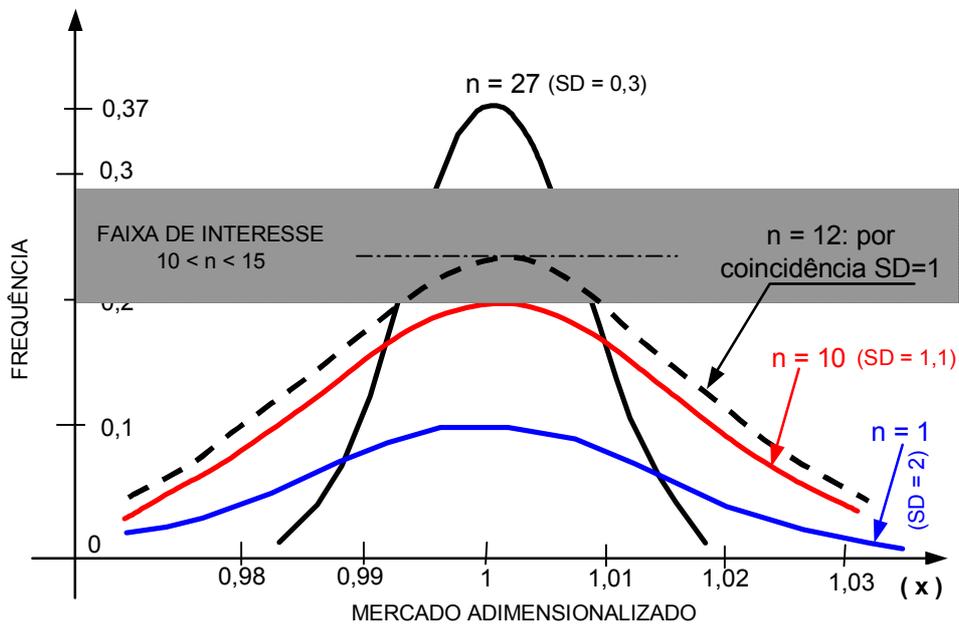


FIG. 2.1.7.2A – HIST de Áreas (PDFs) idênticas, variando o nº de dados.

Diferentemente de um “mercado” de conseqüências secundárias, frisa-se liminarmente que na quase totalidade dos casos de nossa prática profissional cabe-nos raciocinar na base do propósito insofismável de evitar a RUPT, isto é manter a DEM menor do que a OF postulada. Na hipótese de ocorrer a RUPT muitos fatores geotécnicos de maior interveniência assumem prioridade sobre considerações EP. Assim na Fig. 2.1.7.2B ilustra-se o procedimento convencional da EP (os HISTs e subseqüentes PDFs) de um cálculo-tipo do AZ da incidência de uma P para o $F=1.5$, i.é da $OF = 1,5$ DEM. Vale a somatória das áreas hachuradas A1 e A2 representando as P1 e P2 parciais que resultam na P_{total} . Ocorrem diversos casos que se ilustram nas Figs 2.1.7.2C e 2.1.7.2D.

Podem ocorrer combinações de três variáveis importantes: (1) Relações das Áreas dos HISTs (em posições fixas e com formas semelhantes); (2) Deslocamentos do HIST da OF progressivamente para a direita (ainda sem alterar as formas dos HISTs), incorporando maiores valores de Q da OF, também aumentando os Fs; (3) Formas acentuadamente diferenciadas dos

HISTs das OF e DEM. Pertence ao presente Intróito a primazia da preocupação EP, porém sem perder de vista o aspecto-meta geotécnico, tanto quanto às formulações dos casos como quanto às conclusões decorrentes.

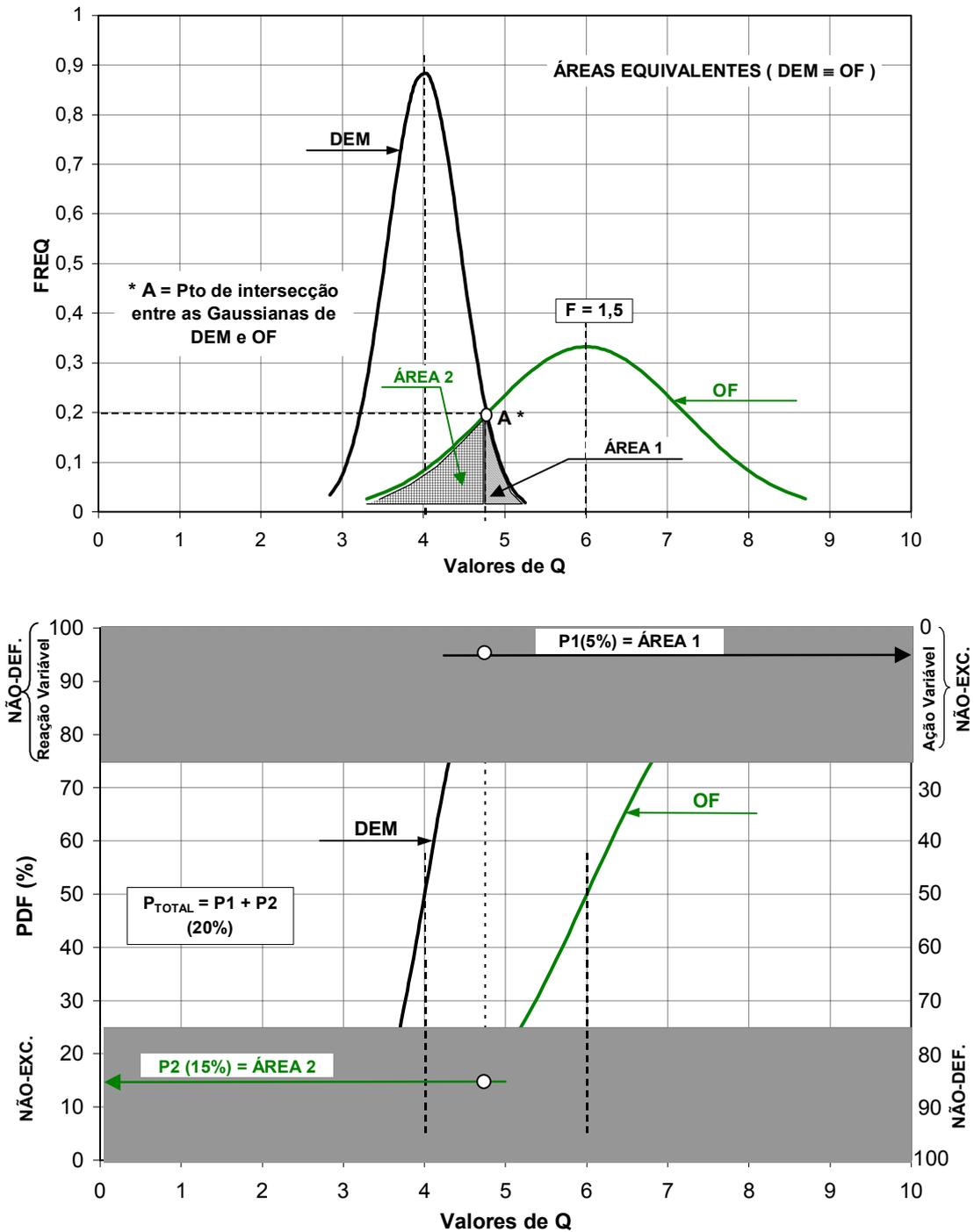


FIG. 2.1.7.2B – Exemplo ilustrativo da diferença entre OF e DEM é dado pela somatória das áreas hachuradas onde as duas Gaussianas se interceptam.

Na Fig. 2.1.7.2C os casos iniciais se concentram na forma do HIST da DEM como “muito íngreme” enquanto a dos HISTs da OF é mantida como “abaulada”.

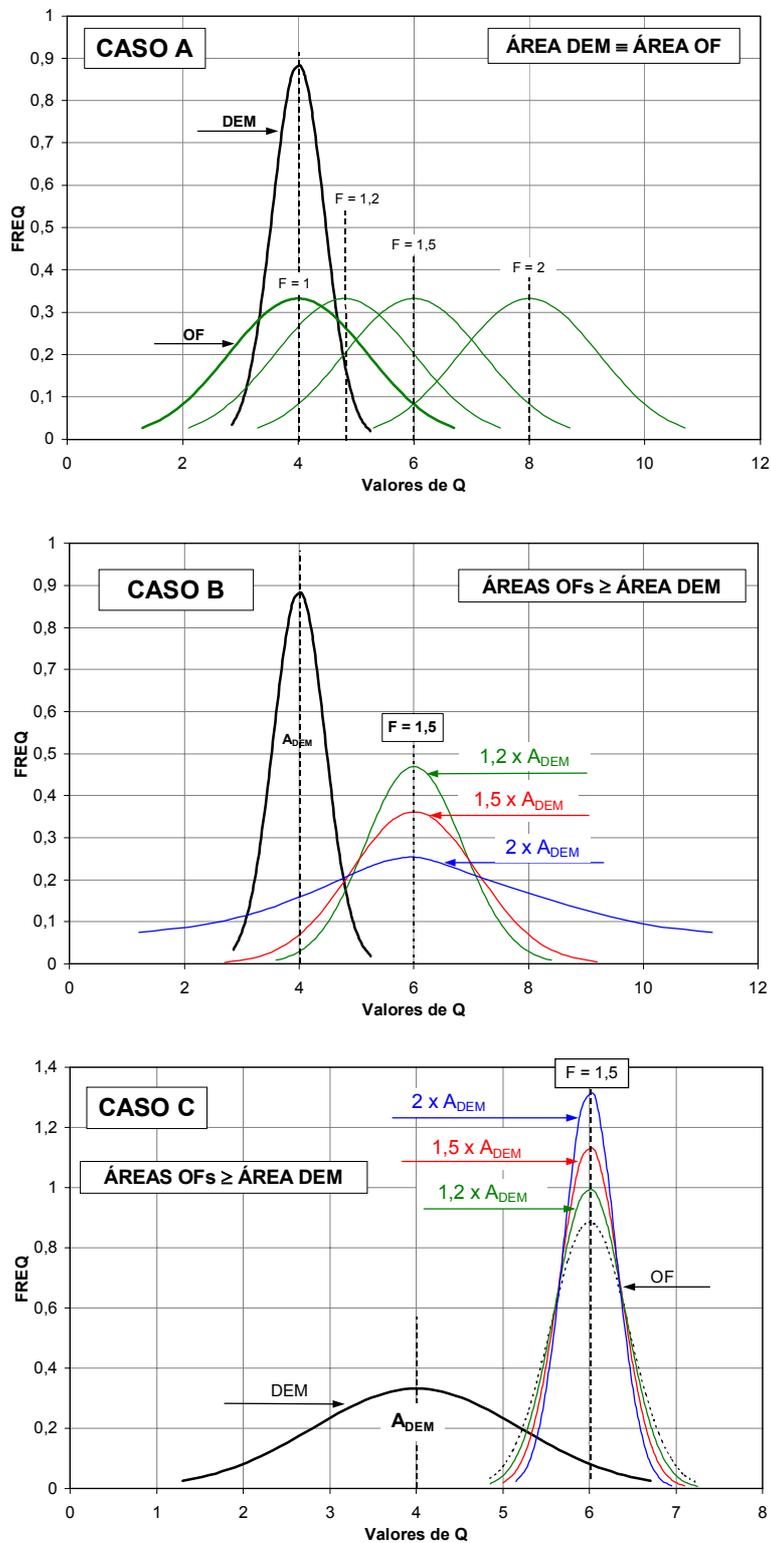


FIG. 2.1.7.2C – Exemplos de OF fixa e DEM variável, para possibilidades de áreas iguais deslocadas (CASO A) e diferentes (CASO B) e posições fixas.

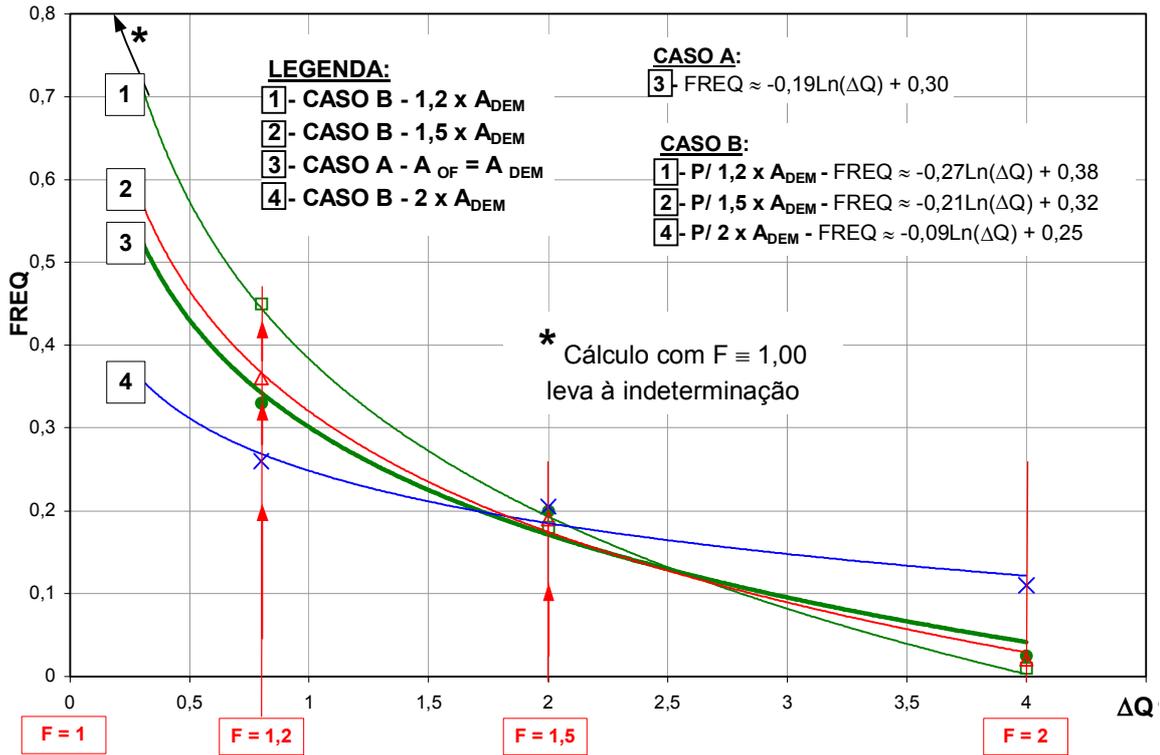


FIG. 2.1.7.2C1 – Gráfico englobando o resultado dos Casos A, B e C, mostrados anteriormente.

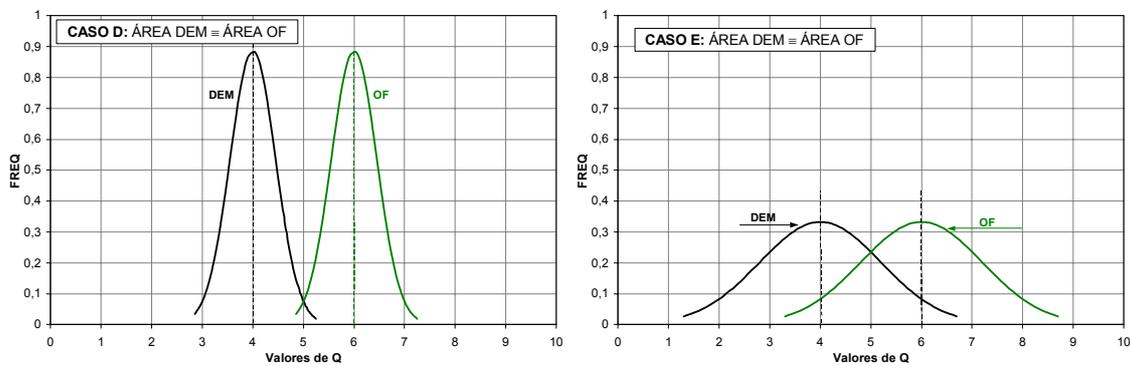


FIG. 2.1.7.2D – Exemplos complementares de $OF \equiv DEM$, com formas muito diferentes quanto a Os de FREQ sujeitas a velocidades de alteração dos AZs muito “rápidas”.

Seria o caso, por exemplo, para eventual DEM decorrente da sismicidade, num subsolo ou aterro bem investigado e relativamente uniforme. Também em superestruturas de RUPT rígido-friável de bom controle de qualidade, o “ritmo de variação P” do AZ, representado pelo HIST íngreme suscita grave preocupação quanto à DEM; a rápida variação da P incorpora um perigo incremental sobre os AZ formais segundo a Fig. 2.1.7.2B; por exemplo, a

ocorrência de um tornado localizado, em comparação com projeto elaborado para velocidades de ventos segundo COD.

Na Fig. 2.1.7.2C o CASO A representa situações em que as Áreas são equivalentes, mas deslocando-se para “a direita”, i.é gerando Fs maiores por $\Delta Qs = Q(OF-DEM)$ maiores. Calcularam-se os resultados para Fs de 1.2; 1.5; e 2, afim de também obter, por extrapolação, o resultado para $F = 1$, quando o cálculo resulta indeterminado. Os resultados são configurados nos gráficos da Fig. 2.1.7.2C1 que adiante se discutem.

No CASO B (1,2 e 3) ilustram-se as condições em que os mesmos Fs são alcançados incrementados, num mesmo par de posições dos HISTs da OF e DEM, mas com as Áreas das OF progressivamente maiores. Como seria previsível na EP, resultam, na Fig. 2.1.7.2C1 as mesmas curvas de resultados.

Dos dados da Fig. 2.1.7.2C1 obtiveram-se as regressões indicadas para as 4 curvas, conforme anotadas: são porém demasiado aproximadas quaisquer regressões empregando tão poucos dados. Curiosamente o que se conclui é que no redor de $F = 1,5$ os comportamentos EP se diferenciam apenas irrisoriamente.

Finalmente assinala-se o CASO C em que se invertem as formas dos HISTs deixando a DEM com forma “abaulada” (de baixa variação de singularidade P) e a OF com o HIST “íngreme”. Representaria um subsolo muito irregular, mal investigado, tornando questionáveis os Fs convencionais pela via da incerteza da OF.

2.1.7.3 Axiomas Fundamentais de Probabilidades que se Compõem, Regras Aditiva e Multiplicativa: esta para Aprimoramentos Qualificantes Quantificados Probabilisticamente.

Em função de alguns casos profissionais bem marcantes resulta mais didático começar com a REG AD, mas para os números ilustrativos empregar os decorrentes do emprego da REG MULT a um caso plausível ilustrativo.

A regra aditiva das P aplica-se quando os eventos ou cenários atuantes sobre um corpo são mutuamente excludentes. A palavra-chave é EXCLUDENTE. (Ref. 26)

Por exemplo, uma barragem rompe, evento completo, por qualquer um de múltiplos cenários disponíveis: são mutuamente excludentes porque cada um é capaz de dar desfecho cabal. Rompe por transbordamento de enchente sobre a crista, ou por instabilizações dos taludes, ou por retro-erosão tubular (“piping”), ou por instabilidade sob sismo. Se as respectivas P que incidirem forem (0,20), (0,18), (0,22), (0,05) a P total de RUPT daquele corpo, universo físico, é a \sum , isto é 0,65.

Se admitirmos para os primeiros 4 fatores acima as mesmas P atribuídas aos 4 fatores da REG AD, sob a REG MULT a P composta passa a ser $(0,2)(0,18)(0,22)(0,05) = 3,96 \times 10^{-4}$, isto é aproximadamente 1:2500, enormemente reduzida, como é desejado.

Por outro lado, como não existe parâmetro nem evento nenhum que seja totalmente isolado e independente, é indispensável reconhecer os casos em que por necessidades práticas determinado parâmetro, intuído solitariamente como prioritário, foi arbitrado como NOMINALMENTE INDEPENDENTE. A palavra-chave é esta. Em tais casos vale a REG MULT das P.

Progressivamente demais parâmetros inevitavelmente coparticipantes no mesmo comportamento (Ref. 39) são, em seqüência priorizada, introduzidos como também nominalmente independentes.

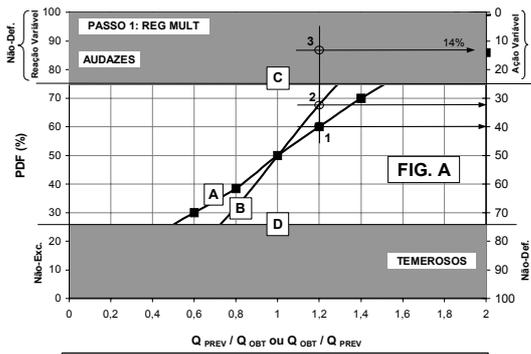
A inércia da geotecnia histórica com seus parâmetros únicos não tem provido exemplos dos aprimoramentos qualificantes, quantificados probabilisticamente, que exemplifiquem a valia da REG MULT. Assim sendo como seqüência de procedimento é necessário começar por calcular as P pela REG MULT para ilustrar este procedimento probabilístico. Para tanto recorre-se ao caso de carga admissível de estacas cravadas: avança-se da (1) condição de uma

receita (de mentor reconhecido ou NORM) para (2) a avaliação P a partir de dados de cravação e fórmula dinâmica corrente adotada; finalmente (3) avança-se para o caso de se contar com 12 provas de carga piloto das estacas cravadas.

Na seqüência EP mencionada, puramente ilustrativa, admite-se evoluir de dispersão de $\pm 40\%$ para $\pm 25\%$ (bem freqüente análoga ao detectado no DPO do item 3) e finalmente para a faixa de $\pm 13,5\%$ da Fig. 2.1.4C2. A Fig. 2.1.7.3 ilustra o caso. Como resultado da aplicação da REG MULT observa-se imediatamente que o 1º aprimoramento é o mais significativo (Fig. D da Fig. 2.1.7.3). Tal resultado não seria intuído, em função do raciocínio corrente das proporções das alterações progressivas que, no caso, passam de 1,6 para 1,85 vezes. Para melhor proveito visual desenvolvem-se os dois passos progressivos primeiro com a PDF total (Fig. A): em seguida só em uma metade (a AUDAZ) da PDF total porque a outra metade é imagem espelho (Figs. B e C). Finalmente a Fig. D apresenta as conclusões dos benefícios extraídos de cada um dos passos da REG MULT. Se os benefícios de 12,8% e 4,7% tivessem sido pela REG AD, a P final teria sido $(0,128+0,047)=y$ em vez dos $(0,128)(0,047)$. Constitue portanto descoberta muito alentadora para a perspectiva aberta para a Geotecnia estacionada nos parâmetros únicos.

A enorme diferença expõe o quanto nas diversas facetas, seja de PREVs, seja de apreciações de resultados OBT, a Engenharia Geotécnica deixou de aproveitar do imensurável acervo de obras por se ter preso aos parâmetros históricos únicos: teria sido proveitoso procurar sistematizar os meritórios esforços acadêmicos na direção de progressivas melhoras das caracterizações com vistas à REG MULT¹¹.

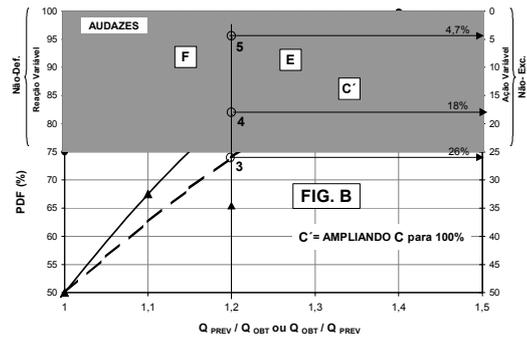
¹¹ Um exemplo quase único de tal caracterização progressiva recai no CPT evoluído para os CPTU e SCPTU. Começou porém com um lapso genético de não incluir a amostragem do solo ab initio, lapso também corrigível (ver TOMO I. Cap. 12 – publicação a posteriori).



Explicações da FIG. A:

- curva A: SD = 2 (faixa ± 40%)
- curva B: SD = 1.2 (faixa ± 25%)
- curva A x curva B = curva C e D

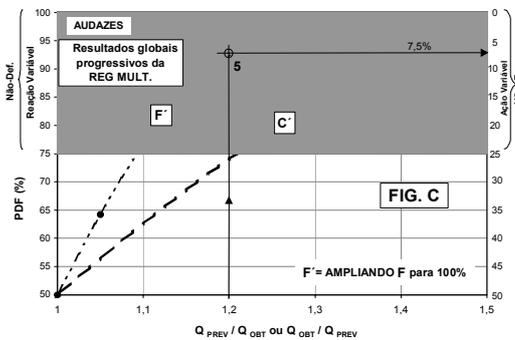
Cálculo-tipo ilustrativo da conjugação das Ps:
 PTO 1 x PTO 2 = PTO 3
 40% x 32% = 12,8% → 1º APRIMORAMENTO



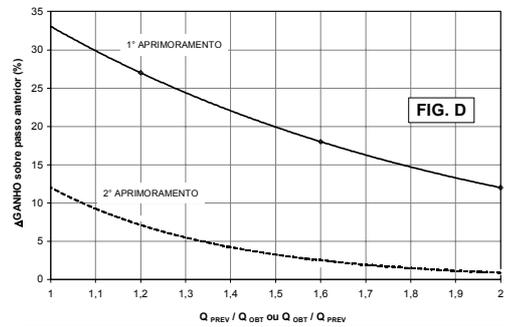
Explicações da FIG. B:

- Analisando somente os AUDAZES (parte superior) (curva C) (N.B. TEMEROSOS = imagem espelho)
- curva C parcial transforma-se em C' (parte da PDF total)
- Introduzindo a curva E (faixa ± 13,5%), 2º APRIMORAMENTO, repete-se multiplicação: curva C' x curva E = curva F

Cálculo-tipo ilustrativo:
 PTO 3 x PTO 4 = PTO 5
 26% x 18% = 4.7%



Explicações da FIG. C: Comparação dos APRIMORAMENTOS



Explicações da FIG. D: Resultado dos Aprimoramentos – 1º aprimoramento muito mais significativo do que o

FIG. 2.1.7.3 – Exemplo da Aplicação da REG MULT (FIG. A) e Aprimoramentos (B, C e D).

2.1.7.4 Critérios de Rejeição ou Aceitação e Ps realísticas REMANESCENTES.

O assunto foi tratado por primeira vez em nossas barragens de terra (Ref. 40) reconhecidas como mundialmente melhor compactadas e inspecionadas. É aplicável analogamente como critério de rejeição ou de aceitação: o de aceitação ajuda a detectar os valores que seriam considerados espúrios perante o universo E. a ser adotado; o de rejeição é muito mais freqüente em inspeções de controle de qualidade de execuções, evitando valores inferiores às especificações para minimizar os AZ.

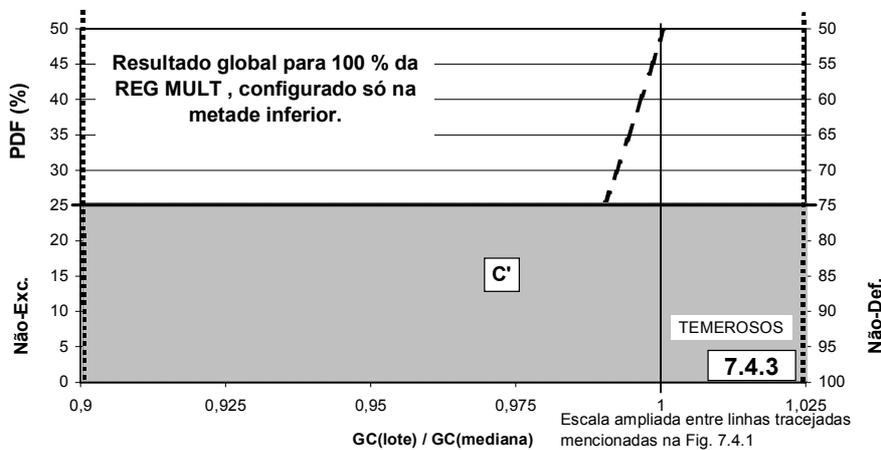
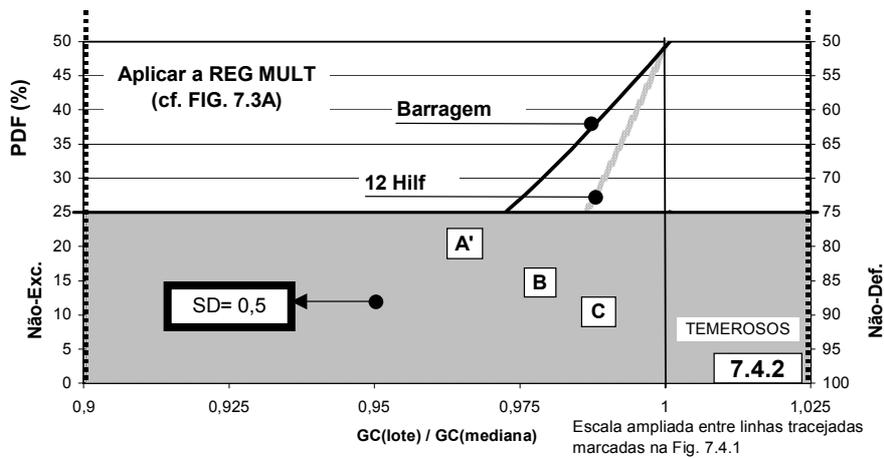
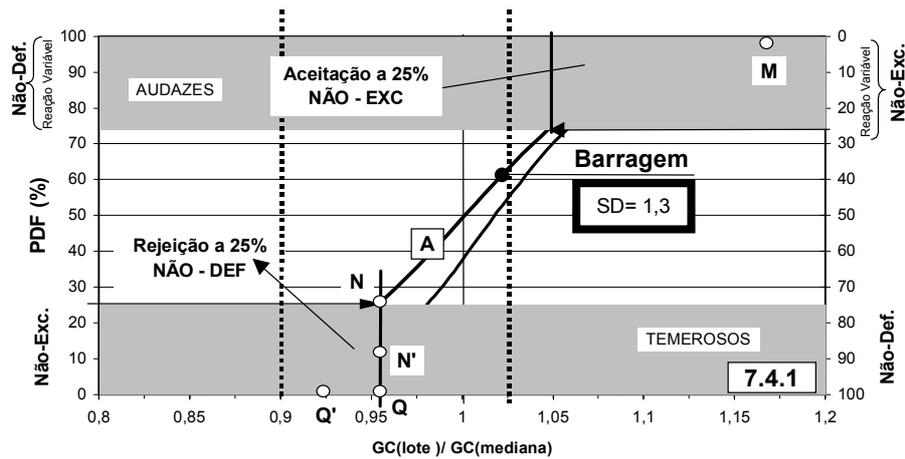
Em seguida se ilustra o princípio e procedimento EP aplicado ao critério de rejeição, empregando os dados otimizados da prática de compactações de barragens. Muito resumidamente (ver TOMO II – publicação a posteriori) todos

os passos, desde o empréstimo empregado, e meios de escavação, transporte até o espalhamento e acertos do material na “praça”, são meticulosamente acompanhados, por áreas (denominados “lotes”) de cerca de 30mx80m, visualmente acompanhados no vai-vem do compactador. Em seguida realiza-se um ensaio tipo-Hilf (“rápido”) para a imediata liberação (ou não, com compactação por passadas adicionais). Assim todo o volume da barragem dispõe de um ensaio por lote. Periodicamente, a critério judicioso, determinados lotes são submetidos a 12 ensaios Hilf para obviar ao determinismo.

Trata-se assim da determinação da curva real do GRAU DE COMPACTAÇÃO (GC%) representativo da barragem, após a aplicação do critério de rejeição por 1 ensaio (determinístico) mas corrigida pelo princípio da REG MULT da EP tal como foi feito no item 5. Emprega-se de propósito, para melhor ilustrar, uma hipótese de barragem muito mal compactada ($SD = 1,3$), e a aplicação do critério de rejeição no limite dos 25% inferiores (arbitrados). Também para melhor ilustrar e por realismo da EP adota-se para os 12 ensaios uma dispersão bem baixa, $SD = 0,5$.

A Fig. 2.1.7.4.1 limita-se a configurar a PDF [A] representativa da barragem segundo o conjunto de ensaios únicos e sem considerar as recompactações, aplicadas quase impositivamente na prática das obras. Segundo uma interpretação leiga corrente a PDF resultante das rejeições levaria à curva (quebrada ao pé) QNM. Um primeiro passo, errôneo, de tentativa de aplicação da EP resultaria do ajuste de uma Gaussiana plausível Q’N’M.

Nas Figs. 2.1.7.4.2 e 2.1.7.4.3 se lida só com a metade inferior, ampliando a escala da abscissa para melhorar a apreciação visual. A curva C representa o resultado PDF apenas na metade inferior, e a C’ respectiva a realidade PDF cobrindo os 100% da barragem após aplicada a rejeição.



- A:** Gaussiana de ensaios Hilf da Barragem (mal compactada), um por lote de camada;
- A':** Gaussiana idem **A** excluindo os 25% dos valores rejeitados;
- B:** Gaussiana dos 12 Hilf por lote de camada, controles periódicos;
- C:** Resultado da REG MULT para o caso de REJEIÇÃO;
- C':** Metade inferior do resultado **C** ampliado para 100%, PDF.

FIG. 2.1.7.4 – Princípio e Procedimento EP de Rejeição/ Aceitação em Controle de Compactação de Barragens.

2.1.7.5 A Estatística dos Extremos, Atendimento. Adjetivações Sugestivas.

(1) Equações correntes distintas deterministicamente adotadas.

Para os eruditos em EP são múltiplas as lucubrações que procuram representar abstrações intuitivas em termos de equações. Por exemplo, a equação de Weibull para o elo mais fraco em tração numa cadeia extensa. O assunto foi ponderadamente examinado sob o ponto de vista de ação da Engenharia (Ref. 7), e a inestimável ocorrência de fenômenos Naturais extremos denominados “Acts of God” (Atos de Deus) perante relações legais dos humanos e suas instituições.

Foram representadas (Fig. 2.1.7.5 – da Rankine Lecture de Mello 1977) as duas equações mais freqüentes da E. comum (de médias), N e L, conjuntamente com três das muito citadas na Hidrologia, a Weibull, EXTREME I, e EXTREME II, do adotado para todas, por uniformidade nas comparações. Já se consignaram algumas considerações críticas (Ref. 41) tais como: o determinismo inerente na escolha de um dos modelos mentais matemáticos; ademais, o absurdo de extrapolar dados de número limitado de anos de registros (inclusive relativamente questionáveis) para Ps até de 1:10000! Afora os diversos empecilhos práticos que intervêm na validade de cada caso (ex. aforamento da seção de velocidades em correntezas temidas, leitos menor e maior do rio e alterações principalmente do segundo com o tempo, etc.) meramente como aplicação da E. caberia questionar se não seria mais crível a P correspondente ao 1% IC sobre a equação extrapolada para apenas 100 anos. Assinalou-se também (Ref. 25) a tendência ocultista do engenheiro perante tais problemas: encobre sua irracionalidade na quantificação adjetivando-a, ex. “Máxima **provável** precipitação (ou enchente)” quando não a avaliza nenhuma P; também “Máximo Crível Sismo”, quando nenhuma credibilidade lhe assiste. Finalmente menciona-se o celebrado artigo de A. Casagrande (Ref 42) sobre “Calculated Risk”, felizmente entre aspas: é um RISC nem calculado nem calculável, apenas avaliado subjetivamente perante decisão importante insólita.

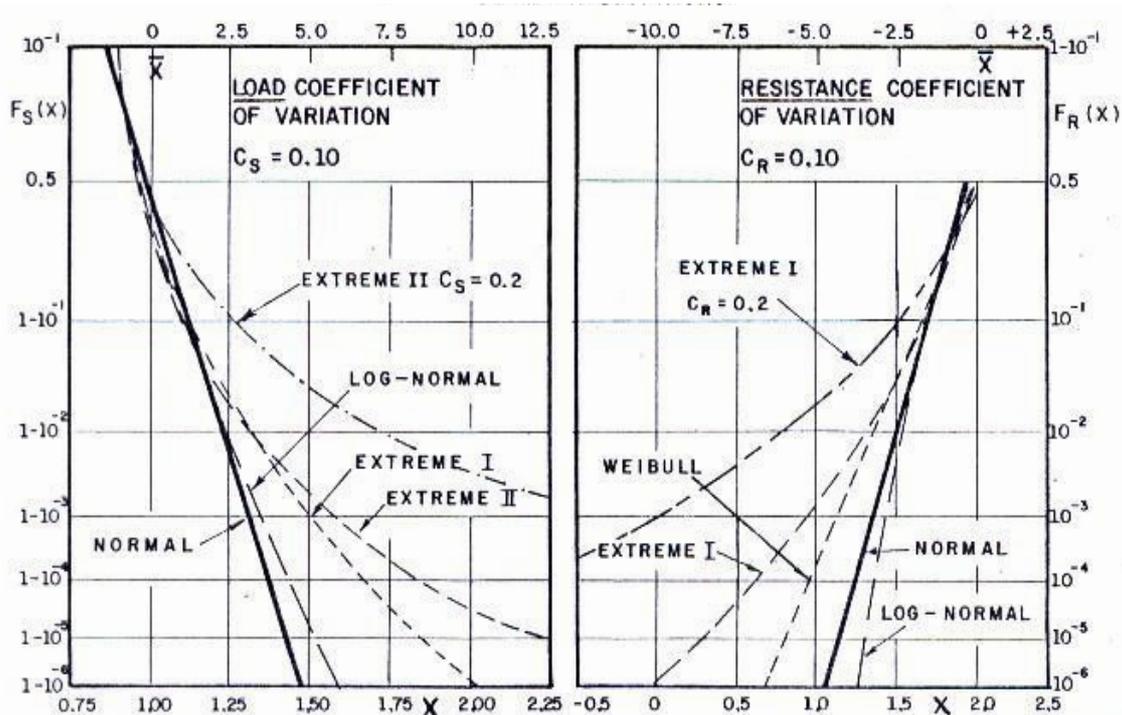


FIG. 2.1.7.5 - Dados de Estruturas. 1) Enormes diferenças nas funções E. DOS EXTREMOS para $P < 10^{-1}$; 2) N e L bem semelhantes para $10^{-1} < P < 10^{-4}$.

Em resumo, as diversas equações não diferem quase nada até Ps da ordem de 1:10, e ainda aceitavelmente até 1:100. Mas frisou-se o princípio básico: perante problemas tão erráticos que sugiram exigir Ps diminutas para a segurança da obra, empregue-se a escolha de uma mudança do universo físico. Uma estrutura de engenharia pode freqüentemente conseguir obviar a determinado problema engenhosamente: arquear uma ponte é suficiente para evitar trações, protender o concreto é uma procura (com percalços descobertos por motivo dos rastejos) na mesma direção; e assim por diante. Resume-se o conceito óbvio de que cada EP está associada a determinado Universo Físico e com a mudança do universo físico e sua EP, ipso facto perante aquela obra e cenário resulta um AZ zero (Ref. 7).

(2) Decisão imperiosa ocasional da NÃO-AÇÃO.

Cabe acrescentar um conceito racional complementar: uma decisão de sim/não para ação, meta colimada pela engenharia, deve também incluir a não-ação, dependendo em dado momento de inúmeros fatos intervenientes. Do milhar de possibilidades gera-se o “colapso” para uma centena de Ps, e estas colapsam

para a condição determinística do SIM/NÃO (Ref. 24). Lembra-se o lendário caso do túnel sob o Canal da Mancha ligando França-Inglaterra tecnicamente sonhado por muitas décadas quando mesmo os túneis em rocha de terra firme eram muito temidos, e econômica-financeiramente inviáveis. Um caso de grande interesse é o da Barragem de Serre-Ponçon na França: 130m a ser apoiada sobre 100m de profundidade de vale glacial de 5000 m² de seção transversal preenchido de cascalhos areno-siltosos sedimentados extremamente variados e dispostos erraticamente (Refs. 43 e 44). Havia sido estudada durante um século, para imperioso controle de enchentes. Sempre se concluiu pelo NÃO, pelos desconhecimentos de como realizar uma faixa vertical impermeabilizante sob o núcleo vertical (Refs 27 e 45). Postergou-se até sua efetiva viabilização mediante o desenvolvimento de uma tecnologia executiva criativa (Refs. 43 e 44).

A referida viabilização compreendeu o desenvolvimento do procedimento denominado de “Tube-a-Manchettes” para injetar impermeabilizantes seletivamente, trecho por trecho, de conformidade com as granulometrias/permeabilidades. As injeções foram análogas às do processo de Joosten (Ref. 46) de soluções de silicato de sódio e cloreto de cálcio, com concentrações e pressões de injeção escolhidas para ajustar as penetrações e a rapidez da reação. A obra foi meticulosamente instrumentada e monitorada quanto às piezometrias e vazões das percolações (Ref. 47). Ademais, tendo sido uma primeira obra de mui grande porte e responsabilidade, respeitou-se a necessidade de confirmação da durabilidade do resultado alcançado, mormente por abranger aspectos químicos de familiaridade nula para engenheiros civis. Assim é que foram mantidos amplos e meticulosos monitoramentos, e emitiu-se interessante publicação sobre os 20 anos de comportamento da obra quanto às piezometrias e vazões de percolação (Ref. 44). Confirmou-se o pleno sucesso duradouro, temido de poder se desintegrar.

(3) Conceituações e procedimentos em revisões contínuas perante RISC imensurável.

Reporta-se ao caso da Enchente Máxima Maximorum como RISC (designação errada, devendo ser AZ, em função da distinção generalizada há duas

décadas) para barragens, e os ocupantes ribeirinhos a jusante. Levou dezenas de séculos para se aceitar que uma obra civil deixasse de exigir a presumida garantia de sanidade determinística absoluta. As matematizações EP crismam o conceito da P do AZ decrescente assintoticamente, só atingindo zero com $n \rightarrow \infty$. Reitera-se o acima comentado resumidamente.

Já foi repudiada a postura da não-ação (cf. item 1 supra) da Associação Americana para Análise de Risco com relação à decisão quanto a uma distinção entre as Ps do AZ e do RISC. De fato são freqüentes as ocorrências da NÃO-AÇÃO, tanto quanto da AÇÃO.

Não tendo sido correntes os raciocínios EP, registre-se não se ter documentado um número adequado de protótipos tratados e monitorados para prover a documentação compatível com as erraticidades antecipáveis.

São inúmeros os casos de rejeição (não-ação) de um determinado procedimento executivo de tipo de fundação segundo os textos consagrados de há décadas, em que algumas criatividades construtivas reverteram para uma condição quase determinística de ampla segurança. Conceitualmente corresponde à mudança do universo físico, já explicitada. Exemplos mais freqüentemente publicados são as estacas de perfuração empregadas em solos pouco consistentes submersos (ex. Estacas Strauss) e os diafragmas de escavações profundas (Refs. 48 e 49). No caso das estacas, como exemplo, ocorreram vários notáveis desenvolvimentos, entre os quais se limita aqui a mencionar a Estaca Hélice-Contínua, perfurando o solo e reenchendo com concreto, tudo sob significativa pressão e bom controle de equivalências de volumes. O problema persiste nos fatos de que sendo mui variados os subsolos, e não-excludentes os AZ (cf. item 7.3) haveria necessidade de coletar, em diferentes terrenos de “solos-museu” os dados E. comparativos das 12 execuções a comparar, lado-a-lado, do procedimento anterior com o subsequente.

Cabe assinalar o procedimento importante a explicitar (cf. ítem 10), para se suplantar a não-ação inercial da geotecnia histórica por ações parciais

progressivas. Tudo só pode ser parcial, e portanto incitando a ser progressivo desde que fértil. Propõe-se difundir para uso maximizado rotineiro, nas próprias Empresas Executoras com seus volumosos dossiês de dados, o princípio fácil convidativo de repetidos anonimizados hipotéticos DPOs.

O catalista importante é a implantação do raciocínio e procedimento EP. Como primeiro corolário resulta o lucro incalculável de se extrair a custo zero as lições das DPOs para aplicação aprimorante em casos análogos futuros: isto, em termos genéricos (pelas Gaussianas ajustadas) de como a prática corrente da praça está sendo dominada por um COD, NORM, etc... Ademais e mais importante, para cada previsor/projetista, mediante a retroanálise introspectiva corretiva, provendo a vantagem dele se julgar com relação a seu posicionamento entre o grupo dos previsores, se situado entre os audazes ou temerosos etc ... a ponto de merecer se corrigir. Tal retroanálise individual corretiva tem que reportar à poligonal das FREQs reais, em que cada previsor sabe identificar sua posição. Cada um terá empregado bases bem diferentes dos cálculos.

2.1.8 Buscas de Flexibilizar o F Determinístico de RUPT para Melhores Aplicações EP. Registro, Críticas. Psicologia Interveniente em E. de Decisões Audazes e Temerosas.

Um Fator sempre conceituável como óbvio, mas não formula(do)(vel) em termos quantificáveis é o FATOR DE HUMILDADE (Refs. 34 e 35). Todas as indicações dos grandes fenômenos naturais (Glaciações, Vulcanismos-Sismos-Tsunamis, Tufões-Tornados, etc.), das evoluções da vida, espécie humana, mutações microbióticas, influências ambientais, etc. impelem à judiciosa humildade nas decisões que a engenharia civil-abrangente reduz aos FAT SOL e FAT RES de cada problema. Não se podendo estabelecer as E. de tais fenômenos como FAT SOLs, e para ambiente afetado (universo estatístico) em tão intensa alteração, obviamente perde sentido a própria E. adiante mencionada da psicologia das decisões.

SATISFACTION INDEX (ÍNDICE DE SATISFAÇÃO). Possivelmente teria sido este o primeiro índice quantificável (para EP) de monitoramento de progressivas rotações de taludes com Fs menores: os pontos no alto descem mais e deslocam-se para fora menos, enquanto os pontos junto à base descem pouco e deslocam-se para fora mais (Ref. 7). A proposição foi infeliz em sua forma, e malogrou. Mantêm-se, porém, a meta vislumbrada.

Cronologicamente o Congresso da ISRM, 1979, Montreux exige menção com as postulações da Fala Presidencial de Habib (cf. Ref. 50, conforme brevemente consignadas e citadas nas Refs. 34 e 35). Na breve discussão de improvisado (Ref. 50) não houve oportunidade de analisar as trigonometrias dos casos ilustrados pelos quais se submeteram a diferença-limite entre dois cálculos de F, e se insistiu no reconhecimento de valores reais de F entre aqueles limites. Ressalta-se a estranheza pela tese, conquanto apoiada por notáveis mentores. Tudo se dissipa pelo simples reconhecimento da acentuada diferença entre CARGAS MOLES (essencialmente constantes, independente da deformação, diminuta) e as CARGAS DURAS, só mobilizáveis em função da deformação (Ref. 51). A trigonometria é secundária.

FG e FSEG conforme propostos. Questionamentos e ressalvas.

Estes Fatores foram conceituados como lógicos em função de ilimitada documentação de esmerado controle de compactação de barragens nas quais mediante ações aplicadas acopladas a critérios de rejeição, os GCs haviam sido judiciosamente alterados (Ref. 34 e 35). Predicaram-se assim o FG (maior do que o F) e o F SEG (menor do que o F) que já estavam em longa gestação e tiveram sua formalização com relação a Túneis bem projetados executados (Ref. 52 e 53).

Incorporaram no batismo uns princípios amplamente acatados em obras de responsabilidade, tais como: (1) o do pré-teste real ou “mental”; (2) o do provimento de elementos físicos da obra que garantam comportamentos globais médios, excludentes das RUPTs locais singulares, e; (3) condições do conjunto FAT SOL e FAT RES variando ao longo do avanço da obra (ex. túnel)

teoricamente com geometrias condicionantes bem semelhantes, de modo a prover PREVs da progressiva alteração dos AZs a compatibilizar com monitoramentos. Lamentavelmente as propostas não têm sido aplicadas, principalmente porque as Executoras das obras seriam as que deveriam se sentir convidadas ao fácil e proveitoso uso, tal como foi o caso das barragens.

Os princípios (1) e (2) ilustram-se, por exemplo, pelo caso do uso de estacas de atrito cravadas com o pré-teste das “negas” (i.é. rejeição conceituando o FG) em comparação com as estacas de perfuração moldadas-in-loco. A condição de pré-teste mental é ilustrada pelas premissas referentes aos progressivos aprimoramentos das investigações determinantes das resistências dos solos in situ. Admitindo um critério de rejeição superior, postula-se a justificativa do F SEG: “seguro aplica-se a algo essencialmente inevitável, que tem que ser atenuado”.

AUTOCRÍTICAS ATUALIZANTES. Já se criticaram as circunstâncias pelas quais os FG e F SEG primitivos aproximados propostos nem começaram a ser aplicados num primeiro passo a incitar aprimoramentos. Em retrovisão cabe reconhecer também que as comparações entre medianas, conforme então sugerido, não se coadunam com as posturas atuais de priorizar os 25% extremos, superior e inferior, dos audazes e temerosos.

Outra crítica importante que restringe a valia destes fatores é a de que os FAT SOL foram admitidos constantes, analisando-se apenas as conseqüências de variações das FAT RES. Resultam aplicáveis apenas a situações em que a meta colimada é predeterminada, seja por uma NORM ou um COD, seja por um DPO proposto com resultado determinístico.

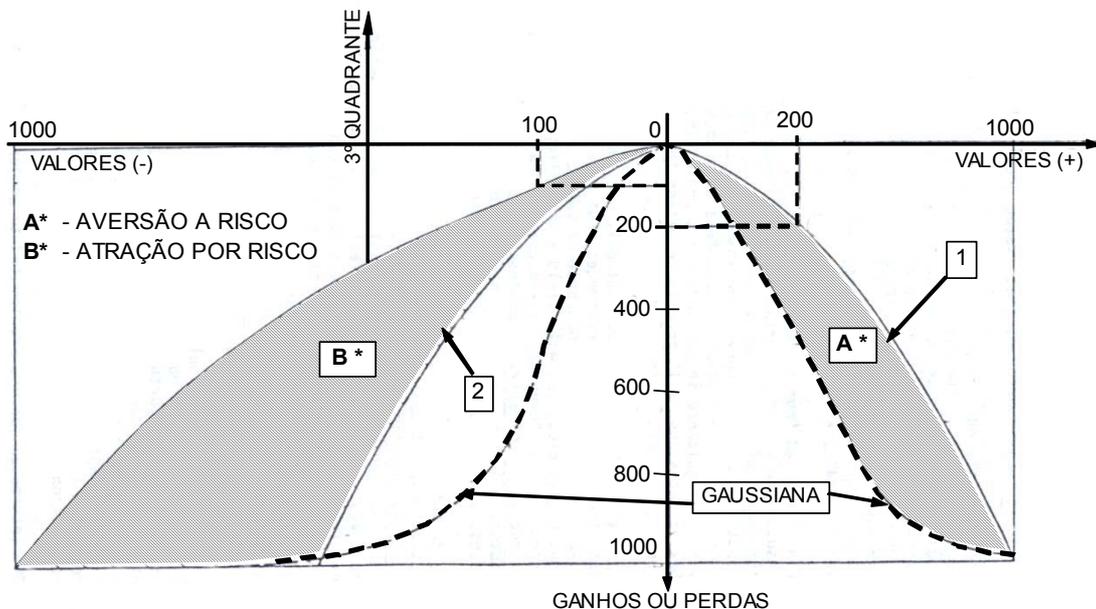
Conforme se ressalta no item 2.1.7.2 os FAT SOL são também variáveis, por vezes bem mais marcantemente do que os FAT RES. Assim sendo, a condição genérica para os referidos fatores abrangerá toda a gama de circunstâncias

entre $\frac{RES \pm \delta RES}{SOL \pm \delta SOL}$, das quais os extremos seriam: (1) máximo $\frac{RES + \delta RES}{SOL - \delta SOL}$,
e (2) mínimo $\frac{RES - \delta RES}{SOL + \delta SOL}$.

Reiteram-se enfaticamente os posicionamentos de que: (a) para um início de uso e familiarização com raciocínios e métodos EP, até o recurso sistemático rotineiro, interessa propor procedimentos simples convidativos; (b) para a prática profissional é indispensável ir aprimorando com escolhas judiciosas e humildes, diferenciadas segundo cada caso pelas importâncias dos AZs, RISCs e benefícios/custos.

PSICOLOGIA INTERVENIENTE NAS Es. DE DECISÕES.

A Fig. 2.1.8 é auto-explicativa reproduzindo a essência do publicado nas Refs. 34 e 35. Consigna que segundo Es. de bom número de casos recorrentes é muito grande a diferença psíquica entre audácias e temores. A grande maioria, temerosos, tem aversão a RISCs maiores, contentando-se com o não perder. Os poucos audazes costumam procurar os grandes lucros, mesmo incorrendo em maiores RISCs.



- 1 - Típica curva S (Gaussiana) composta com Área B*, Rebatida para o 3º Quadrante.
- 2 - Eventual Simetria Real nas Preferências.

FIG. 2.1.8 - EP de Casos Correntes ref. Psicologias Intervenientes em Decisões
Audazes vs. Temerosos. Procedimento Bayesiano Adulterado.

Cabe ressaltar que obviamente o próprio fato de existirem tais Es. significa que os dados disponíveis só podem ter sido de situações bastante repetitivas, não podendo abranger as condições Naturais catastróficas acima em 2.1.8.1 mencionadas.

2.1.9 Velocidades e Acelerações de Aproximação da P da “RUPT” ou Recalque Intolerável.

Uma das incumbências mais enfatizadas para o Engenheiro Civil é a de se precaver em tempo e em condição hábil previamente a um desfecho não tolerado. Todo e qualquer monitoramento de comportamentos diversos mensuráveis, se judiciosamente efetivado, pressupõe apoiar as decisões da engenharia com a desejada prudência perante a advertência. Tais advertências são pressentidas em função de velocidades e acelerações das curvas de variação do comportamento do problema com a variação dos parâmetros FAT SOL e FAT RES em jogo. Resume-se aqui o princípio EP: os casos profissionais aos quais se aplicam tais conceitos têm que ser judiciosamente selecionados. Citam-se frontalmente 3 categorias que sobressaem como exemplos. (1) O caso de um túnel (Ref. 52 e 53), ou talude, que vai avançando em condições geotécnicas globais (garantidas excluir as vulnerabilidades singulares locais) com confiável antecipação da FAT SOL e FAT RES. (2) A inquirição da “rapidez” com que aumentam os AZs dos FAT SOL ou FAT RES que determinam o desejado F; tal rapidez de variações sendo fortemente dependente da condição inicial admitida, e da forma dos HISTs (cf. item 2.1.7.2, Fig. 2.1.7.2D). (3) No tocante ao uso repetido de uma mesma teoria e procedimento de cálculo, a rapidez com que resultem as conseqüências de alguma variação de parâmetros interveniente. Sendo este o caso mais simples, recorre-se ao mesmo para ilustrar. Admita-se estar em jogo a análise de instabilização de um talude, admitido (realisticamente) um conhecimento bastante confiante do atrito, mas uma variabilidade grande e insuficientemente definível da coesão, uma sucessão de análises de variações paramétricas pode ser realizada, baixando a coesão de 0,5 para 0,4, e 0,3 etc... : calculam-

se então as velocidades e acelerações do ritmo não em termos de tempo mas sim de maior AZ em função da variação da coesão.

Merece menção importante a série de congressos internacionais sobre comportamentos pré-RUPT, Sapporo 1994 (Ref. 54), Torino 1999 (Ref. 55) e Lyon 2003 (Ref. 56). Apresentou-se, porém, breve comentário (Ref. 52, 700 artigos e 5610 páginas não inclui uma só alusão a S_t) mencionando a lacuna por enquanto observada com relação a nossos interesses mais realísticos.

Nas Fig. 2.1.9.1 e 2.1.9.2 examinam-se tais velocidades e acelerações para problemas quaisquer, e reportam-se estes cálculos singelos em termos comparativos, comparando com a respectiva velocidade/aceleração com que o resultado do problema entra na faixa dos 25% finais arbitrada como preocupante. Note-se que a entrada em tal faixa preocupante corresponde a um F de 1,33. Porém, por simetria e considerando a atuação nas duas faixas extremas (ex. de redução da FO SOL e de aumento da FO RES resulta um F conjugado de 1,77.

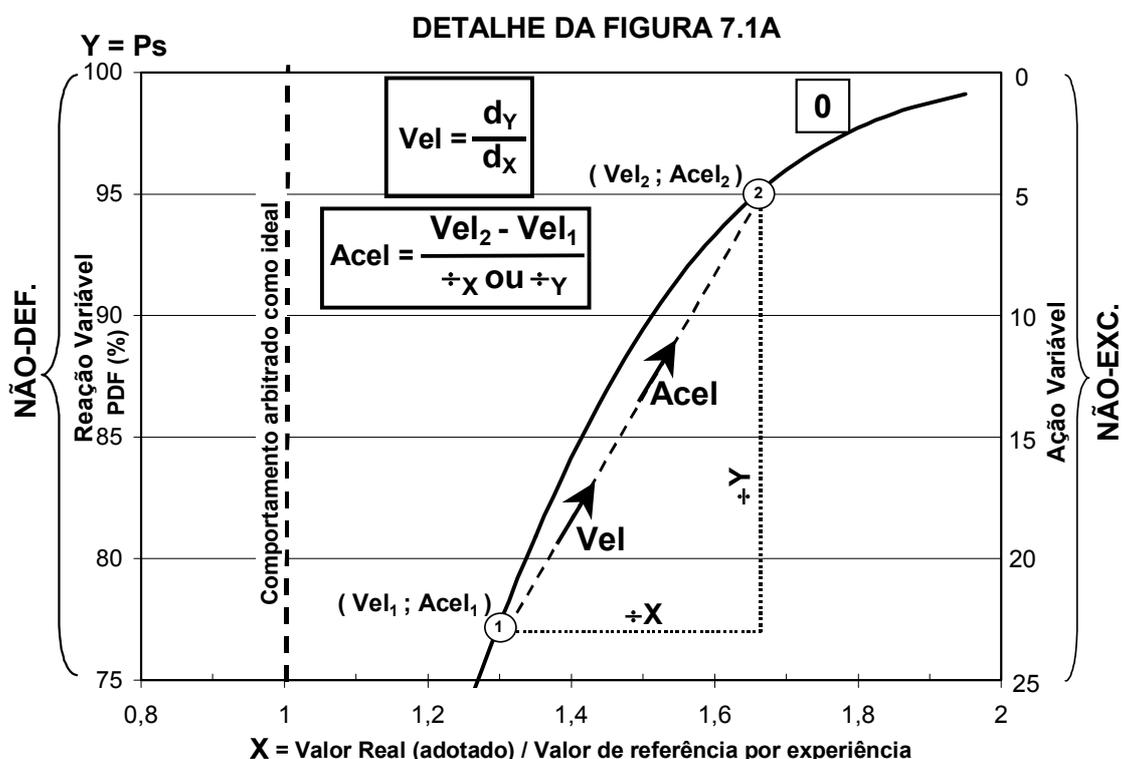


FIG. 2.1.9.1 – Velocidades e Acelerações vs. Parâmetro Analisado Adimensionalizado.

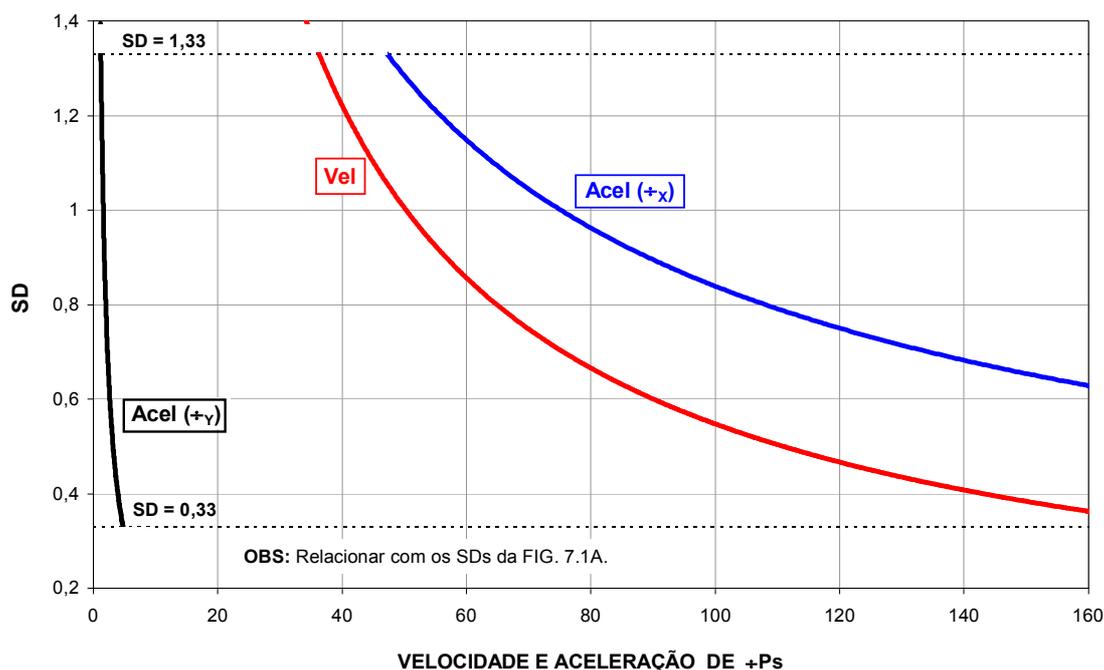


FIG. 2.1.9.2 – Velocidades e Acelerações vs. SDs Típicos.

Cabe frisar ainda que o tão enfatizado “Método observacional” também pressupõe a experiência e capacidade de se precaver segundo o mesmo raciocínio. Sua aplicabilidade na prática falha por completo, porém, não só pelas lacunas acima resumidas, mas também por múltiplos fatores contratuais.

Frisa-se que o postulado e os gráficos aqui resumidos estão intrinsecamente associados à possibilidade de associar o Problema às PDF Gaussianas. Conforme se predicou o interesse em maximizar o recurso à Gaussiana como simples-convidativa para a grande maioria dos problemas correntes, passa a ser duplamente enfática a advertência de que nada pode ser totalmente abrangente. Existem problemas diversos que definitivamente não são ajustáveis às Gaussianas. Nunca se dispensará o uso primordial do raciocínio lógico.

2.1.10 Anonimizações de DPOS, Global e Parcialmente para Extrair Valiosos Aprimoramentos Quantificáveis Probabilisticamente.

No item 2.1.4 acima já se ressaltaram vários pontos relativos à condição frustrante e estéril em que se fechava todo DPO-tipo mesmo quando tendo empregado investigações em nível ímpar, custando muito e almejado grande benefício/custo (cf. Item 2.1.6). Porém, demonstrou-se que pela reversão do gráfico EP adimensionalizado de Q_{PREVs}/Q_{OBT} para o oposto, Q_{OBTs}/Q_{PREV} , obtêm-se o HIST e a PDF que fornece toda a informação desejável de retroanálise instrutiva para casos análogos ulteriores. Tanto se obtém a EP simples convidativa Gaussiana para orientar o grupo de previsores quanto à condição global da prática profissional, como também se faculta cada previsor a se auto-analisar quanto a seu erro. Neste caso também já se mencionou (cf. Item 2.1.7.3) o proveito extraível por uma seqüência de cálculos com variações paramétricas de distintos parâmetros ou “receitas” sugeridas e esposadas para os projetos (i.é. PREVs com responsabilidade) correntes.

A fertilidade provida por tais procedimentos é inesgotável, e a custo zero, aplicando-se a tática da Anonimização criteriosa. Acima de tudo também faculta a cada Empresa Executora se controlar sistematicamente quanto a avanços, a favor tanto próprio como da Sociedade-Cliente, mediante seus dados infindáveis a cada obra análoga adicional.

As anonimizações judiciosas são óbvias e fáceis. Por exemplo, uma obra situada em determinado local e solo no Rio de Janeiro é transferida a condição análoga em Hong Kong, respeitados todos os fatores reconhecidos como condicionantes. Se é edifício de 25 pilares sobre estacas, terá cerca de 75 estacas. Para o fim de avaliar recalques de grupos de estacas, bastará manter iguais, em posições alteradas, os pilares mínimo, médio e máximo, diga-se, apoiados sobre uma, três, e seis estacas respectivamente. Para o fim consentâneo de avaliar recalques diferenciais, bastará alterar as distâncias entre os pilares das cargas mais variadas. Se houver interesse em inquirir quanto a determinada teoria-receita (ex. a de Meyerhof) bastará formular o caso DPO com o requisito sine qua non de que as PREVs empreguem tal

método: soma-se o benefício de que participarão os previsores mais adeptos em tal prática.

Boa parte do custo decorre da tendência acadêmica de exagerar no monitoramento, enquanto quase todos os edifícios correntes são comprovados apenas em função do registro visual: este poderá ser incrementado com monitoramento simplificado de apenas os pilares disfarçadamente selecionados. Aceitando tal princípio e os dados simplificados OBTs de qualquer edifício de fundação bem registrada, poderão ser até propostos DPOs inventados quanto aos principais assuntos controversos. Postula-se assim usufruir dos previsores freqüentemente entusiasmáveis, para obter em antecipação uma indicação da erraticidade que possa resultar das práticas da praça: isto, feito antes da materialização de uma obra proveria indicação para a decisão da NÃO-AÇÃO (cf. item 2.1.7.5). Tais DPOs inventados proveriam excelentes bases para avaliações das NORMs, CODs, etc ..., e suas alterações em proposição. Cabe ainda mencionar o possível proveito das DPOs anonimizados para avaliar a interveniência dos fatores psíquicos e subjetivos, repetindo-se o mesmo caso, trasladado e com retardos.

Perante tão ricas perspectivas, cabe apenas lembrar a conveniência de se acumular, para cada inquirição, um número adequado de dados (10 a 12) do mesmo universo EP para obtenção das Gaussianas almejadas.

No ITEM 2.2, sub-item 2.2.6 apresenta-se um exemplo hipotético do caso de anonimizações fartamente disponíveis em toda a civil-geotecnia prática para extrair, via a REG MULT, os aprimoramentos qualificantes quantificados probabilisticamente, em importantes assuntos que têm sido limitados a receitas meritórias (ex. Refs. 58 e 59) necessariamente oferecidas à profissão em oportuna antecipação incorporadora de inaceitável generalização e super-simplificação.

2.1.11 REFERÊNCIAS

- 1 - Leme, R. A. S., 1958, "Curso de Estatística", 1º e 2º volumes, Escola Politécnica de SP.
- 2 - Leme, R. A. S., 1953, " Boletins de Estatística Aplicada à Engenharia", nº1, Dez. 1953, Escola Politécnica de SP.
- 3 - IX ICSMFE, 1977, Tokyo, "Subcommittee on symbols, units, definitions", vol. 3, pp. 156-170
- 4 - Hynes., M.E. & VanMarcke, E.H., 1977, "Reliability of embankment Performance Predictions", Mechanics in Eng'g, Univ. of Waterloo Press, pp. 367-383
- 5 - Fell, R., 1994, "Landslide risk assessment and acceptable risk.", Canadian Geot. Jr., 31, 2, pp. 261-272
- 6 - VanMarcke, E.H., 1994, "Stochastic finite elements and experimental measurements", Probabilistic Engineering Mechanics, part. 2, pp. 103-114
- 7 - de Mello, V. F.B., 1977, "17ª Rankine Lecture – Reflections on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams", Geotechnique, vol. 27, nº3, pp. 279-355.
- 8 - Meyerhof, G., 1995, "Development of geotechnical limit state design", Canadian Geot. Jr., 32, 1, pp. 128-136.
- 9 - Terzaghi K., 1943, " Theoretical Soil Mechanics", John Wiley & Sons, Inc.Wiley.
- 10 - Terzaghi, K. & Peck, R.B., 1948, " Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, Inc.
- 11 - Christian, J. et al, 1992, "Reliability and probability in Stability Analysis", Stability and Performance of Slopes and Embankments-II, ASCE GSP 31, vol. 2, pp. 1071-1111.

- 12 - Christian, J. et al, 1994, "Reliability Applied to Slope Stability Analysis", ASCE GT 120, n° 12, pp. 2180-2207
- 13 - Peck, R.T. et al, 1987, "Philosophy of landslide risk evaluation and acceptance", Proc. 5th Int. Conference on Applications of Probability and Statistics in Soil and Structural Engineering (ICAP5), Vancouver, B.C., Canada, published as Reliability and Risk Analysis in Civil Engineering, II, pp. 946-952
- 14 - Thoft-Christensen, P. & Baker, M.J., 1982, "Structural Reliability Theory and Its Applications", Springer Verlag
- 15 - Lambe, T.W., 1973, "Predictions in soil Engineering", Geotechnique, 23, 2, pp. 149-202
- 16 - Lumb, P., 1971, "Precision and Accuracy of Soil Tests", Statistics and Probability in Civil Engineering, pp. 330-345, ICASP I
- 17 - Lumb, P., 1974, "Application of Statistics in Soil Mechanics", Chpt. 3, Soil Mechanics New Horizons, Ed. I. K. Lee, Newness – Butterworks
- 18 - Rippa, F. & Vinale, F., 1982, ESOPT II, "Experiences with CPT in eastern Naples area", pp. 797-804
- 19 - ICE 1966, "Large Bored Piles", RCA – Institution of Civil Engineers, Summing Up., pp. 155-157 (Skempton)
- 20 - de Beer, E.E., 1963, "The scale effect in the transposition of the results of deep-sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations", Geotechnique, 1, 13, pp. 39
- 21 - Begemann, 1965, "The Friction Jacket Cone as an Aid in determining the Soil Profile", VI ICSMFE, Montreal, vol. I , pp.17-20
- 22 - Mandolini, A. & Viggiani, C., 1992, "Settlement predictions for piled foundations from loading tests on single piles", Proc. of the WROTH MEMORIAL Symposium, Predictive Soil Mechanics, pp. 464-482

23 - Heijren & Janse, 1985, nº 91, August, Lgm Mededelingen, Case Studies, ESOPT II

24 - de Mello, V.F.B. et al, 2004, “Profissões Apaixonadamente abraçadas ou Cultuadas; ou Manietadas por Normas, COD e ISOs arcaicos e compreendidos inquestionados!”, SEFE V, vol. I, pp. 1 –32.

25 - Jardine, R.J. et al, 2001, “ A competition to assess the reliability of pile prediction methods”, 15th ICSMFE, Istanbul, 2, pp. 911-914

26 - Benjamin, J.T. & Cornell, C.A., 1970, “Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers”, Mc. Graw –Hill

27 - Cooke, R.W., 1986, “Piled raft foundations on stiff clays – a contribution to design philosophy”, Geotechnique, 36, 2, pp. 169-203

28 - Rippa, F. & Vinale, F., 1982, ESOPT II, “Experiences with CPT in eastern Naples area”, pp. 797-804

29 - Briaud, J. L. & Gibbens, R., 1994, “Predicted and measured behavior of 5 Spread Footings on Sand”, ASCE GSP 41

30 - de Mello, V.F.B., 1957, “Cargas de trabalho das fundações profundas executadas por perfuração”, Revista de Engenharia Mackenzie, vol. 42, nº 133, pp. 91-96

31 - Bishop, A.W., 1952, “ Stability of Earth Dams. “, London University, Ph. D.Thesis

32 - de Mello, V.F.B., 1972, Guest Lecture, “Thoughts on Soil Engineering applicable to residual Soils”, 3rd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Hong Kong, Nov., pp. 5-34

33 - de Mello, V.F.B., 1979, “Apreciações sobre a Engenharia de Solos Aplicável a Solos Residuais”, Boletim Especial ABGE, tradução nº 9

34 - de Mello, V.F.B., 1987, “Riesgo en Obras Geotecnicas: Sugerencias Conceptuales y Praticas”, VIII PANAM, vol 4, pp. 319-347, Cartagena

- 35 - de Mello, V.F.B., 1988, "Risks in geotechnical engineering. Conceptual and Practical Suggestions", AIT Geotechnical Engineering, vol. 19, pp. 171-207, Bangkok / Thailand
- 36 - Tan, C.K. & Duncan, J.M., 1991, "Settlement of Footings on Sands and Reliability", ASCE, GSP 27, pp. 446-455
- 37 - Li, K. S. & Lumb, P., 1987, "Probabilistic design of slopes", Canadian Geot. Jr., 24, 4, pp. 520-535
- 38 - Bishop, A.W., 1955, " Use of the slip circle in stability analysis of slopes". I Tec. Sess.: Gen. Theory of Stab. Of Slopes, Géotechnique, vol. V, pp. 7-17
- 39 - de Mello, V.F.B., 1969, "Foundations of Buildings in Clay", VII ICSMFE, Mexico, State-of-the-Art, pp. 49-136
- 40 - de Mello, V.F.B. e Silveira, E.B.S., 1958, "Cálculo da curva Real de frequência de distribuição do grau de compactação em barragens de terra", II COBRAMSEF, ABMSm vol I, pp. 307-314.
- 41 - Borges, J. F. & Castanheta, M., 1971, Strutural Safety, LNEC, course 101
- 42 - Casagrande, A., 1965, "The Role of the calculated Risk in Earthwoth and foundation Engineering", 2nd Terzaghi Lecture, ASCE 91, SM 4, pp.1-40
- 43 - Barge, M. et al. 1964 "Auscultation de la Digue de Serre-Ponçon" 8^o Cong. ICOLD, Edinburgh, II, 29-45.
- 44 - Ledeuil, E. 1980, "Estimation du debit et de la nature des fuites d'un barrage en terre sur lit alluvionnaire (Application au barrage de Serre-Ponçon)" Revue Française de Geotechnique 13, 53-62.
- 45 - Seed, H.B. et al, 1983, " Evaluation of liquefaction potencial using field performance data", Journal ASCE, vol. 109, GT3, pp. 458-482
- 46 - Joosten, Hugo "Process for solidifying Soils" U.S. Patent ≠ 2,081,541 patented May 25, 1937.

- 47 - Combelles, P. 1976 "Mesures Piezometriques et de Fuites a E.D.F." 12^o Cong. ICOLD, Mexico City, 5, 290-293.
- 48 - de Mello, V.F.B., 1972, "Discussion on Q.42 – Impervious Elements and Slope Protection on Earth and Rockfill Dams, 11th ICOLD, vol. V, pp. 394-406
- 49 - de Mello, V.F.B., 1973, "Relator Geral: Elementos Impermeáveis de Barragens de Terra-Enrocamento", IX CBGB, pp. 1-25
- 50 - de Mello, V.F.B., 1979, "Discussions – Eng's Design. Prescriptions, Discontinuity, Progress, Reliability.", 4th ISRM, Montreux, vol. 3, pp. 311-312
- 51 - de Mello, V.F.B., 2004, "Reappraising Historical Coincidences that Radically Mislead Slope Destabilization Analyses of Homogeneous Earth Dams", Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton, London
- 52 - de Mello, V.F.B., 1981, "Proposed Bases for Collating Experiences for Urban Tunnelling Design.", Symp. On Tunnel and Deep Excav. In Soils, ABMS, NRSP, pp. 197-235
- 53 - de Mello, V.F.B., 1983, "Colecta de Experiencias de Túneis Urbanos para Orientar as Tarefas de Projeto", Revista Geotecnia, nº 38, pp. 3-43
- 54 - Int. Symp. "Prefailure deform. Characteristics of geomaterials" , Eds. Shibuya, S., Sapporo, 1994
- 55 - Int. Symp. "Prefailure deform. Characteristics of geomaterials" , Eds. Jamiolkowski, M., Torino, 1999
- 56 - Int. Symp. "Prefailure deform. Characteristics of geomaterials" , Eds. Di Benedetto, H. et al, Lyon, 2003
- 57 - de Mello, V.F.B., 2005, "Instabilizações de Taludes, por Infiltrações, Drenagens, e Equilíbrio Força-Deslocamento: Erros Históricos; Correções.", IV COBRAE, vol. 1, pp. 415-429
- 58 - Skempton, A. W, e MacDonald, D.H., 1956, "The allowable settlements of buildings.", Proc. Instn. Civ. Engrs., 5 (3), pp. 727-768

59 - Bjerrum, L. e Eggestad, A., 1963, "Interpretation of Loading Test on Sand.", 3rd ECSMFE, Wiesbaden, vol. 1, pp. 199-203

2.1.12 BIBLIOGRAFIAS

1 - Bryson, B., 2003, " A short history of nearly everything", Broadway Books, N.Y.

2 - Shinozuka, M. & Spanos, P.D., 1993, "Probabilistic Engineering Mechanics".

3 - Shapiro and Wilk "An analysis of variance test for normality (complete samples)" BIOMETRIKA, 52, pp. 591-611.

4 - Hasofer, A.M. & Lind, N.C. (1974) "Exact and invariant second mode Code format" ASCE Eng'g Mech. 100, pp. 111-121.

5 - Maigre, R. 1955 "Realisation par injection d'un écran impermeable en matériau alluvionnaire", 5th Int. Conf. ICOLD, Paris, I, pp. 757-801, Q. 16, R. 79.

6 - Douillet, G. & Ledeuil, E., 1980 "L'auscultation du barrage de Serre-Ponçon depuis sa naissance et sur 20 ans d'exploitation", Revue Française de Geotechnique, 10, pp. 21-38.

7 - Ledeuil, E. 1980 "Estimation du debit et de la nature des fuites d'un barrage en terre sur lit alluvionnaire" (Serre-Ponçon), Rev. Franç. Geotechnique, 13, pp. 53-62.

8 - Lumb, P., 1966, "The variability of natural soils", Canadian Geot. Jr., vol. 3, 2, pp. 74-97

9 - Lumb, P., 1983, "Statistical Soil Mechanics", 7th ASIAN CSMFE, Haifa, 2, pp. 67-81

10 - Chowdhury, R.N., 1984, "Recent Developments in landslide studies: probabilistic methods – State-of-the-Art Report", 4th Int. Symp. On Landslides, Toronto, 1, pp. 209-228

11 - Leonards, Feb. 1982, "Investigation of Failures", ASCE 108 GT2, pp.185-246 (I-95 – Embankment)

12 - de Mello, V.F.B., 1965, Discussions – “Cone Penetration Test”, VI ICSMFE, Montreal, vol. III, pp. 294-295

13 - Leonards, G.A., 1985-1987, Dam Failures, Elsevier

14 - Kreuzer, H. & Bury, K., 1984, “ A probability based evaluation of the safety and risk of existing dams”, pp. 61-71, Safety of Dams, J. Laginha Serafim, University of Coimbra, Portugal

2.2 Ditames Profissionais Clássicos Ilustrados à Luz de Regressões e Limites de Confiança.

2.2.1 Graus de ignorância progressivamente atenuados, expressos em gráficos.

Determinados fenômenos naturais muito raros e de grave consequência ambiental são de complexidade e erraticidade demasiado acentuadas para a formulação de teorizações matematizadas, mesmo com faixas de confiança muito largas para ações nominais mínimas de atendimento à sociedade. Persiste também a importância da comunicação visual como orientação (cf. Cap. 2, item 2.1): tais representações em gráfico servem apenas de alerta, cabendo ao usuário julgar subjetivamente a fiabilidade da informação.

Bem se frisou (Ref. 1) que nas complexidades naturais qualquer parâmetro único global é composto de incontáveis componentes, $X = f(a, b, c, d \dots, n \dots)$ e os avanços das pesquisas, conhecimentos, e aplicações tem que respeitar os diferenciais parciais, mantendo todos os parâmetros constantes, salvo o submetido à inquirição específica $\partial X / \partial n$.

1. Liquefação por Sismicidade.

A Fig 2.2.1.1 (Ref. 2) ilustra o grau máximo de indefinição, embora atualmente ainda provedor de alguma base não repudiável para facultar a ação nominal: compreende separar dicotomicamente os casos de ocorrências de RUPTs ou não, mediante a fronteira indicada em gráfico. Os próprios dados são apenas descritivos, aproximados e/ou muito questionáveis inclusive sob os conceitos sismológicos e geotécnicos. O gráfico sugere a interposição de CODs. A limitadíssima repetitividade dificulta a evolução.

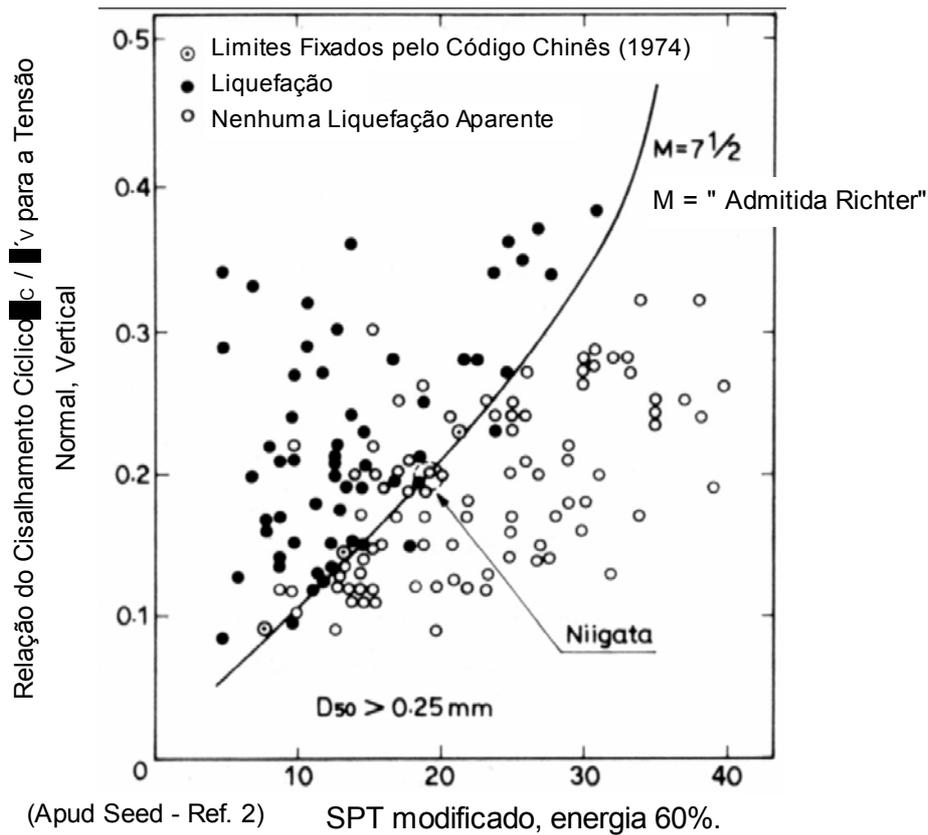


FIG. 2.2.1.1 - Receita em Grau Máx de Ignorância, Fronteira RUPT / NÃO-RUPT segundo CODs: Difícil.

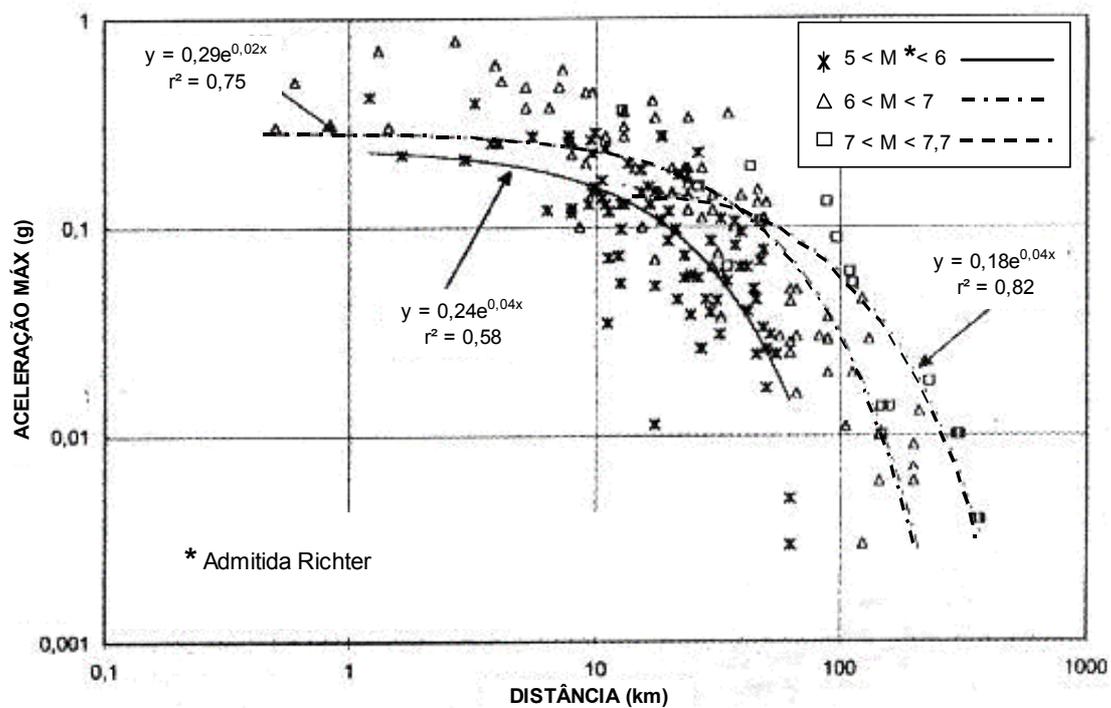


FIG. 2.2.1.2 – Indicações correntes referentes aos graus de sismicidades e atenuações com distância (Apud Bolt – Ref. 3).

Sob perspectiva sismo-tectônica predominam as curvas convencionais da Fig. 2.2.1.2 (Ref. 3 e 4) entre aceleração (máxima) e distâncias, curvas estas bem e logicamente diferenciadas para diferentes Magnitudes Richter M. (N.B. Não são raras as confusões entre os M e a escala Mercali Modificada de danos mui complexamente conseqüentes). Sob ponto de vista geotécnico-estrutural, a própria aceleração tem aplicabilidade muito questionável na maioria dos casos. Para tratamento mais detalhado ver Cap. 4. Enquanto isto: (1) a ordenada, intuída aproximadamente para o fenômeno de efeito retardado cumulativo integrado da liquefação, constitui mera tentativa louvável; e (2) a abscissa do índice SPT de investigação bruta grosseira de “simple reconhecimento” ilude muito quanto à correção apenas pela energia (Ref. 5).

Por todos os lados são demasiados os parâmetros intervenientes seja na abscissa, seja na ordenada. Inexorável assim a escapatória do recurso a CODs (item 2 a seguir). No parâmetro de entrada, a abscissa, pareceria que a Distância é inquestionável: porém nela estão implícitas muitas variações de primeiro grau de conseqüência, tais como variações de topografias, geologias, graus de saturação, etc. Quanto aos efeitos, representados na ordenada, são igualmente múltiplos, e, portanto, cada parâmetro adotado englobando super-simplificações, muitas são até insensatas. A aceleração máxima de um trem de ondas só é válida para acionamentos rígido-friáveis instantâneos tal como um “relay” relé (Ref. 6) ou um eixo acoplado turbina-gerador muito sensível. Perante a liquefação mássica seria menos ilógico cogitar de um acúmulo de energia em determinado tempo, incluía apenas as oscilações que mantivessem o cisalhamento cíclico crítico em valores de F inferiores a (ex.) $\leq 0,7$. Em resumo não passa de ilusória qualquer postulação atualmente visualizável, conquanto meritório todo os esforço dedicado à busca de alguma porta aberta. É igualmente ilusória a postulação de diferentes Magnitudes: e ainda remota a almejada representação de EP de AZs de hipotéticas recorrências.

A Fig. 2.2.1.3 consigna apenas um estudo em andamento incipiente da extrema variabilidade e erraticidade dos dados de 273 estações de registro de

“forte movimento” (“strong-motion”) no episódio do sismo CHI-CHI (Skikung Dam) que cisalhou uma barragem-gravidade em Taiwan (Ref. 4, 7A e 7B).

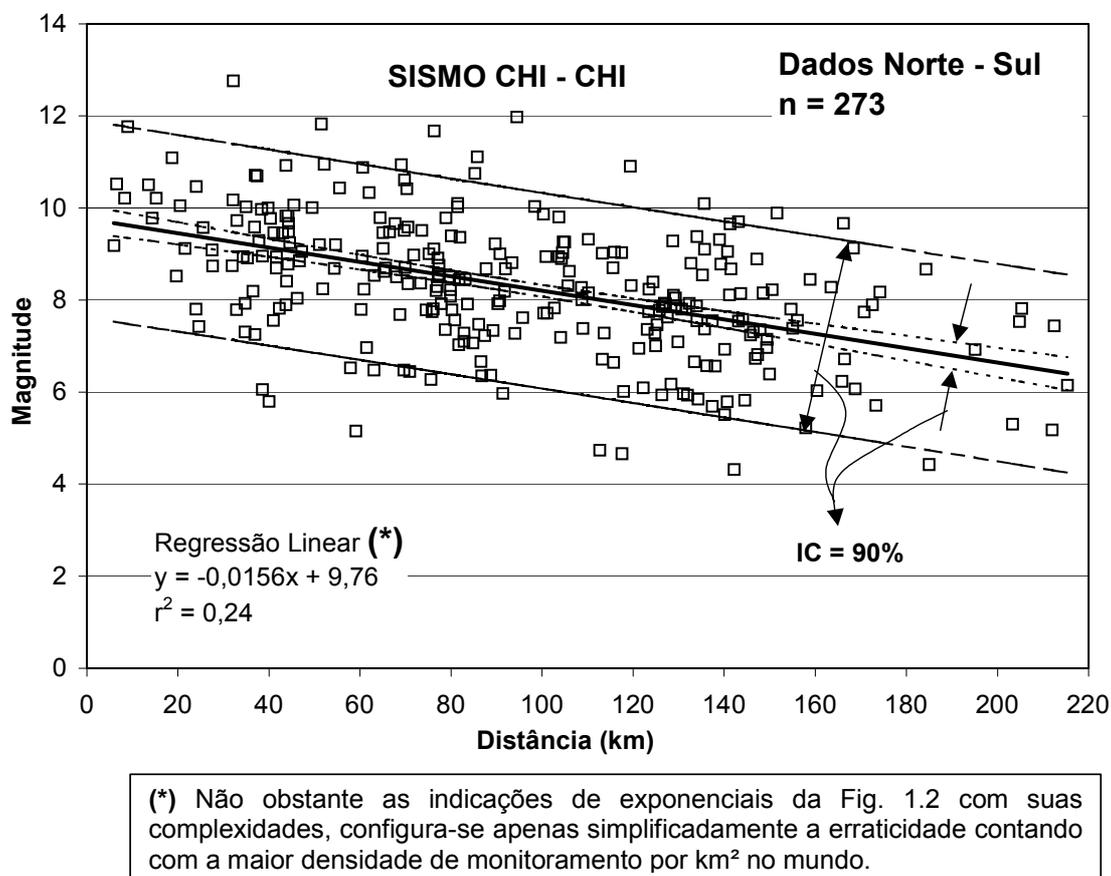
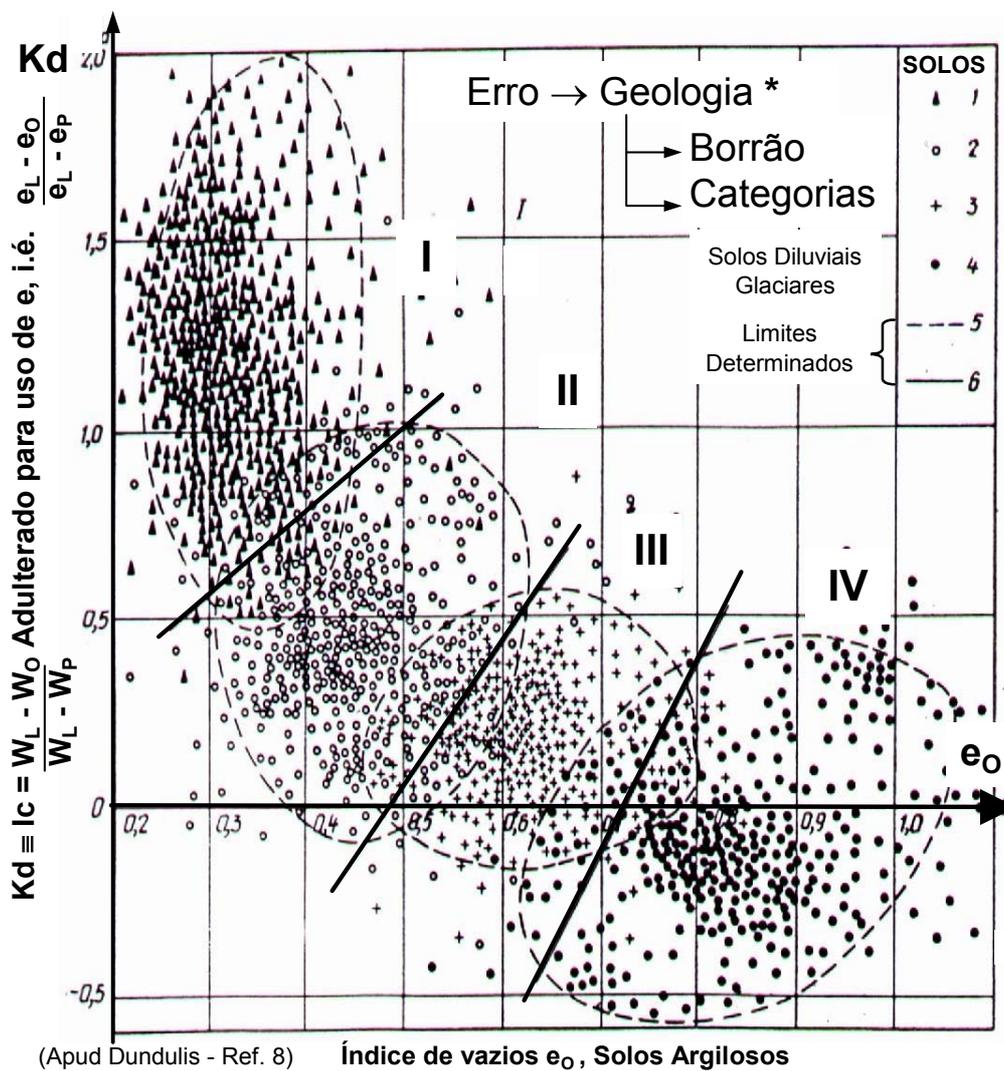


FIG. 2.2.1.3 – Extrema erradicidade dos monitoramentos especializados de sismo notório moderno na ilha de Taiwan.

2. Subdivisão arbitrária figurada em gráfico de categorias de coeficientes abrangendo múltiplos parâmetros:

A Fig 2.2.1.4 (Ref. 8) ilustra bem a condição que ao fim só serve a uma finalidade restrita, geralmente de negação. Independentemente de se ter inventado um novo índice pseudo-geotécnico (K_d = Índice de adensamento em função dos índices de vazios) o que se conclui é que os depósitos glaciares holocênicos ($0,1$ a $0,15 \times 10^6$ anos) são extremamente erráticos, mesmo em seus estratos e nas categorias atribuídas. Até certo ponto, com documentação bem parca, a formulação do Gráfico de Plasticidade (Ref. 9) redundou no mesmo tipo de produto, de servir para rechaçar, por categorias, solos indesejáveis para a construção de aeroportos: o prestígio e inércia

preservaram as abreviações das categorias, ex. CH, quando igualmente abreviada seria $w_L 120 w_P 55$, muito mais rica em informação. Conclue-se (por exemplo, comparando com situação análoga na Medicina) que a ausência de tentativas de aplicar E. e, particularmente regressões múltiplas estatísticas, prejudicou todo o histórico da Geotecnia, pelo seu determinismo nato. Mais honesto perante as responsabilidades da engenharia seria confessar declaradamente que os depósitos são tão erráticos que exigem soluções denominadas “robustas” tipo “guarda-chuva amplo”.



* c. Parâmetros γ , w , e , w_L , I_p , c , ϕ , E Geotécnicos Clássicos.

1, 2 Tilitos Pleistocênicos; Médios; Superiores

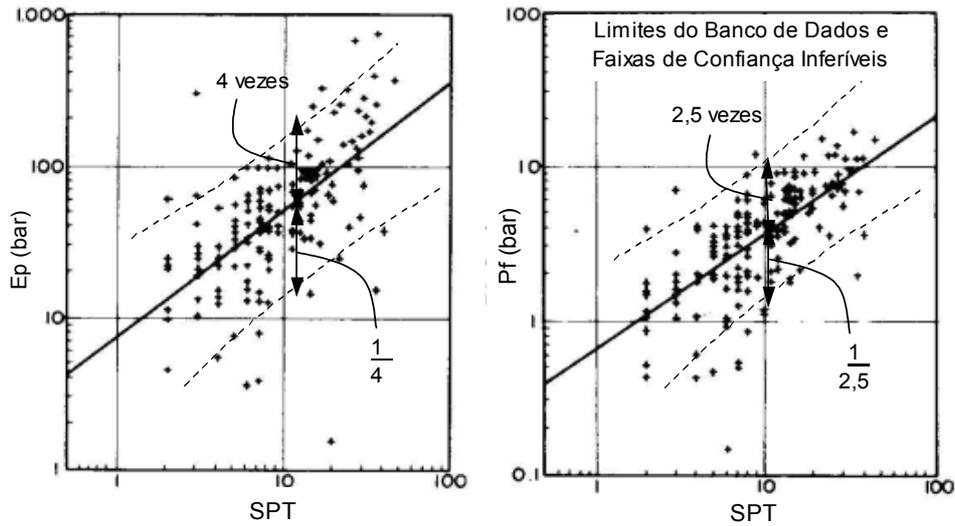
3, 4 Argilas Diluviais; Pleistocênica Superior; Holocênica

FIG. 2.2.1.4 – Segundo Grau de Ignorância: Índice Inovado; Dados em Borrão, e Subdivisão em Regiões com muitas superposições.

3. Linearizações Forçadas a Esmo: Pseudo-correlações Lineares Visuais.

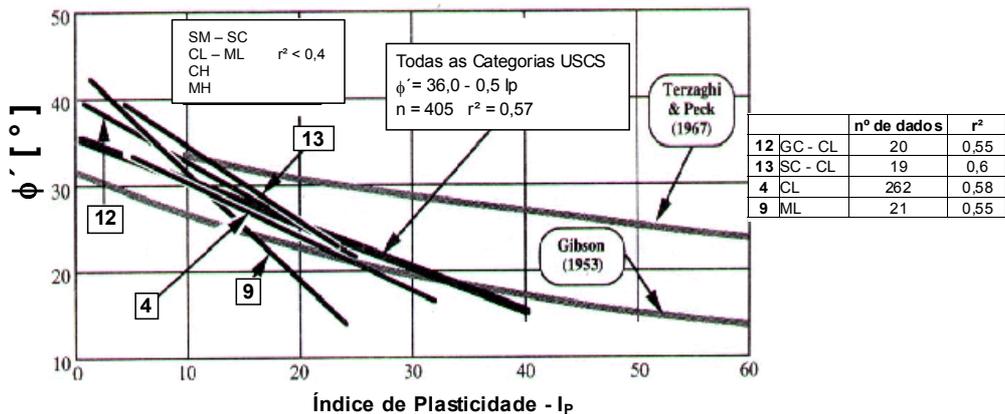
Para um jovem formando, uma conferencia em Abril 1946 pelo famoso velho Hardy Cross (das sucessivas relaxações em estruturas de aço) não podia deixar de ser impactante. Asseverou que o Engenheiro Civil procura sempre linearizar toda e qualquer relação $Y = f(X)$ representável em gráfico. Tenta a aritmética simples: em seguida, a semilog em suas duas variantes, e finalmente a log-log. A Fig. 2.2.1.5 (Ref. 10 e 11) exhibe um exemplo da log-log (entre parâmetros do SPT e do Pressiômetro) levada a um nível de faixas tão latas que resulta inútil para as decisões da engenharia. Por um lado as dispersões se ampliam muito com dados coletados de todo um País, e de parâmetros unitários muito rudimentarmente definidos. O SPT é notoriamente grosseiro e errático, e o parâmetro pressiométrico pertence a NORM de publicação restrita ao próprio País. Adicionalmente trata-se de uma inconcebível correlação do índice de resistência ao módulo de deformação do ensaio pressiométrico tal como lá normatizado. O exemplo exagerado é apresentado de propósito: Como exemplo adicional são configuradas as retas postuladas da Fig. 2.2.1.6 onde encontram-se também os r^2 . Ilustra-se inclusive assim com exemplos condignos o quão pouco o geotécnico se acostumou a concluir que valia a atribuir ao r^2 das diversas regressões, índice visceral em toda a EP. Os valores consignados variam entre 0,37 e 0,98, mas não são raras as publicações citando valores até bem menores.

Com relação a depósitos glaciares já referidos na Fig 2.2.1.4, reproduz-se na Fig. 2.2.1.6 (Ref. 12) o exemplo exagerado de linearizações postuladas para depósitos análogos na Suíça. Incorpora-se também um índice inovado de comportamento geotécnico pouco investigado e baseado apenas em práticas normatizadas.

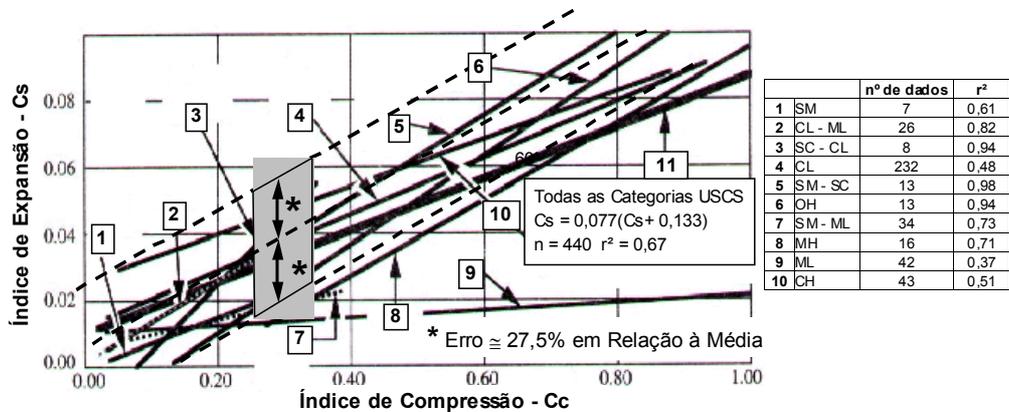


Ep = inclinação da relação linear pressão-volume
 Pf = pressão de cedência no gráfico

FIG. 2.2.1.5 - Relações Entre Valores SPT e Parâmetros do Pressiômetro (Solos Argilosos Diluviais). (Com Ressalvas e Revisões) (Apud Tsuchiya – Ref. 10 e 11)



Correlações, Ângulo de Atrito vs. Índice de Plasticidade, com Ressalvas.



Correlações, Índice de Expansão $C_s = C_e / C_c$

FIG. 2.2.1.6 - Correlações Geotécnicas Diversas Impraticáveis em Solos Diluviais Glaciares (Apud Dysli – Ref. 12)

4. Ilustração meramente numérica da variada gama de regressões igualmente válidas “a esmo”.

Em nível menos chocante correspondente ao r^2 da ordem de 0,75 apresentam-se para um campo numérico de (X,Y) entre $20 < x < 40$ e $22 < y < 34$ estas quatro equações além de algumas outras poucas usadas mas não subjugadas à linearização (Figs. 2.2.1.7A , 2.2.1.7B e 2.2.1.7C). Procura-se orientar o profissional quanto às incertezas decorrentes do freqüente uso intuído de regressões a esmo. Na prática corrente existem muitas correlações em uso já absorvido como teórico: na quase totalidade são pseudo-correlações visuais entre dois parâmetros únicos, dos originais e questionáveis; assim, estas não são aqui consideradas regressões (a esmo), portanto admissíveis como disponíveis para aprimoramentos pela estatística-probabilidade simples propugnada. Em princípio seriam piores as perspectivas das regressões a esmo: por tal motivo ilustram-se os problemas associados a um conjunto de 30 dados hipotéticos. (Ref. 13).

As duas questões básicas generalizadamente desconsideradas são: (1) as margens de erros associáveis dentro do quadro delimitado dos dados; (2) os riscos dos erros associáveis a extrapolações das equações (regressões) além do quadro dos dados. Admitem-se dados inquestionavelmente fidedignos. Ademais reitera-se que o propósito de toda equação é nortear o seu uso para casos futuros, sempre algo diferentes.

As figuras permitem minimizar o texto. Primeiramente confirma-se que todas as 10 regressões (sem seus intervalos de confiança) indicam uma representatividade considerada excelente na prática, com erros inferiores a $\pm 4\%$ (Fig. 2.2.1.7B). Em seguida confirma-se a recomendação da sabedoria prática, de não extrapolar além dos cerca de 10% sobre o conhecimento já firmado, a cada passo. Sugere-se os 10% a cada passo significativo. Porém, pelo conhecimento da necessidade de 10 a 15 dados para cada confirmação Gaussiana minimamente adequada, já cabe reformular tal preceito oralmente divulgado. Para a demonstração emprega-se duas parábolas (as regressões

análogas mais divergentes), as de máxima concavidade para cima e para baixo.

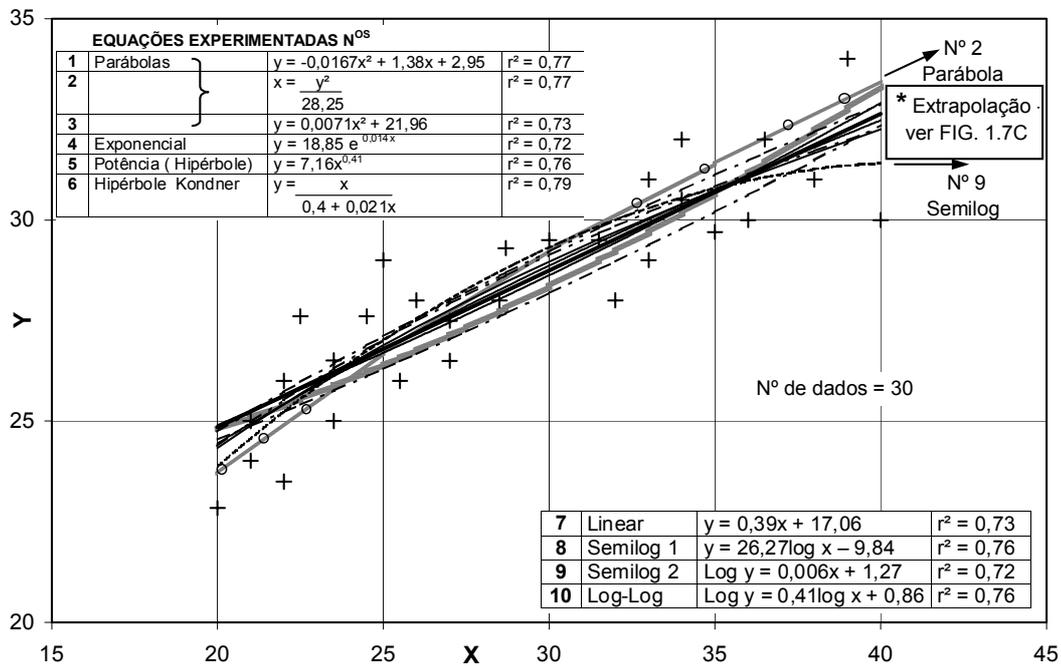


FIG. 2.2.1.7A - 10 Equações de regressões potenciais, de r^2 iguais, medianos a bons.

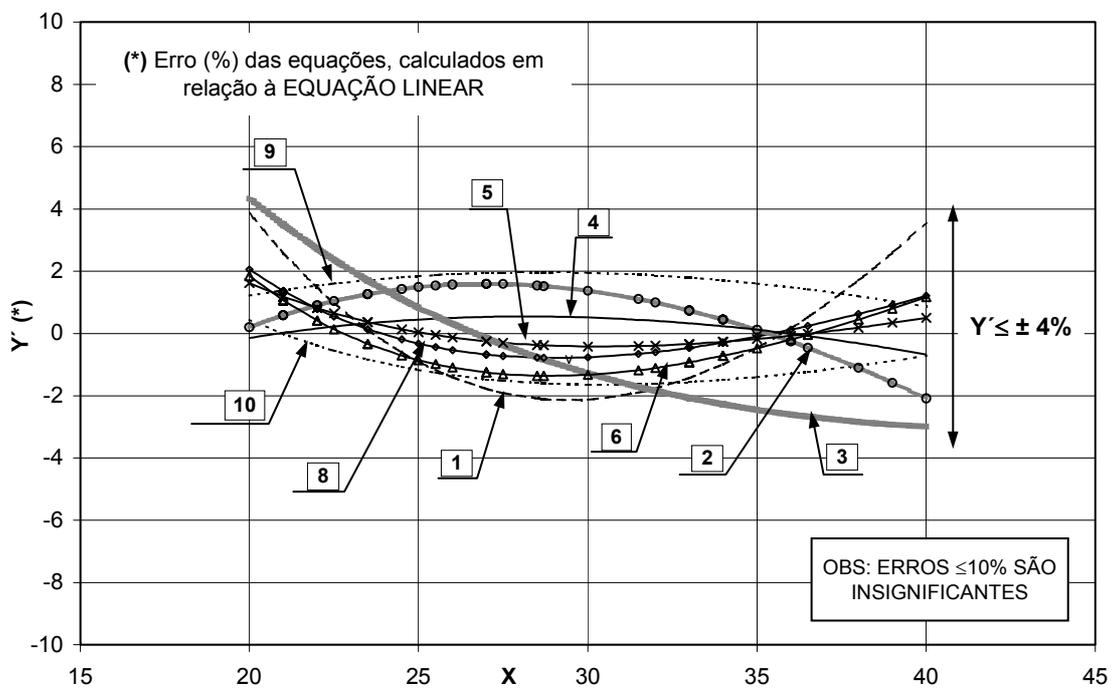


FIG.2.2.1.7B - Erros das Regressões a Esmo em Relação à Linear.

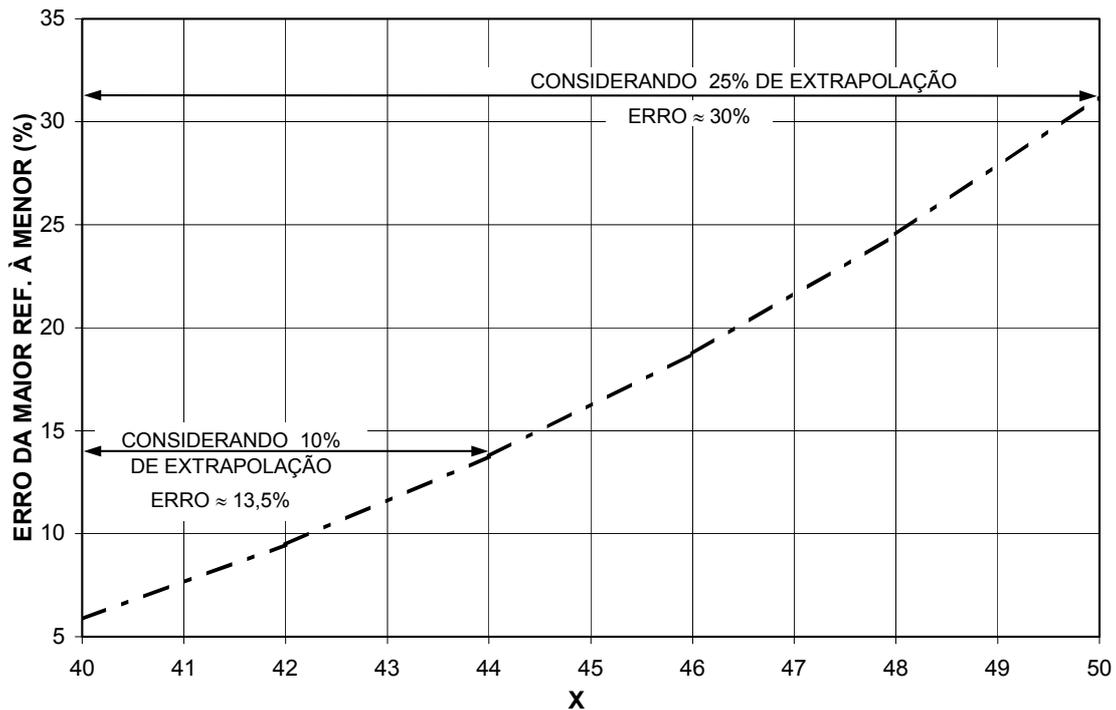


FIG. 2.2.1.7C - Extrapolação de X em 10% e 25%.

A Fig. 2.2.1.7C ilustra a aceitabilidade da diferença da ordem de 14% com o preceito convencional. Em comparação a eventual extrapolação em até 25% já avança significativamente, e com tendência exponencial de prosseguir, para a faixa indesejavelmente arriscada.

Finalizando as indicações referentes às relativas valias das extrapolações, resolve-se considerar não só as equações, mas também os IC usuais representativos. A lógica indica que perante extrapolações desejáveis é nitidamente preferível que a família de pontos definindo o universo E. se situe próximo aos extremos. Para aquilatá-lo resolveu-se constituir a família básica com o dobro (60) dos pontos, e depois subdividi-la em dois conjuntos dos 30 em uso, mas primeiro com todos situados no meio, e em seguida, comparativamente com 15 situados em cada um dos extremos.

A Fig. 2.2.1.8A representa os 60 pontos distribuídos resultando no r^2 da ordem dos 0,72 das equações empregadas. A Fig. 2.2.1.8B indica a equação e os IC para o conjunto dos 30 pontos centrais. O r^2 da própria regressão diminui pelo retorno a apenas 30 dados: o interesse se concentra, porém nos IC.

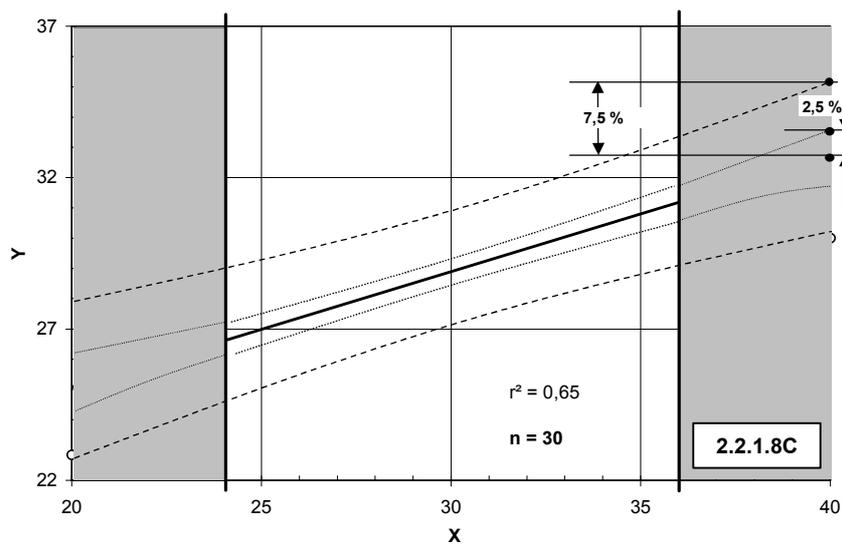
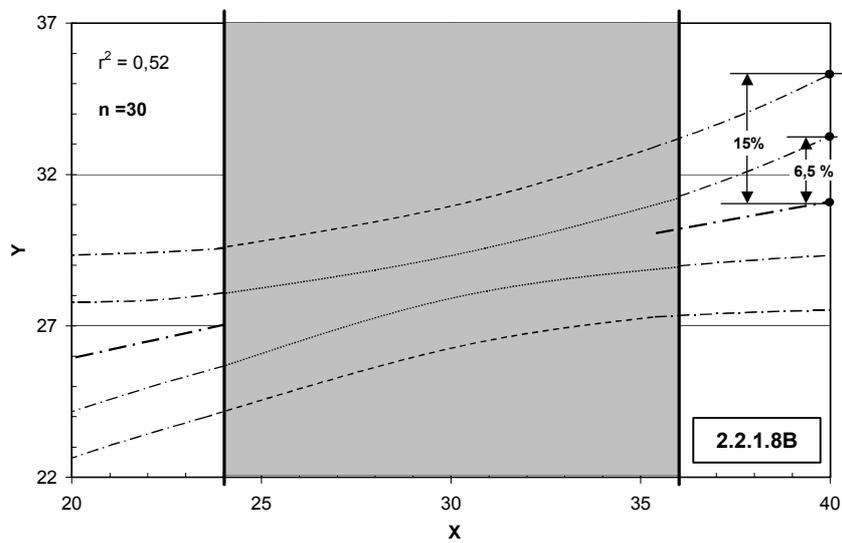
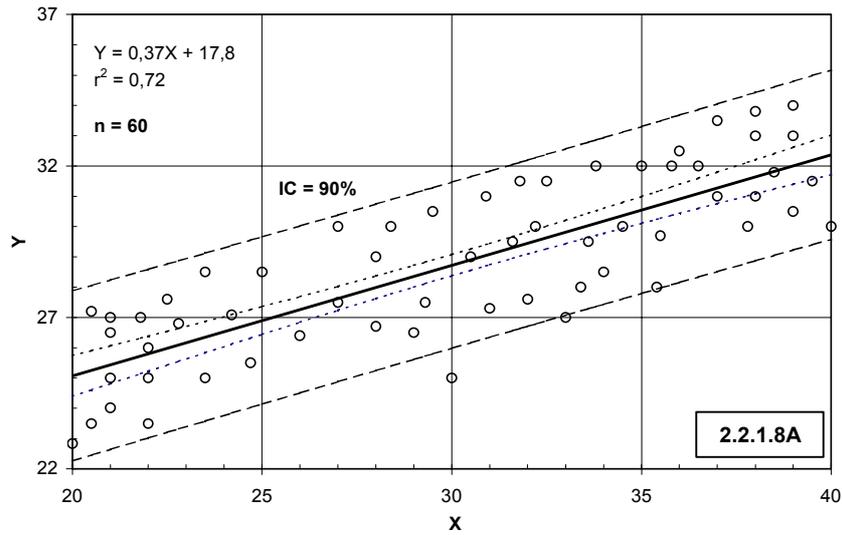


FIG. 2.2.1.8 - Análise de pontos aleatórios para distribuições concentradas no centro e nos bordos.

Finalmente a Fig. 2.2.1.8C fornece os resultados para a condição dos 15//15 pontos concentrados nos extremos. Fornecem-se as melhoras numéricas, significativas. Frisa-se, porém, que só interessa a comprovação numericamente significativa do princípio em foco.

2.2.2 Interveniências nefastas de NORMs, CODs, ISOs, conforme empregados.

2.2.2.1 NORMs são indispensáveis para estabelecer elos de comunicação entre Países, solos regionais, e práticas distintas: também, forçosamente em cada caso, entre a NORM praticada anteriormente e a revisão em proposição. Repete-se a ênfase em mínimo de 10 a 15 dados confirmatórios para cada Gaussiana; e não misturar solos notoriamente distintos numa mesma comparação. Infelizmente nada disto foi jamais feito. Os geotécnicos sênior considerados e confiados serem experientes passam a menosprezar os dados numéricos específicos, declarando sem pudor a realidade de que “a experiência” lhes faculta decifrar o necessário mais precisamente: esta confissão realística, destrói o respeito dos demais Civis pela especialidade e impede o avanço para avaliações dos AZs e RISCs. Ademais frustra o geotécnico em ascensão com a inquirição: como é que se adquire os exaltados “julgamento e experiência”?

Assim sendo as NORMs tem que ser aplicadas e revistas lastreadas em EP, e, admitindo as revisões periódicas atualizantes, tem que impor as comparações antes de qualquer promulgação e adoção. Nos casos DPO é justo solicitar e diferenciar entre as PREVs e confirmações livremente posicionadas, e as dos casos ditados por regulamentos.

Uma segunda lacuna e conseqüente crítica é a de que as NORMs se restringiram aos ensaios de laboratório: nunca inquiriram, sequer qualitativamente quanto menos via EP, quanto às grandes diferenças entre produtos alcançados de laboratório e de campo. Enfaticamente não só as condições de campo enfrentadas têm abrangido diferenciações acentuadas,

mas principalmente é nos equipamentos e métodos construtivos que ocorreram e ocorrem os mais marcantes desenvolvimentos.

2.2.2.2. Os CODs constituem imposição legal diferente de País a País. Consultores internacionais tem que respeitar esta imposição: a melhor forma consiste em trabalhar junto com um colega local. Persistem as mesmas observações resumidas para as NORMs, mas obviamente fazendo a recomendação da engenharia tramitar pelas vias legais. Se o posicionamento estiver bem documentado em EP, e AZ e RISC, a promulgação e implantação deverão ser mais apreciadas e rápidas.

Em Países extensos cabe particularizar por região distinta, de solicitações Naturais, topografias, ambientes e subsolos geológico-geotécnicos distintos. Em especial importam muito as grandes concentrações urbanas, e em solos problemáticos distintos: exigem-se, portanto, especificamente os CODs Municipais, sobrepondo-se aos posicionados como Nacionais.

Nas Figs 2.2.2.1A e B submete-se um resumo da condição recentemente encontrada pelo U.S. Bureau of Standards numa estatística de ensaios rotineiros de caracterização abrangendo laboratórios formalmente acreditados. Cabe reconhecer que duas componentes muito influentes são a adoção histórica de parâmetros de caracterização demasiado rudimentares, e também as erraticidades das execuções. Ilustrativamente concentra-se no w_L %. Geotecnicamente cabe observar que foram amostras de baixa plasticidade, nas quais o ensaio w_L é mais errático, principalmente usando o ensaio Casagrande, NORM U.S.

As 119 diferentes amostras foram ensaiadas por diferentes números de laboratórios, entre 50 e 370. Não se aplicando rejeições de resultados suspeitos como espúrios, a dispersão aumenta com o número, de modo que o IC de pontos, todos adotados como igualmente fidedignos aumenta. Assim sendo, a amostra 5, de plasticidade de mínimo e máximo número de ensaios, teria dupla razão para refletir maiores erros entre max e min.

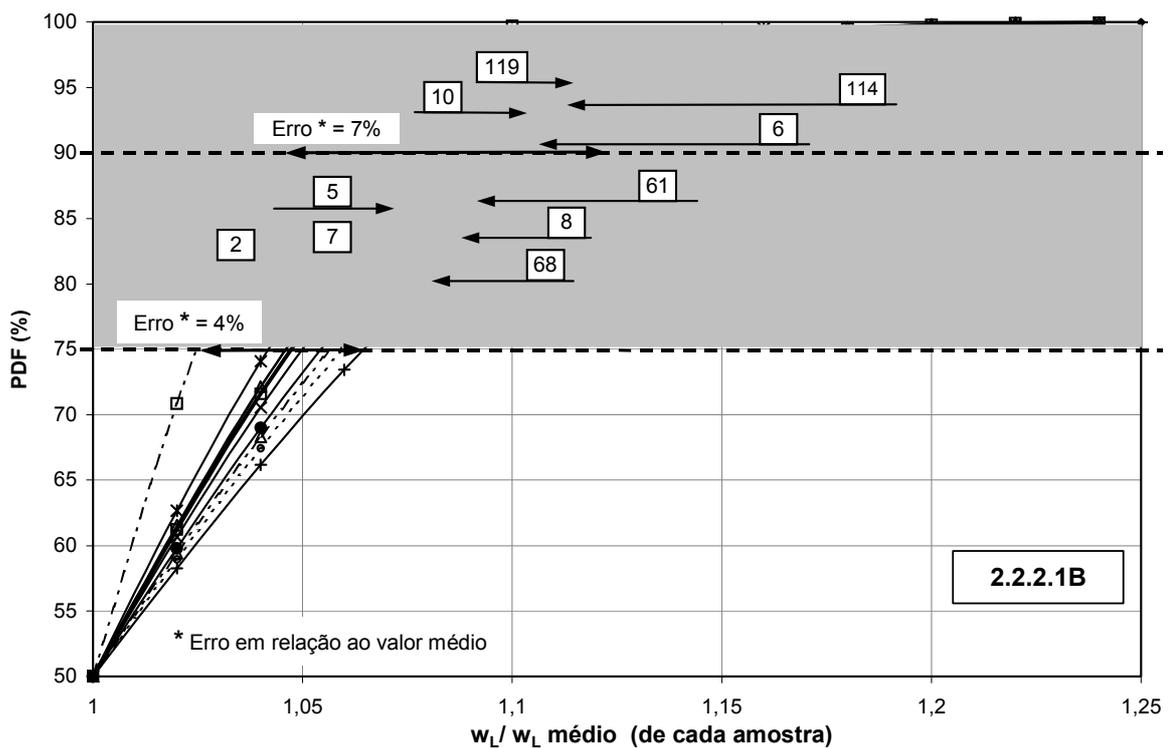
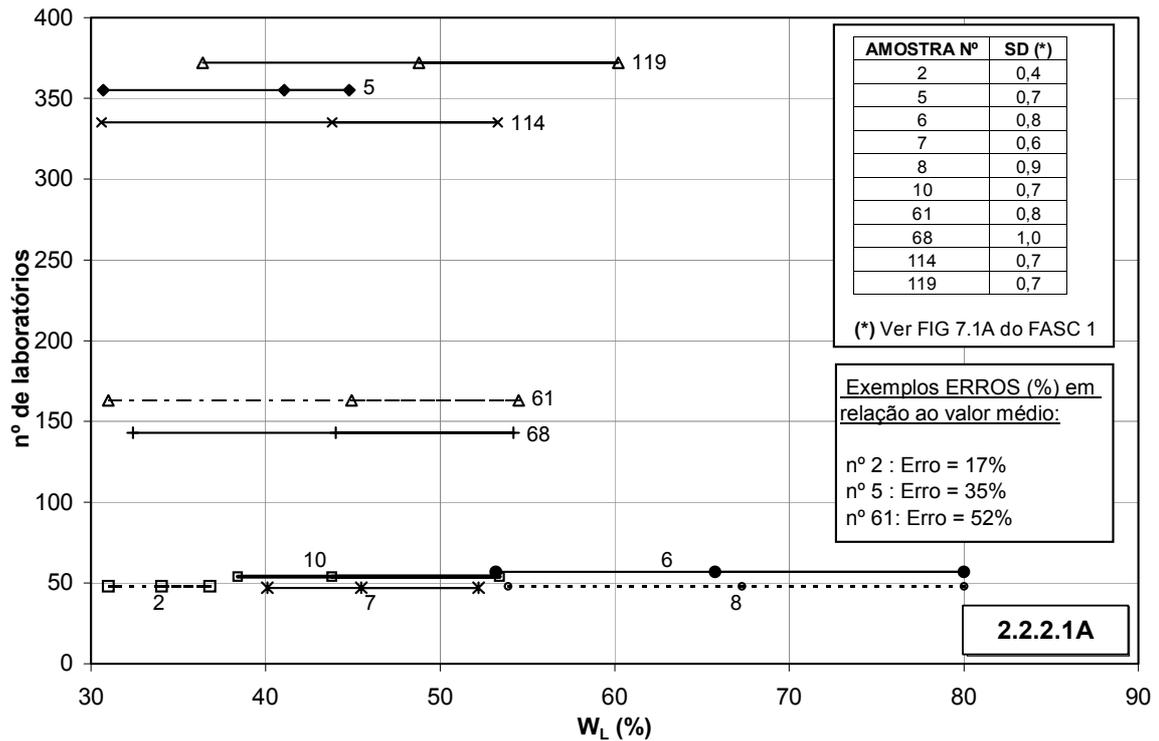


FIG. 2.2.2.1 - Análise dos Dados de w_L , Providos pelo U.S. Bureau of Standards, Comunicação Pessoal.

A Fig. 2.2.2.1A, com 10 casos representativos seleccionados fornece as bases para reflexões sobre a conjugação de tais fatores. Na tabela da Fig. 2.2.2.1A e

na Fig. 2.2.2.1B indicam-se os valores de 5D, a serem julgados em referência às inclinações características apresentadas na Fig. 2.1.7.1A do item 2.1.

2.2.2.3. ISOs de controle de qualidade em repetitividade.

Face às postulações supra, cabe resumir o comentário liminar de rechaço conceitual das ISOs. Como em realidade nada é jamais igual, tudo difere e altera com o local e tempo, o princípio único impositivo é de fazer o melhor especificamente suscitado técnico-econômico-logístico, comparando via EP com o ESTADO-DA-ARTE correlato. Portanto, se em ensaios e demais componentes pequenas e distantes do produto global de responsabilidade, o mesmo erro for repetido dentro da estreita faixa de confiança atinente a produtos industriais, o ISO (do erro) resultará sancionado. Dentro da complexidade e dos avanços rápidos da geotecnia, seria necessário que a fiscalização fosse exercida por alguém entre os mais qualificados (ex. relação professor-aluno): impraticável.

Entretanto, é importante resgatar a aplicabilidade dos ISOs com o emprego da EP consciente sobre produtos acabados de responsabilidade e testados: por exemplo, estacas diversas, comprovadas por execução repetitiva e por PCs, em cada condição estatisticamente análoga. Por difícil e oneroso que seja, basta lembrar os milhares de estacas executadas por determinada Executora Especializada, mais do que centena por edifício corrente vindowo; reconhece-se a boa relação benefício/custo, mesmo sem extrair proveito de avanços técnicos que sejam indicados.

2.2.3 Importância de Bem Cobrir o Campo do Interesse Específico EP.

Recorre-se à Fig. 2.2.3.1 extraída de esforço audaz antigo (Ref. 1) embora a documentação numérica mereça correções e atualizações: continua servindo para a presente importante finalidade EP. É obrigatório sempre se comprovar uma teorização equacionada, mediante dados amostrados para bem cobrir o campo de aplicação pretendido. A teoria de capacidade de carga (pressão de RUPT) de sapata convida reflexões críticas em solos genéricos porque as

deduções dos 3 termos, que se somam, realmente deveriam incorporar os parâmetros de todos os 3 ensaios convencionais, CD (lentos, drenados), CU (adensados – rápidos) e UU (rápidos – rápidos, sem nenhuma drenagem quer de “preparo” quer de RUPT dos c.p.): isto em diversas condições de pressões: mas não o fizeram desde a formulação inicial, nem posteriormente. A Fig. 2.2.3.1 define os bordos do diagrama segundo duas condições teóricas absolutamente opostas: a abscissa segundo ângulos de atrito CD, sem coesão sequer NOM; e ordenada puramente só com coesão, e $\phi' = 0^\circ$. Assim sendo o que faz muita falta é o preenchimento do recheio, para conferir as curvas. Adiante se ressalva que também remanescem lacunas parciais na ordenada da coesão em certos solos. Conforme bem demonstrado no item 2.1, sub-item 2.1.7.3, na atual condição da geotecnia já um primeiro parâmetro incremental qualificativo quantificado produz um grande avanço de definição, o subsequente já sendo bem menos influente. As pormenorizações geotécnicas pertencem alhures.

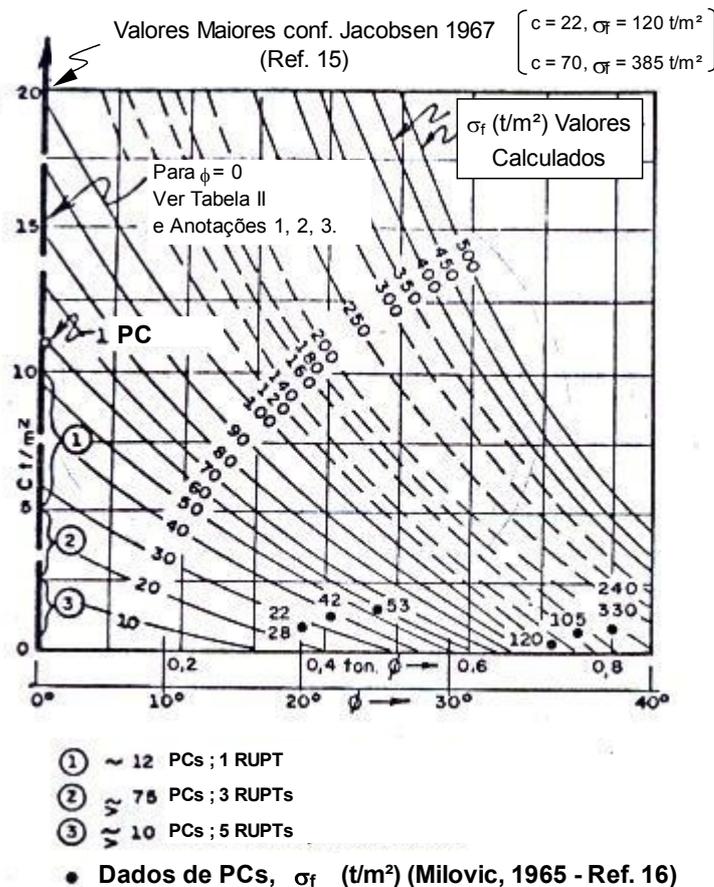


FIG. 2.2.3.1 - Campo de Interesse de σ_{RUPT} e Dados Confirmatórios Disponíveis, 1969.

Todos os ensaios registrados foram rápidos. Das 97 PCs de argila apenas 9 realmente confirmavam RUPT patente, as demais 88 tendo ficado com RUPTs NOM. Reitera-se do texto original: empregou-se o valor único de $\gamma_{\text{nat}} = 1,6\text{t/m}^3$ e profundidade $D = 1\text{m}$. As gamas de variações em uso foram $0 \leq c \leq 20\text{t/m}^2$, $0 < \varphi < 40^\circ$; e largura potencialmente $0,3 \leq B \leq 20\text{m}$. Para simplificar as curvas foram só as correspondentes ao $B = 2\text{m}$. Empregou-se a teoria de capacidade de carga de sapatas de Brinch Hansen (Ref. 14).

Como conclusão imediata inescapável vê-se que o campo pretendido de aplicação da fórmula está muito mal amostrado no recheio como também nas duas demais “fronteiras potenciais”: uma, o alto c conjugado com diferentes φ (que se conseguem com diferentes graus de saturação $S_r\%$); outra, com altos valores (c, φ) conjuntamente.

2.2.4 Origem Respeitável Iludente da RUPT Determinística no $F \equiv 1,00$.

Registra-se com respeito o fato de que em sua Tese (Ref. 17) Bishop crismou o princípio (p. 11) de se basear em “conferindo em casos em que o F é sabido ser unitário. Este é provavelmente o mais impressionante teste de todos”. Cabia, pela época do raciocínio rígido-plástico, algo justificável nas obras de porte comparativamente diminuto e precisões rudimentares de observações. Coube também um entusiasmo especial mundial de promoção das análises de estabilidade via pressões efetivas em lugar às pressões totais: este júbilo infantil pelo novo brinquedo, nos laboratórios e obras, embora desapercibido como precário, valeu-se da tese do $F \equiv 1,00$. Outrossim, a poderosa parceria Bishop-Bjerrum viu-se reforçada pelo fato de que em seu método de análise (Bishop 1952, p. 7) decidira usar um FATOR DE REDUÇÃO (FAT RED) da resistência e força restauradora do equilíbrio tal que “o procedimento consiste em encontrar por tentativas e erros, a superfície deslizante para a qual os FAT SOL e RESISTENTES (FAT RES) estejam (ainda) no equilíbrio para a mínima redução da resistência”.

A Fig. 2.2.4.1 (Ref. 18) resume um exemplo das principais análises publicadas. Trata-se de uma seção da súbita ruptura de Lodalen (Ref. 19), da qual se apresentaram também duas outras seções. Merece menção a referência tanto às 3 seções rompidas, como a duas laterais contíguas que permaneceram estáveis.

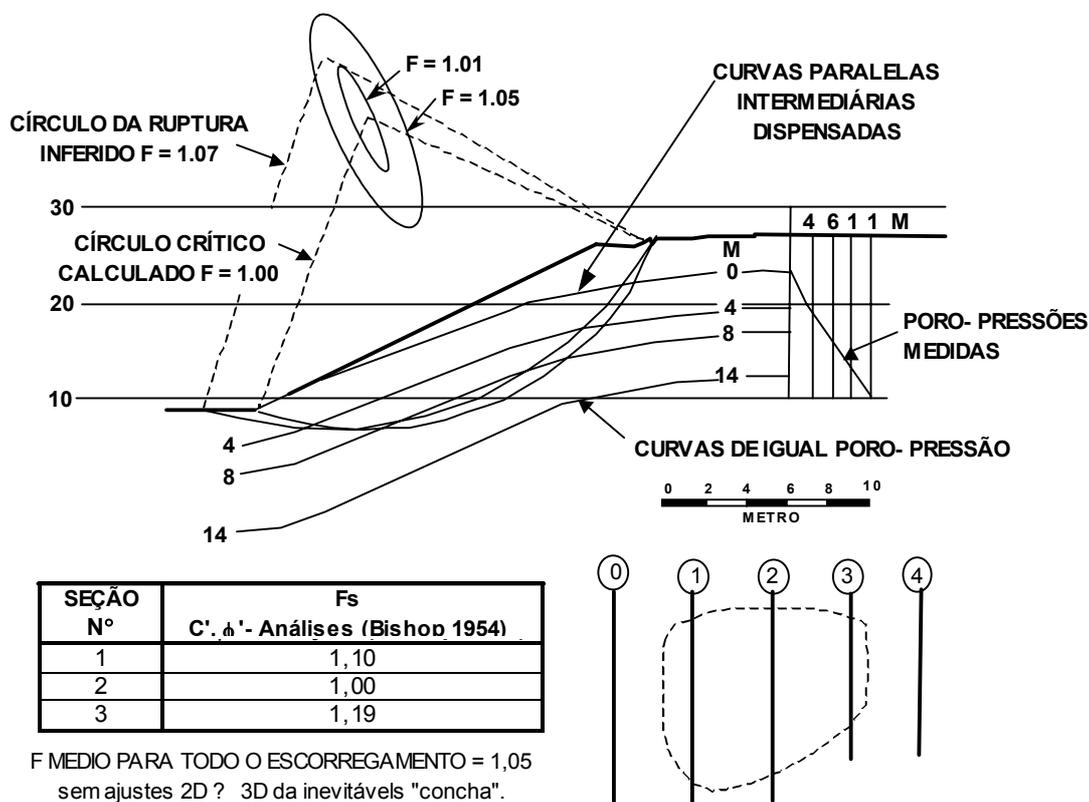


FIG. 2.2.4.1 - RUPT em corte em Lodalen. (Ref. 25).

Ademais das seções de Lodalen, nas demais referências da época reúnem-se outras 7 seções de casos analisados.

O assunto relativo à geotecnia consta da (Ref. 20) e é pormenorizado alhures. No presente a meta é renegar, com o devido respeito, as teorias determinísticas originárias, com seus lapsos e exclusão da EP.

Uma variante apropriada é posicionada (Ref. 21 e 22) merecendo mais fiabilidade e apoio já pela teoria dos erros. Usando um mesmo procedimento de análise calcular os $F_{iniciais}$ (F_i) de diversas superfícies deslizantes até definir a crítica: em seguida aplicando o FAT SOL incremental, usando exatamente o

mesmo procedimento, com suas conseqüências tanto nos FAT SOL quanto nos FAT RES, calcular os F_{finais} (F_f) e o respectivo crítico. Sendo o procedimento o mesmo, os erros maiores desconhecidos são eliminados na subtração $\Delta F = F_f - F_i$. A RUPT é então definida por um ΔF que passe por 1,0, e não que coincida com 1,00, ver Fig. 2.2.4.2 (Ref. 23 e 24).

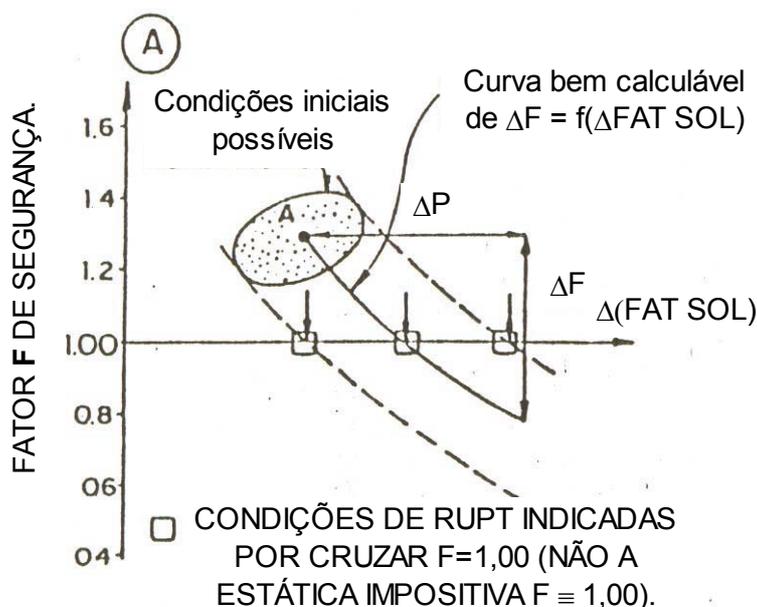


FIG. 2.2.4.2 – Recomendação de cálculo de instabilizações plausíveis via $F_i - F_f$ (Ref. 23).

A avaliação da validade do F_i tem que ser estabelecida aproximadamente por avaliações judiciosas da sempre desconhecida condição $F_i = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ do histórico e do aparente comportamento superficial evidenciado. Surgem hipóteses de diferentes problemas que inevitavelmente intervêm. Por exemplo, as superfícies críticas hipotéticas não serão as mesmas: e assim por diante. Ressalta-se, porém, que tais realidades não depreciam o raciocínio e procedimento: pelo contrário, reforçam ainda mais o uso da EP. Resultam necessidades de aumentar os números de análises com variações módicas dos parâmetros: portanto sugere a elaboração de um programa de computador eficiente para a finalidade. Finalmente, retorna-se ao uso das Gaussianas, e à concentração das atenções nos 25% extremos, como já prescrito.

2.2.5 Pormenores Deduzidos da Bibliografia e ora Adotados.

2.2.5.1. Cabe distinguir entre os ICs das médias e dos pontos individuais. Depende de apreciação judiciosa. No caso de comportamentos que incorporam “integrações”, como por exemplo os recalques por compressões, aplicam-se as médias. Em contraposição na grande maioria dos casos de deslizamentos, fenômeno desenvolvido segundo plano preferencial, prevalecem os parâmetros E. dos pontos, mesmo que em seguida complexamente integradas ao longo da superfície (cf. explicitado alhures).

Também no caso do recurso a um só laboratório e/ou ensaio, vale o ponto individual. Em determinadas circunstâncias inclusive, empregando a E. dos pontos individuais e seu IC global, cabe empregar os critérios de rejeição (Ref. 26) para qualificar os pontos “espúrios” perante a meta colimada.

Adiante se resumem considerações adicionais sobre o Teorema de Bayes, e o reconhecimento de que toda nossa cultura evolui em função da comparação das Ps anteriores avaliadas, e de seu ajuste orientativo em função de um incremento de dados. Um primeiro ponto que abalaria todo o projetista em seu *mister* de decidir, é que sua decisão é uma, e não um grupo. Assim, em princípio teríamos que empregar a E. de médias para a P acumulada anterior, e a E. de pontos individuais para conjugação resultando na posterior, anterior mais incremento. Adiante se avançam posicionamentos a favor da geração de uma “zona” de valores numéricos alternativos plausíveis, para os efeitos das Ps posteriores calculáveis.

2.2.5.2 São imperiosas as necessidades de se orientar a escolha do nível P a adotar.

Perante todo e qualquer problema enfrentado dentro do realismo EP, o engenheiro sente a necessidade de avaliar com que velocidade as variáveis intervenientes estimadas fazem o cálculo entrar na faixa preocupante (Figs. 2.1.9.1 e 2.1.9.2 do item 2.1): outrossim, dentro desta, que acelerações de AZs

ocorrerem com alterações adicionais das variáveis intervenientes. A decisão da P a aceitar para qualquer projeto ou monitoramento de comportamento tem que respeitar o mesmo ditame, tanto mais que é ínfima a experiência desenvolvida em tal procedimento de decisão.

Exemplifica-se com base na decisão (Fig. 2.1.3B do item 2.1) da Gaussiana em que se fixaram as preocupações concentradas nos 25% extremos, superior ou inferior, simétricos. Para facilitar o esclarecimento, retorna-se ao caso idealizado em que vários testes de comportamento tivessem dado exatamente o mesmo comportamento, na hipótese (1) de várias previsões.

Calculam-se por pequenos segmentos retos (a) a velocidade $d(F)/dP$ ao cruzar o $P=75\%$ arbitrado e (b) com as respectivas velocidades aumentando progressivamente, as acelerações da variação preocupante. Sendo evidente que com as idealizações adotadas todos os valores estão diretamente ligados ao desvio padrão, na Fig. 2.1.7.1A do item 2.1 fornecem-se os gráficos de primeiro grau de orientação para as decisões criteriosas.

2.2.5.3. Uma ressalva de atualização e otimização merece menção ilustrativa.

Nas fundações das barragens-gravidade um ditame EP muito racional era de que se empregasse um fator de redução da coesão (média) de 3, por motivo das grandes dispersões deste parâmetro: enquanto isto um fator correspondente de 1,5 para a participação do atrito, $\tan \phi$, atenderia à pequena variabilidade observada nos ensaios normatizados da Mecânica das Rochas. Admitiram-se compreensivelmente as fraturas limpas e o ϕ constante.

Ora em muitas condições tropicais úmidas as fendas existem com películas de decomposição, inclusive argilosas. Em tais casos as resistências podem variar muito com a rapidez do carregamento pelas cargas moles. Assim, mesmo no deslocamento rígido, sempre realístico, a equação a adotar passa a ser inteiramente outra do que a do ditame idealizado.

Depende da área de resistência dentro da faixa atribuível da área das tensões normais sobre o plano de cisalhamento. Em princípio em tais casos as “coesões” dependerão das extensões e resistências das “pontes” de rocha mais sã entre os fins das “persistências” das fendas ao longo do plano em cisalhamento. Frisa-se este ponto visceral, por sua referência rara e nula: não se pode referir a persistências de fraturas, se não forem reconhecidos os fins das mesmas. Nos materiais rígido-friáveis uma determinada superfície de cisalhamento é observada ocorrer em segmentos interrompidos, que se transladam lateralmente um pouco, convidando a serem solicitados trechos de material são, transitoriamente muito mais rígidos e resistentes, as “pontes” (Ref. 27, 28 e 29).

Este assunto nunca foi abordado, e dependeria muito da dimensão do elemento cisalhado na prova. Por outro lado, para os atritos haveria a grande variabilidade das envoltórias UU, CU e CD dos solos, dependendo da velocidade do carregamento. A hipótese de um carregamento rápido é quase sempre a mais prudente, e por vezes também realista.

O assunto é pormenorizado nas Refs 23 e 24.

2.2.5.4. Aversão ao RISC vs. ânimo por RISC, com alta lucratividade intuída.

São fatores subjetivos que segundo estudos psicológicos nos mais diversos campos variam muito entre pessoas, e nas mesmas pessoas variam ainda mais dependendo do valor do RISC em causa. A grande maioria das pessoas teme o RISC, preferindo menosprezar o lucro potencial: a tendência aumenta muito com o aumento dos valores potenciais em jogo. Muito poucos são justamente o contrário, estimulados pela perspectiva vislumbrada: são atraídos a procurar, ou no mínimo aceitar o grande AZ e RISC com grande potencialidade. O valor compreende realmente um senso de valor.

Resulta uma distribuição EP fortemente assimétrica (simulável melhor por uma distribuição Beta). Não existe, porém, no campo profissional civil-geotécnico

qualquer documentação que sugira proveito em abandonar a generalizada simples-convidativa Gaussiana a favor de distribuições mais complexas. Enquanto perdure a lacuna vislumbra-se uma saída parcial para a assimetria alterando as larguras das faixas, superior e inferior, dos trechos considerados preocupantes: por exemplo, apenas 15% no topo e 35% na base, ou vice-versa. De qualquer forma incita-se a que se investiguem tais pendores em problemas diversos, submetendo questionários amplamente divulgados para coletar apenas dados E. perante determinado problema-decisão: digamos, sobre os F que adotariam (livres de NORMs e CODs); inclusive, devidamente anonimizados os casos, alterando-lhes os “valores” em ampla gama.

A Fig 2.1.8 do item 2.1 esquematiza a visualização do problema que permeia toda a engenharia.

Cita-se a respeitável afirmação de que o F “é uma questão de opinião” (Ref. 30), mas não importa muito desde que se estabeleça a E. com referência a uma só escolha subjetiva e em seguida se estabeleçam possíveis comparações com outras escolhas potenciais.

2.2.5.5. Existem alguns tipos de obras que pela relativa repetitividade em seu progresso podem merecer duas particularizações referidas ao F convencional. O F clássico incorpora a relação de $RES \pm \Delta RES / AT \pm \Delta AT$: surgem, porém, duas variantes em função de se admitir adequada e progressivamente melhor conhecido um dos dois fatores, numerador ou denominador.

As primeiras vezes em que o assunto foi postulado foram provocadas pela multiplamente grave responsabilidade do avanço de túneis, inicialmente dotados somente de sondagens subverticais relativamente distantes, mas razoavelmente monitorados quanto às deformações internas. São também obras que se regem pelo **princípio imperativo salutar de que a fase crítica seja sempre a da execução**, daí em diante devendo só melhorar de solicitações e comportamento. Assim é que foi postulado o FG em que se conscientiza a RES nunca ser menor do que já experimentada $\therefore FG = RES /$

AT - Δ AT. Por outro lado, o FSEG admite a RES poder variar para menos enquanto a AT permaneça relativamente constante, $FSEG = RES - \Delta RES / AT$.

Em âmbito ampliado para outros tipos de obras o assunto foi pormenorizado nas (Ref. 31). Com referência ao problema geotécnico cabe ressaltar que o caso dos Túneis deixa muito a desejar. Em maior grau ocorre a grande diferença das redes examinadas em 2D e realmente atuando muito mais acentuadamente sob os fluxos 3D. Na época não se dispunha dos programas de Elementos Finitos, etc, para melhor abordagem, sendo só viabilizável uma comparação 3D vs. 2D aproximada baseada em redes de poços vs. planar. Valia, porém, o princípio comparativo, associando-o aos monitoramentos.

O caso que mais patentemente merece o FG é o de estacas cravadas para determinada meta de impenetrabilidade. Já as fórmulas de cravação associadas a suas energias e “Negas” de penetração finais constituem uma comprovação dinâmica da garantia de (a) uniformidade no terreno (b) se forem associadas desde logo a poucas PCs piloto, também da resistência igual ou maior do que a colimada. (Ref. 32, 22 e 23). Ainda mais especificamente comprovando a aplicabilidade do FG é o caso das Estacas “Mega”, de cravação estática, até carga que detém a penetração.

Em contraposição as estacas perfuradas, e irrepreensivelmente concretadas, mesmo se ensaiadas por umas poucas PCs. no próprio terreno, conceitualmente não deixam de sofrer vários “efeitos de instalação” em geral deletérios à resistência. Assim sendo, cabe aplicar nelas o FSEG.

Finalmente menciona-se também a hipótese de pequeno defeito da própria execução da concretagem, circunstância que agrava o FSEG para um $FSEG_{LOCAL}$ ($FSEGL$).

2.2.5.6. A interpretação de acidentes como função de um risco residual merece atenção por insinuar um problema peculiar dentro da E. dos Extremos pela falta de conhecimento do cenário de ruptura para o qual prover a mudança de universo físico.

2.2.6 Caso-tipo Ilustrativo do Proveito Máximo das Anonimizações Propostas no ITEM 2.1.

Um dos campos mais férteis, e mais amplamente exemplificativo, para ilustrar e multiplamente divulgar o emprego da REG MULT para o progressivo aprimoramento qualificante probabilisticamente quantificado, é o setor dos edifícios correntes. Sabidamente as condições que regem os projetos correntes são ditadas por NORMs, e CODs (item 2.2.2), admitindo-se quase generalizadamente nulos ou desprezíveis e uniformes os recalques totais, e nulos os diferenciais. Surgem portanto, condições sem paralelo de incitar a que inúmeras Construtoras usem suas experiências diversas, de obra em obra (geralmente bastante repetitivas para as 12 análogas para a excelente E. Gaussiana), a favor de aprimoramentos (cf. sub-item 2.2.7.1 e 2.2.7.2 do item 2.1). O necessário é indicar como, em procedimento simples convidativo. As indicações e dados podem ser de primeiro grau de aproximação, como o foram as RECEITAS de Terzaghi-Peck (Terz.-Pe.) (1948, 1967) (Ref. 33) e Skempton-MacDonald (Skem. McDon.) (1956) (Ref. 34), válido para pressões longe da ruptura isto é, em regime admitido de pura elasticidade. O que se requer são avaliações EP preliminares das priorizações e relevâncias das múltiplas hipóteses simplificadoras admissíveis como possíveis.

Primeiramente, apresenta-se caso teórico-prático generalizadamente usado por projetistas estruturais (conforme Figs. 2.2.6.1 e 2.2.6.2), de forma que se possa comparar tal caso (Premissas Iniciais Rotineiras de Projetos) com os exemplos mais prático-profissionais (sucessivos) propostos a seguir, e adicionais imagináveis à vontade. Transcreve-se a fórmula intuída de Terz.-Pe.

$$\left(\rho = \rho_1 \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2 \right) \text{ (Ref. 33, pp.422) e uma Ref. de Mello (Ref. 35) em que se}$$

menciona e explica a intenção judiciosa, mas contendo lapso, da NORM Brasileira (bulbo de pressão de 0,8m ϕ contra quadrado 0,3x0,3m) ter resultado pouco mais de 2 vezes mais temerosa do que a da PC do COD de Boston, que imitou. Ressalta-se também que só se consideram areias, e em condições de

alto F, portanto comportamento elástico, bases de Bjerrum & Eggstad (Bjer-Egg) (Ref. 36).

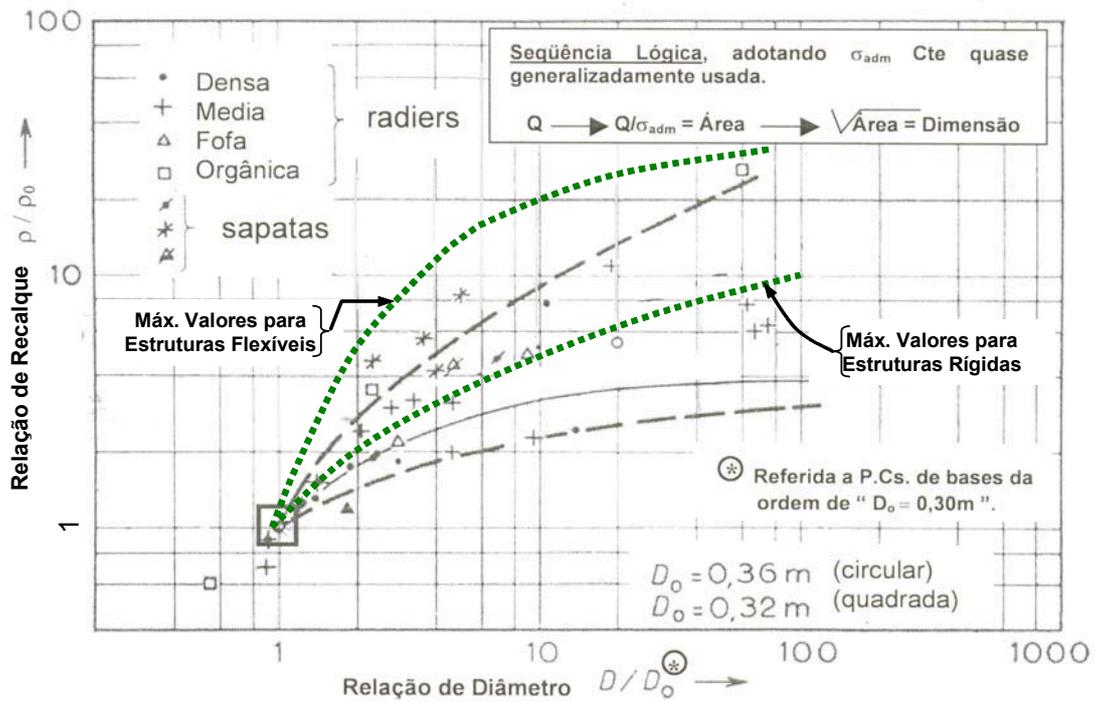


FIG. 2.2.6.1 – Adaptada de Bjer-Egg (Ref. 36) com valores máximos admitidos por Bjerrum (Ref. 37) para Estruturas Rígidas e Flexíveis.

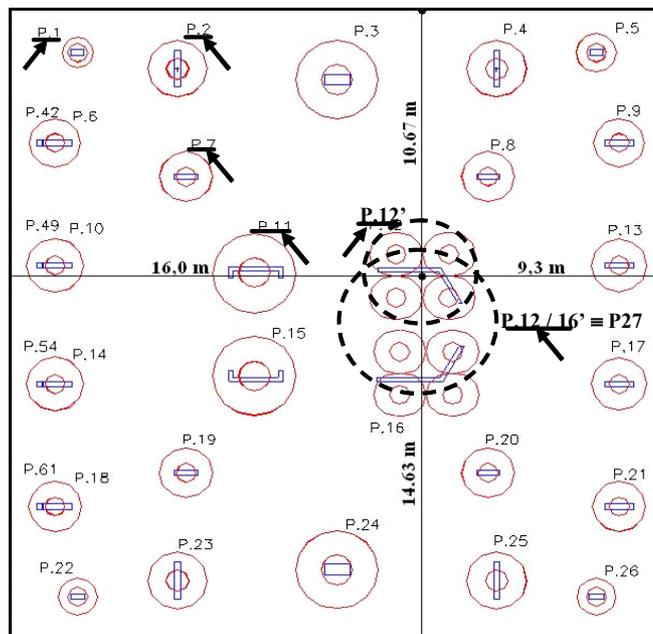


FIG. 2.2.6.2 – Projeto-Piloto-Orientativo Adotado (26 pilares reais e 1 admitido, para a conjugação P12/P16', totalizando 27 pilares).

Nas figuras que seguem deste item, relatam-se exemplos prático-profissionais detalhadamente calculados para um primeiro passo (cf. sub-item 2.1.7.3 item 2.1) e em seguida repetindo-se, só se mencionando alguns dos muitos parâmetros progressivamente postulados de possíveis aprimoramentos para conferir hipóteses com realidades e suas respectivas faixas de dispersões.

Aproveitando-se de uma planta real de pilares de edifício (Fig. 2.2.6.2) (Ref. 38) admitiu-se apoio sobre sapatas (cf. sub-item 2.1.6 item 2.1 DPO das 5 Sapatas) e recalques quase instantâneos porém efetivados após aplicadas as cargas. As relações de cargas Q_{min} , Q_{med} , Q_{max} e dos respectivos diâmetros, empregando tensão admissível σ_{adm} constante, prática quase generalizada, correspondem bem às relações de 1:4:12 a 15, e as raízes quadradas das ÁREAS DE INFLUÊNCIA (A.I.) ($D_{sapata} = \sqrt{A.I.}$), adotando por simplificação carga de 1,0t/m²/andar, 1:2:3,5 a 4, conforme Fig. 2.2.6.3A e B. O procedimento simplificado quase generalizado usava a A.I. até meio dos vãos entre pilares para atribuir cargas aos diferentes pilares.

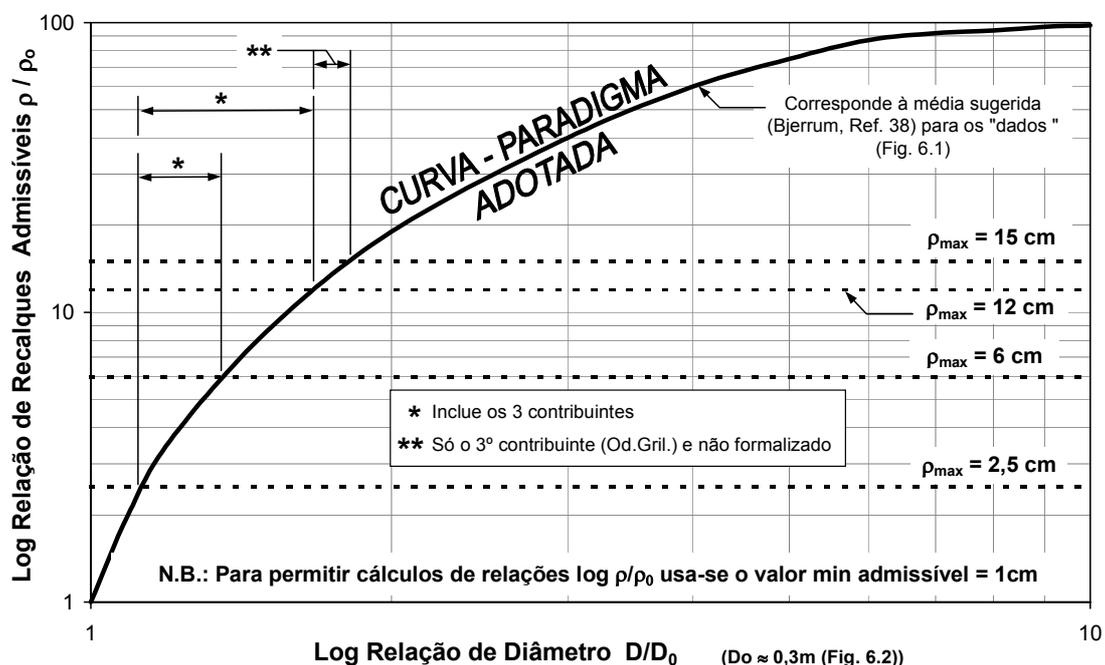


FIG. 2.2.6.3A – Curva-Paradigma para subseqüentes variações de carga e efeitos sobre recalques das sapatas diretamente proporcionais ao nº de andares.

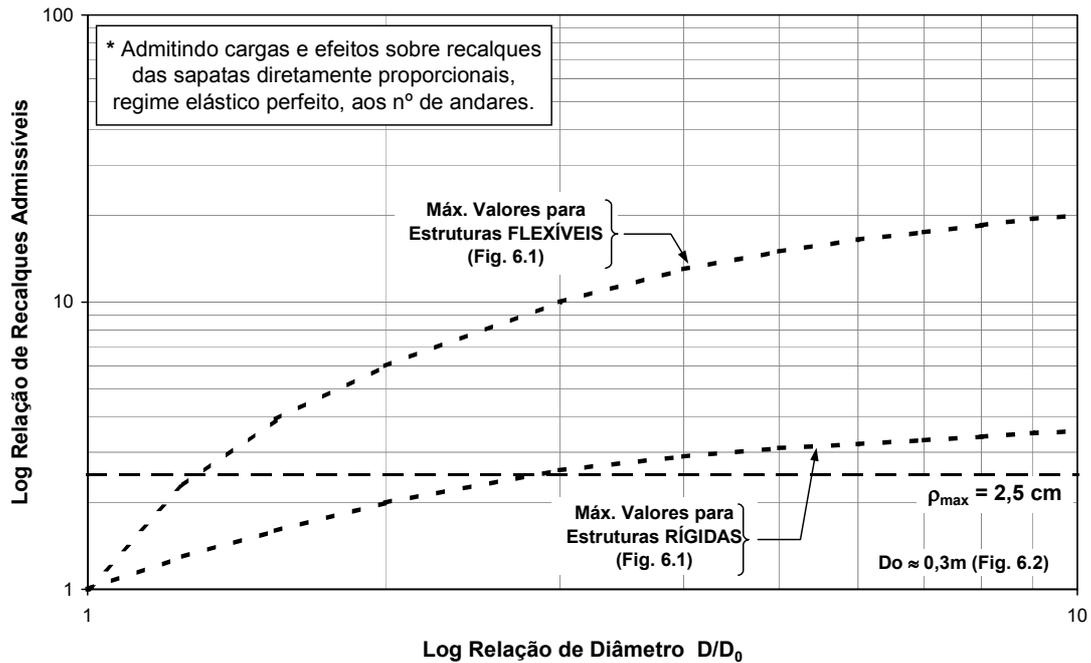


FIG. 2.2.6.3B – Curvas-Tipo (p/n° de andares) calculadas a partir das Principais Considerações de Projeto-Piloto-Orientativo e adaptadas segundo Bjer-Egg (Ref. 36).

Dentre as premissas iniciais básicas adotadas para desenvolvimento do raciocínio lógico-concatenado simples convidativo que o presente item visa aprimorar generalizadamente, destacam-se as Receitas/Normas Automatizadas de uso corrente/comum entre Engenheiros projetistas, como por exemplo:

1 – A negação do reconhecimento de recalques diversos das fundações como intervenientes em redistribuições de cargas das superestruturas e os efeitos conseqüentes.

2 – Com relação às obras Brasileiras de concreto armado e alvenaria-encunhada nos anos 1950-70 tem interesse mencionar a relação das cargas totais nominais de projeto da ordem de 1,1 a 1,3t/m² / andar.

3 – Adiante se menciona o terceiro contribuinte, Odair Grillo (Od.Gril.), que em função de areias terciárias bem précomprimidas por multimilhões de anos, adotou limites bem mais audazes, bem confirmados por PCs e comportamentos de intensa sucessão de edifícios.

O interesse está em que cada receita geotécnica de limites de recalques tanto simples quanto diferenciais totais ($\Delta\rho$) e específicos ($\Delta\rho/l$) admissíveis resultem aceitáveis em projeto. A quantificação das deformações totais e diferenciais totais e específicos admissíveis é também feita, em geral, em termos de distorções angulares (β) ou de relações de deflexão (Δ/l), conforme o tipo de estrutura. Daqui em diante adota-se esta nomenclatura para evitar a expressão extensa “deformação específica” ou “recalques diferenciais específicos”.

Para as distorções angulares o que se pode variar muito é a distância entre pilares máximos e mínimos, atraindo máximo interesse por estar ligado à rígida hipótese de recalques diferenciais nulos do cálculo estrutural, isto é, não-excedentes a determinados valores receitados pela experiência da época, seja para as paredes e acabamentos, seja para a própria estrutura. Por outro lado, na experiência de edifícios intervem a rigidez não incorporada do edifício mais alto. Ressalta-se que quando ultrapassada uma certa relação de deflexão a sapata menor entra em regime de “plastificação”, RUPT.

As Tabelas 1 e 2 apresentam algumas indicações. Cabe enfatizar serem irreais as linearizações, só ocorrendo deformações em curvas. Outrossim, sabe-se que são mais danosas as flechas côncavas para baixo do que as côncavas para cima (Ref. 39).

Tabela 1 – Valores limites da distorção angular β para edifícios estruturados e paredes portantes armadas (I.S.E., 1989) (Institution of Structural Engineers - London) (Ref. 40)

	Skempton e Mac Donald (1956)	Meyerhof (1956)	Polshin e Tokar (1957)	Bjerrum (1963)
Fissuras em paredes e divisórias	1/300 (porém recomendado 1/500)	1/500	1/500 (0,7/1000 a 1/1000 em painéis extremos)	1/500
Danos Estruturais	1/150	1/250	1/200	1/150

Tabela 2 – Valores limites da relação de deflexão Δ/L para a ocorrência de fissuras visíveis em paredes portantes não armadas (I.S.E., 1989)

	Meyerhof (1956)	Polshin e Tokar (1957)	Burland e Wroth (1975)
Côncava para baixo	_____	_____	L/H = 1:1/5000 L/H = 5: 1/2500
Côncava para cima	1/2500	L/H < 3:1/3500 a 1/2500 L/H < 5:1/2000 a 1/1500	L/H = 1:1/2500 L/H = 5: 1/1250

Na Fig. 2.2.6.4A a seguir são apresentados os valores da distorção angular β e danos associados sugeridos por Bjerrum (Ref. 37), e complementados por Vargas e Silva, 1973 (Ref. 41) (Fig. 2.2.6.4B).

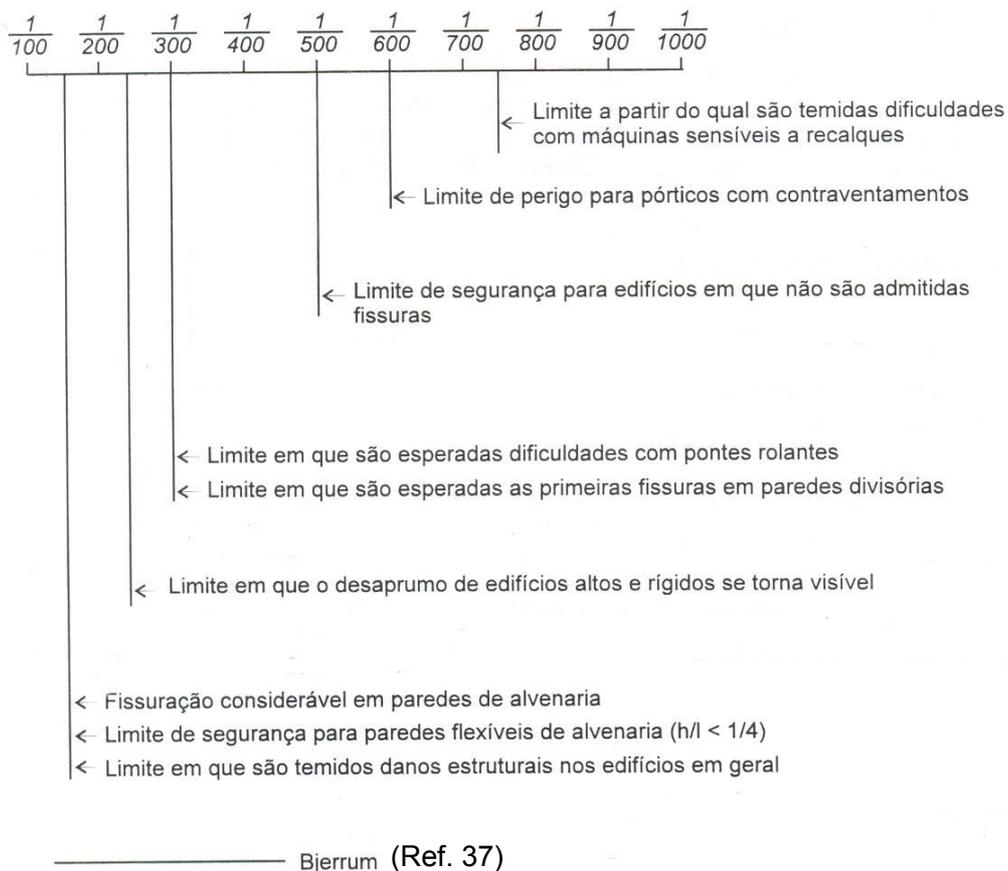


Fig. 2.2.6.4A – Distorções Angulares e danos associados (apud Bjerrum, Ref. 37).

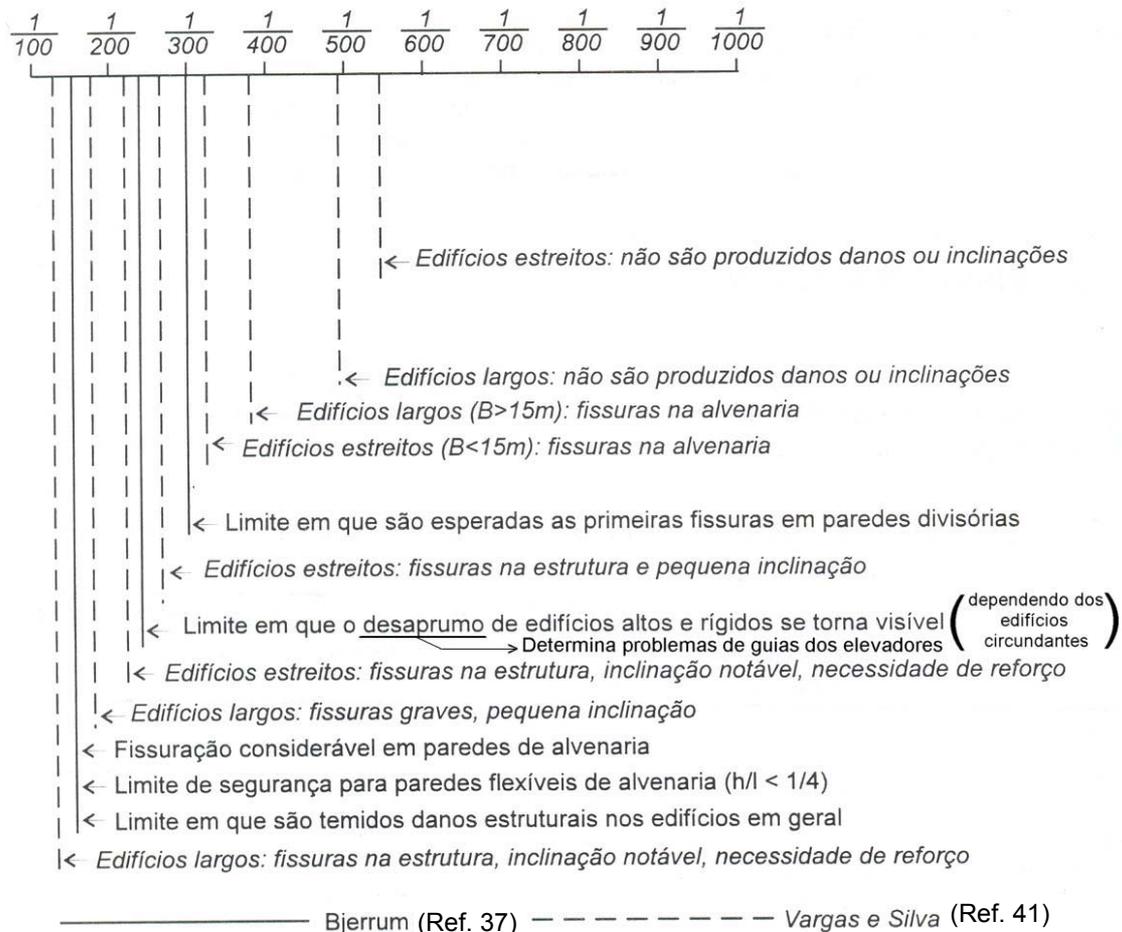


Fig. 2.2.6.4B – Detalhamento da experiência Brasileira com relação às distorções angulares com danos associados (apud Vargas e Silva, Ref. 41).

A determinação dos recalques limites está relacionada à das deformações limites da superestrutura e suas componentes. A experiência mostra que, salvo em casos especiais há uma correspondência entre os dois grupos de parâmetros. Skem.Mc.Don., 1956 (Ref. 34) estabeleceram correlações que são resumidas na Tabela 3 a seguir. De Mello, 1971, (Ref. 42) resumiu algumas críticas, reconhecendo que boa proporção dos dados da época tinham sido de edifícios de São Paulo, com índices de penetração um tanto variados, prévios ao SPT, introduzido aqui em 1958. Grant et al, 1974 (Ref. 43) reavaliaram estas correlações chegando aos valores colocados na mesma tabela, que é transcrita, em parte, do trabalho de Novaes-Ferreira, 1976 (Ref. 44).

Tabela 3 – Recalques máximos e distorções angulares ($\rho_{\max} = (1 / R) \cdot (\delta \rho / l)$)

Solo	Fundações Isoladas			R a d i e r s		
		pol.	cm	pol.	cm	
	1 / R	S	600	1524	750	1905
areias		G	600	1524	Valores duvidosos	
	ρ_{\max}	S	2	5,1	2,5	6,4

S = Skem. McDon. (1956) (Ref. 34); G = Grant et al. (1974) (Ref. 43); B = Largura da fundação; R é uma relação empírica entre $\delta\rho/l$ (distorção angular) e ρ_{\max} (Recalque máximo), onde $\delta\rho$ = Maior Recalque Diferencial

Cabe ressaltar, em esclarecimento, que os métodos de previsão de recalque podem ser classificados de diferentes maneiras. Uma delas seria separar métodos ditos racionais de semi-empíricos, os primeiros constituídos por soluções o tão corretas quanto possíveis alimentadas por parâmetros que representariam o comportamento tensão-deformação dos solos participantes, os últimos constituídos por soluções adaptadas a pseudo-correlações com ensaios de penetração (SPT e CPT). Por outro lado os métodos racionais podem ser separados em: Métodos baseados em funções de transferência de cargas geralmente baseados na teoria da Elasticidade (aplicável em condições de Fs altos e sem deformação-rastejo de longo prazo) e Métodos Numéricos que são formas computacionais de desenvolver as fórmulas quer analíticas quer pragmáticas postuladas. Ressalta-se ainda, que atualmente os métodos baseados em funções de transferência de carga por serem quase sempre utilizados em métodos computacionais (Ref. 45) podem, portanto, ser agrupados como métodos numéricos sendo também freqüente o uso de ábacos e tabelas (Davis & Poulos, 1974) (Ref. 46). Sendo assim, os métodos de previsão de recalques são classificados em: Métodos Teóricos (Elasticidade) e Métodos Empíricos.

2.2.6.1 Considerações e Variações de Recalques Simples Calculáveis.

Destaca-se que como um todo, trata-se de um exercício hipotético mais de raciocínio e metodologia, e em função disso, tais cálculos de recalques são

ilustrados baseados nas indicações de Bjer-Egg (Ref. 36) (Fig. 2.2.6.1 e 2.2.6.3).

Nas Fig. 2.2.6.5 e 2.2.6.6, observam-se os resultados dos Recalques Simples considerando 7, 15 e 25 andares, respectivamente, com RIGIDEZ (RDZ) Global constante (segundo COD e NORM utilizados por engenheiros estruturais) e admitindo-se as seguintes hipóteses para adimensionalização dos recalques consequentes:

1 – Projetistas Estruturais (PROJ.EST.): $\rho_{\max adm} \cong 0$ (usado como 1cm pragmático para as graficações em log)

2 – Terz.-Pe. e Skem. McDon.:

2.1 - Para até 7 andares: $\rho_{\max adm} = 2,5\text{cm}$

3 – Od.Gril.:

3.1 – Para até 7 andares: $\rho_{\max adm} = 6\text{cm}$

3.2 – Para até 15 andares: $\rho_{\max adm} = 12\text{cm}$

3.3 – Acima de 15 andares (25 adotado): $\rho_{\max adm} = 15\text{cm}$ (Não consignado formalmente).

Cabe ressaltar que a Fig. 2.2.6.5 merecidamente ratifica quanto Od.Gril. foi ousado para sua época em comparação a Terz.-Pe. e Skem. McDon. Por uniformidade (FASC 1) mantém-se o limite de 75/25% como a faixa de hipotético interesse. De acordo com o exemplo prático proposto para o caso de 7 andares, observa-se uma P=54% (NÃO-EXC.) para o Recalque máximo admitido de 1 (Recalque simples conseqüente adim. pelo Recalque Maximo admissível de 2,5cm), como representativo de 55% (15 sapatas) do conjunto total das 27 sapatas do projeto. Comparando tal resultado com a receita experiente de Od.Gril. constata-se que para o mesmo recalque máximo conseqüente admitido de 1, tem-se apenas uma P=8% (NÃO-EXC.) que corresponde somente a 22% (6 sapatas) do conjunto total das sapatas.

Em seguida no item 2.2.6.2 são apresentadas as variações de outros dois casos de RIGIDEZES (RDZ's) consideradas, primeiro fator de tão grande discrepância entre o princípio das Projetistas Estruturais da superestrutura e a

experiência profissional do projetista das fundações, em subserviência.

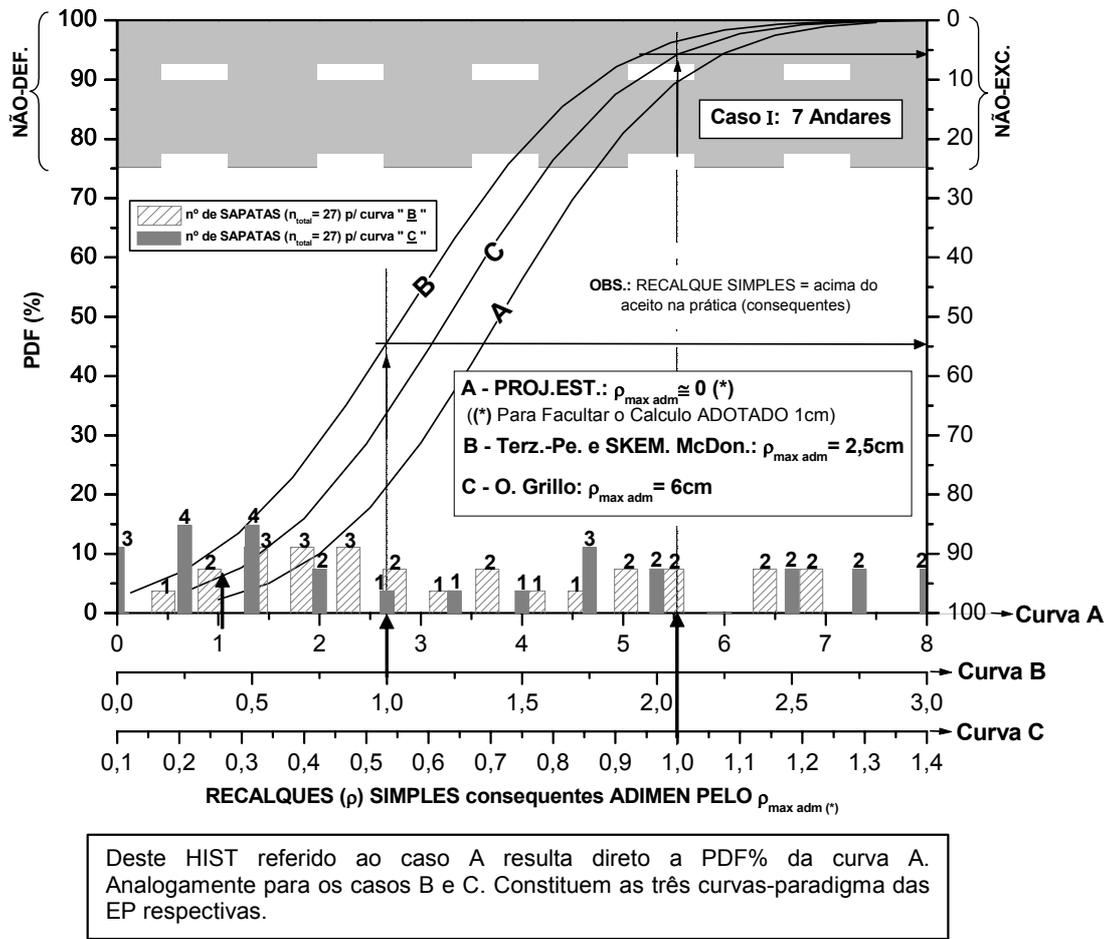
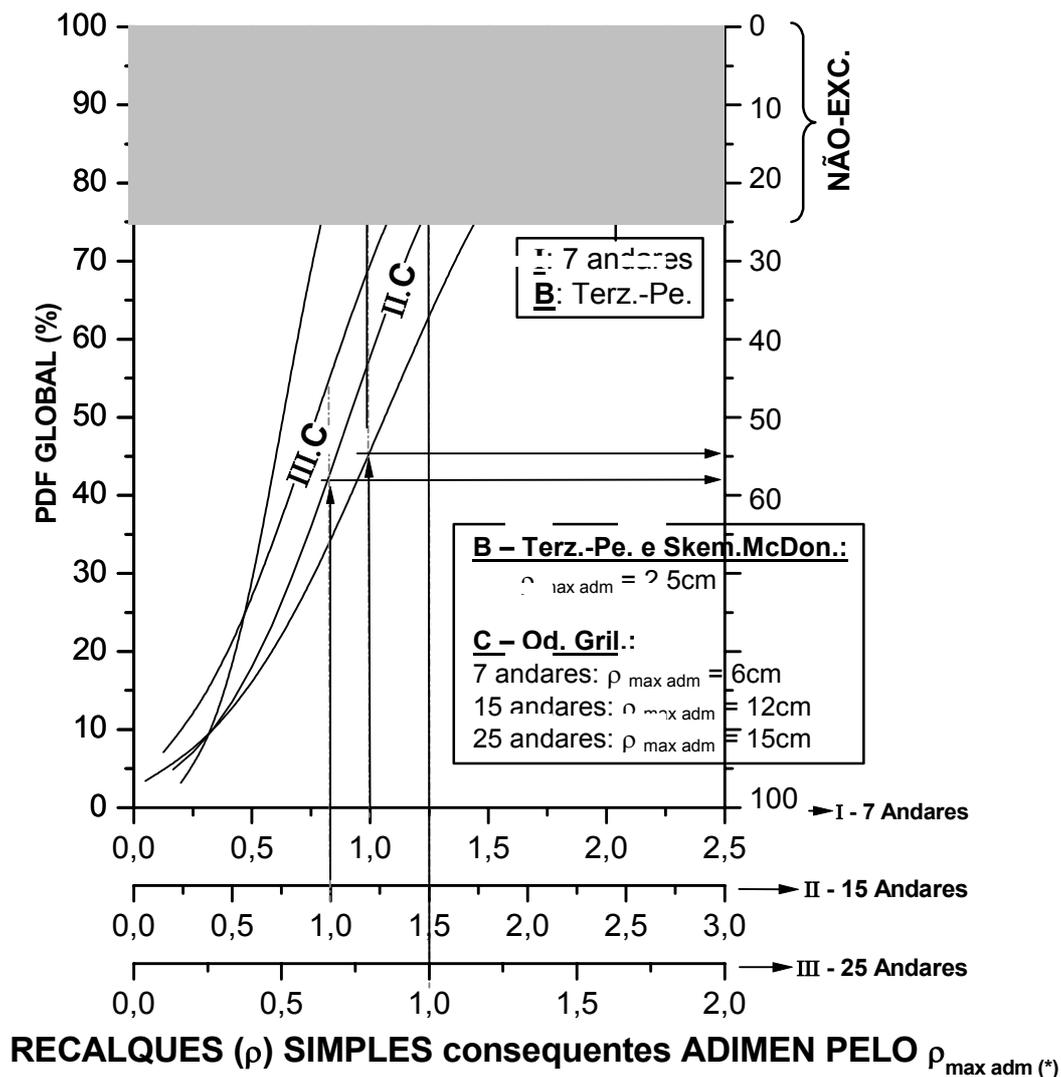


FIG. 2.2.6.5 – Recalques e FREQ (Gaussianas completas) para uma edificação de 7 andares.



Faixa de NÃO-EXC. MAX adotada \equiv 25% extremos

FIG. 2.2.6.6 – Recalques Simples Conseqüentes Adimensionalizados, para 7, 15 e 25 andares.

2.2.6.2 Importância Comparativa entre Nomenclatura Adotada.

Enfatiza-se que se mantêm os interesses exclusivamente concentrados nas Ps dos extremos superiores de 25% de não-excedência (NÃO-EXC.) pela própria “meta” de apenas examinar o que excede cada receita do admissível. Tratando-se de uma melhor caracterização, dependente, da EP já existente, aplicam-se as REG MULT compondo-se a P% da EP paradigma inicial com a da EP real encontrada: obtém-se assim (ver também item 2.1 sub-item 2.1.7.3) o visado aprimoramento qualificante probabilisticamente quantificado para o

uso repetitivo realista. Nas Figs. 2.2.6.7II e 2.2.6.7III ilustra-se detalhadamente com 5 e 4 pontos respectivamente o procedimento repetitivo para obtenção das curvas de interesse para uso.

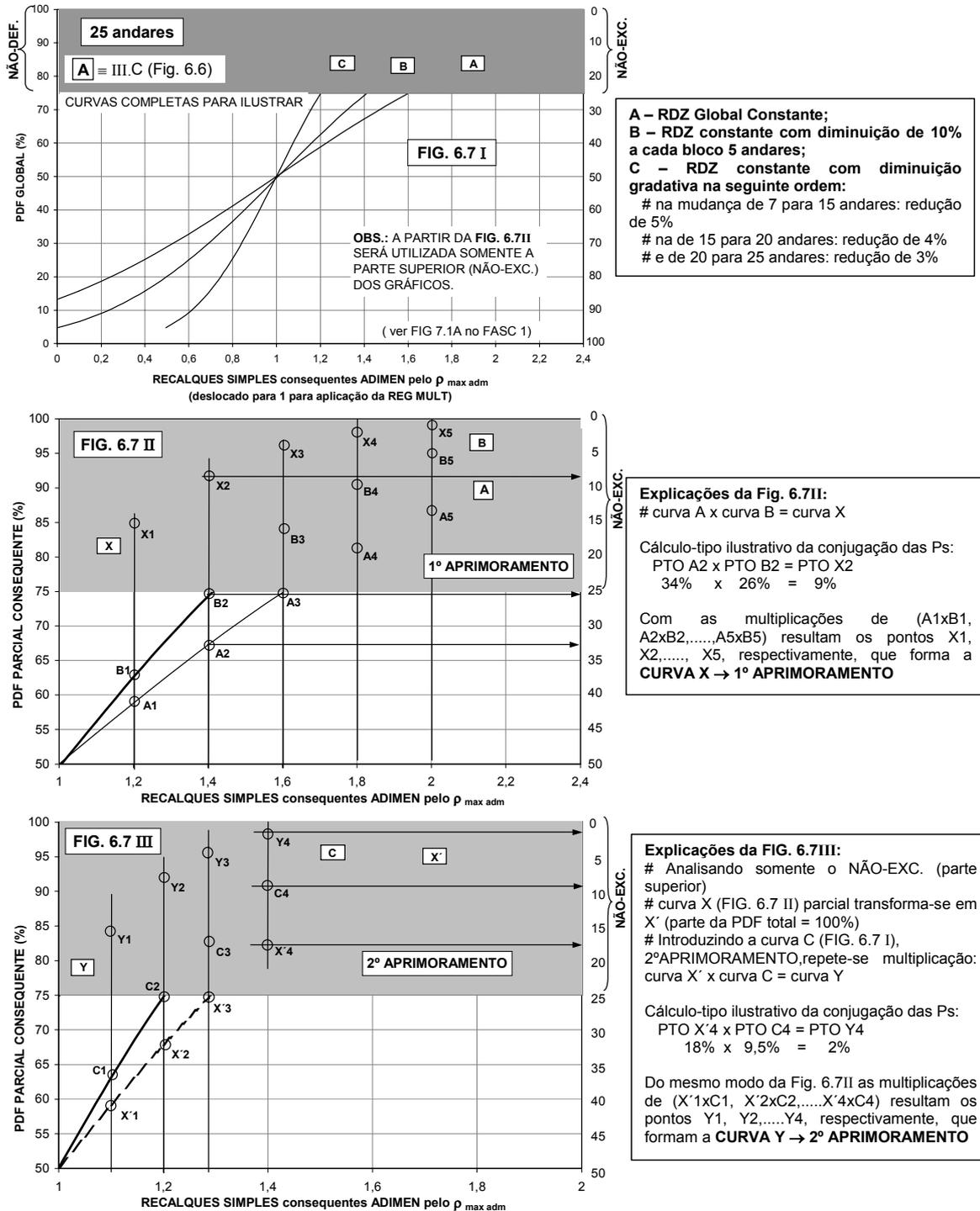


FIG. 2.2.6.7 – Aprimoramentos para 25 andares, sob 3 hipóteses de RDZs. REG MULT usada ilustrativamente para curvas A→B e B→C.

De posse dos resultados de recalques simples (Fig 2.2.6.6) obtidos através de

cálculos idealizados (Ref. 36) a partir da adoção comum e corriqueira (Receitas/Normas Automatizadas) de uma RDZ Global constante para todos os andares da edificação em análise, apresenta-se na Fig. 2.2.6.7I, II e III os primeiros aprimoramentos qualificantes (cf. item 7.3 FASC1) de parâmetros através da REG MULT. A título de exemplo, ilustrou-se somente a edificação de 25 andares com suas respectivas variações de RDZ's, a seguir mencionadas.

Para o primeiro aprimoramento foi admitido que a variação das RDZ's seguiria as seguintes hipóteses:

- 1 – RDZ Global Constante (já apresentada na Fig. 2.2.6.6, conforme COD e NORM dos Engenheiros Estruturais);
- 2 – RDZ constante com diminuição de 10% a cada bloco 5 andares;
- 3 – RDZ constante com diminuição gradativa na seguinte ordem:
 - na mudança de 7 para 15 andares: redução de 5%
 - na de 15 para 20 andares: redução de 4%
 - e de 20 para 25 andares: redução de 3%

Menciona-se por interesse ilustrativo que no final dos anos 1920 por motivo do terremoto devastador de São Francisco, foram investigadas as freqüências de ressonâncias dos edifícios (dominantemente estruturas metálicas): concluiu-se que a alvenaria por si só aumenta de 3 a 5 vezes a rigidez de toda a superestrutura por si só.

Dos pórticos presumidos constituintes de cada andar, os elementos horizontais seriam semelhantes independentemente do andar; contudo os elementos verticais são progressivamente menos robustos da base para o topo do prédio.

A Fig 2.2.6.7I, II e III corrobora e ratifica o corolário exposto no sub-item 2.1.7.3 item 2.1 de que já o 1º aprimoramento é muito significativo, mostrando benefícios no aumento de SDs da ordem de 30% no primeiro, e 15% no segundo aprimoramento. Este fato constitui assim um incentivo entusiasmante à aplicação da metodologia, oferecendo caminhos promissores de evolução

progressiva da interação fundações-superestrutura convencional, estagnada há décadas.

2.2.6.3 Considerações e Variações dos Recalques Diferenciais Totais ($\Delta\rho$), e Distorções Angulares ($\delta\rho/l$).

A redução dos recalques diferenciais totais a níveis aceitáveis com considerável redução dos custos da fundação sem comprometer a segurança e eficiência da mesma é sempre meta do Engenheiro de Fundações.

Por esta razão, a avaliação da influência do arranjo geométrico das fundações é fundamental para a minimização dos recalques diferenciais totais, bem como as distintas influências da maioria das características físicas e mecânicas das fundações tais como rigidez, só da superestrutura, e dimensões na distribuição dos recalques.

Na Fig. 2.2.6.8 apresenta-se a hipótese de um novo arranjo geométrico das fundações dos pilares de projeto com variações de distâncias para a seqüência de cálculos da Fig. 2.2.6.10.

Na Fig. 2.2.6.9 estão apresentadas, da mesma forma que na Fig. 2.2.6.6, os resultados para os Recalques Diferenciais Totais, levando em conta as hipóteses descritas no item 2.2.6.1.

Referentes às Distorções Angulares, na Fig. 2.2.6.10, simulam-se algumas das diversas possibilidades de variações combinatórias das distâncias entre as fundações locadas na Fig. 2.2.6.2 (ressalta-se aqui que a nível de exemplo variou-se a distância entre os pilares P.1 a P.12' entre si) com seus respectivos resultados de recalques para edificações de 7, 15 e 25 andares. São inúmeras as hipóteses disponíveis para rápida avaliação por computador, sem ônus, para conferir que priorização escolher com maior proveito.

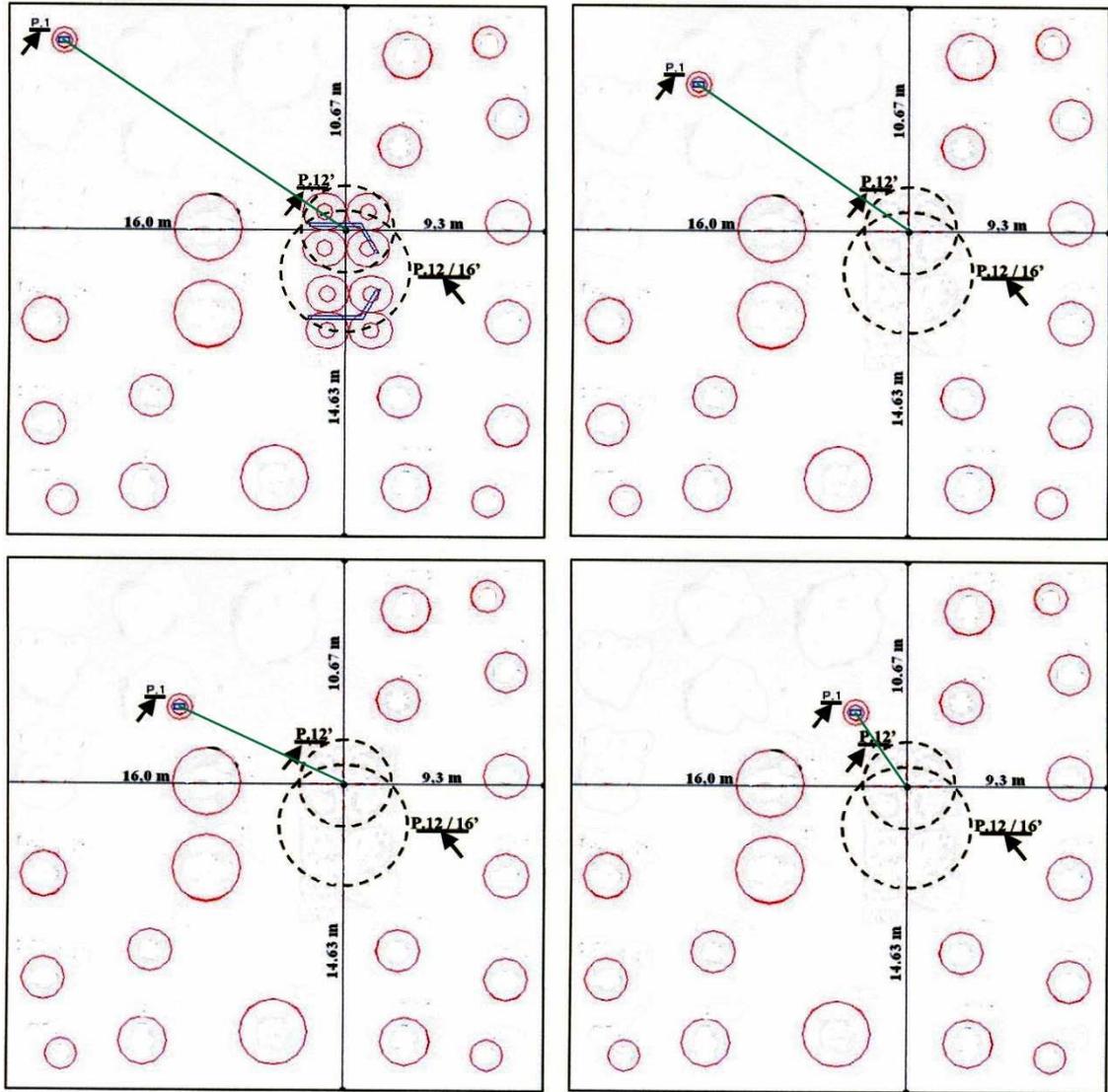


Fig. 2.2.6.8 – Ilustração de um re-arranjo hipotético das posições dos pilares do projeto-base (Fig. 2.2.6.2) visando investigar efeitos sobre Distorções Angulares ($\Delta\rho / l$) referidas às admissíveis (NÃO-EXC.).

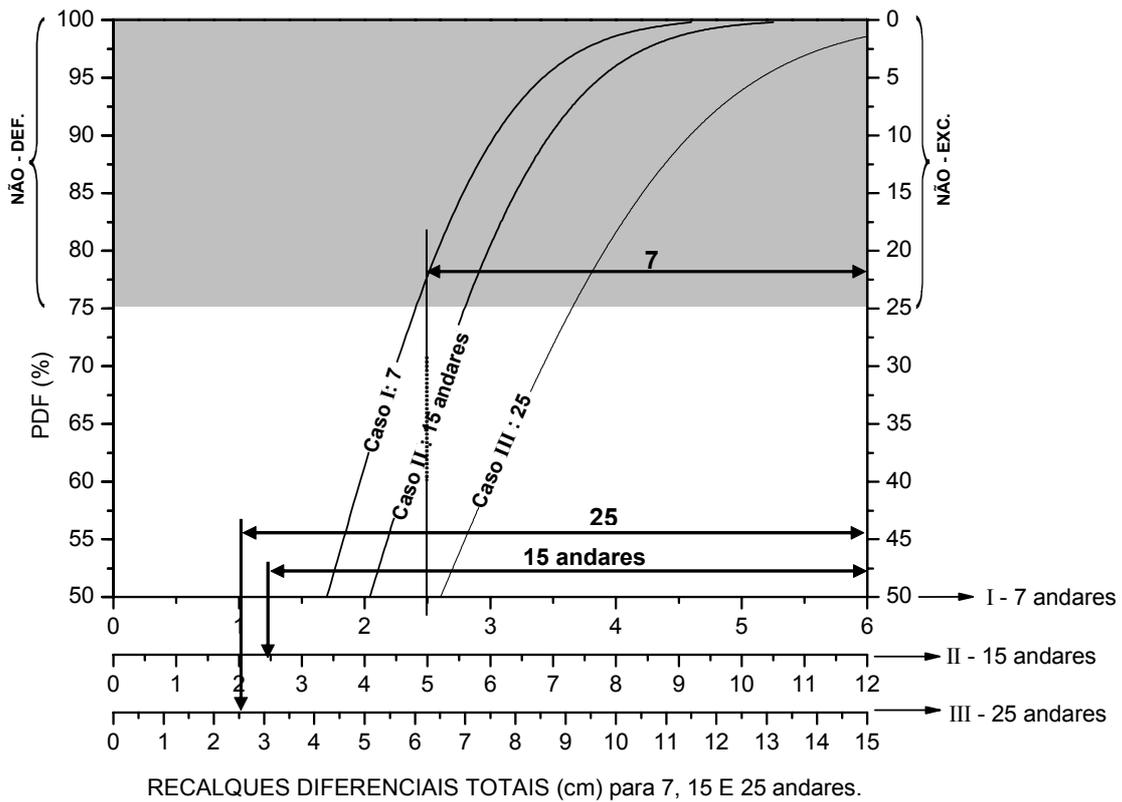


FIG. 2.2.6.9 – Recalques Diferenciais Totais para 7, 15 e 25 andares.

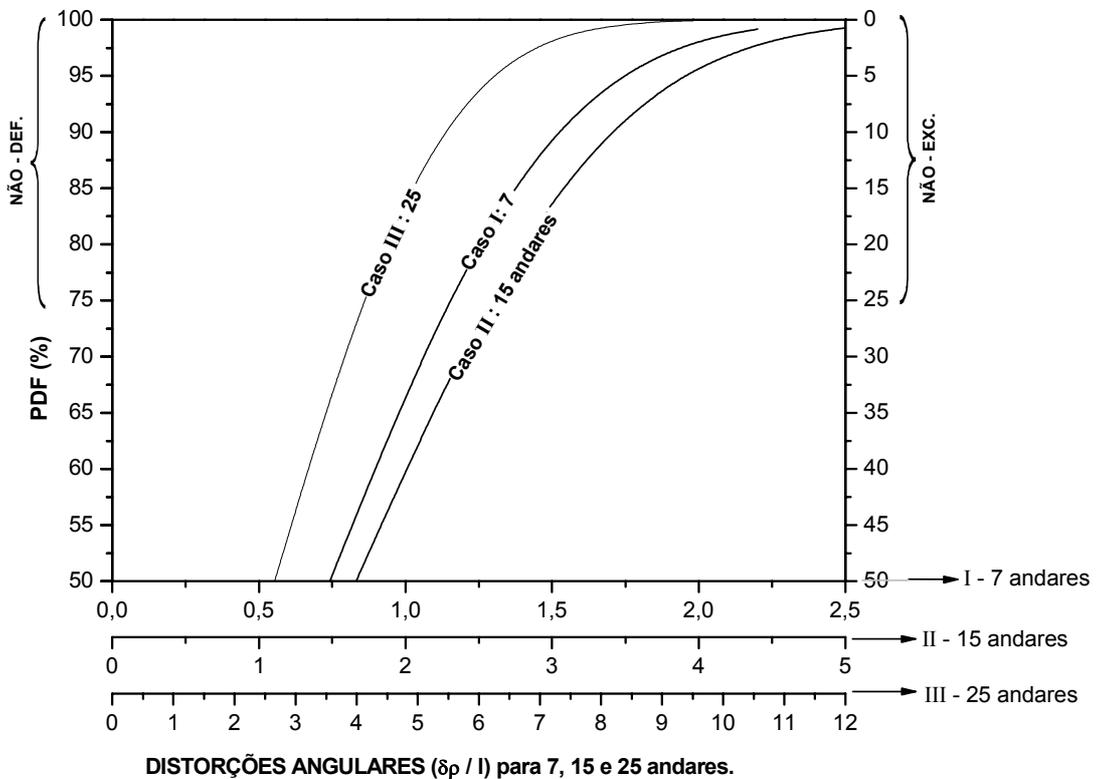


FIG. 2.2.6.10 – Distorções Angulares para 7, 15 e 25 andares.

2.2.6.4 Conseqüências das Limitações de Recalques.

Em projeto de fundações é de suma importância a previsão de limitações de recalques, particularmente o recalque diferencial (conforme já mencionados no item 6 - tabela 1, 2 e esquema 1) que é o principal fator causador de danos estruturais tais como os descritos por de Mello, 1995 (Ref. 47). Estatísticas comprovam que 90% das trincas e rachaduras observadas (inicialmente superficiais e nos acabamentos dos andares superiores) em edificações, são causadas por recalques diferenciais das fundações. Entretanto, as relações carga-recalque condicionam a grande maioria dos projetos.

Já o I.S.E. sugere a classificação das conseqüências dos deslocamentos das construções segundo a Aparência Visual (estética) na seguinte ordem porém em indispensável comparação com os critérios Municipais-Regionais sempre prioritários, tais como os citados nas Figs 2.2.6.4A e 2.2.6.4B:

1 - Movimentos relativos: que provocam desaprumos e inclinações perceptíveis e anti-estéticos. Na fixação de valores limites há a interveniência de fatores subjetivos. Por exemplo, por razões de difíceis e caríssimas alternativas no benefício/custo, e muito assistidas pela lenta evolução e rastejos, os habitantes de Santos (SP) aceitam desaprumos muito maiores de edifícios que, dificilmente, seriam aceitos em outro local. Em geral, desvios das verticais maiores que 1/250 são notados. Para peças horizontais uma inclinação maior que 1/100 é visível assim como uma relação de deflexão maior que 1/250. Por longo período (1955-75) o limite era determinado pelas guias dos elevadores, não tendo ocorrido a idéia de interromper e deslocar os elevadores a cada poucos andares.

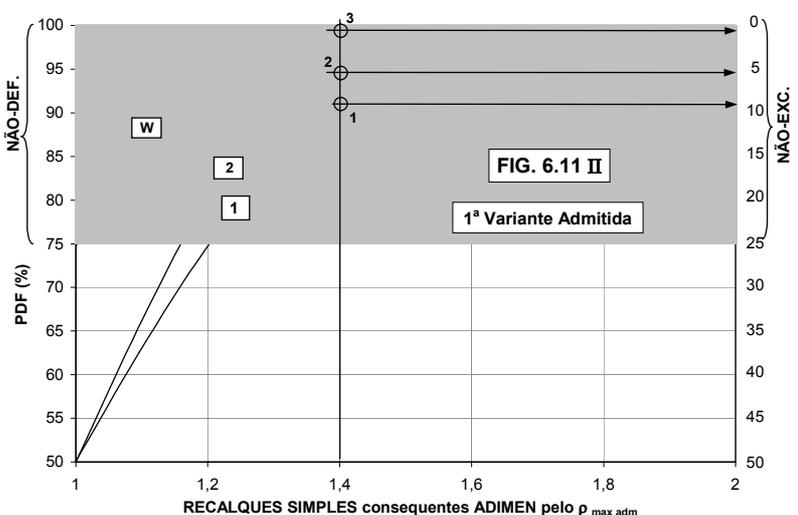
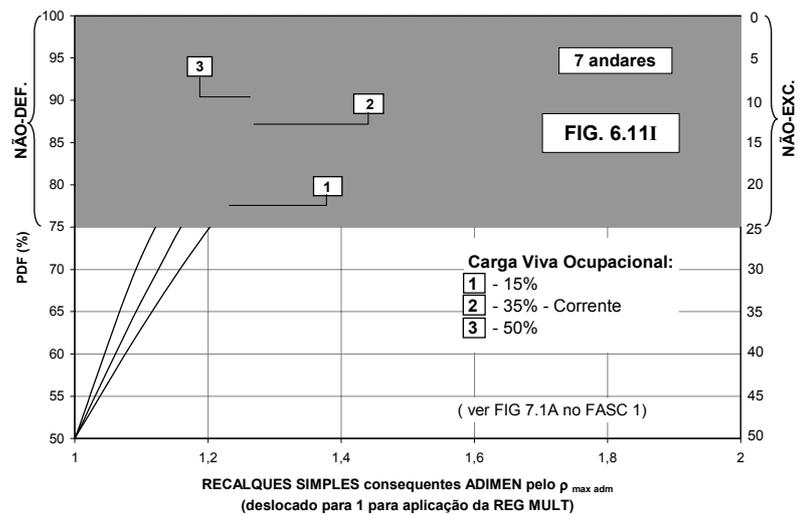
2 - Danos visíveis: para eliminar a influencia dos fatores subjetivos, sugere-se a classificação de danos segundo um dado critério, embora tudo dependendo do Urbanismo. Em situações em que a fissuração pode acarretar corrosão de armadura ou permitir a penetração ou fuga de líquidos ou gases, os critérios devem ser mais rigorosos.

Na Ref. 40 classificam-se detalhadamente as larguras das fissuras e trincas visíveis em paredes perante a facilidade de reparação. Deixa-se de reproduzir a Tabela. Sob vários aspectos representa um contrasenso com relação ao visado e laboriosamente elaborado no presente item. Os números variam muito de País a País, de um tipo a outro de edificação, etc.. Ademais, como resumido nas Tabelas 1 e 2, antes da facilidade da reparação vem a decisão do desejo de reparar: isto depende muito da velocidade com que a evolução da fissura tende a ser em extensão; uma vez aberta uma fissura (cisalhamento ou tração) é aquela a fraqueza que progride preferencialmente.

2.2.6.5 Admitida a arbitrariedade mais patente referente à rigidez como primeiro fator, passa-se às perspectivas sugestivas de um segundo fator: variações da proporção da carga viva.

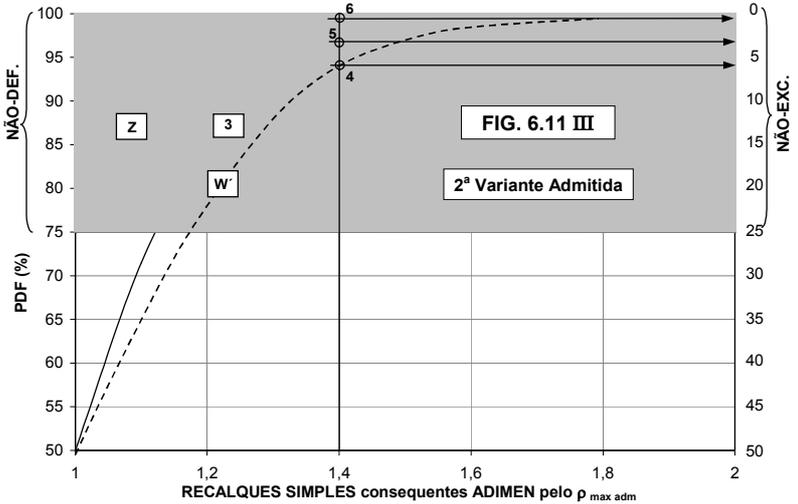
Na Fig. 2.2.6.11 I, II e III postula-se uma outra sugestão de aprimoramento, baseada na redução da carga viva mantida constante e a carga morta com base nas seguintes ressalvas:

- 1) Carga Viva Ocupacional: faz parte da NORM, estando embutida nos cálculos das cargas totais; a experiência local de $\approx 1950-70'$ indicava 35% para a viva, a alteração de divisórias e salas nobres vs. banheiros afeta muito esta proporção;
- 2) Carga Viva Rápida: a qual não produz recalques; por exemplo, um grande nº de sacos de café acumulados em um certo andar pouco tempo;
- 3) Carga Viva Extremamente Rápida devido a fenômenos Naturais, como por exemplo, tufões, tornados, etc, “Atos de Deus” de impossível instantaneidade de transmissão de efeitos às fundações.



Explicações da FIG. 6.11II:
 # curva 1 x curva 2 = curva W
 Cálculo-tipo ilustrativo da conjugação das Ps:
 PTO 1 x PTO 2 = PTO 3
 9% x 5,5% = 0,5%

↳ 1ª Variante Admitida



Explicações da FIG. 6.11III:
 # Analisando somente o NAO-EXC. (parte superior)
 # curva W(FIG. 6.11II) parcial transforma-se em W' (parte da PDF total = 100%)
 # Introduzindo a curva 3 (FIG. 6.11I), 2º APRIMORAMENTO, repete-se multiplicação:
 curva W' x curva 3 = curva Z
 Cálculo-tipo ilustrativo da conjugação das Ps:
 PTO 4 x PTO 5 = PTO 6
 6% x 3,5% = 0,2%

↳ 2ª Variante admitida

FIG. 2.2.6.11 – Variabilidade de Carga Viva, para o exemplo de 7 andares.

A carga viva pode ter ampla variabilidade. Ao analisar estes resultados, tem-se a nítida impressão de melhoras não superiores a 5% nos valores de SDs das respectivas PDFs, como pode-se verificar na Fig. 2.2.6.12 (ilustração da Fig.

2.2.7.1A do item 2.1). Reforça-se assim: 1) o benefício de ter e fixar na mente a inclinação das Gaussianas como indicativa dos SDs (erraticidades); 2) a inferência de que as variantes da carga viva alteram um pouco os SDs dos comportamentos resultantes. Sendo assim, não se vê interesse prático ao nível de Engenharia como aprimoramento: talvez ocorram casos especiais sugerindo aprofundar estudos nesta direção.

2.2.6.6 Incentivo máximo a inquirições dos tipos exemplificados.

Em todos os exemplos prático-profissionais de aprimoramento qualificante expostos acima, é NOTÓRIO o quão imensurável é o acervo de obras que as Construtoras de cada País tem, com base em parâmetros e ditames fixos históricos que precisam e conclamam por RESINTETIZAÇÕES URGENTES (seja, por exemplo, através de esforços acadêmicos, ou profissionais autônomos em nome da cidadania etc...) visando a direção de progressivas melhoras de caracterizações à luz da REG MULT.

Um ponto convidativo fundamental é o fato de que sem ônus perceptível se pode começar com hipóteses julgadas pertinentes primeiro avaliando o potencial benefício meramente por cálculos: em seguida, com pequeníssimo custo os arquivos das Construtoras seriam vasculhados criteriosamente. Finalmente, em terceira etapa, com algum custo pouco significativo os Clientes e Construtores poderiam programar ensaios específicos criteriosamente pesquisantes.

Lembre-se a benesse de se estar lidando com recalques diretos, rápidos e regimes elásticos tanto das fundações como das análises aplicadas às superestruturas. Bem em separado vêm as considerações sobre rastejos, também acessíveis a cálculos apropriados.

2.2.7 REFERÊNCIAS

1 – de Mello, V.F.B., 1969, “Foundations of Buildings in Clay”, VII ICSMFE, Mexico, State-of-the-Art, pp. 49-136

2 – Seed, H.B. et al, 1983, “ Evaluation of liquefaction potential using field performance data”, Journal ASCE, vol. 109, GT3, pp. 458-482

3 – Bolt, B.A., 1988, “Seismology”, Advanced Dam Engineering for Design, construction and Rehabilitation, edited by Robert B. Jansen, pp. 153-171

4 – de Mello, V. F.B., 2002, “Reconstruindo bases para a Geotecnia prática comparativa difundindo estatística- probabilidades (EP) simples e convidativas para tudo”, XII COBRAMSEG, ABMS, Outubro/2002, vol. 2, pp. 1271-1294.

5 – de Mello, V.F.B., 1971, “The Standard Penetration Test”, State-of-the-Art Report, IV PANAM, vol. I, pp. 1-68, Puerto Rico

6 – de Mello, V.F.B., 1953, “Vibrações provocadas por detonações e danos consequentes”, Engenharia – Revista do Instituto de Engenharia, vol. 12, nº 136, pp. 153-160.

7A – Za-Chieh-Moh et al., 2002, “1999 Chi Chi Earthquake of Taiwan”, 17th Australasian Conf. On the Mechanics of Structures and Materials, Gold Coast, Australia, pp. 342

7B – Schiff, A.J. e Tang, A.K., 2000, “Chi-Chi, Taiwan, Earthquake of September 21, 1999: Lifeline Performance.”, Monograph n.18, Amer. Society of Civil Engineer

8 – Dundulis, K.J. et al, 1995, “Geological analysis of Geotechnical Properties of Vilnius Soils”, XI ECSMFE, vol. 8, pp. 8.49-8.53

9 – Casagrande, A., 1948, “Classification and Identification of Soils”, Trans. ASCE, 113, pp. 901-30; Disc. pp. 931-91

10 – Tsuchiya, H., 1982, “Comparison between N – value and pressuremeter parameters”, 2nd ESOPT, Amsterdam, vol.1, pp. 169-174

11 – Yoshinaka, R., 1968, “Coefficient of subgrade reaction”, Civil Engineering journal, vol. 10, nº1, Institute of construction ministry.

12 – Dysli, M., 1995, “Statistical analysis of Glacial Soils”, XI ECSMFE, vol. 1, pp. 1.103-1.108

13 – de Mello, V.F.B. et al, 2002, “Estatística- Probabilidades (EP) básicas para a indispensável racionalização do caos das múltiplas “Escolas de Soluções” na geotecnia”, 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa/Portugal, vol. 4, SPG-LNEC, pp. 2319-2345

14 – Hansen, B., 1961, “The bearing Capacity of Sand, tested by Loading Circular Plates”, Geoteknisk Institut, The Danish Geotechnical Institute, Bulletin nº13

15 – Jacobsen, M., 1967, “ The undrained shear strength of preconsolidated boulder clay”, Proc. Geot. Conf., pp. 119, Oslo

16 - Milovic, D.M., 1965, “Comparison between the calculated and experimental values of the ultimate bearing capacity”, 6th Int. Conf., vol. II, pp. 142, Montreal

17 - Bishop, A.W., 1952, “ Stability of Earth Dams. “, London University, Ph. D.Thesis

18 - de Mello, V.F.B., 2004, “ Taludes instabilizados por percolações, e correção visceral das análises correntes e das drenagens estabilizantes significativas”, Revista Geotecnia nº 100 , março, pp. 57-79

19 - Sevaldson, R.A., 1956, “The slide in Lodalen, Oct., 6,1954”, Geotechnique, 6, pp. 167-182 (NGI Publications nº 24, 1957)

20 - Heijren & Janse, 1985, nº 91, August 1985, Lgm Mededelingen, Case Studies, ESOPT II

21 - de Mello, V.F.B., 1972, "Thoughts on Soil Engineering applicable to residual Soils", 3rd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Hong Kong, Nov., pp. 5-34

22 - de Mello, V.F.B., 1979, "Apreciações sobre a Engenharia de Solos Aplicável a Solos Residuais", Boletim Especial ABGE, tradução nº 9, São Paulo

23 - de Mello, V.F.B., 1987, "Riesgo en Obras Geotecnicas: Sugerencias Conceptuales y Praticas", VIII PANAM, vol 4, pp. 319-347, Cartagena

24 - de Mello, V.F.B., 1988, "Risks in geotechnical engineering. Conceptual and Pratical Suggestions", AIT Geotechnical Engineering, vol. 19, pp. 171-207, Bangkok / Thailand

25 – Bjerrum, L. e Kjaernsli, B., 1957, "Analysis of the Stability of some Norwegian Natural Slopes", Geotechnique, 7,1, pp. 1-16 (Norwegian Geotechnique Institute – Pub. 24)

26 - de Mello, V.F.B. & Silveira, E.B.S., 1958, "Cálculo da Curva Real de Freqüência de Distribuição do Grau de Compactação em Barragens de Terra", II COBRAMSEF, Recife, vol.1, pp. 307-314

27 – Henkel, D.J., 1956, "Discussions on Watson", Proc. Inst. Civ. Engrs. 5, pp. 320-323.

28 – Schofield, A., 1998, "Don't use the C word", Ground Engineering, interview, August, pp.29-31;

29 – Bromhead, E.N., 2004, "Landslide slip surfaces: their origins, behavior and geometry", IX ISL, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 3-21.

30 – de Mello, V.F.B., 1979, "Eng's Design. Prescriptions, Discontinuity, Progress, Reliability", 4th ISRM, vol. 3, pp. 311-312, Montreux

- 31 - VanMarcke, E.H., 1994, "Stochastic finite elements and experimental measurements", Probabilistic Engineering Mechanics, part. 2, pp. 103-114
- 32 - de Mello, V.F.B., 1992, "Dynamic loading test curves", 4th Inter. Conf. On the Application of Stress wave theory to piles, pp. 525-530, The Hague, Netherlands.
- 33 - Terzaghi K. & Peck, R.B., 1948 e 1967, " Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, Inc.
- 34 - Skempton, A.W. e MacDonald, D.H., 1956, "The allowable settlements of buildings.", Proc. Instn. Civ. Engrs., vol. 5, part. 3, pp. 727-768
- 35 - de Mello, V.F.B., 1967, "Considerações sobre os Ensaios de Penetração e sua Aplicação a Problemas de Fundações Rasas.", Tese para Concurso à Cátedra - FAU-USP, São Paulo.
- 36 - Bjerrum, L. e Eggestad, A., 1963, "Interpretation of loading Tests on Sand.", pp. 199, vol I, 3rd ECSMFE, Wiesbaden
- 37 - Bjerrum, L., 1963, "Interaction Between Structure and Soils", vol.II, Discussion, 3rd ECSMFE, pp. 135.
- 38 - Lobo et al, 1999, "Settlements of Drilled Caissons on Sandy Soil", PANAM Vol.3 pp. 1593-1599 Iguassu Falls-Brazil
- 39 - Burland, J.B., Broms, B.B. e de Mello, V.F.B., 1977, "Behaviour of foundations and structures", State-of-the-Art Report, 9th ICSMFE, Tokyo
- 40 - Institution of Structural Engineers (I.S.E.), 1989, "Soil-structure interaction: The real behaviour of structures", London
- 41 - Vargas, M. e Silva, F.R., 1973, "O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo e Santos" , Anais, Conferência Regional Sul-

Americana sobre Edifícios Altos, Porto Alegre.

42 – de Mello, V.F.B., 1971, “The Standard Penetration Test”, State-of-the-Art Report, 4th PCSMFE, vol. I, pp.1-86, San Juan-Puerto Rico.

43 - Grant, R. et al, 1974, “Differential settlements of buildings”, JDGE, ASCE, vol. 100, nº GT109.

44A – Novaes-Ferreira, H., 1976, “Assentamentos Admissíveis” parte I, Geotecnia, nº 18, pp. 53-86, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

44B - Novaes-Ferreira, H., 1977, “Assentamentos Admissíveis” parte II, Geotecnia, nº 19, pp. 3-20, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

45 – Zienkiewicz, O.C, e Naylor, D.J., 1971, “Discussion on the adaptation on critical state soil mechanics theory for use in finite elements.”, pp. 537, Stress strain behaviour of soils, Proc. of ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM, (editado em 1972 – G.T. Foulis & Co.Ltd.)

46 - Poulos, H.G. e Davis, E.H., 1974, “Elastic solutions for Soil and Rock Mechanics”, John Wiley and Sons, New York.

47 - de Mello, V.F.B., 1995, “Revisitations on Sample Foundation Designs”, Solos e Rochas, vol. 18, nº 2, Edição Especial Conferência Odair Grillo, agosto, pp. 75- 92.