

mesmo material no modelo e no protótipo ($\alpha=1, \beta=1$), como as tensões instaladas só dependem do peso próprio, para em pontos homólogos haver tensões à escala 1 teria de se utilizar uma escala geométrica também 1. Quer dizer, utilizando o mesmo material ter-se-ia de construir modelos à escala natural, o que evidentemente não tem sentido.

Esta questão, como se vê, abre todo um campo de pesquisas, e de pesquisas bem árduas, que é a procura de materiais suficientemente densos e deformáveis para tornar possível a utilização de modelos de pequenas dimensões, como é requerido pelo custo, facilidades de operação, controle de ambiência e outras facilidades óbvias.

No que se refere a materiais para modelos de protótipo constituídos por terrenos incoerentes, já no LNEC temos ensaiado alguns passos com razoável êxito. Tenho a satisfação de frisar que nestes estudos tivemos a colaboração de dois estagiários brasileiros, o Prof. Vitor de Melo e o Eng.^o Euler Magalhães da Rocha. O material, com o qual se tem reproduzido uma gama extensa de características de areias, é uma mistura de ilmenite e de vermiculite, tendo esta última o objetivo de assegurar à mistura grande deformabilidade, enquanto que a ilmenite lhe confere um peso específico relativamente elevado.

No que concerne terrenos coerentes, a pesquisa de materiais adequados para a construção de pequenos modelos está praticamente no início, sem resultados ainda que mereçam menção.

2.^o Item — O Relator chamou a atenção para as esperanças que é legítimo depositar na contribuição da Reologia para um melhor esclarecimento do fenômeno de adensamento dos solos. Permitto-me sublinhar uma conclusão implícita no Relato e que vem a ser que muito se tem estudado acêrea do adensamento hidrodinâmico e pouco acêrea da Reologia dos solos.

Ora de facto o adensamento hidrodinâmico é uma simples "perturbação" num processo reológico, "perturbação" no sentido de que o fenômeno hidrodinâmico de adensamento condiciona a evolução no tempo dos assentamentos, mas nada diz sobre a lei tensões-assentamentos finais, ou mesmo sobre o fenômeno reológico de base que é a lei de evolução no tempo dos assentamentos quando as tensões neutras são constantemente nulas.

Prof. Victor de Mello ()* — Agradeço, antes de mais nada, a honra do convite que me foi feito para participar deste Congresso, não só como congressista, que no momento sou, como principalmente sou, mas também como conferencista de uma das seções, como uma honra que considero das mais altas.

(*) Professor das Escolas de Engenharia da U. Mackenzie e de São Carlos, U.S.P. Diretor de Serviços, Geotécnica S.A.

Eu pretendia, realmente, inscrever-me na discussão dos assuntos tratados, mas com a esperança de que êles viessem a ser discutidos realmente, ativamente, por parte do auditório também.

Devo confessar que não trouxe para cá nenhuma idéia especificamente formulada sôbre nenhum dos trabalhos apresentados, tanto mais que não tenho conhecimento dos trabalhos apresentados, a não ser através da exposição feita pelo ilustre Sr. Relator, Prof. Costa Nunes. E ocorreram-me certas idéias que eu gostaria de introduzir, como contribuição da nossa experiência, experiência muito longa; mas no momento não terei os dados numéricos para comprová-la.

Um dos primeiros assuntos discutidos foi a questão da capacidade de carga, o problema da capacidade de carga, e o destaque que merece neste assunto o nobre trabalho de *Meyerhof*.

Eu queria apresentar como meu ponto de vista o seguinte. O Prof. Meyerhof traz contribuições notáveis no que diz respeito à aplicação matemática, quando aplicada ao problema da capacidade de carga. Mas eu tenho a impressão de que o problema da Mecânica dos Solos hoje em dia não reside mais, pelo menos no momento, não está dependendo de aplicações matemáticas; está dependendo, muitíssimo mais, de uma comprovação prática e experimental até que ponto é que essas fórmulas são ou não úteis ou necessárias.

Tenho a impressão, entre outras coisas, por exemplo, de que no assunto de capacidade de carga de fundações profundas nós estamos trabalhando num sentido um pouco errado, que é o sentido de procurar fórmulas meramente de rupturas, fórmulas de rupturas para especificar qual é a taxa máxima, a taxa que levaria, enfim, supostamente a uma condição crítica. Ora, acontece que, com o efeito de profundidade, normalmente essas fórmulas de ruptura, quaisquer delas, das mais desfavoráveis e pessimistas que sejam, quaisquer delas levam a aumento de capacidade de carga pronunciado com o aumento de profundidade, e no entanto não se observa nada disso em relação ao comportamento real de fundações.

Qual é o efeito, então? E' o efeito que deformações passam a controlar o assunto. Chegamos a um certo ponto em que a capacidade de carga aumenta tão rapidamente, e as deformabilidades não diminuem compativelmente. De modo que, então, chegaria a um certo ponto (difícil dizer qual seja, e naturalmente variará de solo para solo o ponto de transição), mas chegamos a um certo ponto em que não interessa mais a ruptura, se o prédio, se o edifício apoiado sôbre fundações profundas passa a se comportar de uma forma indesejável, sob tensões aplicadas muitíssimo inferiores às que seríamos levados ao consultar qualquer dessas fórmulas.

É nesse assunto, especificamente, que eu acho que o progresso da Mecânica dos Solos adviria do emprêgo de modelos para estudos teóricos, de como é que diversos fatores afetam o comportamento

da fundação. Por exemplo, a relação de profundidade com o diâmetro, com possibilidades diversas, qual é o efeito do diâmetro da placa sobre deformabilidades. Enfim, diversos desses assuntos podem ser, e serão, convenientemente estudados através de modelos, porque é difícil ensaiar em condições "in natura" tubulões de diversos diâmetros, por exemplo, seria uma investigação cara demais.

Mas, a par desses estudos em modelos, a extrapolação real para a situação "in natura" seria meramente obtida através de observações de comportamentos futuros e neste aspecto acho que é muito recente, é infelizmente demasiado recente, a impressão, ou digamos, o início de alguns trabalhos sobre medidas de recalques em tubulões, medidas de recalque de fundações sobre tubulões ou sobre algumas estacas dessas que normalmente eram consideradas basicamente não sujeitas a compressão, não sujeitas a recalques.

De modo que nós temos muito pouca experiência sobre quais são as deformações reais que se obtêm com algumas dessas fundações profundas, e sem obtermos essa informação não poderemos discutir as minúcias de cálculos de capacidade de carga.

Ainda a respeito das teorias de Meyerhof, o outro problema, que nenhuma das fórmulas de capacidade de carga jamais chegou a considerar, e Meyerhof tampouco o aborda, é o assunto de quais são os parâmetros ou não que devem ser usados — e aí reside um dos pontos-chaves das dificuldades da Mecânica dos Solos. Quando êle usa, nas suas fórmulas — o que é muito fácil, usar em qualquer fórmula — um ângulo de atrito e uma coesão, esse ângulo de atrito e coesão foram determinados de que forma e por que motivo foram determinados daquela forma? Isso não está discutido em nenhum desses artigos. De modo que não tem interesse algum, real, a elaboração de fórmulas mais eruditas a meu ver, enquanto não fôr determinado como é que se mede o ângulo de atrito e coesão dos diversos solos, para as diversas circunstâncias implícitas nessas fórmulas.

Não preciso lembrar, evidentemente, pois todos os presentes sabem muitíssimo bem que coesões e ângulos de atrito existem em cada solo dos mais variáveis, dependendo simplesmente de condições de ensaio. E, portanto, poderíamos chegar a conclusões de capacidades de carga das mais variáveis, simplesmente na aplicação de resultados de ensaios procedidos sobre diversas formas, e esse é o motivo principal pelo qual, enfim, não vejo muito interesse no procedimento de Meyerhof.

Quanto ao procedimento de Meyerhof no que diz respeito à aplicação de índices de resistência à penetração para a avaliação da capacidade de carga, o próprio relator, Prof. Costa Nunes, já foi suficientemente crítico, e acho que não precisamos acrescentar nada, porquanto realmente o assunto foge a qualquer possibilidade imediata de uma definição suficientemente satisfatória.

Sòmente através de estatística e cálculos estatísticos que demonstrem a precisão ou imprecisão de diversas correlações estabelecidas, é que poderemos aos poucos chegar possivelmente a uma certa correlação desejada.

Nos demais assuntos, o próprio Prof. Costa Nunes mencionou ter que dar muito interêsse ao ensaio de penetração estática do cone. Eu também acho que é um ensaio de grande valia, mas é preciso lembrar que as sondagens de percussão ainda perfazem duas funções simultâneas, e portanto do ponto de vista econômico é interessante levar isso em conta. Não podemos também fazer ensaio de penetração estática sem sabermos de antemão quais são os tipos de solo. A penetração do amostrador tem por fim tirar um pouco do solo de cada penetração, que é feita, para nos dar, ao mesmo tempo, a informação sôbra o tipo de solo com que estamos ensaiando. Uma vez obtido isso, naturalmente, a penetração estática do cone é muito melhor do que a penetração do amostrador. Neste particular, estamos procedendo a correlações especiais dentro da Geotécnica para introduzir modificações no processo de resistência à penetração. E algumas modificações já se sugerem imediatamente. Por exemplo, o amostrador foi introduzido aqui a partir dos trabalhos de Mohr em 1938; foi introduzido basicamente pelo Prof. Grillo, a partir do IPT, nos primórdios da Mecânica dos Solos no Brasil. O amostrador utilizava a resistência à penetração como medida, a partir dos primeiros trinta centímetros. Então, se está frequentemente sujeito a imprecisões, devido ao fato de que no início da cravação nós temos todos os efeitos de prejuízos, digamos assim, provocados pela própria perfuração. Esses efeitos se refletem, em parte, por lama acumulada no fundo do furo, e em parte, mesmo que não exista lama no fundo do furo, pelo alívio de tensões, que é um efeito que, infelizmente, não foi levado em consideração, inclusive nos estudos feitos pelos Drs. Gibbs e Holtz apresentados tão brilhantemente há pouco tempo; mas que prosseguissem esses estudos no sentido de introduzirem nas correlações que eles procuraram fazer sôbre o número de golpes com profundidade ou sem profundidade, que introduzissem um furo, o efeito de perfuração. O efeito da perfuração corresponde sempre à introdução de um bulbo de alívio de tensões, digamos assim. Esse bulbo de alívio de tensões pode ter efeitos mais ou menos variáveis, dependendo se o solo é arenoso ou argiloso.

Também teria que discutir, naturalmente, a questão de recalques admissíveis. Tenho a impressão de que 1:1000, citado pelo Prof. Costa Nunes, é de fato muito limitado, muito severo. Temos experiência suficiente que nos permite fazer muitíssimo mais do que isso.

Quanto à parte de fundações, também teria considerações a fazer, mas enfim o tempo é limitado.

tidade de material a ser gasto nessa estrutura e as dimensões da peça podem se tornar excessivas e já daí então a figura de recalque admissível seria condicionada a êsse fato.

Mas o que é interessante, e digo quase histórico, é êsse sentimento da transposição da expressão "recalque admissível" que em vez de ser aquêle que nós consideramos "x" para as estruturas normais, essas que nós estamos vendo todos os dias calculadas sem o requinte da hiperestática, para aquêles casos futuros, onde um certo valor de recalque entrará como uma incógnita nas equações que vão se estabelecer.

Portanto, essa era a natureza da minha intervenção sôbre êsse assunto, chamando a atenção para o fato de que realmente estamos no limiar de uma nova era para o cálculo estrutural, onde êle se firma notavelmente, com os instrumentos fornecidos pela Mecânica dos Solos: o valor do coeficiente de recalques sob um certo pilar e o trabalho estrutural correspondente, para a solução integral e perfeita do problema, tal como vem sendo percebido e almejado há muito tempo.

SÔBRE FUNDAÇÕES DIRETAS EM AREIA

Prof. Mário Brandi Pereira (*) — Eu desejava comentar uma parte do relatório do Prof. Costa Nunes e certas observações feitas pelo Prof. Victor de Mello a êle, que trouxeram à baila um aspecto muito interessante em qualquer problema ligado a fundações, que é a conceituação de pressões admissíveis e capacidade de carga.

Como bem frisou o Prof. Costa Nunes em sua resposta, temos, pelo menos na sistemática da Mecânica dos Solos, admitido que os problemas ligados à capacidade de carga são problemas em que sômente intervêm fenômenos de ruptura. E, portanto, quando se está falando em capacidade de carga, seja criticando fórmulas "A" ou "B", seja propondo normas, seja apresentando dados experimentais, é sempre tendo em vista a determinação desta pressão-limite além da qual há ruptura do solo; ou ruptura completa ou ruptura local, conforme discutamos no domínio da elasticidade ou da plasticidade.

Agora, se dissermos ou falarmos, em pressão admissível, é claro que temos que intervir com conceitos de deformação máxima permissível para que escolhamos a tensão que vá atuar na peça em função dessa deformação máxima admissível. É claro que essa deformação máxima admissível tem que ser uma fração da capacidade de carga. Pode acontecer que a fração escolhida de capacidade de carga — e isto é quase elementar — não seja aquela que seja compatível com a estrutura, por dar uma deformação além da qual a estrutura não suportaria.

(*) Professor da Escola Nacional de Engenharia, U.B.; Assistente Técnico, A.B.N.T. e D.N.O.C.S.

Essas considerações vieram a propósito, ao ouvir o comentário do Prof. Victor de Mello sobre as fórmulas de Meyerhof e mesmo outras, em que chamava bem a atenção sobre os efeitos da profundidade ser muito grande e, portanto, nos levar a valores muito elevados de tensões de ruptura, quando esse efeito fôsse pronunciado. E que, nesse caso, deveríamos encaminhar-nos para escolher uma taxa admissível, mas com uma limitação do recalque admissível.

Ora, em se tratando de areia — e era o comentário que estávamos fazendo — seria desejável que se apresentasse algum critério a respeito dêsses recalques máximos permissíveis, em fundações em areia, em profundidade. Porque me parece que, se tomarmos uma fração de ruptura, mesmo com essa generosidade da elevação na carga de ruptura devido ao efeito de profundidade, nós nunca teríamos recalque sensível, dada a própria natureza da areia, e capaz de ser detrimental às estruturas que nelas estão apoiadas.

Eu não conheço, em nenhum caso de fundação no Brasil — inúmeros edifícios, enormes, apoiados em areia e solicitando areia em grandes profundidades, a pressões bem elevadas, da ordem de 15 quilos por centímetro quadrado nos tubulões, e em base de estacas de não sei quanto, por causa do atrito lateral, mas talvez a bem mais de 20 quilos por centímetro quadrado — não conheço caso de dano nessas estruturas devido a recalque nas camadas arenosas, enquanto que conheço muitos casos de estruturas lesionadas por recalques de camadas argilosas, embora em taxas menores de solicitação. Há muitos casos em que se nota, em que se vê a lesão da estrutura, fundada sobre uma camada sob a qual existe uma camada argilosa ou sobre a própria camada argilosa, mesmo para recalques de pequeno valor, relativamente de pequeno valor. Entretanto, no caso de areia são inúmeros os prédios no Rio, em São Paulo, em Santos, no Recife, na Bahia, fundados em areia, que solicitam certamente essa areia a uma taxa muito elevada sem aparência de dano do recalque.

Quero lembrar que as deformações de uma camada arenosa na qual foi fundada uma grande estrutura, um edifício, por exemplo, se dão à proporção que a estrutura vai sendo erigida e, portanto, de certa forma, são controláveis por nós durante o próprio processo de construção, e ao fim, ao término da construção, o recalque estará praticamente terminado e seu desnivelamento ou lesionamento pode ser corrigido.

Portanto, a meu ver, não devemos ter essa preocupação de limitar a taxa de trabalho de uma fundação em areia profunda pelo valor do recalque que poderá ocorrer, porque não só esse valor é certamente bem menor do que ocorreria em argila, como também é um valor imediato, isto é, ocorre no fim da construção.