

RESISTÊNCIA DOS SOLOS: DILATÂNCIA VERSUS COESÃO EFECTIVA

Soil strength: dilatancy *versus* effective cohesion

Emanuel Maranha das Neves*

RESUMO – Através da análise de aspectos fundamentais da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, mostra-se que o uso do conceito de coesão efectiva é uma fonte de confusões, pois não só dá indicações erradas quanto ao modo como os solos resistem às tensões deviatóricas, como origina nomenclaturas para os solos que não ajudam a clarificar esta questão. Em particular, mostra-se que na abordagem da resistência mecânica o papel atribuído à coesão efectiva deve ser substituído pelo desempenhado pela dilatância.

ABSTRACT – Through the analysis of basic concepts of the Critical States Soil Mechanics it is shown that the effective cohesion concept is a source of confusions because it gives wrong ideas regarding the fundamentals of shear strength of soils and originates nomenclature for soils which doesn't help the clarification of this matter. In particular, it is shown that the use of the mechanical strength parameter known as effective cohesion should be abandoned in favour of the concept of dilatancy.

PALAVRAS CHAVE – Dilatância, coesão efectiva, estados críticos.

1 – INTRODUÇÃO

Para evitar ambiguidades quanto ao âmbito do trabalho referem-se os seguintes pressupostos:

a) Tratando-se de Mecânica dos Solos é importante definir com que materiais lida esta ciência na formulação dos seus conceitos fundamentais, isto é, os solos.

Como é bem sabido, os solos, argilosos ou arenosos, são meios particulados caracterizados por ausência de ligações, devidas a cimentação, entre as partículas que os constituem (ligações essas entendidas como sendo de natureza permanente, mesmo quando os solos estão saturados e submersos). Se esse tipo de ligações existir, está-se em presença de uma rocha (Figura 1).

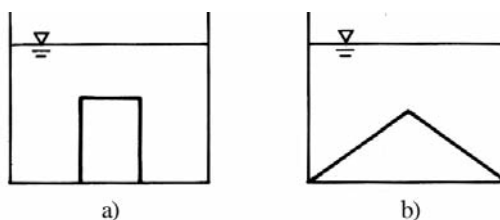


Fig. 1 – Papel desempenhado pelas ligações cimentícias entre partículas: a) rocha; b) solo.

*Professor Catedrático do Instituto Superior Técnico; e-mail:emn@civil.ist.utl.pt

Não se ignora que, na natureza, não existe, do ponto de vista em análise, uma descontinuidade entre solo e rocha. Os chamados solos rijos e as rochas brandas estabelecem a passagem gradual de um material a outro¹.

b) As considerações que se seguem dizem respeito apenas a solos saturados (ou completamente secos).

c) Todos os comportamentos, nomeadamente no que respeita à rotura, são analisados em termos de tensões efectivas, ainda que, no caso do comportamento não drenado, o sejam de forma implícita.

2 – CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB

De acordo com a Mecânica dos Solos clássica, a rotura dos solos, num ensaio de corte directo drenado e na superfície de corte, é descrita pelo critério de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad (1)$$

sendo τ a resistência ao corte, c' a coesão efectiva, σ' a tensão normal efectiva e φ' o ângulo de resistência ao corte efectiva. Tanto a equação (1) como a Figura 2 mostram que a chamada coesão efectiva, c' , tem um valor constante e independente da tensão normal σ' . Estas considerações aplicam-se de igual modo ao caso em que o critério de rotura de Mohr-Coulomb é definido num espaço de tensões principais. No caso de simetria axial ter-se-á:

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \operatorname{sen} \varphi' + 2c' \cos \varphi' \quad (2)$$

onde σ'_1 e σ'_3 , representam as tensões efectivas principais máxima e mínima, respectivamente.

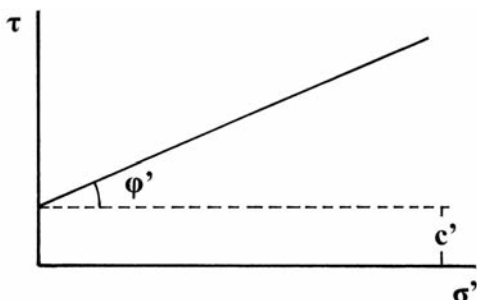


Fig. 2 – Critério de rotura de Mohr-Coulomb.

A coesão efectiva, c' , entendida como coesão verdadeira, resultaria da grande proximidade das partículas minerais com repercussão no balanço entre a atracção de van der Waals e a repulsão devida à dupla camada.

Como pode observar-se, em ambas as situações o critério de rotura é definido apenas em função do estado de tensão.

¹ De acordo com Manuel Rocha, Rocha, (1973), os solos são os terrenos constituídos por partículas, soltas ou agregadas, de tal modo que se podem separar facilmente mediante agitação dentro de água. O mesmo autor sublinha que se trata de um critério qualitativo, já que não são definidas as condições em que é feita a agitação dentro de água. E sublinha que é expectável a existência de uma banda de indeterminação, já que existe continuidade no fenómeno geológico de petrificação dos solos, quer no processo de alteração das rochas conducentes aos solos chamados residuais.

3 – AS MÚLTIPLAS DESIGNAÇÕES PARA A COESÃO EFECTIVA

Percorrendo a literatura da especialidade verifica-se uma grande variedade de designações para a coesão efectiva, tal como é definida na equação (1). Enumeram-se em seguida, sem se pretender ser exaustivo, algumas dessas designações, parecendo interessante acrescentar a respectiva versão inglesa.

Intercepção de coesão (*cohesion interception*), Terzaghi e Peck (1967);
Parâmetro operativo da resistência (*operative parameter of strength*), Harr (1977);
Coesão verdadeira (*true cohesion*), Atkinson (1993);
Coesão aparente² (*apparent cohesion*), Lancellotta (1995);
Coesão de pico (*peak cohesion*), Barnes (2000).

Este conjunto de denominações é aqui referido para mostrar a existência de alguma confusão, o que em si mesmo é já um sinal duma certa inadequação do conceito para o fim em vista. Nos pontos seguintes procurar-se-á mostrar que, por uma questão de rigor e também para facilidade de entendimento do comportamento mecânico dos solos, o conceito de coesão efectiva deve ser substituído pelo de dilatância.

4 – A ROTURA NA MECÂNICA DOS SOLOS DOS ESTADOS CRÍTICOS (MSEC)

No caso da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, o lugar geométrico dos estados críticos³ (estados de rotura) não é definido apenas num espaço de tensões q e p' , mas também tem em conta as variações do volume específico, v (ver Figura 3).

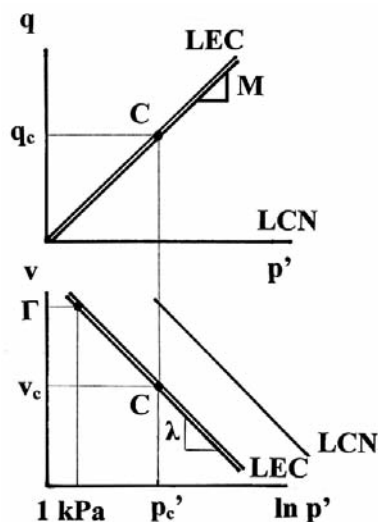


Fig. 3 – Linha dos estados críticos (LEC) e linha de compressão normal (LCN).

² Aparente tanto pode significar evidente como fictício (ver Dicionário da Língua Portuguesa da Academia de Ciências de Lisboa) pelo que, neste caso, a palavra é pouco esclarecedora. A mesma dificuldade ocorre com a palavra inglesa.

³ Entende-se por estado crítico aquele em que o solo se deforma distorcionalmente com q , p' e v constantes e cujas definições são dadas imediatamente a seguir.

Assim tem-se:

$$q = M p' \quad (3)$$

e

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (4)$$

onde $q = \sigma_1 - \sigma_3$, representa tensão deviatórica, $p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$, traduz a tensão média efectiva, M é uma constante friccional, $v = (1+e)$ é o volume específico, λ representa o gradiente da variação de v com $\ln p'$ e Γ é o valor de v , no estado crítico, para p' igual a 1kPa. Vê-se, como acima se afirmou, que a rotura é definida em função do estado de tensão (equação 3) e da relação entre o volume específico do material e a sua tensão média efectiva (equação 4).⁴ Mais à frente pode apreciar-se a relevância deste aspecto sublinhando-se o que já anteriormente tinha sido referido: no caso dos solos, não é possível exprimir adequadamente um critério de rotura apenas num espaço de tensões.

A equação da linha de compressão normal é:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (5)$$

e

$$q = 0. \quad (6)$$

Dada a actual difusão da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos⁵, poderiam dispensar-se referências bibliográficas. Citam-se no entanto os artigos (Roscoe et al., 1958; Roscoe e Schofield, 1963) e o livro de texto (Schofield e Wroth, 1968) que podem considerar-se “fundadores” da teoria dos estados críticos e do modelo Cam Clay. A primeira divulgação em língua portuguesa deve-se a Maranha das Neves (1975).

5 – COMPORTAMENTO FRICCIONAL DOS SOLOS

É hoje inquestionável que o comportamento resistente dos solos, areias ou argilas, quando normalmente consolidados (NC) ou *ligeiramente*⁶ sobreconsolidados (OC), é unicamente de natureza friccional (ver equação 3). Pode ainda acrescentar-se que os solos OC, no estado crítico, resistem igualmente apenas por mobilização de atrito. Na Figura 4 apresentam-se resultados dum ensaio corte em compressão triaxial muito lento (5,5 dias), de uma argila compactada saturada, ligeiramente OC.

⁴ No caso de ensaio de corte directo, isto é, em termos de tensão de corte τ , tensão normal efectiva σ' e índice de vazios, e , a linha dos estados críticos (LEC) é definida pelas duas equações, $\tau = \sigma' \tan \varphi_c'$ e $e = e_0 - C_c \log \sigma'$. Nesta última equação, e_0 representa o índice de vazios para uma tensão normal efectiva igual a 1kPa e C_c é o coeficiente de compressibilidade. No presente artigo designa-se o ângulo de resistência ao corte no estado crítico por φ_c' e não φ_{cv} , como indica o Eurocódigo 7.

⁵ O modelo Cam Clay, baseado na teoria dos estados críticos, está hoje amplamente consagrado não só nos seus fundamentos, como pela sua inclusão em programas comerciais para uso em análises numéricas de âmbito geotécnico. Se em muitos casos não se trata exactamente do OCC (“Original Cam Clay”, Schofield e Wroth, 1968), ou do MCC (“Modified Cam Clay”, Roscoe e Burland, 1968), são extensões destes modelos. Quando se diz geotécnico está-se a apontar para uma generalidade de aplicação que está muito para lá dos pressupostos estabelecidos para os solos neste artigo (solos não saturados, solos com anisotropia, rochas brandas etc.).

⁶ Mais à frente ver-se-á a razão do qualificativo ligeiramente.

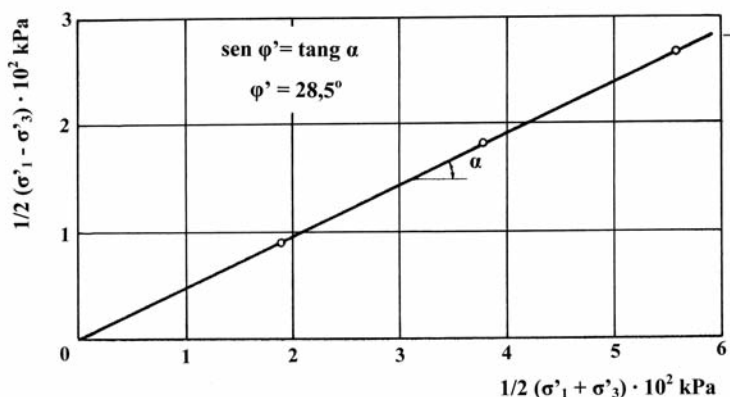


Fig. 4 – Resistência ao corte efectiva (ϕ') de uma argila compactada saturada, medida em ensaios de corte em compressão triaxial, com contra-pressão igual a 800 kPa, $\delta\epsilon_1/\delta t = 0,32$ mm/hora e ϵ_1 no estado crítico $\approx 22\%$. Tensões de consolidação: 100, 200 e 300 kPa. Características das amostras: altura = 156 mm; diâmetro = 70mm. Características do solo: $w_L = 47,6$; $I_p = 26,5$; argila = 48%; $\gamma_d = 15,56$ kN/m³; $w = 19,2\%$ (Maranha das Neves, 1969).

Mas então porque surge tão frequentemente nos resultados dos ensaios de corte (directo ou em compressão triaxial) uma coesão efectiva, c' , contribuindo para a resistência ao corte do solo na rotura?

Adianta-se desde já que, quando os valores de c' são reduzidos (da ordem dos ± 3 kPa) resultam na maioria dos casos da precisão com que os resultados experimentais podem ser obtidos. Mas na realidade os solos obedecem à equação 3 e para tornar evidente que assim tem de ser torna-se necessário introduzir o conceito de dilatância.

6 – DILATÂNCIA

A dilatância traduz, num processo de aplicação de um incremento de tensão tangencial $\delta\tau$ com σ' constante, a relação entre o incremento de deformação volumétrica, $\delta\epsilon_v$ e o incremento de deformação distorcional, $\delta\gamma$. O símbolo usado para a dilatância é ψ , pelo que, recorrendo ao círculo de Mohr das deformações, se pode escrever:

$$\operatorname{tg} \psi = - (\delta\epsilon_v / \delta\epsilon_s) \quad (7)$$

Atendendo à convenção de sinais na Mecânica dos Solos, usa-se o sinal negativo na equação 7 para que uma dilatância positiva corresponda a um aumento de volume.

Foi Taylor (1948) quem em primeiro lugar equacionou a contribuição da dilatância para a resistência ao corte dos solos, tendo usado o termo “interlocking” para descrever essa contribuição.

Na Figura 5 pode ver-se o esquema apresentado por Taylor para um ensaio de corte directo (por comodidade de representação o esquema da Figura 5 parece sugerir que se trata de corte simples) bem como os respectivos resultados em termos de (τ, x) e (y, x) , onde $x = \gamma h_0$ e $y = -\epsilon_v h_0$. Como h_0 , altura inicial da amostra e A , secção da amostra, são constantes, $\delta x = \delta\gamma$ e $\delta y = \delta\epsilon_v$. Analisando os resultados verifica-se que o valor de τ passa por um pico (ponto F) que corresponde exactamente ao gradiente máximo da relação $(\delta\epsilon_v / \delta\gamma)$, ou seja, ao máximo valor do ângulo de dilatância ψ .

Tendo por referência a Figura 5, pode ver-se como Taylor calculou o trabalho a fornecer à amostra para a levar à rotura por corte tendo em atenção o trabalho externo devido ao “interlocking” ou melhor, à dilatância. Deste modo, para a tensão de pico, ter-se-á:

$$\tau A \delta x - \sigma' A \delta y = \mu \sigma' A \delta x \quad (8)$$

onde os termos da esquerda representam o trabalho total de carregamento e o termo da direita o trabalho friccional. O símbolo μ representa o coeficiente de atrito. A equação (8) é, no caso de ensaio de corte em compressão triaxial, análoga a:

$$q \delta \epsilon_s + p' \delta \epsilon_v = M p' |\delta \epsilon_s| \quad (9)$$

(Schofield e Wroth, 1968), onde os invariantes q e p' são comparáveis com τ e σ' , respectivamente, $\delta \epsilon_s = \frac{1}{3} (\delta \epsilon_1 - \delta \epsilon_3)$ com δx e $\delta \epsilon_v = \delta \epsilon_1 + 2 \delta \epsilon_3$ com $-\delta y$. Tem-se assim que os valores de pico da resistência são determinados pela dilatância positiva (aumento de volume), a qual só é exibida pelos solos OC.

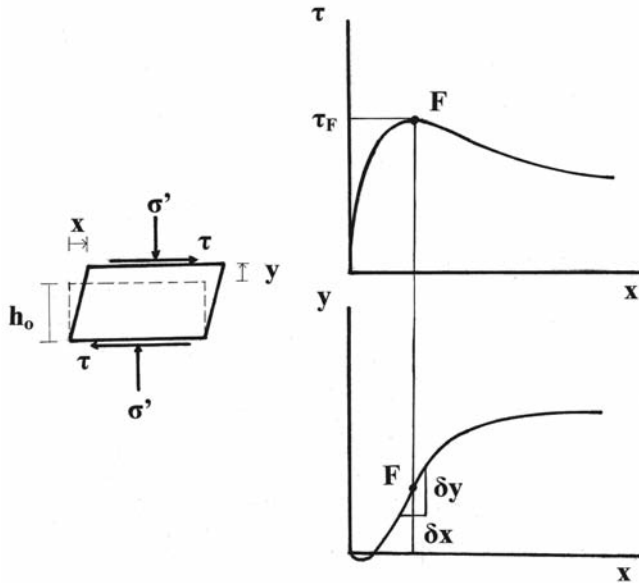


Fig. 5 – Evolução da resistência e da dilatância durante um ensaio de corte directo.

O fenómeno físico é fácil de entender com auxílio da Figura 6. Admite-se que o solo está a ser submetido a uma tensão tangencial, com a tensão normal efectiva constante (ensaio de corte directo drenado, por exemplo), e vê-se que o fenómeno da dilatância se manifesta de forma diferente consoante o solo é NC ou ligeiramente OC (contráctil na terminologia da MSEC) ou é OC (dilatante de acordo com a MSEC).

No primeiro caso, como o solo tem, forçosamente, de se dirigir para o estado crítico (de W para C), o seu volume diminui e deste modo, a resistência tem apenas origem no atrito. Como pode ver-se na parte direita da Figura 6 percebe-se que um solo NC ou ligeiramente OC (entre a LCN e a LEC), tendo um índice de vazios maior do que o correspondente ao estado crítico (ponto C), diminua o valor dos vazios quando “caminha” para aquele estado.

No segundo caso, como o solo tem igualmente de se dirigir para o estado crítico (agora de D para C), o seu volume aumenta, pelo que a resistência ao corte passa a ter duas origens: o atrito e a dilatância (fenómeno de “interlocking”).

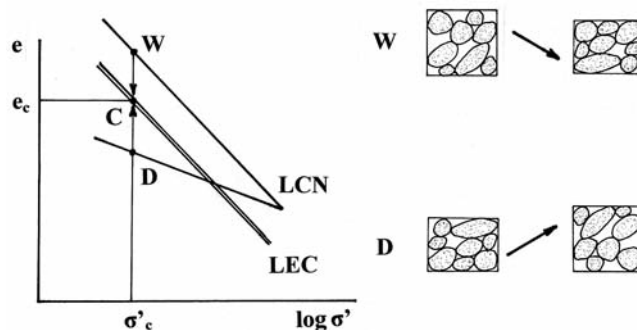


Fig. 6 – Dilatância (negativa) exibida por solos **W**- normalmente consolidados, (NC), ou ligeiramente sobreconsolidados; dilatância positiva que ocorre nos solos **D**- sobreconsolidados, (OC).

A parte direita da Figura 6 mostra, fisicamente, que um solo abaixo da LEC, tendo um índice de vazios menor do que o correspondente ao estado crítico (ponto C), tem de aumentar de volume quando “caminha” para aquele estado. Nesta situação a resistência ao corte que o solo exibe tem uma componente devida ao atrito e outra devida à dilatância positiva.

Pode tirar-se desde já uma importante conclusão: os solos OC resistem por atrito e por comportamento dilatante (“interlocking”), ao passo que os solos NC ou ligeiramente OC⁷ só resistem por atrito. Analisar-se-á em seguida outro aspecto da contribuição da dilatância positiva para a resistência dos solos: a progressiva diminuição dessa contribuição à medida que as tensões se aproximam do estado crítico (rotura).

7 – COMPORTAMENTO DOS SOLOS OC ANTES DA ROTURA

Do exposto no ponto anterior percebe-se que o fenómeno da dilatância é fundamental na descrição do comportamento dos solos, sendo um conceito indissociável da MSEC. Como se viu anteriormente, a dilatância é nula nos estados críticos, pelo que a sua importância tem a ver com o comportamento dos solos OC antes da rotura, mais concretamente com os estados de tensão de pico (ver Figura 5).

Na Mecânica dos Solos clássica, essas tensões de pico são representadas através do conceito de coesão efectiva (ver Figura 7).

Como pode ver-se, para os solos OC, o critério de rotura (Mohr-Coulomb) é:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad (1.\text{bis})$$

válido para $\sigma' \leq \sigma'_\lambda$, sendo este último valor a chamada tensão de préconsolidação. Analisam-se seguidamente as importantes limitações deste critério.

Em primeiro lugar, como foi demonstrado por Hvorslev (1937), os resultados experimentais em solos OC não são representados pela equação de uma recta, tal como a equação (1). Em segundo lugar, ao contrário do que mostra a equação (1), verifica-se que c' se anula para baixos valores de σ' (prolongamento da linha AP, a traço interrompido, na Figura 7). Em terceiro lugar o critério é

⁷ Consideram-se solos ligeiramente OC aqueles cujo estado se situa entre a LCN e a LEC.

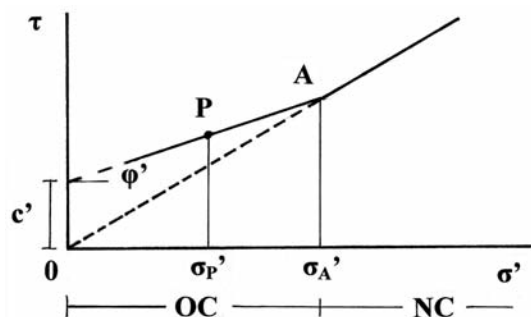


Fig. 7 – Tensões de pico em solos OC de acordo com a Mecânica dos Solos clássica.

omisso quanto à indicação de que, na rotura (estado crítico), não existe c' . Finalmente e em consequência da teoria dos estados críticos, só para valores de σ' duas a três vezes menores do que a tensão de préconsolidação (σ_A' na Figura 7) se obtêm valores de c' . A este último aspecto, tão importante, raramente é dado o devido relevo.

As razões de todas estas limitações radicam na utilização de um critério de rotura para os solos definido apenas num espaço de tensões. Este inconveniente só pode ser contornado através da introdução dum parâmetro relativo à deformação. É o caso do critério usado na MSEC, já exposto em 4, no qual a deformação tida em conta é a volumétrica. Por intermédio dele, não só se caracteriza a rotura, mas também, aspecto fundamental, os estados que a antecedem. Como se verá, a resistência não depende unicamente de σ' , mas sim da combinação de σ' com o índice de vazios (e).

A Figura 8 permite compreender melhor o critério associado à MSEC. Como já foi referido, os estados, W, situados entre a LCN e a LEC, quando submetidos a uma tensão de corte, tal como pode ver-se no plano das tensões (τ, σ') representado na Figura 8, evoluem, com diminuição do índice de vazios (dilatância negativa), para W_c (estado crítico). Os estados W, correspondem a solos NC ou ligeiramente OC (também designados por solos contrácteis). Como pode ver-se não passam por qualquer tensão de corte de pico.

Já os estados D, representados no plano (e, σ') à esquerda da LEC (Figura 8), correspondem a solos OC (também designados por solos dilatantes). Quando submetidos a uma tensão de corte, tal como se pode ver no plano das tensões (τ, σ') representado na Figura 8, evoluem, com aumento do índice de vazios (dilatância positiva), para D_c (estado crítico). Verifica-se que a tensão de corte passa por um pico, D' , antes de atingir o estado crítico. De D a D' , como o comportamento é elástico⁸ e σ' é constante, não há variação de volume. Esta só ocorre entre D' e D_c , com um máximo em D' e uma variação nula em D_c (estado crítico).

Em resumo, ao contrário do que a Mecânica dos Solos clássica prevê, só para graus de sobreconsolidação superiores a um dado limiar (que tem a ver com os estados críticos) é que se verifica ocorrência de dilatância positiva (geradora de tensões de pico), as quais ocorrem antes de atingidos os estados críticos (rotura). Quando se manifesta, a dilatância positiva contribui para a resistência do solo.

⁸ Como é sabido os solos, enquanto sobreconsolidados, têm um comportamento elástico não linear. Assim, ao aplicar-se uma tensão deviatória, mantendo-se a tensão normal efectiva constante, o solo só sofre distorção, não exibindo deformações volumétricas. Ao verificar-se a primeira cedência, a caminho do estado crítico, o comportamento passa a ser elastoplástico, com as correspondentes deformações volumétricas. Ou, analiticamente, como o comportamento é não drenado, $\delta e_v = 0$. E como $\delta p' = (-p' \delta e_v)/\kappa$, ter-se-á $\delta p' = 0$, logo $p' = \text{constante}$.

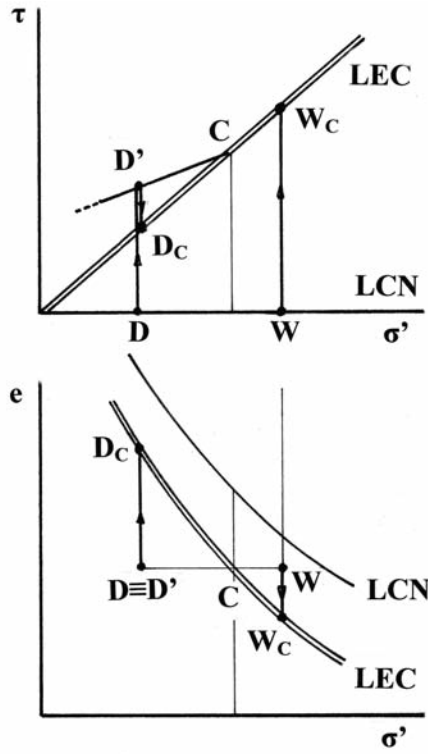


Fig. 8 – De acordo com a MSEC os estados ligeiramente OC exibem dilatância negativa, logo não ocorrem estados de tensão de pico.

Na Figura 9 está evidenciada a contribuição da dilatância para a resistência de pico, bem como a sua natureza transitória. Com a aproximação da rotura, os incrementos de deformação volumétrica, $\delta\epsilon_v$, vão tender para zero e a resistência ao corte diminui para o valor correspondente ao estado crítico (dilatância nula).

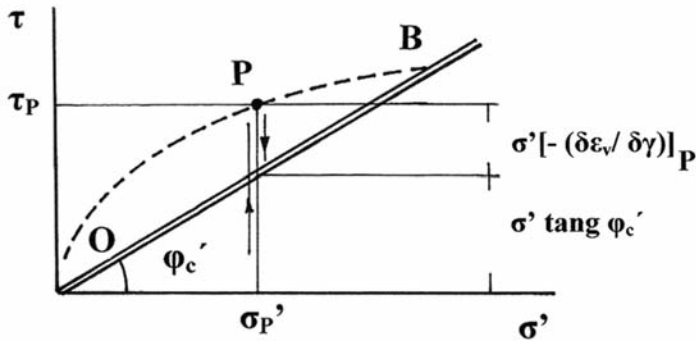


Fig. 9 – A resistência de pico σ_p tem duas origens diferentes: uma de natureza friccional, $\sigma' \tan \phi'$, e outra devida à dilatância, $\sigma' [-(\delta\epsilon_v / \delta\gamma)]_p$.

8 – REPRESENTAÇÃO DOS ESTADOS DE PICO NOS SOLOS COM BASE NA DILATÂNCIA

Expostas as diferenças fundamentais entre as explicações clássicas das resistências de pico com base na coesão efectiva e as da MSEC assentes no conceito de dilatância, torna-se necessário abordar a questão da sua representação neste último caso.

Na Figura 10, que se refere a um ensaio de corte directo, estão representados dois estados OC, A_P e B_P , com diferentes índices de vazios. No plano das resistências, a equação que descreve o consequente comportamento (resistência de pico), é:

$$\tau = c'_{pe} + \sigma'_p \operatorname{tg} \varphi'_p \quad (10)$$

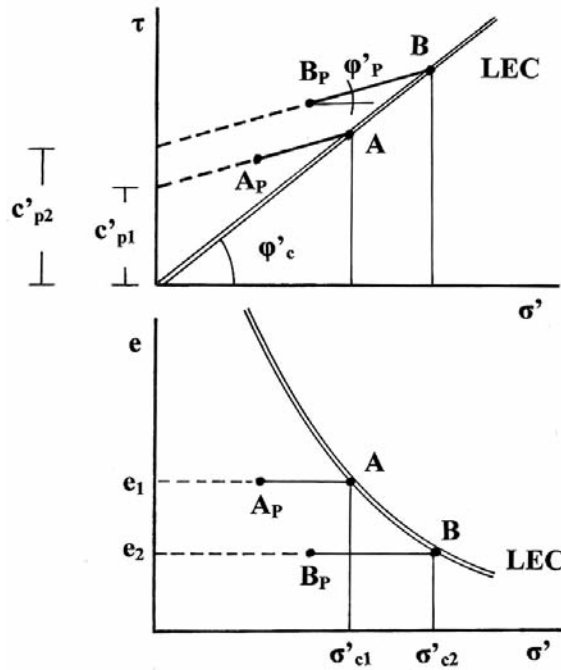


Fig. 10 – Representação dos estados de pico com base na dilatância e na MSEC (ensaio de corte directo).

Verifica-se que $\varphi'_p < \varphi'_c$. As rectas a traço interrompido que podem ver-se na Figura 10 indicam que, como se verifica experimentalmente, para baixos valores da tensão normal efectiva, a equação (10) não é válida. Isto significa que c'_{pe} não é a resistência ao corte para $\sigma' = 0$ (que é a definição da chamada coesão efectiva), sendo apenas um parâmetro para definir a equação de Mohr-Coulomb aplicável aos solos OC num determinado domínio das tensões σ' .

Chama-se mais uma vez a atenção para o facto de os estados OC geradores de resistências de pico terem como referência a LEC e não a LCN, como pode inferir-se da Mecânica dos Solos clássica. Dito de outro modo, só se verificam resistências de pico para tensões σ' inferiores à tensão equivalente no estado crítico. Essa tensão equivalente é definida como a tensão no estado crítico com o mesmo índice de vazios, como é o caso das tensões σ'_c na Figura 10.

A Figura 11 mostra uma das possibilidades de representar as resistências de pico no caso de um ensaio de corte em compressão triaxial, sendo agora aplicável a equação:

$$q_p = G_{pv} + H_p p'_p \quad (11)$$

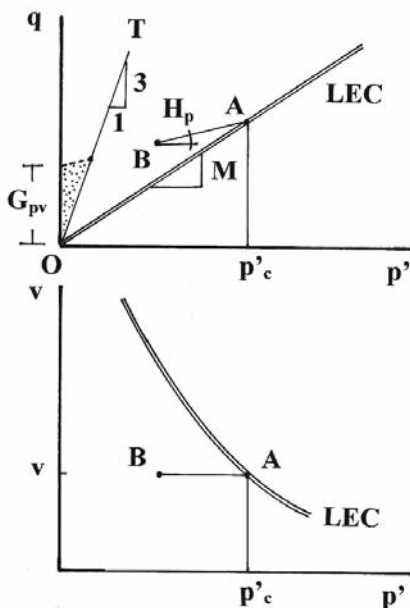


Fig. 11 – Representação dos estados de pico com base na dilatância e na MSEC (ensaio de corte em compressão triaxial) e determinação (no plano v, p') da pressão equivalente no estado crítico, p'_c .

onde H_p é o gradiente da recta representativa dos estados de pico correspondentes ao volume específico em causa e G_{pv} a intersecção no eixo dos q (e não uma tensão de pico para $p' = 0$). OT é a linha limite dos estados correspondentes a tensões efectivas principais de compressão (“tension cut-off” na literatura anglo-saxónica). As considerações atrás expostas a propósito da equação (11), são também aplicáveis neste caso.

9 – AS DEFORMAÇÕES LOCALIZADAS NOS SOLOS OC

Embora não seja o objectivo deste trabalho desenvolver a problemática da localização das deformações no caso dos solos OC (ver Figura 12), é interessante tecer algumas considerações sobre a aplicabilidade dos conceitos da MSEC a este fenómeno. Na realidade um aspecto relevante na deformação dos solos OC é o aparecimento de marcas descontinuidades ou superfícies de deslizamento.

De facto não são superfícies, pois não teriam espessura, mas regiões de reduzida espessura onde se instalam elevadas deformações distorcionais num material que se vai comportar como essencialmente rígido em ambos os lados das zonas de deslizamento consideradas. Nos solos, estas regiões podem ter uma espessura correspondente apenas à dimensão de algumas partículas, mas é uma espessura finita. Pode então o solo, nessa zona, variar de volume. Assim, logo que se forma

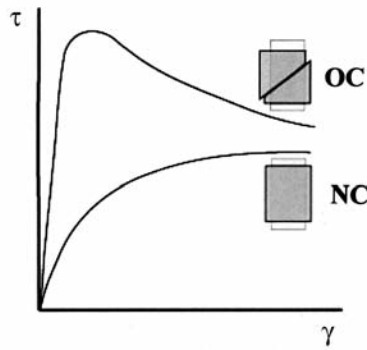


Fig. 12 – Localização das deformações nos solos OC.

uma “superfície” de deslizamento, o solo deixa de ser homogêneo e as deformações volumétricas e distorcionais são marcadamente não uniformes.

Nos solos OC, como o comportamento é dilatante, vai ocorrer aumento de volume na região de deslizamento, com a correspondente diminuição da resistência. Daí resulta uma localização da distorção. Mas no caso de um solo NC ou ligeiramente OC, sendo contráctil, ocorrerá diminuição de volume durante a deformação distorcional, pelo que a resistência aumentará. Assim, se ocorrer qualquer deformação não homogênea, nas regiões de maior deformação o material torna-se mais resistente do que o material envolvente pelo que nunca se desenvolverá localização.

Vê-se assim que a aplicação dos conceitos da MSEC é extensível às regiões tão singulares como são as “superfícies” de deslizamento (Schofield & Wroth, 1968). Do ponto de vista da verificação experimental do comportamento microestrutural naquelas zonas os resultados são de molde a confirmar o comportamento descrito (Oda et al., 2005).

10 – COMPORTAMENTO NÃO DRENADO

Até aqui tem-se vindo a tratar de solos com comportamento drenado. Mas é importante referir igualmente o comportamento não drenado. Para evitar a complexidade da medição e previsão das variações da pressão intersticial da água, recorre-se muitas vezes à resistência não drenada no quadro de uma análise em tensões totais na qual o diferente comportamento das fases líquida e sólida são tratados em conjunto.

Ora sendo a abordagem em termos de tensões totais, não faz sentido qualquer referência à coesão efectiva. Mas sendo frequente a referência, nestas circunstâncias, a um solo com comportamento puramente coesivo, tecem-se algumas considerações sobre a explicação da resposta não drenada dos solos em termos da MSEC.

Na Figura 13 pode ver-se como a constância de volume específico, devida ao comportamento não drenado, determina que a resistência seja apenas função desse mesmo volume específico.

Para os solos NC ou ligeiramente OC, verifica-se que, numa primeira fase da aplicação de q , como já se mostrou em 7, o comportamento é elástico, logo não há variação de volume nem, consequentemente, variação de p' . Ao atingir-se a primeira cedência (ponto Y), tenderiam a ocorrer variações de volume, mas, como o material não exhibe drenagem, ocorrem as correspondentes variações (aumento) da pressão na água, logo variações de p' , como pode verificar-se na Figura 13.

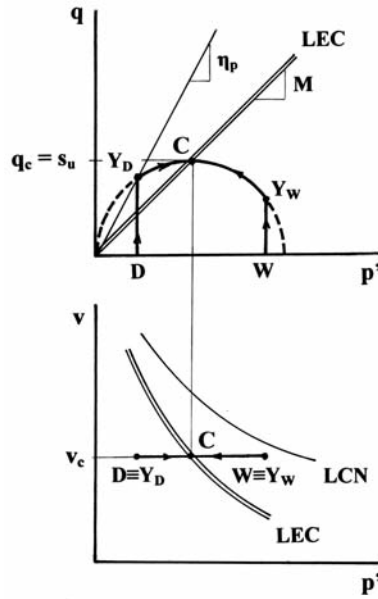


Fig. 13 – Resistência de um solo com comportamento não drenado ($\eta_p = q_p/p'_p$).

Raciocínio semelhante se pode fazer relativamente aos solos OC, iniciando-se a variação de volume ao atingir-se a cedência na tensão de pico. Sendo o comportamento dilatante, a pressão intersticial da água vai diminuir a partir daí.

Quer o solo seja NC ou ligeiramente OC (contráctil, ponto W), ou OC (dilatante, ponto D), a resistência à rotura ($q_s = s_u$) é a mesma se tiverem o mesmo volume específico. Em C o solo exibe um escoamento plástico, não drenado, dissipando-se o trabalho por atrito interno e não por ligações coesivas ou adesivas entre as partículas do solo remoldado (Schofield, 2006). O comportamento é, portanto, friccional, podendo ocorrer no caso de solos OC, antes da rotura, uma contribuição da dilatância para a resistência.

Não há assim qualquer coesão pelo que não faz sentido falar, como se verifica frequentemente, de um solo puramente coesivo.

11 – ESCOLHA DE PARÂMETROS DE PROJECTO NO CASO DE SOLOS OC

Aborda-se seguidamente de forma breve, visto não ser o objectivo principal do presente artigo, a questão dos parâmetros de resistência a adoptar no projecto no caso de solos OC. Tendo em consideração o que se tem vindo a expor, esses parâmetros, para um comportamento drenado, são o ângulo de resistência ao corte, φ' ,⁹ e o ângulo de dilatância, ψ .

Num cálculo plástico há que assegurar que o trabalho realizado pelas forças que geram o escoamento plástico é dissipado pelos mecanismos de rotura. Isso acontece de forma estável nos solos

⁹ Como é sabido $M = (6 \sin \varphi') / (3 - \sin \varphi')$ para a situação de corte triaxial com deformação axial de encurtamento.

com comportamento contráctil (NC ou ligeiramente OC). No caso dos solos OC, o trabalho requerido pela dilatação positiva não é dissipado da mesma forma. Pode ser armazenado ou transmitido de uma zona dilatante para outra parte da estrutura, num processo caracterizado por instabilidade.

Trata-se de processos de rotura bem diferentes, mas em ambos os casos a dissipação do trabalho é de natureza friccional pelo que nos cálculos plásticos só deve ser usada a resistência friccional no estado crítico.

Assim, na escolha dos parâmetros resistentes, optando por uma abordagem conservadora ter-se-á:

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_c \quad (12)$$

Neste caso, o valor de φ'_c (o ângulo de resistência ao corte no estado crítico) deve ser quantificado através de ensaios de corte em compressão triaxial efectuados com material saturado. No caso de argilas o solo deve ser remoldado.

Pretendendo-se usar a resistência de pico, será:

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_{\max} = \sigma' \operatorname{tg} (\varphi'_c + \psi) \quad (13)$$

tal com está representado na Figura 9. O valor de φ'_{\max} deve também ser medido através da realização de ensaios de corte em compressão triaxial efectuados com material saturado. No caso de solos argilosos devem usar-se amostras indeformadas. No entanto, é muito importante sublinhar-se que só se deverá recorrer à resistência de pico quando for possível assegurar que o maciço constituído pelo solo em causa não sofreu, nem sofrerá, rotura¹⁰.

12 – OS EFEITOS DA SUCÇÃO

Mas se não há coesão efectiva como é que surgem taludes verticais ou quase verticais em maciços de solos (argilas e areias)? Como é bem sabido trata-se de efeitos de sucção gerada por fenómenos de capilaridade que determinam pressões na água intersticial inferiores à pressão atmosférica. Este efeito vai traduzir-se pela geração interna de tensões efectivas. O seu efeito é frequentemente designado por coesão aparente, visto que se o solo for submerso, o efeito desaparece. A própria sucção depende muito das condições meteorológicas, em particular da humidade relativa. É como se se estabelecessem ligações entre partículas que obviamente desaparecem quando o maciço fica submerso ou a humidade relativa nos poros atinge valores próximos dos 100%. É por isso uma coesão efectiva aparente.

13 – O PAPEL DA MINERALOGIA DAS ARGILAS E DA QUÍMICA COLOIDAL NA QUANTIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS ARGILOSOS

Pretende-se referir principalmente o papel das forças entre partículas de dimensões inferiores a 1 μm , tema tão desenvolvido nos livros de Mecânica dos Solos, sobretudo nas décadas 50-80 do

¹⁰Como é natural estas considerações podem influenciar, em cada uma das situações descritas, a quantificação do valor característico dos parâmetros de resistência dos solos.

século passado. Livros tão conhecidos e apreciados como por exemplo os de Scott (1965) ou de Lambe e Whitman (1979) tratam deste assunto desenvolvidamente. Mas em publicações mais recentes tal já não sucede e, sobretudo nas que apresentam a MSEC, a questão da mineralogia das partículas e das forças entre partículas devidas a ligações resultantes da química de superfície, nem sequer é abordada (Schofield e Wroth, 1968; Bolton, 1979; Wood, 1990; Atkinson, 1993).

É interessante referir que já em 1979, Lambe e Whitman reconheciam que “...os princípios da química coloidal têm dado uma ajuda quantitativamente reduzida para o estudo do comportamento das argilas”. Mais adequadamente, a nosso ver, trata-se antes de uma reduzida ajuda para o estudo quantitativo do comportamento das argilas.

Nos problemas da Geotecnia para Engenharia Civil as forças entre as partículas devidas à acção da gravidade dominam o comportamento dos solos em comparação com as forças de interacção entre partículas. A Figura 14 permite compreender melhor esta afirmação. A Figura 14 a) diz respeito a uma suspensão aquosa de partículas de solo com dimensão argila. As forças interparticulares, dependentes em larga medida, em sinal e grandeza, da distância entre as partículas, são superiores às forças devidas à gravidade. Pode mesmo acontecer que as partículas não sedimentem, antes se desloquem de acordo com movimentos Brownianos (aleatórios) constituindo assim um colóide. A Figura 14 b), relativa a um terreno (argiloso), mostra como uma partícula está submetida ao peso de todas as que se sobrepõem, o qual origina forças muitíssimo superiores às de atracção/repulsão devidas a fenómenos de superfície. Acontece ainda que em geral, para os depósitos mais superficiais (onde as forças resultantes do efeito da gravidade, em resultado das camadas sobrejacentes, são menores), é razoável admitir que as forças de interacção entre partículas não possam dar origem a qualquer coesão no terreno. Eis pois os motivos pelos quais as forças resultantes da interacção entre partículas não são determinantes no comportamento resistente dos solos.



Fig. 14 – Partículas de solo com dimensão argila. a) numa suspensão aquosa ; b) no terreno.

Há no entanto algumas situações, na Engenharia Civil Geotécnica, nas quais as referidas forças resultantes da atracção/repulsão entre as partículas têm um papel relevante. É o caso, por exemplo, dos fenómenos de auto-filtragem e de erosão tubular (“piping”).

O primeiro exemplo está representado no esquema da Figura 15. As partículas são retidas por efeito de arco para o que contribuem as forças de interacção entre as partículas. Este efeito só pode acontecer se o estado de tensão efectiva for relativamente baixo, ou seja, se o gradiente hidráulico for reduzido. Se este aumentar o suficiente, dá-se a extrusão do solo argiloso através do poro, tal como se verifica nos ensaios preconizados por Wolski et al. (1970) com vista ao dimensionamento de filtros para solos argilosos de núcleos de barragens.



Fig. 15 – As partículas de um solo argiloso são retidas mesmo que tenham menor dimensão que o poro devido a um efeito de arco (Santamarina, 2001).

No caso de erosão tubular, as partículas localizadas na parede do “tubo” só podem ser aí mantidas por forças de interação entre partículas visto que o solo está saturado e a tensão efectiva aplicada na parede é nula. Se as tensões tangenciais introduzidas pelo movimento da água forem superiores às forças de atracção entre as partículas, estas são arrastadas, isto é, ocorre erosão.

A justificação microestrutural destes fenómenos não permite no entanto o estabelecimento de equações de equilíbrio com vista á verificação de estados limites últimos.

14 – COESÃO EFECTIVA, LIMITES DE CONSISTÊNCIA E A MSEC

Quer isto significar que os limites de consistência, tão usados na Mecânica dos Solos clássica e tão dependentes da mineralogia e da química de superfície, são desprovidos de interesse? Claro que não. Mas nada têm a ver com coesão efectiva e é ainda a MSEC que explica racionalmente estes ensaios, mostrando até como podem servir para quantificar parâmetros de resistência (resistência ao corte não drenado, s_u) ou de deformabilidade (λ , ou C_s) de solos remexidos, (Schofield e Wroth, 1968; Wood, 1990).

Como é sabido, no ensaio para determinação do limite de liquidez, adiciona-se água ao solo de tal modo que, remexendo-o, se forma uma pasta de consistência muito mole. Verifica-se que, continuando a remexer, há uma progressiva secagem do solo, tornando-se o material mais resistente.

Na realidade, desenvolve-se tensão superficial na superfície molhada do solo que tem como consequência a instalação de uma pressão negativa na água da fase líquida, logo um aumento da tensão efectiva (fenómeno já referido em 12). Tal tensão vai comprimindo o solo à medida que a água se evapora. Acontece ainda, facto muito importante, que por estar a ser continuamente remexido, o solo permanece no estado crítico. Assim ter-se-á sempre:

$$q = M p' \quad (3.bis)$$

e

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (4.bis)$$

A resistência medida no ensaio constitui assim uma medida indirecta do aumento da tensão média efectiva que ocorreu durante a secagem da amostra. E o limite de liquidez, w_L , passou assim a ser o teor em água para o qual o solo tem uma resistência padrão.

De acordo com Wood (1985, 1990), o valor de s_u de um solo com teor em água igual ao limite de liquidez pode considerar-se igual a 2 kPa. Com teor em água igual ao limite de plasticidade, w_p , o solo exibirá um valor de s_u sensivelmente igual a 200 kPa. Atendendo às equações 3 e 4, mostra-se que:

$$\lambda \approx 0,6 (w_L - w_p) \approx 0,6 I_p \quad (14)$$

sendo I_p o índice de plasticidade.

Mais uma vez a coesão efectiva nada tem a ver com o comportamento dos solos argilosos na determinação dos limites de consistência, exibindo o material apenas atrito interno, tal como é explicado em 10 a propósito do comportamento não drenado.

15 – CONCLUSÕES

Pretendeu-se mostrar que o uso do conceito de coesão efectiva é uma fonte de confusão na Mecânica dos Solos, pois não só dá indicações erradas quanto ao modo como os solos resistem às tensões deviatóricas, como origina nomenclaturas para os solos que não ajudam a clarificar esta questão. A este propósito Santamarina (1997) chega a referir-se ao termo “solo coesivo” como um perigoso oxímoro.¹¹

Face ao atrás exposto pode concluir-se o seguinte:

- a) A coesão efectiva não explica de modo capaz o comportamento resistente dos solos argilosos OC;
- b) Existem resistências de pico (para deformações distorcionais normalmente muito inferiores às correspondentes ao estado crítico) que só são explicáveis com base no fenómeno da dilatação, o qual se manifesta assim antes da rotura;
- c) Deste modo, um critério de rotura aplicável aos solos não pode ser definido apenas num espaço de tensões (caso dos critérios de Mohr-Coulomb e de Tresca, por exemplo);
- d) A interpretação do comportamento associado às resistências de pico dos solos OC deve basear-se na combinação:

atrito + dilatação,

e não na combinação

atrito + coesão efectiva;

- e) O modelo baseado na coesão efectiva pode ter consequências práticas indesejáveis no domínio do projecto quando estão envolvidos solos OC;
- f) O conceito de coesão efectiva (adesão entre partículas) não deve ser usado nos conceitos básicos da mecânica aplicável ao comportamento dos solos;
- g) Atendendo à capacidade de descrever mais adequadamente o comportamento dos solos do ponto de vista da resistência e da deformabilidade, deve recorrer-se, no ensino e na prática, à MSEC;
- h) No contexto do comportamento mecânico dos solos não devem ser usados os termos “solos coesivos” e “puramente coesivos” bem como, por maioria de razão, o termo “solos não coesivos”. Tão pouco se deve recorrer ao termo “solos puramente friccionais” (ou puramente atríticos, como também são por vezes designados) pois, como é evidente, se trata de uma redundância;
- j) O termo “solo puramente coesivo” não deve ser usado pois qualquer solo com um comportamento não drenado (por baixa permeabilidade, por rapidez de aplicação da acção ou por

¹¹ Aproximação de duas palavras ou de duas expressões que se excluem mutuamente dum ponto de vista puramente lógico; expressão de um paradoxo.

condição de fronteira) tem uma resposta caracterizada por uma resistência apenas dependente do volume específico (como a resposta ao corte é independente de p' , a rotura parece ser descrita pelo critério de Tresca e daí o nome puramente coesivo, o que não corresponde à realidade, já que o comportamento é friccional);

- j) Os termos referidos nas duas alíneas anteriores introduzem confusão de conceitos no ensino e enviesam a prática da engenharia civil geotécnica ao estabelecerem uma permanente ligação com um modelo de comportamento microestrutural não adequado.
- k) Devem usar-se os termos “argilas” (solos argilosos) em vez de solos coesivos e “areias” (solos arenosos), em vez de solos não coesivos.
- l) De acordo com a MSEC, o modelo básico de comportamento resistente é o mesmo para as argilas e para as areias, tratando apenas de solos (recorde-se que nas abordagens clássicas a resposta ao corte das areias e das argilas é normalmente tratada em separado);
- m) O que realmente marca a diferença de comportamento resistente entre argilas e areias tem apenas a ver com o tempo, isto é, a possibilidade de exibir (ou não), de imediato, um comportamento drenado (ou não drenado). Ou como, em situações intermédias, as tensões efectivas, logo a resistência, evoluem no tempo;
- n) Mesmo que o solo tenha alguma cimentação inicial, a compatibilidade das deformações e a rotura progressiva (entre a resistência de pico e o estado crítico) fazem com que, dadas as grandes deformações correspondentes ao estado crítico, se possam usar, ao analisar a capacidade resistente, os parâmetros de resistência correspondentes àquele estado. Dada a fragilidade das ligações devidas a esta cimentação, só o atrito está presente no estado crítico.

16 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Atkinson, J. (1993), “*An introduction to the mechanics of soils and foundations*”, McGraw-Hill, London.
- Barnes, G. E. (2000), “*Soil mechanics. Principles and practice*”, Palgrave, New York.
- Bolton, M. (1979), “*A guide to soil mechanics*”, Mcmillan Education Ltd, UK.
- Harr, M. E. (1977), “*Mechanics of particulate media. A probabilistic approach*”, McGraw-Hill, New York.
- Hvorslev, M. J. (1937), “*Über die Festigkeitseigenschaften Gestörter Bindiger Böden*”, Kopenhagen, in Critical States Soil Mechanics (1968), A. N. Schofield & P. Wroth, McGraw-Hill Book Company, London, pp 209-215.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1979), “*Soil Mechanics, SI Version*”, John Wiley & Sons, New York,
- Lancellotta, R. (1995), “*Geotechnical Engineering*”, A. A. Balkema, Rotterdam.
- Maranha das Neves, E. (1969), “*Influência das tensões neutras negativas no comportamento dos solos compactados saturados*”. Tese para Especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Maranha das Neves, E. (1975), “*Os estados críticos e a utilização dos modelos elastoplásticos e rígido-plásticos*”, Curso de Especialização 110-2, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Parte II, pp 75-167.

- Oda, M.; Takemura, T.; Takashi, M. (2005), *Discussion on "Microstructure in shear band observed by microfocus X-ray computed tomography"*, *Géotechnique*, vol. 55, nº 4, pp 333-335.
- Rocha, Manuel (1973), *"Mecânica das rochas"*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Roscoe, K. H; Schofield, A. N. (1963), *"Mechanical behaviour of an idealised "Wet Clay"*, Proc. 2nd European Conf. Soil Mech., pp 47-54.
- Roscoe, K. H; Burland, J. B. (1968), *"On the generalized stress-strain behaviour of "wet clays" "*, Engineering Plasticity, Cambridge University Press.
- Roscoe, K. H.; Schofield, A. N.; Wroth, P. (1958), *"On the yielding of soils"*, *Géotechnique*, vol. 8, nº 1, March, pp 22-53.
- Santamarina, J. C. (1997), *"Cohesive soil: a dangerous oxymoron"*. Página consultada em Janeiro de 2007. <<http://www.ejge.com/iGEM/oxymoron/Dangeoxi.htm>>
- Santamarina, J. C. (2001), *"Soils and waves"*, John Wiley & Sons, Lda, New York.
- Schofield, A. N. (2006), *"Interlocking, and peak and design strengths"*, *Géotechnique*, vol. 56, nº 5, May, pp 357-358.
- Schofield, A. N.; Wroth, P. (1968), *"Critical state soil mechanics"*, McGraw-Hill Pub. Comp. Ld., England.
- Scott, R. F. (1965), *"Principles of Soil Mechanics"*, Addison-Wesley Publishing Company, Inc., Reading, Massachusetts.
- Taylor, D. W. (1948), *"Fundamentals of soil mechanics"*, John Wiley & Sons, Lda, New York.
- Terzaghi, K.; Peck, R. (1967), *"Soil mechanics in engineering practice"*, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Wolski, W.; Fustenberg, A.; Mioduszewski, W.; Recezsek, J. (1970), *"Protection against piping of dam cores of flysch origin cohesive soils"*, Proceedings of the 10th ICOLD, Montreal, vol. I, pp 575-585.
- Wood, D. M. (1985), *"Some fall-cone tests"*, *Géotechnique*, vol. 35, nº1, March, pp 8-64.
- Wood, D. M. (1990), *"Soil behaviour and critical state soil mechanics"*, Cambridge University Press.