

# COLECTA DE EXPERIÊNCIAS DE TÚNEIS URBANOS PARA ORIENTAR TAREFAS DE PROJECTO

## Proposed Bases for Collecting Experiences for Urban Tunneling Design

por

Victor F. B. de Mello\*

Luís Eduardo Sozio\*\*

**RESUMO** Os recentes avanços nas técnicas de escavação e suporte de túneis permitem hoje considerar a sua construção em praticamente qualquer condição de subsolo e de interferência com estruturas próximas, sendo que as limitações para tal serão tão somente associadas a custos. O acúmulo exponencial de experiência neste campo vem sendo interpretado segundo as prescrições empíricas estabelecidas pelos líderes de nossa profissão. No entanto estas prescrições, muito úteis aos projectistas na ocasião, estão se constituindo em obstáculo a interpretações com bases científicas. Este trabalho procura enfocar os problemas relativos a túneis à luz do conhecimento actual da Mecânica dos Solos. Propõem-se modelos de análises, que embora devam ser encarados mais como hipóteses de trabalho do que soluções teoricamente perfeitas, acredita-se serão úteis no estabelecimento de bases racionais para a colecta e digestão de dados referentes à construção de túneis.

**SYNOPSIS** The late progresses on tunnel excavation and support techniques enable us to consider their construction as technically feasible under any subsoil conditions: limitations will depend solely on costs. The available data, increasing exponentially, on tunnel construction, have been interpreted according to the empirical prescriptions established by our leaders in the profession. Nonetheless, those prescriptions, very useful to designers by that time, constitute nowadays an obstacle to a scientific based analysis. This paper tries to consider the problems related to tunnel construction under the concepts of the modern Soil Mechanics. Analytical procedures are then proposed: although they may be viewed more as working hypothesis rather than perfect analytical solutions, it is believed that they may be useful in establishing rational bases for collecting and digesting data related to tunneling.

\* Professor Livre-Docente, Titular, Victor F. B. de Mello & Associados S/C Ltda.

\*\* Mestre em Ciências, Victor F. B. de Mello & Associados S/C Ltda.

## 1 — INTRODUÇÃO

Causaria até imensa surpresa a constatação de que Peck (ISSMFE, México 1969) tenha declarado tão recentemente quanto há 14 anos que "o primeiro requisito para um túnel satisfatório" é "que ele deveria poder-se construir". Tal declaração lembraria os estados primitivos da aquisição de conhecimento em qualquer tecnologia, estágio este caracterizável pela famosa dicotomia Hamletiana "ser ou não ser".

Proliferaram tanto nos últimos poucos anos os casos e os avanços das técnicas de projecto e construção de túneis, que agora bem reconhecemos que em toda e qualquer situação não mais se trata de poder ou não executar um túnel, mas sim uma questão de avaliar a viabilidade respectiva dentro de um histograma de graus gradativamente variados de dificuldade, e considerando o espectro lato de soluções e de técnicas disponíveis. Podemos, conseguimos construí-los sob quaisquer dificuldades, porém, a pergunta será se continuaria lícito tentá-lo. Dependendo das consequências, que naturalmente terão que ser comparadas na base do denominador comum de custos.

De verdade, porém, a despeito de muita intuição física e geotécnica bastante válida sobre a arte de perfuração de túneis e sobre a avaliação de seus problemas, soluções, custos e consequências, devemos reconhecer que no presente momento as próprias Prescrições (Receitas) que guiaram os projectistas em seus primeiros passos, passaram a constituir-se no maior entrave ao objectivo básico da análise-síntese sistemática necessária ao progresso imediato. O progresso está sendo gerado dicotomicamente, por um lado por engenharia criativa dos homens da construção e da prática, enquanto por outro lado os teorizadores empreendem diálogos respeitáveis com computadores e análises numéricas sem recursos ao vocabulário mínimo da prática e dos parâmetros intervenientes realísticos.

Pretende-se no presente analisar algumas das falhas das Prescrições rotineiras relativas à perfuração de túneis urbanos em solos, e conjuntamente sugerir que a origem das receitas supersimplificadas de projecto pode ser entendida: assim, com tal reconhecimento ter-se-ão lançado construtivamente as bases para as revisões que se fazem necessárias.

Preservando sempre nosso grato reconhecimento pelo imenso apoio que nos foi dado pelos líderes de nossa profissão (Terzaghi, Szechy, Skempton, Peck, etc.) e pelas receitas por eles oferecidas na época, frisemos que já passou da hora de se examinar construtivamente as insuficiências respectivas, para que se

possa tirar proveito da experiência exponencialmente incrementada de perfurações actuais de túneis, procurando assim coligir e digerir uma experiência mais frutífera.

## **2 — NATUREZA DO PROBLEMA PROFISSIONAL DE PROJECTO/ CONSTRUÇÃO**

É necessário começarmos por analisar a natureza do problema profissional em questão, comparado com outros problemas correntes da engenharia de solos e fundações, e assim a relação respectiva para com os "coeficientes de segurança".

Engenheiros geotécnicos têm reconhecido intuitivamente uma distinção dualística entre: (a) problemas nos quais o Projecto assume o controle bastante bem, e, associado a uma Fiscalização (alerta e dominante), deveria e pode "assumir responsabilidade"; (b) problemas nos quais os chamados Efeitos de Execução predominam, e, não importando o que tenha sido previsto e controlado pelas competências de Projecto e de Fiscalização, a realidade construtiva se desenvolve demasiado imprevisivelmente e rápido. À luz de tais distinções deveríamos analisar com honestidade as obrigações Contratuais bem diferenciadas que incidem forçosamente sobre as Empreitadas em função de Documentos de Licitação: ademais, como será explicado, muitos dos desentendimentos no relacionamento entre proprietária-projectista-construtora poderão encontrar explicação, e poderemos mesmo prever o aumento provável de tais frustrações e dissabores.

De facto, como ressalva inicial deveríamos reconhecer que de verdade em nenhum caso as Projectistas real ou formalmente assumem responsabilidade por qualquer tipo de obra: existe sempre, nas frases elaboradas por advogados nas Condições Gerais e Especiais, a obrigação do Proponente à empreitada de declarar que ele adquiriria seu próprio conhecimento pleno (o conhecimento que ninguém mais tem nem poderia ter de forma alguma) das condições do local, da geologia, da qualidade dos materiais, etc., etc. e que sob tal reconhecimento ele liminarmente renuncia a qualquer direito a reclamações sob a alegação de insuficiência de dados etc. Tais cláusulas leônicas de auto-protecção são facilmente compreensíveis como extravasadas dos absurdos do passado. Primeiramente, a Sociedade ainda se encontra permeada da distinção medieval entre as "ciências exactas" e as "ciências naturais", e a engenharia civil é

convenientemente classificada como ciência exacta; em segundo lugar, enquanto que a Medicina é favorecida pelo reconhecimento da morte como inevitável, e assim a obrigação do médico é aceita como a magnânima função de postergar ou aliviar o inevitável, e enquanto que advogados são reconhecidos como lidando com as probabilidades de 50-50%, do julgamento inocente-culpado (e tal realidade probabilística tem sido estendida, por associação subconsciente, para uma aceitação probabilística de sucesso-insucesso na causa defendida), para o Engenheiro Civil a ruptura pertence à categoria dos tabus, e directamente punível pela "responsabilidade total" por todo o "valor" do projecto. Sempre que o absurdo é subconscientemente reconhecido, a "lei" acaba nunca sendo aplicada. Existem duas incompatibilidades — grosseiras que tornam as "leis" actuais tão inaplicáveis que lamentavelmente a situação corrente só favorece a proliferação da irresponsabilidade: uma, diz respeito à brutal incompatibilidade financeira entre os honorários profissionais e o valor de uma obra; a outra leva em seu bojo um entrave muito sério contra a mais intrínseca meta profissional, que é a de maximizar a economia da obra sem a mínima participação no benefício produzido. Enquanto o profissional se esforça por tornar um projecto o mais económico possível (a segurança presumida mantida constante), os honorários profissionais geralmente não se alteram, sendo o Proprietário o único que se beneficia das economias. "Nenhuma taxação sem a devida representação" foi o chamado histórico à revolução das Colónias Americanas contra a Inglaterra: os riscos e os lucros de determinada obra vão conjuntamente, e pertencem à Proprietária, enquanto que engenheiros (projectistas e construtores) em tese arriscam suas reputações e os ganhos de serviços profissionais.

Certamente não terá passado despercebido que as frustrações e reclamações em trabalhos de execução de túneis são mais frequentes do que em obras correntes de fundações. Se não nos determos em analisar e interpretar as possíveis razões por tal facto, poderia até ocorrer que as técnicas persistentemente melhoradas de amostragem indeformada dos solos venham a aumentar inadvertidamente o número de casos de rupturas localizadas durante a construção?

Na Fig. 1 procuramos demonstrar que enquanto que na engenharia geotécnica (e inclusivé na engenharia civil convencional) sempre só se considerou uma só definição do Factor de Segurança, FS, poderá ser importante reconhecer a diferença significativa entre ao menos três Factores distintos, tendo em conta apenas as diferenciações no tocante a dispersões estatísticas ao redor de

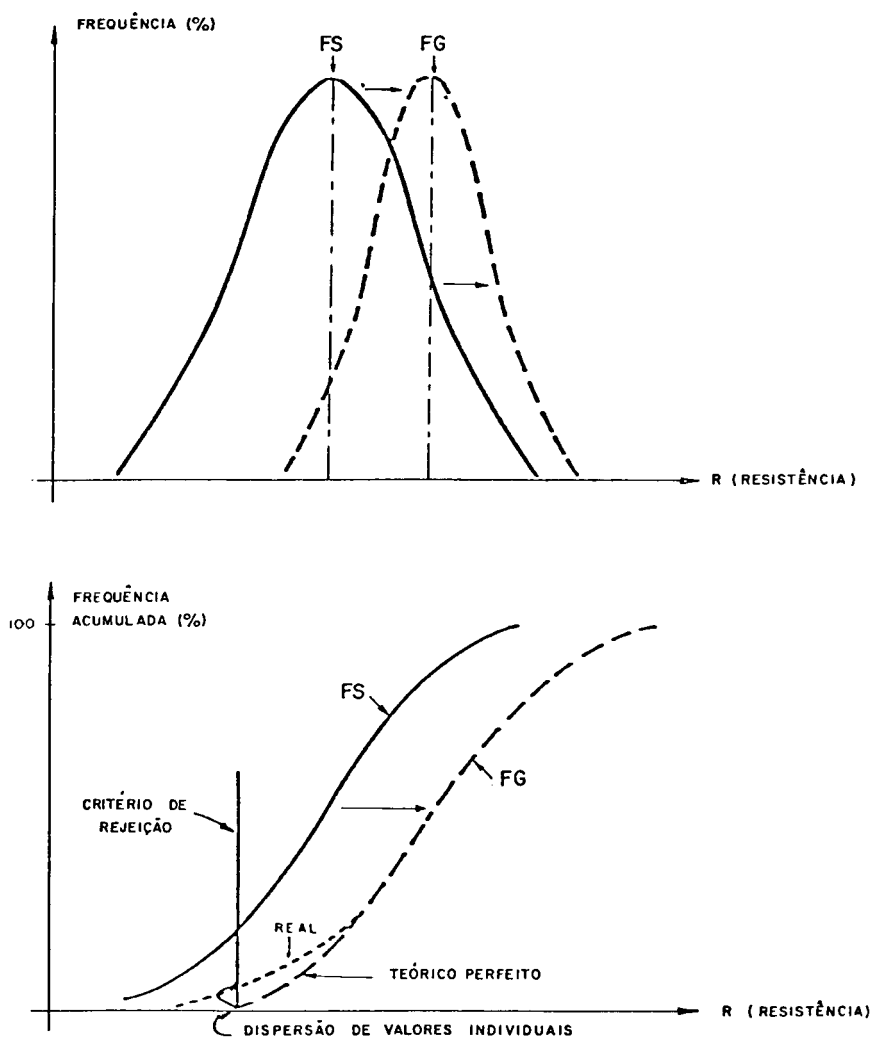


Fig. 1A Distinção proposta entre factor de segurança (FS) e factor de garantia (FG)

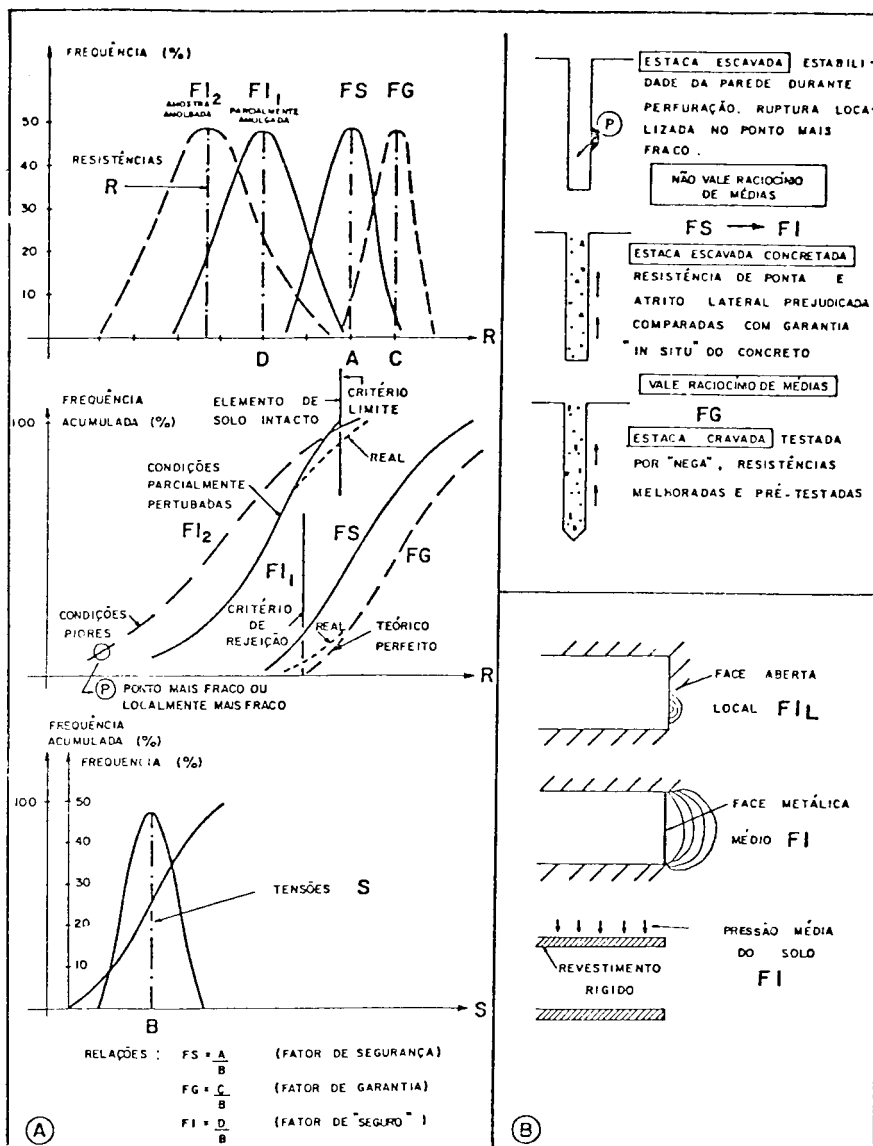


Fig. 1B Distinções sugeridas em "factores de segurança"

Resistências,  $R$ , sem qualquer indagação adicional relativa aos histogramas de tensões actuantes  $S$ . A definição de Factor de Segurança  $FS$  é rotineira. Optamos por chamar Factor de Garantia,  $FG$ , a situação na qual mediante algum *critério de rejeição inferior*, eu terei assegurado que o histograma de Resistência só poderá ser maior do que algum valor pré-testado ou garantido. Obviamente um valor  $FG=1,5$  oferece muito maior garantia de Comportamento bem sucedido do que  $FS=1,5$ . Uma estaca tipo "Nega" cuja penetração sob carga estática mediante reacção e macaco tenha chegado à parada absoluta sob 60 toneladas, terá um  $FG=2$  se for empregada sob carga do trabalho de 30 tons.: se a resistência *estimada* é 60 tons, ela terá um  $FS=2$  convencional. Deixando de lado as discussões relativas às divergências de resistências dinâmica *vs* estática nos casos de argilas sensíveis, ressalta-se que as estacas cravadas (e testadas) até bem observadas "Nega", podem bem ser consideradas como associadas a factores  $FG$  incorporados.

Em contraposição, uma estaca perfurada moldada-in-loco sofreria de duas desvantagens em seu comportamento carga-recalque. Primeiro, nunca terá sido pré-testada, e portanto, deveríamos concluir que está associada ao  $FS$  (pior do que  $FG$ ). Segundo, numa análise mais cuidadosa deveríamos raciocinar que a questão se apresenta até pior. Todos os esforços do progresso da Mecânica dos Solos têm-se desenvolvido no sentido da minimização de perturbações de amostragem e de ensaio, e da melhor representação de parâmetros *in situ* dos solos (elementos "intactos" do subsolo). Na realidade, portanto, os parâmetros avaliados para o material "intacto" estabeleceriam um *limite superior de rejeição*, pois que o solo circundante à estaca perfurada, que afecta o comportamento carga-recalque respectivo, só pode configurar um histograma de resistências sempre menores, em graus variados, um histograma truncado no limite superior supra mencionado. Tal situação é diametralmente oposta à do factor  $FG$ , associado ao limite inferior de rejeição. Poderíamos denominar esta nova relação de médias das Resistências/Solicitações um Factor de Seguro,  $FI$ : seguro é aplicado contra algo essencialmente inevitável em algum grau de probabilidade, e cujas consequências desejamos atenuar.

O factor básico importante é que  $FI < FS < FG$ , e dependendo dos histogramas, as diferenças respectivas podem ser significativas. Se os projectos continuam a ser elaborados de forma generalizada para valores (nominais)  $FS=1,5$  sem reconhecimento de tal diferença significativa, todas as estruturas em que está em jogo o  $FI$  passarão a registar um grau muito maior de dissabores, enquanto que as estruturas em que está em jogo o  $FG$  estarão incorporando desnecessariamente maiores graus de segurança.

Túneis e estacas perfuradas sofrem de efeitos de execução que só deterioram os parâmetros *in situ* (de resistência e deformabilidade) e, portanto, abrangem condições de factores FI. Deveríamos examinar cuidadosamente os dados práticos que actualmente apoiam determinadas Prescrições (Receitas) para aquilatar a que ponto que eles não nos forçariam a revisões significativas meramente por causa do reconhecimento da diferenciação entre condições FS e FI, e mesmo em grau maior.

Há ainda um ponto adicional a se enfatizar: a distinção entre condições que permitem aplicar as médias estatísticas (como acima implícito), e as que implicam em condições localizadas correspondentes a posições das beiradas dos histogramas. Isto é, limites de confiança e factores de segurança podem ser relacionados com "eventos individuais no histograma" e não com as medianas. Tal situação, por exemplo, se associa a instabilidade de volumes localizados ao longo da parede da estaca perfurada enquanto estabilizada por bentonita, antes da concretagem: após a concretagem, a rigidez relativa do concreto garante a aplicabilidade do comportamento médio ao longo do perfil do fuste. Da mesma forma na face aberta de um túnel durante a escavação, instabilizações localizadas podem bem estar em jogo, correspondendo a condições muito mais desfavoráveis: o comportamento atrás da face de chapa de aço de um túnel-em-couraça, ou ao redor do revestimento, pode bem ser aceite como associável aos parâmetros médios, o que inevitavelmente implica numa vantagem em comparação com as condições localizadamente pioradas. A resistência ao cisalhamento do solo detrás da face metálica do túnel-couraça ou ao redor do revestimento, pode bem ser aceite como referida à média, valor inevitavelmente maior do que o de condições localizadamente piores e/ou deterioradas.

### **3 -- PERFILAMENTO CONVENCIONAL HISTÓRICO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS QUE ESTÃO EM JOGO**

Grandes e muitos têm sido os avanços no perfilamento de parâmetros geotécnicos durante as décadas do progresso da engenharia de solos. Tipicamente ocorre em primeira instância a percepção dos sintomas físicos, relacionados com adjectivos e parâmetros índice. O progresso da engenharia poderia descrever-se tipicamente pela frase: "fazemos primeiro, a seguir começamos a explicar e compreender, e gradativamente passamos a poder e dever quantificar".



No que tange ao projecto de túneis ocorreram nos primórdios umas simplificações verdadeiramente notáveis que deveriam ter sido reconhecidas, mas foram encobertas, e assim podemos afirmar que um passo intermediário no avanço tecnológico foi temporariamente atrofiado: e, como ocorre frequentemente, às percepções físicas, compartimentadas em categorias e simplificadas, foram encobertas pelo próprio facto de que por algum tempo uma Prescrição pseudo-teórica desviou as atenções.

Os problemas em jogo eram "coesão" em condições de *alívio de tensão lateral*, percolação, e "tempo de autosuporte". Estranhamente a ênfase da teorização da mecânica dos solos, relacionada com argilas moles saturadas sob *carregamento "rápido"* (não-drenado) (c. 1942-'60), dominou o panorama tão fortemente que até poderíamos asseverar que para a prática da engenharia de túneis (Peck 1969, e até quase à data presente) ela própria fez olvidar os factores realmente predominantes de alívio de tensões, percolação, e tempo de auto-suporte.

Na Fig. 2 apresentamos esquematicamente, na forma de perfis hipotéticos do sub-solo, os parâmetros mais reconhecidos nos dois periodos arbitrariamente

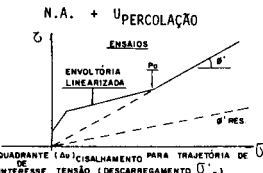
HISTÓRICO, SEGUNDO PRÁTICA DE EXECUÇÃO DE TÚNEIS (APUD PECK 1969; Terzaghi-1946)		MECÂNICA DOS SOLOS TRADICIONAL STATE-OF-THE-ART (PECK 1969)	ATUAL ELABORAÇÃO DE PERFIL MÚLTIPLO COM DADOS GEOTÉCNICOS
SOLOS PLÁSTICOS	ARGILAS MUITO MOLES E MEDIANAMENTE RIJAS	ARGILAS SENSÍVEIS (cf. TABELA I Ref.) $C = 1/2 q_u$ (carregamento) $\Delta \sigma_1$ (Amostras moderadamente Amolgadas) $\phi_{uu} = 0^\circ$ ARGILA GLACIAL PLÁSTICA ARGILA PLÁSTICA FISSURADA (LONDRES, BOOM) Saturadas N.A. $u$ $k'_o$	SPT → estimada s CPT, CPT <sub>u</sub> → estimados s, E, c <sub>v</sub> INDEFORMADA → PERFEITA + ELEMENTO INTACTO ARGILAS $p_a, c_c, c_v$ S% OCR $k'_o (\pm)$
SOLOS FIRMES	ARGILAS RIJAS, SOLOS GRANULARES CIMENTADOS OU COESIVOS.		$N.A. + U_{PERCOLAÇÃO}$ 
SOLOS QUE ESCORREM (RUNNING GROUND)	SOLOS PERFEITAMENTE NÃO COESIVOS; AREIA SECA; CASCALHO LIMPO SOLTÓ		AREIAS, AREIAS ARGILOSAS, SILTES, ETC. S% $N.A. + U_{PERCOLAÇÃO}$ ESTIMADOS $U_c; E; \phi'; c'; p_a; k'_o$ [TEMPO DE AUTO-SUPORTE] (?)
SOLOS QUE DESPLACAM (RAVELING GROUND)	AREIAS POUCO COESIVAS, AREIAS FINAS, SILTES (COESÃO APARENTE); SAPROLITOS.	ESTABILIDADE NA MAIORIA DOS SOLOS (P.228) "COM A EXCEÇÃO DE ARGILAS PLÁSTICAS SOB CONDIÇÕES NÃO DRENADAS, TENTATIVAS TEÓRICAS PARA ESTIMAR O FATOR DE SEGURANÇA... DE UMA FRENTE DE ESCAVAÇÃO AINDA NÃO TEM TIDO SUCESSO". "DETALHES DE ESTRATIGRAFIA E... ESTRUTURAS SECUNDÁRIAS DOS DEPÓSITOS DE SOLO..." "VISTO QUE ESTES DETALHES SÃO IMPREVISÍVEIS, NENHUMA CORRELAÇÃO SATISFATÓRIA ENTRE F.S. E PROPRIEDADES DO SOLO MEDIDAS PODE SER ANTECIPADA".	
SOLOS QUE FLUEM (FLOWING GROUND).	SOLOS QUE ESCORREM-OU QUE DESPLACAM - COM PRESSÕES NEUTRAS DE PERCOLAÇÃO		
[TEMPO DE AUTO-SUPORTE "STAND-UP TIME"] (?)		[TEMPO DE AUTO-SUPORTE] (?)	[TEMPO DE AUTO-SUPORTE] (?)

Fig. 2 Perfil de subsolo idealizado e parâmetros estimados para estabilidade da frente

citados (c. 1946 e c. 1969) que representam bons marcos de referência do progresso. Em comparação, um perfil actual, apresentado lado a lado, enfatiza muitas das óbvias lacunas em parâmetros fundamentais. Os mais notáveis dos progressos dos últimos 20 anos (após a conferência de Boulder, 1960, de pesquisa de resistência ao cisalhamento) tem sido a ênfase nas análises a partir de tensões efectivas e pressões neutras (as devidas à rede de percolação, "mais" a devida à variação volumétrica ( $\nabla V$ ) provocada pelo cisalhamento), a necessidade de ensaios apropriadamente segundo trajectórias de tensões, o reconhecimento da importância de poros com ar (5%), o reconhecimento da gama de variação e da importância do  $K'_0$ , e, finalmente, na crista da onda do emprego de computação, e em consequência dela, os parâmetros "elásticos" ( $E, \nu$ ), etc.

Temos enfatizado repetidamente que uma vez que determinado raciocínio teórico tenha estabelecido a espinha dorsal para uma certa estrutura análise-síntese, o método da engenharia requer que empreguemos tal coluna para preencher a musculatura e os detalhes ditados pela experiência. Não podemos pactuar com Índices (sejam os super-simplificados, sejam os de parâmetros-complexos-agrupados) que não caibam na teorização, mesmo que tenham sido usados como muletas temporárias. O facto de que não se disponha de dados (mais específicos e precisos) ao longo da linha que caiba propor, não nos exime da obrigação de admitir os parâmetros desejados e necessários: deveria servir apenas para expor a gama de relevância das nossas incógnitas, e, portanto, o interesse económico e técnico em buscá-las. Enquanto isto o engenheiro deve, e pode, admitir parâmetros conforme forem necessários, e pode e deve empregar aproximações (frequentemente colhidas indirectamente) para as suas hipóteses de trabalho.

Nas três colunas da Fig. 2, o que sobressai é o nosso total desprezo, até ao presente, dos ensaios para avaliação, em nível de projecto, do parâmetro de "tempo de auto-suporte".

#### **4 -- SEQUÊNCIA DOS PRINCIPAIS PROBLEMAS DE PROJECTO**

Apenas para elucidar a sequência racional supra como técnica intrínseca da engenharia, passamos a listar algumas das questões cruciais de perfurações de túneis urbanos em solo mediante equipamentos de couraça.

**4.1** — Estabilidade da face e superfície anelar exposta, e minimização de riscos e consequências até que o revestimento passa a actuar, controlando-os.

Os principais factores associados à resistência e estabilidade poderão ser resumidos como:

- a) Estabilidade da face, e os reconhecidos aspectos que controlam tal estabilidade;
- b) Controle da água do subsolo, e principalmente seus efeitos sobre a estabilidade da face;
- c) Penetrabilidade da face em função da reacção dos macacos, e a optimização de tal problema balanceando o aumento do coeficiente de segurança por maior penetração *vs.* a minimização dos carregamentos transitórios transferidos ao solo, com consequentes aumentos dos recalques por adensamento.
- d) "Tempo de auto-suporte." Perda de resistência em função da retirada do confinamento lateral e por pressões de percolação; perda de resistência por deformação cisalhante progressiva (sensibilidade, etc.); perda de resistência por perda da tensão capilar  $U_c$ ; perda de resistência por mudança da condição não-drenada (rápida) para a condição drenada de cisalhamento.

Particularmente as velocidades de tais perdas de resistência não deixam de reconhecer a diferenciação entre as velocidades de variações de tensões e as velocidades das deformações consequentes.

**4.2** — A seguir, para o condicionamento mais apertado de túneis urbanos os problemas principais deslocam-se para o sector de *deformações*:

- a) Previsão da tigela de recalques que será provocada no terreno a várias elevações acima da base do túnel, tanto "imediatos" (antes do túnel chegar à secção e até uns poucos dias após havê-la passado), como desenvolvendo-se com o tempo (adensamento, deformação lenta, etc.);
- b) Dedução da consequente *tendência à deformação diferencial* (recalques e deslocamentos) de edifícios próximos apoiados a pouca profundidade (presumidos "flexíveis"); no caso de fundações profundas próximas, deduzindo os carregamentos incrementais (atrito negativo e esforço transversal) e as deformações consequentes transferidas às bases das colunas;

- c) Estabelecimento de índices quantificáveis para limiares aceitáveis ou toleráveis de danos admissíveis para tais edifícios;
- d) Optimização da interacção solo-estrutura do próprio revestimento do túnel de modo a minimizar rigidez (armação para momentos flectores) sem agravar as deformações diferenciais de 3.2 (b).

## 5 ESTABILIDADE DA FACE

Compreende indubitavelmente um dos problemas mais sérios. No avanço de uma frente de túnel enfrentamos uma condição temporária de graus diferentes de proximidade à ruptura na face e/ou na abóbada. Além disto esta estabilidade é particularmente crítica pelo facto de que sempre se avança para o desconhecido, e se enfrenta condições localizadas piores do que as médias, que condicionam o problema (factores FI do caso individual ou de uma baixa frequência de ocorrência no histograma). A fim de afastar ou atenuar tal imprevisibilidade, empregam-se vários procedimentos de investigação à frente da face, procedimentos estes válidos e recomendados; ademais na Fig. 9 sugerimos a vantagem adicional que pode ser auferida se a ponta da sondagem vier a ser empregada como dreno.

A "estabilidade" em questão tem sido associada quase exclusivamente a um valor de "coesão" (historicamente, e ainda generalizadamente deduzido de ensaios de compressão simples, no caso de argilas plásticas saturadas, nas quais se admite que a envoltória  $UU$  ou  $Q$  de resistência seja  $s=c \equiv \frac{Rc}{2}$ ).

Rotineiramente somos levados a calcular (Peck, 1969) o Número de Estabilidade (Broms e Bennermark, 1967):

$$\frac{\gamma Z - pa}{su} \leq 5 \text{ ou } 6$$

$\gamma Z$  = pressão total de peso de terra à profundidade  $Z$  do eixo

$pa$  = pressão de ar comprimido acima da atmosférica

$su$  = resistência ao cisalhamento não-drenado da argila.

A publicação de Broms e Bennermark (1967) que segue de perto o trabalho de Bjerrum e Eide (1956) indubitavelmente representa uma contribuição significativa para o seu tempo e para o problema idealizado e bem específico que foi considerado. Referia-se a argila saturada plástica ( $s = c, \phi = 0$  em ensaio não-drenado), normalmente adensada (a pressão de peso de terra  $\sigma_v$  considerada a tensão principal solicitante), e claramente demonstrou a associação da estabilidade da face à formulação de capacidade de carga de placa,  $CN_c$ . Nas discussões a seguir nos limitaremos a considerar condições simples bidimensionais a fim de elucidar as condições comparativas em jogo. Da mesma forma como é comum fazer-se nas formulações de capacidade de carga, a estabilidade da face circular poderá ser estimada a partir das formulações bidimensionais pelo emprego de Coeficientes de ajuste e de forma (que frequentemente são extraídos de situações análogas).

Os ensaios de Broms e Bennermark foram literalmente ensaios de extensão. Ocorre a hipótese (a favor da segurança) de que a ruptura causada pelo aumento de  $\sigma_v$  preservaria a mesma tensão desviatória máxima (função de  $R_c$  e da coesão), como na condição de ruptura por alívio de  $\sigma_h$ : o alívio da tensão  $\sigma_h$  interno no caso real foi simulado por um aumento da tensão  $\sigma_v$  externa. Tal hipótese se aplicaria a um material coesivo ideal, pois que na prática existe a tendência à compressão acompanhada da geração de pressões neutras positivas no primeiro caso, enquanto que no segundo, qualquer tendência à expansão junto à face imediatamente criaria tensões capilares, e o tempo de auto-suporte tem algo que ver com o tempo de inchamento necessário para dissipar tais tensões neutras negativas. Ademais, ocorre uma suspeição muito importante quanto ao método empregado para simular a pressão fluida confinante: "A pressão confinante foi usada para investigar o efeito do ar comprimido em evitar que um material coesivo flua para dentro de uma escavação ou túnel. Foi empregada glicerina como fluido confinante".

As influências importantes da tensão capilar e da diferenciação de fluidos intersticiais e de tensão superficial líquido-líquido já tinham sido um tanto pesquisadas no começo dos anos 50. Lamentavelmente, porém, tais efeitos são geralmente eliminados nos ensaios de laboratórios programados para condições idealizadas, ou bem são olvidadas. Resumimos na Fig. 3 alguns dados ilustrativos do grau de interveniência de tal factor. A importância especial do ar comprimido numa face de túnel não pode ser dissociada da criação de alguns meniscos capilares, e do facto de que solos geralmente não são 100% saturados. Dependendo da magnitude da pressão do ar, de facto tende a

# ARGILA MOLE PLÁSTICA SATURADA

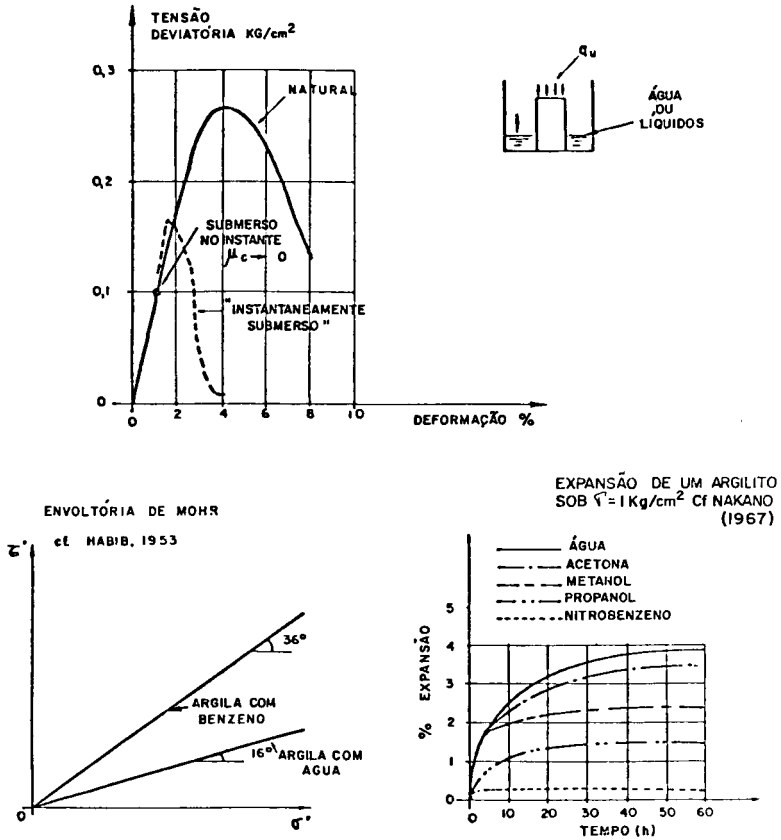


Fig. 3 Influência de  $\mu_c$  e diferentes líquidos na compressão simples

ocorrer uma inversão favorável da direcção do fluxo, e a conseqüente geração de pequenas pressões de percolação no sentido favorável, a complementar as tensões capilares que se propagam benéficamente.

Nas areias argilosas submersas "saturadas" de São Paulo, através de ensaios laboratoriais demonstramos que com gradientes bem pequenos (0,2) não se provocou qualquer variação perceptível de teor de humidade (apenas 0,2%), enquanto que com gradientes bem maiores (até 30%) as reduções de teor de humidade chegaram a alcançar cerca de 6% em menos de uma hora.

Os gráficos de variação da resistência à compressão simples com a humidade natural são reproduzidos na Fig. 4a, b. Como é bem reconhecido, o secamento total (em areias) é desfavorável. Porém os benefícios de uma pressão de ar comprimido um tanto maior (e de gradientes locais em pontos críticos) são tão evidentes, que não haverá necessidade de se enfatizar que existe uma cura directa, simples, e bem eficiente contra as tendências ao secamento da face: bastará aspergir água, preferivelmente suja, com suspensão argilosa, sobre a face enquanto se aplica a pressão maior do ar comprimido.

O primeiro facto básico relativo à ruptura por alívio de tensões reside em que, como princípio geral, os materiais exibem alguma histerese carga-descarga (em graus grandemente diferenciados), e, portanto, nas condições de descarga sempre existe algum "intercepto de coesão" além do valor de  $\phi = ds/d\sigma$  que o acompanhe, por pequenos e/ou temporários que sejam. Quando lidamos com condições tão transitórias (escavação da face do túnel) e tão próximas de  $FS=1,00$ , não podemos nos dar ao luxo de desprezar estas contribuições diminutas, em distinguir entre casos bem sucedidos ou não.

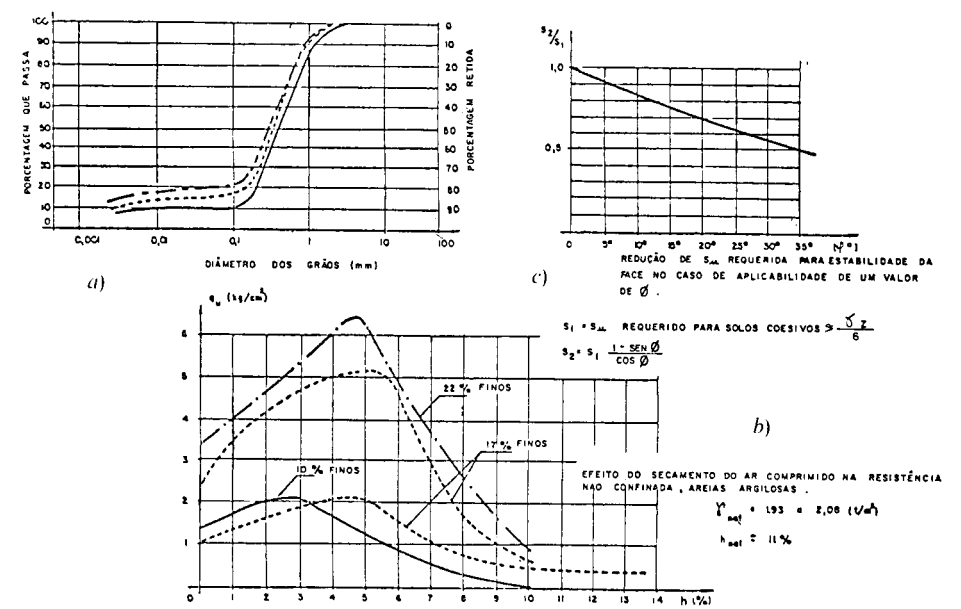


Fig. 4 — Dados de ensaio de compressão não confinada de areias, São Paulo (Figs. a e b) influência do  $\phi$  na estabilidade da face (Fig. c)

Um factor de ajuste que poderia ser aplicado ao Número de Estabilidade da condição  $s=c$ ,  $\phi=0$ , para ter em conta um valor de  $\phi$  aplicável foi sugerido por Rebull 1972. A influência comparativa está assinalada na Fig. 4(c). Outras análises deste tipo poderão já existir e/ou estar a caminho. Porém, salvo se uma análise possa começar a ter em conta os problemas de pressões neutras, percolação, e  $K'_0$ , como parâmetros dominantes, não é razoável antecipar-se que cheguemos a colectar comparações adequadas.

Apenas como um exemplo de procedimentos disponíveis para aplicar hipóteses de trabalho em avaliar soluções comparativas, apresentamos a seguir uma série de casos analisados com base em redes de percolação e tensões efectivas. Em primeiro lugar enfatizamos que as redes de percolação e as próprias análises foram elaboradas apenas para condições bi-dimensionais (como liberdade assumida conscientemente, apenas para ilustrar métodos de trabalho do engenheiro na prática profissional). Na Fig. 5 mostramos também como mera ilustração um caso de como estimar o coeficiente de ajuste simplificado para a transferência de uma situação da rede bidimensional para a tridimensional, no que tange às pressões neutras.

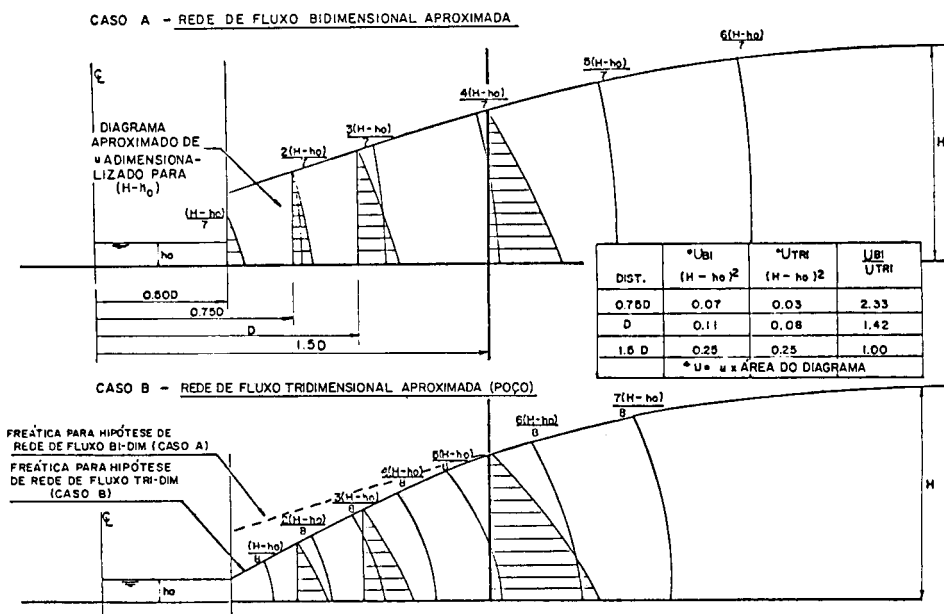


Fig. 5 — Admitindo freática transiente não afectada a 1,5D a frente da face



A figura seguinte (Fig. 6) indica esquematicamente para superfícies hipotéticas de ruptura como a resistência não-drenada ponderável *in situ* foi estimada, levando em conta apenas as pressões neutras da rede, o  $K'_0$ , e o valor de  $\sigma_v$  de pressão de peso de terra, tudo delimitado pela envoltória drenada de resistência e pressões efectivas. Reconheça-se que em princípio sempre há necessidade de corrigir a pressão neutra hidrodinâmica da rede em função de algum complemento baseado na tendência da variação  $\Delta u$  por consequência da tendência de variação  $\Delta V$  provocado pelo cisalhamento: algum julgamento criterioso poderá ser empregado para chegar a tais correcções, à luz de um sentimento pelo comportamento tensão-deformação do material associado à previsão da trajectória provável de tensões a prever. Quaisquer que sejam as superfícies de ruptura que venham a ser analisadas, não escapamos da percepção de quanto variará o Número de Estabilidade dependendo de  $u$  e de  $K'_0$ .

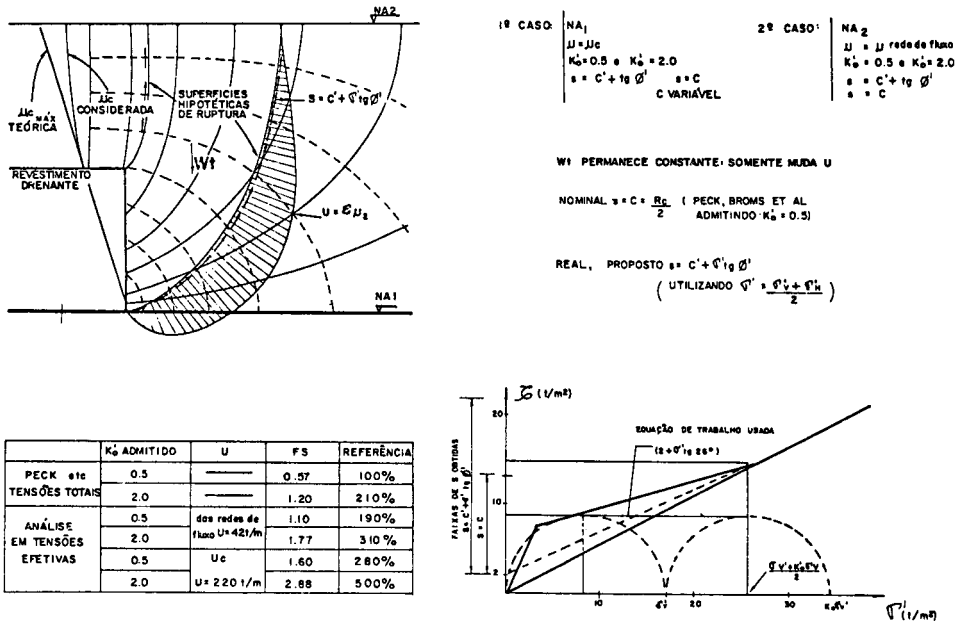


Fig. 6 — Indicação esquemática do processo de análise por tensões efectivas meramente para comparações

Nas figuras seguintes (Figs. 7, 8, 9) desenhamos esquematicamente as redes de percolação aproximadas para algumas das condições tipicamente encontradas na prática de perfuração de túneis, e nos métodos de controle das pressões

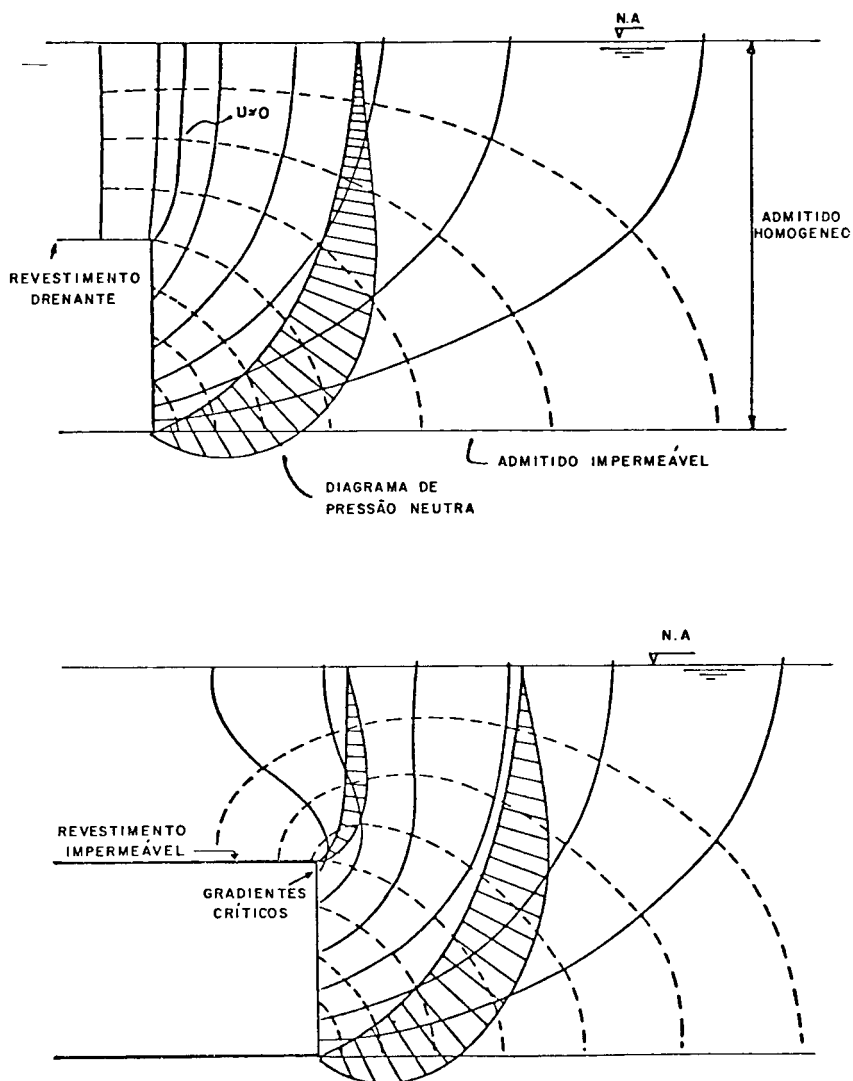


Fig. 7 -- Casos simples de redes de fluxo para comparação

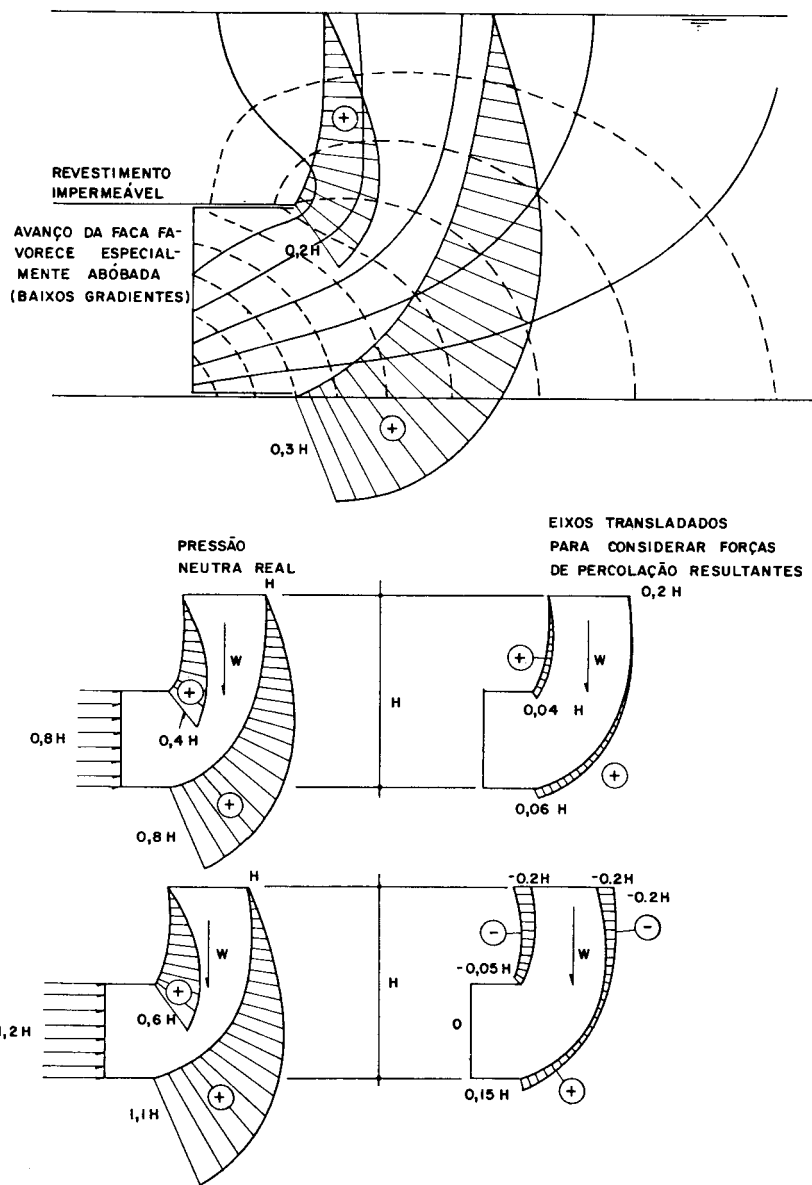


Fig. 8 — Caso adicional, faca do escudo avançada. Consideração idealizada do ar comprimido

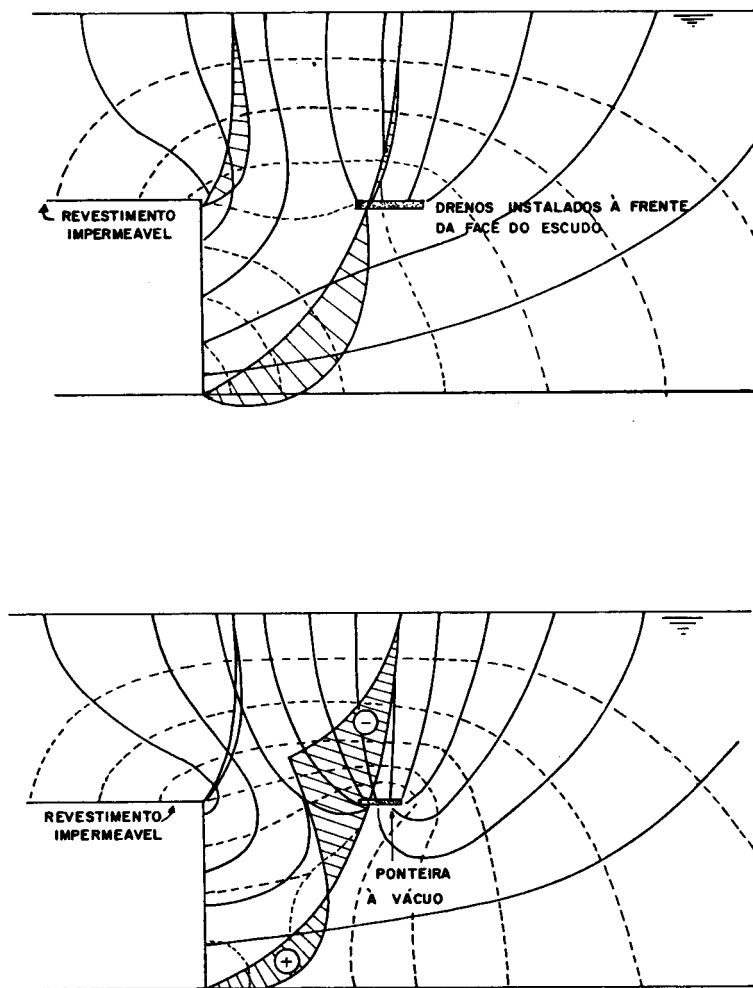


Fig. 9 — Casos adicionais: procedimentos especiais de drenagem à frente da face do escudo

de percolação. A intenção é meramente comparativa. No caso de emprego de uma pressão um tanto excessiva de ar comprimido, para uma condição transitória, admitimos que ocorra essencialmente uma reversão da rede de percolação no solo saturado dentro de uma secção variável lateralmente confinada, e portanto, aceitando aprioristicamente uma mesma distribuição de linhas de fluxo e de equipotenciais.

Finalmente na Fig. 10 resumimos as comparações das análises da "estática das massas" sujeitas à ruptura, a fim de sentir o grau de influência das condições diferentes de soluções de drenagem e/ou de emprego de ar comprimido. Admitindo que as resultantes ( $u$ ) =  $U$  de forças neutras nas superfícies de ruptura (hipótese de estática de corpo rígido) sejam a chave para o conhecimento da tendência global à instabilização, a comparação entre os casos diversos limita-se à comparação entre tais valores de  $U$ .

Para as presentes comparações (corpos rígidos com pressões neutras actuando nas superfícies) empregamos o artifício de reduzir a força horizontal a zero por "transferência de eixo", porquanto o verdadeiro efeito benéfico do ar comprimido é o de reduzir (ou às vezes mesmo inverter) as pressões efectivas de percolação. Tais resultados servem apenas para indicar tendências, pois que devemos sempre distinguir cautelosamente entre os artifícios empregados para

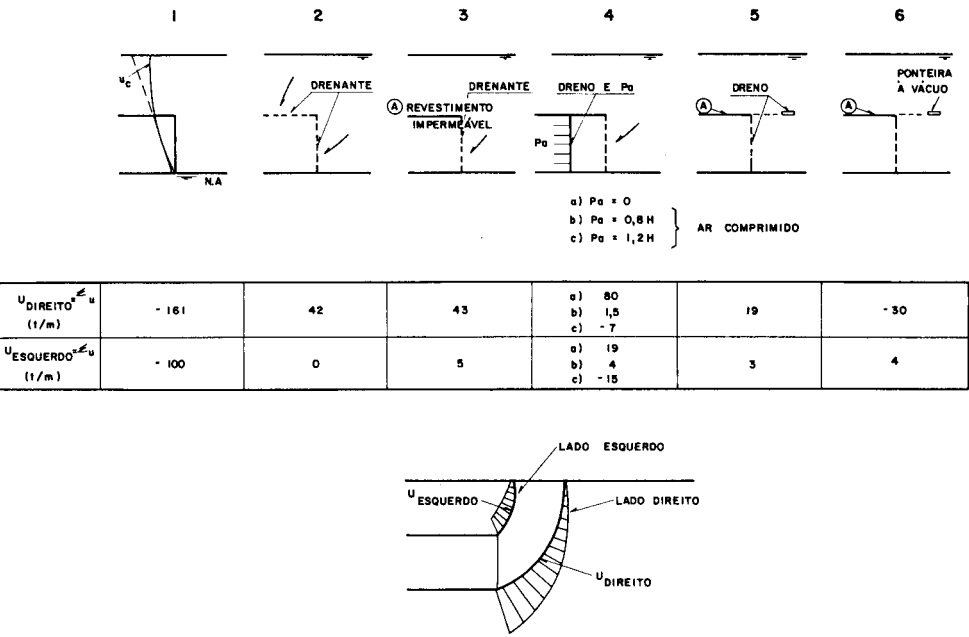


Fig. 10 — Resumo da comparação de benefícios na "estática das massas" esquemático, somente considerando valores de  $U$  de percolação

análise da estática de "corpos rígidos", e a proporção em que o "comportamento segundo tensões efectivas (massicas)" apenas se estabelece na medida em que as deformações específicas correspondentes (compressões e expansões, variações de índices de vazios) ter-se-á materializado. Numa argila ideal perfeitamente saturada, as mudanças de pressões neutras instantâneas a volume constante não poderão gerar qualquer mudança nas resistências *in situ*.

Poderemos assim extrair muitas conclusões importantes, intuitivas na prática de execução de túneis, não só relativas à estática geral de "corpos rígidos" mas também relativas a condições localizadamente críticas perante a ruptura. Estas são influenciadas principalmente pelo alívio de tensões das tensões horizontais mais elevadas (levando à tendência geral de expansão e de perda de resistência concomitante com a reversão das tensões principais) mas também devido às posições de gradientes mais críticos de saída de percolação, e consequentes tendências à expansão, perda de resistência, e ruptura. Tais condições localizadas podem ser analisadas aproximadamente através de círculos de Mohr. Dependendo de tais condições localizadas, as soluções de instabilidade não-drenada baseadas nos teoremas-limite de plasticidade poderão deixar de reflectir qualquer semelhança com as realidades enfrentadas no campo.

Como comentário final relativo à estabilidade da face deve-se enfatizar que o problema afecta não somente a própria estabilidade transitória, mas também os recalques. Como é bem sabido, as deformabilidades aumentam significativamente à medida que o FS diminui. A Engenharia Geotécnica não se encontra documentada com ensaios de carga de placa (compressões) aplicados sobre as faces de poços de inspecção, embora este seja um ensaio de muita aplicabilidade para cargas transversais sobre estacas, etc., e é um ensaio carregado de possibilidades práticas. A fortiori, não se encontra a mínima documentação sobre o comportamento de *descarga-deformação* de placas de apoio de faces verticais (analogamente às observações de convergências em diâmetros de túneis). Se e quando tais dados vierem a divulgar-se poderão ser plotados de uma forma semelhante à que foi usada no preparo da Fig. 11, na qual analisamos os dados de ensaios de provas de carga de placa sobre inúmeros terrenos de fundação de São Paulo. Coincide com as expectativas o rápido decréscimo do módulo "E" à medida que nos aproximamos da ruptura. Suspeita-se que na condição de "carga mole" de carregamentos sob tensão controlada, as condições de deformação sob descarga possivelmente evidenciarão uma queda até mais acentuada de E na gama de valores menores de FS.

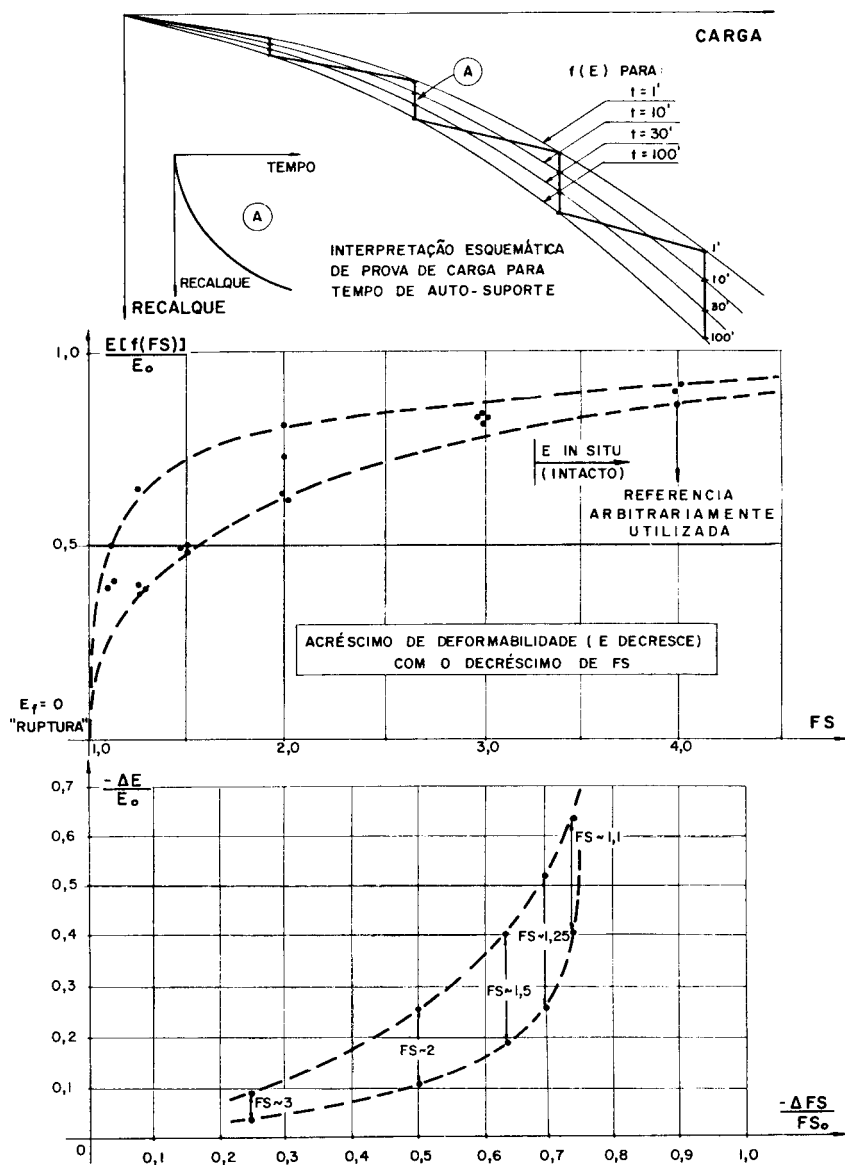


Fig. 11 — Interpretação típica de dados de ensaio de prova de carga em placa

## 6 — PENETRABILIDADE DA FACA MEDIANTE REACÇÃO DOS MACACOS

O incremento de estabilidade provido por um avanço considerável da faca é óbvio a partir de considerações estruturais (cf. a técnica de enfilagem), e também por causa da melhoria do controle de percolações. Por outro lado, o emprego de elevadas cargas nos macacos induz desvantagens óbvias, por causa da aplicação de tensões no solo na frente (com geração de pressões neutras e os recalques adicionais ulteriores), e bem assim pelo amolgamento e fissuramento do solo submetido à penetração. Portanto tem que ser optimizado. Não se encontra quase informação nenhuma sobre o problema. De novo, pareceria que seria um ensaio simples e muito prático empregar o ensaio de penetrómetro estático (CPT) reagindo contra uma parede vertical de um poço de inspecção para ensaiar a penetrabilidade na face oposta. Facto é que no campo das plataformas oceánicas, delicado e de responsabilidades imensas, as penetrações de elementos cortantes estão sendo previstas razoavelmente a partir de resultados CPT (Zide *et al.*, 1979, Kjekstad e Zunne, 1979).

## 7 — PREVISÃO DA TIGELA DE RECALQUES

Compreende-se que a questão de previsão da tigela de recalques tinha constituído o segundo grande desafio ao tempo em que Peck (1969) ofereceu a sua grande contribuição a favor da organização mental dos avanços da arte de perfuração de túneis, na época ainda uma arte estritamente empírica, pretendendo torná-los sujeitos a um mínimo de tratamento objectivo pela engenharia geotécnica. Assim foi, portanto, que, como tem ocorrido tão frequentemente no passado, a profissão deve muita gratidão a um homem de estatura que se dispôs a dar um passo adiante no vácuo, passando a oferecer: (a) como uma primeira muleta, uma RECEITA, a da curva Gaussiana de recalques (anteriormente postulada por Litviniszyn, 1955) acompanhando-a da admoestação "embora o uso desta curva não tenha qualquer justificação teórica, ela fornece no mínimo um expediente temporário" (p. 240); (b) as indicações qualitativas dos factores intervenientes principais; (c) a tabela resumo de "todos" os dados disponíveis, junto com a confissão cândida de que "a informação... é surpreendentemente escassa", e junto com o apelo apropriado pela colecta de "observações de campo em protótipos".



Cabe-nos ressaltar no presente, porém, que para fins de colectar dados é sempre indispensável possuir liminarmente algum modelo mental, e que devemos urgentemente descartar *in totum* a infeliz associação com a curva de Gauss, porque constitui um beco sem saída e não contém nenhuma fertilidade de ideias. Temos que promover *ad initio* um mínimo de teorização analítica sobre os diferentes parâmetros que poderão estar associados com as observações dos protótipos à escala natural, porquanto o progresso nos procedimentos de projecto e nas previsões que os acompanham só poderá ser obtido se nos organizarmos para repelir o prenúncio desnecessariamente pessimista "Por causa da dependência da perda de terreno em detalhes construtivos, parece muito pouco provável que investigações teóricas resultem frutíferas excepto no caso de materiais dos mais simples tais como as argilas plásticas" (p. 245). Embora RECEITAS indubitavelmente constituem a base válida para os progressos dos projectos e de suas decisões, elas tem que ser rapidamente ajustadas através de CORRELAÇÕES estatísticas sobre comportamentos observados, a fim de permitirem revisão e progresso. E temos que resistir energicamente à prática que se espalha como epidemia, do emprego da estatística a esmo, pois que uma correlação estatística pode facilmente ser espúria e tornar-se perigosa se não for baseada em teorização pertinente ao modelo físico (o universo estatístico definido), com o fito de estabelecer a natureza da equação pertinente e de seus coeficientes.

Inexoravelmente aceitamos que na execução de túneis enfrentamos uma proporção maior de condições estritamente locais de heterogeneidades e de possíveis rupturas (perda de terreno), como acima já enfatizámos com relação a factores FI de pontos individuais ou de frequências num histograma. Tais condições configuram os tipos de ocorrências que ou são toleráveis e absorvidas como riscos não quantificáveis, ou terão que ser resolvidas no projecto e na construção por uma "mudança do universo estatístico" (i.e. um tratamento que liminarmente exclua o problema). Nossa preocupação da engenharia de projecto só pode se ocupar com condições que permitam alguma repetitividade e a extracção de comportamentos médios, a fim de que nos apoiemos nas quantificações respectivas. Facto é que os recalques em geral se distribuem suficientemente bem para permitir o emprego da estatística de médias.

A Fig. 12 resume as prescrições de Peck 1969 relativas à tigela de recalques. São três os pontos básicos: (a) a geometria, dimensões; (b) a curva Gaussiana de recalques e nenhuma indicação de deslocamentos horizontais; (c) um gráfico no qual estão plotados os dados observados disponíveis (um ponto para cada caso

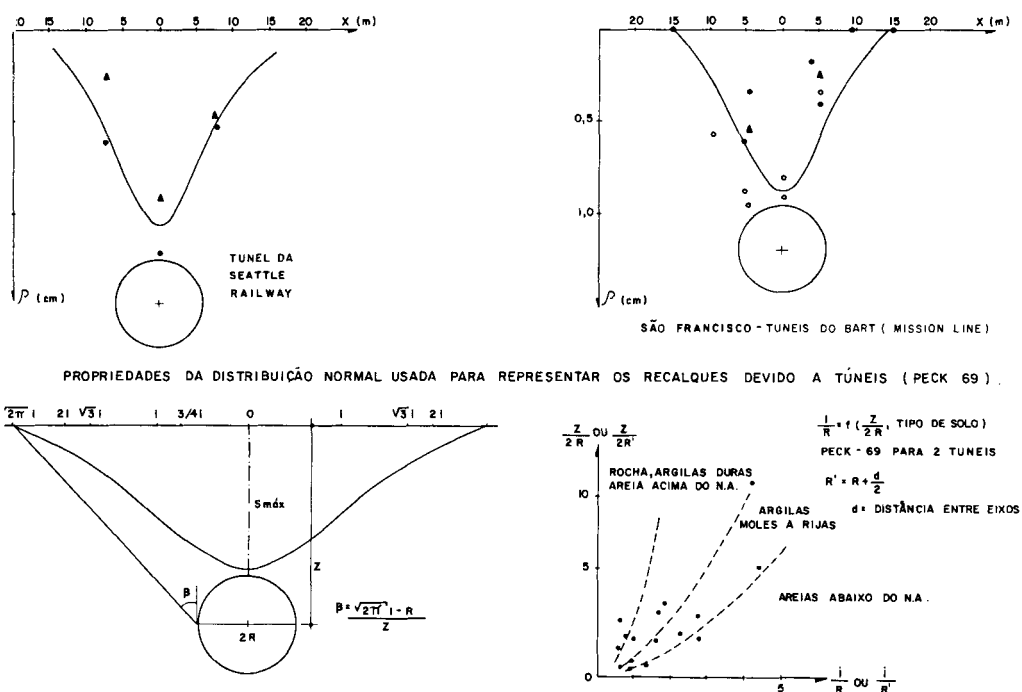


Fig. 12 Recalques devido a túneis (Peck 69)

histórico) todos referidos a classificações-índice dos solos, sem referência que os associa a quaisquer parâmetros geotécnicos fundamentais.

A presumida curva Gaussiana é realmente nada mais do que uma curva de mudanças pseudo-elásticas e/ou elasto-plásticas num maciço semi-infinito no qual se provoca o alívio de tensões pela perfuração.

Esta sim é a natureza do fenómeno físico em jogo quando o projecto e a construção do túnel prosseguem em condições normais, com a minimização de ocorrências erráticas defeituosas. Não há absolutamente nada de probabilístico ou estocástico em tal comportamento básico. Indubitavelmente, para condições localmente críticas (colapsos, etc.) existem possibilidades de ocorrências ao longo do túnel: mas definitivamente não conseguiríamos prever, ou presumir, nem mesmo estabelecer a posteriori as distribuições de frequências de tais ocorrências para o avanço longitudinal de um túnel (o que, ademais, via de

regra configuraria um universo geomecânico perceptivelmente sujeito à variação contínua, e não a condição de variações aleatórias dentro de um universo físico todo como constante, o que é o campo ao qual se aplica a estatística).

Estranho é, de facto, que jamais se tenha sugerido para o caso um fenómeno e uma função probabilística. Litviniszyn analisara a subsidência que seria gerada num loess se ocorresse um colapso ou cavidade subterrâneos localizados: representando o material (considerado como descontínuo, corpos rígidos separados por fissuras) como uma massa de esferas uniformes, e visualizando o colapso subterrâneo como o movimento de descida de uma esfera, ele obviamente concluiu que o perfil da subsidência à superfície seria representado como uma probabilidade Gaussiana. O resultado é matematicamente inevitável. Dois fenómenos que sob hipóteses idealizadas passem a ser representados pela mesma equação matemática não podem por tal motivo ser considerados fenómenos semelhantes.

Existem muitas situações nas quais, após ter-se feito as hipóteses simplificadoras necessárias (geralmente de comportamentos médios, e Gaussianos) as equações matemáticas de um dado fenómeno físico resultam idênticas às de muitos outros fenómenos inteiramente diferentes: por exemplo, as clássicas semelhanças entre as redes de percolação Darcy-Laplace, e os modelos analógicos eléctricos, ou os arranjos de limalha dentro de campos magnéticos apropriados. Seria absurdo, porém, prosseguir numa dogmatização do resultado matemático (idealizado) ao ponto de insistir em ajustar dados experimentais ou observacionais do primeiro fenómeno dentro da equação do segundo: por exemplo, quando a capilaridade intervém no resultado da rede de percolação, seguramente tal situação de dados empíricos não poderá ser forçada a ajustar-se dentro dos modelos analógicos eléctricos.

Peck enfatiza que “cada túnel em solo está associado a uma alteração do estado de tensões no terreno, e às correspondentes deformações específicas e deslocamentos”, e, portanto, é um tanto surpreendente que a formulação de Litviniszyn tenha se separado de uma associação directa de variações tensão-deformação num meio pseudo-elástico (cf. Fig. 13), especialmente tendo em vista a brilhante contribuição, muito anterior, de Carrillo, “Subsidence in the Long Beach-San Pedro, Cal., Area: the effect of a tension center” (1949). Tenho a impressão de que o principal problema decorreu do uso confuso do termo “perda de terreno”, segundo a prática inicial, e assim, da sensação intuitiva do encarregado capataz do túnel de que recalques (i.e., os grandes recalques, mais perceptíveis) derivam da perda de terreno. Como na prática a nossa atenção se

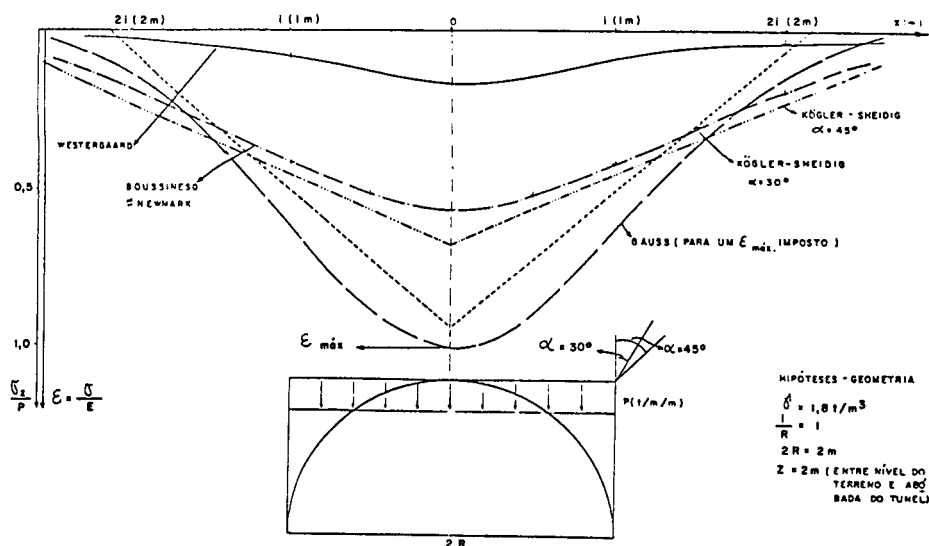


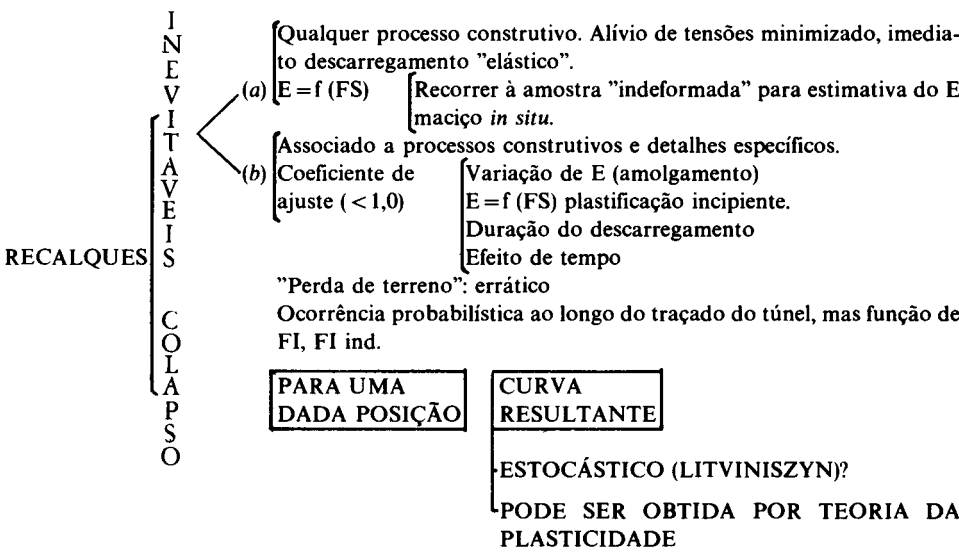
Fig. 13 — Deformações devidas a alívio de tensão VS. Curva Gaussiana

concentra primeiro nas evidências imediatas causa-efeito, e especialmente em ruptura, a confusão original é bem compreensível. Todavia, não tem nada a ver com quantificações da engenharia, ou com "pontos representativos" (sem qualquer demarcação de uma faixa de dispersão) plotados a partir de dados de obras tais como tabelados por Peck (e a maioria dos autores).

De facto, mesmo para o caso de "colapso de uma cavidade" como hipótese, deveríamos reconhecer que seria muito mais promissor para a colecta e digestão proveitosa de experiência, se ao invés de adoptar uma postulação estocástica geomecanicamente estéril (dissociada dos parâmetros fundamentais fisicamente compreensíveis e deduzíveis) ênfase tivesse sido dada às formulações da teoria da plasticidade ("colapso de cavidade" como o inverso das soluções amplamente reconhecidas de "expansão de uma cavidade num meio infinito"). Obviamente tais soluções, rígido-plásticas apenas permitiriam a avaliação do coeficiente de segurança, e a seguir, segundo artifícios já discutidos, seriam empregadas estimativas do módulo de elasticidade para a estimativa das deformações.

O facto curioso é que a promoção da prescrição da curva Gaussiana de apoio a projectos predomina nas mesmas Empresas Projectistas que são as mais entusiásticas em promover o uso de Análises por Elementos Finitos para o mesmo problema sempre que a forma da perfuração deixe de ser circular, ou sempre que em Mecânica das Rochas haja uma oportunidade de insistir em problemas de tensões internas residuais da rocha. Um único exemplo (cf. Fig. 14) bastará para ilustrar o óbvio.

O reconhecimento cândido de Peck (p. 231) "Ainda não é possível... repartir proporções da perda de terreno entre os movimentos inevitáveis associados a um determinado método construtivo, e os movimentos adicionais que possam ocorrer por causa de técnicas falhas ou trabalho pouco aprimorado" torna imperativo que se examine (estatisticamente) a *variação* (ao longo de cada túnel) dos parâmetros intervenientes principais  $K'_0$ , FS, E, (etc.), *presumindo uma técnica construtiva constante*, a fim de que possamos separar, como em hidrógrafas da hidrologia, as vazões de pico da vazão de base.



A tal respeito poderá ser uma questão bastante duvidosa se teria sido uma vantagem ou desvantagem que a formulação de colapso segundo Litviniszyn tenha levado a exactamente a mesma distribuição de recalques como as soluções elásticas e elasto-plásticas. Se tivessem ocorrido distribuições amplamente diferenciadas como resultado da derivação, elas poderiam ter sido

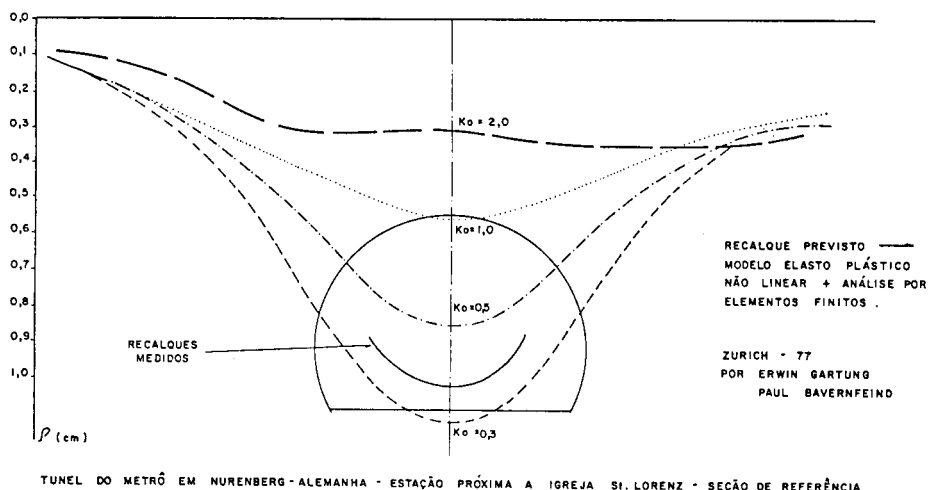


Fig. 14 - Recalques calculados para vários valores de  $K_0$

separadas como distintas. Porém, como poderiam elas ter resultados diferentes se a formulação estocástica nada mais representa do que a abstração matemática de condições tão idealizadas quanto necessário para fornecerem o comportamento físico antecipado? Em resumo, a prescrição Gaussiana deverá ser excluída *in limine* porque é estéril.

Ocorre ainda outro ponto da maior relevância para o projecto. Peck (1969) nos daria a forma da curva, mas nenhum auxílio directo em estabelecer o recalque máximo previsível de cada secção, directamente sobre a crista. Forneceu uma indicação de primeiro grau da aproximação "Medições têm estabelecido dentro de uma precisão razoável a equivalência do volume do recalque à superfície com o volume de terreno perdido para dentro do túnel em consequência da escavação". Tal indicação é fisicamente isenta de realismo, pois que tem que haver, sempre, alguma atenuação de efeitos transmitidos, e isto em graus diferenciados. Mesmo se se referisse especificamente a "terreno perdido" como uma condição de "ruptura", é absolutamente impossível que os volumes transmitidos através do meio (até à superfície) pudessem ser, mesmo que instantaneamente, equivalentes. As atenuações através do meio têm que depender muito do FS à face, e do  $\Delta E/\Delta FS$  à face e através do meio: e também, dependem das distribuições tensão-deformação. O pior é que não chegou a ser razoavelmente conceituado o que seria o "volume perdido", e muito menos o

“volume perdido para dentro do túnel”; duvidosa seria qualquer medida de volume perdido em função de volumes escavados, e, em casos tais como o de emprego de couraça, o principal volume disponível para acomodação corresponde à espessura do anel (externo) até a pega do preenchimento e grouteamento.

Na Fig. 15 reproduzimos as indicações que foram publicadas (Souto Silveira e Gaioto 1969) baseadas numa tentativa de correlação dos dados de Peck, seu recurso a intuições sobre tendências teóricas. A digestão de dados de túneis grandemente diferentes conforme executados inevitavelmente levará a estatísti-

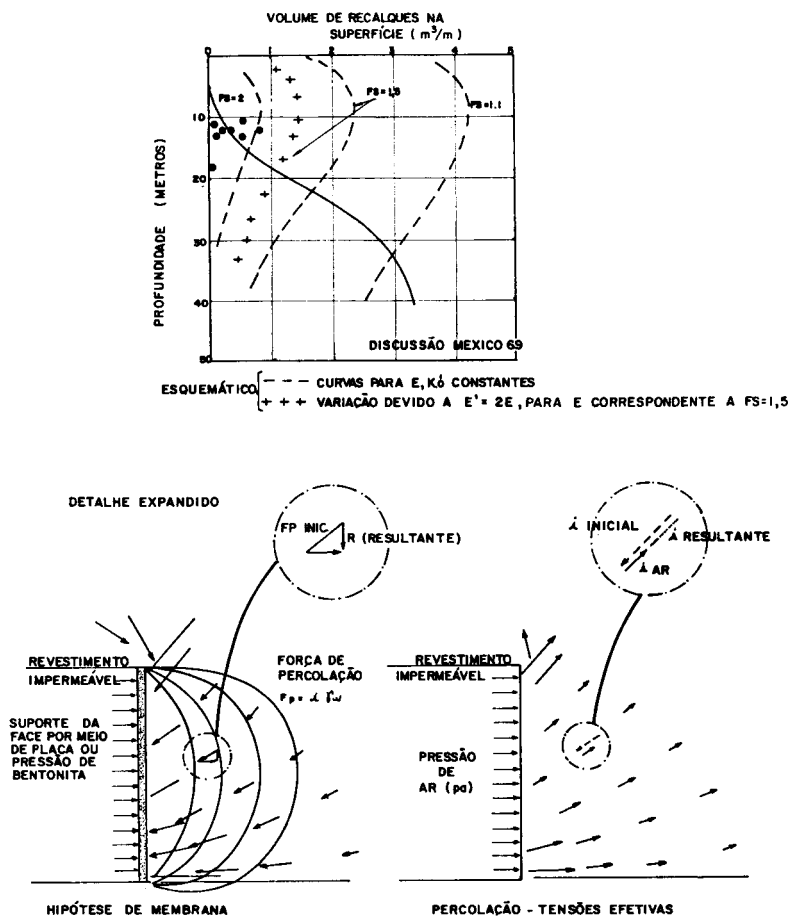


Fig. 15 — Reexame das questões sobre recalques devido a um túnel

cas a esmo, a confusões, e a correlações espúrias. Na mesma Figura procuramos inserir esquematicamente a tendência que pareceria mais realística para a correlação: curvas do género poderão presentemente ser extraídas sem dificuldade a partir de análises elasto-plásticas por elementos finitos.

Finalmente na mesma Figura indicamos esquematicamente que mesmo admitindo parâmetros geotécnicos de comportamento imutáveis, será inexorável reconhecer-se uma diferença nítida entre a consideração de um apoio da face por placa de aço (carregamento da superfície por membrana rígida), e o uso realístico de tensões mássicas, tensões efectivas devidas à gravidade compostas com as tensões efectivas devidas à percolação. As deformações não são equivalentes nos dois casos. O artifício computacional de rotina é perfeito para a estática dos corpos sólidos rígidos. À medida que as deformações totais e diferenciais passaram a ser importantes para os edifícios mesmo quando de magnitudes diminutas, esta fonte de divergência de comportamentos e de opiniões tem que ser considerada.

## **8 — SUGESTÃO DE CONDIÇÕES DE TRABALHO PARA A PRÁTICA PROFISSIONAL**

É indispensável oferecer urgentemente algo de construtivo para que de todas as obras comecem a colectar-se milhares de dados práticos, dentro de um quadro racional, embora nominal. O procedimento da engenharia exige uma seqüência racional para ser acumulativa a digestão de experiência:

- 1 — compreensão da física do fenómeno;
- 2 — adaptação das soluções matemáticas disponíveis, frequentemente por comparações e analogias;
- 3 — reconhecimento de que nenhuma solução passa de uma hipótese de trabalho, nominal, mesmo quando nos encontremos presenteados com a ilusão sedutora de uma "solução analítica perfeita" para o caso específico; apenas muda o coeficiente de ajuste, entre a solução disponível e a realidade;
- 4 — assim, a fim de progredir, o coeficiente de ajuste deverá ser gradativamente deduzido por observações de protótipos, e por revisões sucessivas, empregando o Método Observacional conjugado com a conceituação Bayesiana de probabilidades previstas e revistas (cf. Rankine Lecture 1977).



O importante em sempre respeitarmos tal procedimento é que numa corrente assim organizada, a qualquer momento podemos substituir um por um os diversos elos, com soluções melhores, podendo apertar a faixa de dispersões de erros erráticos, sem porém provocarmos a perda total da experiência anterior reflectida na média das intuições incorporadas na "probabilidade estimada anterior".

Resumidamente, portanto, propomos a seguinte racionalização que qualquer profissional pode aplicar, quer em projecto quer para orientar decisões extemporâneas de construção, nas quais é preciso ter uma noção clara dos benefícios comparativos de vários tratamentos.

8.1 — Conforme já explicado, devemos pôr de lado qualquer tentativa de quantificações salvo quando a perfuração do túnel está com os seus processos construtivos modicamente ajustados. Na Fig. 16A, bem representativa, vemos que na fase inicial da obra o comportamento alcança valores multiplamente maiores do que na fase de construção ajustada.

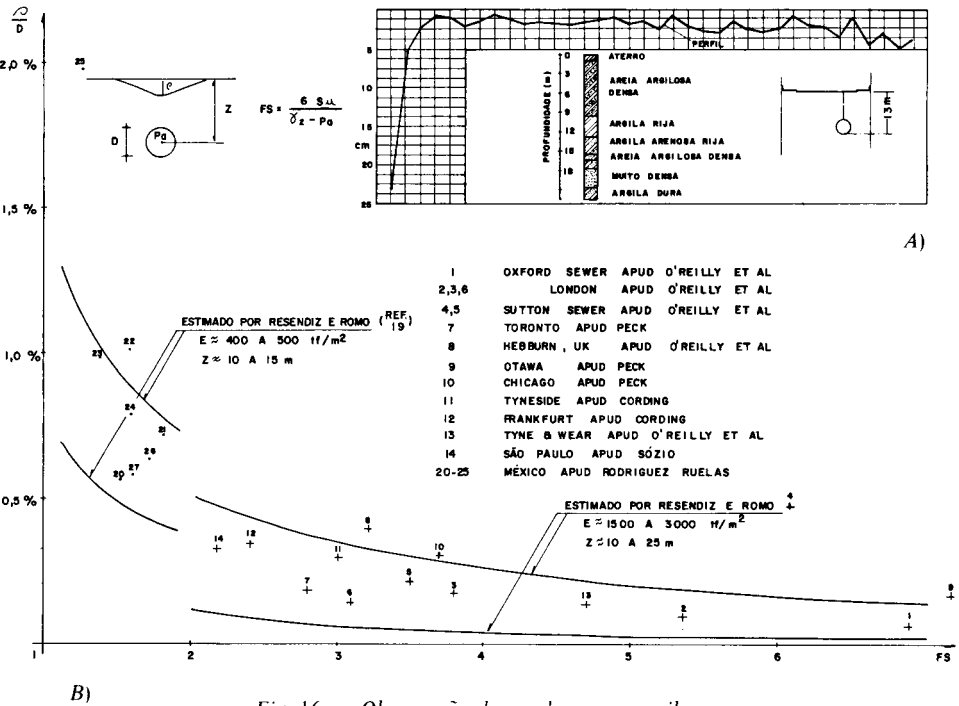


Fig. 16 -- Observação de recalques em argilas

**8.2** — Embora a cada dia apareçam novas soluções, aprimoradas, precisamos pôr de lado definitivamente a esterilidade da dicotomia "argila puramente coesiva" *vs.* "areia". Ao longo de um perfil longitudinal o engenheiro só enfrenta condições gradativamente variáveis, de solos genéricos de parâmetros ( $c'$ ,  $\phi'$ ), e as diferenças têm que ser quantificáveis racionalmente, por pequenas que sejam.

Nas Figs. 16B e 17 exemplificamos tal impressão, valendo-nos do excelente trabalho de Resendiz e Romo (Ref. 19) que se baseou em análises por elementos finitos para argila pura, pressões totais, e equação constitutiva parabólica. Remanejando as soluções deles chegamos ao gráfico da Fig 16B. Sobre este gráfico básico plotamos o tanto quanto possível de dados publicados sobre túneis em argilas adoptando estimativas razoáveis de parâmetros onde a publicação não os fornecia. Resulta aparentemente um ábaco razoável para

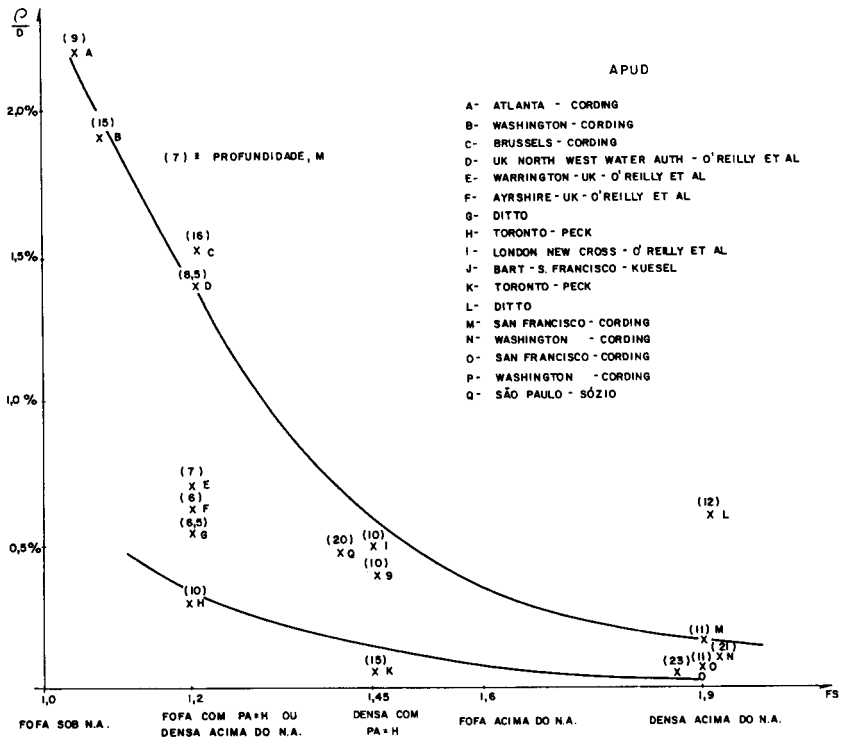


Fig. 17 -- Observação de recalques em areias

estimativas de projecto: porém não satisfaz, por motivo de não permitir incorporar comportamentos intrínsecos referidos a pressões efectivas, condições de controle ou descontrolo da água subterrânea, etc.

Na Fig. 17 procuramos aplicar o mesmo procedimento de Resendiz e Romo, adaptado para areias, admitindo que cada solução referida a determinado  $s=c$  possa também valer para um caso de  $S_{is}$  (*in situ*) médio avaliável como  $\approx c$ , e a condição seja transformável para pressões efectivas se  $u$  médio estimado  $\approx 0$ . Assim procuramos sintetizar os dados publicados relativos a recalques de túneis em areias. As condições comparativas de  $FS_{nom}$  foram estimadas no melhor grau possível empregando as situações comparativas grosseiramente analisadas na nossa Fig. 6. Todo o procedimento deixa a impressão de demasiado arbitrário tanto teoricamente (adopção de  $\phi'=0$  implícita) quanto praticamente: ademais os dados "digeridos" resultam demasiado dispersos.

**8.3** — Retornando à premissa básica do nosso trabalho postulamos a conveniência de rechaçar a dicotomia entre recalques ("elásticos") e ruptura (recalques grandes com tendências pouco perceptíveis à deceleração). Assim propomos tratar solos genéricos em função de  $E_{is}$  do subsolo, e  $\nabla E = f(FS)$  estimável (cf. Fig. 11).

**8.4** — Para tentar estimar condições de  $FS_{nom}$  comparativas em túneis, partimos das soluções de Davis *et al.* (Ref. 5) que fornecem gráficos das soluções de Limite Superior e Limite Inferior da Plasticidade, para argila pura; fornecem inclusive para o caso a comparação da ruptura bidimensional com a circular (Fig. 18B).

A seguir trabalhamos de novo com a hipótese de  $S_{is}$  interpretável como  $s=c$ , mas agora pesquisamos indirectamente a natureza e o grau de influência de  $c'$ ,  $\phi'$  diversos. Para tanto, na Fig. 18A comparamos diversas condições de ruptura (placa, placa profunda, muro de arrimo) mostrando que as relações adimensionadas referidas ao caso  $s=c$  ficam dentro de faixas semelhantes. Finalmente, como a ruptura em túneis é do tipo activo enquanto as soluções citadas de ruptura de fundações são para condições passivas, fizemos também a comparação dos dois casos (activo *vs.* passivo) conforme varia segundo  $(c', \phi')$  para um  $S_{is}$  constante, recorrendo a soluções de empuxos sobre parede vertical (Fig. 18A) (Ref. 16). Assim delimitamos o campo provável de interesse.

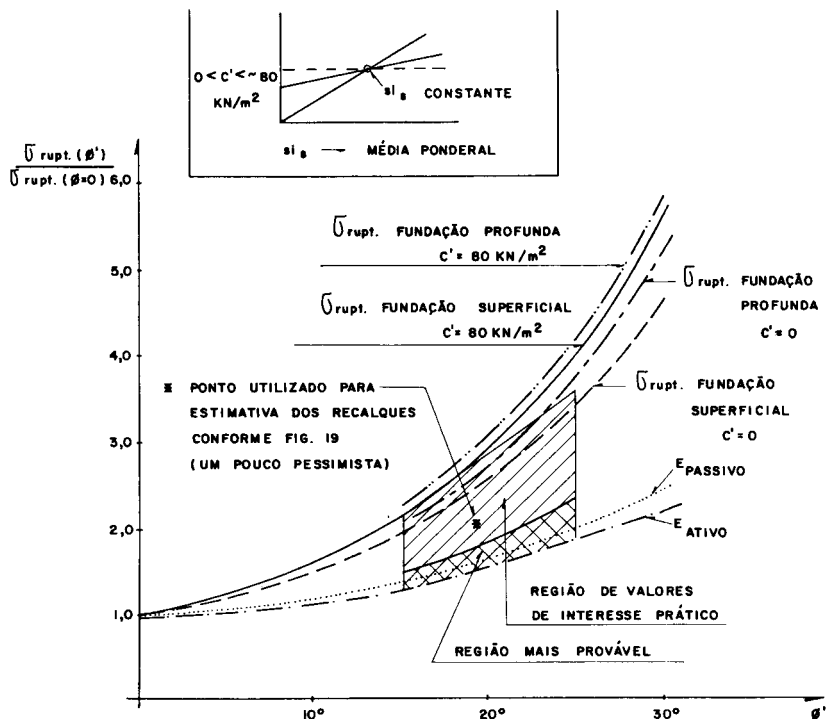


Fig. 18A — Comparação de capacidades de carga para parâmetros totais e efectivos

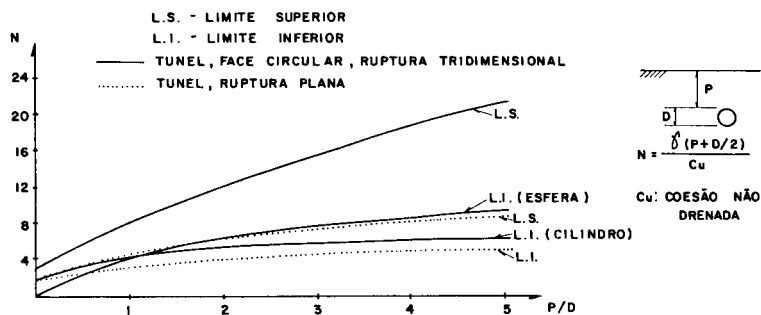
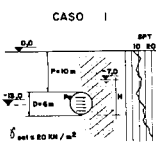



Fig. 18B — Soluções de estabilidade da face de um túnel para solos de  $S = Cu$  (Ref. 5)

**8.5** --- Empregando assim o campo comparativo de comportamento, procuramos ilustrar na Tabela da Fig. 19 um exemplo de cálculos aproximados que o engenheiro empregaria para prever e interpretar variações de comportamento ao longo do avanço de um túnel.

CASO ANALISADO	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	CASO 6 - NÍVEL D'ÁGUA ABAIXO DO TÚNEL INFLUÊNCIA DE CAPILARIDADE	CASO 7 IDÊNTICO AO CASO 1 SEM PRESSURIZAÇÃO
	 <p><math>p = 10 \text{ m}</math> <math>D = 6 \text{ m}</math> <math>SPT = 0-20</math> <math>\delta_{\text{sat}} = 80 \text{ KN/m}^2</math></p>	<p>IDÊNTICO AO CASO 1 EXCETO PRESSURIZAÇÃO</p> <p><math>p = 1,2 \text{ H}</math></p>	<p>IDÊNTICO AO CASO 1 EXCETO</p> <p><math>p = 15 \text{ m}</math></p>	<p>IDÊNTICO AO CASO 1 EXCETO</p> <p><math>\theta' = 25^\circ</math></p>	<p>IDÊNTICO AO CASO 1 EXCETO</p> <p><math>K_0' = 0,8</math></p>	 <p><math>p = 10 \text{ m}</math> <math>D = 6 \text{ m}</math></p> <p><math>p = 0</math></p>	<p>IDÊNTICO AO CASO 1 SEM PRESSURIZAÇÃO</p> <p><math>p = 0</math></p>
PARÂMETROS CONSIDERADOS							
C'	10 KN/m <sup>2</sup>	MESMOS VALORES QUE CASO 1	10 KN/m <sup>2</sup>	10 KN/m <sup>2</sup>	10 KN/m <sup>2</sup>	10 KN/m <sup>2</sup>	10 KN/m <sup>2</sup>
$\theta'$	20°		20°	25°	20°	20°	20°
K <sub>0</sub> '	0,5		0,5	0,5	0,8	0,5	0,5
E = f (SPT)	22000 KN/m <sup>2</sup>		22000 KN/m <sup>2</sup>	22000 KN/m <sup>2</sup>	22000 KN/m <sup>2</sup>	22000 KN/m <sup>2</sup>	22000 KN/m <sup>2</sup>
S <sub>IS</sub> = C' + $\frac{\sigma' + \sigma'_h}{2} \tan \theta'$	65 KN/m <sup>2</sup>		78 KN/m <sup>2</sup>	80 KN/m <sup>2</sup>	76 KN/m <sup>2</sup>	81 KN/m <sup>2</sup>	65 KN/m <sup>2</sup>
P/D	1,67		2,50	1,67	1,67	1,67	1,67
N TENSÕES TOTAIS (MEF. $\theta'$ )	5,5		6,6	5,5	5,5	5,5	5,5
LIMITE SUPERIOR	3,9		4,5	3,9	3,9	3,9	3,9
LIMITE INFERIOR	1,38		1,43	1,7	1,6	1,7	1,38
FS TENSÕES TOTAIS (MEF. $\theta'$ )	L.S.		1,0	1,2	1,15	1,2	0,98
FS TENSÕES EFETIVAS (MEF. $\theta'$ )	L.I.		~ 2	~ 2	~ 2	~ 2	~ 2
CORREÇÃO PARA ANÁLISE DE TENSÕES EFETIVAS (cf. Pág. 81)							
RESISTÊNCIA EFETIVA C <sub>u</sub> '	~ 2						
PERCOLAÇÃO PRESSUR. CAPILARIDADE	PRESSURIZAÇÃO $p = \text{H}$ $x \ 2,1$	PRESSUR. $p = 1,2 \text{ H}$ $x \ 2,3$	PRESSUR. $p = \text{H}$ $x \ 2,1$	PRESSUR. $p = \text{H}$ $x \ 2,1$	PRESSUR. $p = \text{H}$ $x \ 2,1$	CAPILARIDADE $x \ 2,8$	SEM PRESSURIZAÇÃO $x \ 1,8$
FS TENSÕES EFETIVAS	L.S. 1,4 L.I. 1,0	1,6 1,1	1,5 1,05	1,8 1,25	1,7 1,2	2,4 1,7	1,2 0,9
E(FS)/E <sub>0</sub> (cf. FIG. 11)	0,05 - 0,4	0,2 - 0,6	0,15 - 0,6	0,25 - 0,7	0,25 - 0,7	0,7 - 0,9	0,01 - 0,25
RECALQUE, $\Delta$ (REF. 19)	4 - 28 cm	3cm - 9cm	3,5cm - 14cm	2cm - 6cm	2,5cm - 7cm	2cm - 3cm	7cm - $\approx$ 100cm
CONSIDERANDO E <sub>(FS)</sub>							

39

**8.6** — Uma das influências sobre o tempo de auto-suporte é considerada como o tempo de ajuste de um inchamento, por fenomenologia da teoria de adensamento. Não existem soluções que atendam ao caso, mas de novo, apenas para ilustração apresentamos na Fig. 20 quais seriam comparativamente as relações dos tempos de inchamento por um hipotético inchamento (inverso de adensamento) radial. Serve apenas para orientar quanto a alguns dos parâmetros físicos intervenientes, e ilustra procedimentos típicos da prática profissional da engenharia.

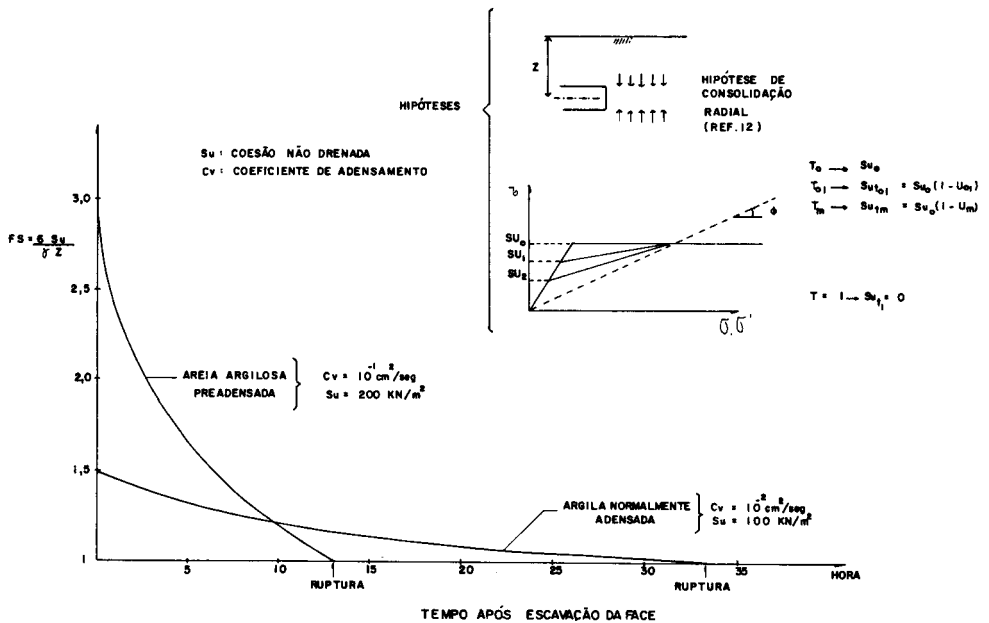


Fig. 20 — Influência do coeficiente de adensamento no tempo de auto suporte (stand up time)

## 9 — CONSIDERAÇÕES MÍNIMAS REFERENTES A EFEITOS DE MOVIMENTOS DO TERRENO SOBRE OS EDIFÍCIOS QUE NELE SE APOIAM

Tem havido a tendência de aplicar automaticamente as prescrições de Skempton-McDonald (1956) e Bjerrum (1963) sobre limites de recalques diferenciais aceitáveis, quando se pretende julgar quanto às consequências de recalques de túneis urbanos em provocar fissuras ou trincas nas paredes de edifícios. De novo, começamos por reconhecer com gratidão profunda a imensa dívida da profissão por aquelas primeiras prescrições. Porém, é trágico observar quanta construção de túneis de metrô pelo mundo fora tem desperdiçado a oportunidade de desenvolver correlações estatísticas válidas.

Não nos deteremos em pormenorizar as significativas diferenças entre recalques totais e diferenciais observados num edifício à medida que ele sobe, e os recalques do terreno que um edifício venha a ter que enfrentar. Conforme assinalado (de Mello — 1969 — Ref. 13), nos cálculos de recalques de edifícios as decisões de projecto são baseadas (geralmente) em carregamentos “moles” calculados (edifício flexível) e nos recalques diferenciais consequentes, mas os seus efeitos (tolerados ou não) que reflectem em fissuramento incipiente ou evidente *ipso facto* significam estarmos lidando com “cargas duras” redistribuídas e recalques assim redistribuídos também: portanto, os limites observados a partir de edifícios fissurados que se tenham observado *ipso facto* não podem ser tomados como directamente equivalentes aos recalques diferenciais previstos segundo cálculos de projecto. Deixemos de lado o facto adicional que um edifício em construção vai adquirindo carga e rigidez variada à medida que a construção avança. De qualquer forma, as análises iniciais dos dados disponíveis para o estabelecimento da receita sofreram de dois problemas: (a) universos (estatísticos, físicos) grandemente diferenciados, sendo que cada edifício é um caso à parte; (b) a tentativa de condicionar a receita a um critério difícil, do “início de fissuramento” (análogo ao problema da estatística de extremos).

Nos túneis urbanos as deformações do terreno são (para o edifício apoiado em fundação rasa) reais, e súbitos; ademais, elas são deformações diferenciais incrementais sobre uma condição inicial desconhecida. Em resumo, somos subitamente lembrados que nunca realmente conhecemos as condições iniciais, nem mesmo no caso de “edifícios novos”: É tecnologicamente estéril concentrar atenção sobre condições próximas ao começo, próximas ao “zero”.

O que temos condições de investigar bastante proveitosamente, é o incremento de fissuramento *vs.* incremento de recalque diferencial, depois que o primeiro fissuramento tenha -se evidenciado. É extremamente prático, económico, é a única avenida realística para colectar e interpretar dados. Inclui a vantagem adicional que cada edifício poderá ser tratado (para análise mais aprimorada) como o universo estatístico razoavelmente fixo e constante que ele é.

Depois de estabelecer gráficos de grandes números de partes de  $\nabla$  fissura/ $\nabla$  (rec. dif.), poderemos extrapolar para trás ou para a frente à vontade, para estabelecer as prescrições desejadas dos limites de aceitação/rejeição.

Para a observação de quando começa o primeiro fissuramento podemos contar com grandes números de observadores, grátis: todos os ocupantes de um edifício poderão participar, e basta a observação visual. Logo após iniciada a fissura, podem começar as medidas de recalques dos pilares contíguos, ao mesmo tempo que se prossegue com observações do alargamento e alongamento da fissura em questão (bem como de outras que surjam).

Em resumo, ainda neste mister, para a finalidade de desenvolver prescrições úteis de projecto, é necessário conceber um modelo mental para a própria colecta dos dados.

**10** — Ao encerrar cabe-me enfatizar, com o nosso mais profundo respeito e gratidão pelas contribuições frutíferas que nos ajudaram até ao presente, que faz parte do glorioso destino da fruta que ela deva amadurecer, cair, e apodrecer, para que de sua semente possa nascer outra árvore para frutificação adicional.

#### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BJERRUM, L. (1963) — *Discussion*, European Conf. SMFE, Wiesbaden, Vol. 3, p. 6.
- BROMS, B. B. and BENNERMARK, H. (1967) — *Stability of clay at vertical openings*, Journal ASCE, SM1, p. 71.
- CARRILLO, N. (1969) — *El hundimiento de la ciudad de México*, Proyecto Teucoco, Secretaria de Hacienda y Credito Publico, México, p. 15 (VII ISSMFE Conf.).
- CORDING, E.J. (1975). "Displacements around Soft ground Tunnels. Vth Panam. CSMFE, Buenos Aires, Argentina.
- DAVIS, E. H., GUMM, M. J., MAIR, R. J., SENEVIRATNE, H. M. (1980) — *The Stability of Shallow Tunnels and Underground Openings in Cohesive Material*, Geotechnique No. 4.



- DENVER, H. (1982) *Modulus of Elasticity for Sand determined by SPT and CPT*. II ESOPT, Amsterdam.
- EIDE, O. et al. (1979) *Observed foundation behaviour of concrete gravity platforms installed in the North Sea 1973-1978*. Boss'79, Vol. II, p. 435.
- GARTUNG, E. and BAUERNFEIND, P. (1977) *Subway tunnel at Nurnberg. Predicted and measured deformations*. Int. Symp. on Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. II, p. 473.
- HABIB, P. (1953) *La resistance au cisaillement de sols*. Annales de ITBTP, No. 61. Sols et Foundation No. XXII.
- KJEKSTAD, O. and LUNNE, T. (1979) *Soil parameters used for gravity platforms in the north sea*. Boss'79, Vol. I, p. 175.
- KUESEL, T. R. (1972) *Soft Ground Tunnels for the Bart Project*. North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago, U.S.A.
- LAMBE, T. W., WHITMAN (1969) *Soil Mechanics* J. Wiley, New York.
- DE MELLO, V. F. B. (1969) *Foundation of buildings in clay*. México ICSMFE. State-of-the-Art, Vol., p. 49.
- NAKANO, R. (1967) *On weathering and change of properties of tertiary mudstone related to landslide*. Soils and Foundation, Vol. 7, No. 1 -- The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- O'REILLY, M. P., NEW, B. M. (1982) *Settlements above Tunnels in the U.K. Their Magnitude and Prediction*. Tunneling 82'U.K.
- PACKSHAW, S. (1946) *Earth Pressure and Earth Resistance*. A Century of Soil Mechanics Institution of Civil Engineers -- U.K.
- PECK, R. B. (1969) *Deep Excavations and Tunneling*. VIIth ICSMFE, México.
- REBULL, P. M. (1972) *Earth response in Soft Ground Tunneling*. ASCE Conf. Performance of Earth and Earth-Support Structures, Vol. I Pt. 2 p. 1517.
- REZENDIZ, D., ROMO, M. (1981) *Settlements Upon Soft Ground Tunneling: Theoretical Solution* -- Soft Ground Tunneling-Failures and Displacements. Balkema-Rotterdam.
- RODRIGUES, L. B., RUELAS, S. A. (1981) *Ground Settlements from the excavation of tunnels in soft clay* -- Soft Ground Tunneling Failures and Displacements Balkema-Rotterdam.
- SKEMPTON, A. M. and MACDONALD, (1956) *The allowable settlement of buildings*. The Inst. of Civil Eng., London, p. 721.
- SOUTO SILVEIRA, E. and GAIOTO, M. (1969) *Discussion*. México ICSMFE. Vol. III. Main Session 4, p. 365.
- SOWERS, G. (1981) *Lost Ground Subsidiences in two Shallow Tunnels*. Soft Ground Tunneling -- Failures and Displacements, Balkema, Rotterdam.
- SOZIO, L. (1978) *Settlements in a São Paulo Shield Tunnel*. Tunnels and Tunneling, September issue, U.K.