

UM ESBOÇO DA HISTÓRIA DA MECÂNICA DOS SOLOS (II)

An outline of the History of Soil Mechanics (II)

por
JOSÉ FOLQUE*

3 — O PERÍODO CLÁSSICO

3.1 — Os trabalhos de Terzaghi

O Instituto Geotécnico Norueguês conserva, na Biblioteca Terzaghi, o importante espólio documental do cientista. Nele se contêm, como elementos de grande interesse, os escritos de juventude na sua maior parte redigidos quando trabalhou em Istambul. Bjerrum, na publicação *The Terzaghi Library* (1971), transcreve o que de mais significativo se contém nesses documentos.

Em 1919 Terzaghi redigiu um programa de pesquisas, no domínio da Mecânica dos Solos, que viria a servir não só como guião das suas investigações pessoais mas também como programa-base de estudo durante um longo período do desenvolvimento histórico desta disciplina. É importante apontar a *longevidade* de tal programa, altamente esclarecedora da clarividência do seu autor.

Dois pontos fundamentais realça Terzaghi no aludido programa:

- a) as propriedades físicas das argilas, nomeadamente compressibilidade, resistência ao corte e permeabilidade, devem ser medidas em estado de *equilíbrio hidráulico*, isto é, quando o teor em água estiver numa situação de *equilíbrio* em relação às forças aplicadas no exterior.
- b) o teor em água evolui, quando as forças aplicadas variam, de um *estado de equilíbrio* para outro, processando-se essa evolução com certa lentidão; tanto mais lento é o processo quanto menos permeável é o solo.

Os ensaios realizados por Terzaghi, exploratórios dos fundamentos e consequências destes pontos de vista, e ainda outros trabalhos da sua fase inicial de investigação, estão descritos em pormenor nos Manuscritos conservados na Biblioteca Terzaghi (apud Bjerrum, 1971). Aí se descrevem montagens tais como uma *caixa de corte* primitiva e o *EDÓMETRO* (designação proposta por Terzaghi e cuja etimologia corresponde a “medidor de volume”). A diferença fundamental entre este primitivo edómetro e os que actualmente se utilizam reduz-se praticamente a que, no edómetro de Terzaghi, a drenagem da amostra faz-se só pelo topo.

Detalhando um pouco as técnicas de ensaio edométrico que Terzaghi efectuava nota-se que ele utilizava duas peças fundamentais de equipamento:

- um dispositivo cuja peça fundamental era um cilindro no interior do qual era colocada uma pasta com um teor de água correspondente ao *limite de liquidez*; a “amostra”, cuja preparação assim se iniciava, tinha uma relação altura/diâmetro de 40/100 mm e era CONSOLIDADA por escalões de carga;

* Investigador do LNEC.

- um segundo dispositivo cilíndrico, com diâmetro igual ao do já mencionado, mas com parede espessa, muito resistente; este dispositivo estava dimensionado para nele se instalarem amostras com a relação altura/diâmetro de 13/100 mm.

A técnica de condução dos ensaios consistia em *consolidar-se* uma amostra no cilindro de preparação até atingir uma determinada *tensão de consolidação*. Esta operação fazia-se por escalões para evitar actuar com tensões elevadas pastas quando elas ainda se encontram próximo do estado líquido. Em seguida colhia-se desta “amostra-mãe”, cautelosamente, com um mínimo de perturbações, uma amostra que era montada no segundo cilindro, mais resistente e mais baixo, como ficou dito. Para assegurar a drenagem pelo topo da amostra era este recoberto por uma camada de areia limpa e monogranular.

A amostra era depois carregada por escalões até ultrapassar substancialmente a *tensão de consolidação* imposta na fase de preparação. A evolução no tempo dos assentamentos em cada escalão de carga e as singularidades reveladas pelo andamento geral do fenómeno quando se passava de estádios *abaixo* da tensão de consolidação para estádios *acima* desta tensão serviram para Terzaghi iniciar a congeminção da que viria a ser a sua TEORIA DA CONSOLIDAÇÃO.

Incluíram-se na fase de experiências que foi mencionada, mas só viriam a ser publicadas em 1925, no célebre tratado ERDBAUMEKANIK, ensaios realizados sobre três tipos bem distintos de solos argilosos: a) solos “magros” com teor em argila ($< 2 \mu$) da ordem de 13%; b) solos “médios” com um teor em argila da ordem de 25%; c) e solos “gordos” com teor em argila de cerca de 50%. Os resultados *médios* das principais características determinadas estão apresentados no Quadro que se segue

	a)	b)	c)
LL (%)	40	60	70
LP (%)	20	25	30
a_v (cm ² /kg)	0,07	0,04	0,09
k 10 ⁻⁹ (cm/s)	3,7	2,7	2,6
φ (graus)	—	24	14

O que de mais importante há a realçar nos resultados apresentados no Quadro, resultados que foram esclarecedores sobre as características peculiares das argilas, pode-se resumir em:

- a muito boa sensibilidade que os limites de Atterberg exibem e que facilmente permitem detectar a composição das argilas;
- a acentuada influência do teor em argila na compressibilidade e no ângulo de atrito interno;
- a pequena influência do teor em argila (na gama de teores ensaiada) no valor do coeficiente de permeabilidade.

Com os equipamentos de *consolidação* que ficaram mencionados realizaram-se, como se disse, os ensaios que iniciaram a caminhada de esclarecimento do comportamento das argilas sujeitas a tensões predominantemente hidrostáticas, “volumétricas”, se se quiser adoptar a terminologia que Terzaghi ligou ao aparelho por ele imaginado.

Realizavam-se ensaios em que se seguiam *caminhos* de carga a descarga. Por escalões atingia-se a tensão para a qual a amostra tinha sido *previamente* consolidada. Procedia-se então

à descarga; recarregava-se até ultrapassar aquela tensão, atingindo-se em certas experiências até 20 vezes o seu valor. E assim se tornou patente a singularidade que servia de fronteira entre os comportamentos para tensões abaixo e acima da consolidação preliminar, fronteira que recebeu a designação de *tensão de pré-consolidação*. Ficou evidenciado que a rigidez e a “resistência” adquiridas durante a consolidação mantinham uma grande parte do seu valor, isto é, tinham importantes parcelas *irreversíveis*.

Assim começaram as congeminções que depois, em colaboração com Frolich, levaram Terzaghi a formular a sua célebre TEORIA DA CONSOLIDAÇÃO, o mais forte ingrediente da Mecânica dos Solos *moderna*.

A Teoria da Consolidação postula:

- a) homogeneidade do solo
- b) saturação completa do solo
- c) serem desprezáveis a compressibilidade da água e das partículas sólidas
- d) validade da lei de Darcy
- e) deformação unidireccional
- f) proporcionalidade entre um decréscimo do índice de poros e o acréscimo de tensão que o origina.

As condições a) e b) situam a questão de forma tal que o processo de consolidação tem de ser exclusivamente imputado à expulsão de água dos poros; de facto, estando o solo completamente saturado e considerando que a água e as partículas sólidas são tomadas como indeformáveis, todas as deformações são devidas a variações de índice de poros, variações que necessariamente obrigam à expulsão de água dos poros. A condição d) implica que o fluxo de água expulsa se processe com velocidade proporcional ao gradiente de pressões que o origina; e o coeficiente de proporcionalidade — coeficiente de permeabilidade do meio — é tomado como constante durante o processo. É a condição f) que permite definir o parâmetro *coeficiente de compressibilidade*, a_v , num ponto da curva tensões-índices de vazios: $a_v = \Delta e / \Delta \sigma$. Esta grandeza só pode, claro está, considerar-se constante para uma gama muito estreita do campo de tensões-deformações.

Tendo presentes os condicionamentos atrás expostos considere-se que, tomando uma amostra nas condições que Terzaghi designou como de *equilíbrio hidráulico*, se aplica, instantaneamente, um acréscimo de tensão. O facto de a água preencher por completo os poros e ter compressibilidade praticamente nula faz com que ela suporte inteiramente o acréscimo de tensão. Considere-se que no topo a amostra está em contacto com material drenante (na base, pelo contrário, a amostra encosta a uma barreira impermeável). Então no topo instantaneamente se dissipa a pressão na água dos poros e essa pressão, ao longo da espessura da amostra, distribui-se com um andamento que traduz o facto de na base não ter sofrido qualquer dissipação. Num curto intervalo de tempo subsequente já na fronteira impermeável se terá dado alguma dissipação de pressão em consequência do fluxo gerado na massa da amostra. E assim vão-se instalando sucessivas curvas de distribuição. Designam-se estas curvas por *isócronas*, isto é, *linhas de pressão no mesmo instante*. O processo de consolidação é no fundo “historiado” pela passagem de isócrona em isócrona, até atingir a isócrona que corresponde à dissipação da pressão em toda a espessura da amostra.

A equação diferencial que traduz a evolução da pressão na água dos poros ao longo do tempo e através da espessura da amostra foi deduzida por Terzaghi introduzindo o parâmetro c_v , *coeficiente de consolidação*, que é função da *compressibilidade*, a_v , e da *permeabilidade*,

k , do solo: quanto maior for k mais rápido será o processo; quanto maior for a_v maior será a deformação que se processa e menor será a velocidade do processo.

Um modelo reológico de corpo de Kelvin (um amortecedor associado em paralelo a uma mola) é adequado para a descrição fenomenológica do processo de consolidação. O amortecedor, preenchido com água incompressível, sustentará integralmente a carga inicial; conforme a água se escoar do amortecedor a carga vai-se transferindo para a mola e o processo cessará quando a pressão no amortecedor se tiver dissipado — o que implica que a totalidade da carga esteja entregue à mola.

As congeminções teóricas envolvidas na problemática da CONSOLIDAÇÃO são essencialmente pedagógicas, esclarecedoras, explicativas das peculiaridades do comportamento dos solos argilosos. E sublinha-se que foi este (e já foi importantíssimo!) o papel desempenhado pela *teoria da consolidação* na história da Mecânica dos Solos. Aponta-se esta circunstância porque muitos valorizaram então a mencionada teoria — e em alguns ainda hoje esta visão persiste — em função da sua principal aplicação prática: a previsão dos assentamentos de camadas argilosas. Foi este de facto um exercício que muito se praticou. Mas é fácil de aceitar que atendendo aos muitos condicionamentos que têm de ser introduzidos para conseguir estabelecer a teoria (homogeneidade do solo, validade da lei de Darcy, completa saturação, etc., etc.) só em muito raros casos concretos os assentamentos calculados batem certo com os observados. E para esta discrepância não concorrem só os condicionamentos referidos mas também a dificuldade de fixar valores adequados para os parâmetros característicos do solo, designadamente k e c_v . É verdade que modernamente algumas vezes se tem procurado dar à questão, nomeadamente determinando esses parâmetros por processos mistos de laboratório e no campo. Mas estes são aspectos *modernos* da questão, fora do escopo do presente trabalho.

O contributo fundamental da TEORIA DA CONSOLIDAÇÃO foi, repete-se, o esclarecimento dos aspectos específicos do comportamento dos solos argilosos. Mesmo que os aspectos *qualitativos* sobrelevem os *quantitativos* ficou estabelecido um conceito que, além de ser também largamente esclarecedor, possui potencialidades que permitem a *quantificação* dos comportamentos. Está-se a fazer referência ao conceito de TENSÃO EFECTIVA.

3.2 — O conceito de tensão efectiva

O que houve de fundamental na conceptualização elaborada por Terzaghi e seus colaboradores foi, não é demais repeti-lo, o reconhecimento de que as forças suportadas por um elemento de volume de solo se REPARTEM pela *estrutura* de partículas — o *esqueleto* do solo — e o fluido de preenchimento dos poros interpartículas.

Este conceito tem uma consequência de extrema importância para a compreensão do comportamento dos solos. E vem a ser que a grandeza da pressão no fluido intersticial é *neutra* no que se refere ao comportamento do solo: considere-se a areia que repousa no fundo do mar num local em que a profundidade, em maré cheia, é de 10 m; quando a maré vaza a profundidade diminui para, por exemplo, 2 m. Na primeira situação a pressão nos poros era 1 kg/cm² e na segunda de 0,2 kg/cm². Pois bem, as propriedades da areia — compressibilidade, resistência ao corte, porosidade — são iguais nas duas situações. Daqui deriva que é a outra parcela da pressão a que é *efectiva* no condicionamento do comportamento do solo.

Este é o princípio fundamental da moderna Mecânica dos Solos. E uma vez ele assimilado e bem radicado inicia-se o período Moderno da sua história.

Resuma-se e concretize-se: as forças TOTAIS actuantes num elemento de volume de solo repartem-se em duas parcelas: forças NEUTRAS e forças EFFECTIVAS

$$F_t = F_n + F_e$$

Por unidade de áreas

$$F_t/s = F_n/s + F_e/s$$
$$\sigma = u + \sigma'$$

usando uma simbologia que actualmente está consagrada.

É em termos de σ' que têm de ser expressas todas as leis que regem propriedades INTRÍNSECAS. Deixou de ter sentido a “boutade” de Casagrande que, quando um cliente pedia ao Laboratório da Escola em que trabalhava que determinasse o *ângulo de atrito* de um dado solo, perguntava: *Quantos graus é que o senhor deseja para o ângulo?*

Estavam dissipados os mistérios que envolviam as respostas *rápidas* ou *lentas*, *drenadas* ou não-drenadas dos solos. Em termos de σ' as respostas são únicas!

E assim os parâmetros de corte, de compressibilidade, os mais importantes que regem os comportamentos dos solos, passam a ser características *intrínsecas*. Acabou o reino da ambiguidade!

3.3 — O I Congresso Internacional — Cambridge (Mass.) 1936

Pode-se reconhecer como um sinal de maturidade, como a chegada à idade adulta, a reunião do I Congresso Internacional de Mecânica dos Solos. Efectuou-se na Universidade de Harvard, Cambridge (Mass), em 1936. Estiveram representados 21 países.

É interessante mencionar um episódio de “*pequena história*” que os organizadores registaram. Dele dá testemunho Ralph Peck, que sublinha o papel decisivo de Arthur Casagrande na concretização do Congresso; e o empenho de Casagrande teve de ser vigoroso pois que Terzaghi opinava que era cedo para realizá-lo, que a nova ciência ainda não estava madura para tal cometimento. Era esta, claramente, uma apreciação *egocentrista* de Terzaghi, que subestimava o número de técnicos que já teriam adquirido conhecimentos válidos na matéria. Para Terzaghi, infere-se, só uma meia dúzia de pessoas estaria habilitada a participar num congresso que lograsse ser significativo. Os acontecimentos não deram razão a Terzaghi; e para o constatar examine-se a lista de assuntos sobre os quais versaram Comunicações apresentadas ao Congresso:

- Resistência ao corte e tensões efectivas; ensaios de torção
- Amostragem indeformada
- Ensaios *in situ*, em especial ensaios com *cone holandês*
- Importância da pré-consolidação na estimativa de assentamentos
- Teoria da consolidação
- Consolidação secundária
- Aplicações da teoria da Elasticidade ao cálculo de distribuições de tensões em maciços terrosos
- Uso de pré-cargas para diminuir a deformabilidade de solos
- Electro-osmose
- Assentamentos devidos a rebaixamentos de nível freático
- Argilas expansivas
- Efeitos de arco na distribuição de tensões
- Acções do gelo
- Dinâmica dos solos; vibrações.

Antes de prosseguir será de interesse abrir um parêntesis: nos dias de hoje, em que os acontecimentos nos obrigam a uma revisão e reflexão aprofundada sobre o que foi a experiência socialista tentada na União Soviética, importa ir *coleccionando* factos que no futuro possam ser encaixados numa apreciação global. E é nesta conformidade que se afigura de interesse apontar que datam de 1934 (!) dois importantes trabalhos publicados em russo e, porque os soviéticos trabalhavam num *universo fechado*, deles só muito mais tarde se teve conhecimento no mundo ocidental. São porém, indiscutivelmente, duas obras pioneiras. Trata-se de:

- Tsytovitch, *Fundamentos de Mecânica dos Solos*
- Gersevanov, *Fundamentos de Dinâmica de Massas Terrosas*.

3.4 — Do Congresso de Cambridge (1936) ao Congresso de Londres (1957)

A II Guerra Mundial foi causa de um intervalo de 12 anos entre o I e o II Congressos Internacionais de Mecânica dos Solos. Com efeito o II Congresso veio a realizar-se em Roterdão em 1948.

O Congresso de Roterdão, no que se refere ao número de comunicações, foi verdadeiramente “caudaloso”. O Relatório do Congresso é constituído por 8 grossos volumes!

Seria entrar num pormenor que não interessa para este trabalho tentar uma análise ou comentário das comunicações apresentadas a este Congresso. Há contudo a assinalar duas notáveis excepções: as comunicações apresentadas por Skempton, em que se expõem as razões que justificam, teórica e experimentalmente, a boa adequação do método $\phi = 0$ para o cálculo da estabilidade, em certos casos, de maciços argilosos saturados — assunto a que se voltará com mais pormenor quando se tratar da “resistência ao corte”. Também merece ser mencionada a apresentação da descrição do primeiro equipamento CPT com algum automatismo: no equipamento desenvolvido pela Municipalidade de Roterdão procedia-se já à cravação *simultânea* da ponteira e da manga; um dinamómetro lia a força *total* aplicada enquanto outro dinamómetro lia, *em separado*, a força aplicada à haste que tinha a ponteira no seu extremo.

Em relação ao Congresso de Zurique merecem realce notáveis contribuições de Geuze, Tan-Tjong-kie e Haefeli em que se apresentavam, com notável pioneirismo, interpretações *reológicas* de comportamento de solos e de *neve* (Haefeli).

Em resumo, os II e III Congressos, manifestações de retomada das actividades e do convívio internacional interrompidos pela grande convulsão de 1939-1945, vieram definitivamente confirmar a maturidade da Mecânica dos Solos. Podem por isso ser tomados como prenúncios de mudança, do despontar de novos enfoques.

3.5 — Rápida revisão da situação da Mecânica dos Solos no fim do período clássico

É de uma gritante banalidade dizer que não se pode distinguir o fim da era clássica do princípio da era moderna. Estas transições não apresentam “pontos singulares”. Contudo, arriscando um pouco de *preciosismo*, julga-se que é possível caracterizar algo que se poderá designar como o *fim da época clássica*. Examinemos para isso três conceituados tratados

- Krinine, *Soil Mechanics*, 1941
- Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, 1943
- Taylor, *Fundamentals of Soil Mechanics*, 1948

Publicações muito próximas no tempo, as duas últimas são claramente obras *modernas*. Trata-se de trabalhos que ainda hoje se consultam com muito proveito. E é até oportuno chamar a atenção para o notável tratado de Taylor, a que talvez não se faça a justiça que merece. O seu tratamento de alguns problemas, nomeadamente o da *resistência ao corte*, é notável e mais avançado do que o apresentado por Terzaghi.

Considere-se agora a obra de Krinine. Foi um livro de muito mérito, nele muitos aprenderam noções introdutórias de grande utilidade. Mas, não há que negá-lo, os seus enfoques, a sua visão geral dos problemas, ainda não são MODERNOS. Tem um claro cunho de *antemoderno* e pode, sem entorse, ser tomada como uma obra representativa do fim da época clássica.

Merece a pena percorrer a obra de Krinine para verificar o que já estava averiguado e *permaneceu*, e também para apontar algumas perspectivas que se mostraram promissoras mas que afinal não fizeram vencimento, antes foram deixadas para trás pelo desenrolar dos acontecimentos.

3.5.1 — Características físicas

a) Características de identificação

É matéria que se encontrava então já dominada ao nível actual, em especial os métodos de determinação dos limites de consistência, parâmetros que eram largamente utilizados para fins práticos de *julgamento* dos solos.

Era dada especial atenção ao *estado* da água intersticial, distinguindo claramente entre *água livre*, *água higroscópica* (atraída do ar pelas partículas do solo) e *água capilar* (que se tomava como sinónimo de *água adsorvida ao mesmo tempo que se fazia notar que nos solos não havia “água absorvida”*).

Assimilava-se, qualitativa e quantitativamente, a consolidação por secagem à consolidação por sobrecarga; para isso contava-se, como era necessário, com as *forças da água capilar*. A determinação das “forças capilares” em laboratório constituía então marcada preocupação, usando-se diversos tipos de capilarímetros. Tem interesse citar o *capilarímetro horizontal*: um tubo horizontal preenchido com solo *seco* era posto em contacto com água e, por observação da frente molhada, anotava-se a distância percorrida, h , no tempo t . As duas grandezas estão relacionadas por uma função parabólica

$$h^2/t = m$$

Os resultados experimentais permitem determinar a grandeza do parâmetro m . E a assíntota da curva é a *altura de ascensão capilar*. Trata-se de uma montagem que perdeu o interesse pelo evidente “academismo” dos resultados a que conduz: é verdade que o h final será a altura de ascensão capilar do solo no interior do capilarímetro, mas este em quase nada representa qualquer solo real: está seco, não tem a sua “estrutura”, compacidade, etc. Por outras palavras, no capilarímetro horizontal não se pode ensaiar uma amostra *representativa*.

Maior interesse poderia eventualmente reter o capilarímetro de Beskow: uma amostra *representativa*, instalada num conveniente porta-amostras, é posta em contacto com a água contida num tubo em *U*, *flexível*. O extremo livre do tubo é baixado até que a *depressão (sucção)* assim criada seja suficiente para *arrancar (sugar)* a água contida nos capilares da amostra. É claro que há dificuldades na montagem, dificuldades que só para solos relativamente grosseiros podem ser vencidas, nomeadamente o conseguir *continuidade* entre a água contida no tubo e a água intersticial da amostra. Mas, mesmo tal conseguindo, evidente se torna que a grandeza medida corresponde às forças capilares nos canalículos de *maiores* dimensões da amostra (as

que têm menor grandeza e que primeiramente são deslocadas); não se colhe informação sobre as forças dos capilares finos, as que mais interessam pois são as que dominam a problemática de sucção.

Uma característica da identificação então muito valorizada era o *equivalente de humidade*, *EH*: teor em água que permanece numa amostra centrifugada durante 1 hora com uma aceleração de 1000 g. É uma grandeza que fornece indicações úteis sobre os tipos de solos e que era principalmente usada para colher informações de 1.^a aproximação sobre *permeabilidades*. As areias praticamente limpas, e portanto muito permeáveis, têm *EH* da ordem de 3 a 4%; as argilas, no outro extremo, exibem *EH* de 50%.

Estas correlações, bem como outras em que se utilizava o índice de plasticidade, o limite de contracção, etc., convidavam à elaboração de CARTAS de Classificação. Contudo, estas actividades eram consideradas ainda prematuras e como estando em fase de TENTATIVA.

b) Fenómenos de percolação

Recorria-se muito frequentemente, em laboratório, à determinação de coeficiente de permeabilidade, usando os clássicos permeâmetros de *carga constante* e de *carga variável*.

Era bem sabido que a permeabilidade das argilas não podia ser determinada usando estes equipamentos. Mas eles eram muito utilizados para determinar permeabilidades de solos tais como areias argilosas e outros semelhantes; determinações que, na realidade, não tinham grande interesse prático, mas que se faziam por rotina. De resto, foram as muito numerosas determinações feitas nesta época que levaram à confiança nos conhecimentos básicos que hoje permitem praticamente não recorrer a permeâmetros.

Há uma proposta de A. Casagrande para medir coeficientes de permeabilidade a partir de observações de capilaridade, proposta com um certo interesse histórico e mesmo teórico.

Como ficou dito quando se falou do capilarímetro horizontal, o “avanço” da frente molhada em função do tempo é dado por

$$h^2/t = m$$

Medições de h em função de t permitem determinar m .

Por outro lado, tomando a assíntota da curva dos h , que permite determinar a altura de ascensão capilar h_c , e sendo x a distância que em dado instante alcançou a “frente molhada”, o gradiente hidráulico no tubo é então

$$i = h_c/x$$

$$v = dx/dt = ki = kh_c/x$$

$$x \, dx = k \, h_c \, dt$$

Integrando

$$x^2 = k \, h_c \, t$$

Tomando um valor do tempo, t_f , em que a curva dos h já esteja próxima de h_c , digamos, em que já tenha ultrapassado $0,95 \, h_c$, poderá escrever-se

$$h_c^2 = k \, h_c \, t_f$$

por outro lado

$$h_c^2/t_f = m \quad ; \quad h_c^2 = m \cdot t_f$$

Donde

$$m = 2 \cdot k \cdot h_c$$

Porque as observações feitas no capilarímetro horizontal tinham permitido a determinação de m e de h_c , imediatamente se tem o valor de k .

Caiu completamente em desuso esta proposta de Casagrande pela mesma razão que fez esquecer o próprio capilarímetro horizontal: só permite determinar a permeabilidade numa circunstância peculiar, “a molhagem”; e para o arranjo estrutural que o pó seco tem no interior do capilarímetro. Por outras palavras, não informa sobre amostras INDEFORMADAS, as que mais interessa estudar.

c) Fenómenos de congelação

A problemática de “gelo-degelo” nos solos era atentamente considerada. As questões eram encaradas de forma predominantemente qualitativa. Mas criteriosas recomendações, fundamentadas em observações sistemáticas, serviam de muito útil guião para as obras localizadas em regiões de gelo intenso.

Para o fim atrás indicado chamava-se a atenção para a determinação das *profundidades de congelação* atingidas nos diversos solos na época fria. As medidas a tomar para avaliar, e contrariar, os efeitos dos *movimentos ascensionais por congelação* eram cuidadosamente apontadas. E também se utilizavam equipamentos que permitiam medir as *forças ascensionais associadas à congelação* dos solos.

Distinguiam-se e apontavam-se as diferenças de consequências relativas, por um lado, à *congelação em massa* do solo e, por outro, à congelação com formação de *lentes de gelo*; e a propósito recorda-se que o que determina as duas formas de congelação é a granulometria dos solos, sendo nos solos muito finos que a água é segregada dos poros e vai formar inclusões *em lentilhas*.

O que de substancial de todas estas preocupações se depreendia era o aspecto de *medidas técnicas* para fazer face à acção de congelação e descongelação dos solos. Assim, porque a resistência ao corte dos solos congelados desce muito acentuadamente quando, na Primavera, o gelo começa a fundir, era recomendada, por exemplo nas estradas e pistas, a existência de uma eficiente drenagem até, pelo menos, à *profundidade de congelação*. Particular atenção era dada às fundações de edifícios em “permafrost”, fundações que eram levadas até profundidades muito elevadas: com efeito, o calor dos aquecimentos de climatização dos edifícios descongela uma espessura apreciável de solo. Só alguns metros abaixo do nível térreo é que se pode contar com o terreno para absorver cargas.

d) Distribuição de tensões em maciços terrosos

As tensões induzidas por solicitações exteriores aos maciços eram calculadas, como hoje ainda muitas vezes se pratica, considerando os maciços como elásticos lineares e homogéneos. Geralmente também se admitia que os maciços eram isotrópicos.

As soluções clássicas de Boussinesq para cálculo de tensões induzidas em maciços elásticos por forças aplicadas à superfície eram largamente utilizadas, como de resto ainda hoje acontece.

Apresenta uma certa curiosidade recordar regras práticas que eram de aplicação corrente para fixar distribuições de tensões sob sapatas de fundações. Uma dessa regras era conhecida

por “regra dos 30 graus” e consistia em admitir que as tensões sob uma sapata se “degradavam” de acordo com um ângulo de 30 graus (com a vertical). É fácil de constatar que, sobretudo tendo em atenção a pequena precisão com que se conheciam (e conhecem) as características dos solos, esta aproximação da expressão de Boussinesq (para a tensão vertical) era bastante satisfatória.

Quando a constituição dos solos o consentia (e requeria) considerava-se uma situação particular de anisotropia, a ortotropia, ou melhor, uma particularização da ortotropia que conduz, por exemplo na grandeza “módulo de elasticidade”, a $E_x = E_y < E_z$. Para fazer face aos problemas de distribuição de tensões em terrenos deste tipo, Frolich preconizava o uso do chamado “factor de concentração”. Determinado empiricamente, este factor permitia soluções aproximadas que levavam em conta o facto de o termo vertical das tensões induzidas ser mais alto e de haver maior concentração de tensões na vizinhança da vertical da força exterior aplicada.

No que se refere às tensões relacionadas com a água intersticial, obviamente que há muito era conhecido que a água em repouso criava nos poros uma tensão hidrostática de grandeza $u = \gamma_w \cdot h$.

Quanto às forças mássicas geradas por fluxos de água nos maciços, já correctamente se interpretava que as forças de percolação tinham, em cada ponto de uma linha de corrente, um valor dado por $i\gamma_w$, sendo i o gradiente hidráulico no ponto considerado.

Era evidentemente muito aguda a consciência de que as aproximações *elásticas* podiam ser pouco exactas no estudo de maciços terrosos, tanto mais se agudizando as dúvidas quanto mais *grossieiros* eram os solos em consideração. Por isso foi este um período em que se fez extensa investigação experimental para determinar “respostas” e, ao mesmo tempo, verificar a eventual aceitabilidade de soluções elásticas. Foram muito numerosas as experiências feitas em “caixa de areia” para medir tensões σ_x , tensões que não era difícil medir usando dispositivos do tipo “macaco plano” inseridos horizontalmente nas “caixas de areia”. Dentre estes ensaios há a destacar a série de estudos sistemáticos levados a cabo por Kogler e Scheidig. Todo este acervo de resultados experimentais veio mostrar, com utilidade fundamental, que a formulação de Boussinesq, eventualmente corrigida com “factores de concentração” para solos ortotrópicos, era de aplicação suficientemente precisa para a esmagadora maioria dos casos concretos.

Este notável acúmulo de experiências veio também elucidar sobre a importante problemática dos ensaios de carga, que passam de simples indicadores empíricos (de muito pequena fiabilidade) a ensaios passíveis de interpretação *correcta* desde que se tomem em conta factores tais como: dimensões da placa de ensaio, sua rigidez, etc.

A problemática de tensões horizontais em maciços terrosos é um pouco mais complexa e, no surto de experimentalismo intenso que se praticava neste período, deparou-se com maiores dificuldades práticas para medição de tensões.

A concepção de um coeficiente de impulso em repouso, K_0 , que relaciona a tensão vertical com a horizontal, é evidentemente redutível à consideração de um coeficiente de Poisson. E nesse sentido recebeu K_0 consagração no estudo de questões relacionadas com maciços semi-indefinidos.

Para maciços limitados lateralmente, desde Rankine que se dominava teoricamente o problema para duas situações limites, a activa e a passiva, com os coeficientes K_A e K_P . As experiências realizadas neste período trouxeram boa confirmação a este enfoque do problema quando nenhunas *restrições* se põem aos deslocamentos dos suportes. Para suportes com deformações condicionadas não foi este período particularmente fecundo na procura de esclarecimentos.

e) Problemas de resistência ao corte

A resistência ao corte é questão tão importante na problemática da Mecânica dos Solos que os principais aspectos da sua evolução histórica merecem ser tratados em capítulo próprio. Por

isso neste artigo só se farão algumas referências aos métodos usados na época clássica para determinar características de corte.

Era esmagador o predomínio dos ensaios de laboratório e eles eram predominantemente realizados em *caixas de corte* de 6"x6". Só acidentalmente se utilizavam caixas de maiores dimensões, para ensaios de solos grosseiros, mas estes ensaios não eram de rotina.

Os ensaios eram realizados nas modalidades *consolidado* e *não-consolidado*, no que se refere à acção da tensão normal ao plano de corte imposto à amostra. Os ensaios *consolidados*, por sua vez, ainda podiam ser sujeitos à acção das forças cortantes nas modalidades *lenta* e *rápida*. Nos ensaios *não-consolidados* a força cortante era sempre aplicada rapidamente.

Pretendia-se com estas variantes imitar, de forma qualitativa e envolvente, como é óbvio, situações tais como:

- resistência a longo prazo de solos consolidados — ens. consolid. lento
- aplicação súbita de uma solicitação com importante componente distorcional a um solo consolidado — ens. consolid. rápido
- aplicação súbita de uma solicitação em que ambas as parcelas, a volumétrica e a distorcional, são significativas — ensaio não-consolid.

As “caixas de corte” apresentavam grandes deficiências de funcionamento no que se refere às pretensões de conseguir boas condições imitativas dos processos de corte que ficaram mencionados, nomeadamente:

- plano de corte imposto
- rotação das direcções principais durante o processo de corte
- impossibilidade, por muito rápido que o ensaio fosse, de evitar substanciais “consolidações” da amostra junto do plano de corte (impossibilidade de vedar a junta entre as duas “meias-caixas”).

Apesar dos defeitos apontados foram de grande utilidade os resultados de ensaios obtidos com “caixas de corte”. Para apontar um importante exemplo tem-se o caso do estudo da *porosidade crítica* das areias (recorda-se que “porosidade crítica” é aquela para a qual as deformações por corte se dão a volume (porosidade) constante — *dilatância nula*, usando outro termo).

Nesta época fez o seu aparecimento o *aparelho de compressão triaxial*. Bastante rudimentar, dispunha de meios grosseiros para medir as deformações das amostras e para aplicar e medir pressões de água nos poros. De qualquer forma, devido sobretudo a trabalhos pioneiros de Gilboy, o aparelho triaxial deu importantes indicações fundamentais. De realçar as primeiras indicações obtidas em laboratório sobre características de corte medidas em condições de não-rotação dos eixos principais.

Merece menção, até porque é um exemplo dos equipamentos que “ficaram pelo caminho”, o *estabilômetro de Hveem*. Era uma variante de aparelho triaxial, mais tarde retomada pelo laboratório de Delft com o nome de *cell-test*. Diferia do triaxial convencional, em que a amostra só lateralmente ficava confinada numa membrana e numa câmara: o seu topo ultrapassava o extremo da montagem e era solicitado do exterior o que permitia aplicar σ_v independentemente da pressão aplicada no fluido de preenchimento da câmara. Uma câmara muito rígida e um especial cuidado no seu completo preenchimento com óleo (praticamente incompressível) permitiam ler num manómetro sem fluxo, ligado à câmara, a pressão aí instalada quando a amostra era carregada verticalmente. A relação entre a tensão vertical e a pressão lida na câmara

era, com razoável aproximação, o coeficiente de impulso em repouso. Foram estas as primeiras indicações obtidas experimentalmente relativas a esta grandeza.

Um ensaio que teve muita voga para determinação de resistências ao corte de solos argilosos moles foi o ensaio de *espressão*, baseado numa proposta de Jurgenson. Consiste ele em comprimir uma amostra prismática, pouco espessa, entre duas superfícies rugosas e determinar a força que provoca a sua *ESPRESSÃO* (“squeezing”, como o ensaio é designado em língua inglesa). Demonstrou Jurgenson, usando formulações próprias da Teoria da Plasticidade, que a resistência ao corte da amostra, τ , está relacionada com a tensão vertical, q , que determina a expressão por intermédio de

$$\tau = 2 \, a q / (L + a)$$

em que

$2L$ — comprimento da amostra

$2a$ — espessura da amostra.

Porque caiu este ensaio em desuso? De facto, qualquer tensão superior a um certo limiar determina expressão de uma amostra com resistência ao corte τ , com velocidade de deformação tanto maior quanto maior for q . Para haver biunivocidade no ensaio entre q e τ teria de se procurar uma tensão *limiar*, isto é, o *mínimo* q que provoca “arranque” da expressão; por outras palavras, a tensão q para a qual há expressão com velocidade quase-nula. É óbvio que a realização de um ensaio nestas condições é de extrema dificuldade.

Note-se que com iguais dificuldades de princípio interpretativo se luta num ensaio tão banal como o ensaio de compressão simples. Ignorou-se a dificuldade padronizando uma velocidade de deformação suficientemente lenta para se poderem “esquecer” os efeitos viscosos. O mesmo se poderia ter feito com o ensaio de expressão; mas, temos de concordar, amostras prismáticas com boas condições de representatividade são mais difíceis de obter do que as amostras cilíndricas usadas no ensaio de compressão simples.

3.5.2 — Aplicações à prática de engenharia

a) *Fundações directas*

As tensões admissíveis em fundações directas ainda eram largamente fixadas de acordo com Códigos de Fundações.

Eram códigos que, estritamente, só deviam ter validade local mas que muitas vezes, por “aparentamento” (às vezes forçado e puramente terminológico — por exemplo, *areias compactas*, *argilas rijas*, etc.), eram alargados a uso geral. Claro está que jogavam aí as “presciências intuitivas” mas, ao fim e ao cabo, era a *experiência local* que prevalecia na fixação das tensões a adoptar. Desnecessário será dizer que, com excepção dos casos de rochas “vivas”, as tensões adoptadas eram em regra muito modestas.

As tensões recomendadas pelos Códigos de Fundações implicavam, obviamente com base empírica, os dois aspectos: ruptura e assentamentos.

Ainda se usava, embora já fosse encarado com certa desconfiança, o clássico ensaio de carga como método de determinação *directa* de tensões admissíveis. Tinha-se porém consciência de que, do ponto de vista de ruptura, se estava a lidar com valores do lado da segurança; sendo as sapatas da obra de muito maiores dimensões do que as placas de ensaio, as tensões de ruptura, na obra, seriam bem mais elevadas.

Disponha-se, desde as propostas de Rankine do século anterior, de vias analíticas para calcular capacidades de carga. Rankine tinha proposto, para uma fundação à profundidade z , a expressão que relacionava a tensão de ruptura, q_r , com o coeficiente de impulso passivo K_p ,

$$q_r = \gamma \cdot z \cdot Kp^2$$

Como se vê Rankine não fazia figurar na sua proposta a largura da sapata, o que só por si mostra o carácter de aproximação grosseira da expressão.

Mais elaborados eram métodos de equilíbrio-limite, como o proposto por Krey, em que se estudava o equilíbrio ao longo de uma superfície de escorregamento compósita, com um segmento circular, começando do bordo da sapata, concordante com um segmento plano emergindo com o ângulo $45^\circ - \phi/2$ na superfície do terreno, no lado contrário. Era um método em que se procurava uma adesão muito razoável a *figuras de ruptura*, inserindo-se portanto muito claramente nas metodologias da Teoria da Plasticidade. Mas na época estes métodos não saíam dos Tratados para os estiradores dos projectistas. Eram curiosidades de “sábios”!

b) Fundações em estacaria

Haverá interesse em reflectir um pouco num aspecto em que, nesta época, a prática de engenharia de *estacas* tinha feito grande progresso em relação a tempos anteriores: derivava esse progresso da melhoria dos métodos de prospecção profunda. Na época que se designou por “pré-história” os reconhecimentos em profundidade eram difíceis e onerosos; impossíveis mesmo, a partir de uma profundidade não muito elevada. E por isso muitas vezes a opção por estacas era feita com o “palpite” de que o aprofundar das fundações iria melhorar a *resposta* conseguida. Mas certos casos de obra vieram mostrar que, algumas vezes, a estacaria ia aproximar as cargas transmitidas de formações profundas que não eram melhores (que podiam até ser piores) do que as camadas superficiais. Critérios de decisão que então se usavam, baseados na cravação até à *nega*, sofriam do mesmo defeito de “palpite cego”; admitia-se que a nega era devida a ter-se atingido uma camada “competente”, mas ela podia ser consequência da ocorrência de um bloco errático. Ora é típico da época clássica o abandono destas práticas de “palpite”.

Não se dispunha de boas fórmulas de pré-dimensionamento, mas associava-se a construção de estacaria a prospecção adequada, o que permitia uma boa resolução *qualitativa* do problema.

As estacas, para além das clássicas utilizações como *estacas de ponta* e *estacas flutuantes*, já eram usadas como *estacas de compactação*. Não se dispunha porém de nenhuma teorização para avaliar a melhoria conseguida e assim esta era pré-julgada com critérios puramente empíricos.

As estacas de ponta eram calculadas só para fazer face às tensões induzidas no próprio corpo da estaca; a experiência tinha mostrado que a resistência de ponta conseguida, mesmo com uma modesta “entrega” no *bed rock*, era suficiente para exaurir a resistência estrutural da própria estaca.

Todas as perplexidades, no domínio do dimensionamento, se voltavam então para as *estacas flutuantes*. Usavam-se, com resultados mais ou menos satisfatórios, *fórmulas de cravação*. Davam indicações que, por vezes, correspondiam às expectativas: sempre que os solos não tivessem significativas componentes viscosas, isto é, sempre que não houvesse *efeitos de tempo*. Duas fórmulas partilhavam os favores: a fórmula de Eytelven, em que se iguala a energia de cravação à energia despendida pelas forças reactivas, e a fórmula do “Engineering News Record”, fórmula empírica muito usada nos Estados Unidos e com boa confirmação experimental para as condições de trabalho aí prevalecentes.

Eram abundantes as fórmulas ditas *estáticas*, estabelecidas em função das características físicas dos solos envolventes das estacas. Das fórmulas então existentes nenhuma sobreviveu,

nem sequer como primeira aproximação. Recorde-se que havia fórmulas cuja fundamentação era tão “fiável” que se recomendava afectar os seus resultados com o coeficiente de segurança 10! É natural que o ensaio de carga em estacas-protótipo (e é interessante que ainda hoje este modo de proceder goze de muitos favores) fosse o *critério decisivo* para julgamento da capacidade de carga admissível de estacas.

c) Estabilidade de taludes

Os problemas relativos à estabilidade de encostas naturais eram cuidadosamente considerados. Dava-se particular atenção à *classificação* dos processos de instabilização: derrocadas, escorregamentos lentos, subsidências.

A estabilidade dos taludes de aterro era analisada pelo método de Fellenius, não se considerando interacção entre “fatias”.

Era também muito usado o método do círculo de ϕ , obviamente só aplicável a maciços homogéneos. Uma simplificação notável da aplicação deste método foi conseguida com os *nomogramas* de Taylor. Para os estabelecer, considerava-se um dado maciço em estudo como um protótipo do qual se concebia um modelo *ideal*, geometricamente semelhante mas com altura unitária e peso específico também igual à unidade. A semelhança entre o maciço e o modelo implica

$$c_m / \gamma_m H_m = c / \gamma H$$

sendo os cc as coesões requeridas para assegurar o equilíbrio; $\gamma\gamma$ e HH os pesos específicos e as alturas.

Como

$$\gamma_m = H_m = 1$$

virá

$$c_m = c / \gamma H$$

A c_m chamou Taylor *número de estabilidade* (usando a notação \underline{n}) e construiu nomogramas em que dá valores de \underline{n} para diferentes ϕ e inclinações de taludes (i).

d) Impulsos sobre suportes

Os impulsos sobre muros de suporte eram, como já há muitos anos atrás, calculados pelos métodos de Coulomb e de Rankine. Pode-se dizer que era tendência europeia utilizar o método de Coulomb, com as numerosas construções gráficas que se lhe associaram (Poncelet, Culmann, Krey), enquanto nos Estados Unidos se dava preferência ao método de Rankine, com a simplificação que foi designada como “método do fluido equivalente”.

Nesta época realizaram-se numerosos estudos experimentais, sobretudo em modelo reduzido, visando relacionar as grandezas dos impulsos com os deslocamentos dos suportes.

Um outro método de cálculo de impulsos foi proposto por Caquot. Retomou expressões propostas por Résal para poder generalizar o método de Rankine (não aplicável para uma certa gama de inclinações dos paramentos dos muros). O método de Caquot não chegou a gozar das simpatias dos utilizadores. É isto fácil de compreender pois que a aplicação do método é trabalhosa; e, razão ainda mais poderosa, a diferença dos resultados obtidos em comparação com os resultados obtidos por outros métodos é inferior aos erros com que se conhecem as características dos solos.

Uma outra questão que neste período teve notável desenvolvimento prende-se com a clara consciência que se desenvolveu em relação com o *efeito de arco*. As distribuições de impulsos

sobre suportes flexíveis ou suportes que, embora rígidos, sofrem deslocamentos anómalos foram estudadas tendo em atenção os *efeitos de arco* desenvolvidos nos maciços suportados. Só para dar um exemplo: um muro rígido que, por razões “exteriores”, tenha constrangimentos ao deslocamento ao nível da crista concentrará impulsos na parte superior e os *efeitos de arco* desenvolvidos aliviarão sensivelmente a parte inferior do suporte.

3.6 — História da resistência ao corte

Como atrás já se apontou, o problema da *resistência ao corte* é de tal importância para a Mecânica dos Solos que merece ser tratado num artigo à parte.

Foi sobretudo no domínio dos solos argilosos que a história da *resistência ao corte* teve um percurso acidentado. Em 1936 Terzaghi escreveu: “*A determinação da resistência ao corte de argilas típicas é de particular dificuldade. A relação entre a tensão normal e a tensão tangencial de ruptura é muito mais complexa do que seria possível antever 10 anos atrás e ainda hoje os nossos conhecimentos sobre esta matéria contêm aspectos controversos. A contribuição mais recente para o esclarecimento desta matéria é recente (1936) e deve-se a Juul Hvorslev.*”

Os estudos de Hvorslev em referência tinham sido efectuados em Viena, sob a direcção de Terzaghi, e tinham levado à conclusão fundamental de que a resistência ao corte, de uma argila natural e remoldada, é função da tensão normal efectiva na faceta de corte e do *índice de vazios* nessa mesma faceta.

Uma parcela da resistência ao corte,

$$\sigma' \operatorname{tg} \varphi_0$$

função da tensão efectiva, σ' , era considerada como dependente do *atrito interno efectivo*, φ_0 . Uma segunda parcela, função do índice de vazios, era considerada como a *coesão efectiva*.

Estas constatações resistiram à prova do tempo, continuam a ser consideradas válidas. Contudo, nos primeiros tempos elas só despertaram interesse científico. A sua aplicação prática era dificultada pelo facto de requerer o conhecimento das *pressões intersticiais*; e não se dispunha ainda de métodos de previsão das pressões intersticiais desenvolvidas num maciço *in situ*.

Aconteceu até que, no campo das aplicações práticas, os acontecimentos tinham tomado um rumo diferente. Já em 1922 Fellenius tinha proposto que se considerassem as argilas como materiais puramente coesivos, isto é, com $\varphi = 0$. Em 1941 Golder preconizava também fórmulas para calcular capacidades de carga de camadas argilosas em que se tomava o material como puramente coesivo com coesão dada por $c = 1/2 R_s$ (R_s — resistência à compressão simples); era obviamente uma proposta em que também se considerava $\varphi = 0$.

Terzaghi, em 1941, nas obras do Metropolitano de Chicago, calculou impulsos em escoras de escavações tomando para a argila um ângulo de 17 graus, valor determinado em laboratório na modalidade “consolidado não-drenado”. Os valores observados não confirmaram os previstos; para obter boa concordância foi preciso tomar $\varphi = 0$.

Em 1942 foi a vez de Skempton trazer a sua contribuição mostrando a boa concordância entre resultados de ensaios de carga e valores calculados tomando o material com $\varphi = 0$. E quase na mesma época há idêntica contribuição de Cooling e Golder.

Em resumo, no início da década de 40 era prática generalizada conduzir cálculos de previsão do comportamento de maciços argilosos considerando-os como tendo $\varphi = 0$. Não

obstante, para muitos continuava a ser intrigante que a resistência ao corte não correspondesse aos valores determinados em ensaios não drenados, consolidados para a tensão de *overburden* existente *in situ*.

Esta situação, de facto não satisfatória, levou Terzaghi e Peck, na 1.^a edição do clássico *Soil Mechanics in Engineering Practice*, a lançar esta hipótese: as argilas teriam uma estrutura metastável (*quick-clays*) e então, embora no maciço *in situ* elas estivessem consolidadas para as tensões de *overburden*, quando sujeitas a tensões adicionais com componente distorcional, transferiam as tensões para uma matriz puramente coesiva que preenchia o “esqueleto” formado pelas partículas mais grosseiras (argilas grossas e siltes). Esta hipótese (retirada de edições posteriores) nem chegou a ser muito detalhada porque logo em 1948 Skempton mostrou, experimentalmente, que as condições prevalecentes durante o processo de corte de argilas conduziam de facto a $\phi = 0$, *contanto que não houvesse qualquer alteração do teor em água no plano de corte*. E teoricamente demonstrou que as pressões intersticiais induzidas num corpo de prova, durante uma compressão triaxial, dependem da relação “*compressibilidade vertical/expansão lateral*”. *Nas argilas mais comuns esta relação tem um valor tal que as pressões intersticiais induzidas vêm iguais às tensões verticais aplicadas*. Estava assim definitivamente justificada a razão do sucesso da assunção $\phi = 0$. E a questão rematou, em 1954, quando Skempton publicou o seu notável trabalho *The Pore Pressure Coefficients A and B*. Tratava-se dos hoje muito conhecidos “coeficientes de pressão neutra” que relacionam a pressão neutra gerada, quando há alteração do estado de tensão, com a componente volumétrica e a componente distorcional.

O artigo de Skempton e as explorações que imediatamente se lhe seguiram vieram pôr a claro, de uma vez por todas, que os valores dos coeficientes A e B tinham de ser obtidos experimentalmente; revelaram-se muito pouco práticas, quase inviáveis, as vias de cálculo com base na “compressibilidade” e na “expansibilidade lateral” que de princípio tinham parecido promissoras.

Apesar da clareza que a questão deste então ficou apresentando, ela não ficou totalmente *pacífica*. Sendo inegável que o uso dos coeficientes de pressão neutra conduzia a resultados adequados, mesmo assim muitos utilizadores, sobretudo nos Estados Unidos, continuaram apostados em basear os seus cálculos em ensaios de corte realizados em laboratório, de forma a *DUPLICAR* o melhor possível as condições reinantes *in situ*. A American Society of Civil Engineers, tendo como objectivo pôr frente a frente as duas escolas práticas e apurar de alguma eventual diferença *substantiva*, promoveu a célebre conferência ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS que se realizou em Boulder em 1960. Como já era esperado, todas as *diferenças* se desvaneceram pois elas resultavam só de *ambiguidades terminológicas*.

Os anos finais da década de 50 podem considerar-se como aqueles em que uma *visão moderna* da Mecânica dos Solos definitivamente se implantou. A Conferência de Boulder teve nisso um significado decisivo, no campo restrito da “resistência ao corte”. Mas muito mais impacte, por focar aspectos gerais, teve o IV Congresso Internacional de Mecânica dos Solos, quase contemporâneo do de Boulder, pois teve lugar em 1957 (Londres). Com o objectivo *simbólico e miliar* que estas atribuições contêm, pode-se fixar este Congresso como o marco que assinala o início da ÉPOCA MODERNA da Mecânica dos Solos.