

**REFLEXÃO TRANSPARENTE SOBRE O ESTADO-DA-ARTE DE
PROJETOS DE FUNDAÇÕES**

.....

**EXEMPLOS SIMPLES
DE FUNDAÇÕES POR SAPATAS
E
ESTACARIAS CRAVADAS**

1. INTRODUÇÃO.

Com todo o respeito pelo passado, que nos trouxe às competências patentes e presentes, submeto que o enobrecemos mais pela emulação de sua coragem criativa primordial, do que pela persistência desapercibida de laboriosa subjugação às receitas e regras que nos levaram a becos sem saída. Onde se separam o futuro, do passado, no desafio contínuo de escolher, ajustar, promover, descartar, e periodicamente parar para refletir em retrospecto renovado? A qual dos dois devemos maior lealdade, ao futuro e à busca pela verdade aprimorada, ou ao passado e à verdade transitória que nos assistiu?

Curiosamente é no assunto de FUNDAÇÕES que encontramos uma das maiores necessidades de reapreciação. Possivelmente a explicação seja límpida. Terzaghi (1923) e Terzaghi-Peck (1948) ofereceram há 75 e 50 anos, o melhor que podiam de bases teóricas e práticas para as fundações diretas. Obviamente, toda receita tem que ser cautelosa e superabundante, particularmente na infância de um campo tecnológico, e destinada a aplicação mundialmente, em fator mínimo comum perante diversidade de condições. E, assim foi o início da prática mais sistemática da Geotecnia das Fundações Diretas. Entraram as Normas e Códigos, lamentavelmente restritivos perante temores, ao invés de serem meramente de utilidade como referencial, para aquilatar condições comparativas, desimpedidas de avançar as fronteiras do conhecimento sem risco.

E assim por um lado, para a fundação mais comum e mais barata, **desprovida de padrinho por ser de todos**, ficou a prática profissional limitada a condições tímidas antieconômicas. Por outro lado, o temor por recalques, e a impressão (por vezes ilusória) de que aprofundando o apoio o comportamento resulta mais garantido, impeliu o inestimável e louvável desenvolvimento das Fundações Profundas, sob invenções, patentes, pesados investimentos, e mercadologia inescapavelmente patrocinados. Aumentaram os custos das fundações, e ainda mais com progressivos avanços, felizmente um tanto diluídos pela multiplicação no ciclo mercadológico.

O grau de erraticidade do conhecimento permaneceu surpreendente, mas, por serem as fundações muito mais exigentes (e ipso facto, mais caras) do que necessário, deixou de existir a pressão pelo avanço do conhecimento. Só paga, desapercibidamente, a Sociedade, e o custo de vida do “bem-estar”. Resultou nefasto encarecedor, também, o **divórcio entre a prática e a renovação teórico-desenvolvimentista acadêmica**: a primeira, nas fundações rasas

relegada a semi-leigos, e, nos casos das fundações profundas, concentrada em empresas executoras patrocinadoras específicas; a segunda, sem o mínimo acesso a qualquer das duas realidades, e esvaindo-se em análises computacionais de idealizações de escritório e mente.

É nesta condição real atual que nos cabe exemplificar (a) a necessidade (b) os caminhos disponíveis, para uma reapreciação profunda e fecunda, de alta relação benefício/custo no assunto FUNDAÇÕES, de aplicação na maioria silenciosa dos milhares de casos do dia-a-dia que realmente condicionam o “pão nosso”. Exemplificaremos a tese com base em casos recentes pertencentes a condições das mais favoráveis e simples disponíveis dentro da gama de situações profissionais: e como serão, estatisticamente as diversas condições da realidade profissional ?

O fato é que foram necessárias decisões de

- (a) retornar ao passado respeitado, para dele expurgar os visíveis defeitos e impedimentos
- (b) propor os novos caminhos a seguir, minimamente exemplificados e justificados
- (c) **passar agora a concitar ao apoio** ao movimento renovador, com tantos dados quanto possíveis, a serem estatística/probabilisticamente analisados.

2. RESUMO, CONCLUSÕES, RECOMENDAÇÕES.

2.1 Já em Agosto de 1993, em minha conferência de diminuta homenagem ao gigante executor Odair Grillo¹, mostrei que o Edifício Maria Flavia, Praça Carlos Gomes, que era para ter estacas Franki de 17m, foi projetado em sapatas a 4,5kg/cm²; com sucesso anônimo inquestionável.

2.2 O “progresso” massificado, conquanto singularizadamente otimizado, chegou à **bifurcação de duas rotinas, ambas encarecedoras**, ambas demonstrativas da lamentável conseqüência da conjugação de desconhecimentos, desconhecimento do desconhecimento, e esterilização por receitas, normas e códigos. Fundações diretas mais temerosas, e fundações profundas especializadas (desejosas de “apoiar no firme”, profundo), ambas almejando zerar o recalque, para disfarçar a **meta de zerar o desconhecimento**.

2.3 Exemplifica-se com o dado local do Edifício R (1992), em terreno “duplamente melhor” projetado a taxa 10% menor, alcançando recalques de

¹ Conferência Odair Grillo, Revista Solos e Rochas, 18, 2, Agosto 1995, pg. 75-92.

poucos milímetros.

2.4 O grau de desconhecimento para sapatas é diagnosticado como fundamentalmente devido à grande incapacidade de **começar por avaliar (determinar) a Capacidade de Carga** (taxa de ruptura), por motivo das coincidências felizes/infelizes de (a) Terzaghi ter usado a muleta da Teoria de Plasticidade (dos metais); (b) todos os ilustres contribuintes ulteriores terem seguido a mesma trilha só buscando aperfeiçoá-la em mais idealizações.

Em seguimento à definição insatisfatória da capacidade de carga, resultam significativas incertezas e dispersões na estimativa dos recalques, porque estes variam muito (em proporções da ordem de 20:1) dependendo do Fator de Segurança FS.

2.4.1 Emprega-se o caso recente (ASCE, 1994) de **desafio internacional de previsões para comportamentos carga-recalque** de 5 sapatas sobre areia pura, ensaiada a nível incomparável, para expor o espantoso grau de desconhecimento.

2.4.2 Propõe-se a seqüência lógica, de solução em dois passos, primeiro por melhor avaliação da capacidade de carga por equilíbrio limite, segundo, com cálculo de recalque por aplicação de módulo nominal de elasticidade ajustado ao FS.

2.4.3 Analisando publicações das mais categorizadas recentes, recomendadas para previsões sobre sapatas em areias, demonstra-se as notáveis melhoras que se conseguem para as previsões de projeto, empregando os ajustes acima, sobre as 2 centenas de provas de carga empregadas nas publicações em apreço.

2.5 No caso das estacas cravadas, reconhecidas como das melhor controláveis, inclusive deterministicamente ajustáveis durante a própria execução, empregam-se dois casos bem documentados, estatisticamente analisados, para mostrar a irracionalidade de mui elevados FS a que levaram as Normas e Códigos (dos anos 1946-55) decorrentes precipuamente de estacas de diâmetros pequenos.

Conquanto correlações diretas entre parâmetros-complexos razoavelmente análogos provejam os melhores meios de previsão, resulta indispensável aplicar correções de acordo com as contribuições diferenciadas de atrito e de ponta.

2.6 Perante a capacidade de previsão de comportamentos carga-recalque de tipos diferentes de estacas, ficam claramente expostos (a) os grandes “efeitos de instalação” que ironizam os esforços acadêmicos de definir mais e mais meticulosamente as propriedades in situ dos estratos (b) os enormes FS desapercebidamente incorporados.

2.7 Em resumo e síntese: um estudo revisionista meticuloso e profundo é indispensável, com enormes perspectivas de relação benefício/custo. A única medida válida é a de **comportamentos do produto acabado**. A amizade reinante nesta nossa profissão entusiástica, realizadora, faculta-nos condição ímpar de tal reapreciação em todos os tipos de fundações e solos, tanto os ideais dos estudos acadêmicos, como os genéricos de nossa realidade da prática profissional.

3. FUNDAÇÕES POR SAPATAS. EXEMPLOS.

3.1 *Dois edifícios altos em São Paulo.*

Uma coincidência curiosa favoreceu certas comparações do decorrer de 40 anos, mostrando a importância da experiência enquanto a teorização era incipiente, e o quanto pode resultar insuficiente a proliferação de ensaios (meios) enquanto não é corrigida a iteração teoria-ensaio-experiência a favor da decisão, segura e econômica.

O Cliente do edifício M.F. de 22 andares procurou uma alternativa menos onerosa do que as estacas Franki de 17m do projeto já elaborado; e Grillo sem hesitação resolveu usar sapatas a 4,0 kgf/cm²! Referindo-me a Terzaghi-Peck, único apoio disponível naqueles dias pioneiros, eu só conseguia concluir que com SPT ≈ 13 a respectiva argila rija não poderia aceitar mais do que 1.0-2.0 kg/cm². Seguiram-se noites de insônia durante as quais eu calculava com todas as variações imagináveis, inclusive conferindo “pressões líquidas” (descontando escavações, e acrescentando peso da sapata, cf. Taylor, 1948) e timidamente expus ao Dr. Grillo que a pressão limite estipulada seria excedida, chegando a 4,5 kg/cm². No íntimo confesso que nutria prenúncios apavorantes de que minha primeira responsabilidade séria de fundação, projetada por um geotécnico D.Sc. do M.I.T. em vias de ser desmascarado, acabaria com um orgulhoso edifício reduzindo-o a uma pilha de escombros! Grillo caçoou da diferença de 10% e confortou-me dizendo que o Cliente economizaria tanto que consentiria prazerosamente a que fizéssemos duas provas de carga diretas, complementadas por uma série de ensaios especiais (hoje convencionais) sobre

amostras indeformadas em bloco. Foi o suficiente para me aliviar dos temores, principalmente porque os ensaios, e os cálculos pseudo-teóricos empregados na época plenamente justificaram a decisão confiante do Grillo.

Por sinal, assinale-se que a execução de provas de carga de placa conforme instalada no Brasil incorporou uma mistura respeitosa do Código de Boston, com o ensinamento absorvido da preferência por placas maiores, para diminuir erros. Ora, cabe assim refletir, ab initio, que tais iniciativas, corretamente intencionadas, de nossos primórdios, automaticamente resultaram num **conservadorismo maior** (do que o de Boston), no tocante às taxas admissíveis em função de recalques, pela tendência a recalques da ordem de 2 vezes maiores para a placa de 0,8m do que para a de 0,3 x 0,3m (em função do maior bulbo de pressão) enquanto **foi mantido o limite de 10mm de recalque** daquele Código para fixação da taxa admissível². Para não nos estendermos, resumimos que no comentário supra sobre nosso Código está incorporado um **conservadorismo complementar** pela adoção idealizada, simplificadora, da proporcionalidade de recalques às dimensões das sapatas respectivas (presumido um material homogêneo elástico): na quase totalidade dos solos existe uma melhora com profundidade, que reduz um tanto a proporção dos recalques das sapatas maiores, e, ainda mais, uma melhora do E nominal por redução do FS (Fig. 10).

Na Fig. 1 estão resumidos os dados básicos dos subsolos dos dois edifícios, dados típicos com que se resolvem quase todas as fundações importantes de São Paulo, e do Brasil. Na Fig.2 resumem-se as curvas pressão-recalque comparativas, e, bem assim os poucos ensaios convencionais pertinentes. Cabe notar que o subsolo melhor do edifício R (1992) refletido nos valores SPT é confirmado na comparação dos ensaios edométricos. Lamentavelmente a adoção da **placa maior** conjuntamente com o **recalque menor codificado**, provocou a contrapartida desfavorável na nossa **prática de fundações rasas**, de quase nunca pesquisarmos nem passarmos a conhecer a taxa de ruptura da placa (dado de inestimável valia). Veja-se na Fig.2 que as provas do Edifício MF com placa de 0,8m se limitaram a **recalques inferiores a 1% da dimensão da base**: há quarentena de anos (e especialmente desde o Simpósio LARGE-BORED PILES, Londres 1960) ficou razoavelmente estabelecido que o σ_{rupt} se define correspondente a recalques da ordem de 8 a 10% do diâmetro

² Em contraposição, como os limites codificados **decorrem da experiência**, cabe lembrar que (1) até aquela época os edifícios de Boston se limitavam a menos do que 8-10 pisos (2) as cargas por piso de edifícios com estrutura metálica e paredes de tijolo seriam menores do que as dos nossos prédios típicos. Em síntese, podem ter ocorrido compensações **desapercebidas** quanto a recalques totais e diferenciais, que presumidamente comandam.

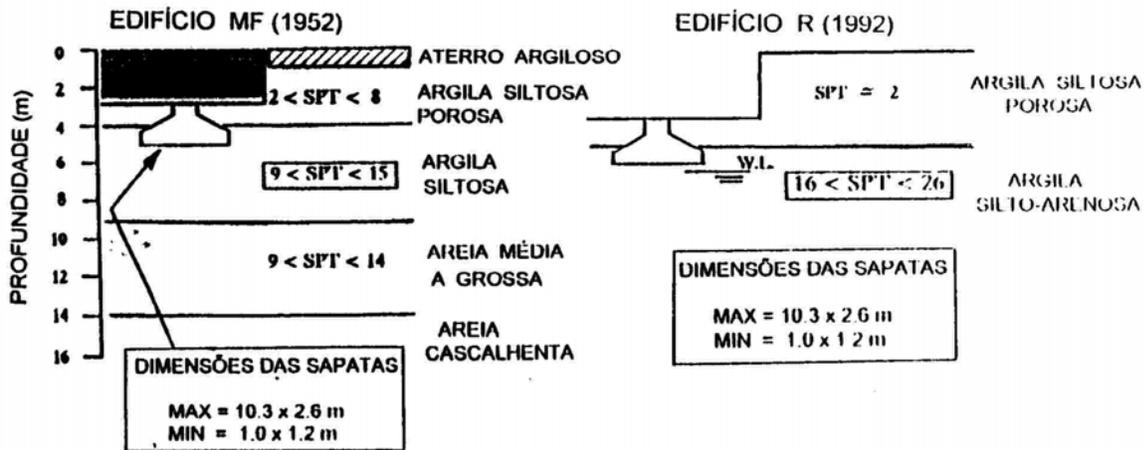


Fig. 1 - Dados básicos, casos comparativos, sobre sapatas.

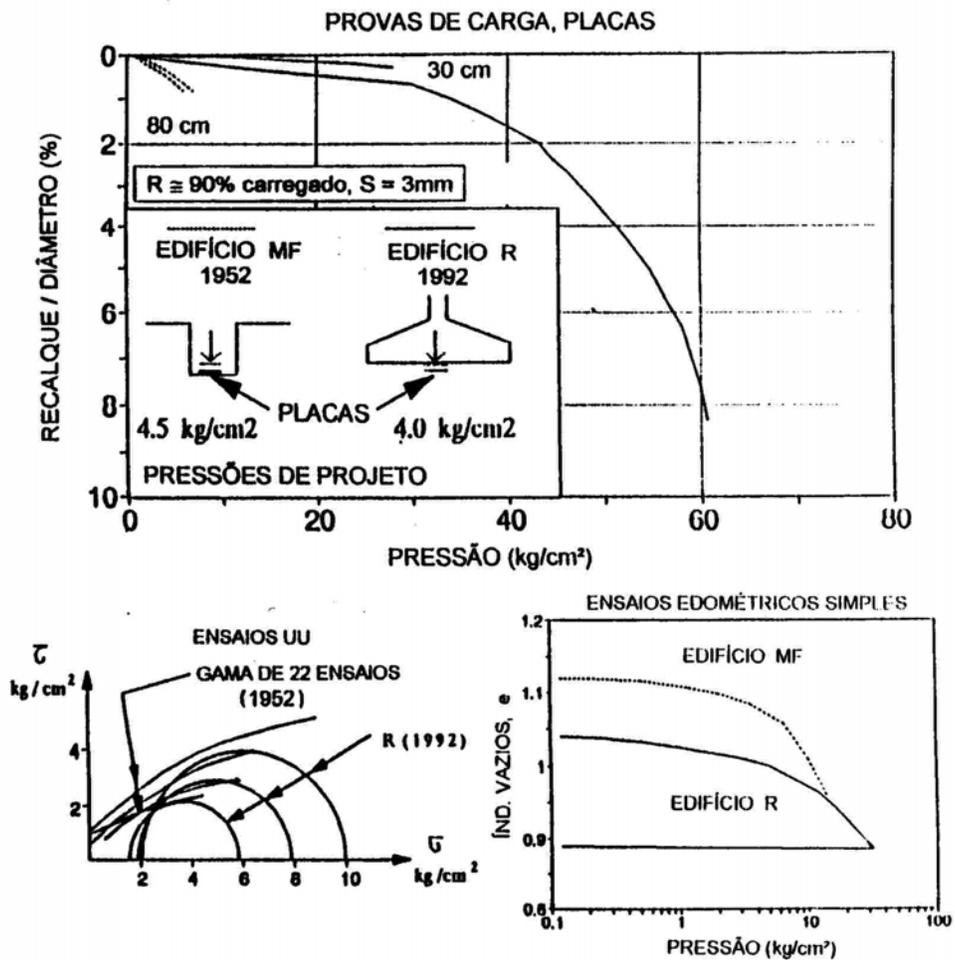


Fig. 2 - Ensaio de placas, e ensaios laboratoriais convencionais sobre amostras de blocos.

da base. Assim sendo, uma boa proporção dos recalques iniciais da placa de 0,8m seriam um tanto espúrios, devidos a efeitos de instalação (corrigíveis). De qualquer forma, com o projeto MF plenamente “justificado” perante a necessidade técnico-econômica profissional, não houve cogitação de monitorar recalques. Quanto teriam recalcado os pilares MF? Baseado na experiência dos poucos prédios primordiais monitorados, segundo publicado até a época, estimou-se que seguramente menos do que 4-8cm; instantâneos, desapercibidos, imperceptíveis, redistribuídos, e inconseqüentes. Portanto, projeto sobrejamente superabundante.

O Edifício R de 17 andares já havia sido projetado sob benefício de especialista mui experiente, mas por comparação com o MF configura um significativo incremento de prudência: perante o que, e por que? Desconhecido o σ_{rupt} , aliás desfavoravelmente reiterado, nas publicações internacionais, como pouco relevante em comparação com recalques (já minguados à escala milimétrica); prevaleciam para estes as “receitas de bolso” transmitidas sem questionamento, de professor a professor em ritmo acelerado, enquanto colateralmente

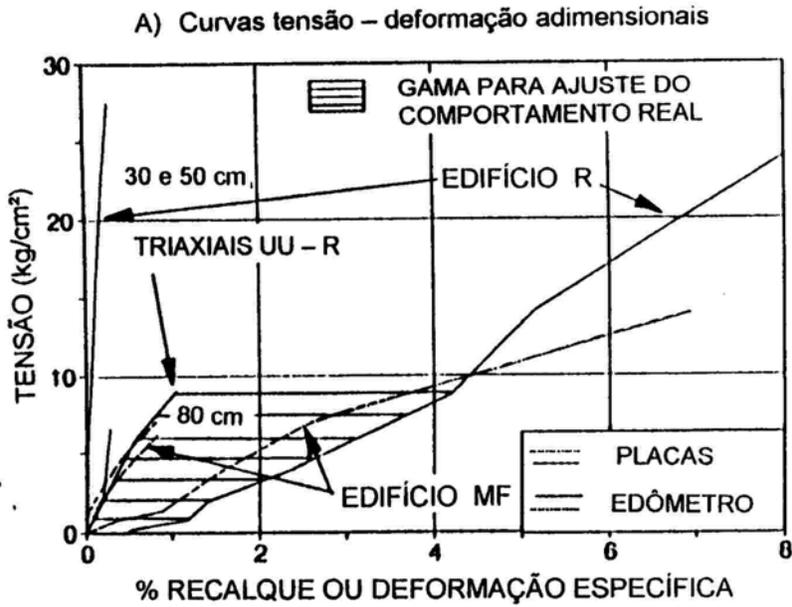
- (1) abandonava-se a execução de provas de carga e os monitoramentos de recalques, tudo tido como “já suficientemente conhecido”;
- (2) o uso exclusivo do índice SPT, e a estagnação em primeiras parcas “correlações nominais SPT com pressão admissível” pioneiramente tentadas em 1958 e não submetidas a aprimoramentos lógicos nem a revisões progressivas.
- (3) O abandono dos ensaios convencionais, como medida econômica perante a previsão de pouco proveito (desconhecimento do nível de desconhecimento), de certa forma encontrava apoio também no gradativo descrédito dos ensaios convencionais sugeridos para cálculos de recalques (os edométricos e triaxiais de rotina): a experiência havia sugerido que recalques resultavam muito inferiores (relações 1/5 a 1/10) aos observados. E não se inquiriam as razões, e como debelá-las.
- (4) Não fazia parte da conceituação da engenharia geotécnica explícita a inevitabilidade perene de **algum coeficiente de ajuste previsão-realidade**, nunca totalmente reduzíveis a $1,00 \pm 0\%$ embora sempre convidando melhora e redução da dispersão.

Por insólita felicidade, tanto o Cliente e Projetista, como algumas empresas especializadas, aceitaram fazer gratuitamente determinados ensaios específicos entre os mais modernos recomendados. Assim, apresentamos na Fig.3, os resultados obtidos. Merecem menção específica os ensaios com célula Expancell (tipo Fressinet, também chamada Osterberg) que puderam ser realizados sob a sapata, e o foram em 5 ciclos carga-descarga enquanto a própria sapata aplicava uma pressão média da ordem de 2kg/cm^2 , ao redor: a placa Expancell era de 30 cm de diâmetro, e seus resultados figuram também na Fig.2. Não cabe aqui nos aprofundarmos na análise do conjunto de resultados e suas comparações. As conclusões diretas já são muito eloquentes quanto ao elevado pessimismo com que se deixa de tirar proveito técnico-econômico da boa qualidade destas argilas “terciárias” de São Paulo. O carregamento morto do edifício foi aproximadamente acompanhado³ e concluiu-se que com cerca de 90% da carga de projeto o recalque da sapata foi de 3mm (Fig.2) !! Filigrana cara ?

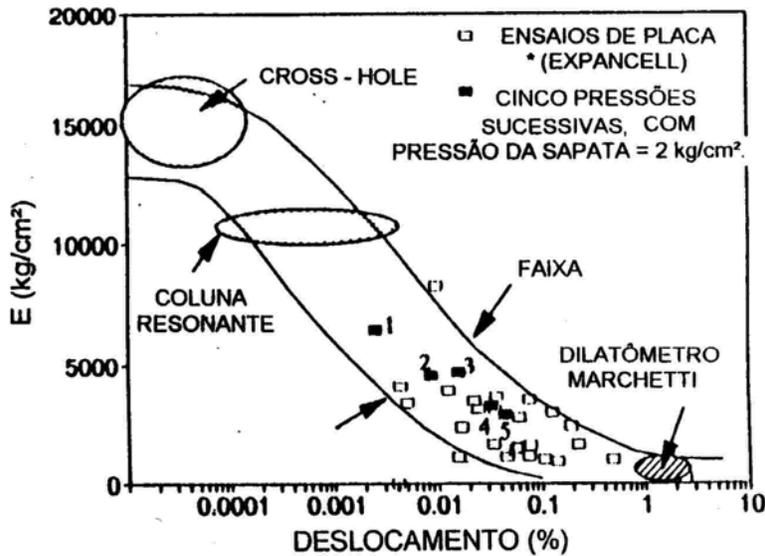
3.2 Reapreciação em curso, conceitual, solo genérico.

Há muito que reconhecemos que na maioria das grandes estruturas sobre sapatas maiores o critério condicionante é o de recalques admissíveis, especialmente nas Sociedades mais ricas, de obras exigentes. Pareceria portanto que o interesse em capacidade de carga e Fator de Segurança FS se limitaria a estruturas menores, com sapatas menores, com relação às quais a geotecnia de vanguarda relaxou interesse. Persistem porém, duas razões para manter interesse direto no assunto: uma, a sócio-psicológica pela qual a preocupação prioritária se dirige para a “segurança perante ruptura”; outra, técnica, que se ressalta neste estudo, é que o módulo nominal de deformabilidade de um apoio varia muito em função do FS, e também na mesma direção, com menores FSs, aumentam as deformações de médio e longo prazo, mais danosas à construção e aos custos de manutenção. Lembre-se que no total é a grande maioria de estruturas módicas que acumula o maior volume de investimento das sociedades. Finalmente, note-se que a maioria dos profissionais consegue avaliar resistências aproximadas com maior facilidade do que deformabilidades. Filosoficamente nenhuma estrutura da engenharia civil consegue dispensar a estimativa e menção do FS, incluindo nele os **fatores de ignorância**. Em síntese, a experiência acumulada (e codificada) é

³ Fez-se uma tentativa de acompanhar as tensões na base do pilar mediante strain-gages, mas sem sucesso. Por curiosidade comentamos : em quantos edifícios, e quais, foram jamais confirmadas por medidas razoavelmente fide-dignas os carregamentos reais em comparação com os ditados pelos cálculos dos engenheiros estruturais ?



B) Edifício R – Gama de deformabilidade de resultados.



* EXPANCELL = Célula expansiva hidrodinâmica.

Fig. 3 - Ataques prático vs. via pesquisa tensão - deformação.

fortemente associada a valores FS presumidos: se forem baixos, ocorrem fissuras e rachaduras, e, se forem demasiado altos surge a busca por melhoras, economias.

As soluções de capacidade de carga em princípio tem que ser o **tão corretas quanto possível, enquanto inquestionavelmente seguras**: a segurança

dominou os primeiros passos, deixando o desafio da “veracidade” como busca perene. Verdade medida e calculada como? E em que passos parciais, disponíveis para melhoramento progressivo, especialmente à luz dos avanços exponenciais de capacidade computacional ?

Em retrospecto, cabe reconhecer que a realidade “física” de uma ruptura de sapata, “recalque incessante” sem incremento de pressão, tem algo de nebuloso, indefinido. Enquanto isto, era límpido o conceito (estrutural) da **estática do corpo sólido no espaço**, e, natural a percepção dos escorregamentos de taludes e maciços arrimados, levando à solução do equilíbrio estático do corpo sólido ideal, rígido, isolado. Na comparação com as soluções mais teórico-matemáticas do equilíbrio “plástico do sólido ideal” (Prandtl, 1921, Frohlich 1934, etc...) a solução assimétrica de ruptura de base de Wilson (1941), mesmo que restrita ao equilíbrio-limite de superfície circular de Fellenius, merece interesse.

Considerando que as soluções de capacidade de carga, e de estabilidade de taludes, desde cedo bifurcaram em caminhos diferentes, parece proveitoso um pequeno preâmbulo:

(A) A condição 3-dimensional (3D) comparada com a 2D, ocorre em ambos os problemas, embora mais acentuadamente nas fundações. Através de décadas as soluções de **equilíbrio-limite** progrediram em 2D; os ajustes para casos 3D começaram a ser implementados mais recentemente. Enquanto isto as soluções de teoria de plasticidade de capacidade de carga buscaram fatores de forma 3D desde o começo.

(B) Possivelmente a realidade da necessidade de calcular muito maior número de casos (edifícios, e, em cada, muitas sapatas com dimensões diferentes) induziu à preferência por soluções da teoria de plasticidade, mais propícias ao provimento de tabelas e ábacos dos fatores complexos.

(C) Possivelmente a sedução das teorias de plasticidade pode ter decorrido de uma coincidência histórica de sincronismo. A solução de Prandtl (1921) exata e única⁴ para uma **sapata corrida lisa** (sem atrito de base), conjugada com um material Mohr-Coulomb (c, ϕ) puro (embora sem peso) deve ter constituído uma dádiva irresistível para as necessidades de Terzaghi. Os movimentos

⁴ simultaneamente de limite teórico superior e inferior, segundo conceitos e análises ulteriores.

instabilizantes de corpo rígido-plástico⁵ eram a regra em todas as análises também de estabilidade de taludes, de empuxos sobre muros etc... Não havia questionamento (antecipado) dos postulados ulteriores Drucker-Prager (1952) de regras de movimentos associados e não-associados, postulados de normalidade, campos estática e cinematicamente admissíveis, campos de velocidades, etc. Os dois problemas assinalados, de **base lisa e solo sem peso** pareciam atendíveis por expedientes de engenharia correntes na época⁶. Assim, resulta convidativo inferir que foi aberta uma avenida principal para uma multiplicidade de publicações respeitáveis sobre soluções da capacidade de carga via Teoria da Plasticidade, com todos os seus refinamentos idealizados.

(D) Meus questionamentos relativos a tais assuntos infelizmente repetem o apelo cândido já remoto (de Mello 1969). Concisamente, observa-se que na prática os engenheiros de fundações retornam às raízes, essencialmente Terzaghi, não obstante as simplificações justificadas dos primeiros passos. A favor de uma perspectiva de progresso, com iteração entre os acadêmicos e os práticos de fundações, apelo para que **corajosamente abandonemos ab limine as soluções via teoria da plasticidade** e seus postulados e resultados matemáticos⁷.

Soluções via Equilíbrio Limite, fórmulas e fatores de capacidade de carga, e análises numéricas por elementos finitos levando a soluções de equilíbrio-limite. Para começar, é irrefutável que todos os casos de rupturas de fundações mais largas (tanques, silos, estoques, etc...) sempre foram assimétricos (N.B. constitui um erro frequente nos círculos intelectuais, respeitar a verdade como matemática e simétrica⁸). Tais casos, e os de aterros sobre solos moles, sempre foram analisados por equilíbrios limite. As deficiências iniciais que continuavam persistindo foram sendo progressivamente diagnosticadas e corrigidas: por sinal, mais cedo, melhor, e convincentemente, do que no caso paralelo da teoria de plasticidade. “Impurezas teóricas” tem sido questionadas, limitadas a faixas reconhecíveis, e sistematicamente ajustadas e removidas. São tantas as obras geotécnicas que dependem confiantemente destas análises, que cabe expressar a estranheza

⁵ i.é. com micro-deformações, por obrigações matemáticas, de $\Delta V = 0$ através das massas em deslocamentos cisalhantes, e implicando no ângulo de Hvorslev φ_e respectivo.

⁶ Tais como a transferência de eixo de Caquot, a aplicação de sobrecarga na superfície, e mudando as formas das cunhas e direções das tensões principais para respeitar o ângulo entre tensões principais e o plano de ruptura.

⁷ De verdade, são as leis determinísticas que tem que se adaptar aos solos, e não o inverso.

⁸ Punção simétrica de bases ocorre quando as colunas (acima do terreno, ou estacas) suficientemente longas/rígidas, forçam o recalque vertical de ruptura e tensões tão altas que tornam desprezíveis até a semelhança as sempre-presentes pequenas diferenças materiais dos solos.

quanto à permanência da prioridade dada a capacidade de carga de sapatas via plasticidade: cabem algumas perguntas incisivas:

(a) as realidades razoáveis de análises 3D vs. 2D⁹ ;

(b) a dissociação de fases de deformação progressiva, das análises de ruptura final¹⁰ ;

(c) a grande desproporção de tensões aplicadas para com as iniciais do terreno. Isto concita a uma **atenção muito** especial, por priorizar soluções condizentes com maior flexibilidade de parâmetros, e análises sucessivas por degraus.

(d) capacidades computacionais aumentaram exponencialmente; o que poderia favorecer qualquer linha de ataque, porém, tende a seduzir mais a favor de sofisticções. A erudição percebida é admirável (conquanto quiçá negligenciada pelas simplicidades da Natureza), mas admiração reverente pode ser atrofiadora.

Qualquer que seja a análise, geomecanicamente razoável, que se adote, e o grau de sofisticação a que chegue, reconheçamos humildemente que nunca obviaremos aos fatores de ajuste estatísticos teoria-à-prática. Portanto quanto mais se dirijam os esforços na direção de aperfeiçoamentos científicos e matemáticos sobre solos ideais, mais postergamos encarar a realidade.

Decorridos 25 a 20 anos de que Terzaghi (1943) e Terzaghi-Peck (1948) ofereceram as avidamente desejadas recomendações que me ajudaram em meus próprios primeiros passos, profundamente preocupados, para sapatas de edifícios-torres, coube-me submeter (México 1969) umas preocupações profissionais que persistem:

(1) os interesses e necessidades da prática profissional abundam nos “solos genéricos” de **parâmetros c , ϕ continuamente variantes nominalmente linearizados**, e de deformabilidades grandemente variantes em **resposta a velocidades de carregamentos**. Todavia, até o presente, a maioria dos desafios

⁹ Este problema ocorre, em graus diferentes, em muitos casos, com diferentes “soluções de intermediação engenhosa”: não faltam avanços. Para análises 3D de estabilidade de taludes refira-se por exemplo, a Lam e Fredlund, 1993.

¹⁰ este problema é tão velho quanto o “pecado original” da beneficência de Terzaghi com sua solução para “ruptura local” (analogamente seguida por Vesic com seu “índice de rigidez” para fundações profundas). Ocorre em todas as análises até o presente, sendo recentemente abordado por elementos finitos evoluindo às análises-limite (ex.Frydman e Burd, 1997)

teóricos (teoria da plasticidade) e experimentais (de modelos e de campo, bem raros) quanto a **previsão-comportamento**, sistematicamente se esquivaram de qualquer solo salvo os “puros”, areias de $c = 0$, e argilas de $\phi = 0$.

(2) Em 1969 lembrou-se que nos primórdios era compreensível e perdoável admitir uma equação única $\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \phi^{11}$. Em todas as derivações da teoria da plasticidade esta hipótese continua inalterada (inalterável ?) a despeito de 50 anos de reconhecimento que ela não é defensável. Será que estamos menosprezando as responsabilidades de nossos colegas, e/ou nossa própria credibilidade ?

Permita-se deixar de lado os problemas viscerais adicionais, longe de serem aplicáveis na prática, de se extrair parâmetros de segunda ordem a partir dos ensaios correntes de laboratório (ex. ângulo de dilatância, etc...cf ASCE WORKSHOP na McGill Univ., 1980). A advertência de 1969 era de que nas derivações originais dos fatores N_c , N_q , N_γ da capacidade de carga, intervinham **simultaneamente os três tipos convencionais** de ensaios, e isto em proporções diferentes dependendo de dimensões e de diferentes gamas de pressões: o “verdadeiro” ângulo ϕ' de pressões efetivas em determinar (via geometria inocente da teoria de plasticidade) a forma da superfície de ruptura; algumas envoltórias “apropriadas” adensadas-rápidas (de condições variadas ao longo da superfície deslizante) influenciando o $ds/d\gamma'$ de resistência ao cisalhamento com profundidade; e as equações rápidas-rápidas para diferentes elementos de solo, definindo as resistências ds/dq afetadas pelo nível de pressões da sobrecarga e do próprio incremento de pressão devido à sapata (prudentemente tomado como rápido, não-drenado, para materiais compressíveis, pelo menos perante as cargas vivas).

Cabe aqui mencionar que para um material ideal já houve um passo parcial na direção acima resumida. Foi o desenvolvimento por de Beer (1963) do realismo

¹¹ Em vista da aceitação generalizada da unicidade da envoltória em pressões efetivas (como figurado, cf. Fig.4, ao longo da maior parte da gama de pressões nos dados da Argila de Londres, Ashford Common Shaft, Geotechnique 1965, 3) lembramos que para uso de tal envoltória é indispensável que seja acompanhada de pressões neutras (monitoradas na fundação, e a serem calculadas para projetos). Ambas as esperanças são absurdas, presentemente e durante o futuro próximo previsível, por causa das enormes variações de tensões e velocidade ao longo do bulbo de pressão em rompimento. No outro extremo encontraríamos a outra premissa fortemente esposada, de ensaios (e resultados) baseados no princípio de trajetória tensão-deformação-tempo, com corpos de prova ensaiados sob complexas condições previsíveis de adensamento anisotrópico e ruptura não-drenada, assim olvidando as pressões neutras por considerá-las já incorporadas nas equações de resistência expressas em função das pressões de adensamento. Não só se conclui que ambas as alternativas são impossíveis de serem aplicadas, mas também ocorreriam pequenos trechos linearizados de equações variando ao longo das envoltórias curvas, reais.

de empregar a envoltória curva para areias, sob tensões progressivamente maiores, sob as pontas das estacas.

Os dados inquestionavelmente exemplares da Fig. 4 sobre a argila saturada de Londres não alcançam o grau completo de generalização dos casos típicos da prática profissional (incomparavelmente menos documentados), por motivo da insaturação e de possíveis sucções não incorporados. Servem, porém, suficientemente para se proporem os desafios não-respondíveis de **quais seriam os parâmetros, equações e coeficientes resultantes** que deveriam ser usados pelo método da Teoria de Plasticidade. Enquanto isto, pelo lado otimista, permitimo-nos assinalar que as soluções de Equilíbrio Limite permitem as desejadas flexibilidades, mesmo enquanto sujeitas às hipóteses comuns de corpo-sólido.

Em primeiro lugar, toda e qualquer forma pode ser usada para chegar à superfície crítica de cisalhamento. Ademais, estas podem mudar em passos sucessivos da seqüência do carregamento¹². A dominância dos ângulos ϕ' e ψ em impor as formas da ruptura desaparece (como, aliás, nunca apareceu nas instabilizações de taludes). E, admitindo **carregamento rápido** (não-drenado), assim como, **possivelmente uma ruptura cisalhante rápida**, os parâmetros de resistência serão dos tipo ACU e UU. No começo do carregamento pela carga morta estrutural, a estabilidade será principalmente condicionada pelas diferentes resistências S_i (resistências adensadas-rápidas in situ, ponto por ponto, de acordo com as respectivas pressões $\gamma'z$ do perfil do terreno). Acima de determinada pressão (parcial) as resistências dominantes serão dadas por envoltórias UU. E, especialmente para cargas vivas, tipicamente consideradas rápidas na engenharia estrutural, os equilíbrios deverão ser alcançados por resistências UU, com os elementos de solos em sua maioria adensados sob a carga morta (já estabilizada, com sobrepressões neutras dissipadas, nos casos de edifícios).

Mesmo se redirecionarmos todas as energias teóricas e computacionais nesta direção, **fortemente recomendada como a mais lógica e fértil**, levará ainda muitas teses D.Sc. e M.Sc. para deduzir os ábacos de capacidade de carga. O que levará mais esforço, debate, e tempo é a **necessária conversão de fé**¹³.

¹² Um dos princípios mais intrínsecos da geotecnia é o da importância do "histórico de tensões", pelo qual para cada incremento de solitação, temos que analisar o status-quo pré-existente, e sobrepor a mudança de condições imposta. $\psi = \text{sen}^{-1} [(e^{p1} + e^{p2}) / (e^{p1} - e^{p2})]$ (Potts et al., 1987).

¹³ A profissão tem grande carência de ensaios de campo, em condições otimizadas, para estímulo e ratificação. Ofereço a sugestão de que atualmente os "solos genéricos" melhor conhecidos e acessíveis correspondem aos multi-milhões de metros cúbicos de núcleos argilosos de barragens, homogeneamente

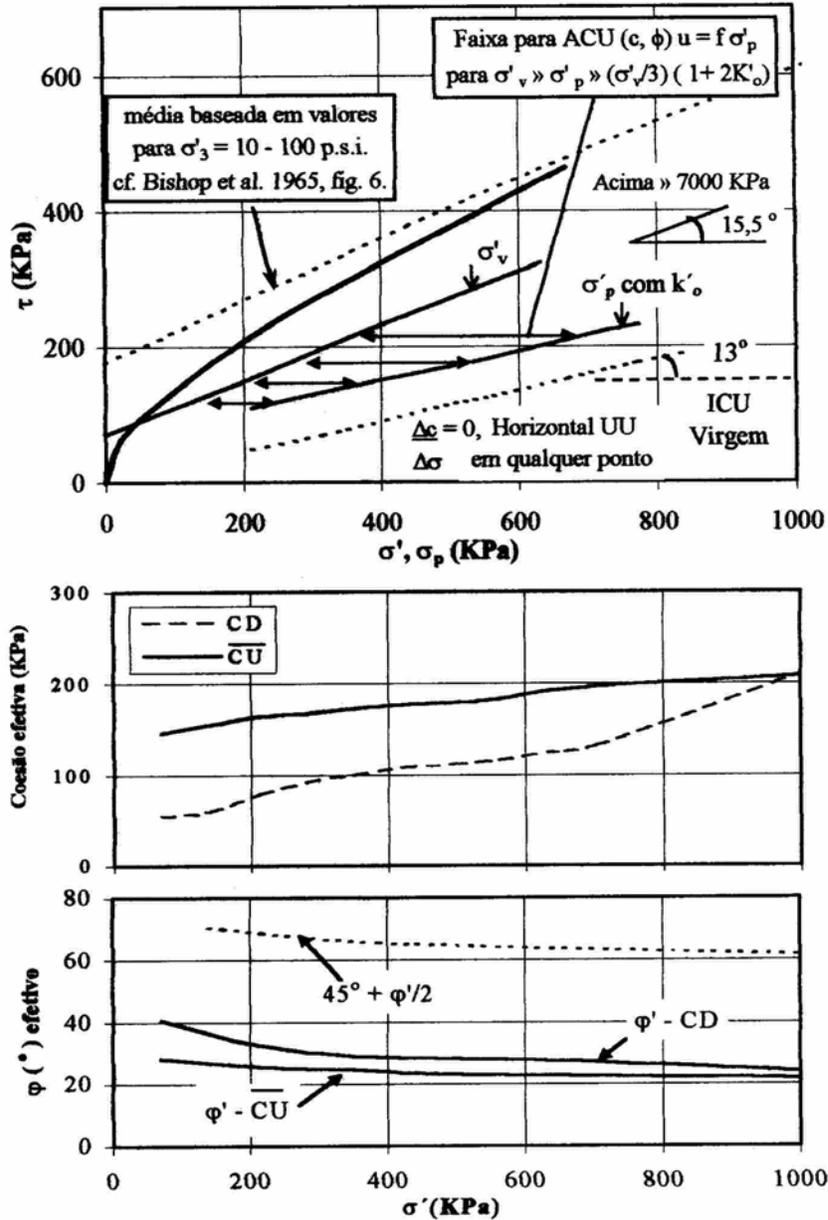
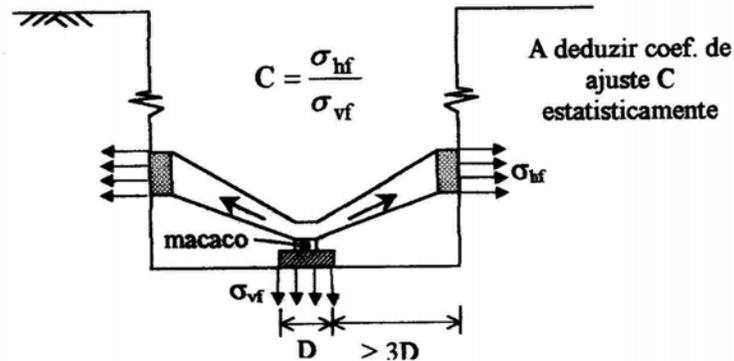


Fig. 4 - DESAFIO: para a Argila de Londres, eximamente documentada, e perante profundidade, dimensões, e Δ tensões pretendidas, **escolher a equação Mohr-Coulomb**, ponderal única, que seja aplicável para a via da **TEORIA DE PLASTICIDADE**.

compactados. A Fig. 5 sugere um esquema, já repetidamente sugerido (por enquanto sem sucesso porque barragens e fundações rasas não são reconhecidos como aparentados, dentro da família dilacerada da Engenharia Civil) para a execução de ensaios horizontais (muito mais baratos) correlacionáveis com os verticais. Depois de estabelecidas as correlações estatísticas, os ensaios horizontais se multiplicarão muito, aplicados nas cotas destinadas às sapatas, enriquecendo assim este setor tão carente, de tão grande responsabilidade, da profissão.

1º PASSO: provas de carga simultâneas: uma vertical e duas horizontais.



FUTURO: só duas provas horizontais de placas - mais econômico

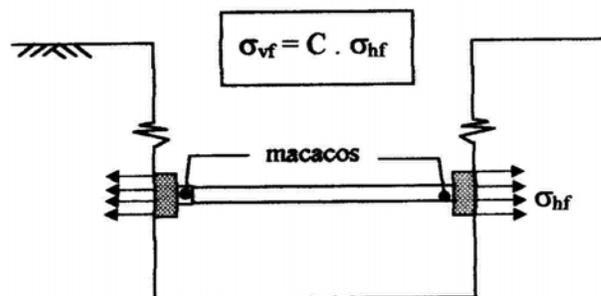


Fig. 5 - Indicação de esquema para simultâneas provas de carga horizontal e vertical, facultando grandes economias futuras.

Que seja enfaticamente repetido, o status-quo atual é uma farsa e confusão para os projetistas de fundações.

3.3 Desafio de previsão de recalques de sapatas em areia pura. Efeito de tamanho. Correções imperiosas sugeridas no decorrer das análises do concurso em questão.

Os ensinamentos clássicos de primeiro grau de aproximação enfatizavam a preocupação por recalques em argilas, e não areias. Porém publicações prestigiosas¹⁴ progressivamente reverteram a ênfase, e, em paralelo com a

¹⁴ Sem considerarem acentuadas condições de deposições e formações de diferentes estratos de areias.

frustração sobre capacidade de carga, atualmente se questiona o estado deste problema, porquanto recalques intoleráveis e rupturas são apenas uma seqüência. Seguem-se comentários gerados pelo provocativo desafio-concurso, Prediction Symposium on Five Spread Footings on Sand (da ASCE, Eds. J.L.Briaud e R.M. Gibbens, 1994); justificadamente prefacearam-no enfatizando as economias consideráveis que se alcançariam mediante um esforço conjunto para melhorar as bases de projeto de fundações por sapatas.

As condições não poderiam se aproximar mais de serem absolutamente ideais: areia pura uniforme, média-a-fina, acima do N.A., bem homogênea. O leque de dados de ensaios, tanto convencionais, quanto complementados por ensaios atualizados especiais das preferências pessoais dos concorrentes, constituiu uma condição absolutamente sem rival em toda a história das fundações. Apresentaram-se 31 concorrentes acadêmicos/consultores, de 9 países, usando 22 métodos recomendados de paternidade prestigiosa muito divulgada. Não obstante, os resultados resumidos pelos Editores, da comparação de previsões vs. realidade, foram francamente chocantes (segundo declarado, ainda sujeitos a alguma discussão proveitosa):

- (1) uma previsão chegou a $FS < 1$ (i.é. 6,5‰ de fundações análogas, imensuravelmente menos documentadas para projeto, sofreriam ruptura de ruína !);
- (2) a média de FS das previsões foi de 5,4 (cf. Fig. 6) confirmando o conservadorismo antieconômico;
- (3) somente um concorrente se manteve fiel aos postulados clássicos baseados em parâmetros teóricos.

Estas duas últimas conclusões refletem as realidades atuais, de prudência devida ao difundido reconhecimento da ignorância coletiva, e de que os profissionais naturalmente fogem da amostragem/ensaio de estratos arenosos para os parâmetros teóricos. Porém, seguramente poderíamos afirmar que rupturas de sapatas sobre areias de 35° afetariam menos de 1:1000 casos projetados, e não 6,5 vezes mais. Os problemas de fundações por sapatas foram negligenciados, mas não tanto quanto refletido neste Concurso-Desafio. Alguns dos tropeços no caso **decorreram da execução e interpretações confinados por ditames de códigos e presunções**, que suprimiram a inquirição livre do comportamento geotécnico.

As confusões, conquanto bem intencionadas e prestigiosamente apoiadas, são tantas que é difícil e arriscado separar o trigo do joio. Mas a assustadora dispersão em torno da maioria das receitas impõe coragem e arrojo. E o

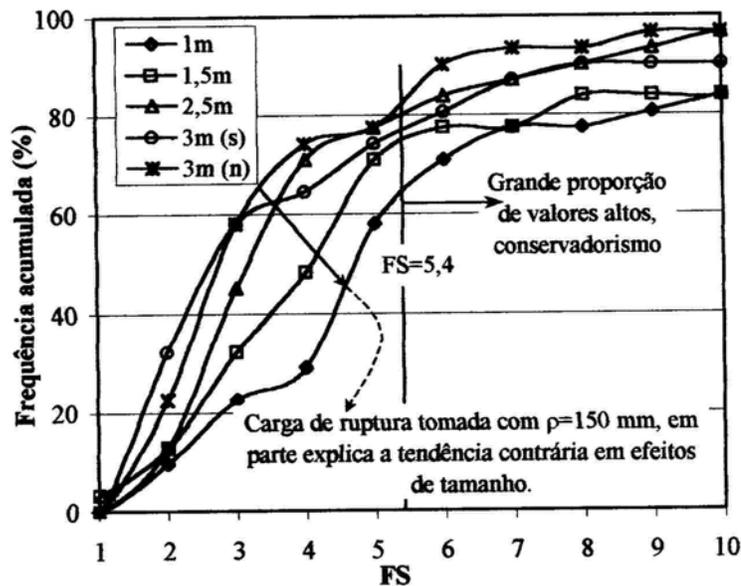


Fig. 6 - FSs dos concorrentes à previsão.

convite de Donald Taylor (1948) referente ao assunto, em seu livro, declarando que “não há melhores exemplos de verdadeira mecânica dos solos do que os oferecidos por este problema, e **não há nada de mais importante para o especialista geotécnico** do que a intuição sobre comportamentos da massa terrosa que é suscitada por estudos deste tipo” não permite excusa ou recusa. A Fig. 7 sobre as frequências das pressões previstas é bem reveladora.

Sinto-me na obrigação liminar de reiterar minha fundada aversão pelas *Compacidades Relativas D_r* como parâmetro muito errático, especialmente para micro-deformações, pré-compressões, re-compressões, etc...: um mal necessário, quando inevitável. Num segundo passo permito-me postular o mal gerado por excessivos dados sofisticados, e fé “religiosa” neles: nenhuma fundação projetada por profissional distinguiria recalques de duas sapatas de 3x3m, a 8,5m de distância centro-a-centro, simplesmente por causa de resultados numéricos um pouco diferentes. A Fig. 8 que indica que muitas das previsões calculadas foram submetidas com diferenças de 10kPa indica filigranas, uma perda de sentido prático e de proporção. Uma previsão da engenharia dentro de faixa de $\pm 20\%$ já é “perfeita”, a mais do que qualquer dos demais elos da cadeia: humildade tem que temperar a fé egocêntrica ilimitada, e se as estruturas são tão especiais/delicadas a ponto de sentirem tais diferenças, o problema e a solução lhes pertence a elas, e não à fundação. Ainda um ponto adicional, da importante diferenciação entre areias pré-comprimidas vs. normalmente comprimidas sob o peso próprio será abordado adiante.

Todo o concurso-desafio, seus procedimentos de provas-de-carga, e respectivas interpretações fenomenológicas, sofreram dos seguintes condicionantes desfavoráveis, que se depreende terem **advindo de códigos de projeto**:

- (1) um recalque de 150mm foi adotado como **ruptura nominal** independente da dimensão da sapata;
- (2) o recalque de 1min. foi admitido como pertencente a uma fenomenologia diferente (pseudo-elástica?) da dos recalques incrementais até 30 min.:
- (3) estes recalques incrementais de curto prazo foram admitidos como constituindo “o começo do rastejo de longo-prazo” independente da **influência do tamanho da sapata em transmitir as deformações específicas cisalhantes**;
- (4) os efeitos cumulativos de compressões/cisalhantes transcendendo os 30min, e os de ciclos carga-descarga, não poderiam ter sido menosprezados qualitativamente.

Uma tentativa de recapitulação poderá ser elucidativa:

(a) Terzaghi-Peck, 1948, avaliaram recalques diferenciais para diferentes sapatas de determinados edifícios. Rotinas de projeto empregam uma **taxa admissível constante**, independente do FS ou σ_{rupt} , resguardada perante risco de ruptura relativo à dimensão mínima, e perante recalque excessivo relativo à dimensão máxima. Geralmente as cargas de edifícios não variam muito mais do que entre 0,5 e 2 vezes a carga média, de modo que as dimensões raramente variam mais do que entre 0,6 e 1,5 vezes a média. O tamanho pequeno (0,3m) da placa de prova de carga era o ponto nevrálgico.

(b) Bjerrum-Eggstad, 1963, especificamente mencionaram de novo a base de uma **pressão aplicada constante** para suas indicações (Fig. 9). A extrapolação para relações de 100 vezes ou mais é o que levanta questões, principalmente porque os fenômenos dominantes (compressão e/ou cisalhamentos¹⁵) mudam muito com áreas maiores sob pressões menores, e cabe-nos a dúvida sobre qual o(s) ponto(s) usado(s) para o recalque referido, nos casos de fundações

¹⁵ Os benefícios de pré-compressões são muito menores quando causados apenas por peso de terrapleno “infinito”, do que quando resultantes de distorções cisalhantes sobre área carregada pequena. Este ponto merece atenção, cf. Fig.10. Por acaso tive ocasião de frizar (1969,1971) que resistência e indeformabilidade vão de mãos dadas, mas não havia (não há ainda ?) ensaios in-situ capazes de distinguir, na gama de micro-deformações, entre as précompressões-e-irgens, e entre condições pseudo-elásticas e as plastificantes.

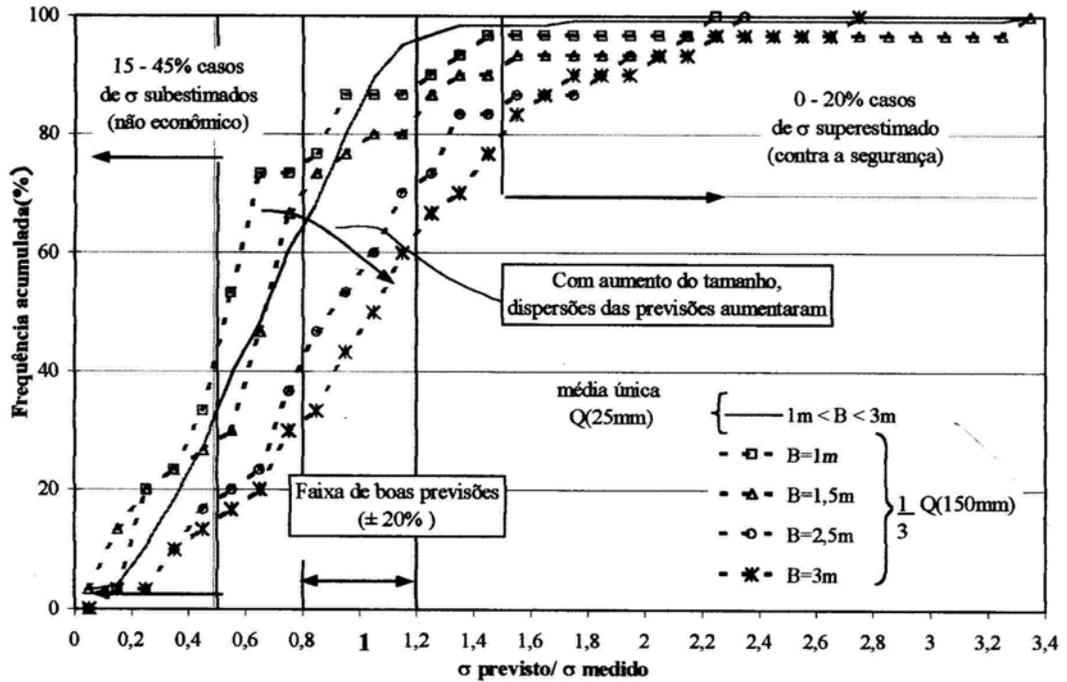


Fig. 7 - Detalhes sobre as previsões e tendências, ref. pressões.

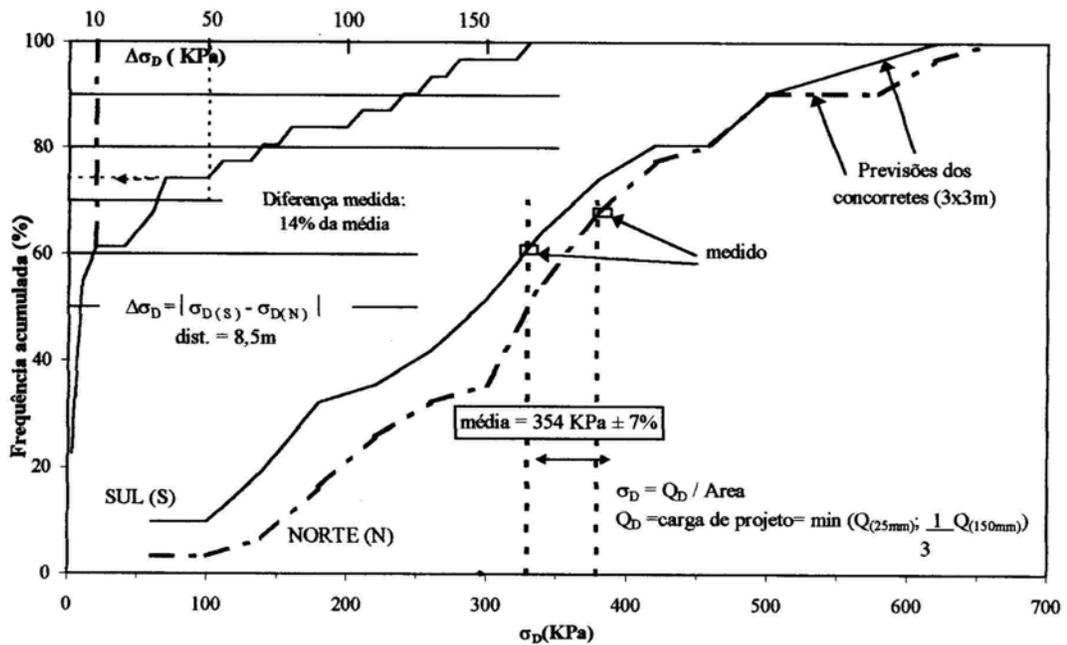
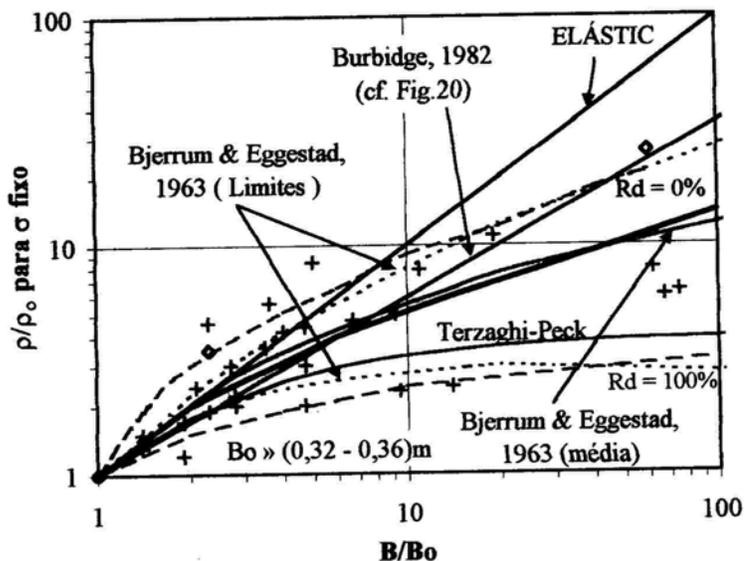


Fig. 8 - Duas sapatas iguais, comportamentos semelhantes: estranheza de previsões bem diferenciadas.

rígida(s) vs. flexíveis. Os principais pontos a considerar incluem:

- (i) as variações extremas de FS com tamanho (cf. Fig. 9 usando os N_γ de Terzaghi para admitidos $\phi = 25^\circ$, fofo, e 44° , muito compacto);
- (ii) correspondentes grandes variações do “modelo nominal” secante (ou “coeficiente de reação de incompressibilidade”, proporcional);
- (iii) a importância de pré-compressões¹⁵ nas areias, por causa da descompressão quase nula no alívio (Fig. 10 encaixe).

(c) na prática de construção as pressões de provas de carga são limitadas a determinado recalque admitido inaceitável (para a superestrutura). Compreensivelmente nenhum ensaio de placa procura pressões (e custos, de carga de reação e de tempo) maiores do que aproveitáveis no projeto de conformidade com tal recalque-limite. Em consequência, a **compreensão geotécnica** do comportamento da areia sob sapatas maiores foi sacrificada, deixando os fenômenos chamados “recalque imediato” e “ruptura”



USANDO VARIAÇÃO DE N_γ DE TERZAGHI ($B/B_0=100$)

Rd	ϕ'	N_γ	FS_{B_0}	FS_{B/B_0}	E/E_0 *
0%	25°	10	1.5	10	1.57
100%	44°	260	1.5	260	1.68

* da estaca Plantema

Fig.9 - Efeitos de dimensões sobre FSs e os Es, nominais.

nebulosamente definidos.

A prioridade pertence a fatos, conhecimento, sabedoria: prática e códigos seguem, por conveniências, transitórias e variadas. Excluída minha possível ignorância, julgo que temos que retornar à clássica Estaca-Plantema, 1948, para conhecimento mais completo: 141 provas de carga, ao longo de 14m de areias, variando de resistências na escala de 1: 3, todos os ensaios empurrados até recalques de $0,25D$ de diâmetro $D = 42,6\text{cm}$ (favoravelmente comparável com as placas de 30cm). Em primeiro passo derivamos a distribuição cumulativa de frequências de valores nominais E_s em diferentes posições da curva exponencial de Plantema, definindo tais posições em função dos respectivos FSs: e concluímos que estas frequências permanecem quase idênticas seja tomando como “ruptura final” a posição de recalque de $0,23B$ ou de $0,1B$ (ou a intermediária $0,2B$ usada por Arnold, 1980). As relações de E/E_{\max} de secantes E_s sob diferentes FS, e com E_{\max} a $FS \geq 10$ (daí em diante essencialmente constante, **compatível com a comumente adotada linearidade**) estão tabeladas a seguir:

FS	1.2	1.3	1.5	3	5	10	30
$E/E_{\max}\%$	14	34	62	82	92	97	≈ 100

As 5 curvas das provas de carga, calculadas para uma regressão Plantema normalizada de σ contra ρ/B , dão uma concordância quase perfeita ($r^2 = 0,93$, dispersão $\leq + 5\%$). As exceções, modestas progressivas, das sapatas de 1m e 1,5m, são claramente interpretáveis. **O solo comportou-se de uma maneira exemplar, as falhas são nossas !**

Deixando de lado os efeitos de tempo, os problemas se reduzem à “compreensão geotécnica” de Taylor em (a) atribuir proporções ponderais de “compressões elásticas” e “recalques de distorções cisalhantes”; (b) compensar por descompressões (diminutas) e recompressões, fortemente dependentes de cisalhamentos, e portanto de FSs.

Dahlberg, 1975, demonstrou a influência favorável da pré-compreensão, porém meramente para placas à profundidade, com relação à “pré-compressão devida à escavação” (até cerca de 5m, máx.). Nenhuma consideração foi dada ao FS, e aos recalques irrecuperáveis de distorções cisalhantes. Burland e Burbidge, 1985, adotaram uma melhora 3 vezes do E nominal no “trecho pré-comprimido” (para $FS > 3$ assim associado a compressão pseudo-elástica como dominante). Empregando aproximações de primeiro grau extraídas dos ciclos de carga-

descarga, das 5 provas de carga confirma-se (desconsiderando, por enquanto os inevitáveis efeitos de tempo) os efeitos geotécnicos esperados (Fig.10) para a relação E_r/E_v dos módulos nominais da recompressão comparada com a compressão virgem incremental (a) que variam muito com o FS (b) são muito maiores com os mais baixos valores de FS que provocam maiores acomodações cisalhantes irreversíveis, (c) foram maiores (ex. 8-10) para $FS \geq 5$ do que o valor de 3 prudentemente adotado.

Os dados de Burbidge 1982 são resumidos na Fig.11 com regressão para a influência do tamanho. Não é um gráfico para σ constante, como empregado por Bjerrum-Eggestad, mas para uma relação constante ρ/σ , pressão aplicada adotada para recalque “aceito/observado”. Os grupos de compacidades das areias dão uma tendência razoável de recalques aumentando (aproximadamente 20-30 vezes nos limites) em progredindo de muito compacto, compacto, compactidade média, pouco compacto, a fofo. Assim a proporção de 20 - 30 se aplica ou a pressões para um mesmo recalque, ou ao inverso de recalque sob uma mesma pressão, em areias desde muito compactas a fofas. É interessante observar o paralelismo bem próximo para as diferentes compacidades. Aparentemente todos os FSs (desconhecidos) eram suficientemente altos para comportamentos nominais pseudo-elásticos ($FS \geq 5$).

Ahtchi-Ali e Santamaria, 1994, incorporaram “todos” os dados anteriormente publicados. A regressão geral resultante relativamente pobre (Fig.12) convidou à inclusão da forte influência do FS. As frequências dos valores FS (presumidamente envolvidos) foram tomadas com relação à hipótese de

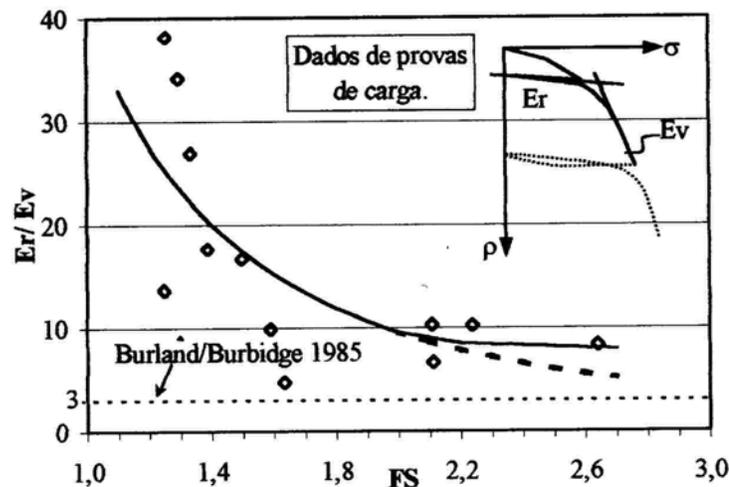


Fig. 10 - Relações de módulos nominais, na recompressão vs. na gema virgem de tensões.

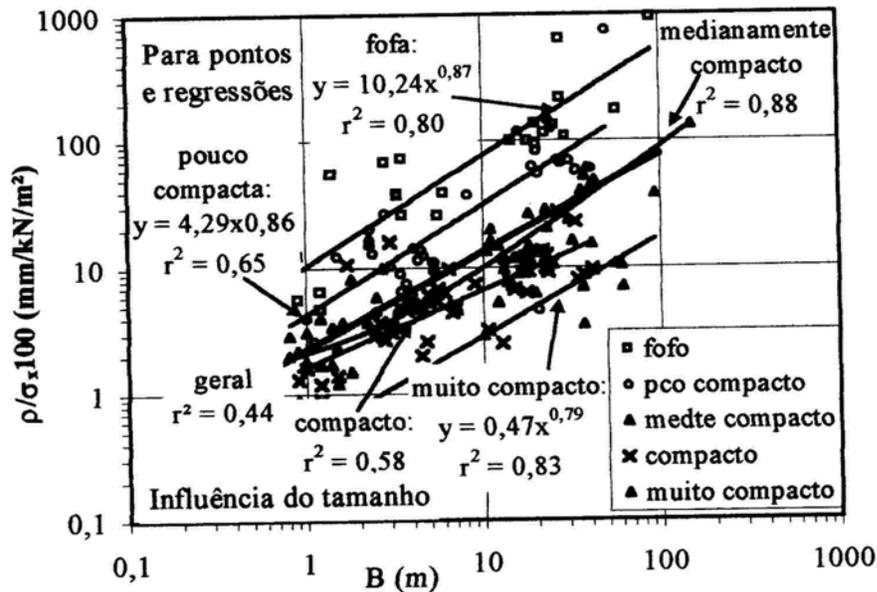


Fig. 11 - Dados de Burbidge 1982, reanalisados estatisticamente a) globalmente (correlação fraca); b) subdivididas em grupos (algo melhor).

primeira-aproximação da aplicabilidade do σ_{rupt} em $0,1B$ da equação de Plantema. Os dados, assim separados por grupos de FS, dão regressões separadas bastante sugestivas. Por sinal, mesmo as variações de r^2 parecem sugestivas, sendo menores nas extremidades (a) quando mais próximas de rupturas (b) quando incorporando uma gama maior de FSs altos.

Uma breve referência final tem que ser feita com relação às questões peculiares de recalques de rastejo, abordadas tanto por Burbidge (1982) como pelo concurso Briaud-Gibbens 1994 e seus dados. O gráfico log-log oferecido por Burbidge (Fig. 13) incorpora demasiadas variáveis e resultados demasiado dispersos, embora tenham sido subdivididos em três faixas de compacidades comparativas. As velocidades de recalques são dadas em mm/ano x pressão, e as magnitudes variam desde cerca de 20cm/ano para $1t/m^2$ até cerca de 10^{-5} vezes aquela velocidade. A regressão geral (Fig.14) eivada de questionamentos implícitos, sugeriria um recalque de rastejo de 9mm em 30 anos sob uma pressão de $0,1 t/m^2$ ($1kN/m^2$); um comportamento que extrapolaria para 9cm para $1t/m^2$, que parece altamente irrealístico. Com velocidades tipicamente muito menores o comportamento passa a ser uma parte inexorável da vida, especialmente se todas as sapatas estão **sob a mesma pressão σ e não**

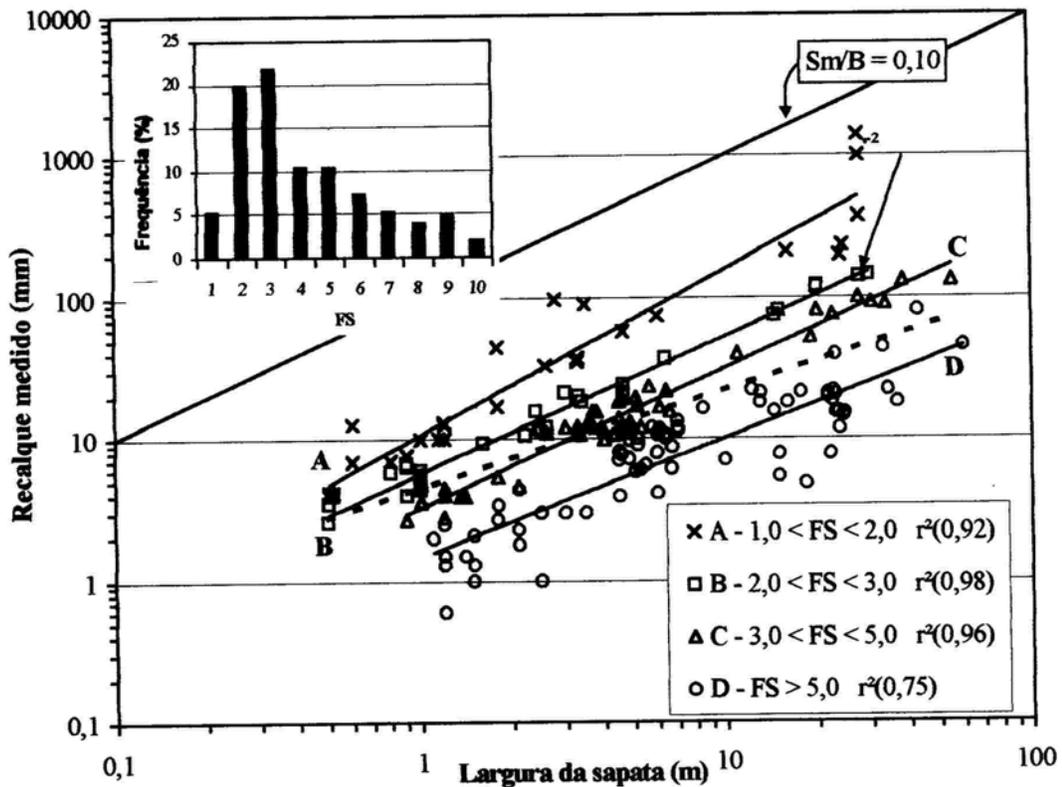


Fig. 12 - Pressões de ruptura tomadas a recalques de $\cong 10\%B$. Valores de FS correspondentes estimados baseado na equação de Plantema.

diferenciadas por tamanho e FS, assim presumidamente comportando-se muito semelhante. A maioria dos materiais de construção não sofre, de velocidades de deformação (total, e diferencial menor) facilmente acomodáveis por suas redistribuições de tensões-deformações. Aceitando os dados tais como disponíveis, inquestionáveis e não-melhoráveis, passamos a pesquisar regressões separadas para as diferentes compacidades: tendências de diferenciações plausíveis começam a transparecer. A crítica instintiva conceitual se faz sentir de que as 5 provas de carga de sapatas tenham nominalmente (codificado?) aceito que os recalques de 1 a 30min já pertençam ao fenômeno de “rastejo secular”. Não se pode extrair conclusões de precisões de gramas com pesagens em balanças de kgs. Medições precisas e gráficos de frações de mms. ao longo de frações de minutos começarão a permitir diferenciações de “deformações não-instantâneas das massas”, em comparação com as ulteriores microdeformações de rearranjos da estrutura granular. O caminho a partir do grosseiro e codificado, para o preciso, pesquisado, não tem proveito salvo sendo invertido.

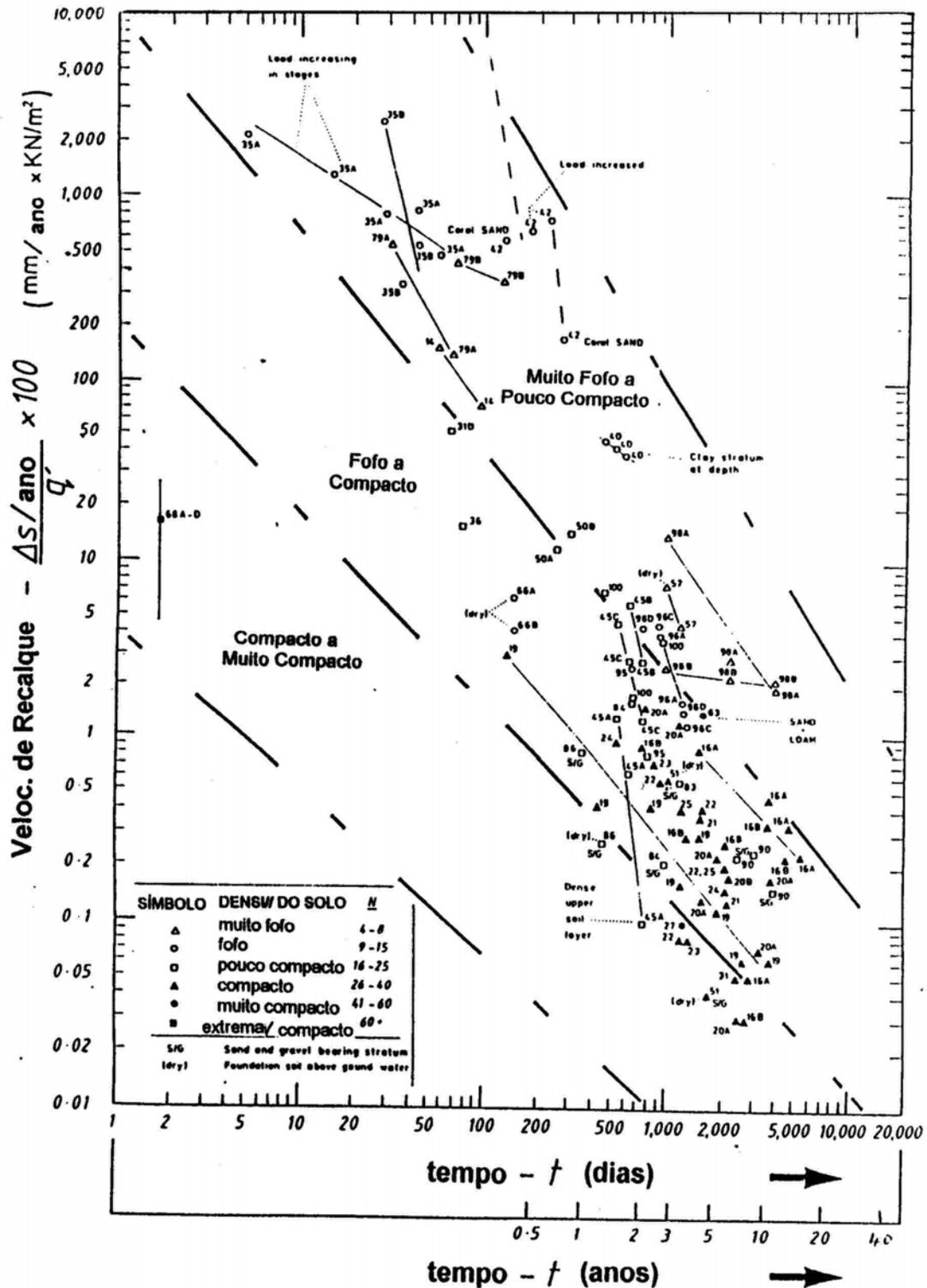


Fig. 13 - Gráfico para estimar tentativamente a importância relativa de recalques em areias, dependentes do tempo. Emprego para projeto restrito a sapatas de 10 - 30 m de largura.

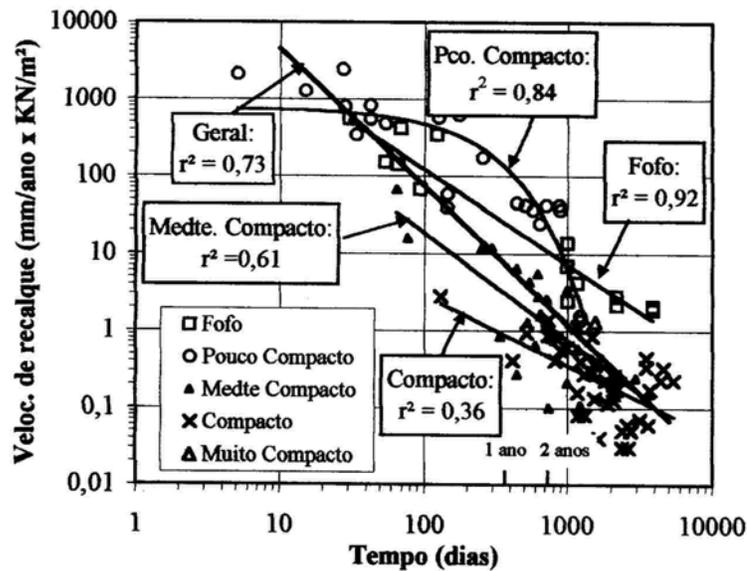


Fig. 14 - Dados de Burbidge 1982 sobre recalques retardados (Fig.13), admitidos como de "rastejo", reanalisados quanto a velocidades.

3.4 Efeito de tamanho, e de forma, sobre capacidade de carga de sapatas sobre areias.

Acrescento esta menção porque por coincidência chegou-me no escritório a 16/Dez/98 o último número da Revista SOILS and FOUNDATIONS, Vol.38, 3, Set.98, da Soc. Japonesa de Geotecnia com um artigo intitulado "Prediction of ultimate bearing capacity of surface footings with regard to size effects". A introdução justifica os estudos com a seguinte afirmação, que pouco difere de minhas afirmações: "While Terzaghi's bearing capacity formula has contributed remarkably to the practical design of foundations, the lack of consideration of scale effects **has prevented an appropriate design and led to inflated construction costs.**"

Emprega análises por Elementos Finitos¹⁶ com equações não-lineares de resistência, e estabelece equações simplificadas levando em conta os níveis médios das tensões: finaliza comparando suas previsões aproximadas com os resultados de algumas séries de ensaios. As séries de ensaios incluíram sapatas corridas, circulares, e quadradas, e, num caso, três diferentes compacidade Relativas D_r : foram quase todos ensaios em modelo centrífugo; num caso

¹⁶ Relativas às quais repito minhas reservas enfáticas, por admitir a ruptura simétrica passando pelo meio da sapata, superficial.

incluiram-se ensaios sobre placas quadradas de larguras variando de 0,3 x 0,3m a 1,3 x 1,3m.

Muito resumidamente aproveito para enfatizar:

1) O assunto volta a ser considerado de suma importância, inclusive econômica.

2) Pela Fig. 15 fica bem caracterizada:

(2.1) a grande influência da Compacidade Relativa D_r . Para determinadas larguras (sapatas corridas) a relação de σ_{rupt} adimensionalizadas chega a variar da ordem de 2 a 2,5 vezes variando D_r entre 88% e 58%. Largura adimensionalizada $\gamma B/\sigma_a$: σ_{rupt} adimensionalizada $2 \sigma_{rupt}/\gamma B$

$\gamma B/\sigma_a$	$2 \sigma_{rupt} / \gamma B$		
	$D_r = 58\%$	74%	88%
0,003	215	351	534
0,03	123	187	285
0,4	70	100	147

(2.2) nota-se, porém, que os pontos experimentais para a areia pouco compacta $D_r = 58\%$ em sua maioria caem bastante (a cerca de 65%) abaixo da previsão.

3) Nas Figs. 16 e 17 fica patente a grande queda do σ_{rupt} adimensionalizado com o aumento da dimensão: proporções da ordem de 70 a 80% na gama de variação de larguras adimensionalizadas de 0,003 a 0,4 (fig. 16) e 0,02 a 0,1 (fig. 17).

4) As Figs. 16 e 17 indicam um acentuado efeito (presumido) de forma, porquanto as sapatas circulares Fig. 16 todas dão σ_{rupt} da ordem de 60% maiores do que previsto, enquanto as sapatas quadradas Fig. 17 indicariam σ_{rupt} da ordem de 65% menores do que previsto.

4. BREVES ANOTAÇÕES SOBRE ESTACARIAS, CONFORME JÁ EXPOSTAS EM PUBLICAÇÃO ANTERIOR.

Enquanto aqui se expõe (a) o quanto se pode e deve aprimorar os conhecimentos de comportamentos de sapatas, mesmo em solos ideais (b) a fortiori, quanto faltará complementar para solos genéricos (c) o quanto os

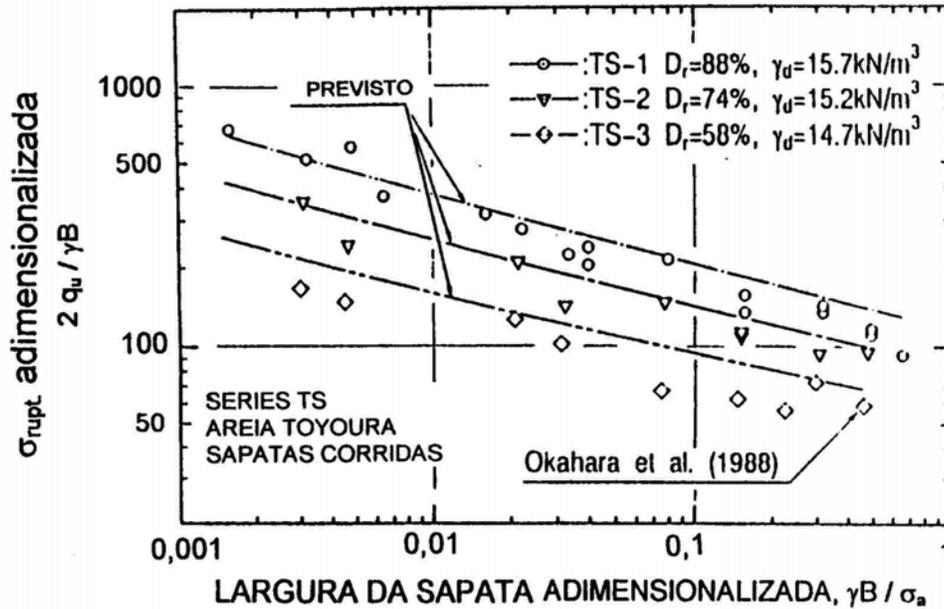


Fig. 15 - Comparação de capacidades de carga previstas e medidas nas séries TS-1, 2, 3 de ensaios de modelo centrífugo. Sapatas corridas.

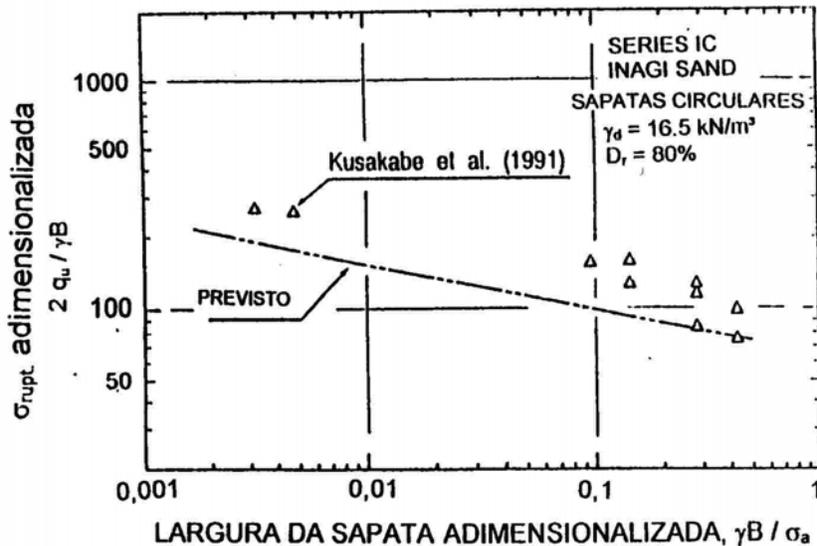


Fig.16 - Comparação de σ_{rupt} previsto e medido, Séries IC: sapatas circulares, ensaios em modelo centrífugo.

desconhecimentos atuais representam de ônus liminar, inflacionário, de aumento de custo de vida e de redução da qualidade de vida (d) o **como é lógico e promissor o avanço dos conhecimentos no setor** : em contraposição, reconhecendo o encarecimento representado por **alternativas de fundações profundas**, merecem ser reproduzidas apenas

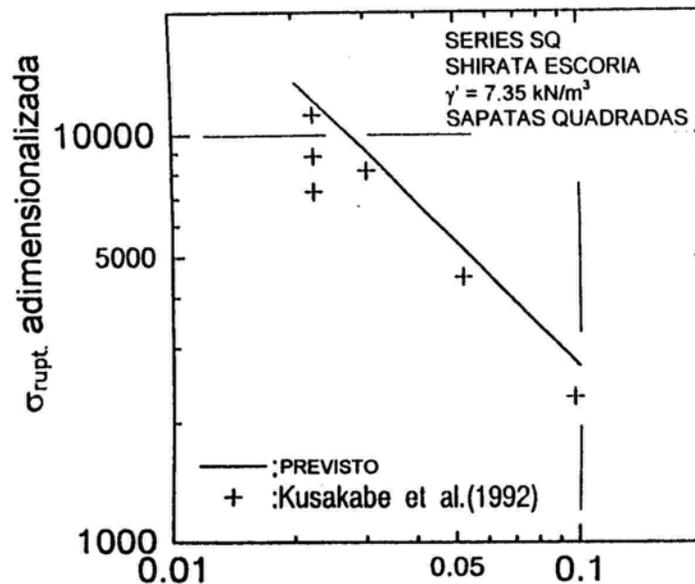


Fig.17 - Comparação de capacidades de carga, previstas e medidas, séries SQ: sapatas quadradas, prova de carga de placas in-situ.

algumas conclusões impactantes de um estudo passado recente (conferência Odair Grillo) sobre estacas, demonstrando o quanto estas incorporam FSs e custos ainda maiores:

4.1 As fórmulas-receitas AOKI-VELLOSO e DECOURT-QUARESMA parecem dar resultados bem semelhantes (Fig. 18), representando **comprimento de penetração de estacas cravadas garantidas de proverem resistência nitidamente maior do que necessária** (pela Norma). Essencialmente refletem limites de penetrabilidade sem dano. Pouquíssimos dos dados (de per si relativamente poucos) se aproximaram de rupturas efetivas, particularmente para maiores diâmetros. **Sobredimensionam**. Comprovam validade de **correlações diretas de parâmetros complexos globais** de fenomenologias análogas, SPT → Penetração da Estaca. Merecem, e conclamam a, bons reforços de dados estatísticos.

4.2 As provas de carga dinâmicas PCD compreensivelmente funcionam bem nas gamas de pequenas deformações (Fig. 18). Frize-se que a Norma Brasileira desapercivelmente também se fixou em pequenas deformações, desfavoravelmente aos grandes diâmetros. Também passaram e passarão a consagrar decisões conservadoras.

4.3 Numa estacaria de > 700 estacas pré-moldadas de concreto (Fig. 19 e 20) apenas 4% das estacas dariam carga de projeto (com FS = 2) menor do que a

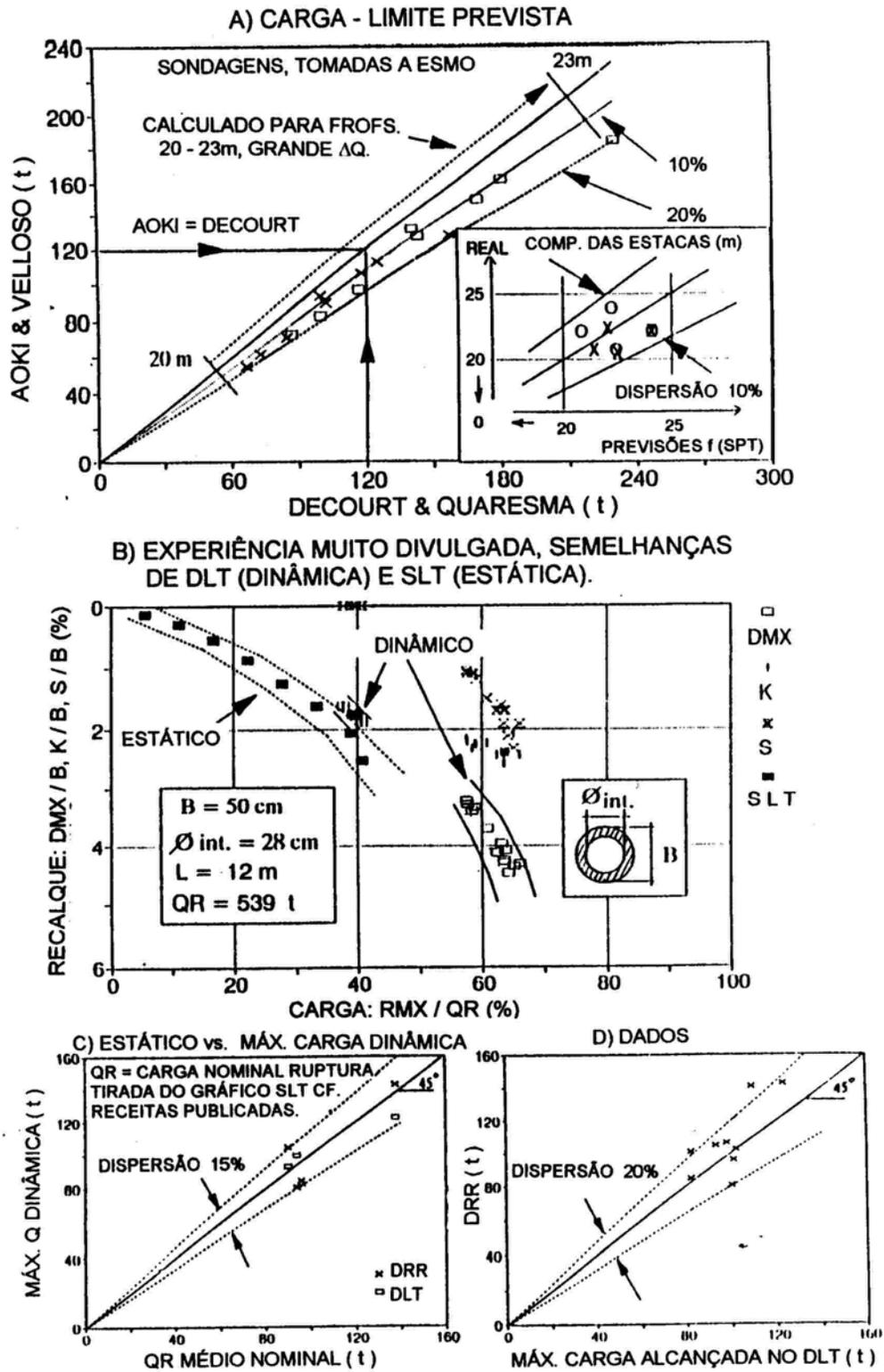


Fig. 18 - Dados de estacas cravadas validando correlações - índice com SPT, e provas de carga dinâmicas DLT.

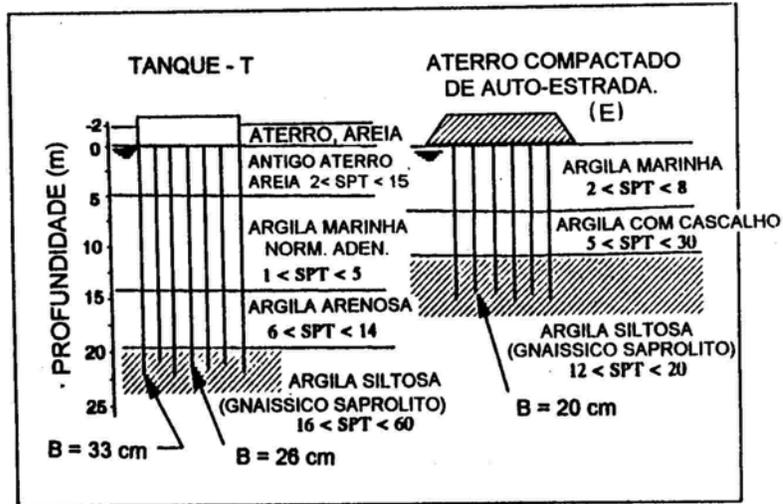


Fig. 19 - Dois casos de grande número (>700) de estacas cravadas de concreto, bem documentados.

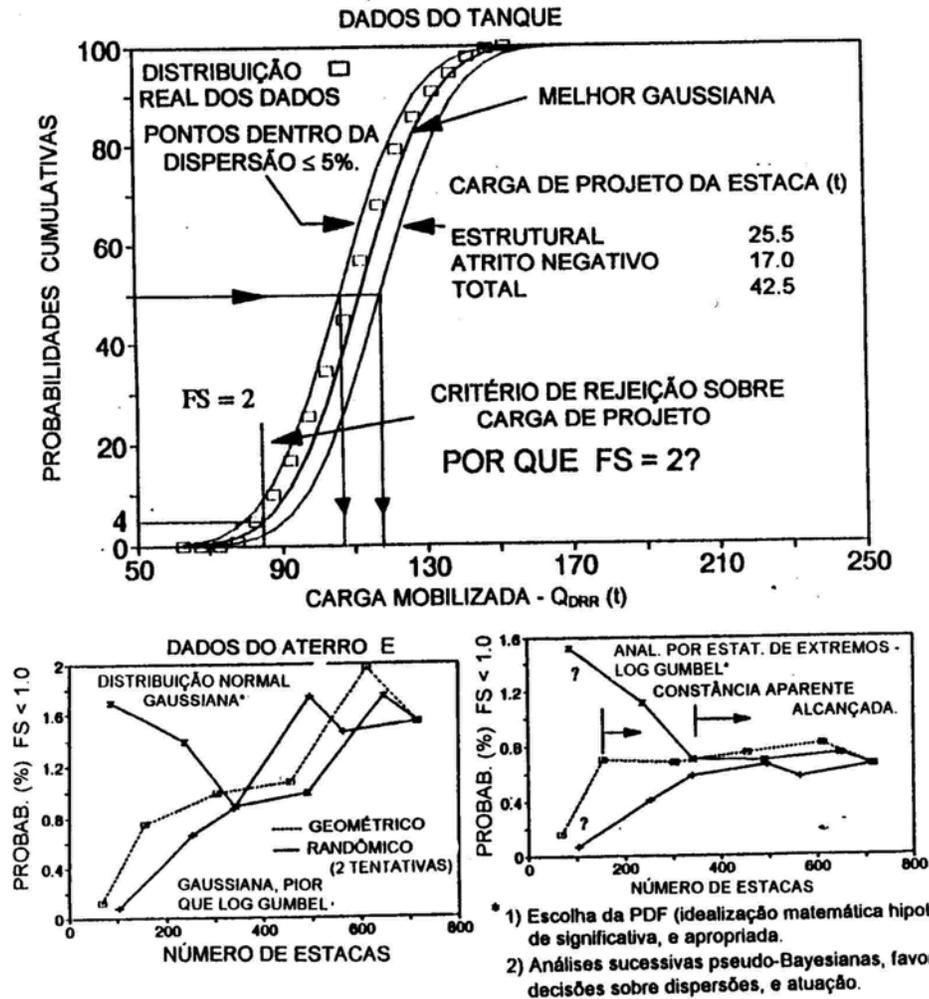


Fig. 20 - Estacarias de T e E: exemplos de análises estatísticas, e conclusões.

especificada. Como justificar para um tanque (pressão conhecida, invariável) o desejo de FS maior do que, digamos, 1,3? Codificação de FS fixo é um contrasenso.

Estacas criteriosa/deterministicamente controladas na cravação resultam em FSs min. e máx. de 2,5 e 2,9 respectivamente (Fig. 20) na mediana.

4.4 Inquirição sobre pontos usuais específicos de normas, e da Norma Brasileira.

Valemo-nos da coincidência de contar com um segundo caso, E, também de > 700 estacas cravadas, ambos com ponta apoiada sobre saprolitos densos de granito-gnaiss, sabidamente de notoria erraticidade de densidades de ponto a ponto, incluindo matacões residuais.

(a) Em primeiro lugar, estatisticamente é necessário testar qual a função de distribuição mais aplicável. Testaram-se só duas, Gaussiana e Log-Gumbel: neste caso a segunda resultou mais fértil.

(b) Normas costumam exigir provas de carga num número mínimo de estacas (p.ex. 1% Norma Brasileira), na Fig. 20 estão indicados os resultados de umas análises de tipo Bayesiano (sem admitir qualquer aplicação de raciocínios de decisão) para conferir que número de estacas cravadas alcançariam uma conclusão constante (p.ex. de menos de 1% das estacas terem risco de FS < 1%). Admitiram-se duas formas de condução do trabalho da estacaria, avançando geometricamente, ou randomicamente. Concluiu-se (via a distribuição Log-Gumbel) que após 160 estacas (geometricamente) ou 340 (randomicamente) a conclusão alcança a constância.

(c) Ainda com estacas individuais, na Fig. 21 pesquisou-se qual seria a consequência, em recalques, se a carga estrutural sobre a estaca dobrasse (ref. FS = 2), e/ou a estacaria fosse reduzida a $\approx 60\%$. Note-se a significativa economia. O **incremento de recalque**, sem contar com efeitos de grupos, e redistribuições, **seria de apenas 9mm.**

(d) Admitindo grupos (de até 9 estacas) com carga média aritmética respectiva, na Fig. 22 vemos que as **probabilidades de rupturas** diminuiriam para menos de um-décimo da probabilidade atribuível a cada estaca individual probabilisticamente.

(e) Nas duas parcelas da Fig. 23 estão representadas as análises de probabilidades de ruptura (e de FSs) de todas as estacas individuais cravadas, considerando aplicável a função de distribuição probabilística Log-Gumbel, de

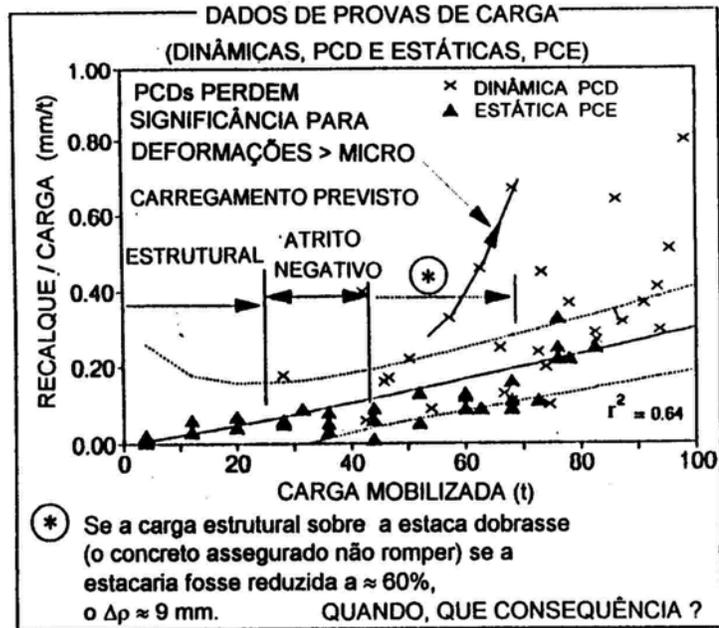


Fig. 21 - Análises de conseqüências se a carga nominal sobre a estaca for excedida.

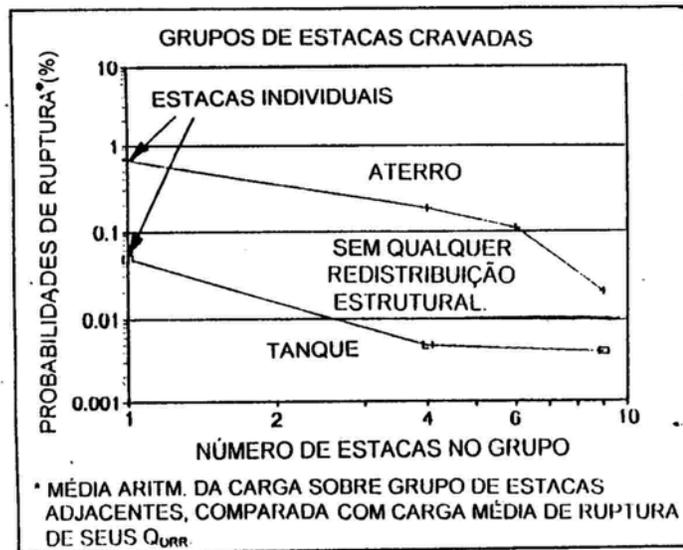


Fig. 22 - Estacaria cravada: redução da probabilidade de ruptura em grupos vs. estacas simples.

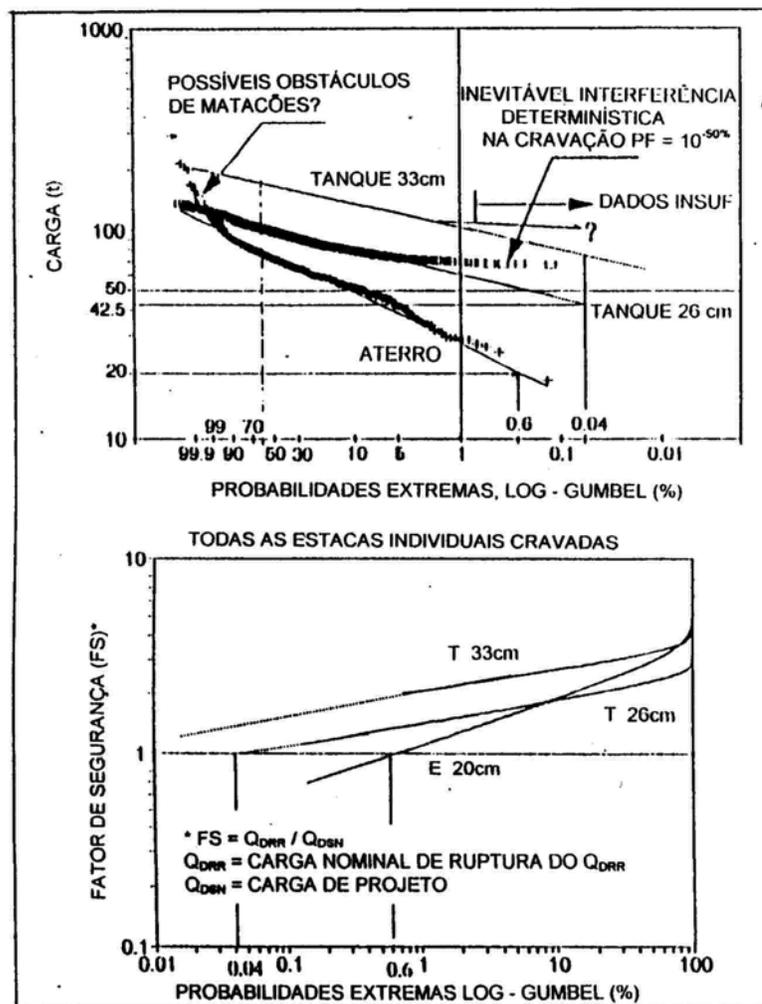


Fig. 23 - Estacas cravadas, individuais: probabilidades de ruptura nominal.

estatística dos extremos, admitida mais válida para episódios independentes individuais. Comprovam-se as baixíssimas probabilidades. Merece atenção especial a perceptível influência determinística, aplicável pelo mestre do bate-estaca, porquanto é esta uma virtude inegável da estacaria cravada. Vê-se que a probabilidade baixaria a 10^{-50} (%).

(f) Na Fig. 24 exemplificamos um dos pontos mais cruciais e lamentáveis despercebidamente gerados pelas Normas, que efetivamente acabaram impedindo a investigação geotécnica do comportamento das estacas até as

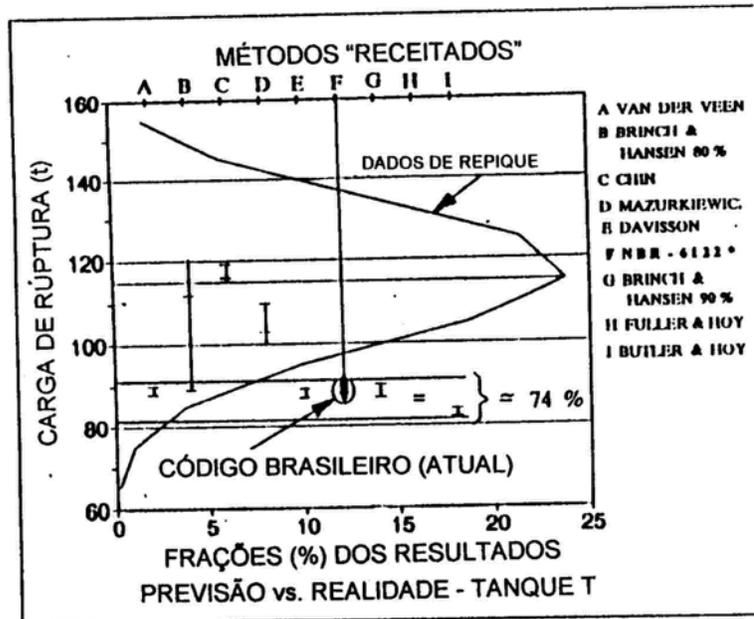


Fig. 24 - Estatística da estacaria cravada comparada com cargas nominais de ruptura por vários receituários.

rupturas efetivas. Estão indicados 9 métodos prestigiosos publicados de como interpretar a presumida carga de ruptura, e, bem assim, a faixa que corresponde à Norma Brasileira (até mais segura do que a média). A própria interpretação da carga nominal de ruptura está sujeita a uma dispersão de $\pm 20\%$ (da média dos critérios), e a carga resultante da Norma Brasileira gerada a partir de estacas de diâmetros pequenos) é da ordem de 74% daquela média.

4.5 As Figs 25 e 26 resumem os resultados do Simpósio ASCE Pile Prediction Symposium 1989 (com 23 concorrentes) referente a três tipos de estacas (menos correntes entre nós). Repetem-se as demonstrações (a) da extrema erraticidade (b) do exagerado pessimismo, e coeficiente de segurança.

O fato de que é necessário melhorar o nível dos conhecimentos geotécnicos intervenientes é flagrante. Cabe enfatizar, conjuntamente, o fato de que o **melhor conhecimento será inexoravelmente rentável**. A estaca tubular, com a qual os Americanos tem bem mais experiência, chegou a indicar **em média** uma quase **coincidência entre previsão e realidade**: o que falta é diminuir a dispersão, que já frizamos e demonstramos ser precipuamente das pessoas. Os solos não deixam de se comportar bastante homogeneamente.

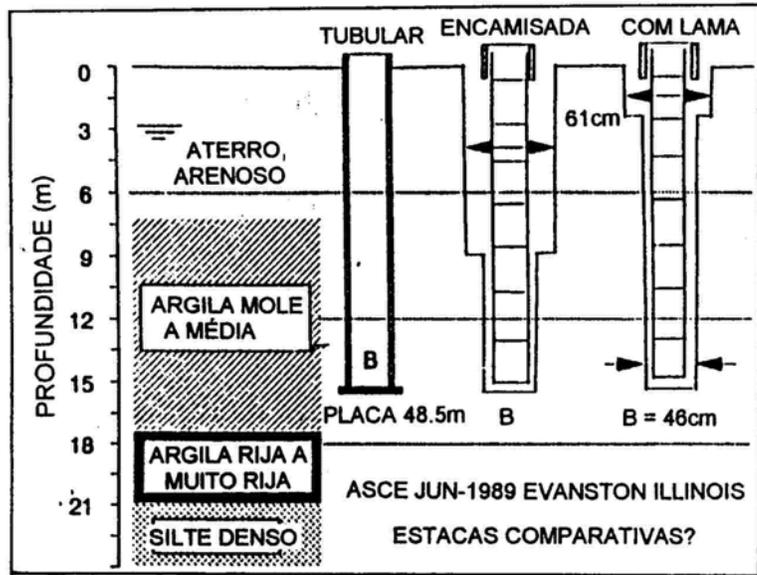


Fig. 25 - Perfis esquemáticos ref. ASCE Pile Prediction Symposium (1989).

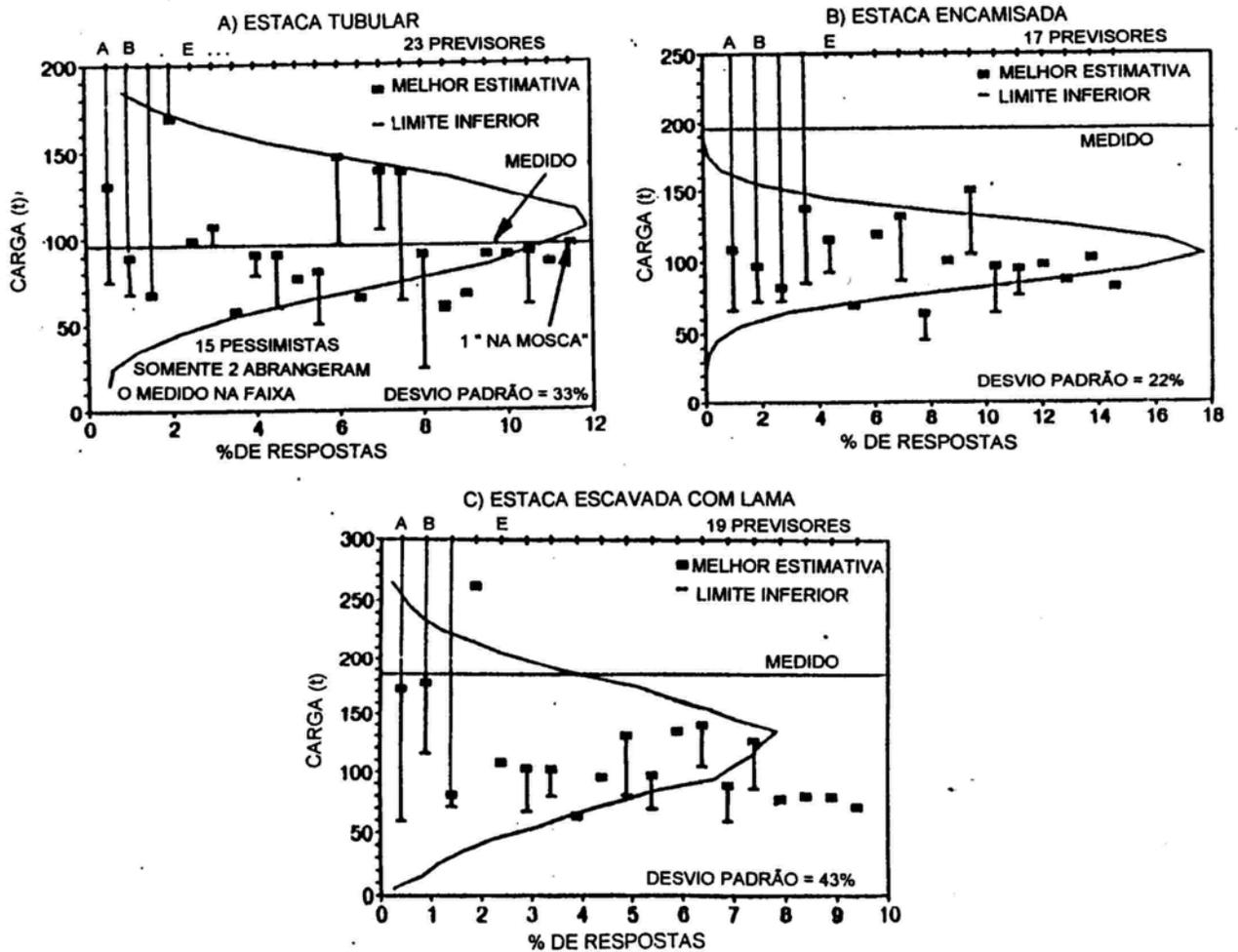


Fig. 26 - Análises estatísticas.

4.6 Finalmente na Fig. 27 resumimos a análise-síntese que procedi sobre os resultados das estacas do campo experimental da ABEF, 1989. Ressalta-se (a já continuamente ressaltada) enorme influência dos **efeitos de execução** de estaca para estaca. Cabe ponderar com mais e mais preocupação sobre os desmesurados esforços dos acadêmicos, em aprimorar incessantemente as investigações sobre os **parâmetros in-situ dos solos ao nível de filigranas**.

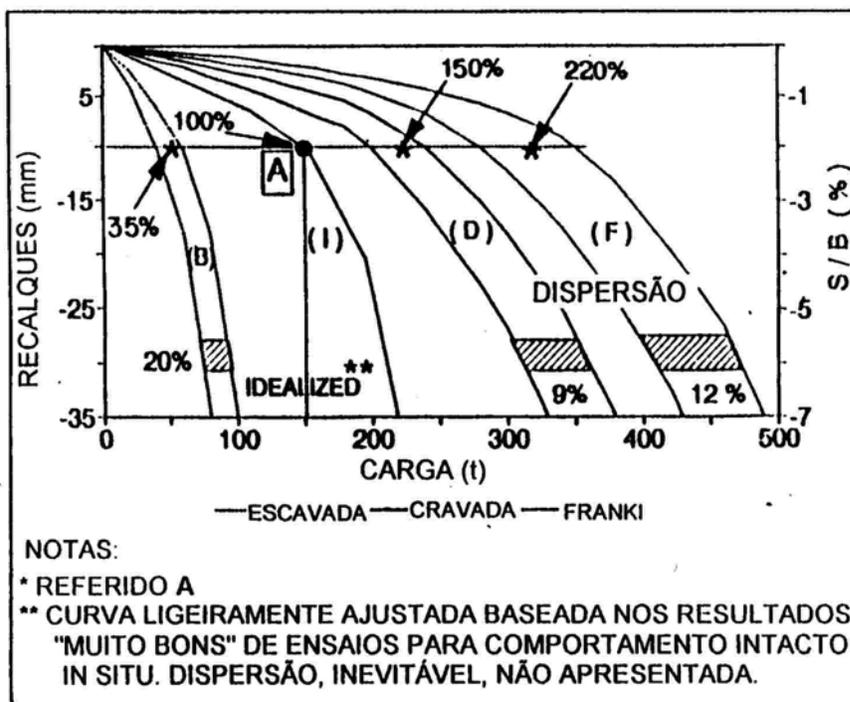


Fig. 27 - "Efeitos de execução das etapas", impressionantes no saprolito gnáissico (campo experimental da ABEF, 1989). Emprego de parâmetros "intactos" contrariado.

5. CONCLUSÃO.

Haverá necessidade, porventura, de maior demonstração da necessidade de uma extensa e intensa coleta de nossos dados, para depurações e análises realmente conscientes, que resultem em recomendações bem mais válidas e proveitosas do que as atualmente em uso corrente, anti-econômico ?